

Rapport final

Évaluation de solutions de traitement et d'évacuation des eaux usées et des eaux ménagères par infiltration dans les sols argileux

Présenté au Ministère du Développement durable, de l'Environnement et de la Lutte
contre les changements climatiques

Par :

Groupe de recherche sur l'eau souterraine
Institut de recherche en mines et en environnement
Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue



Rapport n° : P012.R2

Février 2017

Référence à citer :

GRES-UQAT, 2017. Évaluation de solutions de traitement et d'évacuation des eaux usées et des eaux ménagères par infiltration dans les sols argileux. Rapport final déposé au Ministère du Développement durable, de l'Environnement et de la Lutte contre les changements climatiques. Rapport P012.R2. Groupe de recherche sur l'eau souterraine, Institut de recherche en mines et en environnement, Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue, 136 p., 1 annexe, 3 annexes numériques.

Pour nous joindre :

Groupe de recherche sur l'eau souterraine (GRES)
Institut de recherche en mines et en environnement (IRME)
Université du Québec en Abitibi Témiscamingue (UQAT)

Campus d'Amos, 341, rue Principale Nord, 5e étage
Amos (Québec) J9T 2L8
<http://gres.uqat.ca/>
GRES@uqat.ca

Avant-propos

Le présent document constitue le rapport final du projet sur l'évaluation de solutions de traitement et d'évacuation des eaux usées et des eaux ménagères par infiltration dans les sols argileux de la région de l'Abitibi-Témiscamingue. Il a été réalisé par le Groupe de Recherche sur l'Eau Souterraine (GRES) de l'Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue (UQAT) dans le cadre d'un mandat octroyé par le Ministère du Développement durable, de l'Environnement et de la Lutte contre les changements climatiques (MDDELCC).

Il est important de souligner que les cartes thématiques produites dans le cadre de cette étude représentent des conditions régionales et/ou locales telles que définies à l'aide des données disponibles. Le portrait en découlant pourrait toutefois s'avérer non représentatif localement compte tenu de la variabilité de la qualité et de la distribution spatiale et temporelle des données utilisées pour réaliser les cartes, malgré les efforts déployés lors de la collecte, de la sélection et de la validation des données. Les auteurs et leurs institutions ou organismes d'attache ne donnent aucune garantie quant à la fiabilité ou quant à l'adaptation à une fin particulière de toute œuvre dérivée et n'assument aucune responsabilité pour les dommages découlant de la création et de l'utilisation de telles œuvres dérivées, ou pour des décisions basées sur l'utilisation des cartes, des conditions présentées par les cartes ou des données et interprétations y étant rattachées.

Résumé

La présente étude cible l'évaluation de l'applicabilité des solutions de type (1) Wisconsin, (2) Ontario (*shallow buried trench*) et (3) Nouvelle-Écosse (*sloping sand filter, C2 – standard and raised, C3 – contour disposal field et mound*) pour le traitement des eaux usées par infiltration dans les sédiments glaciolacustres d'eau profonde (SGEP) de l'Abitibi-Témiscamingue. Il s'agit d'une étude menée dans le cadre d'un mandat octroyé par le Ministère du Développement durable, de l'Environnement et de la Lutte contre les changements climatiques (MDDELCC) au Groupe de Recherche sur l'Eau Souterraine (GRES) de l'Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue (UQAT). Les démarches réalisées dans le cadre du mandat ont inclus (1) la réalisation d'une revue de littérature associée au cadre légal prévalant pour des comparatifs en Amérique du Nord, (2) l'analyse des données permettant de caractériser les SGEP de l'Abitibi-Témiscamingue, (3) la documentation des critères de conception des solutions précitées et (4) l'application de solutions analytiques et de simulations numériques visant à améliorer la compréhension des paramètres gouvernant la performance hydraulique des systèmes. Les données associées aux caractéristiques des SGEP ont révélé que ces derniers présentent un faible potentiel de gonflement. En ce sens, l'application de solutions de traitement des eaux usées par infiltration dans les sols paraît réaliste. Néanmoins, une caractérisation de la conductivité hydraulique et de l'anisotropie des SGEP serait requise afin de prédire adéquatement la performance hydraulique des systèmes. Les résultats issus des démarches réalisées, discutés en parallèle avec une revue de la littérature scientifique et technique portant sur la performance hydraulique et épuratoire des systèmes ont permis l'émission de recommandations jugées prioritaires en lien avec l'éventuelle utilisation des solutions du type Wisconsin, Nouvelle-Écosse et Ontario pour les conditions prévalant en Abitibi-Témiscamingue.

Table des matières

Avant-propos	iii
Résumé	iv
Table des matières	v
Liste des tableaux	viii
Liste des figures	x
Liste des annexes	xiii
Liste des annexes numériques	xiii
1. Introduction	1
2. Mise en contexte de l'étude	2
3. Revue de la réglementation nord-américaine	4
3.1. Sélection de juridictions	4
3.1.1. Méthodologie	4
3.1.2. Pouvoirs des juridictions inférieures.....	10
3.2. Toilettes à incinération	10
3.3. Eaux ménagères	11
3.3.1. Définitions	11
3.3.2. Systèmes adaptés pour les eaux ménagères	11
3.3.3. Systèmes spécifiquement conçus pour les eaux ménagères	13
4. Sédiments glaciolacustres d'eau profonde (SGEP) de l'Abitibi-Témiscamingue	14
4.1. Recensement des données préexistantes	14
4.2. Dépôts de surface	18
4.3. Couverture spatiale et étendue des SGEP	20
4.3.1. Étendue selon le plan horizontal	20
4.3.2. Pente de sol	20
4.3.3. Épaisseur	20
4.4. Caractéristiques minéralogiques	23
4.5. Capacité d'échange cationique	26
4.6. Limites d'Atterberg	31
4.6.1. Classification des argiles	35
4.7. Propriétés gonflantes	35
4.7.1. Minéralogie des argiles	36
4.7.2. Capacité d'échange cationique (CEC)	37
4.7.3. Limite liquide (LL)	37
4.7.4. Susceptibilité au gonflement et au retrait	38
4.8. Caractéristiques pédologiques	39
4.9. Conditions hydrogéologiques	41

4.9.1. Architecture des SGEP au sein de l'environnement hydrogéologique	41
4.9.2. Conditions d'écoulement et piézométrie	41
5. Solutions de traitement et d'évacuation des eaux usées	47
5.1. Terminologie et composantes des STEU.....	47
5.1.1. Fosse septique et chambre de dosage.....	48
5.2. Solution de type 1 : approche du Wisconsin.....	48
5.2.1. Composantes et fonctionnement général	48
5.2.2. Caractéristiques des composantes du monticule	51
5.2.3. Considérations	52
5.2.4. Conception et dimensions du monticule	53
5.3. Solutions de type 2 : approche de la Nouvelle-Écosse	63
5.3.1. Composantes et fonctionnement général	63
5.3.2. Considérations pour la sélection du modèle	65
5.3.3. Conception et dimensions du modèle sélectionné.....	65
5.4. Solution de type 3 : approche de l'Ontario.....	74
5.4.1. Composantes et fonctionnement général	74
5.4.2. Standards de conception	75
6. Évaluation théorique de la performance des systèmes.....	76
6.1. Théorie de l'écoulement	76
6.2. Solutions analytiques.....	80
6.2.1. Processus d'infiltration en zone non-saturée	80
6.2.2. Écoulement en zone saturée	84
6.3. Simulations numériques	94
6.3.1. Modélisation de l'écoulement en zone non-saturée.....	94
6.3.2. Modélisation de l'écoulement en zone saturée	96
6.4. Tests sur les modèles numériques et les solutions analytiques.....	100
6.4.1. Écoulement en zone non saturée	101
6.4.2. Écoulement en zone saturée	105
6.5. Études de cas issues de la littérature technique et scientifique.....	116
7. Critères de conception des systèmes.....	118
7.1. Solution de type 1 : approche du Wisconsin.....	118
7.1.1. Mesures de sécurité associées aux travaux de construction.....	118
7.1.2. Infiltration au sein de l'horizon pédologique perturbé (Ahp).....	119
7.1.3. Caractérisation des propriétés hydrauliques des sols	120
7.1.4. Compétences des intervenants	120
7.2. Solutions de type 2 : approche de la Nouvelle-Ecosse	121
7.2.1. Conditions relatives au terrain récepteur	121
7.2.2. Critères de conception des ouvrages.....	122
7.2.3. Caractérisation des propriétés hydrauliques des sols	122
7.2.4. Mesures de sécurité associées aux travaux de construction.....	122
7.2.5. Compétences des intervenants	123
7.2.6. Changements au règlement de la Nouvelle-Écosse.....	124
7.3. Solution de type 3 : approche de l'Ontario.....	125

7.3.1. Conditions relatives au terrain récepteur	125
7.3.2. Critères de conception des ouvrages.....	125
7.3.3. Caractérisation des propriétés hydrauliques des sols	125
7.3.4. Mesures de sécurité associées aux travaux de construction.....	125
7.3.5. Compétences des intervenants	126
7.4. Applications des approches quantitatives discutées au chapitre 6.....	126
8. Conclusion et recommandations	128
9. Références bibliographiques	131

Liste des tableaux

Tableau 3.1. Matrice sur la réglementation nord-américaine.....	6
Tableau 4.1. Sources et données utilisées dans le présent document.....	14
Tableau 4.2. Évaluation de la pente du sol	20
Tableau 4.3. Évaluation de l'épaisseur d'argile	20
Tableau 4.4. Répartition de minéraux argileux à l'intérieur des groupes de Guggenheim et al. (2006)....	23
Tableau 4.5. Résumé des compositions minéralogiques ¹ connues des argiles glaciolacustres des lacs Barlow et Ojibway.....	25
Tableau 4.6. Valeurs de la capacité d'échange cationique (CEC) de certains minéraux argileux.....	26
Tableau 4.7. Statistiques descriptives des valeurs de la CEC des horizons de sols définis par l'IRDA (Rompré et Carrier, 1997).....	27
Tableau 4.8. Statistiques descriptives des valeurs les plus élevées de la CEC de chacune des séries de sol définis par l'IRDA (Rompré et Carrier, 1997).....	27
Tableau 4.9. Valeurs des limites d'Atterberg pour quelques échantillons purs de minéraux argileux (White, 1949).....	31
Tableau 4.10. Valeurs des limites d'Atterberg pour quelques échantillons de sols (Savage, 2007) ¹	32
Tableau 4.11. Statistiques descriptives des limites d'Atterberg (données de Veillette (1996) et de la CGC (non publiées)).....	32
Tableau 4.12. Sommaire des paramètres utilisés pour la caractérisation des sols argileux	35
Tableau 5.1. Pistes de solutions pour l'implantation de STEU en contexte de sols argileux.....	47
Tableau 5.2. Détail des composantes du monticule (information tirée de Converse et Tyler, 2000).....	51
Tableau 5.3. Considérations importantes pour planifier la mise en place d'un monticule (information tirée de Converse et Tyler, 2000).....	52
Tableau 5.4. Étapes de conception du monticule (information tirée de Converse et Tyler, 2000).....	53
Tableau 5.5. Paramètres utilisés pour les calculs des dimensions du monticule (selon Converse et Tyler, 2000).....	54
Tableau 5.6. Débit de décharge à la base du monticule (DDBM) et Débit de décharge hydraulique linéaire (DDHL) (information tirée du Tableau 1 de Tyler, 2000).....	55
Tableau 5.7. Dimensions du monticule et équations associées (information tirée de Converse et Tyler, 2000).....	56
Tableau 5.8. Facteurs de correction de pente FCS (selon Converse et Tyler, 2000).....	57
Tableau 5.9. Évolution des dimensions pour une pente du sol de 0 %	58
Tableau 5.10. Évolution des dimensions pour une pente du sol de 25 %	59
Tableau 5.11. Détail des composantes des modèles de la Nouvelle-Écosse (selon MENS, 2015).....	64
Tableau 5.12. Aspects à considérer pour la sélection du modèle (selon MENS, 2015).....	65
Tableau 5.13. Résumé des critères de sélection de modèles C2 (standard; raised), C3 et Mound (with mantle; without mantle) (selon les Annexes A et B de MENS, 2015).....	66
Tableau 5.14. Paramètres à utiliser pour les calculs (modifié de MENS, 2015).....	66
Tableau 5.15. Équations pour la conception des modèles de la Nouvelle-Écosse (selon MENS, 2015)	67

Tableau 5.16. Caractéristique du système Shallow Buried Trench selon le code du bâtiment de l'Ontario (Ontario building code, 2012)	75
Tableau 6.1. Sommaire des définitions et symboles retenus dans le cadre de la présente étude	76
Tableau 6.2. Caractéristiques des différents modèles développés dans le cadre de la présente étude ...	96
Tableau 6.4. Équations empiriques utilisées pour définir l'intervalle de conductivité hydraulique du sable dans les modèles (<i>d</i>10 en mm et <i>K</i>sat en cm/s)	98
Tableau 6.3. Caractéristiques des différentes simulations réalisées avec le modèle MODFLOW	99
Tableau 6.5. Sommaire des approches quantitatives retenues pour représenter l'écoulement des eaux usées	100
Tableau 6.6. Sommaire des scénarios testés à l'aide de simulations UZF-MODFLOW	102
Tableau 6.7. Simulation du front d'infiltration en fonction de la variation de certains paramètres en fonction du temps.....	104
Tableau 6.8. Sommaire des scénarios testés à l'aide de simulations UZF-MODFLOW	105
Tableau 6.9. Sommaire des scénarios testés à l'aide de simulations UZF-MODFLOW	108
Tableau 6.10. Comparaison des résultats issus des principales approches quantitatives retenues.....	110
Tableau 6.11. Sommaire des scénarios testés à l'aide de simulations UZF-MODFLOW	114
Tableau 6.12. Sommaire des informations issues de la littérature technique et scientifique en ce qui a trait à la performance des systèmes de type Wisconsin et Nouvelle-Écosse	117
Tableau 8.1. Recommandations prioritaires.....	130

Liste des figures

Figure 2.1. Distribution de l'argile au Canada.....	2
Figure 2.2. Carte d'occupation du sol de l'Abitibi-Témiscamingue	3
Figure 3.1. Distribution de l'argile aux États-Unis.....	5
Figure 3.2. Grey water pit (Source : Newfoundland and Labrador, 2006)	13
Figure 4.1. Structure du jeu de données de Rompré et Carrier (1997)	15
Figure 4.2. Répartition des polygones associés aux séries de sol de Rompré et Carrier (1997)	16
Figure 4.3. Distribution des échantillons de Veillette (1996) et de la CGC (non publié)	17
Figure 4.4. Stratigraphie des dépôts meubles de l'Abitibi-Témiscamingue (adaptée de Cloutier et al., 2016)	18
Figure 4.5. Géologie du Quaternaire de l'Abitibi-Témiscamingue.....	18
Figure 4.6. Étalement des SGEP et épaisseur de la couche d'argile en Abitibi-Témiscamingue	21
Figure 4.7. Pente du sol en Abitibi-Témiscamingue	22
Figure 4.8. Graphique de la CEC versus la fraction argileuse.....	28
Figure 4.9. Valeurs de CEC aux polygones associés aux séries de sol de Rompré et Carrier (1997)	29
Figure 4.10. Comparaison de la CEC en fonction de la fraction argileuse (données de l'IRDA et d'Agriculture et Agroalimentaire Canada (s.d.))	30
Figure 4.11. CEC des argiles glaciolacustres et lacustres au Canada (Québec non inclus)	31
Figure 4.12. Distribution de la limite liquide mesurée sur les échantillons de Veillette (1996) et de la CGC (non publiées)	34
Figure 4.13. Classification des argiles de l'Abitibi-Témiscamingue (données disponibles) selon le diagramme de plasticité de Casagrande.....	35
Figure 4.14. Graphique de la LL versus la fraction argileuse pour les échantillons de Veillette (1996) et de la CGC (non publié) et des échantillons de Matagami et de New Liskeard (Tableau 4.5).	38
Figure 4.15. Classification des argiles selon le potentiel de changement de volume (gonflement ou retrait) : a) tiré de McCarthy (2007); b) argiles de l'Abitibi-Témiscamingue (selon données disponibles)	39
Figure 4.16. Carte pédologique de l'Abitibi-Témiscamingue.....	40
Figure 4.17. Carte de l'épaisseur des dépôts meubles de l'Abitibi-Témiscamingue	42
Figure 4.18. Carte de l'architecture des dépôts meubles de l'Abitibi-Témiscamingue	43
Figure 4.19. Légende de la figure 4.18.....	44
Figure 4.20. Carte des conditions d'écoulement de la nappe phréatique de l'Abitibi-Témiscamingue.....	45
Figure 4.21. Carte de la piézométrie régionale de l'Abitibi-Témiscamingue.....	46
Figure 5.1. Principales composantes des STEU (modifiée de Converse et Tyler, 2000).....	47
Figure 5.2 Schématisation du système de l'Université du Wisconsin (dimensionnement du monticule basé sur Converse et Tyler, 2000)	50
Figure 5.3. Évolution de la dimension E en fonction de la pente du sol.....	60
Figure 5.4. Évolution de la dimension I en fonction de la pente du sol.....	60
Figure 5.5. Évolution de la dimension J en fonction de la pente du sol	61
Figure 5.6. Évolution de la dimension K en fonction de la pente du sol.....	61
Figure 5.7. Évolution de la dimension L en fonction de la pente du sol.....	62

Figure 5.8. Évolution de la dimension W en fonction de la pente du sol	62
Figure 5.9. Solution Sloping sand filter de la Nouvelle-Écosse (tirée de MENS, 2015).....	68
Figure 5.10. Solution C2 Standard de la Nouvelle-Écosse (tirée de MENS, 2015).....	69
Figure 5.11. Solution C2 Raised de la Nouvelle-Écosse (tirée de MENS, 2015).....	70
Figure 5.12. Solution C3 contour disposal field (mantle) de la Nouvelle-Écosse (tirée de MENS, 2015) ...	71
Figure 5.13. Solution Mound with mantle de la Nouvelle-Écosse (tirée de MENS, 2015)	72
Figure 5.14. Solution Mound without mantle de la Nouvelle-Écosse (tirée de MENS, 2015).....	73
Figure 5.15. Schéma de la solution Shallow buried trench de l'Ontario (tiré de Tehrani, 2009)	74
Figure 6.1. Représentation conceptuelle des écoulements au sein d'un volume unitaire	78
Figure 6.2. Représentation schématisée du processus d'infiltration tel que décrit par Green et Ampt (1911) (Modifiée de Todd et Mays, 2005).....	80
Figure 6.3. Cadre géométrique sous-jacent au développement des équations de Hantush (1967).....	85
Figure 6.4. Cadre géométrique sous-jacent au développement des équations de Bouwer et al., (1999) .	88
Figure 6.5. Cadre géométrique sous-jacent au développement des équations de Khan et al. (1976)	90
Figure 6.6. Représentation schématique du modèle utilisé pour simuler l'écoulement dans la zone non-saturée	95
Figure 6.7. Représentation de la structure du modèle MODFLOW pour les systèmes de type Wisconsin et Nouvelle-Écosse	97
Figure 6.8. Représentation de la structure du modèle MODFLOW pour les systèmes du type <i>Shallow Buried Trench</i> (Ontario).....	97
Figure 6.9. Sommaire des approches quantitatives retenues pour représenter l'écoulement des eaux usées	100
Figure 6.10. Profondeur du front d'infiltration en fonction du temps selon l'équation de Green-Ampt et de UZF-MODFLOW.....	101
Figure 6.11. Variations de la hauteur du dôme piézométrique et de sa largeur en fonction des paramètres d'influence	106
Figure 6.12. Variations de la hauteur du dôme piézométrique et de sa longueur en fonction des paramètres d'influence.....	107
Figure 6.13. Adaptations apportées au modèle MODFLOW pour fins de comparaison avec la solution de Bouwer et al. (1999)	108
Figure 6.14. Variations de la charge hydraulique maximale du dôme piézométrique en fonction du taux d'injection	109
Figure 6.15. Variations de la charge hydraulique maximale du dôme piézométrique en fonction de la conductivité hydraulique	110
Figure 6.16. Variations de la charge hydraulique maximale du dôme piézométrique en fonction la charge hydraulique initiale	110
Figure 6.17. Évaluation des couples K_h/K_v vs K_h associés à la formation d'un dôme piézométrique de 1m	112
Figure 6.18. Représentation de la charge modélisée pour les modèles 1 (à gauche), 3 (au centre) et 6 (à droite).	113
Figure 6.19. Variations de la charge hydraulique maximale et de la largeur du dôme piézométrique en fonction du taux d'injection.....	115

Figure 6.20. Variations de la charge hydraulique maximale et de la largeur du dôme piézométrique en fonction de K_1	115
Figure 6.21. Variations de la charge hydraulique maximale et de la largeur du dôme piézométrique en fonction de K_2/K_1	115

Liste des annexes

Chapitre 4 :

Annexe A	Description des données issues de sources citées dans le texte et les tableaux
----------	--

Liste des annexes numériques

Chapitre 3 :

Matrice	Matrice sur la réglementation nord-américaine (fichier Excel)
Règlementation	Documents consultés pour la revue de littérature (fichiers PDF)

Chapitre 4 :

Données et références

Chapitre 6 :

Fichiers de calcul	Fichiers de calcul pour les solutions analytiques (fichiers Excel)
--------------------	--

Tous les fichiers de calcul pour les solutions analytiques (Fichiers Excel) auxquels le rapport fait référence comme « annexe numérique du chapitre 6 », sont en cours d'amélioration et seront publiés ultérieurement.

1. Introduction

L'application du Règlement sur l'évacuation et le traitement des eaux usées des résidences isolées (Q-2, r.22) s'avère complexe en Abitibi-Témiscamingue en raison de la présence de sédiments glaciolacustres d'eau profonde (SGEP) mis en place sur une vaste proportion du territoire. Le présent projet porte sur l'évaluation de solutions de traitement et d'évacuation des eaux usées et des eaux ménagères par infiltration dans les sols argileux de la région de l'Abitibi-Témiscamingue. Il s'agit d'une étude menée dans le cadre d'un mandat octroyé par le Ministère du Développement durable, de l'Environnement et de la Lutte contre les changements climatiques (MDDELCC) au Groupe de Recherche sur l'Eau Souterraine (GRES) de l'Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue (UQAT). Le MDDELCC a identifié six principales solutions potentiellement applicables pour l'infiltration des eaux usées domestiques et des eaux ménagères par infiltration dans les sols argileux. Ces solutions se partagent en trois groupes incluant les systèmes du type (1) Wisconsin, (2) Ontario (*shallow buried trench*) et (3) Nouvelle-Écosse (*sloping sand filter, C2 – standard and raised, C3 – contour disposal field et mound*).

L'objectif général de la présente étude concerne l'évaluation de l'applicabilité des solutions précitées pour les conditions hydrogéologiques prévalant en Abitibi-Témiscamingue. Les objectifs spécifiques sont :

1. de recenser les informations disponibles en ce qui a trait aux législations relatives à la gestion des eaux usées pour des comparables en Amérique du Nord (Chapitres 2-3);
2. de documenter les caractéristiques physiques, chimiques, minéralogiques, géotechniques et hydrauliques des SGEP de l'Abitibi-Témiscamingue (Chapitre 4);
3. de documenter les critères de conception propres aux six solutions identifiées (Chapitre 5);
4. d'identifier des approches théoriques quantitatives permettant d'évaluer la performance hydraulique et épuratoire des systèmes (Chapitre 6).

Conformément aux exigences du mandat octroyé par le MDDELCC, les démarches associées à la réalisation des objectifs de l'étude sont exclusivement théoriques. Les travaux réalisés ont permis le recensement et le traitement de la littérature scientifique, technique et légale associée à la gestion des eaux usées domestiques dans un contexte de sols à faible perméabilité. Les informations quantitatives associées aux caractéristiques des SGEP d'Abitibi-Témiscamingue ont été recueillies, archivées au sein d'une base de données géoréférencées et mises en carte. Ces données sont utilisées afin d'évaluer le potentiel de gonflement des SGEP de la région. Des études associées aux solutions du type Wisconsin et Nouvelle-Écosse permettent une évaluation indirecte de la performance hydraulique et épuratoire de ces systèmes. Ultiment, les démarches réalisées permettent d'émettre des recommandations relatives à l'éventuelle application des six pistes de solution identifiées par le MDDELCC dans les conditions prévalant en Abitibi-Témiscamingue.

Les coordonnateurs du projet sont Vincent Cloutier et Eric Rosa, professeurs à l'Institut de recherche en mines et en environnement (IRME) de l'UQAT. Les membres de l'équipe de réalisation faisant partie du GRES de l'UQAT sont les professionnels de recherche Daniel Blanchette, Simon Nadeau et Olivier Pitre, ainsi que Magalie Roy, technologue en géomatique. L'ingénieur responsable de la supervision de certains travaux associés à la présente étude est Mamert Mbonimpa, professeur à l'IRME-UQAT.

2. Mise en contexte de l'étude

La problématique associée à l'usage de fosses septiques et de champs d'épuration dans un milieu caractérisé par la présence de sédiments argileux n'est pas unique à l'Abitibi-Témiscamingue. De vastes étendues de sols argileux recouvrent la majorité des provinces du Canada et du Québec et ce, même dans des territoires densément peuplés. La figure 2.1 présente la répartition spatiale des sédiments d'eau profonde, d'origine marine ou lacustre, sur le territoire canadien. La présente étude tire ainsi profit des connaissances acquises, des techniques développées, des données récoltées et des réglementations élaborées dans les autres législations pour évaluer l'applicabilité de solutions dans le contexte hydrogéologiques de l'Abitibi-Témiscamingue. Ce projet présente le portrait des connaissances actuelles des caractéristiques géologiques et géotechniques de l'argile de l'Abitibi-Témiscamingue, permettant ainsi d'identifier des comparables à l'échelle nord-américaine. L'occupation du sol pour la région de l'Abitibi-Témiscamingue, identifiée à la figure 2.1, est présentée sur la carte de la figure 2.2. Les zones agricoles, en jaune, occupent surtout les terres argileuses de la plaine abitibienne. Ces zones, caractérisées par des SGEP, représentent l'environnement géologique et hydrogéologique qui sera discuté dans le cadre de l'évaluation de solutions de traitement et d'évacuation des eaux usées et des eaux ménagères par infiltration dans les sols argileux de la région de l'Abitibi-Témiscamingue.

Figure 2.1. Distribution de l'argile au Canada

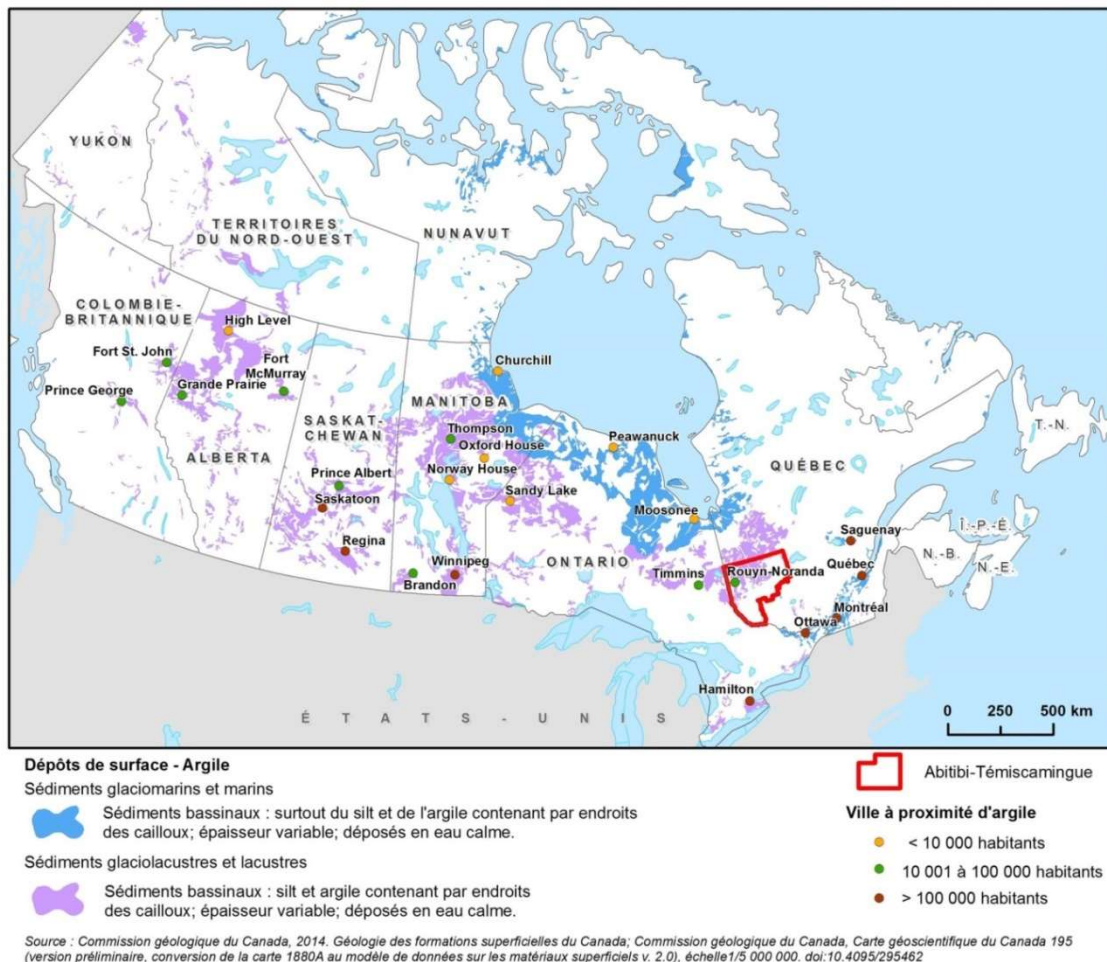
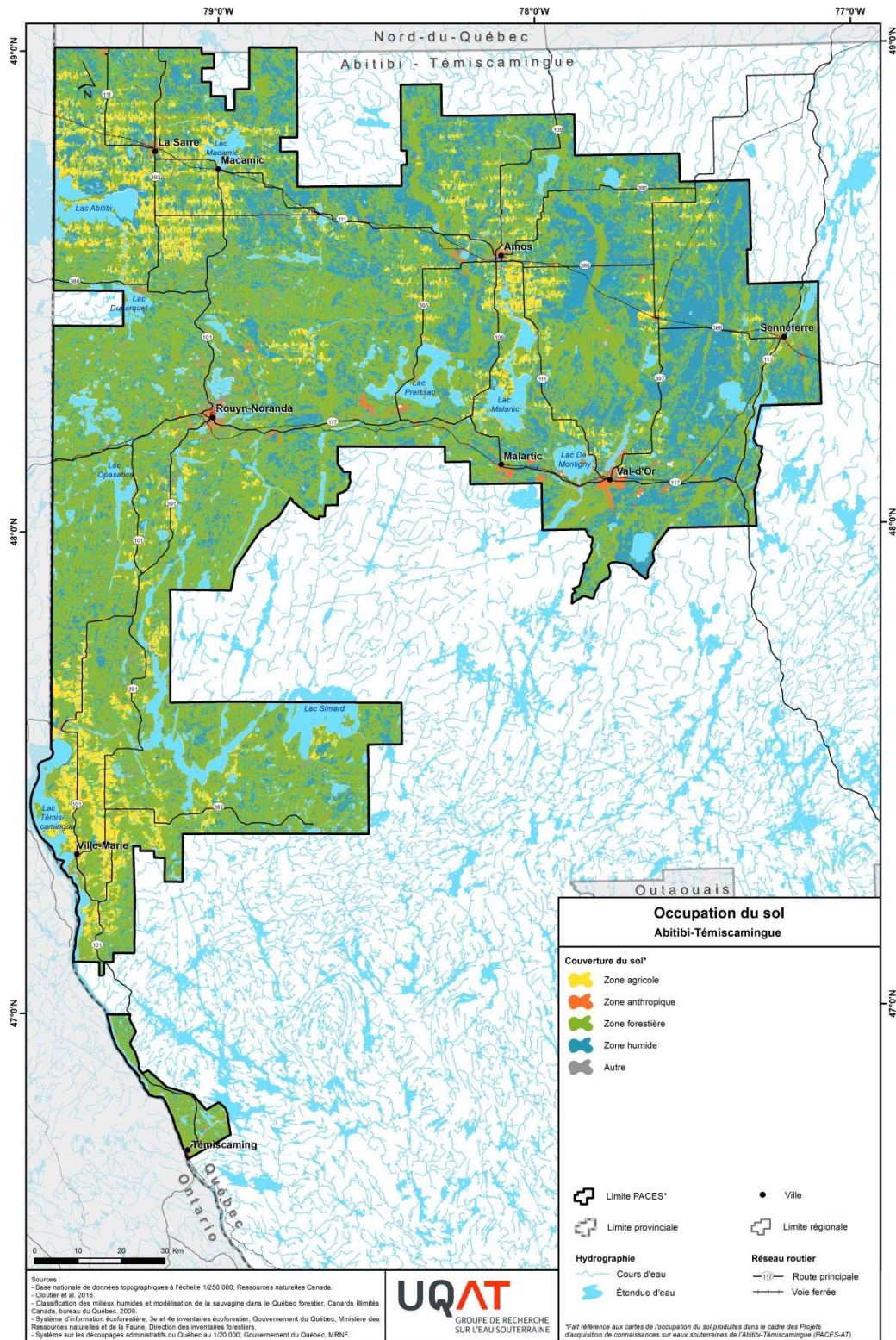


Figure 2.2. Carte d'occupation du sol de l'Abitibi-Témiscamingue



3. Revue de la réglementation nord-américaine

3.1. Sélection de juridictions

3.1.1. Méthodologie

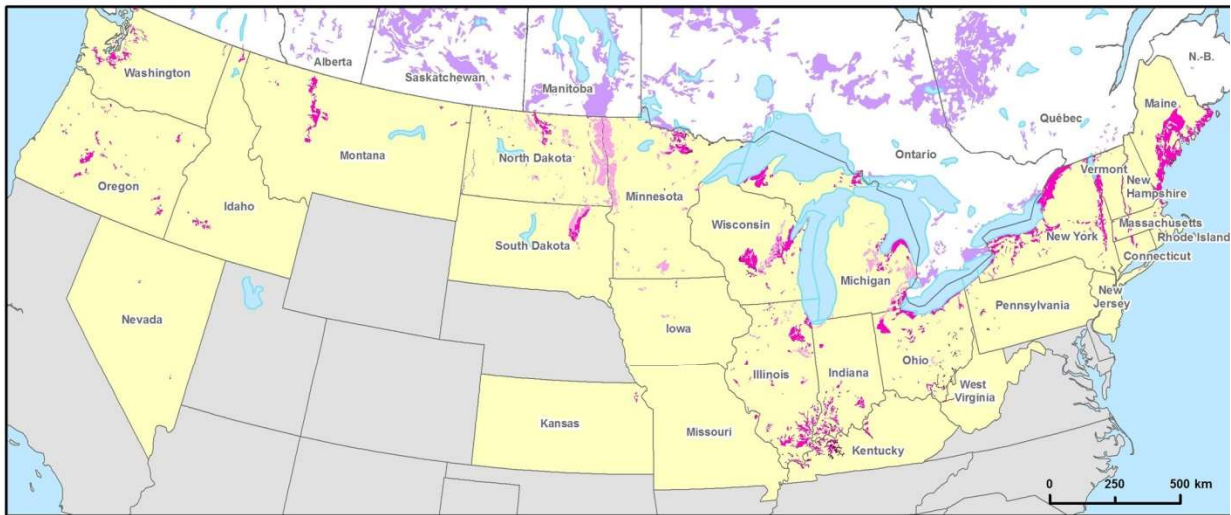
L'étape 1 du mandat est de faire une revue de la réglementation nord-américaine pour identifier l'encadrement pour le traitement et l'évacuation des eaux ménagères et l'usage des toilettes à incinération (TI) pour les résidences isolées. Le cadre réglementaire a d'abord été révisé pour les dix provinces et les trois territoires canadiens. La figure 2.1 indique que l'argile glaciolacustre et lacustre, qui caractérise la région de l'Abitibi-Témiscamingue, couvre aussi des superficies importantes de l'Ontario et des Prairies. Les provinces maritimes, incluant la Nouvelle-Écosse d'où sont tirées certaines des solutions qui seront étudiées dans le cadre du projet, ne présentent pas de couvert argileux d'importance, mais plutôt un till peu perméable continu ou discontinu.

Afin d'être des comparatifs valables, vingt-sept (27) états du nord des États-Unis ont été sélectionnés sur la base de la couverture d'argile documentée par le *US Geological Survey* (Figure 3.1). L'hypothèse qui sous-tend cette approche est que ces états auront eu, au fil du temps, un impératif contextuel comparable (présence de sols argileux) pour développer des technologies alternatives de traitement et d'évacuation des eaux usées des résidences isolées.

Bien que cette distinction devienne pratiquement arbitraire pour des états du centre des États-Unis, comme le Kansas, le Missouri et l'Iowa, où l'argile n'est que très peu présente, à l'inverse, des juridictions comme le Manitoba, l'Ontario, le Maine, le Michigan et l'état de New York, où une forte proportion du territoire est couverte d'argile serviront de référents particulièrement forts. Une attention particulière doit néanmoins être portée à la distribution démographique qui n'est pas uniforme. À titre d'exemple, l'Alberta présente l'une des plus importantes superficies d'argile recensées (109 950 km², soit 17% du territoire de cette province), mais sa distribution se concentre dans la moitié nord de la province, plus faiblement peuplée (Figure 2.1).

Les informations détaillées sur la réglementation des treize (13) provinces et territoires canadiens et des vingt-sept (27) états américains sélectionnés sont regroupées dans une matrice (Tableau 3.1 et Annexe numérique du Chapitre 3). Celle-ci fournit, pour chaque juridiction, 1) la population, 2) le cadre physique (superficie du territoire, superficie d'argile, pourcentage du couvert argileux), 3) la réglementation (législation en vigueur, hyperliens, normes d'encadrement des eaux ménagères et des toilettes à incinération). En date de la publication de ce rapport, l'information pertinente demandée n'a pas été transmise par deux juridictions (Alberta et Illinois). De plus, les Territoires du Nord-Ouest n'ont pas présentement de réglementation en vigueur sur le traitement et l'évacuation des eaux usées des résidences isolées. Les bilans établis reposeront donc sur un total de trente-sept (37) cadres réglementaires investigués. Les documents consultés sont rendus disponibles dans l'annexe numérique du chapitre 2.


Figure 3.1. Distribution de l'argile aux États-Unis



Canada

Dépôts de surface - Argile

Sédiments glaciolacustres et lacustres

 Sédiments bassiniaux : silt et argile contenant par endroits des cailloux; épaisseur variable; déposés en eau calme.

Sources :

- Commission géologique du Canada, 2014. Géologie des formations superficielles du Canada; Commission géologique du Canada, Carte géoscientifique du Canada 195 (version préliminaire, conversion de la carte 1880A au modèle de données sur les matériaux superficiels v. 2.0), échelle 1/5 000 000. doi:10.4095/295462.
- Soller, D.R., Reheis, M.C., Garrity, C.P., Van Sistine, D.R., 2009, Map database for surficial materials in the conterminous United States: U.S. Geological Survey Data Series 425, <http://pubs.usgs.gov/ds/425>.

États-Unis

Dépôts de surface - Argile

Sédiments à grains fins issus de l'érosion et du transport glaciaire déposés dans un lac.




-  Discontinus ou inégaux dans la distribution
-  <100' d'épaisseur (<30 m)
-  >100' d'épaisseur (>30 m)

Tableau 3.1. Matrice sur la réglementation nord-américaine

Province / Territoire / État	Population (est. 2015)	Superficie (km²)	Superficie d'argile (km²)	Pourcentage du couvert argileux	Dossier complété	Législation en vigueur	Hyperliens vers la législation	Toilette à incinération	Définition eaux ménagères	Systèmes adaptés pour eaux ménagères	Systèmes spécifiquement conçus pour eaux ménagères	
Alberta	AB	4 231 959	640 116	109 950	17	Non	SAFETY CODES ACT - PRIVATE SEWAGE DISPOSAL SYSTEMS REGULATION; Alberta Private Sewage Systems Standard of Practice 2015 (doit être acheté); B128-3-12 - Performance of non-potable water reuse systems (doit être acheté).	http://www.qp.alberta.ca/1266.cfm?page=1997_229.cfm&leg_type=Regs&isbncin=9780779789153	N. D.	Standard of Practice 1.1.5.2 Defined terms "Greywater - wastewater that does not include waste from toilets or urinals, and that must be effectively managed and treated in accordance with this Standard".	Non abordés par la réglementation	Peuvent être recirculés selon les conditions fixées au Standard B128-3-12 - Performance of non-potable water reuse systems.
British Columbia	BC	4 707 021	912 461	24 384	3	Oui	Public Health Act - Sewerage System Regulation; SEWERAGE SYSTEM STANDARD PRACTICE MANUAL.	http://bclaws.ca/EPLibraries/bclaws_new/document/ID/freeside/22_326_2004 ; http://www2.gov.bc.ca/assets/gov/environment/waste-management/sewage/spmv3-24september2014.pdf	Non abordés par la réglementation	Standard - 1.1 Glossary "Greywater (greywater): Wastewater drained from sinks, tubs, showers, dishwashers, clothes washers, and other non-toilet sources".	Non abordés par la réglementation	Non abordés par la réglementation
Manitoba	MB	1 303 896	626 661	210 402	34	Oui	Onsite Wastewater Management Systems Regulation (C.C.S.M. c. E125); Supplementary Information, 2005.	https://web2.gov.mb.ca/laws/regs/current/_pdf-regs.php?regs=83/2003 ; https://www.gov.mb.ca/conservation/environments/wastewater/pdf/owms_info_package_2010.pdf	Non abordés par la réglementation	Onsite Wastewater Management Systems Regulation Sect. 1 Definitions "greywater" means liquid waste from a dwelling or other building produced by bathing, laundering, or food preparation activities or from drainage associated with these sources and specifically excluding sewage and septage".	Non abordés par la réglementation	Sct. 15(2): Les résidences non desservies par aqueduc ne peuvent installer une fosse à eaux ménagères dans les zones suivantes: sous le bâtiment, à moins de 15 m d'un puits d'eau foré muni d'un tubage allant à une profondeur d'au moins 6 m, à moins de 30 m d'une source ou d'un puits d'eau autre qu'un puits foré muni d'un tubage allant à une profondeur de moins de 6 m, à moins de 30 m du niveau normal des hautes eaux d'un cours d'eau, sauf approbation contraire, à moins de 3 m des limites d'un bien-fonds, dans une zone où la profondeur du sol entre le fond de la fosse et le substratum ou la nappe d'eau normale près de la surface du sol est inférieure à 1 m; Sct. 15(3) : Les fosses d'eau ménagères sont interdites dans les zones sensibles.
New Brunswick	NB	754 735	74 923	132	0	Oui	PUBLIC HEALTH ACT (O.C. 2009-456) - NEW BRUNSWICK REGULATION 2009-137; New Brunswick Technical Guidelines for On-site Sewage Disposal Systems (Version 5).	https://www.gnb.ca/0062/acts/BBR-2009/2009-137.pdf ; http://www2.gnb.ca/content/dam/gnb/Departments/pssp/pdf/Safety_Protection/Sewage-Disposal-Technical-Guidelines.pdf	Non abordées par la réglementation	Non abordées par la réglementation	Non abordés par la réglementation	Non abordés par la réglementation
Newfoundland and Labrador	NL	528 336	395 222	3 144	1	Oui	CONSOLIDATED NEWFOUNDLAND AND LABRADOR REGULATION 803/96 - Sanitation Regulations under the Public Health Act (O.C. 96-442); Private Sewage Disposal and Water Supply Standards.	http://www.assembly.nl.ca/Legislation/sr/Regulations/rc960803.htm ; http://www.servicelnl.gov.nl.ca/publications/private_sewage_disposal_and_water_supply_standards.pdf	Non abordées par la réglementation; autorisées uniquement dans des cas spéciaux, selon les conditions fixées au "Standard" (Sct. 8 Composting, Incinerating and Chemical toilets); Le traitement primaire (fosse septique) des EM résiduelles peut être évité lorsqu'une TI est employée.	Non définie par le règlement, seulement par le "Standard": "Grey water sewage is sewage containing waste such as kitchen culinary waste, dishwashing waste and laundry waste. Grey water sewage does not contain human body waste".	Non abordées par la réglementation.	Non abordées par la réglementation. Les "grey water pits" sont autorisés uniquement dans des cas spéciaux, selon les conditions fixées au Standard (Sct. 10 Grey water disposal): Une fosse perméable remplie de galets et recouverte d'un couvercle étanche. Les "grey water pits" sont conçus pour de faibles débits d'EM, par exemple pour des camps de chasse. Standard Sct. 10.1 Construction requirements: Définit les normes de construction des "grey water pits" (ii) Le fond d'un "grey water pit" doit se trouver au moins 0,6m au-dessus du niveau le plus élevé de la nappe phréatique.
Northwest Territories	NT	44 291	1 280 796	35 318	3	Oui	Pas de législation en vigueur sur le traitement et l'évacuation des eaux usées des résidences isolées.	https://www.justice.gov.nt.ca/en/files/legislation/public-health/public-health.r5.pdf ; http://www.pws.gov.nt.ca/sites/www.pws.gov.nt.ca/files/good_building_practice_for_northern_facilities.pdf	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.
Nova Scotia	NS	945 824	0	0	0	Oui	On-site Sewage Disposal Systems Regulations S.N.S. 1994-95, c. 1; On-site Sewage Disposal Systems Standard.	https://www.novascotia.ca/just/regulations/regs/ensewage.htm ; https://www.novascotia.ca/nse/wastewater/docs/On-site-Sewage-Disposal-Systems-Standard.pdf	Non abordées par la réglementation. Les toilettes qui n'ont pas d'effluent peuvent être installées sans autorisation préalable par "Nova-Scotia Environment".	Non abordées par la réglementation	Non abordés par la réglementation	Non abordés par la réglementation
Nunavut	NU	37 174	2 021 008	50 062	2	Oui	CODIFICATION ADMINISTRATIVE DU RÈGLEMENT SUR LES RÉSEAUX D'ÉGOUTS PUBLICS.	http://www.gov.nu.ca/sites/default/files/gnjustice2/justicedocuments/Consolidated%20Law/Original/PUBLIC%20HEALTH%20ACT/633409456475156250-620961254-Reg316.pdf	Non abordées par la réglementation	Non abordées par la réglementation	Non abordés par la réglementation	Non abordés par la réglementation
Ontario	ON	13 873 933	1 075 921	245 930	23	Oui	Building Code Act, 1992 (332/12) Division B Acceptable solutions Part 8 Sewage systems.	https://www.ontario.ca/laws/regulation/120332	Sct. 8.3 : Prévoit une réglementation particulière pour les TI (parmi d'autres Class 1 sewage system). La seule restriction spécifiquement applicable aux TI est la suivante : 8.3.1.2 Application "(1): Except as provided in Sentence (2), a Class 1 sewage system shall be designed to receive only human body waste for disposal"; Pas de certification requise.	Sct. 1.4.1.2. Defined Terms "Greywater means sanitary sewage of domestic origin that is derived from fixtures other than sanitary units".	Non abordés par la réglementation	Sct. 8.4 : prévoit une réglementation particulière pour les eaux ménagères ("Class 2 sewage systems") Sct. 8.4.1.2 (2) : L'affluent total journalier d'un "Class 2 sewage system" est calculé en additionnant des débits fixes d'eaux usées associées aux divers appareils qui produisent (évier, douches, baignoires, mais pas les laveuses à linge); Sct. 8.4.2.1 (1) : Le fond de la fosse doit être à plus de 90cm de la nappe phréatique; Sct. 8.4.2.1 (7) : La fosse doit être entourée de tous côtés et sous sa base par une couche d'au moins 600mm de matériel ayant un temps de percolation de moins de 50min/cm; Sct. 8.4.2.2 : Le débit affluant est limité à 1000L/j.
Prince Edward Island	PE	146 933	0	0	0	Oui	CHAPTER E-9 ENVIRONMENTAL PROTECTION ACT SEWAGE DISPOSAL SYSTEMS REGULATIONS; SCHEDULE - Minimum Regulatory Requirements for On-Site Sewage Disposal Systems on Prince Edward Island	https://www.princeedwardisland.ca/sites/default/files/legislation/e09-14.pdf	Non abordées par la réglementation.	Non définies par le règlement ou le Schedule	Non abordés par la réglementation	Non abordés par la réglementation
Quebec	QC	8 294 656	1 478 035	103 474	7							
Saskatchewan	SK	1 142 570	631 130	93 221	15	Oui	The Private Sewage Works Regulations (Chapter P-37.1 Reg 14); The Shoreland Pollution Control Regulations, 1976 (54/76).	http://www.qp.gov.sk.ca/documents/English/Regulations/Regulations/P37-1R14.pdf ; http://www.qp.gov.sk.ca/documents/English/Regulations/Regulations/SR54-76.pdf	Non abordées par la réglementation	Non définies par le règlement	Non abordés par la réglementation	The Shoreland Pollution Control Regulations, 1976 Sct. 3 - Règlement appliqué aux zones de développement en milieu riverain (à moins de 457m de la ligne des hautes eaux d'un lac, d'une rivière ou de tout autre plan d'eau touchant en tout ou en partie à une municipalité urbaine); Sct. 9 - Dans cette zone, aucun effluent n'est toléré, à l'exception des « seepage pits » conçus pour recevoir les eaux ménagères provenant uniquement des éviers. Le fond du puits doit être au moins à 1,5m au-dessus de la nappe phréatique dans les sols argileux et au moins à 7,6m au-dessus dans les sols sableux;
Yukon	YT	37 193	456 717	13 326	3	Oui	O.I.C. 1999/82 PUBLIC HEALTH AND SAFETY ACT - SEWAGE DISPOSAL SYSTEMS REGULATION; Design Specifications for Sewage Disposal Systems.	http://www.gov.yk.ca/legislation/regs/oic1999_082.pdf ; http://www.hss.gov.yk.ca/pdf/septic_guide.pdf	Non abordées par la réglementation	Non définies par le règlement, mais le guide fournit une définition informelle: "Sewage from toilets is classified as black water and all other domestic sewage—for example, wastewater from the shower, kitchen sink, washing machine, etc.—is referred to as grey water".	Non abordés par la réglementation, mais le guide émet une mise en garde contre le traitement séparé des EM à la section "Water, Sewage And Environmental Health". Les EM sont caractérisées par des concentrations non négligeables de coliformes, de streptocoques, de matières en suspension et de graisses.	Non abordés par la réglementation
Connecticut	CT	3 590 886	13 761	337	2	Oui	Public Health Code - 19-13-B103a. Scope - On-Site Sewage Disposal Systems with Design Flows of 5,000 Gallons per Day or Less and Non-Discharging Toilet Systems.	http://www.ct.gov/dph/lib/dph/public_health_code/sections/19-13-b103a_to_19-13-b103f_sewage_disposal_less_than_5000_gallons.pdf	19-13-B103f. Non-discharging sewage disposal systems (c) Incineration toilets: Le directeur local de la santé peut approuver l'utilisation de TI seulement dans des cas de réparation de systèmes défectueux ou de réparation de "Non-discharging sewage disposal systems" préexistants.	19-13-B103b. Definitions (n) "Gray water" means domestic sewage containing no fecal material or toilet wastes".	19-13-B103d. Minimum requirements (f) Gray water systems: Les systèmes de traitement et d'évacuation d'EM doivent être composés d'une fosse septique et d'un élément épurateur dont la capacité est au moins la moitié de d'un système de traitement d'eaux	Non abordés par la réglementation

Province / Territoire / État	Population (est. 2015)	Superficie (km ²)	Superficie d'argile (km ²)	Pourcentage du couvert argileux	Dossier complété	Législation en vigueur	Hyperliens vers la législation	Toilette à incinération	Définition eaux ménagères	Systèmes adaptés pour eaux ménagères	Systèmes spécifiquement conçus pour eaux ménagères	
										usées non ségréguées; Pas d'ajustements aux distances séparatrices.		
Idaho	ID	1 654 930	225 404	1 115	0	Oui	IDAPA 58.01.03 - INDIVIDUAL/SUBSURFACE SEWAGE DISPOSAL RULES; Technical Guidance Manual for Individual and Subsurface Sewage Disposal Systems.	https://adminrules.idaho.gov/rules/current/58/0103.pdf ; http://www.deq.idaho.gov/water-quality/wastewater/septic-systems/technical-guidance-manual.aspx .	Manuel Sct. 4.15 Individual Wastewater Incinerator 4.15.2 Approval Conditions (2): Les TI peuvent être installées dans des bâtiments autres que des résidences si elles respectent les conditions exigées pour les cabinets à fosse sèche. Les TI ne peuvent traiter que les fèces et l'urine et doivent être opérés conformément aux instructions du fabricant; 4.15.3 Design Requirements: Le code du bâtiment interdit l'usage des TI sauf au cas par cas, lorsque le "health district" accorde sa permission. L'autorisation prend en compte les matériaux de construction, l'alimentation électrique, la ventilation, etc. mais n'exige pas pour l'instant de certification particulière. La capacité de traitement d'une TI doit être de 2 personnes pour la première chambre et d'une personne pour chaque chambre additionnelle d'une résidence.	Manuel Sct. 4.13 Grey Water System 4.13.1 Description "Grey water is untreated household wastewater that has not come into contact with toilet waste. Grey water includes used water from bathtubs, showers, bathroom wash basins, and water from clothes washing machines and laundry tubs. It shall not include wastewater from kitchen sinks, water softeners, dishwashers, or laundry water from soiled diapers".	Manuel Sct. 4.12 Grey Water System: Ce système est constitué d'une fosse septique équipée d'un filtre et reliée à un champ d'irrigation (tuyaux perforés de 2 pouces (5cm) de diamètre, disposés dans des tranchées de 12 à 18 pouces (30 à 45 cm) de profondeur); 4.13.2 Approval Conditions: (7) Les EM ne peuvent être épanchées en surface; 4.13.4 Other Requirements: (4) Le filtre doit avoir une capacité de débit minimale de 25 gal/min (95L/min); Pas d'ajustements aux distances séparatrices.	Manuel Sct. 4.12 Grey Water Sump: Injection à la main d'EM en petites quantités dans un réservoir connecté à une tranchée d'infiltration. Réserve pour certains usages ciblés (excluant les résidences isolées); 4.12.2 Approval Conditions 5. Les chambres d'infiltration doivent se trouver à une distance minimale de 30m de tout plan d'eau.
Illinois	IL	12 859 995	163 849	11 604	7	Non	N. D.	N. D.	N. D.	N. D.	N. D.	
Indiana	IN	6 619 680	103 607	4 344	4	Oui	RULE 410 IAC 6-8.3 RESIDENTIAL ON-SITE SEWAGE SYSTEMS	http://www.in.gov/isdh/files/410_IAC_6-8_3.pdf ; http://www.in.gov/isdh/files/08-09-08_Composting_and_Incinerating_Toilets_Guidance.pdf	Non abordées par la réglementation, les demandes sont évaluées au cas par cas. Mais l'État a des standards pour leur emploi (voir le second hyperlien ci-contre). L'État recommande notamment que la TI soit certifiée "NSF Standard 41" et que les cendres soient enfouies dans un lieu d'enfouissement autorisé.	Non définies par le règlement	Pas de réglementation applicable. Les systèmes de traitement d'EM sont autorisés au cas par cas.	Non abordées par la réglementation
Iowa	IA	3 123 899	154 970	535	0	Oui	Environmental protection act CHAPTER 69 PRIVATE SEWAGE DISPOSAL SYSTEMS	https://www.legis.iowa.gov/docs/ACO/chapter/567.69.pdf	Non abordées spécifiquement par la réglementation. 567—69.19(455B) Other methods of wastewater disposal: Les méthodes de traitement et d'évacuation des eaux usées non abordées par le règlement doivent faire l'objet d'une approbation par l'autorité administrative ["Administrative authority" means the department and the local board of health]; 567—69.21(455B) Experimental private sewage disposal systems: Prévoit la procédure pour les systèmes expérimentaux. Cette classification pourrait s'appliquer aux TI.	Non définies par le règlement	Non abordées spécifiquement par la réglementation. 567—69.19(455B) Other methods of wastewater disposal: Les méthodes de traitement et d'évacuation des eaux usées non abordées par le règlement doivent faire l'objet d'une approbation par l'autorité administrative ["Administrative authority" means the department and the local board of health]; 567—69.21(455B) Experimental private sewage disposal systems: Prévoit la procédure pour les systèmes expérimentaux. Cette classification pourrait s'appliquer aux systèmes de traitement et d'évacuation d'EM.	Non abordées par la réglementation
Kansas	KS	2 911 641	235 751	175	0	Oui	Kansas Administrative Regulations Article 5. —SEWAGE AND EXCRETA DISPOSAL; Minimum Design Standards for Onsite Wastewater Systems.	http://www.kdheks.gov/nps/lepp/download/28-5-1to9-SewageandExcretaDisposal.pdf ; http://www.kdheks.gov/nps/resources/mf2214.pdf .	Non abordées par la réglementation. Article 5. - Sewage and excreta disposal 28-5-7 Private sewer systems: Confère aux comités le pouvoir d'établir leur propre réglementation du moment qu'ils respectent les critères minimaux fixés par le "Minimum Design Standards for Onsite Wastewater Systems"; 28-5-9 Variance: Permet aux comités de varier l'approche réglementaire, notamment pour l'emploi de méthodes alternatives de traitement et d'évacuation des eaux usées.	Non définies par le règlement	Non abordées par la réglementation. Article 5. - Sewage and excreta disposal 28-5-7 Private sewer systems: Confère aux comités le pouvoir d'établir leur propre réglementation du moment qu'ils respectent les critères minimaux fixés par le "Minimum Design Standards for Onsite Wastewater Systems"; 28-5-9 Variance: Permet aux comités de varier l'approche réglementaire, notamment pour l'emploi de méthodes alternatives de traitement et d'évacuation des eaux usées.	Non abordées par la réglementation
Kentucky	KY	4 425 092	117 195	3 761	3	Oui	Kentucky On-Site sewage disposal systems regulations 902 KAR 10:085; A Kentucky Homeowner's guide to septic systems.	http://www.healthdepartment.org/Environmental/ksawagereg.pdf ; http://www.kentuckyonsite.org/documents/1%20KentuckyHomeownerGuide7-06.pdf	Sct. 6 System Sizing Standards (1)Design waste flows (a): Lorsque des toilettes sans effluent, notamment les TI, sont employées pour des résidences isolées, le calcul du débit quotidien est réduit de 120 gallons par chambre par jour à 90 gallons par chambre par jour (454L et 341L respectivement).	Sct. 1 Definitions "(17) "Greywater" means wastewater generated by hygiene activities in a residential, commercial, institutional, or recreational facility, excluding blackwater [(5) "Blackwater" means wastewater containing liquid and solid waste generated through use of a toilet, water closet, garbage disposal, or a similar sanitary fixture used in a residential, commercial, institutional, or recreational facility]".	Sct. 6 System Sizing Standards (14) Sizing of residential laundry waste systems: prévoit certains critères spécifiquement pour les eaux ménagères de lessive. Pour les résidences existantes dont le système et de traitement et d'évacuation des eaux usées est en réparation ou en rénovation, la taille du système de traitement d'eaux ménagères de lessive est calculé à 15% du débit quotidien total. Pour les nouvelles résidences, la taille du système de traitement d'eaux ménagères de lessive est calculé à 15% du débit quotidien total uniquement pour les sols de catégorie I à III. Pour les sols de catégorie IV (sols argileux peu perméables), la taille du système ne peut être réduite; Pas d'ajustements aux distances séparatrices (Sct. 8 System Setback Restrictions).	Non abordées par la réglementation
Maine	ME	1 329 328	86 653	15 353	18	Oui	SUBSURFACE WASTEWATER DISPOSAL RULES.	http://www.maine.gov/dhhs/mecdc/environmental/plumb/documents/rules/144c241_2015.pdf .	M. ALTERNATIVE TOILETS M.1: Définit les toilettes à incinération comme des toilettes alternatives qui requièrent un permis (émis par l'inspecteur municipal),	P.3: "Only grey wastewater: Wastewater from all plumbing fixtures except water closets may be discharged to the grey wastewater disposal field designed for that purpose. Grey wastewater disposal fields may be designed and used exclusively for hot tub or swimming pool filter backwash, laundry waste systems, or backwash from water treatment devices".	P. GREY WASTEWATER DISPOSAL SYSTEMS P.1: Les systèmes de traitement d'EM semblent être permis surtout pour les résidences desservies par un réseau d'aqueduc. dans l'alternative, l'évaluation semble se faire au cas par cas par le "local plumbing inspector" (inspecteur municipal); P.4: L'élément épurateur doit être précédé d'une fosse septique ou d'un filtre; P.5: La capacité de traitement minimale d'un système de traitement d'EM doit correspondre au plus grand des deux débits suivants: soit 126 gal (477L) par jour ou 70% du débit total; P.6, P.7, P.8: Édicter les règles techniques de l'élément épurateur. Ces règles varient selon que la résidence est desservie par un réseau d'aqueduc ou pas; Pas d'ajustements aux distances séparatrices (Sct. 4(Q) Disposal fields).	Non abordées par la réglementation
Massachusetts	MA	6 794 422	22 425	1 201	5	Oui	310 CMR 15.000: THE STATE ENVIRONMENTAL CODE, TITLE 5: STANDARD REQUIREMENTS FOR THE SITING, CONSTRUCTION, INSPECTION, UPGRADE AND EXPANSION OF ON-SITE SEWAGE TREATMENT AND DISPOSAL SYSTEMS AND FOR THE TRANSPORT AND DISPOSAL OF SEPTAGE;	http://www.mass.gov/eea/docs/dep/service/regulations/310cmr15.pdf .	Non abordées par la réglementation.	15.002: Definitions "Greywater - Any putrescible wastewater discharged from domestic activities including but not limited to washing machines, sinks, showers, bath tubs, dishwashers, or other source except toilets, urinals and any drains equipped with garbage grinders".	15.262: Greywater Systems (3) Les systèmes de traitement et d'évacuation d'EM peuvent remplacer la fosse septique par un filtre particulier; (2)(a) Les systèmes de traitement et d'évacuation d'EM résidentiels peuvent être d'une superficie jusqu'à 50% moindre qu'un système installé dans des conditions locales équivalentes pour des eaux usées non ségréguées; (2) (c) Dans les cas de réparation de systèmes, sans augmentation de débit, la hauteur à respecter entre la base de la couche de matériel absorbant et la nappe phréatique peut être réduite à un minimum de 3 pieds (0,91m) dans les sols dont le taux de percolation est supérieur à 2 minutes par pouce (47s/cm) (vs. 4 pieds (1,22m) sous les systèmes de traitement et d'évacuation d'eaux usées non ségréguées (Sct. 15.212(1)); (4) Alternativement à un champ d'épuration, les eaux usées peuvent également être envoyées vers un système alternatif (voir 15.280 à 15.288).	Non abordées par la réglementation
Michigan	MI	9 922 576	260 243	15 637	6	Oui	PUBLIC HEALTH CODE - Act 368 of 1978. Au Michigan, la réglementation des systèmes de traitement et d'évacuation des eaux usées des résidences isolées se fait essentiellement via les Codes de Sanitation des comtés. La réglementation de l'état ne fait que conférer cette autorité au Départements de Santé locaux.	http://www.legislature.mi.gov/(S)jdqhbvupatg21bbqwrzfzvl)/documents/mcl/pdf/mcl-act-368-of-1978.pdf .	Non abordées par la réglementation	333.12751 Definitions used in MCL 333.12752 to 333.12758 (a) "Acceptable alternative greywater system" means a system for the treatment and disposal of waste water which normally does not receive human body wastes or industrial waste and is approved for use by a local health department".	333.12757 Installation and use of acceptable innovative or alternative waste treatment system alone or in combination with acceptable alternative greywater system; regulation by local health department; guidelines; exemption from special assessments not permitted; connection to available public sanitary sewer system not required; payment of sewer availability fee in lieu of connection or user fees; exemption from connection or user fees. (1) Confirme que les systèmes de traitement des eaux usées, notamment les systèmes de traitement et d'évacuation d'EM sont réglementés par les "local health departments". Ceux-ci ont la responsabilité des inspections et de l'administration des sanctions en cas de non-conformité; (2) Le "Department of Environmental Quality" (l'État) est tenu d'adopter des directives afin d'assister les "local health departments" dans la définition des systèmes de traitement et d'évacuation d'EM jugés acceptables. Ces directives n'ont pas force de loi.	Non abordées par la réglementation
Minnesota	MN	5 489 594	230 289	16 150	7	Oui	115.55 SUBSURFACE SEWAGE TREATMENT SYSTEMS; CHAPTER 7080 - INDIVIDUAL SUBSURFACE SEWAGE TREATMENT SYSTEMS.	https://www.revisor.mn.gov/statutes/?id=115.55&format=pdf ; https://www.revisor.leg.state.mn.us/rules/?id=7080&version=2016-10-31T10:51:56-05:00&format=pdf .	7080.1100 DEFINITIONS Subp. 86: Les TI sont regroupées avec d'autres toilettes sans effluent sous le terme "Toilet waste treatment devices". 7080.2450 MAINTENANCE Subp. 4: Toilet waste treatment devices and privies: Les déchets de TI doivent être enfouis conformément à la réglementation locale.	7080.1100 DEFINITIONS Subp. 37: "Gray water. "Gray water" means sewage that does not contain toilet wastes".	7080.2240 GRAY WATER SYSTEMS Subp. 1. General: Les systèmes de traitement et d'évacuation d'EM doivent (A) pouvoir permettre le traitement d'au moins 60% du débit estimé pour des eaux usées non ségréguées et (B, C, D, E) respecter les normes de conception et de construction générales; Subp. 3: La capacité d'une fosse septique destinée à recevoir uniquement des EM peut être réduite par rapport à la capacité d'une fosse septique	Non abordées par la réglementation

Province / Territoire / État	Population (est. 2015)	Superficie (km ²)	Superficie d'argile (km ²)	Pourcentage du couvert argileux	Dossier complété	Législation en vigueur	Hyperliens vers la législation	Toilette à incinération	Définition eaux ménagères	Systèmes adaptés pour eaux ménagères	Systèmes spécifiquement conçus pour eaux ménagères	
										recevant des eaux usées non ségréguées (voir 7080.1930 comparativement); Pas d'ajustements aux distances séparatrices.		
Missouri	MO	6 083 672	200 984	146	0	Oui	Missouri Laws Accompanied by Department of Health and Senior Services Rules - Governing Onsite Wastewater Treatment Systems.	http://health.mo.gov/living/environment/onsite/pdf/onsite_ref_book.pdf	Sct. 1 (A) Definitions / 32: Les TI font partie du groupe désigné "Non-ground absorption sewage disposal system"; Sct. 6 (K) Other Systems: Les TI ne sont autorisées qu'au cas par cas dans des "conditions inhabituelles". Cette section ne fixe que des conditions très générales; Les TI doivent d'emblée respecter la norme "NSF" ou sinon des informations additionnelles sont requises.	701.025. Definitions 12 (b) "Graywater", all domestic waste not covered in paragraph (a) of this subdivision" [(a) "Blackwater", waste carried off by toilets, urinals and kitchen drains], including bath, lavatory, laundry, and sink waste".	Sct. 1 (E) (Sewage Flow Rates) 4 Reduction in sewage flow: Les systèmes de traitement d'EM peuvent être conçus pour recevoir un débit d'affluent jusqu'à 40% moindre par rapport à des systèmes de traitement d'eaux usées non ségréguées; Sct. 6 (K) Other Systems: Les systèmes de traitement et d'évacuation d'EM ne sont autorisés qu'au cas par cas dans des conditions inhabituelles. Cette section ne fixe que des conditions très générales; La réglementation n'établit pas de modèle de conception spécifique pour de tels systèmes; Pas d'ajustements aux distances séparatrices (Sct. 1 (D) Minimum Set-Back Distances).	Non abordés par la réglementation
Montana	MT	1 032 949	387 432	4 510	1	Oui	CIRCULAR DEQ.4 - MONTANA STANDARDS FOR SUBSURFACE WASTEWATER TREATMENT SYSTEMS. Les règles de recirculation des eaux ménagères sont prévues aux Chapitre 36 « SUBDIVISIONS/ON-SITE SUBSURFACE WASTEWATER TREATMENT »/ Sous-chapitres 3 et 9.	http://deq.mt.gov/Portals/112/Water/PWSUB/Documents/engineers/2014/DEQ4-2013-Final.pdf	8.5.3.2. Incinerating Toilets: Les TI peuvent être électriques ou au gaz; B: Doit satisfaire au critère "NSF Standard 41"; E: Un produit anti-mousse peut être ajouté aux TI afin d'éviter le débordement de déchets liquides en ébullition; H: La ventilation doit être distincte des autres systèmes de ventilation de la résidence.	6.10.1 General "Gray water is untreated wastewater collected from both tubs, showers, lavatory sinks, clothes washing machines, and laundry tubs. Gray water systems used in conjunction with a waste segregation system may also use wastewater collected from kitchens".	Non abordés par la réglementation.	CirculaireLe traitement et l'évacuation des EM font l'objet des mêmes normes que les eaux non ségréguées, excepté qu'elles peuvent être recirculées ou peuvent être employées pour l'irrigation (Chapitre 6.10). Ce chapitre définit les règles d'emplacement (6.10.2) de conception (6.10.3), d'opération (6.10.4) et d'entretien (6.10.5) d'un système d'irrigation à base d'EM; 6.10.3.5: Le Department of Environmental Quality du Montana peut exiger un échantillonnage des EM avant d'autoriser son évacuation vers un système d'irrigation; 6.10.3.6: L'irrigation ne peut se faire en surface ou à moins de 6 pouces (15cm) de la surface; 6.10.4.4: Les systèmes d'irrigation à base d'EM doivent munis d'un filtre; Chapitre 36 Sous-chapitre 917.36.919 GRAY WATER REUSE(3) (d): Dans le cas de systèmes d'irrigation à base d'EM, la nappe phréatique doit être à une distance minimale de 4 pieds (1,22m) sous la surface irriguée, [e]: Établit les distances séparatrices horizontales.
Nevada	NV	2 890 845	315 661	73	0	Oui	NAC CHAPTER 445A - WATER CONTROLS ON-SITE SEWAGE DISPOSAL SYSTEMS (445A.950 - 445A.9706)	http://www.leg.state.nv.us/NAC/NAC-445A.html#NAC445A950	Non abordées par la réglementation	Non définies par le règlement	Non abordés par la réglementation.	Non abordés par la réglementation.
New Hampshire	NH	1 330 608	25 374	1 195	5	Oui	NEW HAMPSHIRE CODE OF ADMINISTRATIVE RULES CHAPTER Env-Wq 1000 SUBDIVISION AND INDIVIDUAL SEWAGE DISPOSAL SYSTEM DESIGN RULES; ON-SITE WASTEWATER DISPOSAL SYSTEM INSTALLATION MANUAL.	http://des.nh.gov/organization/commissioner/legal/rules/documents/env-wq1000.pdf ; http://des.nh.gov/organization/commissioner/pip/forms/ssb/documents/ww_disposal_manual.pdf	Env-Wq 1002.42 "Individual sewage disposal system (ISDS)": Les TI sont regroupées sous cette nomenclature; Env-Wq 1002.84 "Small ISDS": Les ISDS dont le débit est de 2500 gallons (9464L) par jour ou moins i.e. inclut les TI; Env-Wq 1003.01 Preparation of Plans; Seals Required: Les plans pour l'emploi d'une TI peuvent être réalisés par le propriétaire de la résidence ou par un designer autorisé; Env-Wq 1003.02 Application Processing; Expiration of Approvals; Retention of Plans: Les plans pour l'emploi d'une TI doivent être déposés au "Department of Environmental Services" qui en fait l'analyse.	Env-Wq 1022.02 Mini-Dry Wells for Gray Water "(a) For purposes of this section, "gray water" means residential wastewater other than from a urinal or a toilet".	Non abordés par la réglementation.	Env-Wq 1022.02 Mini-Dry Wells for Gray Water b) Les "mini-dry well for gray water" peuvent être employés pour l'évacuation d'EM seulement si le bâtiment desservi ne reçoit pas d'eau courante et n'a pas d'autres effluents; c) Ne peuvent être localisés à moins de 75 pieds (23m) d'une prise d'eau; d) Les "mini-dry well for gray water" sont des trous d'un diamètre maximal de 18 pouces (46cm) et d'une profondeur maximale de 12 pouces (30cm), remplis de pierres ou de gravier.
New Jersey	NJ	8 958 013	21 475	94	0	Oui	N.J.A.C. 7-9A - STANDARDS FOR INDIVIDUAL SUBSURFACE SEWAGE DISPOSAL SYSTEMS	http://www.nj.gov/dep/dwq/pdf/njac79a.pdf	Subchapter 1. General Provisions 7-9A-1.8 Limitations c) Dans les cas où sont employées des toilettes sans effluent, comme les TI, la conception du système de traitement et d'évacuation des eaux usées et le calcul du débit d'affluent doit se faire sans tenir compte des volumes d'eau économisés par ces toilettes spéciales.	Subchapter 2. Definitions 7-9A-2.1 Definitions ""Greywater" means that portion of the sanitary sewage generated within a residential, commercial or institutional facility which does not include discharges from water closets or urinals".	Subchapter 7. General Design and Construction Requirements 7-9A-7.5 Separate disposal of greywater and blackwater: Lorsque les eaux usées du cabinet d'aisance ("blackwater") sont traitées via une toilette sans effluent, une dérogation au "Uniform Construction Code, Plumbing subcode, N.J.A.C. 5-23-3.15" doit être obtenue par le demandeur avant que le système d'évacuation et de traitement des EM soit approuvé.	Non abordés par la réglementation
New York	NY	19 795 791	144 656	16 459	11	Oui	Public Health Law, 2011(1)(i) APPENDIX 75-A - WASTEWATER TREATMENT STANDARDS - RESIDENTIAL ONSITE SYSTEMS.	http://www.health.ny.gov/environmental/water/drinking/docs/appendix_75a.pdf	75-A.10 Other Systems (b) Non-Waterborne Systems (1) Incinerator Toilets: Brève définition du mode de fonctionnement. Le seul élément réglementaire est que les TI doivent être installées conformément aux directives du fabricant.	75-A.10 Other Systems (b) Non-Waterborne Systems (5) Greywater Systems: Les systèmes de traitement et d'évacuation d'EM doivent être conçus selon un débit de 75 gallon par jour par chambre (284L/j/chambre) et respecter l'ensemble des critères pour le traitement des eaux usées résidentielles; Pas d'ajustements aux distances séparatrices.	Non abordés par la réglementation	Non abordés par la réglementation
North Dakota	ND	756 927	184 937	15 612	8	Oui	CHAPTER 62-03.1-03 PRIVATE SEWAGE DISPOSAL SYSTEMS	http://www.legis.nd.gov/information/actata/pdf/62-03.1-03.pdf	Non abordées par la réglementation	Non définies par le règlement	Non abordés par la réglementation.	Non abordés par la réglementation.
Ohio	OH	11 613 423	126 534	7 937	6	Oui	Ohio Administrative Code Chapter 3701-29 Sewage Treatment Systems; Pour les EM et les TI, voir "rule 3701-29-17 Gray water recycling systems and alternative toilets".	http://www.ohio.gov/en/rules/final/3701-29-17 ; http://www.ohio.gov/-/media/ODH/ASSETS/Files/rules/final/3701-29-17 ; http://www.ohio.gov/-/media/ODH/ASSETS/Files/rules/final/3701-29-17-N.pdf?1a=en	3701-29-17 (H) à (J) et (L) à (O) 3701-29-17 (I): L'usage d'une toilette à incinération requiert l'emploi d'un système de traitement parallèle pour les EM et les eaux des évier de cuisine; 3701-29-17 (J): L'emploi d'une toilette à incinération peut réduire le débit quotidien calculé du système de traitement parallèle jusqu'à 25%; 3701-29-17 (L): Doit être certifiée "NSF Protocol P157"; prévoit également le protocole de certification; 3701-29-17 (L) à (N): Doit être installée conformément au code électrique (L) et au code de plomberie (M) de l'Ohio et ventilé conformément aux instructions du détaillant (N); 3701-29-17 (O): Les cendres doivent être enfouies dans un lieu d'enfouissement autorisé par l'"Ohio Environmental protection agency".	3701-29-17: "Gray water discharged to all GWRS shall only consist of domestic type flows having the consistency and strength typical of gray water from domestic households. The source of gray water may include water from bathing, showering, washing clothes or laundry sinks. Gray water shall not contain water used to wash diapers, or other materials soiled with human excreta or infectious materials, or wastewater that has come in contact with toilet waste, toxic substances, cleaning chemicals other than soap, water softener backwash or any other hazardous household products" (exclut les évier de cuisine);	3701-29-17 (A) - (G) Système de recirculation	Non abordés par la réglementation
Oregon	OR	4 028 977	263 011	3 674	1	Oui	Oregon Administrative Rules DIVISION 53: GRAYWATER REUSE AND DISPOSAL SYSTEMS; DIVISION 71: ONSITE WASTEWATER TREATMENT SYSTEMS.	http://arcweb.sos.state.or.us/pages/rules/oars_300/oar_340/340_053.html ; http://arcweb.sos.state.or.us/pages/rules/oars_300/oar_340/340_071.html	Non abordées par la réglementation.	340-071-0100 Definitions (72) "Graywater" means household sewage other than "black wastes," [(20) "Black Waste" means human body wastes including feces, urine, other substances of body origin, and toilet paper] such as bath water, kitchen waste water, and laundry wastes".	340-071-0320 Split Waste Method (2) (b): Dans le cas où un système de traitement et d'évacuation spécifiquement conçu uniquement pour les EM, la superficie d'infiltration peut être les 2/3 de la taille d'un système de traitement d'eaux usées non ségréguées; Pas d'ajustements aux distances séparatrices.	340-071-0325 Gray Water Waste Disposal Sumps Systèmes conçus uniquement pour des eaux usées transportées à la main et d'un débit quotidien maximal de 10 gal (38L). Le tableau 8 qui prévoit les distances séparatrices, doit être obtenu auprès du Department of Environmental Quality.
Pennsylvania	PA	12 802 503	128 437	685	1	Oui	Pennsylvania code - Title 25, Chapter 73.	http://www.pacode.com/secure/data/025/chapter73/chap73toc.html	Sct. 73.65. Recycling toilet, incinerating toilet or composting toilet. (a) Les TI doivent être certifiées "NSF Standard No. 41"; (c) Pour les nouvelles résidences, l'installation d'une TI et la construction d'un système de traitement et d'évacuation des eaux usées doivent se faire sous un seul et même permis; (d) Pour les résidences existantes dont le système de traitement et d'évacuation des eaux usées ne fait pas l'objet de modifications, une TI peut être installée sans permis.	Non définies par le règlement	Sct. 73.72. Alternate sewage systems (a) Les systèmes conçus spécifiquement pour le traitement et l'évacuation des EM ne sont autorisés qu'au cas par cas. (b, c, d, e): Le propriétaire doit soumettre une demande détaillée au "sewage enforcement officer" et au ministère.	Non abordés par la réglementation
Rhode Island	RI	1 056 298	2 930	17	1	Oui	Rules Establishing Minimum Standards Relating to Location, Design, Construction and Maintenance of Onsite Wastewater Treatment Systems.	http://www.dem.ri.gov/pubs/regs/regs/water/owts16.pdf	RULE 36. ALTERNATIVE TOILETS 36.1: Les TI sont regroupées sous le terme "alternative toilets"; 36.1.1: Les produits de la TI doivent être inertes, stables et sans danger; 36.1.2: Le propriétaire doit être lié par un contrat d'entretien en tout temps; 36.1.3: Le propriétaire doit obtenir un permis et le ministère de l'environnement doit émettre un certificat de conformité, auquel il peut fixer des conditions additionnelles selon le cas (36.1.5); 36.1.4: Le certificat de conformité doit être mis à jour à tous les deux ans;	RULE 7. DEFINITIONS "Graywater" means wastewater drained from sinks, tubs, showers, dishwashers, clothes washers, and other non-toilet sources".	36.2 Separate OWTS: Si une toilette alternative (incluant les TI) est utilisée, un système de traitement des EM séparés doit être construit et conçu afin de pouvoir traiter 60% du débit quotidien normal; Pas d'ajustements aux distances séparatrices.	Non abordés par la réglementation

Province / Territoire / État	Population (est. 2015)	Superficie (km ²)	Superficie d'argile (km ²)	Pourcentage du couvert argileux	Dossier complété	Législation en vigueur	Hyperliens vers la législation	Toilette à incinération	Définition eaux ménagères	Systèmes adaptés pour eaux ménagères	Systèmes spécifiquement conçus pour eaux ménagères	
								36.3: Les cendres, sauf exceptions, peuvent être enfouies sur place mais ne peuvent être appliquées à des cultures vivrières.				
South Dakota	SD	858 469	206 902	4 859	2	Oui	Administrative Rules of South Dakota Article 74:53 WATER SUPPLY AND TREATMENT SYSTEMS Chapitre 74:53:01 INDIVIDUAL AND SMALL ON-SITE WASTEWATER SYSTEMS.	http://www.sdlegislature.gov/rules/DisplayRule.aspx?Rule=74:53:01	74:53:01:40. Requirements for unconventional systems: Les systèmes non conventionnels comme les TI doivent être calibrés, installés, opérés et maintenus en état de bon fonctionnement conformément aux directives du fabricant. Les pièces de ventilation doivent être de qualité installées conformément au code de plomberie de l'état. Les systèmes qui emploient de nouvelles technologies sont considérés comme expérimentaux et leur conception devrait se faire conjointement à un système de contingence qui pourra être installé si le système proposé, une fois installé, ne fonctionne pas normalement ou crée des nuisances pour l'environnement. L'emploi de systèmes non conventionnels requiert l'autorisation du ministère.	74:53:01:01(24): "Graywater", the wastewater generated by water-using fixtures and appliances which do not discharge garbage or urinary or fecal wastes";	74:53:01:38. Requirements for graywater system 74:53:01:38(1): Les distances séparatrices sont les mêmes que pour les autres type d'éléments épurateurs; 74:53:01:38(2): Les systèmes de traitement d'EM sont basés sur un débit d'EM minimum de 25gal (95L) par personne par jour. Les fosses à EM doivent assurer un temps de rétention de trois jours; 74:53:01:38(3): Les fosses à EM sont des fosses septiques et sont soumis aux mêmes normes; Pas d'ajustements aux distances séparatrices.	74:53:01:38(4): L'effluent d'un système de traitement d'EM peut être recirculé pour l'usage du cabinet d'aisance, dirigé vers un élément épurateur ou utilisé pour l'irrigation de la pelouse et les superficies non destinées à la production alimentaire. Un test de percolation doit être effectué et le calcul de la superficie d'absorption s'effectue de la même façon que pour les autres éléments épurateurs, conformément aux sous-sections 74:53:01:29 à 74:53:01:32.
Vermont	VT	626 042	25 817	2 118	8	Oui	Environmental Protection Rules - Chapter 1 Wastewater System and Potable Water Supply Rules.	http://dec.vermont.gov/sites/dec/files/dwgwp/wastewater/pdf/finalwspwrules.effective2007.09.29.pdf	\$1-922 Composting or Incinerating Toilets and Greywater Disposal Systems a) L'emploi de TI dans des immeubles autres que des résidences unifamiliales peut faire l'objet de révision additionnelle; c) L'emploi d'une TI requiert l'emploi parallèle d'un système de traitement et d'évacuation d'EM;	\$1-201(a)(28) Definitions "(29) Graywater – means the wastewater from normal domestic activities such as bathing, clothes washing, food preparation, and cleaning but excluding wastewater from toilets".	Sct. 1-922 Composting or Incinerating Toilets and Greywater Disposal Systems c) L'emploi d'une TI requiert l'emploi parallèle d'un système de traitement et d'évacuation d'EM; d) Un système de traitement et d'évacuation d'EM doit être conçu conformément à la réglementation en vigueur pour les systèmes d'eaux usées non ségréguées, mais dans le cas des résidences isolées, sa taille peut être réduite de 25%; Pas d'ajustements aux distances séparatrices.	Non abordés par la réglementation
Washington	WA	7 170 351	176 610	3 762	2	Oui	Washington Administrative Code Chapter 246-272A WAC - ON-SITE SEWAGE SYSTEMS.	http://apps.leg.wa.gov/wac/default.aspx?cite=246-272a	WAC 246-272A-0110 (1): Les fabricants de TI doivent faire enregistrer leurs produits avant de pouvoir les mettre sur le marché. WAC 246-272A-0110 (3)(c): Dans le cas des TI, l'enregistrement requiert au préalable que la TI réponde aux normes prévues par le "NSF Protocol P157 Electrical Incinerating Toilets - Health and Sanitation"	WAC 246-272A-0010 Definitions (2) Definitions used in this chapter "Gray water" means sewage from bathtubs, showers, bathroom sinks, washing machines, dishwashers, and kitchen sinks. It includes sewage from any source in a residence or structure that has not come into contact with toilet wastes".	Le règlement ne prévoit pas de système spécifiquement conçu pour le traitement et l'évacuation des EM. WAC 246-272A-0015 Local management and regulation (16): Pour des raisons de conservation de l'eau, le "local health officer" peut prévoir la réutilisation des EM pour des fins non potables; WAC 246-272A-0234 Design requirements - Soil dispersal components (1)(b): La superficie de l'élément épurateur est fonction du débit d'affluent quotidien i.e. un affluent composé uniquement d'EM aura nécessairement un débit moindre, ce qui permet de réduire la superficie d'absorption requise; Pas d'ajustements aux distances séparatrices.	Non abordés par la réglementation
West Virginia	WV	1 844 128	69 370	133	0	Oui	64 CSR 09 - Sewage systems regulations; 64 CSR 47 - Sewage Treatment and Collection System Design Standards.	http://apps.sos.wv.gov/adlaw/csr/readfile.aspx?DocId=8154&Format=PDF ; http://apps.sos.wv.gov/adlaw/csr/readfile.aspx?DocId=8599&Format=PDF .	Standard 6.14 6.14.a: L'usage d'une toilette à incinération requiert l'emploi d'un système de traitement parallèle pour les EM; 6.14.b: La conception, la construction et l'installation d'une toilette à incinération doivent recevoir l'approbation du commissaire (du Bureau de Santé publique ou de son représentant désigné).	Non définies par le règlement ou le Standard	Standard 6.15 Standard 6.15.a: La conduite d'amenée d'un système de traitement d'EM doit avoir un diamètre de 2 pouces (5,08cm) au plus; Standard 6.15.b: Les résidences équipées d'un système de traitement d'EM ne peuvent avoir de broyeurs à déchets connectés au système de traitement d'EM; Standard 6.15.c: Les systèmes de traitement d'EM doivent recevoir l'approbation du commissaire [du Bureau de Santé publique ou son représentant désigné]; Standard 6.15.d: Un système de traitement d'EM doit être composé (6.15.d.1) d'un élément épurateur conçu sur la base d'une réduction de 30% de la consommation d'eau et construit conformément aux critères de conception applicables aux éléments épurateurs standards et (6.15.d.2) d'une fosse septique d'une capacité de 1000 gal (3785L) pour une résidence de quatre chambres ou moins et de 250 gal (946L) de plus par chambre additionnelle; Pas d'ajustements aux distances séparatrices.	Non abordés par la réglementation
Wisconsin	WI	5 771 337	176 410	11 309	6	Oui	Chapter SPS 381 DEFINITIONS AND STANDARDS Chapitre SPS 391 SANITATION; Chapitre SPS 383 PRIVATE ON-SITE WASTEWATER TREATMENT SYSTEMS.	https://docs.legis.wisconsin.gov/code/admin_code/sps/safety_and_buildings_and_environment/388/391.pdf ; https://docs.legis.wisconsin.gov/code/admin_code/sps/safety_and_buildings_and_environment/380_387/383/IV/40 .	SPS 391.11 Incinerating toilets SPS 391.11 (1): La conception, la construction et l'installation d'une TI au gaz doit être conforme "ANSI Z21.61"; SPS 391.11 (2): Les matériaux, la conception, la construction et la performance d'une TI au gaz doivent être conformes au "NSF Standard 41"; SPS 391.11 (3): Toutes les TI électriques et au gaz doivent être reconnues par une agence de certification reconnue par le ministère: "American Gas Association", "Canadian Standards Association", "NSF International", "Underwriter's Laboratories" et "Warnock Hersey"; SPS 391.11 (4): Prévoit le mode de disposition des résidus finaux, solides (a) et liquides (b).	Chapter SPS 381 DEFINITIONS AND STANDARDS (112) "Graywater" means wastewater contaminated by waste materials, exclusive of urine, feces or industrial waste, deposited into plumbing drain systems".	SPS 383.43 General requirements SPS 383.43 (4) et (5): Le règlement permet le traitement séparé des EM. Le débit quotidien d'EM est calculé être 60gal (227L) par chambre (vs. 100gal (379L) par chambre pour le calcul du débit quotidien total); Pas d'ajustements aux distances séparatrices (Tab. 383.43-1).	Non abordés par la réglementation

3.1.2. Pouvoirs des juridictions inférieures

Il est important de rappeler que des autorités locales ont le pouvoir de fixer des exigences supérieures à celles fixées par les provinces et territoires canadiens et les états américains. Ce pouvoir est parfois inscrit de façon explicite dans la réglementation. C'est le cas par exemple au Kansas qui prévoit spécifiquement que les comtés ont le pouvoir d'appliquer leur propre réglementation, du moment qu'ils respectent les critères minimaux fixés par l'état. De même, la Saskatchewan établit par voie de règlement que ce sont ses douze « *Health regions* » qui se voient déléguer l'essentiel du pouvoir de réglementation.

Si une revue plus large du cadre réglementaire hors Québec s'avérait nécessaire, il serait avisé de cibler les autorités locales dont le territoire est caractérisé par une forte présence d'argile, plutôt que de compléter le recensement des vingt-trois (23) états américains non couverts par la présente revue de littérature. Celles-ci iront dans certains cas plus loin dans leur réglementation des TI et des EM que ne le font les 40 juridictions recensées dans ce rapport.

3.2. Toilettes à incinération

Cette section présente une synthèse de la revue de littérature sur la réglementation nord-américaine pour l'usage des toilettes à incinération pour les résidences isolées. Les documents consultés, les sources et les hyperliens sont indiqués, par juridiction, dans la matrice sur la juridiction nord-américaine (Tableau 3.1 et Annexe numérique du Chapitre 3).

Les toilettes à incinération (TI) sont peu réglementées au Canada. Un cadre réglementaire a été recensé qu'en Ontario et celui-ci est très sommaire. L'Ontario précise que les TI sont conçues pour recevoir uniquement les déchets du corps humain. L'obtention d'un permis n'est pas nécessaire et aucune certification particulière n'est exigée.

En revanche, la plupart des états américains recensés prévoient actuellement des standards minimaux pour les TI, soit par leur réglementation (n = 18) soit de façon moins formelle (n = 3). Plusieurs états, comme le Connecticut, l'Idaho, l'Indiana et le Missouri, réservent l'emploi de TI pour des cas très particuliers et les normes ne sont donc pas prévues dans le cadre réglementaire général, mais plutôt dans des sections spécifiques et souvent très concises des guides techniques rattachés à la réglementation. En Iowa et au Dakota du Sud, les TI sont classifiées et réglementées en tant que « *systèmes expérimentaux* ». Peu d'états règlementent actuellement l'ensemble de la conception, de l'installation, de l'emploi et de la réparation des TI.

Différents états appliquent différents niveaux de contrôle dans leurs réglementations respectives. Certains se contentent d'exiger le respect des directives émises par le fabricant (ex. New York), mais d'autres vont plus loin. Il y a d'une part les états qui requièrent du propriétaire qu'il obtienne un permis ou une autorisation émise par l'état et/ou par le comté et/ou par l'autorité municipale et d'autre part, il y a les certifications (n = 7). La principale certification recensée est la « *NSF Standard 41* » exigée par l'Indiana, le Missouri, le Montana, la Pennsylvanie et le Wisconsin. Le protocole de certification « *NSF P157* », qui remplace l'édition de la norme de 1983 NSF 41 pour le volet toilette à incinération fonctionnant à l'électricité, a été recensé pour les TI électriques en Ohio et dans l'état de Washington ainsi que la certification « *ANSI Z21.61* » au Wisconsin pour les TI au gaz. De façon plus générale, le Wisconsin exige que les TI soit reconnues par une agence de certification approuvée par l'état : "*American Gas*

Association", "Canadian Standards Association", "NSF International", "Underwriter's Laboratories" et "Warnock Hersey".

Plusieurs états spécifient, dans le cadre de leur réglementation, que l'alimentation des TI, au gaz ou en électricité, ainsi que le système de ventilation doivent être conformes au(x) code(s) du bâtiment en vigueur. Au Montana, on spécifie que la ventilation des TI doit être séparée du reste du système de ventilation de la résidence.

Finalement pour ce qui est de la disposition des cendres, peu d'états recensés en font spécifiquement mention. L'Indiana, l'Ohio et le Minnesota exigent que celles-ci soient enfouies dans un lieu d'enfouissement autorisé par l'état avec le reste des ordures ménagères. Seul le Rhode Island autorise expressément l'enfouissement des cendres sur le terrain de la résidence, tout en précisant qu'elles ne peuvent être appliquées à des cultures destinées à consommation humaine.

3.3. Eaux ménagères

Cette section présente une synthèse de la revue de littérature sur la réglementation nord-américaine pour le traitement et l'évacuation des eaux ménagères (EM) pour les résidences isolées. Les documents consultés, les sources et les hyperliens sont indiqués, par juridiction, dans la matrice sur la juridiction nord-américaine (Tableau 3.1 et Annexe numérique du Chapitre 3). Les systèmes destinés au traitement et à l'évacuation d'EM semblent légèrement plus répandus que les TI, probablement en raison de l'existence d'autres solutions pour le traitement et l'évacuation des eaux de cabinet d'aisance, comme l'emploi d'autres types de toilettes sans effluent (toilettes à compost, cabinets à fosse sèche et toilettes chimiques) ou de façon plus marginale, l'emploi de fosses de rétention à vidange périodique.

3.3.1. Définitions

La définition des EM (« *graywater* » ou « *greywater* » en anglais) varie légèrement. Dans la plupart des juridictions recensées, les EM excluent uniquement les eaux usées provenant des cabinets d'aisance. Mais l'Idaho, le Missouri, l'Ohio et probablement le Dakota du Sud excluent également l'effluent des éviers de cuisine. Le Massachusetts et la Virginie-Occidentale précisent que les effluents des éviers de cuisine équipés de broyeurs à déchets ne peuvent être envoyés vers un système de traitement et d'évacuation d'EM.

3.3.2. Systèmes adaptés pour les eaux ménagères

3.3.2.1. Traitement primaire

Terre-Neuve-et-Labrador est la seule juridiction recensée qui mentionne spécifiquement que le traitement d'EM peut s'effectuer en omettant l'étape du traitement primaire (fosse septique) lorsqu'une toilette sans effluent est employée. Au Massachusetts, sous certaines conditions, la fosse septique peut être remplacée par un filtre particulier. Dans tous les autres cas, il semble que la fosse septique soit requise comme première étape de traitement des EM.

3.3.2.2. Réduction de taille de l'élément épurateur

La modulation la plus fréquente apportée à la conception d'un système de traitement et d'évacuation d'EM (par rapport à un système de traitement et d'évacuation d'eaux usées non ségrégées implanté dans un milieu comparable) est de réduire la taille de l'élément épurateur de façon proportionnelle à la réduction du débit d'eaux usées occasionné. Ce type de modulation n'est en vigueur nulle part au Canada, mais est très fréquent aux États-Unis (n = 14). Il est à noter que le type de sol demeure l'un des principaux facteurs déterminants la taille de l'élément épurateur, qu'il s'agisse d'EM ou d'eaux usées non ségrégées.

Tout comme au Québec, la plupart des juridictions calculent le débit quotidien en multipliant le nombre de résidents ou le nombre de chambres par des débits unitaires fixes qui y sont associés. Le calcul de la superficie d'un élément épurateur destiné à traiter et évacuer uniquement des EM se fait donc soit a) en prévoyant des débits unitaires réduits (Maine, New York, Dakota du Sud et Wisconsin), soit b) en réduisant la taille de l'élément épurateur ou le débit d'EM d'une proportion fixe à ce qu'ils seraient si le système était conçu pour traiter et évacuer des eaux usées non ségrégées : Connecticut ($\geq 50\%$), Maine (70%), Massachusetts ($\geq 50\%$), Minnesota ($\geq 60\%$), Missouri ($\geq 60\%$), Oregon (66%), Rhode Island (60%), Vermont (75%) et Virginie-Occidentale (70%). Dans certains cas plus rares, comme au New-Jersey, le traitement d'EM doit se faire sans réduire le débit quotidien calculé ou la superficie de l'élément épurateur.

L'état du Kentucky a la particularité de réglementer des systèmes conçus pour traiter et évacuer spécifiquement les EM de lessive. La taille exigée de l'élément épurateur est alors seulement de 15% de la superficie régulière, sauf si le système est aménagé dans des sols argileux, auquel cas, la superficie ne peut être réduite.

Ceci étant dit, certains états n'autorisent de tels systèmes qu'au cas par cas. Un employé du « *Department of Environmental Protection* » de la Pennsylvanie a indiqué que le ministère préfère ne pas établir de distinction particulière pour les EM car celles-ci contiennent tout de même des polluants et des bactéries associées aux fèces, provenant des sous-vêtements, des couches lavables et du lavage du corps (le Yukon effectue cette même mise en garde de façon informelle et non réglementaire). Pour la Pennsylvanie, les objectifs de traitement et d'évacuation des EM sont donc d'emblée les mêmes que pour les eaux usées en général.

3.3.2.3. Modulation des normes de localisation

Sur l'ensemble des trente-sept (37) cadres réglementaires investigués, aucune modulation aux distances séparatrices horizontales entre un système de traitement et d'évacuation d'EM et un système de traitement d'eaux usées non ségrégées implanté dans un milieu comparable n'a été recensée, que ce soit les distances minimales à respecter par rapport aux puits, aux cours d'eau, aux bâtiments, aux limites de propriété, etc. Dans la plupart des cas, le règlement mentionne simplement qu'à part une réduction du débit quotidien d'affluent calculé ou une réduction de la superficie de l'élément épurateur, toutes les autres normes de conception et d'installation en vigueur pour les systèmes de traitement et d'évacuation d'eaux usées non ségrégées, notamment les normes de localisation, doivent être respectées.

En termes de distances séparatrices verticales, il n'y a qu'au Massachusetts qu'une modulation a été recensée lorsque l'élément épurateur ne reçoit que des EM. Dans le cas très particulier où un système fait l'objet de réparations, que le débit n'est pas augmenté et que le sol récepteur a un taux de percolation supérieur à 47 s cm^{-1} , la distance minimale à respecter entre la base de l'élément épurateur et la nappe

phréatique peut alors être de seulement 0,91 m, comparativement à 1,22 m sous les systèmes de traitement et d'évacuation d'eaux usées non ségréguées.

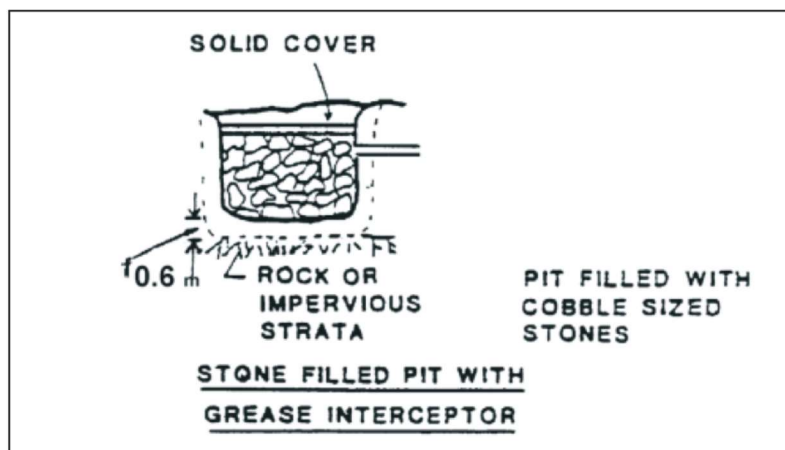
3.3.3. Systèmes spécifiquement conçus pour les eaux ménagères

Quelques systèmes de traitement et d'évacuation spécifiquement conçus pour les EM ont été recensés. Le plus répandu pourrait être désigné en français sous le terme général de « fosse à eaux ménagères ». Il s'agit d'une simple fosse remplie de galets, de pierres concassées ou de gravier (Figure 3.2). Certains modèles plus complexes incluent un couvercle étanche ou un réservoir en amont de la fosse. De tels systèmes sont clairement conçus pour des usages d'appoint à faibles débits, comme des camps de chasse et plusieurs sont dépourvus d'une conduite d'amenée et doivent être remplis à la main. On retrouve des variantes de cette fosse à eaux ménagères au Manitoba, à Terre-Neuve-et-Labrador, en Ontario, en Saskatchewan (uniquement dans les zones de développement en milieu riverain), en Idaho, au New Hampshire et en Oregon. La plupart de ces juridictions établissent des distances horizontales minimales à respecter et le Manitoba, l'Ontario et la Saskatchewan prévoient également une distance minimale à respecter entre la base de la fosse et la nappe phréatique.

En Idaho, au Montana et au Dakota du Sud, après le traitement primaire, l'effluent d'EM peut aussi être envoyé vers un système d'irrigation, soit en surface, soit enfoui à faible profondeur. Le Dakota du Sud précise que les superficies irriguées ne doivent pas être employées à la production alimentaire.

Dans quelques cas recensés, il est également possible de recycler les EM à des fins non potables. Le MDDELCC ayant spécifiquement indiqué de ne pas poursuivre cette avenue dans la présente revue de littérature, puisque ces solutions ne pourraient pas être mise en œuvre à court terme au Québec, celle-ci n'a pas été documentée systématiquement.

Figure 3.2. Grey water pit (Source : Newfoundland and Labrador, 2006)



4. Sédiments glaciolacustres d'eau profonde (SGEP) de l'Abitibi-Témiscamingue

4.1. Recensement des données préexistantes

La réalisation des étapes 2 à 4 du mandat repose sur le recensement et la compilation des données existantes. Le tableau 4.1 présente les sources de données retenues pour la présente étude ainsi que les thématiques associées à leur utilisation.

Tableau 4.1. Sources et données utilisées dans le présent document

Source de données	Type de donnée	Couverture spatiale	Données utilisées	Utilisation
Locat et Lefebvre (1981)	-	Locale	Analyses minéralogiques	Évaluation des propriétés gonflantes
Locat <i>et al.</i> (1984a)	-	Locale	Analyses minéralogiques Fraction argileuse Limites d'Atterberg Capacité d'échange cationique (CEC)	Évaluation des propriétés gonflantes
Foscal-Mella (1976) ¹	-	Locale	Analyses minéralogiques	Évaluation des propriétés gonflantes
Pouliot (1978) ¹	-	Locale	Analyses minéralogiques	Évaluation des propriétés gonflantes
Quigley et Ogunbadejo (1972)	-	Locale	Analyses minéralogiques	Évaluation des propriétés gonflantes
Soderman et Quigley (1965) ¹	-	Locale	Analyses minéralogiques	Évaluation des propriétés gonflantes
White (1949)	-	-	Limites d'Atterberg	Évaluation des propriétés gonflantes
Savage (2007)	-	-	Limites d'Atterberg	Évaluation des propriétés gonflantes
Appelo et Postma (2005)	-	-	Capacité d'échange cationique (CEC)	Évaluation des propriétés gonflantes
Lautrin (1987)	-	-	Capacité d'échange cationique (CEC)	Évaluation des propriétés gonflantes
Rompré et Carrier (1997)	Polygones (Figures 6-7 et 11)	Régionale	Séries de sol Texture des horizons de sol Profondeur des horizons de sols Fraction argileuse CEC	Évaluation des propriétés gonflantes Statistiques descriptives Répartition spatiale de la CEC en fonction des séries de sol
Veillette (1996) et Données CGC non publiées	Ponctuelles (Figures 8-9)	Régionale	Fraction argileuse Limites Atterberg	Évaluation des propriétés gonflantes Statistiques descriptives Répartition spatiale de la limite liquide (LL ou ω_l) en fonction des séries de sol
Agriculture et Agroalimentaire Canada (s.d.)	Polygones (Figures 13-14)	Régionale	Séries de sol Texture des horizons de sol Profondeur des horizons de sols Fraction argileuse Capacité d'échange cationique (CEC)	Évaluation des propriétés gonflantes Répartition spatiale de la CEC en fonction des séries de sol Comparatif en Amérique du Nord

¹ Résultats rapportés dans Locat *et al.* (1984b).

Trois principaux ensembles de données ont servi à produire les cartes thématiques visant à présenter la distribution spatiale des sols argileux de l'Abitibi-Témiscamingue :

- (1) Rompré et Carrier (1997) (Figures 4.1, 4.2 et 4.9);
- (2) Veillette (1996) / CGC (non publiées) (Figures 4.3 et 4.12);
- (3) Agriculture et Agroalimentaire Canada (s.d.) (Figure 4.11).

La structure finale du jeu de données de Rompré et Carrier (1997) est constituée d'un ensemble de polygones. Chacun des polygones est caractérisé par l'une des 55 séries définies pour les sols défrichés de

la région de l’Abitibi-Témiscamingue. Chaque série est subdivisée en une quantité variable d’horizons pédologiques auxquels sont attribués une texture et des caractéristiques telles que la couleur, la granulométrie, la teneur en carbone et la capacité d’échange cationique (CEC). La figure 4.1 résume la structure de cet ensemble de données alors que la figure 4.2 présente la répartition des polygones cartographiques en Abitibi-Témiscamingue. La structure des jeux de données d’Agriculture et Agroalimentaire Canada est décrite de façon exhaustive à l’annexe A.

Figure 4.1. Structure du jeu de données de Rompré et Carrier (1997)

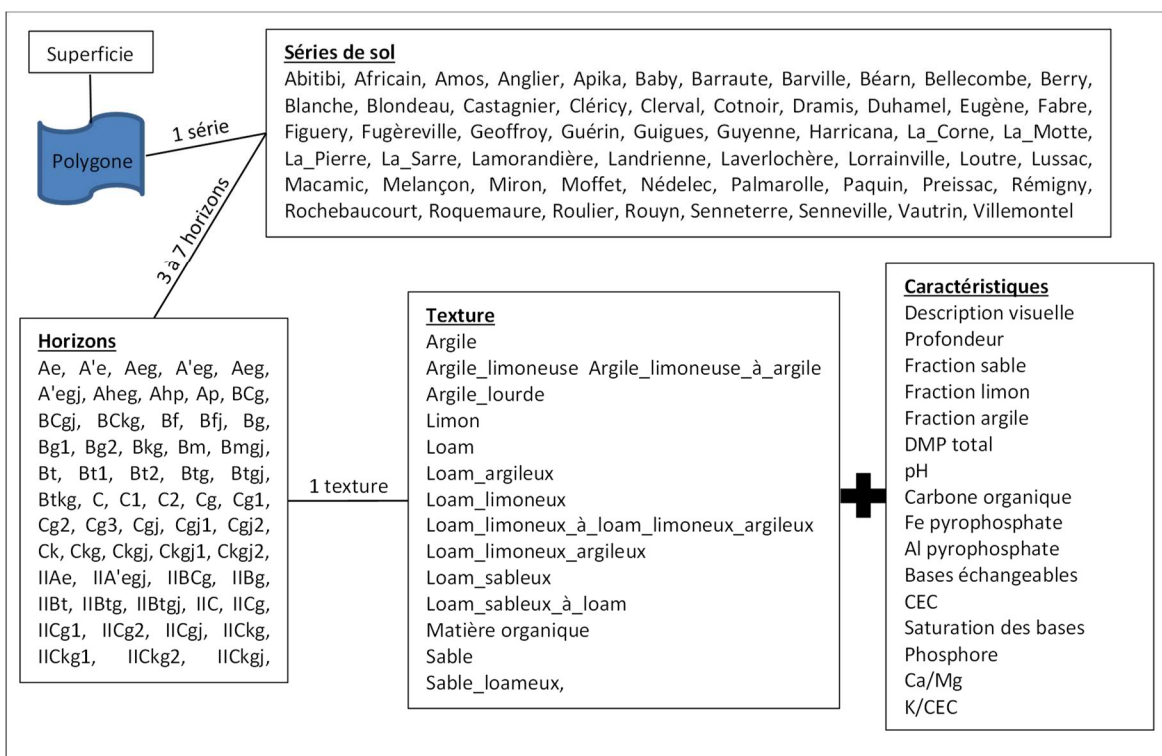


Figure 4.2. Répartition des polygones associés aux séries de sol de Rompré et Carrier (1997)

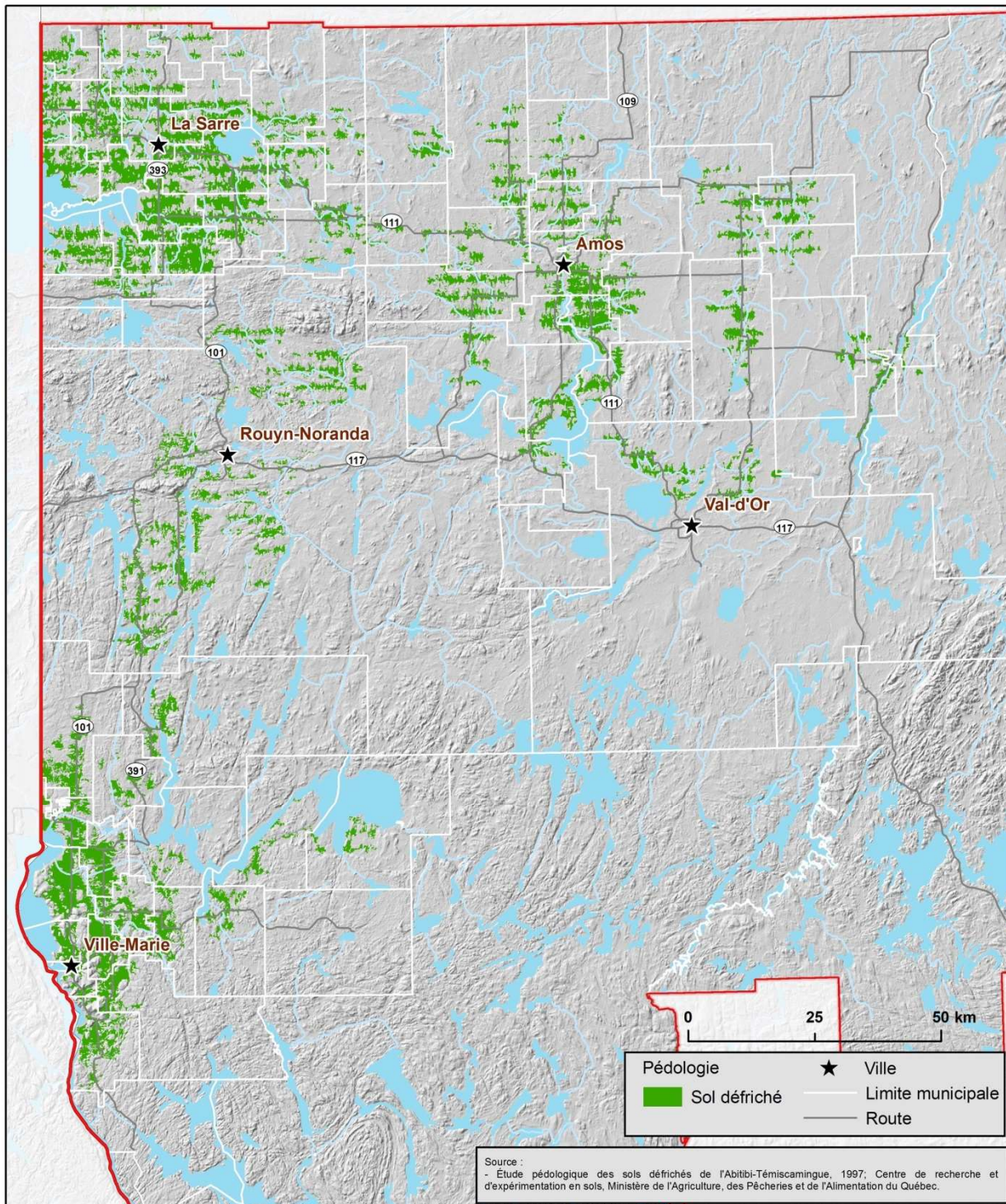
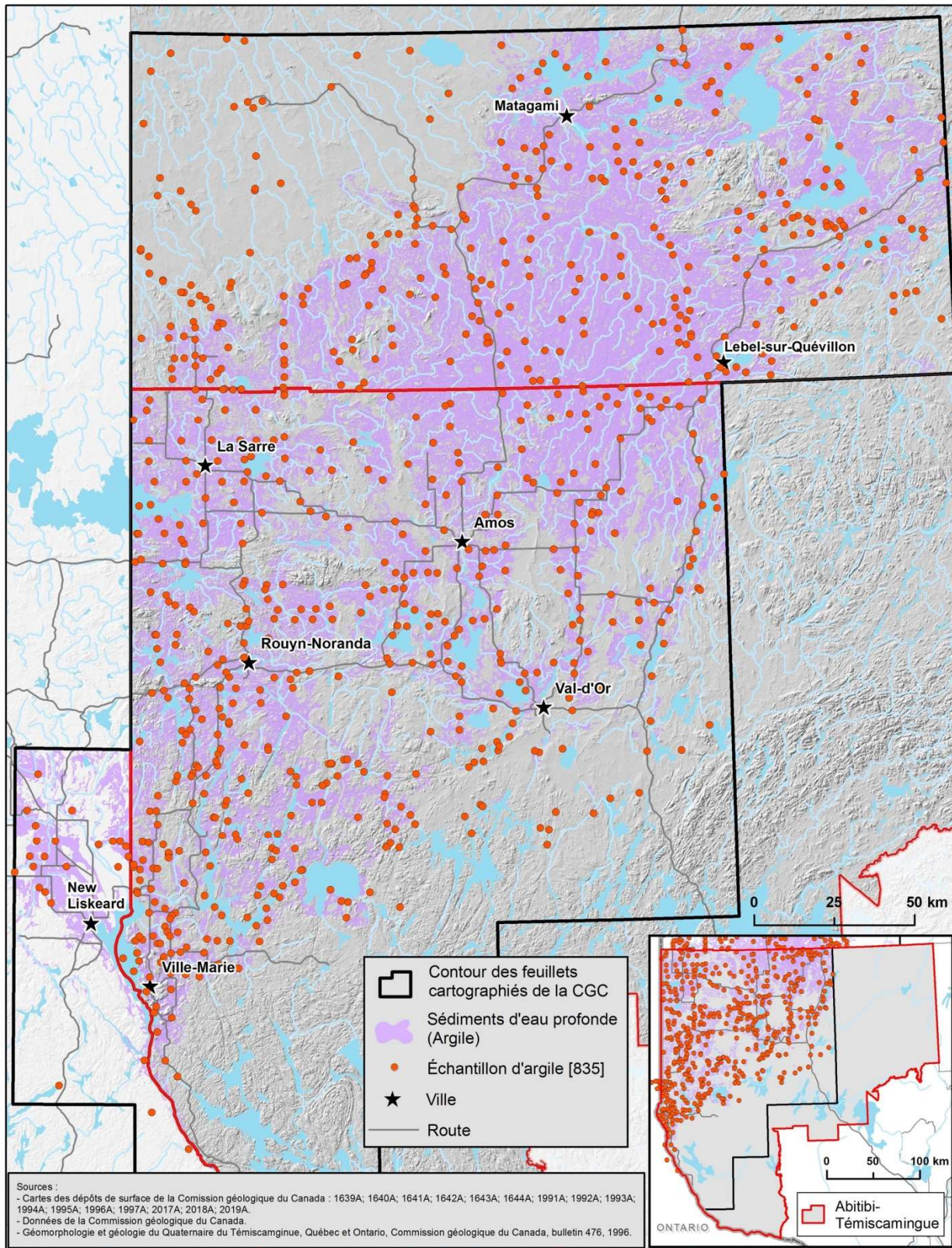


Figure 4.3. Distribution des échantillons de Veillette (1996) et de la CGC (non publié)



4.2. Dépôts de surface

Le territoire ciblé par cette partie du mandat cible spécifiquement les dépôts argileux de la région de l’Abitibi-Témiscamingue (Figures 4.4 et 4.5). Les informations présentées dans cette section sont largement adaptées de Cloutier et al. (2016). Les dépôts de surface de la région témoignent d’évènements glaciaires et postglaciaires. En Amérique du Nord, la dernière glaciation du Quaternaire a atteint son extension maximale il y environ 18 000 ans, au Wisconsinien. L’inlandsis Laurentidien recouvrait alors l’ensemble du Canada et le nord des États-Unis avec, par endroits, des épaisseurs de glace atteignant près de 4 km. Au sud du Témiscamingue, les glaces ont commencé à se retirer il y environ 10 000 ans. La carte de la géologie du Quaternaire (Figure 4.5), qui intègre les travaux de cartographie du Quaternaire de la Commission géologique du Canada (CGC), illustre la distribution spatiale des dépôts de surface pour les régions de l’Abitibi-Témiscamingue et du Nord-du-Québec. L’unité géologique d’intérêt pour le projet est associée aux sédiments glaciolacustres de la région qui ont été mis en place au sein du lac proglaciaire Barlow-Ojibway, lequel s’est scindé en deux parties suite à l’émersion de la ligne de partage des eaux séparant les bassins hydrographiques du Saint-Laurent et de la Baie-James, avec le lac Ojibway au nord et le lac Barlow au sud. Cette unité, identifiée comme «Sédiments d’eau profonde» sur la carte de la figure 4.5, représente les sols argileux de l’Abitibi-Témiscamingue. Ces sédiments d’eau profonde consistent en des sédiments à grains fins formant des rythmites d’argile et de silt (varves; Figure 4.4). Ces sédiments forment la plaine argileuse typique de l’Abitibi-Témiscamingue et occupent une vaste partie de la région d’étude masquant ainsi certaines irrégularités des dépôts plus anciens et du socle rocheux.

Figure 4.4. Stratigraphie des dépôts meubles de l’Abitibi-Témiscamingue (adaptée de Cloutier et al., 2016)

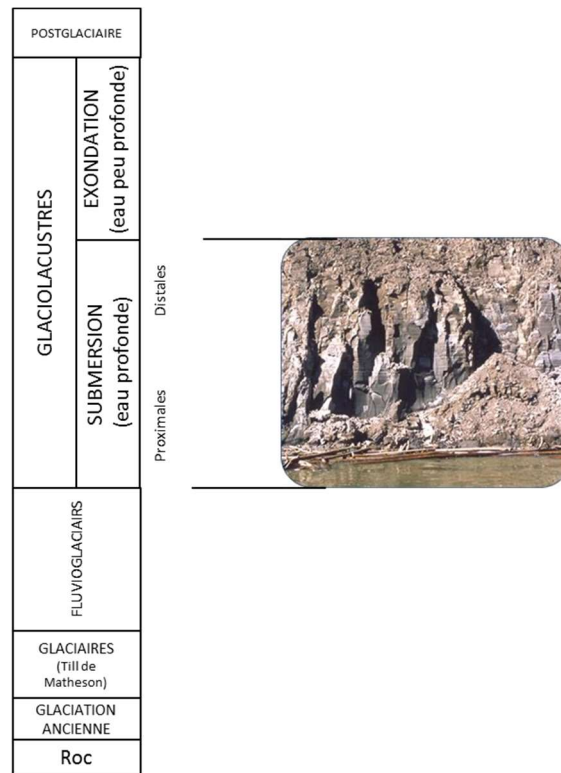
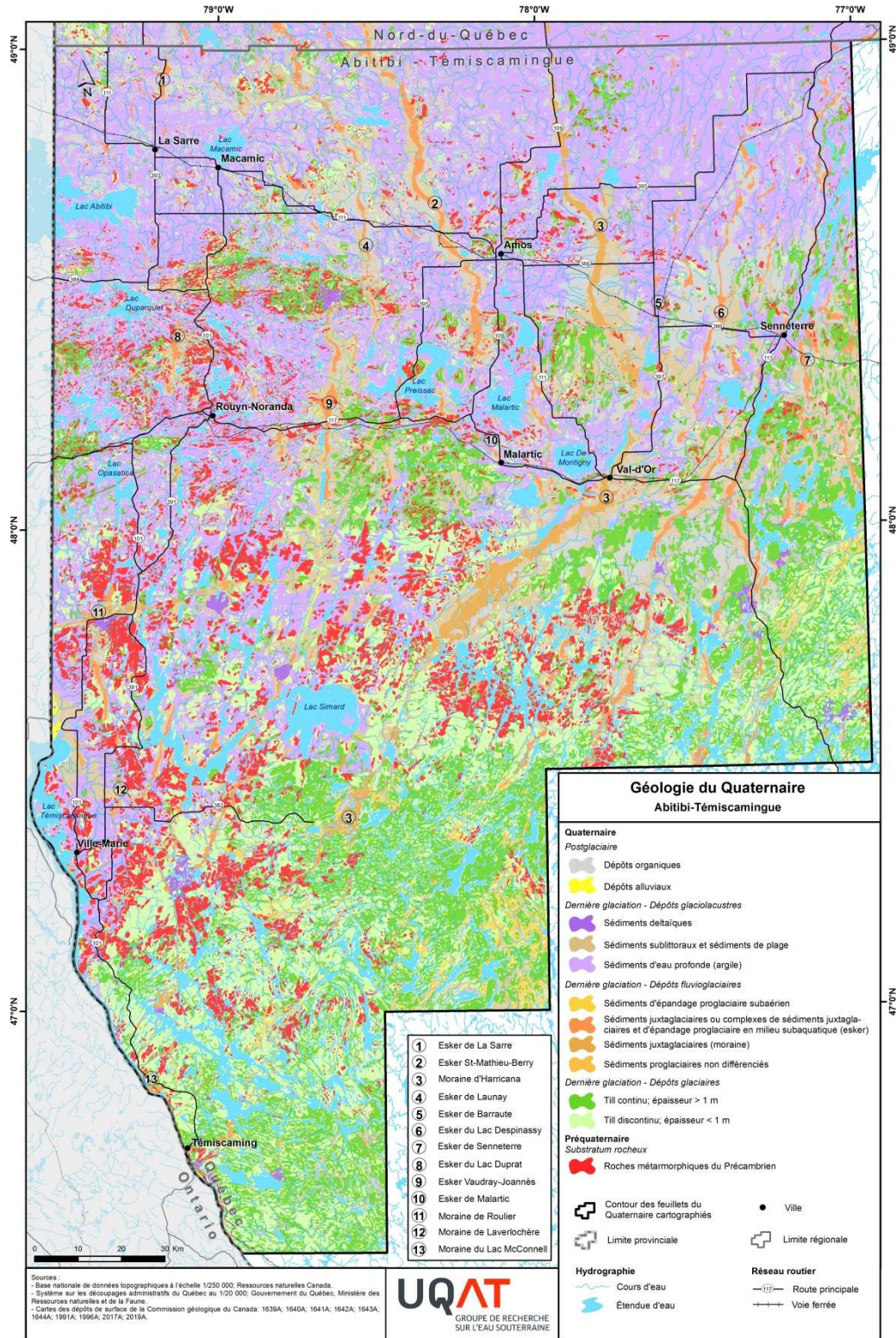


Figure 4.5. Géologie du Quaternaire de l’Abitibi-Témiscamingue



4.3. Couverture spatiale et étendue des SGEP

4.3.1. Étendue selon le plan horizontal

La ceinture argileuse de l'Abitibi couvre une vaste étendue montrant plusieurs discontinuités dues à l'irrégularité de la surface du socle rocheux. Étant quelques fois recouvertes par des sédiments plus jeunes (Figure 4.4), la délimitation de la couche d'argile est difficile à évaluer avec précision. Par l'utilisation de la cartographie des dépôts de surface et de l'altitude maximale atteinte pour la sédimentation des argiles (max : 320 m), les travaux de Cloutier et al. (2016) ont permis de représenter une couverture spatiale représentant l'étalement des sédiments glaciolacustres d'eau profonde (SGEP) (Figure 4.6).

4.3.2. Pente de sol

La pente du sol correspond à l'intensité de l'inclinaison de surface, en degrés ou en pourcentage par rapport au plan de référence horizontal. Elle est représentée ici en continu par une surface matricielle construite sur la base des données issues d'un modèle altimétrique numérique (MAN) et élaborer lors des travaux de Cloutier et al. (2016) (Figure 4.7). L'évaluation de la pente s'appuie sur l'utilisation de l'outil d'analyse spatiale « slope » d'ArcGIS version 10.2. La pente est calculée à partir des données d'un MAN d'un maillage de 10 m x 10 m. Dans la région, les sédiments d'eau profonde accumulés préférentiellement dans les dépressions comblent certaines irrégularités et aplanissent le relief. Le tableau 4.2 présente les statistiques associées à la pente du sol pour l'ensemble de la surface recouverte de SGEP en Abitibi-Témiscamingue. De façon générale, la pente se situe en moyenne à 1,7° avec un écart-type de 2,1°. Ces faibles valeurs de pente font de ces dépôts les moins accidentés de la région.

Tableau 4.2. Évaluation de la pente du sol

Pente moyenne		Écart-type		Min		Max	
(°)	(%)	(°)	(%)	(°)	(%)	(°)	(%)
1,7	2,84	2,1	3,66	0,00	0,00	48,9	114,64

4.3.3. Épaisseur

L'épaisseur d'argile sur le territoire de l'Abitibi-Témiscamingue a été estimée dans le cadre des travaux de Cloutier et al. (2016) et est ici représenté sur la carte de la figure 4.6. De façon général, l'épaisseur d'argile est en moyenne de 10,1 m et d'un écarte-type de 5,4 m (Tableau 4.3). L'épaisseur maximale de 66,2 m se retrouve dans une zone d'accumulation préférentielle au nord du lac Témiscamingue. Le secteur périphérique au lac Abitibi semble aussi constituer une zone d'accumulation préférentielle.

Tableau 4.3. Évaluation de l'épaisseur d'argile

Épaisseur moyenne (m)	Écart-type (m)	Min (m)	Max (m)
10,1	5,35	0,00	66,2

Figure 4.6. Étalement des SGEP et épaisseur de la couche d'argile en Abitibi-Témiscamingue

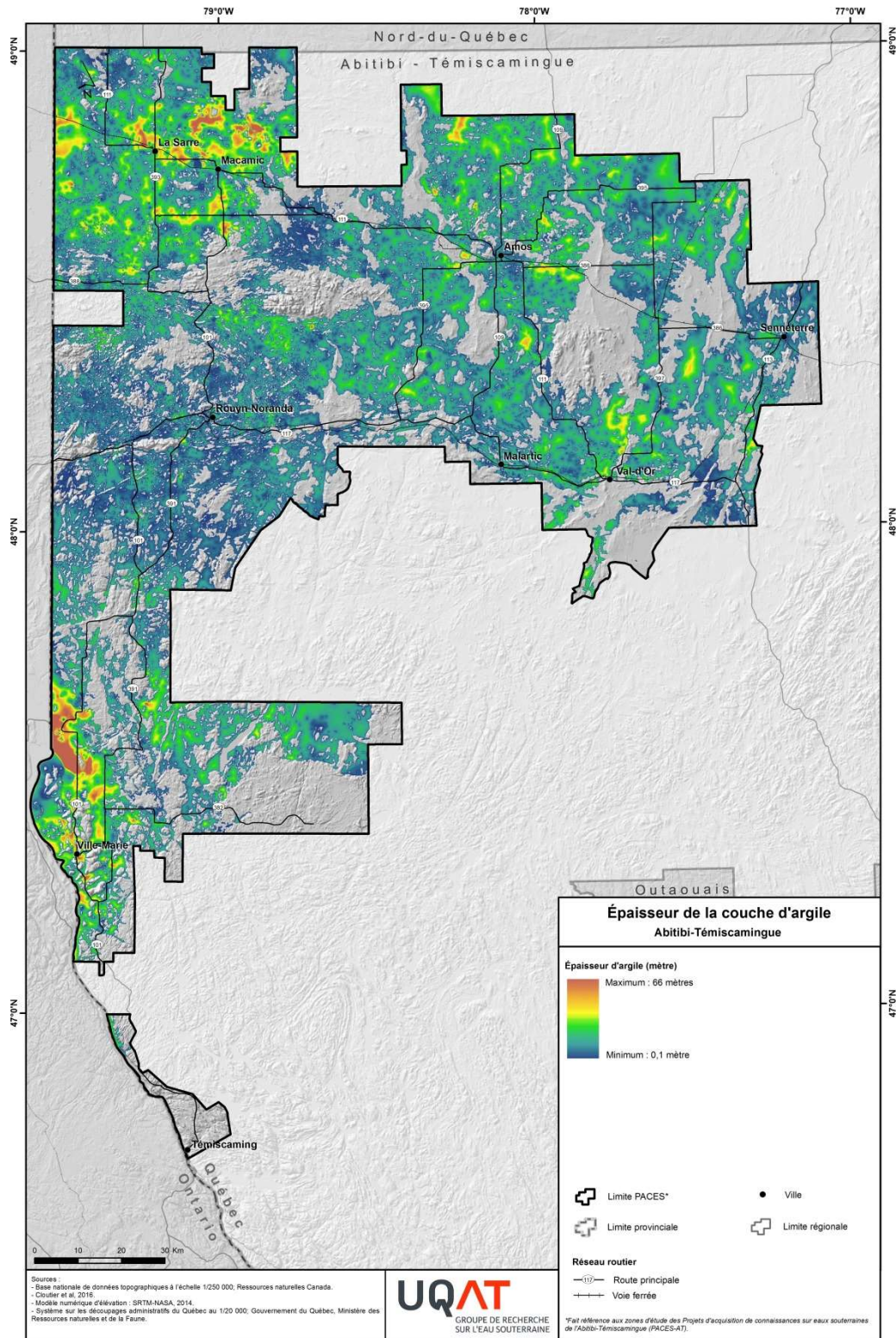
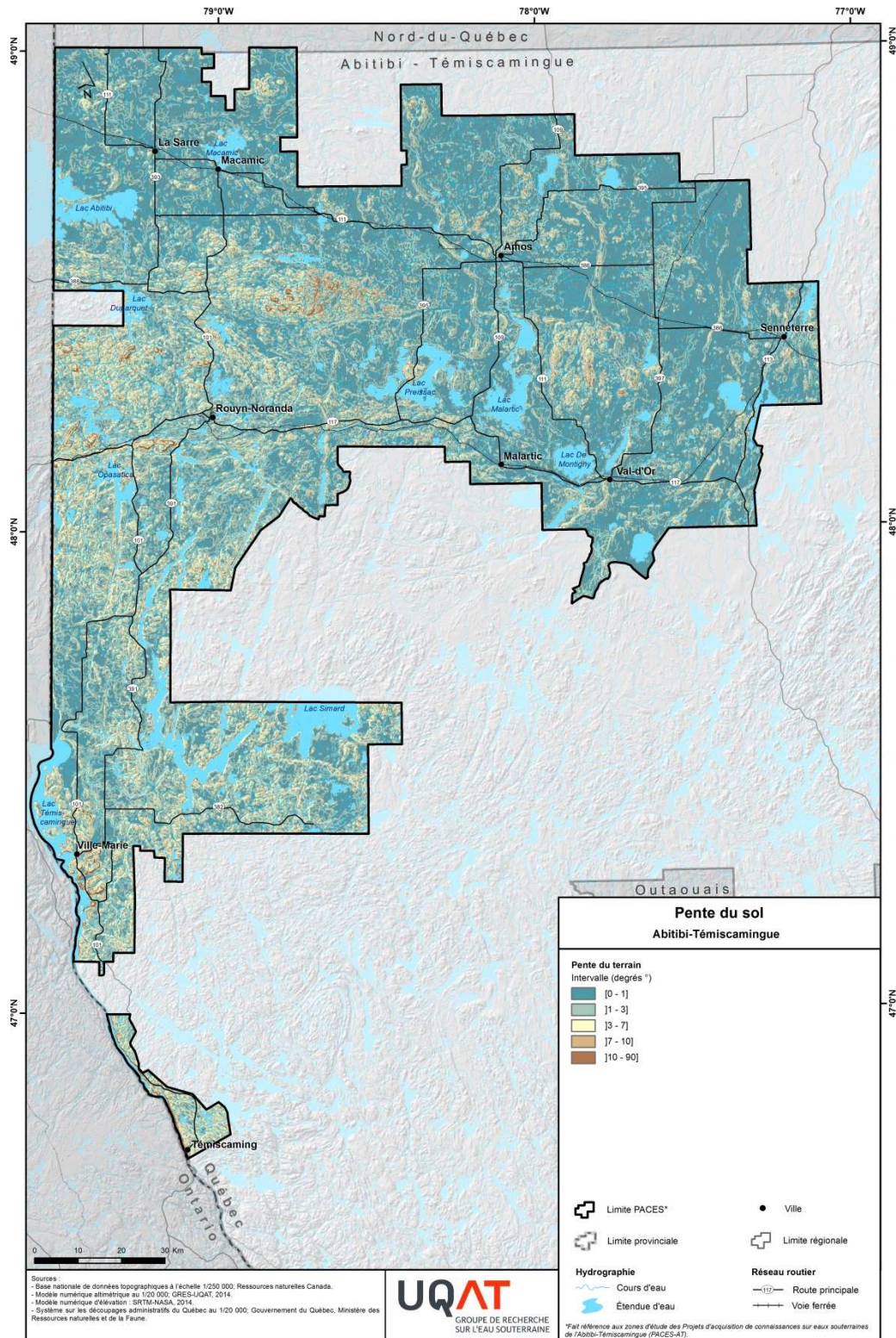


Figure 4.7. Pente du sol en Abitibi-Témiscamingue



4.4. Caractéristiques minéralogiques

Les argiles minéralogiques, comme les argiles granulométriques, sont caractérisées par des particules ayant un diamètre inférieur à 2 µm (2×10^{-6} m) (Duchesne, s.d.). Les minéraux argileux appartiennent à la classe des minéraux silicatés, sous-classe des phyllosilicates (Landry et Mercier, 1984). Selon la nomenclature des argiles telle que révisée par l'Association Internationale pour l'Étude des Argiles (Guggenheim et al., 2006), les minéraux argileux sont divisés en sept groupes :

- Serpentine – kaolin;
- Talc – pyrophyllite;
- Smectite;
- Vermiculite;
- Mica;
- Chlorite;
- Variable.

Les minéraux argileux discutés dans la présente étude sont répartis à l'intérieur des groupes tels que rapportés par Guggenheim et al. (2006) (Tableau 4.4). Landry et Mercier (1984) indiquent que les principaux groupes de minéraux argileux sont ceux de la kaolinite, de l'illite et de la montmorillonite, respectivement classés dans les groupes Serpentine – kaolin, Mica et Smectite dans la nomenclature de Guggenheim et al. (2006). Un des objectifs du projet est de statuer sur la présence de minéraux argileux possédant la propriété de gonfler (ou d'augmenter de volume) lorsque mis en contact avec l'eau. Toujours selon Landry et Mercier (1984), ce sont principalement les minéraux du groupe de la Smectite (Guggenheim et al., 2006) entre autres la montmorillonite, qui ont cette propriété. Selon Duchesne (s.d.), l'halloysite et la vermiculite ont aussi des propriétés gonflantes.

Tableau 4.4. Répartition de minéraux argileux à l'intérieur des groupes de Guggenheim et al. (2006)

Groupes	Minéraux du présent document	Localisation de la première mention dans le présent document
Chlorite	Chlorite	Tableau 5
Mica	Glauconite	Tableau 9
	Illite	Tableau 5
Smectite	Montmorillonite*	Tableau 5
Serpentine - kaolin	Halloysite*	Tableau 9
	Kaolinite	Tableau 6
Vermiculite	Vermiculite*	Tableau 5
Aucune mention	Attapulgite	Tableau 6

*Principaux minéraux ayant des propriétés gonflantes

Le tableau 4.5, appuyé sur la revue de littérature réalisée dans le cadre de la présente étude, présente les compositions minéralogiques des argiles glaciolacustres des lacs Barlow et Ojibway. Les données y étant rapportées proviennent de deux régions, soit Matagami et New Liskeard en Ontario (voir figure 4.3). Ces régions sont situées à l'extérieur de l'Abitibi-Témiscamingue mais sont associées aux sédiments d'eau profonde caractéristiques de la plaine argileuse de l'Abitibi-Témiscamingue. En ce sens, les données associées à ces deux sites sont identifiées comme les comparatifs les plus pertinents pouvant être extraits de la littérature scientifique.

La composition minéralogique des argiles de la région de Matagami est dominée par des minéraux détritiques (plagioclase, quartz, microcline, hornblende), avec présence de calcite et de dolomie. Pour ce qui est des minéraux argileux, l'illite, du groupe des micas, a été identifié dans l'ensemble des échantillons de Matagami, alors que la chlorite est aussi présente dans les échantillons de [Locat et Lefebvre \(1981\)](#) (Tableau 4.5).

Des minéraux détritiques (plagioclase, quartz) et des carbonates ont été identifiés dans la région de New Liskeard. L'illite et la chlorite sont les minéraux argileux qui dominent. La montmorillonite et la vermiculite ont été identifiées à des pourcentages d'environ 3 % et 5 % respectivement, pour les analyses des couches argileuses de quater échantillons ([Quigley et Ogunbadjo, 1972](#)), et d'environ 3 % à 10 % respectivement par [Soderman et Quigley \(1965\)](#) (Tableau 4.5).

Tableau 4.5. Résumé des compositions minéralogiques¹ connues des argiles glaciolacustres des lacs Barlow et Ojibway

Référence	Région	Nombre d'échantillons	Plagioclase (%)	Quartz (%)	Microcline (%)	Hornblende (%)	Calcite (%)	Dolomie (%)	Autres
Locat et Lefebvre (1981)	Matagami (QC)	Non rapporté ²	29 - 43	11 - 26	10 - 13	8 - 11	0 - 2	1 - 3	Illite (mica) 9% - 25 %, Chlorite 5% - 20%, Silice amorphe 5,6%, Alumine amorphe 3,0%, Fer amorphe 1,7%
Locat <i>et al.</i> (1984a)	Matagami (QC)	9	22 - 36	10 - 15	8 - 13	7 - 10	0 - 5	0,5 - 2,7	Deux échantillons sont composés respectivement à 31,3% et 34,5% de minéraux amorphes et de minéraux argileux. Les minéraux argileux sont composés d'illite à des teneurs de 9,45% et 10,2%.
Foscal-Mella (1976) ³	Matagami (QC)	10	44,2 - 55,7	13,2 - 24,8	13 - 19	8,1 - 12,8	2 - 5	0,3 - 1,2	Jusqu'à 10,8% du contenu est composés de minéraux amorphe et argileux. Les minéraux argileux sont dominés par l'illite à des teneurs qui varient 4,5% à 13,8%.
Pouliot (1978) ³	Matagami (QC)	4	36,2 - 43,5	10,8 - 30,7	10,5 - 13,7	7,3 - 11,4	2 - 3,1	0,3 - 1	De 22,4% à 27,4% du contenu est composés de minéraux amorphe et argileux. Les minéraux argileux sont dominés par l'illite à des teneurs qui varient 5,4% à 24,6%.
Quigley et Ogunbadejo (1972)	New Liskeard (ON)	4	<u>Couches argileuses</u> Illite : 30% - 35% Chlorite (estimé) : 30% - 35% Vermiculite : ~5% Montmorillonite (estimé) : ~3% Carbonates : ~14% Quartz, feldspath (estimé) : ~17%			<u>Couches silteuses</u> Illite : 10% - 15% Chlorite (estimé) : 15% - 20% Vermiculite + Montmorillonite : ~2% Carbonates : ~30% - 35% Quartz, feldspath (estimé) : 30% - 40%			
Soderman et Quigley (1965)	New Liskeard (ON)	Non rapporté ⁴	Illite : 50% - 60% Chlorite : 20% - 30% Vermiculite : 5% - 10% Montmorillonite : 3% Carbonates : traces Quartz, feldspath : 10%						

¹ % massique; ² Donnée non rapportées. Résultats rapportés issus des travaux de Ballivy (1970) et Ballivy *et al.* (1971); ³ Résultats rapportés dans Locat *et al.* (1984b); ⁴ Donnée non rapportée. Résultats rapportés dans Locat *et al.* (1984b).

4.5. Capacité d'échange cationique

Le deuxième paramètre considéré en support à l'évaluation des propriétés gonflantes des sols argileux de l'Abitibi-Témiscamingue concerne la capacité d'échange cationique (CEC). Ce paramètre est évalué principalement sur la base des données extraites de Rompré et Carrier (1997). Pour fins de comparaison, le tableau 4.6 présente des données de CEC issues de Appelo et Postma (2005), de Lautrin (1987) et de Soderman et Quigley (1965) pour des minéraux argileux susceptibles d'être présents dans les sols argileux de l'Abitibi-Témiscamingue. Les données rapportées au tableau 4.6 indiquent que les valeurs de CEC pour la montmorillonite varient de 80 à 150 meq/100g, alors que les valeurs des autres minéraux argileux (chlorite, glauconite, halloysite, illite, kaolinite) sont inférieures à 50 meq/100g.

Tableau 4.6. Valeurs de la capacité d'échange cationique (CEC) de certains minéraux argileux

Minéral	CEC (meq/100g)	Référence ¹
Chlorite	10-40	Appelo et Postma (2005)
	10-40	Soderman et Quigley (1965)
Glauconite	5-40	Appelo et Postma (2005)
Halloysite	5-10	Appelo et Postma (2005)
Illite	20-50	Appelo et Postma (2005)
	10-40	Lautrin (1987)
	25	Soderman et Quigley (1965)
Kaolinite	3-15	Appelo et Postma (2005)
	3-15	Lautrin (1987)
	3	Soderman et Quigley (1965)
Montmorillonite	80-120	Appelo et Postma (2005)
	(-Ca) 80	Lautrin (1987)
	(-Na) 150	Lautrin (1987)
	100	Soderman et Quigley (1965)
Vermiculite	100-200	Appelo et Postma (2005)
	150	Soderman et Quigley (1965)

¹ Les données originales d'Appelo et Postma (2005) sont en meq/kg.

Les horizons définis par Rompré et Carrier (1997) ont été regroupés en fonction de leur texture, permettant ainsi de calculer des statistiques descriptives des valeurs de la CEC pour les fractions argileuses des horizons de sols définis par l'IRDA (Tableau 4.7). Pour la texture argile, les valeurs de CEC varient de 12,2 à 77,0 meq/100g, avec une valeur moyenne de 31,3 meq/100g. Les données utilisées pour les statistiques descriptives du tableau 10 permettent de tracer un graphique de la CEC en fonction de la fraction argileuse (Figure 4.8). La figure 10 intègre aussi deux échantillons de Locat et al. (1984a) pour Matagami, avec des valeurs de CEC de 10,0 et 44,4 meq/100g.

Afin de réaliser une représentation spatiale des données de CEC de Rompré et Carrier (1997), une valeur de CEC devait être attribuée pour chacune des 55 séries de sols. Dans la perspective d'adopter une approche conservatrice, la valeur la plus élevée de la CEC de chacune des séries de sol a été retenue afin de calculer les statistiques descriptives (Tableau 4.8) et représenter la distribution spatiale des polygones des séries de sols (Figure 4.9). Les classes de la légende de la figure 4.9 ont été dérivées des valeurs de CEC tirées de Appelo et Postma (2005) et de Lautrin (1987) pour des minéraux argileux (Tableau 4.6). Des valeurs de 5 à 20 meq/100g (kaolinite), 20 à 50 meq/100g (illite-chlorite) et de 50 à 77 meq/100g (valeurs inférieures à la montmorillonite) ont ainsi été retenues.

Tableau 4.7. Statistiques descriptives des valeurs de la CEC des horizons de sols définis par l'IRDA (Rompré et Carrier, 1997)

Textures regroupées des horizons de sol	Paramètre	Nombre de données	Valeur minimale	25 ^{ième} centile	Valeur médiane	75 ^{ième} centile	Valeur maximale	Moyenne	Écart-type
Argile	Fraction argileuse (%)	137	40,8	56,5	71,0	83,0	93,0	69,8	14,6
	CEC (meq/100g)	137	12,2	23,9	31,0	37,2	77,0	31,3	9,9
Limon	Fraction argileuse (%)	3	6,5	6,8	7,0	9,0	11,0	8,2	2,5
	CEC (meq/100g)	3	6,9	9,1	11,3	11,7	12,0	10,1	2,8
Loam	Fraction argileuse (%)	46	5,8	18,2	23,3	30,0	39,8	23,6	9,3
	CEC (meq/100g)	46	3,2	10,0	13,5	17,4	34,5	14,2	6,3
Sable	Fraction argileuse (%)	16	0,0	0,6	1,5	3,8	9,0	2,8	2,9
	CEC (meq/100g)	16	0,4	2,3	4,8	6,7	12,0	4,8	3,2

Tableau 4.8. Statistiques descriptives des valeurs les plus élevées de la CEC de chacune des séries de sol définies par l'IRDA (Rompré et Carrier, 1997)

Textures regroupées des horizons de sol	Paramètre	Nombre de données	Valeur minimale	25 ^{ième} centile	Valeur Médiane	75 ^{ième} centile	Valeur maximale	Moyenne	Écart-type
Argile	Fraction argileuse (%)	45	40,8	56,1	76,0	85,0	90,2	72,1	14,9
	CEC maximale (meq/100g)	45	15,9	30,0	35,3	40,3	77,0	35,9	12,1
	Profondeur de l'horizon (cm)	45	0,0	19,0	50,0	65,0	96,0	45,2	30,0
Loam	Fraction argileuse (%)	8	16,0	26,4	28,6	37,3	39,8	29,9	8,0
	CEC maximale (meq/100g)	8	6,0	11,2	18,4	24,8	34,5	18,9	9,9
	Profondeur de l'horizon (cm)	8	0,0	0,0	0,0	6,3	76,0	12,6	27,1
Sable	Fraction argileuse (%)	2	1,3	1,7	2,1	2,5	2,9	2,1	1,1
	CEC maximale (meq/100g)	2	6,1	6,5	6,9	7,3	7,7	6,9	1,1
	Profondeur de l'horizon (cm)	2	0,0	5,0	10,0	15,0	20,0	10,0	14,1

Figure 4.8. Graphique de la CEC versus la fraction argileuse

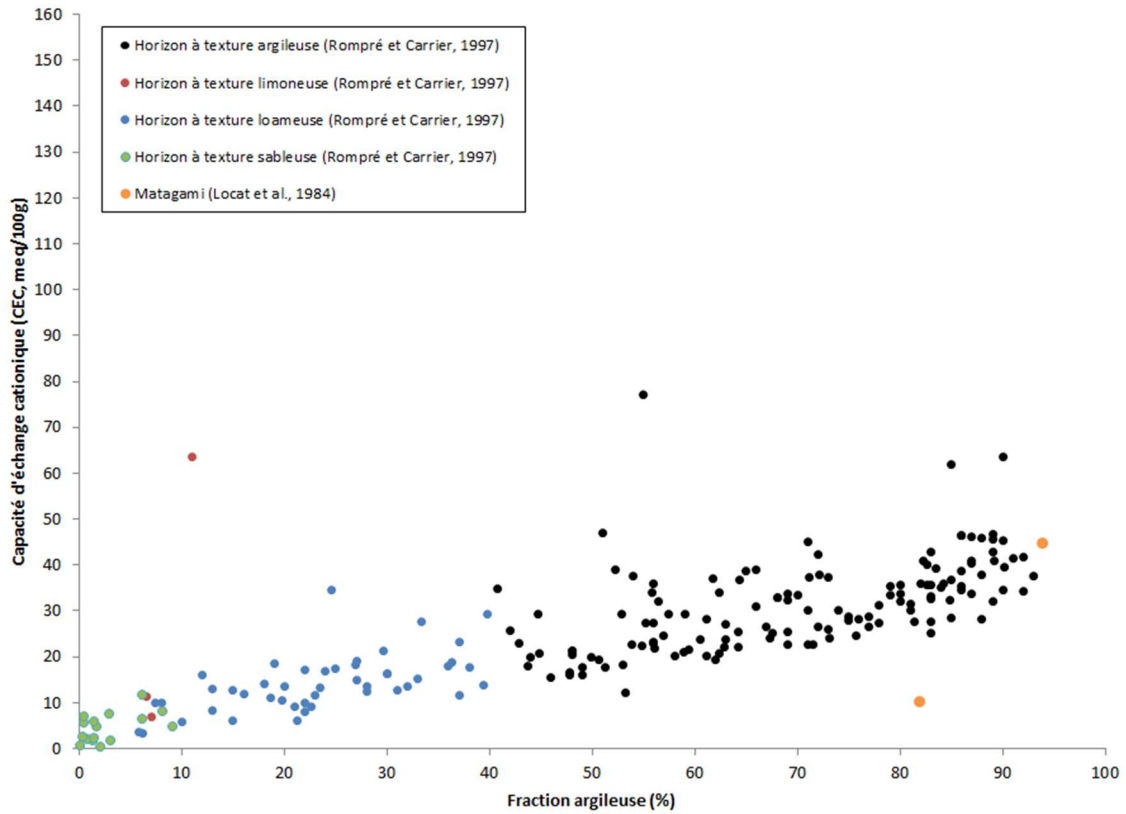
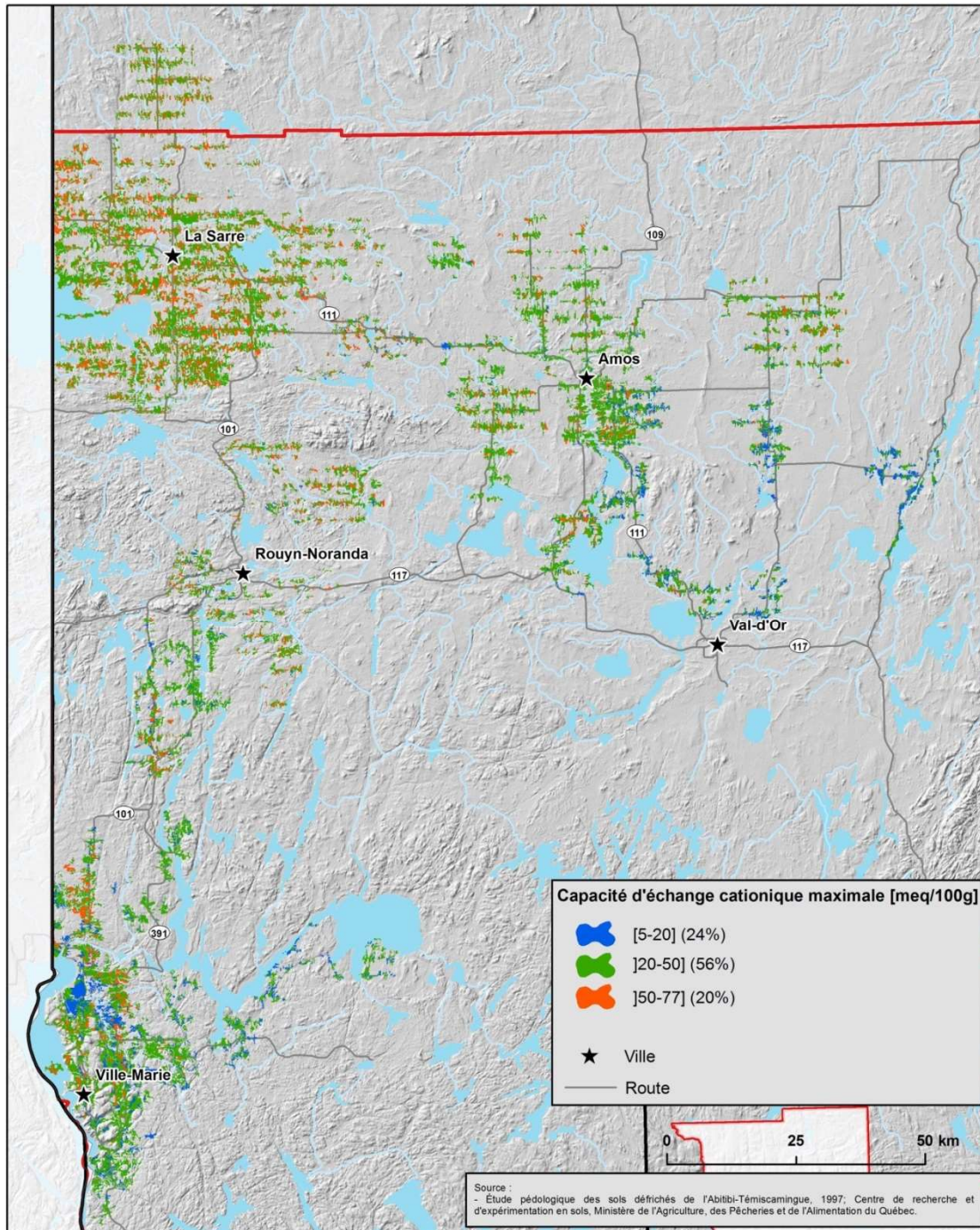


Figure 4.9. Valeurs de CEC aux polygones associés aux séries de sol de Rompré et Carrier (1997)



D'importantes superficies de l'Ontario et des Prairies sont caractérisées par la présence de sédiments glaciolacustres à grains fins. Ces secteurs sont identifiés ici comme des comparatifs à la région de l'Abitibi-Témiscamingue. Les données recensées par [Agriculture et Agroalimentaire Canada \(s.d.\)](#) (Tableau 4.1; Annexe A) contiennent plusieurs couches d'informations associées aux sédiments fins. La figure 4.10 illustre les données de CEC rapportées en fonction de la fraction argileuse pour les données de [Rompré et Carrier \(1997\)](#) et celles d'[Agriculture et Agroalimentaire Canada \(s.d.\)](#) alors que la figure 4.11 illustre la distribution spatiale des données de CEC d'[Agriculture et Agroalimentaire Canada \(s.d.\)](#). Les données présentées à la figure 4.10 suggèrent une co-variation de la CEC avec la fraction argileuse, les valeurs obtenues pour le Québec étant distribuées dans la tranche inférieure des valeurs de CEC. En termes de distribution spatiale, deux classes de CEC sont représentées à la figure 4.11, soit plus petit ou égal à 78 meq/100g et plus grand que 78 meq/100g, la valeur de 78 meq/100g correspondant à la valeur maximale documentée pour l'Abitibi-Témiscamingue (Tableau 4.8; Figure 4.9). Le nord du Manitoba et de l'Alberta sont caractérisées par des valeurs de CEC supérieures à 78 meq/100g.

Figure 4.10. Comparaison de la CEC en fonction de la fraction argileuse (données de l'IRDA et d'Agriculture et Agroalimentaire Canada (s.d.))

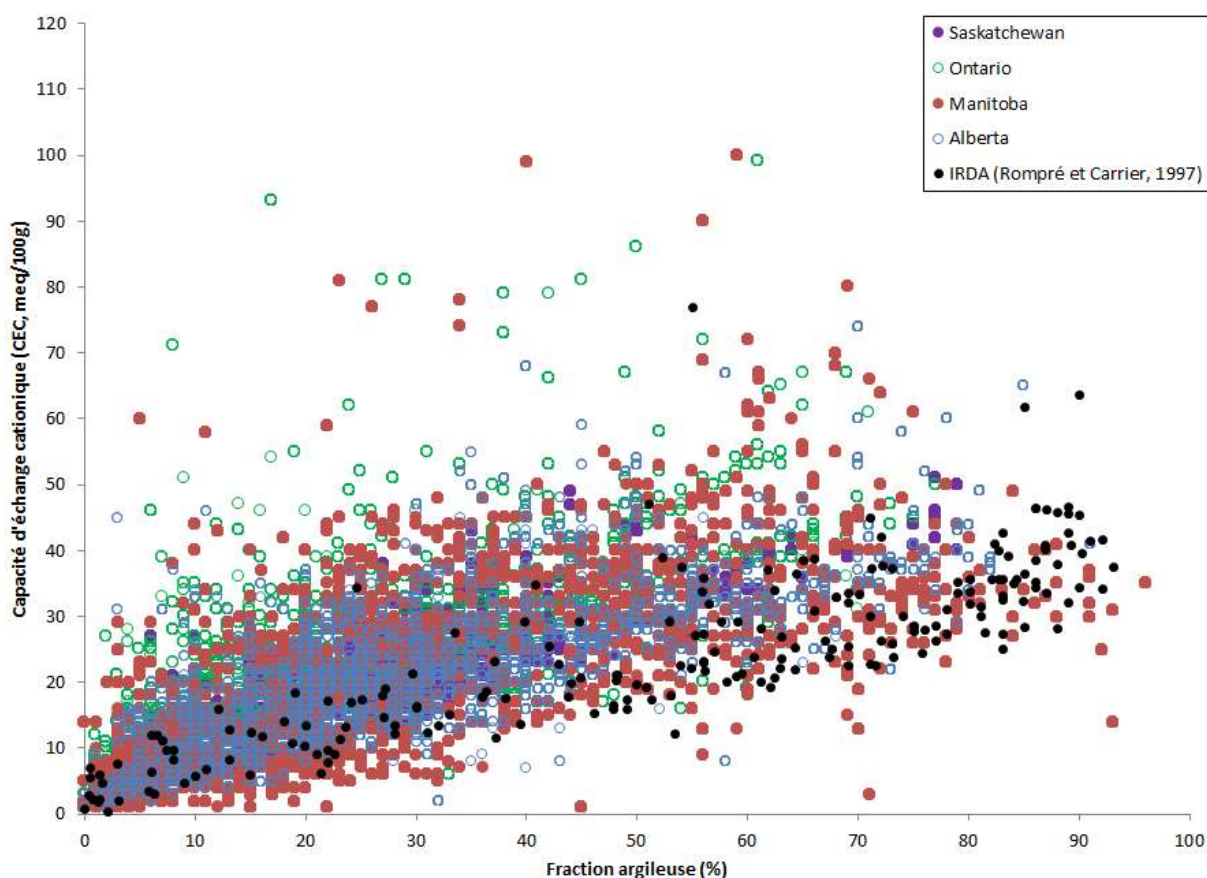
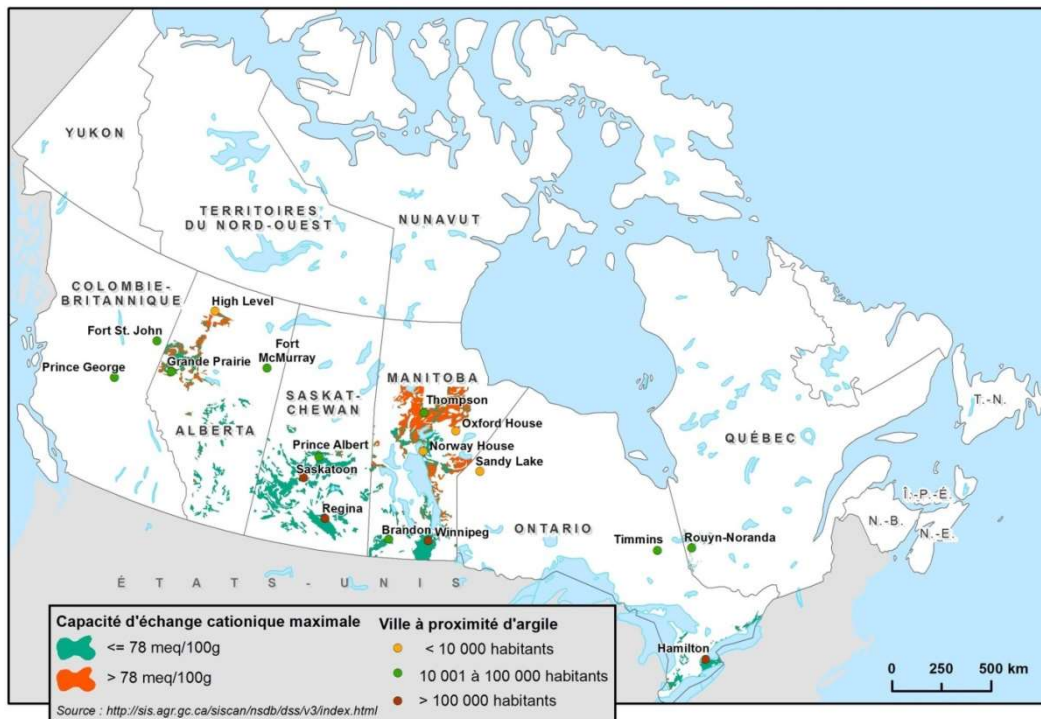


Figure 4.11. CEC des argiles glaciolacustres et lacustres au Canada (Québec non inclus)



4.6. Limites d'Atterberg

Considérant que des analyses minéralogiques des argiles glaciolacustres des lacs Barlow et Ojibway ont été recensées pour seulement deux régions, et ce, à l'extérieur de l'Abitibi-Témiscamingue, les données associées aux caractéristiques physiques des argiles sont interprétées en support à l'évaluation des propriétés gonflantes des sols argileux de l'Abitibi-Témiscamingue. Le premier thème considéré concerne les limites d'Atterberg ayant été mesurées sur les échantillons de Veillette (1996) et de la CGC (non publiées). À titre d'information et pour fins de comparaison, les tableaux 4.9 (adapté de White, 1949) et 4.10 (adapté de Savage, 2007) présentent des limites d'Atterberg évaluées pour des échantillons purs d'illite, de kaolinite et de montmorillonite. Ces données indiquent que la limite liquide est significativement plus élevée pour la montmorillonite en comparaison à l'illite et la kaolinite (Tableaux 4.9 et 4.10). Soderman et Quigley (1965) présentent aussi des valeurs de limite liquide plus élevées pour la montmorillonite (150-700%), en comparaison à l'illite (100-120%) et à la kaolinite (50%).

Le tableau 4.11 présente une synthèse des statistiques descriptives des valeurs des limites d'Atterberg des échantillons de Veillette (1996) et de la CGC (non publiées), alors que la figure 4.12 présente la distribution spatiale des valeurs de la limite liquide pour ces mêmes échantillons. Avec une valeur maximale de limite liquide de 85,9%, la distribution des échantillons montre une augmentation de la limite liquide du sud-est au nord-ouest de l'Abitibi-Témiscamingue.

Tableau 4.9. Valeurs des limites d'Atterberg pour quelques échantillons purs de minéraux argileux (White, 1949)

Minéral	Provenance	Diamètres des particules (µm)	Limite liquide (%)	Limite plastique (%)	Indice plastique (%)
Attapulgite	Quincy, Florida	Toutes	177,80	116,64	61,16
Illite	Grundy Co., Illinois	0,5	103,65	52,27	51,38
		<1,0	83,00	39,59	43,41
		Toutes	61,20	35,70	25,50
	Jackson Co., Illinois	<1,0	61,25	35,16	26,09
		Toutes	53,95	28,77	25,18
	LaSalle Co., Illinois	0,5	111,25	52,98	58,27
		<1,0	85,55	46,21	39,34
		Toutes	35,90	24,75	11,15
	Vermillon Co., Illinois	<1,0	95,05	44,44	50,61
		Toutes	29,05	23,87	5,18
Kaolinite	Twiggs Co., Illinois	Toutes	34,98	29,86	5,12
	Union Co., Illinois	0,5	71,60	39,29	32,31
		<1,0	64,20	37,14	27,06
		Toutes	58,35	36,29	22,06
Montmorillonite	Belle Fourche, S. Dakota	Toutes	625 – 700	97,04	528 – 603
	Pontotoc, Mississippi	<1,0	175,50	109,48	66,02
		Toutes	117,48	81,41	36,07

Tableau 4.10. Valeurs des limites d'Atterberg pour quelques échantillons de sols (Savage, 2007)¹

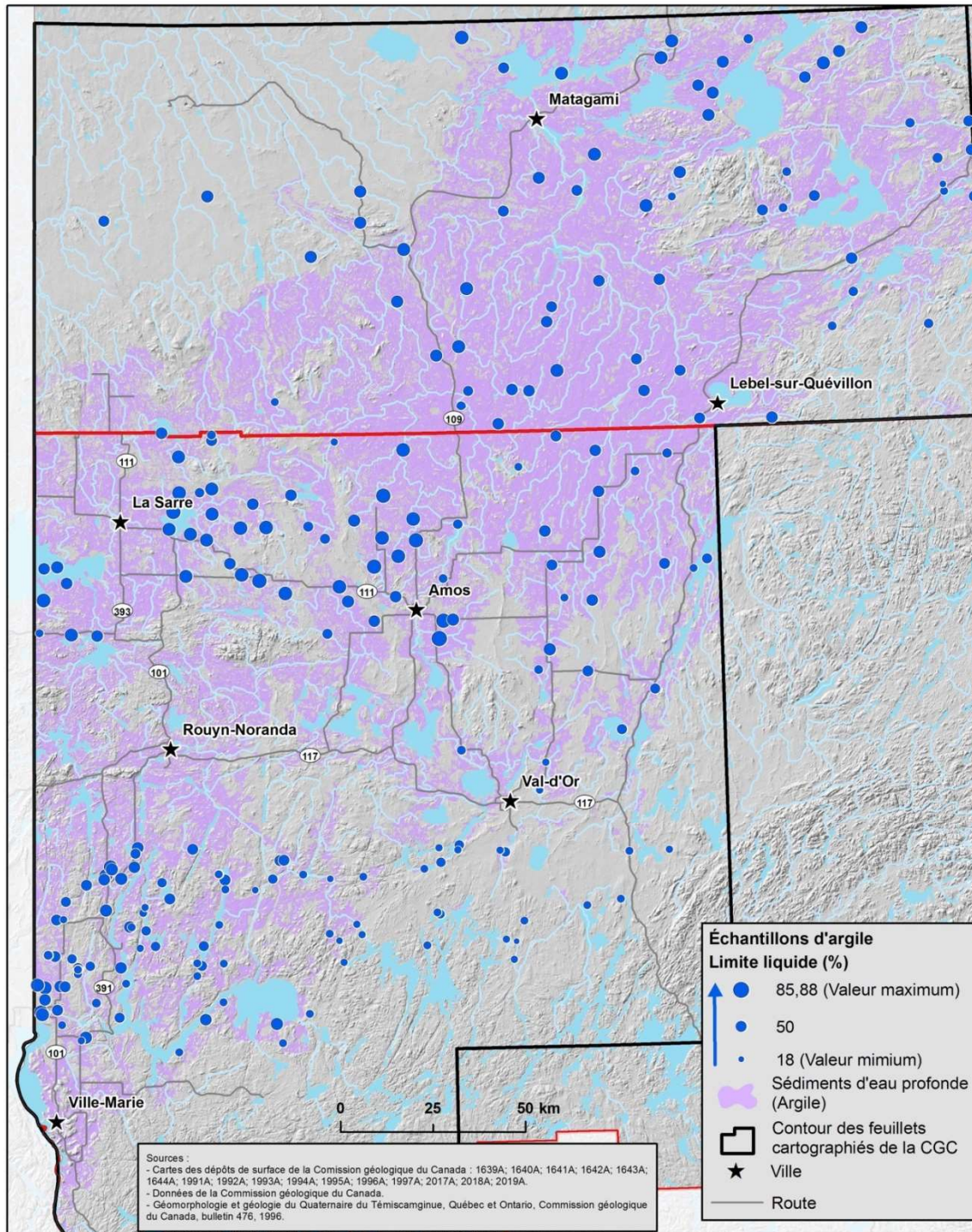
Minéral	Ions échangeables	Limite liquide (%)	Limite plastique (%)	Indice plastique (%)
Kaolinite	Na	53	32	21
	K	49	29	20
	Ca	38	27	11
	Mg	54	31	23
	Fe	59	37	22
Illite	Na	120	53	67
	K	120	60	60
	Ca	100	45	55
	Mg	95	46	49
	Fe	110	49	61
Montmorillonite	Na	710	54	656
	K	660	98	562
	Ca	510	81	429
	Mg	410	60	350
	Fe	290	75	215

¹ Les données présentées dans le tableau sont tirées d'une étude antérieure réalisée par l'Université Cornell (Cornell University, 1951).

Tableau 4.11. Statistiques descriptives des limites d'Atterberg (données de Veillette (1996) et de la CGC (non publiées))

Paramètre	Nombre de données	Valeur minimale	25 ^{ième} centile	Valeur Médiane	75 ^{ième} centile	Valeur maximale	Moyenne	Écart-type
Fraction argileuse (%)	192	0,0	41,5	69,6	83,8	93,9	61,2	26,2
Limite liquide (%)	202	21,0	33,7	50,1	62,5	85,9	49,2	16,9
Limite plastique (%)	202	14,0	20,3	23,1	26,9	33,6	23,5	4,2
Indice plastique (%)	202	0,0	13,3	27,8	35,8	58,9	25,7	13,8

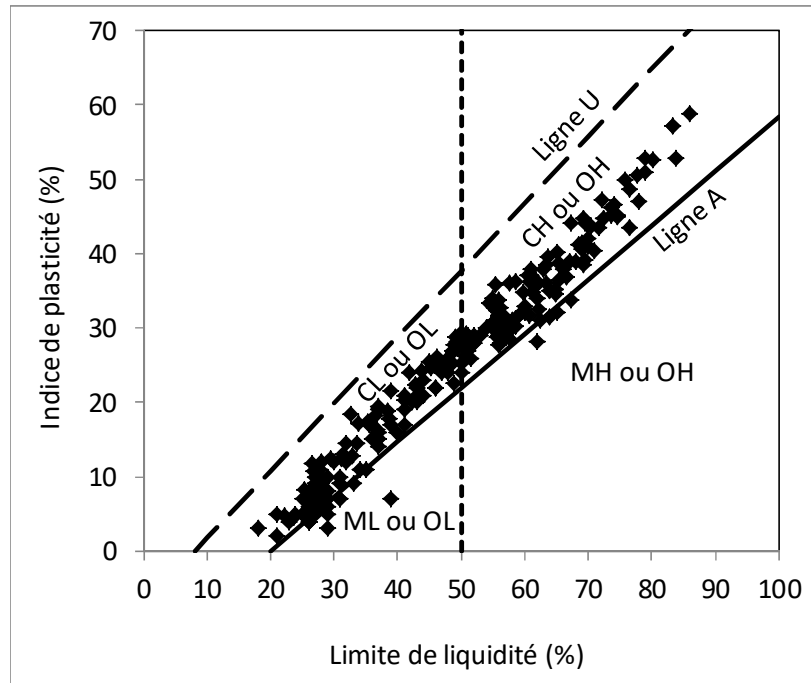
Figure 4.12. Distribution de la limite liquide mesurée sur les échantillons de Veillette (1996) et de la CGC (non publiées)



4.6.1. Classification des argiles

En utilisant les données disponibles sur les limites d'Atterberg, il est possible de faire une classification géotechnique simplifiée des différents argiles à l'aide du diagramme de plasticité de Casagrande tel que présenté à la figure 4.13. Dans cette figure, la ligne U définit la limite supérieure des valeurs observées sur des argiles naturelles. Autrement, on ne devrait pas avoir de valeurs au-dessus de cette ligne, ce qui est le cas selon les résultats disponibles. La ligne A sépare les argiles « C » des silts « M ». Les données disponibles sont comprises entre les lignes A et U, ce qui confirme qu'il s'agit d'argiles (C) ou de matériaux organiques (O). La plasticité des matériaux est faible (*low*, L) lorsque la limite de liquidité inférieure à 50% et élevée (*high*, H) lorsque la limite de liquidité est égale ou supérieure à 50%. Il ressort de la figure 4.13 que les argiles de l'Abitibi-Témiscamingue peuvent être classées comme CL ou OL et d'autre part comme CH ou OH, où O désigne les matériaux organiques. Il est impossible de statuer sur la nature organique ou inorganique de ces argiles faute de données sur le contenu organique de ces argiles.

Figure 4.13. Classification des argiles de l'Abitibi-Témiscamingue (données disponibles) selon le diagramme de plasticité de Casagrande



4.7. Propriétés gonflantes

Trois principaux paramètres sont retenus pour la caractérisation des sols argileux en vue d'évaluer leur potentiel de gonflement, soit (1) la fraction argileuse, (2) les limites d'Atterberg (consistance) et (3) la capacité d'échange cationique (CEC). Le tableau 4.12 présente une description de ces paramètres, lesquels seront exploités dans le cadre de l'analyse des propriétés gonflantes des sols argileux de l'Abitibi-Témiscamingue.

Tableau 4.12. Sommaire des paramètres utilisés pour la caractérisation des sols argileux

Paramètres utilisés	Description
Fraction argileuse (selon la granulométrie)	L'ensemble des grains d'un échantillon de sol, de sédiments ou de varves dont le diamètre est inférieur à $2 \mu\text{m}$ ($2 \times 10^{-6} \text{ m}$). L'unité rapportée est le % poids.
Limites d'Atterberg	Paramètres utilisés en génie civil pour caractériser la cohésion d'un sol à grains fins (Bain, 1971). La limite liquide (souvent notée ω_l) représente le contenu massique en eau (%) à partir duquel le sol commence à se liquéfier. La limite plastique (souvent notée ω_p) représente le contenu minimal en eau (% massique) avant que le sol ne perde sa plasticité ou malléabilité avant de se désagréger. La différence entre la limite liquide et la limite plastique se nomme l'indice de plasticité (I_p) et représente l'intervalle d'humidité à l'intérieur duquel un sol se comporte de manière plastique.
Capacité d'échange cationique (CEC)	Paramètre qui caractérise la capacité d'un sol à adsorber ou désorber des cations à la surface de ses grains constitutifs. Cette capacité est dépendante de la température, de la pression, de la composition chimiques de la solution du sol ainsi que de la teneur massique en eau (Sposito, 2008). L'unité généralement rapportée est le milliéquivalent par unité de masse (e.g. : meq/100g).

L'étape 3 du présent mandat consiste à établir si les sols argileux de la région de l'Abitibi-Témiscamingue ont des propriétés gonflantes qui seraient susceptibles de compromettre l'implantation de solutions de traitement des eaux usées et des eaux ménagères par infiltration dans le sol. Cette évaluation est réalisée via l'analyse des données présentées au présent chapitre. Deux catégories de données s'avèrent utiles à la réalisation de cette analyse :

- (1) La première catégorie concerne spécifiquement les analyses minéralogiques (Section 4.4) : les minéraux présents dans les sols argileux permettent une évaluation directe de leurs propriétés gonflantes (Section 4.7.1);
- (2) La deuxième catégorie concerne l'utilisation des paramètres physiques : la capacité d'échange cationique (Section 4.5) et la limite liquide (Section 4.6) et permettent une évaluation indirecte des propriétés gonflantes des argiles à partir de comparaisons théoriques avec des valeurs mesurées sur des minéraux argileux connus (sections 4.7.2 et 4.7.3).

Dans le cadre du présent mandat, l'utilisation de données indirectes est impérative considérant le nombre limité d'analyses minéralogiques disponibles et leur localisation à l'extérieur de la région de l'Abitibi-Témiscamingue. L'utilisation de la limite liquide et de la capacité d'échange cationique permet l'interprétation de données distribuées sur l'ensemble de la plaine argileuse de l'Abitibi-Témiscamingue.

4.7.1. Minéralogie des argiles

Les informations discutées à la section 4.4, lesquelles portent sur des analyses minéralogiques d'échantillons d'argiles des secteurs de Matagami et de New Liskeard en Ontario, tendent à indiquer que la minéralogie des argiles est variable au niveau de la région (Tableau 4.5). Néanmoins, les minéraux argileux qui dominent dans les échantillons des deux secteurs précités sont l'illite et la chlorite. La montmorillonite et la vermiculite (deux minéraux potentiellement gonflants) ont été identifiées seulement dans une moindre proportion pour des échantillons de New Liskeard. En ce sens, les données minéralogiques disponibles ne permettent pas de conclure que les sols argileux de l'Abitibi-Témiscamingue présentent des caractéristiques gonflantes susceptibles de compromettre l'implantation de solutions de traitement des eaux usées et des eaux ménagères par infiltration dans le sol.

4.7.2. Capacité d'échange cationique (CEC)

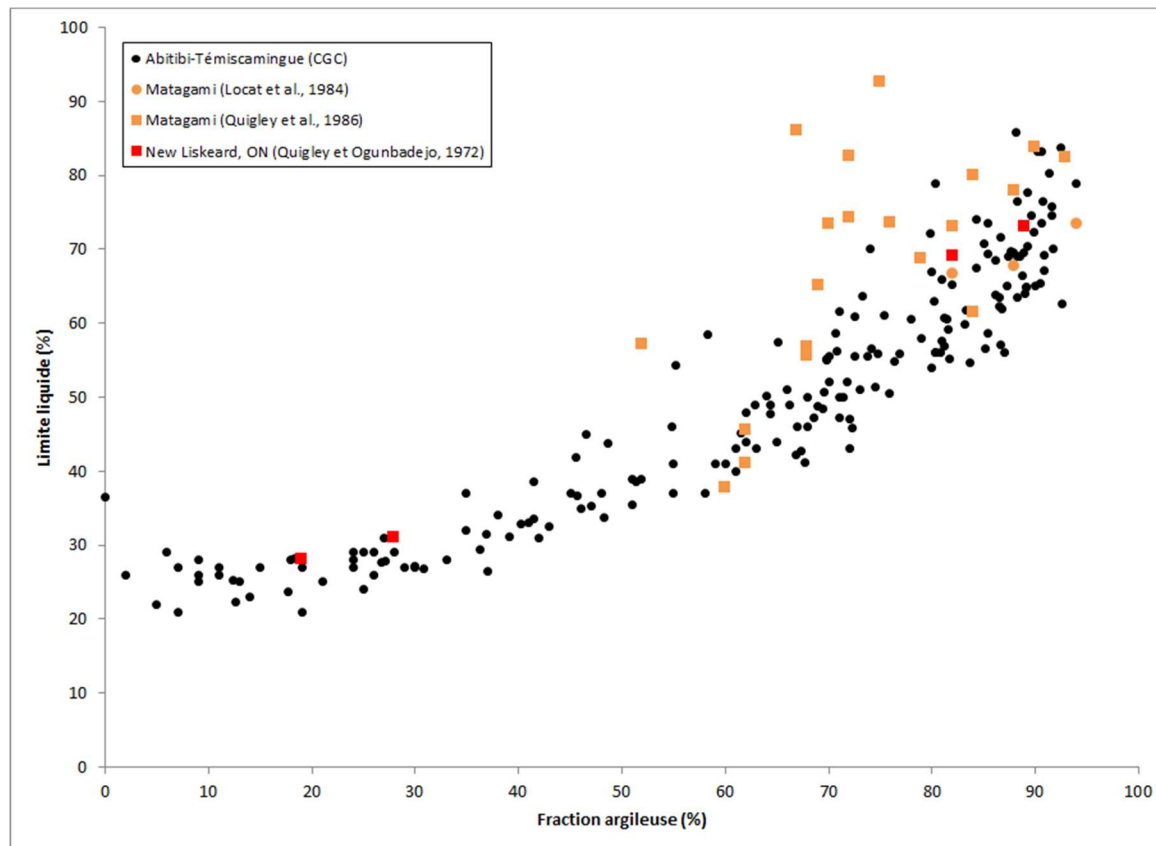
Les données discutées à la section 4.5 suggèrent que la CEC pouvait constituer un paramètre permettant une évaluation indirecte des propriétés gonflantes des sols argileux de l'Abitibi-Témiscamingue. En utilisant comme comparatifs les valeurs de CEC de Appelo et Postma (2005), Laurin (1987) et Soderman et Quigley (1965), l'approche utilisée ici est que la montmorillonite devrait généralement être associée à des valeurs de CEC ≥ 80 meq/100g (Tableau 4.6). Ce seuil est cohérent avec les valeurs de CEC pour la montmorillonite (90-150 meq/100g) présentées par Aksu et al. (2015). Or, les statistiques descriptives des valeurs de la CEC pour les fractions argileuses des horizons de sols définis par l'IRDA (Tableau 4.7) montrent des valeurs inférieures à 77 meq/100g. Ces valeurs de CEC, interprétées conjointement avec les données de Locat et al. (1984a), semblent davantage associées aux valeurs caractéristiques de CEC pour l'illite, la chlorite et la kaolonite (Tableau 4.6; Figure 4.8). En ce sens, les données disponibles relatives à la CEC ne permettent pas de conclure que les sols argileux de l'Abitibi-Témiscamingue présentent des caractéristiques gonflantes susceptibles de compromettre l'implantation de solutions de traitement des eaux usées et des eaux ménagères par infiltration dans le sol.

4.7.3. Limite liquide (LL)

Les limites d'Atterberg (section 4.6) mesurées sur les échantillons de Veillette (1996) et de la CGC (non publiées) permettent une évaluation indirecte du potentiel gonflant des sols argileux de la région de l'Abitibi-Témiscamingue. Cette évaluation s'appuie sur une comparaison des données de Veillette (1996) et de la CGC (non publiées) avec les valeurs de la limite liquide de minéraux pures (White, 1949; Tableau 4.9) (Soderman et Quigley, 1965) et de sols (Savage, 2007; Tableau 4.10), lesquelles sont plus élevées pour la montmorillonite (minéral potentiellement gonflant) par rapport aux valeurs pour l'illite et la kaolinite.

La figure 4.14 présente les valeurs de limites liquides rapportées en fonction de la fraction argileuse pour les échantillons de Veillette (1996) et de la CGC (non publié). Bien que la limite liquide tende à augmenter avec la fraction argileuse, les valeurs de limites liquides rapportées pour l'Abitibi-Témiscamingue sont caractéristiques de l'illite et la kaolinite et inférieures à celles de la montmorillonite (voir aussi les Tableaux 4.9 et 4.10). Les échantillons de Matagami, dominés par l'illite, se positionnent généralement au-dessus des échantillons de l'Abitibi-Témiscamingue dans la figure 4.14. Pour les échantillons de New Liskeard (Quigley et Ogunbadejo, 1972), aussi dominés aussi par l'illite, le faible pourcentage de montmorillonite (2-3%) ne semble pas influencer la limite liquide, les échantillons se positionnant dans la même enveloppe que les échantillons de l'Abitibi-Témiscamingue. Ces données tendent à appuyer l'hypothèse voulant que les sols argileux de l'Abitibi-Témiscamingue soient dominés par l'illite. En ce sens, les données disponibles relatives à la limite liquide ne permettent pas de conclure que les sols argileux de l'Abitibi-Témiscamingue présentent des caractéristiques gonflantes susceptibles de compromettre l'implantation de solutions de traitement des eaux usées et des eaux ménagères par infiltration dans le sol.

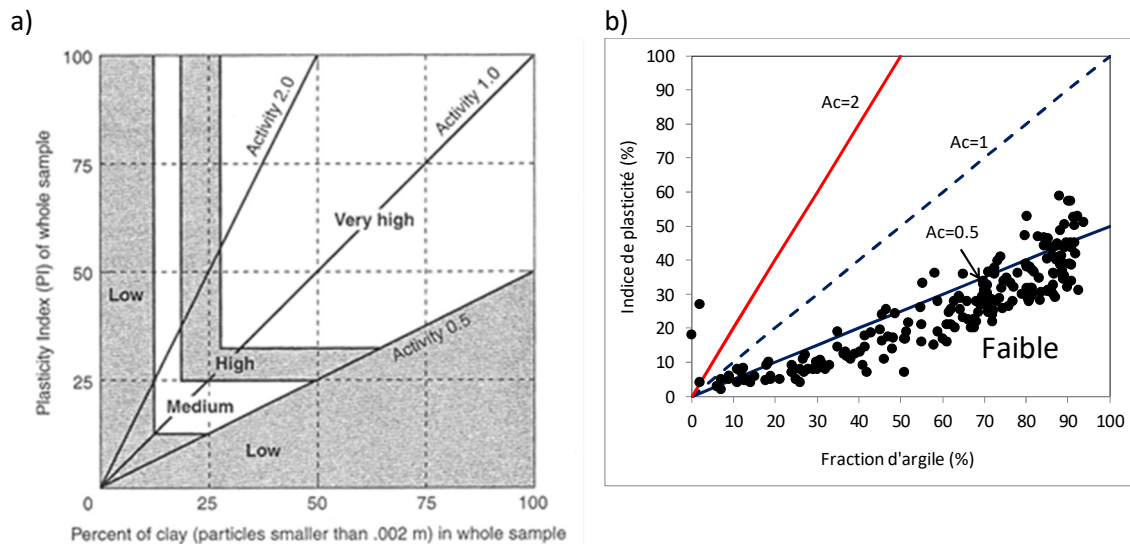
Figure 4.14. Graphique de la LL versus la fraction argileuse pour les échantillons de Veillette (1996) et de la CGC (non publié) et des échantillons de Matagami et de New Liskeard (Tableau 4.5).



4.7.4. Susceptibilité au gonflement et au retrait

Faute de données portant sur des essais de gonflement sur ces argiles et faute de données sur la minéralogie de ces argiles, il est possible de tenter d'évaluer leur susceptibilité au gonflement à partir de certains critères définis dans la littérature, tel que l'activité A_c . L'activité A_c est définie comme le rapport entre l'indice de plasticité et la fraction d'argile ($\% < 2 \mu\text{m}$). Elle est directement liée au potentiel de changement de volume (gonflement ou retrait). Selon McCarthy (2007), l'argile est inactive (ex. kaolinite) lorsque $A_c < 0,75$, normale lorsque A_c est compris entre 0,75 et 1,25 et très active lorsque $A_c > 1,25$ (ex. Montmorillonite). La figure 4.15a montre les différentes zones d'activité. Selon les données disponibles sur les argiles de l'Abitibi-Témiscamingue, la figure 4.15b montre que la majorité des argiles sont faiblement actives ($A_c < 0,5$).

Figure 4.15. Classification des argiles selon le potentiel de changement de volume (gonflement ou retrait) : a) tiré de McCarthy (2007); b) argiles de l'Abitibi-Témiscamingue (selon données disponibles)

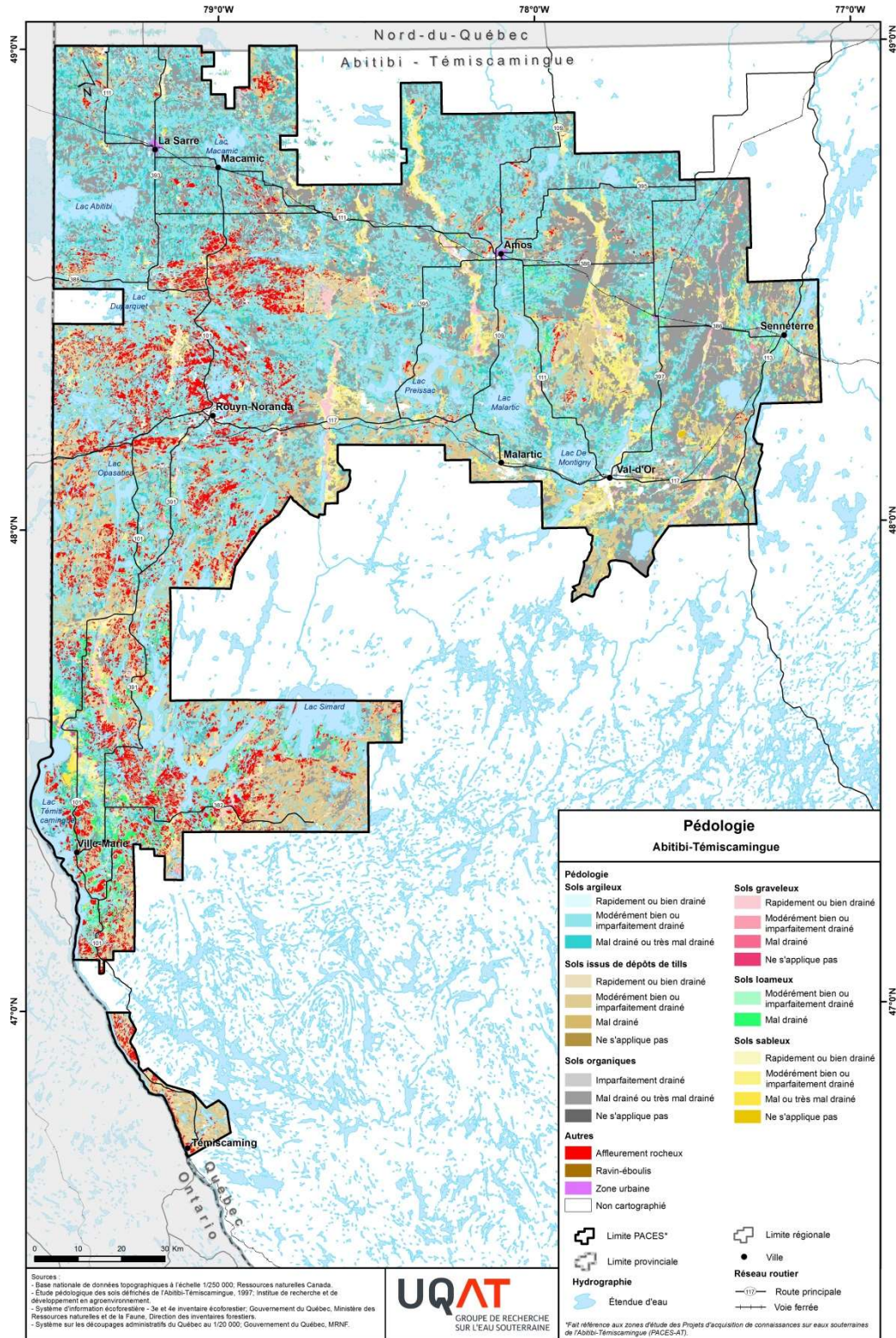


4.8. Caractéristiques pédologiques

La carte pédologique de la figure 4.16 illustre la distribution spatiale des principaux types de sols de l'Abitibi-Témiscamingue. Les données utilisées pour la construction de cette carte sont rapportées dans la légende. La carte permet de distinguer les textures et les classes de drainage des sols de la région. La texture est liée à la granulométrie des sédiments observés en surface alors que le drainage est lié à la vitesse à laquelle les surplus d'eau s'évacuent dans le sol. Ce drainage est conditionné entre autres par la position topographique, la perméabilité du sol, l'assise rocheuse, l'épaisseur de dépôts meubles, l'abondance et la régularité des apports en eau et le niveau de la nappe phréatique (MRNF, 2008).

Les sols argileux dominent au niveau du territoire. Le relief plat formé par l'accumulation d'argiles dans les secteurs de basses altitudes explique la dominance de ces sols caractérisés par un mauvais drainage. La grande proportion des sols organiques est liée en partie à la présence de la plaine argileuse mal drainée, les dépressions argileuses rassemblant les conditions favorables au développement des sols organiques. Les sols issus de dépôts de till sont majoritairement concentrés dans les secteurs où l'élévation du socle rocheux est supérieure à l'altitude de la plaine argileuse. La nappe phréatique se situe généralement sous le premier mètre dans ce type de sols. Les sols sableux et graveleux sont habituellement caractérisés par un bon drainage; la nappe y est généralement à plus d'un mètre de la surface (MRNF, 2008). Sur le territoire étudié, ce type de sol est principalement associé aux eskers.

Figure 4.16. Carte pédologique de l'Abitibi-Témiscamingue



4.9. Conditions hydrogéologiques

La description des conditions hydrogéologiques est adaptée de la présentation du cadre géologique et des conditions hydrogéologiques de l'Atlas hydrogéologiques de l'Abitibi-Témiscamingue (Cloutier et al., 2016).

4.9.1. Architecture des SGEP au sein de l'environnement hydrogéologique

L'épaisseur des dépôts meubles (Figure 4.17) est un paramètre qui influence la dynamique d'écoulement des eaux souterraines. Cette carte d'épaisseur des dépôts meubles, analysée conjointement avec la carte de la répartition et de l'épaisseur d'argile (Figure 4.6) et la connaissance du Quaternaire de la région (Figures 4.4 et 4.5), a permis la réalisation d'une carte de l'architecture des dépôts meubles (Figures 4.18 et 4.19) permettant d'illustrer la distribution spatiale des principales unités de la zone d'étude dans l'ordre naturel de leur mise en place. Cette carte de la figure 4.18 permet ainsi de représenter l'unité de SGEP au sein de l'environnement hydrogéologique de la région.

4.9.2. Conditions d'écoulement et piézométrie

La carte de la figure 4.20 illustre la distribution spatiale des types d'aquifères identifiés en Abitibi-Témiscamingue. À l'échelle de la région, les aquifères à nappe libre et à nappe captive comptent pour 43 % et 57 % de la couverture spatiale, respectivement. Les aquifères à nappe captive sont identifiés sous les SGEP. Le secteur de l'Abitibi-Ouest ainsi que la zone localisée en périphérie du lac Témiscamingue sont notamment caractérisés par une dominance d'aquifères à nappe captive.

La carte piézométrique (Figure 4.21) est utilisée en support à l'interprétation des lignes d'écoulement de l'eau souterraine à l'échelle de la zone d'étude. La surface piézométrique constitue une représentation en plan des charges hydrauliques évaluées sur l'ensemble du territoire. La carte permet d'estimer, sur l'ensemble de la zone d'étude, l'élévation à laquelle l'eau se stabiliserait au sein d'un puits interceptant l'ensemble des unités hydrogéologiques saturées et le gradient hydraulique horizontal, défini en fonction de la perte de charge hydraulique et de la distance parcourue par l'écoulement (Chapuis, 1999). Les eaux souterraines s'écoulent à travers la plupart des types de milieux géologiques, de points de charge hydraulique élevée vers des points de charge hydraulique plus faible. Les niveaux piézométriques fluctuent entre 174 m et 500 m au sein de la zone d'étude. Les charges hydrauliques les plus élevées correspondent généralement à des secteurs d'aquifères à nappe libre (Figure 4.21) et sont associées à des secteurs de haute altitude tels que les collines Abijévis, le Mont Vidéo, les crêtes des eskers et de la moraine d'Harricana, dont l'élévation excède l'altitude de la plaine argileuse.

Figure 4.17. Carte de l'épaisseur des dépôts meubles de l'Abitibi-Témiscamingue

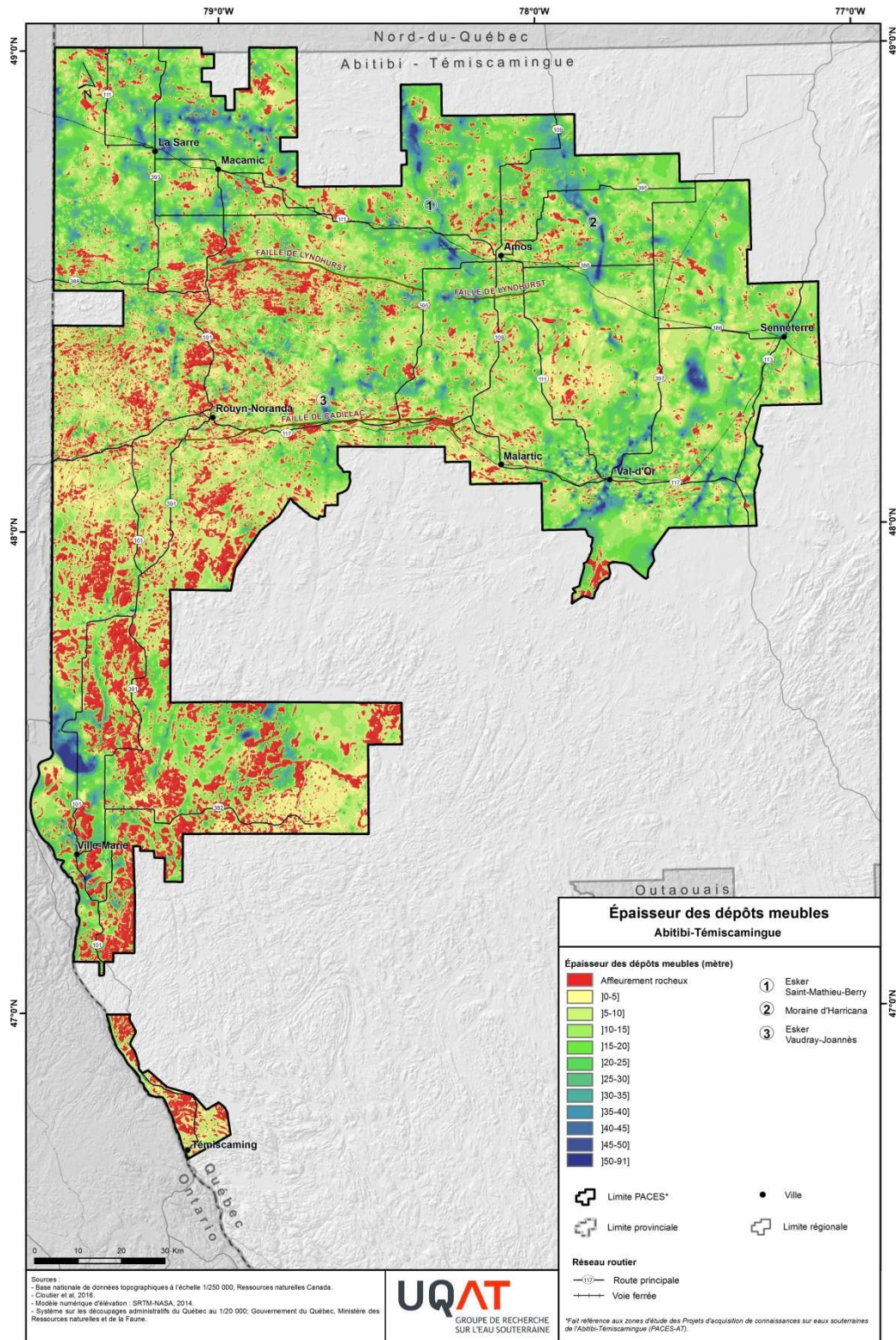


Figure 4.18. Carte de l'architecture des dépôts meubles de l'Abitibi-Témiscamingue

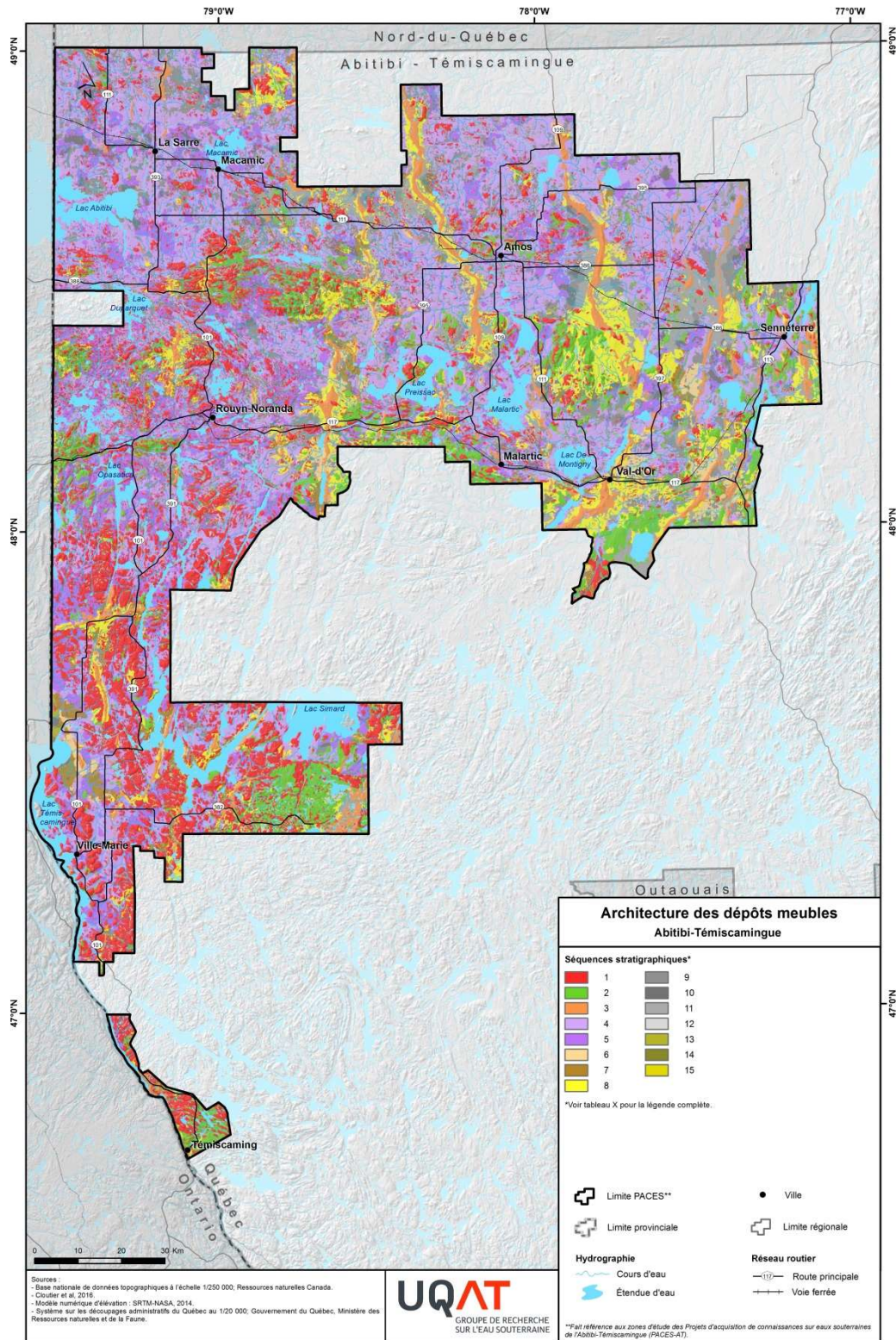


Figure 4.19. Légende de la figure 4.18

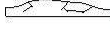














Séquence	Dépôts observés en surface	Modèle conceptuel		Évaluation de la couverture territoriale de la zone d'étude (%)
		Description	Schéma	
1	Roches métamorphiques du Précambrien : roc; Dépôts glaciaires : till discontinu	Roc affleurant ou recouvert d'une mince couche de till discontinu d'une épaisseur inférieure à 1 m.		17,6
2	Dépôts glaciaires : till continu	Till continu d'une épaisseur moyenne supérieure à 1 m.		7,5
3	Dépôts fluvioglaciaires : esker, moraine; sédiments proglaciaires non différenciés	Sable, gravier, caillou et bloc formant des eskers et moraines de cinq à plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur.		4,6
4	Dépôts glaciolacustres : sédiments d'eau profonde	Rythmites d'argile et de silt (varves) pouvant atteindre plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur et recouvrant des sédiments fluvioglaciaires (sables, sable silteux et gravier) et/ou une couche de till.		27,5
5	Dépôts glaciolacustres : sédiments d'eau profonde	Rythmites d'argile et de silt (varves) pouvant atteindre plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur.		14,0
6	Dépôts glaciolacustres : sédiments deltaïques, sublittoraux et de plage Dépôts fluvioglaciaires : sédiments proglaciaires non différenciés	Sédiments sublittoraux et de plages, deltaïques ou éoliens (sable, sable silteux et gravier) pouvant atteindre quelques mètres d'épaisseur. Majoritairement situés en flancs d'eskers, ils surmontent des rythmites d'argile et de silt (varves) pouvant atteindre quelques mètres d'épaisseur, des sédiments fluvioglaciaires (sable, sable silteux et gravier) et/ou une couche de till.		2,0
7	Dépôts glaciolacustres : sédiments deltaïques, sublittoraux et de plage Dépôts fluvioglaciaires : sédiments proglaciaires non différenciés	Sédiments sublittoraux et de plages, deltaïques ou éoliens (sable, sable silteux et gravier) pouvant atteindre quelques mètres d'épaisseur et surmontant des rythmites d'argile et de silt (varves) pouvant atteindre quelques mètres d'épaisseur.		2,0
8	Dépôts glaciolacustres : sédiments deltaïques, sublittoraux et de plage Dépôts fluvioglaciaires : sédiments proglaciaires non différenciés	Sédiments sublittoraux et de plages, deltaïques ou éoliens (sable, sable silteux et gravier) pouvant atteindre quelques dizaines de mètres d'épaisseur et surmontant une couche de till.		6,7
9	Dépôts organiques	Tourbe pouvant atteindre 5 m d'épaisseur et recouvrant des rythmites d'argile et de silt (varves) pouvant atteindre plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, des sédiments fluvioglaciaires (sable, sable silteux et gravier) et/ou une couche de till.		7,5
10	Dépôts organiques	Tourbe pouvant atteindre 5 m d'épaisseur et recouvrant des rythmites d'argile et de silt (varves) pouvant atteindre plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur.		2,1
11	Dépôts organiques	Tourbe pouvant atteindre 5 m d'épaisseur et recouvrant majoritairement des sédiments sublittoraux et de plages (sable, sable silteux, gravier) pouvant atteindre quelques dizaines de mètres d'épaisseur et/ou une couche de till.		5,1
12	Dépôts organiques	Tourbe pouvant atteindre 5 m d'épaisseur.		1,3
13	Dépôts alluviaux	Alluvions recouvrant des rythmites d'argile et de silt (varves) pouvant atteindre plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, des sédiments fluvioglaciaires (sable, sable silteux et gravier) et/ou une couche de till.		1,3
14	Dépôts alluviaux	Alluvions recouvrant des rythmites d'argile et de silt (varves) pouvant atteindre plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur.		0,5
15	Dépôts alluviaux	Alluvions recouvrant majoritairement des sédiments sublittoraux et de plages (sable, sable silteux, gravier) pouvant atteindre quelques dizaines de mètres d'épaisseur et probablement une couche de till.		0,3

Figure 4.20. Carte des conditions d'écoulement de la nappe phréatique de l'Abitibi-Témiscamingue

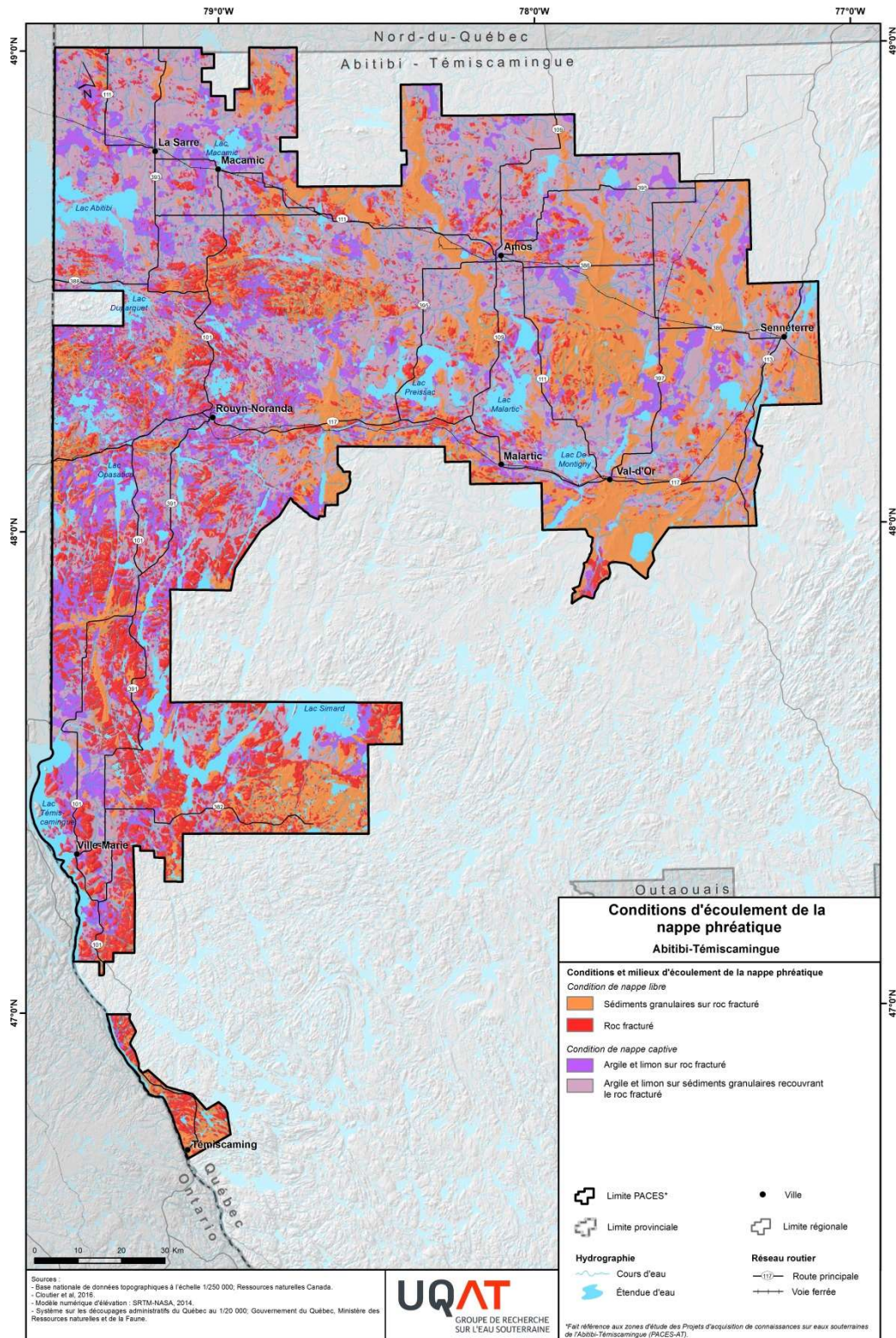
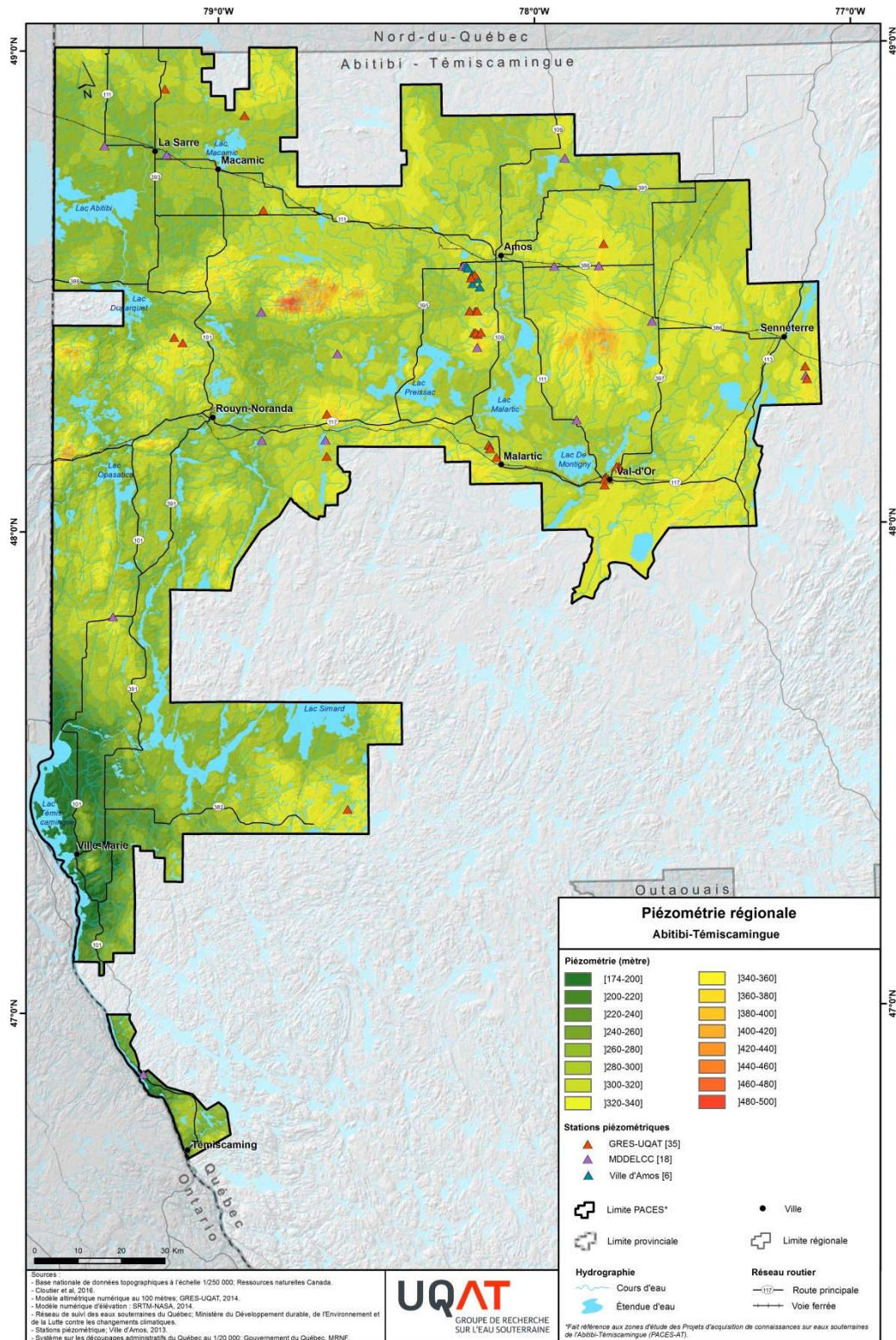


Figure 4.21. Carte de la piézométrie régionale de l'Abitibi-Témiscamingue



5. Solutions de traitement et d'évacuation des eaux usées

Le MDDELCC a identifié huit pistes de solutions pour l'implantation de systèmes de traitement des eaux usées (STEU) potentiellement applicables pour des résidences localisées en contexte de sols argileux (Tableau 5.1). Les sous-sections suivantes ciblent la description des caractéristiques (ex. : dimensions des STEU, profils de sols, conditions hydrogéologiques) et des critères de conception des STEU associés à ces huit solutions.

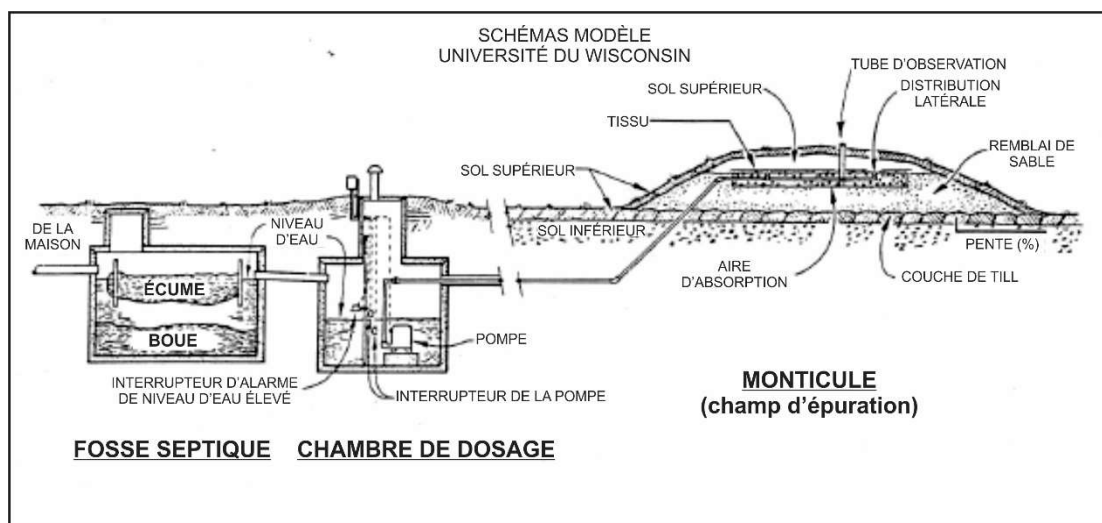
Tableau 5.1. Pistes de solutions pour l'implantation de STEU en contexte de sols argileux

Contexte / lieux d'origine	Solutions	Eaux à traiter	Traitement préalable	Type de solution
Université du Wisconsin	Infiltration dans les argiles structurées	Eaux usées	Primaire Secondaire Secondaire avancé	Infiltration dans le sol
Nouvelle-Écosse	<i>Sloping sand filter</i>	Eaux usées	Secondaire	Rejet en surface et/ou infiltration dans le sol
	<i>C2 (Standard)</i>	Eaux usées	Secondaire	Infiltration dans le sol
	<i>C2 (raised)</i>			
	<i>C3 (contour disposal field)</i>	Eaux usées	Secondaire	Infiltration dans le sol
	<i>Mound (with mantle)</i>	Eaux usées	Secondaire	Infiltration dans le sol
<i>Mound (without mantle)</i>				
Ontario	<i>Shallow buried trench</i>	Eaux usées	Secondaire	Infiltration dans le sol

5.1. Terminologie et composantes des STEU

Les STEU décrits dans le cadre de la présente étude comportent trois principales composantes, soit (1) la fosse septique, (2) la chambre de dosage et (3) le champ d'épuration (Figure 5.1).

Figure 5.1. Principales composantes des STEU (modifiée de Converse et Tyler, 2000)



La fosse septique et la chambre de dosage, ou une combinaison des deux, sont des composantes intrinsèques à tous les STEU faisant l'objet de la présente étude. Les informations associées à ces deux composantes des STEU sont présentées en premier. Les caractéristiques des pistes de solutions et modèles de champ d'épuration identifiés au tableau 5.1 sont ensuite décrites. Puisque les détails associés à la fosse septique et à la chambre de dosage sont tirés d'un document de l'Université du Wisconsin ([Converse et Tyler, 2000](#)), la description des caractéristiques et des critères de conception des solutions de champ d'épuration débutera par le modèle de cette université. Les pistes de solutions de la Nouvelle-Écosse et de l'Ontario sont ensuite présentées.

5.1.1. Fosse septique et chambre de dosage

Lorsque la chambre de dosage (aussi appelée chambre de pompage) est séparée de la fosse septique, cette dernière est la première composante à recevoir les eaux usées résidentielles (Figure 5.1). La fosse septique est ainsi une unité de prétraitement dans laquelle les matières solides sont séparées des eaux usées par décantation et flottation ([Converse et Tyler, 2000](#)). Les eaux usées sont ensuite acheminées dans la chambre de dosage (Figure 5.1). Cette composante contient une pompe ou un siphon dont la fonction principale est de transférer l'effluent issu de la fosse septique vers le champ d'épuration. Le terme «dosage» vient du fait que le transfert de l'effluent se fait par doses, c'est-à-dire que le transfert est intermittent. Sur la figure 5.1, lorsque le niveau d'eau atteint l'interrupteur d'alarme de niveau d'eau élevé, la pompe se met en marche et transfère une certaine dose d'effluent vers le champ d'épuration. Ce mode de dosage est en fonction du volume. Il est aussi possible de définir le dosage en fonction du temps. Ce mode de dosage requiert que la fosse septique et/ou la chambre de dosage soit d'une plus grande capacité pour emmagasiner le débit de pointe jusqu'à son déversement dans le champ d'épuration ([Converse et Tyler, 2000](#)). Pour répondre à des restrictions d'espace et/ou financières, il est aussi possible d'intégrer l'équipement de la chambre de dosage à la fosse septique, éliminant du même coup un réservoir ([Converse et Tyler, 2000](#)).

5.2. Solution de type 1 : approche du Wisconsin

5.2.1. Composantes et fonctionnement général

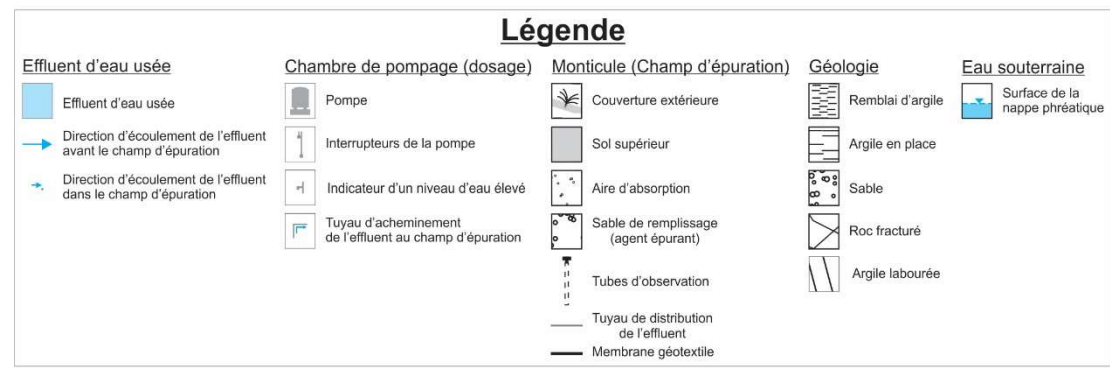
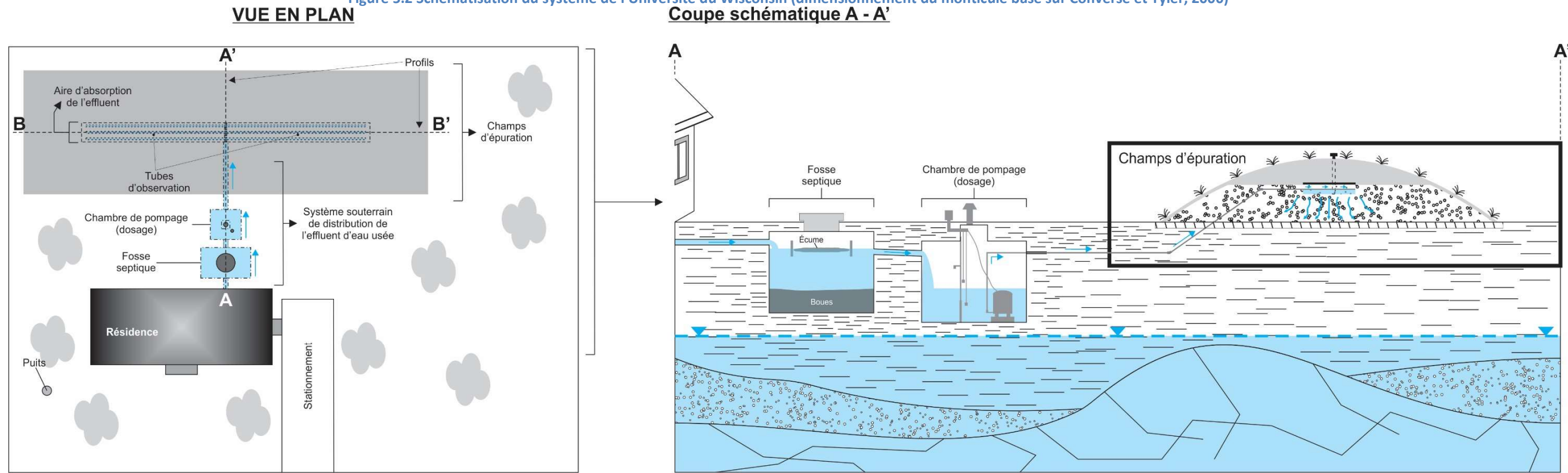
La figure 5.2 illustre la configuration du monticule (champ d'épuration) développé par l'Université du Wisconsin dans les années 1970 ([Converse et Tyler, 2000](#)). Les composantes usuelles d'un STEU résidentiel sont présentes: la fosse septique, la chambre de dosage (chambre de pompage) et le monticule qui assure le rôle de champ d'épuration (voir Figure 5.1). La particularité du monticule développé par l'Université du Wisconsin est d'être volumineux, en particulier lorsque le site est localisé en contexte de sols argileux. Bien que la figure 5.2 ne soit pas à l'échelle, les proportions entre la résidence et le champ d'épuration sur la vue en plan sont représentatives d'une situation réelle. Il en est de même pour les proportions entre la largeur du monticule du profil transversal (coupe schématique A – A') et sa longueur sur le profil longitudinal (coupe schématique B – B'). Le monticule représenté possède les caractéristiques géométriques associées à un terrain plat constitué d'un sol argileux. Les dimensions seraient moindres dans le cas d'un site sablonneux.

Les processus présentés ci-dessous, et décrivant le cheminement des eaux usées d'une résidence au monticule, sont tirés de [Converse et Tyler \(2000\)](#). Tel que décrit précédemment (section 5.1.1), les eaux usées issues d'une résidence sont d'abord acheminées vers la fosse septique qui agit comme unité de prétraitement. À ce stade, des processus de décantation et de flottation opèrent

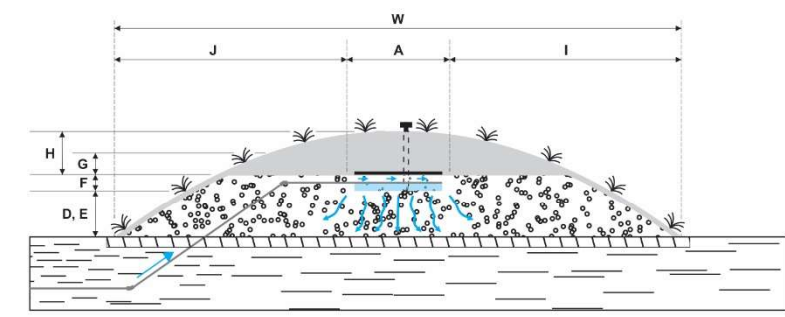
pour séparer les matières solides de la phase liquide. Une partie des matières solides s'accumule sous la forme d'une boue au fond de la fosse septique. Les matières solides insolubles et moins denses que l'eau formeront une écume en surface qui sera retenue dans la fosse septique par un réseau de barrières tandis que la portion soluble s'écoulera par gravité dans la chambre de dosage avec la phase liquide de l'effluent.

De la chambre de dosage, un réseau de tuyauterie permet au système de pompage de distribuer, de façon homogène et sous pression, l'effluent liquide à l'intérieur du monticule pour y subir la phase finale d'épuration. L'effluent liquide arrive dans le monticule par l'aire d'absorption. De cet endroit, la migration du liquide se fait principalement à la verticale avec une certaine déviation horizontale à l'intérieur du sable de remplissage (sable filtrant). Le monticule étant composé de matériel poreux, l'air peut y circuler et permettre le développement de colonies bactériennes qui utiliseront la matière organique dissoute et l'oxygène dans le monticule pour leur métabolisme et ainsi contribuer à l'épuration des eaux usées. Lorsque l'effluent a atteint la base du monticule à l'interface entre le sable de remplissage et la surface du sol naturel, la composition chimique et le contenu bactérien doivent être à des niveaux acceptables pour la santé humaine et celle de l'environnement. De là, l'eau pénètre dans l'environnement par une percolation à travers la surface du sol naturel.

Figure 5.2 Schématisation du système de l'Université du Wisconsin (dimensionnement du monticule basé sur Converse et Tyler, 2000)

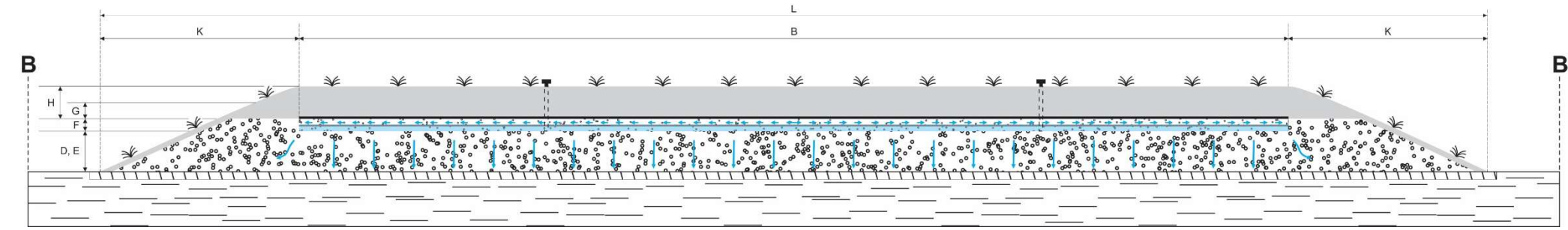


Profil transversal du champ d'épuration



- Dimensions du monticule**
- A : Largeur de l'aire d'absorption
 - B : Longueur de l'aire d'absorption
 - D : Épaisseur minimale de sable de remplissage (agent épurant)
 - E : Épaisseur de sable de remplissage pour niveler l'aire d'absorption en situation de pente
 - F : Épaisseur minimale de l'aire d'absorption
 - G : Épaisseur de sol au-dessus de l'aire d'absorption
 - H : Épaisseur de sol au-dessus de l'aire d'absorption jusqu'au sommet de la couverture végétale du monticule
 - I : Largeur de la pente descendante
 - J : Largeur de la pente ascendante
 - K : Longueur des pentes aux extrémités
 - L : Longueur totale du monticule mesurée à sa base
 - W : Largeur total du monticule mesurée à sa base

Coupe schématique B - B' (profil longitudinal du champ d'épuration)



5.2.2. Caractéristiques des composantes du monticule

Le tableau 5.2 présente un sommaire des principales composantes des systèmes de type Wisconsin.

Tableau 5.2. Détail des composantes du monticule (information tirée de Converse et Tyler, 2000)

Composante	Fonction	Caractéristiques
Réseau de distribution	Distribue de façon homogène l'effluent liquide à l'intérieur de l'aire d'absorption.	Réseau composé de plusieurs tuyaux orientés dans l'axe longitudinal de l'aire d'absorption. Le nombre et le diamètre des tuyaux, le diamètre des orifices de distribution ainsi que leur densité dépendent des caractéristiques de l'effluent.
L'aire d'absorption	Reçoit l'effluent et permet une infiltration homogène dans le sable de remplissage.	Constitué d'agrégats dont la composition peut être diverse. Le calcaire n'est pas recommandé comme matériel. Pour ne pas restreindre l'écoulement de l'effluent, la perméabilité du matériel utilisé devrait être égale ou supérieure à celle du sable de remplissage.
Le sable de remplissage	Laisse circuler l'effluent de façon à permettre une épuration efficace pour l'amener à un niveau de qualité acceptable pour l'environnement et la santé humaine.	Il est recommandé d'utiliser un sable grossier comportant moins de 5 % de particules fines et moins de 20 % de particules d'un diamètre supérieur à 2 mm. Il est situé aux alentours de la zone d'absorption ainsi que sous cette dernière lorsque la distance de séparation entre la base de l'aire d'absorption et une condition limite ou toute autre couche limitante (ex. : argile) ne respecte pas la réglementation.
Tubes d'observation	Permet de surveiller l'accumulation d'effluent dans la zone d'absorption, et d'identifier d'éventuels problèmes d'infiltration dans le sable de remplissage.	Tubes installés à l'intérieur du monticule à la base de l'aire d'absorption au contact avec le sable de remplissage. Ils doivent être placés au ¼ et ¾ de la longueur de l'aire d'absorption et accessibles à la surface du monticule. Ils sont constitués de tubages en PVC de diamètre et de longueur variables. La base des tubes est perforée sur une hauteur de 10 cm pour permettre la libre circulation de l'effluent qui s'accumule ou qui circule normalement. Voir Converse et Tyler (2000) pour des modèles de tubes d'observation.
Membrane géotextile	Protège la zone d'absorption d'être colmatée par des particules plus fines provenant de la couche de sol utilisée comme couverture du monticule.	Aucune caractéristique n'est présentée par Converse et Tyler (2000) . Des critères de filtres doivent toutefois être respectés pour éviter le colmatage.
La couverture du monticule (sol remblayé)	Protège le monticule de l'érosion et permet la végétalisation.	Tout type de sol qui permet le développement d'un couvert végétal et la respiration du monticule. Les matériaux recommandés vont des loams sableux à silteux. Le matériel utilisé est placé au-dessus de l'aire d'absorption et de la membrane géotextile ainsi qu'au-dessus du sable de remplissage à la même hauteur et sur les côtés du monticule.

5.2.3. Considérations

Différents aspects doivent être considérés avant de sélectionner le site pour la mise en place d'un monticule, de faire sa conception et le calcul de ses dimensions. L'objectif principal de la prise en compte de ces considérations est de sélectionner le meilleur emplacement pour optimiser la performance du système et réduire ses dimensions. Le tableau 5.3 présente la liste des éléments à considérer et leur description.

Tableau 5.3. Considérations importantes pour planifier la mise en place d'un monticule (information tirée de Converse et Tyler, 2000)

Éléments à considérer	Description
Présence d'arbres et de rochers	À éviter lorsque possible, sinon, les arbres doivent être coupés à ras le sol en laissant les souches en place, ainsi que les rochers.
Pente du sol	La pente du sol n'est qu'une limitation au niveau de la sécurité lors de la construction du monticule. Cette pente ne devrait pas être supérieure à 25 %.
Remblai	Sol mis en place pour surélever la surface du site. Généralement caractérisé par une conductivité hydraulique réduite et variable, car souvent hétérogène, massif ou aplati. Nécessite une évaluation exhaustive.
Plaines inondables	Les sites localisés dans des zones inondables ne sont pas recommandés pour l'implantation d'un système d'épuration en l'absence d'un système de protection.
Perméabilité du sol	L'écoulement de l'eau dans les sols très fermes est réduit. L'installation d'un monticule sur un tel site n'est pas recommandée.
Distance de séparation	<u>Verticale</u> Distance verticale requise, à partir de la base de l'aire d'absorption, pour l'épuration de l'effluent avant l'atteinte une condition limite identifiée par le socle rocheux, la surface de la nappe phréatique ou toutes autres couches limitantes. Selon la réglementation en vigueur, cette distance peut varier de 0,91 m à 1,22 m. <u>Horizontale</u> Les distances de séparation requises pour d'autres unités d'épuration devraient aussi s'appliquer au monticule.
Variation de la profondeur à l'eau souterraine	La proximité de la surface de la nappe phréatique influence la performance du champ d'épuration en créant une pression à la base du monticule, Cette pression évolue en fonction des variations temporelles du niveau de la nappe. Une profondeur minimale de 25 cm est recommandée pour limiter la possibilité de résurgences.
Profondeur au roc	Le roc est considéré présent lorsqu'il occupe au moins 50 % du volume de matériel en place. Il est décrit par l'une des caractéristiques suivantes : fissuré, non fissuré semi-perméable ou non fissuré imperméable.
Le dosage	Méthode employée pour déverser l'effluent d'eaux usées à l'intérieur de l'aire d'absorption du monticule (champ d'épuration). Il est recommandé de déverser fréquemment l'effluent par dosage temporel (et non volumétrique).

5.2.4. Conception et dimensions du monticule

Étapes de conception du monticule

La conception et le dimensionnement du monticule repose sur une série d'étapes qui se résume comme suit :

1. Évaluation initiale du site;
2. Évaluation de la quantité et de la qualité de l'effluent généré;
3. Évaluation des profils du sol et des conditions hydrogéologiques au site;
4. Caractérisation du sable de remplissage du monticule.

Ces quatre étapes regroupent une ou plusieurs activités qui permettent d'acquérir des informations sur les conditions du terrain (morphologie, géologie, hydrogéologie), sur l'effluent généré et la qualité du sable de remplissage utilisé pour construire le monticule. L'ensemble de ces informations permet de définir les valeurs de paramètres associés à une série d'équations permettant le calcul des dimensions du monticule et des caractéristiques du réseau de distribution de l'effluent. Le tableau 5.4 résume les quatre étapes précitées, les activités associées ainsi que les informations qu'elles procurent.

Tableau 5.4. Étapes de conception du monticule (information tirée de Converse et Tyler, 2000)

Étapes	Description	Activités	Informations obtenues
1	Évaluation initiale du site	Évaluation d'au moins trois profils de sol	Texture, structure et épaisseur des couches du sol
		Évaluation la pente du terrain	Pente du terrain
		Évaluation de la superficie disponible et les conditions du site (morphologie, présence d'arbres, etc.)	Superficie disponible, rugosité de la surface du sol, présence d'arbres et de rochers, localisation des infrastructures résidentielles (maison, garage, puits, piscine, etc.).
2	Évaluation de la quantité et de la qualité de l'effluent généré	Estimation du débit d'effluent généré	Débit d'effluent généré
		Caractérisation de la qualité de l'effluent	Composition chimique et contenu bactériologique de l'effluent
3	Évaluation des profils de sol et des conditions hydrogéologiques du site	Définition des caractéristiques hydrogéologiques du sol	Conductivité hydraulique, position de la nappe d'eau souterraine et directions d'écoulement
4	Caractérisation du sable de remplissage du monticule	Définition de la granulométrie du sable de remplissage	Courbe granulométrique du sable de remplissage

Paramètres et calculs des dimensions du monticule

Les informations obtenues des différentes activités rapportées au tableau 5.4 permettent de définir les paramètres du tableau 5.5, lesquels serviront au calcul des dimensions du monticule et à la conception du réseau de distribution de l'effluent. Bien que faisant partie intégrante du champ d'épuration, le réseau de distribution est adaptable. Il n'est donc pas discuté dans le présent document, les détails sont présentés dans [Converse et Tyler \(2000\)](#).

Tableau 5.5. Paramètres utilisés pour les calculs des dimensions du monticule (selon Converse et Tyler, 2000)

Étapes (du Tableau 5.4)	Paramètres	Description	Unités
1	Pente du sol (PS)	Pente de sol au site pour l'implantation d'un monticule	% $0 \geq PS \leq 1$
2	Débit de conception (DC)	Débit journalier d'effluent généré estimé en utilisant un facteur de 567,75 L par jour/chambre (150 gpd/bedroom) ¹ ou en multipliant par un facteur de 1,5 à 2 si le débit d'effluent généré est mesuré.	L/j
1, 3	Épaisseur de sol acceptable (SA)	Épaisseur de sol natif (à partir de la) considérée acceptable pour l'épuration de l'effluent.	m
	Débit de décharge hydraulique linéaire (DDHL) <i>Hydraulic linear loading rate</i>	Volume journalier d'effluent que peut drainer le sol par mètre linéaire du monticule (voir le Tableau 5.6). Dépend de la distance d'infiltration (distance verticale de la base du monticule à la couche limitante) et de la pente (Tyler et Kramer Kuns, 2000)	L/j/m linéaire
	Débit de décharge à la base du monticule (DDBM) <i>Basal loading rate</i>	Débit d'effluent qui percole à la surface du sol au contact avec la base du monticule. Dépend de la texture et de la structure du sol (voir le Tableau 5.6).	L/j/m ²
4	Débit de décharge du sable de remplissage (DDSR) <i>Sand media loading rate</i>	Débit basé sur l'hypothèse que l'effluent a une composition représentative d'une eau usée domestique. Pour un sable de remplissage répondant aux spécifications du monticule, le débit recommandé est de 40,75 L·j ⁻¹ /m ² (1,0 gpd/ft ²). Ce débit intègre un facteur de sécurité.	L/j/m ²
1, 2 et 3	Profondeur de la condition limite (CL)	Profondeur à partir de la surface du sol où se situe une condition limite.	m
Réglementation en vigueur	Distance de séparation requise (SR)	Distance verticale requise entre la base de l'aire d'absorption et la condition limite la plus proche (socle rocheux, surface de la nappe d'eau souterraine, autre couche limitante).	m

¹ Pour une résidence à trois chambres, le débit journalier acceptable pour le monticule ne doit pas dépasser 60% du DC, soit 1 021,95 L par jour (270 gpd)

Les paramètres établis à partir du tableau 5.5 (et par conséquent du tableau 5.6) sont utilisés dans les équations présentées au tableau 5.7 pour calculer les dimensions du monticule selon que le terrain soit plat ou en pente. Les acronymes utilisés dans les équations réfèrent aux différents paramètres et dimensions des tableaux 5.5 et 5.7. Les dimensions du monticule identifiées par des lettres sont celles représentées à la figure 5.2.

Tableau 5.6. Débit de décharge à la base du monticule (DDBM) et Débit de décharge hydraulique linéaire (DDHL) (information tirée du Tableau 1 de Tyler, 2000)

Caractéristiques des sols			Débit de décharge à la base du monticule (DDBM) Basal loading rate (L/j/m ²)		Débit de décharge hydraulique linéaire (DDHL) Hydraulic linear loading rate (L/j/m linéaire)								
					Pente								
					0-4%			5-9%			>10%		
					Distance d'infiltration (m)			Distance d'infiltration (m)			Distance d'infiltration (m)		
Texture ¹	Structure		>30	<30	0,2-0,3	0,3-0,6	0,6-1,2	0,2-0,3	0,3-0,6	0,6-1,2	0,2-0,3	0,3-0,6	0,6-1,2
	Forme ²	DA ³	(mg/L DOB)										
SG, S, SGL, SL	—	0, SP	32,6	65,2	49,7	62,1	74,5	62,1	74,5	86,9	74,5	86,9	99,3
SF, STF, SFL, STFL	—	0, SP	16,3	40,7	43,5	55,9	68,3	49,7	62,1	74,5	62,1	74,5	86,9
LSG, LS	—	0, M	8,1	24,4	37,3	43,5	49,7	44,7	50,9	57,1	62,1	74,5	86,9
	L	1	8,1	20,4	37,3	43,5	49,7	44,7	50,9	57,1	49,7	62,1	74,5
		2, 3	0,0	0,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	PR/PO/GR	1	16,3	28,5	43,5	55,9	68,3	49,7	62,1	74,5	62,1	74,5	86,9
2, 3		24,4	40,7	43,5	55,9	68,3	49,7	62,1	74,5	62,1	74,5	86,9	
LSF, LSTF	—	0, M	8,1	20,4	24,8	28,6	32,3	29,8	33,5	37,3	33,5	39,7	45,9
	L	1, 2, 3	0,0	0,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		PR/PO/GR	1	8,1	24,4	37,3	43,5	49,7	41,0	47,2	53,4	44,7	50,9
		2, 3	16,3	32,6	41,0	47,2	53,4	44,7	50,9	57,1	48,4	54,6	60,8
L	—	0, M	8,1	20,4	24,8	28,6	32,3	29,8	33,5	37,3	33,5	39,7	45,9
	L	1, 2, 3	0,0	0,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		PR/PO/GR	1	16,3	24,4	37,3	43,5	49,7	41,0	47,2	53,4	44,7	50,9
		2, 3	24,4	32,6	41,0	47,2	53,4	44,7	50,9	57,1	48,4	54,6	60,8
LL	—	0, M	0,0	8,1	24,8	31,0	37,3	27,3	33,5	39,7	29,8	36,0	42,2
	L	1, 2, 3	0,0	0,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		PR/PO/GR	1	16,3	24,4	29,8	33,5	37,3	33,5	37,3	41,0	37,3	43,5
		2, 3	24,4	32,6	33,5	37,3	41,0	37,3	43,5	49,7	41,0	47,2	53,4
LSA, LA, LLA	—	0, M	0,0	0,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	L	1, 2, 3	0,0	0,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		PR/PO/GR	1	8,1	12,2	24,8	31,0	37,3	27,3	33,5	39,7	29,8	36,0
		2, 3	16,3	24,4	29,8	36,0	42,2	33,5	37,3	41,0	37,3	43,5	49,7
AS, A, AL	—	0, M	0,0	0,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	L	1, 2, 3	0,0	0,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		PR/PO/GR	1	0,0	0,0	-	-	-	-	-	-	-	-
		2, 3	8,1	12,2	24,8	31,0	37,3	27,3	33,5	39,7	29,8	36,0	42,2

¹Texture (de MAC, 1976):

SG : sable grossier
 S : sable
 SGL : sable grossier loameux
 SL : sable loameux
 SF : sable fin
 STF : sable très fin
 SFL : sable fin loameux
 STFL : sable très fin loameux
 LSG : loam sableux grossier
 LS : loam sableux
 LSF : loam sableux fin

LSTF : loam sableux très fin
 L : loam
 LL : loam limoneux
 LSA : loam sablo-argileux
 LA : loam argileux
 LLA : loam limono-argileux
 AS : argile sableuse
 A : argile
 AL : argile limoneuse

²Forme:

L : lamellaire
 PR : prismatique
 PO : polyédrique
 GR : granulaire

³DA : Degrés d'agrégation:

0 : sans structure
 SP : structure particulaire
 M : massif
 1 : faible
 2 : modérée
 3 : forte

Tableau 5.7. Dimensions du monticule et équations associées (information tirée de Converse et Tyler, 2000)

Dimensions	Description	Unités	Notifications		Équations	
			Terrain plat (PS = 0)	Terrain en pente (PS > 0)	Terrain plat (PS = 0)	Terrain en pente (PS > 0)
A	Largeur de l'aire d'absorption	m	Aucune	Aucune	$A = DDHL/DDSR$	
A + I A + I + J	Largeur de la base du monticule nécessaire pour faire absorber l'effluent à la surface du sol	m	A + I + J	A + I	$A + I + J = DDHL/DDBM$	$A + I = DDHL/DDBM$
B	Longueur de l'aire d'absorption	m	Aucune	Aucune	$B = DC/DDHL$	
D	Épaisseur minimale de sable de remplissage	m	Aucune	Aucune	Si SA > CL, $D = SR - CL$ Si SA = CL, $D = SR - CL$ ou SA Si SA < CL, $D = SR - SA$	
E	Épaisseur de sable de remplissage pour niveler l'aire d'absorption du côté de la pente descendante en situation de pente	m	E = D	E > D	$E = D + (PS * A)$	
F	Épaisseur minimale de la zone d'absorption	m	Aucune	Aucune	Valeur fixée à 0,2286 m (9")	
G	Épaisseur de sol au-dessus de la zone d'absorption	m	Aucune	Aucune	Valeur fixée à 0,1524 m (6")	
H	Épaisseur de sol au-dessus de la zone d'absorption jusqu'au sommet	m	Aucune	Aucune	Valeur fixée à 0,3048 m (12")	
I	Largeur de la pente descendante	m	Facteur de correction de pente (FCS) ¹ FCS = 1 FCS > 1		Utilisant une pente recommandée de 3:1 (0,33) pour les côtés du monticule $I = 3 * (E + F + G) * FCS$	
J	Largeur de la pente ascendante	m	Facteur de correction de pente (FCS) ¹ FCS = 1 FCS < 1		Utilisant une pente recommandée de 3:1 (0,33) pour les côtés du monticule $J = 3 * (D + F + G) * FCS$	
K	Longueur de la pente d'extrémité	m	Aucune	Aucune	Utilisant une pente recommandée de 3:1 (0,33) pour les côtés du monticule $K = 3 * (((D + E)/2) + F + H)$	
L	Longueur totale au pied du monticule	m	Aucune	Aucune	$L = B + (2 * K)$	
W	Largeur totale au pied du monticule	m	Aucune	Aucune	$W = I + A + J$	

¹ Voir le tableau 5.8 les valeurs de FCS

Tableau 5.8. Facteurs de correction de pente FCS (selon Converse et Tyler, 2000)

Pente (%)	Facteur de correction Pente descendante	Facteur de correction Pente ascendante
0	1,00	1,00
1	1,03	0,97
2	1,06	0,94
3	1,10	0,92
4	1,14	0,89
5	1,18	0,88
6	1,22	0,85
7	1,27	0,83
8	1,32	0,80
9	1,38	0,79
10	1,44	0,77
11	1,51	0,75
12	1,57	0,73
13	1,64	0,72
14	1,72	0,71
15	1,82	0,69
16	1,92	0,68
17	2,04	0,66
18	2,17	0,65
19	2,33	0,64
20	2,50	0,62
21	2,70	0,61
22	2,94	0,60
23	3,23	0,59
24	3,57	0,58
25	4,00	0,57

Influence des paramètres sur les dimensions

Les tableaux 5.9 et 5.10 présentent les dimensions de monticules calculées pour des cas hypothétiques. Les variables utilisées pour cet exemple sont le nombre de chambres (de 2 à 4) ou le débit de conception (DC) et la pente du sol PS. Tous les cas hypothétiques sont identiques, c'est-à-dire que le sol est constitué d'argile inadéquate pour l'épuration de l'effluent (SA = 0). La condition limite (CL) la plus près est représentée par la nappe d'eau souterraine dans l'argile située à 0,20 m sous la surface du sol tandis que la réglementation exige une distance de séparation (SR) d'un mètre entre la base de l'aire d'absorption et la surface de l'argile pour épurer l'effluent avant son arrivée à la surface du sol argileux.

Tableau 5.9. Évolution des dimensions pour une pente du sol de 0 %

Paramètres	Cas hypothétique 1	Cas hypothétique 2	Cas hypothétique 3
Nb chambre	2	3	4
Débit journalier (L par jour)/chambre	567,75	567,75	567,75
PS	0,0	0,0	0,0
DC	1135,5	1703,25	2270,1
DDSR	32,59	32,59	32,59
DDBM	12,22	12,22	12,22
DDHL	24,84	24,84	24,84
CL	0,2	0,2	0,2
SA	0,0	0,0	0,0
SR	1,0	1,0	1,0
A	0,76	0,76	0,76
A + I	2,03	2,03	2,03
B	45,72	68,58	91,44
D	1,0	1,0	1,0
E	1,0	1,0	1,0
F	0,23	0,23	0,23
G	0,15	0,15	0,15
H	0,30	0,30	0,30
I (FCS = 1)	4,14	4,14	4,14
J (FCS = 1)	4,14	4,14	4,14
K	4,60	4,60	4,60
L	54,92	77,78	100,64
W	9,05	9,05	9,05

Tableau 5.10. Évolution des dimensions pour une pente du sol de 25 %

Paramètres	Cas hypothétique 1	Cas hypothétique 2	Cas hypothétique 3
Nb chambre	2	3	4
Débit journalier (L par jour)/chambre	567,75	567,75	567,75
PS	0,25	0,25	0,25
DC	1135,5	1703,25	2270,1
DDSR	32,59	32,59	32,59
DDBM	12,22	12,22	12,22
DDHL	24,84	24,84	24,84
CL	0,2	0,2	0,2
SA	0,0	0,0	0,0
SR	1,0	1,0	1,0
A	0,76	0,76	0,76
A + I + J	2,03	2,03	2,03
B	45,72	68,58	91,44
D	1,0	1,0	1,0
E	1,19	1,19	1,19
F	0,23	0,23	0,23
G	0,15	0,15	0,15
H	0,30	0,30	0,30
I (FCS = 4)	18,86	18,86	18,86
J (FCS = 0,57)	2,36	2,36	2,36
K	4,89	4,89	4,89
L	55,49	78,35	101,21
W	21,99	21,99	21,99

Les données présentées aux tableaux 5.9 et 5.10 permettent de dégager certains constats relatifs aux dimensions des systèmes :

1. Pour un nombre de chambres variable (2 à 4), la longueur de l'aire d'absorption (B) et la longueur totale du monticule à sa base (L) sont variables (texte en rouge dans les tableaux);
2. Pour une pente de sol variable (0 % et 25 %), les dimensions E, I, J, K, L et W sont variables (écriture en gras dans les tableaux);
3. Seulement la longueur totale du monticule à sa base (L) est influencée conjointement par le nombre de chambres et la pente du sol.

Ainsi, la pente du sol (PS) influence plus de dimensions que le débit de conception. Les figures 5.3 à 5.8 montrent l'évolution des dimensions E, I, J, K, L et W en fonction de la pente du sol.

Figure 5.3. Évolution de la dimension E en fonction de la pente du sol

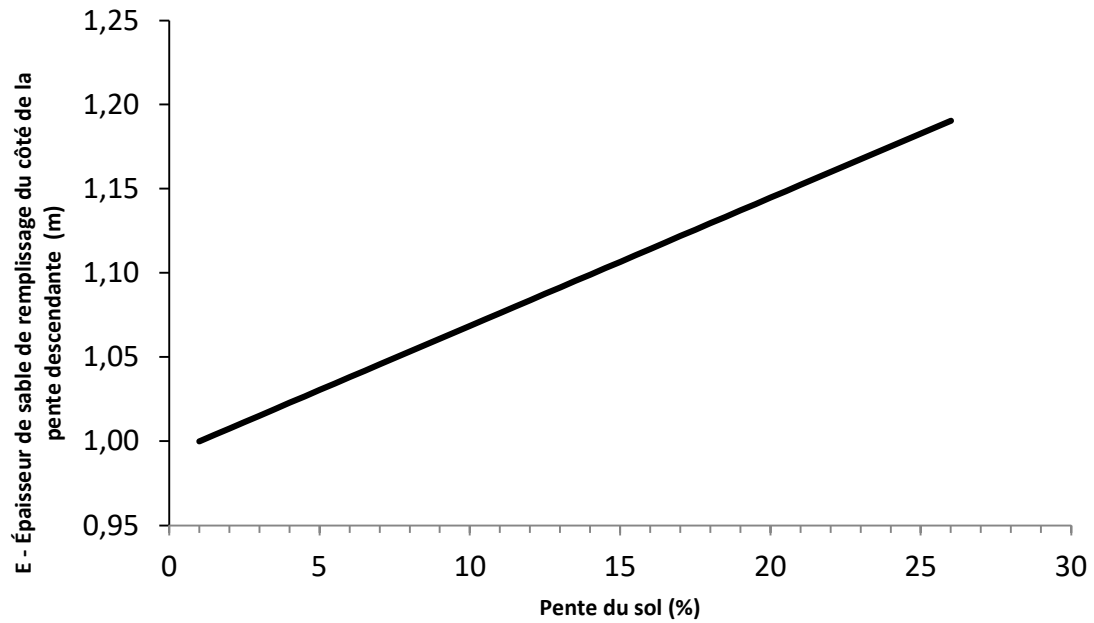


Figure 5.4. Évolution de la dimension I en fonction de la pente du sol

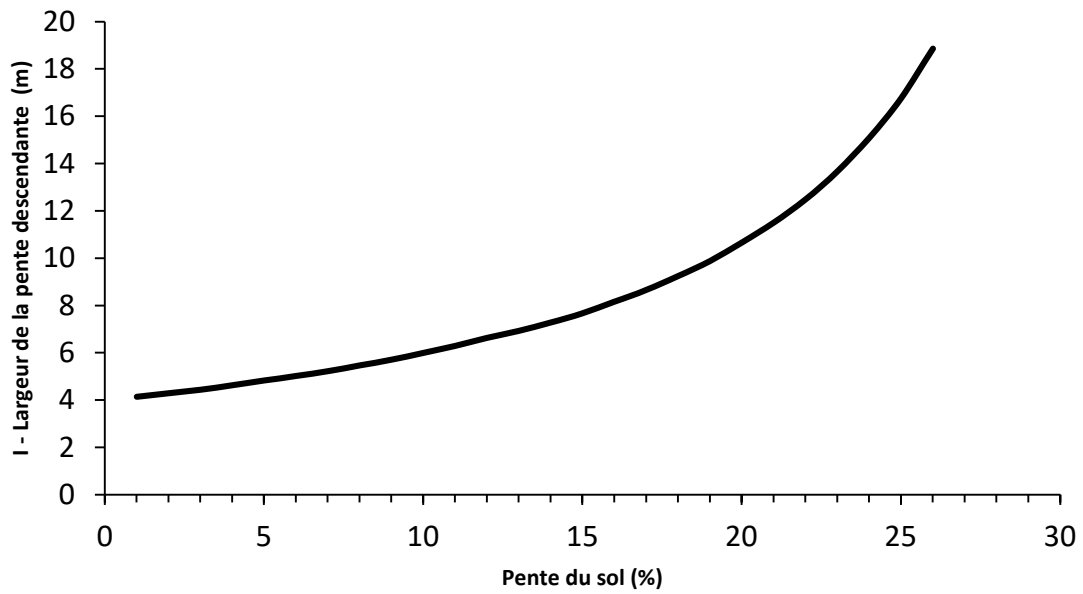


Figure 5.5. Évolution de la dimension J en fonction de la pente du sol

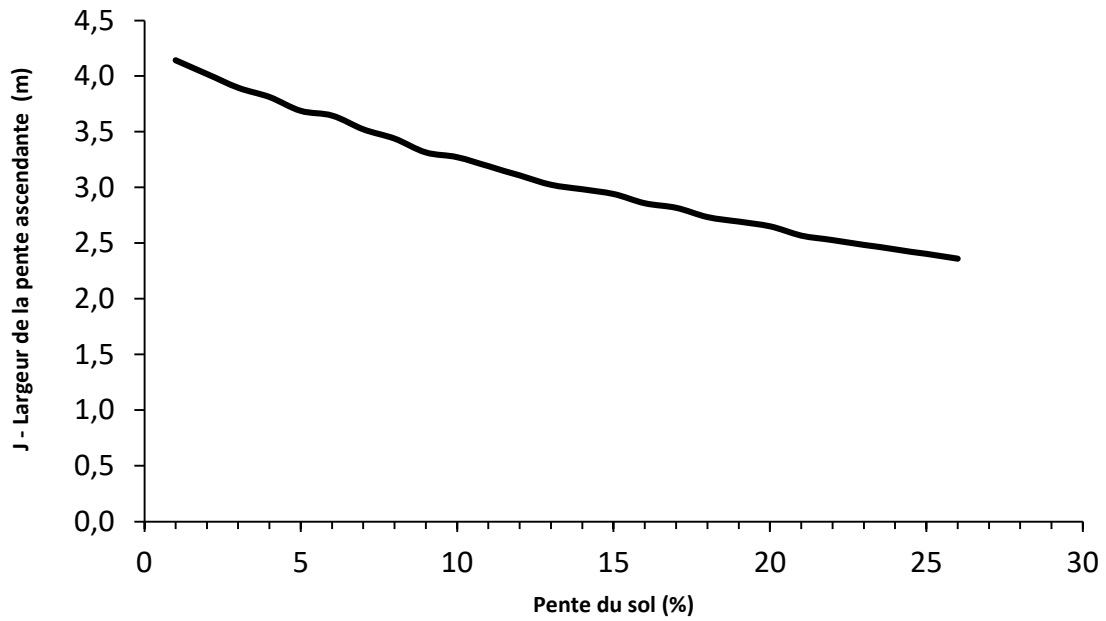


Figure 5.6. Évolution de la dimension K en fonction de la pente du sol

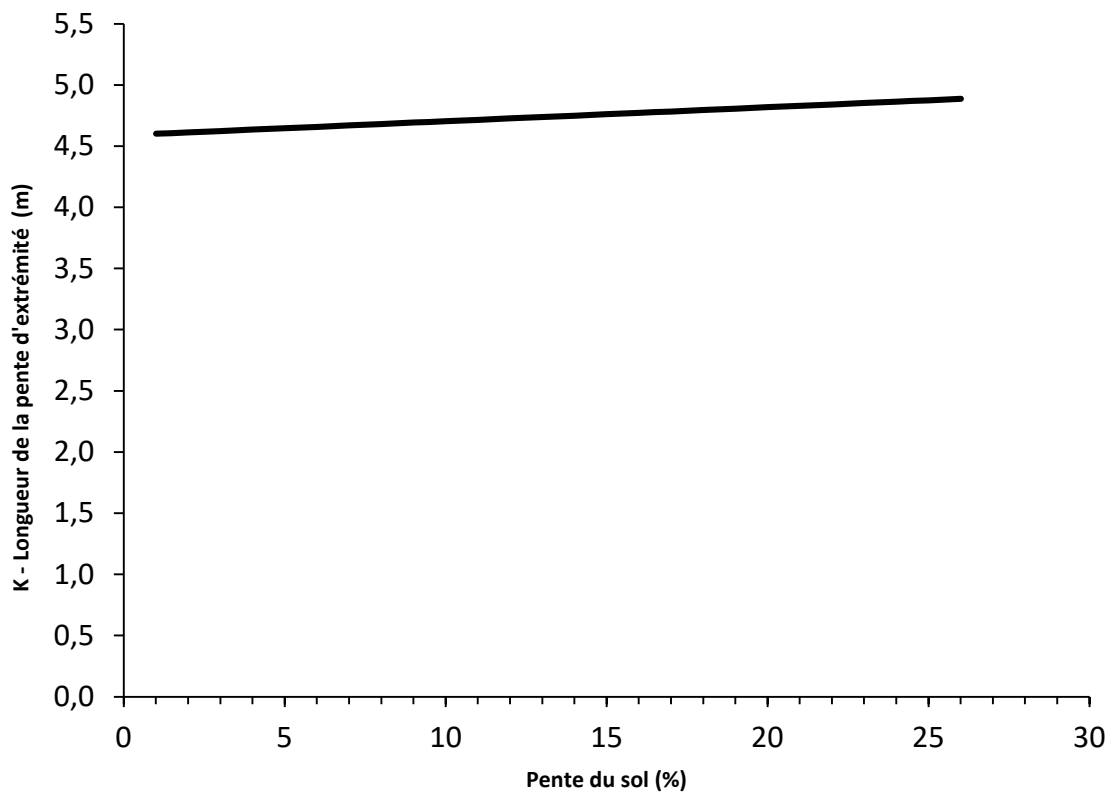


Figure 5.7. Évolution de la dimension L en fonction de la pente du sol

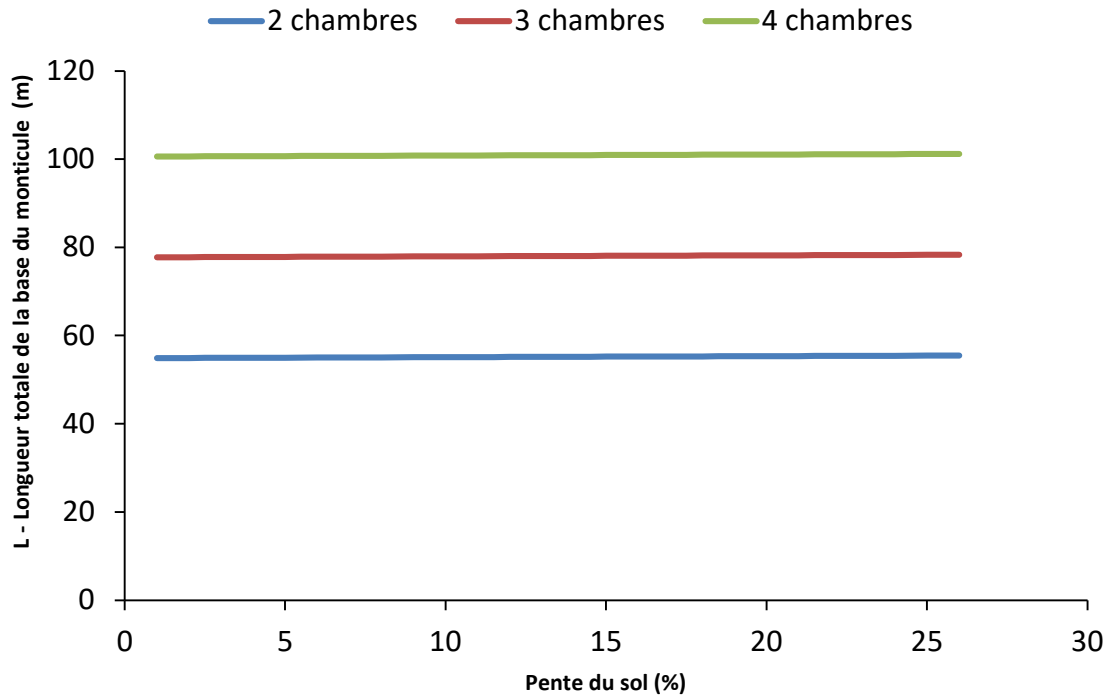
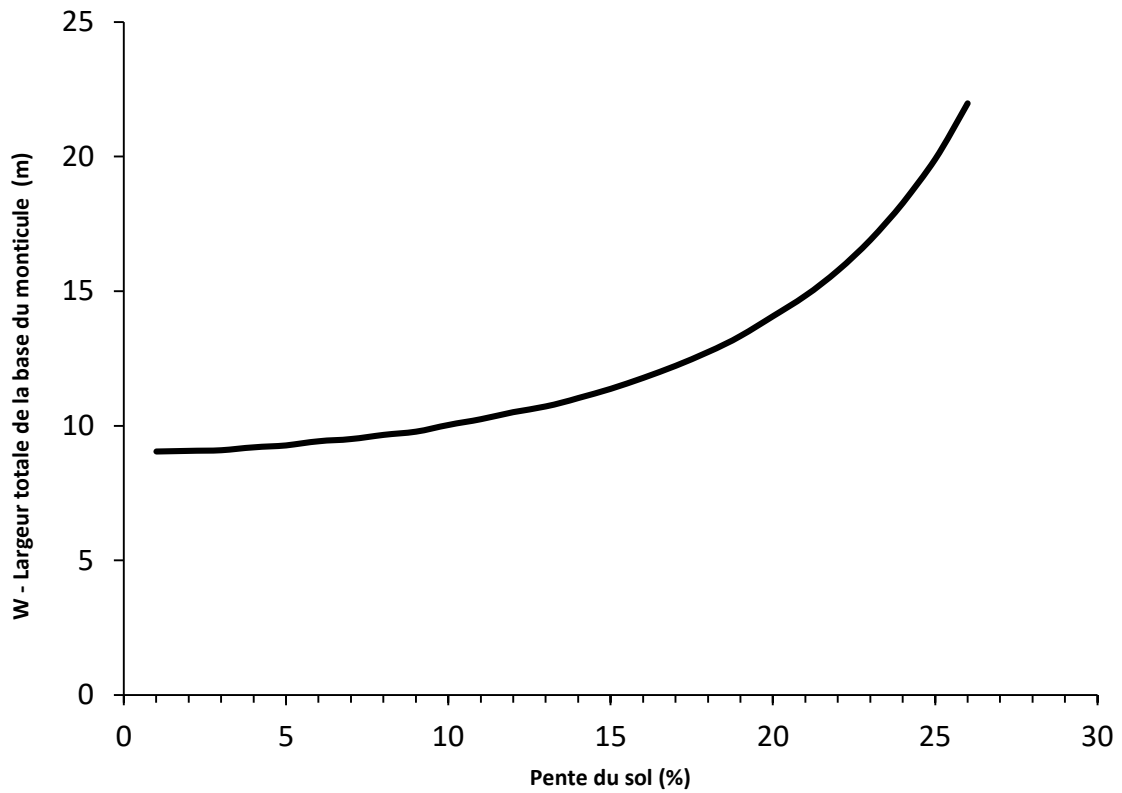


Figure 5.8. Évolution de la dimension W en fonction de la pente du sol



5.3. Solutions de type 2 : approche de la Nouvelle-Écosse

5.3.1. Composantes et fonctionnement général

Les quatre grandes solutions de la Nouvelle-Écosse retenues par le MDDELCC (lesquelles regroupent en réalité six modèles distincts) sont rapportées au tableau 5.1. Les figures 5.9 à 5.14 présentent les schémas de ces six modèles. Ces figures sont tirés de l'annexe B du guide de la Nouvelle-Écosse sur les standards pour l'implantation de systèmes de traitement des eaux usées (STEU) (ci-après [MENS, 2015](#)). Les composantes des modèles ainsi que leurs caractéristiques de conception y sont représentées. Les figures 5.9 à 5.14 révèlent que les composantes des champs d'épuration des modèles de la Nouvelle-Écosse sont en partie comparables à celles du système du Wisconsin (Section 5.2). L'effluent d'eau usée est injecté par un tuyau de distribution installé à l'intérieur d'une tranchée de distribution, similaire à une aire d'absorption, composée de roche concassée ou de gravier. L'effluent circule vers le bas depuis l'aire d'absorption pour être épuré dans un sable filtrant. L'effluent s'infiltré subséquentment dans le sol et/ou est rejeté à la surface, comme c'est le cas pour le modèle *Sloping sand filter*. Une différence majeure entre les systèmes de la Nouvelle-Écosse et du Wisconsin concerne la présence d'une tranchée d'interception (*interceptor* sur les figures 5.9 à 5.14) de roche concassée ou de gravier qui ceinture les champs d'épuration pour les systèmes de la Nouvelle-Écosse. Cette tranchée sert à rediriger les eaux de ruissellement de surface et les eaux infiltrées dans le sol pour éviter leur écoulement vers le champ d'épuration. Le tableau 5.11 résume les principales composantes de base, communes aux six modèles, ainsi que certaines de leurs caractéristiques. De plus amples détails sont donnés dans [MENS \(2015\)](#).

Tableau 5.11. Détail des composantes des modèles de la Nouvelle-Écosse (selon MENS, 2015)

Composante	Fonction	Caractéristiques
Tuyau de distribution	Distribuer de façon homogène l'effluent liquide à l'intérieur de la tranchée de distribution.	<ul style="list-style-type: none"> - Peut être alimenté par gravité et par pression. Consulter les documents de MENS (2015) pour toutes les caractéristiques du tuyau selon le type d'alimentation (points 32 et 33 à 39 respectivement).
Tranchée de distribution	Recevoir l'effluent et permettre une infiltration homogène dans le sable filtrant.	<ul style="list-style-type: none"> - La base et la partie latérale du côté de la pente descendante doivent être nivelées et suivent les contours de l'endroit d'installation (point 31(1)). - La roche concassée ou le gravier utilisé doivent être nettoyés, tamisés et libres de particules fines (point 30(1)). - 98 % de la masse de la roche concassée ou du gravier doit passer à travers le tamis de 35 mm et être retenue par le tamis de 12 mm (point 30(2)). - Des agrégats dérivés de pneus qui répondent au type A TDA de la norme ASTM D6270 peuvent remplacer la roche concassée ou le gravier (point 30(3)). - Une chambre d'infiltration approuvée peut remplacer le matériel et le tuyau de distribution de la tranchée (point 31(2)).
Sable de remplissage et/ou filtrant	Laisser circuler l'effluent de façon à permettre une épuration efficace pour l'amener à un niveau de qualité acceptable pour l'environnement et la santé humaine.	<ul style="list-style-type: none"> - Consiste à du sable naturel ou industriel ou du verre recyclé broyé, avec une taille maximale de particule de 10 mm (point 40(1)). - Doit avoir une conductivité hydraulique entre 3×10^{-5} m/s et 5×10^{-4} m/s (point 40(3)) lorsqu'utilisé comme sable de remplissage (point 40(2)). - Doit avoir une conductivité hydraulique entre 1×10^{-4} m/s et 5×10^{-4} m/s lorsqu'utilisé comme sable filtrant (point 40(3)).
Barrière perméable	Recouvrir la surface de la tranchée de distribution.	<ul style="list-style-type: none"> - Doit être composée d'un matériel en fibre synthétique non dégradable tel que du polyester ou du polypropylène. Les ouvertures de la barrière ne doivent pas être plus grandes que 700 µm de diamètre avec une conductivité hydraulique supérieure à 0,001 m/s (point 41(2)).
Tranchée d'interception	Composante optionnelle. Rediriger les eaux de ruissellement de surface et les eaux infiltrées dans le sol pour éviter leur écoulement dans le champ d'épuration.	<ul style="list-style-type: none"> - Doit être de 300 mm de largeur (point 43(a)). - Doit être assez longue pour rediriger l'eau vers un point où elle ne pénétrera pas dans le système et se déchargera librement à la surface (point 43(b)). - Doit être à une distance minimale de 5 m de la pente ascendante de la tranchée de distribution et ne pas être plus près de 5 m de la fin du système (point 44). - La roche concassée ou le gravier utilisés doivent être nettoyés, tamisés et libres de particules fines (point 30(1)). - 98 % de la masse de la roche concassée ou du gravier doit passer à travers le tamis de 35 mm et être retenue par le tamis de 12 mm (point 30(2)). - Des agrégats dérivés de pneu qui répondent au type A TDA de la norme ASTM D6270 peuvent remplacer la roche concassée ou le gravier (AGG point 30(3)).
Couverture de surface	Présente sur tous les modèles. Protection pour éviter l'érosion du champ d'épuration	<ul style="list-style-type: none"> - Doit être ensemencée et promouvoir le développement de végétaux à la première saison de croissance (points 51(1) et 51(2)).

5.3.2. Considérations pour la sélection du modèle

La section précédente concernait directement la constitution des modèles de champs d'épuration et de la tranchée d'interception. D'autres aspects ne faisant pas partie intégrante des modèles et qui servent en premier lieu à la sélection du modèle de champ d'épuration à mettre en place doivent toutefois être considérés. Le tableau 5.12 dresse une synthèse de ces aspects.

Tableau 5.12. Aspects à considérer pour la sélection du modèle (selon MENS, 2015)

Aspect	Description
Pente du sol	- Les pentes minimales et maximales pour la mise en place de ces champs d'épuration sont respectivement de 3 % et de 30 %, sauf pour <i>Mound with or without mantle</i> dont la pente est de 0 à <3 % (Annexe A de MENS, 2015).
Perméabilité du sol	- Les sols récepteurs sont classés selon leur conductivité hydraulique, en fonction du type de sol (voir le Tableau 3 de MENS, 2015). <ul style="list-style-type: none"> o Classe élevée : $>500 \times 10^{-6}$ m/s o Classe acceptable : 3×10^{-6} m/s à 80×10^{-6} m/s o Classe faible : $<0,8 \times 10^{-6}$ m/s à 3×10^{-6} m/s - Une personne qualifiée doit sélectionner un système qui utilise un sol de la classe « acceptable » (point 5(8)(a)). - Un professionnel peut conceptualiser un système qui utilise un sol de classe « faible » si le système répond à certaines normes (points 5(8)(b) et 60-66).
Distances de séparation (Tableau 2 de MENS, 2015)	<u>Verticale</u> La base de la tranchée de distribution : distance d'un mètre avec le niveau le plus élevé de la nappe phréatique ou le roc ou un sol avec une conductivité hydraulique $> 500 \times 10^{-6}$ m/s <u>Horizontale</u> Voir le tableau 2 de MENS (2015)
Débit de conception	- Entre 1000 et 1500 L/j (point 3(1)) - Déterminer selon le nombre de chambres (3 minimum) (voir le Tableau 1, MENS, 2015)
Dosage	- La fréquence est d'au moins deux doses par jour pour un système de distribution pressurisée (point 20) - Volume maximale par dose selon la capacité du système (voir le Tableau 5, MENS, 2015) : <ul style="list-style-type: none"> o Capacité de 1000 L/j = dose maximale de 500 L o Capacité de 1350 L/j = dose maximale de 675 L o Capacité de 1500 L/j = dose maximale de 750 L

5.3.3. Conception et dimensions du modèle sélectionné

Étapes de conception du modèle sélectionné

Le déploiement d'un système du type Nouvelle-Écosse implique une première étape consistant en une reconnaissance initiale du site visé (point 5(1) de MENS, 2015). Les 13 points associés à cette reconnaissance initiale concernent entres autres des aspects hydrogéologiques, topographiques, géographiques du site. En particulier, cette étape permet de déterminer la pente du terrain, l'épaisseur de sol perméable et la conductivité hydraulique du sol. Ces informations permettent de sélectionner le type de modèle à mettre en place en utilisant les tableaux des annexes A et B du document du Ministère de l'environnement de la Nouvelle-Écosse (MENS, 2015). Cette étape permet de définir une série de caractéristiques qui seront appliquées lors de la construction du système sélectionné. Le tableau 5.13 résume les différents aspects reliés à la

sélection du modèle de champ d'épuration. Il est à noter que cette sélection s'applique seulement aux modèles *C2 (standard; raised)*, *C3* et *Mound (with mantle; without mantle)*.

Tableau 5.13. Résumé des critères de sélection de modèles C2 (standard; raised), C3 et Mound (with mantle; without mantle) (selon les Annexes A et B de MENS, 2015)

Modèles	Critère de sélection	Caractéristiques définies
C2 Standard¹ C2 Raised¹ (Annexe A de MENS, 2015)	<ul style="list-style-type: none"> - Nombre de chambre = débit de conception (L/j) - Pente du sol (%) - Type de sol et perméabilité (m/j) - Épaisseur de sol perméable (mm) - C (<i>Front Cut</i>)² = 175 mm 	<ul style="list-style-type: none"> - Longueur (L) du tuyau de distribution (m) - Épaisseur minimal (D) requise entre la base de la tranchée d'absorption et la surface de nappe phréatique ou le roc (m).
C2 Raised avec sable de remplissage C2 Raised avec sable filtrant (Annexe A de MENS, 2015)	<ul style="list-style-type: none"> - Nombre de chambre = débit de conception (L/j) - Pente du sol (%) - Épaisseur de sol perméable ≤ 149 (mm) - C (<i>Front Cut</i>)² = 100 mm 	<ul style="list-style-type: none"> - Longueur (L) du système (m) - Épaisseur minimal (D) requise entre la base de la tranchée d'absorption et la surface de nappe phréatique ou le roc (m).
C3 contour disposal field Mound with mantle Mound without mantle (Annexe A de MENS, 2015)	<ul style="list-style-type: none"> - Nombre de chambre = débit de conception (L/j) - Pente du sol (%) 	<ul style="list-style-type: none"> - Longueur (L) du tuyau de distribution (m) - Nombre d'orifices et espacement (m) - Spécifications du sable de remplissage ou filtrant
C2 Standard C2 Raised C3 contour disposal field Mound with mantle Mound without mantle (Annexe B de MENS, 2015)	<ul style="list-style-type: none"> - Nombre de chambre = débit de conception (L/j) - Longueur (L) du tuyau de distribution 	<ul style="list-style-type: none"> - Largeur de la tranchée de distribution (m)

¹Si «L» est inatteignable ou si l'épaisseur de sol perméable utilisée est inférieure à la valeur minimale indiquée dans le tableau du modèle choisi, il faut passer au tableau suivant de l'Annexe A de MENS, 2015.

²*Front Cut* : Distance entre la base de la tranchée de distribution et du sol du côté de la pente descendante.

Paramètres et calculs

Avant l'étape de construction des modèles (Annexe C de MENS, 2015), l'utilisation de paramètres spécifiques et d'équations permet de définir les caractéristiques des installations. Le tableau 5.14 présente les paramètres utilisés dans les calculs alors que le tableau 5.15 donne les équations applicables en fonction des différents modèles de la Nouvelle-Écosse.

Tableau 5.14. Paramètres à utiliser pour les calculs (modifié de MENS, 2015)

Paramètres	Description	Dimensions	Unités
D_{sat}	Profondeur de saturation du sable de remplissage	[L]	m
H_{sol}	Profondeur totale du sol perméable	[L]	m
I	Pente au droit du champ d'épuration	[]	m/m
K_{moy}	Conductivité hydraulique moyenne du sol (pondérée)	[L/T]	m/s
K_{remp}	Conductivité hydraulique du sable de remplissage importé	[L/T]	m/s
L	Longueur de la tranchée de distribution	[L]	m
L_r	Taux de décharge hydraulique basale pour le sol sous le système	[L/T]	L/m ² /j
Q	Débit moyen d'effluent	[L ³ /T]	L/j
$R_{linéaire}$	Taux de décharge linéaire	[L ² /T]	L/m/j

Tableau 5.15. Équations pour la conception des modèles de la Nouvelle-Écosse (selon MENS, 2015)

Équations	Modèles	Caractéristiques obtenues
$L = \frac{Q}{8,64 * 10^{-7} * I * (K_{moy} * H_{sol} + K_{remp} * D_{sat})}$ $D_{sat} \leq 100 \text{ mm}$	<ul style="list-style-type: none"> - C2 Standard - C2 Raised 	Longueur minimale de la tranchée de distribution
$L = \frac{Q}{R_{linéaire}}$ $R_{linéaire} \leq 60 \frac{L}{m} / j$	<ul style="list-style-type: none"> - C3 contour disposal field 	Longueur minimale de la tranchée de distribution
$L_r \leq 33$	<ul style="list-style-type: none"> - C2 Standard - C2 Raised - C3 contour disposal field 	Taux de décharge hydraulique basale pour le sol sous le système
$L = \frac{Q}{R_{linéaire}}$ $R_{linéaire} \leq 60 \frac{L}{m} / j$	<ul style="list-style-type: none"> - Mound 	Longueur minimale du système
$L_r \leq 10$	<ul style="list-style-type: none"> - Mound 	Taux de décharge hydraulique basale pour le sol sous le système
$I \geq 3$	<ul style="list-style-type: none"> - Sloping sand filter 	Pente à la base du sable filtrant
$L = \frac{Q}{8,64 * 10^{-7} * I * K_{remp} * D_{sat}}$ $D_{sat} \leq 150 \text{ mm}$	<ul style="list-style-type: none"> - Sloping sand filter 	Longueur minimale du système
$R_{linéaire} \leq 100$	<ul style="list-style-type: none"> - Sloping sand filter 	Taux de décharge linéaire

Finalement, une caractéristique additionnelle associée à la conception du modèle *Sloping sand filter* concerne le taux de décharge hydraulique basale maximal pour un effluent d'eaux usées traitées (Tableau 9 de MENS, 2015). Cette caractéristique dépend du type de sol (texture) et de sa conductivité hydraulique. La texture du sol varie de l'argile jusqu'au sable moyen à grossier, avec un intervalle de conductivités hydrauliques allant de $<0,8 \times 10^{-6}$ m/s à 500×10^{-6} m/s. Ces valeurs se traduisent par un intervalle de taux de décharge allant de 8 L/m²/j à 45 L/m²/j, pour l'argile et le sable, respectivement.

Figure 5.9. Solution Sloping sand filter de la Nouvelle-Écosse (tirée de MENS, 2015)

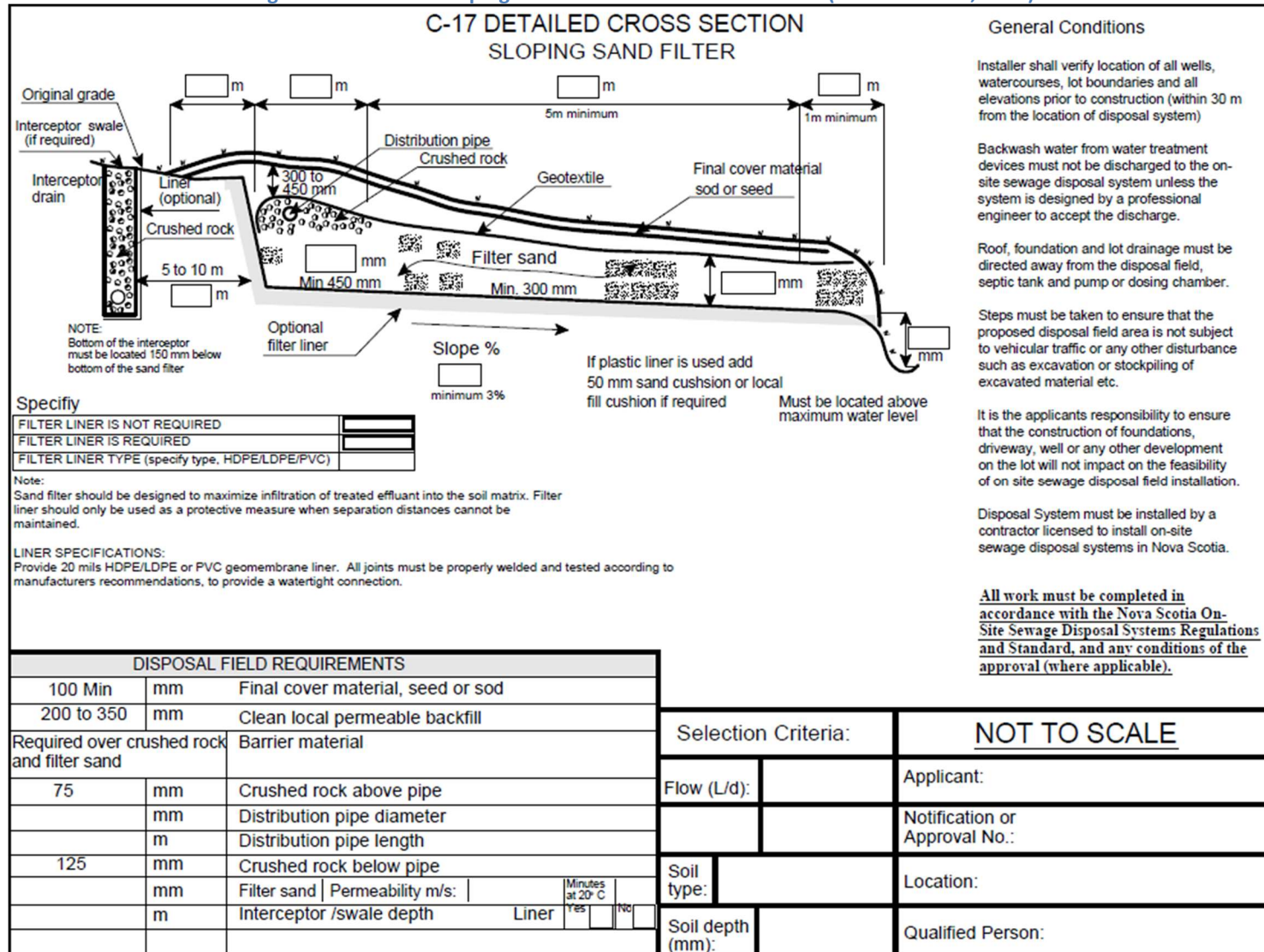


Figure 5.10. Solution C2 Standard de la Nouvelle-Écosse (tirée de MENS, 2015)

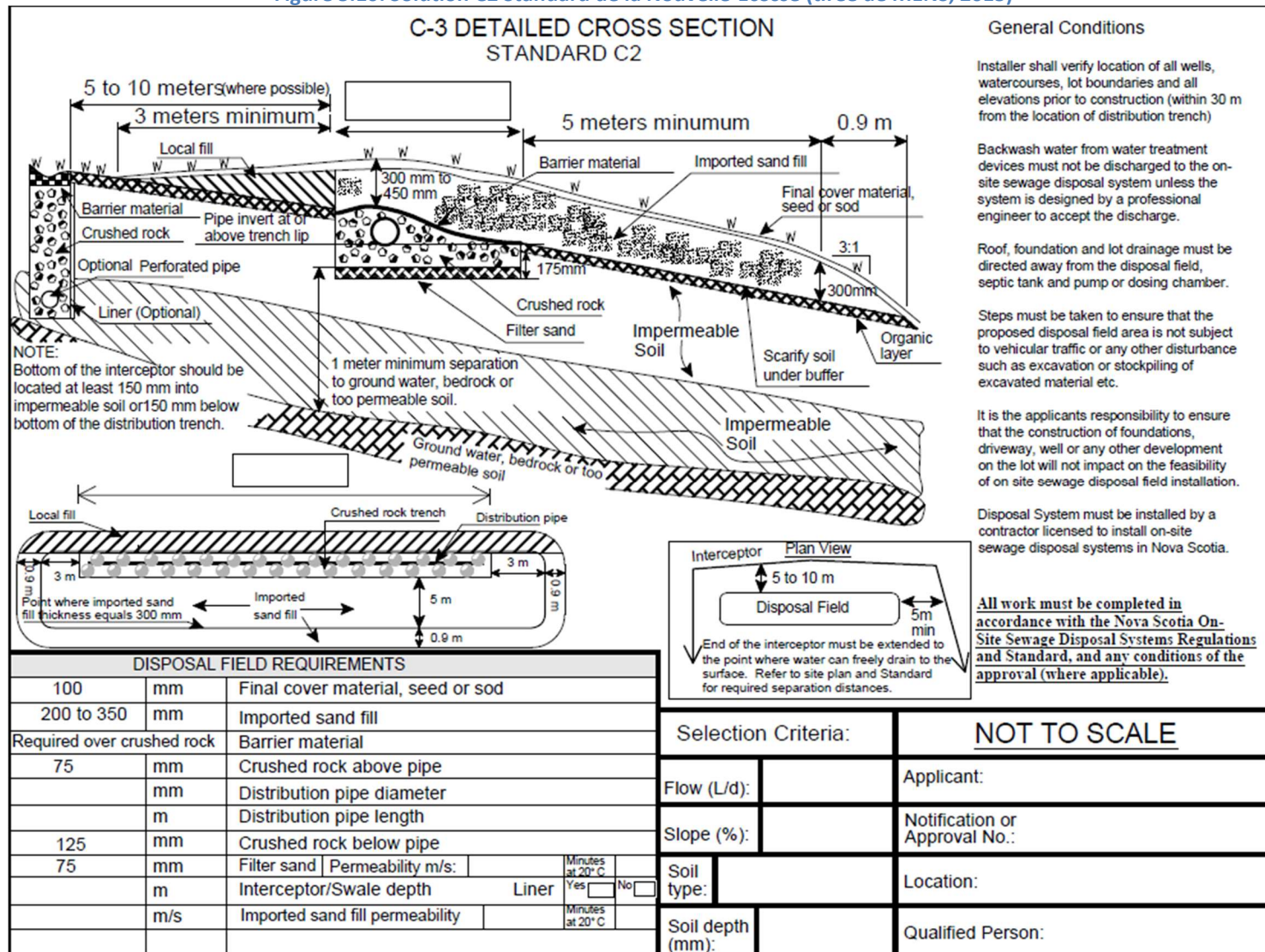


Figure 5.11. Solution C2 Raised de la Nouvelle-Écosse (tirée de MENS, 2015)

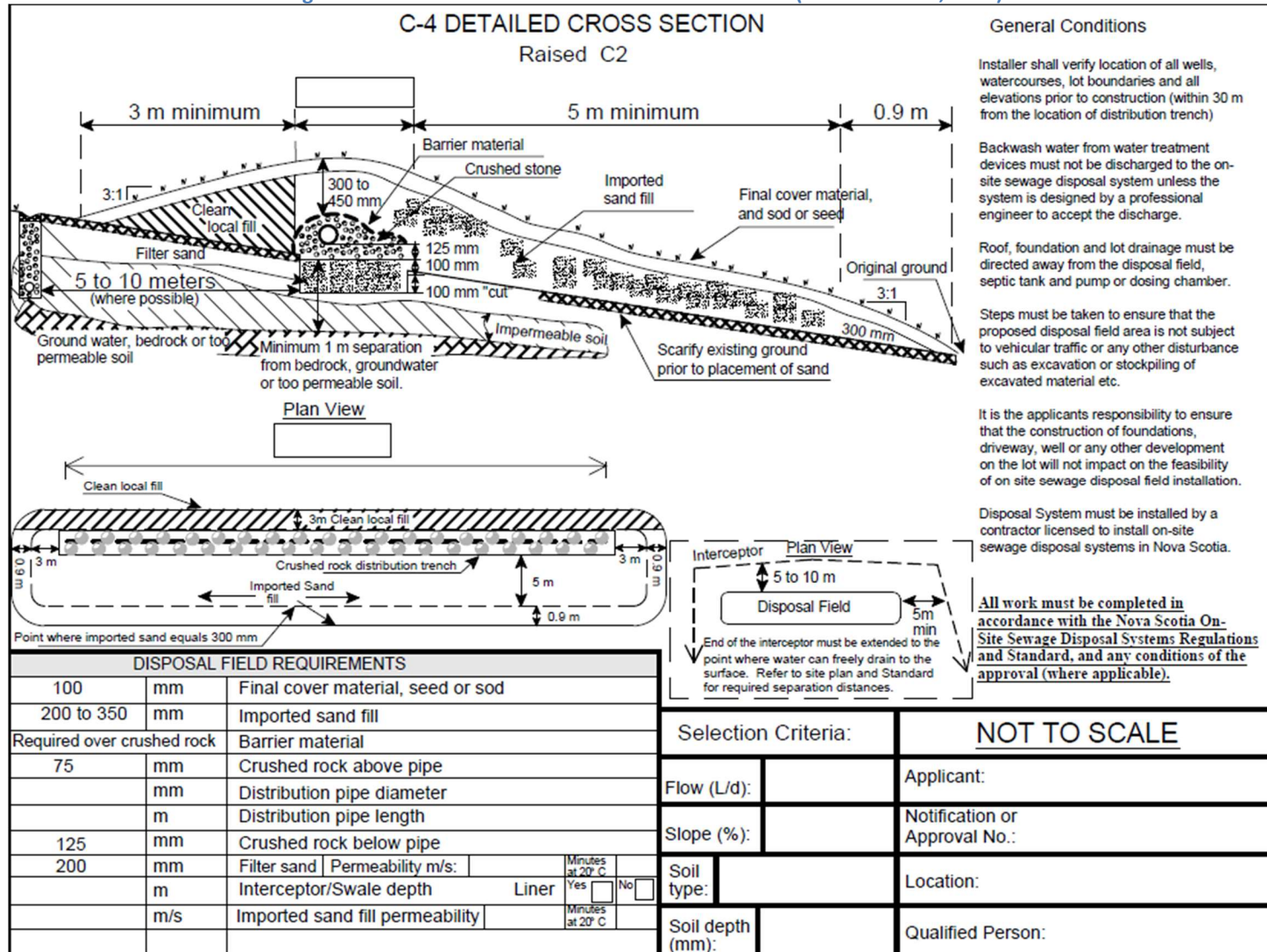


Figure 5.12. Solution C3 contour disposal field (mantle) de la Nouvelle-Écosse (tirée de MENS, 2015)

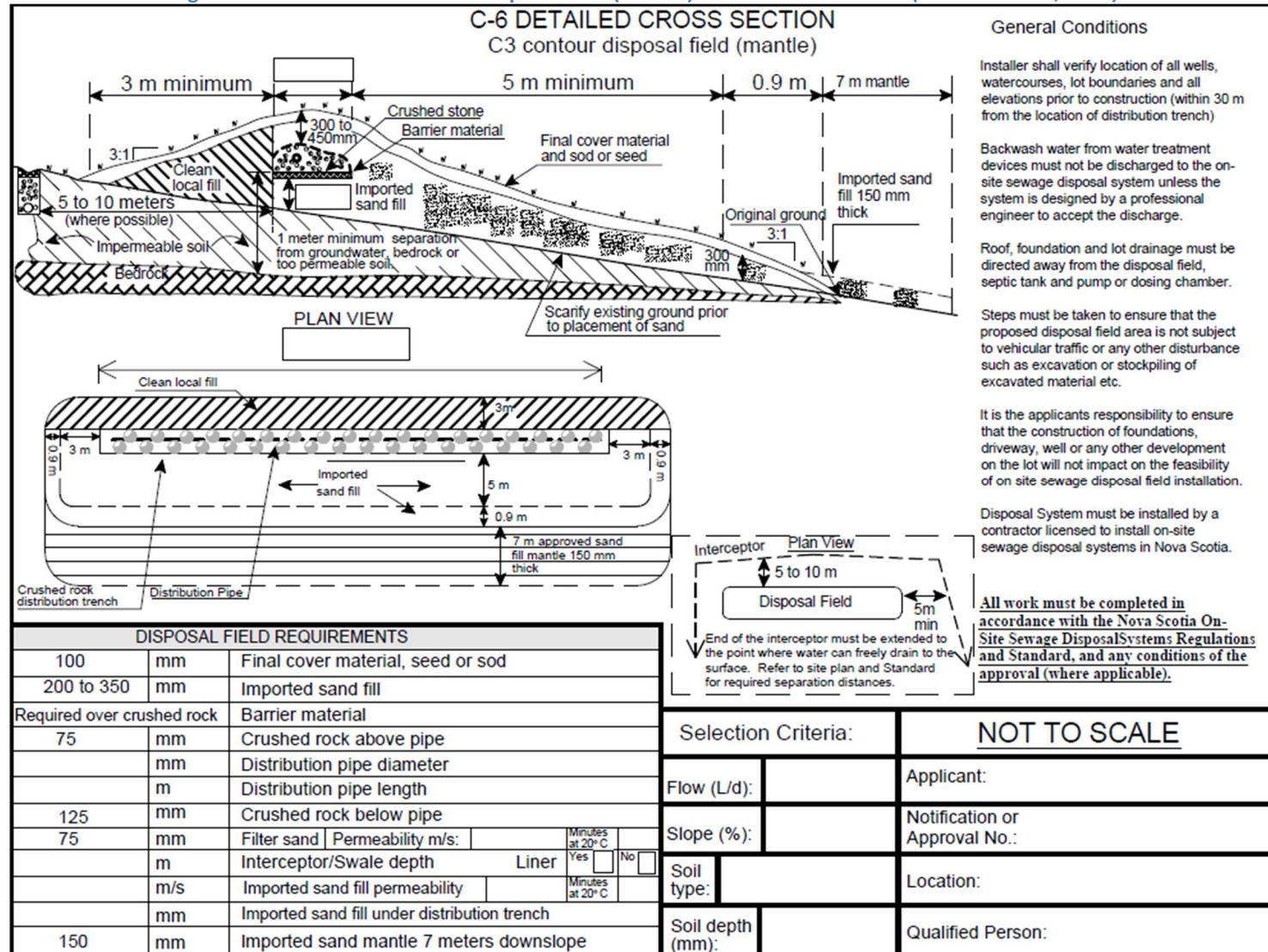


Figure 5.13. Solution Mound with mantle de la Nouvelle-Écosse (tirée de MENS, 2015)

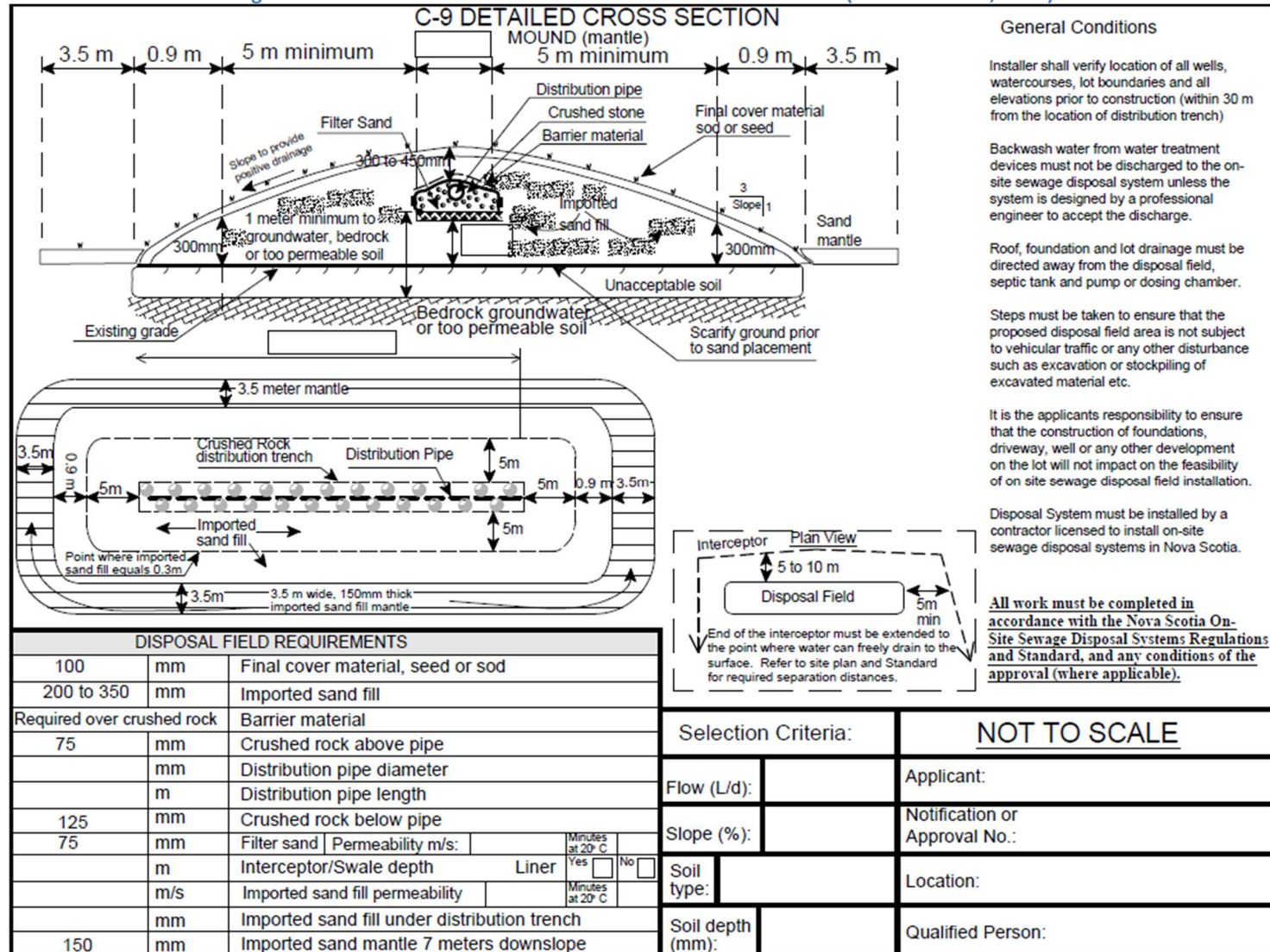
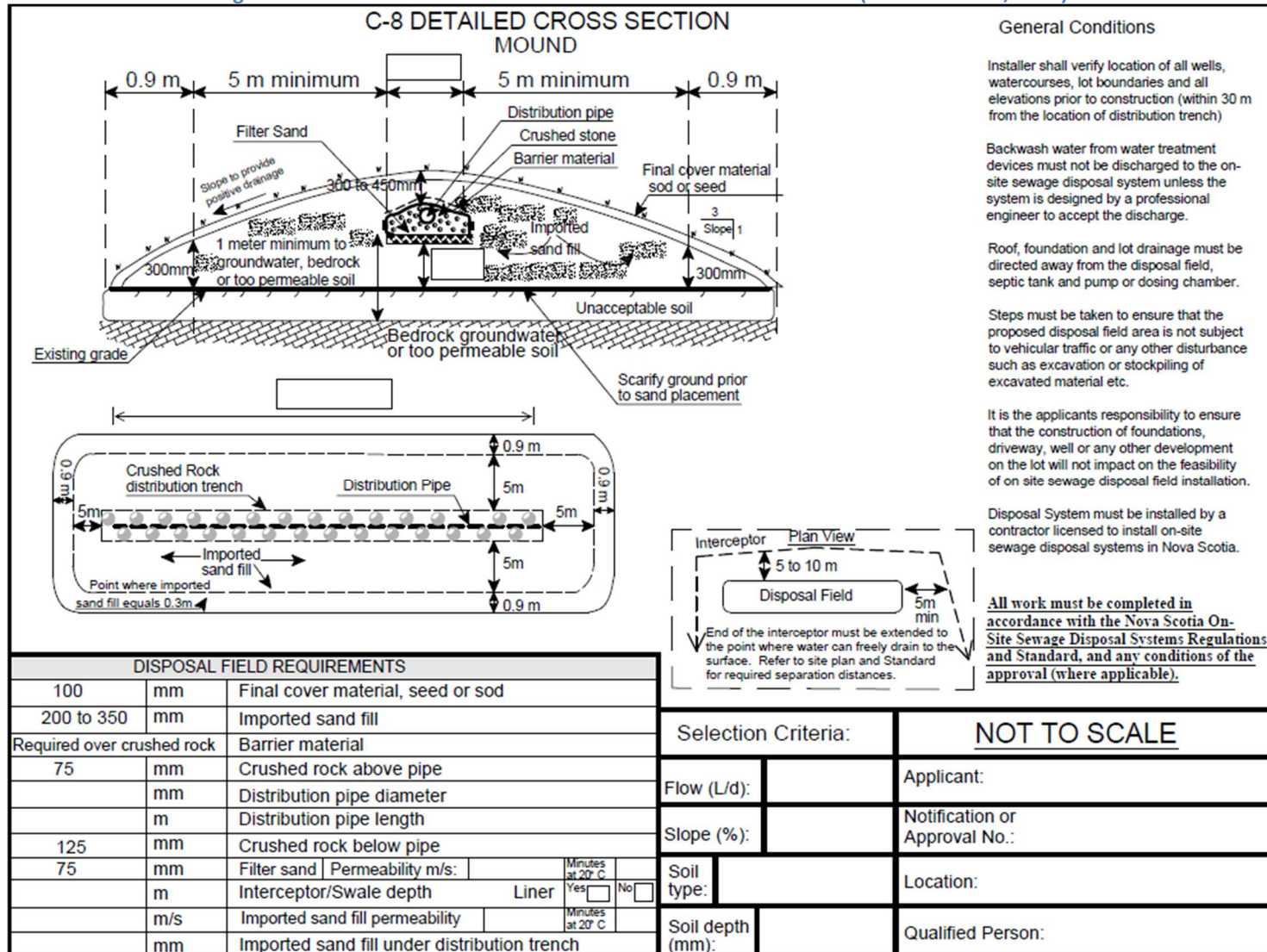


Figure 5.14. Solution Mound without mantle de la Nouvelle-Écosse (tirée de MENS, 2015)

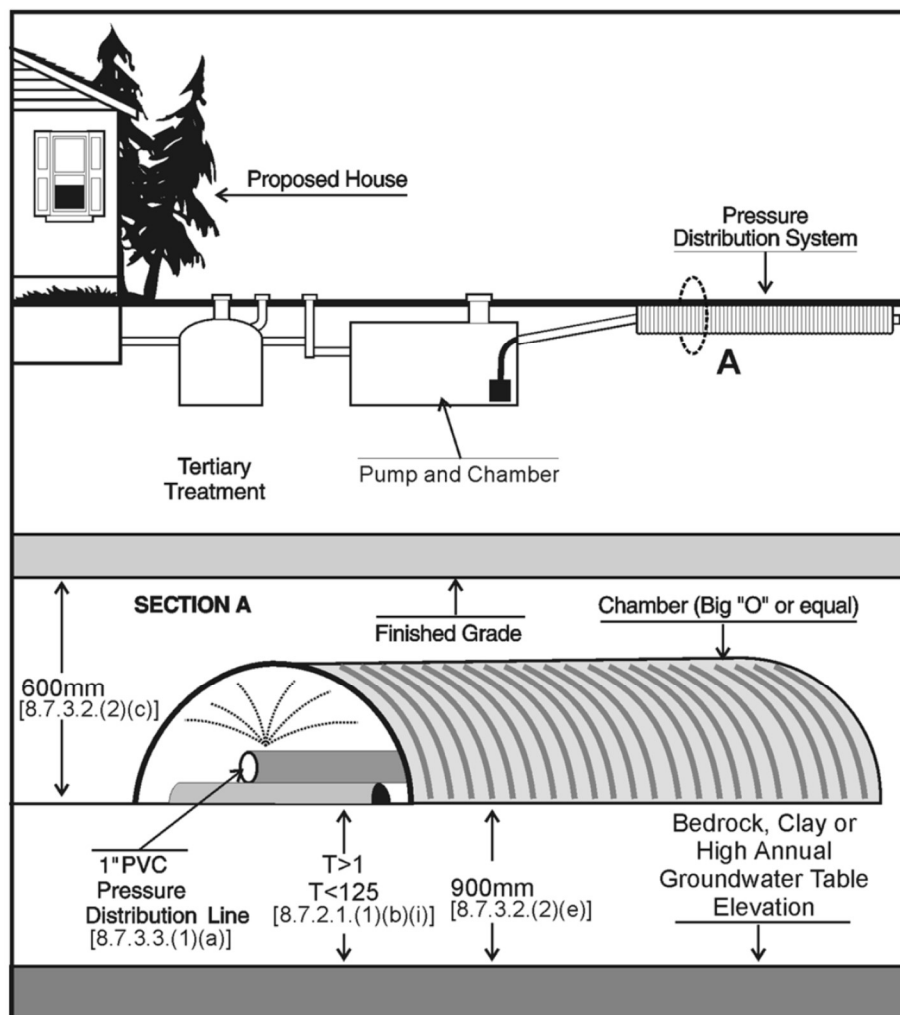


5.4. Solution de type 3 : approche de l'Ontario

5.4.1. Composantes et fonctionnement général

Selon la loi de 1992 sur le code du bâtiment de l'Ontario (*Ontario regulation 332/12*), le système *Shallow buried trench* est classé en tant que *leaching bed system* (système de classe 4 du *Ontario building code, 2012*). La figure 5.15 tirée de Tehrani (2009) illustre schématiquement cette solution. On y retrouve la fosse septique (*Tertiary Treatment*) et la chambre de dosage ou chambre de pompage (*Pump and Chamber*). Le champ d'épuration consiste à une ou plusieurs tranchées étroites, creusées à même le sol, au fond desquelles sont déposés des tuyaux perforés (un par tranchée) dont les orifices sont orientés vers le haut (voir section A de la figure 5.15). Le tubage perforé au fond de chacune des tranchées est inséré dans une chambre cylindrique de PVC dont le diamètre est équivalent à la largeur de la tranchée. Il n'y a aucun matériel de remplissage entre la surface interne de la chambre et le tubage perforé. L'effluent d'eau usée, ayant circulé par la fosse septique et la chambre de dosage, est transféré sous pression à l'intérieur de la chambre de PVC. Par gravité, l'effluent s'infiltré dans le sol à la base de la tranchée pour être épuré.

Figure 5.15. Schéma de la solution *Shallow buried trench* de l'Ontario (tiré de Tehrani, 2009)



5.4.2. Standards de conception

Les informations relatives aux standards de conception de la solution *Shallow buried trench* de l'Ontario sont tirées du *Ontario building code (2012)*. Une évaluation de site doit être réalisée pour l'installation d'un STEU. Le temps d'infiltration (T) doit être déterminé par des tests de percolation (minimum de trois sites d'essais) ou par la classification des sols (voir l'article 8.2.1.2.(2b) pour les méthodes à utiliser).

Les informations devant être connues au sujet des caractéristiques du champ d'épuration, de sa mise en place et de son fonctionnement sont moins nombreuses que pour les solutions du Wisconsin et de la Nouvelle-Écosse. Elles sont donc présentées sur la figure 5.15 et décrites dans le tableau 5.16.

Tableau 5.16. Caractéristique du système Shallow Buried Trench selon le code du bâtiment de l'Ontario (Ontario building code, 2012)

Aspect	Description
Sol	<ul style="list-style-type: none"> - Une tranchée ne doit pas être localisée sur un terrain avec une pente supérieure à 25 % (article 8.7.2.1.(1a)); - Une tranchée ne doit pas être localisée en zone inondable (article 8.7.2.1.(1c)); - Une tranchée ne doit pas être localisée dans un sol ayant un temps d'infiltration (T) inférieur à une minute par centimètre et supérieur à 125 minutes par centimètre (article 8.7.2.1.(1bi)); - Une tranchée ne doit pas être construite si le sol n'est pas assez sec pour résister à la compaction et à l'étalement lors de la construction (article 8.7.6.1.(4)).
Tranchée d'absorption	<ul style="list-style-type: none"> - Longueur maximale de 30 m et de mêmes longueurs s'il y a plus d'une tranchée (article 8.7.3.2.(2a)); - Largeur de 0,3 m à 0,6 m, séparation minimale de 2 m entre les centres si plus d'une tranchée (articles 8.7.3.2.(2b) et 8.7.3.2.(2d)); - Profondeur de 0,3 m à 0,6 m (article 8.7.3.2.(2c)); - Contient qu'un seul tuyau pressurisé pour la distribution de l'effluent (article 8.7.6.1.(6)); - Le fond de la tranchée doit être au moins 0,9 m au-dessus de la nappe souterraine ou du roc (article 8.7.3.2.(2e)); - Distances de séparation horizontales minimales de 1,5 m avec toutes structures, de 15 m avec tous éléments du réseau hydrographique et de 3 m avec les limites de la propriété (Tableau 8.2.1.6.A.).
Tuyau de distribution	<ul style="list-style-type: none"> - Tuyau d'un diamètre minimal de 2,54 cm (1") avec des orifices d'au moins 3 mm de diamètre à égale distance les uns des autres sur toute la longueur du tuyau (articles 8.7.3.3.(4a) et 8.7.3.3.(4b)); - Longueur minimal de 30 m (article 8.7.3.1.(1a)); - La pression minimale au point le plus éloigné de la pompe ne doit être inférieur à 600 mm (article 8.7.6.1.(2)).
Débit de conception	<ul style="list-style-type: none"> - Pour une chambre, ce débit est estimé à 750 L/j avec des incréments de 350 L/j à 500 L/j par chambre additionnelle (Tableau 8.2.1.3.A.).
Dosage	<ul style="list-style-type: none"> - Le volume d'une dose devant être délivrée à l'intérieur d'une période de 15 minutes est d'au moins 75 % le volume interne du tuyau de distribution (article 8.6.1.3.(4)).
Recouvrement	<ul style="list-style-type: none"> - La tranchée ne doit pas être recouverte d'un matériau ayant une conductivité hydraulique inférieure à 0,01 m/j (article 8.7.2.1.(2)).

6. Évaluation théorique de la performance des systèmes

6.1. Théorie de l'écoulement

L'appellation « propriétés hydrauliques » est retenue afin de désigner un ensemble de propriétés physiques et de paramètres hydrauliques susceptibles de gouverner directement ou indirectement la dynamique d'écoulement de l'eau au sein des unités géologiques, en conditions saturées et non-saturées. Les informations relatives aux propriétés hydrauliques discutées dans le cadre du présent chapitre sont rapportées au tableau 6.1. Par mesure de simplification, les termes généraux utilisés afin de décrire l'écoulement sont d'abord présentés alors que les termes associés aux solutions analytiques et aux simulations numériques sont discutés dans les sections leur étant associées. Dans le cadre de la présente étude, sauf si spécifié autrement, les propriétés hydrauliques seront traitées en assumant un milieu homogène et isotrope. En assumant que $h = z + \psi$, avec $\psi = \frac{P_w}{\rho_w g}$ (pour un terme cinétique négligeable) et posant que la pression atmosphérique correspond à P_a , quatre principaux éléments sont retenus ici afin de décrire un profil vertical sur le plan des caractéristiques hydrologiques:

1. Zone non saturée : les pores et interstices ne sont pas saturés en eau, les charges de pression sont considérées négatives ($\psi < 0$);
2. Frange capillaire : les pores et interstices sont entièrement saturés en eau, les charges de pression sont considérées négatives ($\psi < 0$);
3. Nappe d'eau souterraine : surface sur laquelle la pression du fluide dans les pores est égale à la pression atmosphérique ($\psi = P_a$). La position « statique » de l'eau au sein d'un puits peu profond correspond à la position de la nappe;
4. Zone saturée : les pores et interstices sont entièrement saturés en eau, les charges de pression sont considérées positives ($\psi \geq 0$).

Tableau 6.1. Sommaire des définitions et symboles retenus dans le cadre de la présente étude

Désignation	Symbole ¹	Définition retenue	Équation	Unités
Accélération gravitationnelle	g	Gravitation terrestre, valeur approximative de 9,8 ms ⁻²		[LT ⁻²]
Diamètre effectif	d_{10}	Diamètre des grains correspondant à 10 % de particules passantes (en masse) dans une courbe de distribution granulométrique (Holtz et Kovacs, 1991).		[L]
Coefficient d'uniformité	C_u	Quotient des diamètres effectifs d_{10} et d_{60}	$C_u = \frac{d_{10}}{d_{60}}$	[]
Porosité totale	n_t	Ratio du volume des vides (V_v) (pores et interstices) au volume total d'un échantillon (V_t) (Chapuis, 1999).	$n_t = \frac{V_v}{V_t}$	[]
Porosité primaire	n_p	Porosité correspondant aux pores ou interstices contemporains de la formation de l'unité géologique (Chapuis, 1999).		[]
Porosité secondaire	n_s	Porosité correspondant aux pores ou interstices postérieurs à la formation d'une unité géologique (Chapuis, 1999).		[]
Porosité efficace	$n_{efficace}$	Porosité correspondant aux pores et interstices reliés qui permettent l'écoulement gravitaire des liquides (Chapuis, 1999).		[]
Porosité effective	$n_{effective}$	Porosité correspondant aux pores et interstices reliés à l'état saturé qui permettent l'écoulement (Chapuis, 1999).		[]
Indice des vides	e	Ratio du volume des vides (V_v) (pores et interstices) au volume du solide d'un échantillon (V_s).	$e = \frac{V_v}{V_s}$	[]
Masse volumique de l'eau	ρ_w	Rapport de la masse (m_w) au volume (V_w) de l'eau.	$\rho_w = \frac{m_w}{V_w}$	[ML ⁻³]
Poids volumique de l'eau	γ_w	Produit de la masse volumique de l'eau par l'accélération gravitationnelle. Constante estimée à 9,8 kNm ⁻³ .	$\gamma_w = \rho_w g$	[MT ⁻² L ⁻²]

Désignation	Symbole ¹	Définition retenue	Équation	Unités
Viscosité dynamique de l'eau	η_w	Propriété matérielle qui intervient dans les relations entre les contraintes internes d'un fluide (Chapuis, 1999)		[ML ⁻¹ T ⁻¹]
Viscosité cinématique de l'eau	ν_w	Rapport de la viscosité dynamique de l'eau par rapport à sa masse volumique	$\nu_w = \frac{\eta_w}{\rho_w}$	[L ² T]
Teneur volumique en eau	θ	Quotient du volume d'eau (V_w) par rapport au volume total (V_T) d'un matériel	$\theta = \frac{V_w}{V_T}$	[]
Pression interstitielle de l'eau	P_w	Force par unité de surface exercée par l'eau		[ML ⁻¹ T ⁻²]
Conductivité hydraulique	K	Paramètre mesurant la perméabilité (dans une direction) d'un milieu poreux vis-à-vis de l'eau, pour une masse volumique (ρ_w) et une viscosité cinématique (ν_w) constantes (Chapuis, 1999).	$K = k \frac{\rho_w}{\nu_w}$	[LT ⁻¹]
Perméabilité (intrinsèque)	k	Paramètre caractérisant un milieu poreux dans une direction vis-à-vis d'un fluide homogène, indépendamment des caractéristiques du fluide (Chapuis, 1999).		[L ²]
Transmissivité	T	Produit de la conductivité hydraulique (K) d'une unité géologique par son épaisseur saturée (b) (Chapuis, 1999).	$T = Kb$	[L ² T ⁻¹]
Coefficient d'emmagasinement	S	Quantité d'eau qu'un aquifère relâche ou emmagasine par unité de surface d'aquifère d'épaisseur (b) lorsque la charge hydraulique varie d'une unité. correspond au drainage gravitaire dans un aquifère à nappe libre (Chapuis, 1999).		[]
Emmagasinement spécifique	S_s	Paramètre défini comme le quotient du coefficient d'emmagasinement par l'épaisseur de l'aquifère (b). Applicable uniquement pour un aquifère à nappe captive (Chapuis, 1999).	$S_s = \frac{S}{b}$	[L ⁻¹]
Taux d'infiltration potentiel	f	Dérivée temporelle de l'infiltration cumulée (F). L'infiltration cumulée (F) représente, au temps t , la hauteur d'eau infiltrée pour une unité de surface considérée (Todd et Mays, 2005).	$f(t) = \frac{dF(t)}{dt}$	[LT ⁻¹]
Charge hydraulique	h	Énergie disponible par unité de masse d'eau dans le champ de gravitation terrestre (Chapuis, 1999). La charge hydraulique correspond à une sommation de trois termes, soit un premier représentant l'énergie potentielle de gravitation (z), un second représentant l'énergie potentielle de pression ($\frac{P_w}{\gamma_w} = \frac{P_w}{\rho_w g} = \psi$) et un troisième (généralement négligeable) représentant l'énergie cinétique ($\frac{v^2}{2g} \approx 0$; où v représente la vitesse de l'eau).	$h = z + \frac{P_w}{\rho_w g} + \frac{v^2}{2g}$ $h \approx z + \psi$	[L]
Énergie potentielle de gravitation	z	Énergie (E_G) exprimée par la position du point de mesure (z) par rapport à un référentiel d'élévation selon $E_G = mgz$.	$z = \frac{E_G}{mg}$	[L]
Énergie potentielle de pression	ψ	Énergie potentielle de pression exercée sur le fluide en fonction de sa masse volumique et de l'accélération gravitationnelle.	$\frac{P_w}{\gamma_w} = \frac{P_w}{\rho_w g} = \psi$	[L]
Gradient hydraulique	i	Perte de charge hydraulique (Δh) par rapport à la distance parcourue (ΔL) par l'écoulement selon les trois axes de l'espace (x, y, z). Dans un écoulement à trois dimensions, le gradient hydraulique est défini comme le vecteur dont les composantes selon les axes x, y, z sont les dérivées partielles de la charge hydraulique par rapport à x, y, z , respectivement (Chapuis, 1999)	$i = \frac{\Delta h}{\Delta L}$	[]

L'équation de Darcy (1856) permet de lier le débit d'eau (Q ; [L³T⁻¹]) s'écoulant au sein d'un matériel poreux à la conductivité hydraulique du matériel (K ; [LT⁻¹]), à la surface transverse de matériel contribuant à l'écoulement (A ; [L²]) et au gradient hydraulique (i ; []):

$$Q = -KAi \quad | \quad v = \frac{Q}{a} \quad | \quad \text{Zone saturée} \quad \text{Équation 1}$$

$$Q = -K_{\psi} Ai \quad | \quad v = \frac{Q}{a} \quad | \quad \text{Zone non saturée} \quad \text{Équation 2}$$

L'équation 1, applicable pour la zone saturée, s'appuie sur une valeur unique de K (à saturation; K_{sat}) alors que l'équation 2 considère une variation de K en fonction de la pression (tension) interstitielle ($\psi \leq 0$). Dans les deux cas, la vélocité de Darcy s'exprime par le quotient du débit par la surface contribuant à l'écoulement. De façon générale, K décroît graduellement avec une diminution de ψ . De façon similaire, la teneur en eau volumique (θ) décroît graduellement avec une diminution de ψ . Il en résulte que pour des conditions non saturées, K est fonction de θ et augmente graduellement avec une augmentation de la teneur en eau volumique, jusqu'à l'atteinte du plateau imposé par la conductivité hydraulique à saturation. Ainsi, toute modification de θ en zone non saturée aura pour effet de modifier ψ , h et i .

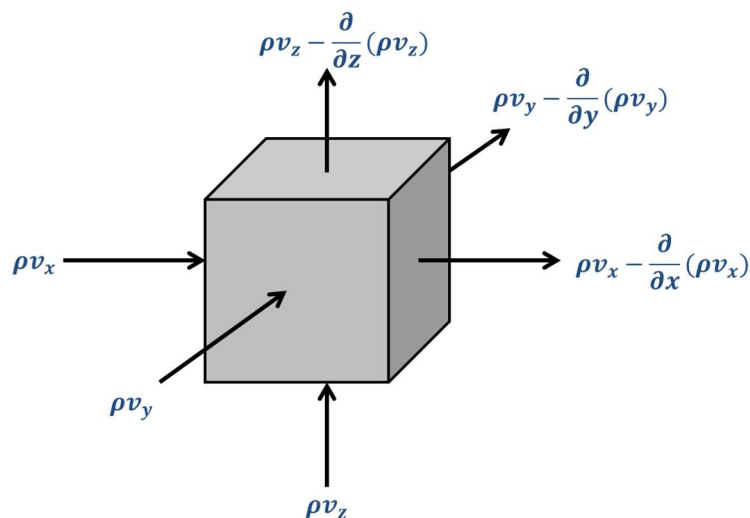
L'écoulement de l'eau souterraine peut être décrit sur la base d'une expression mathématique s'appuyant sur la loi de Darcy et sur le principe de conservation de la masse. Pour un volume unitaire tel que celui illustré à la figure 6.1, en assumant un fluide incompressible s'écoulant au sein d'une unité saturée, l'équation d'écoulement peut être établie (p. ex : voir Freeze et Cherry, 1979) :

$$-\frac{\partial(\rho_w v_x)}{\partial x} - \frac{\partial(\rho_w v_y)}{\partial y} - \frac{\partial(\rho_w v_z)}{\partial z} = \rho S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad \text{Équation 3}$$

Les indices x, y, z font référence aux axes orthogonaux de l'espace et v représente la vélocité de Darcy [$L^2 T^{-1}$] :

$$v_x = -K_x \frac{\partial h}{\partial x}; \quad v_y = -K_y \frac{\partial h}{\partial y}; \quad v_z = -K_z \frac{\partial h}{\partial z} \quad \text{Équation 4}$$

Figure 6.1. Représentation conceptuelle des écoulements au sein d'un volume unitaire



En tout point de l'espace, la charge hydraulique (h) représente la somme des énergies disponibles (énergie potentielle de gravitation, énergie potentielle de pression, énergie cinétique) par unité de masse d'eau (voir Chapuis (1999) pour de plus amples détails) :

$$h = z + \frac{P}{\rho_w g} + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Équation 5}$$

où z représente l'élévation [L] par rapport à un plan de référence, P représente la pression interstitielle au sein de l'aquifère [$ML^{-1}T^{-2}$], ρ_w représente la densité du fluide [ML^{-3}], g représente l'accélération gravitationnelle [LT^{-2}] et v représente la vitesse [LT^{-1}] du fluide par rapport à la matrice de l'aquifère. Le gradient hydraulique (i) (adimensionnel) consiste en un vecteur dont les composantes représentent les dérivées partielles de la distribution spatiale des charges hydrauliques selon les axes x , y et z (p. ex. : voir Chapuis, 1999):

$$i_x = \frac{\partial h}{\partial x}; i_y = \frac{\partial h}{\partial y}; i_z = \frac{\partial h}{\partial z} \quad \text{Équation 6}$$

L'expression mathématique représentant l'écoulement de l'eau souterraine en régime permanent est obtenue en réorganisant conjointement les équations 3 et 4 et:

$$\frac{\partial(\rho_w v_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho_w v_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho_w v_z)}{\partial z} = \rho_w S_S \frac{\partial h}{\partial t} \quad \text{Équation 7}$$

En assumant un fluide incompressible et/ou sachant que les termes du type $\rho \frac{\partial v_x}{\partial x}$ sont largement supérieurs aux termes du type $v_x \frac{\partial \rho}{\partial x}$ suite à l'expansion du membre de gauche de l'équation 7, l'omission du terme ρ_w paraît justifiée. En combinant les équations 4 et 7, et suite à l'omission précitée, une expression simplifiée est obtenue:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = S_S \frac{\partial h}{\partial t} \quad \text{Équation 8}$$

En multipliant de part et d'autre par l'épaisseur de l'aquifère (b), l'expression suivante est obtenue :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(T_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(T_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(T_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = S \frac{\partial h}{\partial t} \quad \text{Équation 9}$$

où $T = Kb$ est la transmissivité et $S = S_S b$ est le coefficient d'emménagement. Pour un aquifère à nappe libre, en assumant que $b = h$, et en se basant sur la simplification de Dupuit (écoulement vertical négligeable), l'écoulement en zone saturée peut être représenté en approximation par l'équation de Boussinesq (1904):

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x h \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y h \frac{\partial h}{\partial y} \right) = S_y \frac{\partial h}{\partial t} \quad \text{Équation 10}$$

Le terme S_y (adimensionnel) de l'équation 10 correspond au «*specific yield*», soit le coefficient d'emménagement propre à un aquifère à nappe libre, lequel est l'équivalent du drainage gravitaire. Pour des conditions de régime permanent, on pose $\frac{\partial h}{\partial t} = 0$ et les équations 8 et 10 deviennent :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = 0 \quad \text{Équation 11}$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x h \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y h \frac{\partial h}{\partial y} \right) = 0 \quad \text{Équation 12}$$

Pour des conditions non saturées, en assumant un milieu homogène et isotrope et en posant $C_\psi = \frac{d\theta}{d\psi}$, l'équation 8 peut être réorganisée pour obtenir l'équation de Richards (1931) :

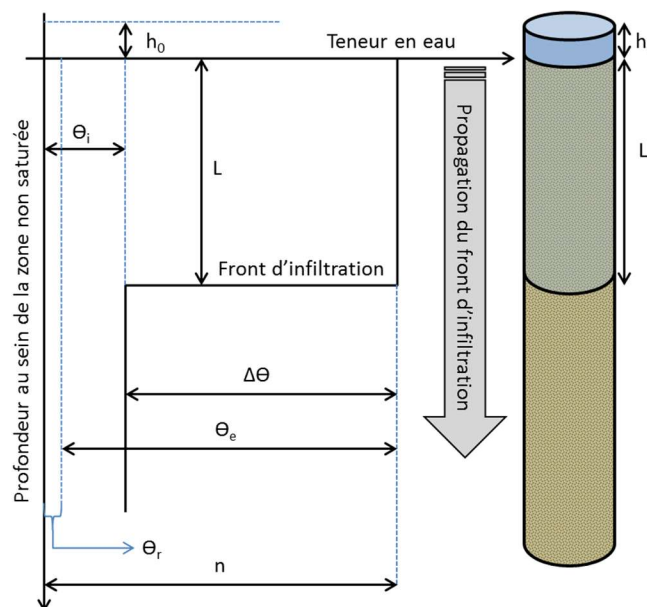
$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_\psi \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_\psi \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_\psi \frac{\partial h}{\partial z} \right) = \frac{\partial \theta}{\partial t} = C_\psi \frac{\partial \psi}{\partial t} \quad \text{Équation 13}$$

6.2. Solutions analytiques

6.2.1. Processus d'infiltration en zone non-saturée

Dans le cadre de la présente étude, l'écoulement de l'eau en zone non saturée est décrit suivant la théorie de Green-Ampt (1911) (ci-après identifiée par l'appellation «*théorie de Green-Ampt*»), selon les formulations et paramètres rapportés par Todd et Mays (2005). La figure 6.2 illustre de façon conceptuelle la morphologie d'un front d'infiltration se propageant au sein de la zone non saturée et les différents paramètres quantitatifs employés dans la théorie de Green-Ampt.

Figure 6.2. Représentation schématisée du processus d'infiltration tel que décrit par Green et Ampt (1911) (Modifiée de Todd et Mays, 2005)



L'approche permet une représentation quantitative de l'écoulement pour un régime transitoire et l'infiltration potentielle cumulée en fonction du temps ($F(t)$, [L]) est définie par l'expression :

$$F(t) = \int_0^t f(t) dt \quad \text{Équation 14}$$

Conséquemment, le taux d'infiltration potentiel à un temps donné ($f(t)$, [L/T]) correspond à la dérivée temporelle de l'infiltration potentielle cumulée :

$$f(t) = \frac{dF(t)}{dt} \quad \text{Équation 15}$$

En assumant un écoulement unidirectionnel selon z , un débit (Q) négatif vers le bas et un flux (f) positif vers le bas, la loi de Darcy telle qu'applicable pour la description du problème étudié et pour une surface unitaire ($a = 1$) perpendiculaire à l'écoulement peut être représentée par les égalités suivantes:

$$Q = -Kai = -K \frac{\partial h}{\partial z} \approx -K \frac{\Delta h}{\Delta z} = -K \left(\frac{h_1 - h_2}{z_1 - z_2} \right) = -f \quad \text{Équation 16}$$

Par mesure de simplification, seuls les termes correspondant à la dernière égalité de droite seront retenus pour représenter l'écoulement. La charge hydraulique (h) en zone non saturée possède un terme de potentiel (L) et un terme de pression (ou de succion dans le cas présent) (ψ), le terme cinétique pouvant être négligé. Il est à noter que l'équation de Green-Apmt telle que rapportée ici est formulée pour des valeurs positives de ψ , bien qu'il s'agisse en réalité de valeurs de pression négatives. La réorganisation des termes, sachant que $L = \frac{F}{\Delta\theta}$ et en assumant que la charge hydraulique à la limite supérieure du modèle analytique est négligeable ($h_0 \approx 0$), permet l'obtention des égalités suivantes :

$$f = K \left(\frac{h_0 - (\psi - L)}{L} \right) \approx K \left(\frac{\psi + L}{L} \right) = K \left(\frac{\psi + \frac{F}{\Delta\theta}}{\frac{F}{\Delta\theta}} \right) = K \left(\frac{\psi\Delta\theta + F}{F} \right) = \frac{dF}{dt} \quad \text{Équation 17}$$

La réorganisation des termes de l'égalité la plus à droite de l'équation 17 en vue de son intégration permet l'obtention de l'expression :

$$\left(\frac{F}{\psi\Delta\theta + F} \right) dF = K dt \quad \text{Équation 18}$$

L'expression correspondant à l'équation 19 est intégrée de part et d'autre entre zéro et t , tel que rapporté ci-dessous pour les termes de gauche et de droite, successivement:

$$\int_0^{F(t)} \left(\frac{F}{\psi\Delta\theta + F} \right) dF = \int_0^{F(t)} \left(1 - \frac{\psi\Delta\theta}{\psi\Delta\theta + F} \right) dF \quad \text{Équation 19}$$

$$\int_0^{F(t)} \left(1 - \frac{\psi\Delta\theta}{\psi\Delta\theta + F} \right) dF = F(t) - \psi\Delta\theta \ln(\psi\Delta\theta + F(t)) + \psi\Delta\theta \ln(\psi\Delta\theta) \quad \text{Équation 20}$$

$$F(t) - \psi\Delta\theta \left(\ln(\psi\Delta\theta + F(t)) - \ln(\psi\Delta\theta) \right) = F(t) - \psi\Delta\theta \ln \left(\frac{\psi\Delta\theta + F(t)}{\psi\Delta\theta} \right) \quad \text{Équation 21}$$

$$\int_0^t K dt = Kt \quad \text{Équation 22}$$

Considérant l'égalité rapportée initialement à l'équation 19 et sur la base des intégrations développées aux équations 21 et 22, l'expression suivante est obtenue :

$$F(t) - \psi\Delta\theta \ln \left(\frac{\psi\Delta\theta + F(t)}{\psi\Delta\theta} \right) = Kt \quad \text{Équation 23}$$

En ce qui a trait au calcul du taux d'infiltration potentiel ($f(t)$); voir aussi l'équation 17) et de l'infiltration potentielle cumulée ($F(t)$), deux principales expressions sont retenues ici, soit respectivement :

$$f(t) = K \left(\frac{\psi\Delta\theta + F(t)}{F(t)} \right) \quad \text{Équation 24}$$

$$F(t) = Kt + \psi\Delta\theta \ln \left(\frac{\psi\Delta\theta + F(t)}{\psi\Delta\theta} \right) \quad \text{Équation 25}$$

L'équation 25 peut être résolue par calcul itératif, par exemple en employant une formule à référence circulaire dans un tableur Microsoft Excel. Les équations 24 et 25 permettent de calculer le taux d'infiltration potentiel et l'infiltration cumulée potentielle. Il s'agit donc d'expressions qui permettent d'évaluer l'écoulement de l'eau en zone non saturée, en assumant que le flux vertical externe alimentant le système permet le maintien d'un mince film d'eau à la surface du sol, ce qui concorde avec la simplification sous-jacente au développement des équations ($h_0 \approx 0$). Certains constats qualitatifs peuvent être déduits des équations 24 et 25. Notamment, l'équation 24 suggère que pour un épisode d'écoulement en régime transitoire, le taux d'infiltration décroîtra asymptotiquement vers $f(t) \approx K$ pour une augmentation graduelle de l'infiltration cumulée (F). En autres termes, pour un apport vertical externe continu, plus le front d'infiltration (dont la position s'exprime par $L = \frac{F}{\Delta\theta}$) se sera propagé vers le bas, plus le taux d'infiltration tendra vers une valeur avoisinant la conductivité hydraulique à saturation. De façon similaire, l'équation 25 indique que l'infiltration cumulée (F) croîtra de façon asymptotique avec une augmentation du temps. La position au numérateur du terme $F(t)$ dans le logarithme naturel du côté droit de l'équation 25 supporte ce postulat. Or, sous certaines conditions, l'apport vertical externe qui alimente en eau la surface du sol peut excéder la capacité d'infiltration du sol, telle qu'exprimée par les équations 24 et 25. À titre d'exemple, pour un épisode au cours duquel système d'évacuation des eaux usées alimenterait de façon intense et soutenu un champ d'épuration, l'eau pourrait initialement s'infiltrer entièrement dans le sol, jusqu'à l'atteinte d'un seuil à partir duquel la capacité du sol à laisser l'eau s'infiltrer serait excédée. Il en résulterait alors l'accumulation d'eau à la surface et/ou le ruissellement, processus qui seront subséquentement désignés par l'appellation «*débordement*» et/ou «*défaillance hydraulique*» pour les besoins de la présente étude. Une situation similaire pourrait être observée à la surface d'une aire d'injection associée à une installation septique.

D'un point de vue théorique, pour un taux d'injection d'eaux usées donné (j , [L/T]), le temps à partir duquel un système serait soumis au débordement (t_d , référant ici au temps de débordement) correspond à :

$$F_P = jt_d \quad \text{Équation 26}$$

$$f = j \quad \text{Équation 27}$$

Sachant que les termes F et f sont liés par l'équation 24, les expressions suivantes sont proposées pour évaluer le temps de débordement (t_d) (Todd et Mays, 2005):

$$j = K \left(\frac{\psi \Delta \theta}{jt_d} + 1 \right) \quad \text{Équation 28}$$

$$t_d = \frac{K\psi\Delta\theta}{j(j-K)} \quad \text{Équation 29}$$

Les équations rapportées ci-dessus indiquent qu'un système ne pourrait théoriquement pas déborder lorsque $j \leq K$. La situation où $j > K$ implique systématiquement un débordement, avec un t_d qui augmente lorsque la différence entre j et K diminue. Le cas spécial pour lequel $j = K$ implique une impossibilité mathématique à l'équation 29 (dénominateur nul). Or, dans cette situation, la loi de Darcy indique que le sol a la capacité de supporter l'infiltration lorsque $i_z = \frac{\partial h}{\partial z} = 1$.

Sur la base de ce qui précède, deux principaux groupes d'équations ont été développés afin de représenter l'écoulement en zone non saturée sous une aire d'injection d'eaux usées. Le premier groupe est applicable dans les situations pré-débordement ($t < t_d$) ainsi que pour les cas où $j \leq K$:

$$f(t) = j \quad \text{Équation 30}$$

$$F(t) = jt \quad \text{Équation 31}$$

Suivant cette approche, la profondeur du front d'infiltration ($L = \frac{F}{\Delta\theta}$) est limitée par le flux qui alimente le système (j) et non par f , puisque f potentiel sera systématiquement supérieur à j . Le second groupe d'équations est développé pour les cas où $t > t_d$, il s'applique théoriquement à tous les systèmes pour lesquels $j > K$:

$$F(t) = F_{(t-t_d)} + F_P \quad \text{Équation 32}$$

$$f(t) = K \left(\frac{\psi \Delta \theta + F(t)}{F(t)} \right) \quad \text{Équation 33}$$

Le terme $F_{(t-t_d)}$ peut être développé comme suit (équations 34 à 37):

$$F_{(t-t_d)} = Kt + \psi\Delta\theta \ln\left(\frac{\psi\Delta\theta + F(t)}{\psi\Delta\theta}\right) - Kt_p - \psi\Delta\theta \ln\left(\frac{\psi\Delta\theta + F(t_p)}{\psi\Delta\theta}\right) \quad \text{Équation 34}$$

$$F_{(t-t_d)} = K(t - t_p) + \psi\Delta\theta \left[\ln\left(\frac{\psi\Delta\theta + F(t)}{\psi\Delta\theta}\right) - \ln\left(\frac{\psi\Delta\theta + F(t_p)}{\psi\Delta\theta}\right) \right] \quad \text{Équation 35}$$

$$F_{(t-t_d)} = K(t - t_p) + \psi\Delta\theta \left[\ln\left(\frac{\frac{\psi\Delta\theta + F(t)}{\psi\Delta\theta}}{\frac{\psi\Delta\theta + F(t_p)}{\psi\Delta\theta}}\right) \right] \quad \text{Équation 36}$$

$$F_{(t-t_d)} = K(t - t_p) + \psi\Delta\theta \left[\ln\left(\frac{\psi\Delta\theta + F(t)}{\psi\Delta\theta + F(t_p)}\right) \right] \quad \text{Équation 37}$$

En combinant les équations 32 et 37, on obtient :

$$F_{(t-t_d)} = F_p + K(t - t_p) + \psi\Delta\theta \left[\ln\left(\frac{\psi\Delta\theta + F(t)}{\psi\Delta\theta + F(t_p)}\right) \right] \quad \text{Équation 38}$$

Ici encore, les équations indiquent que pour un flux externe alimentant le système de façon soutenu, le taux d'infiltration diminuera graduellement vers des valeurs proches de K. Les équations préalablement décrites ont été intégrées à une feuille de calcul dans le logiciel Microsoft Excel. Il incombe à l'utilisateur de spécifier des valeurs de K , ψ , θ et j et d'activer la fonction de calcul itératif du logiciel, les valeurs de $F(t)$ et $f(t)$ seront calculées automatiquement pour des pas de temps prédéfinis (et pouvant être modifiés au besoin).

6.2.2. Écoulement en zone saturée

Différentes solutions analytiques permettent de représenter la forme que devrait théoriquement prendre la nappe d'eau souterraine, pour différentes catégories de conditions limites et pour différentes conditions propres au fluide et au milieu encaissant. De façon générale, ces solutions permettent de satisfaire (parfois en approximation) la loi de Darcy pour l'écoulement en milieu saturé, certaines s'appuyant sur l'hypothèse d'un écoulement strictement horizontal (écoulement selon la théorie de Dupuit-Forchheimer). Dans le cadre de la présente étude, trois principales équations ont été retenues pour représenter la position de la nappe d'eau souterraine sous une aire d'injection d'eaux usées :

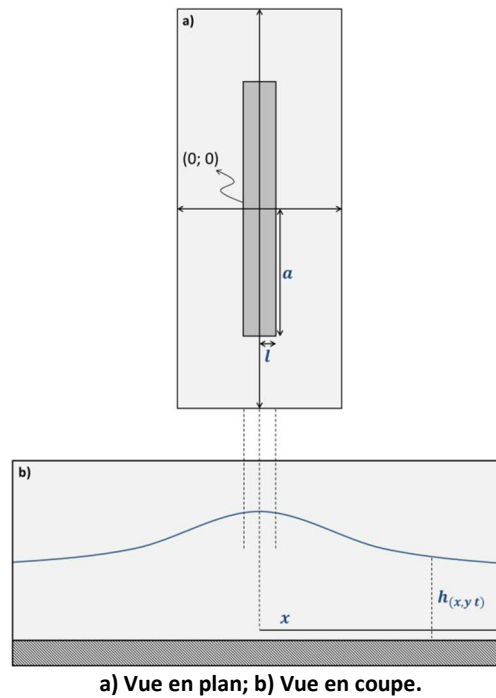
1. La solution de [Hantush \(1967\)](#) pour l'écoulement en régime transitoire;
2. La solution de [Bouwer et al., \(1999\)](#) pour l'écoulement en régime permanent;
3. L'équation de Dupuit-Forchheimer telle que réorganisée par [Khan et al., \(1976\)](#) pour un système à deux couches;

Ces différentes solutions sont d'abord décrites du point de vue théorique (sections 6.2.2.1 à 6.2.2.3). Elles seront subséquemment discutées dans la perspective d'interpréter les conditions prévalant sous une aire d'injection d'eaux usées.

6.2.2.1. Écoulement en régime transitoire

La solution de Hantush (1967) a été retenue dans le cadre de la présente étude afin de représenter la position de la nappe d'eau souterraine en régime transitoire. Cette approche est valable uniquement pour des cas où la variation de charge induite n'excède pas 50% de l'épaisseur initiale de l'aquifère. La figure 6.3a illustre le cadre géométrique retenu pour le développement de la solution analytique. On observe une aire d'injection de forme rectangulaire, de largeur $2l$ et de longueur $2a$. L'origine du système de coordonnées ($x = 0; y = 0$) correspond au centre de l'aire d'injection. En complément, la figure 6.3b illustre, de façon conceptuelle, la forme que prendrait la nappe d'eau souterraine en deçà et de part et d'autre de la zone d'injection.

Figure 6.3. Cadre géométrique sous-jacent au développement des équations de Hantush (1967)



Le problème, développé selon des conditions limites, cible l'évaluation de la position de la nappe dans l'espace et le temps ($h(x,y,t)$) et peut s'exprimer par les relations suivantes (adapté de Hantush, 1967) :

$$\frac{\partial^2(h^2 - h_i^2)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2(h^2 - h_i^2)}{\partial y^2} + \frac{2\omega}{K} f(x, y) = \frac{1}{v} \frac{\partial(h^2 - h_i^2)}{\partial t} \quad \text{Équation 39}$$

$$(h^2 - h_i^2)_{(x,y,0)} = 0 \quad \text{Équation 40}$$

$$\frac{\partial(h^2 - h_i^2)_{(0,y,t)}}{\partial x} = \frac{\partial(h^2 - h_i^2)_{(x,0,t)}}{\partial y} = 0 \quad \text{Équation 41}$$

$$\frac{\partial(h^2 - h_i^2)_{(\infty, y, t)}}{\partial x} = \frac{\partial(h^2 - h_i^2)_{(x, \infty, t)}}{\partial y} = 0 \quad \text{Équation 42}$$

Le terme h_i représente la charge hydraulique à $t = 0$ et ω représente le taux de percolation imposé [L/T]. Les autres termes inclus dans les équations précitées sont développés selon :

$$v = \frac{K\hat{b}}{\varepsilon} \quad \text{Équation 43}$$

$$\hat{b} = \frac{h_i + h_t}{2} \quad \text{Équation 44}$$

$$f(x, y) = f_1(y) \quad | \quad 0 < x < l \quad \text{Équation 45}$$

$$f(x, y) = 0 \quad | \quad x > l \quad \text{Équation 46}$$

$$f_1(y) = 1 \quad | \quad 0 < y < a \quad \text{Équation 47}$$

$$f_1(y) = 1 \quad | \quad y > a \quad \text{Équation 48}$$

Le terme \hat{b} représente une constante de linéarisation [L] permettant d'ajuster la transmissivité en fonction des variations de charge et le terme ε correspond ici à la porosité efficace (équivalent du coefficient d'emmagasinement pour des conditions de nappe libre; Chapuis, 1999). Sur la base des équations et conditions préalablement établies, Hantush (1967) propose un développement mathématique permettant l'obtention d'une solution décrivant la position de la surface de la nappe dans l'espace et le temps:

$$h^2 - h_i^2 = \frac{\omega}{2K} (vt) \cdot \left[S^* \left(\frac{l+x}{\sqrt{4vt}}, \frac{a+y}{\sqrt{4vt}} \right) + S^* \left(\frac{l+x}{\sqrt{4vt}}, \frac{a-y}{\sqrt{4vt}} \right) + S^* \left(\frac{l-x}{\sqrt{4vt}}, \frac{a+y}{\sqrt{4vt}} \right) + S^* \left(\frac{l-x}{\sqrt{4vt}}, \frac{a-y}{\sqrt{4vt}} \right) \right] \quad \text{Équation 49}$$

$$S^*(\alpha, \beta) = S^*(\beta, \alpha) = \int_0^1 \operatorname{erf} \left(\frac{\alpha}{\sqrt{\tau}} \right) \cdot \operatorname{erf} \left(\frac{\beta}{\sqrt{\tau}} \right) \quad | \quad 0 < \alpha < 3; 0 < \beta < 3 \quad \text{Équation 50}$$

$$S^*(\alpha, \beta) \approx 1 - 4i^2 \operatorname{erfc}(\beta) \quad | \quad \alpha > 3 \quad \text{Équation 51}$$

$$S^*(\alpha, \beta) \approx 1 - 4i^2 \operatorname{erfc}(\alpha) \quad | \quad \beta > 3 \quad \text{Équation 52}$$

$$S^*(\alpha, \beta) \approx 1 \quad | \quad \alpha > 3; \beta > 3 \quad \text{Équation 53}$$

$$S^*(\alpha, \beta) \approx \frac{4}{\pi} \alpha \beta \left\{ 3 + W(\alpha^2 + \beta^2) - \left[\frac{\alpha}{\beta} \tan^{-1} \left(\frac{\beta}{\alpha} \right) + \frac{\beta}{\alpha} \tan^{-1} \left(\frac{\alpha}{\beta} \right) \right] \right\} \quad | \quad \alpha^2 + \beta^2 \leq 0.1 \quad \text{Équation 54}$$

$$S^*(-\alpha, \beta) = S^*(\alpha, -\beta) = -S^*(\alpha, \beta) \quad \text{Équation 55}$$

$$S^*(-\alpha, -\beta) = S^*(\alpha, \beta) \quad \text{Équation 56}$$

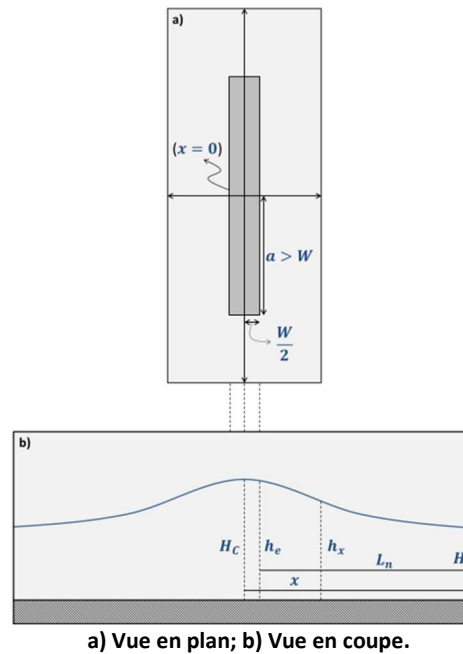
$$S^*(0, \beta) = S^*(\alpha, 0) = 0 \quad \text{Équation 57}$$

Les équations 50 à 57 permettent d'évaluer les termes S^* de la sommation, du côté droit de l'équation 49. Une table de valeurs calculées de $S^*(\alpha, \beta)$ est fournie par Hantush (1967) pour différentes valeurs de α et β sur l'intervalle $0 < \alpha < 3$ et $0 < \beta < 3$. Dans le cadre de la présente étude, cette table a été développée par interpolation linéaire afin d'estimer les termes S^* avec une précision de l'ordre de 0,001, permettant ainsi d'atténuer les variations découlant des approximations inhérentes à la table initialement proposée par Hantush (1967). Le fichier de calcul fourni à l'annexe numérique du chapitre 6 permet la résolution de l'équation 49 par calcul itératif. Il incombe à l'utilisateur de spécifier les termes Q, K, l, a, t, h_i et S_y en respectant les conventions relatives aux dimensions, et la feuille de calcul évalue la charge hydraulique transitoire (h_t) sur une surface de 75 m x 75 m avec un maillage de 1 m x 1 m selon les axes x et y (en plan (Figure 6.3a) et en coupe (Figure 6.3b)). Cette approche est valable uniquement pour des cas où la variation de charge induite n'excède pas 50% de l'épaisseur initiale de l'aquifère.

6.2.2.2. Écoulement en régime permanent pour un système à une couche

La solution de Bouwer et al., (1999) a été retenue dans le cadre de la présente étude afin de représenter la position de la nappe d'eau souterraine en régime permanent. La figure 6.4 illustre la cadre géométrique retenu pour le développement de la solution analytique. L'approche est applicable pour une aire d'injection de forme rectangulaire dont la longueur ($2a$) est au moins dix fois plus grande que la largeur (W). L'origine du système de coordonnées ($x = 0$) correspond au centre de l'aire d'injection et la position de la nappe est considérée constante (valeur H_n) en $x = L_n$.

Figure 6.4. Cadre géométrique sous-jacent au développement des équations de Bouwer et al., (1999)



a) Vue en plan; b) Vue en coupe.

L'équation de Bouwer et al. (1999) s'appuie sur l'hypothèse d'un écoulement strictement horizontal au sein de la zone saturée (hypothèse de Dupuit-Forchheimer) et consiste en une application de la loi de Darcy, avec :

$$q = ix \quad \text{Équation 58}$$

où le terme i [L^2/T] représente le flux [L^3] d'alimentation du système divisé par la surface de l'aire d'alimentation [L^2] et le terme x représente la demi-largeur ($\frac{W}{2}$) de l'aire d'alimentation [L]. L'équation de Darcy, évaluée en $x = \frac{W}{2}$ peut s'écrire :

$$q = -Kh \frac{dh}{dx} \quad \text{Équation 59}$$

En combinant les équations 58 et 59, et en posant l'approximation voulant que la transmissivité (T ; [L^2/T]) soit indépendante de h (hypothèse fautive du point de vue mathématique pour une condition de nappe libre, mais jugée valable en approximation par Bouwer et al. (1999) lorsque $\Delta h \ll h$) pour ensuite réorganiser les termes et intégrer de part et d'autre de l'égalité entre 0 et $\frac{W}{2}$, les expressions suivantes sont obtenues :

$$ix = -Kh \frac{dh}{dx} \approx -T \frac{dh}{dx} \quad \text{Équation 60}$$

$$i \int_0^{W/2} x dx = -T \int_{H_c}^{h_e} dh \quad \text{Équation 61}$$

$$\frac{i\left(\frac{W}{2}\right)^2}{2} = -T(h_e - H_c) \quad \text{Équation 62}$$

$$\frac{iW^2}{8} = T(H_c - h_e) \quad \text{Équation 63}$$

$$\frac{iW^2}{8T} = H_c - h_e \quad \text{Équation 64}$$

L'équation 64 permet d'estimer la position de la nappe d'eau souterraine entre $x = 0$ et $x = \frac{W}{2}$, en acceptant l'imprécision inhérente à l'utilisation de l'hypothèse voulant que T soit indépendant de h . Au-delà de $x = \frac{W}{2}$ et jusqu'à la limite à charge constante ($x = L_n$), la position de la nappe peut être estimée par une application simple de la loi de Darcy :

$$\frac{Wi}{2} = T \frac{(h_e - H_n)}{L_n} \quad \text{Équation 65}$$

En combinant les équations 64 et 65, les expressions suivantes sont obtenues :

$$\frac{Wi}{2} = T \frac{\left(H_c - \frac{iW^2}{8T} - H_n\right)}{L_n} \quad \text{Équation 66}$$

$$\frac{Wi}{2T} L_n = H_c - \frac{iW^2}{8T} - H_n \quad \text{Équation 67}$$

$$\frac{iW^2}{8T} + \frac{Wi}{2T} L_n = H_c - H_n \quad \text{Équation 68}$$

$$\frac{iW}{2T} \left(\frac{iW}{4} + L_n\right) = H_c - H_n \quad \text{Équation 69}$$

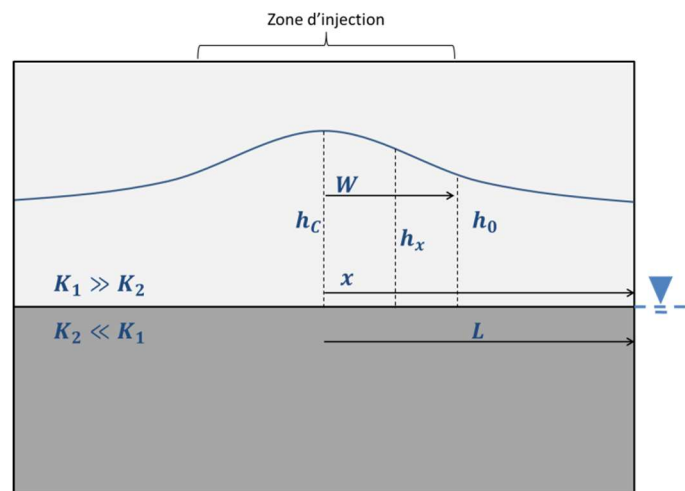
L'équation 69 permet d'estimer l'amplitude de la variation de charge engendrée par un flux imposé sous une aire d'infiltration, en régime permanent, pour une charge constante située en $x = L_n$. L'équation assume que l'écoulement en zone saturée est essentiellement horizontal, ce qui constitue une approximation. Néanmoins, dans le cadre de la présente étude, il sera assumé que pour le cas d'une aire d'injection d'eaux usées, l'écoulement en zone non saturée sera essentiellement vertical alors que l'écoulement en zone saturée sera essentiellement horizontal. Le fichier de calcul fourni à l'annexe numérique du chapitre 6 permet la résolution des équations de Bouwer et al. (1999). Il incombe à l'utilisateur de spécifier les termes i, W, H_n, H_c et L_n en respectant les conventions relatives aux dimensions des termes, et la feuille de calcul évalue la différence de charge hydraulique induite par l'injection en régime permanent ($H_c - H_n$). Un élément central dans l'application de l'équation de

Bouwer et al. (1999) concerne l'évaluation de la transmissivité réelle de la zone affectée par le dôme de recharge. Les auteurs proposent que pour des aquifères épais, la zone active contribuant à l'écoulement ne représente qu'une faible proportion de l'épaisseur totale de l'aquifère. En ce sens, l'utilisation de la solution de Bouwer et al. (1999) devrait s'appuyer sur des validations terrains additionnelles.

6.2.2.3. Écoulement en régime permanent pour un système à deux couches

La solution de Khan et al. (1976), laquelle correspond à une réorganisation de l'équation de Dupuit-Forchheimer pour un système à deux couches présentant un contraste significatif de conductivité hydraulique, a été retenue dans le cadre de la présente étude afin de représenter la position de la nappe d'eau souterraine en régime permanent. La figure 6.5 illustre la cadre géométrique retenu pour le développement de la solution analytique. L'approche est applicable pour une aire d'injection de forme rectangulaire dont la longueur est significativement plus grande que la largeur ($l \gg W$). L'origine du système de coordonnées ($x = 0$) correspond au centre de l'aire d'injection, laquelle fait une largeur de $2W$. Les auteurs suggèrent que le système comporte deux couches et que la conductivité hydraulique de la couche supérieure est significativement plus grande que celle de la couche inférieure ($K_1 \gg K_2$), sans toutefois fournir de critère quantitatif à cet égard. L'épaisseur de la couche inférieure (de conductivité hydraulique K_2) est considérée grande. Les développements mathématiques de Brock (1977) permettent une évaluation de l'impact de cette hypothèse sur les charges hydrauliques calculées. La charge hydraulique est assumée constante en $x = L$.

Figure 6.5. Cadre géométrique sous-jacent au développement des équations de Khan et al. (1976)



L'équation de Dupuit-Forchheimer telle que formulée par Khan et al. (1976), pour les conditions illustrées à la figure 6.5 et un taux d'injection R [L/T], s'appuie sur l'hypothèse d'un écoulement strictement horizontal au sein de la zone saturée (hypothèse de Dupuit-Forchheimer) :

$$-hK_1 \frac{dh}{dx} = (R - K_2)x \quad | \quad 0 \leq x \leq W \quad \text{Équation 70}$$

L'expression rapportée ci-dessus peut subséquemment être intégrée entre les limites $x = x$ et $x = W$ et $h = h$ et $h = h_0$, en divisant ensuite de part et d'autre par W^2 :

$$-hK_1 dh = (R - K_2)x dx \quad \text{Équation 71}$$

$$-K_1 \int_h^{h_0} h dh = (R - K_2) \int_x^W x dx \quad \text{Équation 72}$$

$$\frac{-K_1 (h_0^2 - h^2)}{2} = \frac{(R - K_2)(W^2 - x^2)}{2} \quad \text{Équation 73}$$

$$-K_1 (h_0^2 - h^2) = (R - K_2)(W^2 - x^2) \quad \text{Équation 74}$$

$$-\frac{K_1}{W^2} \left(\frac{h_0^2}{W^2} - \frac{h^2}{W^2} \right) = \left(\frac{R}{W^2} - \frac{K_2}{W^2} \right) \left(1 - \frac{x^2}{W^2} \right) \quad \text{Équation 75}$$

$$\left(\frac{h_0^2}{W^2} - \frac{h^2}{W^2} \right) = -\frac{W^2}{K_1} \left(\frac{R}{W^2} - \frac{K_2}{W^2} \right) \left(1 - \frac{x^2}{W^2} \right) \quad \text{Équation 76}$$

$$\left(\frac{h_0^2}{W^2} - \frac{h^2}{W^2} \right) = -\frac{W^2}{K_1} \left(\frac{R}{W^2} - \frac{K_2}{W^2} \right) \left(1 - \frac{x^2}{W^2} \right) \quad \text{Équation 77}$$

$$\frac{h^2}{W^2} = \frac{h_0^2}{W^2} + \frac{W^2}{K_1} \left(\frac{R}{W^2} - \frac{K_2}{W^2} \right) \left(1 - \frac{x^2}{W^2} \right) \quad \text{Équation 78}$$

$$\frac{h^2}{W^2} = \frac{h_0^2}{W^2} + \left(\frac{W^2 R}{K_1 W^2} - \frac{W^2 K_2}{K_1 W^2} \right) \left(1 - \frac{x^2}{W^2} \right) \quad \text{Équation 79}$$

$$\frac{h^2}{W^2} = \frac{h_0^2}{W^2} + \left(\frac{R}{K_1} - \frac{K_2}{K_1} \right) \left(1 - \frac{x^2}{W^2} \right) \quad \text{Équation 80}$$

$$\frac{h^2}{W^2} = \frac{h_0^2}{W^2} + \frac{K_2}{K_1} \left(\frac{R}{K_2} - 1 \right) \left(1 - \frac{x^2}{W^2} \right) \quad \text{Équation 81}$$

$$\frac{h}{W} = \sqrt{\frac{h_0^2}{W^2} + \frac{K_2}{K_1} \left(\frac{R}{K_2} - 1 \right) \left(1 - \frac{x^2}{W^2} \right)} \quad | \quad 0 \leq x \leq W \quad \text{Équation 82}$$

L'équation 82 permet de calculer le ratio $\frac{h}{W}$ pour des valeurs de x comprises entre 0 et W . De façon similaire, pour des valeurs de x comprises entre W et L , l'expression suivants est proposée :

$$-hK_1 \frac{dh}{dx} = RW - K_2 x \quad | \quad W \leq x \leq L \quad \text{Équation 83}$$

L'expression rapportée ci-dessus peut subséquemment être intégrée entre les limites $x = x$ et $x = L$ et $h = h$ et $h = 0$:

$$-K_1 \int_h^0 h \, dh = \int_x^L RW - K_2 x \, dx \quad \text{Équation 84}$$

$$\frac{K_1 h^2}{2} = RW(L - x) - K_2 \left(\frac{L^2 - x^2}{2} \right) \quad \text{Équation 85}$$

$$h^2 = \frac{2RW(L-x) - K_2(L^2 - x^2)}{K_1} \quad \text{Équation 86}$$

$$h = \sqrt{\frac{2RW(L-x) - K_2(L^2 - x^2)}{K_1}} \quad | \quad W \leq x \leq L \quad \text{Équation 87}$$

En posant $RW = K_2 L$ (tel que proposé par Khan et al., 1976), le développement suivant est proposé :

$$h = \sqrt{\frac{2K_2 L(L-x) - K_2(L^2 - x^2)}{K_1}} \quad \text{Équation 88}$$

$$h = \sqrt{\frac{K_2}{K_1} [2L(L-x) - (L^2 - x^2)]} \quad \text{Équation 89}$$

$$h = \sqrt{\frac{K_2}{K_1} [2L(L-x) - (L^2 - x^2)]} \quad \text{Équation 90}$$

$$h = \sqrt{\frac{K_2}{K_1} [2L(L-x) - (L-x)(L+x)]} \quad \text{Équation 91}$$

$$h = \sqrt{\frac{K_2}{K_1} [(L-x)(2L - L - x)]} \quad \text{Équation 92}$$

$$h = \sqrt{\frac{K_2}{K_1} [(L-x)(L-x)]} \quad \text{Équation 93}$$

$$h = \sqrt{\frac{K_2}{K_1} (L-x)^2} \quad \text{Équation 94}$$

$$h = \sqrt{\frac{K_2}{K_1}}(L - x) \quad | \quad W < x \leq L \quad \text{Équation 95}$$

En divisant de part et d'autre par W et en assumant que $RW = K_2L$, Khan et al., (1976) proposent des expressions pour $\frac{h}{W}$ et $\frac{h_0}{W}$:

$$\frac{h}{W} = \sqrt{\frac{K_2}{K_1}}\left(\frac{R}{K_2} - \frac{x}{W}\right) \quad | \quad W \leq x \leq L \quad \text{Équation 96}$$

$$\frac{h_0}{W} = \sqrt{\frac{K_2}{K_1}}\left(\frac{R}{K_2} - 1\right) \quad \text{Équation 97}$$

L'équation 97, mise au carré, peut être substituée dans l'équation 82, donnant l'expression :

$$\frac{h}{W} = \sqrt{\frac{K_2}{K_1}\left(\frac{R}{K_2} - 1\right)^2 + \frac{K_2}{K_1}\left(\frac{R}{K_2} - 1\right)\left(1 - \frac{x^2}{W^2}\right)} \quad \text{Équation 98}$$

$$\frac{h}{W} = \sqrt{\frac{K_2}{K_1}\left(\frac{R}{K_2} - 1\right)\left[\left(\frac{R}{K_2} - 1\right) + \left(1 - \frac{x^2}{W^2}\right)\right]} \quad \text{Équation 99}$$

$$\frac{h}{W} = \sqrt{\frac{K_2}{K_1}\left(\frac{R}{K_2} - 1\right)\left(\frac{R}{K_2} - \frac{x^2}{W^2}\right)} \quad | \quad 0 \leq x \leq W \quad \text{Équation 100}$$

Dans l'approche de calcul proposée par Khan et al., (1976), il suffit de résoudre, dans l'ordre, les équations 100 et 82. Le fichier de calcul fourni à l'annexe numérique du chapitre 6 permet la résolution de ces équations. Il incombe à l'utilisateur de spécifier les termes Q, W, a, K_1, K_2 et h_i en respectant les conventions relatives aux dimensions des termes, et la feuille de calcul évalue la charge hydraulique (h_x) ainsi que la largeur du dôme piézométrique résultant de l'injection en régime permanent.

6.3. Simulations numériques

6.3.1. Modélisation de l'écoulement en zone non-saturée

L'interface GMS (Aquaveo, LLC) du code MODFLOW 2000 du *United States Geological Survey* (USGS) a été utilisé afin de simuler les écoulements en zone saturée. Le module «*Unsaturated-Zone Flow*» (UZF) (Niswonger et al., 2006) du code MODFLOW, un modèle en différences finies, a été utilisé afin de simuler l'écoulement de l'eau en zone non-saturée. Le module UZF s'appuie sur une résolution approximative de l'équation de Richards (1931) (Équation 13) par analogie avec une onde cinématique. Ce module ne considère pas les potentiels négatifs ($\psi \geq 0$; ce qui implique une sous-estimation des taux d'infiltration) et assume un écoulement gravitaire ($\frac{dh}{dx} = 1$) vertical vers le bas. Dans sa forme approximative de l'équation de Richards, le module UZF assume que le débit par unité de surface s'écoulant sous l'effet des forces gravitaires (q ; [L/T]) est fonction de la conductivité hydraulique pour une teneur en eau donnée :

$$q = -K_{\theta} \quad \text{Équation 101}$$

Le module UZF assume que le front d'infiltration représente une limite franche (subhorizontale) en termes de teneur en eau volumique et migrant vers le bas à une vitesse définie par :

$$\frac{dL}{dt} = \frac{K_{\theta_1} - K_{\theta_2}}{\theta_1 - \theta_2} \quad \text{Équation 102}$$

où les indices 1 et 2 font respectivement référence aux conditions prévalant au-dessus et en-dessous du front d'infiltration, et le terme L représente la position du front d'infiltration selon l'axe z . La conductivité hydraulique K est considérée dépendante de la teneur en eau θ_1 selon :

$$K_{\theta} = \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{\varepsilon} \quad \text{Équation 103}$$

où ε correspond à l'exposant de Brooks et Corey (1964), θ_r représente la teneur en eau résiduelle et θ_s représente la teneur en eau à saturation. La teneur en eau le long du profil (selon z) est calculée par le module UZF selon :

$$\theta = \left(\frac{q_{in}}{K_S} \right)^{1/\varepsilon} S_y + \theta_r \quad | \quad 0 < q_{in} \leq K_S \quad \text{Équation 104}$$

$$\theta = \theta_s \quad | \quad q_{in} > K_S \quad \text{Équation 105}$$

où S_y représente le coefficient d'emménagement en conditions de nappe libre, q_{in} représente le flux imposé à la surface et K_S représente la conductivité hydraulique à saturation. Le module UZF permet également de calculer le profil de teneur en eau au-dessus de la position du front d'infiltration suite à une réduction (ou une cessation) de q_{in} . Contrairement au front d'infiltration qui est représenté par une limite franche, le profil de récession définit une courbe évasée résultant de l'écoulement gravitaire. La vitesse au point le plus profond de la courbe de récession s'exprime selon :

$$v(\theta) = \frac{\varepsilon K_S}{S_y} \left(\frac{\theta - \theta_r}{S_y} \right)^{\varepsilon - 1} \quad \text{Équation 106}$$

Les points positionnés le long de la courbe de récession sont liés au point le plus profond (associé à l'équation 106) selon :

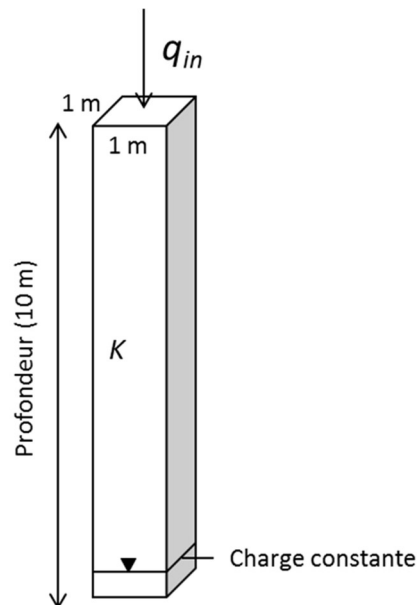
$$z(\theta) = z_0 \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_0 - \theta_r} \right)^{\varepsilon - 1} \quad \text{Équation 107}$$

où $z(\theta)$ représente un point le long de la courbe de récession, z_0 représente la profondeur du point le plus profond de la courbe de récession et θ_0 représente la teneur en eau au point le plus profond de la courbe de récession. La vitesse de migration verticale de l'eau le long de la courbe de récession s'exprime finalement par :

$$\frac{dL}{dt} = \frac{\partial K(\theta)}{\partial \theta} = v(\theta) \quad \text{Équation 108}$$

Afin de simuler les écoulements sous une aire d'injection d'eaux usées, un modèle consistant en un empilement de 10 cellules cubiques de 1 mètre a été construit (Figure 6.6). Un flux intrant (q_{in}) est appliqué à la surface de la cellule supérieure et une charge constante ($h = z$) est imposée à la base du modèle. Les parois latérales sont considérées comme des limites imperméables, forçant ainsi un écoulement unidirectionnel vers le bas.

Figure 6.6. Représentation schématique du modèle utilisé pour simuler l'écoulement dans la zone non-saturée



6.3.2. Modélisation de l'écoulement en zone saturée

L'interface GMS (Aquaveo, LLC) du code MODFLOW 2000 du USGS a été utilisé afin de simuler les écoulements en zone saturée. Les équations associées au modèle sont décrites en détails par Harbaugh (2005). Six modèles ont été développés dans le cadre de la présente étude, soit quatre représentatifs des solutions du Wisconsin et de la Nouvelle-Écosse et deux pour la solution *Shallow buried trench* de l'Ontario (Tableau 6.2). Cinq des six modèles ont une pente nulle tandis que le sixième a une pente de 3 %. Ce modèle cible la représentation d'un système de la Nouvelle-Écosse qui nécessite une pente minimale de 3 %. Bien que comportant sept couches d'un mètre d'épaisseur, le modèle en pente fait une épaisseur totale de 9,2275 m. Ceci vient du fait qu'une compensation totale de 2,25 m (0,03 x 75 m) doit être considérée lors de la définition de l'élévation de la base et du sommet des cellules. L'aire d'absorption des eaux usées est positionnée au centre des modèles pour les systèmes du Wisconsin et de la Nouvelle-Écosse (Figure 6.7). Pour les modèles de l'Ontario, l'aire d'absorption est intégrée à la couche supérieure d'une épaisseur de 50 cm (Figure 6.8). Dans la réalité, cette zone correspond à la tranchée qui est exempte de sol, mais pour les besoins de la modélisation, celle-ci est intégrée à la couche supérieure du modèle. L'épaisseur des couches des modèles de l'Ontario est variable. La première couche représente l'épaisseur de la tranchée (50 cm). La deuxième couche d'une épaisseur de 90 cm représente la distance de séparation maximale entre la base de la tranchée et la surface de la nappe phréatique. Le reste de l'épaisseur du modèle est distribué également à travers les cinq couches inférieures.

Tableau 6.2. Caractéristiques des différents modèles développés dans le cadre de la présente étude

Modèle	Solutions Représentées ¹	Dimensions modèle ¹ L x l x E (m)	Pente du sol (%)	Dimensions cellules ² L x l x E (m)	Matériel des couches (Sommet - couche 1 Base - couche 7)	Aire d'absorption ¹ L x l (m)
1	Wisconsin Monticule - Nouvelle-Écosse	75 x 75 x 7	0	0,75 x 0,75 x 1	Couche 1 : sable Couche 2 : sable Couche 3 à 7 : argile	0,75 x 45,75
2	Wisconsin Monticule - Nouvelle-Écosse	75 x 75 x 7	0	0,75 x 0,75 x 1	Couche 1 : sable Couche 2 : sable Couche 3 à 7 : argile	0,75 x 45,75
3	Wisconsin <i>Sloping sand filter</i> - Nouvelle-Écosse C2 (<i>standard and raised</i>) - Nouvelle-Écosse C3 (<i>contour disposal field</i>) - Nouvelle-Écosse	75 x 75 x 9,2275	3	0,75 x 0,75 x 1	Couche 1 : sable Couche 2 : sable Couche 3 à 7 : argile	0,75 x 45,75
4	Wisconsin Monticule - Nouvelle-Écosse	150 x 150 x 7	0	0,75 x 0,75 x 1	Couche 1 : sable Couche 2 : sable Couche 3 à 7 : argile	0,75 x 45,75
5	<i>Shallow buried trench</i> - Ontario	75 x 75 x 7	0	Couche 1 : 0,50 x 0,50 x 0,50 Couche 2 : 0,50 x 0,50 x 0,90 Couche 3 à 7 : 0,50 x 0,50 x 1,12	Couches 1 à 7 : argile	1 tranchée de 0,50 x 30 m
6	<i>Shallow buried trench</i> - Ontario	75 x 75 x 7	0	Couche 1 : 0,50 x 0,50 x 0,50 Couche 2 : 0,50 x 0,50 x 0,90 Couche 3 à 7 : 0,50 x 0,50 x 1,12	Couches 1 à 7 : argile	3 tranchées de 0,50 x 22 m espacées de 1,50 m

¹ La différence entre les modèles 1 et 2 est liée à l'attribution des charges constantes : périmètre total pour le modèle 1 et charges constantes parallèles à l'axe de l'aire d'injection pour le modèle 2. ² L x l x E : Longueur x largeur x Épaisseur

Figure 6.7. Représentation de la structure du modèle MODFLOW pour les systèmes de type Wisconsin et Nouvelle-Écosse

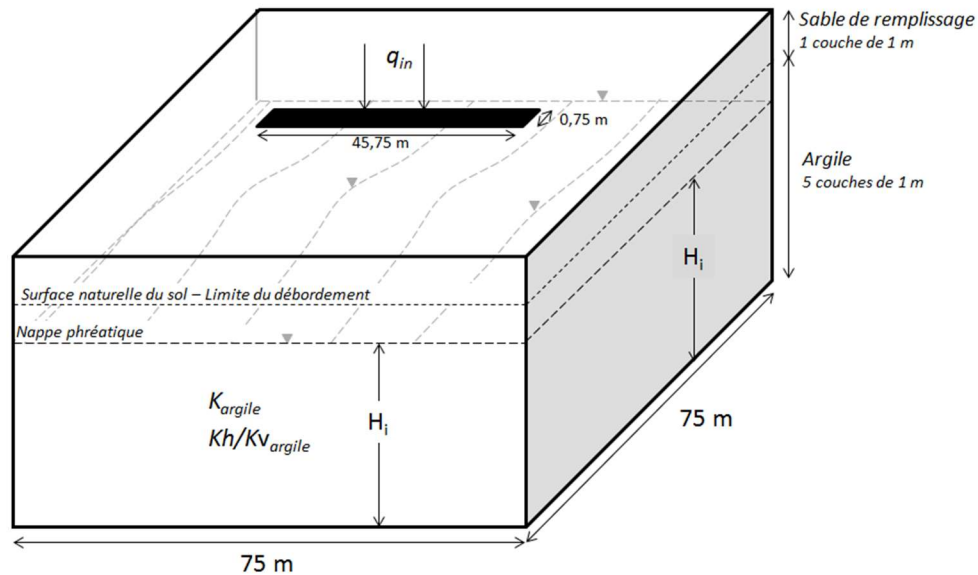
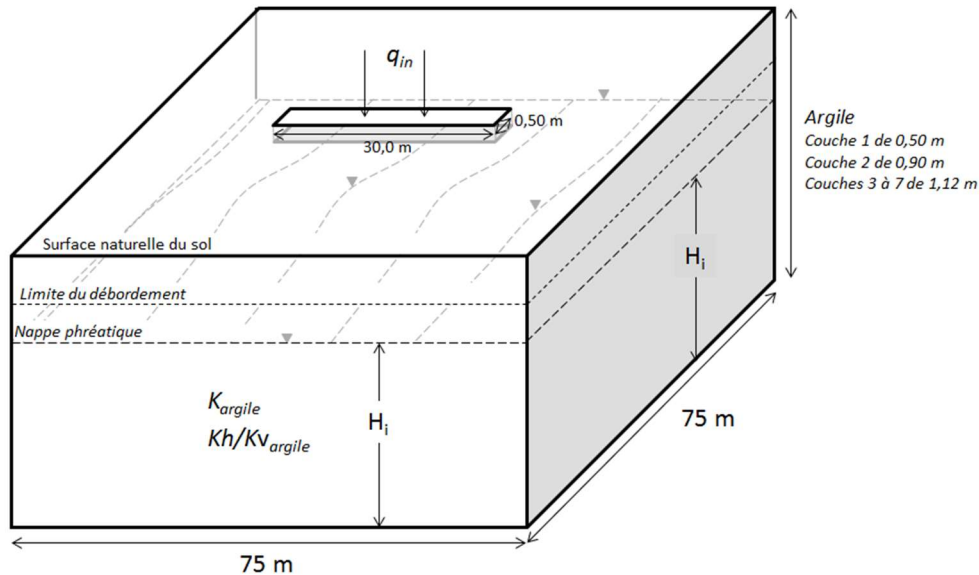


Figure 6.8. Représentation de la structure du modèle MODFLOW pour les systèmes du type Shallow Buried Trench (Ontario)



Le tableau 6.3 dresse un sommaire des caractéristiques des simulations réalisées avec les six modèles dont la structure est décrite au tableau 6.2. L'objectif général des simulations était d'évaluer quantitativement les seuils à partir desquels les systèmes sont susceptibles de présenter des défaillances hydrauliques (et/ou débordement). Les simulations réalisées (Tableau 6.3) permettent de tester l'influence de la conductivité hydraulique, de l'anisotropie ($\frac{K_h}{K_v}$), de la charge hydraulique initiale et de la

penne du sol sur la position de la nappe au sein d'une couche d'argile sous-jacente à une zone d'injection d'eaux usées. Les simulations sont menées en suivant une démarche systématique consistant en 5 principales étapes :

1. Imposition de la conductivité hydraulique horizontale (70,87 m/j) et de l'anisotropie (1) au sable de remplissage des couches 1 et 2 ainsi qu'à celui composant la zone de déversement de l'effluent d'eau usée (777,6 m/j, anisotropie de 1);
2. Imposition de la conductivité hydraulique horizontale (m/j) aux couches composées d'argile (valeurs pouvant varier de 0,01 m/j à 0,91 m/j);
3. Imposition des conditions aux limites du modèle :
 - a. Taux d'injection (0,033 m/j) appliqué à la surface de la nappe phréatique directement sous l'aire d'injection. Le taux d'injection utilisé pour les simulations des modèles 1 à 4 est basé sur un débit de conception de 1 135,5 L/j pour la solution du Wisconsin et de 1 100 L/j pour la solution de l'Ontario. Ces débits sont jugés représentatifs pour des résidences de deux chambres à coucher;
 - b. Charges constantes (de 0,01 m à 1 m sous la surface du sol) appliquées sur le périmètre du modèle. Ces valeurs sont utilisées afin de représenter des scénarios pour lesquels la profondeur moyenne (jugée constante) de la nappe d'eau souterraine se trouverait à moins d'un mètre sous la surface du sol.
 - c. Limite imperméable (flux nul) à la base de la couche inférieure du modèle, imposant un écoulement essentiellement horizontal dans cette couche.
4. Imposition des critères de convergences :
 - a. Critère sur la variation de la charge hydraulique (0,0001 m);
 - b. Critère sur la variation des débits (0,0001 m³/j);
 - c. Critère de mouillage ($\pm 0,00001$ m) des cellules lors de présences de cellules inondées dans le modèle;
5. Variation simultanée de l'anisotropie ($\frac{K_h}{K_v} > 1$) des couches argileuses jusqu'à l'atteinte de la limite fixée pour le débordement (voir les figures 6.7 et 6.8);

Pour les simulations des modèles de l'Ontario composés uniquement d'argile, seules les étapes 2 à 5 s'appliquent. Dans les modèles du Wisconsin et de la Nouvelle-Écosse, la valeur de conductivité hydraulique horizontale utilisée pour le sable de remplissage des couches supérieures est de 70,87 m/j. Cette valeur est cohérente avec les recommandations de [Converse et Tyler \(2000\)](#) qui suggèrent l'utilisation d'un sable ayant un diamètre effectif d_{10} situé entre 0,15 mm et 0,30 mm, pour un coefficient d'uniformité ($C_u = \frac{d_{10}}{d_{60}}$) de 4 à 6. L'intégration de ces valeurs dans les équations empiriques du tableau 6.4 permet d'estimer un intervalle de conductivités hydrauliques (K) allant de 16,33 m/j à 77,76 m/j. Pour les couches argileuses, ce sont les valeurs de conductivité hydrauliques évaluées par l'IRDA (1990) pour l'horizon allant de 40 cm à 60 cm de profondeur qui ont été retenues (0,01 m/j à 0,91 m/j).

Tableau 6.4. Équations empiriques utilisées pour définir l'intervalle de conductivité hydraulique du sable dans les modèles (d_{10} en mm et K_{sat} en cm/s)

Équation principale	Référence	Équation secondaire	Description
$K_{sat} = d_{10}^2$	Hazen (1911)	Aucune	Permet d'estimer la conductivité hydraulique (K) saturée d'un sol en
$K_{sat} = 2,4622 \left(\frac{d_{10}^2 e^3}{1+e} \right)^{0,7825}$	Chapuis (2004)	$n = 0,255 (1 + 0,83^{C_u})$	Permet d'estimer la porosité (n) d'un sol
		$e = \frac{n}{1-n}$	Permet d'estimer l'indice de vide du matériel

Tableau 6.3. Caractéristiques des différentes simulations réalisées avec le modèle MODFLOW

Modèle	Objectifs	Nombre de simulations	Conductivité hydraulique horizontale (Kh) (m/j) et anisotropie ¹			Conditions aux limites			Critères de convergence		
			Sable	Sable sous l'aire d'injection	Argile	Recharge	Charges constantes	Base du modèle	Variation de la charge hydraulique	Variation des débits (m ³ /j)	Mouillage des cellules lorsque que présence de cellules inondées (m)
1	(1) Documentation de l'anisotropie de l'argile avant débordement	65	K couches 1 et 2 = 70,87 Anisotropie = 1	K couche 1 = 777,6 Anisotropie = 1	K variations de 0,01 à 0,91 Anisotropie variations de 1 à 3787	0,033 m/j	0,01 m sous la surface d'argile 0,10 m sous la surface d'argile 0,20 m sous la surface d'argile 0,30 m sous la surface d'argile 1,00 m sous la surface d'argile Application sur les quatre côtés du périmètre	Flux nul	Généralement 0,0001 Certaines simulations 0,01 m et 0,001	Généralement 0,0001 Certaines simulations 0,01 m et 0,001	Utilisé à 46 reprises Généralement Couches 1 à 6 = 0,00001 Couche 7 = - 0,00001) Certains cas ± 0,01 et ± 0,001
2	(1) Documentation de l'anisotropie de l'argile avant débordement (2) Documentation de l'influence des charges constantes appliquées sur les côtés nord et sud du périmètre	51	K couches 1 et 2 = 70,87 Anisotropie = 1	K couche 1 = 777,6 Anisotropie = 1	K variations de 0,01 et 0,91 Anisotropie variations de 1 à 3546	0,033 m/j	0,01 m sous la surface d'argile 0,10 m sous la surface d'argile 0,20 m sous la surface d'argile 0,30 m sous la surface d'argile 1,00 m sous la surface d'argile Application sur les côtés nord et sud du périmètre	Flux nul	Généralement 0,0001 Certaines simulations 0,01 m et 0,001	Généralement 0,0001 Certaines simulations 0,01 m et 0,001	Utilisé à 25 reprises Généralement Couches 1 à 6 = 0,00001 Couche 7 = - 0,00001) Certains cas ± 0,001 et ± 0,008
3	(1) Documentation de l'anisotropie de l'argile avant débordement (2) Documentation de l'influence de la pente du sol	20	K couches 1 et 2 = 70,87 Anisotropie = 1	K couche 1 = 777,6 Anisotropie = 1	K variations de 0,229 à 0,91 Anisotropie variations de 1 à > 10 000	0,033 m/j	0,01 m sous la surface d'argile 0,10 m sous la surface d'argile 0,30 m sous la surface d'argile 0,90 m sous la surface d'argile Application sur les quatre côtés du périmètre	Flux nul	0,0001	0,0001	Utilisé à 8 reprises Généralement Couches 1 à 6 = 0,00001 Couche 7 = - 0,00001) Certains cas ± 0,05 et ± 0,005
4	(1) Documentation de l'anisotropie de l'argile avant débordement (2) Documentation de l'influence de l'éloignement charges constantes appliquées sur les quatre côtés du périmètre	8	K couches 1 et 2 = 70,87 Anisotropie = 1	K couche 1 = 777,6 Anisotropie = 1	K variations de 0,1029 à 0,81 Anisotropie variations de 1 à 10 268	0,033 m/j	1,00 m sous la surface d'argile Application sur les quatre côtés du périmètre	Flux nul	0,0001	0,0001	Utilisé à 1 reprise Couches 1 à 6 = 0,00001 Couche 7 = - 0,00001)
5	(1) Documentation de l'anisotropie de l'argile avant débordement de la distance de séparation minimale fixée à 5,60 m de profondeur pour une tranchée de 30 m de long	50	Non applicable	Non applicable	K variations de 0,01 et 0,91 Anisotropie variations de 1 à 3662	0,073	0,01 m sous la surface d'argile 0,10 m sous la surface d'argile 0,20 m sous la surface d'argile 0,30 m sous la surface d'argile 1,00 m sous la surface d'argile Application sur les quatre côtés du périmètre	Flux nul	0,0001	0,0001	Utilisé à 31 reprises Couches 1 à 6 = 0,00001 Couche 7 = - 0,00001)
6	(1) Documentation de l'anisotropie de l'argile avant débordement de la distance de séparation minimale fixée à 5,60 m de profondeur pour trois tranchées de 22 m de long	15	Non applicable	Non applicable	K variations de 0,01 et 0,91 Anisotropie variations de 1 à 253	0,033	0,10 m sous la surface d'argile 0,30 m sous la surface d'argile Application sur les quatre côtés du périmètre	Flux nul	0,0001	0,0001	Utilisé à 10 reprises Généralement Couches 1 à 6 = 0,00001 Couche 7 = - 0,00001) Un cas ± 0,0001

¹ des valeurs d'anisotropie pouvant atteindre un ordre de grandeur de 103 sont considérées dans les calculs, bien que la plage de valeurs réelles (conditions terrain) risque d'être plus restreinte.

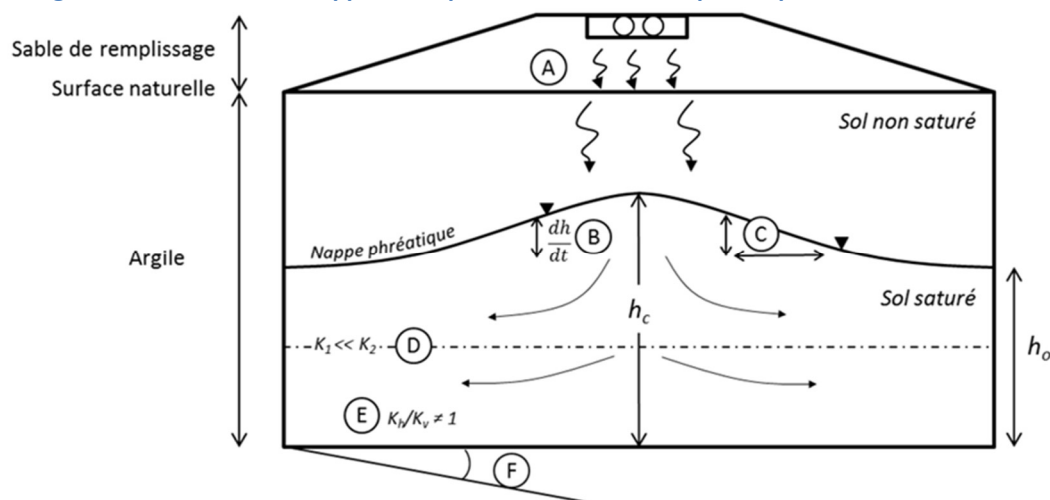
6.4. Tests sur les modèles numériques et les solutions analytiques

L'approche retenue dans le cadre de la présente étude cible l'utilisation conjointe de solutions analytiques et de simulations numériques dans la perspective de décrire les écoulements en zone non-saturée et en zone saturée, pour des contextes représentatifs des conditions typiquement observées pour des systèmes de traitement et d'évacuation des eaux usées. Le tableau 6.5 et la figure 6.9 illustrent, de façon conceptuelle, les approches quantitatives qui seront discutées pour les différentes composantes et caractéristiques des systèmes. Dans le cadre de la présente étude, il est assumé que l'écoulement est essentiellement vertical en zone non saturée et essentiellement horizontal en zone saturée. Les calculs fournissent donc des approximations dont l'incertitude est inhérente aux prémices associés aux développements mathématiques proposés (section 6.2).

Tableau 6.5. Sommaire des approches quantitatives retenues pour représenter l'écoulement des eaux usées

Composantes hydrauliques des systèmes et variables associées		Solutions analytiques			Simulations numériques		
		Référence	Théorie	Exemples d'application	Modèle	Théorie	Exemples d'application
A	Écoulement en zone non saturée	Green-Ampt (1911)	6.2.1	6.4.1	Module UZF du code MODFLOW	6.3.1	6.4.1
B	Écoulement transitoire en zone saturée	Hantush (1967)	6.2.2.1	6.4.2.1	-	6.3.2	6.4.2.1
C	Écoulement permanent en zone saturée	Bouwer et al., (1999)	6.2.2.2	6.4.2.2	Code MODFLOW	6.3.2	6.4.2.2
D	Écoulement permanent en zone saturée, système à deux couches ($K_2 \ll K_1$)	Khan et al., (1976)	6.2.2.3	6.4.2.3	-	6.3.2	6.4.2.3
E	Anisotropie ($K_h/K_v \neq 1$)	-	-	-	Code MODFLOW	6.3.2	6.4.2.4
F	Pente du sol	-	-	-	Code MODFLOW	6.3.2	6.4.2.5

Figure 6.9. Sommaire des approches quantitatives retenues pour représenter l'écoulement des eaux usées



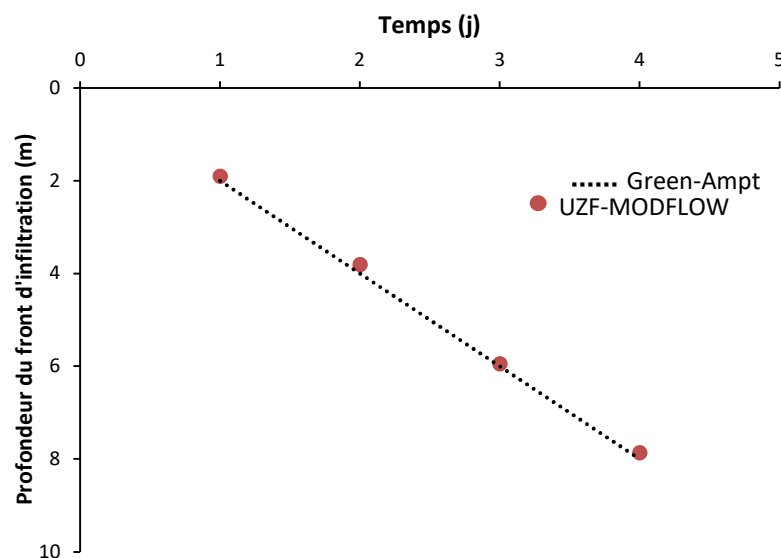
6.4.1. Écoulement en zone non saturée

Deux principales approches quantitatives ont été retenues dans le cadre de la présente étude afin de documenter les écoulements en zone non-saturée (Tableau 6.5; Figure 6.9), soit la solution de Green-Ampt (section 6.2.2) et le module UZF du code MODFLOW (section 6.3.1). Deux différences majeures entre la solution de Green-Ampt sont discutées ici :

1. Tel que préalablement discuté, la méthode de Green-Ampt permet le calcul de l'infiltration potentielle en tenant compte de la tension matricielle ($\psi < 0$). En contrepartie, le modèle UZF-MODFLOW néglige l'effet de la tension matricielle. Il est à noter que dans une aire d'injection d'eaux usées utilisée de façon quotidienne, il est peu probable que le sable de remplissage puisse sécher. Dans un tel contexte, le fait d'assumer que la tension matricielle est nulle (ce qui revient à assumer que le matériel est saturé) paraît acceptable en approximation, bien que cette simplification puisse engendrer une sous-estimation de la vitesse de propagation du front d'infiltration.
2. Le modèle UZF-MODFLOW permet de simuler l'écoulement avec des teneurs en eau inférieures à la saturation au-dessus du front d'infiltration alors que la solution de Green-Ampt assume la pleine saturation au-dessus du front d'infiltration. Sur cet aspect, le code UZF-MODFLOW semble représenter l'approche la plus réaliste.

Considérant les différences précitées, une comparaison directe entre les simulations du module UZF-MODFLOW avec la solution analytique de Green-Ampt est possible uniquement lorsque la tension matricielle est considérée négligeable ($\psi \approx 0$) et que le taux d'injection est très proche de la conductivité hydraulique à saturation ($q_{in} \approx K_{sat}$). À titre d'exemple, la figure 6.10 représente une comparaison entre la profondeur du front d'infiltration calculée par la solution de Green-Ampt et par le module UZF-MODFLOW. Pour cet exemple, il est estimé que le terme $\Delta\theta$ est l'équivalent du specific yield (S_y).

Figure 6.10. Profondeur du front d'infiltration en fonction du temps selon l'équation de Green-Ampt et de UZF-MODFLOW



$$\left(K_{sat} = 0,5 \frac{m}{j}; q_{inj} = 0,49 \frac{m}{j}; \theta_{sat} = 0,3; \Delta\theta = S_y = 0,25; \psi \approx 0; \varepsilon = 1 \right)$$

La correspondance entre les résultats des deux approches est jugée satisfaisante. En ce sens, les deux approches peuvent être utilisées de façon complémentaire afin de décrire les processus d'écoulement en zone non saturée. D'une part, la solution de Green-Ampt, pour laquelle un fichier de calcul est fourni (Annexe numérique du Chapitre 6), permet de réaliser des essais rapides et simples afin d'estimer la vitesse de propagation du front d'infiltration en fonction du taux de percolation imposé et des caractéristiques du sable de remplissage. La méthode permet aussi d'évaluer, le cas échéant, le temps à partir duquel un système présenterait une défaillance hydraulique (temps de débordement) lorsque le flux intrant excède la conductivité hydraulique verticale à saturation. En complément, l'approche par simulation (UZF-MODFLOW) permet de tester des scénarios plus complexes, comme par exemple l'alternance répétée de périodes d'injection et de récession. À titre d'exemple, des simulations ont été réalisées avec UZF-MODFLOW afin d'évaluer l'effet de différents paramètres sur la dynamique d'infiltration (Tableau 6.6):

1. l'effet du dosage (infiltration continue vs doses périodiques suivies de récessions);
2. l'effet des variations de conductivité hydraulique;
3. l'effet des variations des taux d'injection imposés.

Tableau 6.6. Sommaire des scénarios testés à l'aide de simulations UZF-MODFLOW

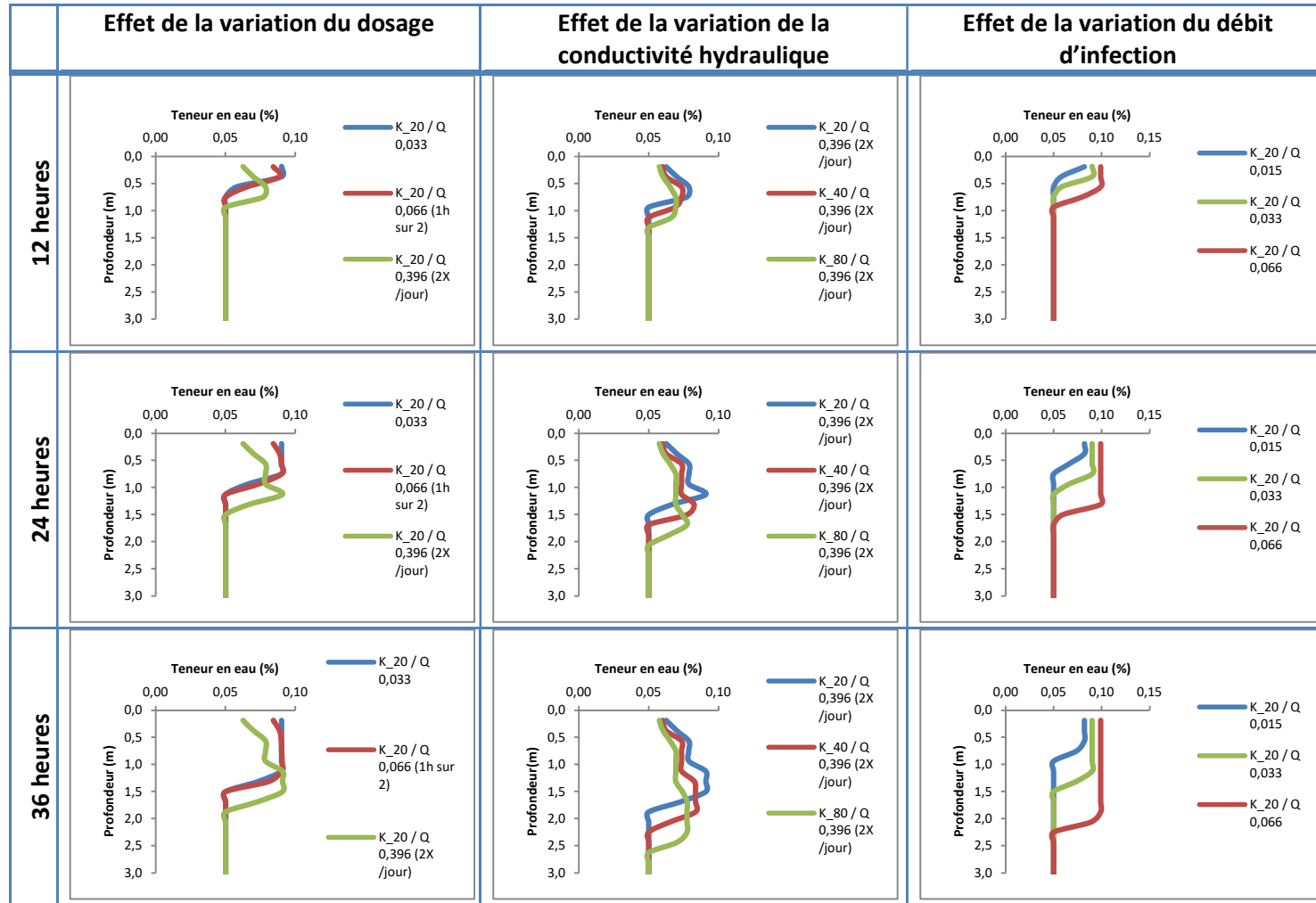
Paramètres d'influence testés	Scénarios	Dosage	Conductivité hydraulique	Débit journalier cumulé ¹
Effets du dosage	1A	Continu à 0,033 m/j	Scénario 2A : K = 20 m/j	Scénario 3B : 1,13 m ³ /j
	1B	Alternance d'injections d'une heure à un taux de 0,066 m/j suivies de récessions d'une heure		
	1C	Alternance d'injections d'une heure à un taux de 0,396 m/j suivies de récessions de 11 heures		
Effets de la conductivité hydraulique	2A	Scénario 1B : Alternance d'injections d'une heure à un taux de 0,066 m/j suivies de récessions d'une heure	K = 20 m/j	Scénario 3B : 1,13 m ³ /j
	2B		K = 40 m/j	
	2C		K = 80 m/j	
Effets du taux d'injection journalier	3A	Scénario 1B : Alternance d'injections d'une heure à un taux de 0,066 m/j suivies de récessions d'une heure	Scénario 2A : K = 20 m/j	0,57 m ³ /j
	3B			1,13 m ³ /j
	3C			2,26 m ³ /j

¹ valable pour une aire d'injection de 0,75m x 45,75 m, tel que recommandé pour une résidence de 2 chambres.

Le tableau 6.7 présente les graphiques des courbes de teneur en eau selon la profondeur pour trois pas de temps réguliers (12, 24 et 36 heures), en lien avec les essais précités. Les temps plus longs n'ont pas été documentés dans le cadre de la présente étude, alors que la solution de [Bouwer et al., \(1999\)](#), valide pour le régime permanent, était considérée plus valable dans ces conditions. Les conductivités hydrauliques (K_{Sat}) testés correspondent aux valeurs minimale, intermédiaire et maximale associées à la granulométrie des sables de remplissage ([Converse et Tyler, 2000](#)). Les taux d'injection testés correspondent au taux moyen suggéré par [Converse et Tyler \(2000\)](#) pour une résidence de deux chambres et une aire d'absorption de 34,3125 m² (0,033 m/j), à la moitié de ce taux et au double de taux. Les effets du dosage sont testés pour une injection en continue (comme pour un système gravitaire), une alternance d'injections et de récessions de durées égales sur un pas de temps d'une heure et finalement une alternance d'injections d'une heure suivies de récessions de 11h (soit l'équivalent de deux périodes d'injection par jour). Dans tous les cas, indépendamment des variations de dosage imposées, la même quantité d'eau est injectée. Les observations associées aux simulations (Tableau 6.7) permettent de tirer des constats généraux en ce qui a trait à la percolation de l'eau au sein d'une zone non-saturée, pour une situation analogue à un sable de remplissage sous une aire d'absorption d'eaux usées :

1. Les simulations relatives à l'évaluation des effets du dosage (Tableau 6.6; colonne 1) suggèrent des courbes de teneur en eau très similaires pour une injection continue et une alternance de périodes d'injections et de récessions à intervalles réguliers d'une heure. En contrepartie, le front d'infiltration se propage plus rapidement dans le cas d'alternance d'injections d'une heure suivies de récessions de 11h. Ces observations tendent à suggérer que le temps de séjour de l'eau au sein de la zone non-saturée (paramètre pouvant influencer significativement la performance épuratoire des systèmes) serait plus long pour un dosage continu que pour une alternance d'injections intenses suivies de récessions prolongées.
2. Les simulations relatives à l'évaluation des effets de la conductivité hydraulique (Tableau 6.6; colonne 2) suggèrent des courbes de teneur en eau différentes pour les trois scénarios testés. De façon générale, plus la conductivité hydraulique est élevée, plus le front d'infiltration migre rapidement vers le bas et moins la teneur en eau est élevée. En ce sens, le contrôle de la conductivité hydraulique pourrait s'avérer utile afin d'obtenir la teneur en eau adéquate pour optimiser la performance épuratoire des systèmes.
3. Les simulations relatives à l'évaluation des effets du taux d'injection (Tableau 6.6; colonne 3) suggèrent des courbes de teneur différentes pour les trois scénarios testés. De façon générale, un débit d'injection plus élevé résulte en une vitesse plus grande du front d'infiltration mais n'engendre pas d'effet significatif sur la teneur en eau au-dessus du front d'infiltration.

Tableau 6.7. Simulation du front d'infiltration en fonction de la variation de certains paramètres en fonction du temps



6.4.2. Écoulement en zone saturée

6.4.2.1. Écoulement en régime transitoire

La solution analytique de Hantush (1967) (section 6.2.2.1) représente la principale approche quantitative retenue dans le cadre de la présente étude afin de documenter les écoulements transitoires en zone saturée (Tableau 6.5; Figure 6.9). La feuille de calcul fournie à l'annexe numérique du chapitre 6 permet d'évaluer la position de la nappe en fonction des différents paramètres de la solution de Hantush (1967) et de tester différents scénarios dans la perspective de prédire la forme que prendrait un dôme piézométrique (en régime transitoire) sous et en périphérie d'une aire d'absorption d'eaux usées. À titre d'exemple, des tests ont été réalisés avec la feuille de calcul afin d'évaluer l'effet de différents paramètres sur la hauteur maximale, la largeur et la longueur du dôme piézométrique (Tableau 6.8):

1. l'effet des variations de la charge hydraulique initiale (H_i);
2. l'effet des variations de taux d'injection imposés
3. l'effet des variations de conductivité hydraulique;
4. l'effet de l'augmentation du temps.

Tableau 6.8. Sommaire des scénarios testés à l'aide de simulations UZF-MODFLOW

Paramètres d'influence testés	Scénarios	Charge hydraulique initiale	Taux d'injection	Conductivité hydraulique	Temps
Effets de la charge hydraulique initiale	1A	1 m	Scénario 2A : 0,033 m/j	Scénario 3C : 0,2 m/j	Scénario 4A : 8 h
	1B	2 m			
	1C	3 m			
Effets du taux d'injection	2A	Scénario 1B : 2 m	0,033 m/j	Scénario 3C : 0,2 m/j	Scénario 4A : 8 h
	2B		0,33 m/j		
	2C		0,66 m/j		
Effets de la conductivité hydraulique	3A	Scénario 1B : 2 m	Scénario 2A : 0,033 m/j	0,02 m/j	Scénario 4A : 8 h
	3B			0,1 m/j	
	3C			0,2 m/j	
Effet du temps	4A	Scénario 1B : 2 m	Scénario 2A : 0,033 m/j	Scénario 3C : 0,2 m/j	8 h
	4B				16 h
	4C				24 h

¹ valable pour une aire d'injection de 0,75m x 45,75 m, tel que recommandé pour une résidence de 2 chambres.

Les observations associées aux tests réalisés (Figures 6.11 et 6.12) permettent de tirer des constats généraux en ce qui a trait à la morphologie du dôme piézométrique en régime transitoire, pour une situation analogue à un sable de remplissage sous une aire d'absorption d'eaux usées :

1. Les calculs relatifs à l'évaluation des effets de la charge hydraulique initiale (Tableau 6.8; colonne 3) suggèrent que ce paramètre influence à la fois la hauteur du dôme piézométrique en son centre, sa largeur (Figure 6.11) et sa longueur (Figure 6.12). Une augmentation de la charge hydraulique initiale résulte en une augmentation de la hauteur, de la largeur et de la longueur du dôme piézométrique.
2. Les calculs relatifs à l'évaluation des effets du taux d'injection (Tableau 6.8; colonne 4) suggèrent que ce paramètre influence principalement la hauteur du dôme piézométrique en son centre, avec un effet limité sur sa largeur (Figure 6.11) et sa longueur (Figure 6.12).

- Les calculs relatifs à l'évaluation des effets de la conductivité hydraulique (Tableau 6.8; colonne 5) suggèrent que ce paramètre influence principalement la largeur (Figure 6.11) et la longueur (Figure 6.12) du dôme piézométrique, avec un effet limité sur sa hauteur maximale.
- Les calculs relatifs à l'évaluation des effets du temps (Tableau 6.8; colonne 6) suggèrent que ce paramètre influence principalement la largeur (Figure 6.11) et la longueur (Figure 6.12) du dôme piézométrique, avec un effet limité sur sa hauteur maximale.

Sur une base plus générale, les calculs et essais réalisés suggèrent que l'équation de [Hantush \(1967\)](#), telle que présentée à la section 6.2.2.1 et à l'annexe numérique du chapitre 6, pourrait constituer un outil pertinent à l'évaluation de l'influence des critères de conception des systèmes d'évacuation des eaux usées sur leur performance hydraulique.

Figure 6.11. Variations de la hauteur du dôme piézométrique et de sa largeur en fonction des paramètres d'influence

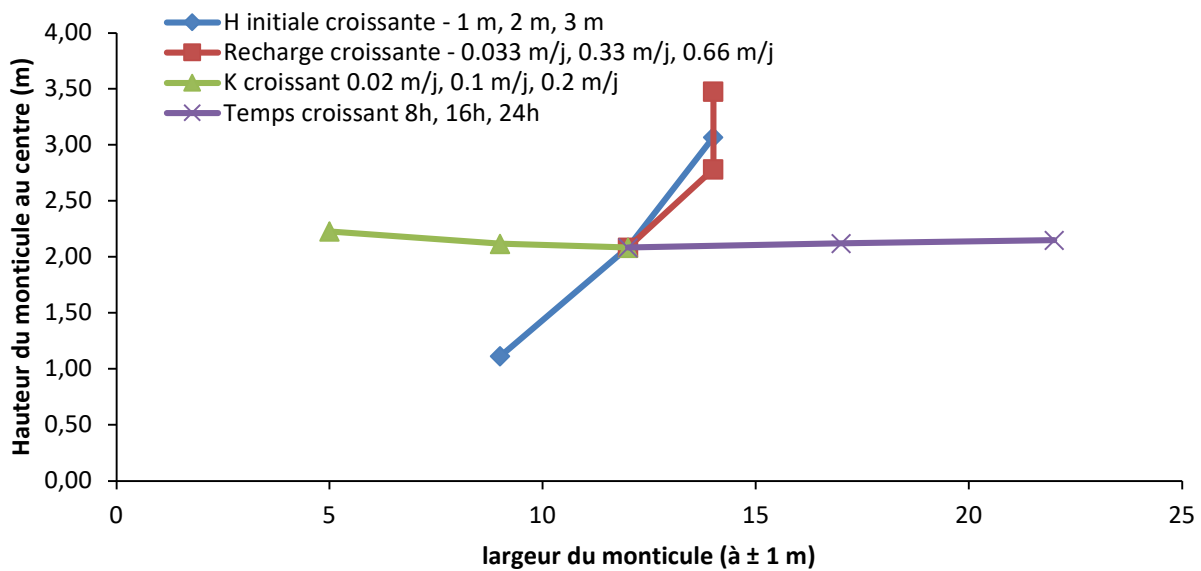
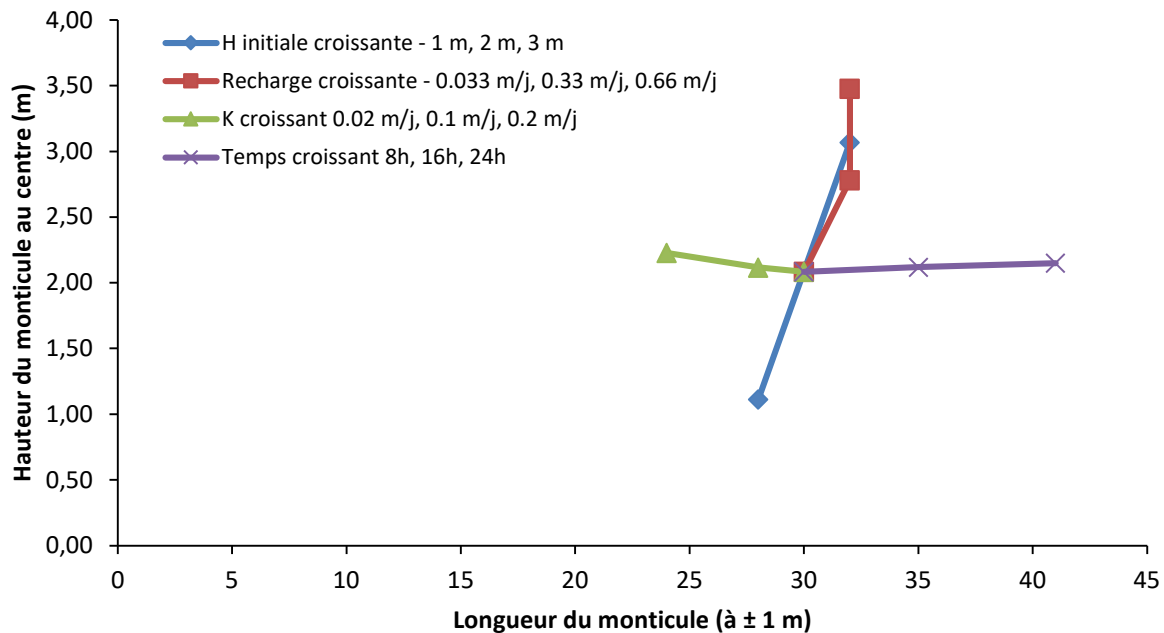


Figure 6.12. Variations de la hauteur du dôme piézométrique et de sa longueur en fonction des paramètres d'influence

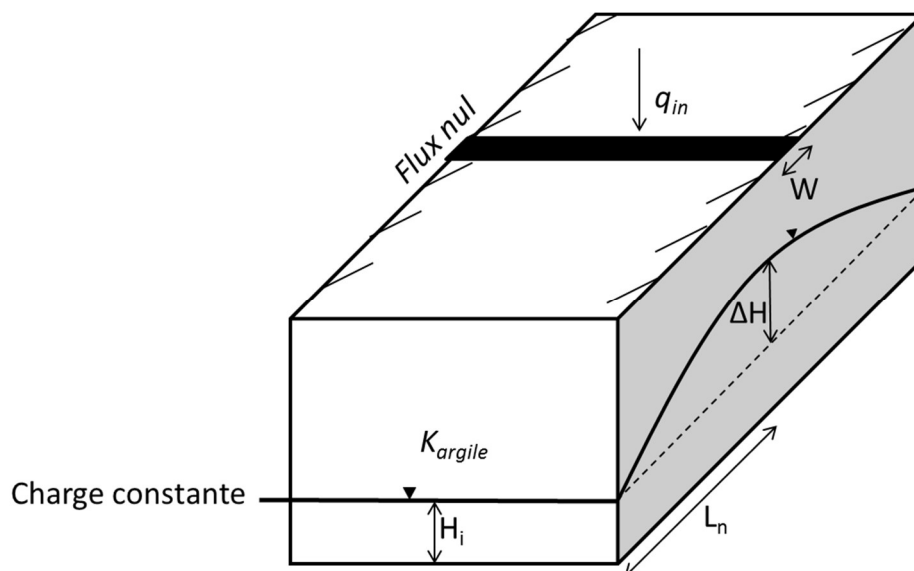


6.4.2.2. Écoulement en régime permanent pour un système à une couche

Deux principales approches quantitatives ont été retenues dans le cadre de la présente étude afin de documenter les écoulements en zone saturée (Tableau 6.5; Figure 6.9), soit la solution analytique de Bouwer et al. (1999) (section 6.2.2.2) et le modèle en différences finies MODFLOW (section 6.3.2). Les premières démarches ciblant l'évaluation des conditions d'écoulement dans la zone saturée en régime permanent ont ciblé la comparaison de résultats issus de la solution analytique et du modèle en différences finies. Le modèle MODFLOW a d'abord été adapté afin de correspondre au cadre géométrique propre à l'équation de Bouwer et al. (1999) (Figure 6.13) :

1. l'équation de Bouwer et al. (1999) assume un écoulement horizontal unidirectionnel perpendiculaire à l'axe long d'une zone d'injection rectangulaire. Pour fins de comparaisons, des conditions limites de flux nul ont été attribuées aux parois latérales et inférieures du modèle MODFLOW alors qu'un taux de recharge constant a été appliqué au niveau d'une surface rectangulaire placée au centre du modèle et traversant entièrement ce dernier;
2. l'équation de Bouwer et al. (1999) s'appuie sur le postulat qu'une charge hydraulique constante (H_n) soit observée à une distance L_n perpendiculaire à l'axe long de l'aire d'injection. Pour fins de comparaisons, une condition limite à charge constante a été appliquée le long des faces du modèle étant parallèles à la zone d'injection.

Figure 6.13. Adaptations apportées au modèle MODFLOW pour fins de comparaison avec la solution de Bouwer et al. (1999)



Le tableau 6.9 dresse un sommaire des essais réalisés afin de comparer les résultats issus de la solution analytique de Bouwer et al. (1999) à ceux issus du modèle MODFLOW. Les essais permettent également d'évaluer l'influence de différents paramètres sur la morphologie d'un dôme piézométrique susceptible de se former sous une aire d'injection d'eaux usées, pour un régime permanent. Les essais ont été réalisés pour une aire d'injection de 0,75 m de large, en assumant une charge constante (H_n) située à une distance de 37,5 m du centre de l'aire d'injection. Deux modèles MODFLOW ont été testés, un premier présentant une couche d'argile de 10 m d'épaisseur discrétisée selon l'axe z en cellules de 10 m, et un second présentant une couche d'argile de la même épaisseur mais discrétisée selon l'axe z en cellules de 1 m.

Tableau 6.9. Sommaire des scénarios testés à l'aide de simulations UZF-MODFLOW

Paramètres d'influence testés	Scénarios	Taux d'injection	Conductivité hydraulique	Charge constante imposée
Effets du taux d'injection	1A	0,015 m/j	Scénario 2B : 0,1 m/j	Scénario 3D : 4 m
	1B	0,033 m/j		
	1C	0,066 m/j		
Effets de la conductivité hydraulique	2A	Scénario 1B : 0,033 m/j	0,05 m/j	Scénario 3D : 4 m
	2B		0,1 m/j	
	2C		0,5 m/j	
Effets de la charge constante imposée	3A	Scénario 1B : 0,033 m/j	Scénario 2B : 0,1 m/j	1 m
	3B			2 m
	3C			3 m
	3D			4 m
	3E			5 m

¹ valable pour une aire d'injection de 0,75m x 45,75 m, tel que recommandé pour une résidence de 2 chambres.

Les observations associées aux tests réalisés (Figures 6.14 à 6.16) permettent de tirer des constats généraux en ce qui a trait à la morphologie du dôme piézométrique en régime permanent, pour une situation analogue à un système à une couche sous une aire d'injection d'eaux usées :

1. Les essais réalisés suggèrent une adéquation satisfaisante entre les résultats issus de la solution analytique de Bouwer et al., (1999) et ceux issus de la modélisation. De façon générale, le modèle présentant une discrétisation plus fine selon l'axe vertical (cellules de 1 m d'épaisseur) semble surestimer les charges hydrauliques par rapport à la solution analytique et au modèle à discrétisation plus grossière (cellules de 10 m d'épaisseur).
2. Les essais relatifs à l'évaluation des effets du taux d'injection (Tableau 6.9; colonne 3) suggèrent que ce paramètre influence de façon linéaire la hauteur du dôme piézométrique en son centre (Figure 6.14). Une augmentation du taux d'injection résulte en une augmentation de la hauteur et du dôme piézométrique.
3. Les calculs relatifs à l'évaluation des effets de la conductivité hydraulique (Tableau 6.9; colonne 4) suggèrent qu'une diminution de la conductivité hydraulique résulte en une augmentation de la hauteur du dôme piézométrique (Figure 6.15).
4. Les calculs relatifs à l'évaluation des effets de la charge hydraulique initiale (Tableau 6.9; colonne 4) suggèrent qu'une diminution de la charge hydraulique initiale (évaluée par rapport à la base imperméable du système) résulte en une augmentation de la hauteur du dôme piézométrique (Figure 6.16).

Figure 6.14. Variations de la charge hydraulique maximale du dôme piézométrique en fonction du taux d'injection

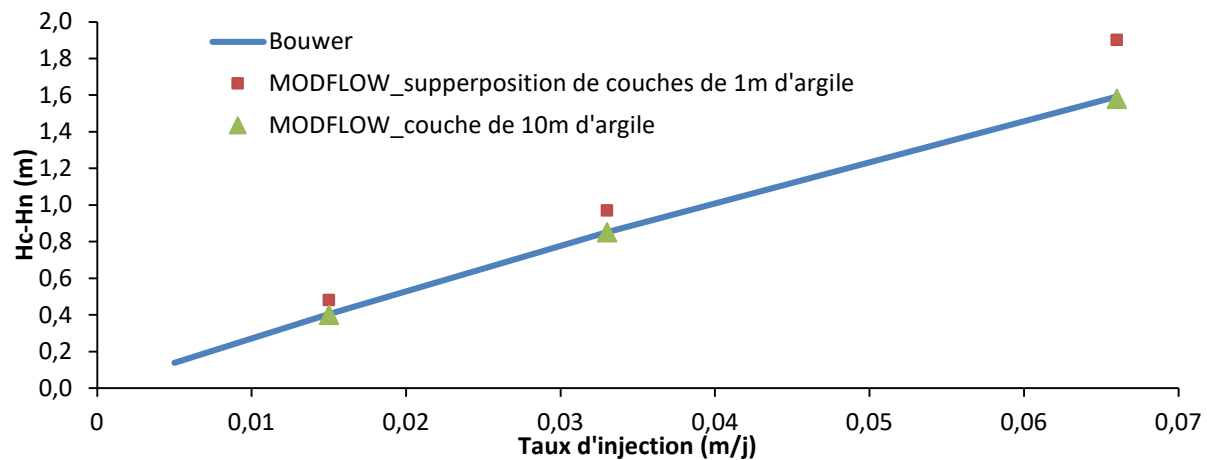


Figure 6.15. Variations de la charge hydraulique maximale du dôme piézométrique en fonction de la conductivité hydraulique

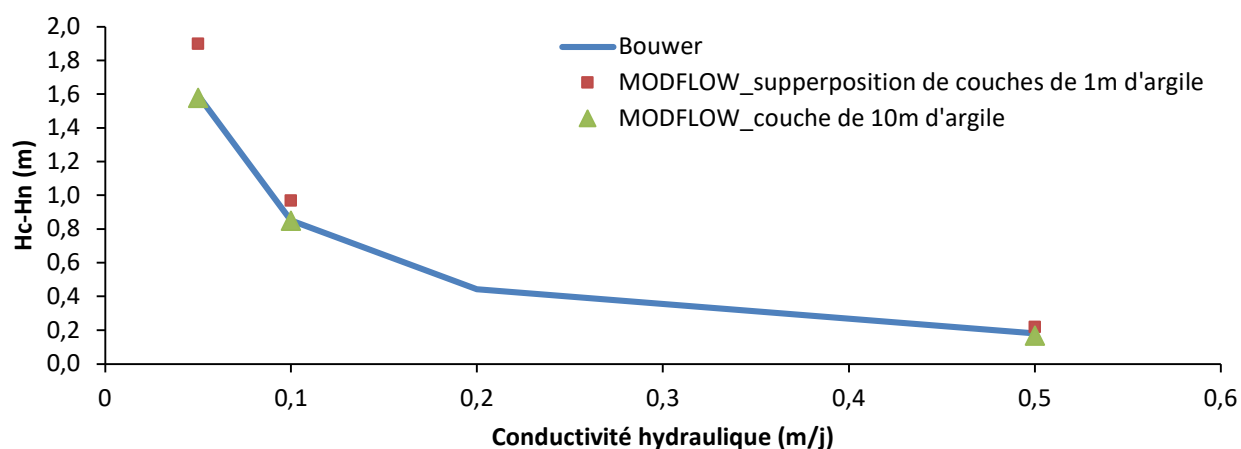
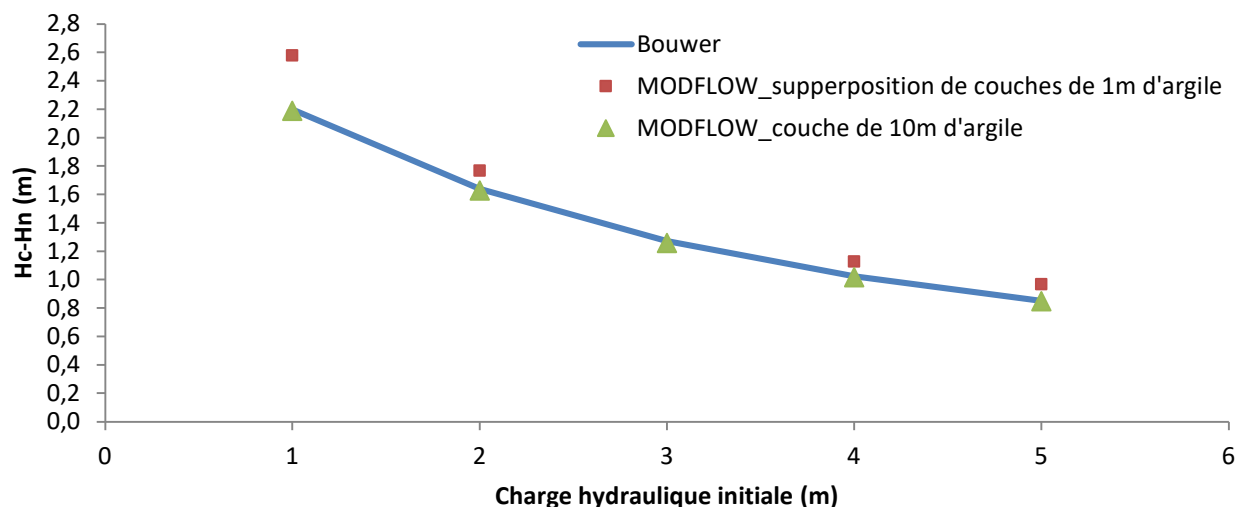


Figure 6.16. Variations de la charge hydraulique maximale du dôme piézométrique en fonction la charge hydraulique initiale



Le tableau 6.10 présente des évaluations quantitatives de hauteur de dômes piézométriques appuyées sur des solutions analytiques et des simulations numériques pour une gamme de paramètres jugés représentatifs de conditions susceptibles de prévaloir en Abitibi-Témiscamingue.

Tableau 6.10. Comparaison des résultats issus des principales approches quantitatives retenues

Approches comparées ¹	Différence de charge maximale induite en réponse à l'injection d'eaux usées
Solution analytique de Bouwer et al., (1999)	1,03 m ($h_{\max} = 5,03$ m)
Solution analytique de Hantush (1967) ²	1,03 m ($h_{\max} = 5,03$ m)
Solution analytique de Khan et al., (1976) ³	1,22 m ($h_{\max} = 5,03$ m)
Modèle #1 : simulation MODFLOW ⁴	0,78 m ($h_{\max} = 4,78$ m)
Modèle #4 : simulation MODFLOW ⁴	0,93 m ($h_{\max} = 4,93$ m)

¹Débit intrant = 1,13 m³/j; aire d'injection = 0,75 m x 45,75 m; K = 0,1 m/j, épaisseur initiale de l'aquifère de 4 m. ²Pour t = 365 jours et $S_y = 0,02$. ³Pour $K_1/K_2 = 100$. ⁴Se référer aux tableaux 6.2 et 6.3 pour la description des modèles.

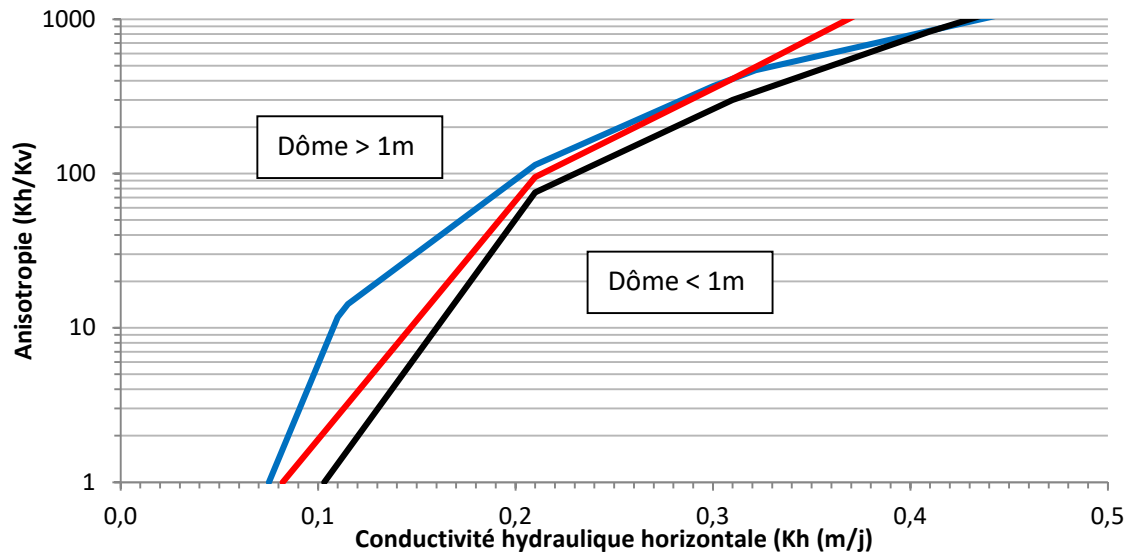
Les résultats obtenus permettent de comparer les différentes approches :

1. Les résultats obtenus avec l'équation de Bouwer et al., (1999), avec une charge imposée (H_n) de 4m à une distance (L_n) de 37,5 m de la zone d'injection ($i = 0,033m/j$) et une conductivité hydraulique de 0,1 m/j suggère un dôme pour lequel $H_C - H_n = 1,03 m$.
2. Les résultats associés à l'équation de Hantush (1967), pour les mêmes paramètres, suggèrent un dôme pour lequel $H_C - H_n = 1,03 m$ à $t = 365j$, une valeur identique à celle calculée par l'équation de Bouwer et al., (1999). La solution de Hantush (1967) suggère néanmoins un dôme plus large selon le plan horizontal, avec une extension latérale excédant 75 m. Ces observations tendent à suggérer que la transmissivité utilisée dans le calcul associé à l'équation de Bouwer ($T = KH_n$) ne génère pas de sous-estimation marquée de la hauteur du dôme piézométrique, du moins pour la période considérée. Il est à noter, toutefois, que la solution de Hantush (1967) est transitoire et qu'elle s'appuie sur l'hypothèse d'un aquifère d'étendue infinie. En ce sens, la hauteur du dôme ne cesse de croître dans le temps et une comparaison directe entre les équations de Bouwer et al., (1999) et Hantush (1967) est impossible.
3. Les résultats associés à l'équation de Dupuit-Forchheimer, telle que reformulée par Khan et al., (1976) suggèrent un dôme pour lequel $H_C - H_n = 1,22 m$ avec $\frac{K_h}{K_v} = 100$, une valeur supérieure à celles calculées par les équations de Bouwer et al., (1999) et Hantush (1967). Néanmoins, la solution de Khan et al., (1976) est sensible au ratio $\frac{K_h}{K_v}$ et une valeur $H_C - H_n = 1,03 m$ serait obtenue pour un ratio $\frac{K_h}{K_v} = 72,46$. En ce sens, une attention particulière devrait être portée aux contrastes de conductivité hydraulique selon l'axe vertical si la solution de Khan et al., (1976) est utilisée.
4. Les simulations réalisées avec le code MODFLOW (pour le modèle 1 tel que présenté aux tableaux 6.2 et 6.3) suggèrent un dôme pour lequel $H_C - H_n = 0,78 m$. La différence entre les résultats issus des simulations et ceux issus de l'équations de Bouwer et al., (1999) résultent de l'attribution de charges constantes sur le périmètre entier des modèles, alors que la solution analytique s'appuie sur la prémisse d'un écoulement unidirectionnel perpendiculaire à l'aire d'injection. Les résultats demeurent néanmoins similaires, nonobstant la surestimation des charges résultats de la discrétisation verticale du modèle, tel que préalablement discuté.
5. Les simulations réalisées avec le code MODFLOW (pour le modèle 4 tel que présenté aux tableaux 6.2 et 6.3) suggèrent un dôme pour lequel $H_C - H_n = 0,93 m$. Ces résultats suggèrent que les simulations MODFLOW sont faiblement dépendantes de la position des charges constantes. Le modèle 4 est construit sur une surface de 150 m x 150 m, avec des charges constantes situées sur son périmètre, alors que le modèle 1 est construit sur une surface de 75 m x 75 m, avec des charges constantes situées sur son périmètre.

Des tests additionnels ont été effectués afin de vérifier la sensibilité des simulations numériques en égard à l'anisotropie du matériel poreux en zone saturée et à la pente. La figure 6.17 montre l'effet de l'anisotropie sur le risque de défaillance hydraulique. Pour les besoins de l'essai réalisé, une tranche de matériel saturé de 4 m d'épaisseur initiale est considérée. Il est assumé que la nappe d'eau souterraine se trouve initialement à 1 m sous la surface du sol. En ce sens, une différence de charge excédant 1 m est assimilée à un débordement (défaillance hydraulique du système). Les résultats obtenus suggèrent qu'une augmentation de l'anisotropie résulte en une augmentation de la hauteur du dôme généré par l'injection d'eaux usées. Sur la figure 6.17, les couples K_h/K_v vs K_h situés sous les courbes génèrent des dômes piézométriques dont la différence de charge maximale (par rapport aux conditions statiques initiales) est inférieure à 1 m. Pour ces conditions, une défaillance hydraulique n'est pas prédite. En contrepartie, les couples K_h/K_v vs K_h situés au-dessus de la courbe génèrent des dômes piézométriques

dont la différence de charge maximale (par rapport aux conditions statiques initiales) est supérieure à 1 m. Pour ces conditions, une défaillance hydraulique (débordement) est prédite. Dans le cas d'une épaisseur initiale d'aquifère supérieure à 4 m, des courbes similaires mais décalées vers la droite seront obtenues (et vice-versa). La forme des courbes montre que pour une valeur de K_h donnée, une augmentation de l'anisotropie au-delà du seuil défini par la position des courbes résultera en une défaillance hydraulique. En termes simples, les risques de défaillance hydraulique seront accrus pour les systèmes anisotropes en termes de conductivité hydraulique.

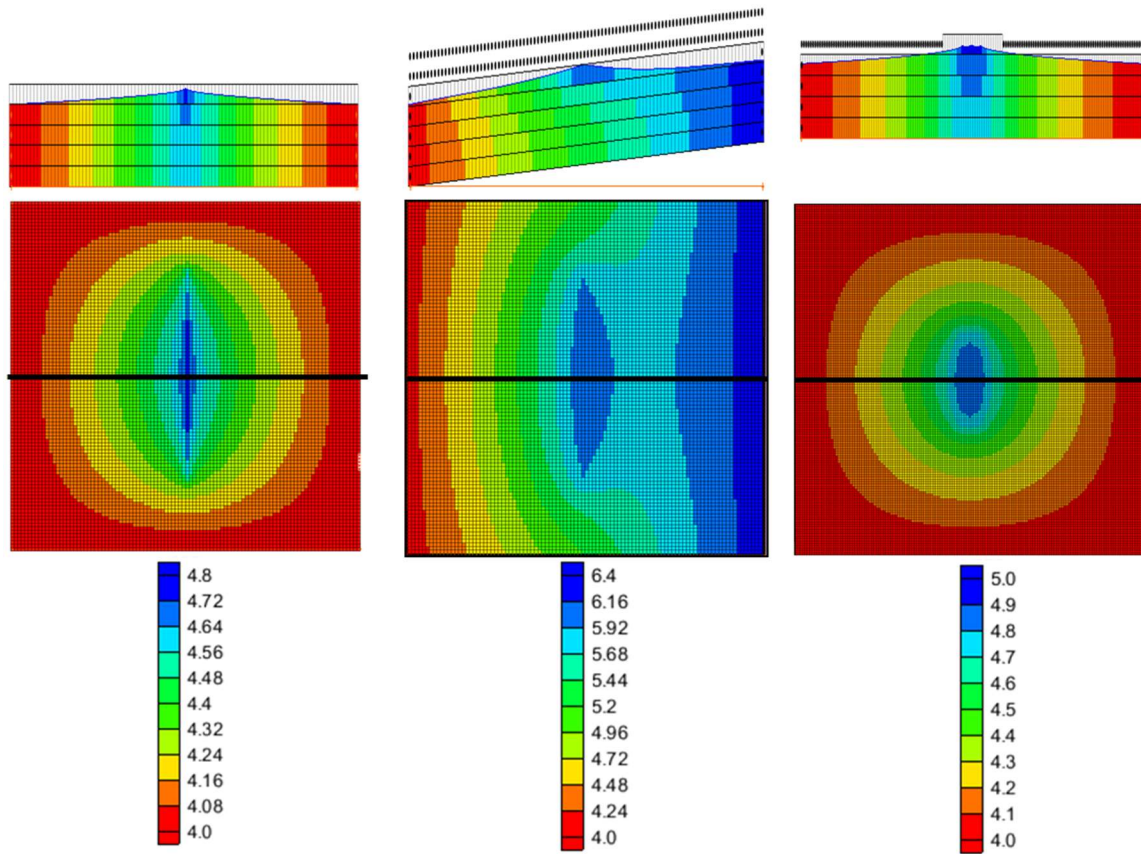
Figure 6.17. Évaluation des couples K_h/K_v vs K_h associés à la formation d'un dôme piézométrique de 1m



Modèle 1 (bleu), modèle 3 (rouge) modèle 4 (noir). Voir les tableaux 6.2 et 6.3 pour les paramètres associés aux modèles.

Finalement, les modèles 3 et 6 (Tableaux 6.2 et 6.3) permettent respectivement d'évaluer l'impact d'une pente de 3% et de l'emploi de tranchées d'injection sur le dôme piézométrique. Les résultats issus des simulations suggèrent un dôme d'amplitude comparable pour la pente de 3% et la pente nulle, mais une asymétrie caractérisée par un gradient hydraulique accentué du côté aval pour le modèle en pente. Le dôme résultant de l'injection au sein de tranchées est similaire au dôme simulé par le modèle 1. À titre d'exemple, la figure 6.18 permet une comparaison directe de la morphologie des dômes piézométriques pour les modèles 1, 3 et 6.

Figure 6.18. Représentation de la charge modélisée pour les modèles 1 (à gauche), 3 (au centre) et 6 (à droite).



6.4.2.3. Écoulement en régime permanent pour un système à deux couches

La formulation de l'équation de Dupuit-Forchheimer telle que proposée par Khan et al., (1976) (section 6.2.2.3) représente la principale approche quantitative retenue dans le cadre de la présente étude afin de documenter les écoulements permanents en zone saturée (Tableau 6.5; Figure 6.9) pour un système à deux couches. La feuille de calcul fournie à l'annexe numérique du chapitre 6 permet d'évaluer la position de la nappe en fonction des différents paramètres de la solution de Khan et al., (1976) et de tester différents scénarios dans la perspective de prédire la forme que prendrait un dôme piézométrique (en régime permanent) sous et en périphérie d'une aire d'absorption d'eaux usées. À titre d'exemple, des tests ont été réalisés avec la feuille de calcul afin d'évaluer l'effet de différents paramètres sur la hauteur maximale et la largeur du dôme piézométrique (Tableau 6.11):

1. l'effet des variations de taux d'injection imposés
2. l'effet des variations de conductivité hydraulique;
3. l'effet du contraste de conductivité hydraulique entre les deux couches du système.

Tableau 6.11. Sommaire des scénarios testés à l'aide de simulations UZF-MODFLOW

Paramètres d'influence testés	Taux d'injection	Conductivité hydraulique	Contraste de conductivité hydraulique
Effets du taux d'injection	0 – 1 m/j	0,1 m/j	$\frac{K_2}{K_1} = 0,01$
Effets de la conductivité hydraulique	0,033 m/j	0,01 - 0,2 m/j	$\frac{K_2}{K_1} = 0,01$
Effets du contraste de K entre la couche supérieure (K_1) et inférieure (K_2)	0,033 m/j	0,1 m/j	$\frac{K_2}{K_1} = 0,001 - 0,1$

¹ valable pour une aire d'injection de 0.75m x 45.75 m, tel que recommandé pour une résidence de 2 chambres.

Les observations associées aux tests réalisés (Figures 6.19 à 6.21) permettent de tirer des constats généraux en ce qui a trait à la morphologie du dôme piézométrique en régime permanent, pour une situation analogue à un système à deux couches sous une aire d'absorption d'eaux usées :

1. Les calculs relatifs à l'évaluation des effets du taux d'injection (Tableau 6.11; colonne 2) suggèrent que ce paramètre influence à la fois la hauteur du dôme piézométrique en son centre et sa largeur (Figure 6.19). Une augmentation du taux d'injection résulte en une augmentation de la hauteur et de la largeur du dôme piézométrique.
2. Les calculs relatifs à l'évaluation des effets de la conductivité hydraulique (Tableau 6.11; colonne 3) suggèrent que ce paramètre influence à la fois la hauteur du dôme piézométrique en son centre et sa largeur (Figure 6.20). Une augmentation de la conductivité hydraulique résulte en une diminution de la hauteur et de la largeur du dôme piézométrique.
3. Les calculs relatifs à l'évaluation des effets du contraste de conductivité hydraulique (Tableau 6.11; colonne 4) suggèrent que ce paramètre influence à la fois la hauteur du dôme piézométrique en son centre et sa largeur (Figure 6.21). Une augmentation du ratio $\frac{K_2}{K_1}$ résulte en une diminution de la hauteur et de la largeur du dôme piézométrique.

Figure 6.19. Variations de la charge hydraulique maximale et de la largeur du dôme piézométrique en fonction du taux d'injection

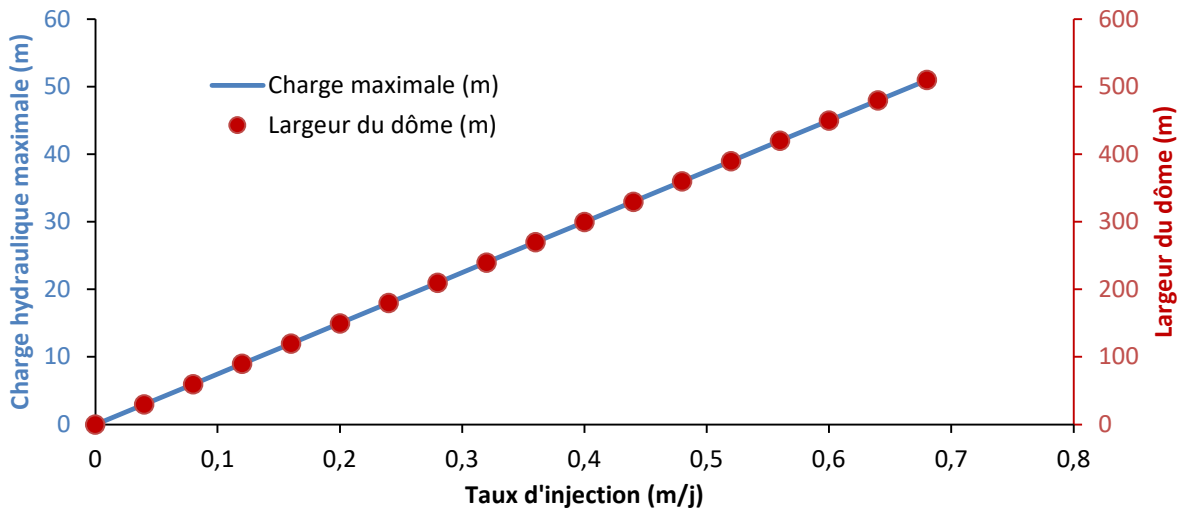


Figure 6.20. Variations de la charge hydraulique maximale et de la largeur du dôme piézométrique en fonction de K_1

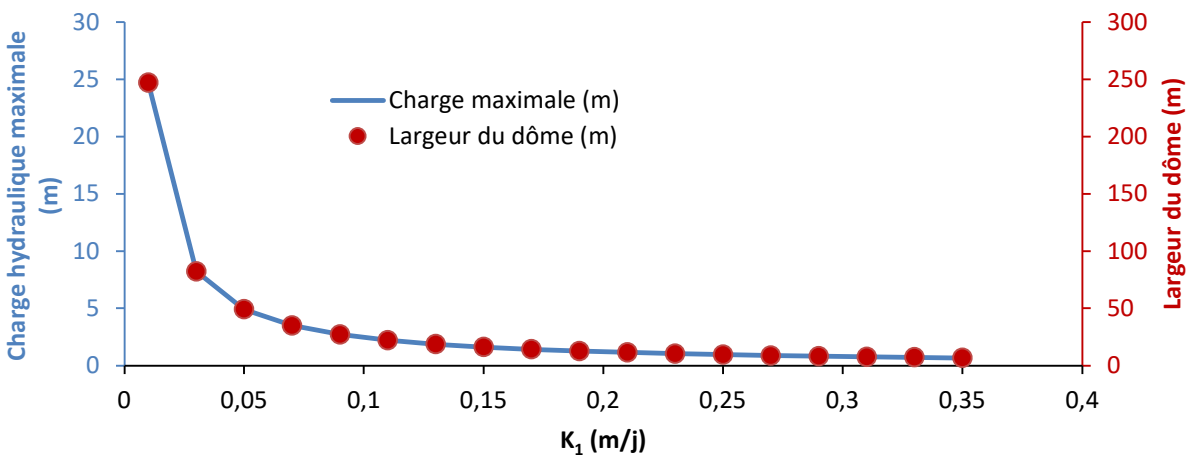
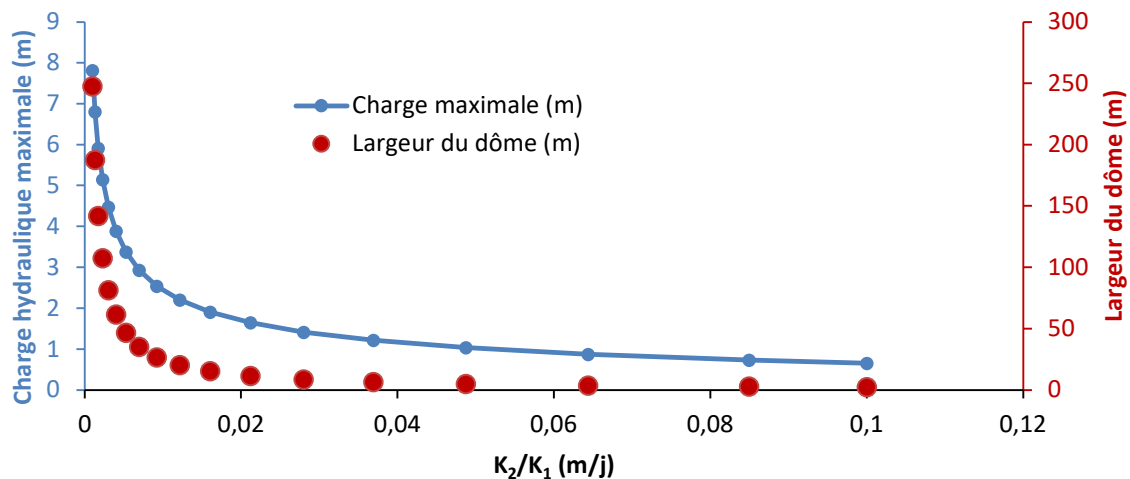


Figure 6.21. Variations de la charge hydraulique maximale et de la largeur du dôme piézométrique en fonction de K_2/K_1



Sur une base plus générale, les calculs et essais réalisés suggèrent que la formulation de l'équation de Dupuit-Forchheimer, telle que rapportée par Khan et al., (1976) et décrite à la section 6.2.2.3 et à l'annexe numérique du chapitre 6, pourrait constituer un outil pertinent à l'évaluation de l'influence des critères de conception des systèmes d'évacuation des eaux usées sur leur performance hydraulique. Cette solution semble applicable notamment pour évaluer la morphologie que pourrait prendre un dôme piézométrique dans un contexte où des eaux usées s'infiltrent dans un horizon pédologique perméable sus-jacent à une couche imperméable (p. ex. : infiltration dans un horizon pédologique structuré).

Tous les fichiers de calcul pour les solutions analytiques (Fichiers Excel) auxquels le rapport fait référence comme « annexe numérique du chapitre 6 », sont en cours d'amélioration et seront publiés ultérieurement.

6.5. Études de cas issues de la littérature technique et scientifique

Le tableau 6.12 dresse un sommaire des principales sources documentaires étudiées dans le cadre du présent mandat. Ces documents ont été acquis suite à une prise de contact avec des intervenants de l'Université du Wisconsin, du Ministère de l'Environnement de la Nouvelle-Écosse et du gouvernement de l'Ontario. En date de rédaction du présent rapport, aucune information n'a été obtenue de la part de l'Ontario en ce qui a trait à l'évaluation de la performance des systèmes de type Ontario. Les principales informations rendues disponibles sont associées aux systèmes de type Wisconsin et Nouvelle-Écosse. De façon générale, la revue de littérature a permis trois constats majeurs :

1. Les informations associées aux systèmes de type Wisconsin couvrent une grande quantité de sites exploités en conditions réelles, pour des résidences isolées. Or, les constats rapportés dans les rapports techniques (Tableau 6.12) sont largement qualitatives et/ou empiriques. En ce sens, bien que les informations suggèrent une efficacité générale des systèmes, la compréhension quantitative des mécanismes contrôlant leur performance demeure fragmentaire;
2. Les données physiques et chimiques associées aux solutions de type Nouvelle-Écosse permettent une compréhension quantitative des paramètres dictant la performance des systèmes. Or, ces études couvrent seulement un nombre limité de sites expérimentaux, surtout du type *Sloping sand filter*, lesquels sont principalement associés au *Biological Engineering Center* (Turo, Nouvelle-Écosse). En ce sens, les interprétations et constats issus de ces études peuvent difficilement être extrapolés pour la prédiction de la performance de systèmes qui seraient déployés ailleurs pour des usages réels.
3. Les informations relatives à la performance des systèmes de type Ontario sont très limitées.

Les informations rendues disponibles en ce qui a trait à la performance des systèmes sont jugées insuffisantes pour qu'une prédiction robuste (sur la base de calculs statistiques) de la performance (hydraulique et chimique) des différentes approches puisse être émise. La stratégie la plus robuste afin de pallier à cette lacune consisterait vraisemblablement en l'utilisation d'une approche d'évaluation hybride entre celle du Wisconsin (approche empirique et qualitative basée sur l'expérience en situation réelle) et celle de la Nouvelle-Écosse (approche basée sur la connaissance quantitative des paramètres gouvernant la performance des systèmes). De surcroît, considérant l'influence probable de facteurs externes tels la température, les conditions hydro-climatiques, la texture et la composition des sols, sur la performance des systèmes, il semble juste de proposer qu'une transposition directe des interprétations issues des références rapportées au tableau 6.12 pour les conditions prévalant en Abitibi-Témiscamingue serait inappropriée.

Tableau 6.12. Sommaire des informations issues de la littérature technique et scientifique en ce qui a trait à la performance des systèmes de type Wisconsin et Nouvelle-Écosse

Type de système	Catégorie	Référence	Principaux thèmes abordés dans le cadre de l'étude	Nombre d'installations suivies	Période de suivi	Fréquence des suivis	Constats relatifs à la performance hydraulique des systèmes	Constats relatifs à la performance chimique (épuration) des systèmes	Commentaires additionnels
Wisconsin	Rapports techniques	Converse et Tyler, (1984)	Suivi des premières installations déployées dans le cadre de l'implantation des systèmes de type Wisconsin	5	1989-1984	Printemps Automne	Huit des onze sites suivis (73%) ont montré des indices de défaillance hydraulique accumulation intermittente d'eau au sein du monticule, saturation à la marge ou suintement à la marge (accumulation intermittente d'eau au sein du monticule, saturation à la marge ou suintement à la marge).	Les huit systèmes présentant des indices de défaillance hydraulique ont été échantillonnés le long de leur marge, pour un grand total de 23 échantillons. Les concentrations en coliformes étaient inférieures à 10 CF/100 ml pour 8 des neuf sites suivis. Un des sites a montré des teneurs pouvant atteindre 47 000 CF/100 ml.	Les auteurs proposent de simples améliorations de conception afin de pallier aux défaillances observées.
		Converse et Tyler, (1986)	Critères de conception et suivi physique d'installations réelles	1778	1981-1985	Sondages annuels	Plus de 98,5% des sites ne présentent pas d'indices de suintement à la marge. Moins de 3% des sites présentent des défaillances hydrauliques majeures. L'observation d'accumulation d'eau au sein du monticule fluctue selon les années et environ 10-20% des sites présentent cette problématique.	Aucun suivi chimique documenté.	Les auteurs proposent une définition qualitative des indices de défaillance hydraulique (accumulation intermittente d'eau au sein du monticule, saturation à la marge ou suintement à la marge, refoulement).
		Converse et Tyler, (1992)	Suivi chimique d'installations réelles	15	1979-1991	Irrégulier	Douze des quinze installations suivies étaient affectées par du suintement à la marge, les trois autres installations étaient équipées de drains périphériques permettant l'échantillonnage.	Pour les échantillons récupérés au niveau des systèmes affectés par du suintement (n=28), les décomptes de coliformes totaux ont varié entre 20 et 390 000 MPN/100 ml, pour une moyenne de 24 650 MPN/100 ml. Les décomptes de coliformes fécaux ont varié de <0.1 MPN/100 ml à 700 MPN/100 ml, pour une moyenne de 54 MPN/100 ml. Les teneurs en nitrates ont varié entre 0 et 20 mg/l pour une moyenne de 4 mg/l. Pour les échantillons récupérés au niveau de systèmes équipés de drains périphériques (n=57), les teneurs en coliformes totaux ont varié entre 1 et 140 000 MPN/100 ml. Pour ces mêmes systèmes, les décomptes en coliformes fécaux ont varié entre <1 et 44 MPN/100 ml.	Données additionnelles disponibles en ce qui a trait aux concentrations en NH ₃ , NO ₃ et Cl.
		Siegrist et al., (2000)	Revue de la performance et du fonctionnement des principaux systèmes utilisés aux États-Unis	Revue théorique			Les auteurs soulignent que les critères de conception des systèmes reposent en grande partie sur des fondements qualitatifs et/ou empiriques et qu'une compréhension quantitative (mathématique) des systèmes s'avère impérative. Les auteurs soulignent que la performance hydraulique du sable filtrant est grandement contrôlée par l'accumulation de biomasse, un paramètre difficile à extrapoler entre les sites.	Les auteurs suggèrent que les critères de performance devraient être modulés en fonction de la sensibilité du milieu récepteur, du débit et de la qualité des eaux usées. Les auteurs suggèrent que la température affecte significativement la performance des systèmes.	Cette publication traite d'une vaste gamme de types de systèmes épuration et permet de comparer leurs caractéristiques.
Nouvelle-Écosse	Articles scientifiques	Havard et al., (2008)	Effets de la température et des conditions hydriques sur la performance des systèmes	6 <i>Sloping sand filter</i>	2004-2005	Mensuelle	Les temps de résidence moyens de l'eau au sein des filtres sableux a varié de 62h à 150h. Les filtres comportant une matrice plus grossière ont présenté des temps de résidence plus courts.	Les taux de suppression moyens du phosphore ont varié entre 71% pour les filtres grossiers et 98% pour les filtres plus fins. Les décomptes de bactéries <i>E. Coli</i> à la sortie des systèmes ont présentés des moyennes allant de 1.9 à 5.6 CFU/100 ml pour les six systèmes.	Site du <i>Biological Engineering Center</i> (Turo, Nouvelle-Écosse)
		Wilson et al., (2011)	Évaluation de l'effet du débit d'effluent et de la dimension des filtres sur la performance des systèmes	8 <i>Sloping sand filter</i>	2007-2008	Mensuelle	Les essais par injection de traceur ont révélé des temps de résidence de l'eau variant entre 55 et 201 heures au sein des filtres, avec des temps plus longs pour les filtres à grains fins.	Les données collectées suggèrent que le débit d'effluent et la taille des filtres n'a pas un impact significatif sur la performance épuration des systèmes.	Site du <i>Biological Engineering Center</i> (Turo, Nouvelle-Écosse)
		Bridson-Pateman et al., (2013)	Comparaison de la performance des systèmes à écoulement gravitaire vs à dosage (systèmes munis d'une pompe contrôlant les débits dans le temps)	2 <i>C3 – Contour disposal field</i>	2008-2011	Bimensuelle	Le temps de séjour au sein de la zone non saturée était en moyenne plus long pour le système gravitaire. L'accumulation de biomasse aurait vraisemblablement engendré l'accumulation progressive d'eau au sein du système gravitaire.	Les résultats issus de 55 échantillons suggèrent que le système gravitaire a présenté une performance légèrement supérieure au système à dosage. Les décomptes de bactéries <i>E. Coli</i> à la sortie des systèmes ont présentés des moyennes inférieures à 2.7 CFU/100 ml pour les deux types de systèmes. Les teneurs moyennes en phosphore ont été ≤ 0,13 mg/l pour le système gravitaire et de 0,31 mg/l pour le système dosé.	Site AgriTech (Bible Hill, Nouvelle-Écosse)
		Sinclair et al., (2014)	Isothermes, traitement du phosphore	8 <i>Sloping sand filter</i>	2004-2011	Mensuelle	Le modèle HYDRUS-2D a été employé afin d'évaluer la dynamique d'écoulement au sein des filtres et la surface active contribuant à la suppression du phosphore.	Les données suggèrent que les huit systèmes étudiés ne peuvent être efficaces à long terme pour le traitement d'effluents contenant plus de 1 mg/l de phosphore. Les filtres à grains fins sont plus efficaces pour la suppression du phosphore.	Site du <i>Biological Engineering Center</i> (Turo, Nouvelle-Écosse)

CF/L : décompte de coliformes fécaux par litre de solution. MPN/L : décompte de coliformes à titre de «*Most Probable Number*» par litre de solution. CFU : *colony forming unit*.

7. Critères de conception des systèmes

Le mandat octroyé dans le cadre de la présente étude stipulait que les travaux devaient se limiter à une revue de la littérature préexistante et à une analyse théorique des problématiques associées à la performance hydraulique et épuratoire des systèmes. L'étude n'a pas fait l'objet d'acquisition de données terrain. En ce sens, les principales recommandations associées à la conception des systèmes seront basées sur quatre principaux critères, lesquels sont rapportés ci-dessous par ordre décroissant d'importance :

1. Les critères de conception doivent permettre de respecter les règles de sécurité en vigueur au Québec en ce qui a trait à la stabilité (géotechnique) des sols;
2. En l'absence de prototypes de terrain appliqués spécifiquement à la situation de l'Abitibi-Témiscamingue, une approche directement appuyée sur les critères de conception propres aux systèmes du Wisconsin, de la Nouvelle-Écosse et de l'Ontario (tels que décrits au chapitre 5) devrait être appliquée. Les estimations relatives au paramétrage du système devraient systématiquement être réalisées en employant une approche conservatrice visant à minimiser les risques associés aux défaillances hydrauliques et/ou épuratoires des systèmes;
3. Les études de cas documentées pour le Wisconsin et la Nouvelle-Écosse devraient servir de guide afin d'estimer la performance épuratoire et les risques de défaillance hydraulique des systèmes, dans la perspective d'encadrer l'établissement des critères de conception;
4. Lorsqu'applicable, les approches quantitatives associées à l'évaluation de la dynamique d'écoulement de l'eau en zone saturée et non-saturée, telles que décrites au chapitre 6, devraient être utilisées afin de vérifier si les critères de conception présentent un risque significatif de défaillance hydraulique. L'acquisition de données terrains, pour des sites réels situés en Abitibi-Témiscamingue, paraît essentielle dans la perspective de valider les conditions d'application des solutions analytiques.

Suivant la hiérarchie des critères précités, des recommandations sont émises en ce qui a trait à la conception des systèmes. Les systèmes du Wisconsin, de la Nouvelle-Écosse et de l'Ontario sont abordés séparément dans les sous-sections 7.1 à 7.3. La section 7.4 présente les apports potentiels des solutions quantitatives discutées au chapitre 6.

7.1. Solution de type 1 : approche du Wisconsin

7.1.1. Mesures de sécurité associées aux travaux de construction

Des mesures et précautions seront à prendre pendant les travaux de construction en considérant que ceux-ci s'effectuent en sols argileux. La portance de l'argile devra être renforcée selon les besoins par une couche de till suffisamment épaisse (voir Figure 5.1) afin de pouvoir livrer les matériaux (sable par camion) et ensuite niveler et profiler la surface du monticule par une niveleuse. La mise en place des matériaux pourrait être réalisée en hiver pour profiter de la surface de l'argile gelée.

Comme indiqué à la section 5.2.4, la hauteur du monticule (épaisseur E+F+H; voir Figure 5.2) est généralement faible (autour de 1,5 m) (voir Tableau 5.7). Converse et Tyler (2000) indique que le gel n'est pas un problème tant que le système de distribution se draine après chaque dose d'eaux usées. Si on suppose que cette hypothèse peut s'appliquer en Abitibi-Témiscamingue, la mise en place de ce remblai de faible hauteur ne devrait pas induire de fortes pressions dans les couches d'argiles sous-jacentes à long terme. Le tassement de consolidation (primaire et secondaire) sera par conséquent très limité, ce qui

n'affectera pas la performance du STEU. De plus, la pente du monticule recommandée par Converse et Tyler (2000) est de 3 :1 (voir Tableau 5.3). Dans ces conditions, il est très probable que cette pente reste stable (pas de glissement de talus) pour des hauteurs aussi faibles (autour de 1,5 m). Si par contre le ruissèlement de l'eau de pluie sur les pentes cause de l'érosion, des mesures correctrices devront être considérées. Dans le cas d'une cellule construite sur un sol incliné, le glissement à l'interface devra être vérifié. Mais comme la pente du sol ne devrait pas être supérieure à 25 % ou 4 :1, ce glissement est peu probable.

Si la hauteur du monticule devrait être grande pour des raisons de design du STEU et de respect de la profondeur de gel (ex. $H >$ profondeur de gel), la stabilité devra être vérifiée selon les règles de l'art en termes de glissement des pentes, de tassement et de capacité admissible de l'argile sous-jacente. Une caractérisation hydrogéotechnique appropriée des matériaux sera dans ce cas requise.

Finalement, le choix des géotextiles à utiliser devra être réalisé par un spécialiste pour éviter tout problème de colmatage.

7.1.2. Infiltration au sein de l'horizon pédologique perturbé (Ahp)

Dans leur étude des sols défrichés de l'Abitibi-Témiscamingue, Rompré et Carrier (1997) ont défini 55 séries de sols, chacune des séries étant subdivisée en une quantité variable d'horizons pédologiques auxquels sont attribués une texture et des caractéristiques physiques (voir le chapitre 4, Figures 4.1 et 4.2). Pour plusieurs des séries de sols étudiées, un horizon «Ahp» est identifié comme horizon de surface. Les caractéristiques de l'horizon Ahp sont extraites du système canadien de classification des sols (Agriculture Canada, 1998) :

- A : Horizon minéral formé, à la surface ou tout près, dans la zone de lessivage ou d'éluviation de matériaux en solution ou en suspension, ou dans celle d'accumulation maximale in situ de matière organique, ou dans les deux à la fois.
- h : Horizon enrichi en matières organiques.
- Ah : Cet horizon, enrichi de matière organique, a une luminosité de couleur d'au moins 1 unité plus basse que celle de l'horizon sous-jacent, ou une teneur en carbone organique de 0,5 % supérieure à celle du IC, ou les deux. La teneur en carbone organique est de 17 % ou moins en poids.
- p : Horizon perturbé par le travail de l'homme, comme la culture, l'abattage des arbres et l'habitation.

L'horizon minéral de surface «Ah», enrichi en matières organiques (suffixe minuscule «h»), est aussi caractérisé par Rompré et Carrier (1997) pour certaines des séries de sols par le suffixe minuscule «p», soit l'horizon pédologique perturbé «Ahp» (donc un horizon perturbé par le travail de l'homme). Considérant que l'inventaire de Rompré et Carrier (1997) visait les sols défrichés de l'Abitibi-Témiscamingue en contexte agricole, il apparaît réaliste de proposer que les perturbations qui caractérisent l'horizon de surface «Ah» résultent de travaux agricoles. Suivant cette hypothèse, l'horizon «Ahp» serait surtout représentatif des terres agricoles, objet de l'étude de Rompré et Carrier (1997). Puisque les STEU sont généralement remaniés et/ou aménagés à proximité des résidences, suite aux travaux de nivellement et de remblayage associés à la construction, et considérant que les propriétés physiques rapportées par Rompré et Carrier (1997) sont issues d'observation des sols au champ, il semble juste de proposer que la cartographie de l'horizon pédologique perturbé (Ahp) ne peut être utilisée pour

évaluer le potentiel d'infiltration dans les sols argileux de l'Abitibi-Témiscamingue. En ce sens, les recommandations relatives aux critères de conception des systèmes de type Wisconsin ne seront pas appuyés sur l'hypothèse de la présence d'un horizon Ahp dont les caractéristiques peuvent être prédites de façon robuste sur la base de données cartographiques préexistantes.

7.1.3. Caractérisation des propriétés hydrauliques des sols

La faisabilité de mettre en place des solutions d'infiltration dans les sols argileux de l'Abitibi-Témiscamingue ne pouvant se baser sur la présence de l'horizon pédologique perturbé (Ahp) tel que cartographié par Rompré et Carrier (1997), le potentiel d'application de l'approche du Wisconsin en Abitibi-Témiscamingue nécessite une évaluation spécifique au site visant à établir si les conditions du terrain récepteur permettent de concevoir un monticule Wisconsin. Une démarche en quatre étapes est proposée :

1. Les éléments à considérer afin d'évaluer le potentiel d'application de l'approche du Wisconsin sont d'abord évalués sur la base des informations présentées au tableau 5.3;
2. Si les conditions évaluées à l'étape 1 suggèrent l'applicabilité potentielle de la solution du type Wisconsin, les démarches de conception du monticule peuvent être déployées selon l'approche décrite au tableau 5.4;
3. Les démarches réalisées à l'étape 2 permettent d'estimer les paramètres requis pour le dimensionnement du monticule sur la base des informations présentées aux tableaux 5.5 et 5.6;
4. Les valeurs quantitatives issues de l'étape 3 permettent d'évaluer les dimensions du monticule, en suivant les indications rapportées au tableau 5.7.

Les études techniques recensées dans le cadre de la présente étude permettent d'établir un cadre de référence relatif à la performance des systèmes de type Wisconsin ayant été déployés suivant la démarche précitée (section 6.5). Une limite importante relative à l'évaluation de la performance de la solution du type Wisconsin tient du fait que cette dernière s'appuie largement sur des évaluations qualitatives et empiriques (p. ex. : voir les correspondances entre les tableaux 5.5, 5.6 et 5.7). À titre d'exemple, l'évaluation des sites se base en partie sur une évaluation qualitative de la texture du sol, un paramètre associé à sa granulométrie. Or, d'un point de vue mathématique, les équations d'écoulement de l'eau en zones non-saturée et saturée s'appuient sur des valeurs de conductivité hydraulique et non sur la texture du milieu poreux (voir la section 6.1). Bien qu'il existe généralement une relation entre la texture d'un sol et sa conductivité hydraulique (p. ex. : voir les équations proposées au tableau 6.4), l'évaluation de la conductivité hydraulique sur la base d'observations texturales qualitatives s'avère imprécise. En ce sens, il serait préférable que l'évaluation des conditions propres au milieu récepteur fasse l'objet d'essais hydrauliques *in situ*. Bouwer et al., (1999) proposent notamment une approche de calcul visant à estimer la conductivité hydraulique d'un sol sur la base d'essais réalisés en zone non-saturée avec un infiltromètre à double anneau. Une telle approche quantitative, utilisée conjointement avec la démarche qualitative associée à la solution du Wisconsin permettrait vraisemblablement de réduire les risques de défaillance hydraulique des systèmes en lien avec une évaluation erronée des caractéristiques du sol.

7.1.4. Compétences des intervenants

Le Wisconsin administrative code (2013) ne précise pas les compétences requises pour les personnes intervenants dans l'évaluation de site, la conception ou la construction d'un STEU. Le code précise toutefois que le propriétaire d'un STEU est responsable de s'assurer que l'opération et l'entretien d'une STEU sont réalisés en conformité avec le code. Converse et Tyler (2000) donnent des indications sur les

intervenants impliqués dans la conception et la mise en place du monticule du STEU de l'Université du Wisconsin.

Évaluation du site

Un spécialiste des sols ou un évaluateur réalise l'évaluation du site, incluant la collecte des informations associées aux étapes 1 et 3 du tableau 5.4. Cette évaluation inclue l'étude des profils de sol, l'évaluation de la pente, et les conditions du site. L'évaluateur doit fournir les caractéristiques et la localisation des arbres et des rochers présents sur le site. Un terrain contenant un remblai nécessite généralement plus d'observations pour une évaluation adéquate comparativement à un sol naturel. L'évaluateur doit connaître les impacts de la présence du remblai. L'évaluation inclue aussi la détermination des conditions hydrogéologiques. La distance à la surface de la nappe phréatique peut être évaluée par l'identification dans le profil de sol d'indices d'activité d'oxydo-réduction tels que la couleur du sol (gris et rouge connu précédemment sous l'appellation «tacheté») ou par l'observation directe à l'aide de sondages ou de puits d'observation. De plus, la végétation en place peut permettre d'évaluer les conditions d'humidité du sol.

Conception de l'ouvrage

Les dimensions et la configuration d'un système avec monticule doivent répondre aux caractéristiques du sol et aux conditions du site ainsi qu'au volume et à la qualité de l'effluent à épurer. Le concepteur doit posséder suffisamment d'information au sujet du sol et de l'effluent, et doit connaître les principes de fonctionnement du monticule. Il doit travailler de concert avec l'évaluateur pour comprendre de quelle façon l'effluent circulera dans le sol et s'éloignera du système. Cette compréhension est basée sur la collecte des informations pendant l'évaluation du site. En collaboration avec un spécialiste des sols ou de l'évaluateur, le concepteur doit estimer précisément le débit de décharge du sable de remplissage (DDSR), le débit de décharge à la base du monticule (DDBM), le débit de décharge hydraulique linéaire (DDHL) et déterminer la direction de l'écoulement de l'effluent en s'éloignant du système avant de procéder à la conceptualisation du système. Par la suite, les dimensions du monticule peuvent être établies. Le concepteur devrait considérer le dosage minuté de l'effluent en utilisant des orifices de déversement plus rapprochés.

Construction du monticule

Selon [Converse et Tyler \(2000\)](#), une communication claire entre l'évaluateur du site, le concepteur, le contracteur et l'inspecteur et une compréhension mutuelle des paramètres d'évaluation et de conception précités sont essentielles pour assurer le succès de la construction d'un monticule.

7.2. Solutions de type 2 : approche de la Nouvelle-Ecosse

7.2.1. Conditions relatives au terrain récepteur

Tout comme pour l'approche du Wisconsin, l'évaluation spécifique au site est une étape importante de l'approche de la Nouvelle-Écosse pour déterminer le système le plus approprié à concevoir. Les caractéristiques associées aux conditions du terrain récepteur, dont la pente du terrain, l'épaisseur de sol perméable (distance de séparation verticale) et la conductivité hydraulique du sol (voir le tableau 5.12 pour les détails) permettent de sélectionner le type de modèle à mettre en place en utilisant les tableaux des annexes A et B du document standard ([MENS, 2015](#)).

7.2.2. Critères de conception des ouvrages

En plus de sélectionner le type de modèle à mettre en place, les caractéristiques du terrain récepteur et le débit de conception (Tableau 5.12) permettent, en utilisant les tableaux des annexes A et B du document standard (MENS, 2015), de déterminer des paramètres de conception, incluant la longueur (L) du tuyau de distribution et l'épaisseur minimal (D) requise entre la base de la tranchée d'absorption et la surface de nappe phréatique ou le roc (Tableau 5.13; pour les modèles C2 (*standard; raised*), C3 et Mound (*with mantle; without mantle*)). Les paramètres de conception (Tableau 5.14), en combinaison avec les équations associées (Tableau 5.15) sont utilisés pour déterminer les autres caractéristiques permettant de concevoir les différents modèles de champ d'épuration de la Nouvelle-Écosse, incluant la longueur minimale de la tranchée de distribution pour les systèmes C2 (*standard; raised*) et C3, la longueur minimale du système Mound (*with mantle; without mantle*), ainsi que la longueur minimale du système *Sloping sand filter*. Pour le *Sloping sand filter*, le taux de décharge hydraulique basale maximal est fonction du type de sol (voir le tableau 9 dans MENS, 2015).

Les études techniques recensées dans le cadre de la présente étude permettent d'établir un cadre de référence relatif à la performance des systèmes de type Nouvelle-Écosse. Les études recensées au tableau 6.12 (Havard et al., 2008; Wilson et al., 2011; Bridson-Pateman et al., 2013; Sinclair et al., 2014) sont de grande qualité sur le plan scientifique et permettent une évaluation quantitative de la performance hydraulique et épuratoire de systèmes du type Nouvelle-Écosse. Néanmoins, une limite importante relative à la prédiction de la performance des solutions du type Nouvelle-Écosse tient du fait que peu de sites sont documentés, alors que les études précitées se concentrent en majorité sur des systèmes expérimentaux du *Biological Engineering Center* (Turo, Nouvelle-Écosse). En ce sens, les informations disponibles ne permettent pas une prédiction de la performance de systèmes de type Nouvelle-Écosse pour les conditions prévalant en Abitibi-Témiscamingue.

7.2.3. Caractérisation des propriétés hydrauliques des sols

Dans le cadre de l'évaluation du site, MENS (2015) prévoit qu'une personne qualifiée ou un ingénieur professionnel fasse l'étude de sol avant la sélection ou la conception du system. Cette étude du sol inclut la détermination de la classe de perméabilité, sur la base du type de sol, et de la conductivité hydraulique correspondante. L'évaluation de la conductivité hydraulique sur la base d'observations texturales qualitatives s'avère imprécise. Tel que préalablement discuté, Bouwer et al., (1999) proposent une approche de calcul visant à estimer la conductivité hydraulique d'un sol sur la base d'essais réalisés en zone non-saturée avec un infiltromètre à double anneau. Une telle approche quantitative, utilisée conjointement avec les démarches rapportées ci-dessus pour les critères de caractérisation associés aux solutions de type Nouvelle-Écosse permettrait vraisemblablement de réduire les risques de défaillance hydraulique des systèmes en lien avec une évaluation erronée des caractéristiques du sol.

7.2.4. Mesures de sécurité associées aux travaux de construction

Les mesures et précautions définies à la section 7.1.1 s'appliquent aussi ici, particulièrement lorsque les pentes sont faibles. Il faut rappeler que les pentes minimales et maximales pour la mise en place de ces champs d'épuration sont respectivement de 3 % (33 :1) et de 30 % (3,3 :1), sauf pour *Mound with or without mantle* dont la pente est de 0 à < 3 % (Annexe A de MENS, 2015) (Tableau 5.12).

7.2.5. Compétences des intervenants

Le gouvernement de la Nouvelle-Écosse rend disponibles, sur son site internet, des fiches sur le rôle et les compétences des intervenants impliqués dans l'évaluation de sites, la sélection, la conception et l'installation d'un STEU (<http://novascotia.ca/nse/wastewater/on.site.sewage.disposal.asp>). Les informations suivantes sont tirées des fiches issues du site internet précité et de MENS (2015).

Évaluation du site

L'évaluation du site doit être réalisée par une personne qualifiée ou un ingénieur professionnel. Pour être admissible à un certificat de qualification en tant que personne qualifiée, la personne doit réussir un cours et avoir un minimum de 1000 heures d'expérience dans l'industrie des STEU, incluant l'installation d'au moins 6 systèmes. De son côté, l'ingénieur professionnel doit être enregistré en Nouvelle-Écosse pour concevoir des STEU dans cette province.

Treize items doivent être documentés lors de l'évaluation d'un site, incluant la pente, la profondeur au roc, la localisation de puits et l'élévation de la nappe (voir le point 5(1) pour la liste complète). Cette évaluation doit permettre de déterminer la meilleure localisation pour l'ouvrage et de sélectionner le système approprié aux conditions du site.

Une personne qualifiée ou un ingénieur professionnel doit faire l'étude de sol avant la sélection ou la conception du système (point 5(2)). L'étude de sol inclut a) l'examen d'au moins un trou d'essai, b) la détermination de la classe de perméabilité et de la conductivité hydraulique correspondante pour chacune des couches de sol du trou d'essai et c) la classification des sols parmi les 8 types de sol proposés au tableau 3 de MENS (2015) (point 5(5)). Une personne qualifiée peut faire l'étude de sol uniquement pour le sol naturel (point 5(3)). Un ingénieur professionnel peut faire l'étude de sol pour le sol naturel et le sol importé (point 5(4)).

Sélection du système

Une personne qualifiée doit sélectionner un système pour des applications résidentielles pour des débits de conception entre 1000 et 1500 L/j (point 3(1)). Une personne qualifiée doit sélectionner uniquement des systèmes conçus pour une classe de perméabilité de sol acceptable (point 8(8)(a)). Un ingénieur professionnel peut concevoir un système pour une classe de perméabilité de sol faible, en tenant compte des exigences des points 60 à 66 de MENS (2015) (point 8(8)(b)).

Une personne qualifiée doit déterminer, à partir du tableau 5 de MENS (2015) le volume maximal de dosage et la capacité minimale de la chambre de dosage pour les systèmes sous pression (point 24(2)). Pour un système sous pression, une personne qualifiée doit utiliser le tableau A12 de l'annexe A de MENS (2015) pour déterminer l'espace des perforations des tuyaux (point 39).

Une personne qualifiée ou un ingénieur professionnel doit documenter et démontrer que le sable de remplissage utilisé dans la construction du système est conforme aux caractéristiques du sable spécifiés dans la conception de l'ouvrage (point 40(3)). La sélection du type de système et sa longueur doit être faite par une personne qualifiée ou un ingénieur professionnel en conformité avec MENS (2015), a) soit les tableaux des annexes A et B pour la sélection du système (point 52(1)), b) dans le cas où plusieurs types de sols sont observés, en sélectionnant le système sur la base du sol naturel ayant la plus faible conductivité hydraulique (point 52(2)), et c) en construisant le système en conformité avec les sections de l'annexe C (figures 5.9 à 5.14) (point 52(3)).

Conception de l'ouvrage

La conception du système doit être faite par un ingénieur professionnel en conformité avec [MENS \(2015\)](#) (point 53), incluant la conception des systèmes *C2 et C3 contour* (points 57(2)(3)), des systèmes *mound* (point 58(1)), et du *sloping sand filter* (point 59).

Installation

Certaines activités, bien que ne requérant pas d'approbation du ministère de l'environnement de la Nouvelle-Écosse, doivent être réalisées par un installateur de STEU certifié et en conformité avec [MENS \(2015\)](#). Ces activités incluent le remplacement d'une fosse septique ou d'une chambre de dosage au site existant, ou à un site qui respecte les distances de séparation de [MENS \(2015\)](#), le détournement des eaux usées d'une ressource en eau ou d'une structure comme mesure temporaire, la réparation de tout tuyau non perforé et le remplacement du sable de remplissage qui ne fait pas partie de la tranchée de distribution ou du matériel de couverture. Pour pratiquer, l'installateur de STEU doit obtenir un certificat de qualification, suite à la réussite du cours d'installation de STEU. Ce certificat est nécessaire pour s'afficher comme installateur de STEU, et pour installer ou modifier un système. Tout comme pour la personne qualifiée, l'installateur de STEU doit avoir un minimum de 1000 heures d'expérience dans l'industrie des STEU, incluant l'installation d'au moins 6 systèmes.

7.2.6. Changements au règlement de la Nouvelle-Écosse

Le ministère de l'Environnement de la Nouvelle-Écosse a été contacté pour préciser les causes des changements relatifs au cadre réglementaire de la Nouvelle-Écosse en ce qui concerne le *sloping sand filter* et le C2, C3 et mound système. Une mise à jour a été approuvée par le ministère de l'Environnement en décembre 2013, et est entrée en vigueur en mai 2016. Cette mise à jour n'a pas modifiée de façon importante les normes de conception. Les formules employées et les grilles de sélection n'ont pas été modifiées. Parmi les systèmes à l'étude, deux modifications ont été recensées:

- Pour le *Sloping sand filter*, le *linear loading rate* a été modifié. L'ancienne réglementation (*Standard, Sct. 5.9 Sloping Sand Filters*) établissait les taux suivants :
 - 100 Lm⁻¹j⁻¹ pour les réparations de systèmes défectueux;
 - 100 Lm⁻¹j⁻¹ pour les lots créés avant le 6 août 1984;
 - 85 Lm⁻¹j⁻¹ pour les lots créés après le 6 août 1984.

La nouvelle réglementation (*Standard, Sct. 59 (4)*) établit un taux unique de 100 Lm⁻¹j⁻¹ dans tous les cas.

Raison de la modification : Des essais locaux ont été réalisés pour évaluer l'impact d'une augmentation du *linear loading rate* sur la performance du *Sloping sand filter*. En l'augmentant jusqu'à 200 Lm⁻¹j⁻¹, on n'a enregistré qu'un effet minimal sur le temps de rétention et sur le traitement associé. En se basant sur ces résultats, le taux a donc été uniformisé pour simplifier la norme.

- Pour les systèmes de type « tranchée contour », l'ancienne réglementation établissait des longueurs de tranchées minimales ([MENS, 2015](#); Sct. 5.4-5.6), alors que la nouvelle réglementation ne prévoit pas de minima. Cette longueur est maintenant déterminée au cas par cas ([MENS, 2015](#); Sct. 57 (1), (2), (3)), selon les conditions locales de sol, par l'ingénieur qui conçoit le système.

Raison de la modification : La longueur de tranchée minimal a été retirée suite à des consultations avec l'industrie et aussi parce que le Ministère de l'Environnement de la Nouvelle-Écosse désirait augmenter le niveau de responsabilité de l'ingénieur qui conçoit un système de ce type.

- Il n'y a pas eu de changement pour les systèmes de type *mound*.

- Il n'y a pas eu d'ajout de prétraitement avant le rejet dans le filtre à sable à écoulement horizontal. La concentration maximale acceptable (MAC) de 30 mg/L pour les TSS et DBO₅ spécifiée au tableau 9 de MENS (2015) correspond à la qualité présumée de l'effluent du *Sloping sand filter*. Ce niveau de qualité présumé est basé sur les études de performance du *Sloping sand filter* et n'est inscrit au tableau 9 qu'à titre indicatif. La seule fonction du tableau 9 est de prescrire la charge hydraulique verticale (et d'en déduire la superficie de traitement requise) à partir de la perméabilité du milieu récepteur. Ce tableau est applicable non seulement aux *Sloping sand filter*, mais également aux « Advanced Treatment Unit » (ATU) (voir MENS, 2015; Sct. 64.a).
- La possibilité d'implanter des *Sloping sand filter* en milieux argileux (si jugé acceptable par un ingénieur professionnel) n'est pas une modification récente au cadre légal. Tous les systèmes à base de sable de remblai peuvent potentiellement être implantés en sols argileux si cette solution est jugée acceptable par un ingénieur professionnel.

7.3. Solution de type 3 : approche de l'Ontario

7.3.1. Conditions relatives au terrain récepteur

Le *Ontario building code* (2012) présente peu de critères relatifs au terrain récepteur dans la perspective de planifier la conception du système *Shallow buried trench*. L'évaluation de site requise implique la détermination du temps d'infiltration (T) par la réalisation des tests de percolation sur minimum de trois sites d'essais ou par l'utilisation de classifications de sols acceptées (article 8.2.1.2.(2b)).

7.3.2. Critères de conception des ouvrages

La figure 5.15 et le tableau 5.16 intègrent les critères de conception présentés dans *Ontario building code* (2012), incluant :

- Sol ayant un temps d'infiltration (T) inférieur à une minute par centimètre et supérieur à 125 minutes par centimètre (article 8.7.2.1.(1bi));
- Profondeur de la tranchée d'absorption de 0,3 m à 0,6 m (article 8.7.3.2.(2c));
- Fond de la tranchée d'absorption à au moins 0,9 m au-dessus de la nappe ou du roc (article 8.7.3.2.(2e)).

En date de rédaction du présent rapport, aucune étude scientifique ou technique permettant de documenter quantitativement la performance hydraulique et/ou épuratoire du système de type *Shallow buried trench* n'a été identifiée. En ce sens, l'applicabilité potentielle de cette approche pour les conditions prévalant en Abitibi-Témiscamingue ne peut être discutée.

7.3.3. Caractérisation des propriétés hydrauliques des sols

Le *Ontario building code* (2012) demande la déterminer le temps d'infiltration (T) en réalisant des tests de percolation sur minimum de trois sites d'essais ou en utilisant les classifications de sols acceptées (article 8.2.1.2.(2b)), sans toutefois fournir de plus amples détails à cet effet.

7.3.4. Mesures de sécurité associées aux travaux de construction

Les mesures et précautions générales définies à la section 7.1.1 s'appliquent. Rappelons que les profondeurs de tranchées ne sont que de 0,3 m à 0,6 m (hauteur de la chambre < 0,6m; voir Figure 5.15

et Tableau 5.16) et la tranchée ne doit pas être localisée sur un terrain avec une pente supérieure à 25 % (ou 4 :1). La probabilité qu'il y ait des problèmes de stabilité physique est très minime. L'impact du gel sur le système reste à être vérifié pour une application dans les conditions de l'Abitibi-Témiscamingue.

7.3.5. Compétences des intervenants

Le *Ontario building code* (2012) ne précise pas les compétences requises pour les personnes intervenants dans l'évaluation de site, la conception ou la construction de la solution *Shallow buried trench*.

7.4. Applications des approches quantitatives discutées au chapitre 6

Les informations présentées aux chapitres 5 et 6 ainsi que dans les sections 7.1 à 7.3 révèlent que les systèmes du Wisconsin, de la Nouvelle-Écosse et de l'Ontario, bien qu'en partie similaires, présentent des critères de conception appuyés sur des approches contrastées. D'une part, les critères de conception proposés pour la solution du type Wisconsin sont en grande partie appuyés sur des approches empiriques et/ou qualitatives. Néanmoins, l'expérience semble démontrer que ce type de système présente une performance hydraulique et épuratoire acceptable, tel que suggéré par les constats rapportés au tableau 6.12. D'autre part, les critères de conception des systèmes de type Nouvelle-Écosse sont appuyés sur des approches quantitatives et des études scientifiques qui fournissent une compréhension approfondie des processus physiques et chimiques dictant la performance de ces systèmes (tableau 6.12). Néanmoins, la plupart des études scientifiques sont associées au site expérimental du *Biological Engineering Center* (Turo, Nouvelle-Écosse). L'applicabilité de ce type de système pour les conditions prévalant en Abitibi-Témiscamingue demeure à être évaluée. En ce qui a trait au système du type Ontario, peu d'informations relatives aux critères de conception ont été recensées et les informations issues de la littérature scientifique et technique recensées dans le cadre de la présente étude ne permettent pas de statuer sur l'applicabilité potentielle de cette approche pour les conditions prévalant en Abitibi-Témiscamingue.

Pour l'ensemble des solutions précitées, il ne semble pas exister d'outils de calcul simples et accessibles permettant d'estimer la vitesse de propagation du front d'infiltration des eaux usées en zone non-saturée et la morphologie du dôme piézométrique susceptible de résulter de l'injection d'eaux usées. Sur le plan théorique, les approches quantitatives associées aux solutions analytiques discutées à la section 6.2 pourraient permettre de pallier cette lacune et de réaliser certaines validations relatives à la performance hydraulique et épuratoire des systèmes :

1. **Zone non-saturée :** Des études ont révélé qu'avec le temps, la matrice poreuse d'une aire d'injection d'eaux usées tend à être colmatée par de la biomasse en réponse à l'activité bactérienne responsable de l'épuration des eaux y percolant (p. ex. : voir [Siegrist et al., 2000](#); [Birdson-Pateman et al., 2013](#); [Sinclair et al., 2013](#)). Cette accumulation de biomasse, généralement désignée «*biomat*» est susceptible d'affecter significativement les différents paramètres requis pour l'application de l'équation de Green-Ampt (p. ex. : voir le tableau 1 de l'étude de [Sinclair et al., 2013](#)). En ce sens, des mesures de terrain réalisées sur des installations réelles, déployées dans les conditions prévalant en Abitibi-Témiscamingue, devraient permettre de mieux estimer les propriétés hydrauliques du biomat. À terme, ces estimations permettraient d'utiliser la solution de Green-Ampt (section 6.2.1) afin d'estimer de façon simple et rapide la vitesse de migration du front d'infiltration au sein du monticule. Une telle estimation, lorsque couplée à un programme de suivi de la qualité de l'eau, permettrait de mieux établir le lien entre

les processus d'écoulement physiques en zone non saturée et la performance épuratoire des systèmes.

2. **Zone saturée:** l'approche du Wisconsin, telle que préalablement décrite, s'appuie notamment sur l'évaluation d'un débit de décharge à la base du monticule (DDBM) afin d'établir les dimensions des monticules. Or, l'approche ne permet pas d'évaluer la morphologie du dôme piézométrique susceptible de résulter de l'application du DDBM. De façon similaire, les solutions de la Nouvelle-Écosse et de l'Ontario s'appuient sur une vaste gamme de paramètres quantitatifs pour l'établissement de critères de conception. Or, les documents de référence ne stipulent pas de méthode simple et efficace afin de déterminer la morphologie du dôme piézométrique susceptible de résulter de l'infiltration des eaux usées. Pour des sites documentés sur la base de mesures de terrain, l'utilisation des équations de [Hantush \(1967\)](#), [Bouwer et al., \(1999\)](#) et [Khan et al., \(1976\)](#), à l'intérieur de leurs limites d'application respectives, permettrait d'estimer les risques de défaillance hydraulique sur la base de critères quantitatifs. L'avantage associé à l'utilisation des solutions analytiques (section 6.2) par rapport aux simulations numériques (section 6.3) vient de leur application qui est simple, rapide et accessible sans avoir à exploiter des logiciels spécialisés. L'application de telles équations, appuyées sur des validations terrain, constituerait un complément important aux études de performance associées au système de type Wisconsin et Nouvelle-Écosse.

De façon générale, les constats issus de la présente étude suggèrent que le déploiement de nouvelles solutions pour l'infiltration des eaux usées dans les conditions prévalant en Abitibi-Témiscamingue devrait impérativement s'appuyer sur la réalisation d'essais terrain préalables. Une démarche visant à exploiter les avantages des approches retenues pour le déploiement des solutions de type Wisconsin et Nouvelle-Écosse ainsi que s'appuyant sur les solutions analytiques discutées dans le cadre de la présente étude apparaît comme une solution robuste :

1. D'une part, l'approche empirique propre à la solution du type Wisconsin permet d'assurer le déploiement de solutions dont l'efficacité peut être démontrée en conditions réelles, sur la base d'un nombre suffisant de sites pour l'émission de prédictions statistiques robustes;
2. D'autre part, l'approche retenue pour les solutions de type Nouvelle-Écosse permet une évaluation quantitative des paramètres gouvernant la performance hydraulique et épuratoire des systèmes;
3. Finalement, l'application de solutions analytiques, si elles peuvent s'appuyer sur des validations de terrain, permettrait de mettre à la disposition des intervenants responsables de l'implantation des systèmes un outil quantitatif simple permettant de valider la sélection de critères de conception discutés au chapitre 5 et aux sections 7.1 à 7.3.

8. Conclusion et recommandations

La présente étude ciblait l'évaluation de l'applicabilité des solutions de type (1) Wisconsin, (2) Ontario (*shallow buried trench*) et (3) Nouvelle-Écosse (*sloping sand filter*, *C2 – standard and raised*, *C3 – contour disposal field* et *mound*) pour le traitement des eaux usées domestiques dans les conditions hydrogéologiques prévalant en Abitibi-Témiscamingue. Les démarches réalisées ont inclus (1) la réalisation d'une revue de littérature portant sur les provinces et territoires du Canada ainsi que sur 27 états américains identifiés comme des comparables pertinents, (2) le recensement, l'archivage, la mise en carte et l'analyse de l'ensemble des données physiques et chimiques permettant de caractériser les SGEP de l'Abitibi-Témiscamingue, (3) la documentation des critères de conception des solutions précitées sur la base d'une revue de littérature technique et (4) l'application de calculs théoriques appuyés sur des solutions analytiques et le développement de modèles numériques permettant de documenter la dynamique d'écoulement de l'eau en zone non-saturée et en zone saturée, pour des conditions analogues à celles prévalant sous une aire d'injection d'eaux usées.

Les données physiques et chimiques permettant de caractériser les SGEP de l'Abitibi-Témiscamingue tendent à indiquer que ces derniers présentent un faible potentiel de gonflement et une conductivité hydraulique de l'ordre de 0,01 à 1,00 m/j. En ce sens, les solutions de traitement des eaux usées domestiques par infiltration dans les sols présentent un potentiel d'application au sein de la ceinture argileuse de l'Abitibi-Témiscamingue.

Les travaux réalisés ont permis de recenser et de présenter les critères de conception des systèmes de type Wisconsin, Nouvelle-Écosse et Ontario. En termes générales, les constats découlant de la présente étude révèlent que les critères de conception de la solution du type Wisconsin reposent largement sur des aspects empiriques et qualitatifs. En ce sens, bien que la performance hydraulique et épuratoire de ce type de système soit démontrée par différentes études techniques couvrant un grand nombre de sites opérés en conditions réelles, la compréhension des processus physiques et chimiques dictant la performance des systèmes demeure fragmentaire. En contrepartie, les critères de conception des systèmes de type Nouvelle-Écosse s'appuient sur des normes quantitatives clairement établies. La littérature scientifique associée à ce type de système permet une compréhension quantitative des processus physiques et chimiques prévalant au sein de systèmes expérimentaux. Néanmoins, ces études sont limitées en nombre et ciblent généralement des sites expérimentaux situés en Nouvelle-Écosse. En ce sens, les études associées aux systèmes de type Nouvelle-Écosse peuvent difficilement être utilisées afin d'émettre des prédictions relatives à l'éventuelle performance (hydraulique et épuratoire) de ces systèmes pour les conditions prévalant en Abitibi-Témiscamingue. Finalement, peu d'informations quantitatives permettent de documenter la solution du type Ontario (*shallow buried trench*).

Des solutions analytiques ont été étudiées afin d'évaluer leur application potentielle pour la documentation de la performance hydraulique des systèmes en zones non-saturée et saturée. L'approche de [Green-Ampt \(1911\)](#) a été retenue comme une solution potentiellement applicable dans la perspective d'évaluer la vitesse de propagation d'un front d'infiltration d'eaux usées en zone non saturée. Les solutions analytiques de [Hantush \(1967\)](#), [Bouwer et al. \(1999\)](#) et [Khan et al. \(1976\)](#) ont été abordées afin d'estimer la morphologie d'un dôme piézométrique se formant sous une aire d'injection d'eaux usées en régime transitoire et permanent. Les résultats des

calculs associés à ces solutions analytiques ont été confrontés à des simulations numériques en différences finies réalisées à l'aide du code MODFLOW et du module UZF lui étant associé. Les différentes solutions analytiques et les simulations numériques ont permis d'évaluer l'influence des paramètres physiques dictant la performance hydraulique des systèmes. Les travaux réalisés suggèrent que les solutions analytiques et les simulations numériques fournissent des résultats comparables, tant pour la zone non-saturée que pour la zone saturée. Une feuille de calcul a été construite afin de faciliter l'utilisation simultanée des solutions analytiques précitées. Cette feuille de calcul pourrait être utilisée comme un outil permettant de prédire la performance hydraulique de systèmes de traitement des eaux usées par infiltration dans les SGEP de l'Abitibi-Témiscamingue. En ce sens, les solutions analytiques présentent un potentiel d'application dans la perspective de supporter l'émission de recommandations quantitatives relatives aux critères de conception des systèmes.

Sur la base de ce qui précède, trois principales recommandations sont émises dans la perspective d'optimiser l'éventuel déploiement de solutions de traitement des eaux domestiques par infiltration dans les SGEP d'Abitibi-Témiscamingue (Tableau 8.1).

Tableau 8.1. Recommandations prioritaires

Thèmes d'intérêt	Recommandations jugées prioritaires	Références
Stratégie de déploiement des approches de type Wisconsin, Nouvelle-Écosse et/ou Ontario pour le traitement des eaux usées par infiltration dans les SGEP de l'Abitibi-Témiscamingue	Les constats découlant de la revue de littérature technique et scientifique réalisée dans le cadre de l'étude suggèrent qu'une approche hybride entre celle retenue par (1) la Nouvelle-Écosse (démarche quantitative appuyée sur un nombre limité de sites expérimentaux) et (2) le Wisconsin (approche empirique appuyée sur un grand nombre de sites évalués en conditions réelles) serait optimale. D'une part, la documentation de sites expérimentaux permettrait d'évaluer la performance hydraulique et épuratoire des systèmes pour les conditions prévalant en Abitibi-Témiscamingue. D'autre part, l'évaluation qualitative/empirique de la performance des systèmes en suivant une approche inspirée du Wisconsin permettrait d'évaluer l'applicabilité des systèmes en conditions réelles avant un déploiement à grande échelle.	Section 6.5
Évaluation terrain des caractéristiques des SGEP d'Abitibi-Témiscamingue	Les données recueillies dans le cadre de la présente étude tendent à indiquer que les SGEP de l'Abitibi-Témiscamingue présentent généralement un potentiel de gonflement faible. Néanmoins, la conductivité hydraulique de ces sédiments est susceptible de varier sur plus d'un ordre de grandeur à l'échelle de la région. De surcroît, les dépôts de la région sont constitués de varves et une anisotropie marquée ($k_h \gg k_v$) est fortement probable. Or, les simulations numériques réalisées dans le cadre de la présente étude suggèrent que la performance hydraulique des systèmes serait en partie tributaire de l'anisotropie des SGEP. En ce sens, des études de terrain devraient être menées afin d'identifier les stratégies les plus simples et les moins onéreuses afin de caractériser la conductivité hydraulique des SGEP avant l'installation de systèmes d'épuration des eaux usées.	Chapitre 4
Établissement d'un outil permettant de justifier la pertinence des critères quantitatifs pour la conception des systèmes	Les approches du Wisconsin, de la Nouvelle-Écosse et de l'Ontario sont associées à des critères de conception quantitatifs. Or, les équations et approches quantitatives qui sous-tendent l'établissement de ces critères ne sont pas systématiquement expliquées dans les guides de conception. En ce sens, l'utilisation d'un fichier de calcul simple appuyé sur des solutions analytiques validées par des essais terrain permettrait de bonifier les explications associées à la sélection des critères de conception des systèmes. Un tel outil permettrait de mieux illustrer la pertinence des critères de conception des systèmes et fournirait un support pour la bonification de ces critères. L'utilisation de solutions analytiques s'avère avantageuse car elle ne nécessite pas l'utilisation de logiciels sophistiqués et pourrait permettre une utilisation régulière par les intervenants du milieu.	Chapitres 5 et 6

9. Références bibliographiques

Citations dans le textes et les tableaux

- Agriculture Canada, 1998. Le système Canadien de classification des Sols (3ième éditions). Comité d'experts sur la prospection pédologique. Publication 1646, 187 p.
- Agriculture et Agroalimentaire Canada, sans date. Levés pédologiques détaillés – Version 3. En ligne, URL : <http://sis.agr.gc.ca/siscan/nsdb/dss/v3/index.html>, Date de modification : 26 janvier 2016, Consulté le 26 octobre 2016.
- Aksu, I., Bazilevskaya, E. et Z.T. Karpyn, 2015. Swelling of clay minerals in unconsolidated porous media and its impact on permeability. *GeoResJ*, 7: 1-13.
- Appelo, C.A.J. et D. Postma, 2005. Geochemistry, groundwater and Pollution. 2^{ième} édition, A. A. Balkema Publishers, Leiden, Pays-Bas, 649 p.
- Bain, J.A., 1971. A plasticity chart as an aid to the identification and assessment of industrial clays. *Clay Minerals*, 9: 1-17.
- Ballivy, G., 1970. Contribution à l'étude des caractéristiques géologiques et géotechniques des dépôts d'argile du nord-ouest du Québec (région de Matagami-Rupert). Mémoire de maîtrise, École polytechnique, Montréal, 222 p.
- Ballivy, G., Pouliot, G. et A.A. Loiseau, 1971. Quelques caractéristiques géologiques et minéralogiques des dépôts d'argile du nord-ouest du Québec. *Jour. Can. Sci. Terre*, 8: 1525-1541.
- Boussinesq, J., 1904. Recherches théoriques sur l'écoulement des nappes d'eau infiltrées dans le sol et sur débit de sources. *J. Math. Pures Appl.*, 10: 5-78.
- Bouwer, H., P.E., Member, ASCE, Back, J.T. et J.M. Oliver, 1999. Predicting infiltration and ground-water mounds for artificial recharge. *Journal of Hydrologic Engineering*, 4(4): 350-357.
- Bridson-Pateman, E., Hayward, J., Jamieson, R., Boutilier, L. et C. Lake, 2013. The effects of dosed versus gravity-fed loading methods on the performance and reliability of contour trench disposal fields used for onsite wastewater treatment. *Journal of Environmental Quality*, 42: 553-561.
- Brock, R.R., 1977. Comment on « Shapes of steady state perched groundwater mounds » by M.Y. Khan, D. Kirkham, and R.L Handy. *Water Resources Research*, 13(2): 501-502.
- Brooks, R.H. et A.T. Corey, 1964. Hydraulic properties of porous media. Hydrology Papers, no 3, Colorado State University, Fort Collins, CO.
- Chapuis, R.P., 1999. Guide des essais de pompage et leurs interprétations. Gouvernement du Québec – Les Publications du Québec, Sainte-Foy, Québec, 156 p.

- Chapuis, R.P., 2004. Predicting the saturated hydraulic conductivity of sand and gravel using effective diameter and void ratio. *Can Geotech J*, 41(5): 787-795.
- Cloutier, V., Rosa, E., Roy, M., Nadeau, S., Blanchette, D., Dallaire, P.-L., Derrien, G. et J. Veillette, 2016. Atlas hydrogéologique de l'Abitibi-Témiscamingue. Les Presses de l'Université du Québec, 88 pages, D4507, ISBN 978-2-7605-4507-6 2016.
- Commission géologique du Canada, 2014. Géologie des formations superficielles du Canada. Commission géologique du Canada, Carte géoscientifique du Canada 195 (version préliminaire, conversion de la carte 1880A au modèle de données sur les matériaux superficiels v. 2.0), échelle 1/5 000 000, doi : 10.4095/295462.
- Converse, J.C. et E.J. Tyler, 1984. Wisconsin Mounds for very difficult sites. Small Scale Waste Management Project, On-Site Sewage Treatment – The Fourth National Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems, 12 p.
- Converse, J.C. et E.J. Tyler, 1986. Wisconsin mounds performance. Small Scale Waste Management Project, 12 p.
- Converse, J.C. et E.J. Tyler, 1992. Effluent quality under saturated conditions for Wisconsin mounds systems. Small Scale Waste Management Project, 12 p.
- Converse, J.C. et E.J. Tyler, 2000. Wisconsin mound soil absorption system : siting, design and construction manual. Small Scale Waste Management Project, University of Wisconsin-Madison (updated version of the 1990 mound manual with the same name).
- Cornell University, 1951. Final report on soil solidification research. Ithaca, New York.
- Darcy, H., 1856. Les fontaines publiques de la ville de Dijon. V. Dalmont, Paris, 647 p.
- Duchesne, J., sans date. Minéralogie : Cours GLG-10334 - Notes de cours. Université Laval, Faculté des sciences et de génie, Département de géologie et de génie géologique, Repro-Laval, Québec, 314 p.
- Foscal-Mella, G., 1976. Analyse minéralogique des argiles glaciaires. Mémoire de maîtrise, École polytechnique, Montréal, 148 p.
- Freeze, R.A. et J.A. Cherry. 1979. Groundwater. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, 604 p.
- Green, W.H. et G.A. Ampt, 1911. Studies on soil physics, Part I, The flow of air and water through soils. *J. Agric. Sci.*, 4(1): 1-24.
- Guggenheim, S., Adams, J.M., Bain, D.C., Bergaya, F., Brigatti, M.F., Drits, V.A., Formoso, M.L.L., Galan, E., Kogure, T. et H. Stanjek, 2006. Summary of recommendations of nomenclature committees relevant to clay mineralogy : Report of the Association Internationale pour l'Étude des Argiles (AIPEA) nomenclature committee for 2006. *Clays and Clay Minerals*, 54(6): 761-772.

- Hantush, M.S., 1967. Growth and decay of Ground-water-Mounds in response to uniform percolation. *Water Resources Research*, 3(1): 227-234.
- Harbaugh, A.W., 2005. Modflow-2005, The U.S. Geological Survey Modular Ground-Water Model – the Ground-Water Flow Process. U. S. Geological Survey Techniques and Methods 6-A16, USGS, 253 p.
- Havard, P., Jamieson, R., Cudmore, D, Boutilier, L. et R. Gordon, 2008. Performance and hydraulics of lateral flow sand filters for on-site wastewater treatment. *Journal of Hydrologic Engineering*, 13(8): 720-728.
- Hazen, A., 1911. Dams on sand formations discussion. *Trans ASCE*, 73: 199-203.
- Holtz, R.D. et W.D. Kovacs. 1991. Introduction à la géotechnique. Éditions de l'école Polytechnique de Montréal, Montréal, 808 p.
- Khan, M.Y., Kirkham, D. et R.L. Handy, 1976. Shapes of steady state perched groundwater mounds. *Water Resources Research*, 12(3): 429-436.
- Landry, B. et M. Mercier, 1984. Notions de géologie. 2^{ième} édition, Modulo Éditeur, Mont-Royal, 437 p.
- Lautrin, D., 1987. Une procédure rapide d'identification des argiles. *Bull. liaison Labo P. et Ch.*, nov. – déc. 1987, 152: 75-84.
- Locat, J. et G. Lefebvre, 1981. Étude de la formation des sédiments fins glacio-lacustres du lac Barlow-Ojibway. *Géographie physique et Quaternaire*, 35(1): 93-103.
- Locat, J., Lefebvre, G. et G. Ballivy, 1984a. Mineralogy, chemistry, and physical properties interrelationships of some sensitive clays from Eastern Canada. *Can. Geotech. J.*, 21: 530-540.
- Locat, J., Ballivy, G. et G. Lefebvre, 1984b. Notes sur la minéralogie des sédiments fins du lac Ojibway, en particulier ceux de la région de Matagami, Québec. *Géographie physique et Quaternaire*, 38(1): 49-57.
- MAC, 1976. Glossaire des termes de la science des sols. Direction de la recherche, Ministère de l'agriculture du Canada, Publication 1459, 44 p.
- Tabi, M., Tardif, L., Carrier, D., Laflamme, G. et M. Rompré, 1990. Inventaire de dégradation des sols agricoles du Québec, Région agricole 9 Abitibi-Témiscamingue, Entente auxiliaire Canada-Québec sur le développement Agro-Alimentaire. Ministère de l'Agriculture, des Pêcheries et de l'Alimentation du Québec, Gouvernement du Québec, 83 p.
- McCarthy, D.F., 2007. Essentials of Soil Mechanics and Foundations. Prentice Hall, 7^{ième} édition, 850 p.
- MENS, 2015. On-site Sewage Disposal Systems Standard. Established by the Minister of Environment, Nova Scotia, URL: <http://www.novascotia.ca/nse/wastewater/on.site.sewage.disposal.asp>.

- Ministère des Ressources Naturelles et de la Faune (MRNF), 2008. Norme de stratification écoforestière Quatrième inventaire écoforestier. Forêt Québec - Direction des inventaires forestiers. 62 p.
- Newfoundland and Labrador, 2006. Private sewage disposal and water supply standards. Government Services, 81 p.
- Niswonger, R.G., Prudic, D.E. et S. Regan, 2006. Documentation of the Unsaturated-Zone Flow (UZF1) Package for modeling unsaturated flow between the land surface and the water table with MODFLOW-2005, U.S. Geological Survey Techniques and Methods 6-A19, 62 p.
- Ontario building code, 2012. Part 8, Sewage systems.
- Pouliot, G., 1978. Argiles Olga 404 Rupert – 7, analyses minéralogiques et essais chimiques. Département de génie minéral, École polytechnique, Montréal, 11 p.
- Quigley, R.M. et T.A. Ogunbadejo, 1972. Clay layer fabric and oedometer consolidation of a soft varved clay. *Revue canadienne de Géotechnique*, 9: 165-175.
- Richards, L.A., 1931. Capillary conduction of liquids through porous mediums. *Physics*, 1:318-333.
- Rompré, M. et D. Carrier, 1997. Étude pédologique des sols défrichés de l'Abitibi-Témiscamingue. Centre de recherche et d'expérimentation des sols, Ministère de l'Agriculture, des Pêcheries et de l'Alimentation du Québec (MAPAQ), 126 p.
- Savage, P.F., 2007. Evaluation of possible swelling potential of soil. Proceedings of the 26th Southern African Transport Conference, 9 -12 July 2007, 277-283.
- Siegrist, R.L., Tyler, J.E. et P.D. Jansen, 2000. Design and performance of on-site wastewater soil absorption systems. National Research Needs Conference, Risk-Based Decision Making for Onsite Wastewater Treatment, Washington University, St. Louis, Missouri, 19-20 May 2000, 48 p.
- Sinclair, A., Jamieson, R., Gordon, R.J., Madani, A. et W. Hart, 2014. Modeling phosphorus treatment capacities of On-Site wastewater lateral flow sand filters. *J. Environ. Eng.*, 140(2): 1-13
- Soderman, L.G., et R.M. Quigley, 1965. Geotechnical properties of three Ontario clays. *Can. Geotech. J.*, 2: 167-189.
- Sposito, G., 2008. The chemistry of soils. 2^{ième} édition, Oxford, New York, 329p.
- Tehrani, P.S., 2009. Efficiency of sand filter beds for the removal of bacteria from residential wastewater. Mémoire de maîtrise, Université de Guelph, 139 p.
- Todd D.K. et L.W. Mays, 2005. Groundwater Hydrology. Troisième édition, John Wiley & Sons, Inc, 636 p.
- Tyler, E.J., 2000. Hydraulic wastewater loading rates to soil. In: K. Mancel (ed.) On-site wastewater treatment, Proc. of the 9th International Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems.

- Tyler, E.J., et L. Kramer Kuns, 2000. Designing with Soil: Development and Use of a Wastewater Hydraulic Linear and Infiltration Loading Rate Table. In: K. Mancel (ed.) On-site wastewater treatment, Proc. of the 9th International Symposium on Individual and Small Community Sewage Systems.
- Veillette, J.J., 1996. Géomorphologie et géologie du quaternaire du Témiscamingue, Québec et Ontario. Commission géologique du Canada, Natural Resources Canada / Ressources naturelles Canada. Bulletin 476, 269 p.
- White, A.W., 1949. Atterberg plastic limits of clay minerals. *American Mineralogist*, 22(7): 508-512.
- Wilson, J., Boutilier, L., Jamieson, R., Havard, P. et C. Lake, 2011. Effects of hydraulic loading rate and filter length on the performance of lateral flow sand filters for on-site wastewater treatment. *Journal of Hydrologic Engineering*, 16(8): 639-649.
- Wisconsin administrative code, 2013. Private onsite wastewater treatment system, Chapter SPS 383.

Citations apparaissant sur les cartes thématiques seulement

- Cloutier, V., Rosa, E., Roy, M., Nadeau, S., Blanchette., D., Dallaire, P.-L., Derrien, G. et J. Veillette, 2016. Atlas hydrogéologique de l'Abitibi-Témiscamingue. Presses de l'Université du Québec, Québec, 78 p.
- Ministère des Ressources Naturelles et de la Faune (MRNF), 2009. Normes de cartographie écoforestière, Troisième inventaire écoforestier. Forêt Québec - Direction des inventaires forestiers. 95 p.
- Paradis, S.J., 2005. Géologie des formations en surface et histoire glaciaire, Lac Castagnier, Québec. Commission géologique du Canada, Carte 1991A, échelle 1 : 100000.
- Paradis, S.J., 2007a. Géologie des formations en surface et histoire glaciaire, Rapide-des Cèdres, Québec. Commission géologique du Canada, Carte 1992A, échelle 1 : 100000.
- Paradis, S.J., 2007b. Géologie des formations en surface et histoire glaciaire, Lac Blouin, Québec. Commission géologique du Canada, Carte 2017A, échelle 1 : 100 000.
- Paradis, S.J., 2007c. Géologie des formations en surface et histoire glaciaire, Lebel-sur-Quévillon, Québec. Commission géologique du Canada, Carte 2018A, échelle 1 : 100000.
- Soller, D.R., Reheis, M.C., Garrity, C.P. et D.R. Van Sistine, 2009. Map database for surficial materials in the conterminous United States : U. S. Geological Survey Data Series 425, URL : <http://pubs.usgs.gov/ds/425/>, Date de modification : 13 janvier 2013, Consulté le 23 août 2016.
- Thibaudeau, P. et J.J. Veillette, 2005. Géologie des formations en surface et histoire glaciaire, Lac Chicobi, Québec. Commission géologique du Canada, Carte 1996A, échelle 1 : 100 000.
- Veillette, J.J., 1986a. Géologie des formations en surface, New Liskeard, Ontario-Québec. Commission géologique du Canada, Carte 1639A.

- Veillette, J.J., 1986b. Géologie des formations en surface, Haileybury, Ontario-Québec. Commission géologique du Canada, Carte 1642A.
- Veillette, J.J., 1987a. Géologie des formations en surface, Lac Simard, Québec. Commission géologique du Canada, Carte 1640A.
- Veillette, J.J., 1987b. Géologie des formations en surface, Grand Lake Victoria North, Québec. Commission géologique du Canada, Carte 1641A, échelle 1 : 100 000.
- Veillette, J.J., 1987c. Géologie des formations en surface, Belleterre, Québec. Commission géologique du Canada Carte 1643A.
- Veillette, J.J., 2004. Géologie des formations en surface et histoire glaciaire, Cadillac, Québec. Commission géologique du Canada, Carte 2019A, échelle 1 : 100000.
- Veillette, J.J., 2007a. Géologie des formations en surface et histoire glaciaire, Rivière Harricana, Québec. Commission géologique du Canada, Carte 1993A, échelle 1 : 100000.
- Veillette, J.J., 2007b. Géologie des formations en surface et histoire glaciaire, Rivière Waswanipi, Québec. Commission géologique du Canada, Carte 1997A, échelle 1 : 100 000.
- Veillette, J.J. et R.-A. Daigneault, 1987. Géologie des formations en surface, Lac Kipawa, Québec-Ontario. Commission géologique du Canada, Carte 1644A.
- Veillette, J.J. et J.-S. Pomares, 2003. Géologie des formations en surface et histoire glaciaire, Lac Matagami, Québec. Commission géologique du Canada, Carte 1994A, échelle 1 : 100 000.
- Veillette, J.J. et P. Thibaudeau, 2007. Géologie des formations en surface et histoire glaciaire, Rivière Wawagasic, Québec. Commission géologique du Canada, Carte 1995A, échelle 1 : 100000.

Annexe A

Description de données issues des sources citées dans le texte et les tableaux

Données d'Agriculture et Agroalimentaire Canada

Sélection des données

La figure 1 présente les secteurs du territoire canadien couvert par des sols argileux mis en place dans des environnements glaciolacustres et glaciomarins formés lors de la dernière grande déglaciation.

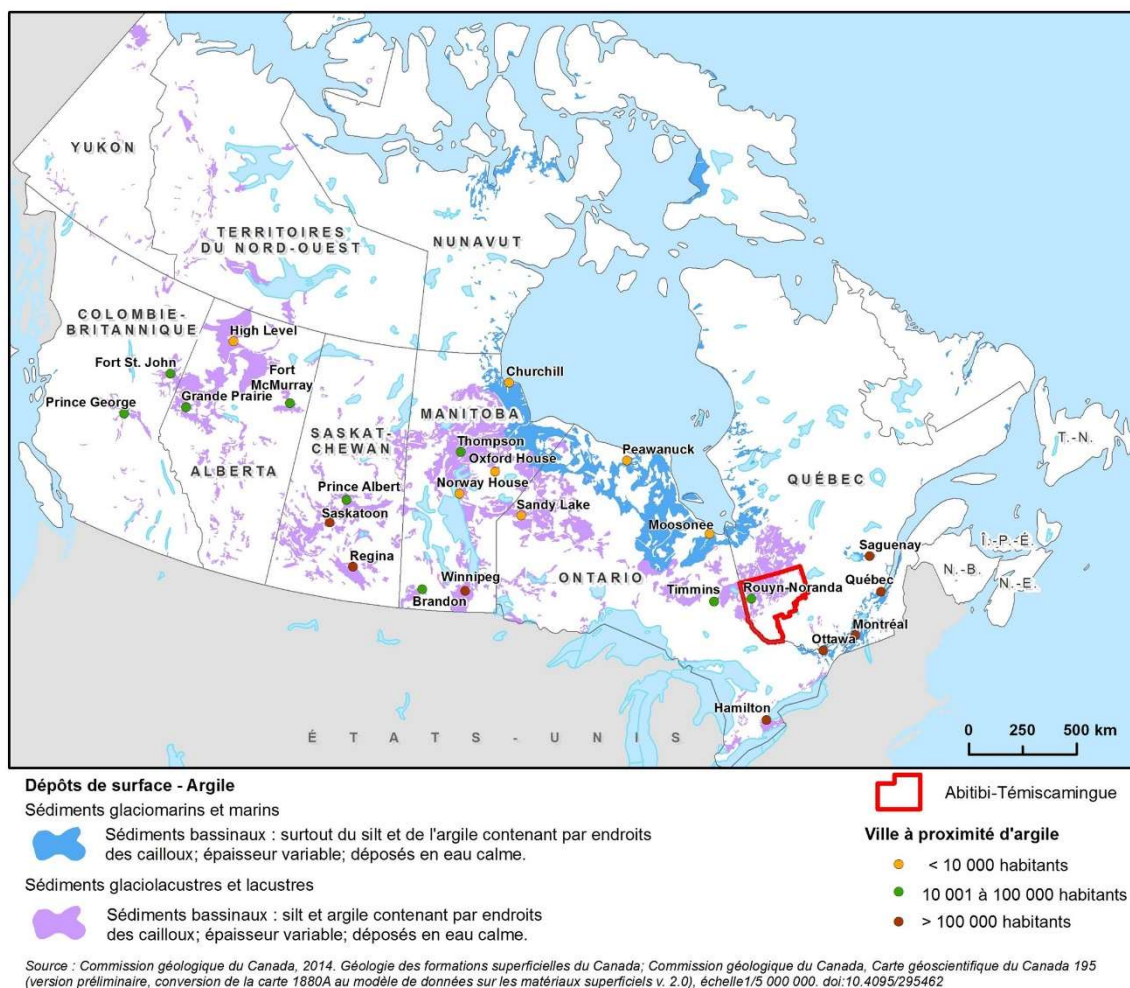


Figure 1 : Étendue des sols argileux au Canada¹

Les secteurs couverts par de grandes étendues d'argile lacustre et glaciolacustre comparables à celles de l'Abitibi-Témiscamingue sont principalement localisées à l'ouest dans les provinces de l'Ontario, du Manitoba, de la Saskatchewan et de l'Alberta. Quelques étendues sont aussi observables dans la province de la Colombie-Britannique, dans le territoire du Yukon et dans les Territoires du Nord-Ouest. Sur la base de la répartition spatiale des grandes étendues d'argiles glaciolacustres et lacustres, la sélection des données s'est limitée aux provinces de l'Ontario (ON), du Manitoba (MB), de la Saskatchewan (SK) et de l'Alberta (AB).

¹Commission géologique du Canada, 2014. Géologie des formations superficielles du Canada; Commission géologique du Canada, Carte géoscientifique du Canada 195 (version préliminaire, conversion de la carte 1880A au modèle de données sur les matériaux superficiels v. 2.0), échelle 1/5 000 000. Doi : 10.4095/295462

Acquisitions des données

L'acquisition des données s'effectue par l'entremise de la Base nationale de données sur les sols² (BNDS) intégrée à même le Service d'information sur les sols du Canada³ (SISCan) d'Agriculture et Agroalimentaire Canada. Les données acquises sont constituées de polygones de superficie variable géoréférencées. Chacun des polygones est associé à un groupe d'informations qui décrit et caractérise le sol couvert par l'étendu du polygone. Le tableau 1 résume l'information générale des levés pédologiques détaillés compilés par Agriculture et Agroalimentaire Canada.

Tableau 1 : Informations générales sur les données téléchargées des levés pédologiques

Province	Couverture	Échelle	Nb polygones	Superficie (km ²)
AB	Zones agricoles	1 : 100 000	28 366	258 011,18
MB	Quasi-totalité de la province	Multiplés	168 371	402 841,24
ON	Région entre Windsor et la vallée de l'Outaouais	1 : 50 000	99 433	103 632,71
SK	Zones agricoles	1 : 100 000	67 166	297 888,24

À l'aide du logiciel ArcGIS v. 10.2.2, les couches de polygones des provinces de l'Alberta, du Manitoba, de l'Ontario et de la Saskatchewan ont été superposées à celle utilisée pour présenter l'étendue des sols argileux mis en place dans des milieux glaciolacustres et lacustres de la figure 1. Cette superposition a permis l'extraction automatisée des polygones de sol localisés dans les grandes étendues d'argiles glaciolacustres et lacustres. Le tableau 2 résume les résultats de cette extraction.

Tableau 2 : Résultats de la phase d'extraction

Province	Nb de polygones avant l'extraction	Superficie (km ²)	Nb de polygones associés aux grandes étendues d'argiles glaciolacustres et lacustres	Superficie (km ²)
AB	28 366	258 011	6 706	75 290
MB	168 371	402 841	45 462	200 749
ON	99 433	103 633	19 443	20 555
SK	67 166	297 888	19 934	104 590
Total	363 336	1 062 373	91 545	401 184

Structure des données

D'une province à l'autre, la structure des ensembles de données est la même. Dans le cadre du présent mandat, c'est la troisième version des ensembles de données qui est utilisée. Pour de plus amples informations sur les versions précédentes, le lecteur est invité à consulter le site internet d'Agriculture et Agroalimentaire Canada⁴.

²<http://sis.agr.gc.ca/siscan/nsdb/index.html>

³<http://sis.agr.gc.ca/siscan/index.html>

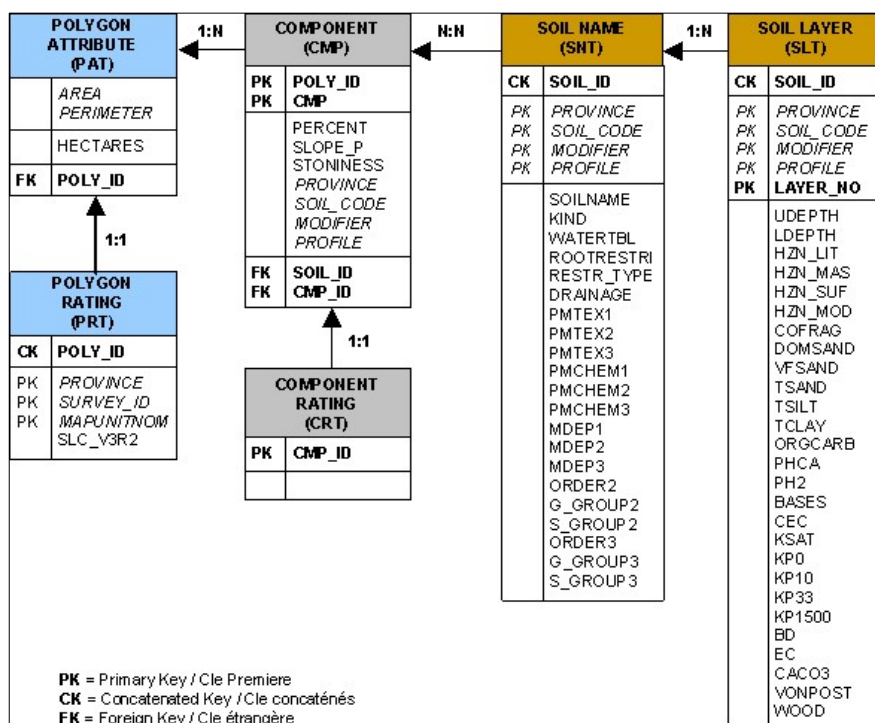
⁴<http://sis.agr.gc.ca/siscan/nsdb/dss/v3/index.html>

Les données des levés pédologiques détaillés sont divisées en six tables décrites au tableau 3. Chaque ligne d'entrée est une ligne d'informations rattachées à un polygone précis. Toutefois, ce ne sont pas tous les polygones qui ont une ligne d'informations dans chacune des six tables. Regroupées, les six tables composent une base de données et peuvent être géoréférencées dans un système d'information géographique (SIG) du type ArcGIS d'ESRI ou sans référence spatiale dans un logiciel de gestion de base de données du type ACCESS de Microsoft. L'association des polygones avec leurs informations se fait par l'entremise d'une structure relationnelle respectant l'organisation présentée à la figure 2.

Tableau 3 : Description sommaire des tables qui composent une base de données des levés pédologiques détaillés⁵

Table	Appellation	Description
Table de polygone	PAT	Cette table fournit le lien entre les emplacements géographiques (polygones) et les attributs de sol dans les bases de données associées
Table d'évaluation de polygone	PRT	La table des notations polygone (PRT) contient les attributs qui s'appliquent à l'ensemble des polygones
Table des composantes	CMP	Cette table décrit les pédo-paysages du sol qui sont les composantes d'un polygone. Noter que les composantes ne décrivent que la portion terre du polygone
Table d'évaluation des composantes	CRT	TBD
Table de nom de sol	SNT	Cette table décrit les caractéristiques physiques et chimiques générales pour tous les sols identifiés dans une région géographique
Table de couche de sol	SLT	Le fichier sur les couches de sol est conçu pour traiter les attributs qui varient dans le sens vertical

⁵Informations écrites telles que présentées au lien internet de la note ⁶

Figure 2 : Structure relationnelle de la base de données⁶

Tables des ensembles de données

Tel que démontré sur la figure 2, chacune des six tables de la série de données est composée d'un ensemble d'attributs ou de paramètres qui permettent de décrire le sol associé à un polygone précis. Présenté dans le même ordre que dans le tableau 2, chaque attribut ou paramètre d'une table est décrit à l'intérieur des tableaux 4 à 9. Il est à noter que l'information présentée est une copie conforme de ce qui est retrouvé aux différents liens internet indiqués.

Table de polygone (PAT)

Lien internet : <http://sis.agr.gc.ca/siscan/nsdb/dss/v3/pat/index.html>

Nom du fichier : dss_v3_REGION_pat

Tableau 4 : Description des attributs ou paramètres de la table PAT

Champ	Nom	Type	Épaisseur	Description
1	POLY_ID	chaîne	12	Identificateur de polygone
2	TBD	entier relatif	9	Superficie du polygone entier

⁶Figure accessible au lien internet <http://sis.agr.gc.ca/siscan/nsdb/dss/v3/model.html>

Table d'évaluation de polygone (PRT)Lien internet : <http://sis.agr.gc.ca/siscan/nsdb/dss/v3/prt/index.html>

Nom du fichier : dss_v3_REGION_prt

Tableau 5 : Description des attributs ou paramètres de la table PRT

Champ	Nom	Type	Épaisseur	Description
1	POLY_ID	chaîne	12	Identificateur de polygone
2	MAPUNIT	chaîne	60	Symbole de l'unité de cartographie
3	SLC_V3R2	entier relatif	7	Identificateur de polygone du PPC
101	MAPUMOD	chaîne	3	
102	SLOPE_RG	chaîne	3	
103	SURFEX	chaîne	3	
104	SLPL	chaîne	3	
105	SALSYM	chaîne	4	
106	WIND	chaîne	1	
107	WATER	chaîne	1	
108	IRRIG	chaîne	8	

Table des composantes (CMP)Lien internet : <http://sis.agr.gc.ca/siscan/nsdb/dss/v3/cmp/index.html>

Nom du fichier : dss_v3_REGION_cmp

Tableau 6 : Description des attributs ou paramètres de la table CMP

Champ	Nom	Type	Épaisseur	Description
1	POLY_ID	chaîne	12	Identificateur de polygone
2	CMP	entier relatif	2	Numéro de la composante
3	PERCENT	entier relatif	3	Pourcentage du polygone occupé par la composante
4	SLOPE_P	décimal	5	Raideur de la pente
5	SLOPE_LEN	entier relatif	4	Longueur de la pente
6	STONINESS	chaîne	1	Classe de pierrosité
7	PROVINCE	chaîne	2	Code province
8	SOIL_CODE	chaîne	3	Code de sol
9	MODIFIER	chaîne	5	Modificateur de code du sol
10	PROFILE	chaîne	1	Type de profil de sol
11	SOIL_ID	chaîne	11	Identificateur de nom du sol
12	CMP_ID	chaîne	14	Identificateur de composantes de polygone

*Table d'évaluation des composantes (CRT)*Lien internet : <http://sis.agr.gc.ca/siscan/nsdb/dss/v3/crt/index.html>Nom du fichier : *dss_v3_REGION_crt***Tableau 7 : Description des attributs ou paramètres de la table CRT**

Champ	Nom	Type	Épaisseur	Description
1	CMP_ID	chaîne	14	Identificateur de composantes de polygone

*Table de nom de sol (SNT)*Lien internet : <http://sis.agr.gc.ca/siscan/nsdb/soil/v2/snt/index.html>Nom du fichier : *soil_name_REGION_v2***Tableau 8 : Description des attributs ou paramètres de la table SNT**

Champ	Nom	Type	Épaisseur	Description
1	SOIL_ID	chaîne	11	Identificateur de nom du sol
2	PROVINCE	chaîne	2	Code province
3	SOIL_CODE	chaîne	3	Code de sol
4	MODIFIER	chaîne	5	Modificateur de code du sol
5	PROFILE	chaîne	1	Type de profil de sol
6	SOILNAME	chaîne	24	Nom de sol
7	KIND	chaîne	1	Type de matériel de surface
8	WATERTBL	chaîne	2	Caractéristiques de la nappe phréatique
9	ROOTRESTRI	chaîne	1	Couche de sol bloquant le passage aux racines
10	RESTR_TYPE	chaîne	2	Type de couche bloquant le passage aux racines
11	DRAINAGE	chaîne	2	Classe de drainage du sol
12	PMTEX1	chaîne	2	Texture de matériau originel - premier
13	PMTEX2	chaîne	2	Texture de matériau originel - deuxième
14	PMTEX3	chaîne	2	Texture de matériau originel - troisième
15	PMCHEM1	chaîne	2	Propriété chimique de matériau originel - premier
16	PMCHEM2	chaîne	2	Propriété chimique de matériau originel - deuxième
17	PMCHEM3	chaîne	2	Propriété chimique de matériau originel - troisième
18	MDEP1	chaîne	4	Mode de dépôt - premier (le plus élevé)
19	MDEP2	chaîne	4	Mode de dépôt - deuxième
20	MDEP3	chaîne	4	Mode de dépôt - troisième
21	ORDER2	chaîne	2	Ordre de sols (deuxième édition)
22	G_GROUP2	chaîne	3	Grand groupe de sols (deuxième édition)
23	S_GROUP2	chaîne	4	Sous-groupe de sols (deuxième édition)
24	ORDER3	chaîne	2	Ordre de sols (troisième édition)
25	G_GROUP3	chaîne	3	Grand groupe de sols (troisième édition)
26	S_GROUP3	chaîne	5	Sous-groupe de sols (troisième édition)

*Table de couche de sol (SLT)*Lien internet : <http://sis.agr.gc.ca/siscan/nsdb/soil/v2/slt/index.html>

Nom du fichier : soil_layer_REGION_v2

Tableau 9 : Description des attributs ou paramètres de la table SLT

Champ	Nom	Type	Épaisseur	Description
1	SOIL_ID	chaîne	11	Identificateur de nom du sol
2	PROVINCE	chaîne	2	Code province
3	SOIL_CODE	chaîne	3	Code de sol
4	MODIFIER	chaîne	5	Modificateur de code du sol
5	PROFILE	chaîne	1	Type de profil de sol
6	LAYER_NO	chaîne	1	Numéro de l'horizon
7	UDEPTH	entier relatif	3	Profondeur de l'horizon supérieur
8	LDEPTH	entier relatif	3	Profondeur de l'horizon inférieur
9	HZN_LIT	chaîne	1	Horizon à discontinuité lithologique
10	HZN_MAS	chaîne	3	Horizon principal
11	HZN_SUF	chaîne	7	Suffixe de l'horizon
12	HZN_MOD	chaîne	1	Modificateur de l'horizon
13	COFRAG	entier relatif	3	Fragments grossiers
14	DOMSAND	chaîne	2	Fraction de sable dominante
15	VFSAND	entier relatif	3	Sable très fin
16	TSAND	entier relatif	3	Sable total
17	TSILT	entier relatif	3	Limon total
18	TCLAY	entier relatif	3	Argile totale
19	ORGCARB	décimal	5	Carbone organique
20	PHCA	décimal	4	pH mesuré dans le chlorure de calcium
21	PH2	décimal	4	pH figurant dans le rapport sur le projet
22	BASES	entier relatif	3	Saturation de la base
23	CEC	entier relatif	3	Capacité d'échange cationique
24	KSAT	décimal	7	Conductivité hydraulique en milieu saturé
25	KPO	entier relatif	3	Rétention d'eau à 0 kP
26	KP10	entier relatif	3	Rétention d'eau à 10 kP
27	KP33	entier relatif	3	Rétention d'eau à 33 kP
28	KP1500	entier relatif	3	Rétention d'eau à 1 500 kP
29	BD	décimal	5	Densité apparente
30	EC	entier relatif	3	Conductivité électrique
31	CACO3	entier relatif	2	Équivalent en carbonate de calcium
32	VONPOST	entier relatif	2	Estimation de Von Post de la décomposition
33	WOOD	entier relatif	2	Matériaux ligneux