

**Titre:** Analyse de l'effet d'inclusions drainantes sur la consolidation de sols fins et de résidus miniers  
Title: fins et de résidus miniers

**Auteur:** El Mustapha Jaouhar  
Author:

**Date:** 2012

**Type:** Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

**Référence:** Jaouhar, E. M. (2012). Analyse de l'effet d'inclusions drainantes sur la consolidation de sols fins et de résidus miniers [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/996/>  
Citation:

## Document en libre accès dans PolyPublie Open Access document in PolyPublie

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/996/>  
PolyPublie URL:

**Directeurs de recherche:** Michel Aubertin  
Advisors:

**Programme:** Génie minéral  
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ANALYSE DE L'EFFET D'INCLUSIONS DRAINANTES SUR LA  
CONSOLIDATION DE SOLS FINS ET DE RÉSIDUS MINIERS

EL MUSTAPHA JAOUHAR

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES  
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION  
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES  
(GÉNIE MINÉRAL)  
DÉCEMBRE 2012

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

ANALYSE DE L'EFFET D'INCLUSIONS DRAINANTES SUR LA CONSOLIDATION DE  
SOLS FINS ET DE RÉSIDUS MINIERS

Présenté par : JAOUHAR El Mustapha

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. BUSSIÈRE Bruno, Ph.D., président

M. AUBERTIN Michel, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. CHAPUIS Robert P., D.Sc.A., membre

## DÉDICACE

*Je dédie ce modeste travail et ma profonde gratitude à mes parents pour l'éducation qu'ils m'ont prodiguée; avec tous les moyens et au prix de toutes les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard, pour le sens du devoir qu'ils mon enseigné depuis mon enfance. A celle qui m'a transmis la vie, l'amour, le courage, à toi chère maman toutes mes joies, mon amour et ma reconnaissance.*

*À ma chère femme pour son soutien sans faille tout au long de mes études (et surtout vers la fin). Son amour et son énergie m'ont donné chaque jour la force nécessaire pour mener à bien, petit à petit, ce mémoire de maîtrise.*

*À mes frères Brahim et Khalid;*

*À ma petite sœur Hind;*

*À mes chers amis : Rachid, Mohammed, Said et Omar (mon ancien coloc), toute mon amitié.*

## **REMERCIEMENTS**

Je tiens à remercier Monsieur Michel Aubertin, mon directeur de recherche et professeur à l'École Polytechnique de Montréal. Pour ses conseils judicieux, son savoir, ses commentaires, ses corrections et sa disponibilité tout au long de la réalisation de ce projet de maîtrise. La grande patience dont il a su faire preuve malgré ses charges académiques et professionnelles. Ainsi que pour l'inspiration, l'aide et le temps qu'il a bien voulu me consacrer et sans qui ce mémoire n'aurait jamais vu le jour.

Je tiens également à remercier Monsieur Michael James, professeur à l'École Polytechnique de Montréal. Sa disponibilité, ses conseils et ses éclaircissements ont beaucoup contribué à inspirer les aspects exploités dans ce travail.

Je remercie également la Chaire Industrielle CRSNG Polytechnique-UQAT, à travers ses partenaires, pour le soutien financier.

Je remercie aussi tous mes collègues de "Poly", plus particulièrement Nawfal, Ihssan, Francois et Faustin pour leur disponibilité aux échanges. L'ambiance dans laquelle nous avons évolué tous ensemble a aussi été d'un grand apport moral. Je tiens à exprimer ma reconnaissance envers Simon Weber qui a eu la gentillesse de lire et corriger des parties de ce travail.

Je remercie enfin mes parents, ma femme, mes frères Brahim et Khalid, ma charmante petite sœur Hind et mon ami Rachid qui m'ont toujours soutenu et encouragé au cours de la réalisation de ce mémoire.

Merci à tous et à toutes.

## RÉSUMÉ

Des grandes quantités de rejets sont générées par l'industrie minière. Deux principaux types de rejets solides sont entreposés à la surface : les roches stériles qui sont entreposées sous forme d'empilements, appelés haldes à stériles, et les résidus miniers qui sont stockés dans des parcs à résidus ceinturés par des digues de retenues. Dans ce dernier cas, plusieurs ruptures de digues ont été enregistrées au cours des dernières décennies. Ces ruptures peuvent être causées par divers phénomènes, incluant une liquéfaction des résidus, un débordement en crête ou une fuite d'eau excessive produisant une brèche. Ces déversements de résidus ont causé des pertes de vie ainsi que des dommages significatifs à l'environnement et aux infrastructures de surface.

Les résidus de mines en roches dures ont une faible cohésion, avec une granulométrie dominée par la fraction silteuse. Le transport hydraulique et le dépôt de ces résidus induisent un état lâche, avec des pressions interstitielles élevées et une faible résistance aux chargements statique et cyclique. La consolidation naturelle des résidus sous leur propre poids est un long processus (qui peut s'étaler sur des années). Cette phase peut être accélérée en utilisant des inclusions drainantes faites de roches stériles. Cette technique de contrôle consistant à disposer de la roche stérile dans les parcs à résidus miniers a été proposée par Aubertin et al. (2002b). Les inclusions drainantes offrent un chemin de drainage préférentiel pour la dissipation des pressions d'eau en excès puisque leur conductivité hydraulique est plus de 100 fois supérieure à celle des résidus, en raison de la granulométrie grossière et très étalée des roches stériles. Ces dernières peuvent être disposées de façon à créer des structures continues ou des amoncèlements isolés dans le bassin, afin d'augmenter la résistance des résidus, accélérer leur vitesse de consolidation et limiter les effets de la liquéfaction.

La validation partielle de cette technique a été réalisée à ce jour à l'aide de modélisations numériques conceptuelles (James, 2009; Bolduc, 2012) et par des travaux sur table séismique avec des inclusions drainantes et/ou rigides (Pépin, 2010).

Les principaux objectifs de l'étude présentée dans ce mémoire sont :

- a) Analyser les conditions d'utilisation des inclusions de roches stériles pour dissiper la surpression interstitielle dans les parcs à résidus miniers;
- b) Évaluer les principaux paramètres qui affectent le processus de consolidation ;

- c) Tirer des conclusions et des recommandations reliées à l'utilisation des inclusions de roche stériles.

Pour atteindre ces objectifs, on présente d'abord une revue des connaissances et des pratiques relatives à l'utilisation des drains verticaux pour accélérer la consolidation des sols mous. On revoit aussi différentes solutions analytiques utilisées dans les problèmes de consolidation autour des drains verticaux. On décrit également les différents outils de calculs numériques utilisés dans cette étude.

Par la suite, diverses applications des principales solutions analytiques et de la modélisation numérique sont présentées. Les résultats ont montré que le code d'éléments finis SIGMA/W (GeoSlope Inc.) peut bien reproduire les résultats observés lors d'essais de consolidation au laboratoire, avec les modèles de comportement élastoplastique (EP, avec le critère de Coulomb) et Cam Clay modifié (CCM). Ce code reproduit également les résultats analytiques obtenus des différentes solutions de consolidation.

Le code numérique a ensuite été utilisé afin de simuler le comportement d'un parc à résidus. La modélisation préliminaire effectuée a permis de montrer que l'utilisation des inclusions peut accélérer considérablement la vitesse de consolidation des résidus, i.e. le taux de dissipation des pressions interstitielles et le taux de déformation.

Cette étude montre aussi que la présence d'une zone de transition à l'interface résidus-stériles peut avoir un effet sur le temps de consolidation, selon la conductivité hydraulique de cette zone. La loi de comportement est un autre facteur qui peut affecter le taux de consolidation. La forme des inclusions, leur taille et leur rigidité ont toutefois un effet négligeable sur la vitesse de consolidation des résidus.

Les autres facteurs d'importance sont l'espacement  $S$  entre les inclusions, la conductivité hydraulique saturée des résidus ( $k_{\text{résidus}}$ ) et leur rapport d'anisotropie. Les résultats présentés dans le mémoire montrent comment ces variables affectent la consolidation des résidus miniers en présence d'inclusions de roches stériles.

## ABSTRACT

Large quantity of waste materials is generated by the mining industry. Two main types of solid wastes are stored on the surface: waste rocks which are stored in the form of stacks), called waste rock piles, and milling wastes which are stored in tailings impoundments retained by dykes. In this last case, there have been several failures of tailings impoundments over the last few decades due to various phenomena, including liquefaction of the retained tailings, water overtopping the crest, or an excessive water seepage producing a breach. The resulting flows of tailings have resulted in losses of life as well as significant damage to the environment and surface infrastructures.

Mining of hard rock ore deposits produces low plasticity, cohesionless tailings with a grain size distribution dominated by the silty fraction. The deposition of these tailings as a slurry induces a loose state, with high pore-water pressures and low resistance to static and cyclic loadings. Due to the high fines content, the self-weight consolidation of these deposits is a long process (lasting years). This process can be accelerated through the use of drainage inclusions made of waste rock. This co-disposal technique consisting of placing waste rock in tailings impoundments prior to and during tailings deposition was proposed by Aubertin et al. (2002b). Such pervious inclusions offer preferential drainage pathways to dissipate the excess pore water pressure inside the impoundment, as their saturated hydraulic conductivity is more than 100 times higher than that of tailings due to their coarser grain size.

The waste rock are placed to create continuous inclusions or isolated heaps within the impoundment, that would increase the mechanical strength of the tailings, accelerate their consolidation and counteract the effects of tailings liquefaction.

A partial validation of this technique was realized to date using conceptual numerical modeling (James, 2009; Bolduc, 2012) and by experimental work on a seismic table with draining and/or rigid inclusions (Pépin, 2010).

The primary objectives of this research were to:

- a) Analyse the conditions for the use of waste rock inclusions to dissipate the pore water pressure in tailings impoundments;
- b) Evaluate the parameters that affect the consolidation processes;
- c) Develop conclusions and recommendations regarding the use of waste rock inclusions.

To achieve these objectives, this thesis presents a review of the state of knowledge and practices related to the use of the vertical drains to accelerate consolidation of the soft soils. Various analytical solutions developed for the problem of consolidation around vertical drains are also presented, together with the various numerical computational tools used in this study.

Applications of the principal analytical solutions and numerical modeling technique are then presented. The results showed that the finite elements software SIGMA/W (GeoSlope Inc.) can reproduce well the results observed during consolidation tests conducted in the laboratory, with the elastoplastic (EP) and Camclay Clay modified (CCM) models. This software also reproduces the analytical results obtained from the various solutions of soil consolidation around drains.

The numerical software was then used to simulate the behavior of a tailings impoundment. Preliminary modeling carried out show that the use of inclusions can accelerate considerably the rate of consolidation of the tailings by increasing the rate of dissipation of the excess pore water pressures. .

This study also shows that the presence of a zone of transition atthe tailings-inclusion interface can have an effect on the consolidation rate, according to the hydraulic conductivity of this zone. The constitutive model is another factor which can affect the simulated rate of consolidation. However, the shape of the inclusions, their size and their stiffness have a negligible effect on the rate of consolidation of the tailings.

Other factors of importance include spacing S between inclusions, the saturated hydraulic conductivity of the tailings ( $k_{tailings}$ ) and their anisotropy. The results presented in this thesis show how these variables affect the consolidation of the tailings around waste rock inclusions.

## TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS .....	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT .....	VII
TABLE DES MATIÈRES .....	IX
LISTE DES TABLEAUX.....	XIII
LISTE DES FIGURES.....	XV
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS .....	XXXI
LISTE DES ANNEXES.....	XXXIX
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Généralités.....	1
1.2 Objectifs .....	3
1.3 Contenu du mémoire .....	3
CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE.....	5
2.1 Généralités.....	5
2.2 Roches stériles et les résidus miniers .....	5
2.2.1 Propriétés des résidus miniers .....	5
2.2.2 Propriétés des roches stériles.....	12
2.3 Consolidation verticale et radiale des sols fins .....	15
2.3.1 Théorie de la consolidation unidimensionnelle.....	15
2.3.2 Théorie de la consolidation horizontale autour des drains verticaux .....	20
2.3.3 Consolidation radiale et verticale.....	29
2.3.4 Modèle de consolidation en déformation plane .....	33

2.3.5 Colonne continue (mur) de gravier en déformation plane équivalente .....	38
2.4 Types et applications des drains verticaux .....	41
2.4.1 Drains préfabriqués .....	41
2.4.2 Drains verticaux en sable .....	42
2.4.3 Colonne de gravier .....	44
2.5 Outils de modélisation numérique utilisés .....	46
2.5.1 Le code numérique SEEP/W .....	47
2.5.2 Le code numérique SIGMA/W .....	47
2.5.3 Les lois de comportement incluses dans Sigma/W .....	53
<b>CHAPITRE 3 APPLICATION DES PRINCIPALES SOLUTIONS ANALYTIQUES ET DE LA MODÉLISATION NUMÉRIQUE .....</b>	<b>62</b>
3.1 Généralités.....	62
3.2 Comparaison des solutions analytiques.....	62
3.2.1 Modèles étudiés .....	62
3.2.2 Principaux résultats de l'analyse comparative .....	65
3.3 Étude paramétrique basée sur le modèle de Leo .....	68
3.3.1 Effet des caractéristiques du drain .....	72
3.3.2 Effet des caractéristiques de la zone de transition.....	74
3.3.3 Effet des caractéristiques du sol fin.....	76
3.4 Comparaison entre les solutions analytiques et numériques .....	82
3.4.1 Modèles numériques d'une cellule unitaire .....	82
3.4.2 Principaux résultats .....	85
Cas K: sans zone de transition.....	85
Cas L: avec zone de transition.....	86
3.5 Validation des analyses numériques à partir de résultats expérimentaux .....	90

3.5.1 Simulations numériques d'un essai de consolidation.....	90
3.5.2 Principaux résultats .....	94
3.6 Analyses comparatives avec SIGMA/W et SEEP/W.....	98
3.6.1 Simulations numériques d'une cellule unitaire avec le code SEEP/W .....	99
3.6.2 Principaux résultats .....	102
3.7 Modèles axisymétrique et en déformation plane (2D).....	106
3.7.1 Modèle numérique.....	106
3.7.2 Principaux résultats .....	110
<b>CHAPITRE 4 ANALYSE NUMÉRIQUE D'UN MODÈLE D'UN PARC À RÉSIDUS.....</b>	<b>121</b>
4.1 Étude comparative d'une portion du parc avec le parc à plus grande échelle .....	121
4.1.1 Caractéristiques générales des modèles .....	121
4.1.2 Simulations du parc à résidus et d'une portion de ce parc .....	124
4.1.3 Principaux résultats .....	130
4.2 Simulations du comportement d'une portion du parc à résidus.....	143
4.2.1 Caractéristiques générales des modèles .....	143
4.2.2 Résultats des simulations .....	148
<b>CHAPITRE 5 ÉVALUATION PARAMÉTRIQUE ET DISCUSSION DES RÉSULTATS 183</b>	
5.1 Évaluation paramétrique .....	183
5.1.1 Cas X : Effet de l'espacement entre les IRS .....	186
5.1.2 Cas Y : Effet de la largeur des IRS .....	191
5.1.3 Cas Z : Effet de l'anisotropie de la conductivité hydraulique.....	194
5.1.4 Cas AA : Effet du module de Young des roches stériles. ....	206
5.1.5 Cas AB : Effet du module de Young des résidus miniers.....	206
5.1.6 Cas AC : Effet de la conductivité hydraulique des roches stériles.....	210

5.1.7	Cas AD : Effet de la conductivité hydraulique des résidus.....	213
5.1.8	Cas AE : Effet de la séquence de remplissage .....	222
5.1.9	Cas AG : Loi de comportement CCM et effet de l'indice de compression .....	223
5.2	Analyse et discussion des résultats.....	228
<b>CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS .....</b>		<b>233</b>
6.1	Conclusion.....	233
6.2	Recommandations .....	235
<b>RÉFÉRENCES .....</b>		<b>237</b>
<b>ANNEXES .....</b>		<b>253</b>

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Résultats d'essais de laboratoire sur la mesure de la conductivité hydraulique d'échantillons des résidus miniers intacts et remaniés provenant de mines en roches dures (tiré de Bussière 2007). .....	9
Tableau 2.2 : Résultats d'essais de consolidation de laboratoire menés sur des échantillons de résidus miniers intacts et remaniés provenant de mines en roches dures (tiré de Bussière, 2007).....	12
Tableau 3.1 : Propriétés utilisées dans les modèles analytiques pour le cas de référence A <sub>0</sub> (sans zone de transition). .....	63
Tableau 3.2 : Identification différents cas analysés. ....	64
Tableau 3.3 : Les propriétés utilisées dans le modèle de référence (cas C <sub>0</sub> ). .....	69
Tableau 3.4 : Identification des paramètres modifiés. ....	70
Tableau 3.5 : Caractéristiques des divers cas considérés dans l'étude paramétrique avec les paramètres modifiés par rapport au cas de référence C <sub>0</sub> .....	71
Tableau 3.6 : Paramètres modifiés par rapport au cas de référence (K <sub>0</sub> ) lors des analyses numériques (séries de simulations K et L, voir tableau 3.6) .....	83
Tableau 3.7 : Les propriétés utilisées dans la simulation du cas de référence K <sub>0</sub> avec le code SIGMA/W (sans zone de transition). .....	84
Tableau 3.8 : Résultats de l'essai de consolidation de laboratoire sur l'argile bleue (tirés de Bowles, 1978).....	90
Tableau 3.9 : Paramètres estimés à partir des données expérimentales (résultats tirés de Bowles, 1978) et utilisés pour la simulation numérique avec SIGMA/W.....	93
Tableau 3.10 : Propriétés des matériaux utilisés pour les simulations avec le code SEEP/W....	100
Tableau 3.11 : Caractéristiques géométriques et géotechniques utilisées dans les différentes simulations axisymétriques et 2D menées avec le code SIGMA/W (basées sur l'étude de Tan et Oo 2008).....	107

Tableau 3.12 : Loi de comportement et type de déformation utilisées dans les différents simulations axisymétriques et 2D avec le code SIGMA/W pour les sols mous (basée sur l'étude de Tan et Oo 2008).....	107
Tableau 4.1 : Propriétés de base des matériaux utilisés pour les simulations avec le code Sigma/W pour un parc à résidus et une portion de ce parc (propriétés adaptées de Bussière 2007 et de James 2009).....	127
Tableau 4.2 : Principales caractéristiques des différents cas simulés.....	130
Tableau 4.3 : Différents cas analysés; tous les cas sont identiques au cas de références $T_0$ , sauf pour le paramètre modifié.....	148
Tableau 5.1 : Caractéristiques des divers cas simulés pour l'étude paramétrique, avec les paramètres modifiés par rapport aux cas de référence .....	184
Tableau 5.2 : Caractéristiques des divers cas considérés dans l'étude paramétrique avec les paramètres modifiés par rapport au cas de référence (suite).....	185
Tableau 5.3 : Valeurs du module de Young et de conductivité hydraulique des stériles correspondant aux différents des séries AA et AC. ....	186

## LISTE DES FIGURES

Figure 1.1: Illustration schématique d'un parc à résidus avec des inclusions faites de roches stériles : a) inclusions continues placées avant et pendant la déposition des résidus, b) inclusions isolées (petits tas) placées avant la déposition des résidus (adapté de Aubertin et al 2002b).....	2
Figure 2.1: Déposition des résidus miniers en bout de tuyau dans un parc à résidus (tiré de Bussière, 2007; photo fournie par la Chaire) .....	6
Figure 2.2: Fuseau de la distribution usuelle de la taille des grains pour des résidus miniers provenant de mines en roches dures (tiré de Bussière 2007; basé sur Vick, 1990; Aubertin et al., 1996, 2002a; Qiu et Sego, 2001; Wijewickreme et al., 2005). .....	8
Figure 2.3: Schéma du phénomène de consolidation représenté par un modèle piston-ressort de type Voigt-Kelvin (tiré de Magnan 2000). ....	16
Figure 2.4: Degré de consolidation verticale $U_v$ (%) en fonction du facteur temps ( $T_v = T$ ) pour un drainage vers le haut seulement (Terzaghi, 1943; voir aussi Bowles, 1984) .....	19
Figure 2.5: Solution de l'équation de Gibson (petites déformations) pour des résidus déposés avec une vitesse de remplissage $m$ (m/s) constante (tiré de Blight 2010).....	20
Figure 2.6: Représentation d'un drain vertical avec une zone de transition et une zone de sol intacte (adapté de Leo 2004). .....	23
Figure 2.7: Degré de consolidation en fonction du facteur temps $T$ de consolidation; courbe a) pour un écoulement vertical dans une couche argile, drainée en bas et en haut (avec $T = T_v$ ); courbes b) pour un écoulement radial (avec $T = T_h$ ) vers un drain vertical dans l'argile avec diverses valeurs du rapport $n = r_e/r_w$ (adopté de Barron1948). .....	24
Figure 2.8: Définition des différents termes pour une cellule unitaire représentait une colonne en gravier dans un sol mou (adapté de Han et Ye , 2002). .....	26
Figure 2.9: Schématisation de la consolidation autour d'un drain résultant du drainage vertical et radial (Rixner et al., 1986). .....	30
Figure 2.10: Degré de consolidation tridimensionnelle selon l'équation de Carillo (1942) (tiré de <a href="http://www.civil.usherbrooke.ca/cours/gci315/Power-chap7.pdf">http://www.civil.usherbrooke.ca/cours/gci315/Power-chap7.pdf</a> page 23). .....	31

Figure 2.11: a) chargement instantané b) chargement progressif (Leo 2004); q représente la contrainte appliquée et t est le temps. ....	32
Figure 2.12: La conversion d'une cellule unitaire axisymétrique à une condition de déformation plane (a) drain circulaire avec écoulement radial axisymétrique; (b) drain long en déformation plane (Indraratna et Redana, 1997).....	34
Figure 2.13: Deux dispositions des drains circulaires verticaux : a) disposition triangulaire, b) disposition carrée (adopté de Rixner et al, 1986).....	35
Figure 2.14: Vue en coupe de la cellule unitaire d'une colonne de gravier circulaire (a) et les conversions géométrique proposées par Tan et Oo (2008) pour passer en déformation plane (b,c); les détails sont fournis dans le texte .....	41
Figure 2.15: differents types des drains préfabriqués ( adapté de Rixner et al 1986; Redana1999 ) .....	42
Figure 2.16: Enfoncement d'un drain vertical en sable par la méthode du tube fermé à pointe récupérable (tiré de Magnan 1983). .....	43
Figure 2.17: Illustration conceptuelle d'un bassin de résidus avec inclusions de roches stériles (adaptée de James et Aubertin, 2010). .....	45
Figure 2.18: Le triangle de Burland (tiré du manuel SIGMA 2007, Geoslope. Inc) .....	46
Figure 2.19 : Exemple de conditions aux frontières pour la simulation d'un essai de consolidation (œdométrique) (voir section 3.5). .....	49
Figure 2.20 : Exemple de fonction k-modifiée disponible dans ce code SIGMA/W (tiré du code SIGMA/2007Geoslope). .....	52
Figure 2.21 : Courbe contrainte-déformation pour le modèle élastique linéaire (tiré du manuel SIGMA/W).....	53
Figure 2.22 : Critère de résistance de Coulomb représenté dans le plan de Mohr ( $\tau, \sigma$ ) (Das 2008 ) .....	54
Figure 2.23: Loi de comportement élastoplastique (Mohr-Coulomb) sans écrouissage (adapté du manuel SIGMA/W). .....	55

Figure 2.24: Relation entre le changement volumique en fonction du logarithme de la pression (isotrope) et la relation contrainte-déformation, pour un sol compressible (tirée de GeoSlope, 2008).....	58
Figure 2.25: Définition de certaines À partir d'un essai de consolidation uniaxial, on peut obtenir les indices de compression $C_c$ et de recompression $C_r$ sur un graphique de la variation de l'indice des vides (e) en fonction de $\log_{10}(p')$ (Helwany 2007; Geoslope, 2008). Les indices $C_c$ et $C_r$ sont reliés aux pentes $\lambda$ et $\kappa$ .....	59
Figure 2.26: Fonction décrivant la limite élastique pour le modèle Cam Clay Modifié (tirée de GeoSlope, 2008).....	60
Figure 3.1: Schéma d'un drain vertical (Leo 2004). .....	63
Figure 3.2: Degré de consolidation moyen $\bar{U}\%$ en fonction du temps obtenu selon quatre solutions analytiques pour le cas $A_0$ (tableau 3.1). .....	66
Figure 3.3: Degrés de consolidation moyen $\bar{U}\%$ en fonction du temps obtenu selon les quatre solutions analytiques : a) cas $A_1$ ; b) cas $A_2$ et c) cas $A_3$ (voir tableau 3.2). .....	67
Figure 3.4: Degré de consolidation moyen $\bar{U}\%$ en fonction du temps obtenu selon les quatre solutions analytiques : a) cas $B_0$ ; b) cas $B_1$ (voir tableau 3.2). .....	68
Figure 3.5: Évolution du degré de consolidation moyen $\bar{U}\%$ en fonction du temps pour différentes valeurs du rayon du drain ( $r_w$ ); cas $C_0$ , $C_1$ , $C_2$ et $C_3$ (tableau 3.5).....	72
Figure 3.6: - Degré de consolidation moyen $\bar{U}\%$ en fonction du temps pour les différentes valeurs de la conductivité hydraulique du drain ( $k_w$ ) cas $D_0$ , $D_1$ , $D_2$ , $D_3$ et $D_4$ . .....	73
Figure 3.7: Degré de consolidation moyen $\bar{U}\%$ en fonction du temps pour différentes valeurs du rayon de la zone de transition ( $r_s$ ); cas $E_0$ , $E_1$ , $E_2$ et $E_3$ . .....	74
Figure 3.8: - Degré de consolidation moyen $\bar{U}\%$ en fonction du temps pour différentes valeurs de la conductivité hydraulique de la zone de transition ( $k_s$ ); cas $F_0$ , $F_1$ , $F_2$ et $F_3$ .....	75
Figure 3.9: Degré de consolidation moyen $\bar{U}\%$ en fonction du temps pour les différentes valeurs de la hauteur totale du sol; cas $G_0$ , $G_1$ , $G_2$ et $G_3$ .....	77
Figure 3.10: Degré de consolidation moyen $\bar{U}\%$ en fonction du temps pour les différentes valeurs du rayon d'influence ( $r_e$ ); cas $H_0$ , $H_1$ , $H_2$ et $H_3$ . .....	78

Figure 3.11: Degré de consolidation moyen $\bar{U}\%$ en fonction du temps pour différentes valeurs de la conductivité hydraulique verticale du sol ( $k_v$ ); cas I <sub>0</sub> , I <sub>1</sub> , I <sub>2</sub> et I <sub>3</sub> .....	79
Figure 3.12: Degré de consolidation moyen $\bar{U}\%$ en fonction du temps pour différentes valeurs du coefficient de consolidation ( $c_h$ ); cas J <sub>0</sub> , J <sub>1</sub> , J <sub>2</sub> et J <sub>3</sub> .....	80
Figure 3.13: Degrés de consolidation moyen $\bar{U}\%$ de 50% et 90% en fonction du temps pour les différents cas étudiés : a) séries C, b) séries D, c) séries E, d) séries G, e) séries F, f) séries I, g) séries H, h) séries J .....	81
Figure 3.14: Géométrie, maillage et conditions aux frontières utilisées pour les modèles numériques : a) cas K <sub>0</sub> , b) cas L <sub>0</sub> .....	84
Figure 3.15: Distribution de la contrainte verticale effective en fonction de l'axe X (cas K <sub>0</sub> ; K <sub>1</sub> et K <sub>2</sub> ).....	87
Figure 3.16: Évolution du degré de consolidation moyen $\bar{U}\%$ en fonction du temps obtenu de la solution de Leo (2004) et avec le code SIGMA/W; a) cas K <sub>0</sub> où $r_{\text{résidus}} = 1,275 \text{ m}$ , b) cas K <sub>1</sub> où $r_{\text{résidus}} = 2 \text{ m}$ , c) cas K <sub>2</sub> où $r_{\text{résidus}} = 3 \text{ m}$ .....	88
Figure 3.17: Évolution du degré de consolidation moyen $\bar{U}\%$ en fonction du temps obtenu de la solution de Leo (2004) et avec le code SIGMA/W; a) cas L <sub>0</sub> où $r_{\text{résidus}} = 1,275 \text{ m}$ , b) cas L <sub>1</sub> où $r_{\text{résidus}} = 2 \text{ m}$ , c) cas L <sub>2</sub> où $r_{\text{résidus}} = 3 \text{ m}$ .....	89
Figure 3.18: Géométrie et maillage du modèle d'un essai œdométrique simulé avec le code numérique SIGMA/W; les deux points de mesure A et B sont utilisés pour représenter les résultats.....	91
Figure 3.19: Conditions aux frontières appliquées au modèle représentatif d'un essai œdométrique simulé avec le code numérique SIGMA/W. ....	92
Figure 3.20: Charges appliquées pendant l'essai de consolidation simulé avec SIGMA/W (basée sur les données de Bowles 1978). ....	92
Figure 3.21: Facteur de modification de la conductivité hydraulique en fonction de la contrainte verticale effective $\sigma_v'$ .....	94
Figure 3.22: a) Dissipation des surpressions interstitielles en fonction du temps après l'application de la contrainte verticale de 200 kPa le long de l'axe Y passant le centre de	

l'éprouvette (résultats obtenus avec SIGMA/W), b) Évolution de la contrainte verticale effective après l'application de la contrainte verticale de 200 kPa le long de l'axe Y passant le centre de l'éprouvette (résultats obtenus avec SIGMA/W).....	95
Figure 3.23: Variation de l'indice de vide $e$ en fonction de la contrainte verticale effective, $\sigma_v'$ , selon le modèle numérique et les données expérimentales (au point B).....	96
Figure 3.24: Variation de l'indice de vide en fonction de la contrainte effective (échelle semi-logarithmique) pour la simulation numérique et les résultats expérimentaux (au point B) ..	97
Figure 3.25: Variation de la déformation en fonction de la contrainte effective selon le modèle numérique et les données expérimentales (au point B).....	97
Figure 3.26: Déplacement vertical en fonction de la contrainte effective selon modèle numérique et mesuré expérimentalement (au point A). ..	98
Figure 3.27: Géométrie et maillage utilisés pour des deux modèles numériques construits avec SEEP/W et SIGMA/W, $r_e = 3$ m et $r_w = 0,425$ m. ....	100
Figure 3.28 Cas N: Conditions aux frontières appliquées au modèle construit avec le code SEEP/W.....	101
Figure 3.29 cas M: Conditions aux frontières appliquées au modèle construit avec le code SIGMA/W. ....	101
Figure 3.30 Cas M et N: Variation de la pression interstitielle en fonction de la hauteur (le long de l'axe qui passe par le point A; voir figure 3.27) et du temps dans la cellule unitaire pour les deux codes numériques.....	103
Figure 3.31 Cas N: Distribution des pressions interstitielles obtenues avec SEEP/W à différents temps pour le cas ; les flèches montrent les trajectoires correspondant aux lignes d'écoulement.....	104
Figure 3.32 (cas M et N): Variation de la pression interstitielle obtenue avec les codes SIGMA/W et SEEP/W aux points a) A; b) B; c) C; d) D (voir figure 3.27). .....	105
Figure 3.33: Les trois modèles numériques simulés avec le code SIGMA/W (basés sur les cas évalués analytiquement par Tan et Oo 2008); on voit le modèle circulaire axisymétrique AXI et les modèles 2D en déformation plane, PS1 et PS2. .....	108

Figure 3.34: Conditions aux frontières pour les deux types de simulation: a) déformation libre en surface, b) déplacement uniforme (avec plaque rigide) .....	109
Figure 3.35: Résultats des simulations pour les trois types de modèles, AXI, PS1, PS2 avec une loi de comportement linéaire élastique (cas $O_1$ , $O_2$ et $O_3$ ) et avec une loi de comportement élastoplastique (cas $P_0$ , $P_1$ et $P_2$ ) : a) tassement du sol en surface, b) contrainte verticale effective au point F , c) surpression interstitielle au point F (voir détails sur figure 3.34)..	111
Figure 3.36: Tassement du sol en surface et surpression interstitielle au point F pour les trois types de modèles (AXI, PS1, PS2) avec une déformation uniforme a) avec une loi de comportement linéaire élastique; b) avec une loi de comportement élastoplastique (tiré de Tan et Oo 2008).....	112
Figure 3.37 : Simulation du comportement élastoplastique des cas $P_0$ , $P_1$ et $P_2$ et zones de plasticité (en jaune) obtenues avec le code SIGMA/W à la fin de la consolidation (après 100 jours).....	114
Figure 3.38 : Simulation du comportement plastique des modèles ( $P_0$ , $P_1$ et $P_2$ ) (tiré de Tan et Oo 2008).....	114
Figure 3.39 : Résultats des simulations pour les trois types de modèles, AXI, PS1, PS2 avec un déplacement de surface uniforme (cas $O_1$ , $O_2$ et $O_3$ ) et avec un déplacement libre (cas $Q_0$ , $Q_1$ et $Q_2$ ): a) tassement de surface du sol, b) contrainte verticale effective au point F , c) surpression interstitielle au point F (voir figure 3.34).....	116
Figure 3.40 : Tassement pour les deux types de déformation imposée en surface pour les cas $O_0$ et $Q_0$ à la fin de la simulation ( $t= 100$ jours).....	117
Figure 3.41 : Résultats des simulations pour les trois types de modèles, AXI, PS1, PS2 avec un rapport des diamètres $N = 3$ (cas $O_0$ , $O_1$ et $O_2$ ), $N= 4$ ( $R_0$ , $R_1$ et $R_2$ ) et $N= 5$ ( $R_3$ , $R_4$ et $R_5$ ) en fonction du temps : a) tassement de surface du sol, b) contrainte verticale effective au point F , c) surpression interstitielle au point F.....	118
Figure 3.42 : Évolution de la surpression interstitielle pour les cas simulés ( $O_0$ , $R_0$ et $R_3$ ) et selon le modèle analytique (Leo 2004) au point F .....	119

Figure 4.1: Modèle numérique pour trois étapes de remplissage d'une portion du parc à résidus avec une inclusion a) 1 <sup>ère</sup> étape de chargement, b) 5 <sup>e</sup> chargement et c) 10 <sup>e</sup> chargement. Cette figure montre aussi les conditions frontières imposées pour les simulations. ....	122
Figure 4.2: Les différentes étapes de simulations avec le code SIGMA/W, illustrant le remplissage du parc à résidus.....	123
Figure 4.3: Conditions aux frontières d'un parc à résidus avec inclusions en roches stériles (en bas) et une section isolée (en haut); ces deux modèles sont utilisées dans les simulations numériques avec le code SIGMA/W.....	125
Figure 4.4: Maillage et conditions aux frontières pour les simulations d'une portion du parc à résidus avec une inclusion a) maillage triangulaire; b) maillage rectangulaire. ....	125
Figure 4.5: Composantes du parc à résidus avec inclusions en roches stériles (en bas) et une section isolée (en haut), dans les simulations numériques avec le code Sigma/W. ....	126
Figure 4.6 Cas R <sub>0</sub> : Distribution de la pression interstitielle au début et à la fin (après 1 an) du 10 <sup>e</sup> chargement pour la simulation d'une portion d'un parc à résidus (voir figure 4.3). .....	131
Figure 4.7 Cas Q <sub>0</sub> : Distribution de la pression interstitielle au début et à la fin du 10 <sup>e</sup> chargement du parc à résidus.....	132
Figure 4.8 Cas R <sub>0</sub> : Distribution de la contrainte verticale effective au début et à la fin (après un an) du 10 <sup>e</sup> chargement pour la simulation d'une portion d'un parc à résidus (voir figure 4.3) (cas R <sub>0</sub> ).....	133
Figure 4.9 Cas Q <sub>0</sub> : Distribution de la contrainte verticale effective au début et à la fin du 10 <sup>e</sup> chargement du parc à résidus (cas Q <sub>0</sub> ).....	133
Figure 4.10 Cas R <sub>0</sub> : Contrainte verticale effective $\sigma'_v$ le long des axes verticaux passant par les trois points A, B et C au début et à la fin (après un an) du 10 <sup>e</sup> chargement, pour la portion du parc à résidus.....	134
Figure 4.11 Cas R <sub>0</sub> : Distribution de la contrainte horizontale effective $\sigma'_h$ au début et à la fin (après un an) du 10 <sup>e</sup> chargement pour la simulation d'une portion d'un parc à résidus (voir figure 4.3). .....	135

Figure 4.12 Cas Q <sub>0</sub> : Distribution de la contrainte horizontale effective $\sigma'_h$ au début et à la fin du 10 <sup>e</sup> chargement du parc à résidus.....	135
Figure 4.13 Cas R <sub>0</sub> : Contrainte horizontale effective $\sigma'_h$ le long de l'axe qui passe par le point A.....	136
Figure 4.14 Cas R <sub>0</sub> : Contrainte horizontale effective au début et à la fin du 10 <sup>e</sup> chargement le long de l'axe X (horizontal) qui passe par les trois points A, B et C.....	136
Figure 4.15 Cas R <sub>0</sub> : Distribution de la déformation verticale $\varepsilon_v$ au début et à la fin (après 10 ans) du 10 <sup>e</sup> chargement pour la simulation d'une portion d'un parc à résidus (voir figure 4.3). .....	137
Figure 4.16 Cas Q <sub>0</sub> : Distribution de la déformation verticale $\varepsilon_v$ au début et à la fin du 10 <sup>e</sup> chargement du parc à résidus. ....	137
Figure 4.17 Cas R <sub>0</sub> : Déformation verticale $\varepsilon_v$ au début et à la fin du 10ème chargement (après un an) selon l'axe vertical qui passe par le point A (figure 4.3). .....	138
Figure 4.18 Cas R <sub>0</sub> : Déformation verticale $\varepsilon_v$ au debut et à la fin du 10ème chargement (après un an) selon l'axe horizontal qui passe par le point A, B et C.....	139
Figure 4.19: Évolution de la pression interstitielle aux points A, B et C pour les deux modèles des cas Q <sub>0</sub> et R <sub>0</sub> , i.e.(modèle avec cinq inclusions et modèle d'une portion d'un parc à résidus) : a) la totalité des séquences de remplissage, b) après l'ajout de la 10 <sup>ème</sup> couche.....	140
Figure 4.20: Évolution de la contrainte verticale effective $\sigma'_v$ aux points A, B et C pour les deux modèles des cas Q <sub>0</sub> et R <sub>0</sub> , i.e.(modèle avec cinq inclusions et modèle d'une portion d'un parc à résidus) : a) la totalité des séquences de remplissage, b) après l'ajout de la 10 <sup>e</sup> couche.....	141
Figure 4.21: Évolution de la déformation verticale $\varepsilon_v$ au point D (au-dessus du point A, voir figure 4.3) pendant le remplissage selon les deux modèles des cas Q <sub>0</sub> et R <sub>0</sub> . ....	142
Figure 4.22: Évolution du tassement superficiel au point E (voir figure 4.3) pendant le remplissage selon les deux modèles (Cas Q <sub>0</sub> et R <sub>0</sub> ).....	142
Figure 4.23 Cas T <sub>0</sub> : Matériaux, conditions aux frontières et maillage utilisés pour le modèle de référence d'une portion du parc à résidus avec inclusions.....	144

Figure 4.24 S <sub>0</sub> : Matériaux, conditions aux frontières et maillage utilisés pour le modèle d'une portion du parc à résidus sans inclusion.....	145
Figure 4.25 Cas U <sub>0</sub> : Matériaux, conditions aux frontières et maillage utilisés pour le modèle avec une zone de transition entre les inclusions drainantes et les résidus.....	146
Figure 4.26 Cas V <sub>0</sub> : Matériaux, conditions aux frontières et maillage utilisés pour le modèle avec une forme trapézoïdale de l'inclusion .....	147
Figure 4.27 Cas S <sub>0</sub> : Distribution de la pression interstitielle u à la fin du 10 <sup>e</sup> chargement d'une portion du modèle.....	149
Figure 4.28 Cas S <sub>0</sub> : Pression interstitielle le long de l'axe le long de l'axe Y passant par le point A au début et à la fin du 10 <sup>e</sup> chargement. ....	150
Figure 4.29 S <sub>0</sub> : Variation de la pression interstitielle pendant le 5 <sup>e</sup> et le 10 <sup>e</sup> chargement au point A situé au bas du modèle (voir localisation sur la figure 4.3).....	150
Figure 4.30 Cas S <sub>0</sub> : Distribution de la contrainte verticale effective $\sigma_v'$ à la fin du 10 <sup>e</sup> chargement (i.e. un an après l'ajout de la 10 <sup>e</sup> couche).....	151
Figure 4.31 Cas S <sub>0</sub> : Contrainte verticale effective $\sigma_v'$ le long de l'axe (vertical) Y passant par le point A après le 10 <sup>e</sup> chargement.....	151
Figure 4.32 Cas S <sub>0</sub> : Contrainte horizontale effective $\sigma_h'$ le long de l'axe (vertical) Y passant par le point A après le 10 <sup>e</sup> chargement.....	152
Figure 4.33 Cas S <sub>0</sub> : Distribution de la contrainte horizontale effective $\sigma_h'$ à la fin du 10 <sup>e</sup> chargement pour le modèle de résidus sans inclusion.....	153
Figure 4.34 Cas S <sub>0</sub> : Distribution de la déformation verticale $\varepsilon_v$ à la fin du 10 <sup>e</sup> chargement pour le modèle des résidus sans inclusion.....	153
Figure 4.35 Cas S <sub>0</sub> : Variation de la déformation verticale le long de l'axe Y (vertical) au début (après une seconde) et à la fin (après un an) du 10 <sup>e</sup> chargement dans les résidus (sans inclusion). ....	154
Figure 4.36 : Cas S <sub>0</sub> : Variation de la déformation verticale par rapport aux contraintes effectives verticales.....	155

Figure 4.37 Cas T <sub>0</sub> : Distribution de la pression interstitielle u à la fin du 10 <sup>e</sup> chargement d'une portion du modèle.....	155
Figure 4.38 Cas T <sub>0</sub> : Pression interstitielle le long de l'axe Y passant par le point A au début et à la fin du 10 <sup>e</sup> chargement.....	156
Figure 4.39 Cas T <sub>0</sub> : Distribution de la contrainte verticale effective $\sigma_v'$ à la fin du 10 <sup>e</sup> chargement. ....	157
Figure 4.40 Cas T <sub>0</sub> : Contrainte verticale effective $\sigma_v'$ le long de l'axe (vertical) Y passant par le point A après le 10 <sup>e</sup> chargement.....	157
Figure 4.41 Cas T <sub>0</sub> : Contrainte verticale effective $\sigma_v'$ le long de l'axe (horizontal) X passant par les points A, B et C après le 10 <sup>e</sup> chargement. ....	158
Figure 4.42 Cas T <sub>0</sub> : Contrainte horizontale effective $\sigma_h'$ le long de l'axe Y (vertical) passant par le point A après le 10 <sup>e</sup> chargement.....	158
Figure 4.43 Cas T <sub>0</sub> : Contrainte horizontale effective $\sigma_h'$ le long de l'axe X (horizontal) passant par les points A, B et C après le 10 <sup>e</sup> chargement. ....	159
Figure 4.44 Cas T <sub>0</sub> : Distribution de la déformation verticale $\varepsilon_v$ au début et à la fin du 10 <sup>e</sup> chargement du modèle des résidus avec une inclusion. ....	160
Figure 4.45 Cas T <sub>0</sub> : Déformation verticale $\varepsilon_v$ le long de l'axe Y (vertical) passant par le point A après la 10 <sup>e</sup> couche de résidus avec une inclusion. ....	160
Figure 4.46 Cas T <sub>0</sub> : Déformation verticale $\varepsilon_v$ le long de l'axe X (horizontal) passant par D (figure 4.3) après la 10 <sup>e</sup> couche de résidus avec une inclusion. ....	161
Figure 4.47 Cas T <sub>0</sub> : Distribution de la déformation horizontale au début et à la fin de la 10 <sup>e</sup> étape de chargement. ....	162
Figure 4.48 Cas T <sub>0</sub> : Déformation horizontale $\varepsilon_h$ le long de l'axe X passant par le point D (voir figure 4.3) après le 10 <sup>e</sup> chargement. ....	162
Figure 4.49 Cas T <sub>0</sub> : Déformation horizontale $\varepsilon_h$ le long de l'axe Y passant par A (loin de l'inclusion) après le 10 <sup>e</sup> chargement. ....	163

Figure 4.50: Variation de la pression interstitielle au point A, pendant le 10 <sup>e</sup> chargement pour les cas avec ( $T_0$ ) et sans ( $S_0$ ) inclusion.....	164
Figure 4.51 : Contrainte verticale effective $\sigma_v'$ le long des axes: a) Y (qui passe par le point A) b) X (qui passe par les points A, B et C) à la fin du 10 <sup>e</sup> chargement (après un an) pour les cas sans ( $S_0$ ) et avec ( $T_0$ ) inclusion.....	164
Figure 4.52 : Contrainte horizontale effective le long des axes: a) Y (qui passe par le point A) b) X (qui passe par les points A, B et C) à la fin du 10 <sup>e</sup> chargement (après un an), pour les cas $S_0$ (sans inclusion) et $T_0$ (avec inclusion).....	165
Figure 4.53 : Variation de la déformation verticale $\varepsilon_v$ le long des axes a) Y qui passe par le point A et b) X qui passe par les points A, B et C; déformation horizontale le long des axes c) Y qui passe par le point A et d) X qui passe par les points A, B et C. Cas $S_0$ et $T_0$ à la fin du 10 <sup>e</sup> chargement (après un an). .....	167
Figure 4.54 Cas $U_0$ : Pression interstitielle après le 10 <sup>e</sup> chargement au point A pour différentes valeurs de la conductivité hydraulique de la zone de transition.....	169
Figure 4.55 Cas $V_0$ : Effet de la forme de l'inclusion sur l'évolution de la pression interstitielle après le 10 <sup>e</sup> chargement au point A.....	170
Figure 4.56 Cas $W_0$ : Indice des vides au point A en fonction : a) du temps b) de la contrainte effective verticale.....	171
Figure 4.57 Cas $W_0$ : Indice des vides le long des axes passant par le point D : a) Y (vertical) b) X (horizontal), au début et à la fin du 10 <sup>e</sup> chargement.....	171
Figure 4.58 Cas $W_0$ : Pression interstitielle le long de l'axe Y passant par le point A au début et à la fin du 10 <sup>e</sup> chargement.....	172
Figure 4.59 Cas $W_0$ : Pression interstitielle au point A pendant le 10 <sup>e</sup> chargement (10 <sup>e</sup> couche). .....	173
Figure 4.60 Cas $W_0$ : Contrainte verticale effective $\sigma_v'$ le long de l'axe (vertical) Y passant par le point A après le 10 <sup>e</sup> chargement.....	173
Figure 4.61 Cas $W_0$ : Contrainte verticale effective $\sigma_v'$ le long de l'axe (horizontal) X passant par les points A, B et C après le 10 <sup>e</sup> chargement. ....	174

Figure 4.62 Cas W <sub>0</sub> : Contrainte horizontale effective $\sigma_h'$ le long de l'axe Y (vertical) passant par le point A après le 10 <sup>e</sup> chargement.....	175
Figure 4.63 Cas W <sub>0</sub> : Contrainte horizontale effective $\sigma_h'$ le long de l'axe X (horizontal) passant par les points A, B et C après le 10 <sup>e</sup> chargement. ....	175
Figure 4.64 Cas W <sub>0</sub> : Déformation verticale $\varepsilon_v$ le long de l'axe Y (vertical) passant par le point A après la 10 <sup>e</sup> couche de résidus avec une inclusion. ....	176
Figure 4.65 Cas W <sub>0</sub> : Déformation verticale $\varepsilon_v$ le long de l'axe X (horizontal) passant par D (figure 4.3) après la 10 <sup>e</sup> couche de résidus avec une inclusion. ....	177
Figure 4.66 Cas W <sub>0</sub> : Déformation horizontale le long de l'axe Y passant par A (loin de l'inclusion) après le 10 <sup>e</sup> chargement. ....	177
Figure 4.67 Cas W <sub>0</sub> : Déformation horizontale $\varepsilon_h$ le long de l'axe X passant par le point D (voir figure 4.3) après le 10 <sup>e</sup> chargement.....	178
Figure 4.68 a) Pression interstitielle u le long de l'axe Y passant par le point A; b) pression interstitielle en fonction du temps au point A; c) tassement au point E pour les cas T <sub>0</sub> et W <sub>0</sub> ; d) Contrainte verticale effective le long de l'axe Y passant par A (loin de l'inclusion) après le 10 <sup>e</sup> chargement pour les cas T <sub>0</sub> et W <sub>0</sub> .....	179
Figure 4.69 : a) Contrainte verticale effective le long de l'axe X passant par A; b) contrainte horizontale effective le long de l'axe Y passant par A; c) contrainte horizontale effective le long de l'axe X passant par A; d) déformation verticale $\varepsilon_v$ le long de l'axe Y passant par A (loin de l'inclusion) après le 10 <sup>e</sup> chargement pour les cas T <sub>0</sub> et W <sub>0</sub> .....	181
Figure 4.70: a) Déformation verticale $\varepsilon_v$ le long de l'axe Y passant par A;. b) déformation horizontale le long de l'axe X passant par A; c) déformation horizontale le long de l'axe Y passant par A (loin de l'inclusion) après le 10 <sup>e</sup> chargement pour les cas T <sub>0</sub> et W <sub>0</sub> .....	182
Figure 5.1 : Cas T <sub>0</sub> , X <sub>1</sub> , X <sub>2</sub> , X <sub>3</sub> , X <sub>4</sub> et S <sub>0</sub> : Pression interstitielle en fonction du temps pour différentes valeurs de l'espacement S entre les IRS: a) 10 <sup>e</sup> chargement au point A; b) 5 <sup>e</sup> chargement au point A; c) 1 <sup>e</sup> chargement au point A; d) 10 <sup>e</sup> chargement au point B; e) 10 <sup>e</sup> chargement au point C.....	189

Figure 5.2 : Temps requis pour réduire les surpressions interstitielles à 50% et à 90% (i.e. $U_{50}$ et $U_{90}$ ) de la valeur initiale, pour différentes valeurs d'espacement S entre les IRS : a) 10 <sup>e</sup> chargement au point A; b) 5 <sup>e</sup> chargement au point A; c) 1 <sup>e</sup> chargement au point A; d) 10 <sup>e</sup> chargement au point B; e) 10 <sup>e</sup> chargement au point C.....	190
Figure 5.3 : Cas $T_0$ , $Y_1$ et $Y_2$ : Pression interstitielle en fonction du temps pour les différentes valeurs de la largeur (L) des (IRS) : a) 10 <sup>e</sup> chargement au point A; b) 5 <sup>e</sup> chargement au point A; c) 1 <sup>e</sup> chargement au point A; d) 10 <sup>e</sup> chargement au point B; e) 10 <sup>e</sup> chargement au point C.....	192
Figure 5.4 : Cas $T_0$ , $Y_1$ et $Y_2$ : Temps requis pour réduire les surpressions interstitielles à 50% et à 90% de la valeur initiale (i.e. $U_{50}$ et $U_{90}$ ) pour différentes valeurs de la largeur (L) des (IRS) : a) 10 <sup>e</sup> chargement au point A; b) 5 <sup>e</sup> chargement au point A; c) 1 <sup>e</sup> chargement au point A; d) 10 <sup>e</sup> chargement au point B; e) 10 <sup>e</sup> chargement au point C.....	193
Figure 5.5 : Cas $T_0$ , $Z_{01}$ et $Z_{02}$ : Pression interstitielle en fonction du temps pour différentes valeurs du rapport d'anisotropie ( $k_h/h_v$ ) pour un espacement S= 20 m : a) 10 <sup>e</sup> chargement au point A; b) 5 <sup>e</sup> chargement au point A; c) 1 <sup>e</sup> chargement au point A; d) 10 <sup>e</sup> chargement au point B; e) 10 <sup>e</sup> chargement au point C .....	196
Figure 5.6 : Cas $T_0$ , $Z_{01}$ et $Z_{02}$ : Temps requis pour réduire les surpressions interstitielles à 50% et à 90% de la valeur initiale (i.e. $U_{50}$ et $U_{90}$ ) pour différentes valeurs de $k_h/h_v$ , pour un espacement S = 20 m : a) 10 <sup>e</sup> chargement au point A; b) 5 <sup>e</sup> chargement au point A; c) 1 <sup>e</sup> chargement au point A; d) 10 <sup>e</sup> chargement au point B; e) 10 <sup>e</sup> chargement au point C.....	197
Figure 5.7 : Cas $Z_{10}$ , $Z_{11}$ $Z_{12}$ et $Z_{13}$ : Pression interstitielle en fonction du temps pour différentes valeurs du rapport d'anisotropie ( $k_h/h_v$ ) avec un espacement S= 50 m : a) 10 <sup>e</sup> chargement au point A; b) 5 <sup>e</sup> chargement au point A; c) 1 <sup>e</sup> chargement au point A; d) 10 <sup>e</sup> chargement au point B; e) 10 <sup>e</sup> chargement au point C .....	201
Figure 5.8 : Cas $Z_{10}$ , $Z_{11}$ $Z_{12}$ et $Z_{13}$ : Temps requis pour réduire les surpressions interstitielles à 50% et à 90% de la valeur initiale (i.e. $U_{50}$ et $U_{90}$ ) pour différentes valeurs du rapport d'anisotropie ( $k_h/h_v$ ) avec S = 50 m : a) 10 <sup>e</sup> chargement au point A; b) 5 <sup>e</sup> chargement au point A; c) 1 <sup>e</sup> chargement au point A; d) 10 <sup>e</sup> chargement au point B; e) 10 <sup>e</sup> chargement au point C .....	202

Figure 5.9 : Cas Z <sub>20</sub> , Z <sub>21</sub> Z <sub>22</sub> et Z <sub>23</sub> : Pression interstitielle en fonction du temps pour différentes valeurs du rapport d'anisotropie ( $k_h/h_v$ ) avec un espacement S = 100 m : a) 10 <sup>e</sup> chargement au point A; b) 5 <sup>e</sup> chargement au point A; c) 1 <sup>e</sup> chargement au point A; d) 10 <sup>e</sup> chargement au point B; e) 10 <sup>e</sup> chargement au point C. ....	204
Figure 5.10 : Cas Z <sub>20</sub> , Z <sub>21</sub> Z <sub>22</sub> et Z <sub>23</sub> : Temps requis pour réduire les surpressions interstitielles à 50% et à 90% de la valeur initiale (i.e. U <sub>50</sub> et U <sub>90</sub> ) pour différentes valeurs du rapport d'anisotropie ( $k_h/h_v$ ) avec un espacement S = 100 m : a) 10 <sup>e</sup> chargement au point A; b) 5 <sup>e</sup> chargement au point A; c) 1 <sup>e</sup> chargement au point A; d) 10 <sup>e</sup> chargement au point B; e) 10 <sup>e</sup> chargement au point C.....	205
Figure 5.11 : Cas T <sub>0</sub> , AB <sub>1</sub> et AB <sub>2</sub> : Pression interstitielle en fonction du temps pour différentes valeurs du module de Young des résidus E <sub>résidus</sub> : a) 10 <sup>e</sup> chargement au point A; b) 5 <sup>e</sup> chargement au point A; c) 1 <sup>e</sup> chargement au point A; d) 10 <sup>e</sup> chargement au point B; e) 10 <sup>e</sup> chargement au point C.....	208
Figure 5.12 : Cas T <sub>0</sub> , AB <sub>1</sub> et AB <sub>2</sub> : Temps requis pour réduire les surpressions interstitielles à 50% et à 90% de la valeur initiale (i.e. U <sub>50</sub> et U <sub>90</sub> ) pour différentes valeurs du module de Young des résidus E <sub>résidus</sub> : a) 10 <sup>e</sup> chargement au point A; b) 5 <sup>e</sup> chargement au point A; c) 1 <sup>e</sup> chargement au point A; d) 10 <sup>e</sup> chargement au point B; e) 10 <sup>e</sup> chargement au point C.....	209
Figure 5.13 : Cas T <sub>0</sub> , AC <sub>1</sub> AC <sub>2</sub> et AC <sub>3</sub> : Pression interstitielle en fonction du temps pour différentes valeurs de la conductivité hydraulique des IRS ( $k_{h \text{ inclusion}}$ ) : a) 10 <sup>e</sup> chargement au point A; b) 5 <sup>e</sup> chargement au point A; c) 1 <sup>e</sup> chargement au point A; d) 10 <sup>e</sup> chargement au point B; e) 10 <sup>e</sup> chargement au point C. ....	211
Figure 5.14 : Cas T <sub>0</sub> , AC <sub>1</sub> AC <sub>2</sub> et AC <sub>3</sub> : Temps requis pour réduire les surpressions interstitielles à 50% et à 90% de la valeur initiale (i.e. U <sub>50</sub> et U <sub>90</sub> ) pour différentes valeurs de conductivité hydraulique des IRS ( $k_{h \text{ inclusion}}$ ) : a) 10 <sup>e</sup> chargement au point A; b) 5 <sup>e</sup> chargement au point A; c) 1 <sup>e</sup> chargement au point A; d) 10 <sup>e</sup> chargement au point B; e) 10 <sup>e</sup> chargement au point C. ....	212
Figure 5.15 : Cas T <sub>0</sub> , AD <sub>01</sub> et AD <sub>02</sub> - Pression interstitielle en fonction du temps pour différentes valeurs de conductivité hydraulique des résidus k <sub>h résidus</sub> avec S = 20 m: a) 10 <sup>e</sup> chargement au point A; b) 5 <sup>e</sup> chargement au point A; c) 1 <sup>e</sup> chargement au point A; d) 10 <sup>e</sup> chargement au point B; e) 10 <sup>e</sup> chargement au point C. ....	216

Figure 5.16 : Cas T <sub>0</sub> , AD <sub>01</sub> et AD <sub>02</sub> : Temps requis pour réduire les surpressions interstitielles à 50% et à 90% de la valeur initiale (i.e. U <sub>50</sub> et U <sub>90</sub> ) pour différentes valeurs de conductivité hydraulique des résidus k <sub>h résidus</sub> avec S = 20 m: a) 10 <sup>e</sup> chargement au point A; b) 5 <sup>e</sup> chargement au point A; c) 1 <sup>e</sup> chargement au point A; d) 10 <sup>e</sup> chargement au point B; e) 10 <sup>e</sup> chargement au point C.....	217
Figure 5.17 : Cas T <sub>0</sub> , AD <sub>11</sub> et AD <sub>12</sub> - Pression interstitielle en fonction du temps pour différentes valeurs de conductivité hydraulique des résidus k <sub>h résidus</sub> avec S = 50 m: a) 10 <sup>e</sup> chargement au point A; b) 5 <sup>e</sup> chargement au point A; c) 1 <sup>e</sup> chargement au point A; d) 10 <sup>e</sup> chargement au point B; e) 10 <sup>e</sup> chargement au point C .....	218
Figure 5.18 : Cas T <sub>0</sub> , AD <sub>11</sub> et AD <sub>12</sub> : Temps requis pour réduire les surpressions interstitielles à 50% et à 90% de la valeur initiale (i.e. U <sub>50</sub> et U <sub>90</sub> ) pour différentes valeurs de conductivité hydraulique des résidus k <sub>h résidus</sub> avec S = 50 m: a) 10 <sup>e</sup> chargement au point A; b) 5 <sup>e</sup> chargement au point A; c) 1 <sup>e</sup> chargement au point A; d) 10 <sup>e</sup> chargement au point B; e) 10 <sup>e</sup> chargement au point C.....	219
Figure 5.19 : Cas T <sub>0</sub> , AD <sub>21</sub> et AD <sub>22</sub> : Pression interstitielle en fonction du temps pour différentes valeurs de conductivité hydraulique des résidus k <sub>h résidus</sub> avec S = 100 m: a) 10 <sup>e</sup> chargement au point A; b) 5 <sup>e</sup> chargement au point A; c) 1 <sup>e</sup> chargement au point A; d) 10 <sup>e</sup> chargement au point B; e) 10 <sup>e</sup> chargement au point C .....	220
Figure 5.20 : Cas T <sub>0</sub> , AD <sub>21</sub> et AD <sub>22</sub> : Temps requis pour réduire les surpressions interstitielles à 50% et à 90% de la valeur initiale (i.e. U <sub>50</sub> et U <sub>90</sub> ) pour différentes valeurs de conductivité hydraulique des résidus k <sub>h résidus</sub> avec S = 100 m: a) 10 <sup>e</sup> chargement au point A; b) 5 <sup>e</sup> chargement au point A; c) 1 <sup>e</sup> chargement au point A; d) 10 <sup>e</sup> chargement au point B; e) 10 <sup>e</sup> chargement au point C.....	221
Figure 5.21 : Cas W <sub>0</sub> , AG <sub>0</sub> , AG <sub>1</sub> et AG <sub>2</sub> : Pression interstitielle en fonction du temps pour différentes valeurs d'indice de compression (C <sub>c</sub> ): a) 10 <sup>e</sup> chargement au point A; b) 5 <sup>e</sup> chargement au point A; c) 1 <sup>e</sup> chargement au point A; d) 10 <sup>e</sup> chargement au point B; e) 10 <sup>e</sup> chargement au point C.....	225
Figure 5.22 : Cas W <sub>0</sub> , AG <sub>0</sub> , AG <sub>1</sub> et AG <sub>2</sub> :Temps requis pour réduire les surpressions interstitielles à 50% et à 90% de la valeur initiale (i.e. U <sub>50</sub> et U <sub>90</sub> ) pour différentes valeurs de	

l'indice de compression ( $C_c$ ) : a) 10<sup>e</sup> chargement au point A; b) 5<sup>e</sup> chargement au point A; c) 1<sup>e</sup> chargement au point A; d) 10<sup>e</sup> chargement au point B; e) 10<sup>e</sup> chargement au point C ..226

Figure 5.23 : Indice des vides des résidus en fonction du temps pour différentes valeurs de  $\lambda$  après le 5<sup>e</sup> chargement au point A.....227

## LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

$a_{s,pl}$	Rapport de la surface (modèle en déformation plane)
$a_{s,ax}$	Rapport de la surface (modèle axisymétrique)
$A_s$	Surface en coupe transversale du sol [ $L^2$ ]
$A_c$	Surface en coupe transversale de la colonne rigide [ $L^2$ ]
$A_w$	Surface de la section du drain. [ $L^2$ ]
$a_v$	Le coefficient de compressibilité
$a_s$	Rapport de la surface
$b_c$	Largeur de la colonne rigide [L]
B	Largeur du sol (en déformation plane) [L]
$b_s$	Largeur de la zone de transition (en déformation plane) [L]
$b_w$	Largeur du drain (en déformation plane) [L]
$c'$	Cohésion [ $ML^{-1}T^{-2}$ ]
$C_c$	Indice de compression
CCM	Modèle Cam-Clay modifié
$c_h$	Coefficient de consolidation horizontale [ $L^2T^{-1}$ ]
$c_{hm}$	Coefficient de consolidation horizontale modifiée [ $L^2T^{-1}$ ]
$C_r$	Indice de gonflement (ou de recompression)
$C_u$	Coefficient d'uniformité = $D_{60}/D_{10}$
$c_v$	Coefficient de consolidation [ $L^2T^{-1}$ ]

$c_{vm}$	Coefficient de la consolidation verticale modifié [ $L^2T^{-1}$ ]
$D_{10}$	Diamètre des grains correspondant à 10% de passant sur la courbe granulométrique [L]
$D_{30}$	Diamètre des grains correspondant à 30% de passant sur la courbe granulométrique [L]
$D_{60}$	Diamètre des grains correspondant à 60% de passant sur la courbe granulométrique [L]
$d_e$	Diamètre du sol intact [L]
$d_c$	Diamètre de la colonne rigide [L]
$d_s$	Diamètre de la zone de transition [L]
$d_w$	Diamètre du drain [L]
$d_m$	Diamètre de la section d'un mandrin [L]
$D_r$ (ou $G_s$ )	Densité (relative) des grains solides [ - ]
DMA	Drainage minier acide [ - ]
$E_{s,pl}$	Modules d'élasticité du sol fin (modèle en déformation plane) [ $ML^{-1}T^{-2}$ ]
$E_{c,ax}$	Modules d'élasticité de la colonne rigide (modèle axisymétrique) [ $ML^{-1}T^{-2}$ ]
$E_{s,ax}$	Modules d'élasticité du sol fin (modèle axisymétrique) [ $ML^{-1}T^{-2}$ ]
$E$	Module Young [ $ML^{-1}T^{-2}$ ]
$E_{c,pl}$	Modules d'élasticité de la colonne de roche rigide (modèle en déformation plane) [ $ML^{-1}T^{-2}$ ]
$e_0$	Indice des vides initial

e	Indice des vides
$E_{stériles}$	Modules d'élasticité des stériles [ $ML^{-1}T^{-2}$ ]
$E_{résidus}$	Modules d'élasticité des résidus [ $ML^{-1}T^{-2}$ ]
$F(N)_{pl}$	Facteur de l'espacement du drain (en déformation plane)
$F(N)_{ax}$	Facteur de l'espacement du drain (axisymétrique)
$F(N)'_m$	Facteur modifié de l'espacement du drain
ÉP-MC	Modèle élastoplastique Mohr-Coulomb
G	Module de rigidité au cisaillement [ $ML^{-1}T^{-2}$ ]
H	Épaisseur du sol [L]
$H_d$	Hauteur du drainage [L]
h	Charge hydraulique [L]
$I_D$	Indice de densité [%]
$I_p$	Indice de plasticité [%]
IRS	Inclusion en roches stériles
$k_c$	Conductivité hydraulique de la colonne de gravier [ $LT^{-1}$ ]
$k_h$	Conductivité hydraulique horizontale du sol intact [ $LT^{-1}$ ]
$k_{h,pl}$	Conductivité hydraulique du sol (modèle en déformation plane) [ $LT^{-1}$ ]
$k_{h,ax}$	Conductivité hydraulique du sol (axisymétrique) [ $LT^{-1}$ ]
$k_{résidus}$	Conductivité hydraulique des résidus [ $LT^{-1}$ ]
$k_s$ (ou $k_{zt}$ )	Conductivité hydraulique horizontale de la zone de transition [ $LT^{-1}$ ]

$k_{s,ax}$	Conductivité hydraulique de la zone de transition (en axisymétrique) [ $LT^{-1}$ ]
$k_{sat}$	Conductivité hydraulique saturée [ $LT^{-1}$ ]
$k_{s,pl}$	Conductivité hydraulique de la zone de transition (modèle en déformation plane) [ $LT^{-1}$ ]
$k_{stériles}$	Conductivité hydraulique de la roche stérile [ $LT^{-1}$ ]
$k_v$	Conductivité hydraulique verticale [ $LT^{-1}$ ]
$k_w$	Conductivité hydraulique du drain [ $LT^{-1}$ ].
$k_x$	Conductivité hydraulique dans la direction x [ $LT^{-1}$ ]
$k_y$	Conductivité hydraulique dans la direction y [ $LT^{-1}$ ]
K	Coefficient de pression des terres
$K_a$	Coefficient de pression des terres à l'état actif
$K_0$	Coefficient de pression des terres au repos
$K_p$	Coefficient de pression des terres à l'état passif
M	Pente de la courbe du critère de rupture (ou d'état critique)
L	Largeur du drain [L]
ML	Silt sableux (classification unifiée – USCS)
$m_v$	Coefficient de compressibilité volumique [ $M^{-1}LT^2$ ]
$m_{v,drain}$	Coefficient de compressibilité de la colonne de drainage [ $M^{-1}LT^2$ ]
$m_{v,sol}$	Coefficient de compressibilité du sol fin [ $M^{-1}LT^2$ ]
n	Rapport du rayon d'influence sur rayon du drain $n = r_e/r_w = D/d = d_e/d_c$

n	Porosité [%]
OCR	Rapport de surconsolidation ("Overconsolidation Ratio")
$p'$	Contrainte effective moyenne [ $ML^{-1}T^{-2}$ ]
$p'_c$	Contrainte de pré-consolidation [ $ML^{-1}T^{-2}$ ]
$p'_0$	Contrainte effective moyenne initiale
$P_A$	Pression atmosphérique [ $ML^{-1}T^{-2}$ ]
PS	Condition 2D, de déformation plane ("Plane Strain")
$q_0$	Contrainte déviatorique initiale [ $ML^{-1}T^{-2}$ ]
$q_w$	Débit d'eau évacuée [ $L^3 T^{-1}$ ].
$q_{ax}$	Capacité de décharge (modèle axisymétrique) [ $L^3 T^{-1}$ ].
$q_w$	Capacité de décharge du drain (ou le débit d'évacuation d'eau) [ $L^3 T^{-1}$ ].
q	Contrainte déviatorique [ $ML^{-1}T^{-2}$ ]
$R_e, r_e$	Rayon d'influence [L].
$r_w$	Rayon du drain [L].
$r_s$	Rayon de la zone de transition la zone [L].
$r_c$	Rayon de la colonne rigide [L].
S	Espacement entre deux drains adjacents [L].
s	Rapport du rayon de la zone de transition sur rayon du drain $s = r_s/r_w = d_s/d_c$
$S_r$	Degré de saturation [%]

SM	Sable silteux (classification unifiée – USCS)
T	Transmissivité [ $L^2T^{-1}$ ]
$T_h$	Facteur du temps horizontal [ - ]
$T_{h,ax}$	Facteur temps horizontal (modèle en axisymétrique) [ - ]
$T_{h,m}$	Facteur temps modifié horizontal [ - ]
$T_{h,pl}$	Facteur temps horizontal (modèle en déformation plane) [ - ]
$T_v$	Facteur temps vertical [ - ]
u	Pression interstitielle [ $ML^{-1}T^{-2}$ ]
$u_0$	Pression interstitielle initiale [ $ML^{-1}T^{-2}$ ]
$\bar{u}_r$	Surpression interstitielle radiale [ $ML^{-1}T^{-2}$ ]
$\bar{u}_z$	Surpression interstitielle verticale [ $ML^{-1}T^{-2}$ ]
$U_r$	Consolidation radiale (horizontale) [%]
$U_v$	Consolidation verticale [%]
$U_{rv}$	Consolidation verticale et horizontale [%]
USCS	Système de Classification unifiée des sols ("Unified Soil Classification System")
v	Volume spécifique ( $= 1 + e$ ) [ - ]
$w_p$	Limite de plasticité
$w_L$	Limite de liquidité
w	Teneur en eau [%]
$\alpha$ et $\beta$	Paramètres qui représentent la zone de transition (eqs 2.42 et 2.43)

$\gamma_d$	Poids volumique (ou unitaire) sec [ $ML^{-2}T^{-2}$ ]
$\gamma_{sat}$	Poids volumique saturé [ $ML^{-2}T^{-2}$ ]
$\gamma'$	poids unitaire submergé [ $ML^{-2}T^{-2}$ ]
$\gamma$	Poids volumique (ou unitaire) [ $ML^{-2}T^{-2}$ ]
$\gamma_w$	Poids volumique de l'eau [ $ML^{-2}T^{-2}$ ]
$\Delta\sigma'$	Variation de la contrainte effective [ $ML^{-1}T^{-2}$ ]
$\Delta e$	Variation de l'indice des vides
$\epsilon_i$	Déformation normale dans la direction i
$\theta'$	Paramètre qui représente la résistance de puits
$\theta$	Teneur en eau volumique [ $L^3L^{-3}$ ]
$\bar{\theta}$	Angle de Lode
$\theta_r$	Teneur en eau résiduelle [ $L^3L^{-3}$ ]
$\kappa$	Équivaut à la pente $C_r$ dans le modèle CCM
$\lambda$	Équivaut à la pente $C_c$ dans le modèle CCM
$\nu$	Coefficient de Poisson
$\sigma_1$	Contrainte principale majeure [ $ML^{-1}T^{-2}$ ]
$\sigma_3$	Contrainte principale mineure [ $ML^{-1}T^{-2}$ ]
$\sigma_i$	Contrainte totale normale dans la direction i [ $ML^{-1}T^{-2}$ ]
$\sigma_{conf}$	Pression de confinement [ $ML^{-1}T^{-2}$ ]
$\sigma'_{vc}$	Contrainte effective verticale [ $ML^{-1}T^{-2}$ ]

$\sigma'$  Contrainte effective [ML<sup>-1</sup>T<sup>-2</sup>]

$\tau_{xy}$  Contraintes de cisaillement dans le plan XY [ML<sup>-1</sup>T<sup>-2</sup>]

$\phi'$  Angle de friction interne [ ° ]

$\phi_r'$  Angle de friction résiduelle [ ° ]

$\psi$  Angle de dilatance [ ° ]

## **LISTE DES ANNEXES**

ANNEXE A Résultats supplémentaires d'analyses numériques du modèle d'un parc à résidus .....	253
ANNEXE B Paramètre de l'équation de Leo (2004).....	254
ANNEXE B Résultats supplémentaires de l'évaluation paramétrique.....	258

## CHAPITRE 1 INTRODUCTION

### 1.1 Généralités

L’exploitation des gisements miniers en roches dures produit souvent une grande quantité de roches stériles et de résidus miniers. Ces derniers sont habituellement stockés dans de grands bassins, appelés parcs à résidus miniers, entourés par des digues. Les propriétés géotechniques de ces résidus sont complexes. Ils sont caractérisées par une cohésion drainée presque nulle, une granulométrie dominée par la fraction silteuse (plus de 80 % de taille inférieure à 80 µm) et une conductivité hydraulique relativement faible. Leur transport hydraulique et leur dépôt induisent un état lâche et saturé en eau, avec des surpressions interstitielles. Le processus de consolidation naturelle des résidus sous leur propre poids est lent, et ils offrent une faible résistance aux chargements statique et cyclique durant cette période (e.g. Vick, 1990; Aubertin et al. 2002a; Bussière, 2007).

En raison des conditions de construction et d’opération, plusieurs ruptures de digues de parcs à résidus miniers ont été enregistrées au cours des dernières décennies (Aubertin et al. 2002b, 2011; Poncelet, 2012). Les déversements de résidus ont ainsi causé des pertes de vie ainsi que des dommages significatifs à l’environnement et aux infrastructures. Il est important de développer des approches pour améliorer la stabilité de tels ouvrages.

L’utilisation de gravier (ou de roche concassée) comme drain vertical est l’une des méthodes les plus efficaces pour accélérer la consolidation des sols fins, en raison de leur conductivité hydraulique élevée (e.g. Seed et Booker, 1976; Barksdale et Bachus, 1983). Ces drains rigides permettent de dissiper la surpression interstitielle lors d’un chargement et de renforcer le sol pour mieux résister aux sollicitations statiques ou sismiques (Ledbetter, 1985; Sonu, 1993; Tan et Oo, 2008).

Cette technique a inspiré une nouvelle approche pour améliorer la stabilité des parcs à résidus miniers (Aubertin et al. 2002b; James et Aubertin, 2009, 2010). Cette technique de contrôle consiste à disposer des inclusions de roches stériles à l’intérieur du bassin, avant et durant le dépôt des résidus miniers, de façon à créer des structures continues ou/et des amoncèlements isolés (figure 1.1).

Il y a plusieurs avantages potentiels qui sont associés à cette technique. Par exemple, il a été démontré, à l'aide de simulations numériques, que ces inclusions peuvent améliorer la stabilité dans le cas de séismes (James, 2009). Des essais sur table sismique ont aussi montré que des inclusions drainantes favorisent une dissipation plus rapide des surpressions interstitielles dans les résidus miniers (Pépin et al. 2012).

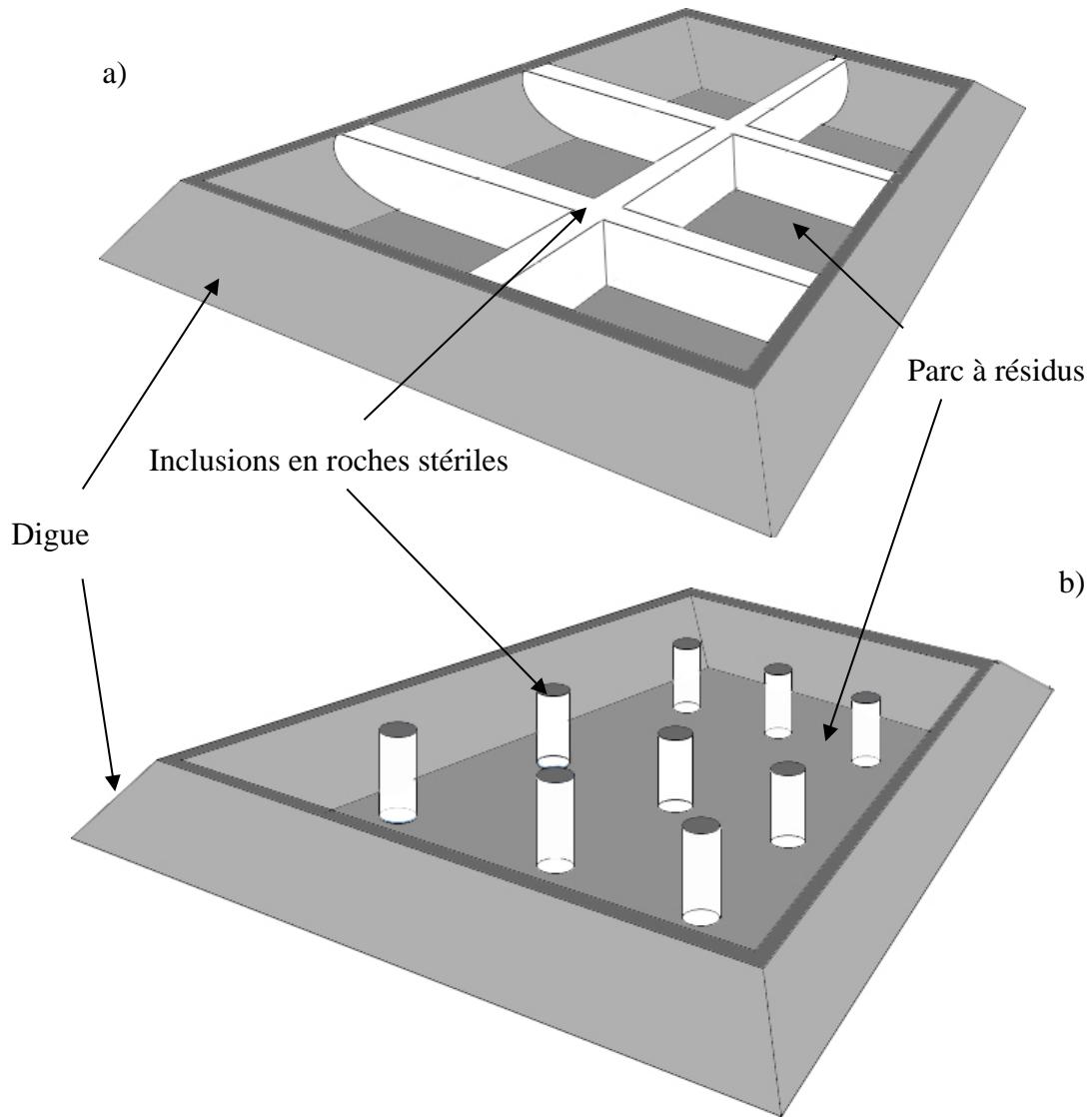


Figure 1.1: Illustration schématique d'un parc à résidus avec des inclusions faites de roches stériles : a) inclusions continues placées avant et pendant la déposition des résidus, b) inclusions isolées (petits tas) placées avant la déposition des résidus (adapté de Aubertin et al 2002b)

## 1.2 Objectifs

Cette étude vise à évaluer, à l'aide de simulations numériques, l'utilisation des inclusions drainantes de roches stériles pour accélérer la consolidation des résidus miniers.

Les calculs menés ici évaluent notamment l'effet des caractéristiques des résidus miniers et des roches stériles, ainsi que l'influence d'autres facteurs, telle la séquence de mise en place des résidus miniers dans les parcs. Afin d'atteindre les objectifs du projet, il a été nécessaire de compléter différentes étapes :

- Évaluer les caractéristiques hydro-géotechniques typiques des résidus miniers d'après des résultats tirés de littérature;
- Évaluer les méthodes analytiques pour l'évaluation de la vitesse de consolidation autour des drains verticaux;
- Sélectionner, vérifier et calibrer un code numérique pour simuler le comportement des parcs à résidus, en fonction des propriétés des matériaux; ce code a été validé à partir de données expérimentales et de solutions analytiques existantes ;
- Évaluer l'utilisation des inclusions de roches stériles à partir d'une étude paramétrique;
- Discuter les résultats obtenus et formuler des conclusions et des recommandations sur l'utilisation des inclusions de roches stériles pour accélérer la consolidation des résidus miniers dans les parcs.

## 1.3 Contenu du mémoire

Suite à cette introduction, l'état des connaissances et des pratiques (basé sur une revue de la littérature) est présenté dans le chapitre 2 du mémoire. Ceci inclut une synthèse sur :

- Les propriétés géotechniques des différents types de rejets miniers (résidus miniers et roches stériles);
- Différentes solutions analytiques développées pour évaluer la vitesse de consolidation autour des drains verticaux;
- Les principales fonctionnalités du logiciel d'éléments finis SIGMA/W (GeoSlope, 2007) utilisé dans ce projet;
- Les lois de comportement utilisées ici pour simuler les problèmes de consolidation.

Le chapitre 3 présente une comparaison des solutions analytiques et numériques pour des problèmes de la consolidation de sols fins et de résidus miniers; on y présente notamment une comparaison entre les résultats obtenus des principales solutions analytiques et des simulations numériques. Ce chapitre inclut également une étude paramétrique basée sur les solutions analytiques de la consolidation autour des drains dans les sols fins. Le code numérique est aussi utilisé pour analyser des résultats expérimentaux (tirés de Bowles 1978) relatifs à la consolidation.

Le chapitre 4 décrit le cas de référence analysé dans la suite du mémoire. Le cas modélisé est basé sur une portion d'un parc à résidus. La représentativité du modèle de base est établie en comparant la réponse à celle d'un parc à résidus à grande échelle, pour des géométries et des caractéristiques comparables. Les résultats des simulations présentées représentent l'évolution des pressions interstitielles, des contraintes effectives verticales et horizontales, des déformations et du tassement en surface. Les divers cas simulés dans la suite du chapitre permettent d'évaluer l'effet de divers facteurs qui influencent la consolidation des résidus miniers. Le chapitre 5 présente une étude paramétrique complémentaire sur la réponse du modèle de la portion d'un parc à résidus; cette étude évalue l'effet des paramètres suivants :

- Les propriétés hydro-géotechniques des résidus miniers (et des roches stériles), i.e. le module de Young, la conductivité hydraulique, l'indice des vides initial et l'indice de compression;
- La géométrie des inclusions de roches stériles, IRS (largeur, forme);
- La loi de comportement utilisée pour les résidus (élastoplastique et Cam-Clay modifiée);
- La vitesse de remplissage du bassin.

Une discussion générale sur les résultats de cette étude est aussi présentée à la fin du chapitre 5.

Les conclusions et les recommandations suivent au chapitre 6.

Une liste de références et les annexes complètent ce document.

## CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE

### 2.1 Généralités

L'utilisation d'inclusions de roches stériles afin d'augmenter la vitesse de la consolidation des résidus miniers est une technique qui peut améliorer la stabilité géotechnique des ouvrages de retenue (Aubertin et al., 2002b; James, 2009; Pépin, 2010). Cette technique permet aussi de réduire le volume des haldes à stériles, tout en aidant à la déposition des rejets de concentration.

Dans ce chapitre, les propriétés géotechniques des résidus miniers et des stériles sont présentées succinctement. Les principales théories de consolidation verticale et horizontale sont aussi abordées. Les différents types de drains utilisés pour accélérer la dissipation de la pression interstitielle dans les sols fins sont brièvement décrits. On présente également les principales solutions analytiques pour le consolidation autour des drains circulaires verticaux. Le code d'éléments finis Sigma/W 2007 de la compagnie Geoslope est aussi décrit avec les principales lois de comportement utilisées dans le code.

### 2.2 Roches stériles et les résidus miniers

#### 2.2.1 Propriétés des résidus miniers

Les caractéristiques géotechniques des résidus miniers dépendent des propriétés de la roche mère (en particulier la composition minéralogique), du mode de traitement du minerai et de la méthode de déposition (Vick, 1990). Les résidus provenant de mines en roches dures sont habituellement produits par l'exploitation de métaux de base et de métaux précieux, tels le zinc, le cuivre, l'or, l'argent, et le nickel. La granulométrie de ces résidus miniers varie typiquement de la taille des colloïdes aux sables, avec une fraction fine non-plastique (Vick, 1990).

La densité et l'homogénéité des résidus miniers sont influencées par la méthode de la mise en place, l'âge et la taille du dépôt. Le pompage et la déposition des rejets miniers par des conduites le long du périmètre des parcs à résidus (figure 2.1) crée une ségrégation des particules, basée sur la taille des grains (Vick, 1990; Aubertin et al., 2002a; Bussière, 2007).



Figure 2.1: Déposition des résidus miniers en bout de tuyau dans un parc à résidus (tiré de Bussière, 2007; photo fournie par la Chaire)

La ségrégation des résidus miniers due à la mise en place provoque une structure hétérogène qui peut comprendre des couches et des lentilles intercalées de silt, silt sableux, sable silteux et sable. Cette ségrégation dépend de la distribution de la taille des grains des résidus miniers, la vitesse de l'écoulement aux sorties des conduites, la position des sorties, l'inclinaison de la surface sur laquelle les résidus sont déposés, et la densité de la pulpe (en teneur en solide). Typiquement, les particules fines des résidus se déposent loin des sorties des conduites, et les plus grosses particules se déposent près des points de déversement (Vick, 1990; Bussière, 2007).

Lors de la mise en place, les résidus miniers ont un indice des vides ( $e$ ) élevé (et un faible indice de densité  $I_D$ ). Sous leur propre poids et sous l'effet de la pression appliquée par les couches ajoutées séquentiellement, les résidus miniers se consolident et deviennent plus denses avec le temps. La consolidation peut être relativement rapide en l'absence des particules fines (les particules  $< 0,08$  mm) ou elle peut être relativement lente quand le contenu en particules fines est significatif.

Les propriétés des résidus provenant des mines en roches dures ont été étudiées par plusieurs chercheurs. Vick (1990) fournit plusieurs données sur les propriétés de ces résidus miniers. Aubertin et al. (1996, 2002a) présentent aussi des propriétés de résidus miniers provenant de mines en roches dures situées dans la région de l'Abitibi (province du Québec). Qui et Sego

(2001) ont présenté des résultats d'essai de laboratoire sur des résidus miniers provenant de 4 mines en roches dures de l'ouest du Canada (incluant une mine d'or et une mine de cuivre). Des données géotechniques sur les résidus miniers de mine de cuivre-or et de cuivre-or-zinc sont aussi fournies par Wijewickreme et al. (2005a). Bussière (2007) présente une synthèse des propriétés des résidus miniers provenant de mines en roches dures. Quelques-unes de ces propriétés sont présentées dans ce qui suit; la définition de base de ces propriétés est présentée dans Vick (1990) et Aubertin et al. (2002a).

### **Densité**

La densité relative  $D_r$  (ou  $G_s$ ) des grains solides est contrôlée par la composition minéralogique de la roche mère. Les valeurs typiques de la densité (relative) des solides des résidus miniers formés de roches dures varient souvent de 2,6 à 2,9 (Vick, 1990; Bussière, 1993), mais elles peuvent être nettement plus élevées. La densité des solides des échantillons testés par Aubertin et al. (1996) variait de 2,78 à 2,87. Qiu et Sego (2001) donnent des valeurs de 2,75 et de 3,17 pour des résidus miniers de mines de cuivre et d'or, respectivement. Pour les résidus sulfurés, la densité est usuellement plus élevée, varie de 2,9 à 4,5 (Mabes et al., 1977; l'Écuyer et al., 1992; Barbour et al., 1993; Wijewickreme et al., 2005 et Bussière, 2007). La valeur de  $D_r$  joue un rôle primordial sur l'état des contraintes (effectives et totales) qui affectent la consolidation, la pression interstitielle, la porosité et la réponse aux chargements externes (cycliques et statiques).

### **Granulométrie**

La distribution de la taille des grains des résidus miniers provenant de mines en roches dures dépend des méthodes employées pour traiter le minerai. On y retrouve typiquement des particules variant de la taille colloïdale ( $\leq 1\text{-}2 \mu\text{m}$ ) jusqu'au sable ( $> 80 \mu\text{m}$ ,  $< 4,75 \text{ mm}$ ). La granulométrie des résidus miniers se retrouve généralement dans le fuseau ombragé montré à la figure 2.2 (tiré de Bussière, 2007).

Les résidus miniers de mines en roches dures peuvent comprendre entre 35 à 95 % de particules de taille inférieure à  $80 \mu\text{m}$ . Parfois, la fraction plus grossière (sable) des résidus miniers est séparée par un hydrocyclone, pour l'utiliser comme matériau de construction.

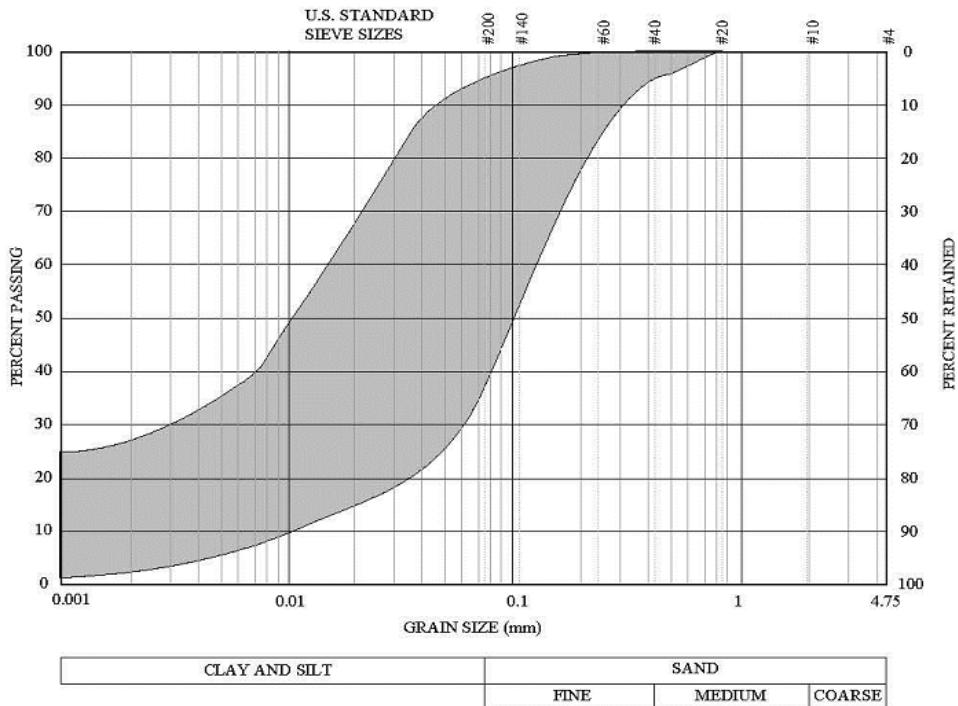


Figure 2.2: Fuseau de la distribution usuelle de la taille des grains pour des résidus miniers provenant de mines en roches dures (tiré de Bussière 2007; basé sur Vick, 1990; Aubertin et al., 1996, 2002a; Qiu et Sego, 2001; Wijewickreme et al., 2005).

### Plasticité

Les résidus miniers de mines en roches dures sont généralement non-plastiques ou de plasticité très faible (Vick, 1990). Les résidus miniers étudiés par Aubertin et al. (1996) ont montré des indices de plasticité  $I_p$  proche de zéro. Les résidus miniers de mines de cuivre et d'or caractérisés par Qiu et Sego (2001) étaient aussi non plastiques. Wijewickreme et al. (2005) ont également noté que les résidus miniers de mines de cuivre-or étaient non plastiques et que les résidus miniers de mines de zinc cuivre-or avaient un indice de plasticité  $I_p$  très faible. Bussière (2007) indique que la limite de liquidité  $w_L$  (ou LL) des résidus miniers est généralement inférieure à 40% et que la limite de plasticité  $w_P$  (ou PL) est généralement inférieure à 15%.

### Classification

Selon le système de classification unifié des sols (USCS, Holtz et Kovacs, 1981), qui est basé sur la granulométrie et les limites d'Atterberg, les résidus miniers de mines en roches dures sont

souvent classifiés comme des silts avec une plasticité très faible (ML) ou des mélanges avec sables silteux (SM-ML) (tableau 2.1).

### Indice des vides et densité in situ

Une fois les résidus placés dans le bassin, leur indice des vides  $e$  varie typiquement de 0,6 à 1,7 pour la fraction fine ( $< 80 \mu\text{m}$ ), et de 0,6 à 0,9 pour la fraction plus grossière (sableuse) que l'on retrouve surtout près des points de déversement (tableau 2.1). L'indice des vides tend à diminuer avec la profondeur, selon la contrainte verticale effective (Vick, 1990; Aubertin, 2002a). Ces valeurs de  $e$  correspondent habituellement à un indice de densité  $I_D$  nettement inférieur à 50 % (on observe à l'occasion des valeurs de l'indice de densité  $I_D$  aussi petites que 10 %); ceci reflète l'état lâche des résidus, qui sont alors très compressibles.

Tableau 2.1 : Résultats d'essais de laboratoire sur la mesure de la conductivité hydraulique d'échantillons des résidus miniers intacts et remaniés provenant de mines en roches dures (tiré de Bussière 2007).

$k_{\text{sat}}$ (cm/s)	$e$	Apparatus used	Classification (USCS)	Reference
<b>Remolded samples</b>				
$1.3 \times 10^{-4}$	0.55	Rigid wall permeameter	ML	Guerra 1973
$1 \times 10^{-2} - 1 \times 10^{-3}$	0.65–1.10	Rigid wall permeameter	SM–ML	Mittal and Morgenstern 1975
$1 \times 10^{-4} - 5 \times 10^{-7}$	0.60–1.25	Odometer	SM–ML	Mittal and Morgenstern 1976
$1 \times 10^{-5} - 1 \times 10^{-6}$	0.45–1.20	Odometer	ML	Mabes et al. 1977
$6 \times 10^{-3} - 2 \times 10^{-4}$	0.50–1.10	Rigid wall permeameter	SP	Nelson et al. 1977
$1 \times 10^{-5} - 7 \times 10^{-7}$	1.20–1.70	Flexible wall permeameter	ML	Matyas et al. 1984
$8 \times 10^{-2} - 5 \times 10^{-3}$	0.70–0.80		SP	—
$6 \times 10^{-4} - 4 \times 10^{-6}$	—	—	SM–ML	Chen et al. 1988
$1.5 \times 10^{-5} - 7 \times 10^{-6}$	0.68–1.14	Odometer	ML	Barbour et al. 1993
$1 \times 10^{-4} - 3 \times 10^{-6}$	0.48–0.85	Odometer	ML	Bussière 1993
$5 \times 10^{-4} - 1 \times 10^{-5}$	0.50–1.00	Rigid wall permeameter	ML	Aubertin et al. 1996
$5 \times 10^{-4}$	0.87	Rigid wall permeameter	SM	Bussière et al. 1998
$3 \times 10^{-5}$	0.80	—	ML	—
$4.5 \times 10^{-5} - 9.8 \times 10^{-5}$	0.50–1.60	Odometer	SM	Qiu and Sego 2001
$2.7 \times 10^{-5} - 6.7 \times 10^{-5}$	0.50–1.60	—	ML	—
$1.2 \times 10^{-5}$	0.72	Flexible wall permeameter	ML	Martin et al. 2005
<b>Undisturbed samples</b>				
$3 \times 10^{-4} - 4 \times 10^{-4}$	0.48–0.62	Odometer	SM	Mabes et al. 1977
$3 \times 10^{-5} - 3 \times 10^{-7}$	0.55–1.05	—	ML	—
$1.6 \times 10^{-5} - 9.5 \times 10^{-7}$	—	Flexible wall permeameter	ML	Blight and Steffen 1979
$3 \times 10^{-5} - 1 \times 10^{-6}$	1.00–1.40	Flexible wall permeameter	ML	Matyas et al. 1984
$1 \times 10^{-3} - 7 \times 10^{-7}$	0.70–1.65	Odometer	ML	L'Écuyer et al. 1992
$6 \times 10^{-5} - 6 \times 10^{-6}$	—	Flexible wall permeameter	ML	AI and Blowes 2000
$4 \times 10^{-4}$	0.61	Flexible wall permeameter	SM	—
$4 \times 10^{-5} - 3 \times 10^{-6}$	0.59–0.89	—	ML	Brisson et al. 2002

Le poids volumique (ou unitaire) sec  $\gamma_d$  des résidus peut montrer une variation significative due aux modes de déposition, à la densité des grains et à la granulométrie dans un dépôt (Aubertin et

al., 2002a). La valeur de  $\gamma_d$  varie typiquement de 11,5 à 18,0 kN/m<sup>3</sup>. La faible densité des résidus en place indique que leur résistance mécanique (géotechnique) est souvent minime.

### **Conductivité hydraulique saturée**

Vick (1990) présente une gamme typique de valeurs de la conductivité hydraulique saturée,  $k_{sat}$ , des résidus miniers de mines en roches dures. Ces valeurs varient de de  $5,0 \times 10^{-7}$  cm/s pour la fraction fine jusqu'à  $1,0 \times 10^{-4}$  cm/s pour les fractions sables (avec un pourcentage de 30 % des particules fines).

Bussière (2007) présente une compilation de résultats d'essais de perméabilité réalisés sur des échantillons des résidus miniers remaniés et non remaniés (tableau 2.1). Les valeurs de la conductivité hydraulique varient de  $3 \times 10^{-7}$  à  $1 \times 10^{-2}$  cm/s. Ces valeurs sont dans la plage anticipée pour des sols naturels de classification semblable, comme présentée par Freeze et Cherry (1979). Il n'y aurait pas de différence appréciable entre les résultats d'essais selon des échantillons remaniés et non remaniés.

Aubertin et al. (1996) et Mbonimpa et al. (2002) ont démontré que les équations prédictives conventionnelles pour estimer la conductivité hydraulique saturée des sols ne s'appliquent pas directement aux résidus miniers. Ils ont proposé de nouvelles équations qui s'accordent bien avec les valeurs mesurées sur des résidus (et des sols) isotropes.

Pour des résidus intacts, Vick (1990) indique que le rapport de la conductivité hydraulique saturée horizontale sur verticale,  $k_h/k_v$ , varie généralement de 2 à 10, mais il peut être au-dessus de 100 là où les méthodes de décharge provoquent une stratification très marquée des couches de matériaux plus fins et plus grossiers.

### **Résistance au cisaillement**

Puisqu'ils sont non-plastiques ou de plasticité très faible, la résistance au cisaillement des résidus de mines en roches dures est essentiellement reliée au frottement interne sans contribution significative de la cohésion (i.e.  $c' = 0$ ). On estime que l'angle de frottement interne effectif  $\phi'$  des résidus miniers varie entre 30° et 41° selon la densité, la distribution de la taille des grains, leur angularité, et la pression de confinement (Vick, 1990).

Chen et Van Zyl (1988) ont effectué 73 essais de compression triaxiale (avec consolidation isotrope) drainée ou non drainée sur les échantillons saturés des résidus miniers de mines de

cuivre. Ils ont montré que l'angle de frottement interne  $\phi'$  des résidus miniers diminue avec l'augmentation de la pression de confinement  $\sigma_{\text{conf}}$ , l'angle variant de  $48^\circ$  (à  $\sigma_{\text{conf}} = 48 \text{ kPa}$ ) à  $34^\circ$  (pour  $\sigma_{\text{conf}} = 883 \text{ kPa}$ ). Cette variation serait due à la forte dilatation des résidus miniers sous des contraintes de confinement faibles et à une rupture des particules sous des contraintes de confinement très élevées.

L'angle de frottement interne en condition drainée du silt naturelle dense est typiquement entre  $33^\circ$  à  $37^\circ$  (qui sont des valeurs plus petites que celles des résidus miniers). Mittal et Morgenstern (1977) et Vick (1990) indiquent que l'angle de frottement interne  $\phi'$  des résidus miniers de mines en roches dures serait environ  $6^\circ$  plus élevé que celui des sols naturels pour une granulométrie semblable, en raison de l'angularité des grains et de la résistance des particules. Ceci indique qu'en dépit de leur contenu élevé des particules fines, les résidus miniers de mines en roches dures peuvent avoir des résistances élevées au cisaillement drainé, i.e. semblables à celle des sables (e.g. James 2009; Aubertin et al 2011; Poncelet 2012).

Chen et Van Zyl (1988) ont par ailleurs rapporté que le comportement des résidus miniers lâches soumis à des essais de compression triaxiale était comparable à celui rapporté par Castro (1969) pour des sables lâches.

### **Propriétés de consolidation**

Les valeurs typiques de l'indice de compression  $C_c$ , fournies par Vick (1990) pour des résidus miniers de mines en roches dures varient de 0,05 à 0,28. Les valeurs typiques du coefficient de consolidation,  $c_v$ , pour les résidus miniers varient de  $10^{-2}$  à  $10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$  pour les particules fines et de 0,5 à 100  $\text{cm}^2/\text{s}$  pour la fraction grossière (Vick, 1990).

Aubertin et al. (1996) ont observé un indice de compressibilité  $C_c$  compris entre 0,10 et 0,30 pour les fractions avec une haute teneur en particules fines (plus compressibles) et entre 0,05 et 0,15 pour les fractions plus grossières. Le coefficient de consolidation  $c_v$  mesuré variait de  $10^{-3}$  à  $10^{-1} \text{ cm}^2/\text{s}$  pour les fractions fines, et il est généralement supérieur à  $10^{-1} \text{ cm}^2/\text{s}$  pour les fractions grossières. Ces propriétés varient avec l'indice des vides  $e$  initial (ou avec l'indice de densité  $I_D$ ).

Bussière (2007) a présenté une compilation de résultats d'essais de consolidation sur des échantillons de résidus miniers remaniés et non remaniés (tableau 2.2). Ce tableau montre que les indices de compression,  $C_c$ , varient de 0,05 à 0,54. Les valeurs de l'indice de recompression (en gonflement),  $C_r$ , sont en général 5 à 20 fois plus faibles que celles de l'indice de compression  $C_c$ ,

qui se trouve dans la gamme approximative observée pour les sols naturels de même granulométrie (Holtz et Kovacs, 1981). Les coefficients de consolidation  $c_v$  varient de  $4,3 \times 10^{-3}$  à  $3,7 \times 10^{-1} \text{ cm}^2/\text{s}$  par les résidus silteux. Aucune différence significative n'est notée entre les résultats des échantillons remaniés et non remaniés.

Bolduc (2012) a mesuré des valeurs de  $C_c$  qui se situent entre 0,0028 et 0,314 avec une valeur moyenne de 0,12 pour les résidus de la mine Osisko. Les valeurs du coefficient de compressibilité  $a_v$  obtenues se situent entre  $8,5 \times 10^{-5}$  et  $3,2 \times 10^{-2} \text{ kPa}^{-1}$  avec une valeur moyenne de  $6,5 \times 10^{-3} \text{ kPa}^{-1}$ .

Tableau 2.2 : Résultats d'essais de consolidation de laboratoire menés sur des échantillons de résidus miniers intacts et remaniés provenant de mines en roches dures (tiré de Bussière, 2007).

Initial void ratio, $e_0$	$C_c$	$C_{cr}$	$c_v (\text{cm}^2/\text{s})$	Classification (USCS)	Reference
<b>Remolded samples</b>					
1.06–1.08	0.06–0.13	—	—	SP–SW	Mittal and Morgenstern 1975
0.95	0.13	—	$1 \times 10^{-1}$ – $5 \times 10^{-2}$	SM	Mittal and Morgenstern 1976
1.1–1.5	0.1–0.25	—	$1 \times 10^{-1}$ – $1 \times 10^{-3}$	ML	
1.22	0.3	0.032	—	ML	Mabes et al. 1977
0.70–0.85	0.06–0.13	—	$1 \times 10^2$	SP	Nelson et al. 1977
0.75	0.05	—	—	ML	Matyas et al. 1984
1.38–1.5	0.2–0.22	—	—	SP	
—	0.54	0.056	$6.2 \times 10^{-3}$	ML	Chen et al. 1988
—	0.12	0.011	$1.1 \times 10^{-2}$	SM	
0.56–0.80	0.05–0.13	0.003–0.01	$2.8$ – $5 \times 10^{-3}$	ML	Aubertin et al. 1996
0.5–1.6	0.056–0.094	—	$7.1 \times 10^{-3}$ – $3.3 \times 10^{-2}$	SM	Qiu and Sego 2001
0.5–1.6	0.083–0.156	—	$4.3 \times 10^{-3}$ – $2.6 \times 10^{-2}$	ML	
<b>Undisturbed samples</b>					
0.62	0.13	0.02	—	SM	Mabes et al. 1977
0.69	0.08	0.01	—	ML	
0.6–1.6	0.06–0.15	—	$1.3 \times 10^{-2}$ – $6.3 \times 10^{-3}$	ML	Blight and Steffen 1979
—	0.28	—	$1.5 \times 10^{-1}$	ML	Volpe 1979
—	0.09	—	$3.7 \times 10^{-1}$	SP	
1.25–2.0	0.17–0.47	—	—	ML	Matyas et al. 1984
0.95–1.68	0.08–0.28	0.005–0.07	—	ML	L'Ecuyer et al. 1992

## 2.2.2 Propriétés des roches stériles

Les caractéristiques des roches stériles sont contrôlées par les propriétés de la roche mère, incluant sa dureté, le type et la fréquence des discontinuités et la méthode d'exploitation de la mine. La grande majorité de la roche stérile produite par les mines en roches dures se compose de sable et gravier, avec une fraction plus fine, des cailloux et blocs. Dans certains cas, en particulier

pour les mines souterraines, la taille de la roche stérile peut être réduite pour le transport. Une distinction est parfois faite entre la roche stérile et le minerai à basse teneur (qui se comportent de façon similaire).

### **Granulométrie et porosité**

La taille des grains des roches stériles s'étend sur plusieurs ordres de grandeur, avec des particules allant de la taille des silts ( $< 80 \mu\text{m}$ ) jusqu'à des blocs de l'ordre du mètre. La portion dominante est habituellement constituée de fractions sableuses et graveleuses (de 0,1 à 100 mm environ). La porosité  $n$  en place est très variable, selon que l'on se situe dans des zones compactées (où  $n$  est souvent  $\leq 0,3$ ) ou dans des zones lâches (où  $n$  peut atteindre 0,5 et plus). L'altération naturelle des stériles, la migration des particules fines et divers processus géochimiques peuvent modifier la porosité (et le poids unitaire) en place dans les haldes. Ceci affecte plusieurs autres propriétés, incluant la conductivité hydraulique et la résistance au cisaillement (Fala, 2008; Peregoedova, 2012).

### **Angle de déposition**

Lorsque les stériles sont déversés par des camions à benne ou poussés dans les pentes à l'aide d'un butoir, l'angle de déposition  $\alpha$  des roches stériles est souvent de l'ordre de  $37^\circ \pm 3$  (Piteau, 1991; Maknoon, 2010), mais il peut être aussi faible que  $28^\circ$  dans certains cas. La valeur de  $\alpha$  dépend de plusieurs facteurs incluant (Hustrulid et al., 2000; Read et Stacey, 2010): la forme des particules, la présence de particules fines, la minéralogie et la densité des solides, la hauteur de chute et l'énergie cinétique initiale des particules, la teneur en eau, la pente de la surface de déposition, la présence de bancs, l'angle du sol naturel, ainsi que les conditions hydrologiques et hydrogéologiques.

### **Angle de friction interne**

Des mesures sur des échantillons de grandes dimensions ont montré que l'angle de friction interne  $\phi'$ , qui contrôle la résistance au cisaillement du matériau (en contrainte effective), peut varier entre  $21^\circ$  et plus de  $55^\circ$ , mais les valeurs usuelles se situent toutefois entre  $34^\circ$  et  $45^\circ$  (Stormont et Farfan, 2005; Barton, 2008; McLemore et al., 2009; Maknoon, 2010). La minéralogie et la taille des particules (granulométrie), leur angularité, la résistance de la rochemère et l'arrangement («packing») des grains (qui dépend du niveau des contraintes) affectent grandement la valeur de cet angle. La valeur de l'angle de friction  $\phi_r'$  correspondant à la

résistance résiduelle est inférieure à  $\phi'$ ; la différence atteint jusqu'à 5° (Gutierrez et al., 2008). Une augmentation de la contrainte normale tend à réduire la valeur de  $\phi'$  d'une valeur pouvant aller jusqu'à 10° (et plus) lorsque la contrainte est de quelques MPa (Barton, 2008); cette situation peut se retrouver dans la portion inférieure des haldes de grandes dimensions (ayant plusieurs dizaines de mètres de hauteur). La valeur de  $\phi'$  peut aussi être réduite par une détérioration progressive de la résistance des roches stériles exposées aux intempéries (i.e. cycles de gel-dégel et de mouillage-séchage, altération géochimique, etc.). Ceci signifie que la résistance au cisaillement à long terme des roches stériles peut être nettement inférieure à la résistance du matériau produit initialement.

### **Cohésion**

La valeur de la cohésion  $c'$  en conditions sèches ou drainées est très faible (usuellement nulle, et presque toujours plus petite que 5 à 10 kPa). La cohésion apparente  $c_{app}$  peut cependant être assez élevée en conditions non saturées (50 kPa et plus; Maknoon, 2010). Il est prudent de négliger cette cohésion apparente dans le calcul du facteur de sécurité, car sa valeur change avec le degré de saturation (ou avec la succion). Une cohésion non négligeable peut aussi être induite par des effets de cimentation dus à la précipitation de minéraux secondaires (notamment en présence de sulfures de fer comme la pyrite).

### **Rigidité**

Des mesures sur des matériaux analogues aux roches stériles montrent que celles-ci peuvent avoir une rigidité assez élevée, surtout lorsqu'elles ont été densifiées. Le module de rigidité  $G$  de tels matériaux peut varier de 20 à 50 MPa (Anbazhagan et al., 2010).

### **Conductivité hydraulique**

Des méthodes de laboratoire, basées sur des essais en colonne à grande échelle, ont été développées ces dernières années afin d'évaluer les propriétés hydrogéologiques des roches stériles (Aubertin et al., 2005, 2008; Bussière et al., 2011; Peregoedova, 2012). Ces méthodes sont généralement adaptées de celles utilisées pour la caractérisation des sols, mais en modifiant les protocoles afin de procéder aux essais sur des échantillons de plus grandes dimensions (i.e. diamètres des colonnes 5 à 10 fois plus grands). Malgré cela, ces essais ne peuvent pas inclure la totalité du matériau puisque seule une portion (de granulométrie tronquée) peut être prélevée et soumise à ces mesures de laboratoire. Pour compléter ces essais, on réalise aussi des mesures in

situ (Fala, 2002, 2008; Aubertin et al., 2005a, 2008a; Lessard 2011) et de relevés géophysiques (Anterrieu et al., 2010; Intissar et al., 2010), qui aident à transposer les résultats de laboratoire aux conditions de terrain.

Les essais réalisés montrent que la valeur de la conductivité hydraulique saturée mesurée au laboratoire sur des fractions représentatives de roches stériles (et de matériaux analogues) donnent des valeurs de  $k_{\text{sat}} > 10^{-3}$  cm/s (Aubertin et al. 2008; Bussière et al., 2011; Peregoedova, 2012; voir aussi Stormont et Farfan, 2005; Ma et al. 2010; Anbazhagan et al., 2010). Les mesures sur divers matériaux à granulométrie très étalée montrent toutefois que la valeur de  $k_{\text{sat}}$  est grandement affectée par la proportion de cailloux et de particules fines (variation jusqu'à quatre ordres de grandeur dans certains cas; Anbazhagan et al., 2010). Les mesures montrent également que la présence d'une macroporosité secondaire dans les matériaux relativement lâches, due aux effets des nombreux cailloux qui modifient la porosité locale dans leur zone d'influence, peut augmenter de deux ordres de grandeur la valeur de  $k_{\text{sat}}$  (jusqu'à  $10^{-1}$  cm/s et même plus); dans un tel cas, les stériles peuvent se comporter comme des matériaux à double porosité (Peregoedova, 2012).

Des essais d'infiltration réalisés sur des haldes dans des bassins conçus à cette fin (superficie de 4 à 10 m<sup>2</sup>) montrent que la conductivité hydraulique moyenne à grande échelle est souvent de l'ordre de  $10^{-2}$  cm/s, alors que les essais in situ à plus petite échelle (diamètre de 25 cm) donnent souvent des valeurs de  $k_{\text{sat}}$  plus variables, dont certaines sont proches des valeurs maximales de laboratoire (surtout dans les zones de stériles non compactés; Lessard, 2011). Ces résultats indiquent que des écoulements préférentiels (localisés) peuvent aussi se produire sur le terrain.

## 2.3 Consolidation verticale et radiale des sols fins

### 2.3.1 Théorie de la consolidation unidimensionnelle

#### 2.3.1.1 Théorie de Terzaghi

La théorie de la consolidation unidimensionnelle proposée par Terzaghi (1925, 1943) traite la consolidation d'une couche avec des déformations et des écoulements verticaux, pour une charge appliquée instantanément à l'instant initial. Ceci correspond assez bien aux conditions de l'essai œdométrique de laboratoire, pour chaque palier de chargement. Malgré des hypothèses

simplifiant fortement certains aspects du comportement des sols fins, cette théorie reste la référence pour l'analyse de la consolidation, car elle inclut les composantes principales du phénomène et représente correctement les phénomènes observés dans les sols saturés compressibles sous les ouvrages.

La figure 2.3 montre un schéma qui décrit le phénomène de consolidation à partir d'une analyse piston-ressort de type Voigt-Kelvin (Magnan 2000). Au temps initial, (en a) robinet fermé), la charge appliquée à la plaque est transmise directement à l'eau "incompressible", ce qui crée une pression en excès  $\Delta u$  par rapport aux conditions d'équilibre hydrostatique; le ressort n'est donc pas sollicité. Dès l'ouverture du robinet (en b), l'eau sort progressivement avec une quantité proportionnelle à la charge reprise par le ressort (cette proportionnalité est représentée par le facteur  $\alpha$  dans la figure 2.3). À la fin de la consolidation (en c), la pression d'eau en excès est dissipée ( $\Delta u=0$ ) et la pression est à l'équilibre hydrostatique; l'écoulement d'eau s'arrête et la charge appliquée sur la plaque est supportée entièrement par le ressort.

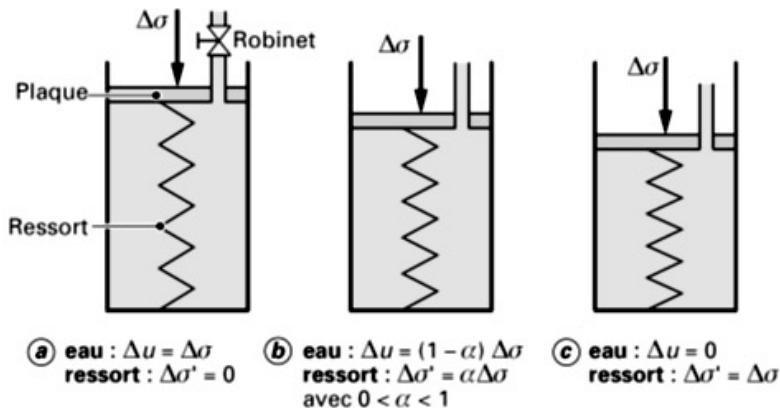


Figure 2.3: Schéma du phénomène de consolidation représenté par un modèle piston-ressort de type Voigt-Kelvin (tiré de Magnan 2000).

Les principales hypothèses de la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi peuvent être annoncées comme suit (Bowles 1984; Indraratna 1997):

- Le sol est homogène.
- Le sol est saturé pendant toute la consolidation ; il est composé de deux phases seulement, le squelette solide et l'eau interstitielle.

- L'eau et les particules solides sont incompressibles.
- Les déformations du squelette sont uniquement verticales.
- Il existe une relation linéaire entre la contrainte effective appliquée au squelette et la variation de volume (qui est proportionnelle aux déformations verticales); cette compressibilité peut être décrite par la relation entre la variation de l'indice des vides  $\Delta e$  et la variation de la contrainte effective verticale  $\Delta \sigma_v'$ .
- L'écoulement de l'eau interstitielle est uniquement vertical.
- La loi de Darcy s'applique quelle que soit la valeur du gradient hydraulique.
- Le coefficient de perméabilité  $k$  est constant dans la couche de sol pendant toute la durée de la consolidation.
- Les déformations du sol sont petites pendant la consolidation.

L'équation de la consolidation unidimensionnelle (voir éq 2.1) et les conditions aux limites permettent de déterminer l'évolution au cours du temps des contraintes effectives à l'intérieur de la couche de sol.

L'équation différentielle générale de consolidation de Terzaghi prend la forme suivante (Barron 1948) :

$$\frac{c_v \partial^2 u}{\partial Z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.1)$$

Avec  $Z = z / h$ , où  $z$  est la profondeur de point de mesure et  $h$  est l'épaisseur du sol.

Pour des conditions initiales et aux limites régulières, la solution de cette équation est donnée par un développement en série (e. g. Bowles, 1984). La résolution s'effectue après transformation de l'équation différentielle 2.1 en une équation adimensionnelle, au moyen des variables suivantes :

$$c_v = \frac{(1 + e_0)k}{\gamma_w a_v} \quad (2.2)$$

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2} \quad (2.3)$$

où  $t$  est le temps (en seconde) associé au facteur temps  $T_v$

Dans ces équations :

$e_0$  : Indice des vides initial (-)

$k$  : Conductivité hydraulique saturée (m/s)

$u$  : Pression interstitielle (kPa)

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau interstitielle (kN/m<sup>3</sup>)

$a_v$  : Coefficient de compressibilité (kPa<sup>-1</sup>)

$c_v$  : Coefficient de consolidation verticale (cm<sup>2</sup>/s)

$H$ : Distance de drainage de la couche; la valeur de  $H$  est égale à l'épaisseur ou à la demi-épaisseur selon que la couche est limitée par une surface drainante et une surface imperméable ou par deux surfaces drainantes.

Le degré de consolidation  $U_v$  est lié au facteur temps  $T_v$  par la relation suivante (Terzaghi 1943; Bowles, 1984):

$$U_v(T_v) = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{1}{(2m+1)^2} \exp \left[ -(2m+1)^2 \pi^2 \frac{T_v}{4} \right] \quad (2.4)$$

La figure 2.4 montre une représentation graphique de l'équation (2.4) pour des valeurs de  $T_v$  qui varient de 0 à 0,9. Cette figure montre que l'augmentation du facteur temps  $T_v$  entraîne une augmentation de degré de consolidation verticale. L'augmentation de l'épaisseur de la couche  $H$  affecte également le degré de consolidation verticale. Plus de détails sur la théorie de consolidation verticale sont présentés dans Terzaghi (1943) et Bowles (1984).

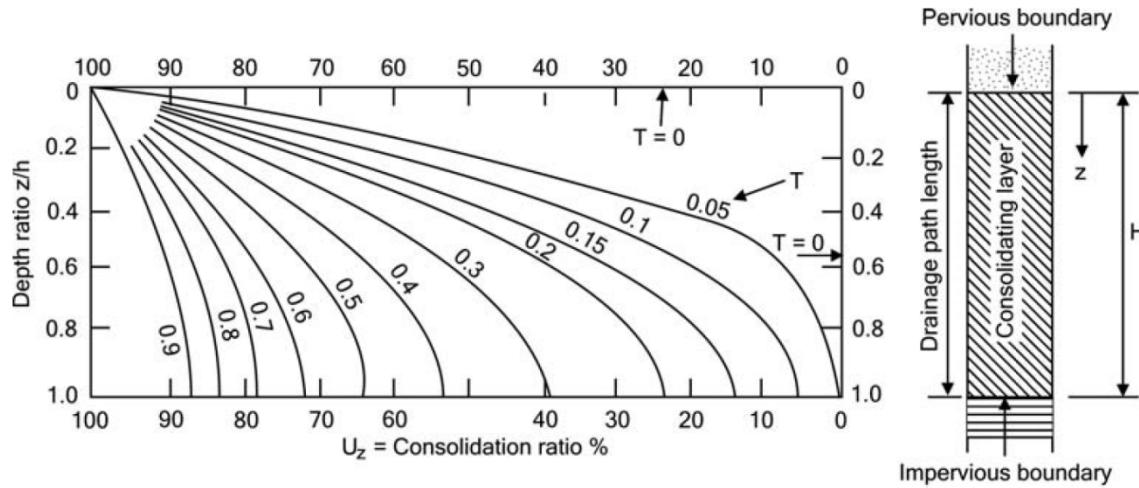


Figure 2.4: Degré de consolidation verticale  $U_v$  (%) en fonction du facteur temps ( $T_v = T$ ) pour un drainage vers le haut seulement (Terzaghi, 1943; voir aussi Bowles, 1984)

### 2.3.1.2 Théorie de Gibson (1958)

La théorie de la consolidation de Terzaghi traite de la consolidation de couches de sols fins qui ont des dimensions fixes dans le temps. Toutefois, pour des résidus miniers saturés, qui sont déposés en couches horizontales successives, l'épaisseur (ou la profondeur) augmente progressivement. Par conséquent, les contraintes à un point particulier ainsi que la longueur du trajet de drainage sont augmentées avec le temps.

Gibson (1958) a proposé une extension de la théorie de Terzaghi qui prend en compte les effets d'une déposition continue (équation 2.5). Son extension comprend un terme supplémentaire  $\left(\gamma' \frac{dh}{dt}\right)$  pour tenir compte de l'augmentation de la charge et de la longueur du trajet de drainage; cette équation peut s'écrire comme suit :

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \gamma' \frac{dh}{dt} \quad (2.5)$$

Où  $\gamma'$  est le poids unitaire (ou volumique) submergé.

Deux solutions à l'équation de Gibson (1958) sont représentées graphiquement sur la figure 2.5. La figure 2.5a représente cette solution pour un drainage double (la surface et la base sont perméables); la figure 2.5b est applicable au cas d'un drainage vers le haut seulement.

L'équation 2.5 et la figure 2.5 permettent d'estimer graphiquement le degré de consolidation  $U(\%) (=1 - u / \gamma' \cdot h)$  à partir du facteur du temps  $T (= T_v = m^2 t / c_v)$  et de la profondeur ( $x/h = z/h$ ). Sur la figure 2.5,  $m$  représente le taux de remplissage  $m$  ( $= \Delta h / \Delta t$  (m/s)),  $t$  (s) est le temps de déposition du matériau et  $c_v$  ( $\text{m}^2/\text{s}$ ) est le coefficient de consolidation vertical.

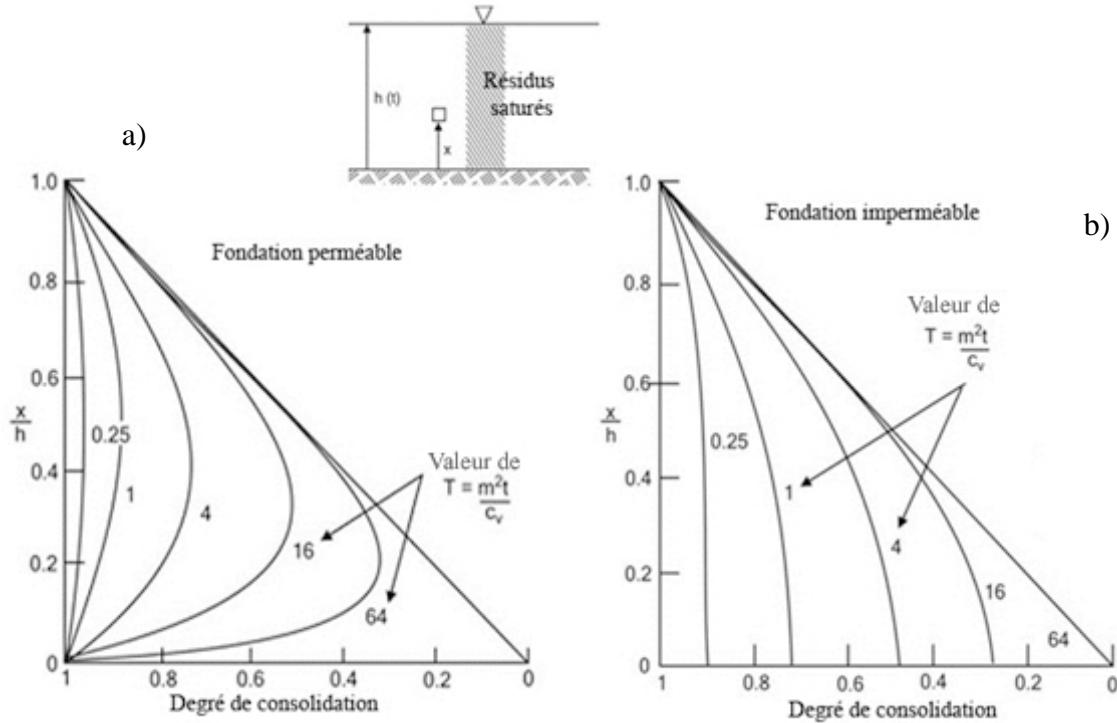


Figure 2.5: Solution de l'équation de Gibson (petites déformations) pour des résidus déposés avec une vitesse de remplissage  $m$  (m/s) constante (tiré de Blight 2010)

### 2.3.2 Théorie de la consolidation horizontale autour des drains verticaux

La théorie de base de la consolidation radiale autour d'un drain vertical est une extension de la théorie de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi (1925). Le coefficient de consolidation horizontale  $c_h$  est souvent plus grand que le coefficient de consolidation vertical  $c_v$ . Par conséquent, les drains peuvent favoriser le drainage horizontal (surtout s'ils sont rapprochés), ce qui peut provoquer une accélération de la consolidation et l'amélioration de la résistance des sols fins.

La considération (ou non) des effets de la zone de transition et de la résistance de puits affecte considérablement l'efficacité des drains verticaux (Barron 1948; Hansbo 1961, 1981; Indraratna et Bamunawita 2002). Ces effets sont décrits brièvement dans ce qui suit.

### La zone de transition

Lors de l'installation des drains verticaux, il peut y avoir un changement des propriétés mécaniques et hydriques des sols qui les entourent. Ce changement se traduit par une réduction de la conductivité hydraulique et une augmentation de la compressibilité dans cette zone de transition.

### Résistance de puits

La résistance du puits est due à une perte de charge (ou une résistance à l'écoulement de l'eau) dans le drain vertical. La résistance du puits augmente s'il y a une augmentation de la longueur du drain ou une diminution de la largeur du drain ou de sa conductivité hydraulique. Cette résistance retarde la dissipation de la pression interstitielle et le tassement. Les principaux facteurs qui augmentent la résistance de puits sont (Indraratna et Bamunawita 2002) :

- La déformation du drain.
- Le passage des particules fines dans le drain.
- La détérioration du drain.

Certaines de ces solutions présentées dans les sections qui suivent tiennent compte de ces effets.

#### **2.3.2.1 Approche de Barron**

Dans le cas d'une couche qui se consolide avec des déformations verticales égales en tout point, la quantité d'eau qui sort d'un drain circulaire entouré d'un anneau de sol (présenté à la figure 2.6) de rayon  $dr$ , de hauteur 1 et de volume  $2\pi r dr$  est obtenue de l'équation suivante (Barron 1948) :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = - \frac{k_h}{\gamma_w} \left( \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u_r}{\partial r} + \frac{\partial^2 u_r}{\partial r^2} \right) 2\pi r dr \quad (2.6)$$

Avec  $u_r = u_h$  (voir plus bas) On peut écrire l'équation 2.6 sous la forme :

$$\frac{\partial v}{\partial t} = \frac{-a_v}{1 + e} \cdot \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} \cdot 2\pi r dr \quad (2.7)$$

En égalant les équations 2.6 et 2.7 on obtient, après simplification :

$$c_h \left( \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u_r}{\partial r} + \frac{\partial^2 u_r}{\partial r^2} \right) = \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} \quad (2.8)$$

Et

$$c_h = \frac{k_h(1 + e_0)}{a_v \cdot \gamma_w} = \frac{k_h}{m_v \cdot \gamma_w} \quad (2.9)$$

Dans ces équations :

$u_r$  = Pression interstitielle en excés en (kPa)

$\bar{u}$  = Surpression interstitielle moyenne (kPa)

$e_0$  = Indice des vides initial

$k_h$  = Conductivité hydraulique horizontale (m/s)

$\gamma_w$  = Poids volumique de l'eau interstitielle (kN/m<sup>3</sup>)

$a_v$  = Coefficient de compressibilité du squelette ( $= \Delta e / \Delta \sigma'$ ) (kPa<sup>-1</sup>)

$c_h$  = Coefficient de consolidation horizontale (cm<sup>2</sup>/s)

$m_v$  = Coefficient de compressibilité volumique (kPa<sup>-1</sup>)

Barron (1948) a proposé une solution analytique à ces équations pour le cas de déformations uniformes, (avec ou sans zone de transition au contact du drain). Cette solution peut s'écrire :

$$\bar{U}_h = 1 - \exp \left( - \frac{8T_h}{F(N)} \right) \quad (2.10)$$

Avec

$$T_h = \frac{c_h t}{4r_e^2} \quad (2.11)$$

où  $T_h$  = Facteur du temps (écoulement horizontal)

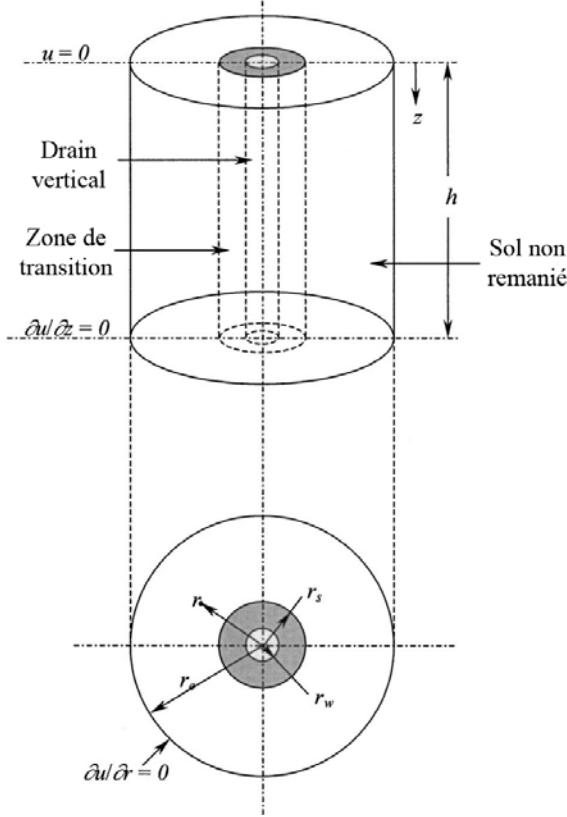


Figure 2.6: Représentation d'un drain vertical avec une zone de transition et une zone de sol intacte (adapté de Leo 2004).

Barron a proposé de négliger l'effet de la résistance de puits,  $F(N)$  est alors donné par :

$$F(N) = \frac{n^2}{n^2 - s^2} \ln \frac{n}{s} - \frac{3}{4} + \frac{s^2}{4n^2} + \frac{k_h}{k_s} \left( \frac{n^2 - s^2}{n^2} \right) \ln(s) \quad (2.12)$$

Si on néglige aussi l'effet de la zone de transition,  $F(N)$  devient :

$$F(N) = \frac{n^2}{n^2 - 1^2} \ln n - \frac{3}{4} \quad (2.13)$$

Dans ces équations,  $k_h$  et  $k_s$  représentent la conductivité hydraulique horizontale du sol intact et du sol remanié, respectivement.

Les paramètres  $n$  et  $s$  sont définis comme suit :

$$n = \frac{r_e}{r_w} = \frac{D}{d} \text{ et } s = \frac{r_s}{r_w} \quad (2.14)$$

Où  $r_e$ ,  $r_w$  et  $r_s$  représentent le rayon du drain, de la zone de transition et de la zone d'influence du drain, respectivement;  $D$  et  $d$  représentent le diamètre de la zone d'influence et du drain, respectivement.

La figure 2.7 montre la variation du degré de consolidation  $U_{90}$  en fonction du facteur temps  $T$  cas a) pour un écoulement vertical dans une couche d'argile drainée en bas et en haut (avec  $T = T_v$ ); cas b) pour un écoulement radial (avec  $T = T_h$ ) vers un drain vertical dans l'argile avec diverses valeurs du rapport  $n = r_e / r_w$ . Cette figure montre par exemple que si l'espacement entre les drains est doublé ( $n=5$  à  $n=10$ ), alors cela augmente le temps nécessaire pour dissiper 90% (=  $U_r$ ) de la surpression interstitielle par un facteur d'environ 4. Si l'espacement entre les drains est quadruplé ( $n = 5$  à  $n = 20$ ), cela augmente le temps nécessaire pour dissiper 90% de la surpression interstitielle par un facteur d'environ 16.

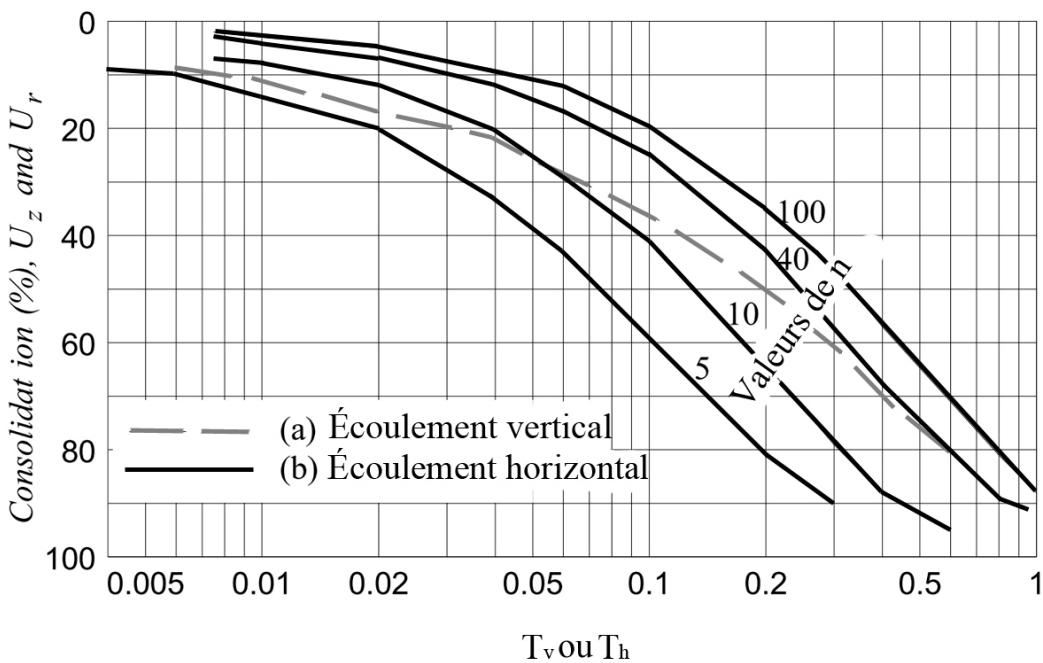


Figure 2.7: Degré de consolidation en fonction du facteur temps  $T$  de consolidation; courbe a) pour un écoulement vertical dans une couche argile, drainée en bas et en haut (avec  $T = T_v$ ); courbes b) pour un écoulement radial (avec  $T = T_h$ ) vers un drain vertical dans l'argile avec diverses valeurs du rapport  $n = r_e / r_w$  (adopté de Barron1948).

### 2.3.2.2 Solution de Hansbo

Hansbo (1981) a proposé une solution approximative pour la consolidation autour d'un drain vertical, basée sur l'hypothèse d'une déformation verticale uniforme. Cette solution est une simplification de la solution de Barron (1948). Dans ce cas, le degré de consolidation moyen de consolidation du sol avec un drain vertical est donné par l'équation 2.10.

En considérant les effets de la zone de transition et de la résistance de puits, le paramètre  $F(N)$  utilisé dans cette équation devient :

$$F(N) = \ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_h}{k_s}\right) \ln(s) - \frac{3}{4} + z\pi(2l - z) \frac{k_h}{q_w} \quad (2.15)$$

où  $q_w$  est la Capacité de décharge du drain (i.e. le débit d'évacuation d'eau  $\text{m}^3/\text{s}$ )

Si on considère l'effet de la zone de transition seulement (sans l'effet de puits),  $F(N)$  est donné par :

$$F(N) = \ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_h}{k_s}\right) \ln(s) - \frac{3}{4} \quad (2.16)$$

Si on néglige les deux effets (zone de transition et résistance de puits), le paramètre  $F(N)$  devient :

$$F(N) = \ln(n) - \frac{3}{4} \quad (2.17)$$

### 2.3.2.3 Solution de Han et Ye pour drains de gravier

Les solutions présentées plus haut ont été développées pour des drains de sable. Les drains verticaux formés de colonnes de roche (ou de gravier) et les drains de sable diffèrent sur deux points importants (figure 2.8) (1) Les drains de gravier ont un module élastique beaucoup plus grand (plus rigide) que le sol mou environnant. Les rapports typiques entre le module élastique du gravier et celui de l'argile molle vont de 10 à 20 (Lane 1948). Les solutions de Barron (1948) et de Hansbo (1981) ignorent l'effet de la différence de rigidité entre le drain et le sol environnant sur la consolidation. (2) Les colonnes de gravier ont un rapport diamètre d'influence/diamètre de colonne plus petit que les drains de sable. Les rapports typiques des

rayons ( $n = r_e/r_c$ ) pour les colonnes de roche varient de 1,5 à 5; les valeurs de ce rapport des rayons analysées par Barron étaient de 5 à 100.

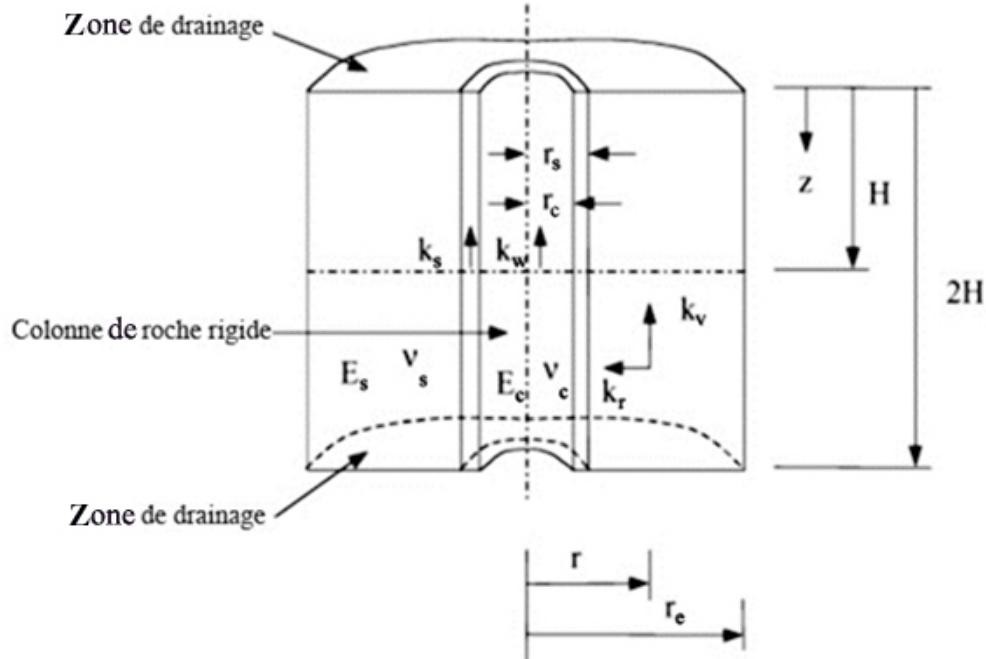


Figure 2.8: Définition des différents termes pour une cellule unitaire représentant une colonne en gravier dans un sol mou (adapté de Han et Ye , 2002).

avec

$$s = \frac{d_s}{d_c} \quad \text{et} \quad n = \frac{d_e}{d_c}$$

Han et Ye (2001, 2002) ont développé une solution simplifiée pour calculer le degré de consolidation d'un sol mou autour d'un drain de gravier, sans résistance de puits et sans zone de remaniement. La solution proposée pour le degré de consolidation dû à l'écoulement radial suit la formule de Barron (équation 2.10) avec un facteur temps modifié ( $T_{hm}$ ) pour l'écoulement horizontal :

$$T_{hm} = \frac{C_{hm} t}{d_e^2} \quad (2.18)$$

Où  $C_{hm}$  est le coefficient de consolidation horizontale modifiée ( $\text{cm}^2/\text{s}$ ) défini par :

$$C_{hm} = \frac{k_h}{\gamma_w} \frac{m_{v,c}(1 - a_s) + m_{v,s}a_s}{m_{v,s}m_{v,c}(1 - a_s)} \quad (2.19)$$

$d_s$  : Diamètre de la zone de transition (m)

$d_c$  : Diamètre de la colonne en gravier (m)

$d_e$  : Diamètre de la zone de sol intact (m)

Pour la plupart des cas, le degré de consolidation dû à l'écoulement vertical serait négligeable en comparaison avec celui dû à l'écoulement radial (car la distance pour l'écoulement radial est beaucoup plus courte que celle pour l'écoulement vertical). Cette solution théorique de Han et Ye (2002) a donc été développée pour une consolidation dû à un écoulement radial, sans écoulement vertical dans le sol environnant.

Le degré moyen de consolidation due à l'écoulement radial devient alors :

$$\bar{U}_h = 1 - \exp\left(-\frac{8T_{rm}}{F(N)_m}\right) \quad (2.20)$$

Si on considère la zone de transition et la résistance de puits, le paramètre  $F(N)_m$  s'exprime de la façon suivante (Han et Ye, 2002) :

$$F(N)_m = \frac{n^2}{n^2 - 1} \left( \ln \frac{n}{s} + \frac{k_h}{k_s} \ln(s) - \frac{3}{4} \right) + \frac{s^2}{n^2 - 1} \left( 1 - \frac{k_h}{k_s} \right) \left( 1 - \frac{s^2}{4n^2} \right) + \frac{k_h}{k_s} \frac{1}{n^2 - 1} \left( 1 - \frac{1}{4n^2} \right) + \frac{32}{\pi^2} \left( \frac{k_h}{k_c} \right) \left( \frac{H}{d_c} \right)^2 \quad (2.21)$$

où

$k_c$  = Conductivité hydraulique de la colonne en roche (m/s)

$H$  = Épaisseur du sol (m)

Si l'on considère l'effet de la zone de transition seulement (sans l'effet de puits),  $F(N)_m$  est donné par :

$$\begin{aligned} F(N)_m &= \frac{n^2}{n^2 - 1} \left( \ln \frac{n}{s} + \frac{k_h}{k_s} \ln s - \frac{3}{4} \right) + \frac{s^2}{n^2 - 1} \left( 1 - \frac{k_h}{k_s} \right) \left( 1 - \frac{s^2}{4n^2} \right) \\ &\quad + \frac{k_h}{k_s} \frac{1}{n^2 - 1} \left( 1 - \frac{1}{4n^2} \right) \end{aligned} \quad (2.22)$$

Et si on néglige les deux effets (zone de transition et résistance de puits), le paramètre  $F(N)_m$  devient :

$$F(N)_m = \frac{n^2}{n^2 - 1} \left( -\frac{3}{4} \right) + \frac{k_h}{k_s} \frac{1}{n^2 - 1} \left( 1 - \frac{1}{4n^2} \right) \quad (2.23)$$

Han et Ye (2001) ont aussi proposé un couplage entre le drainage horizontal et vertical en considérant un coefficient de consolidation verticale modifié  $c_{vm}$  donné par l'équation suivante:

$$c_{vm} = (k_v / \gamma_w) \frac{[m_{v,c}(1 - a_s) + m_{v,s}a_s]}{[m_{v,s}m_{v,c}(1 - a_s)]} \quad (2.24)$$

$k_v$  = Conductivité hydraulique verticale (m/s)

$\gamma_w$  = Poids unitaire de l'eau (kN/m<sup>3</sup>)

$a_s$  = Rapport de la surface (-)

$$a_s = \frac{A_s}{(A_c + A_s)} \quad (2.25)$$

$A_s$  = aire transversale (horizontale) du sol (m<sup>2</sup>)

$A_c$  = aire transversale (horizontale) de la colonne rigide (m<sup>2</sup>)

$m_{v,drain}$  et  $m_{v,sol}$  = coefficient de compressibilité de la colonne de drainage et du sol fin respectivement.

Ces valeurs de  $m_v$  sont reliées aux propriétés élastiques de matériaux (Han et Ye 2001):

$$m_{v,sol} = \frac{(1+v)(1-2v)}{E_{sol}(1-v)} \quad (2.26)$$

$$m_{v,drain} = \frac{(1+v)(1-2v)}{E_{drain}(1-v)} \quad (2.27)$$

Le type de couplage est discuté dans ce qui suit.

### 2.3.3 Consolidation radiale et verticale

#### 2.3.3.1 Théorème de Carillo (1942)

L'écoulement autour d'un drain se fait usuellement de façon axiale et radiale (figure 2.9). L'équation différentielle qui régit le phénomène comporte des dérivées partielles par rapport à  $r$ ,  $z$  et  $t$ . Suivant les hypothèses adoptées pour le comportement du sol, cette équation différentielle peut être plus ou moins complexe.

Carillo (1942) a simplifié l'analyse de la consolidation tridimensionnelle (radiale et verticale) autour des drains verticaux. Il a évalué séparément la consolidation unidimensionnelle (liée à l'écoulement vertical de l'eau interstitielle) et la consolidation radiale (liée à l'écoulement horizontal de l'eau interstitielle en direction du drain). Le degré de consolidation global s'exprime alors de la façon suivante :

$$U_{rv} = 1 - (1 - U_r)(1 - U_v) \quad (2.28)$$

Où

$$U_r = 1 - \frac{\bar{u}_r(r, t)}{u_0} \quad (2.29)$$

$$\text{Et} \quad U_v = 1 - \frac{\bar{u}_z(z, t)}{u_0} \quad (2.30)$$

Dans ces équations,

$U_r$  = Consolidation radiale (horizontale) (%)

$U_v$  = Consolidation verticale (%)

$\bar{u}_r$  = Surpression interstitielle moyenne radiale (kPa)

$\bar{u}_z$  = Surpression interstitielle moyenne verticale (kPa)

$u_0$  = Surpression interstitielle initiale (kPa)

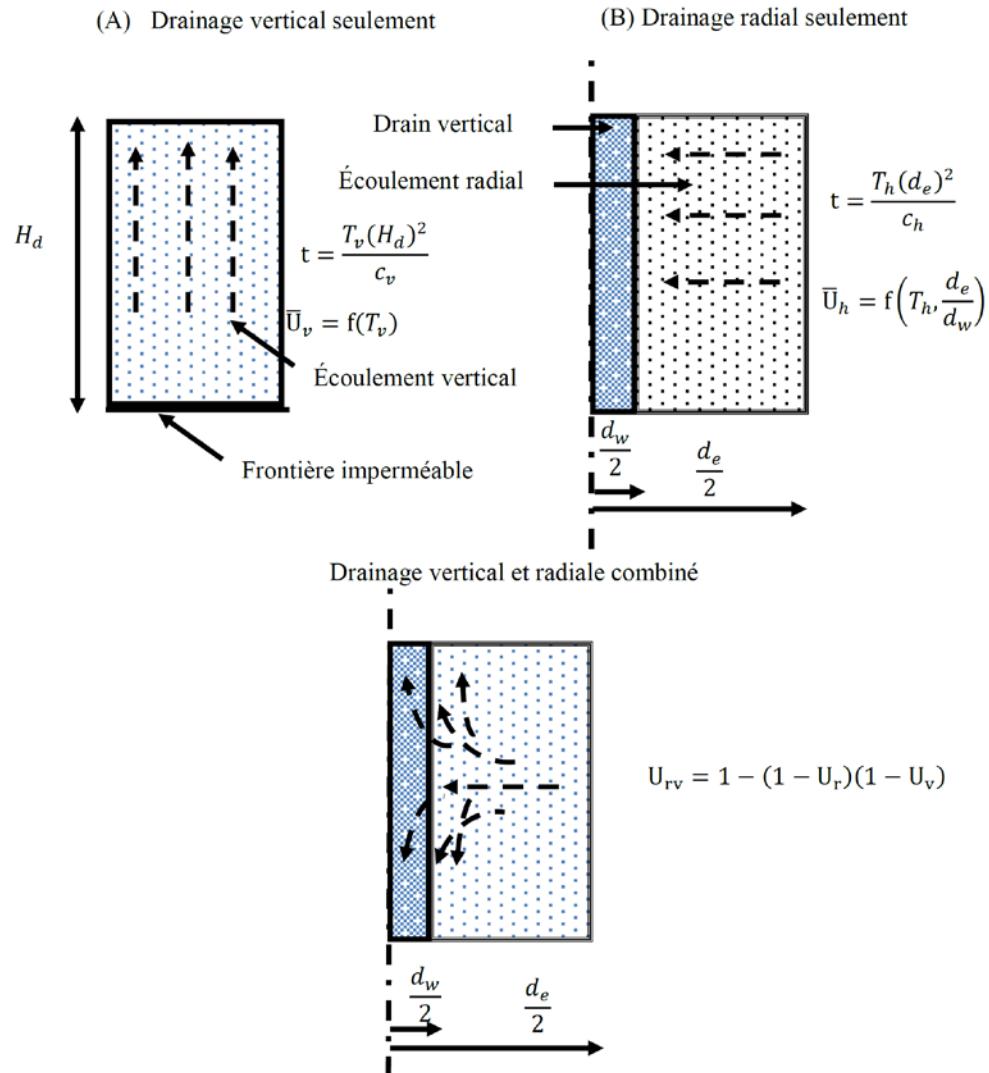


Figure 2.9: Schématisation de la consolidation autour d'un drain résultant du drainage vertical et radial (Rixner et al., 1986).

La figure 2.10 montre une représentation graphique de l'équation de Carillo (1942). Par exemple, un degré de consolidation vertical (axe X) de 30% avec un degré de consolidation horizontale de 80% donne une valeur de la consolidation totale de 86 % (point A).

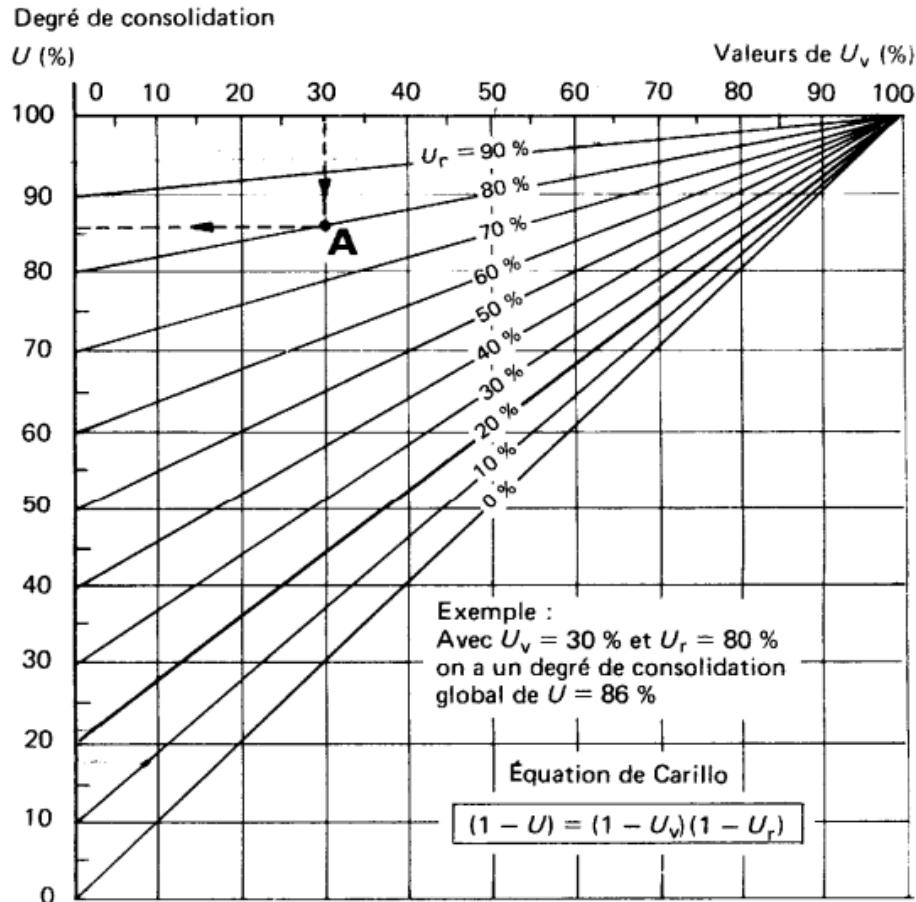


Figure 2.10: Degré de consolidation tridimensionnelle selon l'équation de Carillo (1942) (tiré de <http://www.civil.usherbrooke.ca/cours/gci315/Power-chap7.pdf> page 23).

### 2.3.3.2 Solutions de Leo (2004)

Leo (2004) a présenté des solutions pour évaluer la surpression interstitielle et le degré de consolidation dans un sol non remanié, sous un chargement instantané ou un chargement progressif (figure 2.11a).

Leo (2004) a adopté les mêmes hypothèses de base que Barron (1948). Il a obtenu des solutions analytiques en considérant que la consolidation et la dissipation de la pression interstitielle se produisent dans trois domaines : le drain, la zone de transition et la zone intacte.

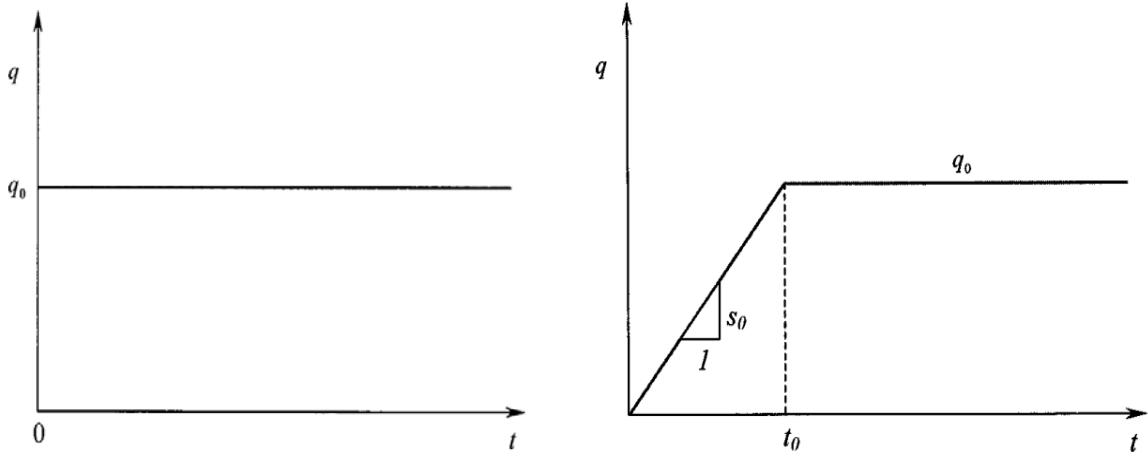


Figure 2.11: a) chargement instantané b) chargement progressif (Leo 2004); q représente la contrainte appliquée et t est le temps.

L'équation complète de Leo (2004) pour un chargement instantané (figure 2.11a) permet de calculer la pression en excès couplée  $u(r,z,T_h)$  (kPa) en fonction du facteur temps  $T_h$ , de la profondeur  $z$  et la distance radiale  $r$ . Elle peut être exprimée comme suit :

$$u_{(r,z,T_h)} = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{4u_0}{(2n+1)\pi\Omega_n} e^{-8T_h/v_n} [c_{1n}I_0(\mu_n r) + c_{2n}K_0(\mu_n r) + 1] \sin \omega_n z \quad (2.31)$$

où  $u_0$  est la pression initiale en excès au temps 0 (kPa);

$n$  est le rapport du diamètre  $r_e / r_w$  ;

$r$  est le rayon d'influence (m);

Le degré de consolidation moyen pour la totalité de la zone intacte (non remaniée) du sol mou peut-être exprimé selon l'expression suivante:

$$\bar{U}(T_h) = 1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{8u_0}{(2n+1)^2\pi^2} e^{\frac{-8T_h}{v_n}} \quad (2.32)$$

Avec  $T_h = \frac{c_h t}{4r_e^2}$  (2.33)

Les autres paramètres sont des coefficients de substitution présentés à l'Annexe A.

Les équations 2.32 et 2.33 sont valides pour le cas où la surcharge uniforme est appliquée instantanément. En pratique, la surcharge est plutôt appliquée graduellement. Leo (2004) a proposé une solution pour calculer la pression d'eau excédentaire dans le cas d'un chargement progressif. Cette solution peut être exprimée de la façon suivante :

$$u_{(r,z,T_h)} = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{4s_0}{c_v \omega_n^2 (2n+1)\pi} \left\{ e^{-8(T_h-T_{h0})/v_n} H(T_h - T_{h0}) - e^{-8T_h/v_n} \right\} [c_{1n} I_0(\mu_n r) + c_{2n} K_0(gm_n r) + 1] \sin \omega_n z \quad (2.34)$$

Le degré de consolidation moyen pour la totalité de la zone intacte du sol peut alors être exprimé selon l'expression suivante;

$$\bar{U}_{(T_h)} = \frac{T_h}{T_{h0}} + \left( 1 - \frac{T_h}{T_{h0}} \right) H(T_h - T_{h0}) - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{8s_0/u_0}{c_v \omega_n^2 (2n+1)\pi^2} \left\{ e^{-8(T_h-T_{h0})/v_n} H(T_h - T_{h0}) - e^{-8T_h/v_n} \right\} \Omega_n \quad (2.35)$$

### 2.3.4 Modèle de consolidation en déformation plane

Indraratna et Redana (1997,2000) ont proposé deux méthodes de conversion pour passer d'un système de drains verticaux axisymétriques (circulaires) à un système équivalent de drains longs en déformation plane, afin de faciliter la représentation de tels cas (figure 2.12).

#### Méthode i)

Le système du drain circulaire vertical peut être converti en un drain allongé (2D) équivalent par un ajustement de la dimension du drain.

Cette conversion conduit à un drain (2D), en déformation plane, avec une largeur de  $2B$ . La largeur de ce drain peut être déterminée en considérant que le débit de drainage est le même dans les deux systèmes illustrés à la figure 2.12.

Par exemple, pour un système de drains circulaires verticaux arrangés selon un maillage carré (figure 2.13a) les dimensions du drain deviennent en 2D (Indraratna et Redana 1997):

$$b_w = \frac{\pi r_w^2}{2S} \quad (2.36)$$

Et

$$b_s = \frac{\pi r_s^2}{2S} \quad (2.37)$$

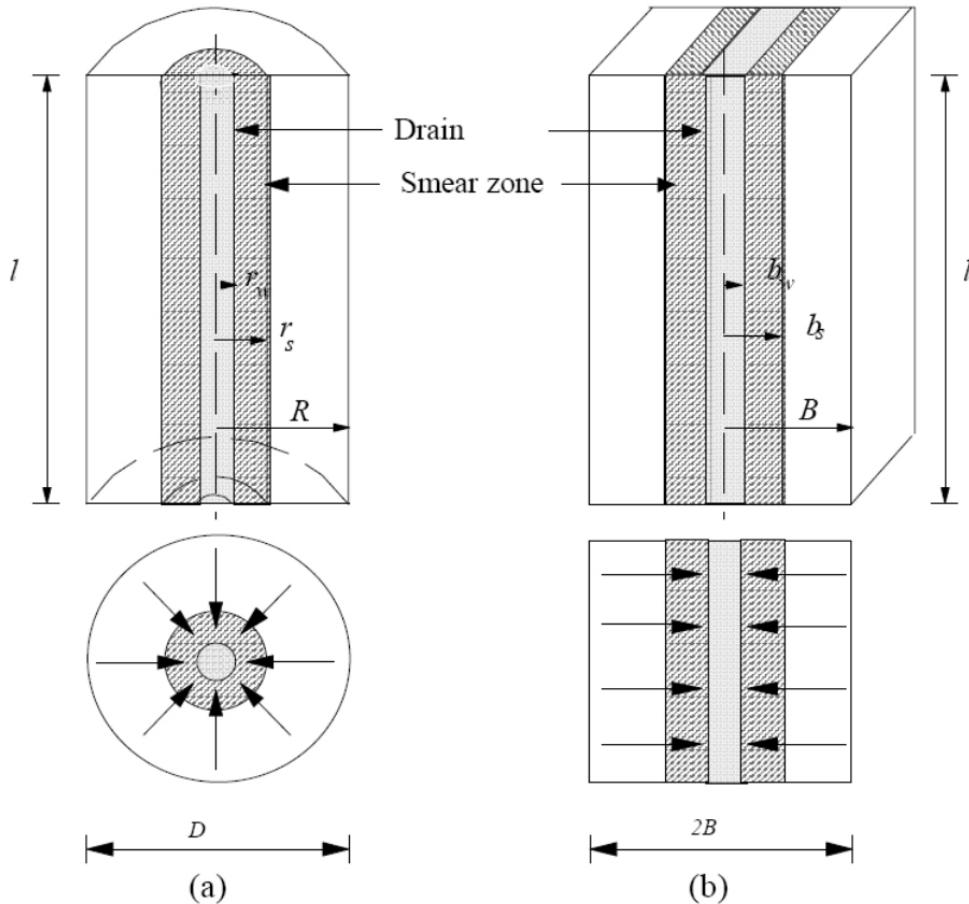


Figure 2.12: La conversion d'une cellule unitaire axisymétrique à une condition de déformation plane (a) drain circulaire avec écoulement radial axisymétrique; (b) drain long en déformation plane (Indraratna et Redana, 1997).

Pour un arrangement triangulaire des drains verticaux (figure 2.13b), ces dimensions deviennent :

$$b_w = \frac{1.143 \pi r_w^2}{S} \quad (2.38)$$

Et

$$b_s = \frac{1.143 \pi r_s^2}{S} \quad (2.39)$$

Avec

$r_s, r_w$  = Rayon de la zone de transition et du drain respectivement (cas axisymétrique);

$b_s, b_w$  = Largeur de la zone de transition et du drain respectivement (déformation plane);

$S$  : Espace entre deux drains adjacents.

Le diamètre d'influence pour chaque drain ( $D = 2R$ ) est donné par  $D = 1.13S$  (disposition carrée), et  $D = 1.05S$  (disposition triangulaire figure 2.13), où  $S$  est l'espace entre deux drains adjacents (Barron, 1948).

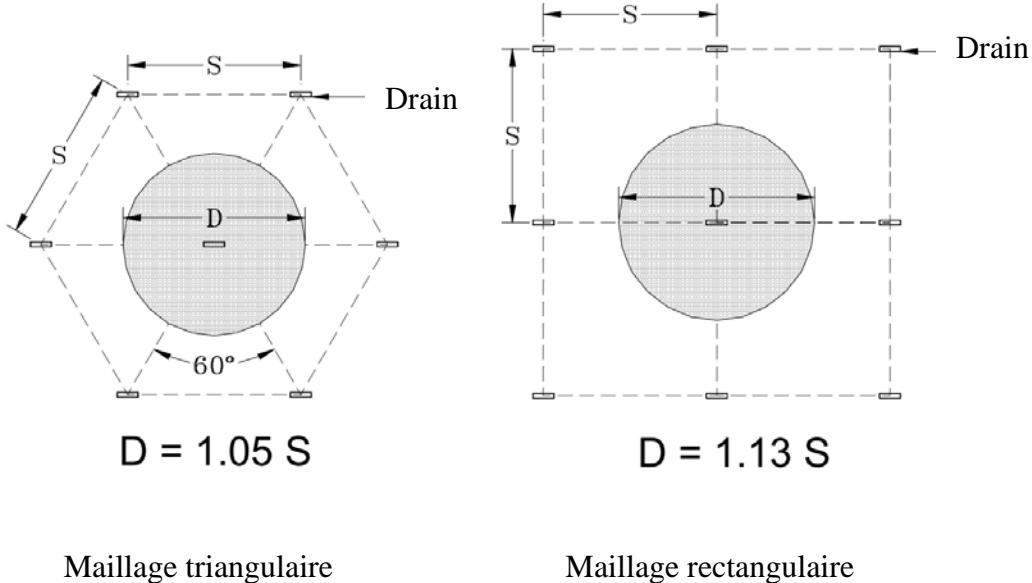


Figure 2.13: Deux dispositions des drains circulaires verticaux : a) disposition triangulaire, b) disposition carrée (adopté de Rixner et al, 1986).

La largeur des deux systèmes est donnée par  $b_s = r_s, b_w = r_w$  (figure 2.12)

## Méthode ii)

Cette méthode consiste à conserver la géométrie des deux systèmes (axisymétriques et 2D) et transformer la conductivité hydraulique du système en déformation plane pour obtenir une équivalence avec les drains circulaires.

A chaque pas de temps et à un niveau de contrainte donné, le degré de consolidation moyen doit être le même pour les deux systèmes (axisymétriques et en déformation plane) pour le modèle 2D, ceci implique (Indraratna et Redana 1997) :

$$\bar{U}_{h,pl} = 1 - \frac{\bar{u}}{\bar{u}_0} = 1 - \exp\left(\frac{-8T_{h,pl}}{F(N)_{pl}}\right) \quad (2. 40)$$

Avec  $F(N)_{pl} = \alpha + \beta \frac{k_{h,pl}}{k_{s,pl}} + \theta'(2lz - z^2)$  (2. 41)

Où

$T_{h,pl}$  = Le facteur temps de modèle de déformation plane (-)

$$\alpha = \frac{2(n-s)^3}{3 n^2(n-1)} \quad (2. 42)$$

$$\beta = \frac{2(s-1)}{n^2(n-1)} \left[ n(n-s-1) + \frac{1}{3}(s^2 + s + 1) \right] \quad (2. 43)$$

$$\theta' = \frac{2k_{h,pl}^2}{Bq_{pl}} - \frac{2b_w k_{h,pl}^2}{B^2 q_{pl}} \quad (2. 44)$$

$\alpha$  et  $\beta$  = Paramètres qui représentent la zone de transition (-)

$\theta'$  = Paramètre qui représente la résistance de puits (-)

La combinaison des équations (2.41) et (2. 40) avec la théorie de Hansbo 1981 (eq. 2.15), qui définit le rapport des facteurs temps selon l'équation suivante (Indraratna et Redana 2000) :

$$\frac{T_{h,pl}}{T_{h,ax}} = \frac{k_{h,pl}}{k_{h,ax}} \cdot \frac{r_e^2}{B^2} = \frac{F(N)_{pl}}{F(N)_{ax}} \quad (2.45)$$

Où

$k_{h,pl}$  = Conductivité hydraulique du sol (modèle en déformation plane) (m/s)

$k_{h,ax}$  = Conductivité hydraulique du sol (modèle axisymétrique) (m/s)

$T_{h,pl}$  = Le facteur temps du modèle en déformation plane (-)

$T_{h,ax}$  = Le facteur temps du modèle axisymétrique (-)

$r_e$  = Rayon d'influence du drain (m)

$B$  = Largeur du sol (m)

$F(N)_{pl}$  = Facteur de géométrie du drain (en déformation plane) (-)

$F(N)_{ax}$  = Facteur de géométrie du drain (en axisymétrique) (-)

Dans le modèle en déformation plane, l'espacement entre les drains  $S$  est égal à la largeur totale pour la cellule unitaire ( $S=2B$ ). Indraratna et Redana (2000) ont posé que les valeurs de  $R$  et  $B$  sont les mêmes, L'expression suivante donne alors la conductivité hydraulique équivalente du drain en déformation plane:

$$k_{h,pl} = \frac{k_{h,ax} \left[ \alpha + \frac{k_{h,pl}}{k_{s,pl}} \beta + \theta'(2lz - z^2) \right]}{\ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_{h,ax}}{k_{s,ax}}\right) \ln(s) - 0.75 + \pi z(2l - z) \frac{k_{h,ax}}{q_{ax}}} \quad (2.46)$$

Où :

$k_{h,pl}$  = Conductivité hydraulique du sol (modèle en déformation plane) (m/s)

$k_{h,ax}$  = Conductivité hydraulique du sol (modèle en axisymétrique) (m/s)

$k_{s,ax}$  = Conductivité hydraulique de la zone de transition (modèle en axisymétrique) (m/s)

$k_{s,pl}$  = Conductivité hydraulique de la zone de transition (modèle en déformation plane) (m/s)

$q_{ax}$  = Capacité de décharge (modèle axisymétrique) (m/s)

$l$  = Épaisseur du sol (m)

$z$  = Profondeur (m)

En ignorant la résistance de puits dans l'équation (2.47), l'influence de la zone de transition peut être isolée et représentée par un rapport de la conductivité hydraulique entre la zone intacte du sol et celle de la zone de transition (en déformation plane) :

$$\frac{k_{h,pl}}{k_{s,pl}} = \frac{\beta}{\ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_{h,ax}}{k_{s,ax}}\right)\ln(s) - 0.75 - \alpha} \quad (2.47)$$

Si les effets de la transition (remaniement) et de la résistance de puits sont ignorés, le rapport de conductivité hydraulique du drain en déformation plane et axisymétrique devient (Hird et al 1992) :

$$\frac{k_{h,pl}}{k_{h,ax}} = \frac{0.67}{\ln(n) - 0.75} \quad (2.48)$$

### 2.3.5 Colonne continue (mur) de gravier en déformation plane équivalente

Tan et Oo (2008) ont proposé deux méthodes de conversion simplifiées pour obtenir un modèle de drain de gravier en déformation plane équivalente (cellule unitaire), qui renforcent les sols fins à l'aide de matériaux plus rigides.

#### Méthode i)

Dans la première méthode de conversion (figure 2.14a), une transformation géométrique alternative a été proposée pour représenter l'équivalence de la capacité de drainage dans la

colonne de roche (gravier) dans les conditions axisymétrique et en déformation plane (basée sur une modification de la solution de Indraratna et Redana 1997). La largeur de la colonne (ou mur) de gravier en déformation plane est donnée par (Tan et Oo 2008):

$$b_c = B \frac{r_c^2}{r_e^2} \quad (2.49)$$

Avec

$r_c, r_e$  = Rayon de la colonne en gravier et du sol respectivement (axisymétrique) (m);

$b_c, B$  = Largeur du mur en gravier et du sol respectivement (en déformation plane) (m).

Les autres paramètres géotechniques sont les mêmes pour les deux modèles (axisymétrique et déformation plane)

Cette méthode est caractérisée par des largeurs de colonne (mur) plus petites pour le drain en déformation plane et des longueurs de trajet d'écoulement d'eau plus grandes ( $b_c < r_c$  et  $B > r_e$ ) par rapport à la méthode précédente (où  $b_c = r_c$  et  $B = r_e$ ) (voir méthode ii de la section 2.3.4).

### Méthode ii)

Une seconde méthode de conversion (figure 2.14b) a été proposée par Tan et Oo (2005), qui repose sur une conductivité hydraulique du sol modifiée, suivant les indications de la figure 2.14. Cette transformation est similaire à celle de Indraratna et Redana (2000).

Les propriétés des matériaux du drain en déformation plane doivent être ajustées pour représenter les changements géométriques. Ainsi la rigidité des matériaux du drain en déformation plane est donnée par (Tan et Oo 2008):

$$E_{c,pl} a_{s,pl} E_{s,pl} (1 - a_{s,pl}) = E_{c,ax} a_{s,ax} + E_{s,ax} (1 - a_{s,ax}) \quad (2.50)$$

avec

$$a_s = \frac{A_s}{(A_c + A_s)}$$

$E_{c,pl}$  = Modules d'élasticité de la colonne de roche rigide (modèle en déformation plane)

(kPa)

$E_{s,pl}$  = Modules d'élasticité du sol fin (modèle en déformation plane) (kPa)

$E_{c,ax}$  = Modules d'élasticité de la colonne en gravier (modèle axisymétrique) (kPa)

$E_{s,ax}$  = Modules d'élasticité du sol fin (modèle axisymétrique) (kPa)

$a_{s,pl}$  = Rapport de la surface (modèle en déformation plane) (-)

$a_{s,ax}$  = Rapport de la surface (modèle axisymétrique) (-)

$A_s$  = Aire transversale (horizontale) du sol ( $m^2$ )

$A_c$  = Aire transversale de la colonne en gravier ( $m^2$ )

$a_s$  : Rapport de la surface (-)

Le rapport entre la conductivité hydraulique des sols fins en déformation plane et la conductivité hydraulique en axisymétrique est donné par l'expression suivante (Tan et Oo 2008):

$$\frac{k_{h,pl}}{k_{h,ax}} = \frac{F(N)_{pl}}{F(N)_{ax}} \left[ \frac{m_{v,s} m_{v,c} (1 - a_s)}{m_{v,c} (1 - a_s) + m_{v,s} a_s} \right]_{pl} \left[ \frac{m_{v,c} (1 - a_s) + m_{v,s} a_s}{m_{v,s} m_{v,c} (1 - a_s)} \right]_{ax} \frac{B^2}{r_e^2} \quad (2.51)$$

Où  $m_{v,drain}$  et  $m_{v,sol}$  présentent le coefficient de compressibilité de la colonne en gravier rigide et du sol fin respectivement.

Le paramètre  $F(N)_{pl}$  est obtenu comme suit :

Avec 
$$F(N)_{pl} = \frac{n^2}{(n^2 - 1)} \ln(n) - \frac{(3n^2 - 1)}{(4n^2)} \quad (2.52)$$

Pour un modèle axisymétrique le rapport du diamètre  $n = r_c/r_c$ ; pour un modèle en déformation plane  $n = B/b_c$  (voir figure 2.14).

Rappelons que  $b_c$  représente la largeur de la colonne rigide en modèle de déformation plane (m) et  $r_c$  est le rayon de la colonne rigide en modèle axisymétrique (m).

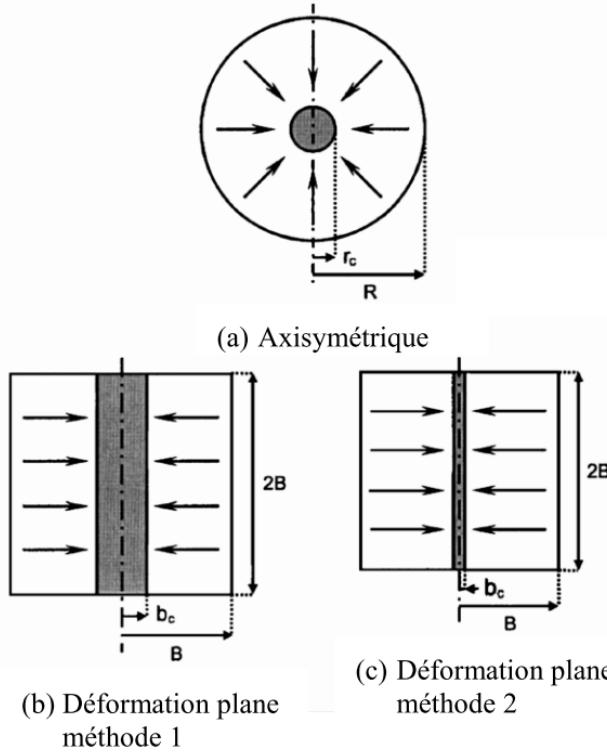


Figure 2.14: Vue en coupe de la cellule unitaire d'une colonne de gravier circulaire (a) et les conversions géométrique proposées par Tan et Oo (2008) pour passer en déformation plane (b,c); les détails sont fournis dans le texte .

## 2.4 Types et applications des drains verticaux

Il existe plusieurs types de drains et plusieurs modes d'application. Cette section fait une brève présentation sur ces aspects.

### 2.4.1 Drains préfabriqués

Les drains verticaux préfabriqués (PVD) sont formés de géocomposites (figure 2.15), i.e. usuellement un géotextile autour d'un support en plastique. Ils sont utilisés surtout pour la réhabilitation des terrains ou pour la stabilisation des sols mous. Ils accélèrent le processus de consolidation en réduisant le temps requis pour la dissipation de la surpression interstitielle. Ils sont installés verticalement jusqu'à des profondeurs qui peuvent excéder 65 mètres dans des fins et mous (Shin et al 2008).

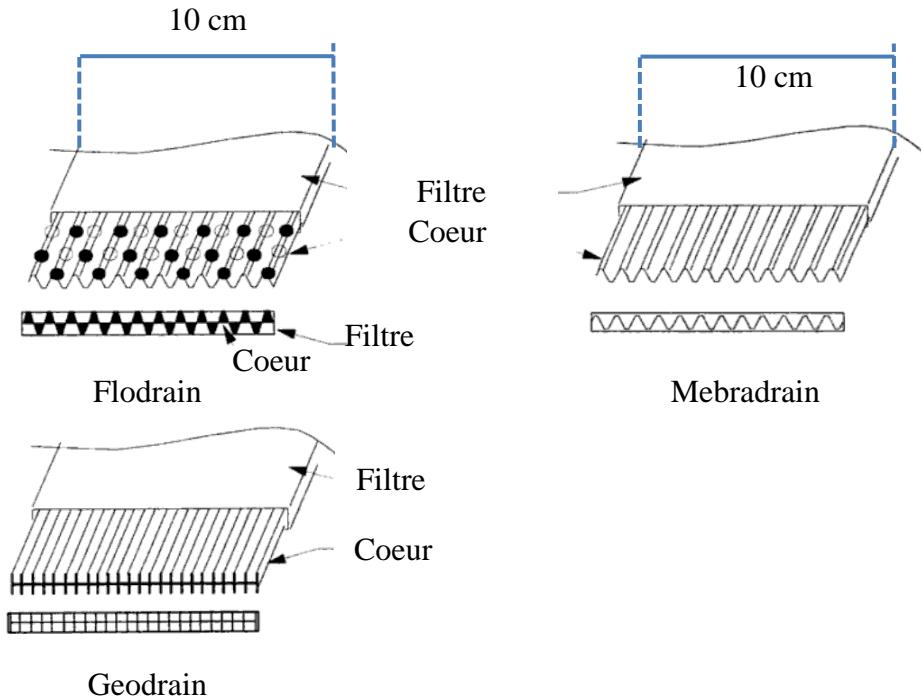


Figure 2.15: différents types des drains préfabriqués ( adapté de Rixner et al 1986; Redana1999 )

La figure 2.15 montre quelques types et formes de drains préfabriqués avec leurs principales composantes.

## 2.4.2 Drains verticaux en sable

Les drains en sable ont été les premiers drains verticaux utilisés afin d'accélérer la consolidation des sols mous. Il y a deux principales méthodes d'installations. La première méthode, avec déplacement, comporte un tube fermé qui est enfoncé dans le sol mou provoquant ainsi des déplacements dans les directions verticales et latérales (figure 2.16). La deuxième méthode, sans déplacement, exige un forage à l'aide de jets d'eau sous pression. Ce dernier type serait souvent plus approprié puisqu'il a moins d'effets négatifs sur les propriétés hydrauliques et mécaniques du sol en place.

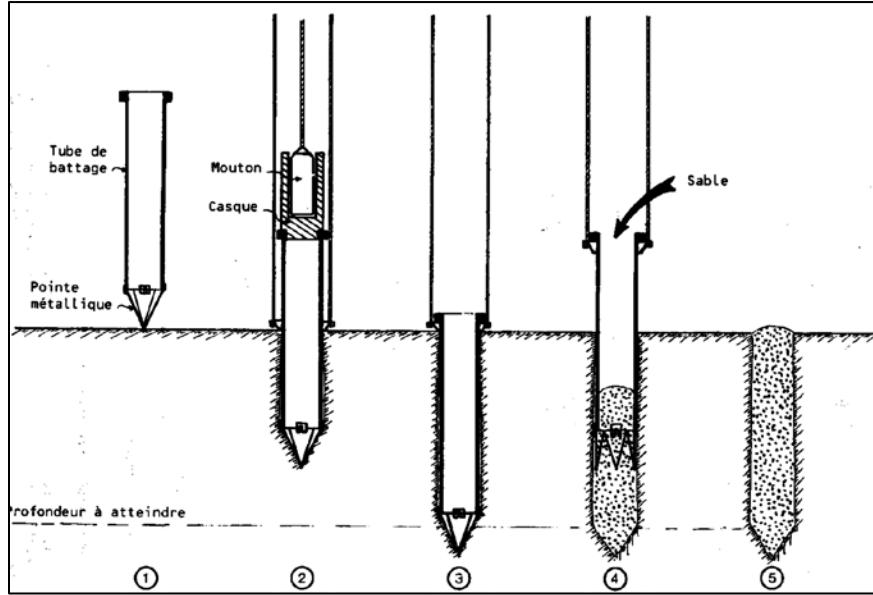


Figure 2.16: Enfoncement d'un drain vertical en sable par la méthode du tube fermé à pointe récupérable (tiré de Magnan 1983).

La première technique est usuellement inappropriée pour les argiles molles, car une perturbation se développe en enfonçant le tube dans le sol, ce qui provoque une réduction de la résistance au cisaillement et de la perméabilité horizontale du sol (Casagrande et Poulos 1969).

### Filtre et taille des ouvertures

Un drain de sable a une durée de vie limitée qui est reliée au colmatage par le sol environnant. Un drain joue bien son rôle lorsqu'il fonctionne durant toute la phase de consolidation primaire du sol.

Pour que le drain de sable puisse jouer son rôle d'évacuateur d'eau, la granulométrie du matériau constitutif doit répondre à des spécifications relatives à la « condition de filtre » qui est directement liée à la granulométrie du sol à consolider.

Bertram (1940) a étudié en laboratoire la validité des conditions de filtre; il a établi les critères simplifiés suivants:

$$\frac{(D_{15})\text{filtre}}{(D_{85})\text{sol}} < 4 \text{ à } 5 < \frac{(D_{15})\text{filtre}}{(D_{15})\text{sol}}$$

Il existe aussi d'autres critères plus élaborés qui ont été proposés au fil des ans (e.g. Moffat et Fannin, 2011)

### **La capacité de décharge**

La capacité de décharge (ou le débit d'eau évacué) des drains verticaux en sable dépend de la conductivité hydraulique du sable. Le sable utilisé dans les drains verticaux doit être très propre (avec peu de particules fines) et avoir une conductivité hydraulique élevée et une bonne capacité de filtration.

La capacité de décharge pour un drain vertical en sable est donnée par la relation (Terzaghi et al 1996) :

$$q_w = k_w \cdot A_w \quad (2.53)$$

Avec :

$q_w$  = Débit d'eau évacuée ( $m^3/s$ )

$k_w$  = Conductivité hydraulique du drain ( $m/s$ ).

$A_w$  = Surface de la section du drain ( $m^2$ ).

### **2.4.3 Colonne de gravier**

L'installation de colonne de gravier ou de roche (rigide) permet d'augmenter la capacité portante et la vitesse de tassement des sols mous. La construction de ces colonnes consiste généralement à creuser des trous circulaires à travers les couches d'argile. Ces trous sont remplis par du gravier bien compacté. La taille des plus grosses particules varie entre 6 et 40 mm. Le diamètre requis pour la colonne de gravier dépend principalement de la résistance au cisaillement et la compressibilité du sol fin. Les colonnes de gravier ont souvent des diamètres entre 0,5 au 0,75 m. L'espacement entre les colonnes varie usuellement entre 1,5 et 3 m (Fang 1991). La longueur maximale des colonnes dépend essentiellement de la profondeur du substratum (Fang 1991).

### Inclusions de roches stériles

Pour réduire les risques de nature géotechniques et environnementaux reliés à l'entreposage des résidus miniers dans les bassins de surface, Aubertin et al. (2002b) ont proposé une technique de codisposition des résidus et de roches stériles dans le parc. Cette technique est différente de l'approche conventionnelle qui consiste à stocker les résidus et les stériles dans des ouvrages séparés.

Cette technique peut être comparée à l'utilisation de drains verticaux utilisés dans les projets de construction pour accélérer la consolidation des sols argileux. La technique proposée consiste d'abord à placer une couche de roches stériles dans le fond, puis sur les côtés du parc à résidus avant et pendant sa construction. Ensuite, une série d'inclusions de roches stériles sont placées pour confiner et compartimenter les résidus miniers. Ces inclusions sont bâties progressivement et sont rehaussées avec chaque étape de déposition des résidus dans le bassin jusqu'à ce que la hauteur finale soit atteinte. Une configuration possible des inclusions est montrée à la figure 2.17.

Plus de détails sur de telles inclusions sont présentés dans James et Aubertin (2009, 2010) (Voir aussi Bolduc 2012).

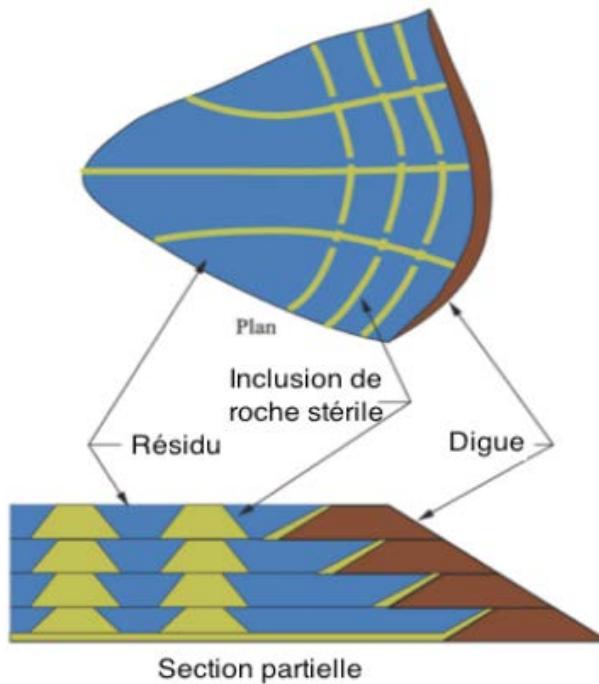


Figure 2.17: Illustration conceptuelle d'un bassin de résidus avec inclusions de roches stériles (adaptée de James et Aubertin, 2010).

## 2.5 Outils de modélisation numérique utilisés

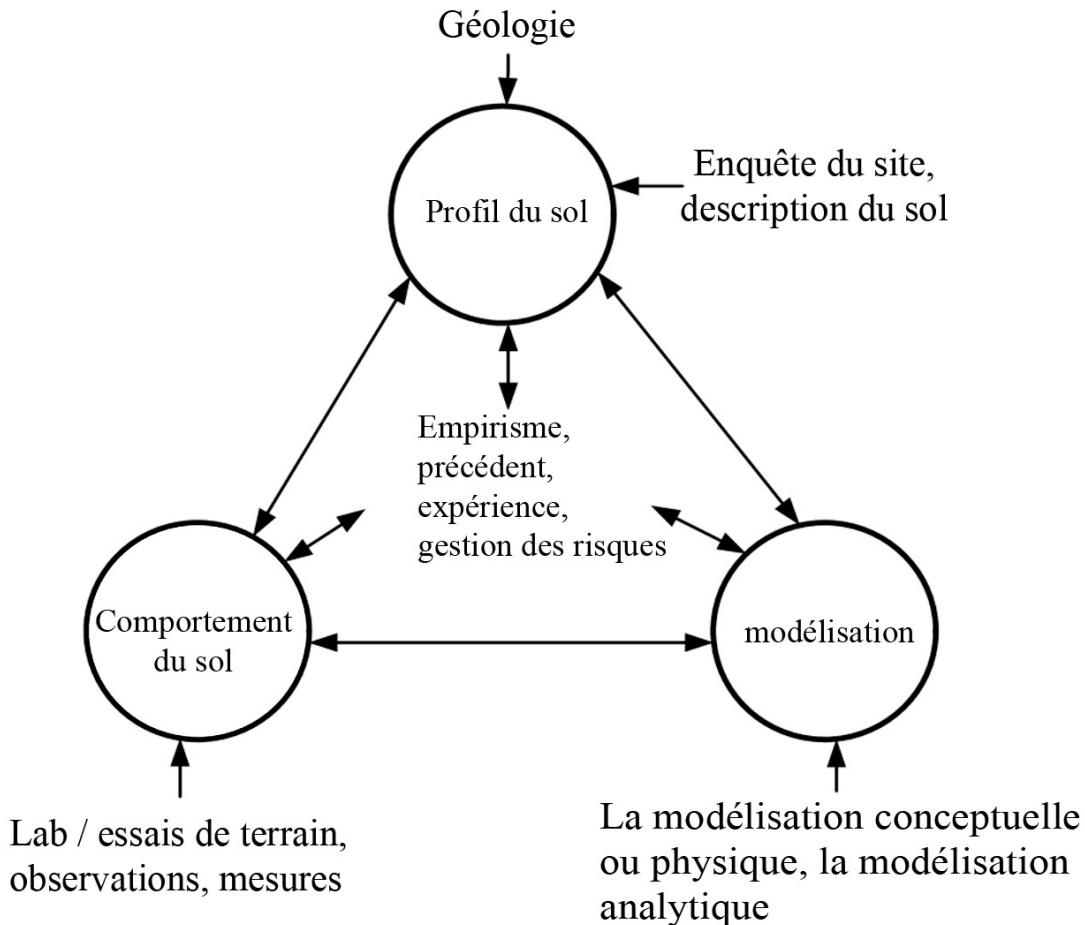


Figure 2.18: Le triangle de Burland (tiré du manuel SIGMA 2007, Geoslope. Inc)

La figure 2.18 montre la relation entre l'étape de modélisation et d'autres composantes de l'analyse géotechnique (Burland 1990). Le caractère interactif des différents aspects est illustré sur cette figure. L'étude géotechnique implique une rétroaction entre l'acquisition de données, les propriétés des matériaux et conceptualisation du modèle. À cela s'ajoute l'évaluation technique, le jugement et la gestion des risques (Morgenstern 2000). Tous ces aspects doivent être pris en compte et aucun aspect ne peut être éliminé.

### **2.5.1 Le code numérique SEEP/W**

SEEP/W (Geoslope version 2007) est un logiciel d'éléments finis qui permet d'analyser des problèmes d'écoulement d'eau souterraine et de dissipation de pression interstitielle dans des formations poreuses telles que le sol et la roche. Sa formulation complète permet de considérer les analyses simples (problèmes avec un régime permanent saturé) ou des analyses plus complexes (problèmes avec un régime transitoire saturé ou non saturé).

Les formulations saturée/non saturée de SEEP/W permet d'analyser l'écoulement souterrain en fonction du temps et de considérer des processus tels que l'infiltration des précipitations. Le régime transitoire avec SEEP/W permet d'analyser des problèmes tels que cycle de mouillage-séchage et la dissipation de la pression interstitielle en excès.

Ce code a souvent été utilisé pour diverses applications en hydrogéologie (e.g. Chapuis et al. 2001) et en ingénierie minière (e.g. , Bussière et al. 2003; Aubertin et al. 2009).

### **2.5.2 Le code numérique SIGMA/W**

Le code SIGMA/W de la compagnie Geoslope (version 2007), utilisé dans ce projet, est un logiciel d'éléments finis qui permet d'effectuer les analyses contrainte-déformation sur le comportement des sols. Ce code peut effectuer une analyse élastique linéaire simple ou une analyse élastoplastique non linéaire plus sophistiquée. Lorsqu'on le couple avec le logiciel SEEP/W de la société Geoslope, il peut aussi simuler la génération et la dissipation de la pression interstitielle dans le sol.

SIGMA/W emploie une formulation basée des changements incrémentaux de diverses variables telles que la déformation et la pression interstitielle.

#### **Modèles et propriétés des matériaux**

Le code SIGMA/W inclut six modèles constitutifs différents, plus une option pour que l'utilisateur puisse créer un autre modèle constitutif. Le comportement simulé sera différent selon le modèle, qui peut s'exprimer en contraintes totales ou en contraintes effectives, avec ou sans changements de la pression interstitielle.

Le choix d'un modèle dépend essentiellement des aspects qu'il faut prendre en considération, incluant la rigidité des matériaux, le déplacement, et la stabilité.

Dans le cas de la construction d'un remblai, une déformation importante peut-être engendrée (sans affecter la stabilité de la structure). Une analyse non linéaire est alors requise pour obtenir une évaluation réaliste de la déformation potentielle. Une analyse linéaire-élastique pourrait sous-estimer considérablement les déformations dans un tel cas.

La mise en place d'une couche de remblai sur un sol mou (ou sur des résidus miniers) peut produire des surpressions interstitielles qui peuvent affecter la stabilité. Dans ce cas, il peut être nécessaire d'employer l'un des modèles plus élaborés, tels que le modèle de Cam-Clay Modifié (CCM), avec une analyse de consolidation couplée à une analyse de stabilité.

Chaque modèle ne s'applique pas nécessairement à tous les sols. Par exemple, le modèle conçu pour l'argile molle (Cam-Clay modifié) est bien adapté pour des sols normalement ou légèrement surconsolidés, et non pour les sols raides ou fortement surconsolidés. Un modèle linéaire-élastique peut alors donner des résultats plus réalistes pour ces sols plus raides (manuel Sigma/W de Geoslope 2007).

Il faut donc choisir un modèle qui soit compatible avec les caractéristiques du sol et l'objectif de l'analyse. Dans ce projet, les modèles élastoplastique (avec critère de Mohr-Colomb) et CCM seront utilisés pour réaliser les simulations du comportement des résidus miniers autour d'inclusions de roches stériles (considérées comme élastiques)

## **Géométrie et maillage**

La méthode des éléments finis est basée sur le concept de subdivision du continuum en petits morceaux (éléments finis), une description du comportement (ou les actions) des différents morceaux et le raccord de tous les morceaux pour représenter le comportement du continuum dans son ensemble (manuel de SIGMA/W). Ce processus de subdivision du continuum est connu sous le nom de discréétisation pour former un maillage d'éléments. SIGMA/W 2007 utilise des algorithmes spécifiques aux problèmes géotechniques, permettant de développer et d'assigner automatiquement un maillage à la géométrie. Les capacités de calcul des ordinateurs contraignent toutefois l'utilisateur à contrôler cette discréétisation automatique générée par les algorithmes

disponibles, afin de minimiser le temps de calcul et/ou augmenter la précision de la solution. Une analyse de l'effet du maillage est essentielle avant de l'utiliser pour les calculs détaillés.

### Conditions aux frontières

La spécification des conditions aux frontières pour représenter les problèmes analysés est l'une des composantes clés d'une simulation numérique. Un contrôle adéquat des conditions aux frontières rend les analyses numériques plus fiables. Il est essentiel de comprendre la signification physique des divers types des conditions aux frontières ; un exemple est illustré à la figure 2.19 pour la simulation d'un essai oedométrique.

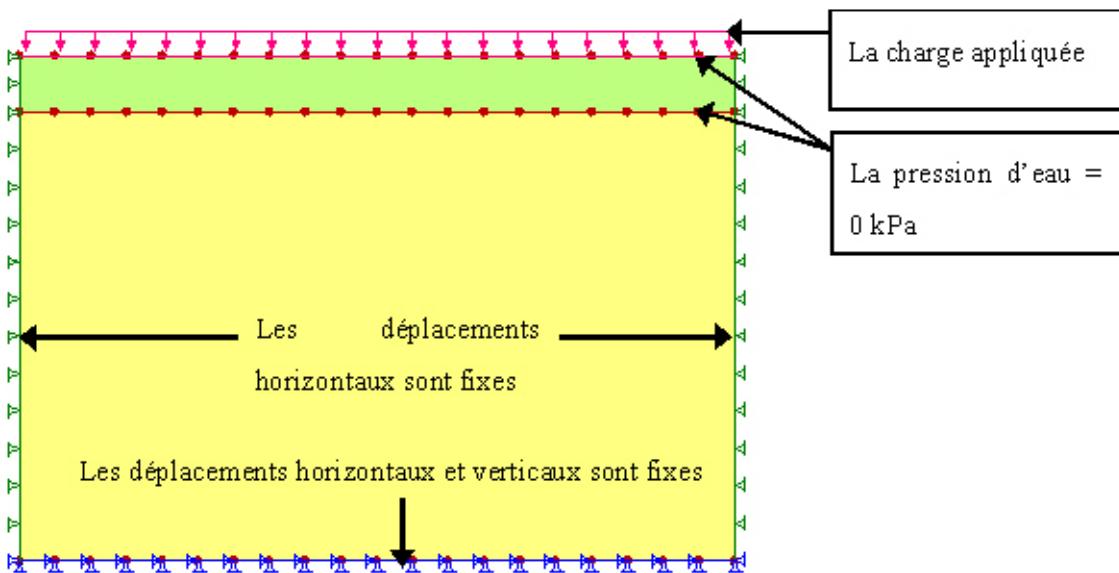


Figure 2.19 : Exemple de conditions aux frontières pour la simulation d'un essai de consolidation (œdométrique) (voir section 3.5).

### L'analyse des contraintes avec pression interstitielle couplées

Le code SIGMA/W permet de résoudre des problèmes de consolidation en utilisant l'option couplée ou non couplée. Une analyse couplée exige que les équations contrainte-déformation et de dissipation de la pression interstitielle soient résolues simultanément. La formulation de cette méthode est présentée ci-dessous. Avec l'analyse couplée, les propriétés et les conditions aux frontières peuvent être appliquées à partir de SIGMA/W. Trois équations sont créées pour chaque nœud du maillage d'éléments finis. Deux de celles-ci sont des

équations d'équilibre pour les déplacements et la troisième est une équation de continuité pour l'écoulement de l'eau.

Pour une analyse non couplée, les valeurs de la pression interstitielle peuvent être obtenues séparément des logiciels SEEP/W, VADOSE/W ou QUAKE/W (de Geoslope).

## Équations constitutives

Les relations incrémentales entre les contraintes et les déformations pour un sol saturé incluses dans le code Sigma/W, peuvent être écrites comme suit (Fredlund et Rahardjo, 1993) :

$$\varepsilon_x = \frac{(\sigma_x - u_w)}{E} - \frac{\nu}{E} (\sigma_y + \sigma_z - 2u_w) \quad (2.54)$$

$$\varepsilon_y = \frac{(\sigma_y - u_w)}{E} - \frac{\nu}{E} (\sigma_x + \sigma_z - 2u_w) \quad (2.55)$$

$$\varepsilon_z = \frac{(\sigma_z - u_w)}{E} - \frac{\nu}{E} (\sigma_x + \sigma_y - 2u_w) \quad (2.56)$$

$\varepsilon_i$  : Déformation normale dans la direction i (i=x,y,z),

$\sigma_i$  : Contrainte totale normale dans la direction i, (kPa)

$u_w$  : Pression interstitielle, (kPa)

E : Module élastique (module de Young) (kPa)

$\nu$  : Coefficient de Poisson.

## Équation d'écoulement

L'écoulement bidimensionnel de l'eau interstitielle, dans un volume élémentaire du sol, est donné par l'équation de Richards (1931) (appliquée ici en condition saturée) (manuel de SIGMA/W):

$$\frac{k_x}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u_w}{\partial x^2} + \frac{k_y}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u_w}{\partial y^2} + \frac{\partial \theta_w}{\partial t} = 0 \quad (2.57)$$

Où  $k_x$ ,  $k_y$  est la conductivité hydraulique saturée dans les directions x et y, respectivement (m/s);

$u_w$  : Pression interstitielle en kPa;

$\theta_w$  : Teneur en eau volumique en m/m;

t : Temps.

### 2.5.2.1 Informations requises pour réaliser une analyse couplée

Dans une analyse couplée, il est obligatoire de définir et d'appliquer à la fois le déplacement et les conditions hydrauliques aux frontières, car les deux ensembles d'équations sont résolus simultanément.

Une analyse couplée peut être simplifiée en permettant que la pression interstitielle ne change que dans les zones saturées. Cette option est utilisée ici (dans cette étude, on ne considère pas les conditions non saturées).

#### L'évolution du pas de temps par incrément

Dans une analyse couplée réalisée avec SIGMA/W, il est nécessaire de définir l'évolution du pas de temps incrémental. Toutes les directives pour créer les pas de temps incrémentaux sont discutées dans la documentation de SEEP/W (qui s'appliquent aussi pour SIGMA/W). Les incrément (pas) de temps initiaux doivent être assez petits, et ils peuvent être augmentés par la suite pour réduire le temps de calcul.

#### Changement de la conductivité hydraulique

Quand un sol se consolide, la conductivité hydraulique saturée peut diminuer pendant que la structure du sol devient plus compacte. Ce comportement peut être inclus dans une analyse couplée avec SIGMA/W en utilisant une fonction de k-modifiée telle que présentée dans la figure 2.20. La valeur de  $k_{sat}$  est alors modifiée par un facteur qui dépend de la contrainte verticale effective  $\sigma_v'$ . Dans l'exemple montré à la figure 2.19, la valeur de k diminue par un facteur de 10 lorsque la contrainte effective augmente de 10 à 100 kPa.

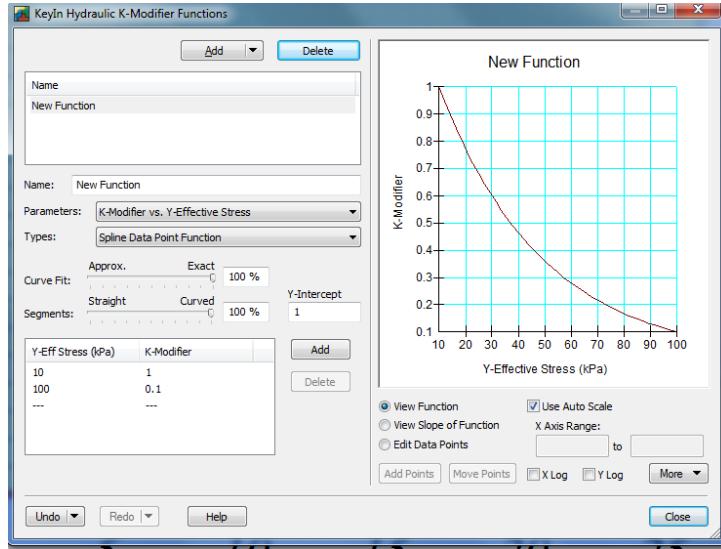


Figure 2.20 : Exemple de fonction k-modifiée disponible dans ce code SIGMA/W (tiré du code SIGMA/2007Geoslope).

Une telle relation peut être obtenue à partir d'un essai oedométrique conventionnel. La conductivité  $k$  peut être calculée à l'aide de l'équation suivante (e.g. Bardet 1997).

$$k_h = \frac{c_v \gamma_w a_v}{1 + e_0} = c_v \gamma_w m_v \quad (2.58)$$

Où  $c_v$  est le coefficient de consolidation obtenu à partir de l'essai oedométrique ( $\text{cm}^2/\text{s}$ ) (comme les valeurs de  $m_v$  et  $a_v$ ). En général, la conductivité  $k$  obtenue de cette méthode indirecte est peu précise et souvent erronée.

Le coefficient de compressibilité  $a_v$  est donné par l'équation suivante (Bardet 1997) :

$$a_v = \frac{e_1 - e_2}{\sigma'_2 - \sigma'_1} = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} \quad (2.59)$$

Le coefficient représente le changement de l'indice des vides suite à un changement de la contrainte effective.

La conductivité hydraulique  $k_h$  calculée avec l'équation 2.59 correspond à la contrainte effective moyenne dans l'incrément de contrainte. Cette valeur peut être employée pour créer la fonction de k-modifiée.

### 2.5.3 Les lois de comportement incluses dans Sigma/W

La simulation du comportement des matériaux se fait à l'aide de modèles de comportement mécaniques. En général, les modèles plus sophistiqués, pouvant bien représenter le comportement des matériaux, nécessitent de nombreux paramètres qui peuvent être difficiles à déterminer et à introduire dans le calcul numérique. On décrit ici les principales lois de comportement utilisées dans ce projet, soient les modèles linéaire élastique, élastoplastique (Mohr-Colomb) et Cam Clay Modifié.

#### La loi de comportement linéaire élastique

Le modèle linéaire-élastique (loi de Hooke) est le modèle le plus simple. Dans ce modèle, les déformations ( $\epsilon$  et  $\gamma$ ) sont directement proportionnelles aux contraintes normales effectives  $\sigma'$  (kPa) et de cisaillement  $\tau$  (kPa) (figure 2.21). D'une manière plus générale, le comportement d'un matériau est dit élastique lorsque l'histoire du chargement n'intervient pas sur sa réponse actuelle.

La relation contrainte-déformation linéaire isotrope est caractérisée par deux paramètres : un module d'élasticité axiale (d'Young)  $E$  dans le cas d'un essai de compression (ou traction) simple et le coefficient de poisson  $v$ .

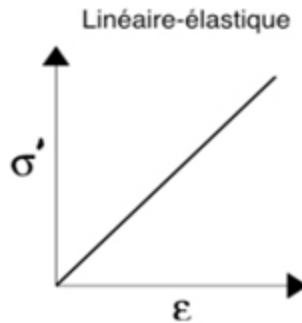


Figure 2.21 : Courbe contrainte-déformation pour le modèle élastique linéaire (tiré du manuel SIGMA/W)

#### Loi de Comportement élastoplastique Mohr-Coulomb

Le modèle élastique linéaire parfaitement plastique avec critère de plasticité de Mohr-Coulomb est le modèle le plus utilisé dans la pratique courante de la géotechnique. Son application à la description du comportement des sols s'est révélée fructueuse et a permis

d'analyser des problèmes de fondations, de stabilité de pentes, de tunnels et de murs de soutènement (entre autres).

Plusieurs critères de plasticité ont été proposés pour les sols (Li et al 2005). Le critère de Mohr-Coulomb (figure 2.22) est le plus utilisé dans la pratique pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sable et gravier) et le comportement drainé, à long terme, des sols fins saturés (silt et argile).

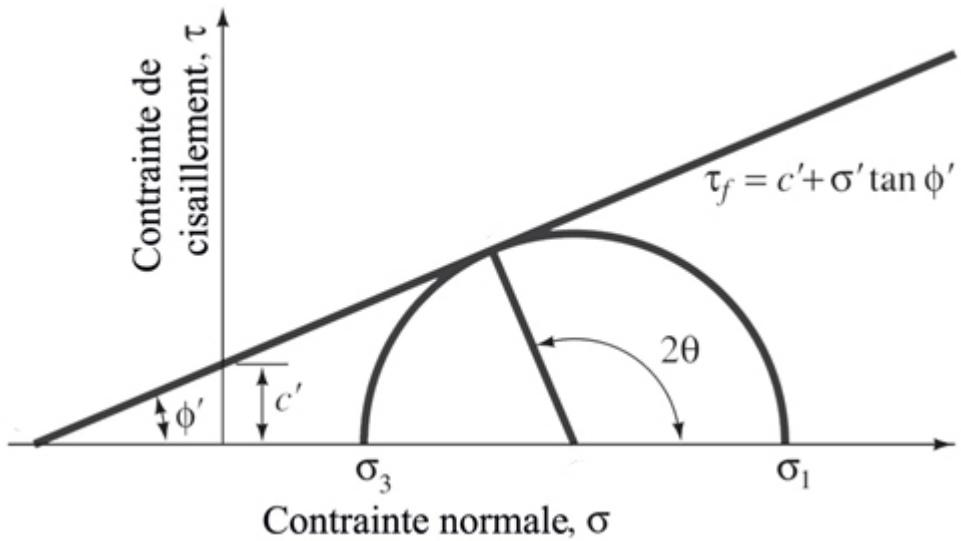


Figure 2.22 : Critère de résistance de Coulomb représenté dans le plan de Mohr ( $\tau, \sigma$ ) (Das 2008 )

Ce critère est souvent représenté dans le plan de Mohr des contraintes tangentielles et normales ( $\tau, \sigma$ ) par une droite (figure 2.22) appelée courbe enveloppe. Le critère est caractérisé par deux paramètres qui sont la cohésion  $c'$  et l'angle de frottement interne  $\phi'$ . L'équation de la courbe enveloppe s'écrit (Bardet 1997):

$$\tau = c' + \sigma \tan \phi'. \quad (2. 60)$$

Où  $\tau$  et  $\sigma$  représentent respectivement la contrainte de cisaillement et la contrainte normale sur le plan de rupture.

Le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb se caractérise par une élasticité linéaire isotrope (avec  $E'$ ,  $v'$ ) et un seuil de plasticité défini par la cohésion  $c'$  (kPa), l'angle de frottement interne  $\phi'$  ( $^{\circ}$ ).

En termes de contraintes principales effectives (en 2D), le critère de Coulomb s'écrit:

$$(\sigma'_1 - \sigma'_3) = 2c \cos \phi + (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \phi \quad (2.61)$$

Si  $(\sigma'_1 - \sigma'_3) < 2c \cos \phi + (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \phi$  le sol est dans le domaine élastique

Si  $(\sigma'_1 - \sigma'_3) = 2c \cos \phi + (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \phi$  le sol a un comportement plastique

$\sigma'_1, \sigma'$  = Contraintes effectives principales majeure et mineure (kPa)

La relation contrainte déformation de ce modèle est illustrée à la figure 2.23.

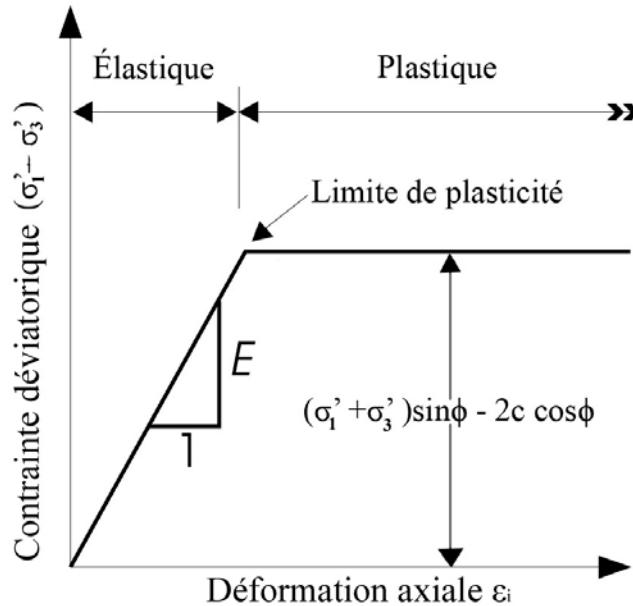


Figure 2.23: Loi de comportement élastoplastique (Mohr-Coulomb) sans écrouissage (adapté du manuel SIGMA/W).

Le critère de plasticité correspondant peut être exprimé de façon suivante :

$$f = (\sigma'_1 - \sigma'_3) - 2c \cos \phi - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \phi = 0 \quad (2.62)$$

Cette formulation est valable pour  $\sigma'_1 \geq \sigma'_3$

La formulation du critère de Mohr-Coulomb utilisée dans SIGMA/W (2007) est exprimée en terme des invariants des tenseurs de contraintes (Chen et Zhang, 1991), de la façon suivante :

$$f = \sqrt{J_2} \sin\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) - \sqrt{\frac{J_2}{3}} \cos\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) \sin \phi' - \frac{I_1}{3} \sin \phi' - c' \cos \phi' = 0 \quad (2.63)$$

Dans cette équation, on retrouve :

Le premier invariant du déviateur des contraintes :

$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z \quad (2.64)$$

Le deuxième invariant du déviateur des contraintes :

$$J_2 = \frac{1}{6} \left[ (\sigma'_x - \sigma'_y)^2 + (\sigma'_y - \sigma'_z)^2 + (\sigma'_z - \sigma'_x)^2 \right] + \tau_{xy}^2 \quad (2.65)$$

L'angle de Lode :

$$\theta = \frac{1}{3} \cos^{-1} \left( \frac{3\sqrt{3} J_3}{2 J_2^{3/2}} \right) \quad (2.66)$$

Le troisième invariant du déviateur des contraintes : (2.67)

$$J_3 = \sigma_x'^d \sigma_y'^d \sigma_z'^d - \sigma_z'^d \tau_{xy}^2$$

La contrainte déviatorique  $\sigma_i^d$  dans la direction  $i$  peut être définie comme suit :

$$\sigma_i'^d = \sigma'_i - \frac{I_1}{3} \quad (2.68)$$

Avec  $i = x, y$  ou  $z$

Les invariants ( $I_1$ ,  $J_2$  et  $\theta$ ) relient les contraintes normales et de cisaillement en 3 dimensions. Ces relations sont présentées plus en détails dans Li et al. (2005).

Dans le cas particulier où  $\phi' = 0$ , le critère de Mohr-Coulomb prend la forme du critère de Tresca représenté par une droite horizontale. L'équation (2.63) devient alors :

$$f = \sqrt{J_2} \sin\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) - c = 0 \quad (2.69)$$

L'équation (2.62) devient :

$$f = (\sigma'_1 - \sigma'_3) - 2c = 0 \quad (2.70)$$

Pour obtenir la déformation, le modèle élastoplastique utilise aussi une règle d'écoulement qui peut être formulée de la façon suivante (Hill, 1950) :

$$\varepsilon_{ij} = \lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}} \quad (2.71)$$

où  $\lambda$  est un scalaire positif,  $\varepsilon_{ij}$  le tenseur de la déformation,  $\sigma_{ij}$  est le tenseur de la contrainte et  $G$  est le potentiel plastique. La fonction utilisée pour le potentiel plastique  $G$  prend usuellement la même forme que le critère de plasticité  $f$ , mais on remplace l'angle de friction interne  $\phi'$  par l'angle de dilatation  $\psi$ . Si  $\psi = \phi'$ ,  $f = G$  et la loi est associée; si  $\psi \neq \phi'$ , la loi est non associée (ce qui est plus réaliste).

### Modèles Cam-Clay et Cam-Clay Modifié

Le modèle Cam-Clay original (Roscoe et Schofield, 1963) et sa version modifiée (Roscoe et Burland, 1968) ont été élaborés pour décrire le comportement des sols argileux isotropes (argiles reconstituées en laboratoire). Ce sont des modèles de types élastoplastique avec un écrouissage isotrope, développés dans le plan de contrainte moyenne ( $p'$ ) et contrainte déviatorique ( $q$ ), où (pour un essai triaxial conventionnel) :

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad (2.72)$$

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (2.73)$$

Le modèle Cam Clay Modifié tient mieux compte de certaines caractéristiques des matériaux poro-plastiques, tels que certaines argiles (Fernandez, 2009), incluant par exemple:

- La forte porosité de ces matériaux provoque des déformations volumiques irréversibles sous chargement hydrostatique (correspondant à une réduction de la porosité).

- La présence d'une phase contractante suivie d'une déformation à volume plastique constant, ou s'il s'agit d'un matériau dense, une dilatance suivie aussi d'une déformation à volume constant lorsque ces matériaux sont soumis à des chargements déviatoriques.

La figure 2.24 (a) montre de façon schématique la déformation volumique en fonction de la pression (isotrope) pour un sol comprenant une ligne de consolidation normale et une autre de sur-consolidation. Pour un matériau sur-consolidé, une augmentation de la contrainte appliquée changera l'état initial des contraintes, qui va se déplacer d'abord sur la ligne de sur-consolidation (pente  $\kappa$  ou  $C_r$ ) vers la ligne de consolidation normale. Une fois dépassée l'intersection entre les deux lignes, une augmentation de la contrainte appliquée change le comportement, avec une déformation qui se déplacera le long de la droite de consolidation normale (pente  $\lambda$  ou  $C_c$ ).

Si la figure 2.24 (a) est tournée de  $90^\circ$  en sens antihoraire, les droites de sur-consolidation et de consolidation normale montrent des analogies avec la relation contrainte-déformation du modèle élastoplastique avec écrouissage, montrée à la figure 2.24b. La ligne de sur-consolidation est analogue à la portion linéaire élastique, alors que la ligne de consolidation normale est analogue à la portion avec écrouissage de la relation contrainte-déformation (Yu, 2006; Lancellotta, 2008).

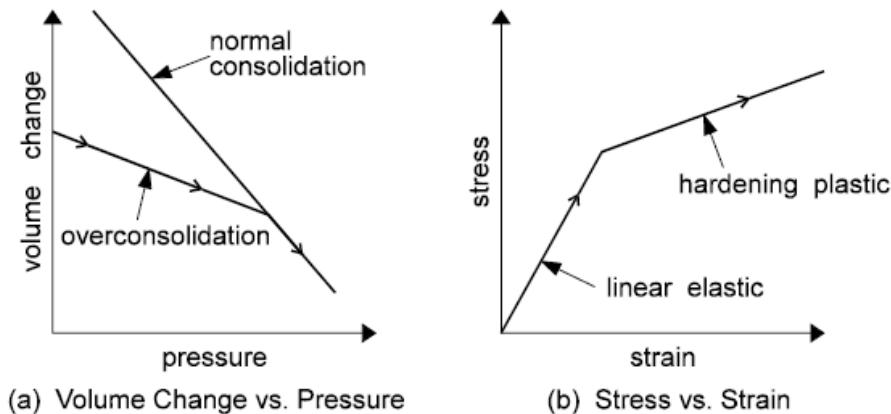


Figure 2.24: Relation entre le changement volumique en fonction du logarithme de la pression (isotrope) et la relation contrainte-déformation, pour un sol compressible (tirée de GeoSlope, 2008)

Le modèle Cam-Clay Modifié utilise les contraintes effectives, avec plusieurs autres paramètres dont certains sont définis ci-dessous (Nova, 2005; Yu, 2006). Sur la figure 2.25, la ligne d'état critique est montrée dans le plan  $p'$  –  $q$ . La pente de cette ligne  $M$  est liée à l'angle de friction

interne du sol  $\phi'$ . Dans le cas d'une compression triaxiale conventionnelle (avec  $\sigma_1 = \sigma_{\text{axiale}} > \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_{\text{radiale}}$ ), M peut être exprimée par l'équation suivante :

$$M = \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi} \quad (2.74)$$

- $p' = p - u$ , où  $u$  est la pression interstitielle;
- $p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3 = I_1/3$
- $q = \sigma_1 - \sigma_3 = \sqrt{3 \cdot J_2}$
- $M$  est la pente de la ligne d'état critique (à volume constant) dans le plan  $p' - q$
- $\Gamma$  est le volume spécifique pour  $p' = 1 \text{ kPa}$  ou  $\ln p' = 0$
- $\kappa$  est la pente de la ligne de sur-consolidation isotrope (dans le plan  $e-\log p'$ )
- $\lambda$  est la pente de la ligne de consolidation normale isotrope (dans le plan  $e-\log p'$ )
- $v = (1+e)$  est le volume spécifique.

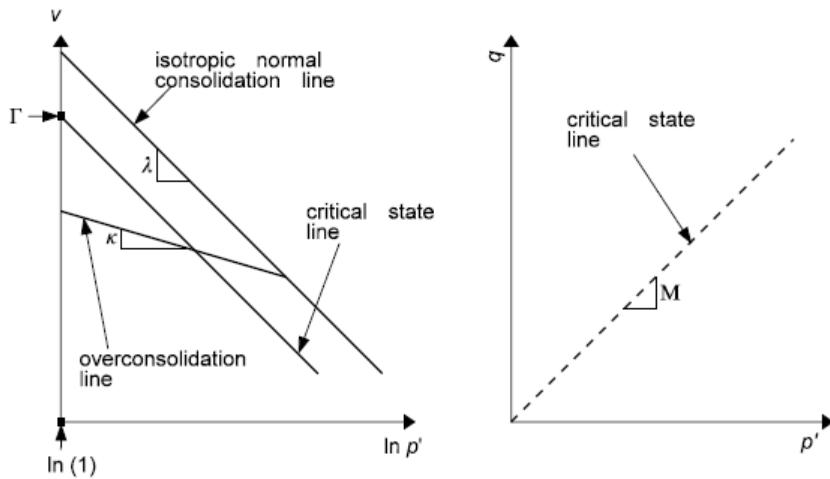


Figure 2.25: Définition de certaines. À partir d'un essai de consolidation uniaxial, on peut obtenir les indices de compression  $C_c$  et de recompression  $C_r$  sur un graphique de la variation de l'indice des vides ( $e$ ) en fonction de  $\log_{10}(p')$  (Helwany 2007; Geoslope, 2008). Les indices  $C_c$  et  $C_r$  sont reliés aux pentes  $\lambda$  et  $\kappa$ .

Pour la ligne de consolidation normale, on peut écrire :

$$\lambda = \frac{-de}{d(\ln \sigma'_1)} = \frac{C_c}{\ln 10} \quad (2.75)$$

Pour la ligne de surconsolidation, on écrit :

$$\kappa = \frac{-de}{d(\ln \sigma_1')} = \frac{C_r}{\ln 10} \quad (2.76)$$

caractéristiques du sol selon le modèle Cam-Clay Modifié (tirée de GeoSlope, 2008)

Pour le modèle Cam Clay Modifié (CCM), la limite élastique est représentée par la demi-ellipse de la figure 2.26. La fonction qui décrit la limite élastique du modèle Cam Clay Modifié est donnée par l'équation suivante (Helwany, 2007) :

$$q^2 = M^2 p' p_c' - M^2 p'^2 \quad (2.77)$$

Où  $p_c'$  est la pression de pré-consolidation

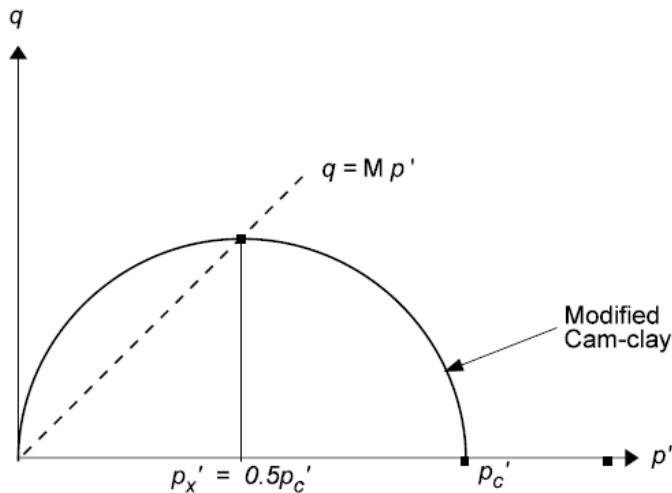


Figure 2.26: Fonction décrivant la limite élastique pour le modèle Cam Clay Modifié (tirée de GeoSlope, 2008)

SIGMA/W utilise la valeur de  $p_x'$  (figure 2.26) pour définir le lieu géométrique de l'ellipse du modèle Cam Clay Modifié. À l'état critique, la contrainte de cisaillement  $q$  est donnée par :

$$q = Mp_x' \quad (2.78)$$

Où la contrainte  $p_x'$  est la pression isotrope appliquée au sol à l'état critique, avec :

$$p_c' = 2p_x' \quad (2.79)$$

Le modèle Cam Clay modifié inclut une surface de charge avec un écrouissage (i.e. la surface évolue). Pour un sol normalement consolidé, l'état actuel des contraintes est présenté par un point qui se situe sur la surface d'écrouissage. Pour un sol surconsolidé, l'état actuel de contraintes est représenté par un point à l'intérieur de la surface d'écrouissage créée dans le passé. Dans les deux

situations, un chargement pourrait produire une expansion de la surface d'écrouissage. Cette surface d'écrouissage du modèle Cam Clay modifié peut subir une expansion, mais ne peut jamais se contracter. La contrainte maximale à laquelle le sol a été soumis dans le passé, connue sous le nom de contrainte de pré-consolidation  $p'_c$ , détermine la position de la surface d'écrouissage. Le rapport entre cette contrainte maximale subie dans le passé et la contrainte actuelle (*in situ*) est le rapport de surconsolidation («over-consolidation ratio», OCR). Les concepts et ces équations sont inclus dans le code SIGMA/W, qui sera utilisé dans la suite de ce travail.

Plus de détails sur ces modèles sont présentés dans le manuel du code SIGMA/2007 ainsi que dans les ouvrages de Hicher et Sha (2008), Yu (2006) et Helwany (2007).

## **CHAPITRE 3 APPLICATION DES PRINCIPALES SOLUTIONS ANALYTIQUES ET DE LA MODÉLISATION NUMÉRIQUE**

### **3.1 Généralités**

Il est nécessaire d'utiliser des outils appropriés pour évaluer le degré de consolidation des résidus miniers en présence des drains verticaux, incluant les inclusions de roches stériles.

Dans ce chapitre, des exemples d'application des principales solutions analytiques sont présentés afin d'évaluer les réponses qui en découlent. Une étude paramétrique basée sur le modèle de Leo (2004) est ensuite présentée. Ceci est suivi par une comparaison entre les solutions analytiques et numériques (basées sur les codes SIGMA/W et SEEP/W). Une validation complémentaire de l'approche numérique à partir d'une analyse du résultat d'un essai de consolidation (tiré de Bowles, 1978) est ajoutée. Finalement, on montre une reproduction numérique de la solution analytique de Tan et Oo (2008) par le passage de conditions axisymétriques aux conditions 2D (en déformation plane).

### **3.2 Comparaison des solutions analytiques**

Plusieurs études ont montré que les drains verticaux peuvent accélérer la consolidation des sols fins. A cet effet, diverses solutions ont été développées afin d'étudier l'évolution de la consolidation en présence de tels drains verticaux. Les méthodes analytiques pour évaluer l'effet du drainage accéléré des sols fins par des drains circulaires verticaux sont basées essentiellement sur l'étude d'une cellule unitaire centrée sur le drain. Les principales théories sur le sujet sont présentées au chapitre 2. Certaines de ces solutions sont appliquées ici à des cas types.

#### **3.2.1 Modèles étudiés**

Une cellule unitaire cylindrique avec un drain vertical au centre (figure 3.1) est utilisée pour étudier l'effet du couplage (selon l'approche de Carillo 1942, équation 2. 28) de la consolidation due au drainage vertical (selon Terzaghi 1948, équation 2. 4) avec les différentes solutions analytiques de consolidation due au drainage horizontal autour du drain.

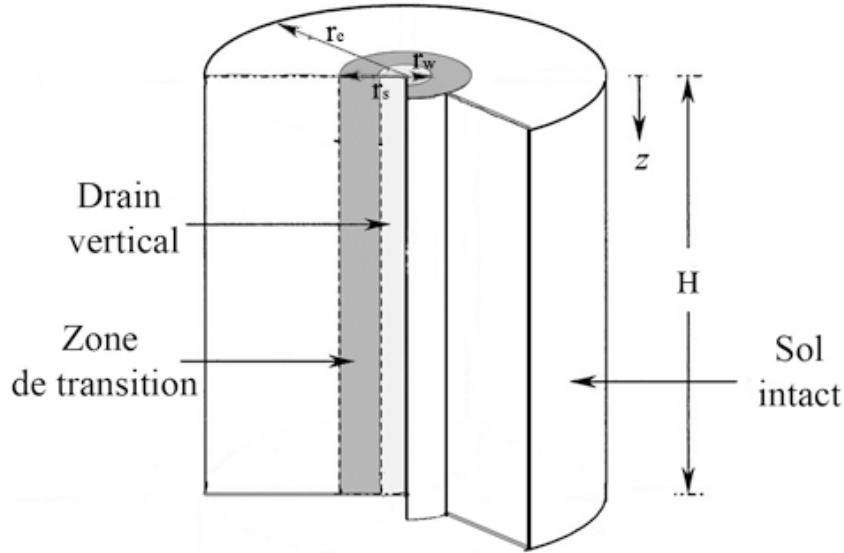


Figure 3.1: Schéma d'un drain vertical (Leo 2004).

Le tableau 3.1 présente les différentes propriétés des matériaux utilisées dans les calculs afin de comparer diverses solutions analytiques (pour des conditions saturées). Les résidus ont une épaisseur de 10 m; le rayon d'influence est de 5 m (distance de 10 m entre le centre des drains) ; le rayon du drain (qui serait fait de roches stériles) est de 0.5 m ; la conductivité hydraulique isotrope (avec  $k_h = k_v$ ) des stériles et des résidus miniers "sol mou" est  $10^{-4}$  m/s et  $10^{-8}$  m/s respectivement (Aubertin et al. 1996, 2002a; Bussière, 2007).

Tableau 3.1 : Propriétés utilisées dans les modèles analytiques pour le cas de référence A<sub>0</sub> (sans zone de transition).

propriétés	Unités	Résidus	Stériles
Rayon	m	$r_e = 5$	$r_w = 0,5$
Hauteur H	m	10	10
Cohésion c'	kPa	5	0
Angle de friction interne $\phi'$	°	33	37
Poids volumique (ou unitaire) saturé $\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	23,75	23,75
Coefficient de Poisson $\nu$	—	0,3	0,3
Module de Young E	MPa	10	100
Conductivité hydraulique verticale $k_v$	m/s	$10^{-8}$	$10^{-4}$
Conductivité hydraulique horizontale $k_h$	m/s	$10^{-8}$	$10^{-4}$

Tableau 3.2 : Identification différents cas analysés.

Cas	Zone de transition	Paramètres modifiés
A <sub>0</sub>	Sans	E stériles/ E résidus = 10- (cas de référence)
A <sub>1</sub>		E stériles/ E résidus = 15
A <sub>2</sub>		E stériles/ E résidus = 20
A <sub>3</sub>		E stériles/ E résidus = 30
B <sub>0</sub> *	Avec	r <sub>s</sub> = 1 m, et k <sub>s</sub> = 10 <sup>-6</sup> m/s
B <sub>1</sub> *		r <sub>s</sub> = 1,2 m, et k <sub>s</sub> = 10 <sup>-6</sup> m/s

Pour cette évaluation comparative des solutions analytiques de la consolidation autour d'un drain vertical, les solutions de consolidation due au drainage horizontal seulement (i.e. Barron, (eq 2.10 et 2.12); Hansbo (eq 2.10 et 2.15); Leo (eq 2.31) et Han et Ye ( eq 2.47)) sont couplées avec la solution de consolidation due au drainage vertical (de Terzaghi) selon la formulation de Carillo 1942 (équation 2. 28). Pour la solution de Leo (2004), le couplage des deux chemins de drainage est déjà inclus (dans l'équation 2. 31).

On a d'abord évalué l'effet du rapport des rigidités des stériles/ résidus (E stériles/E résidus) sur les résultats obtenus des quatre solutions analytiques; ces solutions correspondent aux cas A<sub>0</sub>, A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub> et A<sub>3</sub> (voir tableau 3.2). Le cas de référence cas A<sub>0</sub> représente le comportement géotechnique des résidus (tableau 3.1) mis en place dans un état initialement saturé avec un écoulement et un drainage vers le drain cylindrique pour une surcharge initiale de 100 kPa, avec un rapport de rigidité E stériles/E résidus =10. La valeur du rapport des rigidités (E stériles/E résidus) des cas A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub> et A<sub>3</sub> est de 15, 20 et 30 respectivement (tableau 3.2). Ces cas ne comportent pas la zone de transition.

La présence d'une zone de transition est prise en compte dans les cas B<sub>0</sub> et B<sub>1</sub> afin d'étudier son effet sur la vitesse de la consolidation selon les quatre solutions analytiques (Barron, Hansbo, Han et Ye et Leo). On considère un rayon de 1 m pour le cas B<sub>0</sub> et de 1,2 m pour le cas B<sub>1</sub>; la conductivité hydraulique de la zone de transition est de 10<sup>-6</sup> m/s pour les cas B<sub>0</sub> et B<sub>1</sub> (voir le tableau 3.2). Les cas B<sub>0</sub> et B<sub>1</sub> ont le même rapport de rigidité que celui du cas de référence (A<sub>0</sub>).

### 3.2.2 Principaux résultats de l'analyse comparative

La figure 3.2 présente les degrés de consolidation moyen  $\bar{U}\%$  obtenus selon les solutions analytiques de Barron (eqs 2.10 et 2.12); Hansbo (eqs 2.10 et 2.15); Leo (eq 2.31) et Han et Ye (eq 2.47) pour le cas de référence  $A_0$ . On observe que le degré de consolidation moyen calculé en utilisant ces quatre formulations est identique. Pour ces quatre solutions analytiques, le degré de consolidation moyen est de 50% ( $U_{50}$ ) après 7 jours et de 90% après 23 jours; la consolidation totale est atteinte après 80 jours.

Les degrés de consolidation moyens  $\bar{U}\%$  obtenus selon ces quatre solutions analytiques (sans zone de transition) pour différentes valeurs du rapport de rigidité  $E_{\text{drain}}/E_{\text{sol}}$  (cas  $A_1$ ,  $A_2$  et  $A_3$ ) est présentée à la figure 3.3 (a, b, c). Le degré de la consolidation moyen  $\bar{U}\%$  pour trois solutions analytiques reste invariable même si on change la valeur du rapport  $E_{\text{drain}}/E_{\text{sol}}$ ; comme on peut voir, seule la solution de Han et Ye (2001) prend en compte l'effet de la rigidité (eq 2.47). Les résultats obtenus avec la solution de Han et Ye (2001) montrent que le degré de la consolidation moyen après 20 jours est de 87% pour les cas  $A_1$ ,  $A_2$  et  $A_3$  respectivement. Ceci indique que la rigidité des drains peut affecter la vitesse de consolidation des sols fins mais de façon limitée.

Les degrés de consolidation moyens  $\bar{U}\%$  obtenus selon les solutions analytiques pour les cas  $B_0$  et  $B_1$  (avec zone de transition) est présentée à la figure 3.4 (a, b). On remarque que le degré de consolidation moyen calculé en utilisant les quatre approches est pratiquement similaire (cas  $B_0$ ), avec une légère variation entre la solution de Hansbo (1981) et les autres solutions. Par exemple le degré de consolidation moyen est de 78% après 10 jours pour les trois solutions, mais il est de 80% selon celle de Hansbo (1981). Les résultats pour le cas  $B_1$  montrent que le degré de la consolidation moyen après 10 jours est de 92% pour Hansbo (1981) et de 87% pour les trois autres solutions. Ceci indique que plus le rayon de la zone de transition augmente, plus l'écart devient important entre la solution de Hansbo et les autres solutions analytiques. Cette différence serait due à la simplification des effets de la zone de transition dans la solution de Hansbo (équations 2. 10 et 2.15); rappelons ici que cette équation est une approximation de celle de Barron (1948) (équations 2.10 et 2. 13).

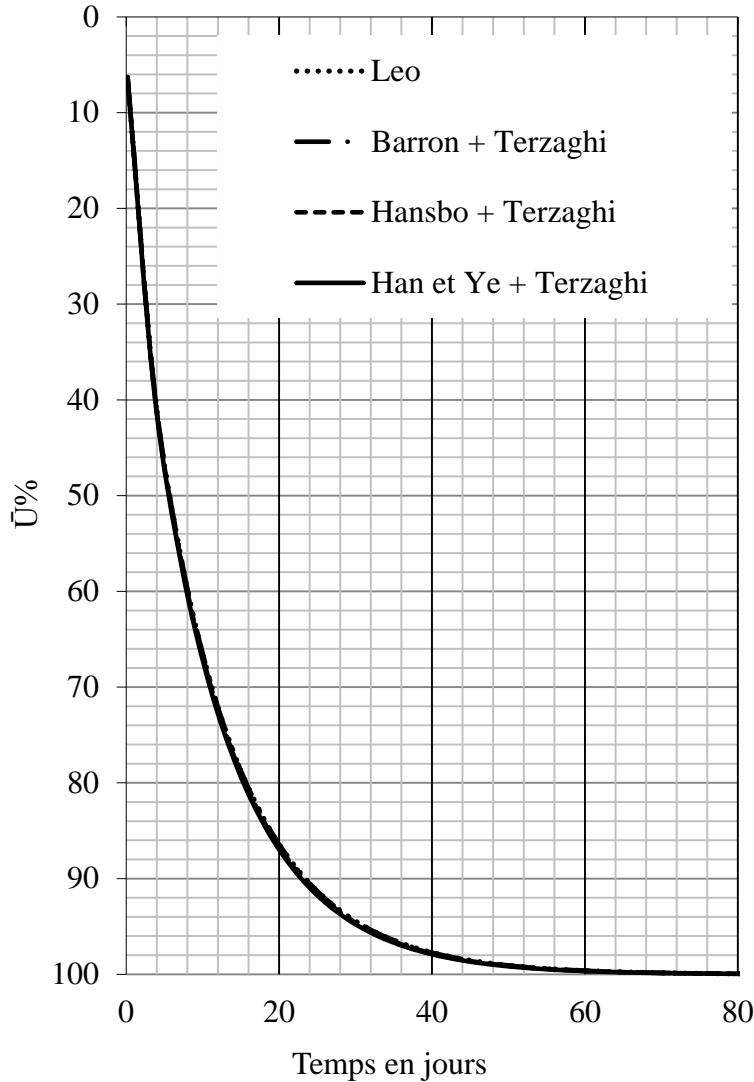


Figure 3.2: Degré de consolidation moyen  $\bar{U}\%$  en fonction du temps obtenu selon quatre solutions analytiques pour le cas  $A_0$  (tableau 3.1).

Le degré de consolidation moyen obtenu selon les quatre solutions analytiques (Barron, Hansbo, Han et Ye et Leo) pour le cas  $B_1$  avec  $r_s = 1$  m est de 78% après 10 jours et de 90% pour le cas  $B_1$  avec  $r_s = 1,2$  m, mais il est de 67% après 10 jours pour le cas  $A_0$  (sans zone de transition). Ceci indique que la zone de transition augmente la vitesse de consolidation de 11% pour le cas  $B_0$  et d'environ 23% pour le cas  $B_1$ . D'autre part, si le rayon de la zone de transition augmente de 0,5 m, cela augmente la vitesse de consolidation d'environ 13% pour une même distance entre les drains. Ces résultats montrent que la zone de transition peut jouer un rôle important dans le processus de la consolidation des sols fins autour d'un drain vertical.

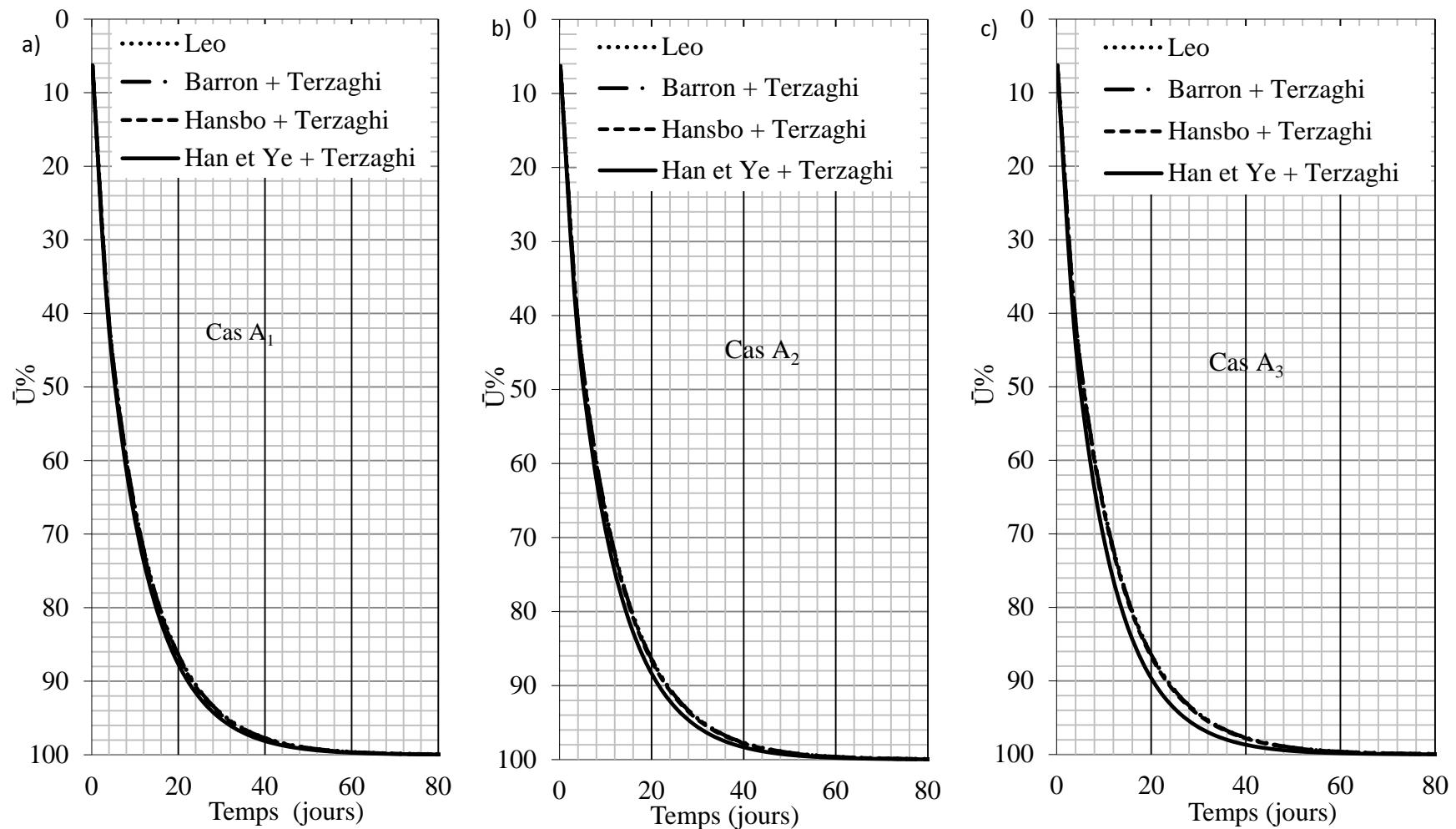


Figure 3.3: Degrés de consolidation moyen  $\bar{U}\%$  en fonction du temps obtenu selon les quatre solutions analytiques : a) cas A<sub>1</sub>; b) cas A<sub>2</sub> et c) cas A<sub>3</sub> (voir tableau 3.2).

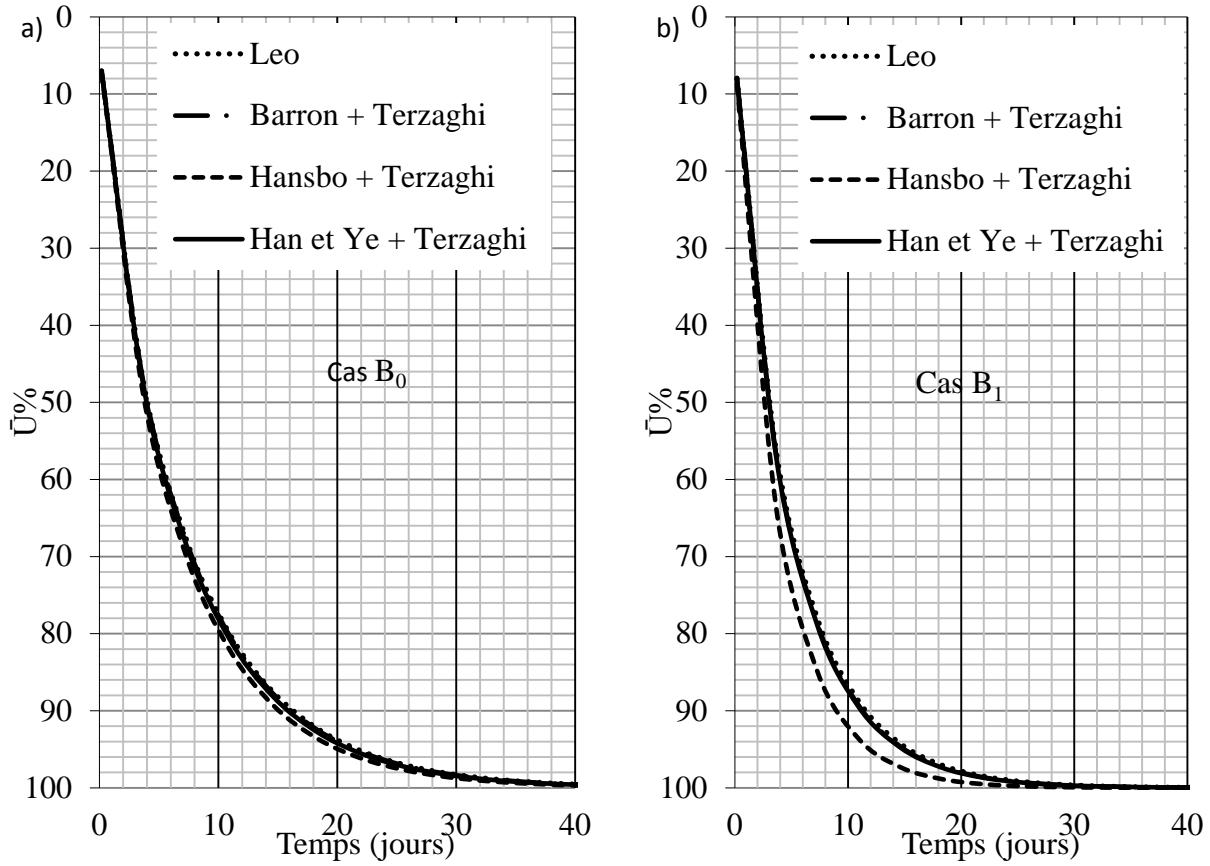


Figure 3.4: Degré de consolidation moyen  $\bar{U}\%$  en fonction du temps obtenu selon les quatre solutions analytiques : a) cas  $B_0$ ; b) cas  $B_1$  (voir tableau 3.2).

### 3.3 Étude paramétrique basée sur le modèle de Leo

Les résultats présentés à la section précédente montrent que les quatre solutions étudiées donnent souvent des résultats très semblables.

Dans cette section, on présente les principaux résultats d'une étude paramétrique visant à évaluer l'influence relative de différentes propriétés et caractéristiques sur la vitesse de consolidation des sols fins avec les drains verticaux. La solution analytique de Leo (2004) a été adoptée pour cette portion de l'étude, car elle prend en considération les facteurs importants, incluant le couplage de la consolidation due au drainage vertical et horizontal. La méthodologie consiste à modifier un paramètre ou une caractéristique spécifique à la fois. Les résultats de la solution analytique sont ensuite comparés au cas  $C_0$  (cas de référence) décrit au tableau 3.3.

Tableau 3.3 : Les propriétés utilisées dans le modèle de référence (cas C<sub>0</sub>).

paramètres	valeurs
Hauteur (H) m	10
Rayon d'influence (r <sub>e</sub> ) m	1,8
Rayon du drain (r <sub>w</sub> ) m	0,2
Rayon de la zone de transition r <sub>s</sub> m	0,4
Conductivité hydraulique du drain (k <sub>w</sub> ) m/s	$6,15 \cdot 10^{-4}$
Conductivité hydraulique de la zone de transition (k <sub>s</sub> ) m/s	$6,15 \cdot 10^{-7}$
Conductivité hydraulique verticale du sol (k <sub>v</sub> ) m/s	$6,15 \cdot 10^{-9}$
Conductivité hydraulique horizontale du sol (k <sub>h</sub> ) m/s	$6,15 \cdot 10^{-9}$
Coefficient de consolidation horizontale (c <sub>h</sub> ) m <sup>2</sup> /s	$3,50 \cdot 10^{-7}$
Coefficient de consolidation verticale (c <sub>v</sub> ) m <sup>2</sup> /s	$3,50 \cdot 10^{-7}$

Rappelons que le modèle analytique de Leo (2004) est constitué d'un cylindre de sol fin avec un drain vertical au centre de ce cylindre (figure 3.1). Pour le cas de référence (cas C<sub>0</sub>, tableau 3.3), la hauteur est de 10 m, le rayon d'influence (demi distance entre le centre des drains) est de 1,8 m, le rayon du drain est de 0,2 m et le rayon de la zone de transition est de 0,4 m. Le rapport de la conductivité hydraulique horizontale sur verticale (k<sub>h</sub>/k<sub>v</sub>) du sol fin est égal à 1 pour ces calculs (ce facteur sera étudié plus loin); la conductivité hydraulique horizontale (k<sub>h</sub>) du sol fin est de  $6,15 \cdot 10^{-9}$  m/s. Les conductivités hydrauliques du drain et de la zone de transition sont de  $6,15 \cdot 10^{-4}$  m/s et  $6,15 \cdot 10^{-7}$  m/s respectivement. Les coefficients de consolidation (matériau isotrope) due au drainage vertical (c<sub>v</sub>) et horizontal (c<sub>h</sub>) sont c<sub>v</sub> = c<sub>h</sub> =  $3,50 \cdot 10^{-3}$  cm<sup>2</sup>/s. La surcharge initiale a été fixée à 100 kPa.

Cette analyse paramétrique consiste à utiliser les valeurs de base (tableau 3.3) pour les divers paramètres dans les équations de Leo (2004), qui sont solutionnées à l'aide du logiciel de calcul Excel (de Microsoft). Les valeurs de certains paramètres sont ensuite modifiées, tel que mentionné dans le tableau 3.4.

Les principaux aspects étudiés concernent les propriétés géotechniques et géométriques des sols fins et du drain vertical. De façon plus spécifique, on fait varier le rayon du drain (r<sub>w</sub>); la conductivité hydraulique du drain (k<sub>w</sub>), le rayon de la zone de transition (r<sub>s</sub>), la conductivité

hydraulique de la zone de transition ( $k_s$ ), l'épaisseur du sol (H), le rayon d'influence ( $r_e$ ), la conductivité hydraulique verticale ( $k_v$ ) et le coefficient de consolidation horizontale ( $c_h$ ).

Les tableaux 3.4 et 3.5 résument les caractéristiques des calculs effectués pour chaque série d'analyse. Tous les cas d'une série sont similaires au cas de référence (tableau 3.3), sauf pour un ou deux paramètres.

Tableau 3.4 : Identification des paramètres modifiés.

Zones	Série	Facteurs
Drain	C	Rayon du drain $r_w$
	D	Conductivité hydraulique du drain $k_w$
Zone de transition	E	Rayon de la zone de transition $r_s$
	F	Conductivité hydraulique de la zone de transition $k_s$
Sol fin	G	Épaisseur du sol fin H
	H	Espacement entre les drains $r_e$
	I	Conductivité hydraulique verticale $k_v$ du sol fin
	J	Coefficient de consolidation horizontal $c_h$ du sol fin

Tableau 3.5 : Caractéristiques des divers cas considérés dans l'étude paramétrique avec les paramètres modifiés par rapport au cas de référence C<sub>0</sub>.

Série	cas°	Paramètre modifié	Série	cas°	Paramètre modifié	Série	cas°	Paramètre modifié	Série	cas°	Paramètre modifié
C	C <sub>0</sub>	r <sub>w</sub> =0,2 m *	D	D <sub>0</sub>	k <sub>w</sub> =100 000 k <sub>h</sub> <sup>(1)*</sup>	E	E <sub>0</sub>	r <sub>s</sub> =0,4 m <sup>(2)*</sup>	F	F <sub>0</sub>	k <sub>s</sub> =100 k <sub>h</sub> <sup>(3)*</sup>
	C <sub>1</sub>	r <sub>w</sub> =0,4 m		D <sub>1</sub>	k <sub>w</sub> =10 000 k <sub>h</sub> <sup>(1)</sup>		E <sub>1</sub>	r <sub>s</sub> =0,6 m <sup>(2)</sup>		F <sub>1</sub>	k <sub>s</sub> =1 k <sub>h</sub> <sup>(3)</sup>
	C <sub>2</sub>	r <sub>w</sub> =0,6 m		D <sub>4</sub>	k <sub>w</sub> =10 k <sub>h</sub> <sup>(1)</sup>		E <sub>2</sub>	r <sub>s</sub> =0,8 m <sup>(2)</sup>		F <sub>2</sub>	k <sub>s</sub> =0,01 k <sub>h</sub> <sup>(3)</sup>
	C <sub>3</sub>	r <sub>w</sub> =0,8 m		D <sub>3</sub>	k <sub>w</sub> =100 k <sub>h</sub> <sup>(1)</sup>		E <sub>3</sub>	r <sub>s</sub> =1 m <sup>(2)</sup>		F <sub>3</sub>	k <sub>s</sub> =10 000 k <sub>h</sub> <sup>(3)</sup>
				D <sub>2</sub>	k <sub>w</sub> =1000 k <sub>h</sub> <sup>(1)</sup>						
G	G <sub>0</sub>	H=10 m *	H	H <sub>0</sub>	r <sub>e</sub> =1,8 m *	I	I <sub>0</sub>	k <sub>v</sub> =6,15 10 <sup>-9</sup> m/s *	J	J <sub>0</sub>	c <sub>v</sub> =3,50 10 <sup>-7</sup> m <sup>2</sup> /s *
	G <sub>1</sub>	H=5 m		H <sub>1</sub>	r <sub>e</sub> =0,9 m		I <sub>1</sub>	k <sub>v</sub> =6,15 10 <sup>-11</sup> m/s		J <sub>1</sub>	c <sub>v</sub> =3,50 10 <sup>-8</sup> m <sup>2</sup> /s
	G <sub>2</sub>	H=15 m		H <sub>2</sub>	r <sub>e</sub> =3,6 m		I <sub>2</sub>	k <sub>v</sub> =6,15 10 <sup>-10</sup> m/s		J <sub>2</sub>	c <sub>v</sub> =3,50 10 <sup>-6</sup> m <sup>2</sup> /s
	G <sub>3</sub>	H=20 m		H <sub>3</sub>	r <sub>e</sub> =18 m		I <sub>3</sub>	k <sub>v</sub> =6,15 10 <sup>-8</sup> m/s		J <sub>3</sub>	c <sub>v</sub> =3,50 10 <sup>-5</sup> m <sup>2</sup> /s

\* : cas de référence (voir tableau 3.3).

<sup>(1)</sup> : avec k<sub>h</sub>=6,15 10<sup>-9</sup> m/s.

<sup>(2)</sup> : avec k<sub>s</sub> = 100k<sub>h</sub>.

<sup>(3)</sup> : avec r<sub>s</sub>= 0,4 m et k<sub>h</sub>=6,15 10<sup>-9</sup> m/s.

### 3.3.1 Effet des caractéristiques du drain

#### Cas C : Rayon du drain ( $r_w$ )

Le but visé ici est d'évaluer l'effet du rayon du drain sur la vitesse de consolidation (cas C<sub>0</sub>, C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub> et C<sub>3</sub>; tableau 3.5). Le rayon du drain du cas C<sub>0</sub> (cas de référence) est de 0,2 m; le rayon du drain C<sub>1</sub> est de 0,4 m; le rayon du drain au cas C<sub>2</sub> est de 0,6 m tandis que le cas C<sub>3</sub> a un rayon de drain de 0,8 m. Les autres paramètres sont identiques pour les 4 cas (C<sub>0</sub>, C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub> et C<sub>3</sub>). La distance du point de mesure au centre du drain est représentée par le rayon (r<sub>e</sub>) pour tous les cas.

La figure 3.5 montre l'évolution du degré de consolidation moyen  $\bar{U}\%$  en fonction du temps pour les quatre cas. On constate que la consolidation moyenne complète est obtenue après 73, 146, 219 et 365 jours pour les rayons de 0,2 m, 0,4 m, 0,6 m et 0,8 m respectivement. On remarque que le degré de consolidation moyen est de 50% ( $U_{50}$ ) après 11, 14,5, 25,5 et 36 jours pour les cas C<sub>0</sub>, C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub> et C<sub>3</sub> respectivement. La figure 3.5 montre aussi que le degré de consolidation moyen est de 90% ( $U_{90}$ ) après environ 36, 58, 80 et 139 jours pour les cas C<sub>0</sub>, C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub> et C<sub>3</sub> respectivement. Le rayon du drain influence donc significativement la vitesse de consolidation des sols fins; plus le rayon d'influence augmente (ou la distance entre les drains), plus la vitesse de consolidation diminue.

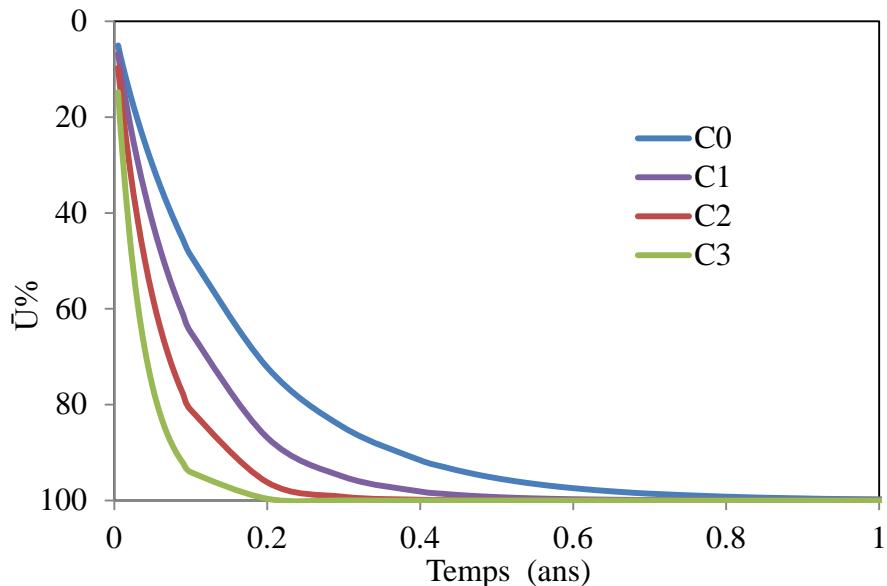


Figure 3.5: Évolution du degré de consolidation moyen  $\bar{U}\%$  en fonction du temps pour différentes valeurs du rayon du drain ( $r_w$ ); cas C<sub>0</sub>, C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub> et C<sub>3</sub> (tableau 3.5)

### Cas D : Conductivité hydraulique du drain ( $k_w$ )

Les calculs suivants correspondent à un sol fin dont la conductivité hydraulique  $k_h$  ( $= 6,15 \cdot 10^{-9}$  m/s) est constante. Le cas  $D_0$  considère un rapport de la conductivité du drain sur celle du sol fin de  $10^5$  (cas de référence); ce rapport prend des valeurs de  $10^4$ ;  $10^3$ ,  $10^2$  et 10 pour les cas  $D_1$ ,  $D_2$ ,  $D_3$  et  $D_4$  respectivement (tableau 3.5).

La figure 3.6 montre la variation du degré de consolidation moyen en fonction du temps pour les différentes valeurs de la conductivité hydraulique du drain ( $k_w$ ). On remarque que le degré de consolidation moyen est de 50% ( $U_{50}$ ) après 36, 40, 100, 400 et 780 jours pour les cas  $D_0$ ,  $D_1$ ,  $D_2$ ,  $D_3$  et  $D_4$  respectivement. Cette figure montre aussi que le degré de consolidation moyen est de 90% ( $U_{90}$ ) après environ 139, 153 et 438 jours pour les cas  $D_0$ ,  $D_1$  et  $D_2$  respectivement; pour les cas  $D_3$  et  $D_4$ , il faut attendre 5 et 10,5 ans respectivement. La consolidation complète des sols est atteinte après 1, 1,5, 3, 11 et 25 ans pour les cas  $D_0$ ,  $D_1$ ,  $D_2$ ,  $D_3$  et  $D_4$  respectivement.

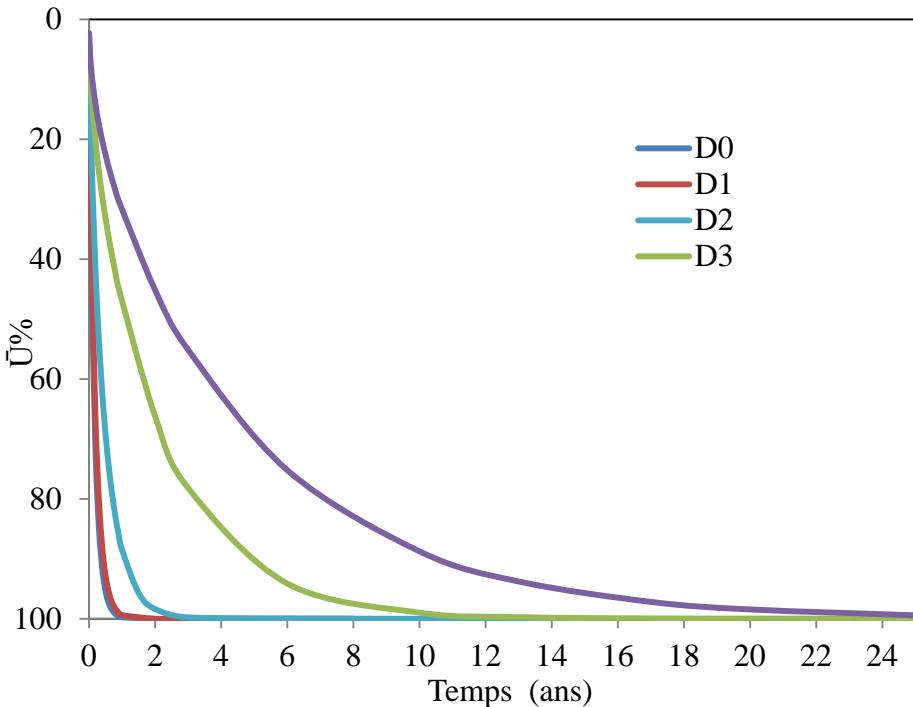


Figure 3.6: - Degré de consolidation moyen  $\bar{U}\%$  en fonction du temps pour les différentes valeurs de la conductivité hydraulique du drain ( $k_w$ ) cas  $D_0$ ,  $D_1$ ,  $D_2$ ,  $D_3$  et  $D_4$ .

On constate donc que plus la conductivité hydraulique du drain se rapproche de celle du sol fin plus la vitesse de consolidation diminue. Ceci confirme qu'une grande différence de conductivité hydraulique entre les deux matériaux (sol et drain) peut accélérer le drainage horizontal vers le

drain et dissiper plus rapidement la pression interstitielle en excès. Le rapport de la conductivité hydraulique du drain sur celle du sol fin peut donc jouer un rôle déterminant dans le processus de la consolidation des sols fins.

### 3.3.2 Effet des caractéristiques de la zone de transition

#### Cas E : Rayon de la zone de transition ( $r_s$ )

La zone de transition représente une région où les paramètres du sol sont altérés autour du drain. On maintient ici la conductivité hydraulique de cette zone à  $k_s = 100 k_h$ ; les autres paramètres sont constants. Le cas  $E_0$  représente le cas de référence avec le rayon de cette zone  $r_s = 0,4$  m; pour les cas  $E_1$ ,  $E_2$  et  $E_3$ , le rayon  $r_s$  prend une valeur de 0,6 m, 0,8 m et 1 m respectivement.

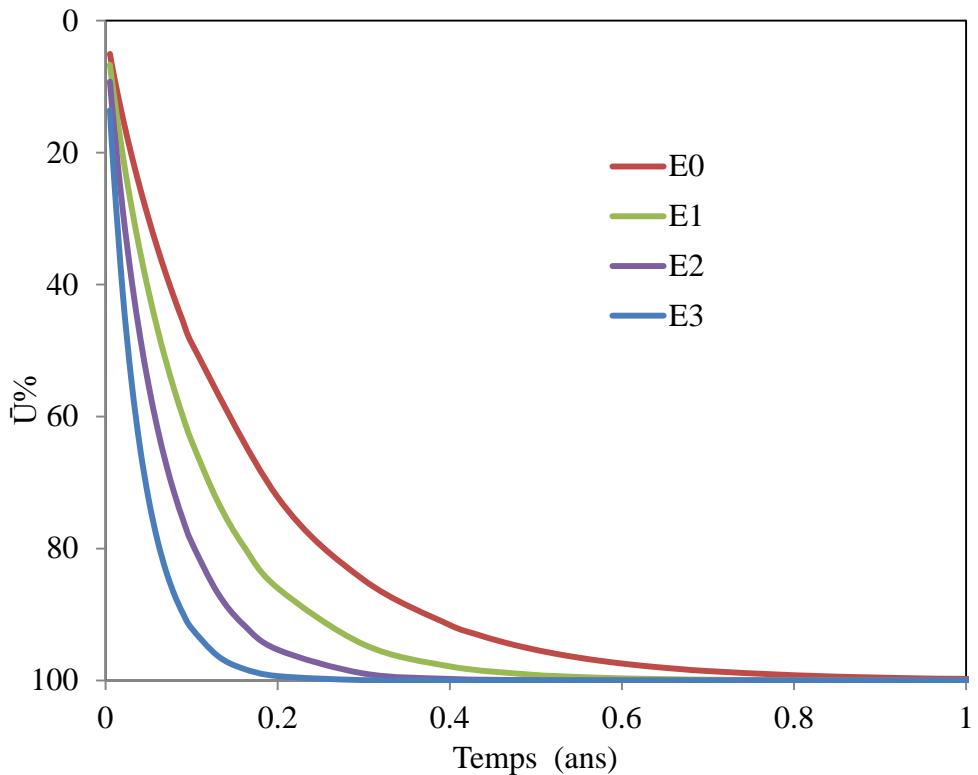


Figure 3.7: Degré de consolidation moyen  $\bar{U}\%$  en fonction du temps pour différentes valeurs du rayon de la zone de transition ( $r_s$ ); cas  $E_0$ ,  $E_1$ ,  $E_2$  et  $E_3$ .

La figure 3.7 montre l'évolution du degré de consolidation moyen  $\bar{U}\%$  en fonction du temps pour les quatre cas représentant les différentes valeurs du rayon de la zone de transition  $r_s$ . On remarque que le degré de consolidation moyen atteint 50% ( $U_{50}$ ) après 36, 24, 15 et 10 jours pour les cas  $E_0$ ,  $E_1$ ,  $E_2$  et  $E_3$  respectivement. La figure 3.7 montre aussi que le degré de

consolidation moyen est de 90% ( $U_{90}$ ) après environ 139, 91, 55 et 33 jours pour les cas E<sub>0</sub>, E<sub>1</sub>, E<sub>2</sub> et E<sub>3</sub> respectivement. La consolidation complète des sols est enregistrée après 73 jours, 146 jours, 219 et 365 jours pour les 4 cas E<sub>3</sub>, E<sub>2</sub>, E<sub>1</sub> et E<sub>0</sub> respectivement. Donc, si  $r_s$  augmente, la vitesse de consolidation augmente aussi, mais cet effet semble relativement peu marqué par rapport aux autres facteurs précités (pour les conditions considérées ici).

### Cas F : Conductivité hydraulique de la zone de transition ( $k_s$ )

Les cas suivants portent sur une conductivité hydraulique variable pour la zone de transition. Le rayon de la zone de transition est constant ( $r_s = 0.4$  m) pour tous les cas. La valeur de la conductivité hydraulique de cette zone pour le cas F<sub>0</sub> est de  $10^{-7}$  m/s (cas de référence); la conductivité hydraulique de cette zone prend des valeurs de  $10^{-9}$  m/s,  $10^{-11}$  m/s et  $10^{-5}$  m/s pour les cas F<sub>1</sub>, F<sub>2</sub> et F<sub>3</sub> respectivement.

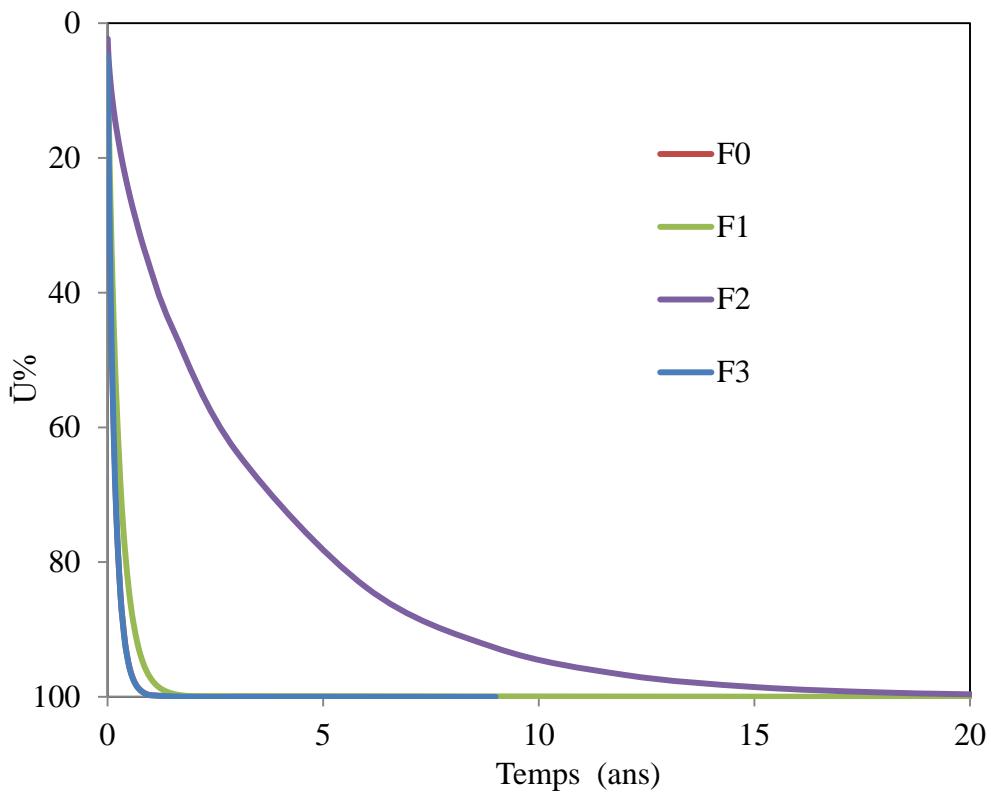


Figure 3.8: - Degré de consolidation moyen  $\bar{U}\%$  en fonction du temps pour différentes valeurs de la conductivité hydraulique de la zone de transition ( $k_s$ ); cas F<sub>0</sub>, F<sub>1</sub>, F<sub>2</sub> et F<sub>3</sub>.

Le degré de consolidation moyen  $\bar{U}\%$  en fonction du temps pour différentes valeurs de la conductivité hydraulique de la zone de transition ( $k_s$ ) est présenté à la figure 3.8. Lorsque la zone

de transition est absente (cas F<sub>2</sub> avec k<sub>s</sub>=k<sub>h</sub> où k<sub>h</sub> est la conductivité hydraulique du sol fin), le sol est complètement consolidé après deux ans. Le cas F<sub>1</sub> représente le cas où la conductivité hydraulique est 2 fois plus faible que celle du sol fin; Comme on le voit, ceci allonge considérablement la période de consolidation. En pratique, lors de l'installation des drains verticaux dans les sols fins, la conductivité hydraulique de cette zone varie usuellement de 0,5 k<sub>h</sub> à 0,1 k<sub>h</sub> (Indraratna et al., 1998, 2004, 2006).

Le degré de consolidation moyen atteint 50% (U<sub>50</sub>) après 36 jours pour les cas F<sub>0</sub> et F<sub>3</sub>, et après 657 et 62 jours pour les cas F<sub>1</sub> et F<sub>2</sub> respectivement. Les résultats de la figure 3.8 montrent aussi que le degré de consolidation moyen est de 90% (U<sub>90</sub>) après environ 139 jours pour les cas F<sub>0</sub> et F<sub>3</sub>, et après 219 jours et 8 ans pour les cas F<sub>2</sub> et F<sub>1</sub> respectivement. La consolidation complète des sols est enregistrée après 365 jours pour les cas F<sub>0</sub> et F<sub>3</sub>, et après 2 ans et 25 ans pour les cas F<sub>2</sub> et F<sub>1</sub> respectivement. Ces résultats confirment qu'une valeur k<sub>s</sub> plus faible affecte considérablement le processus de la consolidation, ce qui est conforme à ce qui a été observé dans des investigations précédentes (Indraratna et al, 1998, 2004, 2006). Toutefois, lorsque la conductivité hydraulique de la zone de transition est nettement plus grande que celle du sol fin (cas F<sub>3</sub>), le processus de consolidation est moins affecté par un changement de la valeur de k<sub>s</sub>.

### **3.3.3 Effet des caractéristiques du sol fin**

#### **Cas G : Épaisseur (H)**

L'épaisseur du sol fin peut affecter la vitesse de consolidation. Quatre cas ont été analysés. L'épaisseur du sol fin pour le cas de référence G<sub>0</sub> est de 10 m; l'épaisseur du cas G<sub>1</sub> est de 5 m; l'épaisseur du cas G<sub>2</sub> est de 15 m; pour le cas G<sub>3</sub>, l'épaisseur du sol est de 20 m. Les autres paramètres sont identiques pour les 4 cas.

Les résultats de la figure 3.9 montrent une comparaison du degré de consolidation moyen U% en fonction du temps pour les quatre cas. On remarque que le degré de consolidation moyen atteint 50% (U<sub>50</sub>) après, 36, 29, 40 et 47 jours pour les cas G<sub>0</sub>, G<sub>1</sub>, G<sub>2</sub> et G<sub>3</sub> respectivement. Le degré de consolidation moyen est de 90% (U<sub>90</sub>) après environ 139, 117, 146 et 150 jours pour les cas G<sub>0</sub>, G<sub>1</sub>, G<sub>2</sub> et G<sub>3</sub> respectivement.

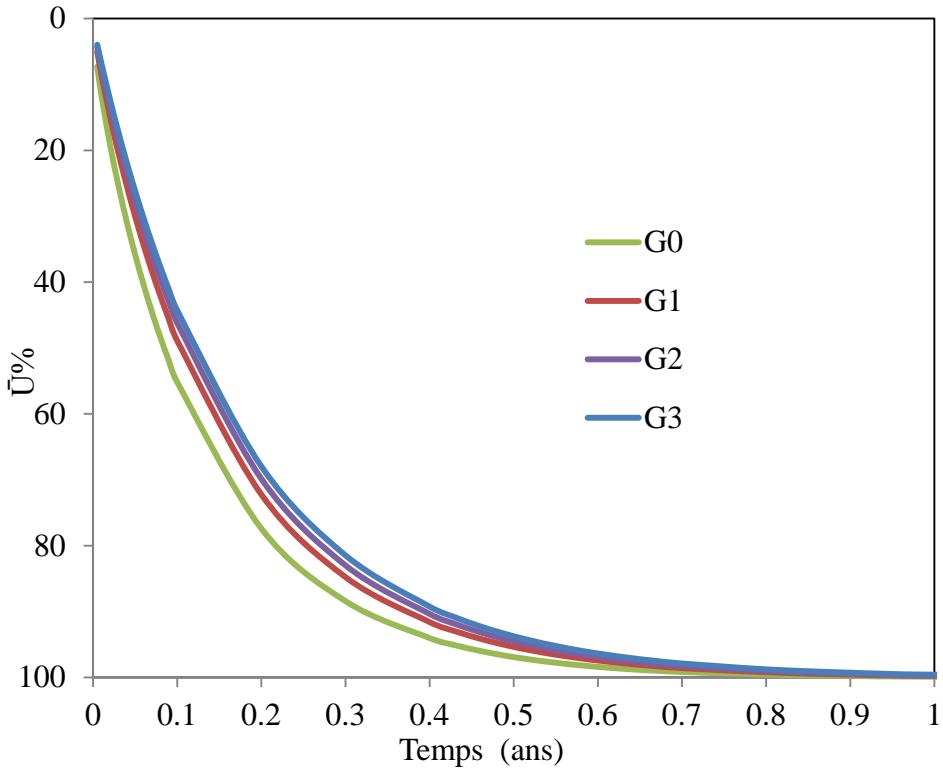


Figure 3.9: Degré de consolidation moyen  $\bar{U}\%$  en fonction du temps pour les différentes valeurs de la hauteur totale du sol; cas  $G_0$ ,  $G_1$ ,  $G_2$  et  $G_3$

La consolidation totale des sols fins est obtenue pour tous les cas après environ 1 an, avec une légère différence pour le cas  $G_0$ . Cet effet limité de l'épaisseur  $H$  s'explique par le fait que la valeur de  $H$  n'intervient que dans la consolidation due au drainage vertical. Comme la vitesse de consolidation est surtout contrôlée par le drainage horizontal autour des drains, l'épaisseur du sol affecte peu le processus de consolidation (pour les cas où les drains sont suffisamment rapprochés, comme dans les analyses réalisées ici).

### Cas H : Rayon d'influence ( $r_e$ )

Le demi-espacement entre les drains  $r_e$  (ou leur rayon d'influence) est usuellement considéré comme le paramètre le plus influant pour la vitesse de consolidation (Barron 1948; Hansbo 1981; Han et Ye 2001; Leo 2004). L'effet de ce rayon d'influence (ou demi-espacement centre à centre) a été analysé pour différent cas ( $H_0$ ,  $H_1$ ,  $H_2$  et  $H_3$ ) qui représentent respectivement les rayons d'influence 1,8 m (cas de référence), 0,9 m, 3,6 m et 18 m.

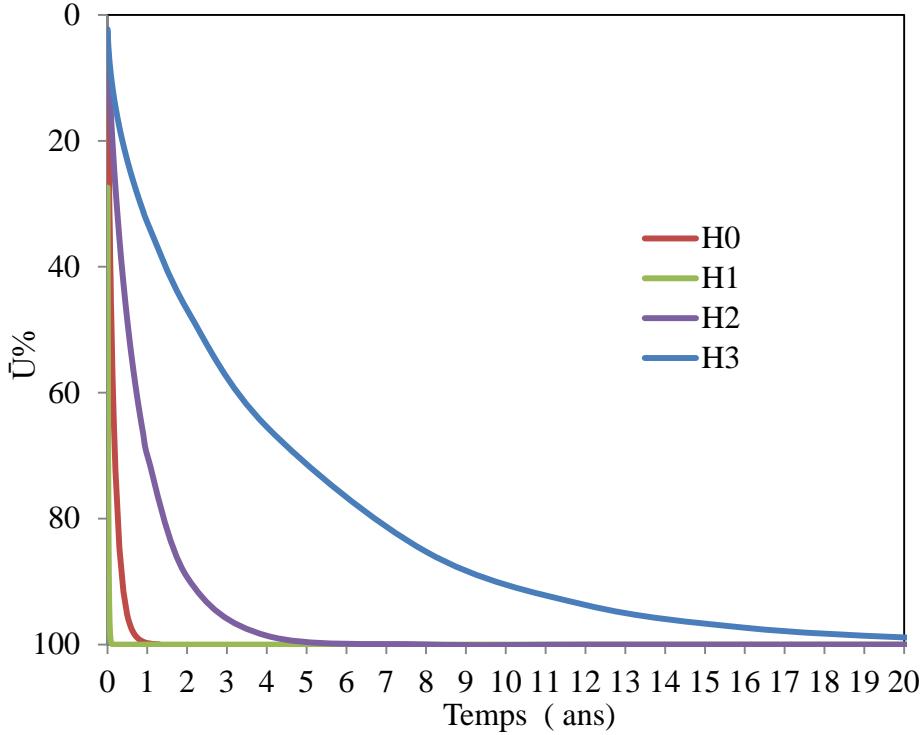


Figure 3.10: Degré de consolidation moyen  $\bar{U}\%$  en fonction du temps pour les différentes valeurs du rayon d'influence ( $r_e$ ); cas  $H_0$ ,  $H_1$ ,  $H_2$  et  $H_3$ .

Les résultats présentés à la figure 3.10, montrent que le degré de consolidation moyen est de 50% ( $U_{50}$ ) après 36, 2, 190 et 821 jours pour les cas  $H_0$ ,  $H_1$ ,  $H_2$  et  $H_3$  respectivement; le degré de consolidation moyen est de 90% ( $U_{90}$ ) après environ 139 et 15 jours pour les cas  $H_0$  et  $H_1$  respectivement, et après environ 2 et 10 ans pour les cas  $H_2$  et  $H_3$  respectivement.

La consolidation complète des sols fins dans le cas  $H_1$  est réalisée après 73 jours, tandis que pour le cas de référence ( $H_0$ ), et les cas  $H_2$  et  $H_3$ , cette consolidation dure 1 an, 6 ans et 35 ans respectivement. Donc, plus la distance entre les drains augmente, plus le degré de consolidation diminue à un temps donné. À partir d'une certaine distance, le sol se comporte comme si il n'y avait pas de drain (l'effet du drain devient négligeable). Ceci peut être expliqué par le plus long trajet d'écoulement d'eau créé par l'augmentation du rayon d'influence.

### Cas I : Conductivité hydraulique verticale ( $k_v$ )

La solution analytique est appliquée en variant la conductivité hydraulique verticale des sols fins (avec tous les autres paramètres constants). Pour le cas de référence ( $I_0$ ), la conductivité hydraulique verticale est de  $6,15 \cdot 10^{-9}$  m/s, i.e. le sol est isotrope ( $k_v = k_h$ ). Les autres cas ( $I_1$ ,  $I_2$  et

$I_3$ ) portent sur des valeurs de la conductivité hydraulique verticale  $k_v$  de  $6,15 \cdot 10^{-11}$  m/s,  $6,15 \cdot 10^{-10}$  m/s et  $6,15 \cdot 10^{-8}$  m/s respectivement ( $k_h = 6,15 \cdot 10^{-9}$  m/s ne change pas).

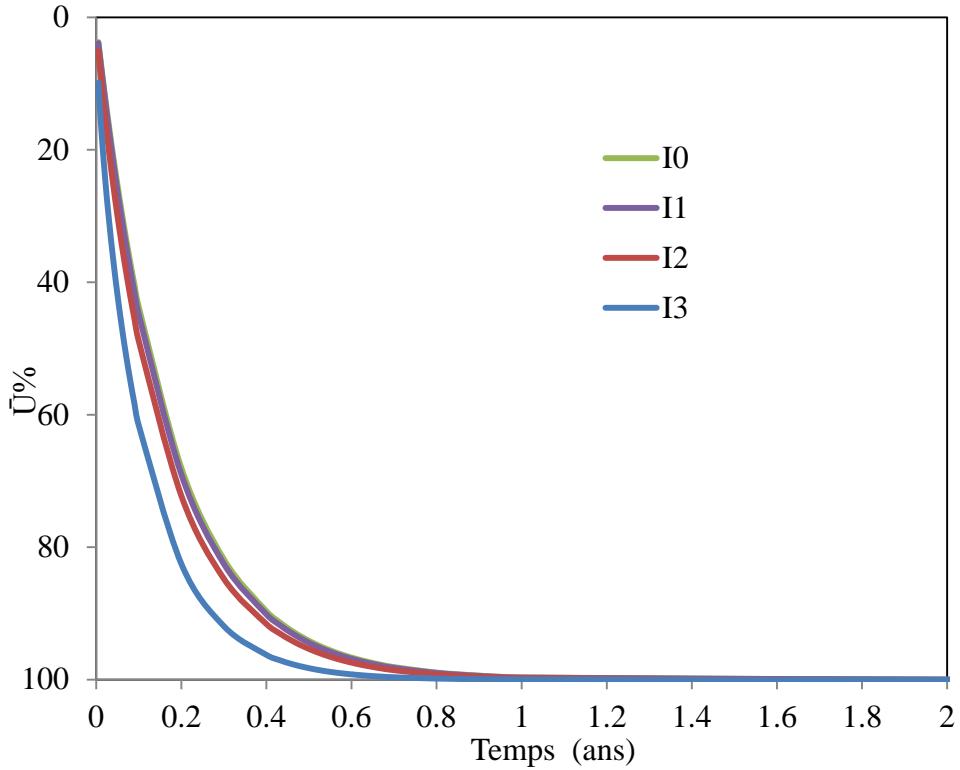


Figure 3.11: Degré de consolidation moyen  $\bar{U}\%$  en fonction du temps pour différentes valeurs de la conductivité hydraulique verticale du sol ( $k_v$ ); cas  $I_0$ ,  $I_1$ ,  $I_2$  et  $I_3$ .

La figure 3.11 montre l'évolution du degré de consolidation moyen  $\bar{U}\%$  en fonction du temps pour les quatre cas ( $I_0$ ,  $I_1$ ,  $I_2$  et  $I_3$ ). On remarque que le degré de consolidation moyen est de 50% ( $U_{50}$ ) après 36, 48, 46 et 25 jours pour les cas  $I_0$ ,  $I_1$ ,  $I_2$  et  $I_3$  respectivement. Le degré de consolidation moyen est de 90% ( $U_{90}$ ) après environ 139, 150, 146 et 100 jours respectivement pour les cas  $I_0$ ,  $I_1$ ,  $I_2$  et  $I_3$ . La consolidation complète est réalisée après 1 an pour les cas  $I_0$ ,  $I_1$  et  $I_2$ ; une légère variation a été enregistrée pour le cas  $I_3$  ( $k_h/k_v = 0,1$ ) avec une consolidation complète qui prend 273 jours. L'effet de la conductivité hydraulique verticale du sol fin sur la vitesse de consolidation autour des drains est donc très limité (pour les cas analysés ici).

#### Cas J : Coefficient de consolidation horizontale ( $c_h$ )

L'influence du coefficient de consolidation horizontale sur le degré de consolidation autour des drains a été évaluée. Ce coefficient  $c_h$  prend une valeur de  $3,50 \cdot 10^{-3}$  cm<sup>2</sup>/s pour le cas de

référence ( $J_0$ ). Pour les cas  $J_1$ ,  $J_2$  et  $J_3$ , le coefficient de consolidation horizontale prend une valeur de  $3,50 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ ,  $3,50 \cdot 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$  et  $3,50 \cdot 10^{-1} \text{ cm}^2/\text{s}$  respectivement.

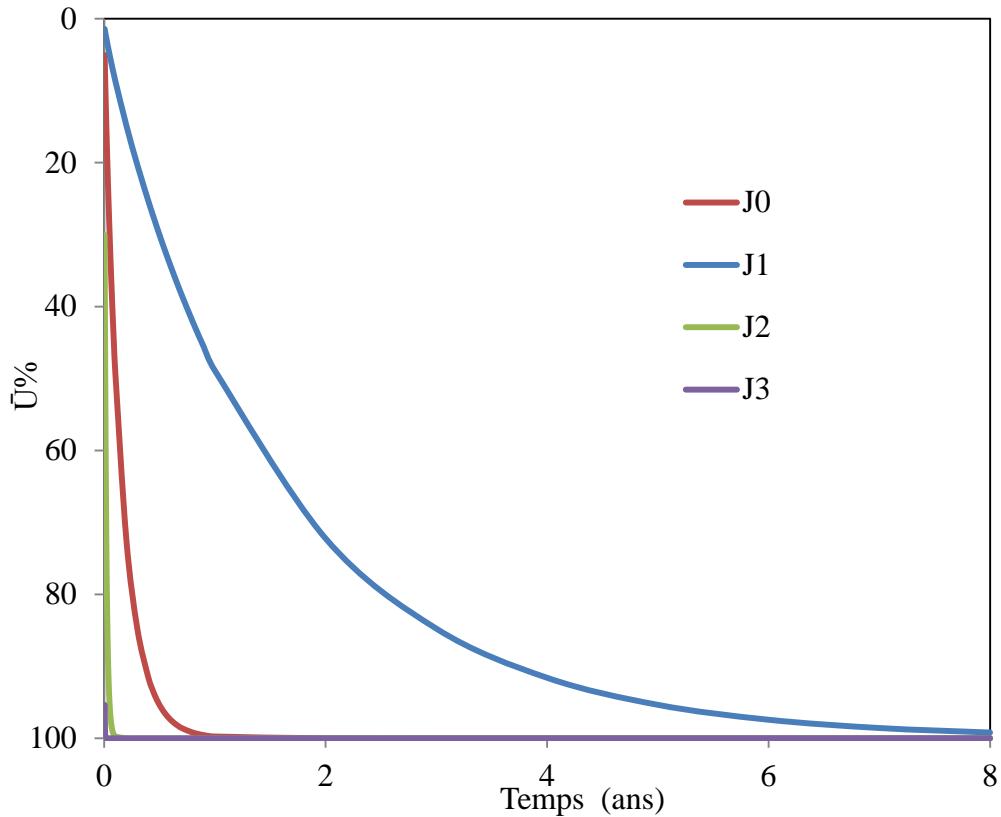


Figure 3.12: Degré de consolidation moyen  $\bar{U}\%$  en fonction du temps pour différentes valeurs du coefficient de consolidation ( $c_h$ ); cas  $J_0$ ,  $J_1$ ,  $J_2$  et  $J_3$ .

La valeur du degré de consolidation moyen  $\bar{U}\%$  en fonction du temps pour différentes valeurs de ( $c_h$ ) est montrée à la figure 3.12. Le degré de consolidation moyen est de 50% ( $U_{50}$ ) après 7, 36 et 456 jours pour les cas  $J_2$ ,  $J_0$  et  $J_1$  respectivement. Le degré de consolidation moyen est de 90% ( $U_{90}$ ) après environ 15, 139 et 1370 jours pour les cas  $J_2$ ,  $J_0$  et  $J_1$  respectivement. Pour le cas  $J_3$ , il atteint 95% après environ 1,8 jour. La dissipation complète de la surpression interstitielle est réalisée après 8 ans et 1 an pour les cas  $J_1$  et  $J_0$  respectivement; la consolidation complète est atteinte après 7 jours et 34 jours pour les cas  $J_3$  et  $J_2$  respectivement. Cet effet de  $c_h$  est lié aux deux paramètres clés de la consolidation, soit la conductivité hydraulique  $k_h$  et le coefficient de compressibilité volumétrique  $m_v$ , inclus dans la définition du coefficient de consolidation  $c_h$  (équation 2. 80). Le coefficient de consolidation  $d_u$  au drainage horizontal incluant donc l'effet combiné de la conductivité hydraulique horizontale du sol fin et sa rigidité.

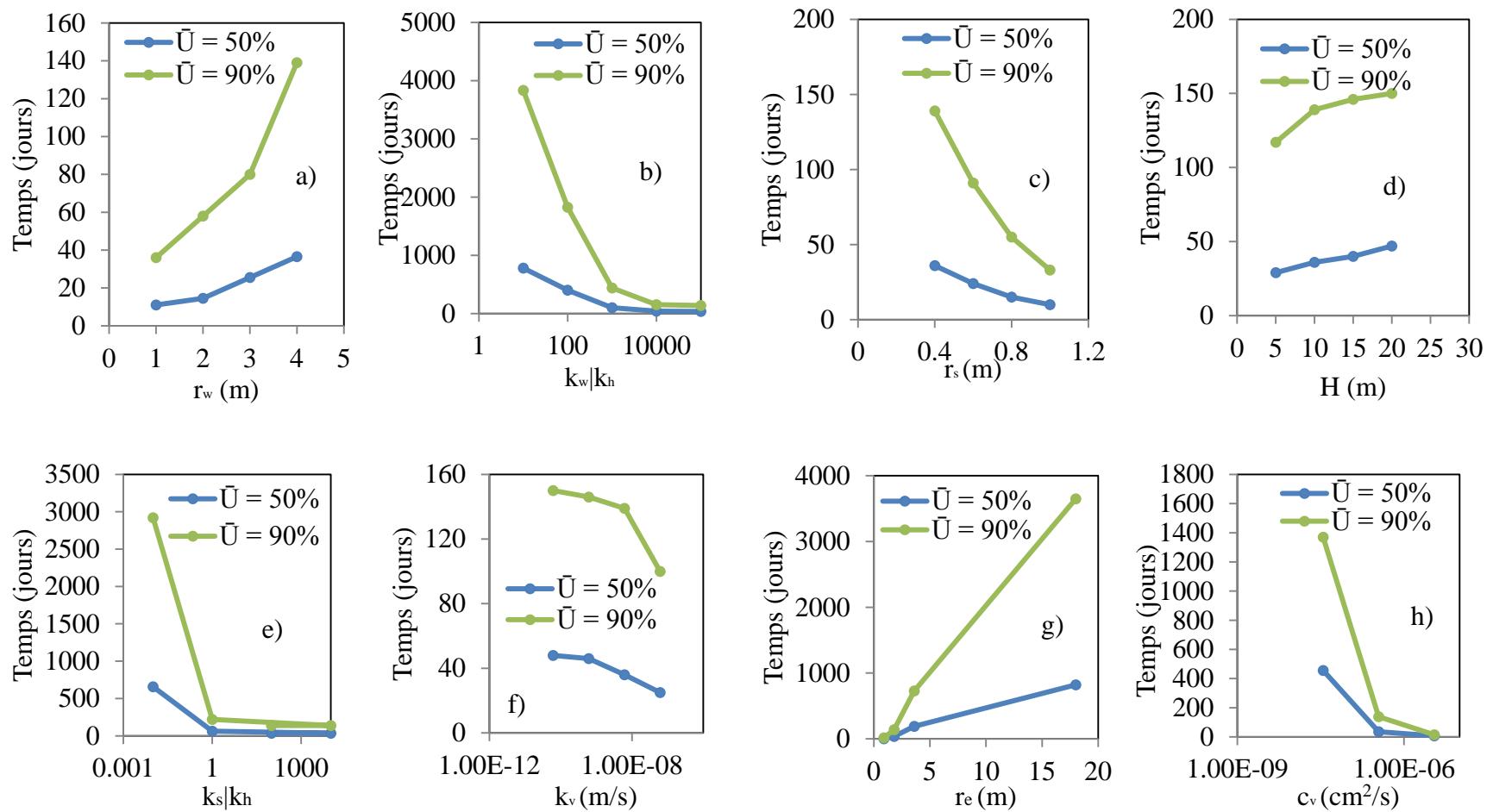


Figure 3.13: Degrés de consolidation moyen  $\bar{U}\%$  de 50% et 90% en fonction du temps pour les différents cas étudiés : a) séries C, b) séries D, c) séries E, d) séries G, e) séries F, f) séries I, g) séries H, h) séries J.

La figure 3.13 montre la variation du degré de consolidation moyen de 50% ( $U_{50}$ ) et 90% ( $U_{90}$ ) en fonction du temps pour les différents cas étudiés selon les divers facteurs d'influence. On remarque que le rayon d'influence  $r_e$  (figure 3.13g) et la conductivité hydraulique des sols fins  $k_h$  (figure 3.13b) ont un effet majeur sur le processus de consolidation des sols autour des drains verticaux. On remarque aussi que la conductivité hydraulique verticale des sols fins  $k_v$  (figure 3.13f), le rayon du drain  $r_w$  (figure 3.13a), le rayon de la zone de transition  $r_s$  (figure 3.13c) et l'épaisseur  $H$  (figure 3.13d) ont un effet limité sur le processus de consolidation. On voit de plus que si le rapport de la conductivité hydraulique de la zone de transition sur celle du sol fin  $k_s/k_h$  (figure 3.13e) et le coefficient de consolidation verticale  $c_v$  (figure 3.13h) dépassent respectivement les valeurs de 1 et  $10^{-7} \text{ cm}^2/\text{s}$ , l'effet de ces deux facteurs devient limité; toutefois, une valeur plus petite que 1 et  $10^{-7} \text{ cm}^2/\text{s}$  pour ces deux facteurs ( $k_s/k_h$  et  $c_v$ ) affecte considérablement le processus de la consolidation.

## 3.4 Comparaison entre les solutions analytiques et numériques

Les solutions analytiques pour évaluer le drainage des sols fins par des drains verticaux sont essentiellement basées sur la réponse d'une cellule unitaire cylindrique (axisymétrique) avec un drain au centre. Une telle cellule unitaire cylindrique a été simulée avec le code d'éléments finis SIGMA/W afin de comparer les résultats numériques à ceux obtenus des solutions analytiques. Les hypothèses de la consolidation des sols fins avec drains verticaux, basées sur l'approche de Leo 2004 (voir section 2.3.3.2), sont appliquées ici. En guise de comparaison, nous utilisons aussi la solution de Leo (2004) avec un couplage de la consolidation due au drainage vertical et horizontal (section 2.3.3.2).

### 3.4.1 Modèles numériques d'une cellule unitaire

Deux séries sont étudiés ici (séries K et L). Chaque série comporte trois cas (tableau 3.7). Pour le cas (K), Trois types d'analyse sont présentés, soit un modèle cylindrique de drain vertical sans zone de transition où les caractéristiques géotechniques et géométriques des résidus et des stériles sont présenté au tableau 3.7 ( $K_0$  = cas de référence); la hauteur initiale est de 10 m, le rayon d'influence est de 1,275 m (distance centre à centre entre les drains) et le rayon du drain est de 0,425 m. La loi de comportement utilisée est basée sur le modèle élastoplastique (avec critère de Mohr-Coulomb) pour les deux matériaux. Le module de Young E est de 10 et 500 MPa

respectivement pour les résidus et les stériles; la cohésion  $c'$  des résidus et des stériles est respectivement de 5 kPa et 0 kPa; l'angle de friction interne  $\phi'$  prend une valeur de  $33^\circ$  et  $37^\circ$  pour les résidus et les stériles respectivement; le poids unitaire saturé  $\gamma_{\text{sat}}$  des stériles et les résidus est de  $23,75 \text{ kN/m}^3$  (pour les deux matériaux); le coefficient de Poisson  $\nu$  des deux matériaux est de 0,3. Les cas  $K_1$  et  $K_2$  ont les mêmes caractéristiques géotechniques et géométriques que le cas  $K_0$ , mais avec un rayon d'influence de 2 m pour le cas  $K_1$  et de 3 m pour le cas  $K_2$ .

La zone de transition est incluse dans les cas  $L_0$ ,  $L_1$  et  $L_2$  (tableau 3.6) afin d'étudier son effet sur la vitesse de la consolidation (solution analytique et numérique). On considère ici un rayon  $r_s$  de 0,6 m et une conductivité hydraulique  $k_s$  de  $10^{-9} \text{ m/s}$  pour cette zone ( $L_0, L_1$  et  $L_2$ , tableau 3.6).

Tableau 3.6 : Paramètres modifiés par rapport au cas de référence ( $K_0$ ) lors des analyses numériques (séries de simulations K et L, voir tableau 3.6)

<b>simulations</b>	<b>zone de transition</b>	<b>n°</b>	<b>Paramètre modifié</b>
Série K	Sans	$K_0$	$r_e=1,275 \text{ m} ^*$
		$K_1$	$r_e=2 \text{ m}$
		$K_2$	$r_e=3 \text{ m}$
Série L	Avec	$L_0$	$r_s=0,6 \text{ m}^{(1)} \text{ et } r_e=1,275 \text{ m}$
		$L_1$	$r_s=0,6 \text{ m}^{(1)} \text{ et } r_e=2 \text{ m}$
		$L_2$	$r_s=0,6 \text{ m}^{(1)} \text{ et } r_e=3 \text{ m}$

\* : cas de référence.

<sup>(1)</sup> : avec  $k_s = 0.1 k_h$ .

La figure 3.14 montre la géométrie et le maillage du modèle numérique pour le cas de référence (cas  $K_0$ ) et pour le cas  $L_0$  utilisés. L'axe Oy représente l'axe de symétrie. Un maillage composé de 8000 éléments rectangulaires ( $0,04 \text{ m} \times 0,04 \text{ m}$ ) a été utilisé pour  $K_0$  (cas de référence).

La conductivité hydraulique horizontale des résidus et des stériles est respectivement  $10^{-8} \text{ m/s}$  et  $10^{-4} \text{ m/s}$ ; les stériles et les résidus sont considérés comme des matériaux homogènes et isotropes.

Les propriétés de ces deux matériaux respectent les valeurs proposées par Aubertin et al, (1996, 2002) et Bussière (2007).

Tableau 3.7 : Les propriétés utilisées dans la simulation du cas de référence  $K_0$  avec le code SIGMA/W (sans zone de transition).

propriétés	Unités	Résidus	Stériles
Rayon	m	1,275	0,425
Hauteur	m	10	10
Cohésion $c'$	kPa	5	0
Angle de friction interne $\phi'$	°	33	37
Poids unitaire $\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	23,75	23,75
Coefficient de Poisson $\nu$	—	0,3	0,3
Module de Young E	MPa	10	500
Conductivité hydraulique verticale $k_v$	m/s	$10^{-8}$	$10^{-4}$
Conductivité hydraulique horizontale $k_h$	m/s	$10^{-8}$	$10^{-4}$

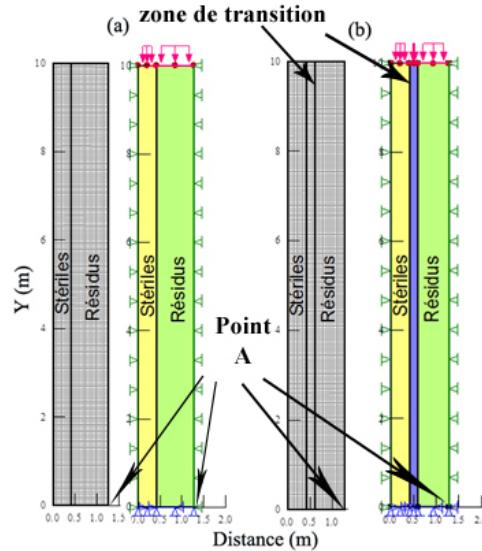


Figure 3.14: Géométrie, maillage et conditions aux frontières utilisées pour les modèles numériques : a) cas  $K_0$ , b) cas  $L_0$ .

Les frontières latérales ne peuvent pas se déplacer horizontalement (les déplacements horizontaux sont empêchés à droite et à gauche du modèle); la base du modèle ne peut se déplacer ni horizontalement ni verticalement. Une charge de pression de 10 m d'eau est appliquée de façon permanente à la frontière supérieure du modèle pour simuler le drainage vers le haut et la saturation de l'échantillon. Une pression de 100 kPa est appliquée au début de la simulation à la frontière supérieure du modèle pour forcer la consolidation (figure 3.14).

### 3.4.2 Principaux résultats

#### Cas K: sans zone de transition

Pour le cas  $K_0$  (sans zone de transition), le rayon d'influence (demi-distance centre à centre entre les drains) est de 1,275 m. La figure 3.16 (a) présente l'évolution du degré de consolidation moyen  $\bar{U}\%$  en fonction du temps pour le cas  $K_0$ , obtenu à partir des simulations (SIGMA/W) et selon la solution analytique de Leo (2004 équation 2.31). Cette figure indique que la solution analytique de Leo (2004) montre une bonne corrélation avec les résultats numériques au point A avec une valeur de  $\bar{U}$  numérique légèrement supérieur au  $\bar{U}$  analytique (surtout à partir du  $\bar{U}= 80\%$ ).

Pour le cas  $K_1$  où le rayon d'influence  $r_e$  est de 2 m, la figure 3.16 (b) montre que les résultats numériques sont également bien corrélés avec les résultats de la solution de Leo (2004). On observe un léger écart entre les résultats numérique et analytique à partir de  $\bar{U} = 70\%$  (avec  $\bar{U}$  numérique légèrement supérieur au  $\bar{U}$  analytique).

Pour le cas  $K_2$ , où le rayon d'influence est de 3 m, on remarque à la figure 3.16c que le résultat numérique est proche du résultat de la solution de Leo (2004). On observe néanmoins un certain écart entre les résultats numérique et analytique, dès le début de l'essai.

On remarque sur ces figures que le degré de consolidation  $\bar{U}\% = 100\%$  est atteint après environ 3 jours pour le cas  $K_0$ , 15 jours pour le cas  $K_1$  et 40 jours pour le cas  $K_2$ .

Ces résultats montrent que les résultats numériques et analytiques suivent de près les mêmes tendances.

## Cas L: avec zone de transition

Pour le cas  $L_0$ , le rayon d'influence  $r_e$  est de 1,275 m. La figure 3.17 (a) présente l'évolution du degré de consolidation moyen  $\bar{U}\%$  en fonction du temps obtenu à partir des simulations (SIGMA/W) et selon la solution analytique de Leo (2004). On observe que le résultat numérique est bien corrélé au résultat de la solution de Leo (2004) au point A (avec une valeur numérique légèrement supérieure au  $\bar{U}$  analytique surtout à partir de  $\bar{U} = 80\%$ ).

Pour le cas  $L_1$ , où le rayon d'influence est de 2 m, la figure 3.17 (b) montre que les résultats numériques sont proches des résultats de la solution de Leo (2004). On observe toutefois un léger écart entre les résultats numérique et analytique, à partir de  $\bar{U} = 70\%$  (avec une valeur numérique qui devient légèrement supérieure au  $\bar{U}$  analytique).

Pour le cas  $L_2$ , où le rayon d'influence est de 3 m, la figure 3.17c indique que le résultat numérique est également proche avec le résultat de la solution de Leo (2004). On observe un écart léger entre le résultat numérique et analytique dès le début de l'essai.

Le degré de consolidation  $\bar{U}= 100\%$  est atteint après environ 15 jours pour le cas  $L_0$ , 50 jours pour le cas  $L_1$  et 80 jours pour le cas  $L_2$ . À nouveau, il y a une bonne concordance entre les deux types de solution.

La figure 3.15 montre la variation de la contrainte verticale effective en fonction de la distance sur l'axe horizontale passant au bas du modèle (point A) à la fin de la simulation (après un an). On remarque que la contrainte verticale effective est plus grande au niveau de l'interface et à l'intérieur du drain. On remarque que la contrainte verticale effective est plus grande à une distance de 1,275 m du centre du drain pour le cas  $K_2$  ( $\sigma'= 231$  kPa) que pour les cas  $K_1$  ( $\sigma'= 224$  kPa) et  $K_0$  ( $\sigma'= 208$  kPa). Ceci indique plus la distance entre les drains diminue et plus le transfert des contraintes vers le drain devient marqué.

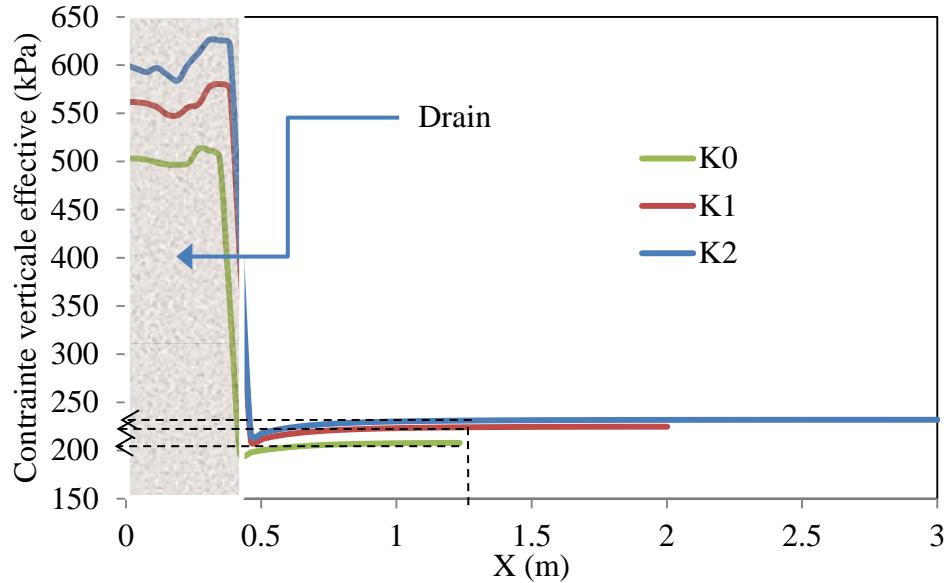


Figure 3.15: Distribution de la contrainte verticale effective en fonction de l'axe X (cas K<sub>0</sub>; K<sub>1</sub> et K<sub>2</sub>).

La comparaison des résultats entre les cas K et L montre que la zone de transition affecte considérablement la vitesse de consolidation si la conductivité de cette zone est plus faible que celle des résidus. On observe aussi que plus le rayon d'influence augmente et plus l'écart entre les résultats analytiques et numériques augmente. Cet écart peut être dû à un effet d'arche plus marqué selon les solutions numériques.

Ces résultats suggèrent que le code SIGMA/W est en mesure de simuler correctement le comportement des sols mous (comme les résidus miniers) autour d'un drain vertical. Il sera aussi montré dans la suite que le code permet d'analyser le comportement d'autres types de problèmes.

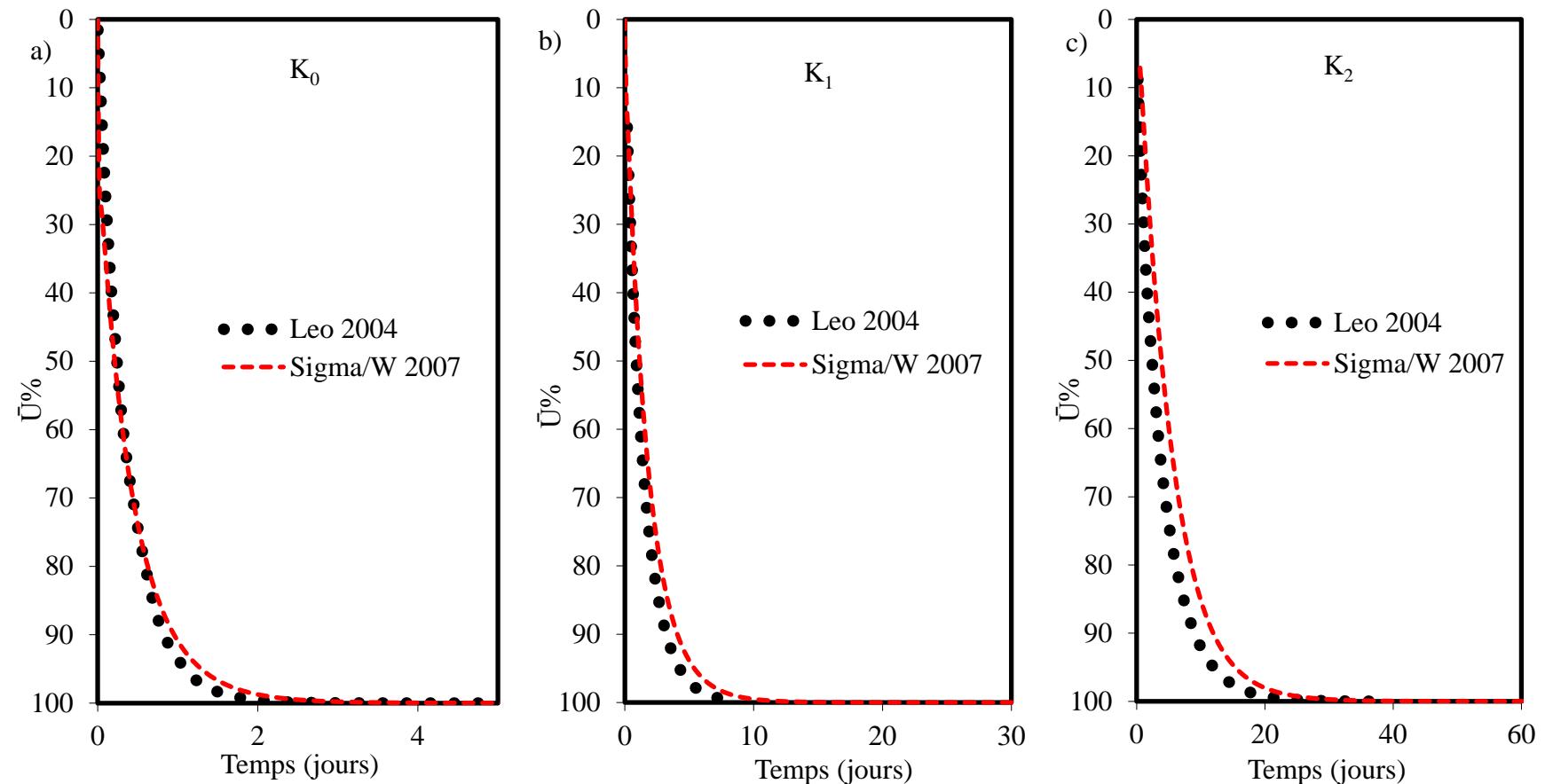


Figure 3.16: Évolution du degré de consolidation moyen  $\bar{U}\%$  en fonction du temps obtenu de la solution de Leo (2004) et avec le code SIGMA/W; a) cas  $K_0$  où  $r_{\text{résidus}} = 1,275 \text{ m}$ , b) cas  $K_1$  où  $r_{\text{résidus}} = 2 \text{ m}$ , c) cas  $K_2$  où  $r_{\text{résidus}} = 3 \text{ m}$ .

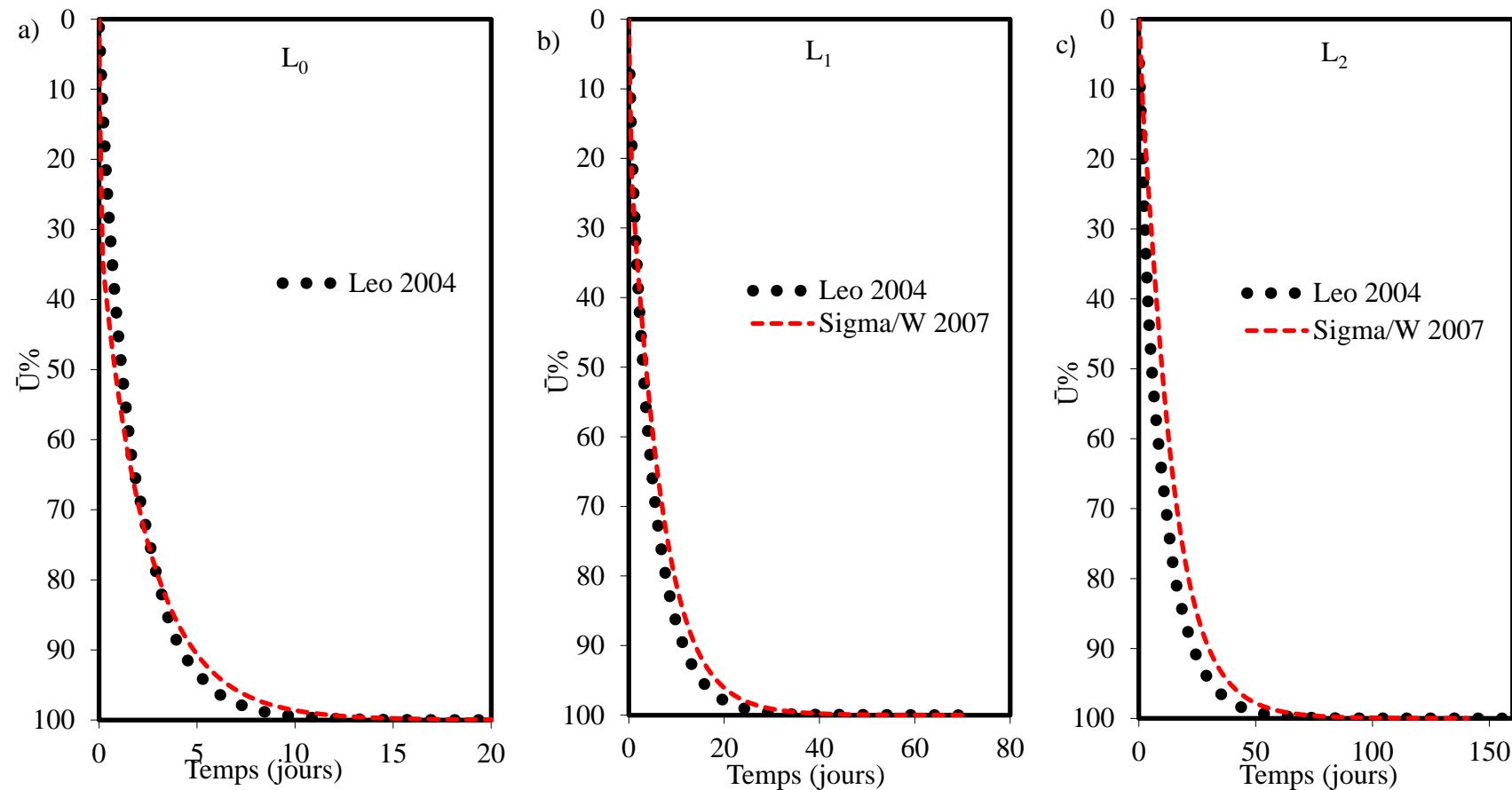


Figure 3.17: Évolution du degré de consolidation moyen  $\bar{U}\%$  en fonction du temps obtenu de la solution de Leo (2004) et avec le code SIGMA/W; a) cas L<sub>0</sub> où  $r_{\text{résidus}} = 1,275 \text{ m}$ , b) cas L<sub>1</sub> où  $r_{\text{résidus}} = 2 \text{ m}$ , c) cas L<sub>2</sub> où  $r_{\text{résidus}} = 3 \text{ m}$ .

## 3.5 Validation des analyses numériques à partir de résultats expérimentaux

Des travaux de validation du code SIGMA/W basé sur des essais de laboratoires, ont été réalisés par Bolduc (2012); ces analyses montrent une bonne corrélation entre les résultats expérimentaux et numériques. Des simulations du même type (mais pour d'autres conditions) sont présentées dans cette section.

### 3.5.1 Simulations numériques d'un essai de consolidation

Des analyses numériques ont été réalisées avec le code SIGMA/W en se basant sur les résultats d'un essai œdométrique (de consolidation) de laboratoire mené sur une argile molle (résultats tirés de Bowles 1978, essai n° 13). Le tableau 3.8 présente certaines caractéristiques tirées des résultats de cet essai. On y présente notamment la variation de l'indice des vides ( $e$  et  $\Delta e$ ), et le coefficient de consolidation ( $c_v$ ) déterminé à partir de la construction de Casagrande (e.g. Holtz et al., 2010).

Tableau 3.8 : Résultats de l'essai de consolidation de laboratoire sur l'argile bleue (tirés de Bowles, 1978).

t (jours)	$\sigma$ (kPa)	$\Delta H^a$ (cm)	$H^b$ (cm)	$e$	$\Delta e$	$c_v$ (cm <sup>2</sup> /min)	$a_v^*$ (kPa <sup>-1</sup> )	$c_v^*$ (m <sup>2</sup> /s)	$k_{sat}^*$ (m/s)
0	0	0		0,845					
1	25	0,032	1,984	0,815	0,030	0,0194	$1,18 \cdot 10^{-3}$	$3,20 \cdot 10^{-8}$	$2,03 \cdot 10^{-11}$
2	50	0,059	1,954	0,791	0,054	0,0089	$9,96 \cdot 10^{-4}$	$1,50 \cdot 10^{-8}$	$7,86 \cdot 10^{-11}$
3	100	0,098	1,922	0,755	0,090	0,0055	$7,20 \cdot 10^{-4}$	$9,20 \cdot 10^{-8}$	$3,51 \cdot 10^{-11}$
4	200	0,152	1,875	0,705	0,140	0,0091	$4,98 \cdot 10^{-4}$	$1,50 \cdot 10^{-8}$	$4,02 \cdot 10^{-11}$
5	400	0,223	1,812	0,639	0,206	0,0108	$3,28 \cdot 10^{-4}$	$1,80 \cdot 10^{-8}$	$3,13 \cdot 10^{-11}$
6	800	0,296	1,741	0,572	0,273	0,0107	$1,68 \cdot 10^{-4}$	$1,80 \cdot 10^{-8}$	$1,60 \cdot 10^{-11}$
7	1600	0,364	1,67	0,509	0,336	0,0186	$7,84 \cdot 10^{-5}$	$3,10 \cdot 10^{-8}$	$1,29 \cdot 10^{-11}$

<sup>a</sup> : Lecture à la fin de chaque palier de chargement =  $\Delta H$ .

<sup>b</sup> : Hauteur de l'enchantions après chaque palier de chargement.

\* : ces paramètres sont calculés à partir des résultats expérimentaux.

L'échantillon soumis à l'essai œdométrique a une forme cylindrique, avec une hauteur initiale de 20,00 mm et un diamètre de 62,14 mm. Le modèle construit avec SIGMA/W est axisymétrique, avec un maillage rectangulaire (0,5 mm x 5,5 mm) composé de 270 éléments; la figure 3.18 montre la géométrie et le maillage du modèle.

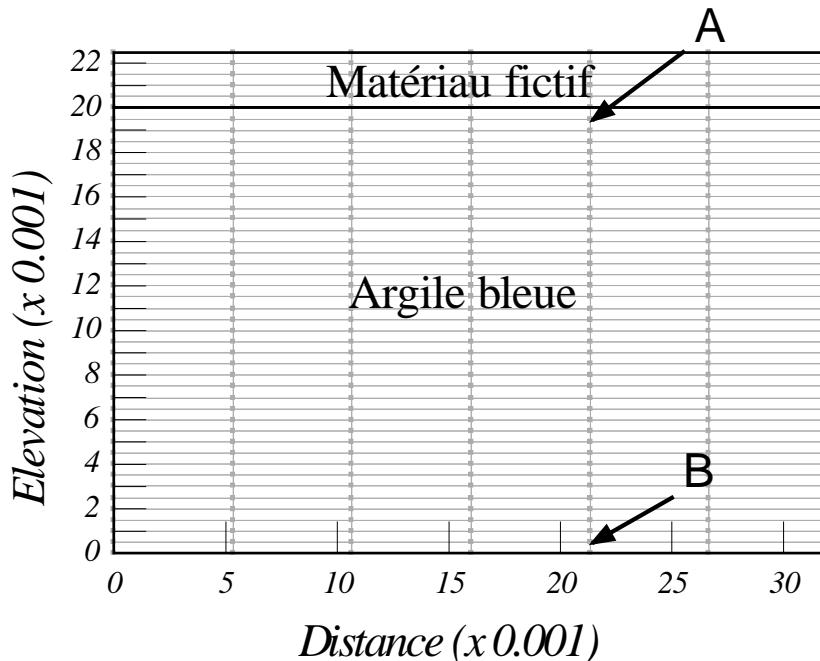


Figure 3.18: Géométrie et maillage du modèle d'un essai œdométrique simulé avec le code numérique SIGMA/W; les deux points de mesure A et B sont utilisés pour représenter les résultats.

Les déplacements horizontaux sont nuls à la paroi externe et au centre (axe de symétrie) de l'échantillon, tel que montré à la figure 3.19. Une contrainte verticale est appliquée par paliers sur l'échantillon (figure 3.20). Les déplacements horizontaux et verticaux à la base sont nuls. Le drainage de l'échantillon d'argile se fait à travers deux plaques poreuses situées en haut et en bas; ces plaques drainantes sont représentées ici par une pression interstitielle nulle (figure 3.19). Des contraintes totales de 25, 50, 100, 200, 400, 800, 1600 kPa sont appliquées à chaque 24 heures, comme indiqué à la figure 3.20.

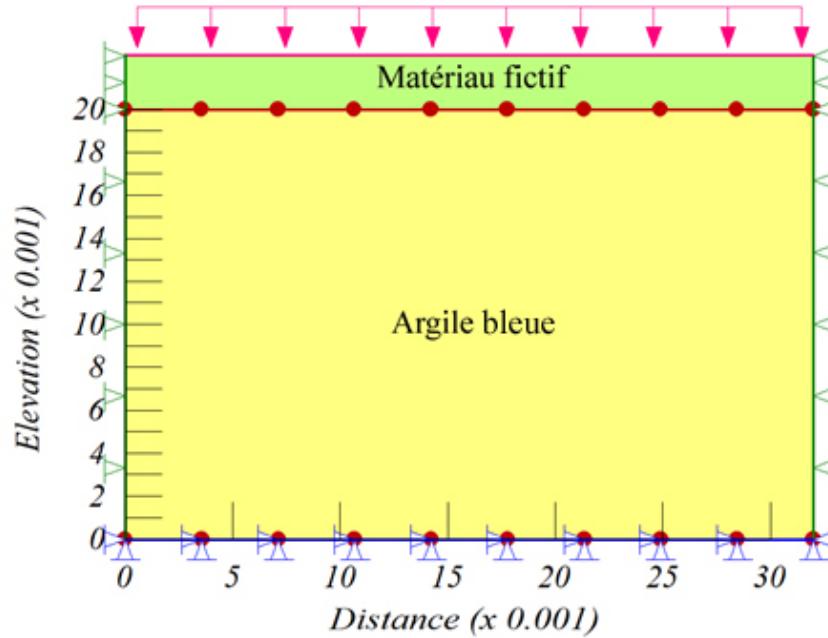


Figure 3.19: Conditions aux frontières appliquées au modèle représentatif d'un essai œdométrique simulé avec le code numérique SIGMA/W.

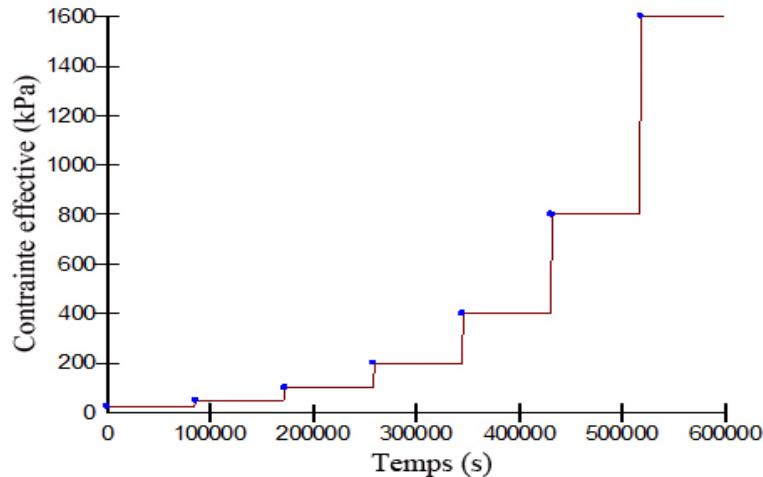


Figure 3.20: Charges appliquées pendant l'essai de consolidation simulé avec SIGMA/W (basée sur les données de Bowles 1978).

Le tableau 3.9 présente les caractéristiques des différents matériaux utilisés pour simuler l'essai œdométrique. L'échantillon d'argile a un indice de vide initial  $e_0 = 0,845$ ; son poids volumique (ou unitaire) saturé  $\gamma_{\text{sat}}$  est de  $18,50 \text{ kN/m}^3$ ; le coefficient de Poisson est de 0,3; le rapport de surconsolidation (OCR) est égal à 6, la contrainte initiale  $P_0$  est de 10 kPa (cette dernière valeur a

été obtenue à partir des résultats expérimentaux). Le modèle de comportement utilisé est le modèle de Cam Clay Modifié. Les valeurs des paramètres  $\lambda$  et  $\kappa$  sont de 0,09 et 0,014 respectivement; ces deux constantes sont liées à l'indice de compression ( $\lambda = C_c/\ln 10$ ) et à l'indice de gonflement ( $\kappa = C_r/\ln 10$ ). Le facteur M, qui définit le seuil d'écoulement plastique, est représenté par un angle de friction interne de 25° (Ladd et al. 1971).

La conductivité hydraulique ( $k_{sat}$ ) est déduite des données expérimentales à l'aide de l'équation 2.58.

Tableau 3.9 : Paramètres estimés à partir des données expérimentales (résultats tirés de Bowles, 1978) et utilisés pour la simulation numérique avec SIGMA/W.

	Argile bleue	Matériau fictif
Catégorie	Effective parameters w/PWP change	Total stress parameters
Loi de comportement	Cam Clay Modifié (CCM)	Linéaire élastique
E (kPa)	-	1 GPa
Indice des vides initial $e_0$	0,845	-
Contrainte initiale $p_c$ (kPa)	60	-
OCR	6	-
Contrainte initiale $p_0$ (kPa)	10	-
$\lambda$ ( $C_c$ )	0,09	-
$\kappa$ ( $C_r$ )	0,014	-
Poids volumique saturé $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	18,5	4000
Angle de friction interne $\phi'$ (°)	25	-
Coefficient de Poisson $\nu$	0,3	0,35
Conductivité hydraulique saturée $k_{sat}$ (m/s)	$6 \times 10^{-10}$	-

En se basant sur les résultats expérimentaux de Bowles (1978), on a estimé la variation de la conductivité hydraulique en fonction de la contrainte effective; le résultat est montré tel que mentionné à la figure 3.21. Le facteur de modification de la conductivité hydraulique ( $k$ -modifié) représente le rapport de la conductivité hydraulique initiale  $k_0$  sur celle au temps  $t$ ,  $k_t$ . La

conductivité hydraulique passe de  $6 \cdot 10^{-10}$  m/s (pour  $\sigma_v' = 10$  kPa) à  $6 \cdot 10^{-11}$  m/s (pour  $\sigma_v' = 110$  kPa ; voir aussi tableau 3.8).

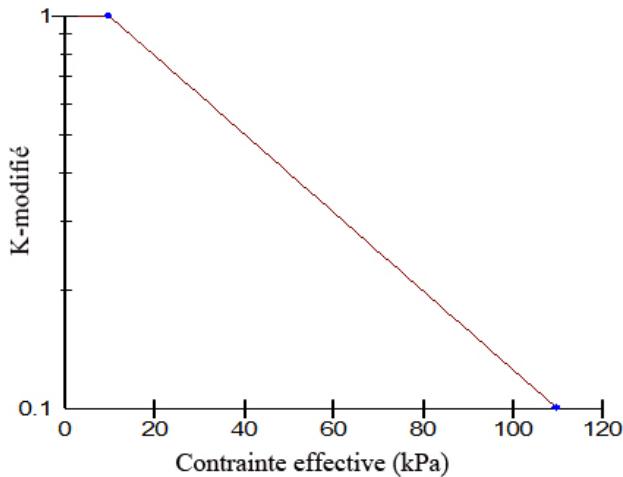


Figure 3.21: Facteur de modification de la conductivité hydraulique en fonction de la contrainte verticale effective  $\sigma_v'$ .

Un matériau fictif de 2,5 mm de hauteur est ajouté au-dessus de l'échantillon d'argile pour appliquer la contrainte effective initiale  $\sigma'_0$ . Les plaques drainantes sont représentées par les pressions interstitielles nulles au bas et haut de l'argile. La loi linéaire élastique a été adoptée pour ce matériau avec un module de rigidité élevée de 1 GPa et un poids unitaire de 4000 kN/m<sup>3</sup>; ceci produit une contrainte effective initiale de 10 kPa.

### 3.5.2 Principaux résultats

La figure 3.22 a) présente le résultat de la simulation (pour  $\sigma_v' = 200$  kPa) exprimé selon la dissipation des surpressions interstitielles  $\Delta u_e$  le long de l'axe verticale Y passant le centre de l'éprouvette (résultats obtenus avec SIGMA/W). On remarque que la surpression interstitielle est pratiquement dissipée 3 heures après l'application de la contrainte verticale. On constate aussi que cette dissipation est conforme à celle décrite par la théorie de consolidation de Terzaghi (e.g. Bowles, 1984). La figure 3.22 b) présente le résultat de la simulation (pour  $\sigma_v = 200$  kPa) selon l'évolution de la contrainte verticale effective le long de l'axe verticale Y passant le centre de l'éprouvette (résultats obtenus avec SIGMA/W). On voit qu'il y a augmentation progressive de la contrainte effective, qui croît proportionnellement à la dissipation de la pression interstitielle ( $\Delta \sigma' = -\Delta u_e$ ).

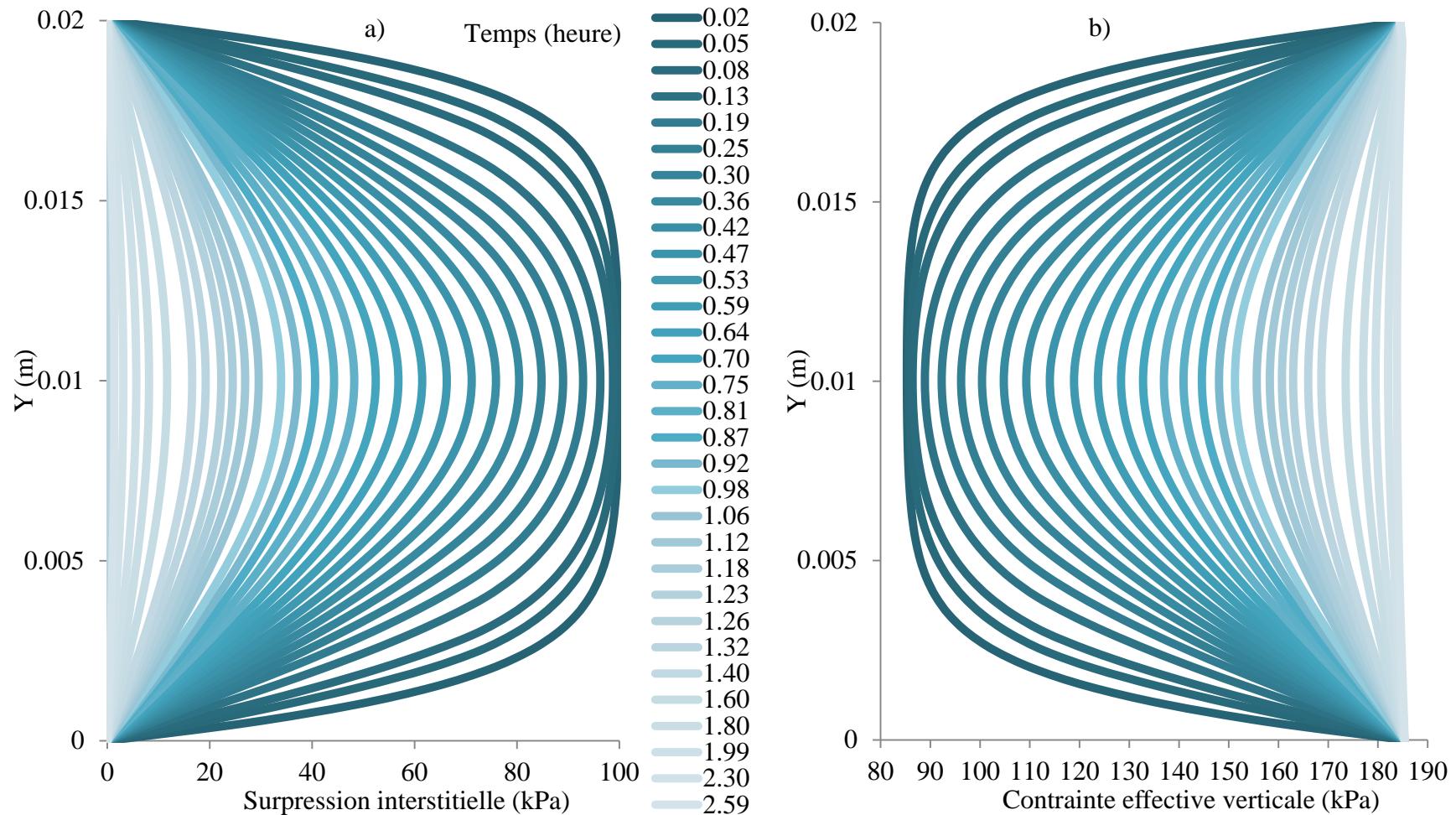


Figure 3.22: a) Dissipation des surpressions interstitielles en fonction du temps après l'application de la contrainte verticale de 200 kPa le long de l'axe Y passant le centre de l'éprouvette (résultats obtenus avec SIGMA/W), b) Évolution de la contrainte verticale effective après l'application de la contrainte verticale de 200 kPa le long de l'axe Y passant le centre de l'éprouvette (résultats obtenus avec SIGMA/W).

Les figures 3.23 (échelle arithmétique) et 3.24 (échelle semi-logarithmique) montrent la variation de l'indice de vide en fonction de la contrainte effective au point B. Les deux séries de résultats (numériques et expérimentales) coïncident très bien. La figure 3.23 présente aussi le coefficient de compressibilité  $a_v$ , qui varie selon le palier de chargement.

Sur la figure 3.24 on remarque qu'il y a deux portions sur la courbe. La première est la ligne de surconsolidation avec une pente qui suit l'indice de recompression. La deuxième est la ligne de consolidation normale avec une pente égale à la l'indice de compression  $C_c$  (e.g. Bowles, 1984; McCarthy, 2007). Cette figure montre aussi la contrainte de préconsolidation (60 kPa), à l'intersection des deux droites. A nouveau, on note une bonne concordance entre les valeurs expérimentales et celle obtenue avec le modèle SIGMA/W.

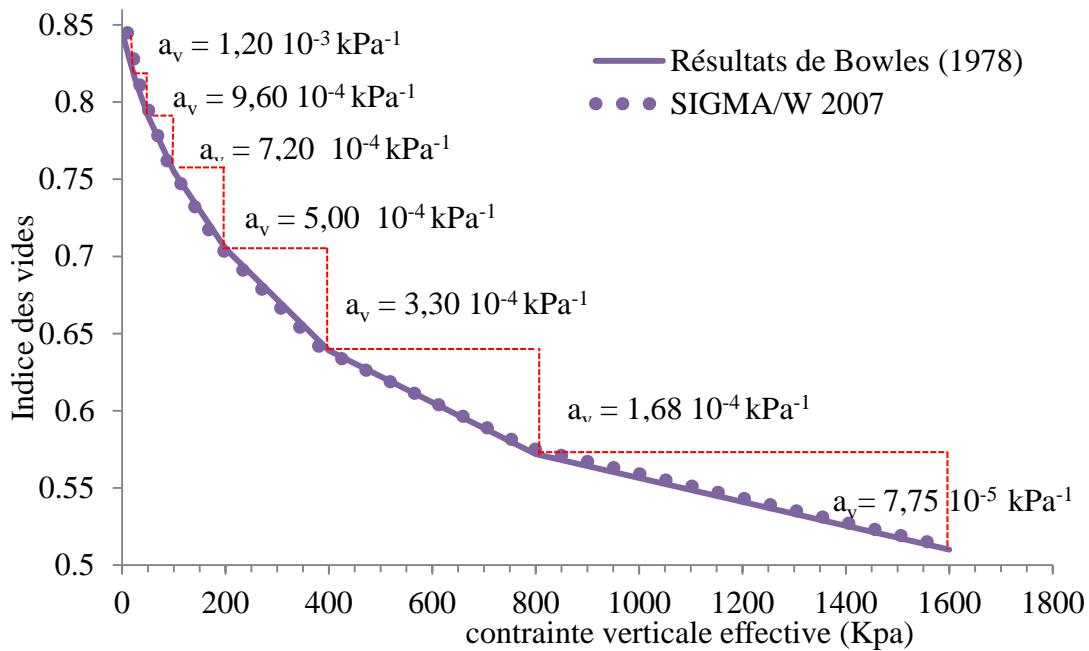


Figure 3.23: Variation de l'indice de vide  $e$  en fonction de la contrainte verticale effective,  $\sigma_v'$ , selon le modèle numérique et les données expérimentales (au point B).

La figure 3.25 montre la déformation en fonction de la contrainte verticale effective pour les (résultats numériques et expérimentaux point B). Les deux types de résultats montrent une très bonne corrélation.

À la figure 3.26, on montre le tassement au point A en fonction des contraintes effectives appliquée (échelle semi logarithme).

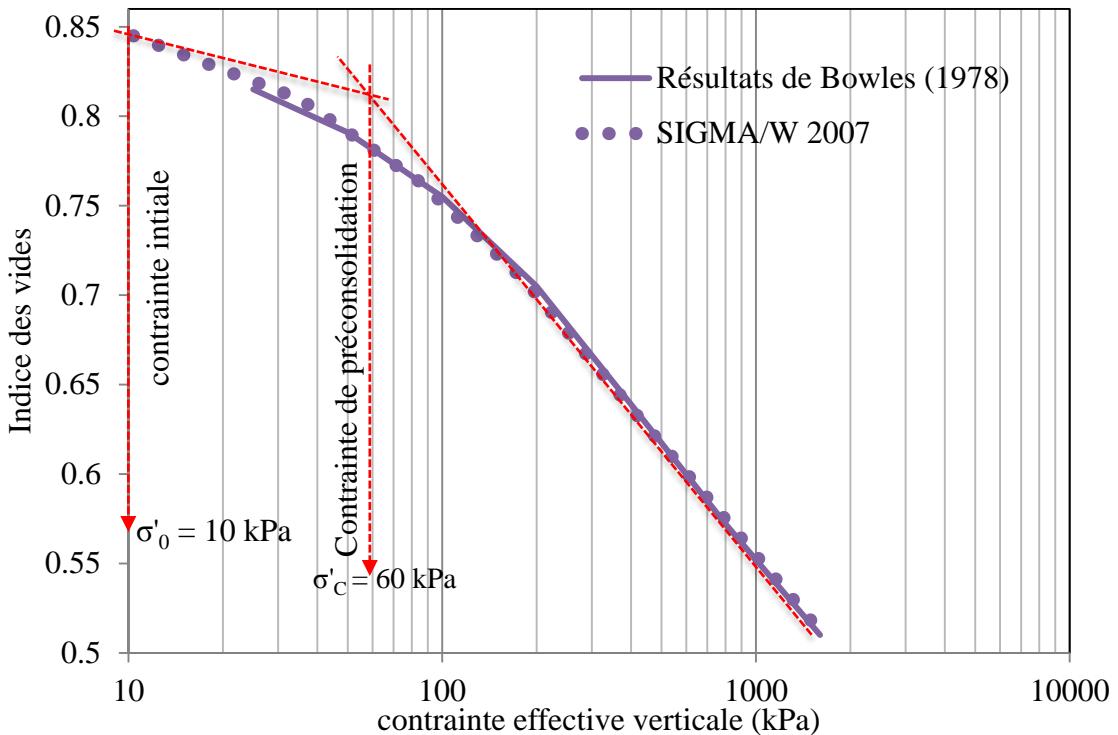


Figure 3.24: Variation de l'indice de vide en fonction de la contrainte effective (échelle semi-logarithmique) pour la simulation numérique et les résultats expérimentaux (au point B).

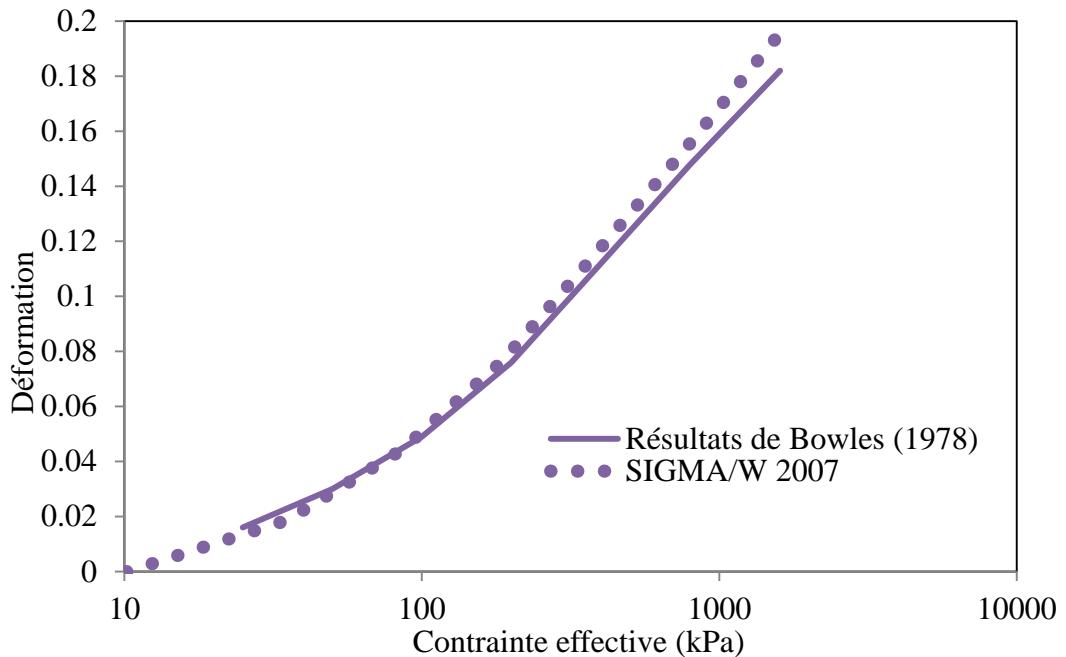


Figure 3.25: Variation de la déformation en fonction de la contrainte effective selon le modèle numérique et les données expérimentales (au point B).

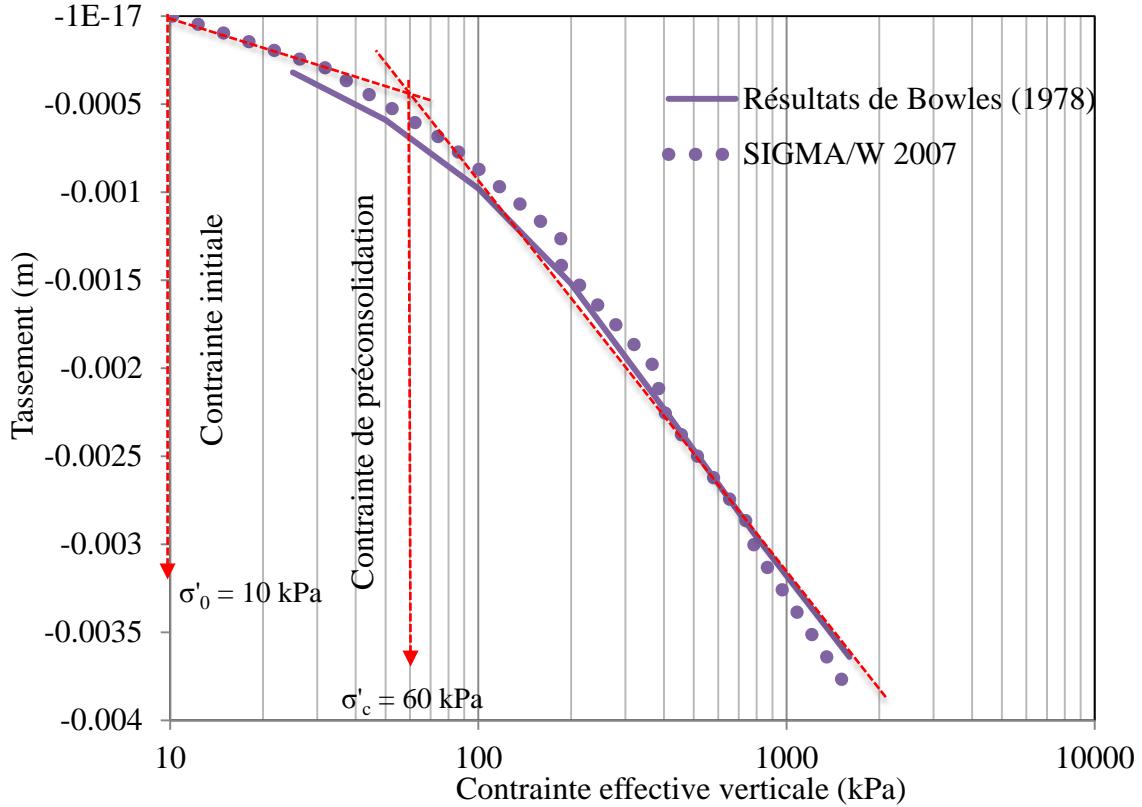


Figure 3.26: Déplacement vertical en fonction de la contrainte effective selon modèle numérique et mesuré expérimentalement (au point A).

Ces résultats indiquent que le modèle numérique SIGMA/W (avec la loi de comportement CCM) permet de bien reproduire les résultats expérimentaux lorsque les paramètres de la loi de comportement et les conditions aux frontières imposées sont représentatives des conditions expérimentales. D'autres comparaisons du même type sont montrées par Bolduc (2012).

### 3.6 Analyses comparatives avec SIGMA/W et SEEP/W

Le code SEEP/W (version 2007) de la compagnie Geoslope permet aussi (sous certaines conditions) de simuler la consolidation d'une cellule unitaire axisymétrique avec un drain vertical au centre. Les résultats présentés ici visent à comparer les résultats de calculs menés avec les codes numériques SIGMA/W et SEEP/W pour des conditions comparables les caractéristiques du code d'éléments finis SEEP/W sont présentés à la section 2.5.1.

Les caractéristiques du modèle numérique de la cellule unitaire construit avec le code SEEP/W sont identiques à celles du modèle SIGMA/W (section 3.3, voir tableau 3.7).

### 3.6.1 Simulations numériques d'une cellule unitaire avec le code SEEP/W

On présente le résultat de simulation du comportement des résidus miniers avec un drain (rigide) de roches stériles. Deux cas sont présentés ici (cas M et N). Le cas M correspond à une analyse numérique menée à l'aide du code SIGMA/W, soit un drain vertical sans zone de transition inséré dans des résidus miniers. Les propriétés du drain et des résidus utilisées pour les simulations avec SIGMA/W sont basées sur celles du tableau 3.7. Pour le cas M, on adopte les mêmes caractéristiques géotechniques et géométriques que pour le cas K<sub>2</sub> (section 3.3), sauf le rapport d'anisotropie qui est de 3 (i.e. k<sub>h</sub> = 3 k<sub>v</sub>) pour le cas M (et de 1 pour le K<sub>2</sub>).

Le cas (N) représente le modèle d'un drain vertical sans zone de transition construit à l'aide du code SEEP/W. La cellule unitaire simulée a une forme cylindrique (voir figure 3.1) avec une hauteur de 10 m, un rayon d'influence r<sub>e</sub> de 3 m et un rayon du drain r<sub>w</sub> de 0,425 m. Le maillage construit avec SEEP\W comporte 4625 éléments rectangulaires (0,08 m x 0,08 m) et 4788 noeuds. La figure 3.27 montre la géométrie et le maillage du modèle construit avec SEEP/W. La figure 3.28 présente les conditions aux frontières.

Les propriétés des matériaux utilisées avec le code SEEP/W sont présentées au tableau 3.10. Les deux principaux paramètres variables pris en compte ici sont la conductivité hydraulique et le coefficient de compressibilité volumique m<sub>v</sub> (=a<sub>v</sub>/1+e<sub>0</sub>) des résidus (et des stériles).

Le coefficient de compressibilité volumique m<sub>v</sub> peut être représenté en fonction du module de Young E et du coefficient de Poisson ν (Bowles 1984; McCarthy 2007), qui sont respectivement de 500 MPa et 0,3 pour les stériles (drains), et 10 MPa et 0,3 pour les résidus. On obtient des valeurs de m<sub>v</sub> de 1,486x10<sup>-6</sup> kPa<sup>-1</sup> et 7,429x10<sup>-5</sup> kPa<sup>-1</sup> pour les stériles et les résidus respectivement. La teneur en eau volumique initiale (θ<sub>s</sub> = n) est de 0,42 et 0,32 pour les résidus et les stériles, respectivement. Les valeurs de la conductivité hydraulique horizontale des résidus et des stériles sont respectivement de 10<sup>-8</sup> m/s et 10<sup>-4</sup> m/s. Le rapport d'anisotropie k<sub>h</sub>/k<sub>v</sub> = 3 pour les résidus et les stériles.

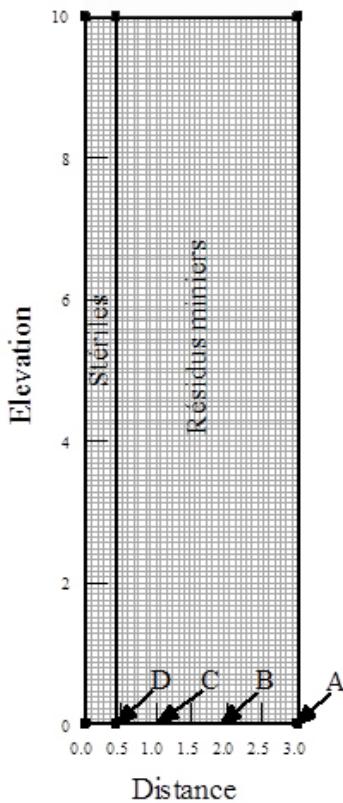


Figure 3.27: Géométrie et maillage utilisés pour des deux modèles numériques construits avec SEEP/W et SIGMA/W,  $r_e = 3 \text{ m}$  et  $r_w = 0,425 \text{ m}$ .

Tableau 3.10 : Propriétés des matériaux utilisés pour les simulations avec le code SEEP/W.

	$m_v(\text{kPa}^{-1})$	Teneur en eau volumique saturée initiale $\theta_s$	$k_h(\text{m/s})$	$k_v(\text{m/s})$
Stériles	$1,486 \cdot 10^{-6}$	0,32	$10^{-4}$	$3,33 \cdot 10^{-5}$
Résidus	$7,429 \cdot 10^{-5}$	0,42	$10^{-8}$	$3,33 \cdot 10^{-9}$

Pour le code SEEP/W, une charge hydraulique de 20 m ( $H_1 = 20 \text{ m}$ ) a été appliquée à la surface et à la base du modèle en condition initiale (modélisation en régime permanent), et une charge de 10 m ( $H_2 = 10 \text{ m}$ ) a été appliquée à la surface du modèle par la suite (modélisation en régime transitoire). Cette différence de charge hydraulique ( $H_1 - H_2 = 10 \text{ m}$ ) génère initialement une surpression interstitielle  $u_e$  de 100 kPa. Les conditions aux frontières (figure 3.28) appliquées avec le code SIGMA/W sont présentées à la figure 3.29.

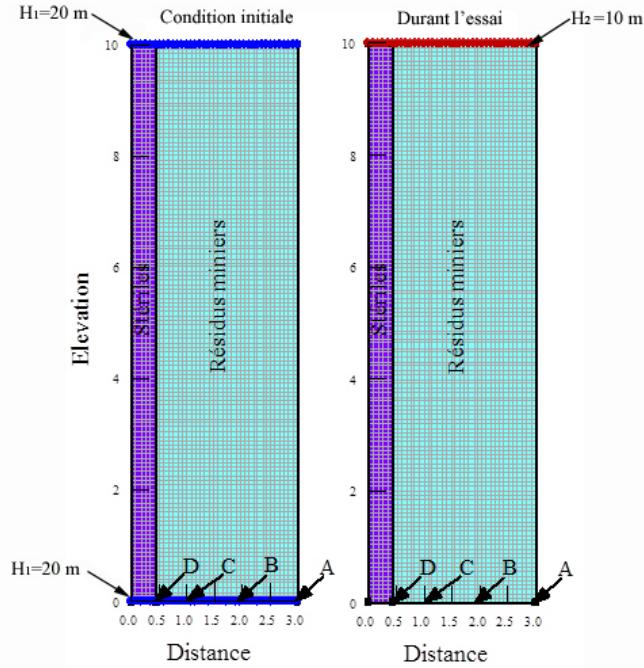


Figure 3.28 Cas N: Conditions aux frontières appliquées au modèle construit avec le code SEEP/W.

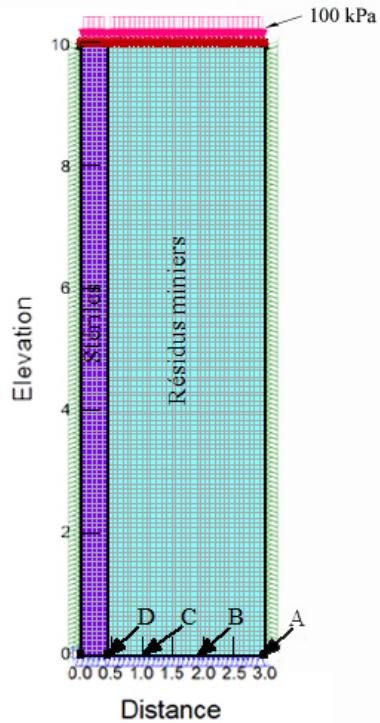


Figure 3.29 cas M: Conditions aux frontières appliquées au modèle construit avec le code SIGMA/W.

### 3.6.2 Principaux résultats

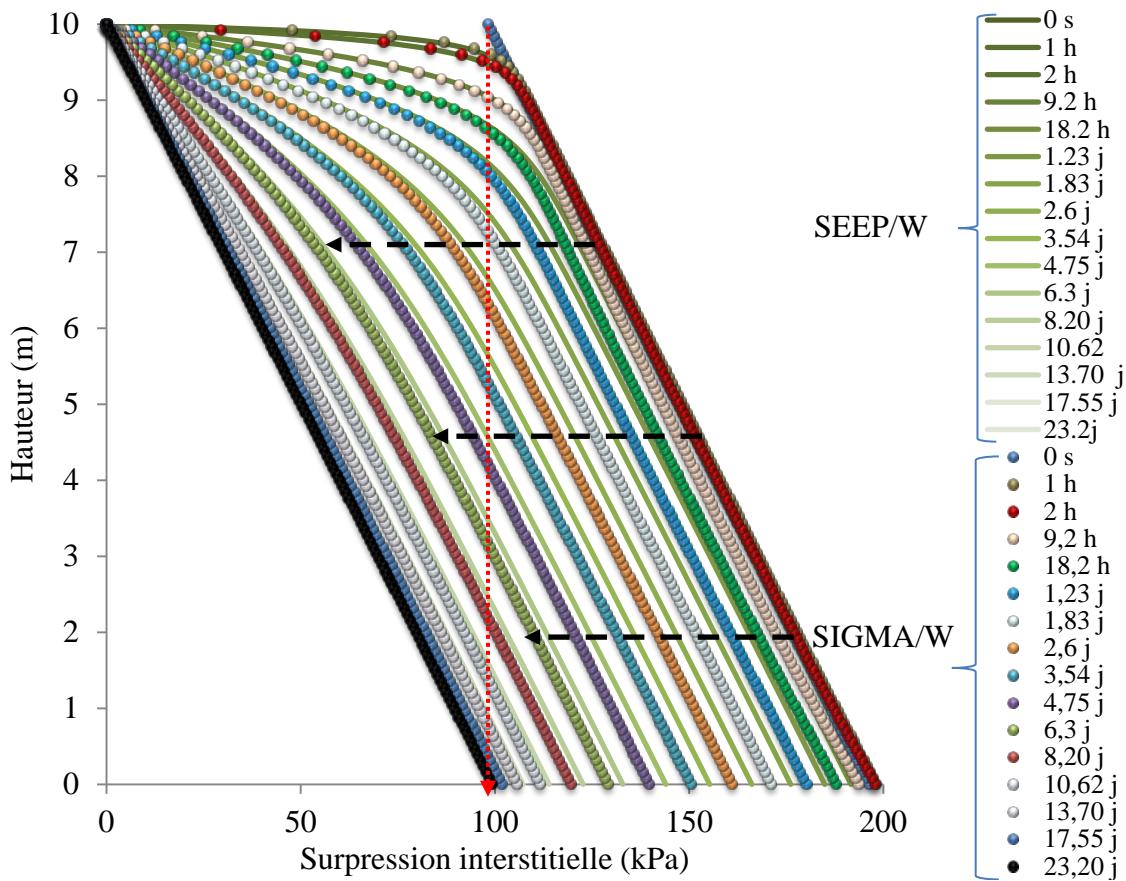
La figure 3.30 montre la variation de la pression interstitielle en fonction du temps et de la position verticale dans la cellule unitaire constituée de résidus miniers et d'un drain de roches stériles (au centre), obtenue des simulations menées avec SEEP/W et SIGMA/W. Cette variation est marquée par une dissipation graduelle des pressions interstitielles dans la cellule. Les pressions sont dissipées plus rapidement dans le haut de la cellule à cause du chemin de drainage de l'eau qui est plus court à cet endroit (en raison du drainage vertical vers la surface). Les résultats montrent que l'excès de la pression interstitielle passe de 100 à 0 kPa à la base de la cellule en 23 jours. Un équilibre hydrostatique est atteint à partir de ce moment sur toute la hauteur. Il y a un léger écart entre la surpression interstitielle obtenue avec SEEP/W et avec SIGMA/W; cet écart est un peu plus marqué vers le bas, mais il s'atténue durant la simulation. Ce léger écart peut être dû aux effets des contraintes effectives qui sont considérées dans les calculs avec SIGMA/W (contrairement au code SEEP/W qui ne calcule pas les contraintes effectives).

La figure 3.31 montre la distribution de la surpression interstitielle  $u_e$  en fonction du temps, avec l'effet du drain; cette figure montre aussi certaines lignes d'écoulement. On observe que l'équilibre hydrostatique est atteint dès la première heure de l'essai à l'intérieur du drain. Pour la suite la pression se dissipe progressivement dans les résidus.

On remarque aussi que plusieurs lignes d'écoulement sont verticales (vers la surface), alors que d'autres sont horizontales (vers le drain). La vitesse de dissipation est plus importante près du drain et de la surface. L'influence du drainage vers le haut devient moins importante avec le temps, et le drainage radial domine après les premières heures. On remarque que les équipotentielles évoluent progressivement pour atteindre l'équilibre hydrostatique à la fin de la simulation (à l'intérieur des résidus).

La figure 3.32 (a, b, c et d) compare la variation de la pression interstitielle en fonction du temps, obtenue avec les codes SIGMA/W et SEEP/W aux points A, B, C et D (voir figure 3.27). La dissipation de 90% ( $U_{90}$ ) de la surpression interstitielle se fait en environ 10 j au point A (figure

3.32a), 9 j au point B (figure 3.32b), 6 j au point C (figure 3.32c) et 2 h au point D (figure



3.32d).

Figure 3.30 Cas M et N: Variation de la pression interstitielle en fonction de la hauteur (le long de l'axe qui passe par le point A; voir figure 3.27) et du temps dans la cellule unitaire pour les deux codes numériques.

Tel qu'anticipé, la dissipation de la surpression interstitielle est plus rapide près du drain qu'à l'extrémité de la cellule, ce qui confirme l'effet du drain sur l'accélération de la consolidation.

Les résultats obtenus avec les deux codes numériques (SIGMA/W et SEEP/W) montrent un très bon accord.

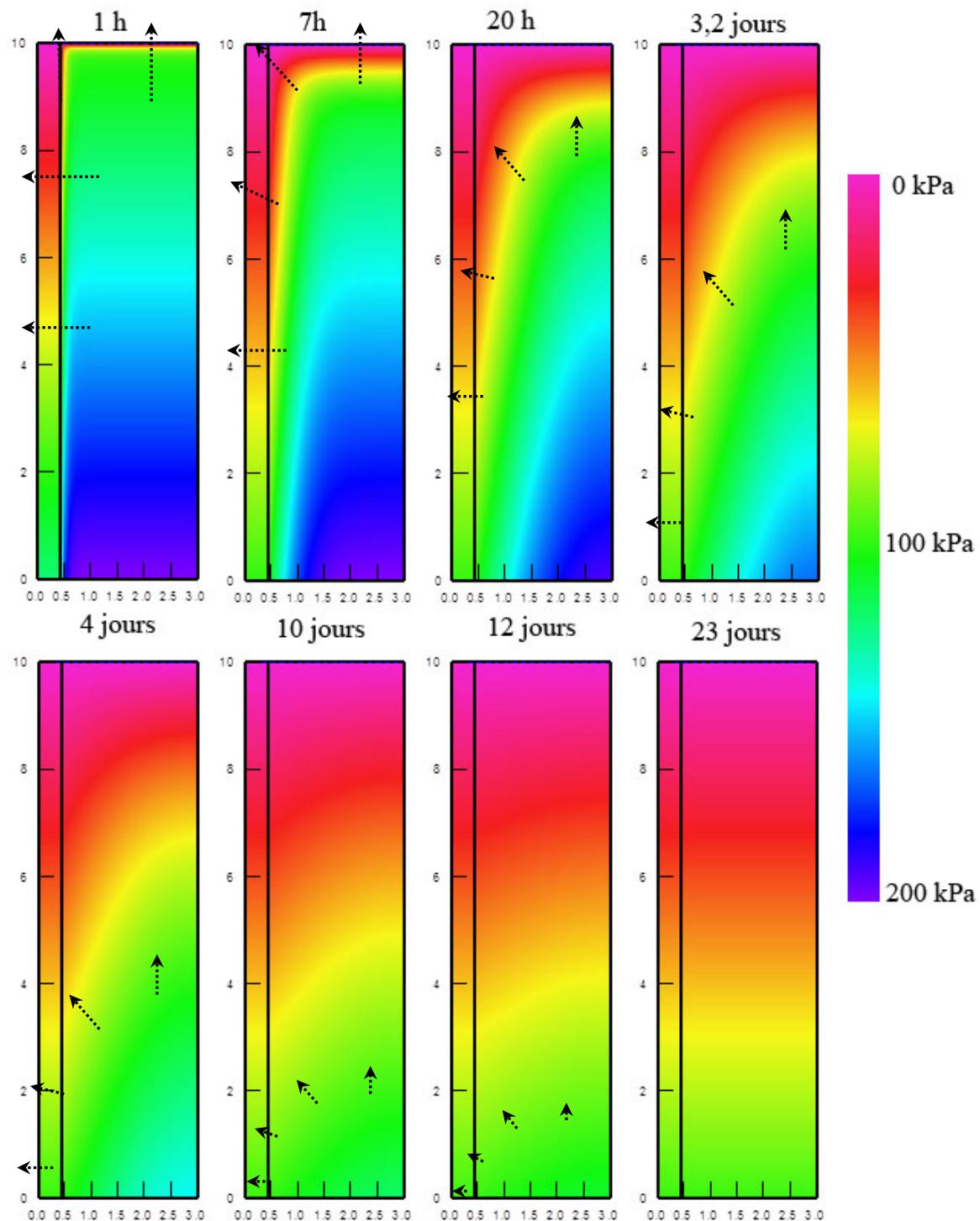


Figure 3.31 Cas N: Distribution des pressions interstitielles obtenues avec SEEP/W à différents temps pour le cas ; les flèches montrent les trajectoires correspondant aux lignes d'écoulement.

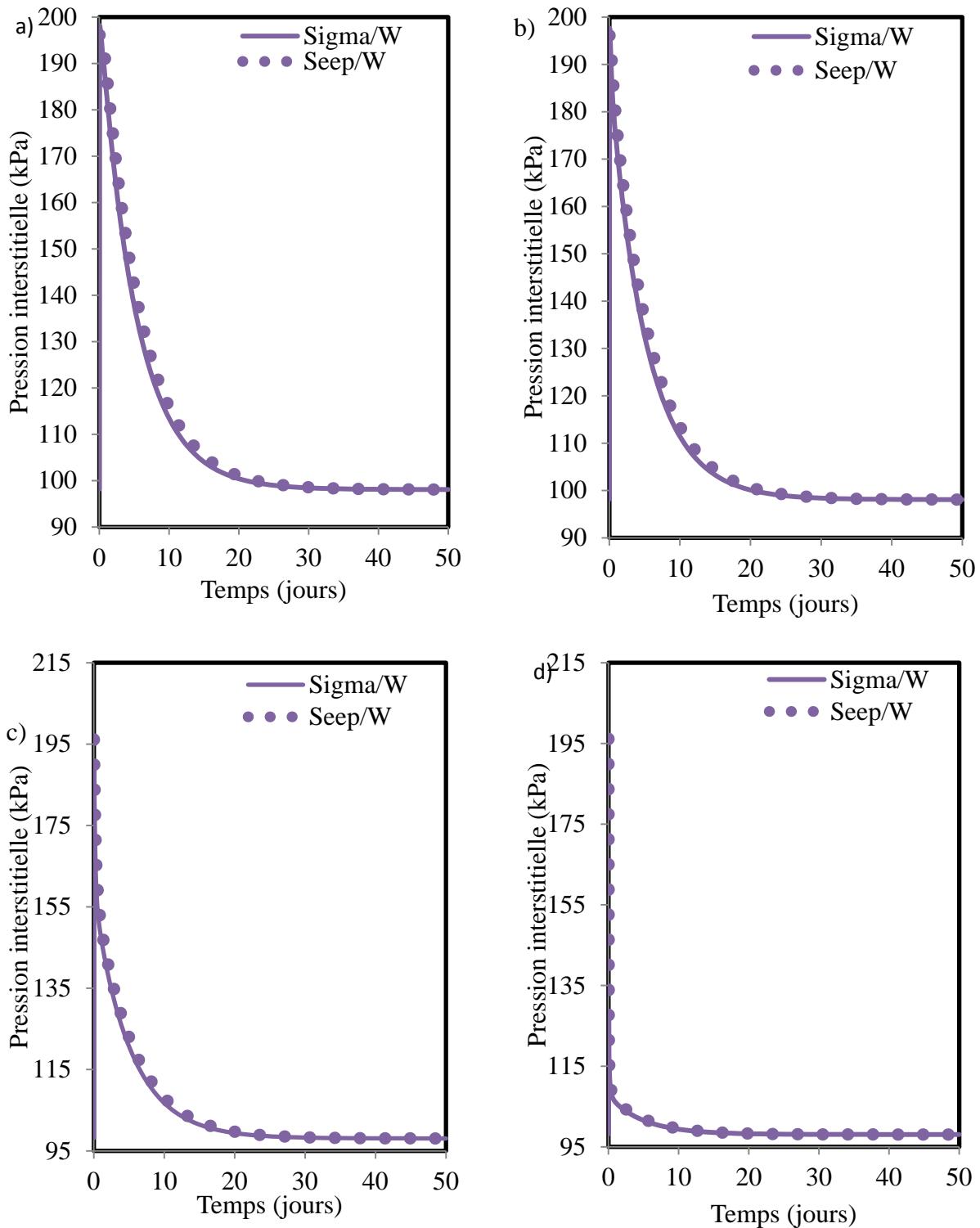


Figure 3.32 (cas M et N): Variation de la pression interstitielle obtenue avec les codes SIGMA/W et SEEP/W aux points a) A; b) B; c) C; d) D (voir figure 3.27).

### 3.7 Modèles axisymétrique et en déformation plane (2D)

Des simulations ont été réalisées avec le code SIGMA/W pour évaluer l'approche de conversion du modèle axisymétrique d'une cellule unitaire au modèle en déformation plane (2D). Cette conversion a été présentée à la section 2.3.5. Le modèle de la cellule unitaire avec une colonne au centre (drain) est utilisé pour évaluer la méthode selon l'approche (analytique) de Tan et Oo (2008).

Cette section présente les principaux résultats d'une étude paramétrique visant à évaluer l'influence relative de différentes caractéristiques liées à la conversion du modèle dont la géométrie est axisymétrique (Axi) vers une condition en déformation plane (PS). Dans ce qui suit, le modèle PS1 consiste à convertir le modèle axisymétrique en changeant les propriétés géotechniques du sol et du drain, i.e. la conductivité hydraulique du sol environnant et la rigidité du drain (selon l'approche proposée par Tan et Oo, 2008, présentée à la section 2.3.5). Le modèle PS2 consiste à convertir le modèle axisymétrique en un modèle 2D en changeant les propriétés géométriques du sol et du drain. La méthodologie d'analyse consiste ici à modifier un paramètre ou une caractéristique spécifique à la fois dans les analyses numériques. Les résultats des simulations numériques sont ensuite comparés entre eux.

#### 3.7.1 Modèle numérique

Les tableaux 3.11 et 3.12 résument les conditions des diverses simulations effectuées pour chaque série d'analyse. Tous les cas d'une série sont identiques au cas de référence mis à part un ou deux paramètres qui sont modifiés. Les principaux aspects étudiés portent sur l'influence de la loi de comportement, le type de déformation en surface (libre ou uniforme) et le rapport du diamètre d'influence sur le diamètre du drain ( $N = r_e/r_w$ ).

Les tableaux 3.11 et 3.12 présentent aussi les caractéristiques géométriques et géotechniques utilisées dans les différents modèles simulés avec le code SIGMA/W (basées sur les données de l'étude de Tan et Oo 2008). Pour les cas O<sub>0</sub>, O<sub>1</sub> et O<sub>2</sub>, le modèle axisymétrique et le modèle en déformation plane PS1, le rayon d'influence est de 1,275 m et le rayon du drain est de 0,421 m. Pour le modèle en déformation plane PS2, le rayon d'influence est de 1,13 m et le rayon du drain est de 0,126 m (conformément aux solutions analytiques de Tan et Oo 2008). Les trois modèles ont un maillage rectangulaire avec des éléments de 0,08m x 0,08m (figure 3.33).

Tableau 3.11 : Caractéristiques géométriques et géotechniques utilisées dans les différentes simulations axisymétriques et 2D menées avec le code SIGMA/W (basées sur l'étude de Tan et Oo 2008)

série	cas	modèle	$r_e$ (m)	$r_w$ (m)	$k_h$ drain (m/s)	$k_h$ sol fin (m/s)	$E$ drain (MPa)	$E$ sol fin (MPa)
O	$O_0$	AXI	1,275	0,425	$3,47 E^{-5}$	$3,47 E^{-9}$	30	3
		PS1	1,275	0,425	$3,47 E^{-5}$	$2,6 E^{-9}$	12	
		PS2	1,13	0,126	$3,47 E^{-5}$	$3,47 E^{-9}$	30	
P	$P_0$	AXI	1,275	0,425	$3,47 E^{-5}$	$3,47 E^{-9}$	30	3
		PS1	1,275	0,425	$3,47 E^{-5}$	$2,6 E^{-9}$	12	
		PS2	1,13	0,126	$3,47 E^{-5}$	$3,47 E^{-9}$	30	
Q	$Q_0$	AXI	1,275	0,425	$3,47 E^{-5}$	$3,47 E^{-9}$	30	3
	$Q_0$	PS1	1,275	0,425	$3,47 E^{-5}$	$2,6 E^{-9}$	12	
	$Q_0$	PS2	1,13	0,126	$3,47 E^{-5}$	$3,47 E^{-9}$	30	
P	$P_0$	AXI	1,275	0,320	$3,47 E^{-5}$	$3,47 E^{-9}$	30	3
	$P_1$	PS1	1,275	0,320	$3,47 E^{-5}$	$2,6 E^{-9}$	12	
	$P_2$	PS2	1,13	0,071	$3,47 E^{-5}$	$3,47 E^{-9}$	30	
	$P_3$	AXI	1,275	0,255	$3,47 E^{-5}$	$3,47 E^{-9}$	30	
	$P_4$	PS1	1,275	0,255	$3,47 E^{-5}$	$2,6 E^{-9}$	12	
	$P_5$	PS2	1,13	0,045	$3,47 E^{-5}$	$3,47 E^{-9}$	30	

Tableau 3.12 : Loi de comportement et type de déformation utilisées dans les différents simulations axisymétriques et 2D avec le code SIGMA/W pour les sols mous (basée sur l'étude de Tan et Oo 2008)

série	Loi de comportement	Type de déformation
O	Linéaire élastique	Uniforme
P	Élastoplastique	Uniforme
Q	Linéaire élastique	Libre
R	Linéaire élastique	Libre

Pour les trois modèles (AXI, PS1, PS2), la valeur de la cohésion du sol fin et de la colonne en gravier (drain) est respectivement de 1 kPa et 0,1 kPa. Les angles de friction interne du sol fin et du gravier sont respectivement de  $22^\circ$  et  $40^\circ$ . Le poids volumique sec des deux matériaux est de

$15 \text{ kN/m}^3$ . Le coefficient de Poisson est de 0,3 pour les deux matériaux (ces données sont tirées de Tan et Oo 2008).

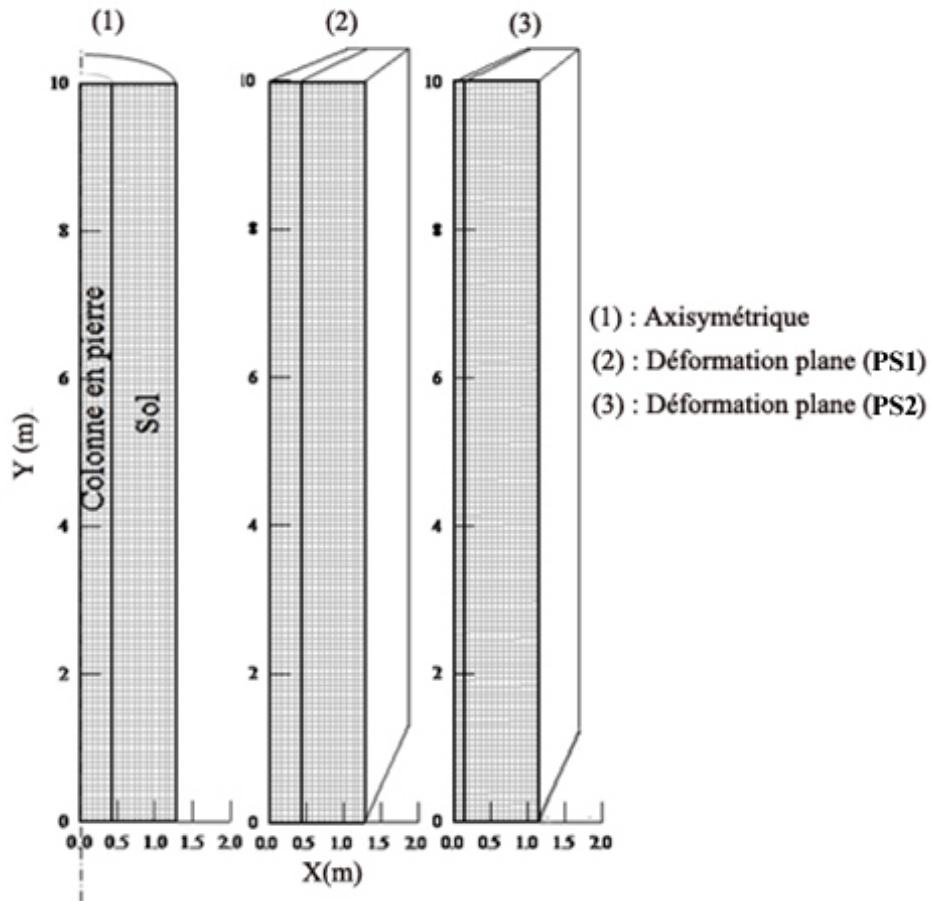


Figure 3.33: Les trois modèles numériques simulés avec le code SIGMA/W (basés sur les cas évalués analytiquement par Tan et Oo 2008); on voit le modèle circulaire axisymétrique AXI et les modèles 2D en déformation plane, PS1 et PS2.

La conductivité hydraulique du drain pour les trois modèles prend une valeur de  $3,47 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ . La conductivité hydraulique horizontale du sol fin pour les modèles AXI et PS2 est de  $3,47 \times 10^{-9} \text{ m/s}$  et cette valeur est de  $2,6 \times 10^{-9} \text{ m/s}$  pour le modèle PS1. La conductivité hydraulique horizontale est donc trois fois plus grande que la conductivité hydraulique verticale pour les deux matériaux (tel que stipulé dans les analyses de Tan et Oo 2005, 2008).

Le module de Young E du sol fin prend une valeur de 3000 kPa, tandis que celui du drain pour les modèles AXI et PS2 prend une valeur de 30 MPa; pour le modèle PS1, cette valeur de E est de 12 MPa.

Une plaque rigide a été ajoutée au sommet des modèles pour assurer un déplacement uniforme (lorsqu'elle s'applique). Le matériau de la plaque a un comportement élastique, avec une grande rigidité ( $E = 7 \cdot 10^9$  kPa) et un poids volumique nul; son épaisseur est de 30 cm. La valeur élevée du module de Young E permet de maintenir un déplacement uniforme en surface.

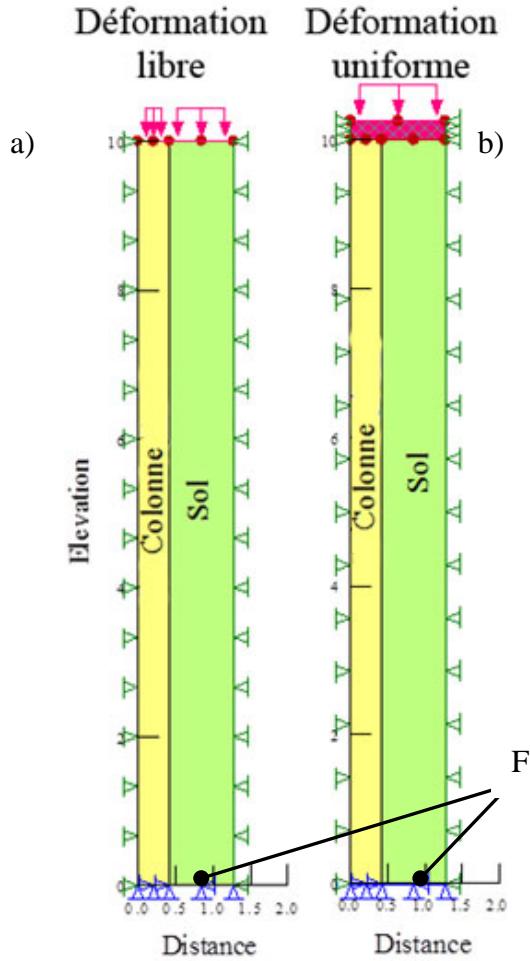


Figure 3.34: Conditions aux frontières pour les deux types de simulation: a) déformation libre en surface, b) déplacement uniforme (avec plaque rigide).

Les déplacements horizontaux sont nuls aux parois pour les trois modèles numériques (AXI, PS1 et PS2). Les déplacements verticaux et horizontaux sont nuls à la base (figure 3.34). Une charge hydraulique de 10 m est appliquée au sommet du modèle avec une condition de drainage à la surface; le niveau de la nappe est situé au sommet des trois modèles. Une contrainte effective de 100 kPa est aussi appliquée au sommet au début de chaque simulation.

### 3.7.2 Principaux résultats

Les résultats obtenus avec les modèles AXI, PS1 et PS2 sont comparés entre eux pour évaluer les effets de la loi de comportement (élastoplastique ou linéaire élastique), du type de déformation (libre ou uniforme) et du rapport du diamètre ( $N$ ). Les résultats sont évalués sur la base des tassements, de la contrainte verticale effective et de la pression interstitielle en excès.

#### Effet de la loi de comportement

La figure 3.36 a) présente le tassement du sol en surface, en fonction du temps, pour les trois types de modèles avec une loi de comportement linéaire élastique (cas  $O_0$ ,  $O_1$  et  $O_2$ ) et avec une loi de comportement élastoplastique (cas  $P_0$ ,  $P_1$  et  $P_2$ ). On remarque que le tassement est de 0,14 m, 0,131 m et 0,134 m pour les cas  $O_0$ ,  $O_1$  et  $O_2$  respectivement; le tassement est de 0,189 m, 0,140 m et 0,197 m pour les cas  $P_0$ ,  $P_1$  et  $P_2$  respectivement. On remarque aussi que les résultats des cas  $O_0$  et  $O_2$  sont très similaires (aussi pour  $P_0$  et  $P_2$ ). Par contre, le modèle SP1 (cas  $O_1$  et  $P_1$ ) montre un comportement différent des autres modèles (AXI et SP2) aux premiers jours des simulations. À la fin des simulations (100 jours), la différence de tassement entre les cas  $P_1$  et  $P_0$  est de 0,049 m et entre les cas  $P_1$  et  $P_2$  est de 0,057 m. Ces résultats sont conformes avec ceux obtenus analytiquement par Tan et Oo 2008 (voir figure 3.36).

La figure 3.35 b) montre l'évolution de la contrainte verticale effective au point F (voir figure 3.34), en fonction du temps pour les trois cas avec une loi de comportement linéaire élastique (cas  $O_0$ ,  $O_1$  et  $O_2$ ) et avec une loi de comportement élastoplastique (cas  $P_0$ ,  $P_1$  et  $P_2$ ). On observe que les contraintes verticales effectives pour les cas  $O_0$ ,  $O_1$ ,  $O_2$ ,  $P_0$  et  $P_2$  se ressemblent au début de la simulation. La contrainte verticale effective diminue (vers le bas sur l'axe Y) pour les cas ( $P_0$ ,  $P_1$  et  $P_2$ ) pendant les premiers jours de consolidation, cette contrainte atteint 96 kPa, 123 kPa et 129 kPa respectivement pour les cas  $P_1$ ,  $P_2$  et  $P_0$  après 30 jours (pour  $P_1$ ) et 45 jours (pour  $P_0$  et  $P_2$ ).

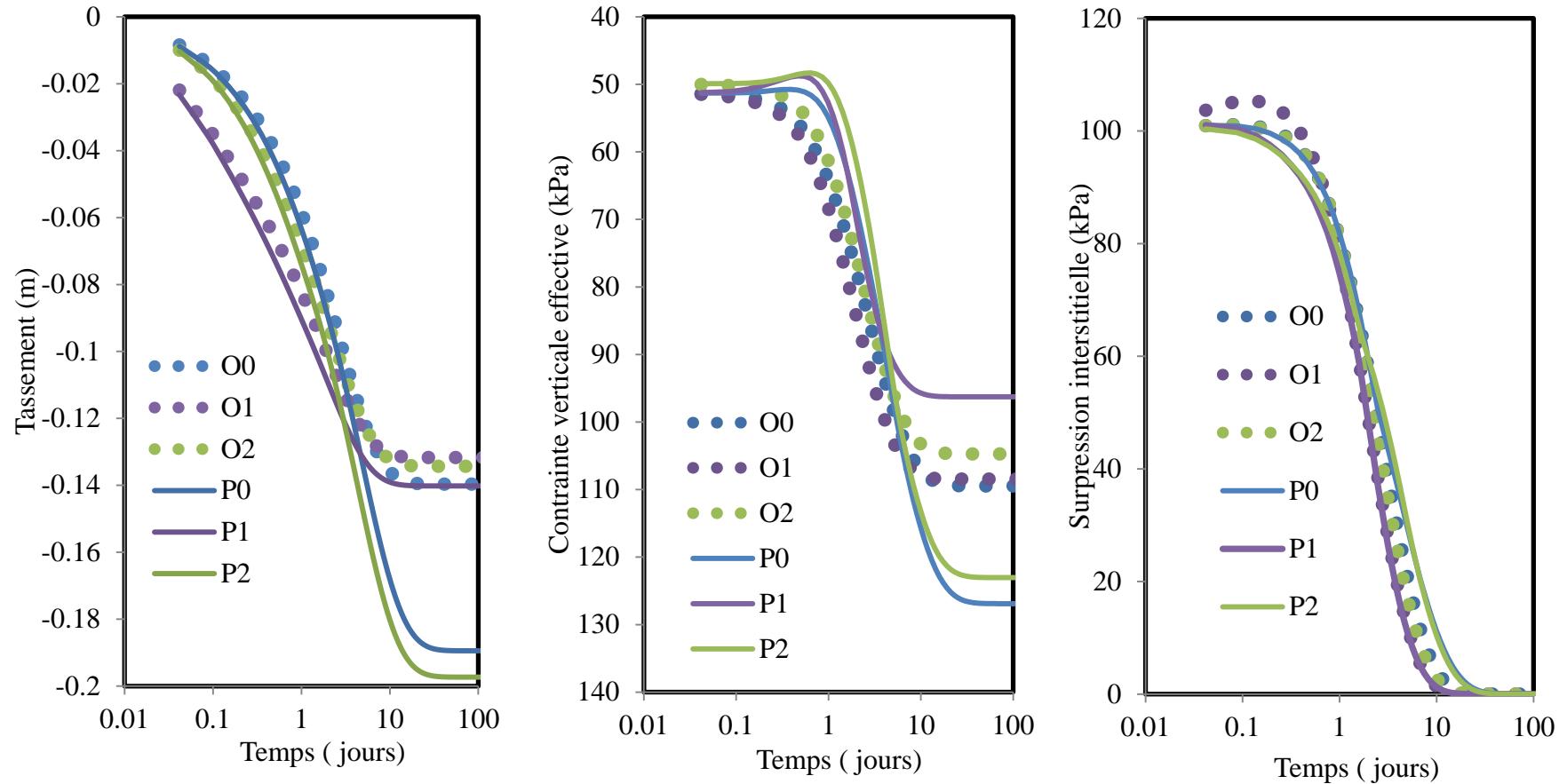


Figure 3.35: Résultats des simulations pour les trois types de modèles, AXI, PS1, PS2 avec une loi de comportement linéaire élastique (cas O<sub>1</sub>, O<sub>2</sub> et O<sub>3</sub>) et avec une loi de comportement élastoplastique (cas P<sub>0</sub>, P<sub>1</sub> et P<sub>2</sub>) : a) tassement du sol en surface, b) contrainte verticale effective au point F , c) surpression interstitielle au point F (voir détails sur figure 3.34).

La figure 3.35 c) présente l'évolution de la surpression interstitielle au point F en fonction du temps pour les trois cas avec une loi de comportement linéaire élastique (cas O<sub>0</sub>, O<sub>1</sub> et O<sub>2</sub>) et avec la loi élastoplastique (cas P<sub>0</sub>, P<sub>1</sub> et P<sub>2</sub>). La surpression interstitielle est dissipée après environ 25 jours et 20 jours pour les cas O<sub>0</sub>, O<sub>2</sub> et le cas O<sub>1</sub>, respectivement. La surpression interstitielle est dissipée après environ 45 jours et 30 jours pour les cas P<sub>0</sub>, P<sub>2</sub> et le cas P<sub>1</sub> respectivement.

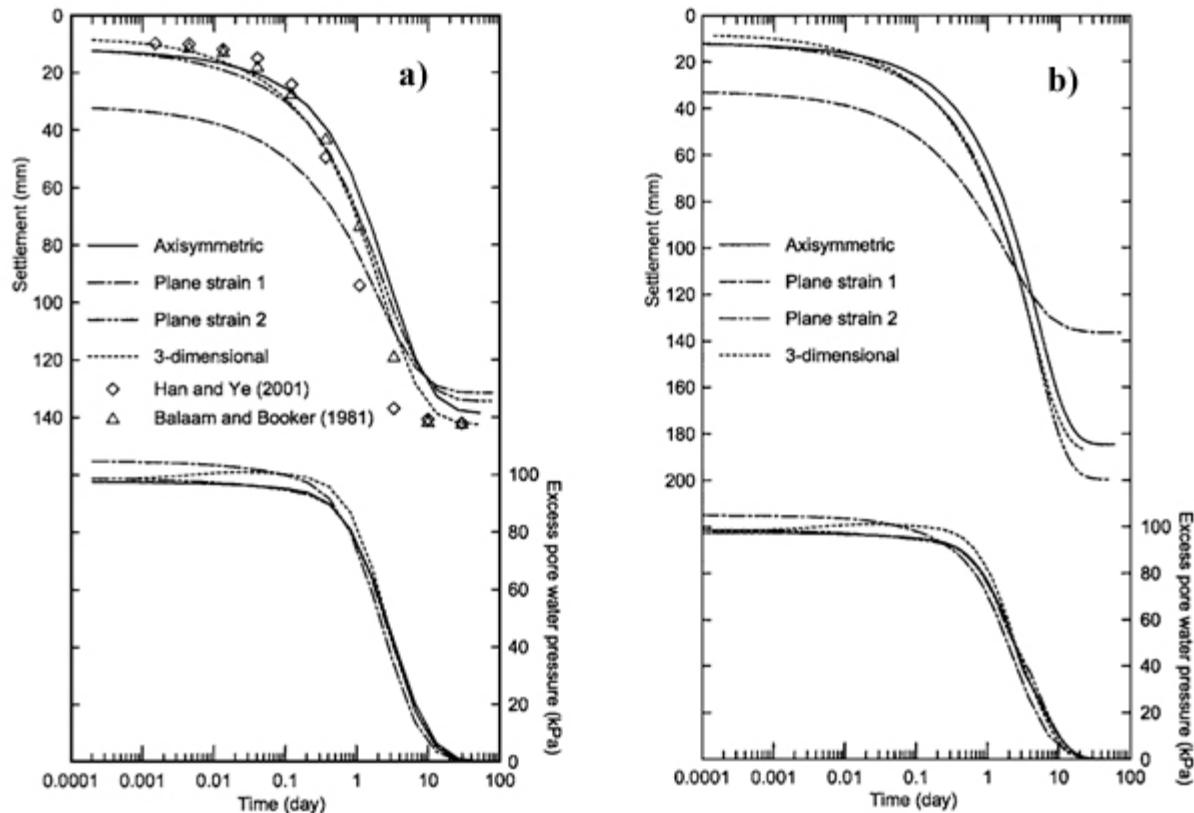


Figure 3.36: Tassement du sol en surface et surpression interstitielle au point F pour les trois types de modèles (AXI, PS1, PS2) avec une déformation uniforme a) avec une loi de comportement linéaire élastique; b) avec une loi de comportement élastoplastique (tiré de Tan et Oo 2008).

Les résultats du modèle en déformation plane-PS 2 (cas O<sub>2</sub>) et du cas axisymétrique (O<sub>0</sub>) sont bien corrélés et la différence du tassement final est limitée à seulement 0,006 m. Les résultats du modèle en déformation plane PS1 (cas O<sub>1</sub>) montrent une différence de tassement final de 0,007 m.

Les résultats du modèle en déformation plane-PS2 (cas P<sub>2</sub>) et le cas axisymétrique (P<sub>0</sub>) sont bien corrélés et la différence du tassement final est limitée à seulement 0,008 m pour le cas (P<sub>2</sub>). Les résultats du modèle en déformation plane PS1 (cas P<sub>1</sub>) montrent une différence de tassement de 0,049 m pour le cas P<sub>1</sub>.

Ces résultats indiquent que le modèle (PS1) ne prédit pas très bien le tassement à long terme, quand la loi de comportement élastoplastique (critère Mohr Coulomb) est appliquée. Pour évaluer les raisons de cette divergence, une simulation du comportement élastoplastique pour les cas P<sub>0</sub>, P<sub>1</sub> et P<sub>2</sub> a été réalisée avec le code SIGMA/W. La figure 3.37 montre que la zone de plasticité (montrée par une couleur jaune) est très développée au niveau du drain et à la base des sols fins pour les modèles AXI et PS2. Celle-ci est presque nulle sur la totalité du modèle (PS1). Ceci est dû à la grande section transversale du drain par rapport aux sols fins pour le modèle P<sub>1</sub>. Ce comportement est confirmé à celui rapporté dans l'étude menée par Tan et Oo (2008). La figure 3.38 montre le résultat de la simulation du comportement obtenu avec le code Plaxis par Tan et Oo (2008). Ce comportement est presque le même que celui montré sur la figure 3.37.

L'absence de la plasticité pour le cas P<sub>1</sub> explique la valeur du tassement dans ce cas (P<sub>1</sub>), qui est proche des cas O<sub>0</sub>, O<sub>1</sub> et O<sub>2</sub> (linéaire élastique).

Donc le modèle PS1 (cas P<sub>1</sub>) donnerait une mauvaise représentation du cas axisymétrique. La conversion basée sur la méthode PS2 (cas P<sub>2</sub>) est donc préférable. Ceci confirme les conclusions de Tan et Oo (2008).

La conversion d'un modèle axisymétrique (O<sub>0</sub>) avec une loi de comportement linéaire élastique donne des résultats similaires pour les cas P<sub>1</sub> et P<sub>2</sub>.

La conversion d'un modèle axisymétrique (P<sub>0</sub>) avec une loi de comportement élastoplastique donne des résultats similaires seulement pour le cas P<sub>2</sub>. Cependant, la conversion d'une cellule cylindrique (P<sub>0</sub>) en modèle de déformation plane cas P<sub>1</sub> (selon l'approche du modèle PS2) donne des résultats très différents.

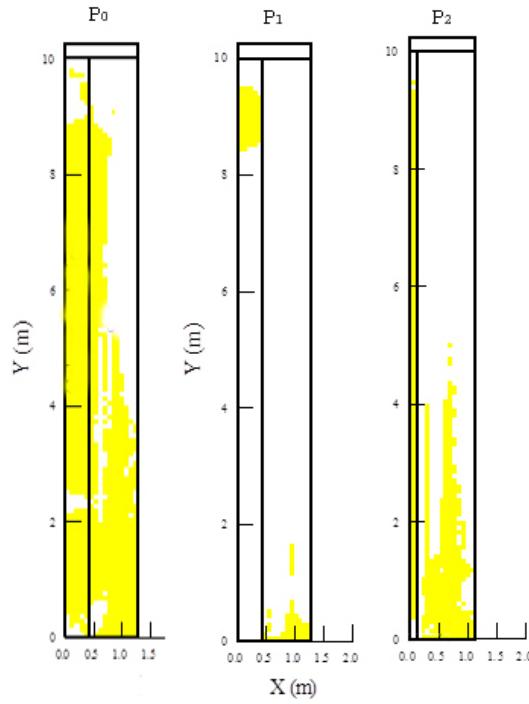


Figure 3.37 : Simulation du comportement élastoplastique des cas P<sub>0</sub>, P<sub>1</sub> et P<sub>2</sub> et zones de plasticité (en jaune) obtenues avec le code SIGMA/W à la fin de la consolidation (après 100 jours).

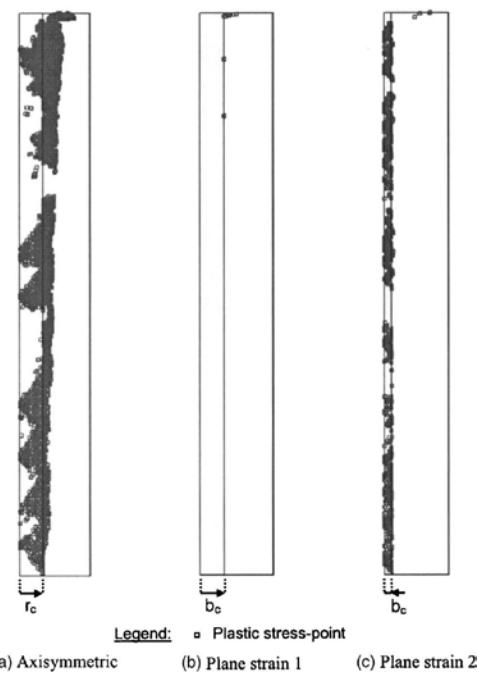


Figure 3.38 : Simulation du comportement plastique des modèles (P<sub>0</sub>, P<sub>1</sub> et P<sub>2</sub>) (tiré de Tan et Oo 2008).

### **Effet du type de la déformation en surface**

La figure 3.39a présente le tassement en surface (en fonction du temps) pour les trois modèles (AXI, PS1 et PS2) avec un déplacement uniforme (cas O<sub>1</sub>, O<sub>2</sub> et O<sub>3</sub>) et avec un déplacement libre (cas Q<sub>0</sub>, Q<sub>1</sub> et Q<sub>2</sub>). On remarque que le tassement final est de 0,14 m, 0,131 m et 0,134 m pour les cas O<sub>0</sub>, O<sub>1</sub> et O<sub>2</sub> respectivement, et de 0,153 m, 0,145 m et 0,149 m pour les cas Q<sub>0</sub>, Q<sub>1</sub> et Q<sub>2</sub> respectivement. On remarque aussi que l'allure des résultats pour les cas O<sub>0</sub> et O<sub>2</sub> (AXI et PS2) est très similaire (et aussi pour Q<sub>0</sub> et Q<sub>2</sub>). Par contre, le modèle PS1 (cas O<sub>1</sub> et Q<sub>1</sub>) se comporte un peu différemment des autres modèles.

La figure 3.39b montre l'évolution de la contrainte verticale effective du sol au point F (en fonction du temps), pour les trois types de modèles avec un déplacement uniforme (cas O<sub>1</sub>, O<sub>2</sub> et O<sub>3</sub>) et avec un déplacement libre (cas Q<sub>0</sub>, Q<sub>1</sub> et Q<sub>2</sub>). On observe que l'évolution de la contrainte verticale effective est similaire pour les cas O<sub>0</sub> et Q<sub>0</sub>, ainsi que pour les cas O<sub>1</sub> et Q<sub>1</sub> (à la fin de simulation). Cependant, un écart est observé entre les cas O<sub>2</sub> et Q<sub>2</sub> (modèles PS2).

La figure 3.39c présente l'évolution de la surpression interstitielle du sol au point F (en fonction du temps) pour les trois types de modèles avec un déplacement uniforme (cas O<sub>1</sub>, O<sub>2</sub> et O<sub>3</sub>) et avec une déformation libre (cas Q<sub>0</sub>, Q<sub>1</sub> et Q<sub>2</sub>). On observe que la dissipation de la surpression interstitielle est similaire pour tous les cas O<sub>0</sub> et Q<sub>0</sub>, cas O<sub>1</sub> et Q<sub>1</sub> et aussi pour les cas O<sub>2</sub> et Q<sub>2</sub>, pendant toute la durée de la simulation. On remarque aussi qu'il y a une petite augmentation de la surpression interstitielle pour les cas O<sub>1</sub> et Q<sub>1</sub> au premier jour de simulation, suivie par une dissipation plus rapide.

La figure 3.40 montre le tassement à la surface et à une profondeur de 4 m (au-dessus du point F) de la surface pour le cas O<sub>0</sub> à la fin de la simulation. Pour le déplacement libre, le tassement devient plus important en s'éloignant du drain; ceci diffère pour le cas du déplacement uniforme.

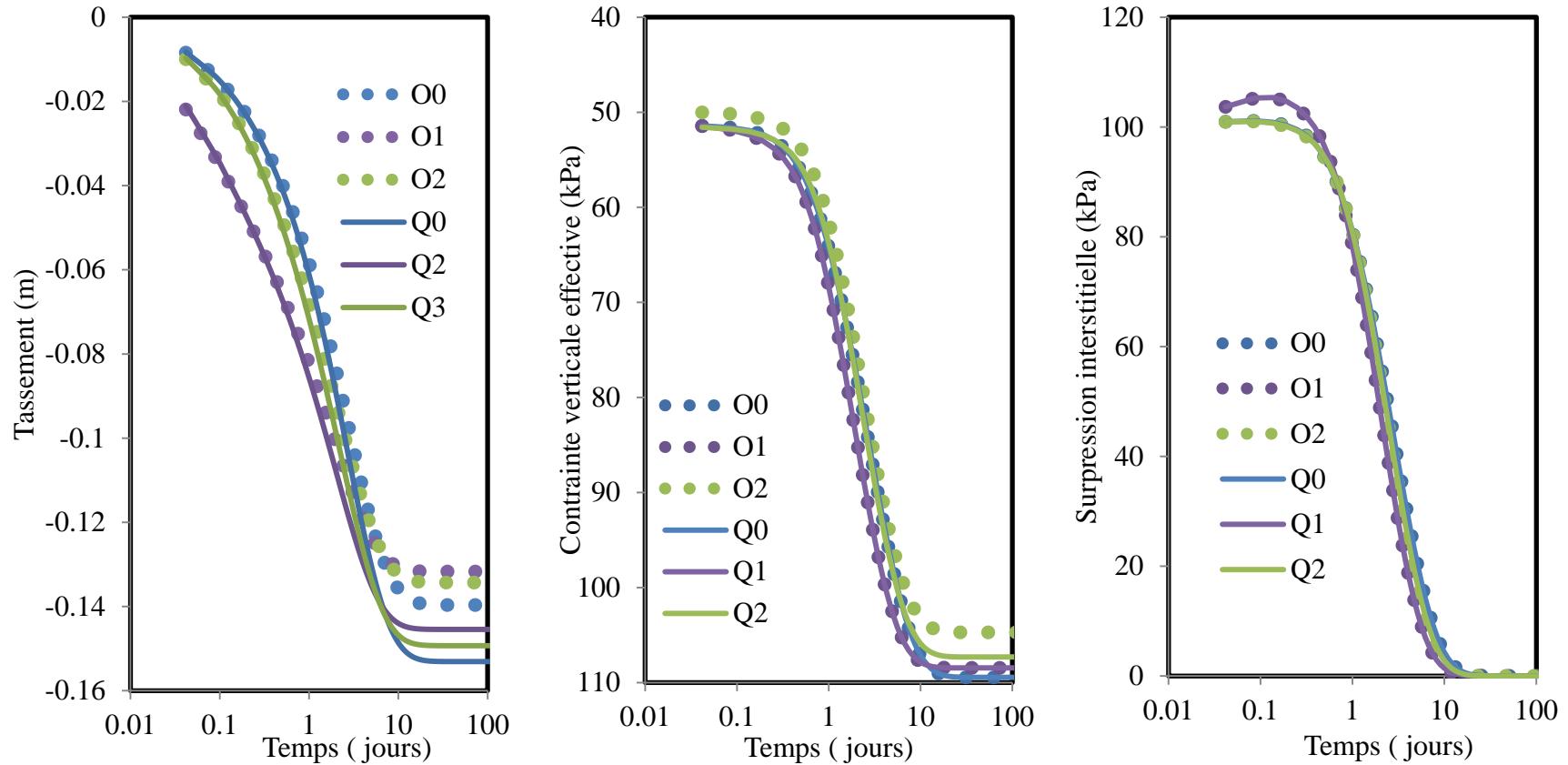


Figure 3.39 : Résultats des simulations pour les trois types de modèles, AXI, PS1, PS2 avec un déplacement de surface uniforme (cas O<sub>1</sub>, O<sub>2</sub> et O<sub>3</sub>) et avec un déplacement libre (cas Q<sub>0</sub>, Q<sub>1</sub> et Q<sub>2</sub>): a) tassement de surface du sol, b) contrainte verticale effective au point F , c) surpression interstitielle au point F (voir figure 3.34).

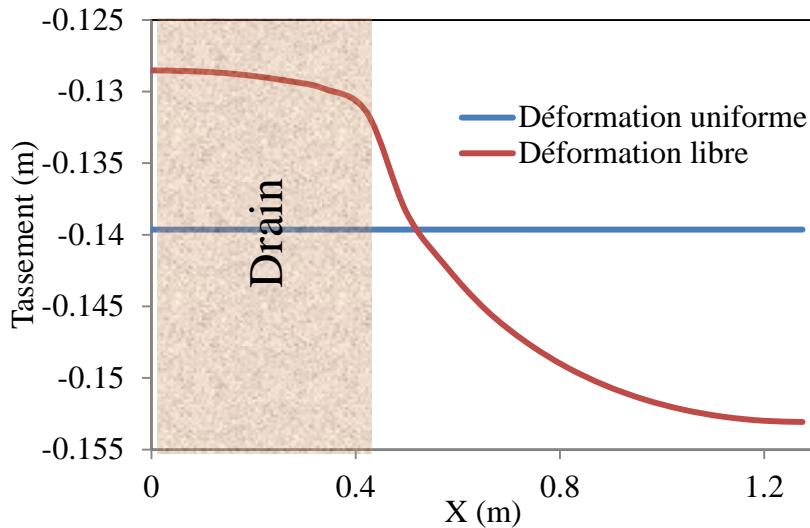


Figure 3.40 : Tassement pour les deux types de déformation imposée en surface pour les cas  $O_0$  et  $Q_0$  à la fin de la simulation ( $t = 100$  jours).

Le tassement avec un déplacement (ou déformation) uniforme (cas  $O_0$ ,  $O_1$  et  $O_2$ ) donne les mêmes résultats qu'avec un déplacement libre (cas  $Q_0$ ,  $Q_1$  et  $Q_2$ ) au bas du modèle. Cependant, ces résultats deviennent plus différents près de la surface.

### Effet du rapport des diamètres

La figure 3.41a présente le tassement superficiel du sol pour les trois types de modèles avec un rapport des diamètres  $N = 3$  (cas  $O_0$ ,  $O_1$  et  $O_2$ ),  $N = 4$  (cas  $R_0$ ,  $R_1$  et  $R_2$ ) et  $N = 5$  (cas  $R_3$ ,  $R_4$  et  $R_5$ ). On constate que le tassement superficiel après 100 jours est de 0,140 m, 0,131 m et 0,134 m pour les cas  $O_0$ ,  $O_1$  et  $O_2$  respectivement, de 0,171 m, 0,164 m et 0,168 m pour les cas  $R_0$ ,  $R_1$  et  $R_2$  respectivement, et de 0,193 m, 0,187 m et 0,190 m pour les cas  $R_3$ ,  $R_4$  et  $R_5$  respectivement.

La figure 3.41b montre l'évolution de la contrainte verticale effective pour les trois types de modèles avec un rapport des diamètres  $N = 3$  (cas  $O_0$ ,  $O_1$  et  $O_2$ ),  $N = 4$  (cas  $R_0$ ,  $R_1$  et  $R_2$ ) et  $N = 5$  (cas  $R_3$ ,  $R_4$  et  $R_5$ ) au point F. On observe que cette évolution de la contrainte verticale effective est similaire à celle du tassement pour les 3 cas. On observe aussi que plus le rapport du diamètre ( $N$ ) augmente plus la contrainte verticale effective au point F (à la fin de simulation) devient grande.

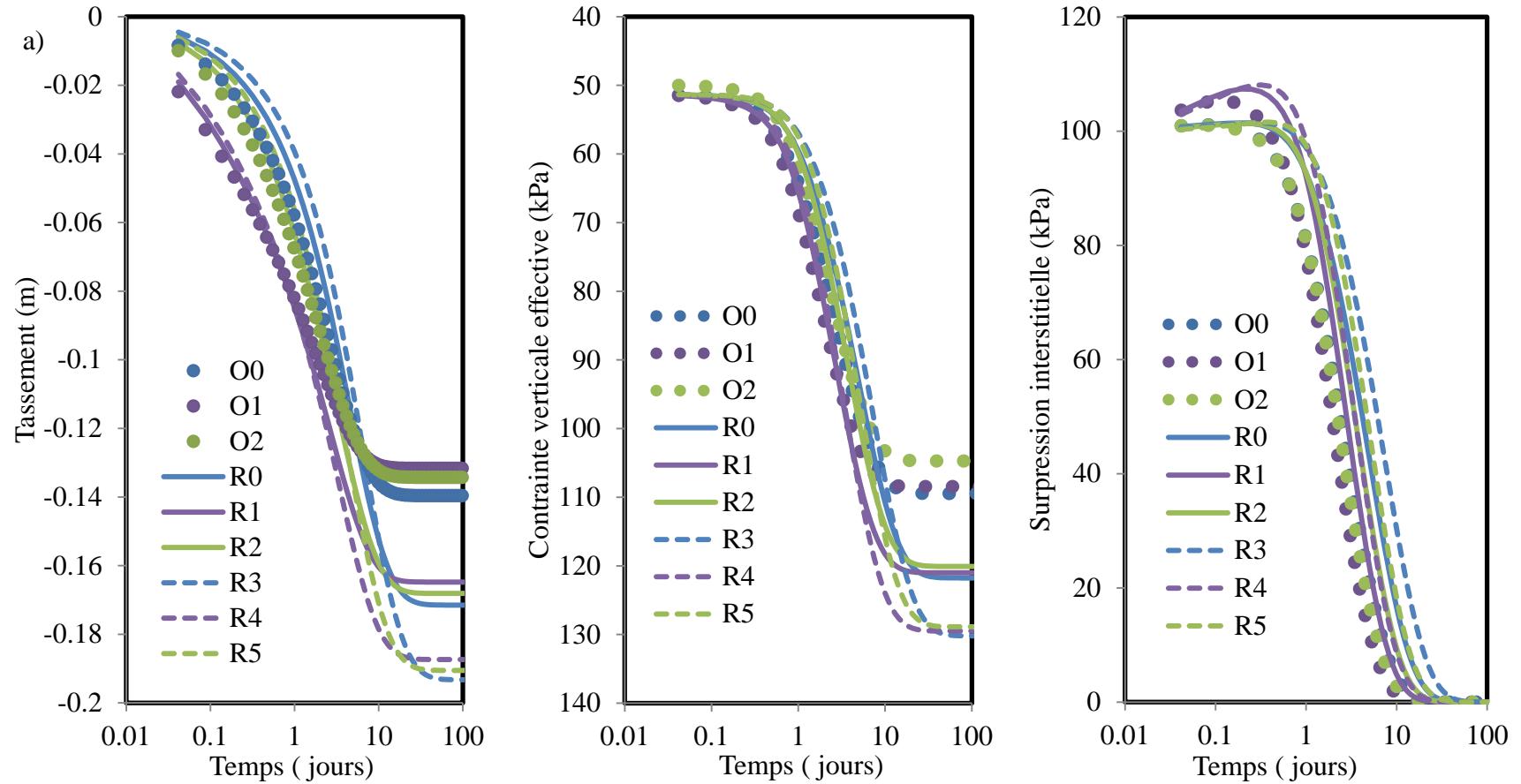


Figure 3.41 : Résultats des simulations pour les trois types de modèles, AXI, PS1, PS2 avec un rapport des diamètres  $N = 3$  (cas O<sub>0</sub>, O<sub>1</sub> et O<sub>2</sub>), N= 4 (R<sub>0</sub>, R<sub>1</sub> et R<sub>2</sub>) et N= 5 (R<sub>3</sub>, R<sub>4</sub> et R<sub>5</sub>) en fonction du temps : a) tassement de surface du sol, b) contrainte verticale effective au point F , c) surpression interstitielle au point F.

La figure 3.41c montre l'évolution de la surpression interstitielle pour les trois types de modèles avec un rapport des diamètres  $N = 3$  (cas  $O_0$ ,  $O_1$  et  $O_2$ ),  $N= 4$  (cas  $R_0$ ,  $R_1$  et  $R_2$ ) et  $N= 5$  (cas  $R_3$ ,  $R_4$  et  $R_5$ ) au point F. L'allure de la dissipation de la surpression interstitielle est similaire pour les 3 cas. On remarque aussi qu'il y a une augmentation de la surpression interstitielle pour les cas ( $O_1$ ,  $R_1$  et  $R_4$ ) au premier jour de simulation, due à la taille du maillage (Tan et Oo, 2008). On observe aussi que plus le rapport des diamètres N augmente plus la dissipation des pressions interstitielles est lente, en raison de l'augmentation du chemin d'écoulement des eaux interstitielles, plus le rapport augmente plus le tassement devient important, en raison de l'augmentation du volume du sol déformable.

La figure 3.42 montre l'évolution de la surpression interstitielle pour les trois types de modèle avec un rapport des diamètres  $N = 3$  (cas  $O_0$ )  $N= 4$  (cas  $R_0$ ) et  $N= 5$  (cas  $R_3$ ) au point F. On montre aussi la solution analytique de Leo 2004. On remarque qu'il y a une bonne corrélation entre la solution de Leo (2004) et les cas où  $N = 3$  et 4. Un léger écart a été observé dans le cas  $N=5$ .

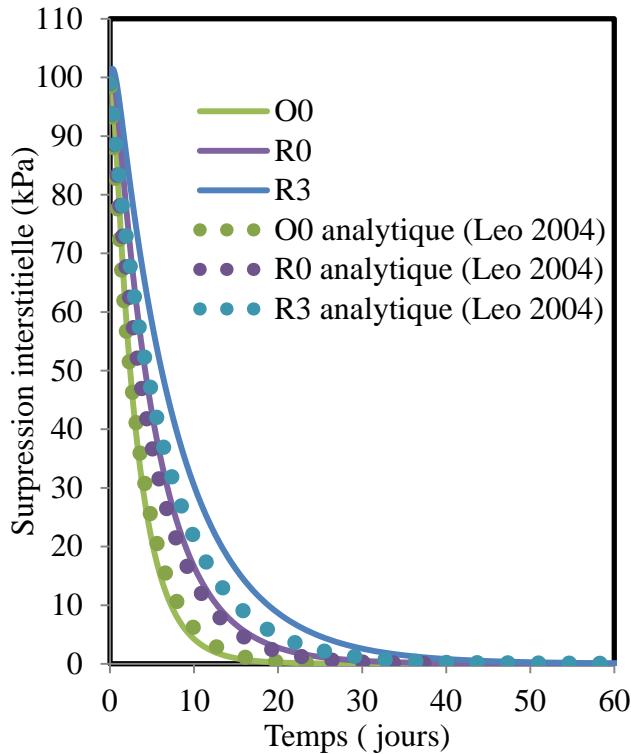


Figure 3.42 : Évolution de la surpression interstitielle pour les cas simulés ( $O_0$ ,  $R_0$  et  $R_3$ ) et selon le modèle analytique (Leo 2004) au point F.

Cette analyse sur la conversion d'un modèle axisymétrique en modèle de déformation plane (2D) avec l'effet des différents facteurs d'influence (rapport de diamètre, type de déformation et loi de comportement) montre que :

- Une bonne conversion est assurée pour une loi de comportement linéaire élastique; la conversion est moins convaincante avec un comportement élastoplastique.
- Le type de déformation en surface n'a pas d'influence notable sur le processus de conversion, bien que le tassement superficiel soit affecté.
- Le rapport des diamètres (N) n'a pas d'influence sur le processus de conversion. Plus le rapport de diamètre (N) augmente, plus le tassement augmente en surface.

## **CHAPITRE 4      ANALYSE NUMÉRIQUE D'UN MODÈLE D'UN PARC À RÉSIDUS**

Ce chapitre présente une évaluation numérique de l'utilisation des roches stériles pour accélérer la consolidation des résidus miniers. La majorité des simulations numériques portent sur une portion du parc à résidus, avec et sans inclusions (après avoir montré que cette portion est représentative de l'ensemble, par effet de symétrie). Les analyses présentées ici permettent d'évaluer la vitesse de consolidation des résidus, avec et sans inclusions.

### **4.1 Étude comparative d'une portion du parc avec le parc à plus grande échelle**

#### **4.1.1 Caractéristiques générales des modèles**

La consolidation des résidus dans un parc à résidus est analysée numériquement en se basant sur la variation de la pression interstitielle en excès, les contraintes effectives et le tassement superficiel. Les analyses sont réalisées avec le code d'éléments finis SIGMA/W, version 2007 (de la compagnie Geoslope Inc). Deux lois de comportement sont utilisées pour simuler la réponse des résidus miniers. Un modèle élastoplastique a d'abord été adopté pour étudier le comportement des résidus (et des stériles) en lien avec la consolidation. Ceci inclut une étude paramétrique des différentes variables affectant la vitesse de consolidation. Le modèle Cam Clay Modifié (CCM) a aussi été utilisé pour les simulations qui évaluent l'effet du coefficient de compression  $C_c$  sur la vitesse de consolidation des résidus miniers.

Cette étude numérique de la consolidation pour un parc à résidus représentatif a été réalisée en condition quasi statique (avec un chargement incrémental). Les résultats présentés portent essentiellement sur la pression interstitielle en excès, la contrainte effective et la déformation verticale en divers points; on utilisera souvent les points, A, B, C, D et E montrés à la figure 4.3 (plus loin) pour présenter la réponse du système.

La simulation du remplissage du parc à résidus se fait habituellement pour dix couches ajoutées instantanément au début de chaque étape. Chaque couche représente le résultat d'une année de

remplissage, avec une épaisseur de 2 m; l'épaisseur totale des résidus sera donc de 20 m, pour une durée totale de remplissage de 10 ans.

La figure 4.1 montre le modèle pour trois des dix étapes de remplissage d'une portion d'un parc à résidus, la représentativité de cette portion est démontrée à la sous-section suivante.

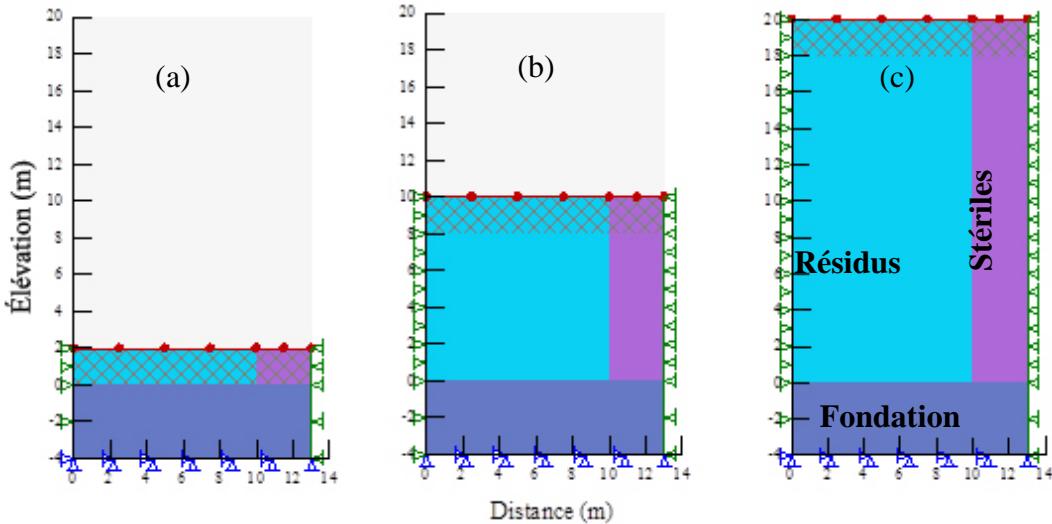


Figure 4.1: Modèle numérique pour trois étapes de remplissage d'une portion du parc à résidus avec une inclusion a) 1<sup>ère</sup> étape de chargement, b) 5<sup>e</sup> chargement et c) 10<sup>e</sup> chargement. Cette figure montre aussi les conditions frontières imposées pour les simulations.

Les conditions initiales sont représentées dans un modèle utilisé pour initier les calculs. Les déplacements horizontaux sur les parois externes du modèle sont nuls. Les déplacements horizontaux et verticaux sont nuls au bas du modèle, et le drainage est assuré par une pression interstitielle nulle à la surface du modèle. La nappe phréatique est toujours à la surface des résidus miniers.

L'enregistrement des valeurs des paramètres d'intérêt (surpression interstitielle  $\Delta u$ , contrainte effective verticale  $\sigma_v'$ , déformation verticale  $\epsilon$  et tassement superficiel  $\Delta v$ ) débute à partir de 1 seconde.

Les résidus sont modélisés comme un milieu homogène, isotrope, avec un comportement élastoplastique (selon le modèle Mohr Coulomb). Pour chaque simulation, on commence par une étape initiale pour obtenir un état d'équilibre de la couche de fondation (avant le remplissage). La simulation inclut 10 étapes de remplissage; pour chaque étape, l'état initial des contraintes

effectives et de la pression interstitielle correspond à l'état final de l'étape précédente (figure 4.2).

Une caractéristique importante pour cette étude numérique est la forme et la taille du maillage. Un maillage plus petit peut donner des résultats plus précis, mais cela augmente le temps de calcul. Le maillage adopté dans cette étude est formé d'éléments triangulaires. La taille des éléments (1 m x 1 m x 1 m) permet d'obtenir une bonne précision et un temps de calcul acceptable pour le modèle 2D d'un parc à résidus de 130 m x 20 m (figure 4.3). Cette taille des éléments ne permet toutefois pas d'atteindre une précision suffisante pour l'étude paramétrique plus détaillée de la consolidation des résidus miniers autour des drains faits de roches stériles. La taille optimale du maillage utilisée pour le modèle d'une portion du parc sera présentée à la section 4.2.

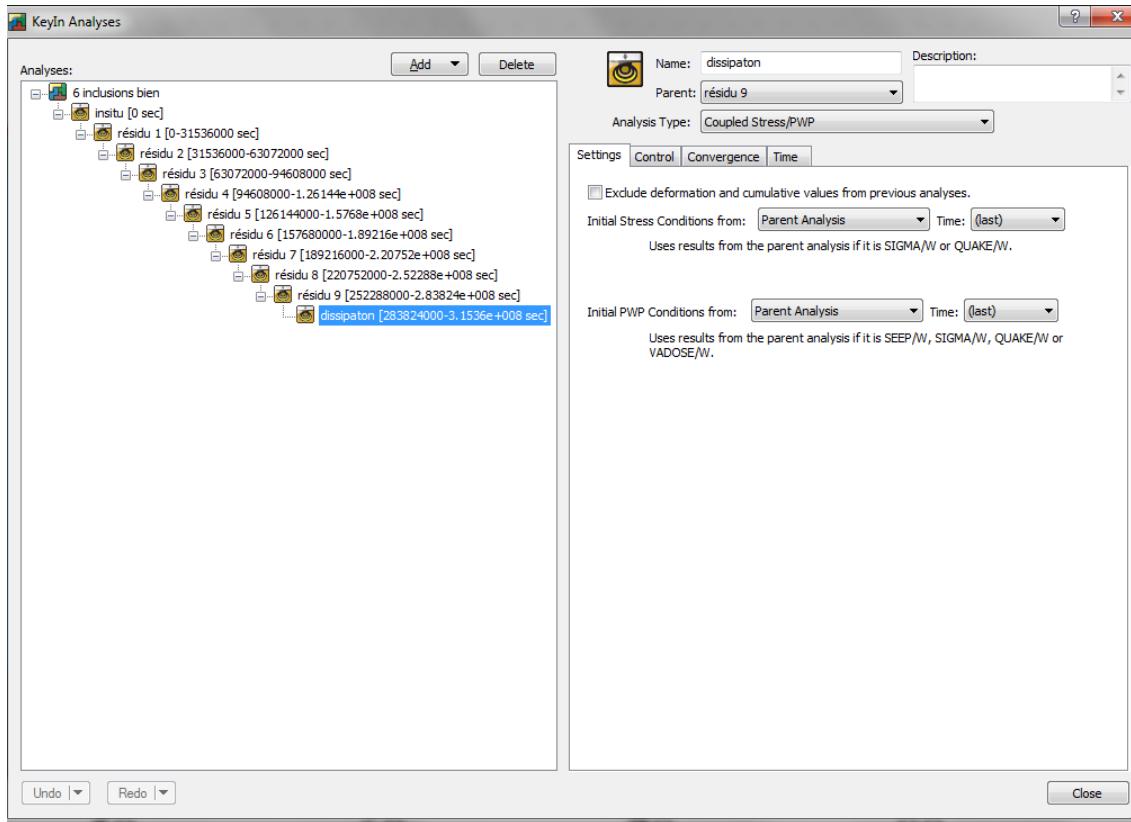


Figure 4.2: Les différentes étapes de simulations avec le code SIGMA/W, illustrant le remplissage du parc à résidus.

## 4.1.2 Simulations du parc à résidus et d'une portion de ce parc

Deux modèles, représentant le parc à résidus et une portion de ce parc ont été construits avec les mêmes propriétés des matériaux et le même maillage. La figure 4.3 montre le maillage et la géométrie des deux modèles utilisés pour cette étude numérique comparative. L'évaluation porte principalement sur la variation de la pression interstitielle, la contrainte verticale effective et la déformation verticale aux points A, B, C, D, et E pour les deux modèles. On cherche ici à évaluer si le modèle d'une portion restreinte est représentatif de l'ensemble. Dans ce cas, la portion du parc à résidus pourra ensuite être analysée avec un maillage plus fin, pour obtenir des résultats plus précis avec un temps de calcul plus court (par rapport au temps de calcul requis pour le parc à résidus complet).

### 4.1.2.1 Géométrie des deux modèles

La figure 4.3 représente la grille d'éléments finis construite avec SIGMA/W pour représenter parc à résidus "complet" et une portion de ce parc. Cette figure montre aussi les cinq points (A, B, C, D et E) où l'on enregistre les paramètres d'intérêt, soient la surpression interstitielle  $\Delta u$ , la contrainte verticale effective  $\sigma'_v$  et la déformation verticale  $\epsilon_v$ . Les trois points A, B et C sont distancés du centre de l'inclusion de 13 m, 4 m et 0 m respectivement; les points D et E sont situés à 1 m et 20 m au-dessus du point A.

Le parc à résidus représentatif "complet" comporte cinq inclusions linéaires (2D) faites avec de la roche stérile. Chaque inclusion a une largeur de 6 m, correspondant à la largeur typique requise en crête pour la mise en place des stériles. Les inclusions sont distancées de 26 m (centre à centre) dans le modèle de base.

La longueur du parc à résidus est de 130 m et sa hauteur verticale (épaisseur) est de 20 m. La taille des éléments ( $1 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 1 \text{ m}$ ) adoptée ici peut affecter la précision des résultats. Pour étudier l'effet de ce maillage, une étude a aussi été menée afin notamment de comparer le tassement superficiel obtenu des maillages rectangulaire et triangulaire (figure 4.4), pour le modèle d'une portion du parc.

La figure 4.4 montre les conditions aux frontières et le maillage pour deux modèles d'une portion d'un parc à résidus utilisés avec le code Sigma/W, on y voit le modèle avec un maillage triangulaire et b) le modèle avec un maillage rectangulaire.

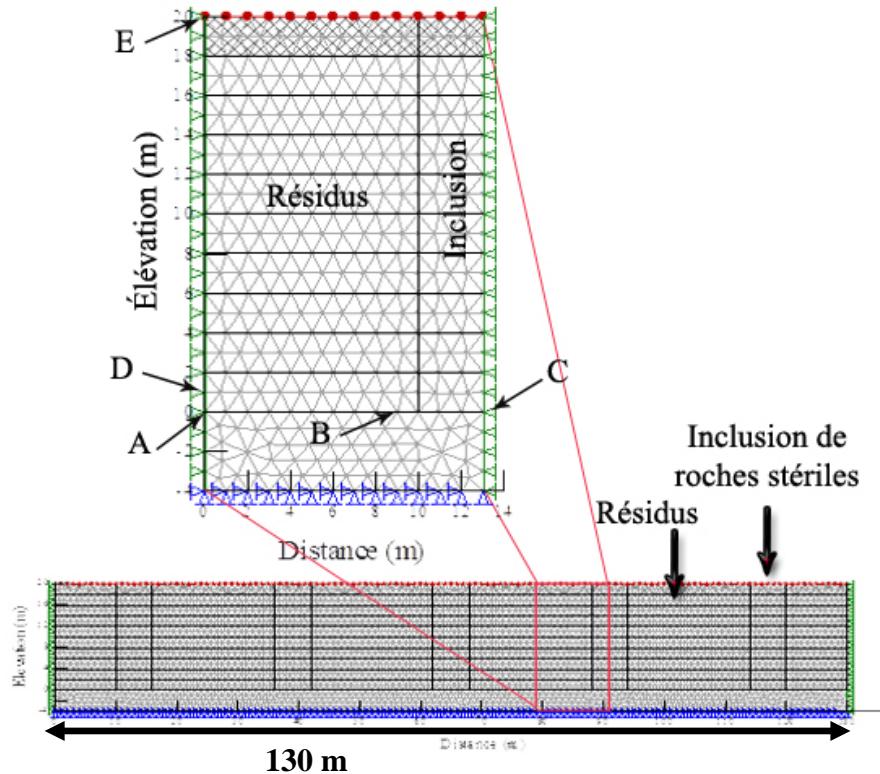


Figure 4.3: Conditions aux frontières d'un parc à résidus avec inclusions en roches stériles (en bas) et une section isolée (en haut); ces deux modèles sont utilisées dans les simulations numériques avec le code SIGMA/W.

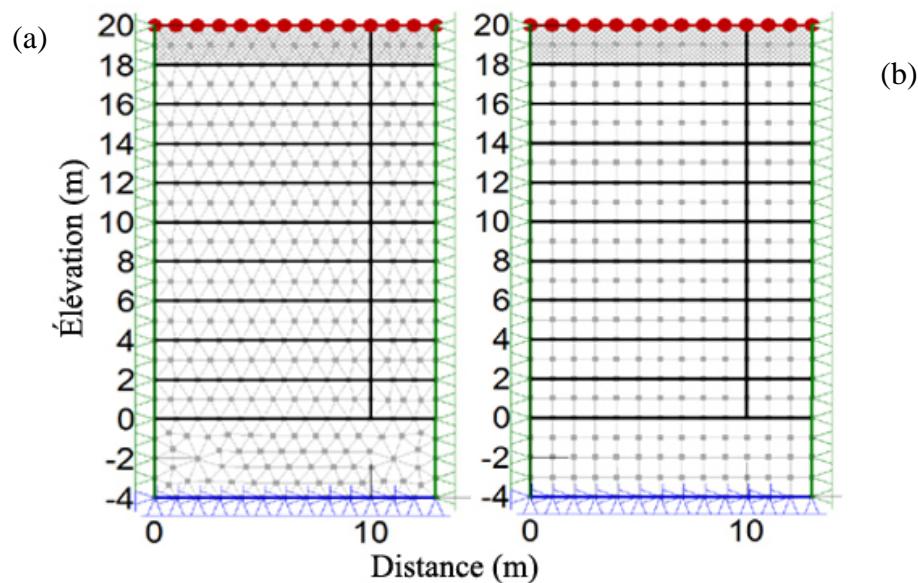


Figure 4.4: Maillage et conditions aux frontières pour les simulations d'une portion du parc à résidus avec une inclusion a) maillage triangulaire; b) maillage rectangulaire.

#### 4.1.2.2 Propriétés des matériaux

Les propriétés des matériaux utilisés dans les simulations sont principalement adaptées de l'étude de James (2009). Il y a toutefois certaines différences entre les propriétés des matériaux utilisés ici et celles de James (2009); ceci inclut le poids volumique saturé des résidus et des stériles qui est de  $23,75 \text{ kN/m}^3$  dans notre étude, et le module de Young des stériles compactés  $E = 500 \text{ MPa}$ . Ces valeurs sont un peu différentes du celles utilisées par James (2009); ce dernier a pris un poids volumique sec de  $23,75 \text{ kN/m}^3$  (plus grand que la valeur utilisée ici) ainsi qu'un module de Young  $E$  variable.

La réponse des stériles et les résidus miniers est simulée en utilisant principalement la loi de comportement élastoplastique (avec critère de Mohr-Coulomb) pour des matériaux granulaires (pratiquement sans cohésion).

La figure 4.5 montre les trois matériaux (résidus, stériles et couche de fondation) inclus dans le modèle du parc avec 5 inclusions (et le modèle d'une section isolée de ce parc).

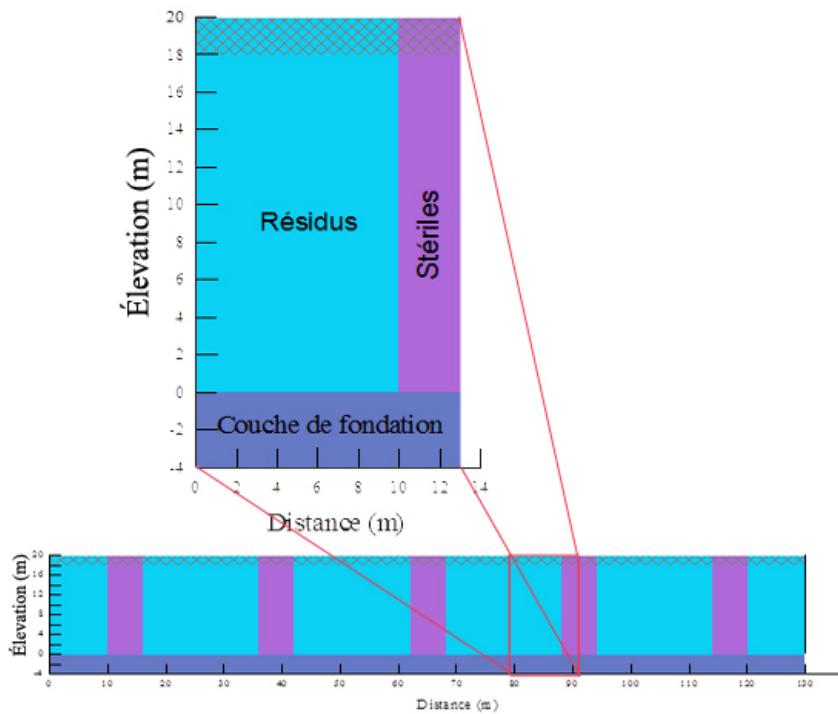


Figure 4.5: Composantes du parc à résidus avec inclusions en roches stériles (en bas) et une section isolée (en haut), dans les simulations numériques avec le code Sigma/W.

Le matériau qui constitue la fondation est représenté par un comportement linéaire élastique, puisqu'il est supposé jouer le rôle d'un substratum rigide. Le tableau 4.1 représente les différentes propriétés de base des matériaux utilisés dans cette étude.

Tableau 4.1 : Propriétés de base des matériaux utilisées pour les simulations avec le code Sigma/W pour un parc à résidus et une portion de ce parc (propriétés adaptées de Bussière 2007 et de James 2009).

Matériau	Résidus miniers		Couche de fondation	
Modèle	CCM	É-P	É-P	Linéaire élastique
Indice des vides ( $e$ )	0,64	N-R	N-R	N-R
Rapport de surconsolidation (OCR)	1	N-R	N-R	N-R
Indice de consolidation $C_c$	0,07	N-R	N-R	N-R
Indice de recompression $C_r$	0,007	N-R	N-R	N-R
Poids unitaire $\gamma_{\text{sat}}$ saturé ( $\text{kN/m}^3$ )	23,75	23,75	23,75	20.00
Angle de friction interne $\phi'$ ( $^\circ$ )	33	33	37	N-R
Coefficient de Poisson $\nu$	0.3	0.3	0.3	0.334
Angle de dilatance $\psi$ ( $^\circ$ )	10	10	0	N-R
Cohésion $c'$ (kPa)	5	5	0	N-R
Conductivité hydraulique saturée $k_{\text{sat}}$ (m/s)	$10^{-7}$	$10^{-7}$	$10^{-4}$	$10^{-14}$
Module de Young E (MPa)	N-R	10	500	$5 \times 10^5$

N-R : non requis.

## Les résidus miniers

Les caractéristiques des résidus miniers sont basées en partie sur les données de James (2009). Le poids unitaire saturé  $\gamma_{sat}$  des résidus miniers utilisé ici dans cette étude est de  $23,75 \text{ kN/m}^3$  (plutôt que un poids unitaire sec de  $23,75 \text{ kN/m}^3$  pour James 2009). Cette valeur de  $\gamma_{sat}$  respecte les valeurs typiques rapportées par Aubertin et al. (1996, 2002a) et Bussière (2007). Ce poids unitaire correspond à un indice des vides  $e$  égal à environ 0,64. La densité relative  $D_r$  des grains solides a une valeur de 3,33. La relation entre le poids unitaire (volumique) saturé  $\gamma_{sat}$  et l'indice des vides  $e$  est donnée par l'équation:

$$\gamma_{sat} = \frac{(D_r + e)\gamma_w}{(1 + e)} \quad (4.1)$$

où

$\gamma_w$ : Poids unitaire (ou volumique) de l'eau

$D_r$  : Densité relative des grains solides

Le poids unitaire des résidus peut varier en fonction de la profondeur puisque l'indice des vides varie aussi selon les contraintes effectives. Ceci est lié à la consolidation des résidus sous leur propre poids. Une relation entre l'indice des vides et la contrainte verticale effective pour des résidus testés au labo est donnée par l'équation (James 2009):

$$e = -0.035 \cdot \ln(\sigma'_{vc}) + 0.800 \quad (4.2)$$

Où  $\sigma'_{vc}$  est la contrainte verticale effective.

L'angle de friction interne des résidus  $\phi'$  est de  $33^\circ$ . Les résidus sont considérés comme un matériau à très faible cohésion; une valeur  $c = 5 \text{ kPa}$  est utilisée ici. L'angle de dilatance  $\psi$  prend ici une valeur de  $10^\circ$  ( $\psi < \phi$ ). Le module de Young des résidus miniers est estimé à 10 MPa. Le module de Young est relié avec les paramètres de consolidation  $C_c$ ,  $m_v$  et  $a_v$  selon les relations suivantes (Bowles 1984; McCarthy 2007):

$$m_v = \frac{0,435 C_c}{(1 + e_0) \sigma'_{moy}} = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)E} = \frac{a_v}{(1 + e_0)} \quad (4.3)$$

Où

$m_v$  est le coefficient de compressibilité volumique ( $\text{kPa}^{-1}$ );

$C_c$  est l'indice de compression;

$a_v$  est le coefficient de compressibilité ( $\text{kPa}^{-1}$ );

$e_0$  est l'indice des vides initial;

$E$  est le module de Young ( $\text{kPa}$ );

$\sigma'_{\text{moy}}$  est la valeur moyenne de la contrainte verticale effective ( $\text{kPa}$ ).

$\nu$  est le coefficient de Poisson.

La conductivité hydraulique horizontale saturée  $k_h$  des résidus prend une valeur de  $10^{-7}$  m/s (e.g. Aubertin et al. 1996; Bussière 2007). Au départ, on considère les résidus comme isotropes ( $k_h = k_v = 10^{-7}$  m/s); des cas anisotropes sont aussi traités. Le coefficient de Poisson ( $\nu$ ) a été estimé à 0.3. Les résidus demeurent saturés durant les simulations. Le drainage est assuré par une surface drainante représentée par une pression interstitielle  $u$  égale à 0.

L'effet de la loi de comportement sur les résultats des simulations a été analysé à partir de différents paramètres (i.e. pression interstitielle, contraintes effectives verticales, déformation verticale et le tassement superficiel) selon les deux modèles (i.e. EP et CCM). Le modèle CCM a été appliqué seulement pour les résidus miniers; les inclusions de roches stériles suivent usuellement une loi de comportement élastoplastique dans ces simulations (tableau 4.1).

### **Les stériles**

La conductivité hydraulique des stériles est trois ordres de grandeur plus grande que celle les résidus; elle prend donc une valeur typique de  $10^{-4}$  m/s (isotope). Le module de Young  $E$  est de 500 MPa,. L'angle de friction interne  $\phi'$  des stériles prend a une valeur de  $37^\circ$  et leur cohésion  $c'$  est nulle.

### **La couche de fondation**

Cette couche joue le rôle d'un substratum rigide et étanche. La conductivité hydraulique saturée est très faible ( $k_h = k_v = 10^{-14}$  m/s). Sa rigidité est très élevée avec un module de Young  $E$  de 20 GPa. Le coefficient de Poisson de cette couche a une valeur de 0,334.

## Cas analysés

Les cas  $Q_0$ ,  $Q_1$  et  $Q_2$  représentent les différents cas simulés en variant le maillage du parc à résidus, avec 5 inclusions comme le montre le tableau 4.2. Le cas  $Q_0$  utilise un maillage triangulaire et une loi de comportement élastoplastique. Le cas  $Q_1$  utilise aussi un maillage triangulaire, mais avec la loi de comportement CCM. Le cas  $Q_2$  utilise un maillage rectangulaire avec une loi de comportement élastoplastique.

Les cas  $R_0$ ,  $R_1$  et  $R_2$  représentent les différents cas étudiés pour une portion du modèle du parc à résidus (le tableau 4.2). Le cas  $R_0$  utilise un maillage triangulaire et une loi de comportement élastoplastique. Le cas  $R_1$  utilise aussi un maillage triangulaire, avec une loi de comportement CCM. Le cas  $R_2$  est construit avec un maillage rectangulaire et une loi de comportement élastoplastique.

Tableau 4.2 : Principales caractéristiques des différents cas simulés.

Série	Taille du modèle	Cas	Maillage	Loi de comportement
Q	Grand (parc complet)	$Q_0$	triangulaire	Élastoplastique (M-C)
		$Q_1$	triangulaire	CCM
		$Q_2$	rectangulaire	Élastoplastique (M-C)
R	Petit (portion du parc)	$R_0$	triangulaire	Élastoplastique (M-C)
		$R_1$	triangulaire	CCM
		$R_2$	rectangulaire	Élastoplastique (M-C)

### 4.1.3 Principaux résultats

Un des objectifs de cette série de simulations est de comparer les résultats qui représentent le parc à grande échelle et une portion de ce parc. On veut ainsi évaluer la concordance entre les réponses obtenues en terme de la pression interstitielle, les contraintes verticales effectives et la déformation verticale.

On évalue aussi l'effet de la loi de comportement ainsi que les caractéristiques du maillage sur les résultats

#### 4.1.3.1 Maillage triangulaire avec la loi élastoplastique

Les figures 4.6 et 4.7 montrent la distribution de la pression interstitielle au début et à la fin de la 10<sup>e</sup> étape de chargement pour les deux modèles. A la première seconde, la pression interstitielle dans les résidus varie de 0 à la surface à 224 kPa à la base; cette dernière valeur représente la pression interstitielle générée par les neuf couches ( $2 \times 9 \text{ m} \times 9,81 \text{ kN/m}^3 = 176,58 \text{ kPa}$ ) plus la pression interstitielle générée par l'ajout de 2 m de résidus (poids unitaire saturée des résidus x profondeur :  $23,75 \text{ kN/m}^3 \times 2 \text{ m} = 47,5 \text{ kPa}$ ). Au niveau des inclusions, des pressions hydrostatiques (à l'équilibre) sont obtenues dès la première seconde, en raison de la très grande conductivité hydraulique de la roche stérile.

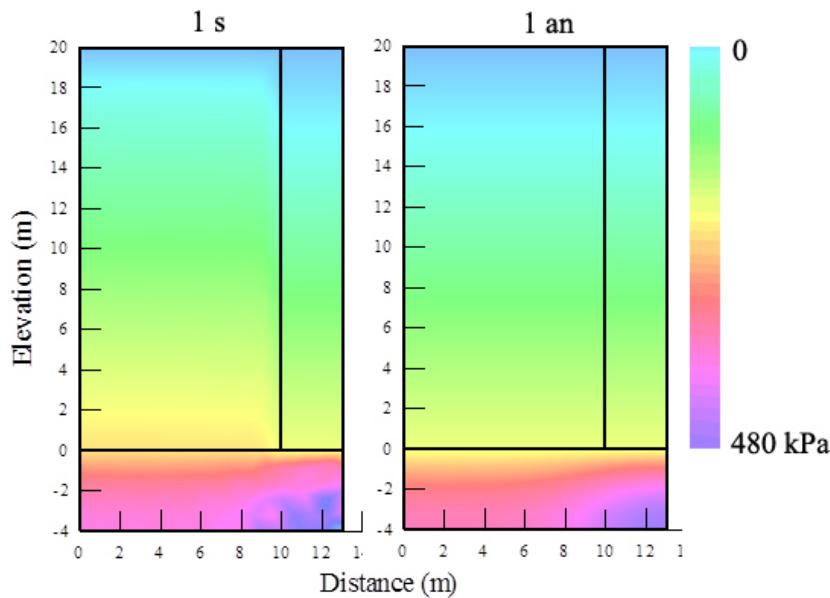


Figure 4.6 Cas R<sub>0</sub> : Distribution de la pression interstitielle au début et à la fin (après 1 an) du 10<sup>e</sup> chargement pour la simulation d'une portion d'un parc à résidus (voir figure 4.3).

À la première seconde, la contrainte verticale effective dans les résidus varie de 0 à la surface jusqu'à 225 kPa à la base; cette dernière valeur représente la pression interstitielle à l'équilibre générée par les neuf couches ( $9 \times 2 \text{ m} \times 9,81 \text{ kN/m}^3 = 176,58 \text{ kPa}$ ) plus la pression interstitielle générée par l'ajout de 2 m des résidus ( $23,75 \text{ kN/m}^3 \times 2 \text{ m} = 47,5 \text{ kPa}$ ).

Après un an, la pression interstitielle obtenue avec les deux modèles varie de 0 à la surface à 196 kPa à la base des résidus miniers (et des inclusions), une variation de la pression interstitielle a été enregistrée dans la couche de fondation (de 196 kPa à 320 kPa).

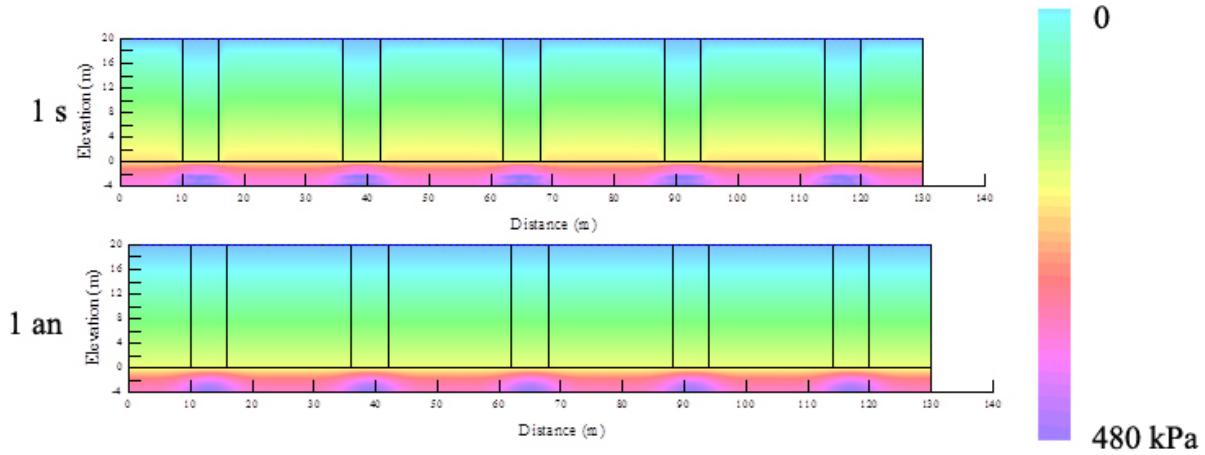


Figure 4.7 Cas Q<sub>0</sub>: Distribution de la pression interstitielle au début et à la fin du 10<sup>e</sup> chargement du parc à résidus.

La distribution de la contrainte verticale effective  $\sigma'_v$  au début et à la fin du 10<sup>e</sup> chargement est montrée pour les deux modèles sur les figures 4.8 et 4.9. Au niveau des inclusions, les contraintes effectives verticales varient de 0 à la surface à 427 kPa au bas. Ces contraintes effectives verticales plus élevées sont dues à leur grande rigidité qui provoque un transfert des charges des résidus vers les inclusions (le long des interfaces).

Après un an, la contrainte verticale effective  $\sigma'_v$  pour les deux modèles (figures 4.8 et 4.9) varie de 0 à la surface à 245 kPa à la base des résidus miniers. Dans les inclusions la contrainte  $\sigma'_v$  passe de 0 en surface à 493 kPa à la base. Une contrainte effective plus faible est enregistrée dans la zone d'interface où la contrainte verticale effective dans les résidus varie de 0 à 95 kPa; ces faibles valeurs de  $\sigma'_v$  sont dues au transfert des charges des résidus vers les inclusions de roches stériles.

La figure 4.10 montre la variation de la contrainte verticale effective le long des trois axes verticaux qui passent par les points A, B et C (figure 4.3) après la fin du 10<sup>e</sup> chargement (après 10 ans). Elle montre que pour les trois endroits (résidus, interface et inclusion), la variation de la contrainte verticale effective suit la même tendance au début et à la fin du dixième chargement. On remarque que la contrainte verticale effective dans les 2 m inférieur sous l'inclusion (493 kPa au bas du modèle) ne suit pas la variation quasi linéaire de  $\sigma'_v$  selon l'axe vertical (Y) en raison des surpressions interstitielles qui présentent dans la couche de fondation très peu perméable ( $k_{sat} = 10^{-14}$  m/s) sous l'inclusion. La variation de  $\sigma'_v$  le long de l'axe Y qui passe par le point A varie

linéairement tout le long de cet axe; cette valeur au bas augmente de 216 kPa au 236 kPa durant l'année. La variation de  $\sigma_v'$  le long de l'axe Y qui passe par le point B diminue presque linéairement jusqu'au bas.

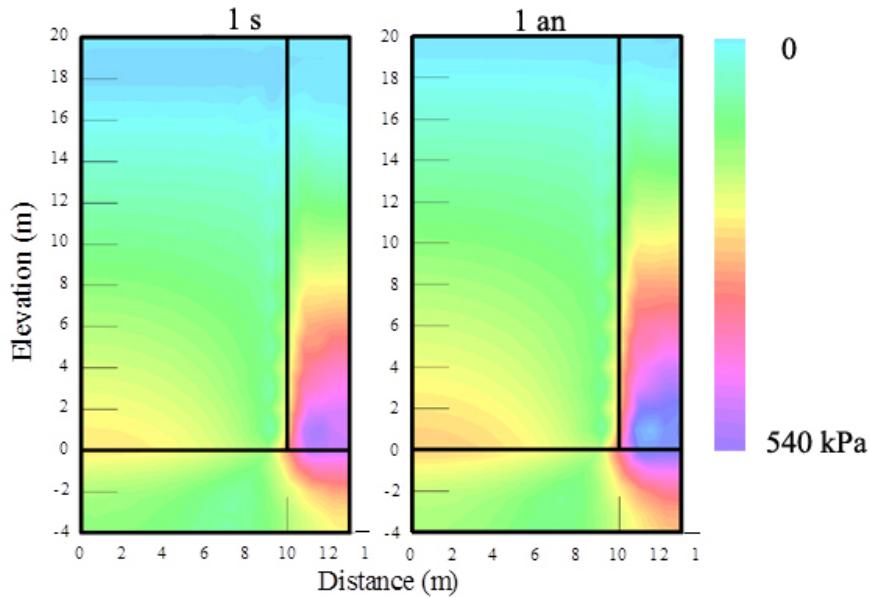


Figure 4.8 Cas R<sub>0</sub>: Distribution de la contrainte verticale effective au début et à la fin (après un an) du 10<sup>e</sup> chargement pour la simulation d'une portion d'un parc à résidus (voir figure 4.3) (cas R<sub>0</sub>).

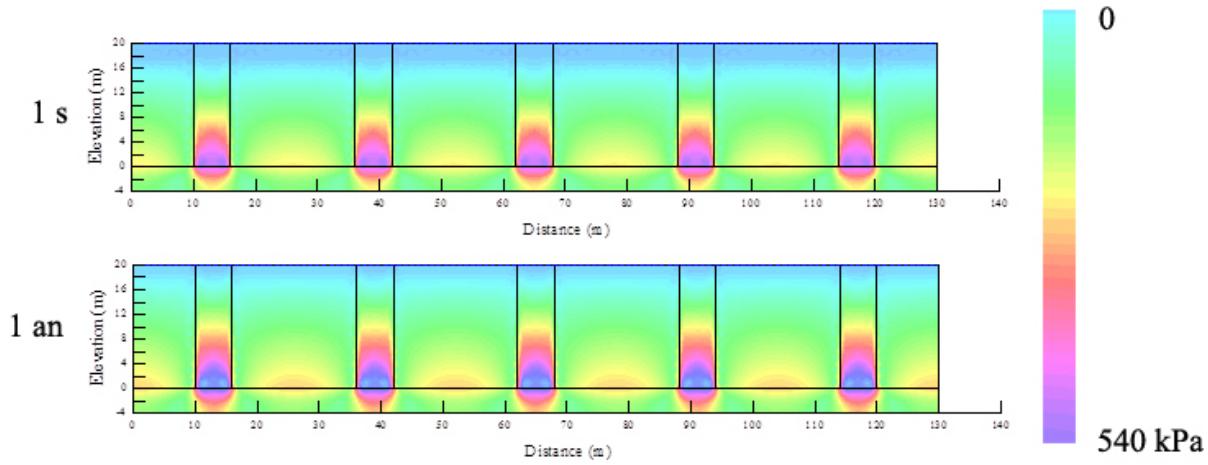


Figure 4.9 Cas Q<sub>0</sub>: Distribution de la contrainte verticale effective au début et à la fin du 10<sup>e</sup> chargement du parc à résidus (cas Q<sub>0</sub>)

On remarque que les contraintes verticales effectives près de l'interface sont plus faibles que celles enregistrées dans les résidus, en raison du transfert des charges dû à la grande différence de rigidité avec les stériles.

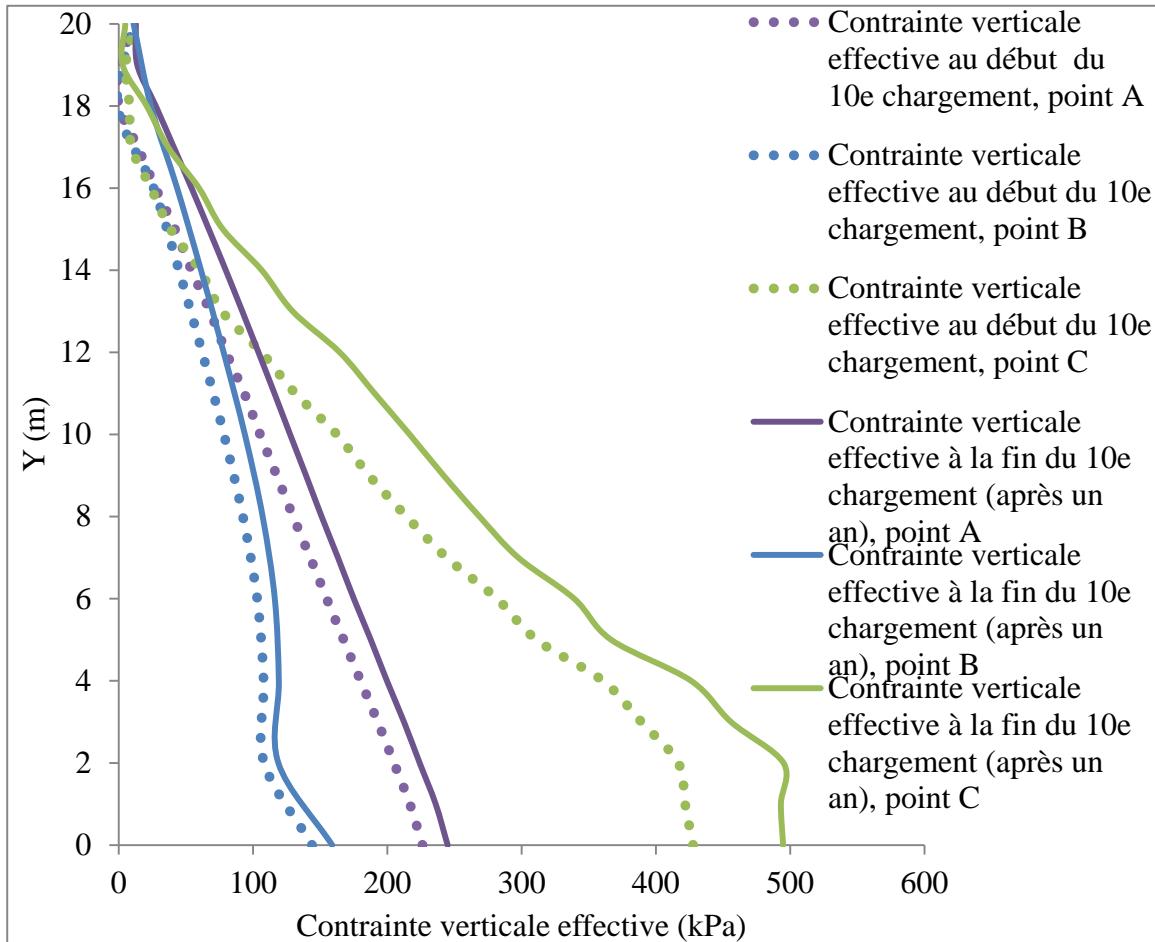


Figure 4.10 Cas R<sub>0</sub>: Contrainte verticale effective  $\sigma'_v$  le long des axes verticaux passant par les trois points A, B et C au début et à la fin (après un an) du 10<sup>e</sup> chargement, pour la portion du parc à résidus.

Les figures 4.11 et 4.12 montrent la distribution des contraintes horizontales effectives  $\sigma'_h$  au début et à la fin du 10<sup>e</sup> chargement pour les deux modèles. Au début du chargement, on remarque que la valeur de la contrainte horizontale effective dans les résidus varie de 0 à la surface à 104 kPa à la base des résidus; à la fin de la période (après 1 ans), cette valeur est de 114 kPa à la base des résidus (figure 4.13).

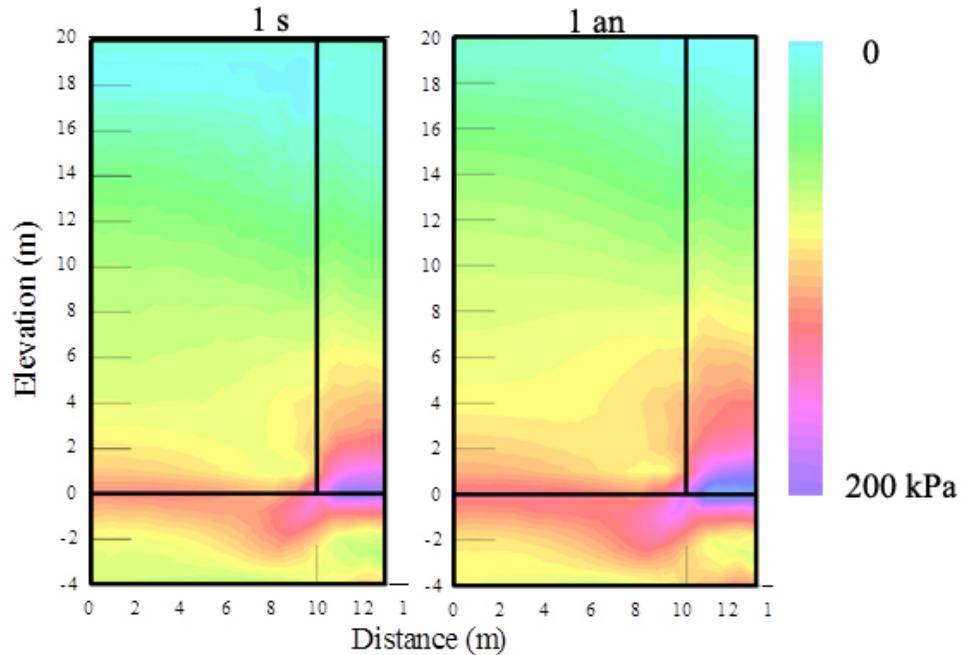


Figure 4.11 Cas R<sub>0</sub>: Distribution de la contrainte horizontale effective  $\sigma'_h$  au début et à la fin (après un an) du 10<sup>e</sup> chargement pour la simulation d'une portion d'un parc à résidus (voir figure 4.3).

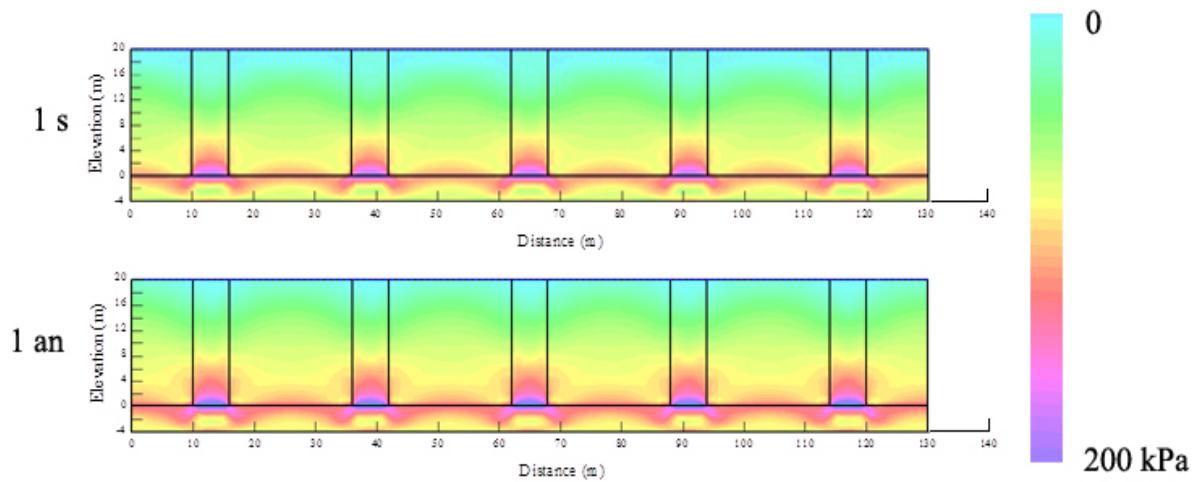


Figure 4.12 Cas Q<sub>0</sub>: Distribution de la contrainte horizontale effective  $\sigma'_h$  au début et à la fin du 10<sup>e</sup> chargement du parc à résidus.

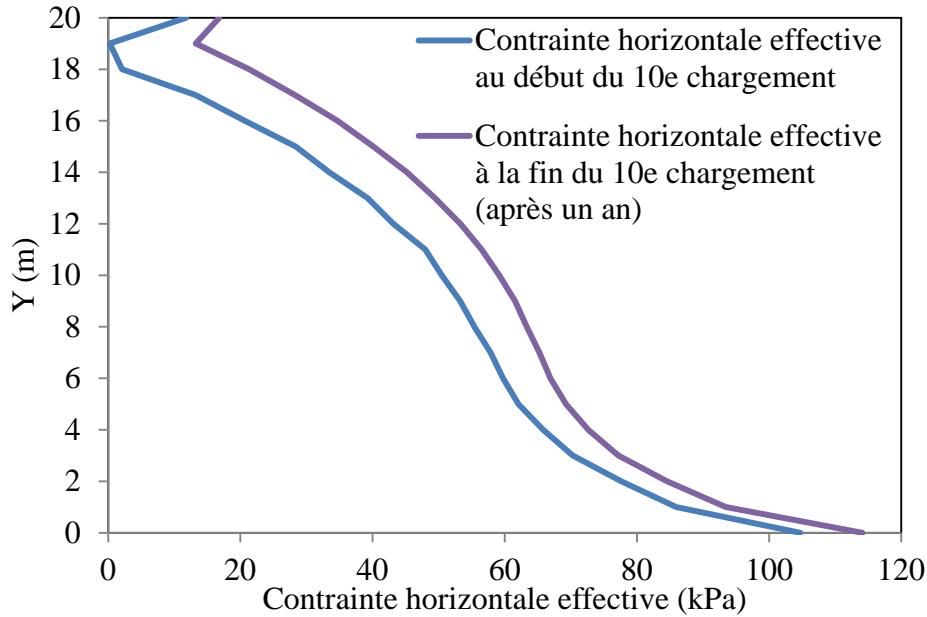


Figure 4.13 Cas R<sub>0</sub>: Contrainte horizontale effective  $\sigma'_h$  le long de l'axe qui passe par le point A.

La variation de la contrainte horizontale effective entre le début et la fin du 10<sup>e</sup> chargement (après 10 ans) selon l'axe horizontal qui passe par les points A, B et C est montrée sur la figure 4.14. On remarque que les valeurs de la contrainte horizontale effective sont plus élevées au niveau des inclusions que dans les résidus, en raison du transfert des charges dû à la forte rigidité (module de Young) des inclusions.

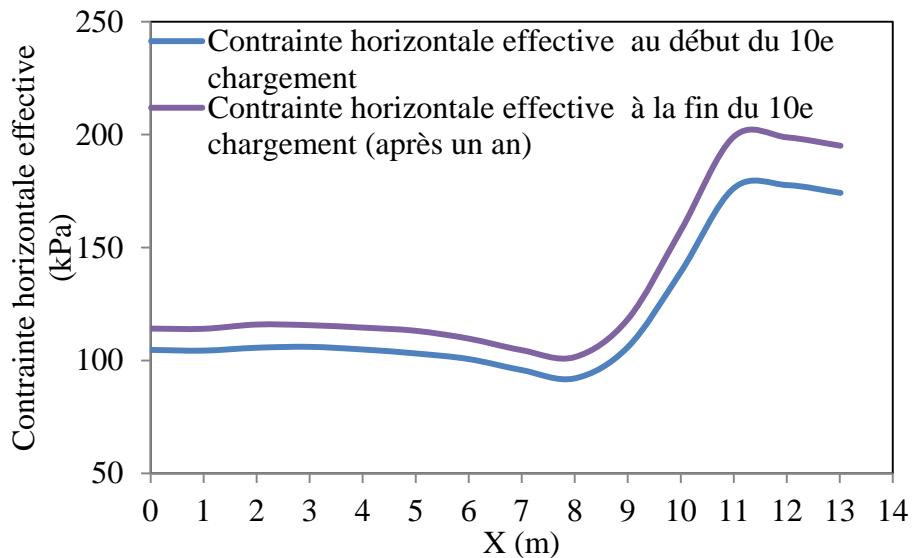


Figure 4.14 Cas R<sub>0</sub>: Contrainte horizontale effective au début et à la fin du 10<sup>e</sup> chargement le long de l'axe X (horizontal) qui passe par les trois points A, B et C.

La distribution de la déformation verticale au début et à la fin du 10<sup>e</sup> chargement est montrée sur les figures 4.15 et 4.16. Cette déformation se concentre surtout au bas des résidus. À l'ajout de la 10<sup>e</sup> couche, la déformation verticale est nulle à la surface des résidus et de 1,60 % à une profondeur de 19 m sous la surface. A la fin du chargement (après un an), cette déformation suit une distribution parallèle, tel que montré à la figure 4.18; sa valeur passe de 0 à la surface à 1,80 % à 1 m du fond des résidus.

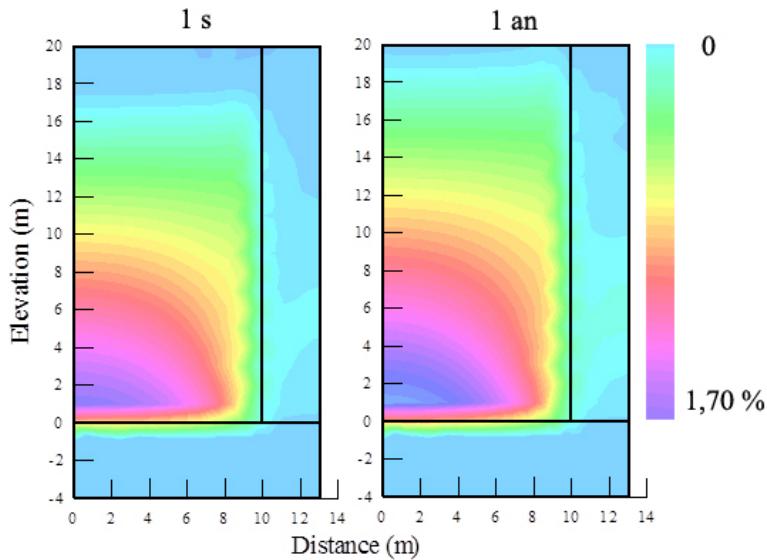


Figure 4.15 Cas R<sub>0</sub>: Distribution de la déformation verticale  $\varepsilon_v$  au début et à la fin (après 10 ans) du 10<sup>e</sup> chargement pour la simulation d'une portion d'un parc à résidus (voir figure 4.3).

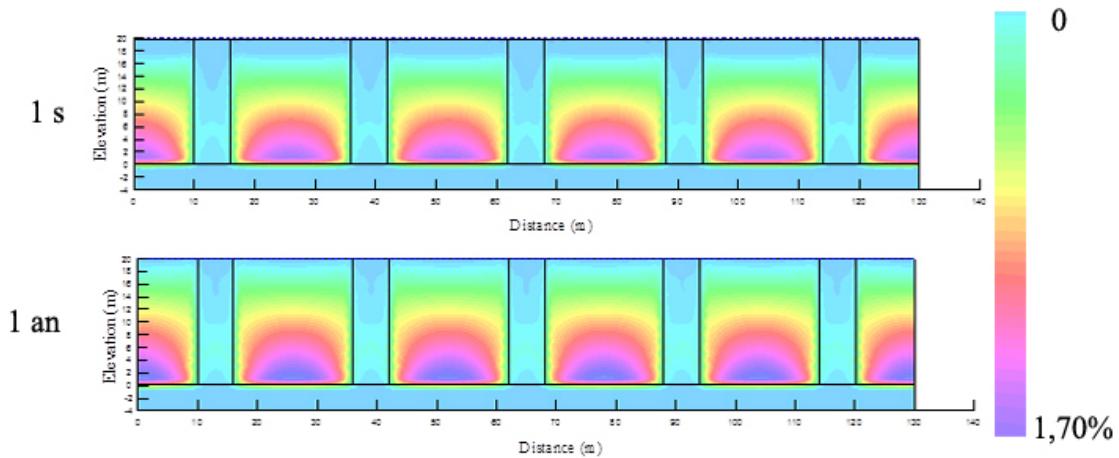


Figure 4.16 Cas Q<sub>0</sub>: Distribution de la déformation verticale  $\varepsilon_v$  au début et à la fin du 10<sup>e</sup> chargement du parc à résidus.

La figure 4.17 montre la variation de la déformation verticale le long des trois axes verticaux qui passent par les points A, B et C au début et à la fin du 10<sup>e</sup> chargement. Elle montre que pour les trois zones (résidus, interface et inclusion), la variation de la déformation verticale suit la même tendance que celle des contraintes verticale effectives (figure 4.10). On remarque que la variation de la déformation est linéaire le long de l'axe verticale qui passe par le point A, sauf au bas des résidus où la valeur de la déformation est de 1,64 (au début) et de 1,78 (à la fin), en raison de la rigidité élevée de la couche de fondation. On remarque aussi que la déformation dans les stériles est plus faible que celle enregistrée dans les résidus ou dans la zone d'interface, en raison de leur rigidité élevée.

La déformation verticale le long de l'axe horizontal qui passe par le point D au début et à la fin du 10<sup>e</sup> chargement est présentée sur la figure 4.18 (cas R<sub>0</sub>). Au niveau des stériles, la déformation est presque nulle au début et la fin du chargement, tandis que cette déformation augmente à l'interface inclusions-résidus et dans les résidus.

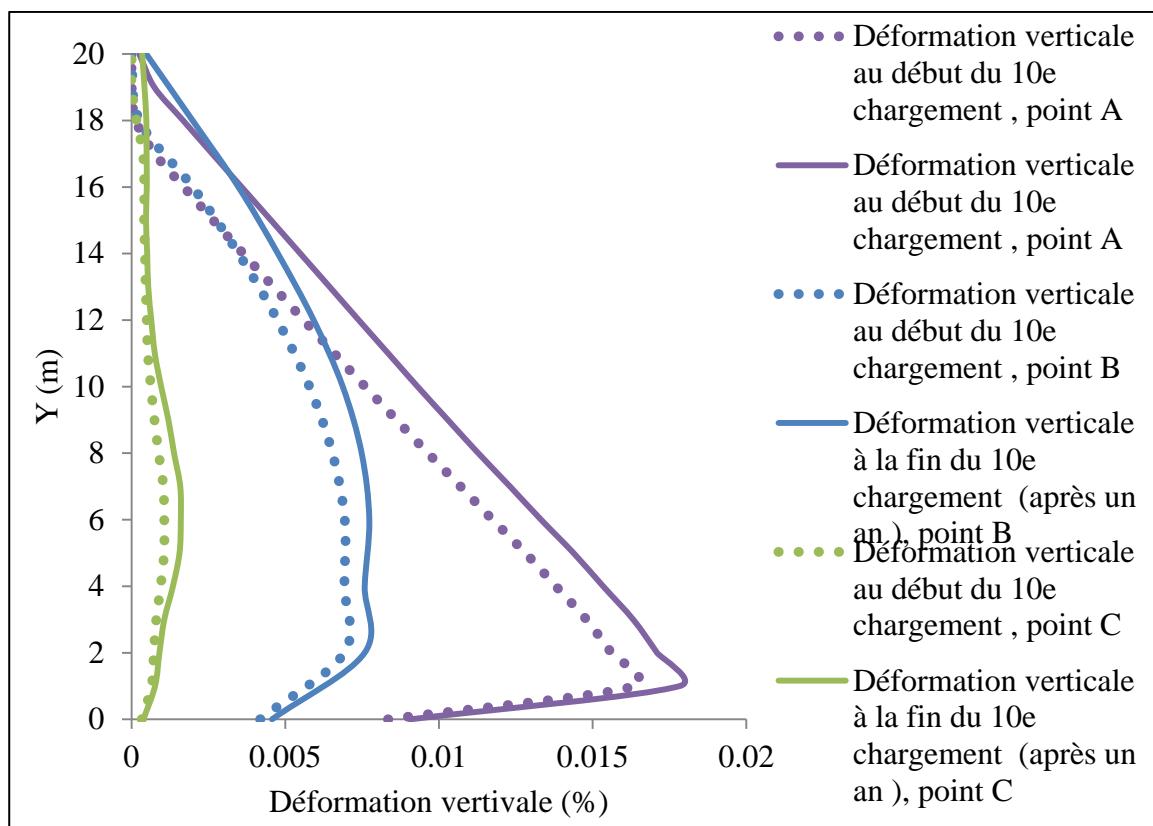


Figure 4.17 Cas R<sub>0</sub>: Déformation verticale  $\epsilon_v$  au début et à la fin du 10ème chargement (après un an) selon l'axe vertical qui passe par le point A (figure 4.3).

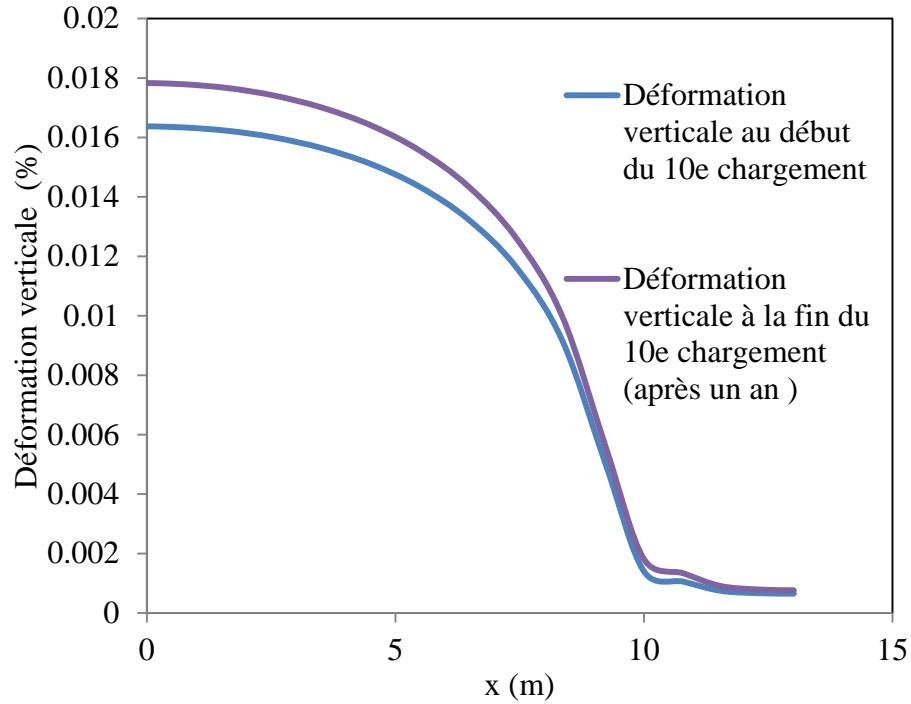


Figure 4.18 Cas R<sub>0</sub>: Déformation verticale  $\varepsilon_v$  au début et à la fin du 10ème chargement (après un an) selon l'axe horizontal qui passe par le point A, B et C.

### Comparaison des deux modèles

Une série de comparaisons des résultats obtenus pour les deux modèles (parc complet et portion du parc) est présentée ici, en termes de la pression interstitielle, la contrainte verticale effective, la déformation verticale et le tassement, ceci vise à valider la conversion d'un modèle du parc à résidus à un modèle d'une portion de ce parc.

L'évolution de la pression interstitielle aux points A, B et C pour les deux modèles (i.e. parc à résidus avec cinq inclusions et une portion de ce parc) obtenue avec un modèle élastoplastique et un maillage triangulaire pendant la totalité de la période de remplissage et à l'ajout de la 10<sup>e</sup> couche est présentée sur la figure 4.19 ((a) et (b)). Les résultats montrent qu'il y a une très bonne concordance pour l'évolution de la pression interstitielle selon les deux modèles. Ceci signifie que le modèle d'une portion d'un parc à résidus peut servir comme modèle simplifié pour la suite de l'étude. Comme le montrent la figures 4.20 ((a) et (b)), la variation de la contrainte verticale effective  $\sigma'_v$  pour les deux modèles coïncide également très bien.

L'évolution de la déformation verticale  $\varepsilon_v$  au point situé à une hauteur de 1 m au-dessous du point A pendant le remplissage selon les deux modèles ( $Q_0$  et  $R_0$ ) est montrée sur la figure 4.21. Celle-ci montre à nouveau une bonne concordance.

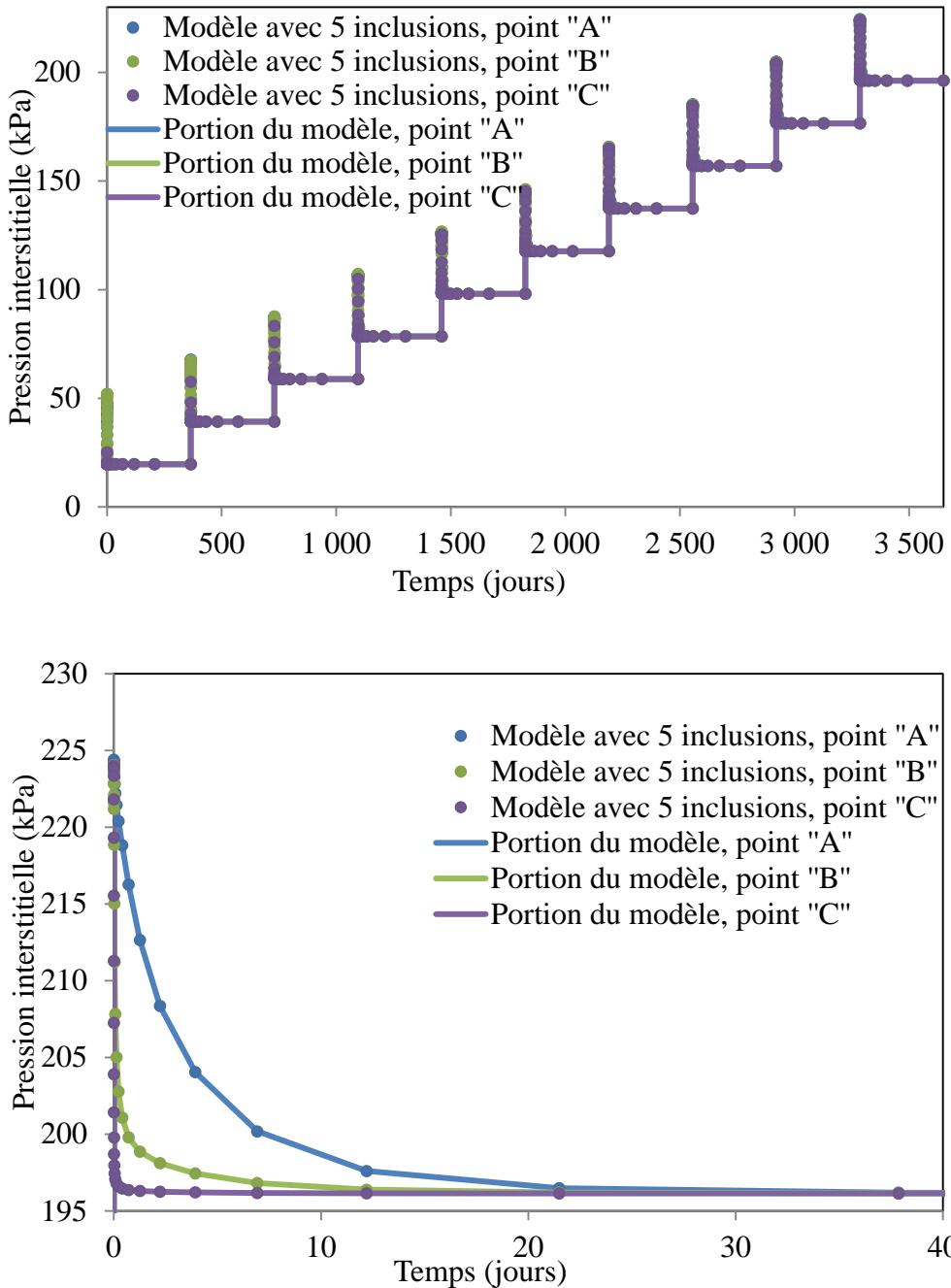


Figure 4.19: Évolution de la pression interstitielle aux points A, B et C pour les deux modèles des cas  $Q_0$  et  $R_0$ , i.e.(modèle avec cinq inclusions et modèle d'une portion d'un parc à résidus) : a) la totalité des séquences de remplissage, b) après l'ajout de la 10<sup>ème</sup> couche.

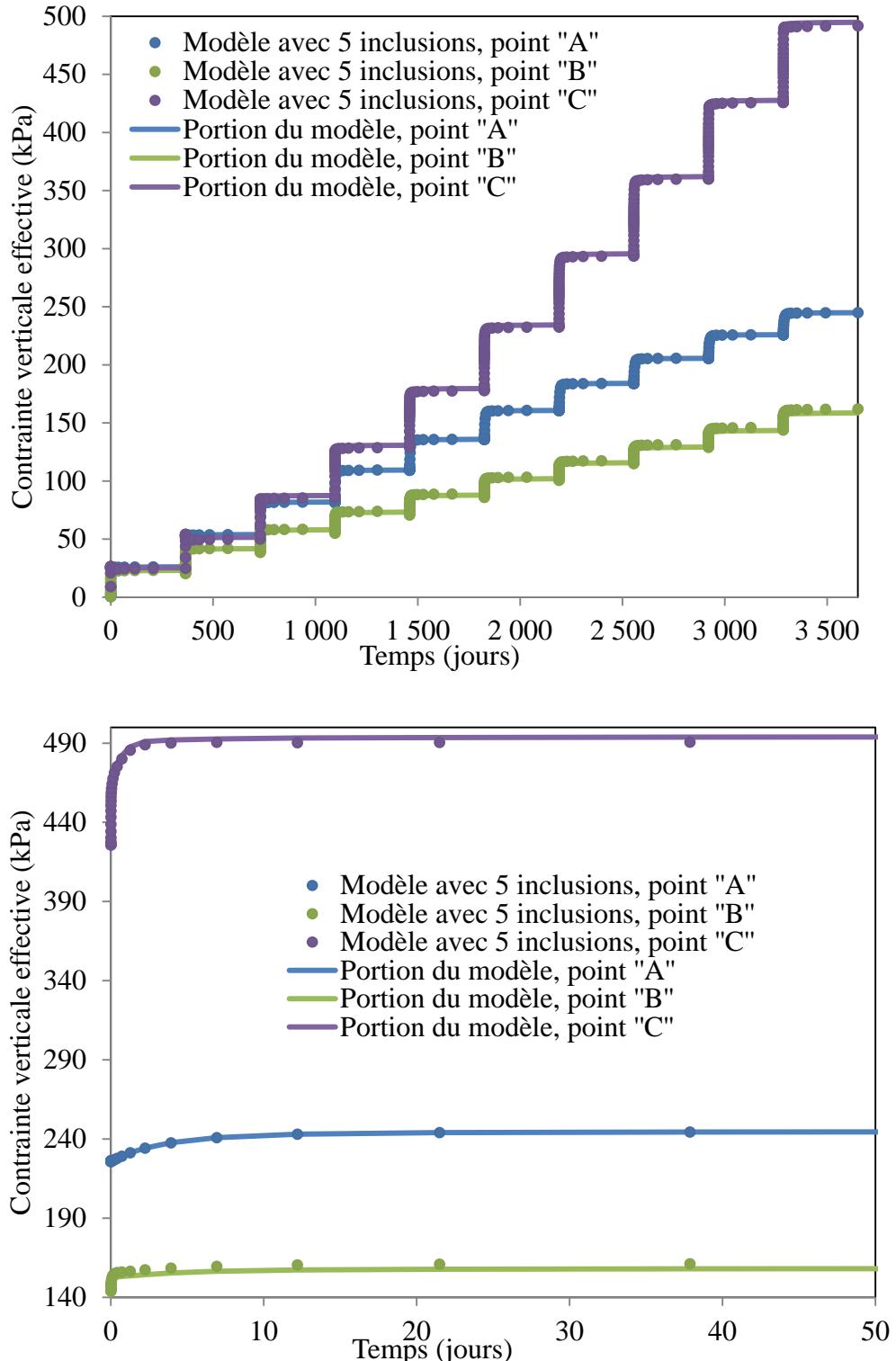


Figure 4.20: Évolution de la contrainte verticale effective  $\sigma'v$  aux points A, B et C pour les deux modèles des cas  $Q_0$  et  $R_0$ , i.e.(modèle avec cinq inclusions et modèle d'une portion d'un parc à résidus) : a) la totalité des séquences de remplissage, b) après l'ajout de la 10<sup>e</sup> couche.

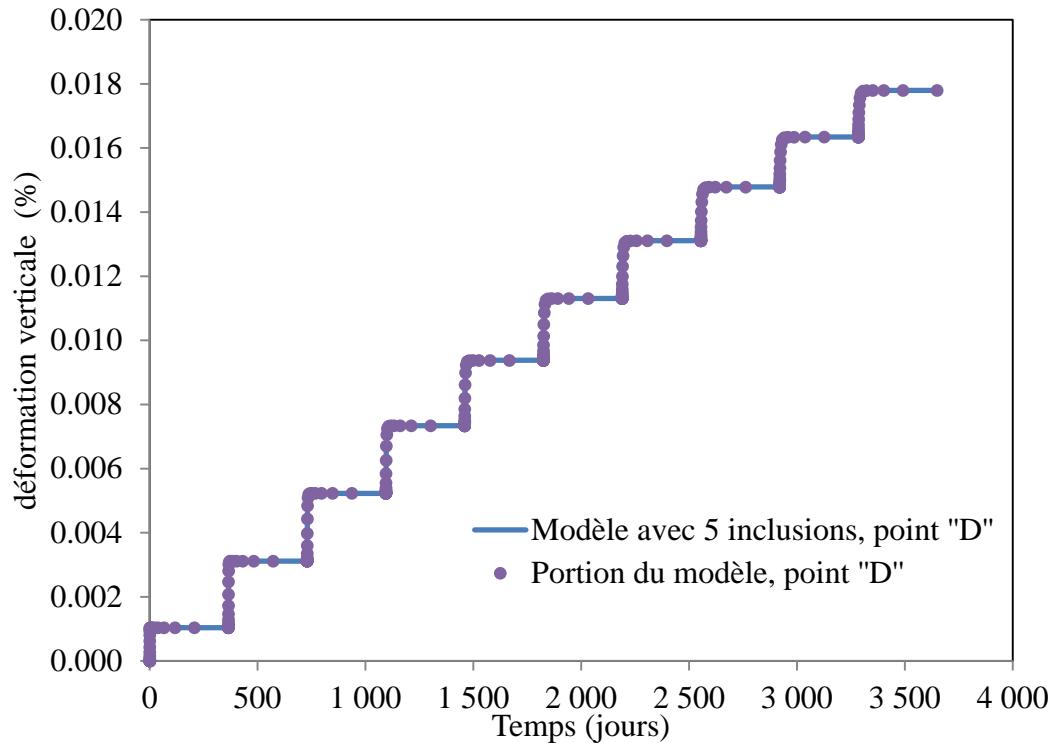


Figure 4.21: Évolution de la déformation verticale  $\varepsilon_v$  au point D (au-dessus du point A, voir figure 4.3) pendant le remplissage selon les deux modèles des cas  $Q_0$  et  $R_0$ .

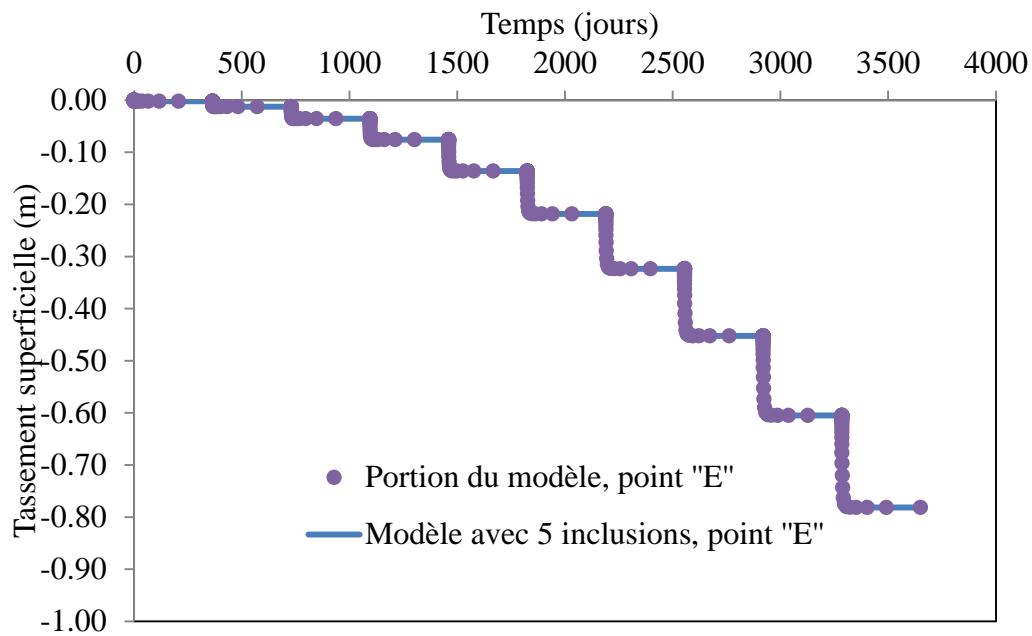


Figure 4.22: Évolution du tassement superficiel au point E (voir figure 4.3) pendant le remplissage selon les deux modèles (Cas  $Q_0$  et  $R_0$ ).

L'évolution du tassement au point E à la fin du 10<sup>e</sup> chargement selon les deux modèles Q<sub>0</sub> et R<sub>0</sub> est montrée sur la figure 4.22. Celle-ci montre à nouveau une bonne concordance entre les résultats des deux cas ce qui tend à confirmer les tendances obtenues plus haut.

#### **4.1.3.2 Le maillage triangulaire avec le modèle CCM**

Les simulations suivantes visent à évaluer l'effet de remplacer la loi de comportement élastoplastique (avec critère de Mohr-Coulomb) par le modèle Cam Clay Modifié (CCM). Les résultats obtenus ici (voir annexe B, figures A.1, A.2, A.3 et A.4) sont similaires aux ceux obtenus avec le modèle élastoplastique.

#### **4.1.3.3 Le modèle élastoplastique avec le maillage rectangulaire**

Les résultats montrés ici en termes de valeurs de la pression interstitielle, la contrainte verticale effective, la déformation verticale et le tassement superficiel (voir annexe B, figure A.5) montrent la validité de la conversion. La réponse ne semble pas affectée par la forme du maillage ou par la loi de comportement, mais elle est affectée essentiellement par la taille du maillage.

### **4.2 Simulations du comportement d'une portion du parc à résidus**

#### **4.2.1 Caractéristiques générales des modèles**

##### **Le modèle de référence avec inclusion**

Le modèle de référence, construit avec le code d'éléments finis SIGMA/W, est représenté en déformation plane (2D). La hauteur est de 20 m et la largeur est de 13 m. Trois types de matériaux ont été considérés (figure 4.23a) : les résidus miniers, la roche stérile (inclusion) et une couche raide à la base. Des éléments rectangulaires ont été utilisés pour les résidus (0,4 m de largeur et 0,15 m de hauteur); la roche stérile a été modélisée en utilisant des éléments carrés (0,15 m de côté); et la couche de base a été modélisée en utilisant deux types d'éléments, soit un maillage carré (0,15 m) et un maillage rectangulaire (de 0,4 m par 0,15 m), tel que montré à la figure 4.23b.

Le modèle de référence sans inclusion a les mêmes dimensions, maillage et propriétés que celui avec inclusion; il est montré à la figure 4.24.

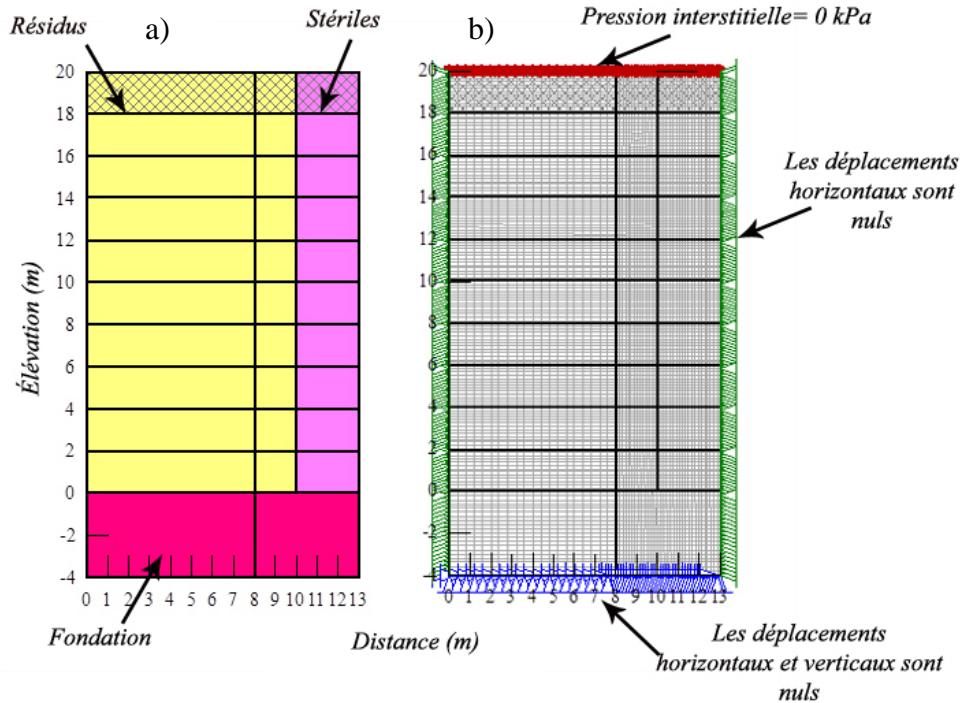


Figure 4.23 Cas T<sub>0</sub>: Matériaux, conditions aux frontières et maillage utilisés pour le modèle de référence d'une portion du parc à résidus avec inclusions.

Les conditions aux frontières appliquées au modèle de référence sont représentées sur la figure 4.23. Elles sont définies comme suit : la base du modèle est fixe en ce qui concerne les déplacements verticaux et horizontaux; les côtés gauches et droits du modèle empêchent les déplacements horizontaux (lignes de symétrie).

Comme dans les simulations précédentes, des couches successives de résidus sont ajoutées selon un taux de remplissage de 2 m par an (qui est une valeur typique observée sur divers sites miniers; Aubertin et al. 2002a). Le niveau de la nappe est toujours à la surface des résidus. Aucun débit (écoulement) n'est autorisé à travers les côtés ou à la base du modèle.

Le modèle constitutif élastique-plastique avec critère de Mohr-Coulomb a été utilisé pour représenter le comportement des résidus miniers et de la roche stérile (voir détails au tableau 4.1). Cinq paramètres d'entrée sont définis : module de Young (E) et coefficient de Poisson (v) pour l'élasticité, angle de frottement interne ( $\phi$ ), cohésion (c), et angle de la dilatance ( $\psi$ ) pour la plasticité. Le modèle élastique linéaire a été utilisé pour la couche de base (qui est très rigide et presque imperméable).

## Le modèle sans inclusions

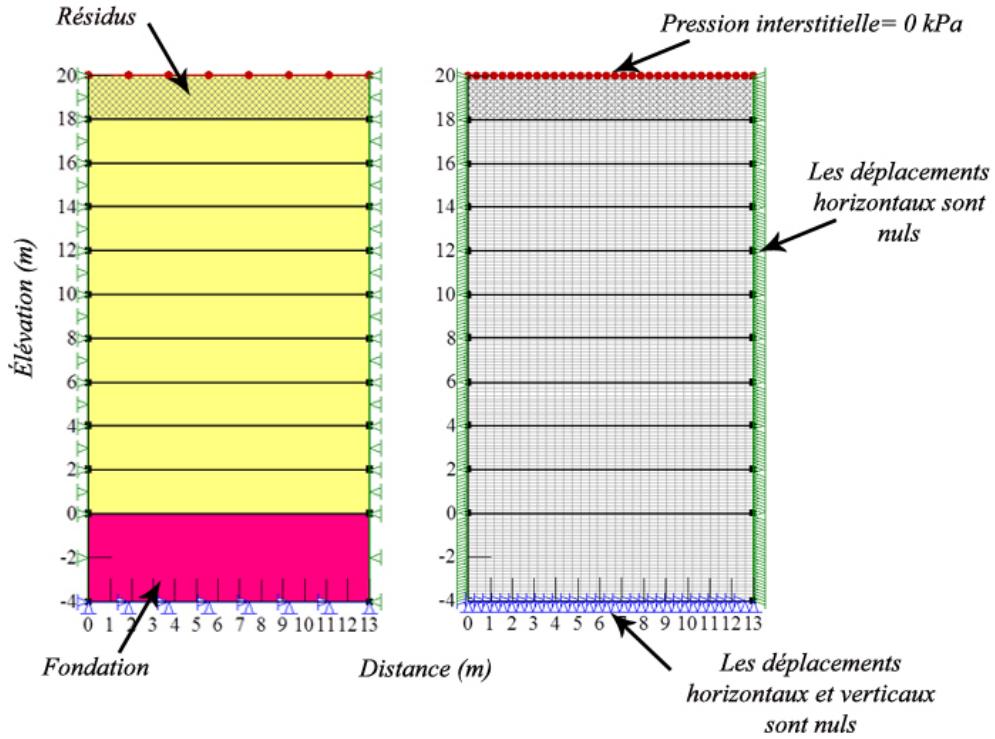


Figure 4.24 S<sub>0</sub>: Matériaux, conditions aux frontières et maillage utilisés pour le modèle d'une portion du parc à résidus sans inclusion.

### Effet de la zone de transition

Comme expliqué au chapitre 2, il peut y avoir une modification des propriétés hydrogéotechniques à l'interface entre les drains (inclusions) et les résidus. Dans cette zone de transition, le paramètre le plus affecté est la conductivité hydraulique. Selon des études faites sur la variation de la conductivité hydraulique dans cette zone pour des sols mous (Indraratna et Redana 1997, 2000), la conductivité diminuerait d'environ un demi ordre de grandeur.

Pour le cas des inclusions en roches stériles, leur installation s'effectue normalement avant et pendant la déposition des résidus miniers. Ceci peut influencer la conductivité hydraulique par la migration des particules fines des résidus dans les inclusions de roches stériles.

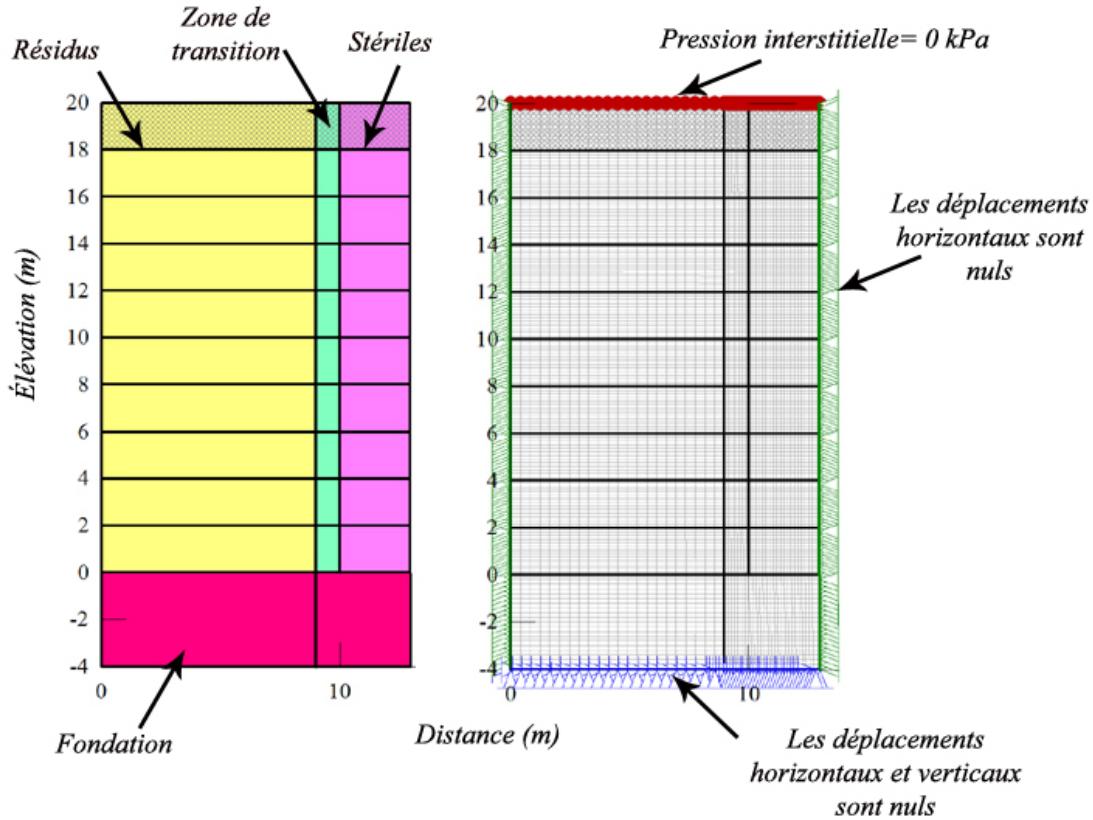


Figure 4.25 Cas U<sub>0</sub>: Matériaux, conditions aux frontières et maillage utilisés pour le modèle avec une zone de transition entre les inclusions drainantes et les résidus.

L'effet de cette zone de transition est ignoré dans la majorité des calculs présentés dans ce qui suit (étude paramétrique). Certains calculs seront néanmoins présentés plus loin pour simuler la présence d'une zone de transition avec une largeur de 1 m (comme indiqué sur la figure 4.25). Les propriétés hydro-géotechniques de cette zone sont les mêmes que celles des résidus mais avec une conductivité hydraulique ( $10^{-6}$  m/s) qui est plus grande d'un ordre de grandeur que celle des résidus miniers.

### La forme des inclusions

Une forme rectangulaire a été adoptée pour représenter les inclusions de roches stériles. En réalité, cette forme pourrait suivre une géométrie trapézoïdale. Un modèle prismatique avec une pente de 45° est aussi construit afin d'évaluer l'effet de la forme sur le processus de consolidation. La modélisation a été faite avec un modèle similaire au modèle de référence (figure 4.26) mais avec une forme trapézoïdale des inclusions ajoutées à chaque étape de

remplissage. La figure 4.31 montre les matériaux et les conditions aux frontières utilisés pour un modèle de référence avec une forme trapézoïdale de l'inclusion.

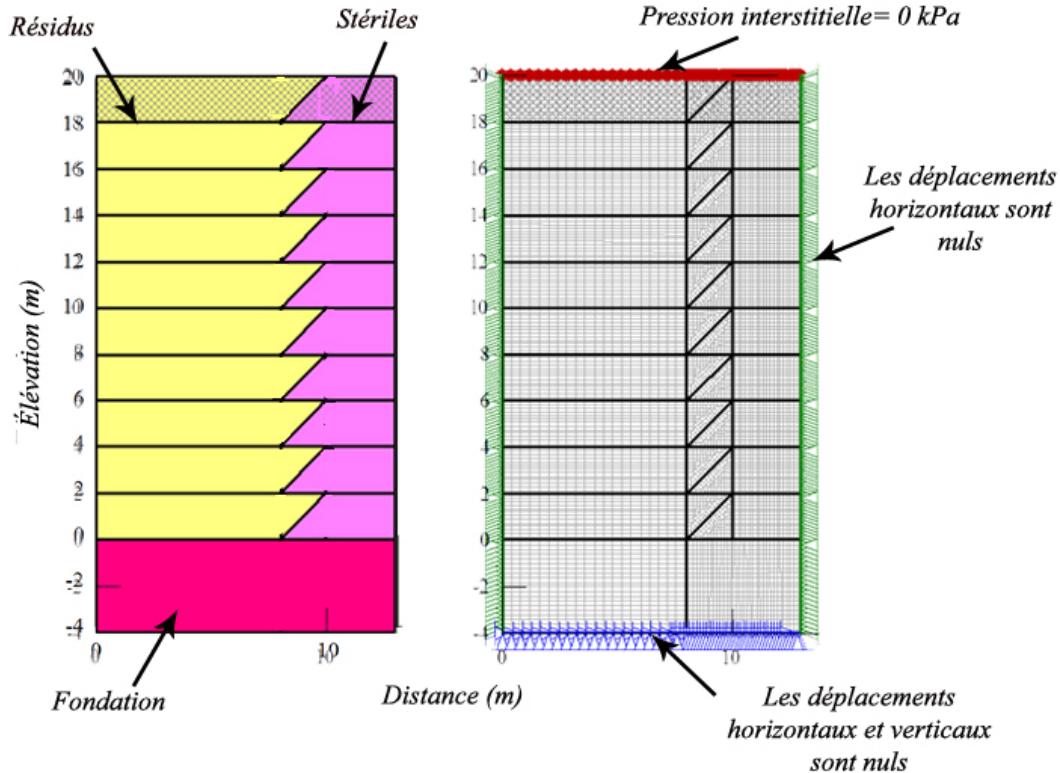


Figure 4.26 Cas V<sub>0</sub>: Matériaux, conditions aux frontières et maillage utilisés pour le modèle avec une forme trapézoïdale de l'inclusion.

### Modèle avec la loi de comportement CCM

La loi de comportement Cam Clay Modifiée (CCM) a été utilisée pour évaluer la consolidation des résidus avec ou sans la présence d'une inclusion de roches stériles. Les paramètres inclus dans le modèle sont : l'indice des vides ( $e$ ), le rapport de surconsolidation (OCR), le coefficient de Poisson ( $v$ ), l'angle de frottement interne ( $\phi'$ ), la cohésion ( $c'$ ), l'angle de la dilatance ( $\psi$ ), le paramètre compression Lambda ( $\lambda$ ) et le paramètre de recompression Kappa ( $\kappa$ ). Les valeurs des différents paramètres utilisées dans ce modèle sont les mêmes que celles utilisées pour le cas R<sub>1</sub> (voir section 4.1).

## Cas analysés

Pour évaluer l'effet des inclusions de roches stériles ainsi que l'effet de la zone de transition, la forme des inclusions et la loi de comportement sur la consolidation, cinq cas ( $S_0$ ,  $T_0$ ,  $U_0$ ,  $V_0$  et  $W_0$ ) ont été analysés. Le cas  $S_0$  représente un modèle de résidus miniers sans l'inclusion, dont le comportement sera comparé avec le cas de référence  $T_0$  (tableau 4.3). Le cas  $U_0$  représente le modèle avec les mêmes paramètres que ceux du cas de référence  $T_0$  avec une zone de transition. Le cas  $V_0$  représente le modèle avec les mêmes paramètres que ceux du cas de référence  $T_0$  avec une forme de l'inclusion qui est trapézoïdale. Le cas  $W_0$  représente le comportement des résidus avec le modèle CCM. Le tableau (4.3) présente les différents cas analysés dans ce paragraphe.

Tableau 4.3 : Différents cas analysés; tous les cas sont identiques au cas de références  $T_0$ , sauf pour le paramètre modifié.

Cas	Loi de comportement	inclusion	Zone de transition	Forme d'inclusion
$S_0$	Élastoplastique	sans	sans	rectangulaire
$T_0$	Élastoplastique	avec	sans	rectangulaire
$U_0$	Élastoplastique	avec	avec	rectangulaire
$V_0$	Élastoplastique	avec	sans	trapézoïdale
$W_0$	CCM	avec	sans	rectangulaire

### 4.2.2 Résultats des simulations

#### 4.2.2.1 Cas $S_0$ : Le modèle sans inclusion

La distribution de la pression interstitielle à la fin du 10<sup>e</sup> chargement du modèle qui simule le comportement des résidus sans inclusion est présentée sur la figure 4.27. La pression interstitielle  $u$  varie de 0 près de la surface à 196 kPa au bas des résidus (et 225 kPa au bas du modèle). Ces valeurs correspondent à la pression hydrostatique ( $u = \gamma_w \cdot z$ , où  $\gamma_w$  est le poids unitaire de l'eau et  $z$  est la profondeur). La figure 4.28 montre la variation de la pression interstitielle le long de l'axe vertical Y au début et à la fin (après un an) du 10<sup>e</sup> chargement, au bas des résidus. La pression interstitielle passe de 224 à 196 kPa. L'ampleur de cette dissipation de 28 kPa est constante le

long de l'axe des Y jusqu'à la hauteur de 18 m ; la dissipation est plus rapide près de à la surface des résidus.

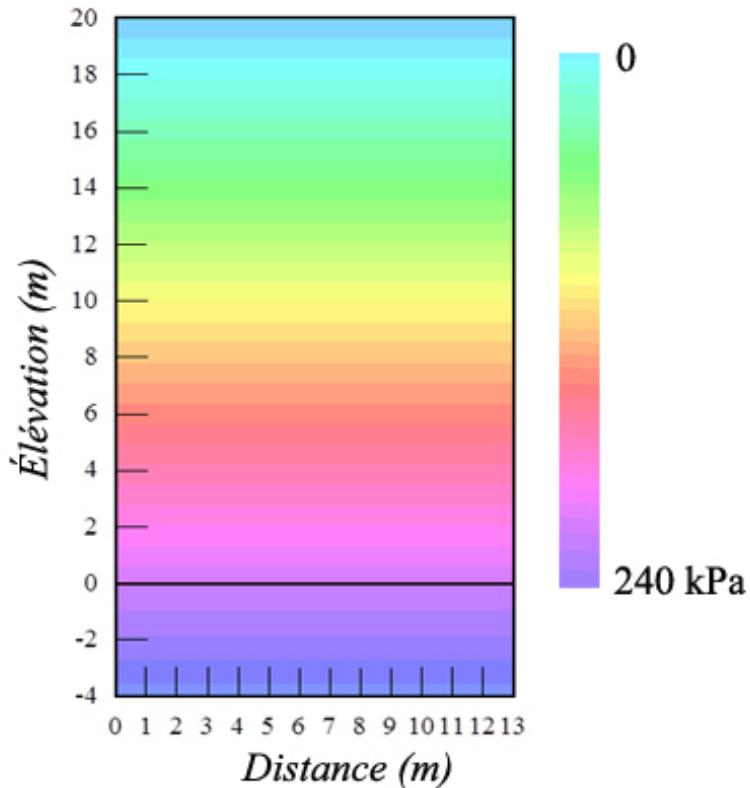


Figure 4.27 Cas S<sub>0</sub> : Distribution de la pression interstitielle u à la fin du 10<sup>e</sup> chargement d'une portion du modèle.

La variation de la pression interstitielle pendant le 5<sup>e</sup> et le 10<sup>e</sup> chargement du modèle sans inclusion est présentée à la figure 4.29. On remarque que la dissipation de la surpression interstitielle atteint 50% ( $U_{50}$ ) après 3,5 et 13 jours pour le 5<sup>e</sup> chargement et le 10<sup>e</sup> chargement respectivement; la dissipation de la surpression interstitielle est de 90% ( $U_{90}$ ) après 10 et 40 jours pour le 5<sup>e</sup> et 10<sup>e</sup> chargement respectivement. La dissipation de la surpression interstitielle au bas se termine après 50 et 200 jours respectivement pour le 5<sup>e</sup> et le 10<sup>e</sup> chargement. Ceci qui montre que plus l'épaisseur des résidus miniers augmente, plus la dissipation des surpressions interstitielles prend du temps en raison de l'augmentation de la longueur du chemin de drainage (vers le haut) L'épaisseur des résidus est donc un facteur clé qui affecte la consolidation (en l'absence d'inclusion, ou loin de celle-ci).

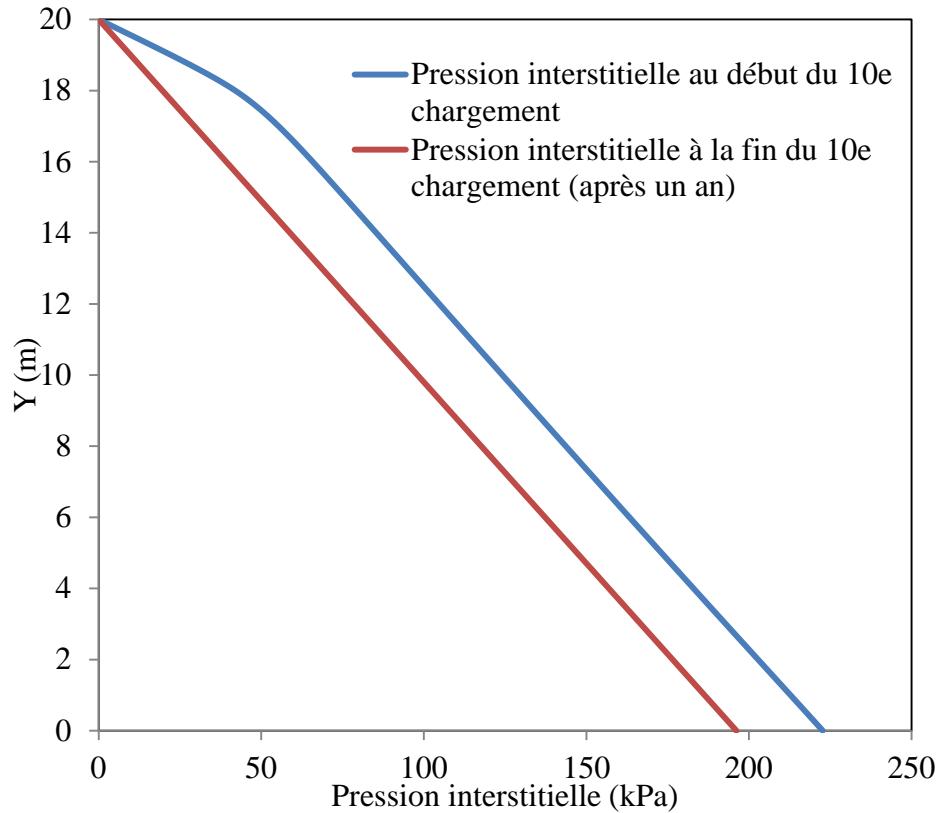


Figure 4.28 Cas S<sub>0</sub>: Pression interstitielle le long de l'axe le long de l'axe Y passant par le point A au début et à la fin du 10<sup>e</sup> chargement.

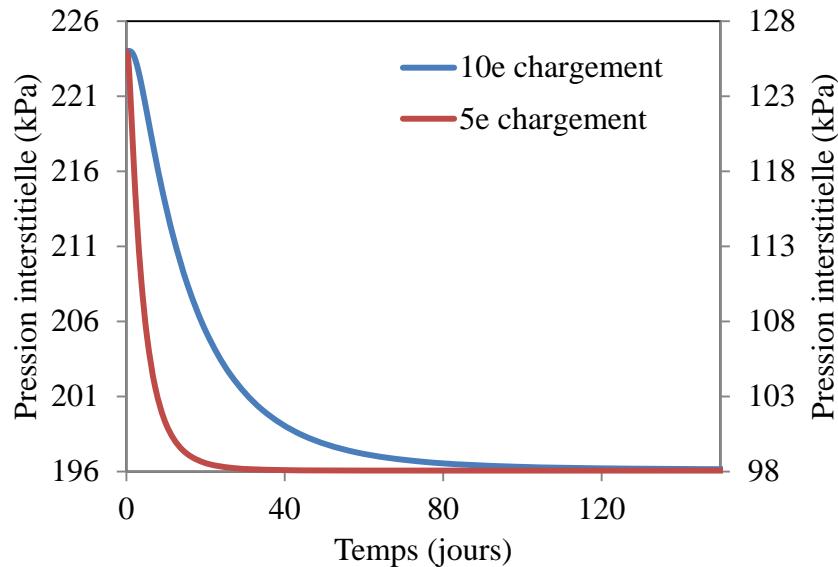


Figure 4.29 S<sub>0</sub>: Variation de la pression interstitielle pendant le 5<sup>e</sup> et le 10<sup>e</sup> chargement au point A situé au bas du modèle (voir localisation sur la figure 4.3).

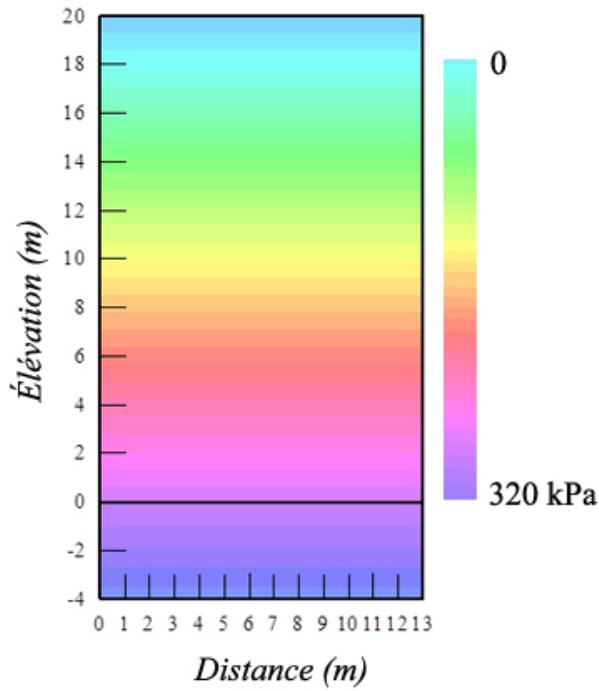


Figure 4.30 Cas S<sub>0</sub> : Distribution de la contrainte verticale effective  $\sigma_v'$  à la fin du 10<sup>e</sup> chargement (i.e. un an après l'ajout de la 10<sup>e</sup> couche).

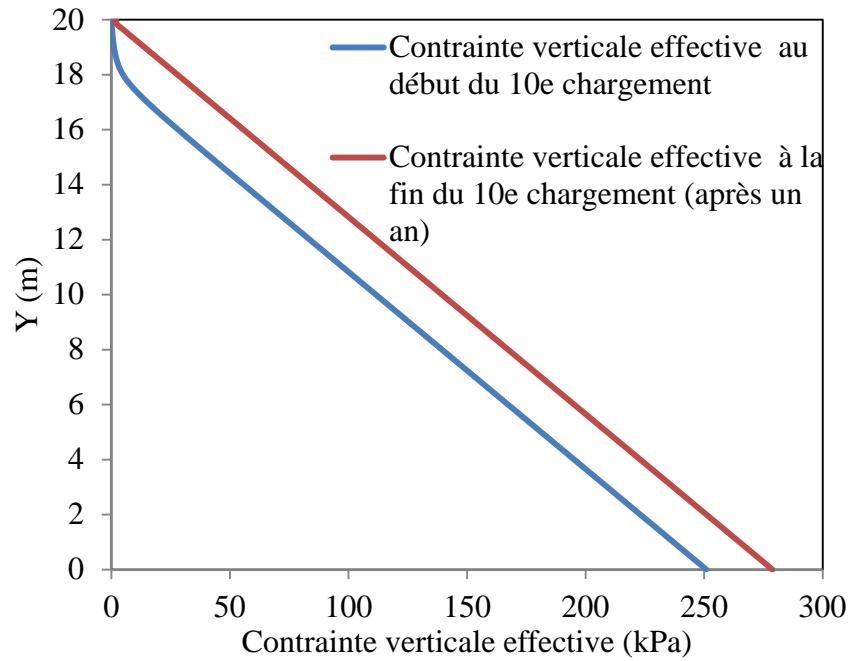


Figure 4.31 Cas S<sub>0</sub> : Contrainte verticale effective  $\sigma_v'$  le long de l'axe (vertical) Y passant par le point A après le 10<sup>e</sup> chargement.

La figure 4.31 montre la variation de la contrainte verticale effective  $\sigma_v'$  au début et à la fin du 10<sup>e</sup> palier de chargement pour le modèle sans inclusion. Au début, la contrainte effective varie linéairement avec la profondeur sauf pour les deux mètres au sommet de la 10<sup>e</sup> couche, où la contrainte effective est proche de 0, avec la dissipation de la pression interstitielle en excès, la contrainte effective augmente et s'aligne sur une droite sur toute la profondeur. La valeur de la contrainte verticale effective au bas du modèle est de 278,8 kPa (telle qu'obtenue selon eq. 4.4)

La figure 4.33 montre la distribution de la contrainte horizontale effective  $\sigma_h'$  à la fin du 10<sup>e</sup> chargement pour le modèle sans inclusion. Elle varie de 0 en surface des résidus à 118,59 kPa au bas des résidus.

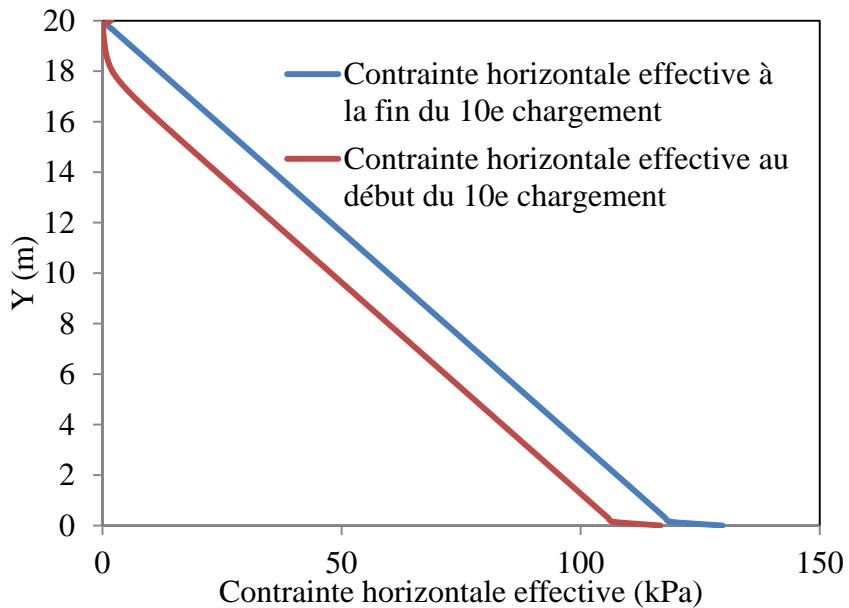


Figure 4.32 Cas S<sub>0</sub> : Contrainte horizontale effective  $\sigma_h'$  le long de l'axe (vertical) Y passant par le point A après le 10<sup>e</sup> chargement.

La figure 4.32 montre aussi la variation de la contrainte horizontale effective  $\sigma_h'$  le long de l'axe vertical Y passant par le point A après le 10<sup>e</sup> chargement. On remarque que la contrainte horizontale effective évolue linéairement selon l'axe Y, sauf en bas des résidus où il y a une légère augmentation de celle-ci (ceci est dû à la forte rigidité de la couche de fondation).

Les contraintes horizontales effectives calculées par le code Sigma/W 2007 s'accordent bien à celles obtenues analytiquement à la fin du 10<sup>e</sup> chargement.

La distribution de la déformation verticale dans les résidus (sans inclusion) à la fin du 10<sup>e</sup> chargement est présentée sur la figure 4.34. Elle passe de 0 en surface à 2,05% à une profondeur

de 19,85 m environ (la précision obtenue est limitée par la taille du maillage). Au-delà de cette profondeur, la déformation verticale diminue et elle devient pratiquement nulle dans la couche rigide.

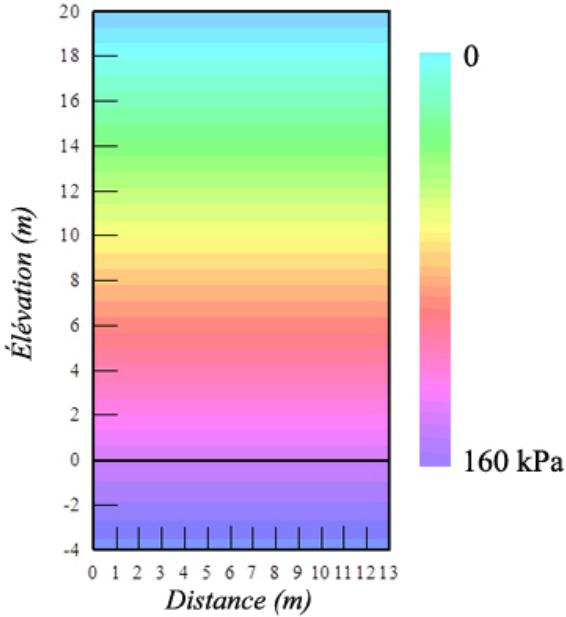


Figure 4.33 Cas S<sub>0</sub> : Distribution de la contrainte horizontale effective  $\sigma_h'$  à la fin du 10<sup>e</sup> chargement pour le modèle de résidus sans inclusion.

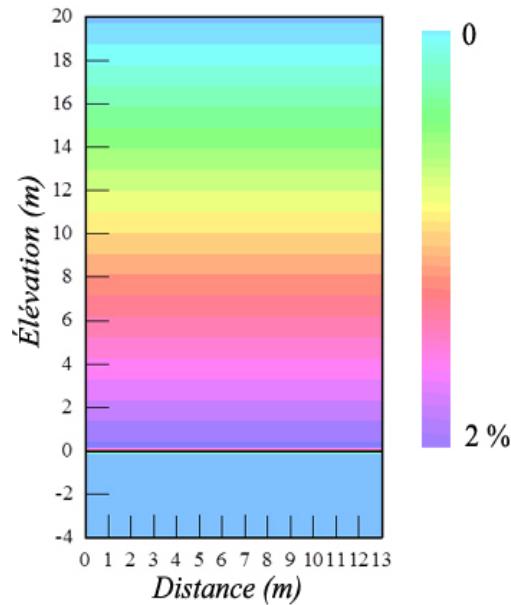


Figure 4.34 Cas S<sub>0</sub> : Distribution de la déformation verticale  $\varepsilon_v$  à la fin du 10<sup>e</sup> chargement pour le modèle des résidus sans inclusion.

La variation de la déformation verticale au début et à la fin du 10<sup>e</sup> chargement le long de l'axe Y (vertical) est présentée à la figure 4.35. On remarque que la déformation verticale augmente avec la profondeur en raison de l'augmentation de la contrainte effective. Les courbes de la distribution de la déformation verticale au début et à la fin du 10<sup>e</sup> chargement sont parallèles jusqu'à l'élévation de 18 m. Ce déplacement parallèle est dû essentiellement à la variation de la contrainte verticale effective  $\sigma_v'$  du début à la fin de cette étape de remplissage (voir aussi la figure 4.33), et à la dissipation de la pression intersticielle dans les résidus due au drainage vertical. On constate aussi que la déformation diminue en bas des résidus, proche de la couche raide (couche de fondation).

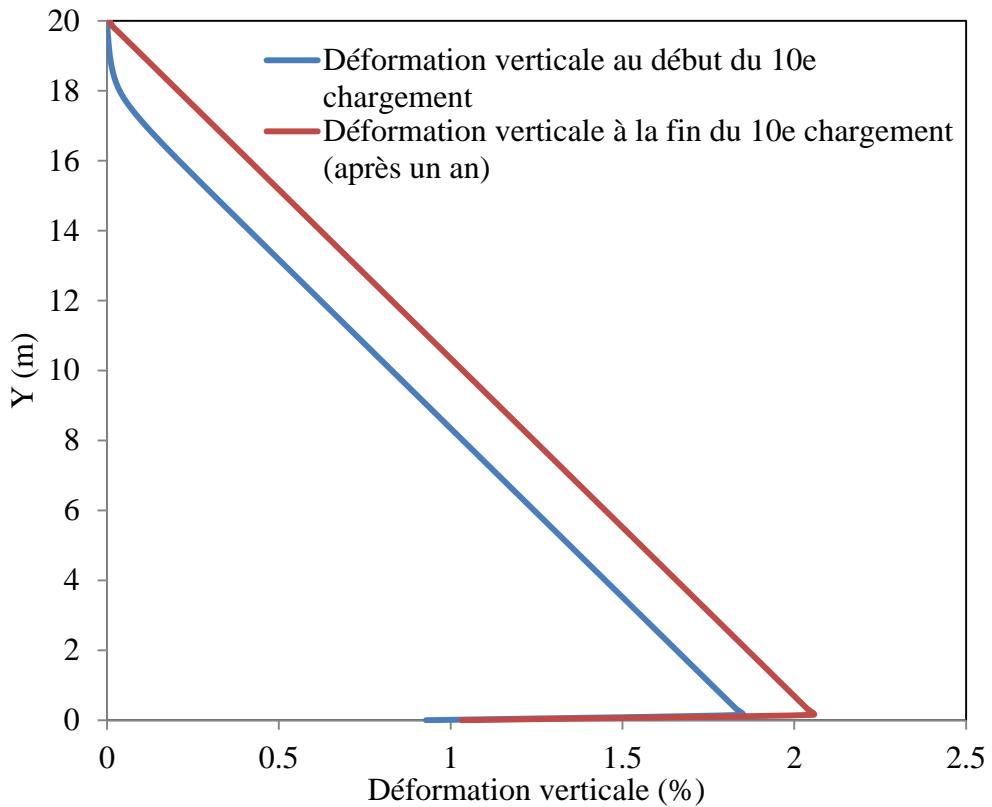


Figure 4.35 Cas S<sub>0</sub> : Variation de la déformation verticale le long de l'axe Y (vertical) au début (après une seconde) et à la fin (après un an) du 10<sup>e</sup> chargement dans les résidus (sans inclusion).

La figure 4.36 montre que la déformation verticale  $\varepsilon_v$  varie linéairement avec la contrainte verticale effective  $\sigma_v'$ . Ce comportement est dû au fait que le module de Young des résidus est considéré constant ici (en pratique la valeur de E pourrait varier).

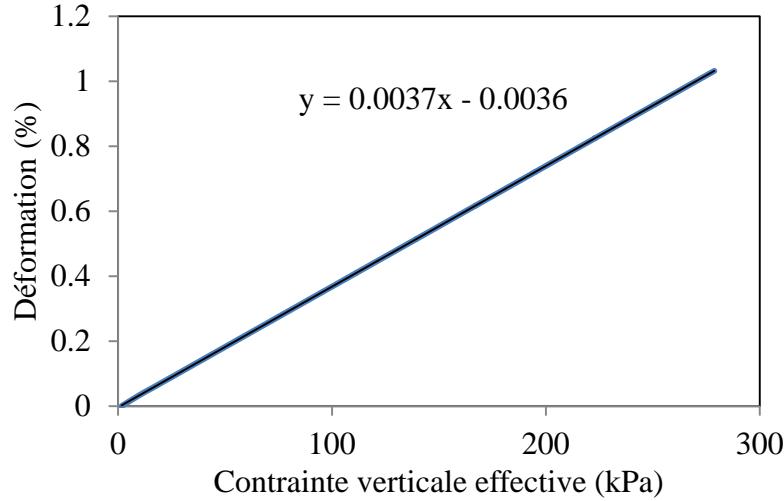


Figure 4.36 : Cas S<sub>0</sub> : Variation de la déformation verticale par rapport aux contraintes effectives verticales.

#### 4.2.2.2 Cas T<sub>0</sub>: Le modèle de référence avec une inclusion

La distribution de la pression interstitielle u au début et à la fin de la 10<sup>e</sup> étape de chargement pour le modèle des résidus avec une inclusion est présentée à la figure 4.37. La pression interstitielle varie de 0 près de la surface à 196 kPa au bas des résidus (225 kPa au bas du modèle).

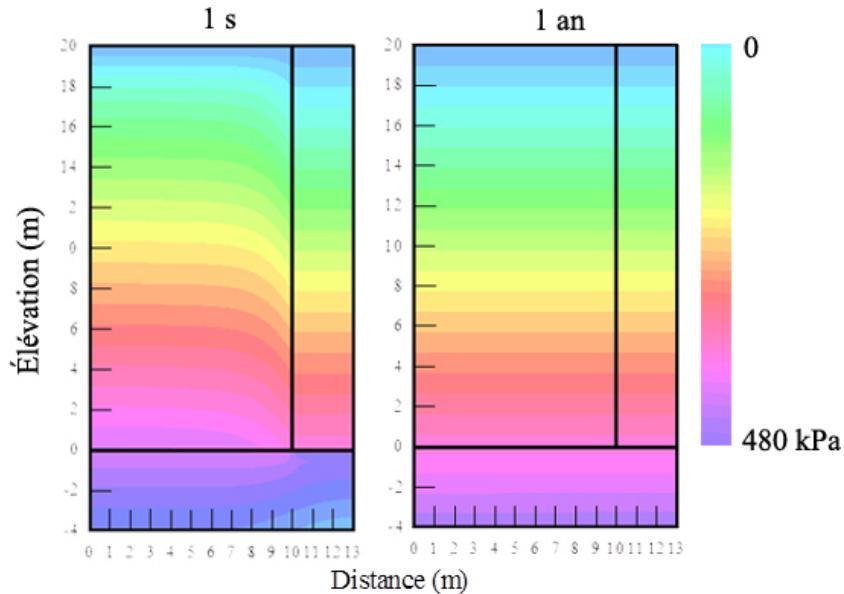


Figure 4.37 Cas T<sub>0</sub>: Distribution de la pression interstitielle u à la fin du 10<sup>e</sup> chargement d'une portion du modèle.

Après un an, ces iso-contours ressemblent à ceux du modèle sans inclusion (voir figure 4.37). La figure 4.38 montre la variation de la pression interstitielle  $u$  le long de l'axe Y (vertical) au début et à la fin du 10<sup>e</sup> chargement, au bas des résidus ; la pression interstitielle passe alors de 222 à 196 kPa. Cette variation de 28 kPa est observée le long de l'axe des Y jusqu'à la hauteur de 18 m ; à la surface des résidus, la pression interstitielle est de 0 kPa tout au long du processus en raison du drainage.

La distribution de la contrainte verticale effective  $\sigma_v'$  à la fin du 10<sup>e</sup> chargement du modèle avec une inclusion est présentée à la figure 4.39. Elles varient de 0 à la surface jusqu'à 250 kPa au bas des résidus (voir figure 4.40).

La variation de la contrainte verticale effective  $\sigma_v'$  le long de l'axe X (horizontal) passant par les points A, B et C au début et à la fin du 10<sup>e</sup> chargement est illustrée sur la figure 4.41. Loin de l'inclusion, la contrainte verticale effective passe de 230 kPa au début à 250 kPa à la fin du chargement (point A). Cette valeur de  $\sigma_v'$  descend au-dessous de 100 kPa dans la zone d'interface résidus-inclusion, et elle remonte dans l'inclusion. Elle atteint 544 kPa dans l'inclusion rigide à la fin du 10<sup>e</sup> chargement (après un an). On note aussi une diminution de  $\sigma_v'$  au milieu du drain (par rapport au bord). Ceci est dû au transfert de la charge qui se produit le long de l'interface, en raison de la rigidité plus élevée des roches stériles.

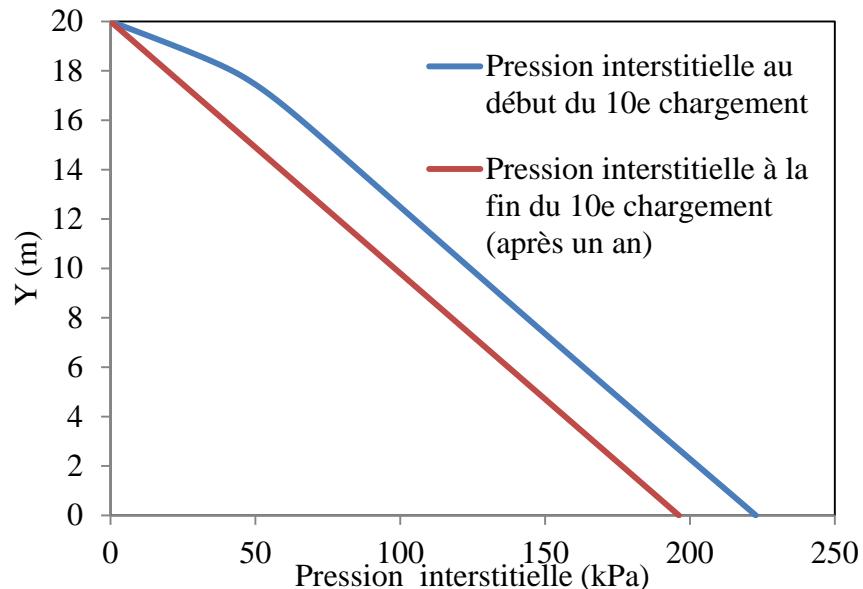


Figure 4.38 Cas T<sub>0</sub> : Pression interstitielle le long de l'axe Y passant par le point A au début et à la fin du 10<sup>e</sup> chargement.

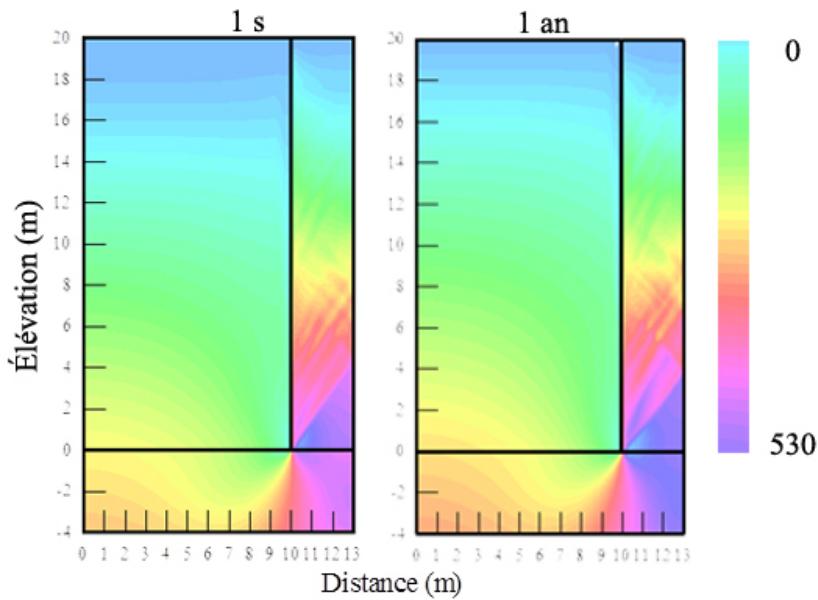


Figure 4.39 Cas  $T_0$ : Distribution de la contrainte verticale effective  $\sigma_v'$  à la fin du 10<sup>e</sup> chargement.

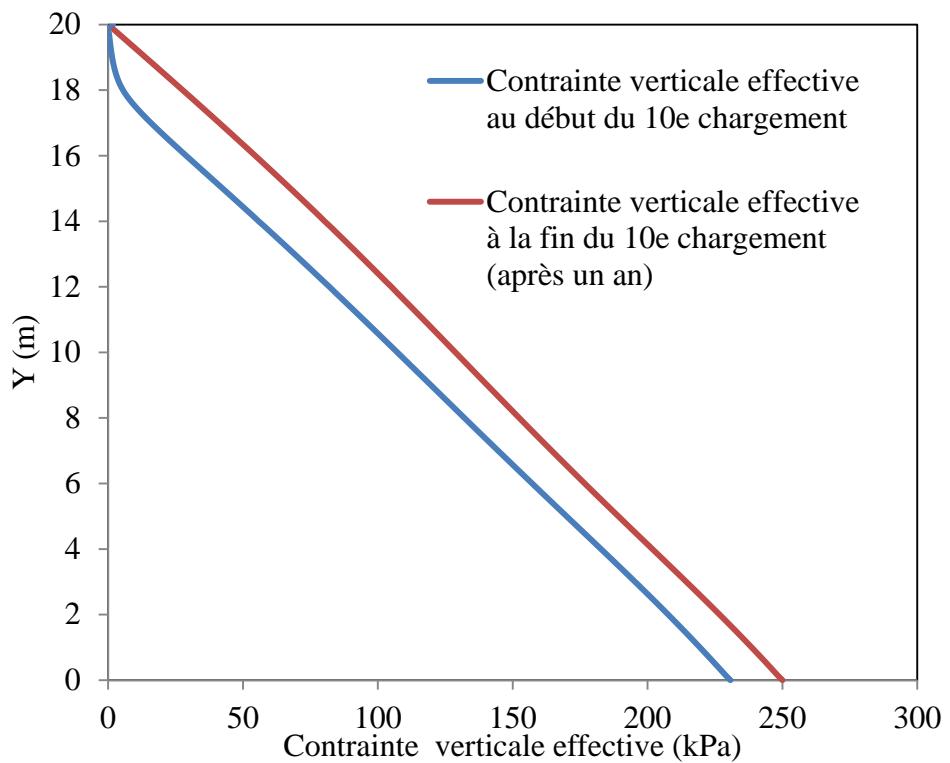


Figure 4.40 Cas  $T_0$ : Contrainte verticale effective  $\sigma_v'$  le long de l'axe (vertical) Y passant par le point A après le 10<sup>e</sup> chargement.

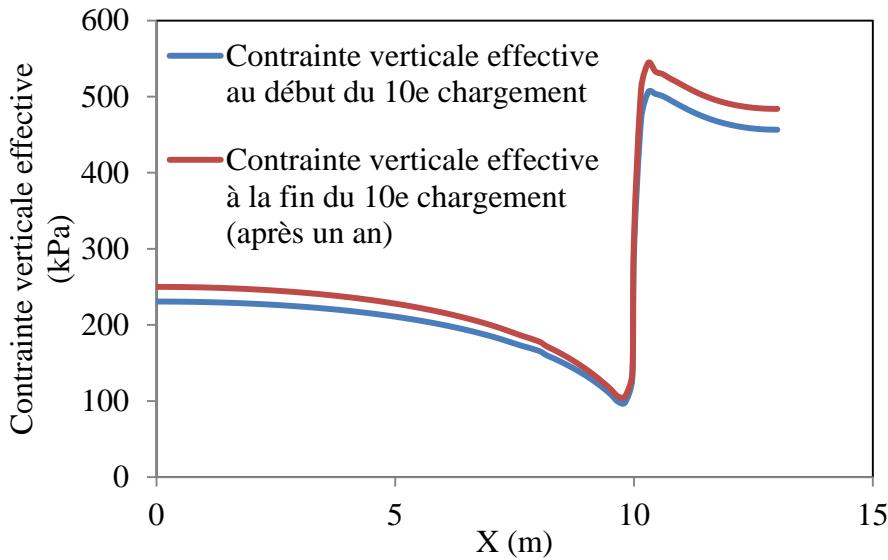


Figure 4.41 Cas T<sub>0</sub> : Contrainte verticale effective  $\sigma_v'$  le long de l'axe (horizontal) X passant par les points A, B et C après le 10<sup>e</sup> chargement.

La variation de la contrainte horizontale effective le long de l'axe verticale Y au début et à la fin des 10 étapes de chargement pour le modèle avec une inclusion est présentée à la figure 4.42. La contrainte horizontale effective varie par palier pour les sept dernières couches, mais cette tendance s'estompe avec la profondeur

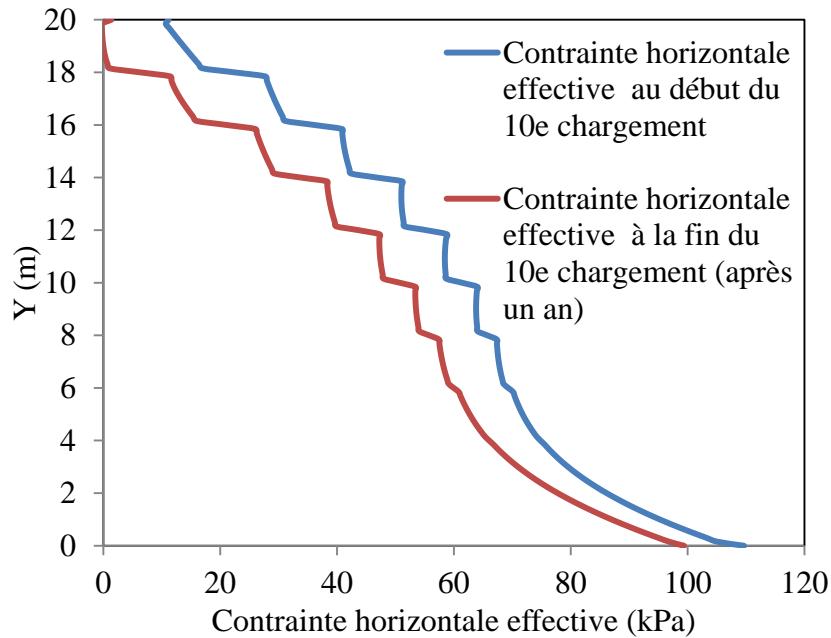


Figure 4.42 Cas T<sub>0</sub> : Contrainte horizontale effective  $\sigma_h'$  le long de l'axe Y (vertical) passant par le point A après le 10<sup>e</sup> chargement.

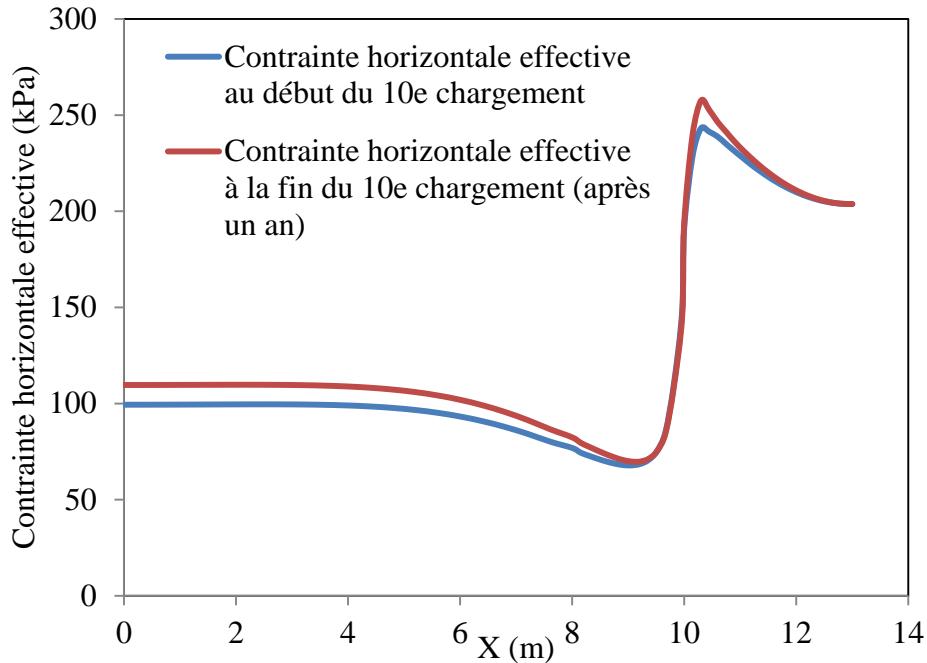


Figure 4.43 Cas T<sub>0</sub> : Contrainte horizontale effective  $\sigma_h'$  le long de l'axe X (horizontal) passant par les points A, B et C après le 10<sup>e</sup> chargement.

La contrainte horizontale effective  $\sigma_h'$  le long de l'axe X au début et à la fin du 10<sup>e</sup> chargement pour le modèle d'une portion du parc à résidus avec une inclusion est présentée sur la figure 4.43. La contrainte horizontale effective se situe autour de 100 kPa près de l'extrémité du modèle (loin d'inclusion), et elle baisse jusqu'à 70 kPa dans la zone d'interface résidus-inclusion. La contrainte horizontale effective monte jusqu'à 257 kPa à la frontières de l'inclusion, et baisse à 204 kPa au centre de l'inclusion. La distribution de cette contrainte suit la même tendance que la contrainte verticale effective  $\sigma_v'$ .

La distribution de la déformation verticale  $\epsilon_v$  dans les résidus pendant la 10<sup>e</sup> étape de chargement du modèle avec une inclusion est présentée à la figure 4.44. La déformation passe de 0 en surface à 1.9 % à une profondeur de 19,85 m dans les résidus.

La variation de la déformation verticale  $\epsilon_v$  au début et à la fin du 10<sup>e</sup> chargement (après un an) le long de l'axe Y (vertical) est présentée sur la figure 4.45. La variation de la déformation verticale  $\epsilon_v$  le long de l'axe X passant par le point D après le 10<sup>e</sup> chargement est illustrée à la figure 4.46. On remarque que cette déformation est presque nulle au niveau des inclusions, et qu'elle augmente rapidement puis plus lentement pour atteindre 1,9 % à l'extrémité du modèle.

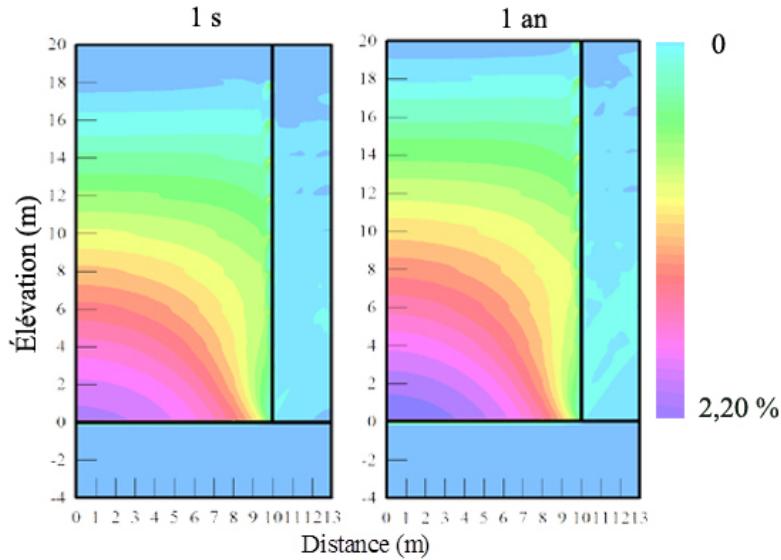


Figure 4.44 Cas T<sub>0</sub> : Distribution de la déformation verticale  $\varepsilon_v$  au début et à la fin du 10<sup>e</sup> chargement du modèle des résidus avec une inclusion.

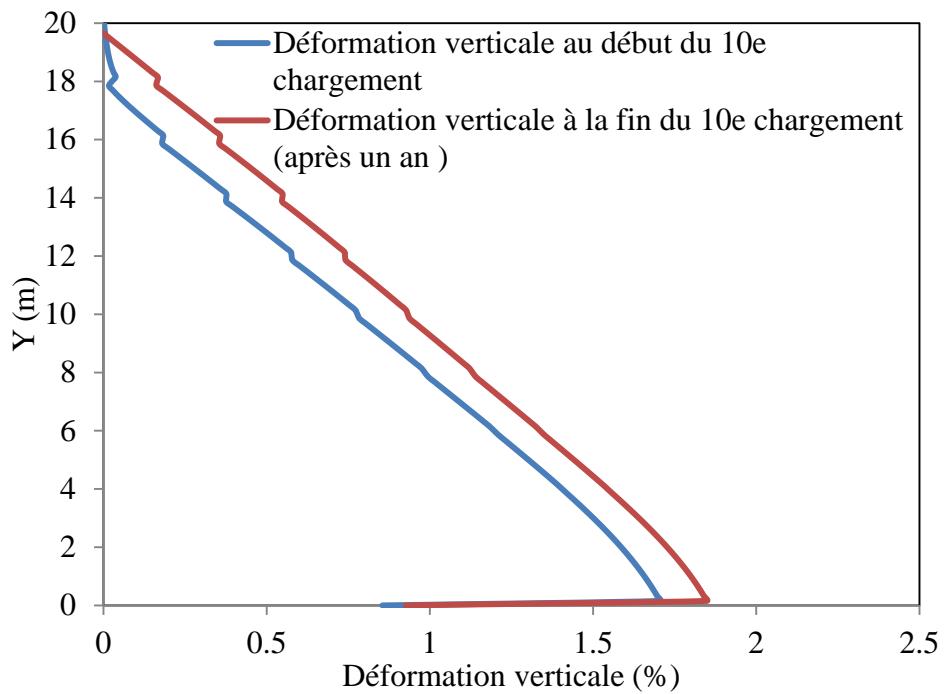


Figure 4.45 Cas T<sub>0</sub> : Déformation verticale  $\varepsilon_v$  le long de l'axe Y (vertical) passant par le point A après la 10<sup>e</sup> couche de résidus avec une inclusion.

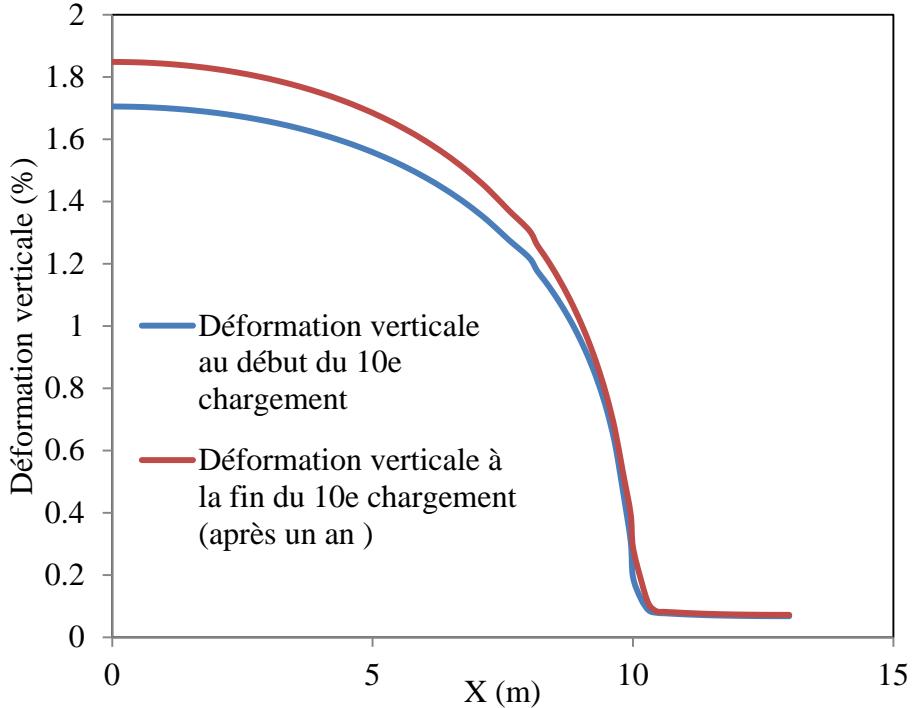


Figure 4.46 Cas T<sub>0</sub>: Déformation verticale  $\varepsilon_v$  le long de l'axe X (horizontal) passant par D (figure 4.3) après la 10<sup>e</sup> couche de résidus avec une inclusion.

La distribution de la déformation horizontale dans les résidus au début et à la fin du 10<sup>e</sup> chargement, pour le modèle avec une inclusion est présentée à la figure 4.47. La déformation est légèrement négative (vers la gauche à l'intérieur du modèle) proche de l'interface résidus-inclusion, ainsi qu'au niveau du point le plus éloigné des inclusions au bas des résidus. La déformation horizontale est positive (vers la droite) au niveau des couches proches de la surface et dans les couches au fond des résidus proches de l'interface résidus-inclusion.

Cette variation de la déformation horizontale selon la position est liée aux contraintes effectives horizontales au niveau de l'interface résidus-inclusion, suite au transfert de charge vers les inclusions.

La déformation horizontale le long de l'axe X (horizontal) passant par le point D (voir position sur la figure 4.3) après le 10<sup>e</sup> chargement est illustrée à la figure 4.48. Cette déformation est plus importante au niveau de l'interface résidus-inclusion. Elle est faible le long de l'axe X, mais elle remonte ( $\varepsilon_v = +0,27\%$ ) puis descend (à -0,13%) près de l'inclusion, avant de se stabiliser à 0 au niveau de l'inclusion.

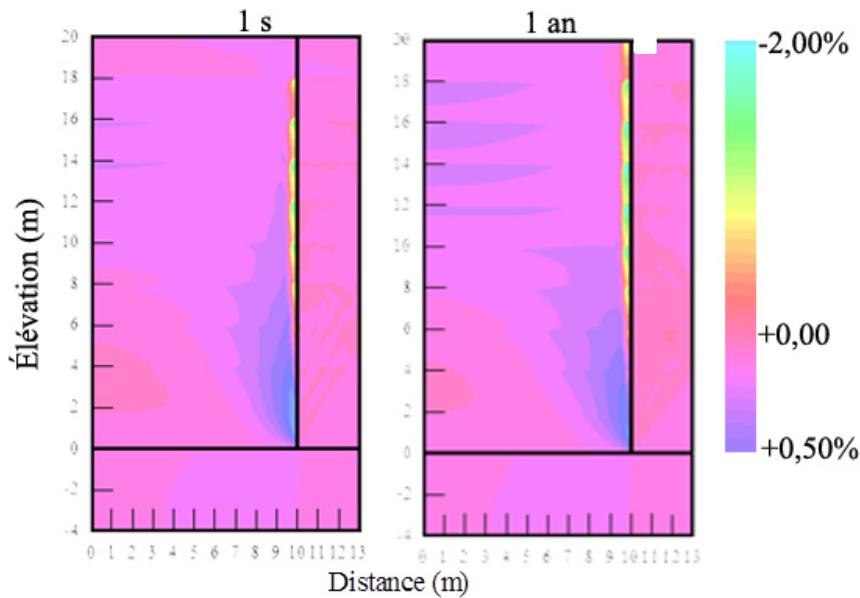


Figure 4.47 Cas T<sub>0</sub> : Distribution de la déformation horizontale au début et à la fin de la 10<sup>e</sup> étape de chargement.

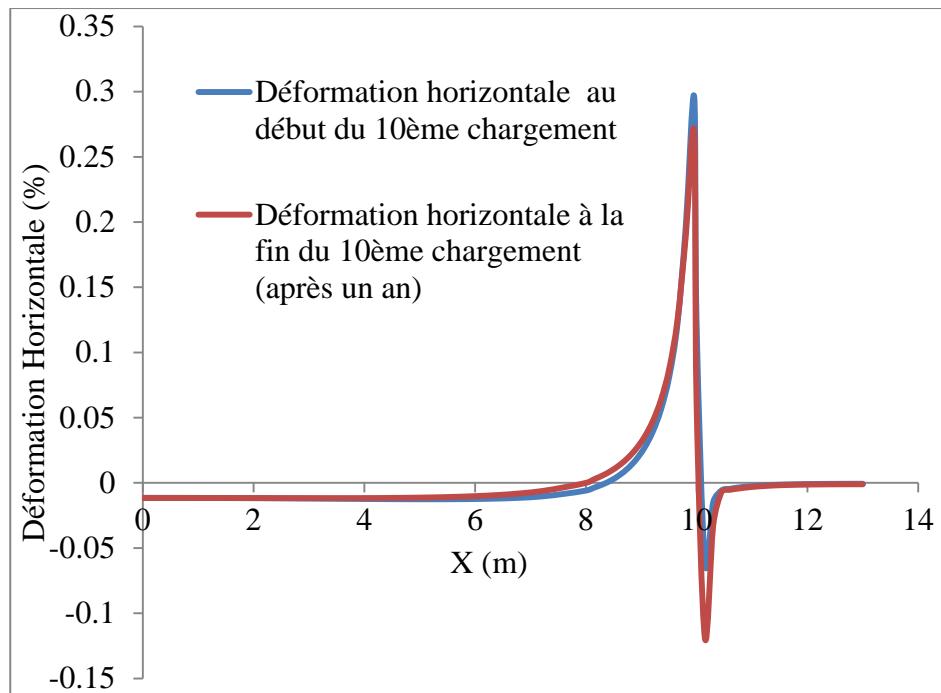


Figure 4.48 Cas T<sub>0</sub> : Déformation horizontale  $\epsilon_h$  le long de l'axe X passant par le point D (voir figure 4.3) après le 10<sup>e</sup> chargement.

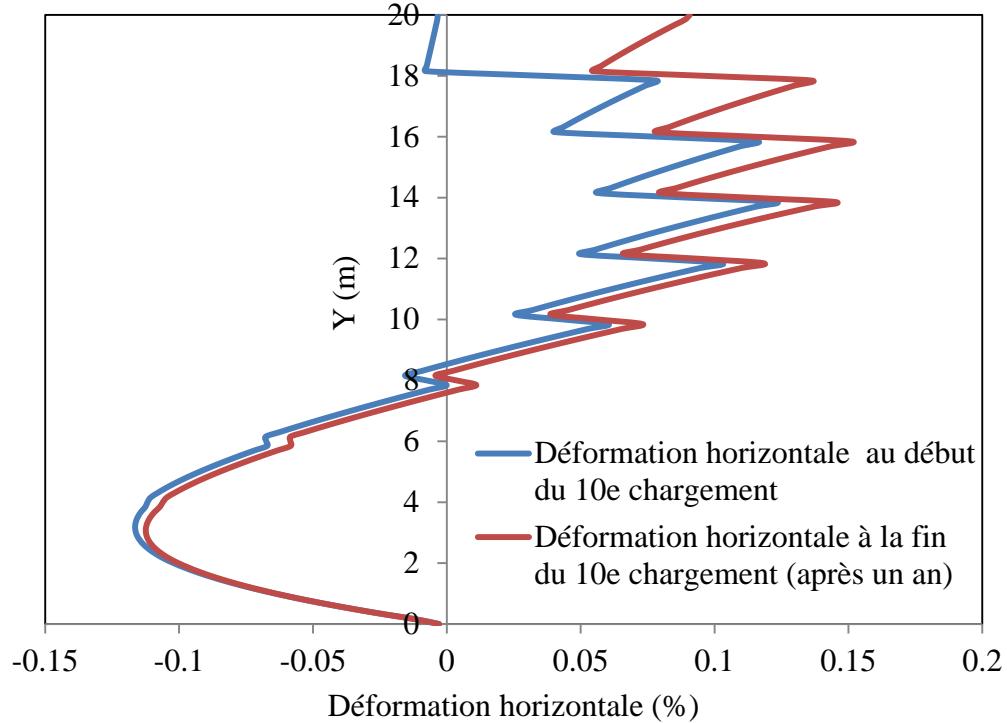


Figure 4.49 Cas  $T_0$  : Déformation horizontale  $\varepsilon_h$  le long de l'axe Y passant par A (loin de l'inclusion) après le 10<sup>e</sup> chargement.

L'augmentation des contraintes effectives verticales au bas des résidus cause une contraction des résidus, comme montre la figure 4.50. Toutefois, l'ampleur de la déformation horizontale positive ou négative reste très faible par rapport à la déformation verticale  $\varepsilon_v$ .

#### 4.2.2.3 Effet de l'inclusion sur le comportement des résidus

La figure 4.50 montre la variation de la pression interstitielle au point A (situé au fond des résidus au point le plus loin de l'inclusion; voir figure 4.3) après la 10<sup>e</sup> étape de chargement pour les cas  $S_0$  (sans) et  $T_0$  (avec inclusion). On remarque que la dissipation de la surpression interstitielle prend 200 jours dans le cas  $S_0$ , et il suffit de 25 jours dans le cas  $T_0$ , ce qui montre que le drainage horizontal dû aux inclusions de roches stériles accélère d'une façon marquée la consolidation des résidus. La différence de conductivité hydraulique  $k_h$  entre les roches stériles et les résidus (trois ordres de grandeur) contrôle le sens de l'écoulement de l'eau sous pression, favorisant ainsi un drainage dans la direction horizontale (plutôt que verticale) avec les résidus miniers (isotropes).

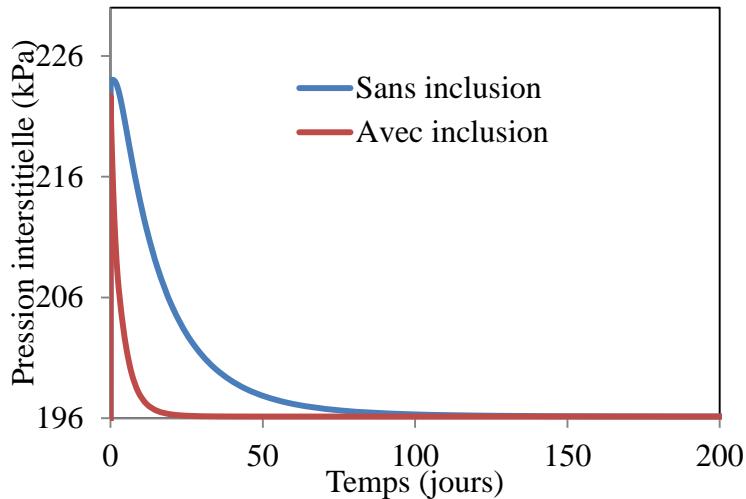


Figure 4.50: Variation de la pression interstitielle au point A, pendant le 10<sup>e</sup> chargement pour les cas avec ( $T_0$ ) et sans ( $S_0$ ) inclusion.

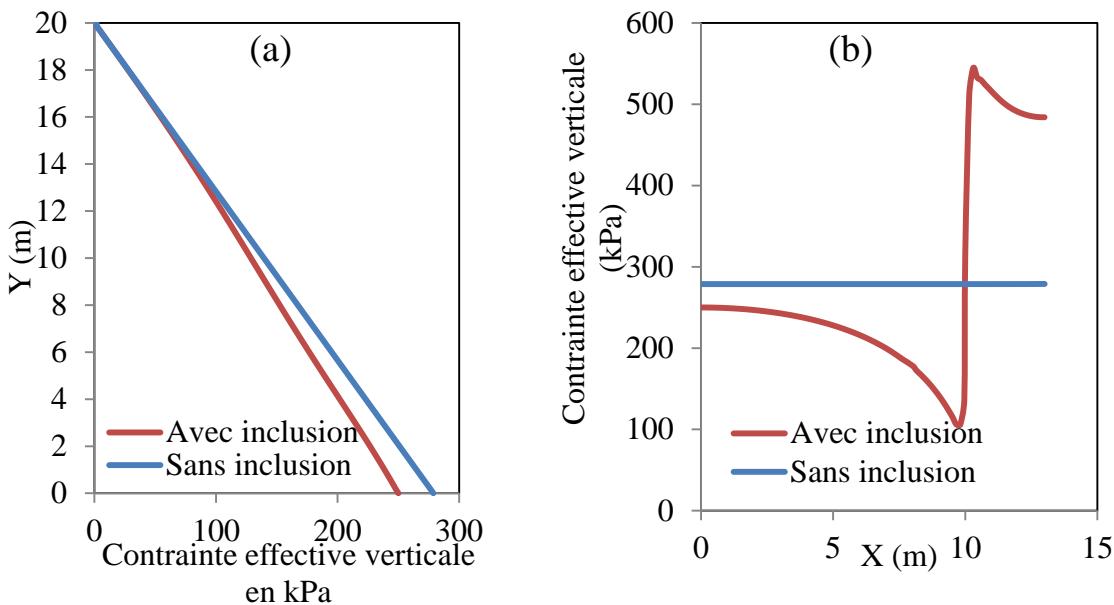


Figure 4.51 : Contrainte verticale effective  $\sigma_v'$  le long des axes: a) Y (qui passe par le point A) b) X (qui passe par les points A, B et C) à la fin du 10<sup>e</sup> chargement (après un an) pour les cas sans ( $S_0$ ) et avec ( $T_0$ ) inclusion.

La variation de la contrainte verticale effective  $\sigma_v'$  le long des axes Y (vertical) et X (horizontal) à la fin de la 10<sup>e</sup> couche pour les cas avec ( $T_0$ ) et sans ( $S_0$ ) inclusion est présentée sur les figures 4.51 (a) et (b). La mise en place des inclusions au sein des résidus provoque une diminution de la

contrainte verticale effective, surtout au bas des résidus. Elle passe de 278 kPa dans le cas sans inclusion à 250 kPa pour le cas avec inclusions au bas des résidus (figure 4.51a), cette contrainte diminue proche de l'inclusion. Elle passe de 250 kPa à l'extrémité des résidus à 100 kPa proche de l'interface résidus-inclusion (voir figure 4.51 b). Dans le cas sans inclusion, la contrainte verticale effective  $\sigma_v'$  reste constante le long de l'axe X (figure 4.51b). L'ajout des inclusions de roches stériles abaisse la contrainte verticale effective dans les résidus proche de l'interface et dans toute la zone d'influence. Cette variation de la contrainte verticale effective est due essentiellement à la différence de rigidité entre les résidus et les inclusions.

La contrainte horizontale effective  $\sigma_h'$  suit la même tendance que celle de la contrainte verticale effective  $\sigma_v'$  surtout le long de l'axe X (qui passe par les point A, B et C – voir figure 4.3) où elle passe de 110 kPa à 70 kPa à l'interface résidus-inclusion (figure 4.52b). La distribution selon l'axe Y (figure 4.52a) est caractérisée par deux zones: dans la première, la contrainte horizontale effective prend une valeur plus grande que celle du cas sans inclusions (pour les 5 dernières couches), alors que dans la seconde, elle prend une valeur plus petite que celle du cas sans inclusion (5 couches du bas). Ceci est lié au transfert des charges des résidus vers les roches stériles, dû à la forte rigidité de ces derniers.

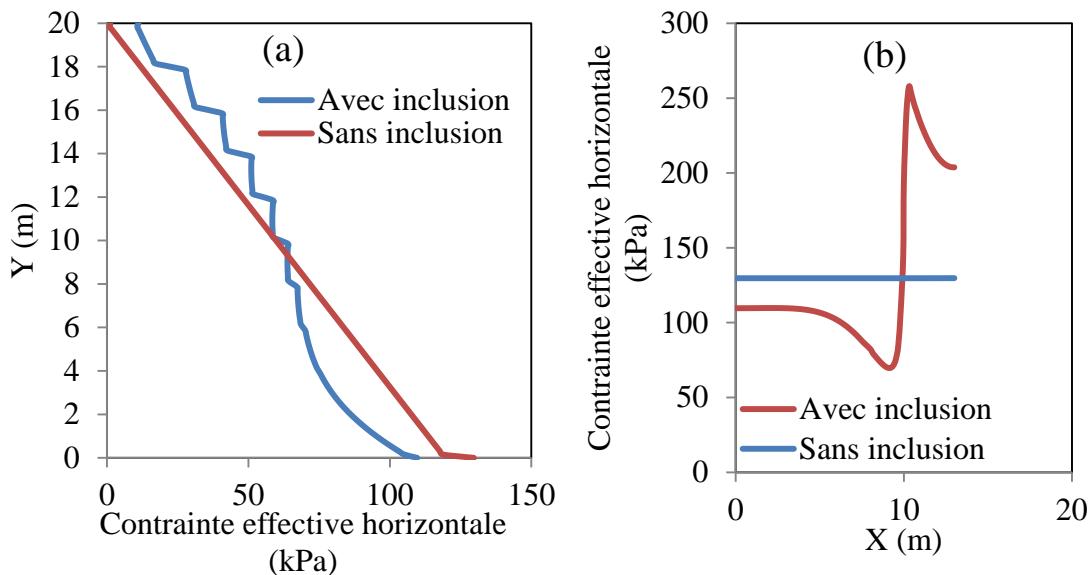


Figure 4.52 : Contrainte horizontale effective le long des axes: a) Y (qui passe par le point A) b) X (qui passe par les points A, B et C) à la fin du 10<sup>e</sup> chargement (après un an), pour les cas S<sub>0</sub> (sans inclusion) et T<sub>0</sub> (avec inclusion).

La variation de la déformation verticale  $\varepsilon_v$  le long des axes X (horizontal) et Y (vertical) est présentée sur les figures 4.53 (a) et (b). On remarque que cette déformation varie presque linéairement en fonction de la profondeur dans les deux cas (avec ou sans inclusion). Puisque les contraintes effectives verticales diminuent proche de l'inclusion, la déformation suit la même allure et diminue elle aussi. La variation de la déformation verticale  $\varepsilon_v$  le long de l'axe X suit la même tendance que celle de la contrainte verticale effective par rapport au même axe.

La variation de la déformation horizontale par rapport aux deux axes X et Y est illustrée sur les figures 4.53 (c) et (d) respectivement. La déformation horizontale suit l'état des contraintes effectives horizontales. L'augmentation des contraintes effectives causées par la déposition des couches des résidus favorisent donc un déplacement horizontal vers les inclusions pour les dernières couches (en haut), tandis que les déplacements horizontaux dans les couches du bas se font vers les extrémités des résidus. Cette déformation horizontale est petite par rapport à la déformation verticale  $\varepsilon_v$ .

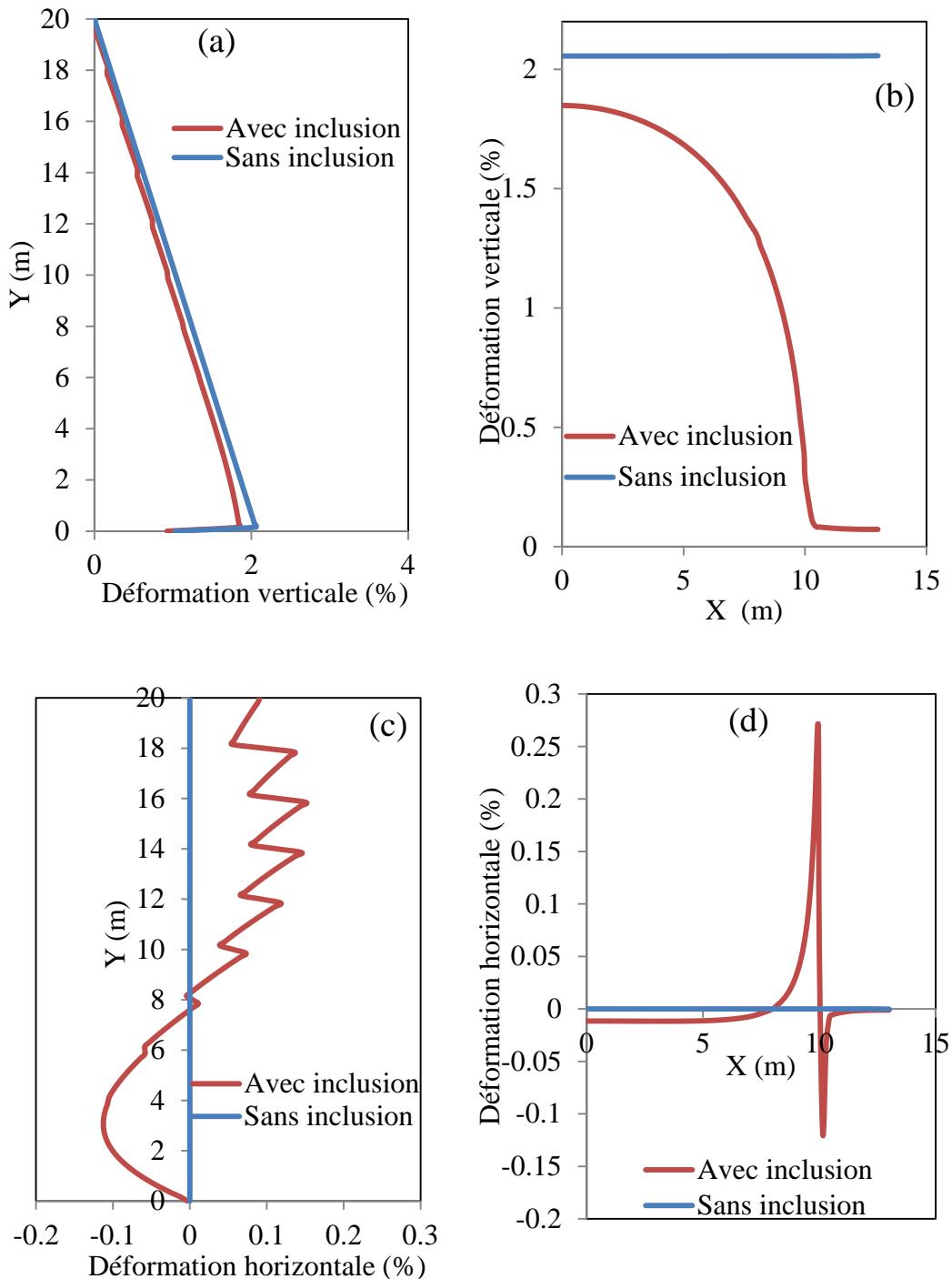


Figure 4.53 : Variation de la déformation verticale  $\epsilon_v$  le long des axes a) Y qui passe par le point A et b) X qui passe par les points A, B et C; déformation horizontale le long des axes c) Y qui passe par le point A et d) X qui passe par les points A, B et C. Cas S<sub>0</sub> et T<sub>0</sub> à la fin du 10<sup>e</sup> chargement (après un an).

#### 4.2.2.4 Cas U<sub>0</sub> : Effet de la zone de transition

Des études menées sur des sols argileux ont montré que la mise en place de drains cause une distorsion du sol entourant les drains, ce qui provoque un changement de ses propriétés géotechniques, surtout au niveau de sa conductivité hydraulique. Barron (1948) a ainsi évalué que le temps nécessaire pour que le sol atteigne une consolidation complète augmente d'environ 20% en présence d'une zone de transition ayant une largeur correspond à 1/6<sup>e</sup> de la largeur du drain, et si la conductivité hydraulique de cette zone est plus faible d'un ordre de grandeur par rapport à celle des sols non remaniés.

Pour le cas des résidus miniers avec des inclusions en roches stériles, cette zone est caractérisée par une conductivité hydraulique plus grande que celle des résidus, due à la migration des fines particules des résidus vers les inclusions. Cette migration peut être favorisée par le mode de déposition et par le drainage horizontal provoqué par la différence entre la conductivité hydraulique des résidus et celle des inclusions.

Pour évaluer l'effet de cette zone de transition sur la vitesse de consolidation, des calculs numériques ont été réalisés, en variant la conductivité hydraulique de cette zone ( $k_{zt} = 10^{-5}$ ,  $10^{-6}$  et  $10^{-8}$  m/s) sur une largeur de 1 m. La figure 4.54 montre la variation de la pression interstitielle après le 10<sup>e</sup> chargement au point A pour les différentes valeurs de conductivité hydraulique de la zone de transition. On remarque qu'une augmentation de la conductivité hydraulique d'un ou deux ordres de grandeur affecte peu la vitesse de la consolidation des résidus; par exemple la pression interstitielle se dissipe complètement après 25 jours pour  $k_{zt}=10^{-6}$  m/s et  $k_{zt}=10^{-5}$  m/s. Lorsque la conductivité hydraulique diminue d'un ordre de grandeur par rapport au résidus ( $k_{zt} = 10^{-8}$  m/s), le temps nécessaire pour dissiper la surpression interstitielle est de 60 jours, ce qui montre qu'une diminution avec  $k_{zt} < k_{résidus}$  dans cette zone pourrait affecter considérablement l'efficacité des inclusions. Par contre, une augmentation de sa conductivité hydraulique (avec  $k_{zt} > k_{résidus}$ ) affecterait peu la vitesse de la consolidation des résidus miniers.

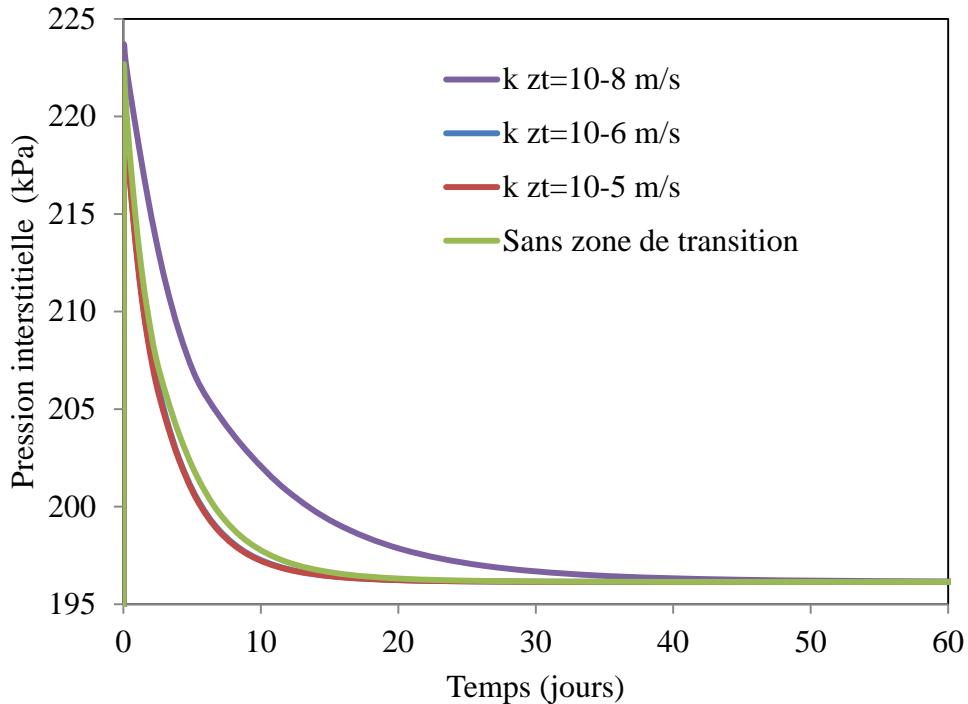


Figure 4.54 Cas  $U_0$  : Pression interstitielle après le 10<sup>e</sup> chargement au point A pour différentes valeurs de la conductivité hydraulique de la zone de transition.

Dans ce cas, l'ampleur finale des contraintes et des déformations n'est pas affectée par la zone de transition, bien que l'évolution de  $\sigma_v'$  et  $\sigma_h'$  dépende de la distribution de  $u$ .

#### 4.2.2.5 Cas $V_0$ : Effet de la forme des inclusions

En pratique, la déposition progressive des roches stériles qui forment les inclusions dans un parc à résidus est réalisée à l'aide de camions bennes et de butoirs (comme observé sur le terrain à la mine Osisko par exemple). Ces derniers déversent la roche stérile pour former des inclusions aux parois inclinées  $p$ , avec un angle qui ne dépasse pas  $45^\circ$  (typiquement  $37^\circ$ ). Cette forme est modélisée avec une forme trapézoïdale afin d'évaluer l'effet de cette géométrie (voir la figure 4.26) sur la vitesse de la consolidation des résidus miniers.

La figure 4.55 montre la variation de la pression interstitielle après le 10<sup>e</sup> chargement pour les deux formes considérées (rectangulaires et trapézoïdales). On remarque que la dissipation de la pression interstitielle au point A est réalisée après environ 15 et 25 jours pour les formes trapézoïdale et rectangulaire respectivement. La forme trapézoïdale permettrait donc une dissipation plus rapide que la forme rectangulaire; ceci semble relié à sa dimension plus grande

et à la grande surface de contact accrue créée par l'intrusion (partie triangulaire) dans les résidus, ce qui provoque une dissipation un peu plus rapide des pressions interstitielles par rapport à la forme rectangulaire. L'effet de la forme est toutefois faible par rapport à d'autres facteurs (voir la section 5.1).

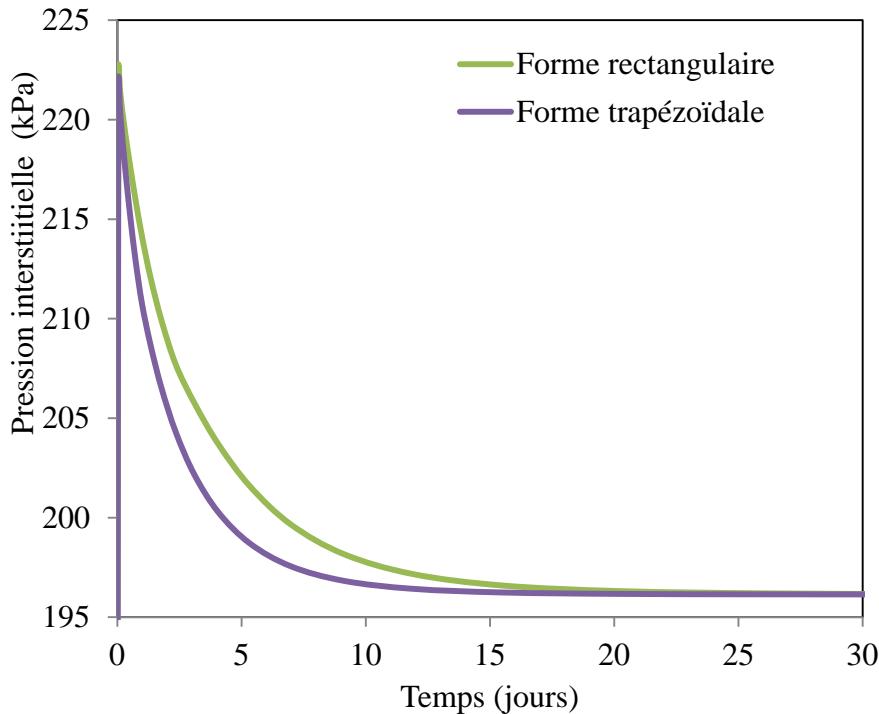


Figure 4.55 Cas  $V_0$ : Effet de la forme de l'inclusion sur l'évolution de la pression interstitielle après le 10<sup>e</sup> chargement au point A.

#### 4.2.2.6 Cas $W_0$ : Simulation avec la loi de comportement CCM

La figure 4.61a montre la variation de l'indice des vides  $e$  par rapport au temps de remplissage du modèle lorsque la simulation est réalisée avec le modèle Cam Clay Modifié et les paramètres présentée au tableau 4.1. On remarque que l'indice des vides chute dès le premier chargement. Cette diminution continue avec un taux décroissant lors des chargements suivants, lors de l'ajout des couches successives.

La variation de l'indice des vides  $e$  par rapport aux contraintes effectives est illustrée à la figure 4.56b. Puisque les résidus sont considérés comme un sol normalement consolidé, il n'y a pas de cassure qui caractérise la contrainte de préconsolidation. La pente du graphique dans un plan semi-log correspond à l'indice de compression  $C_c$ .

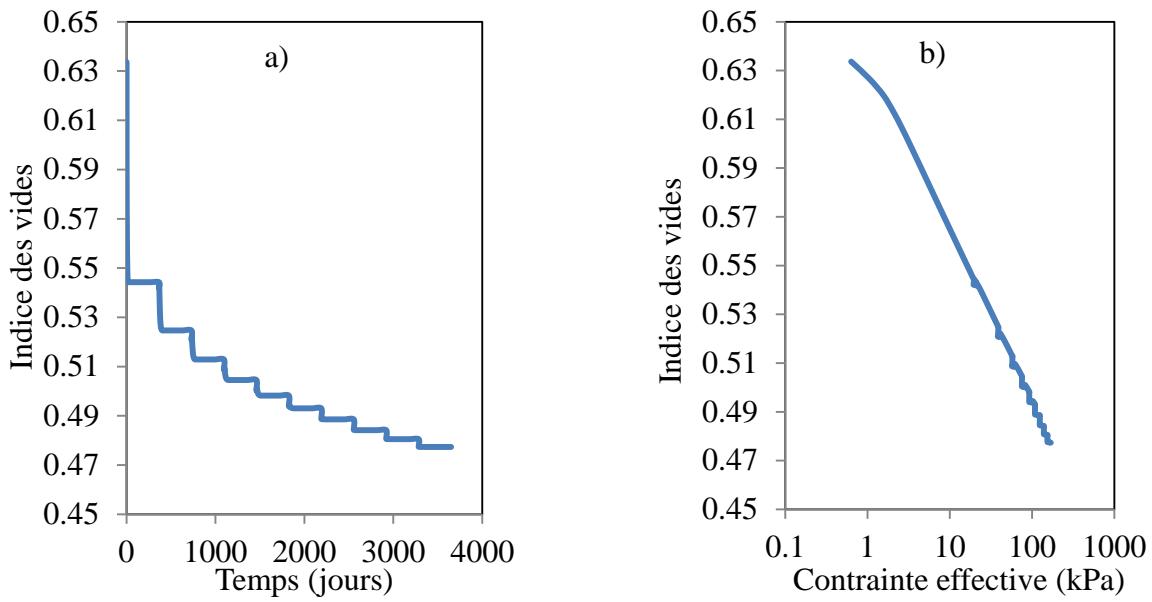


Figure 4.56 Cas W<sub>0</sub> : Indice des vides au point A en fonction : a) du temps b) de la contrainte effective verticale.

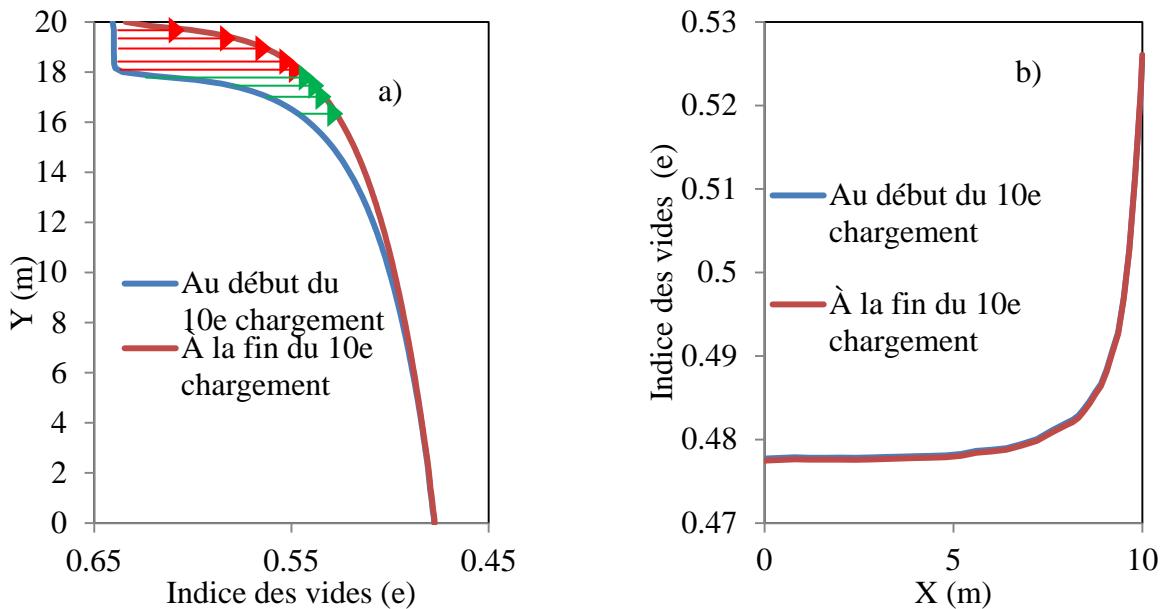


Figure 4.57 Cas W<sub>0</sub> : Indice des vides le long des axes passant par le point D : a) Y (vertical) b) X (horizontal), au début et à la fin du 10<sup>e</sup> chargement.

La variation de l'indice des vides par rapport aux axes Y et X au début et à la fin du 10<sup>e</sup> chargement est présentée sur les figures 4.57 (a) et (b) respectivement. L'ampleur de la variation

de l'indice des vides  $\Delta e$  entre le début et la fin du 10<sup>e</sup> chargement diminue en fonction de la profondeur. Cette diminution est plus marquée (flèches rouges montrées à la figure 4.57a au sommet des résidus que vers la base), La variation de l'indice des vides le long de l'axe Y est due essentiellement à l'augmentation de la contrainte verticale effective  $\sigma_v'$  au fur et à mesure que la surpression interstitielle dans les résidus se dissipe grâce au drainage horizontal assuré par la roche stérile. La variation de l'indice des vides le long de l'axe X (figure 4.57b) montre que plus on se rapproche des inclusions, plus l'indice des vides des résidus demeure proche de son état initial, ce qui peut être expliqué par les faibles contraintes effectives qui se développent au niveau de l'interface résidus-inclusion (suite au transfert des charges des résidus vers les inclusions). On remarque aussi que la variation de l'indice des vides entre le début et la fin du 10<sup>e</sup> chargement est très faible, du fait que l'augmentation de la contrainte effective causée par une couche de résidus de 2 m (27,5 kPa) est petite.

La figure 4.58 montre la variation de la pression interstitielle  $u$  le long de l'axe Y (vertical) au début et à la fin du 10<sup>e</sup> chargement au bas des résidus ; la pression interstitielle passe alors de 221 à 196 kPa. Cette variation de 25 kPa est observée le long de l'axe des Y jusqu'à la hauteur de 18 m; à la surface des résidus, la pression interstitielle est de 0 kPa tout au long du processus en raison du drainage.

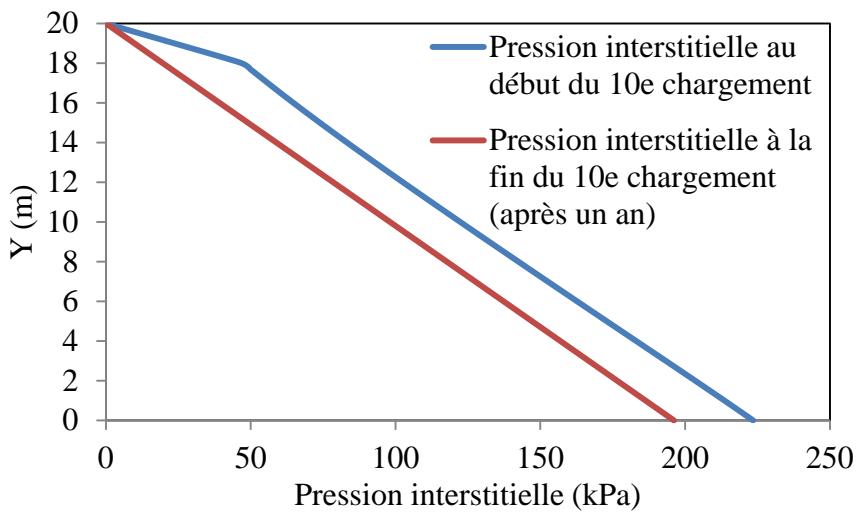


Figure 4.58 Cas W<sub>0</sub> : Pression interstitielle le long de l'axe Y passant par le point A au début et à la fin du 10<sup>e</sup> chargement.

La figure 4.59 montre la variation de la pression interstitielle au point A pendant le 10<sup>e</sup> chargement (10<sup>e</sup> couche). On remarque que la dissipation de la surpression interstitielle atteint 50% ( $U_{50}$ ) après environ 0,5 jour; cette dissipation de la surpression interstitielle est de 90% ( $U_{90}$ ) après environ 10 jours. La dissipation totale de la surpression interstitielle se fait après 35 jours.

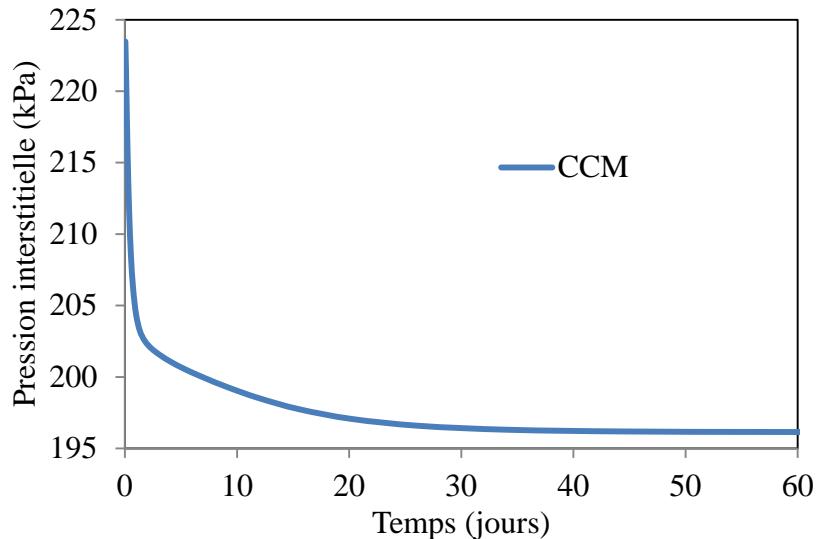


Figure 4.59 Cas W<sub>0</sub> : Pression interstitielle au point A pendant le 10<sup>e</sup> chargement (10<sup>e</sup> couche).

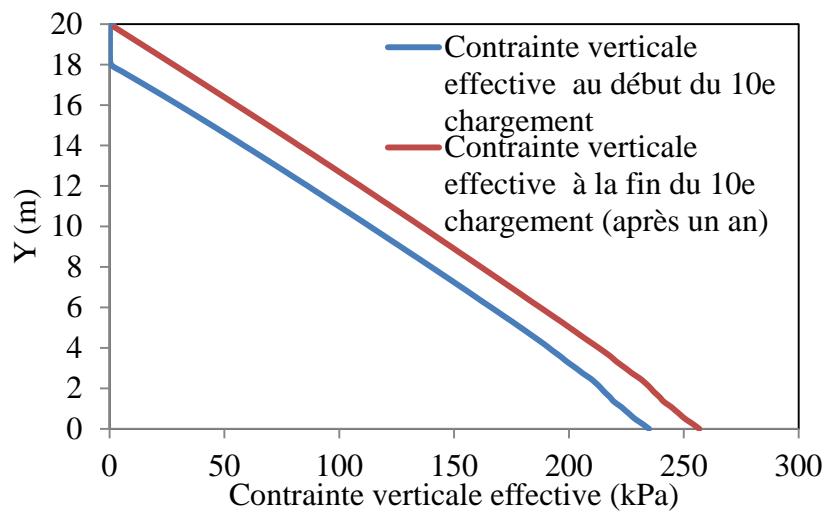


Figure 4.60 Cas W<sub>0</sub> : Contrainte verticale effective  $\sigma_v'$  le long de l'axe (vertical) Y passant par le point A après le 10<sup>e</sup> chargement.

La variation de la contrainte verticale effective  $\sigma_v'$  le long de l'axe Y passant par le point A au début et à la fin du 10<sup>e</sup> chargement pour le modèle avec une inclusion est présentée à la figure 4.60; elles varient de 0 à la surface jusqu'à 255 kPa au bas des résidus après un an.

La variation de la contrainte verticale effective  $\sigma_v'$  le long de l'axe X (horizontal) passant par les points A, B et C au début et à la fin du 10<sup>e</sup> chargement est illustrée sur la figure 4.61. Loin de l'inclusion, la contrainte verticale effective passe de 232 kPa au début à 254 kPa à la fin du chargement (au point A). Cette valeur de  $\sigma_v'$  descend à 52 kPa dans la zone d'interface résidus-inclusion, et elle remonte dans l'inclusion où elle atteint 474 kPa à la fin du 10<sup>e</sup> chargement (après un an). On note aussi une diminution de  $\sigma_v'$  au milieu de l'inclusion (par rapport au bord). Ceci est dû au transfert de la charge qui se produit le long de l'interface, en raison de la rigidité plus élevée des roches stériles.

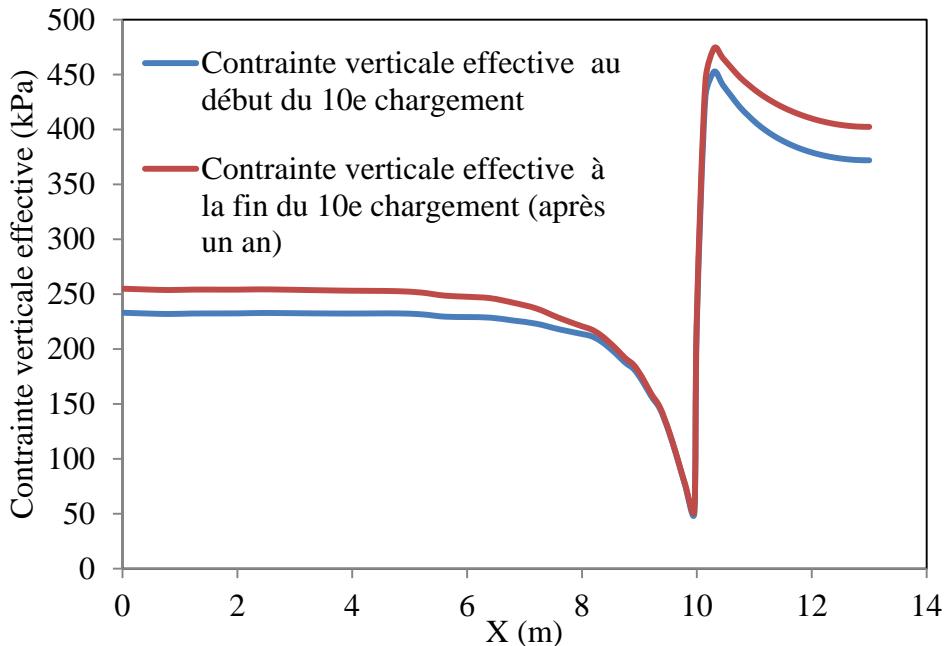


Figure 4.61 Cas W<sub>0</sub> : Contrainte verticale effective  $\sigma_v'$  le long de l'axe (horizontal) X passant par les points A, B et C après le 10<sup>e</sup> chargement.

La figure 4.62 montre la variation de la contrainte horizontale effective  $\sigma_h'$  le long de l'axe vertical Y au début et à la fin du 10<sup>e</sup> chargement pour le modèle avec une inclusion. Après la déposition de la 10<sup>e</sup> couche, la contrainte horizontale effective varie presque linéairement

jusqu'au fond des résidus où cette contrainte diminue en raison de l'effet de la couche en dessous (couche de fondation rigide). Elle varie de 0 à la surface jusqu'à 133 kPa au bas des résidus.

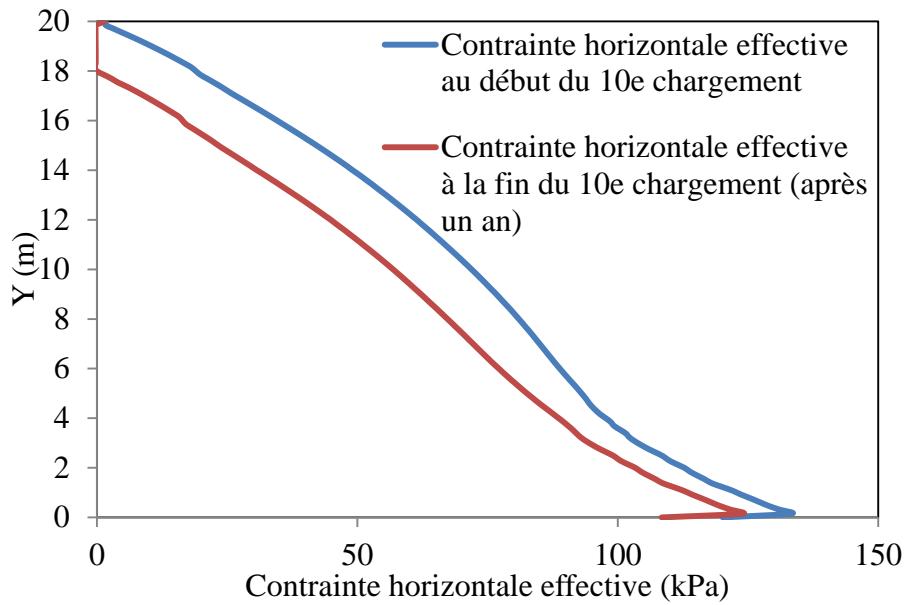


Figure 4.62 Cas W<sub>0</sub> : Contrainte horizontale effective  $\sigma_h'$  le long de l'axe Y (vertical) passant par le point A après le 10<sup>e</sup> chargement.

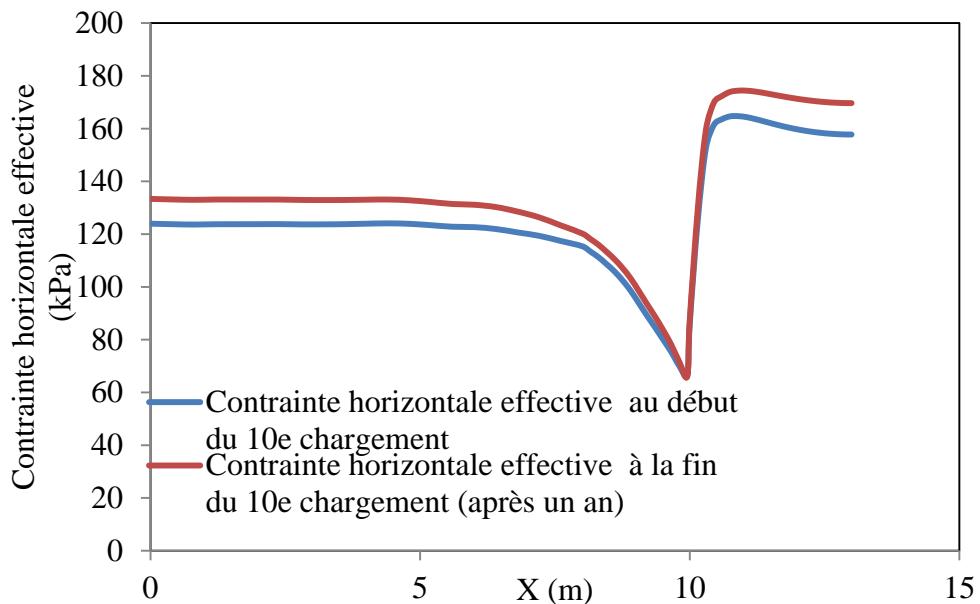


Figure 4.63 Cas W<sub>0</sub> : Contrainte horizontale effective  $\sigma_h'$  le long de l'axe X (horizontal) passant par les points A, B et C après le 10<sup>e</sup> chargement.

La contrainte horizontale effective  $\sigma_h'$  le long de l'axe X au début et à la fin du 10<sup>e</sup> chargement pour le modèle avec une inclusion est présentée sur la figure 4.63. La contrainte horizontale effective se situe autour de 133 kPa près de l'extrémité du modèle (loin d'inclusion), et elle baisse jusqu'à 66 kPa dans la zone d'interface résidus-inclusion. La contrainte horizontale effective monte jusqu'à 174 kPa à la frontières de l'inclusion, et baisse à 169 kPa au centre de l'inclusion. La distribution de cette contrainte suit la même tendance que la contrainte verticale effective  $\sigma_v'$ .

La variation de la déformation verticale  $\varepsilon_v$  au début et à la fin du 10<sup>e</sup> chargement (après un an) le long de l'axe Y (vertical) est présentée sur la figure 4.64. Elle varie de 0 à la surface jusqu'à 8% pour les couches inférieures.

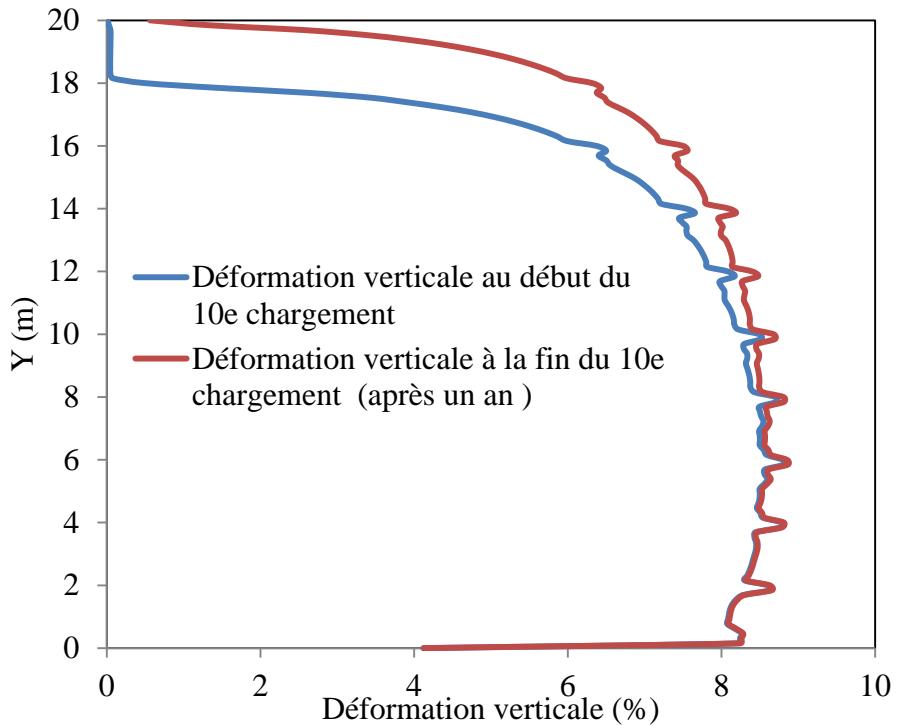


Figure 4.64 Cas W<sub>0</sub> : Déformation verticale  $\varepsilon_v$  le long de l'axe Y (vertical) passant par le point A après la 10<sup>e</sup> couche de résidus avec une inclusion.

La déformation horizontale le long de l'axe X (horizontal) passant par le point D après le 10<sup>e</sup> chargement pour le cas W<sub>0</sub> est illustrée à la figure 4.65. Cette déformation est importante au niveau des résidus ( $\varepsilon_v > 8\%$ ); elle remonte à l'interface résidus-inclusion ( $\varepsilon_v > 9\%$ ) et devient pratiquement nulle dans l'inclusion.

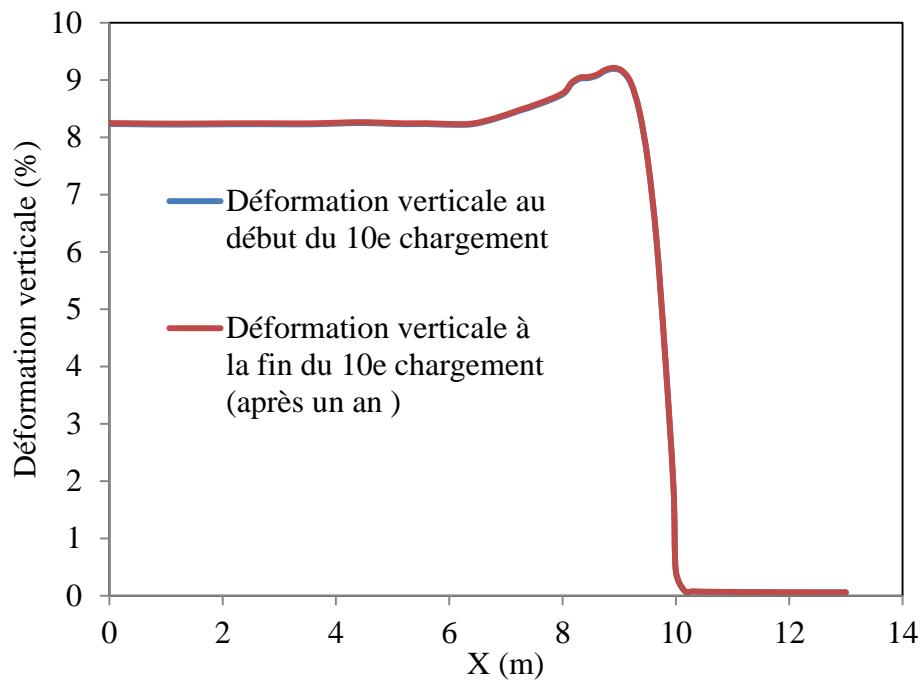


Figure 4.65 Cas W<sub>0</sub>: Déformation verticale  $\varepsilon_v$  le long de l'axe X (horizontal) passant par D (figure 4.3) après la 10<sup>e</sup> couche de résidus avec une inclusion.

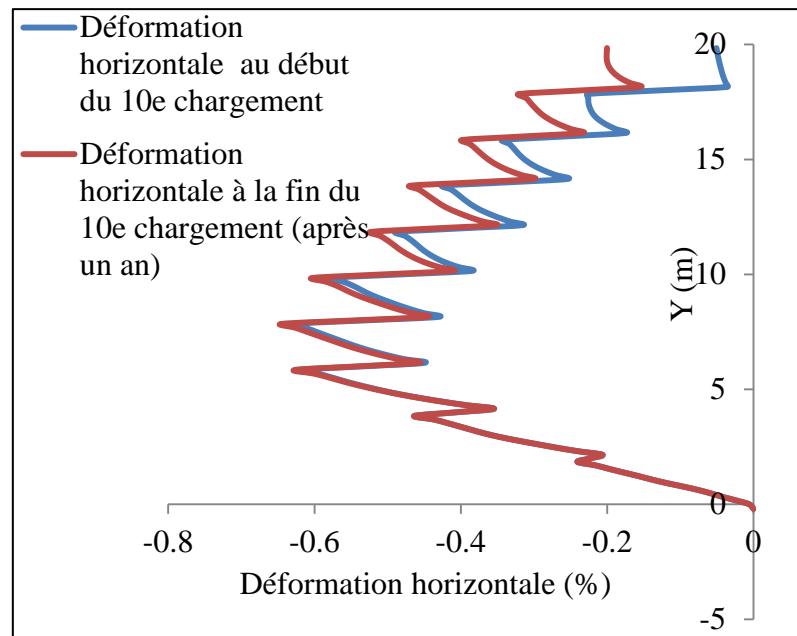


Figure 4.66 Cas W<sub>0</sub> : Déformation horizontale le long de l'axe Y passant par A (loin de l'inclusion) après le 10<sup>e</sup> chargement.

La déformation horizontale  $\varepsilon_h$  le long de l'axe Y (vertical) passant par le point A après le 10<sup>e</sup> chargement est illustrée à la figure 4.66. On remarque que la déformation est plus importante au milieu des résidus ( $\varepsilon_h \sim -0,6\%$ ) ; elle remonte près de la surface et au bas des résidus pour atteindre 0%. La déformation dans cette zone de résidus est très faible par rapport à la zone d'interface où elle atteint 8,56 % comme montre la figure 4.67.

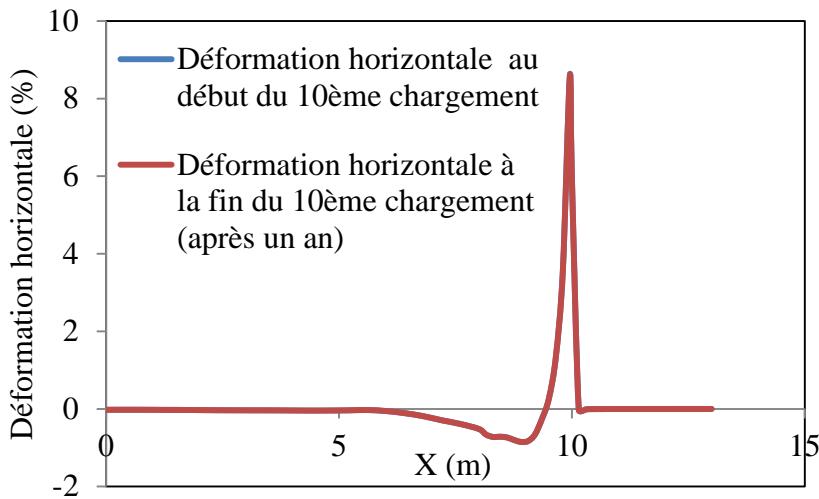


Figure 4.67 Cas  $W_0$  : Déformation horizontale  $\varepsilon_h$  le long de l'axe X passant par le point D (voir figure 4.3) après le 10<sup>e</sup> chargement.

La variation de la pression interstitielle  $u$  le long de l'axe Y (vertical) qui passe par le point A à la fin du 10<sup>e</sup> chargement pour les cas  $T_0$  et  $W_0$  est montrée à la figure 4.68a. On remarque que la pression interstitielle suit la même tendance pour les cas  $T_0$  et  $W_0$ .

La figure 4.68b montre la variation de la pression interstitielle au point A pendant le 10<sup>e</sup> chargement pour les cas  $T_0$  et  $W_0$ . On constate que la dissipation de la surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après 1,5 et 0,5 jour pour les cas  $T_0$  et  $W_0$  respectivement. La dissipation de la surpression interstitielle est de 90% ( $U_{90}$ ) après environ 6,5 et 10 jours pour les cas  $T_0$  et  $W_0$  respectivement. On remarque aussi que la dissipation totale de la surpression interstitielle se fait après environ 25 et 35 jours pour les cas  $T_0$  et  $W_0$  respectivement.

La variation du tassement superficiel au point E à la fin du 10<sup>e</sup> chargement pour les cas  $T_0$  et  $W_0$  est montrée à la figure 4.68c. On constate que le tassement est de 2,67 m et 0,89 m pour les cas  $W_0$  et  $T_0$  respectivement. Cette différence peut être expliquée par la valeur constante du module de Young  $E$  (proportionnelle à  $a_v$ ) dans le modèle Élastoplastique ( $T_0$ ), ce qui n'est pas le cas

pour la rigidité avec le modèle CCM (cas  $W_0$ ) où  $a_v$  varie en fonction de la contrainte verticale effective.

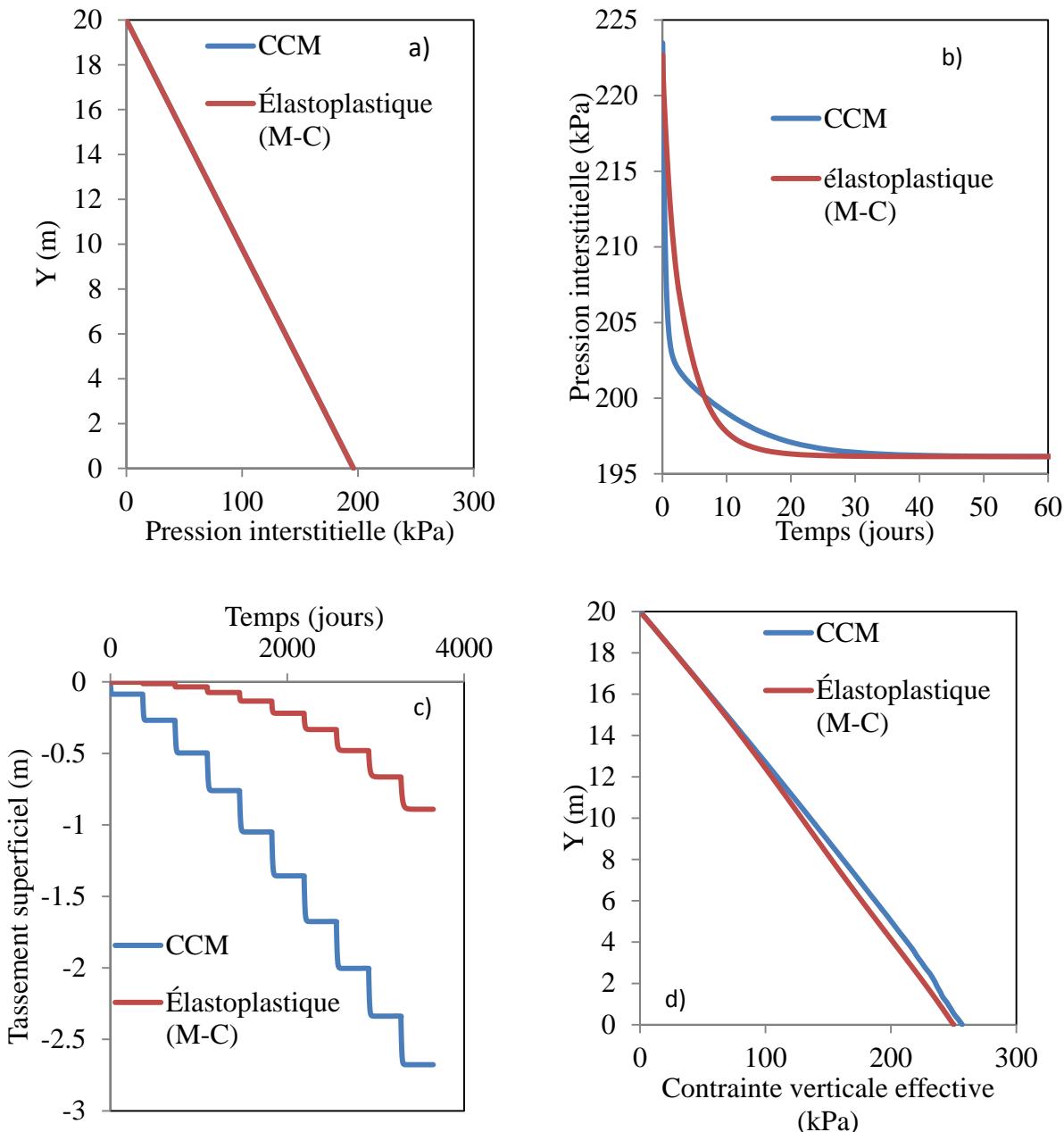


Figure 4.68 a) Pression interstitielle  $u$  le long de l'axe  $Y$  passant par le point A; b) pression interstitielle en fonction du temps au point A; c) tassement au point E pour les cas  $T_0$  et  $W_0$ ; d) Contrainte verticale effective le long de l'axe  $Y$  passant par A (loin de l'inclusion) après le 10<sup>e</sup> chargement pour les cas  $T_0$  et  $W_0$ .

La figure 4.68d montre la variation de la contrainte verticale effective selon l'axe vertical (Y) qui passe par le point A pour les cas  $T_0$  et  $W_0$ . On remarque que ces valeurs coïncident bien le long de l'axe Y.

La variation de la contrainte verticale effective et la contrainte horizontale effective le long de l'axe horizontal (X) à la fin du 10<sup>e</sup> chargement est montré aux figures 4.69a et 4.69c pour les deux modèles (CCM et élastoplastique). On remarque que cette variation suit la même tendance le long de l'axe horizontal pour les cas  $T_0$  et  $W_0$ . Il y a toutefois une différence notable au milieu de l'inclusion (figure 4.69a) où la contrainte verticale est de 486 kPa pour le cas  $T_0$  et 408 kPa pour le cas  $W_0$ .

La figure 4.69b montre la variation de la contrainte horizontale effective le long de l'axe vertical Y qui passe par le point A à la fin du 10<sup>e</sup> chargement. On constate que la contrainte horizontale effective varie presque linéairement pour le cas  $T_0$  (élastoplastique) tandis que celle-ci suit une variation par paliers (avec effet de la déposition par couches) pour le cas  $W_0$  (CCM). La valeur de cette contrainte est plus grande pour le modèle CCM que pour le modèle élastoplastique, i.e. 133 et 98 kPa pour les cas  $W_0$  et  $T_0$  respectivement (au bas des résidus).

La figure 4.69d montre la variation de la déformation verticale  $\varepsilon_v$  le long de l'axe verticale (Y) qui passe par le point A à la fin du 10<sup>e</sup> chargement. On remarque que la déformation est environ de 8 % le long de l'axe pour le cas  $W_0$ ; cette valeur est de 1,7 % pour le cas  $T_0$  au bas des résidus. Ceci est relié au tassement plus élevé du cas  $W_0$  (voir figure 4.69c)

La variation de la déformation verticale  $\varepsilon_v$  le long de l'axe horizontale qui passe par le point A à la fin du 10<sup>e</sup> chargement est montrée à la figure 4.70a. On remarque que la valeur de la déformation verticale  $\varepsilon_v$  est élevée dans les résidus (8 %) pour le cas  $W_0$ ; celle-ci est de 1,7 % au point le plus loin des résidus.

La figure 4.70b montre la variation de la déformation horizontale le long de l'axe horizontal (X) à la fin du 10<sup>e</sup> chargement pour les cas  $T_0$  et  $W_0$ . On remarque une déformation élevée (~ 8%) pour le cas  $W_0$  au niveau de l'interface-inclusion; elle est presque nulle sur le long de l'axe X pour les cas  $T_0$  et  $W_0$ .

La figure 4.70c montre la variation de la déformation horizontale le long de l'axe vertical (Y) à la fin du 10<sup>e</sup> chargement pour les cas  $T_0$  et  $W_0$ . La déformation varie en cascade pour les cas  $T_0$  et  $W_0$ . Cette déformation est négative sur la totalité des résidus pour le cas  $W_0$  tandis que celle-ci est

positive dans les cinq premières (supérieures) couches des résidus et négative dans les cinq couche du bas. Cette déformation horizontale des résidus est toutefois très faible.

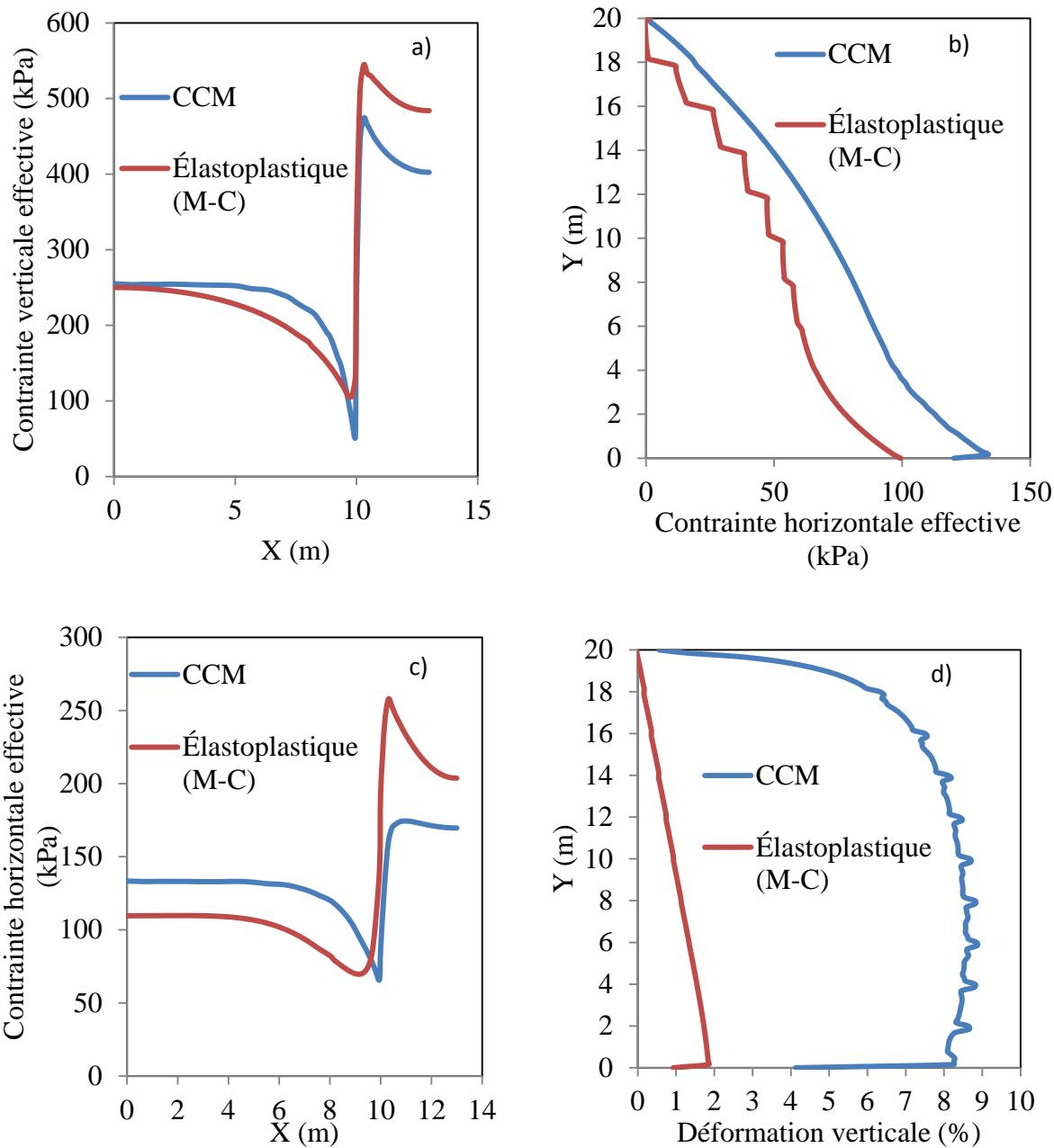


Figure 4.69 : a) Contrainte verticale effective le long de l'axe X passant par A; b) contrainte horizontale effective le long de l'axe Y passant par A; c) contrainte horizontale effective le long de l'axe X passant par A; d) déformation verticale  $\epsilon_v$  le long de l'axe Y passant par A (loin de l'inclusion) après le 10<sup>e</sup> chargement pour les cas T<sub>0</sub> et W<sub>0</sub>.

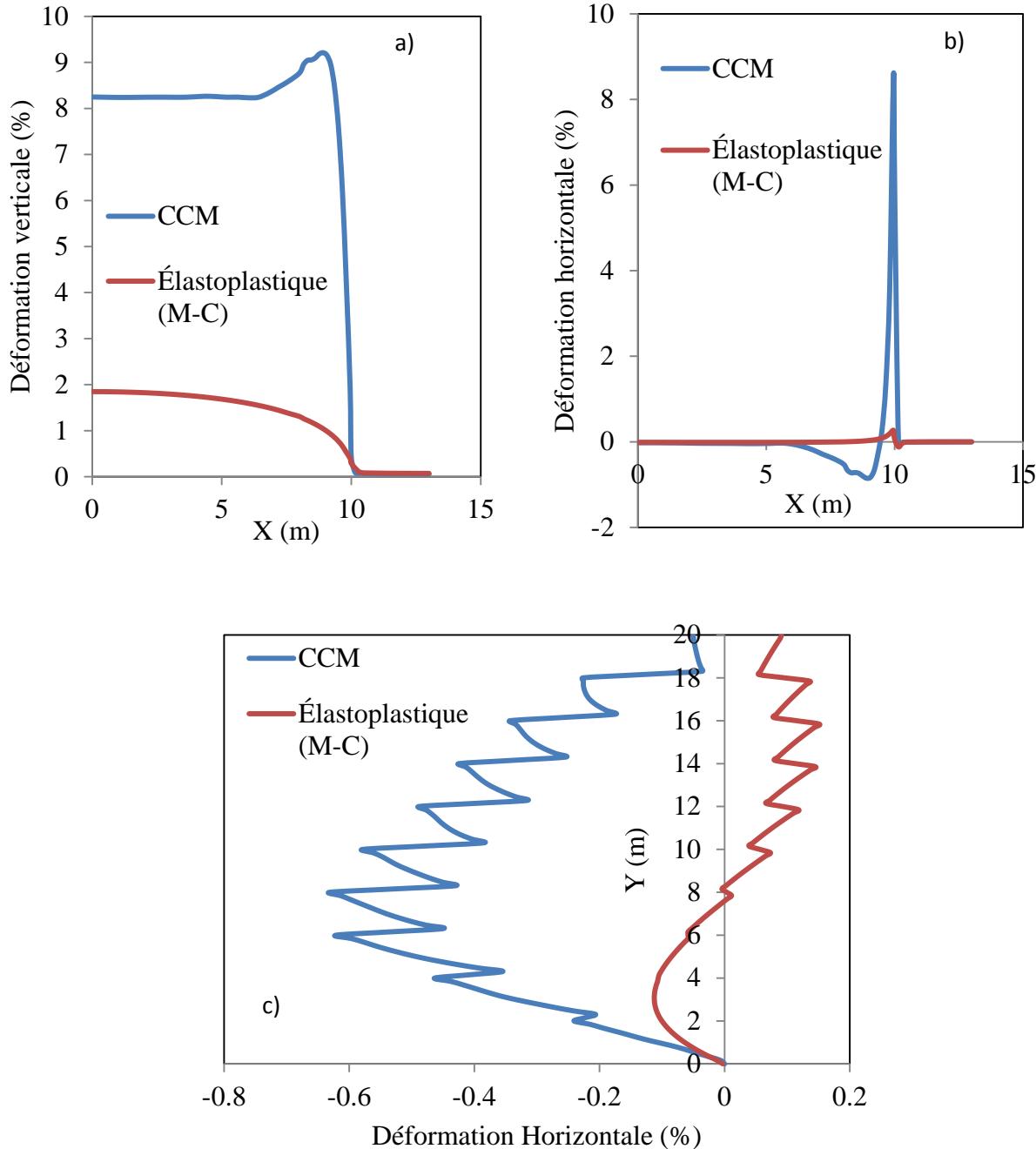


Figure 4.70: a) Déformation verticale  $\varepsilon_v$  le long de l'axe Y passant par A; b) déformation horizontale le long de l'axe X passant par A; c) déformation horizontale le long de l'axe Y passant par A (loin de l'inclusion) après le 10<sup>e</sup> chargement pour les cas T<sub>0</sub> et W<sub>0</sub>.

Ces résultats numériques seront discutés à la fin du chapitre 5, après la présentation d'autres résultats de simulations visant à évaluer l'effet de facteurs d'influence additionnels.

## CHAPITRE 5 ÉVALUATION PARAMÉTRIQUE ET DISCUSSION DES RÉSULTATS

### 5.1 Évaluation paramétrique

Ce chapitre présente les principaux résultats d'une étude visant à évaluer l'influence des différents paramètres géométriques et géotechniques sur la vitesse de consolidation des résidus en présence d'inclusions de roches stériles (IRS) agissant comme drains verticaux (en 2D). L'analyse consiste à modifier un paramètre (géométrique ou géotechnique) à la fois en conservant les autres paramètres constants. Les résultats de ces simulations numériques sont comparés aux cas de référence décrits au chapitre 4 (notamment le cas  $T_0$  pour une loi élastoplastique et  $W_0$  pour la loi CCM).

Le tableau 5-1 résume les caractéristiques des simulations effectuées selon les paramètres modifiés. Tous les cas sont basés sur le cas de référence (identifié dans le tableau 5.1) excepté pour la valeur du paramètre variable. Les principaux aspects étudiés sont l'espacement  $S$  entre les inclusions de roches stériles (IRS), le module de Young  $E$  des résidus et celui des stériles, ainsi que la conductivité hydraulique  $k_{sat}$  des résidus et des stériles. L'influence de la largeur  $L$  des IRS est aussi abordée dans ce chapitre. L'effet de l'anisotropie de conductivité hydraulique des résidus a également été analysé pour 3 différents espacements (i.e. 20 m, 50 m et 100 m). On verra aussi l'effet de la vitesse de remplissage qui est évalué pour le cas d'un remplissage séquentiel. Les simulations ont été réalisées avec le modèle élastoplastique (EP- Mohr-Coulomb); la loi de comportement Cam Clay Modifiée (CCM) a aussi été utilisée pour évaluer l'effet de deux paramètres (soit l'indice des vides initiale  $e_o$  et l'indice de compression  $C_c$ ) sur la vitesse de consolidation.

Tableau 5.1 : Caractéristiques des divers cas simulés pour l'étude paramétrique, avec les paramètres modifiés par rapport aux cas de référence.

Facteur	série	cas	valeur modifiée
Espacement entre les inclusions S	X	X <sub>0</sub>	S= 20 m*
		X <sub>1</sub>	S= 10 m
		X <sub>2</sub>	S= 30 m
		X <sub>3</sub>	S= 50 m
		X <sub>4</sub>	S= 100 m
Largeur des inclusions L	Y	Y <sub>0</sub>	L=6 m*
		Y <sub>1</sub>	L=8 m
		Y <sub>2</sub>	L=10 m
Anisotropie de conductivité hydraulique	S = 20 m	Z <sub>00</sub>	k <sub>h</sub> /k <sub>v</sub> = 1*
		Z <sub>01</sub>	k <sub>h</sub> /k <sub>v</sub> = 10
		Z <sub>02</sub>	k <sub>h</sub> /k <sub>v</sub> = 100
	S = 50 m	Z <sub>10</sub>	k <sub>h</sub> /k <sub>v</sub> = 1
		Z <sub>11</sub>	k <sub>h</sub> /k <sub>v</sub> = 10
		Z <sub>12</sub>	k <sub>h</sub> /k <sub>v</sub> = 100
		Z <sub>13</sub>	k <sub>h</sub> /k <sub>v</sub> = 1000
	S = 100 m	Z <sub>20</sub>	k <sub>h</sub> /k <sub>v</sub> = 1
		Z <sub>21</sub>	k <sub>h</sub> /k <sub>v</sub> = 10
		Z <sub>22</sub>	k <sub>h</sub> /k <sub>v</sub> = 100
		Z <sub>23</sub>	k <sub>h</sub> /k <sub>v</sub> = 1000
Module de Young des stériles E <sub>(inclusion)</sub>	AA	AA <sub>0</sub>	E <sub>(résidus) / E<sub>(inclusion)</sub></sub> =0,2*
		AA <sub>1</sub>	E <sub>(résidus) / E<sub>(inclusion)</sub></sub> =0,1
		AA <sub>2</sub>	E <sub>(résidus) / E<sub>(inclusion)</sub></sub> =0,01
		AA <sub>3</sub>	E <sub>(résidus) / E<sub>(inclusion)</sub></sub> =0,001
Module de Young des résidus E <sub>(résidus)</sub>	AB	AB <sub>0</sub>	E <sub>(résidus)=10000 kPa*</sub>
		AB <sub>1</sub>	E <sub>(résidus)=7000 kPa</sub>
		AB <sub>2</sub>	E <sub>(résidus)=3500 kPa</sub>

\* : Valeur du cas de référence T<sub>0</sub>.

<sup>1</sup> : Avec la loi de comportement CCM.

Tableau 5.2 : Caractéristiques des divers cas considérés dans l'étude paramétrique avec les paramètres modifiés par rapport au cas de référence (suite).

Facteur	série	cas	valeur modifiée		
Conductivité hydraulique des inclusions $k_{h(inclusions)}$	AC	AC <sub>0</sub>	$k_h(\text{résidus}) / k_h(\text{inclusions}) = 0,01^*$		
		AC <sub>1</sub>	$k_h(\text{résidus}) / k_h(\text{inclusions}) = 0,1$		
		AC <sub>2</sub>	$k_h(\text{résidus}) / k_h(\text{inclusions}) = 0,001$		
		AC <sub>3</sub>	$k_h(\text{résidus}) / k_h(\text{inclusions}) = 0,0001$		
Conductivité hydraulique des résidus	S = 20 m	AD <sub>0</sub>	T <sub>0</sub> $k_h(\text{résidus}) = 10^{-7} \text{ m/s}$		
			AD <sub>01</sub> $k_h(\text{résidus}) = 10^{-6} \text{ m/s}^*$		
			AD <sub>02</sub> $k_h(\text{résidus}) = 10^{-8} \text{ m/s}$		
	S = 50 m	AD <sub>1</sub>	AD <sub>10</sub> $k_h(\text{résidus}) = 10^{-7} \text{ m/s}$		
			AD <sub>11</sub> $k_h(\text{résidus}) = 10^{-6} \text{ m/s}$		
			AD <sub>12</sub> $k_h(\text{résidus}) = 10^{-8} \text{ m/s}$		
	S = 100 m	AD <sub>2</sub>	AD <sub>30</sub> $k_h(\text{résidus}) = 10^{-7} \text{ m/s}$		
			AD <sub>21</sub> $k_h(\text{résidus}) = 10^{-6} \text{ m/s}$		
			AD <sub>22</sub> $k_h(\text{résidus}) = 10^{-8} \text{ m/s}$		
Séquence de remplissage		AE	AE <sub>0</sub> 2m/an		
-			AE <sub>1</sub> 1m/an*		
			AE <sub>2</sub> 5m/an		
Indice des vides <sup>1</sup>		AF	AF <sub>0</sub> $e_0 = 0,64^*$		
$e_0$			AF <sub>1</sub> $e_0 = 0,56$		
			AF <sub>2</sub> $e_0 = 0,7$		
			AF <sub>3</sub> $e_0 = 0,8$		
Indice de compression <sup>1</sup>		AG	AG <sub>0</sub> $\lambda = 0,03^*$		
$C_c$			AG <sub>1</sub> $\lambda = 0,022$		
			AG <sub>2</sub> $\lambda = 0,04$		
			AG <sub>3</sub> $\lambda = 0,05$		

\* : Valeur du cas de référence T<sub>0</sub>.

<sup>1</sup> : Avec la loi de comportement CCM.

Tableau 5.3 : Valeurs du module de Young et de conductivité hydraulique des stériles correspondant aux différents des séries AA et AC.

série	cas	valeur du rapport modifiée	valeur modifiée
AA avec $E_{(\text{résidus})} = 500 \text{ MPa}$	AA <sub>0</sub>	$E_{(\text{résidus})} / E_{(\text{inclusion})} = 0,2^*$	$E_{(\text{inclusion})} = 500 \text{ MPa}^*$
	AA <sub>1</sub>	$E_{(\text{résidus})} / E_{(\text{inclusion})} = 0,1$	$E_{(\text{inclusion})} = 100 \text{ MPa}$
	AA <sub>2</sub>	$E_{(\text{résidus})} / E_{(\text{inclusion})} = 0,01$	$E_{(\text{inclusion})} = 1000 \text{ MPa}$
	AA <sub>3</sub>	$E_{(\text{résidus})} / E_{(\text{inclusion})} = 0,001$	$E_{(\text{inclusion})} = 10000 \text{ MPa}$
AC avec $k_h (\text{résidus}) = 10^{-7} \text{ m/s}$	AC <sub>0</sub>	$k_h (\text{résidus}) / k_h (\text{inclusions}) = 0,01^*$	$k_h (\text{inclusions}) = 10^{-5} \text{ m/s}^*$
	AC <sub>1</sub>	$k_h (\text{résidus}) / k_h (\text{inclusions}) = 0,1$	$k_h (\text{inclusions}) = 10^{-6} \text{ m/s}$
	AC <sub>2</sub>	$k_h (\text{résidus}) / k_h (\text{inclusions}) = 0,001$	$k_h (\text{inclusions}) = 10^{-4} \text{ m/s}$
	AC <sub>3</sub>	$k_h (\text{résidus}) / k_h (\text{inclusions}) = 0,0001$	$k_h (\text{inclusions}) = 10^{-3} \text{ m/s}$

\* : Valeur du cas de référence T<sub>0</sub>.

Le tableau 5.3 montre les valeurs du module de Young et de conductivité hydraulique des stériles utilisées ici. Pour la série AA, la valeur du module de Young des résidus est fixée à 10 MPa; les cas AA<sub>0</sub>, AA<sub>1</sub>, AA<sub>2</sub> et AA<sub>3</sub> prennent les valeurs E= 500, 100, 1000 et 10000 MPa. Pour la série AC, la valeur de conductivité hydraulique des résidus est fixée à 10<sup>-7</sup> m/s; les cas AC<sub>0</sub>, AC<sub>1</sub>, AC<sub>2</sub> et AC<sub>3</sub> prennent les valeurs de 10<sup>-5</sup>, 10<sup>-6</sup>, 10<sup>-4</sup> et 10<sup>-3</sup> m/s

### 5.1.1 Cas X : Effet de l'espacement entre les IRS

L'espacement entre les IRS est l'un des principaux facteurs qui affectent la vitesse de consolidation, selon les équations de consolidation autour des drains verticaux (voir chapitre 3). Afin d'évaluer plus en détails l'effet de l'espacement des inclusions S sur la vitesse de dissipation des pressions interstitielles dans ces résidus miniers, des calculs ont été réalisés pour différents espacements (S = 10 m, 20 m, 30 m, 50 m et 100 m pour les cas T<sub>0</sub> (cas référence) , X<sub>1</sub>, X<sub>2</sub>, X<sub>3</sub>, X<sub>4</sub> et S<sub>0</sub> respectivement) Les résultats sont présentés à la figure 5.1 pour le 10<sup>e</sup> chargement aux trois points (A, B et C; voir positions sur figure 4.3) ainsi qu'à la fin du 1<sup>er</sup> et du 5<sup>e</sup> chargement au point A.

La figure 5.2 montre pour sa part les valeurs du temps requis pour atteindre 50% (U<sub>50</sub>) et 90% (U<sub>90</sub>) de dissipation des surpressions interstitielles pour les divers cas simulés aux points A, B et C.

La figure 5.1d montre la variation de la pression interstitielle au point B pendant le 10<sup>e</sup> chargement (10<sup>e</sup> couche) pour les différents espacements entre les IRS. Le point B se trouve à une distance de 1 m de l'interface résidus-inclusions. On remarque que l'ampleur de la dissipation de la surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après 0,2 jours pour tous les cas ( $T_0$ ,  $X_1$ ,  $X_2$ ,  $X_3$  et  $X_4$ ); la dissipation de la surpression interstitielle est de 90% ( $U_{90}$ ) après environ 1,5 et 3 jours pour les cas  $T_0$  et  $X_1$  respectivement et après 4 jours pour les cas  $X_2$ ,  $X_3$ ,  $X_4$  (tel que montré aussi à la figure 5.2d).

La dissipation totale de la surpression interstitielle au point B se fait 20 jours après l'ajout de la 10<sup>e</sup> couche pour la plupart des espacements S (20 m, 30 m, 50 m et 100 m). Pour un espacement de 10 m (cas  $X_1$ ), 5 jours suffisent pour dissiper la totalité de la pression interstitielle en excès.

La figure 5.1e montre la variation de la pression interstitielle au point C pendant le 10<sup>e</sup> chargement pour les différents espacements. Le point C se trouve au centre de l'inclusion. La dissipation de la surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après 0,17 jours pour tous les cas ( $T_0$ ,  $X_1$ ,  $X_2$ ,  $X_3$  et  $X_4$ ); la dissipation de la surpression interstitielle est de 90% ( $U_{90}$ ) après environ 0,5 et 0,4 jours pour les cas  $T_0$  et  $X_1$  respectivement et après 0,7 jours pour les cas ( $X_2$ ,  $X_3$ ,  $X_4$ ) (voir la figure 5.2e). La dissipation totale de la surpression interstitielle pour tous les espacements considérés se fait dans les 2 premiers jours après ajout de la 10<sup>e</sup> couche.

La figure 5.1c représente la variation de la pression interstitielle au point A pendant le 1<sup>e</sup> chargement (première couche) pour les différents espacements S (10 m, 20 m, 30 m, 50 m et 100m). Le point A se trouve loin de l'inclusion, à l'extrémité des résidus, comme le montre la figure 4.3. Pour cette première couche, l'effet du drain (inclusion) est presque nul. On remarque que la dissipation de 50% ( $U_{50}$ ) et 90% ( $U_{90}$ ) de la surpression interstitielle est réalisée après 0,15 et 0,45 jours respectivement pour tous les cas étudiés ici (voir la figure 5.2c). Il y a dissipation rapide ( $\leq 2$  jours) pour tous les espacements considérés. Cela est aussi valable pour le cas sans inclusion. Au début du remplissage du bassin, la dissipation des pressions interstitielles est contrôlée par le drainage vertical car le chemin de drainage est alors plus court dans cette direction verticale (vers la surface drainante).

La figure 5.1b montre la variation de la pression interstitielle au point A pendant le 5<sup>e</sup> chargement (5<sup>e</sup> couche) pour les différents espacements. La dissipation de la surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après 2, 0,45 et 2,75 jours pour les cas  $T_0$ ,  $X_1$  et  $X_2$  respectivement; la dissipation de

la surpression interstitielle est de 90% ( $U_{90}$ ) après environ 5,5, 2 et 8 jours pour les cas  $T_0$ ,  $X_1$  et  $X_2$  respectivement et après 10 jours pour les cas  $X_3$ ,  $X_4$  et  $S_0$  (voir la figure 5.2b). La surpression interstitielle pour les espacements de 10 m, 20 m et 30 m est dissipée respectivement au 7<sup>e</sup>, 15<sup>e</sup> et 27<sup>e</sup> jour; la dissipation pour les espacements de 50 m et 100 m se fait comme s'il n'y avait pas d'inclusion. Donc, plus l'espacement entre les IRS augmente, plus la dissipation de la surpression interstitielle est lente.

La figure 5.1a montre la variation de la pression interstitielle au point A pendant le 10<sup>e</sup> chargement (10<sup>e</sup> couche) pour les différents espacements. On voit que la dissipation de la surpression interstitielle atteint 50% ( $U_{50}$ ) après 1,5, 0,1, 4 et 8 pour les cas  $T_0$ ,  $X_1$ ,  $X_2$  et  $X_3$  respectivement, et après 15 jours pour les cas  $X_4$  et  $S_0$ . La dissipation de la surpression interstitielle est de 90% ( $U_{90}$ ) après environ 6, 1,5, 11,5, 21, 40 et 41 jours pour les cas  $T_0$ ,  $X_1$ ,  $X_2$  et  $X_3$  respectivement (voir la figure 5.2a). La dissipation totale de la surpression interstitielle se fait après 6, 25, 40, 60 et 150 jours pour des espacements respectifs de 10, 20, 30, 50 et 100 m; cette dissipation se fait après 150 jours pour le cas où il n'a y a pas d'inclusion.

Les résultats confirment que l'espacement entre les IRS est l'un des facteurs majeurs qui affectent le processus de consolidation des résidus miniers. Les résultats montrés sur les figures 5.1a et b indiquent que les résidus miniers se comportent comme s'il n'y a pas d'inclusion lorsque l'espacement est supérieur à environ 50 m pour le 5<sup>e</sup> chargement et lorsque cet espacement est d'environ 100 m pour le 10<sup>e</sup> chargement. À la figure 5.1, on peut aussi constater que l'espacement entre les inclusions n'a aucune influence sur la consolidation des résidus à partir du rapport espacement/épaisseur de 2,8 à 3; à partir de cette valeur, le processus de consolidation est contrôlé par le drainage vertical. La vitesse de consolidation augmente considérablement lorsque l'espacement entre inclusions décroît (de 100 m à 10 m par exemple). Cela est dû au plus court chemin de drainage des eaux interstitielles lorsque l'espacement S diminue.

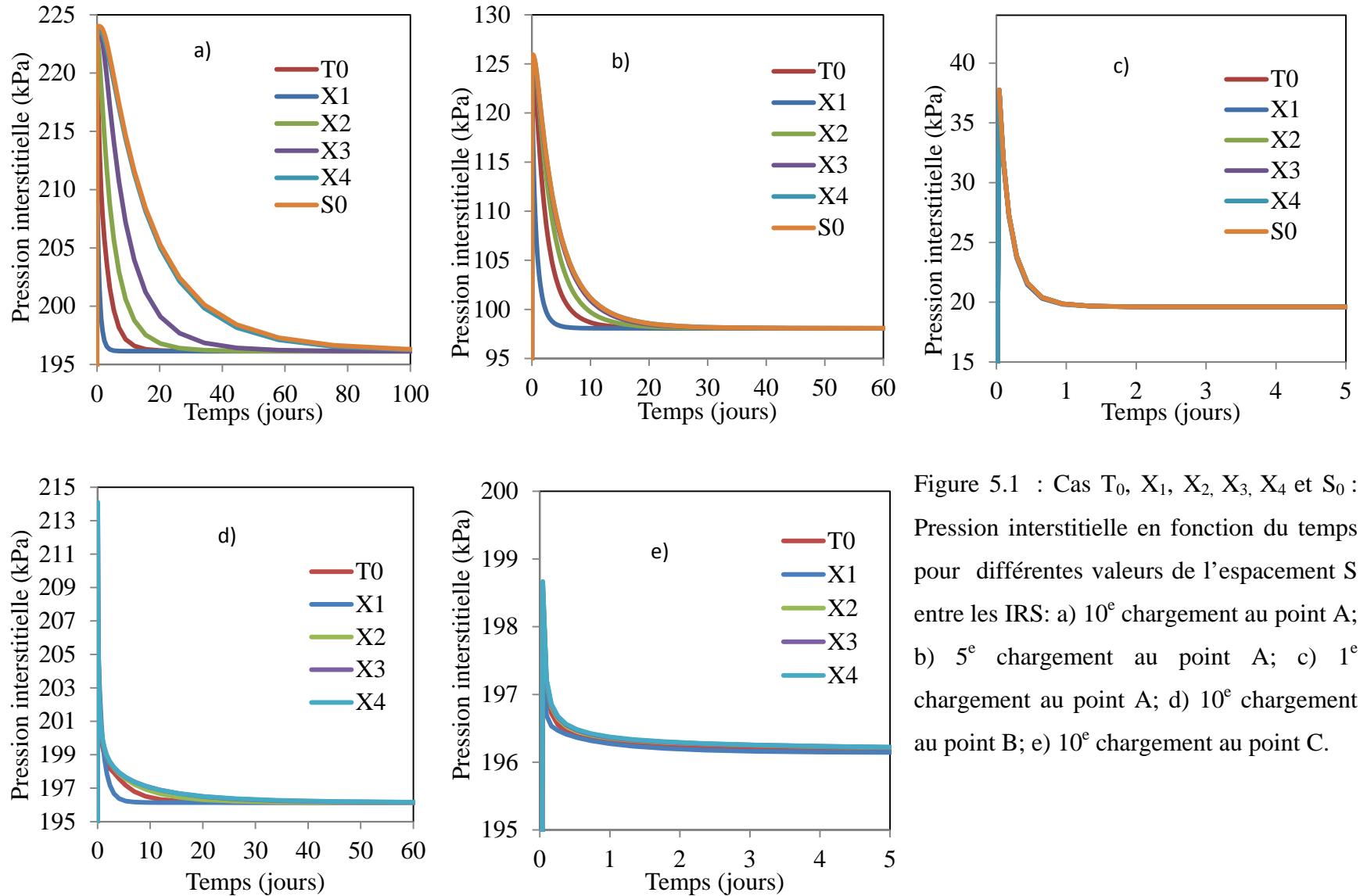


Figure 5.1 : Cas T<sub>0</sub>, X<sub>1</sub>, X<sub>2</sub>, X<sub>3</sub>, X<sub>4</sub> et S<sub>0</sub> : Pression interstitielle en fonction du temps pour différentes valeurs de l'espacement S entre les IRS: a) 10<sup>e</sup> chargement au point A; b) 5<sup>e</sup> chargement au point A; c) 1<sup>e</sup> chargement au point A; d) 10<sup>e</sup> chargement au point B; e) 10<sup>e</sup> chargement au point C.

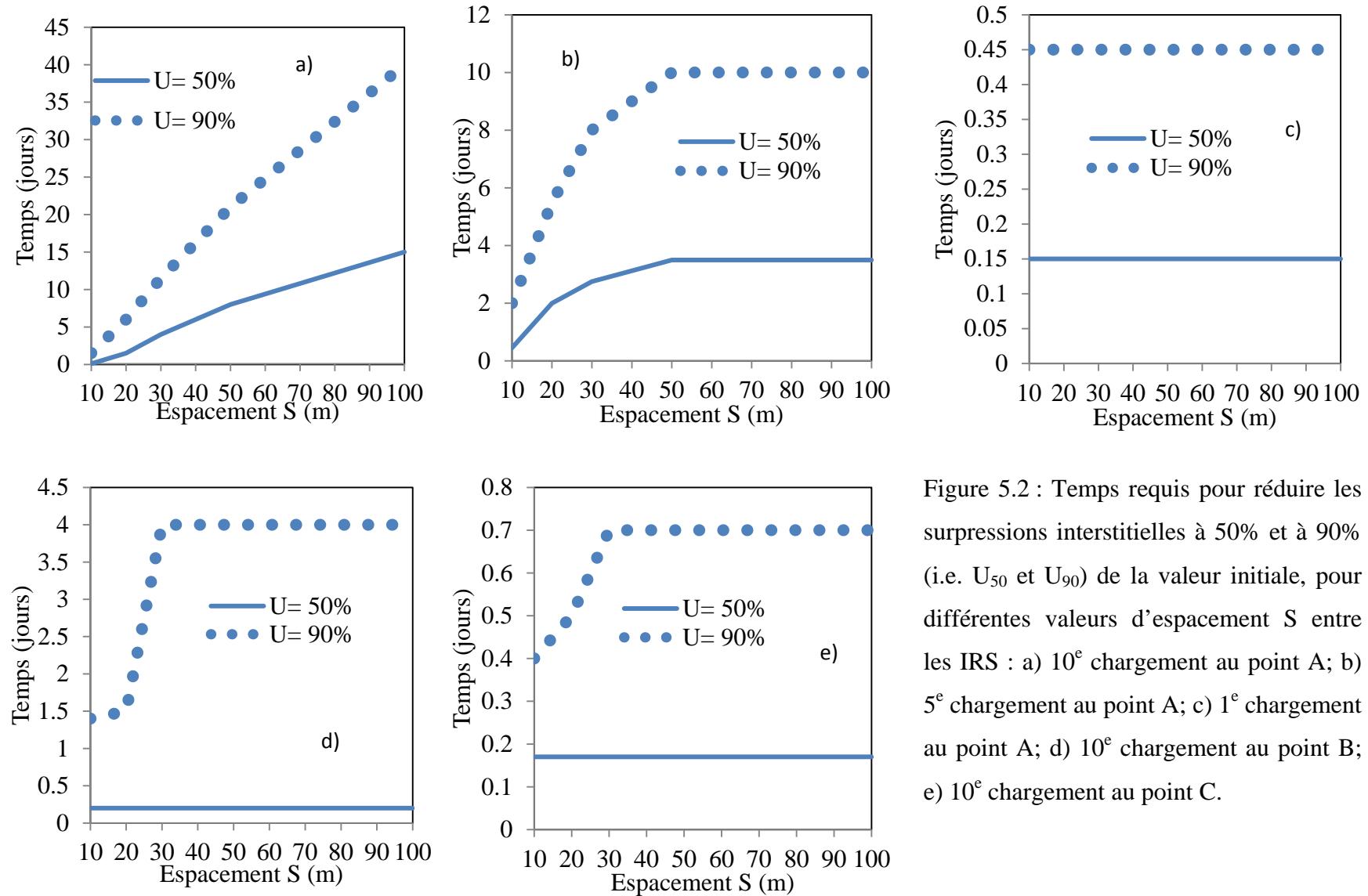


Figure 5.2 : Temps requis pour réduire les surpressions interstitielles à 50% et à 90% (i.e.  $U_{50}$  et  $U_{90}$ ) de la valeur initiale, pour différentes valeurs d'espacement  $S$  entre les IRS : a) 10<sup>e</sup> chargement au point A; b) 5<sup>e</sup> chargement au point A; c) 1<sup>e</sup> chargement au point A; d) 10<sup>e</sup> chargement au point B; e) 10<sup>e</sup> chargement au point C.

### 5.1.2 Cas Y : Effet de la largeur des IRS

La figure 5.3d montre la variation de la surpression intersticielle au point B pendant le 10<sup>e</sup> chargement pour les différentes largeurs L des IRS (cas T<sub>0</sub>, Y<sub>1</sub> et Y<sub>2</sub>). La largeur des inclusions du cas de référence T<sub>0</sub> (=Y<sub>0</sub>) est de 6 m; la largeur des IRS du cas Y<sub>1</sub> est de 8 m et celle du cas Y<sub>2</sub> est de 10 m. On constate que la dissipation de la surpression intersticielle est de 50% (U<sub>50</sub>) après 0,2, 0,15, 0,12 jours pour les cas T<sub>0</sub>, Y<sub>1</sub> et Y<sub>2</sub> respectivement. La dissipation de la surpression intersticielle est de 90% (U<sub>90</sub>) après environ 1,5, 1,4 et 1,3 jours pour les cas T<sub>0</sub>, Y<sub>1</sub> et Y<sub>2</sub> respectivement (voir la figure 5.4d). On remarque aussi que la dissipation totale de la surpression intersticielle se fait après 10, 12, et 20 jours pour les largeurs respectives de 10 m, 8 m et 6 m. Puisque le point B se situe à une distance constante de 1 m de l'interface résidus-inclusion, une augmentation de la largeur de l'IRS affecte peu le processus de consolidation à ce point.

La figure 5.3e montre la variation de la pression intersticielle au point C pendant le 10<sup>e</sup> chargement pour différentes largeurs des IRS (cas T<sub>0</sub>, Y<sub>1</sub> et Y<sub>2</sub>). On constate que la dissipation de la surpression intersticielle est de 50% (U<sub>50</sub>) après 0,17 jours pour les 3 cas; et la dissipation de la surpression intersticielle est de 90% (U<sub>90</sub>) après environ 0,5, 0,3 et 0,2 jours pour les cas T<sub>0</sub>, Y<sub>1</sub> et Y<sub>2</sub> respectivement (voir la figure 5.4e). La dissipation totale des surpressions intersticielles se fait en 2 jours pour les différentes largeurs des IRS.

La figure 5.3c montre la variation de la pression intersticielle au point A pendant le 1<sup>er</sup> chargement pour les différentes largeurs des IRS. Les trois courbes coïncident et la consolidation est complétée en une journée et demie après la déposition des résidus pour les cas T<sub>0</sub>, Y<sub>1</sub> et X<sub>2</sub>. On voit que l'effet de la largeur des inclusions est absent pendant la déposition de la première couche, en raison du chemin d'écoulement plus court dans le sens vertical par rapport au chemin d'écoulement horizontal (au point A).

La figure 5.3b montre la variation de la pression intersticielle au point A pendant le 5<sup>e</sup> chargement pour les différentes largeurs. La dissipation de la totalité des surpressions intersticielles pour les trois largeurs se fait en 15 jours environ. La dissipation de la surpression intersticielle est de 50% (U<sub>50</sub>) après 2, 1,6, 1,3 jours pour les cas T<sub>0</sub>, Y<sub>1</sub> et Y<sub>2</sub> respectivement. La dissipation de la surpression intersticielle est de 90% (U<sub>90</sub>) après environ 5,5, 4,5 et 4,25 jours pour les cas T<sub>0</sub>, Y<sub>1</sub> et Y<sub>2</sub> respectivement (voir la figure 5.4b). Pendant le 5<sup>e</sup> chargement, l'effet de la largeur des IRS est faible.

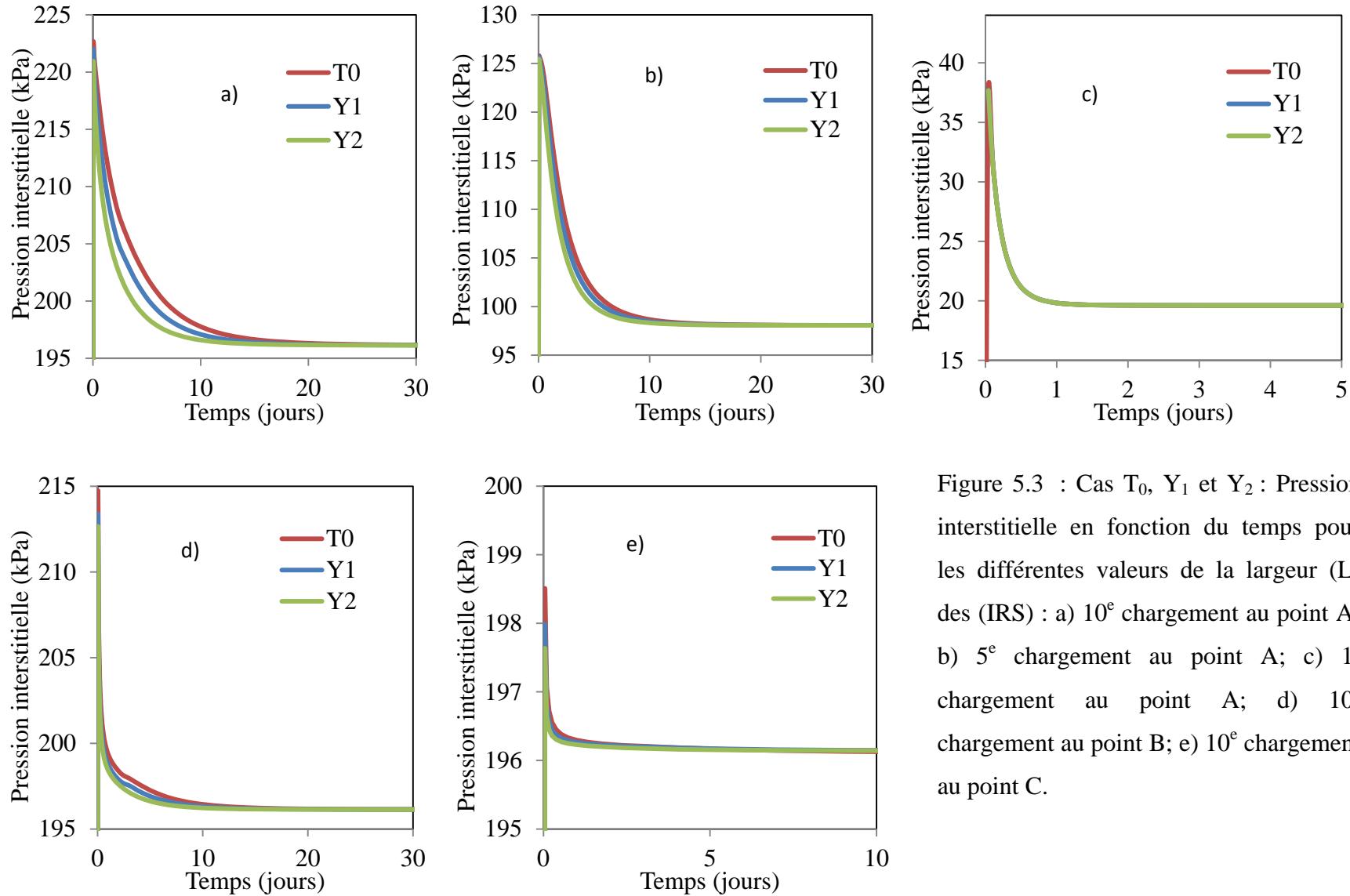


Figure 5.3 : Cas T<sub>0</sub>, Y<sub>1</sub> et Y<sub>2</sub> : Pression interstitielle en fonction du temps pour les différentes valeurs de la largeur (L) des (IRS) : a) 10<sup>e</sup> chargement au point A; b) 5<sup>e</sup> chargement au point A; c) 1<sup>e</sup> chargement au point A; d) 10<sup>e</sup> chargement au point B; e) 10<sup>e</sup> chargement au point C.

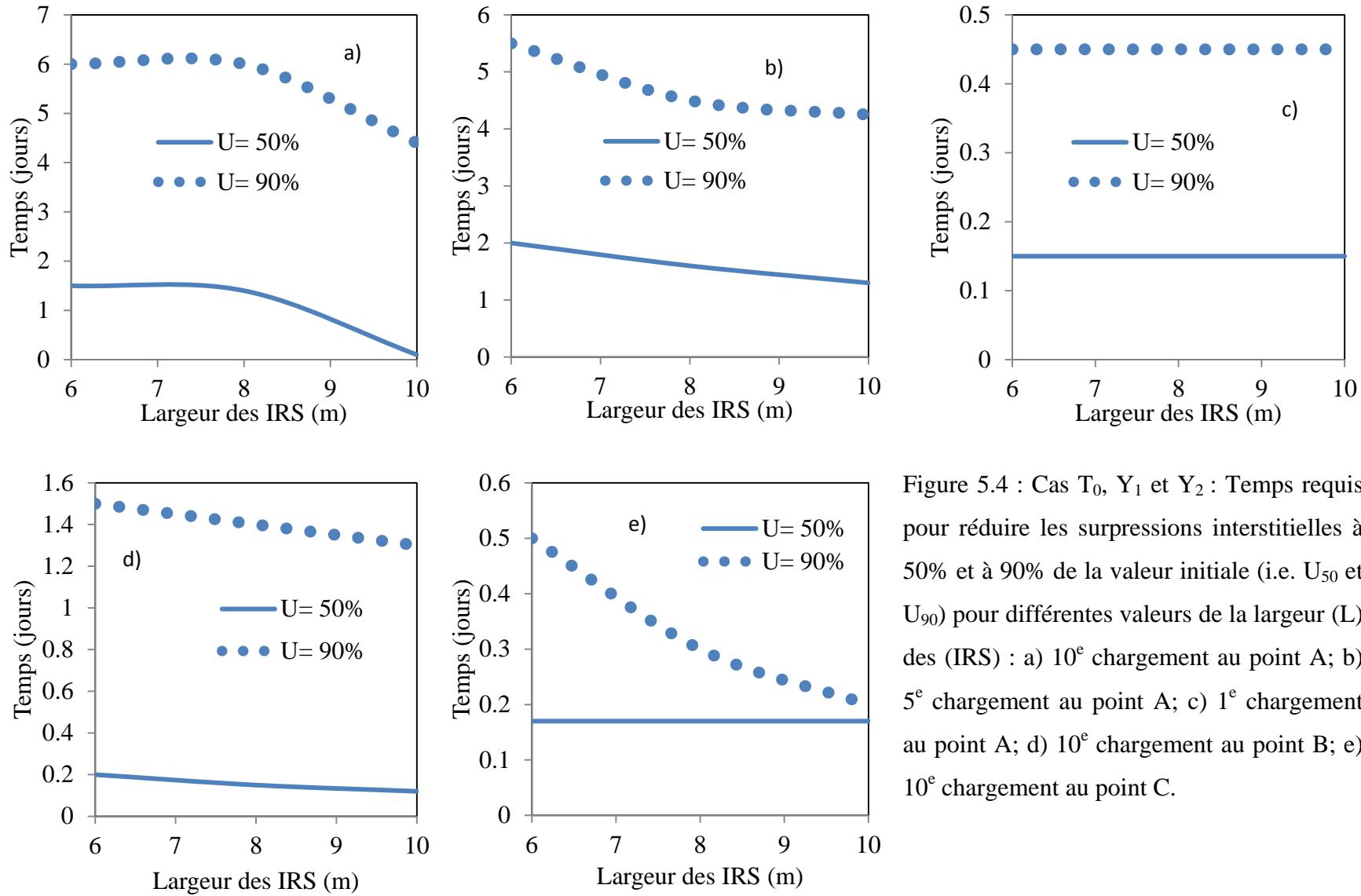


Figure 5.4 : Cas T<sub>0</sub>, Y<sub>1</sub> et Y<sub>2</sub> : Temps requis pour réduire les surpressions interstitielles à 50% et à 90% de la valeur initiale (i.e. U<sub>50</sub> et U<sub>90</sub>) pour différentes valeurs de la largeur (L) des (IRS) : a) 10<sup>e</sup> chargement au point A; b) 5<sup>e</sup> chargement au point A; c) 1<sup>e</sup> chargement au point A; d) 10<sup>e</sup> chargement au point B; e) 10<sup>e</sup> chargement au point C.

La figure 5.3a montre la variation de la pression interstitielle au point A pendant le 10<sup>e</sup> chargement pour différentes largeurs. On remarque que la dissipation de la surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après 1,5, 1,4, 0,1 jours pour les cas T<sub>0</sub>, Y<sub>1</sub> et Y<sub>2</sub> respectivement. La dissipation de la surpression interstitielle est de 90% ( $U_{90}$ ) après environ 6, 5 et 4,4 jours pour les cas T<sub>0</sub>, Y<sub>1</sub> et Y<sub>2</sub> respectivement (voir la figure 5.4a). On constate aussi que la dissipation totale de la surpression interstitielle pour ces largeurs se fait après 25 j ( $L = 6\text{ m}$ ), 20 j ( $L = 8\text{ m}$ ) et 15 jours ( $L = 10\text{ m}$ ).

Ces résultats indiquent que la largeur des inclusions est un facteur qui affecte le processus de la consolidation d'une façon très limitée (pour les conditions analysées ici).

### **5.1.3 Cas Z : Effet de l'anisotropie de la conductivité hydraulique**

Afin d'évaluer l'effet de l'anisotropie de la conductivité hydraulique ( $k_h/k_v$ ) des résidus sur la vitesse de consolidation, des simulations ont été menées en utilisant différentes valeurs de  $k_h/k_v$ , en considérant trois espacements, i.e. S=20 m, 50 m et 100 m. Cette analyse consiste à maintenir la conductivité hydraulique horizontale des résidus constante ( $k_h=10^{-7}\text{ m/s}$ ) et à faire varier la conductivité hydraulique verticale  $k_v$ .

#### **Espacement S = 20 m**

Les simulations T<sub>0</sub>, Z<sub>01</sub> et Z<sub>02</sub> ont été menées pour étudier l'effet du rapport  $k_h/k_v$ , pour un espacement S=20 m entre les inclusions.

Trois rapports d'anisotropie ( $k_h/k_v$ ) des résidus ont été utilisés (pour  $k_h = 10^{-7}\text{ m/s}$ ). Le rapport d'anisotropie du cas T<sub>0</sub> (cas de référence) est de 1 (cas isotrope avec  $k_h=k_v= 10^{-7}\text{ m/s}$ ). Le rapport  $k_h/k_v$  du cas Z<sub>01</sub> est de 10, ce qui correspond à une conductivité hydraulique verticale des résidus de  $k_v=10^{-8}\text{ m/s.}$ ; le rapport  $k_h/k_v$  du cas Z<sub>02</sub> est de 100, soit une conductivité hydraulique verticale des résidus de  $k_v=10^{-9}\text{ m/s.}$

La figure 5.5c montre la variation de la pression interstitielle au point A pendant le 1<sup>er</sup> chargement pour différents rapports d'anisotropie des résidus miniers ( $k_h/k_v= 100, 10$  et 1, pour les cas Z<sub>02</sub>, Z<sub>01</sub> et T<sub>0</sub> respectivement). La dissipation de la surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après 0,15, 0,6 et 2,2 jours pour les cas T<sub>0</sub>, Z<sub>01</sub> et Z<sub>02</sub> respectivement; la dissipation est de 90% ( $U_{90}$ ) après environ 0,45, 3 et 8 jours pour les cas T<sub>0</sub>, Z<sub>01</sub> et Z<sub>02</sub> respectivement (voir la figure 5.6c). On constate aussi que la dissipation totale de la surpression interstitielle est atteinte

après environ 2, 10 et 25 jours pour les rapports d'anisotropie respectifs de 1, 10 et 100. Cette vitesse augmente donc considérablement lorsque l'anisotropie diminue pour cette première couche (en raison de la baisse de  $k_v$ ). Lorsque l'anisotropie prend une valeur de 100, l'écoulement est essentiellement contrôlé par le drainage latéral, et les eaux sous pression vont s'écouler dans le sens horizontal puisque la conductivité hydraulique verticale est beaucoup plus petite que la conductivité hydraulique horizontale. Par contre, lorsque  $k_h/k_v = 1$ , l'écoulement est dominé par le drainage vertical puisque le chemin le plus court est le chemin vertical.

La figure 5.5b présente la variation de la pression interstitielle au point A pendant le 5<sup>e</sup> chargement pour différentes valeurs du rapport d'anisotropie des résidus ( $k_h/k_v = 100, 10$  et 1). La dissipation de la surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après 2 jours pour le cas  $T_0$  et après 2,8 jours pour les cas  $Z_{01}$  et  $Z_{02}$ . La dissipation de la surpression interstitielle est de 90% ( $U_{90}$ ) après environ 5 jours pour le cas  $T_0$  et 9,5 jours pour les cas  $Z_{01}$  et  $Z_{02}$  (voir la figure 5.6b). On constate aussi que la consolidation totale des résidus est complétée en 15 jours pour le cas où  $k_h/k_v=1$ , tandis qu'il faut 40 jours pour dissiper la pression interstitielle pour les cas  $Z_{01}$  et  $Z_{02}$  où l'anisotropie des résidus est de 10 et 100 respectivement. Les résultats représentant les rapports d'anisotropie de 100 et 10 coïncident entre eux (figure 5.5b). Dans le cas où  $k_h/k_v=1$ , l'écoulement est affecté par le drainage vertical et horizontal. Pour les cas où le rapport d'anisotropie prend les valeurs 10 et 100, l'écoulement est dominé par le drainage horizontal (car  $k_v$  est plus faible).

La figure 5.5a montre la variation de la pression interstitielle au point A pendant le 10<sup>e</sup> chargement pour les différentes valeurs du rapport d'anisotropie. On constate que la dissipation de la surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après 1,5 jour pour le cas  $T_0$  et après 2 jours pour les cas  $Z_{01}$  et  $Z_{02}$ . La dissipation de la surpression interstitielle est de 90% ( $U_{90}$ ) après 6 jours pour le cas  $T_0$  et 7,6 jours pour les cas  $Z_{01}$  et  $Z_{02}$  (voir la figure 5.6a). On remarque aussi que la dissipation totale de la surpression interstitielle est atteinte en 25 jours pour les trois rapports d'anisotropie considérés, montrant ainsi que l'effet de l'anisotropie (ou de la valeur de  $k_v$ ) est faible lorsque l'épaisseur des résidus atteint 20 m (au point A).

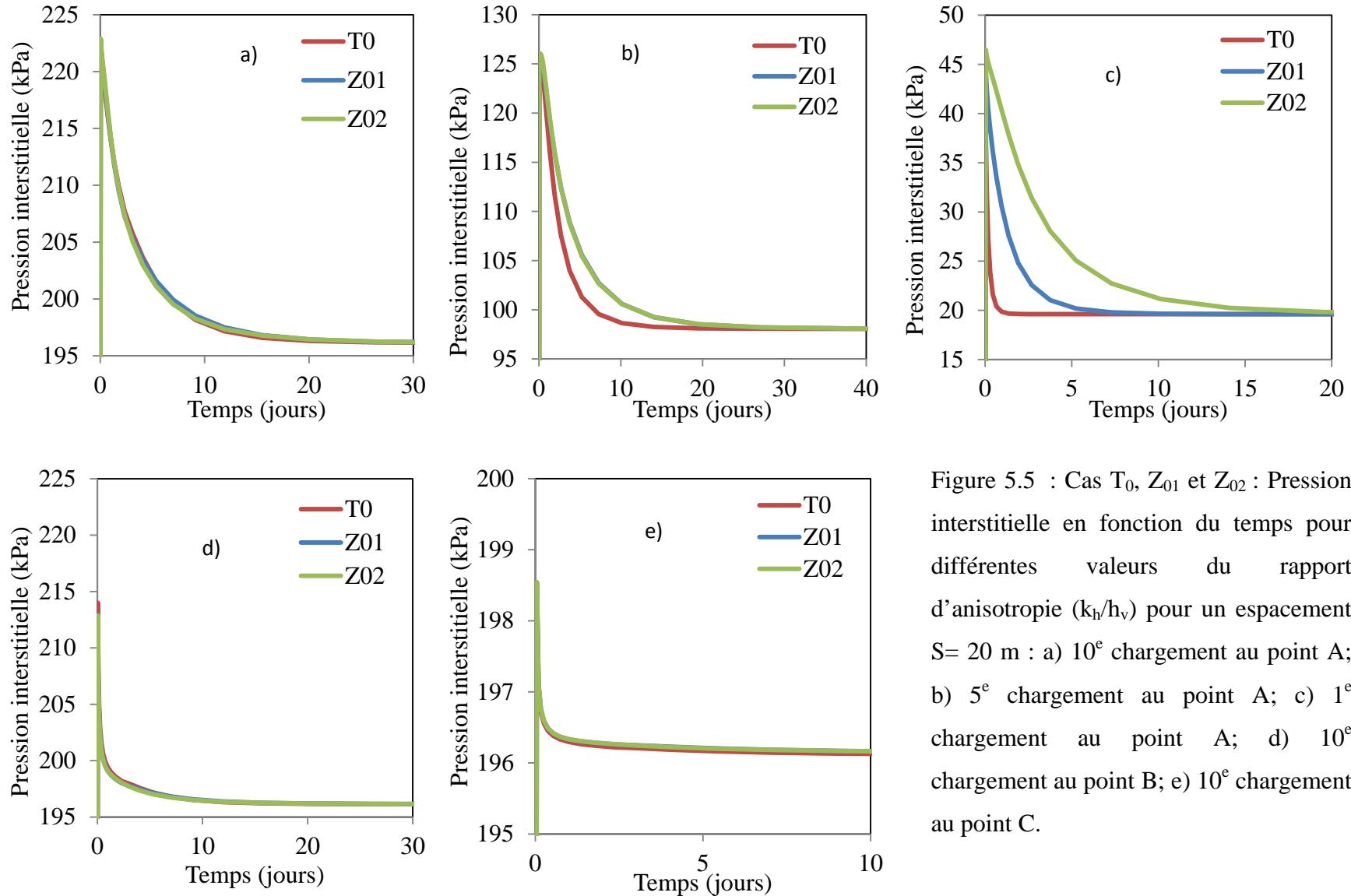


Figure 5.5 : Cas T<sub>0</sub>, Z<sub>01</sub> et Z<sub>02</sub> : Pression interstitielle en fonction du temps pour différentes valeurs du rapport d'anisotropie ( $k_h/k_v$ ) pour un espacement S= 20 m : a) 10<sup>e</sup> chargement au point A; b) 5<sup>e</sup> chargement au point A; c) 1<sup>e</sup> chargement au point A; d) 10<sup>e</sup> chargement au point B; e) 10<sup>e</sup> chargement au point C.

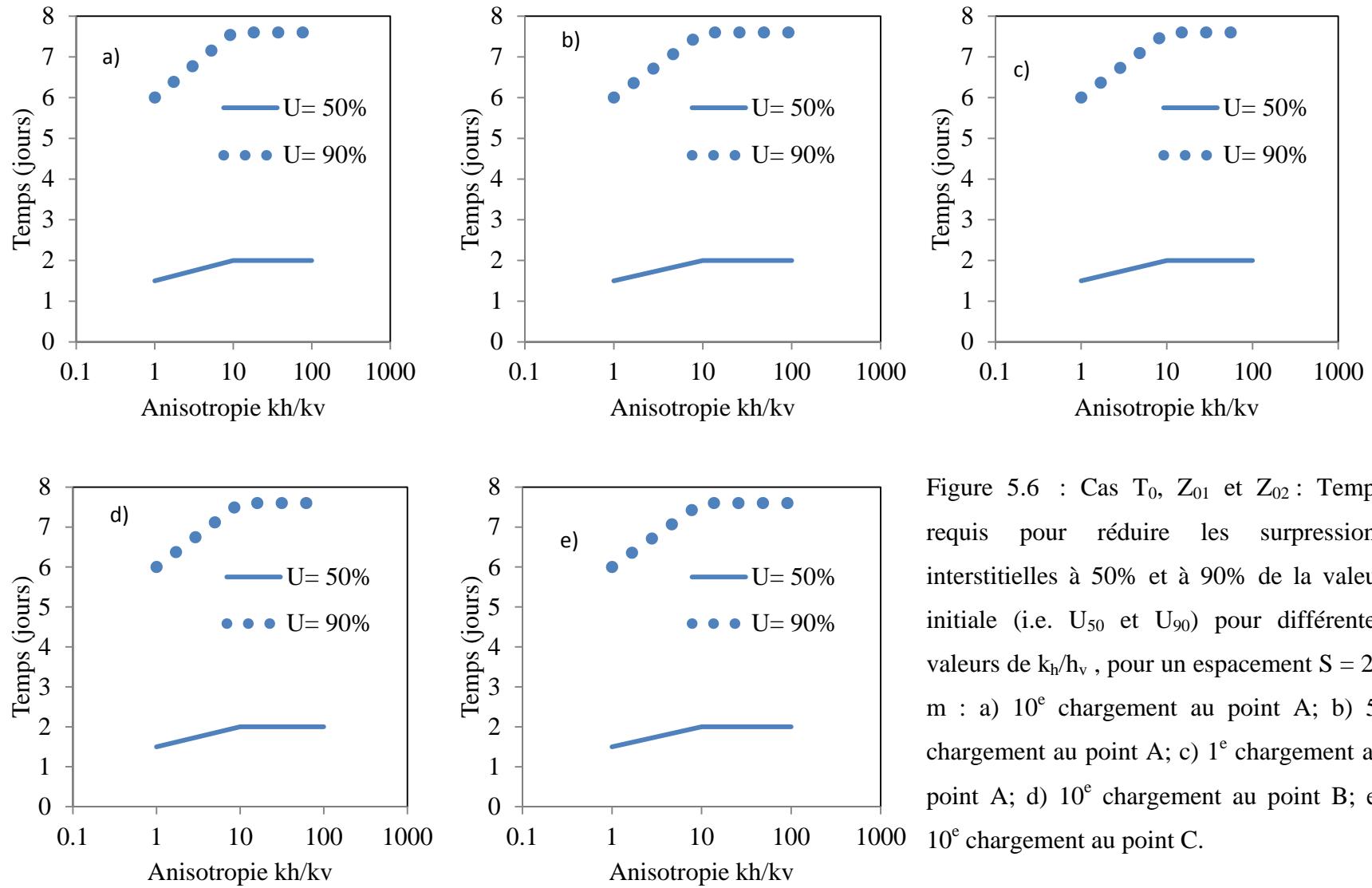


Figure 5.6 : Cas  $T_0$ ,  $Z_{01}$  et  $Z_{02}$ : Temps requis pour réduire les surpressions interstitielles à 50% et à 90% de la valeur initiale (i.e.  $U_{50}$  et  $U_{90}$ ) pour différentes valeurs de  $k_h/h_v$ , pour un espacement  $S = 20$  m : a) 10<sup>e</sup> chargement au point A; b) 5<sup>e</sup> chargement au point A; c) 1<sup>e</sup> chargement au point A; d) 10<sup>e</sup> chargement au point B; e) 10<sup>e</sup> chargement au point C.

La figure 5.5d représente la variation de la pression interstitielle au point B pendant le 10<sup>e</sup> chargement. La dissipation de la surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après 0,2 jour pour le cas  $T_0$  et 0,82 jours pour les cas  $Z_{01}$  et  $Z_{02}$ . La dissipation de la surpression interstitielle est de 90% ( $U_{90}$ ) après 1,5 jour pour les cas  $T_0$ ,  $Z_{01}$  et  $Z_{02}$  (tel que montré à la figure 5.6d). Pour les trois valeurs de  $k_h/k_v$  considérées, la surpression interstitielle est dissipée en 20 jours. Les courbes de la figure 5.5d sont caractérisées par une pente élevée au début et par une pente très faible pour l'intervalle 1 à 20 jours, au point B, dans cette région proche de l'inclusion. L'effet de l'anisotropie est donc pratiquement absent à cet endroit.

La figure 5.5e montre la variation de la pression interstitielle au point C pendant le 10<sup>e</sup> chargement pour différentes valeurs du rapport d'anisotropie. On constate que la dissipation de la surpression interstitielle est de 50% (( $U_{50}$ ) après 0,17 jour pour les cas  $T_0$ ,  $Z_{01}$  et  $Z_{02}$  et elle est de 90% ( $U_{90}$ ) après 0,5 jour pour les 3 cas (voir la figure 5.6e). Les trois courbes représentant les trois rapports d'anisotropie coïncident. La surpression interstitielle se dissipe en totalité après le 10<sup>e</sup> jour.

### **Espacement S = 50 m**

Les simulations  $Z_{10}$ ,  $Z_{11}$ ,  $Z_{12}$  et  $Z_{13}$  ont été menées pour étudier cet effet du rapport pour avec un espacement  $S = 50$  m. Quatre rapports d'anisotropie ( $k_h/k_v$ ) des résidus ont été utilisés. Le rapport du cas  $Z_{10}$  est de 1 ( $k_h = k_v = 10^{-7}$  m/s). Le rapport du cas  $Z_{11}$  est de 10, ce qui correspond à une conductivité hydraulique verticale des résidus  $k_v = 10^{-8}$  m/s.; le rapport du cas  $Z_{12}$  est de 100, soit une conductivité hydraulique verticale  $k_v = 10^{-9}$  m/s; ce rapport est de 1000 pour le cas  $Z_{13}$  ( $k_v = 10^{-10}$  m/s).

La figure 5.7c montre la variation de la pression interstitielle au point A pendant le 1<sup>er</sup> chargement pour différents rapports  $k_h/k_v$ . La dissipation de la surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après 0,1, 1, 8 et 19 jours pour les cas  $Z_{10}$ ,  $Z_{11}$ ,  $Z_{12}$  et  $Z_{13}$  respectivement; la dissipation de la surpression interstitielle est de 90% ( $U_{90}$ ) après environ 0,5, 4, 26 et 60 jours pour les cas  $Z_{10}$ ,  $Z_{11}$ ,  $Z_{12}$  et  $Z_{13}$  respectivement (voir la figure 5.8c). Pendant le 1<sup>er</sup> remplissage, la dissipation totale de la surpression interstitielle se fait après 190, 100, 7 et 2 jours pour des rapports d'anisotropie respectifs de 1000, 100, 10 et 1. La vitesse de consolidation croît lorsque le rapport d'anisotropie décroît pour cette première couche. Cela s'explique par le fait que le drainage est ralenti lorsque la valeur de  $k_v$  diminue.

La figure 5.7b montre la variation de la pression interstitielle au point A pendant le 5<sup>e</sup> chargement (5<sup>e</sup> couche) pour différents rapports d'anisotropie. La dissipation de la surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après 3,5 et 16 jours pour les cas  $Z_{10}$  et  $Z_{11}$  et 21 jours pour les cas  $Z_{12}$  et  $Z_{13}$ . La dissipation de la surpression interstitielle est de 90% ( $U_{90}$ ) après 10 et 45 jours pour les cas  $Z_{10}$  et  $Z_{11}$  et 65 jours pour les cas  $Z_{12}$  et  $Z_{13}$  (voir la figure 5.8b). Les deux courbes qui représentent les rapports d'anisotropie 1000 et 100 coïncident, et la dissipation complète de la surpression interstitielle se fait (pour les cas  $Z_{12}$  et  $Z_{13}$ ) en 190 jours. Pour les rapports d'anisotropie de 10 et 1, cette dissipation se fait respectivement en 130 et 30 jours. Donc, plus l'épaisseur des résidus augmente, plus le drainage horizontal devient dominant dans cette zone.

La figure 5.7e montre la variation de la pression interstitielle au point C pendant le 10<sup>e</sup> chargement. La dissipation de la surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après 0,17 jours pour les cas  $Z_{10}$ ,  $Z_{11}$   $Z_{12}$  et  $Z_{13}$ ; la dissipation de la surpression interstitielle est de 90% ( $U_{90}$ ) après 0,5 jours pour les cas  $Z_{10}$ ,  $Z_{11}$   $Z_{12}$  et  $Z_{13}$  (voir la figure 5.8e). L'effet de l'anisotropie est absent dans ce cas puisque le point C se trouve au centre du drain.

La figure 5.7d montre la variation de la pression interstitielle au point B pendant le 10<sup>e</sup> chargement. La dissipation de la surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après 1,8 jour pour les quatre cas  $Z_{10}$ ,  $Z_{11}$   $Z_{12}$  et  $Z_{13}$ . La dissipation est de 90% ( $U_{90}$ ) après 4 jours pour le cas  $Z_{10}$  et 6 jours pour les cas  $Z_{11}$   $Z_{12}$  et  $Z_{13}$  (voir la figure 5.8d). L'allure des quatre courbes se ressemble au début, mais après deux jours, la vitesse de consolidation est plus rapide dans le cas où  $k_h/k_v=1$ . Les trois autres courbes coïncident, avec une dissipation qui se fait en 98 jours; pour  $k_h/k_v=1$ , cette dissipation se fait en 48 jours.

La variation de la pression interstitielle au point A pendant le 10<sup>e</sup> chargement est montrée à la figure 5.7a. La dissipation de la surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après 0,2 jours pour les cas  $Z_{10}$ ,  $Z_{11}$   $Z_{12}$  et  $Z_{13}$ ; la dissipation est de 90% ( $U_{90}$ ) après 4 jours pour le cas  $Z_{10}$  et 6 jours pour les cas  $Z_{11}$   $Z_{12}$  et  $Z_{13}$  (voir la figure 5.8a). La pression interstitielle se dissipe en 60 jours pour le cas où le rapport d'anisotropie est de 1. Pour les valeurs de  $k_h/k_v = 1000$ , 100 et 10, la dissipation de la surpression interstitielle se fait après 190 jours.

Les figures 5.7a, 5.7b et 5.7c montrent que l'anisotropie des résidus (pour la valeur de  $k_v$ , avec  $k_h$  constante) est un facteur important qui affecte le processus de consolidation dans les cas où l'espacement S entre inclusions est de 50 m. Ces résultats indiquent que lorsque le rapport

d'anisotropie  $k_h/k_v$  augmente (i.e.  $k_v$  diminue), la vitesse de consolidation peut diminuer considérablement. L'épaisseur des résidus est aussi couplée à l'effet du rapport d'anisotropie; l'effet de l'anisotropie tend à diminuer avec l'augmentation de l'épaisseur pour ce cas ( $S = 50$  m).

### **Espacement S = 100 m**

Les simulations  $Z_{20}$ ,  $Z_{21}$ ,  $Z_{22}$  et  $Z_{23}$  considèrent des rapports d'anisotropie  $k_h/k_v = 1, 10, 100$  et  $1000$ , avec un espacement de  $S = 100$  m entre les inclusions.

La figure 5.9c montre la variation de la pression interstitielle au point A pendant le 1<sup>er</sup> chargement pour différents rapports d'anisotropie des résidus miniers. Pendant le 1<sup>er</sup> remplissage, la dissipation de la surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après 0,1, 1, 9 et 62 jours pour les cas  $Z_{20}$ ,  $Z_{21}$   $Z_{22}$  et  $Z_{23}$  respectivement. La dissipation de la surpression interstitielle est de 90% ( $U_{90}$ ) après 0,5, 4, 35 et 225 jours pour les cas  $Z_{20}$ ,  $Z_{21}$   $Z_{22}$  et  $Z_{23}$  respectivement. (voir la figure 5.10c). La dissipation totale de la surpression interstitielle se fait après 190, 100, 7 et 2 jours pour les rapports d'anisotropie respectifs de 1000, 100, 10 et 1. Dans le cas où le rapport d'anisotropie prend une valeur de 1000 (cas  $Z_{22}$ ), la consolidation des résidus est éventuellement contrôlée par le drainage horizontal. Plus le rapport d'anisotropie diminue (i.e.  $k_v$  augmente), plus la contribution du drainage vertical augmente. La vitesse de la consolidation croît avec la diminution du rapport d'anisotropie au point A.

La figure 5.9b montre la variation de la pression interstitielle au point A pendant le 5<sup>e</sup> chargement pour différents rapports d'anisotropie. La dissipation de la surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après 4, 28, 80 et 95 jours pour les cas  $Z_{20}$ ,  $Z_{21}$   $Z_{22}$  et  $Z_{23}$  respectivement; la dissipation est de 90% ( $U_{90}$ ) après 10, 85, 240 et 270 jours pour les cas  $Z_{20}$ ,  $Z_{21}$   $Z_{22}$  et  $Z_{23}$  respectivement (voir la figure 5.10b). Pour deux de ces rapports d'anisotropie, soient  $k_h/k_v = 1000$  et 100, la dissipation est de 69,5% et de 97% respectivement une année après l'ajout du 10<sup>e</sup> chargement. Pour les deux autres rapports d'anisotropie, de 10 et 1, la surpression interstitielle se dissipe respectivement après 300 et 50 jours. Lorsque la conductivité hydraulique verticale diminue, le drainage horizontal devient de plus en plus dominant.

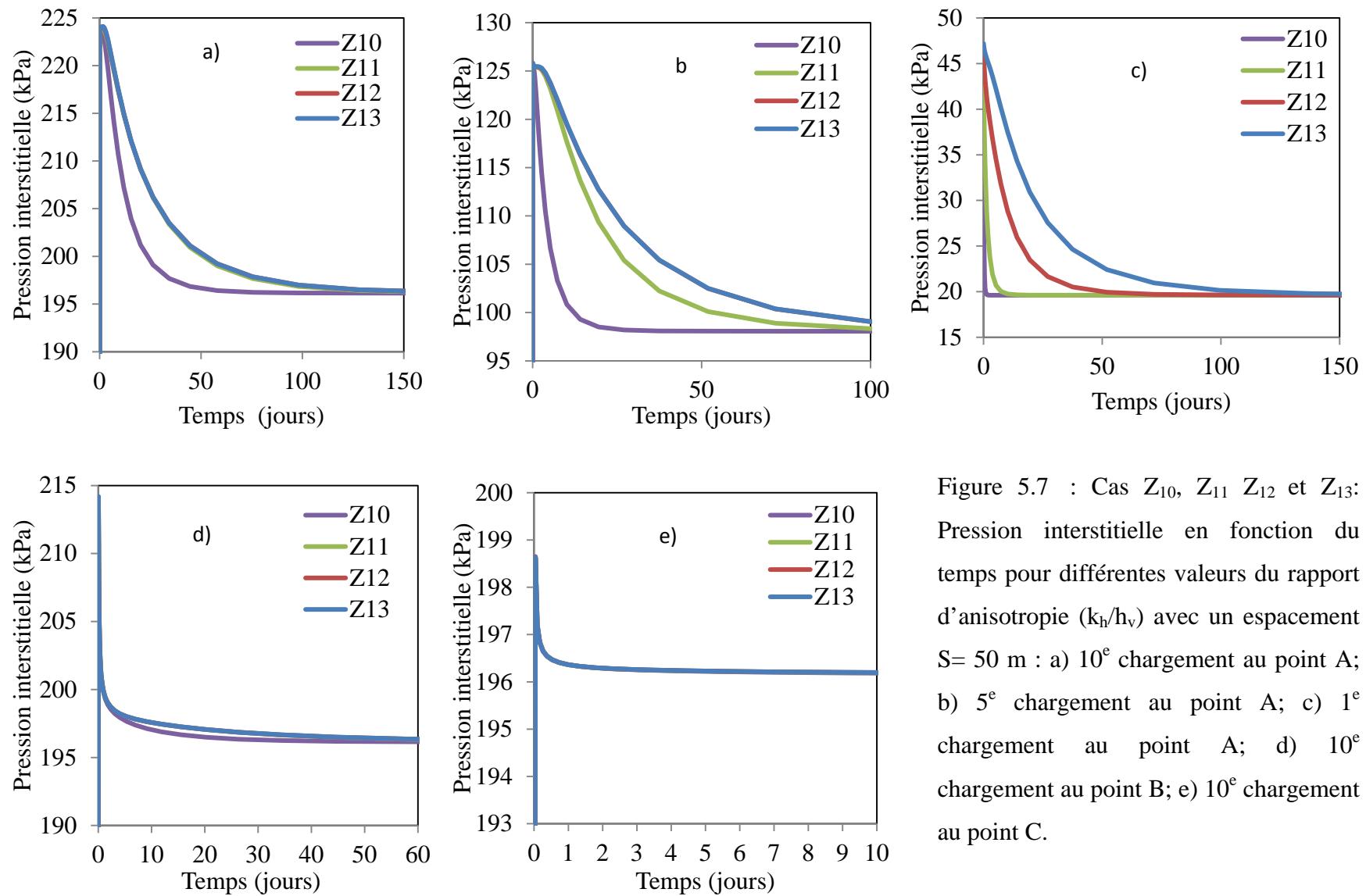


Figure 5.7 : Cas  $Z_{10}$ ,  $Z_{11}$ ,  $Z_{12}$  et  $Z_{13}$ : Pression interstitielle en fonction du temps pour différentes valeurs du rapport d'anisotropie ( $k_h/h_v$ ) avec un espacement  $S = 50$  m : a) 10<sup>e</sup> chargement au point A; b) 5<sup>e</sup> chargement au point A; c) 1<sup>e</sup> chargement au point A; d) 10<sup>e</sup> chargement au point B; e) 10<sup>e</sup> chargement au point C.

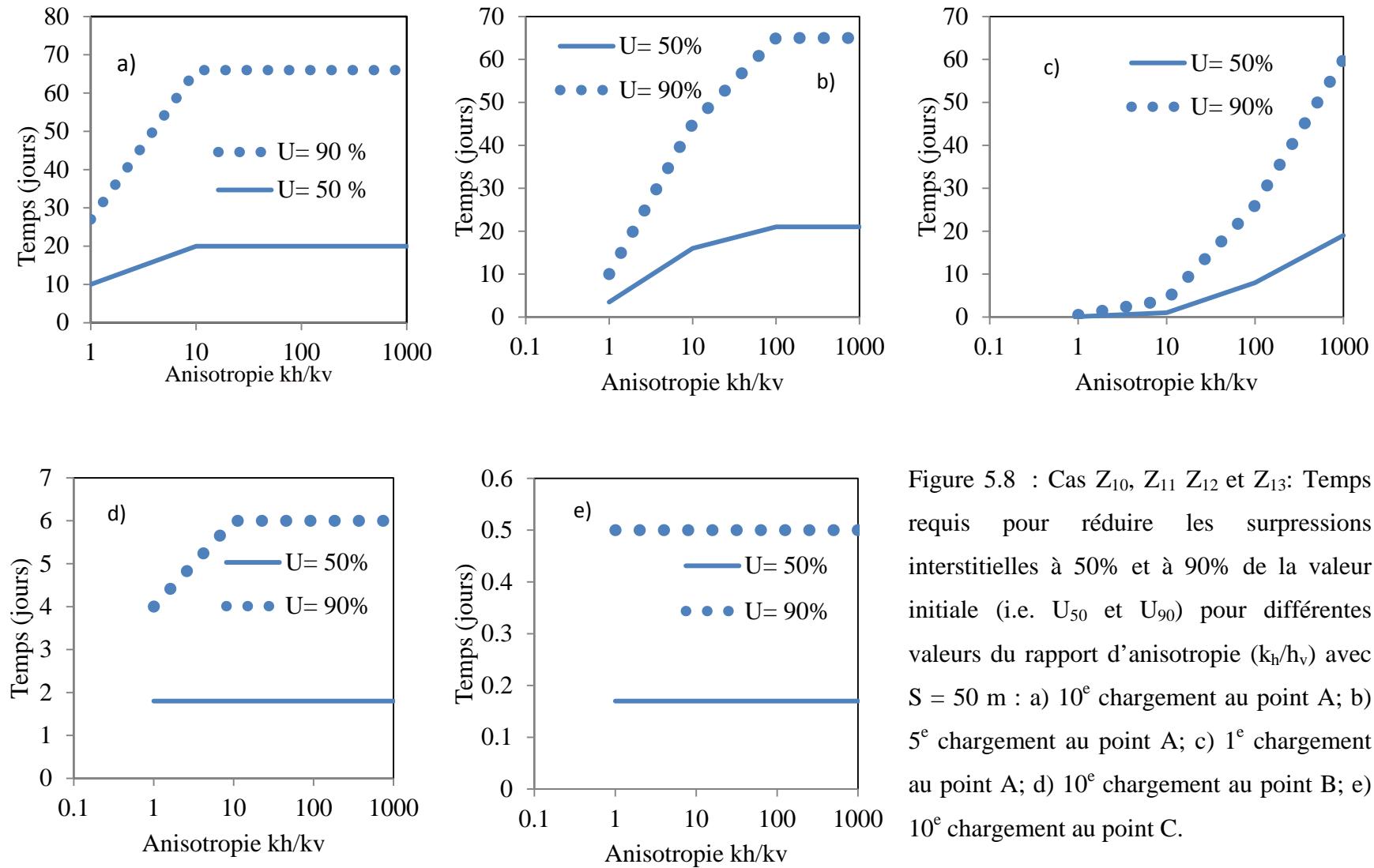


Figure 5.8 : Cas  $Z_{10}$ ,  $Z_{11}$   $Z_{12}$  et  $Z_{13}$ : Temps requis pour réduire les surpressions interstitielles à 50% et à 90% de la valeur initiale (i.e.  $U_{50}$  et  $U_{90}$ ) pour différentes valeurs du rapport d'anisotropie ( $k_h/h_v$ ) avec  $S = 50$  m : a) 10<sup>e</sup> chargement au point A; b) 5<sup>e</sup> chargement au point A; c) 1<sup>e</sup> chargement au point A; d) 10<sup>e</sup> chargement au point B; e) 10<sup>e</sup> chargement au point C.

La figure 5.9e montre la variation de la pression interstitielle au point C pendant le 10<sup>e</sup> chargement pour différents rapports d'anisotropie. La dissipation de la surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après 0,17 jours pour tous les cas ( $Z_{20}$ ,  $Z_{21}$   $Z_{22}$  et  $Z_{23}$ ); la dissipation de la surpression interstitielle est de 90% ( $U_{90}$ ) après 1 jour pour tous les cas (voir la figure 5.10e). L'effet de l'anisotropie est négligeable dans ce cas puisque le point C se trouve au centre du drain.

La figure 5.9d montre la variation de la pression interstitielle au point B pendant le 10<sup>e</sup> chargement pour différents rapports d'anisotropie. La dissipation de la surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après 0,18 jour pour le cas  $Z_{20}$  et 0,15 jour pour les cas,  $Z_{21}$   $Z_{22}$  et  $Z_{23}$ . La dissipation est de 90% ( $U_{90}$ ) après 4 jours pour le cas  $Z_{20}$  et 5 jours pour les cas  $Z_{21}$   $Z_{22}$  et  $Z_{23}$  (voir la figure 5.10d). Au 5<sup>e</sup> jour, la consolidation des résidus atteint 95% pour les quatre rapports d'anisotropie. La dissipation complète de la surpression interstitielle est atteinte après 50 jours pour le rapport d'anisotropie de 1, tandis qu'il faut 300 jours pour les autres rapports d'anisotropie.

La figure 5.9a montre la variation de la pression interstitielle au point A pendant le 10<sup>e</sup> chargement pour différents rapports d'anisotropie. La dissipation de la surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après 15 et 70 jours pour les cas  $Z_{20}$  et  $Z_{21}$  et 95 jours pour les cas  $Z_{22}$  et  $Z_{23}$ ; la dissipation est de 90% ( $U_{90}$ ) après 40 et 170 jours pour les cas  $Z_{20}$  et  $Z_{21}$  et 255 jours pour les cas  $Z_{22}$  et  $Z_{23}$  (voir la figure 5.10a). La surpression interstitielle se dissipe totalement après 150 jours et 365 jours respectivement pour les rapports d'anisotropie 1 et 10. Pour les rapports d'anisotropie de 1000 et 100, 95% de la consolidation des résidus a été réalisée après 365 jours. Ces résultats indiquent que lorsque le rapport d'anisotropie augmente, la vitesse de consolidation diminue considérablement à cet endroit.

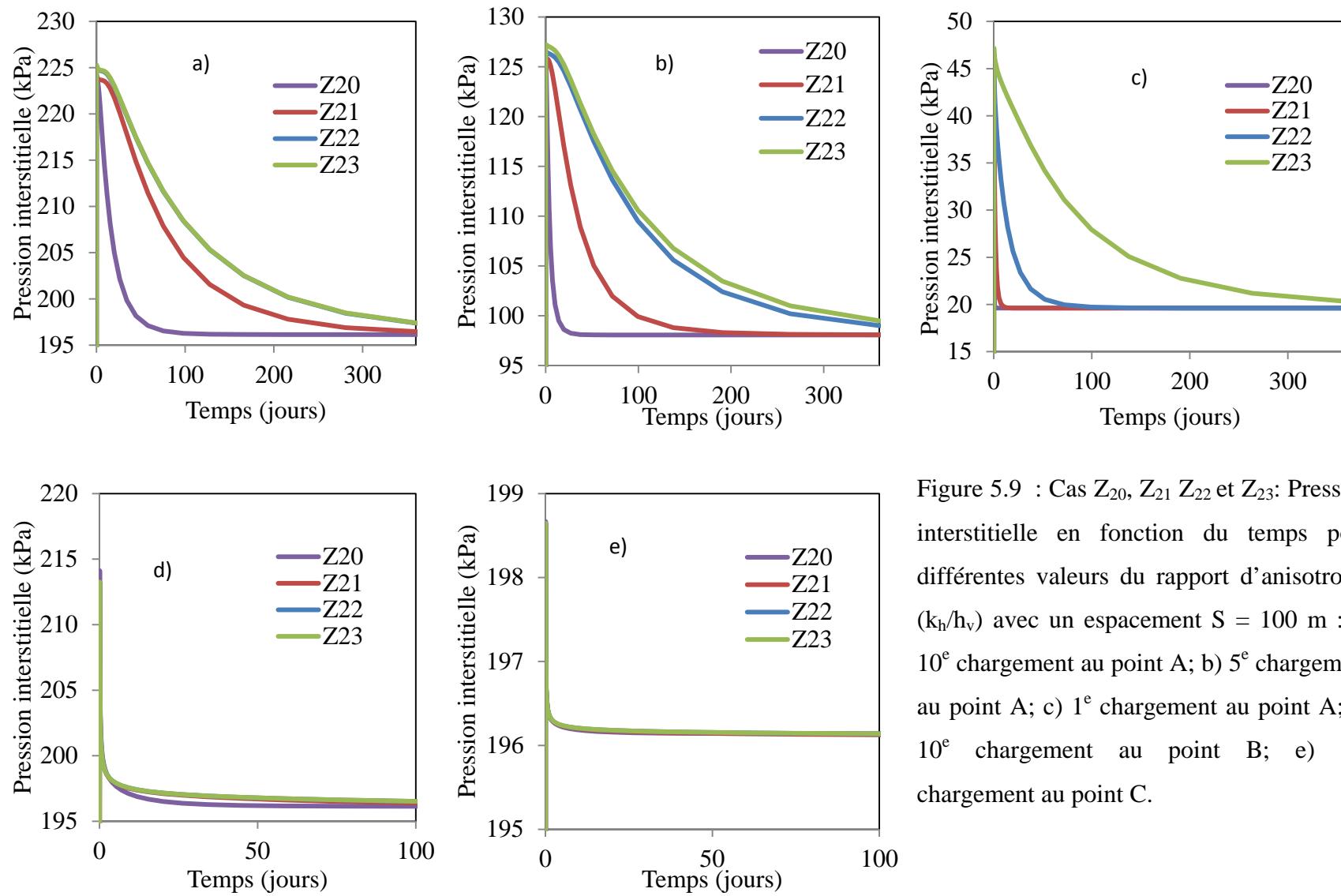


Figure 5.9 : Cas  $Z_{20}$ ,  $Z_{21}$ ,  $Z_{22}$  et  $Z_{23}$ : Pression interstitielle en fonction du temps pour différentes valeurs du rapport d'anisotropie ( $k_h/h_v$ ) avec un espace S = 100 m : a) 10<sup>e</sup> chargement au point A; b) 5<sup>e</sup> chargement au point A; c) 1<sup>e</sup> chargement au point A; d) 10<sup>e</sup> chargement au point B; e) 10<sup>e</sup> chargement au point C.

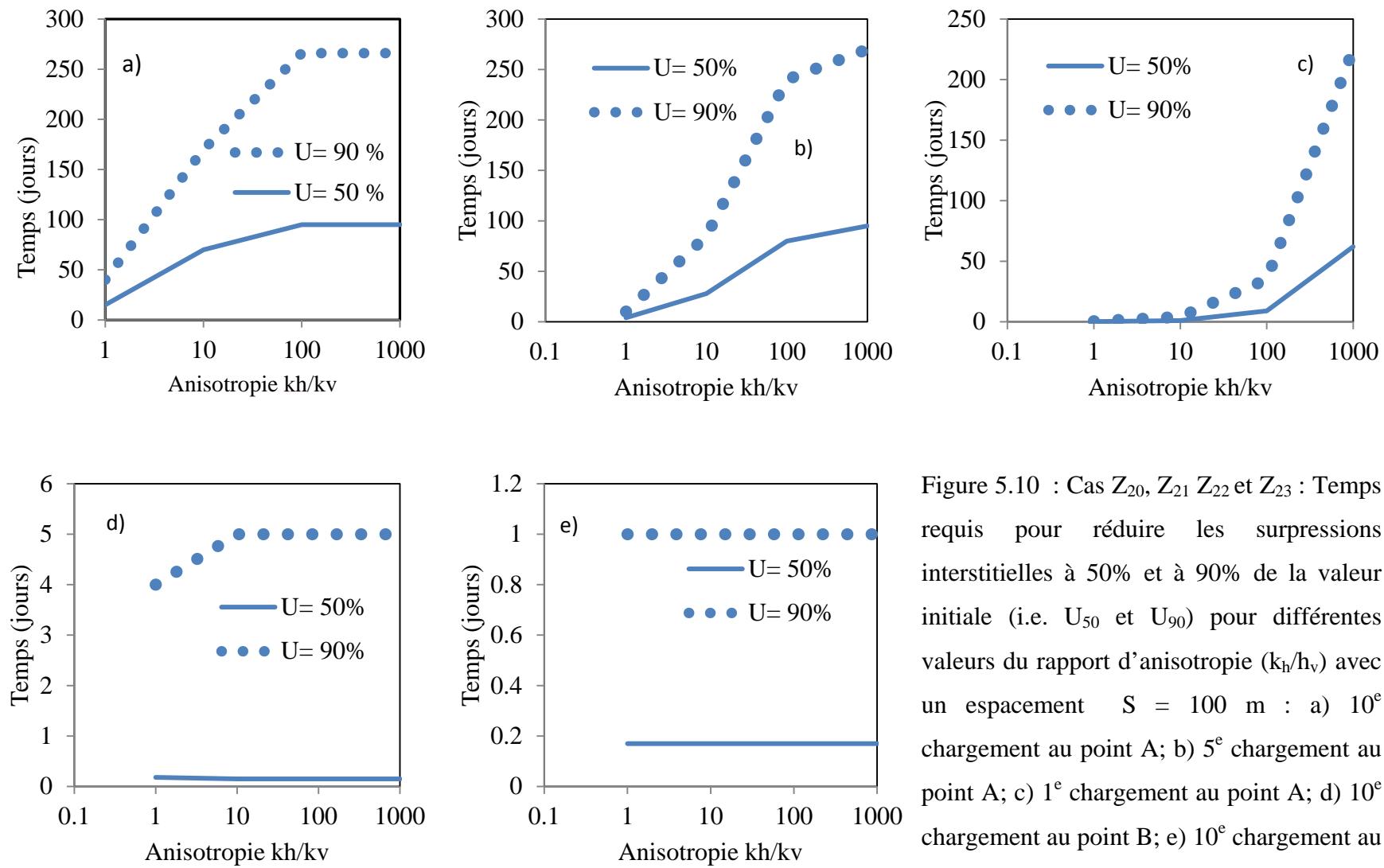


Figure 5.10 : Cas  $Z_{20}$ ,  $Z_{21}$ ,  $Z_{22}$  et  $Z_{23}$  : Temps requis pour réduire les surpressions interstitielles à 50% et à 90% de la valeur initiale (i.e.  $U_{50}$  et  $U_{90}$ ) pour différentes valeurs du rapport d'anisotropie ( $k_h/h_v$ ) avec un espaceur  $S = 100$  m : a) 10<sup>e</sup> chargement au point A; b) 5<sup>e</sup> chargement au point A; c) 1<sup>e</sup> chargement au point A; d) 10<sup>e</sup> chargement au point B; e) 10<sup>e</sup> chargement au point C.

### **5.1.4 Cas AA : Effet du module de Young des roches stériles.**

Selon la majorité des solutions analytiques présentées à la section 3.3, la rigidité des drains a peu (ou pas) d'effet sur la consolidation et la dissipation de la pression interstitielle (sauf dans certains cas, pour la zone rapprochée des drains). Pour confirmer ou infirmer ces résultats analytiques, des simulations numériques ont été réalisées avec différentes valeurs du module de Young E des roches stériles. Les valeurs considérées sont  $E = 100, 500, 1000$  et  $10000$  MPa, qui correspondent respectivement à des rapports  $E_{\text{résidus}} / E_{\text{inclusion}}$  de  $0,1, 0,02, 0,01$  et  $0,001$  (cas AA<sub>1</sub>, T<sub>0</sub>, AA<sub>2</sub> et AA<sub>3</sub>); rappelons que  $E_{\text{résidus}} = 10$  MPa dans tous les cas.

Les résultats de ces simulations (voir annexe C, figures A.9 et A.10) ne montrent aucune influence notable du module de Young des inclusions sur le processus de consolidation au niveau de ces deux points.

La rigidité des inclusions n'a donc que très peu d'effet sur la dissipation de la pression interstitielle. Notons toutefois que cette rigidité peut jouer un rôle important au niveau de la stabilité mécanique des ouvrages (James 2009).

### **5.1.5 Cas AB : Effet du module de Young des résidus miniers.**

La variation de la pression interstitielle au point A pendant le 1<sup>er</sup> chargement pour différentes valeurs du module de Young des résidus miniers ( $E = 3500, 7000$  et  $1000$  kPa pour les cas AB<sub>2</sub>, AB<sub>1</sub> et T<sub>0</sub> respectivement) est montrée dans la figure 5.11c. La dissipation de la surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après 0,15 jour pour les cas T<sub>0</sub>, AB<sub>1</sub> et AB<sub>2</sub>; la dissipation est de 90% ( $U_{90}$ ) après environ 0,45 jour pour les cas T<sub>0</sub>, AB<sub>1</sub> et AB<sub>2</sub> (voir la figure 5.12c). On remarque aussi que la dissipation totale de la surpression interstitielle se fait après 2, 3 et 4 jours pour des valeurs du module de Young respectives de 10000, 7000 et 3500 kPa. La vitesse de consolidation est donc affectée de façon non négligeable par une variation du module de Young (cas isotrope).

Puisque l'épaisseur de la première couche est de 2 m, l'écoulement vertical contrôle la consolidation au point A. Une diminution du module de Young des résidus provoque un ralentissement du processus de consolidation en raison de la déformation accrue qui requiert un plus grand volume d'eau à drainer.

La figure 5.11b montre la variation de la pression interstitielle au point A pendant le 5<sup>e</sup> chargement pour les différentes valeurs du module de Young des résidus. La dissipation de la surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après, 2, 3 et 5 jours pour les cas T<sub>0</sub>, AB<sub>1</sub> et AB<sub>2</sub> respectivement; la dissipation est de 90% ( $U_{90}$ ) après environ 5,5, 8 et 15 jours pour les cas T<sub>0</sub>, AB<sub>1</sub> et AB<sub>2</sub> respectivement (voir la figure 5.12b). La dissipation totale de la surpression interstitielle est obtenue après 50, 30 et 15 jours pour des valeurs respectives du module de 3500, 7000 et 10000 kPa. Le module de Young des résidus affecte donc le processus de la consolidation pendant le 5<sup>e</sup> chargement; lorsque la valeur de E diminue, le temps de consolidation augmente (en raison du volume accru d'eau à drainer lorsque la déformation augmente).

La variation de la pression interstitielle au point A pendant le 10<sup>e</sup> chargement pour les différentes valeurs du module de Young est montrée à la figure 5.11a. La dissipation de la surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après, 1,5, 3 et 6 jours pour les cas T<sub>0</sub>, AB<sub>1</sub> et AB<sub>2</sub> respectivement; et la dissipation est de 90% ( $U_{90}$ ) après environ 6, 10 et 20 jours pour les cas T<sub>0</sub>, AB<sub>1</sub> et AB<sub>2</sub> (voir la figure 5.12a). La dissipation totale de la surpression interstitielle est réalisée en 70, 40 et 25 jours pour les cas AB<sub>2</sub>, AB<sub>1</sub> et T<sub>0</sub> après l'ajout de la 10<sup>e</sup> couche. Avec le remplissage, la vitesse de consolidation des résidus ralenti considérablement.

La variation de la pression interstitielle au point B pendant le 10<sup>e</sup> chargement pour différentes valeurs du module est présentée à la figure 5.11d. La dissipation de la surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après, 0,2, 0,2 et 0,25 jours pour les cas T<sub>0</sub>, AB<sub>1</sub> et AB<sub>2</sub> respectivement; et la dissipation est de 90% ( $U_{90}$ ) après environ 2, 3,5 et 7 jours pour les cas T<sub>0</sub>, AB<sub>1</sub> et AB<sub>2</sub> (voir la figure 5.12d). Les résultats montrent que la dissipation totale des surpressions interstitielles est atteinte après 20 jours pour les cas AB<sub>1</sub> et T<sub>0</sub>. Cette dissipation prend 70 jours dans le cas où la valeur du module des résidus est de 3500 kPa (cas AB<sub>2</sub>).

La variation de la pression interstitielle au point C pendant le 10<sup>e</sup> chargement pour différentes valeurs du module de Young des résidus est montrée à la figure 5.11e. La dissipation de la surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après, 0,17, 0,2 et 0,4 jour pour les cas T<sub>0</sub>, AB<sub>1</sub> et AB<sub>2</sub> respectivement; et la dissipation est de 90% ( $U_{90}$ ) après environ 0,5, 0,8 et 1,4 jours pour les cas T<sub>0</sub>, AB<sub>1</sub> et AB<sub>2</sub> (voir la figure 5.12e). La dissipation totale se fait après environ 20 jours pour tous les cas.

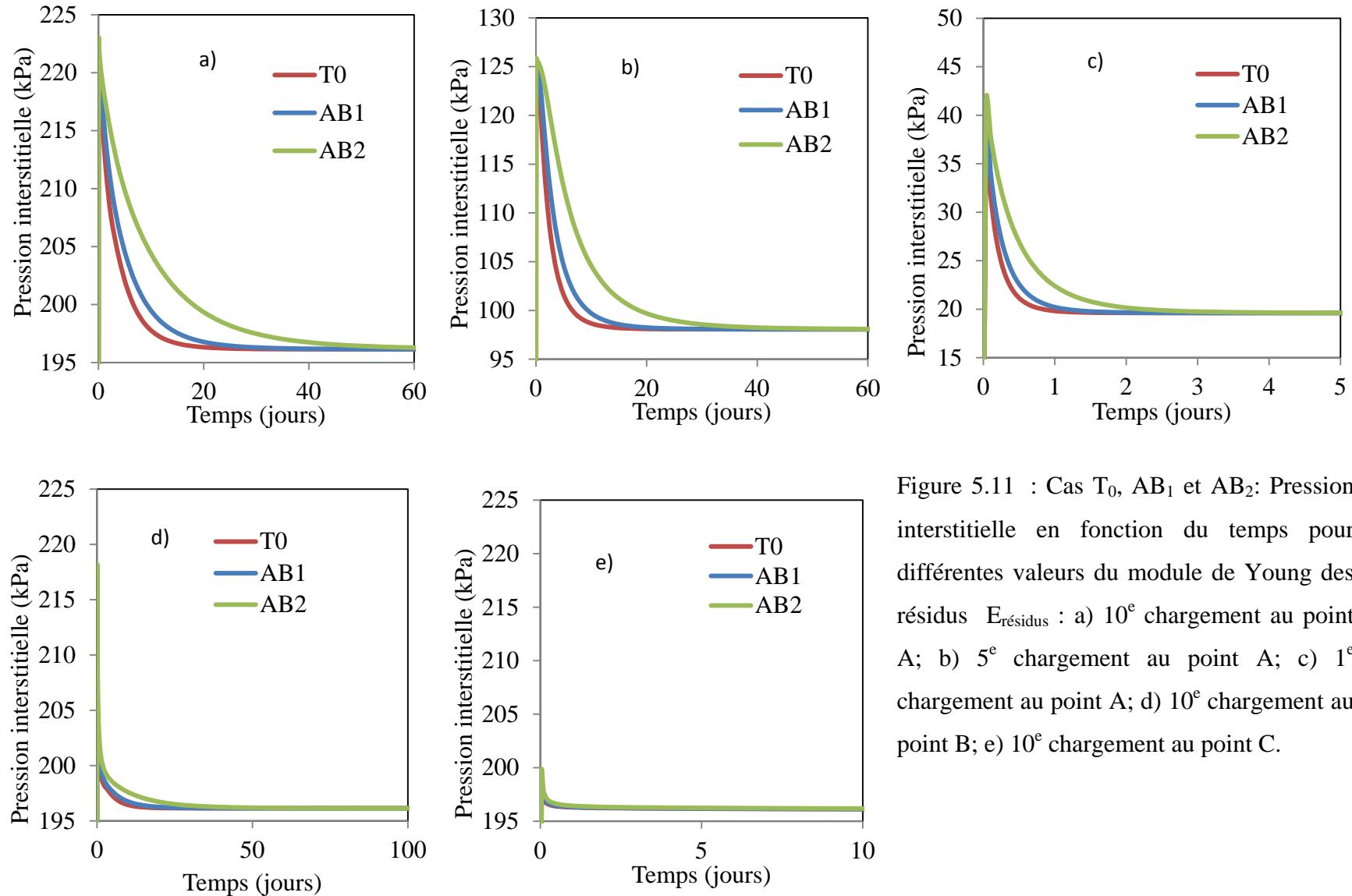


Figure 5.11 : Cas T<sub>0</sub>, AB<sub>1</sub> et AB<sub>2</sub>: Pression interstitielle en fonction du temps pour différentes valeurs du module de Young des résidus E<sub>résidus</sub> : a) 10<sup>e</sup> chargement au point A; b) 5<sup>e</sup> chargement au point A; c) 1<sup>e</sup> chargement au point A; d) 10<sup>e</sup> chargement au point B; e) 10<sup>e</sup> chargement au point C.

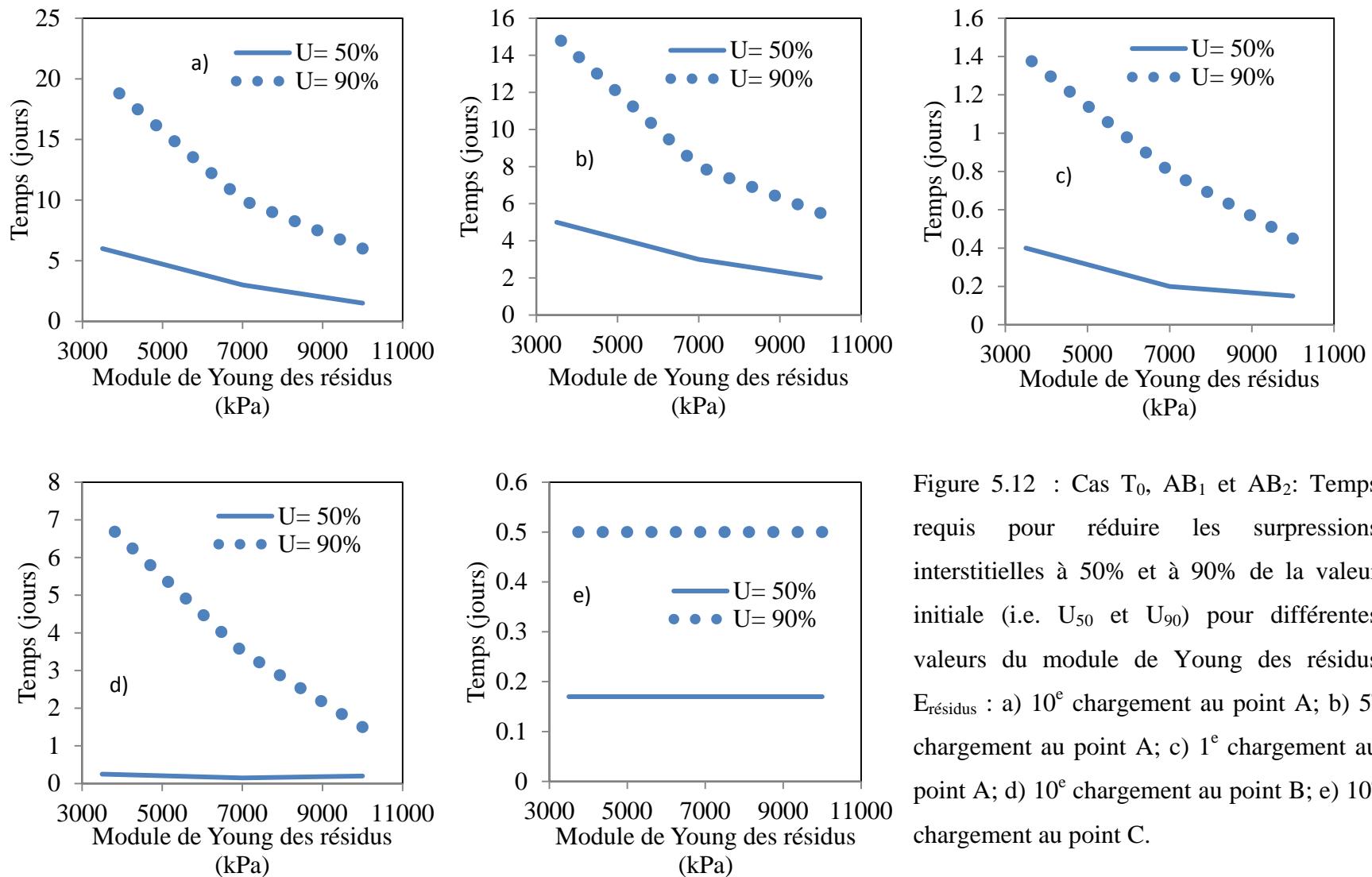


Figure 5.12 : Cas  $T_0$ ,  $AB_1$  et  $AB_2$ : Temps requis pour réduire les surpressions interstitielles à 50% et à 90% de la valeur initiale (i.e.  $U_{50}$  et  $U_{90}$ ) pour différentes valeurs du module de Young des résidus  $E_{\text{résidus}}$  : a)  $10^{\text{e}}$  chargement au point A; b)  $5^{\text{e}}$  chargement au point A; c)  $1^{\text{e}}$  chargement au point A; d)  $10^{\text{e}}$  chargement au point B; e)  $10^{\text{e}}$  chargement au point C.

### 5.1.6 Cas AC : Effet de la conductivité hydraulique des roches stériles

Les simulations suivantes montrent l'influence de la conductivité hydraulique des stériles via le rapport de conductivité hydraulique  $k_h$  (résidus) /  $k_h$  (inclusion) (= 0,1, 0,01, 0,001 et 0,0001); la conductivité hydraulique des résidus est isotrope et constante ( $k_h$  (résidus)= $10^{-7}$  m/s). Les roches stériles sont considérées comme isotropes.

La variation de la pression interstitielle au point A pendant le 5<sup>e</sup> chargement pour différents rapports est montrée sur la figure 5.13b. La surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) et 90% ( $U_{90}$ ) après 2 et 5,5 jours pour tous les cas étudiés ici (voir la figure 5.14b), On remarque aussi que toutes les courbes coïncident (cas T<sub>0</sub>, AC<sub>1</sub>, AC<sub>2</sub> et AC<sub>3</sub>) et que la dissipation totale de la surpression interstitielle est enregistrée après 15 jours. Ceci montre que la conductivité hydraulique des inclusions n'affecte pas la vitesse de consolidation si elle est au moins 10 fois plus grande que celle des résidus dans ce cas.

La figure 5.13a montre la variation de la pression interstitielle au point A pendant le 10<sup>e</sup> chargement pour différents rapports  $k_h$  (résidus) /  $k_h$  (inclusions). La dissipation de la surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après 1,5 jour pour les cas T<sub>0</sub>, AC<sub>2</sub> et AC<sub>3</sub> et 4 jours pour le cas AC<sub>1</sub> (qui correspond au rapport  $k_h$  (résidus) /  $k_h$  (inclusion) = 0,1). La dissipation est de 90% ( $U_{90}$ ) après environ 6 jours pour les cas T<sub>0</sub>, AC<sub>2</sub> et AC<sub>3</sub> et 12 jours pour le cas AC<sub>1</sub> (voir la figure 5.14a). Pour les valeurs du rapport égales à 0,01, 0,001 et 0,0001 (cas T<sub>0</sub>, AC<sub>1</sub>, AC<sub>2</sub>), la dissipation totale de la surpression interstitielle est obtenue après 25 jours suite à l'ajout de la 10<sup>e</sup> couche. Lorsque la conductivité des inclusions est de  $10^{-6}$  m/s (i.e.  $k_h$  (résidus) /  $k_h$  (inclusions)= 0,1), la dissipation prend plus de temps (57 jours). L'effet de la conductivité hydraulique des stériles devient importante dans le processus de la consolidation lorsque la valeur de  $k_h$  (résidus) /  $k_h$  (inclusions) < 0,01. Plus la conductivité hydraulique des stériles se rapproche de celle des résidus (à moins de deux ordres de grandeur), plus les inclusions perdent leur efficacité comme drain.

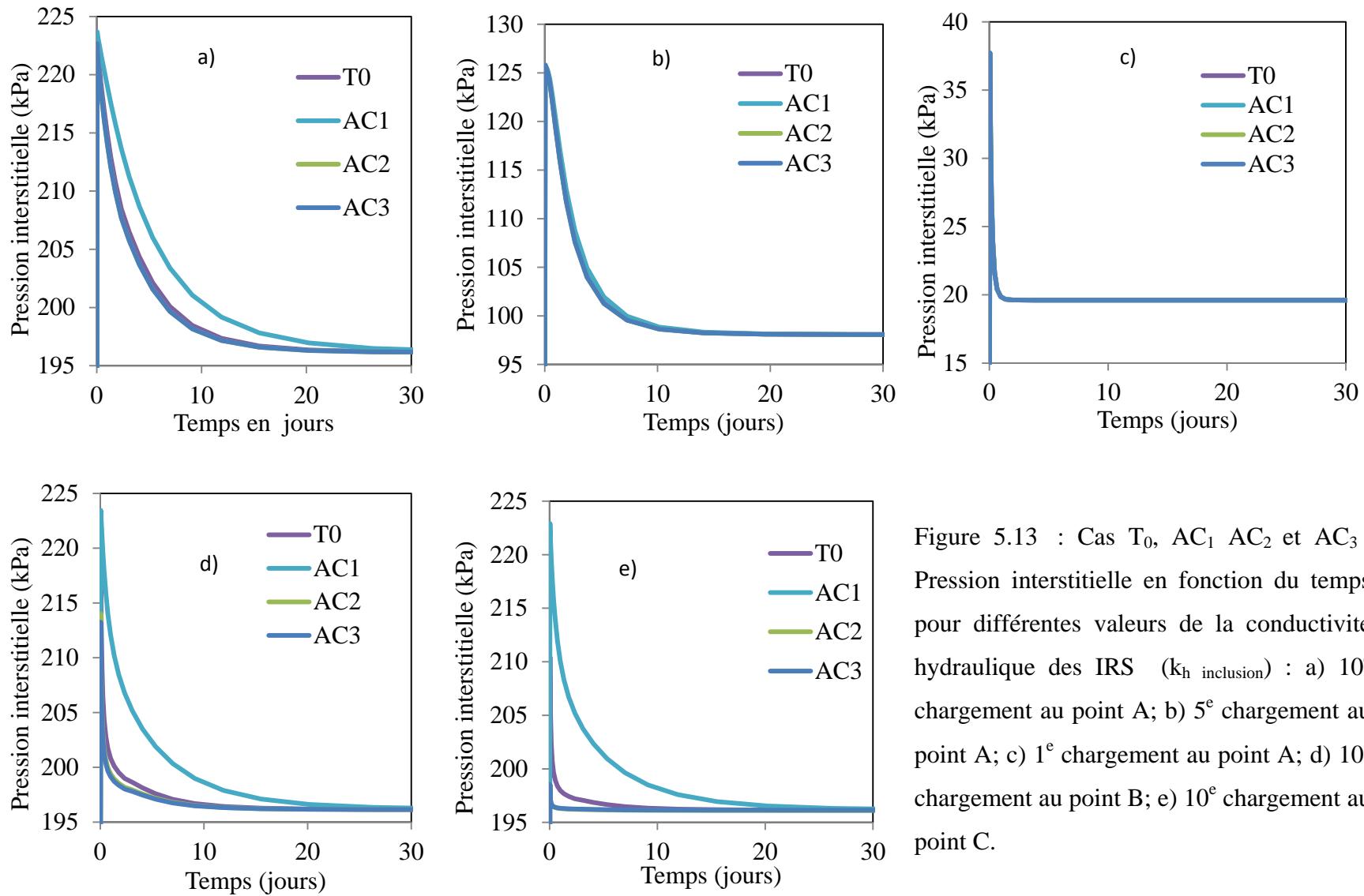


Figure 5.13 : Cas  $T_0$ ,  $AC_1$   $AC_2$  et  $AC_3$  : Pression interstitielle en fonction du temps pour différentes valeurs de la conductivité hydraulique des IRS ( $k_h$  inclusion) : a) 10<sup>e</sup> chargement au point A; b) 5<sup>e</sup> chargement au point A; c) 1<sup>e</sup> chargement au point A; d) 10<sup>e</sup> chargement au point B; e) 10<sup>e</sup> chargement au point C.

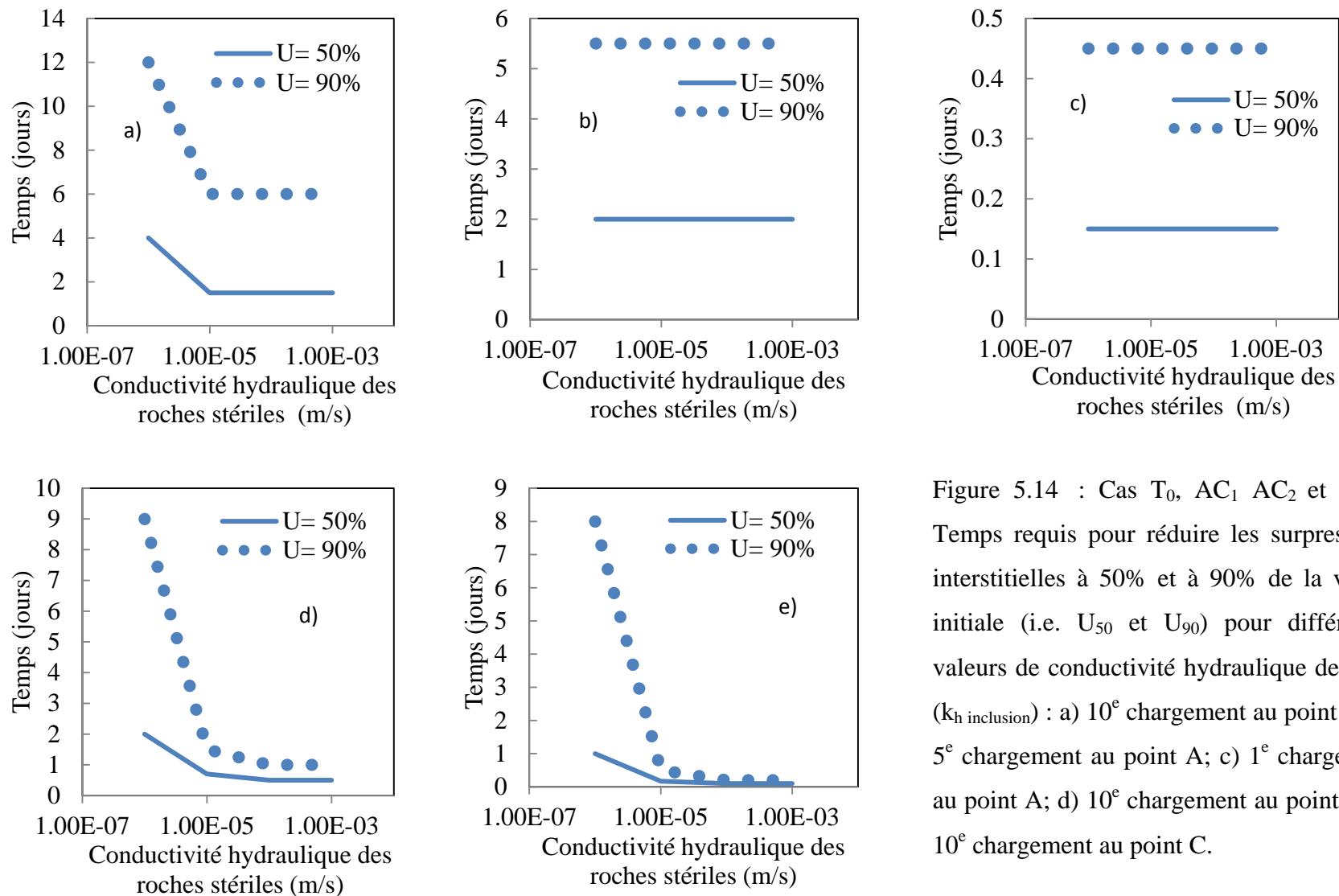


Figure 5.14 : Cas  $T_0$ ,  $AC_1$   $AC_2$  et  $AC_3$  : Temps requis pour réduire les surpressions interstitielles à 50% et à 90% de la valeur initiale (i.e.  $U_{50}$  et  $U_{90}$ ) pour différentes valeurs de conductivité hydraulique des IRS ( $k_h$  inclusion) : a)  $10^{\text{e}}$  chargement au point A; b)  $5^{\text{e}}$  chargement au point A; c)  $1^{\text{e}}$  chargement au point A; d)  $10^{\text{e}}$  chargement au point B; e)  $10^{\text{e}}$  chargement au point C.

La figure 5.13e montre la variation de la pression interstitielle au point C pendant le 10<sup>e</sup> chargement pour différents rapports  $k_{h \text{ (résidus)}} / k_{h \text{ (inclusions)}}$ . La dissipation de la surpression interstitielle atteint 50% ( $U_{50}$ ) après 0,17 jour pour les cas T<sub>0</sub>, AC<sub>2</sub> et AC<sub>3</sub> et 1 jour pour le cas AC<sub>1</sub>; la dissipation atteint 90% ( $U_{90}$ ) après 1 jour pour les cas T<sub>0</sub>, AC<sub>2</sub> et AC<sub>3</sub> et 8 jours pour le cas AC<sub>1</sub> (voir la figure 5.14e). La dissipation totale de la pression interstitielle des résidus est obtenue après 58 et 20 jours pour les valeurs du rapport de 0,1 et 0,01 respectivement. Cette dissipation prend 10 jours pour les deux autres cas (rapports de 0,001 et 0,0001).

La figure 5.13d montre la variation de la pression interstitielle au point B pendant le 10<sup>e</sup> chargement pour différents rapports. La dissipation de la surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après 0,2 et 2 jours pour les cas T<sub>0</sub> et AC<sub>1</sub> et 0,5 jour pour les cas AC<sub>2</sub> et AC<sub>3</sub>; cette la dissipation est de 90% ( $U_{90}$ ) après environ 2 et 9 jours pour les cas T<sub>0</sub> et AC<sub>1</sub> et 1 jour pour les cas AC<sub>2</sub> et AC<sub>3</sub> (voir la figure 5.14d).

La conductivité hydraulique des inclusions de roches stériles affecte peu le processus de consolidation des résidus miniers lorsque celle-ci est suffisamment grande (2 ordre de grandeurs ou plus) par rapport à celle des résidus. Pour des conductivités plus faibles, la vitesse de consolidation et la dissipation de la pression interstitielle deviennent plus lentes et les inclusions ne peuvent pas jouer leur rôle aussi efficacement.

### **5.1.7 Cas AD : Effet de la conductivité hydraulique des résidus**

Afin d'évaluer l'effet de la conductivité hydraulique des résidus sur la vitesse de consolidation, des simulations ont été menées en utilisant différentes valeurs de  $k_h$  (=  $k_v$ , cas isotropes) en considérant trois espacements S = 20 m, 50 m et 100 m. Trois valeurs sont utilisés ici :  $k_h = 10^{-6}$ ,  $10^{-7}$  et  $10^{-8}$  m/s.

La conductivité hydraulique des résidus devrait jouer un rôle important dans le processus de consolidation, tel que le montrent les calculs réalisés au chapitre 3 selon les différentes solutions analytiques (Barron 1947, Hansbo 1981, Chin 2004 et Han 2008). Cette étude numérique va permettre de compléter les résultats du chapitre 3 relativement au rôle de conductivité hydraulique des résidus.

## Espacement S = 20 m

La variation de la pression interstitielle au point A pendant le 10<sup>e</sup> chargement, est montrée sur la figure 5.15a pour S= 20 m, pour les différentes valeurs de conductivité hydraulique des résidus ( $k_h=k_v=10^{-6}$ ,  $10^{-7}$  et  $10^{-8}$  m/s; cas AD<sub>01</sub>, T<sub>0</sub> et AD<sub>02</sub> respectivement).. La surpression interstitielle atteint 50% ( $U_{50}$ ) après 1,5, 0,04 et 15 jours pour les cas T<sub>0</sub> AD<sub>01</sub> et AD<sub>02</sub> respectivement; elle atteint 90% ( $U_{90}$ ) après 6, 0,2 et 80 jours pour les cas T<sub>0</sub> AD<sub>01</sub> et AD<sub>02</sub> respectivement (voir la figure 5.16a). La dissipation de la pression interstitielle est obtenue après 280, 25 et 6 jours pour les valeurs de conductivité hydraulique de  $10^{-8}$ ,  $10^{-7}$ ,  $10^{-6}$  m/s respectivement. La vitesse de consolidation est donc influencée considérablement par la conductivité hydraulique des résidus à cet endroit.

La figure 5.15b montre la variation de la pression interstitielle au point A pendant le 5<sup>e</sup> chargement pour les différentes valeurs de conductivité hydraulique des résidus. La surpression interstitielle atteint 50% ( $U_{50}$ ) après 2, 0,04 et 20 jours pour les cas T<sub>0</sub> AD<sub>01</sub> et AD<sub>02</sub> respectivement; cette dissipation atteint 90% ( $U_{90}$ ) après 5,5, 0,2 et 55 jours pour les cas T<sub>0</sub> AD<sub>01</sub> et AD<sub>02</sub> (voir la figure 5.16b). La dissipation de la surpression interstitielle est complétée après 220, 25 et 2,5 jours pour les valeurs de conductivité hydraulique des résidus de  $10^{-8}$ ,  $10^{-7}$ ,  $10^{-6}$  m/s respectivement. Une baisse de la conductivité hydraulique d'un ordre de grandeur réduit la vitesse de consolidation d'environ un ordre de grandeur (selon le temps requis). Pendant le 1<sup>er</sup> chargement, la vitesse dissipation de la surpression interstitielle au point A varie considérablement, pour les trois valeurs de conductivité hydraulique des résidus ( $10^{-6}$ m/s,  $10^{-7}$ m/s et  $10^{-8}$ m/s; voir la figure 5.15c); elle est respectivement après 15, 2 et 1 jour.

La figure 5.15d montre la variation de la pression interstitielle au point B pendant le 10<sup>e</sup> chargement pour différentes valeurs de conductivité hydraulique des résidus. La surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après 2, 0,04 et 20 jours pour les cas T<sub>0</sub> AD<sub>01</sub> et AD<sub>02</sub> respectivement, cette dissipation atteint 90% ( $U_{90}$ ) après 1,5, 2 et 20 jours pour les cas T<sub>0</sub> AD<sub>01</sub> et AD<sub>02</sub> (voir la figure 5.16d). La dissipation totale de la pression interstitielle est atteinte après 150, 25 et 2 jours respectivement pour les valeurs de la conductivité hydraulique  $10^{-8}$ m/s,  $10^{-7}$ m/s et  $10^{-6}$ m/s. Bien que le point B soit relativement proche des inclusions, il y a tout de même un effet de la conductivité hydraulique des résidus. Une valeur très faible de conductivité hydraulique empêche le transfert de l'eau des résidus vers les inclusions de roches stériles. La pression

interstitielle demeure alors plus élevée et il y a de plus faibles contraintes effectives dans cette zone.

La figure 5.15e montre la variation de la pression interstitielle au point C pendant le 10<sup>e</sup> chargement pour différentes valeurs de conductivité hydraulique des résidus. La surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après 0,17, 0,04 et 0,9 jour pour les cas  $T_0$  AD<sub>01</sub> et AD<sub>02</sub> respectivement, et elle atteint 90% ( $U_{90}$ ) après 0,5, 0,05 et 1 jour pour les cas  $T_0$  AD<sub>01</sub> et AD<sub>02</sub> (voir la figure 5.16e). Pour les trois cas ( $T_0$ , AD<sub>01</sub> et AD<sub>02</sub>), la dissipation de la pression interstitielle est complétée dans le 1<sup>er</sup> jour. Cette zone (inclusion) n'est donc pas affectée par la variation de la conductivité hydraulique des résidus.

### **Espacements S = 50 m et S= 100 m**

L'effet de conductivité hydraulique des résidus est également analysée pour des espacements qui diffèrent de l'espacement du cas de référence  $T_0$  afin d'évaluer simultanément l'effet de la longueur du chemin de drainage (horizontal). Des calculs ont été menés pour des espacements S de 50 m et 100, m pour différentes valeurs de conductivité hydraulique des résidus.

La variation de la pression interstitielle au point A après le 5<sup>e</sup> chargement est présentée sur les figures 5.17b (S = 50 m) et figure 5.19b (S = 100 m) pour différentes valeurs de conductivité hydraulique des résidus. La dissipation de la surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après 0,7, 0,4 et 2 jours pour les cas AD<sub>10</sub>, AD<sub>11</sub> et AD<sub>12</sub> respectivement (S = 50 m); les résultats montrent aussi que la dissipation de la surpression interstitielle atteint 90% ( $U_{90}$ ) après 2, 1 et 65 jours pour les cas AD<sub>10</sub>, AD<sub>11</sub> et AD<sub>12</sub> respectivement pour un espacement S = 50 m (voir la figure 5.20b). La dissipation est de 50% ( $U_{50}$ ) après 0,6, 1 et 100 jours pour les cas AD<sub>10</sub>, AD<sub>11</sub> et AD<sub>12</sub> respectivement (S = 100 m); elle atteint 90% ( $U_{90}$ ) après 1, 2 et 300 jours pour les cas AD<sub>10</sub>, AD<sub>11</sub> et AD<sub>12</sub> pour un espacement S = 100 m (voir la figure 5.20b). La dissipation totale de la surpression interstitielle est réalisée après 3, 25 et 300 jours pour les valeurs de conductivité de 10<sup>-6</sup>, 10<sup>-7</sup> et 10<sup>-8</sup> m/s respectivement pour les deux espacements (S = 50 m et 100 m).

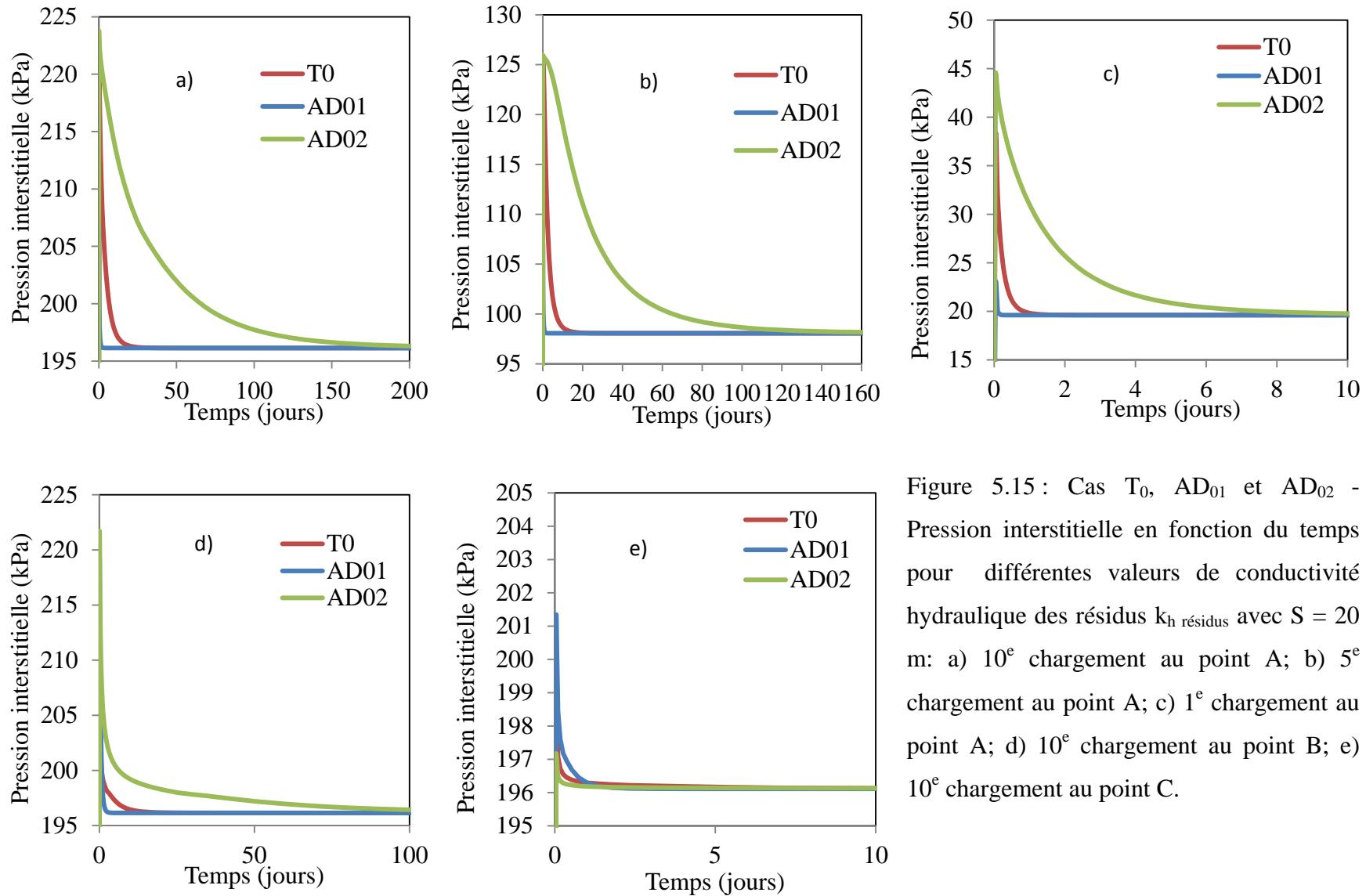


Figure 5.15 : Cas  $T_0$ ,  $AD_{01}$  et  $AD_{02}$  - Pression interstitielle en fonction du temps pour différentes valeurs de conductivité hydraulique des résidus  $k_h$  résidus avec  $S = 20$  m: a) 10<sup>e</sup> chargement au point A; b) 5<sup>e</sup> chargement au point A; c) 1<sup>e</sup> chargement au point A; d) 10<sup>e</sup> chargement au point B; e) 10<sup>e</sup> chargement au point C.

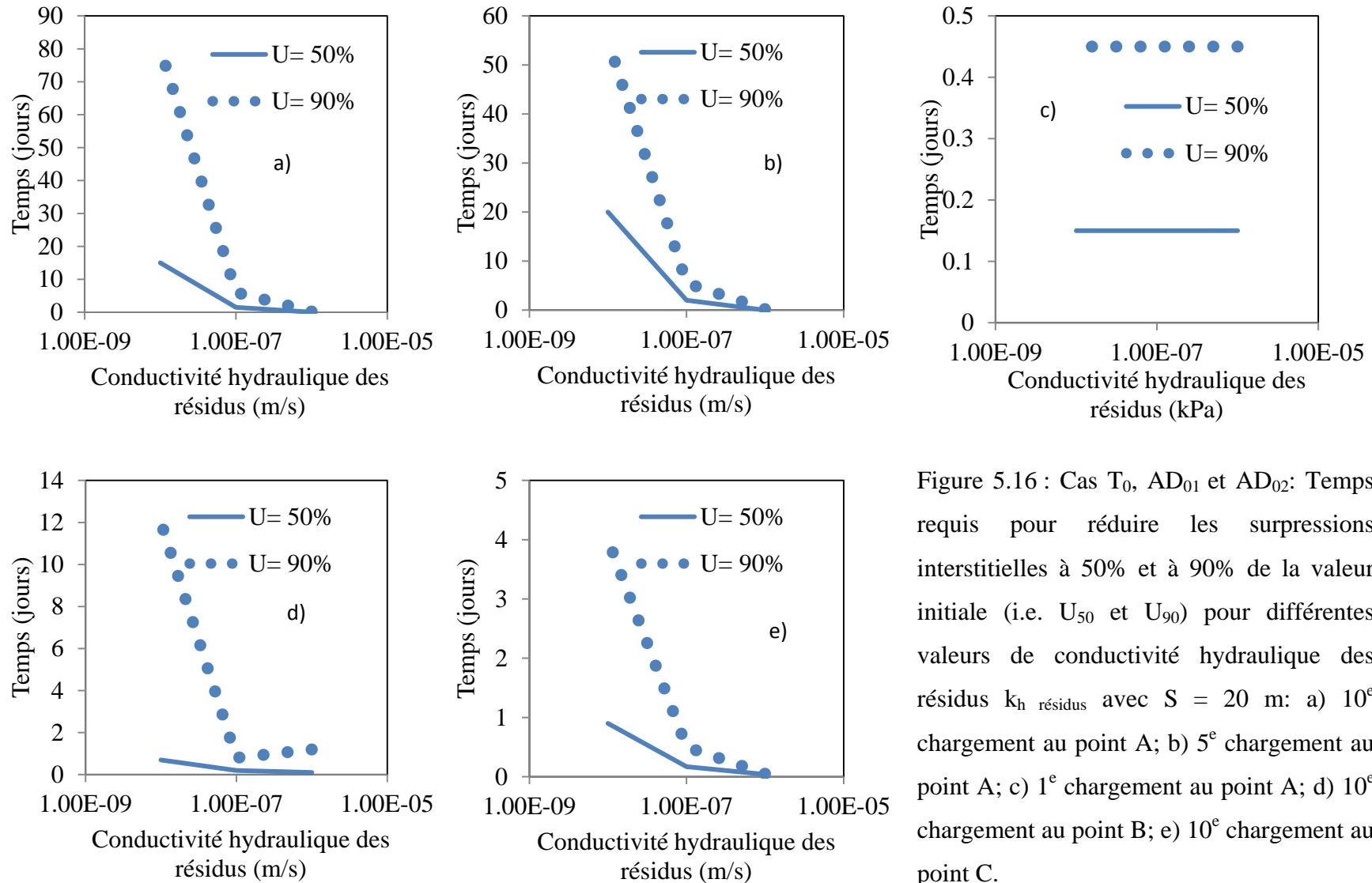


Figure 5.16 : Cas T<sub>0</sub>, AD<sub>01</sub> et AD<sub>02</sub>: Temps requis pour réduire les surpressions interstitielles à 50% et à 90% de la valeur initiale (i.e.  $U_{50}$  et  $U_{90}$ ) pour différentes valeurs de conductivité hydraulique des résidus  $k_h$  résidus avec  $S = 20$  m: a) 10<sup>e</sup> chargement au point A; b) 5<sup>e</sup> chargement au point A; c) 1<sup>e</sup> chargement au point A; d) 10<sup>e</sup> chargement au point B; e) 10<sup>e</sup> chargement au point C.

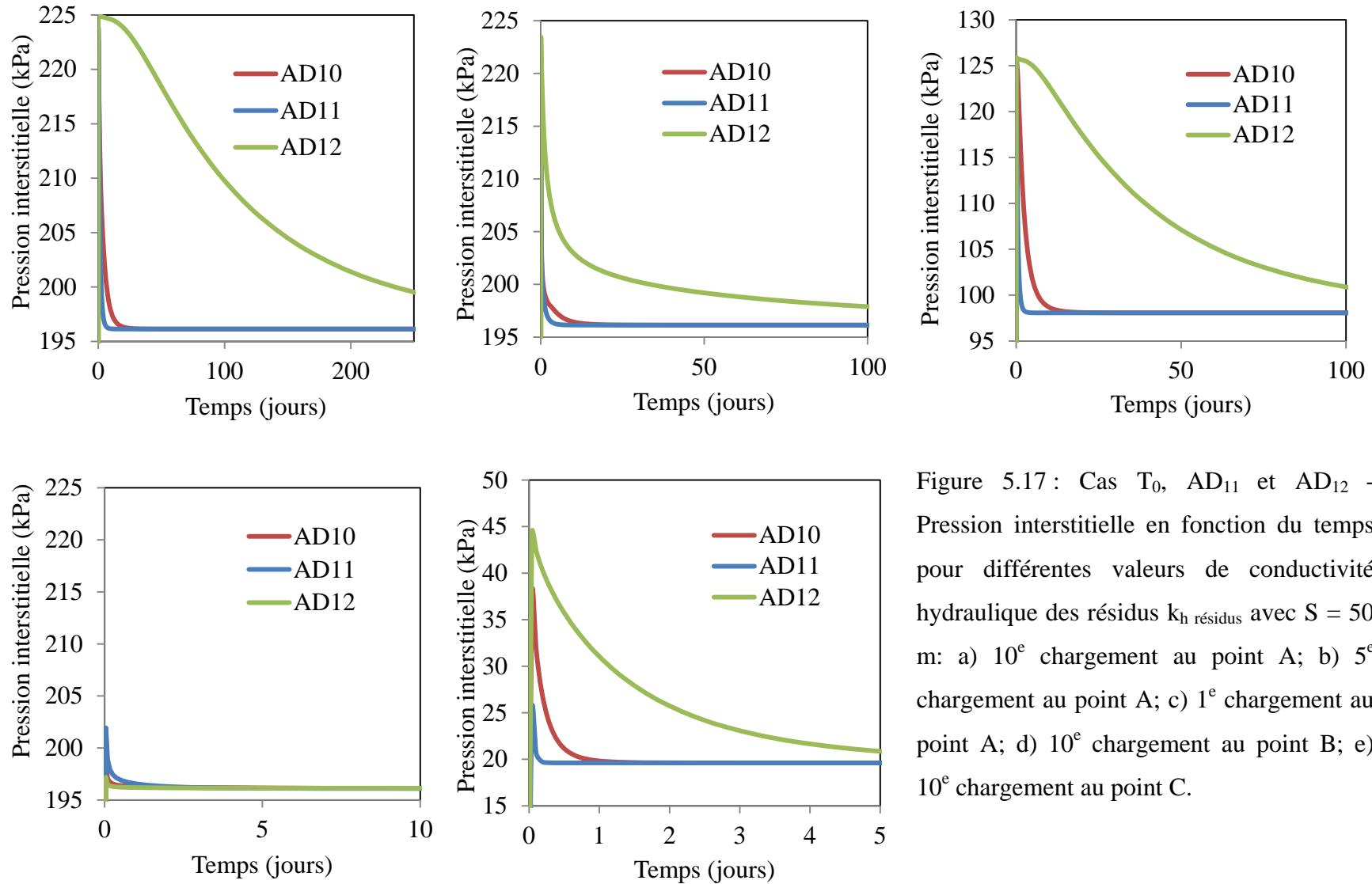


Figure 5.17 : Cas  $T_0$ ,  $AD_{11}$  et  $AD_{12}$  - Pression interstitielle en fonction du temps pour différentes valeurs de conductivité hydraulique des résidus  $k_h$  résidus avec  $S = 50$  m: a) 10<sup>e</sup> chargement au point A; b) 5<sup>e</sup> chargement au point A; c) 1<sup>e</sup> chargement au point A; d) 10<sup>e</sup> chargement au point B; e) 10<sup>e</sup> chargement au point C.

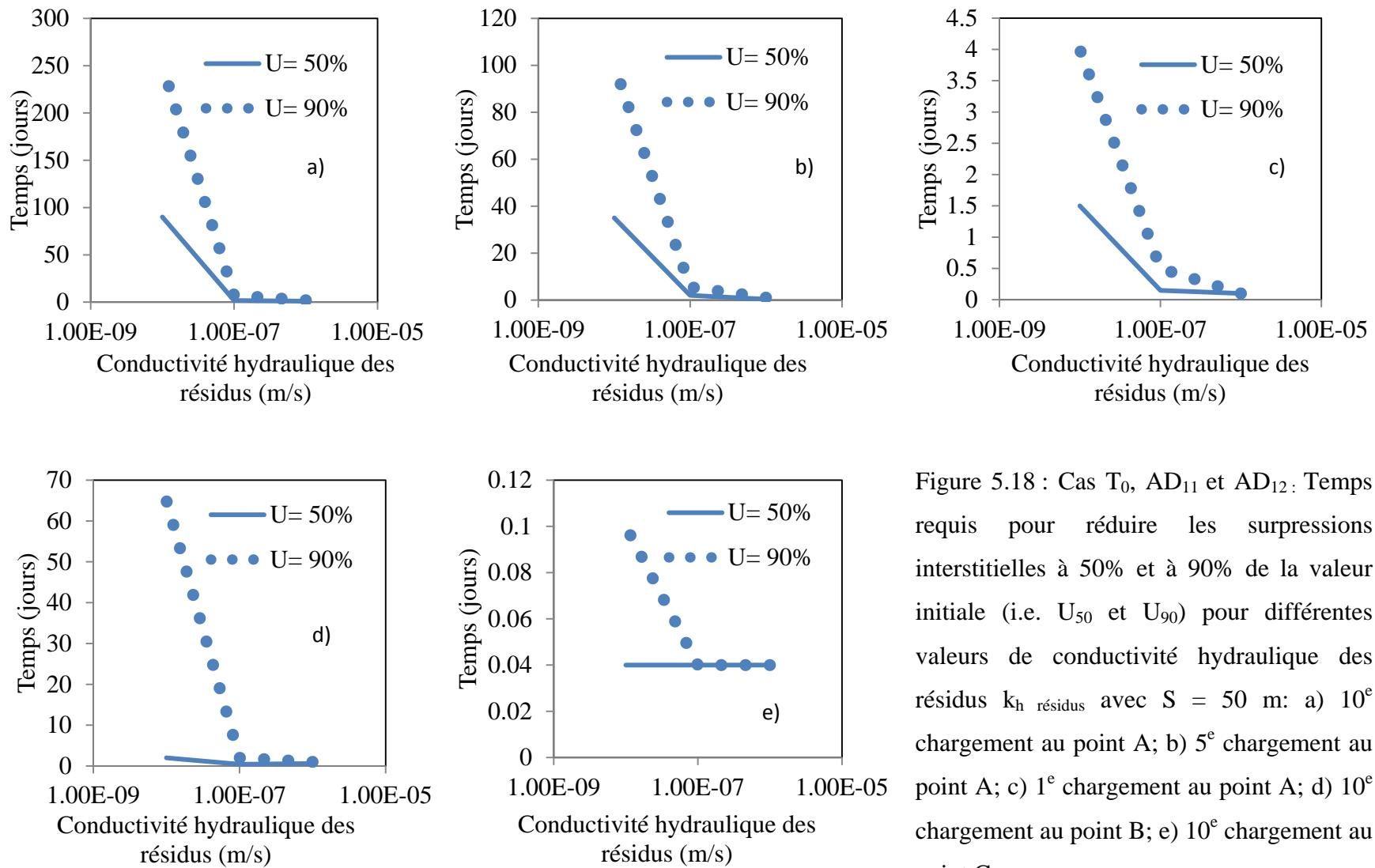


Figure 5.18 : Cas T<sub>0</sub>, AD<sub>11</sub> et AD<sub>12</sub>: Temps requis pour réduire les surpressions interstitielles à 50% et à 90% de la valeur initiale (i.e.  $U_{50}$  et  $U_{90}$ ) pour différentes valeurs de conductivité hydraulique des résidus  $k_h$  résidus avec  $S = 50$  m: a) 10<sup>e</sup> chargement au point A; b) 5<sup>e</sup> chargement au point A; c) 1<sup>e</sup> chargement au point A; d) 10<sup>e</sup> chargement au point B; e) 10<sup>e</sup> chargement au point C.

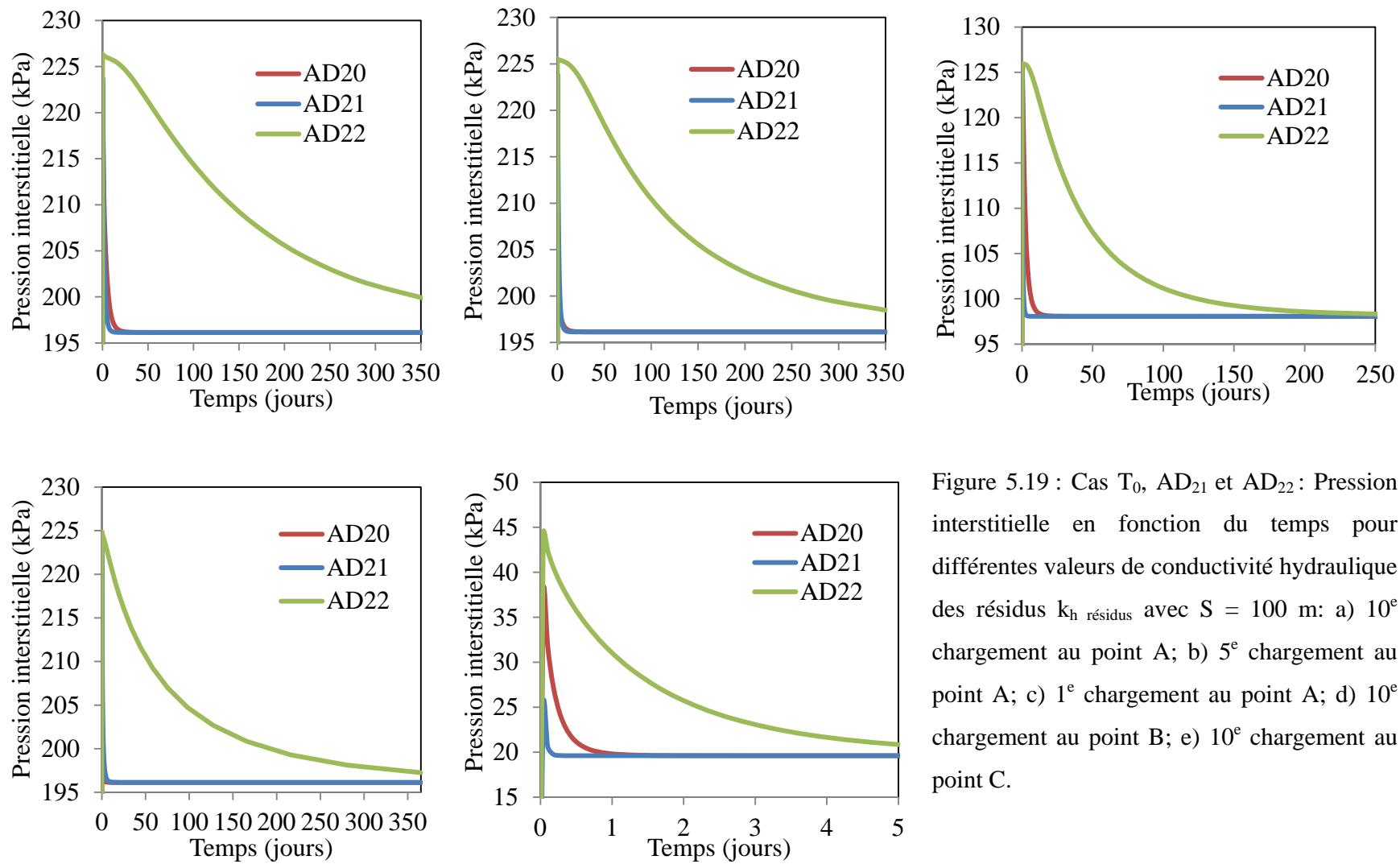


Figure 5.19 : Cas T<sub>0</sub>, AD<sub>21</sub> et AD<sub>22</sub>: Pression interstitielle en fonction du temps pour différentes valeurs de conductivité hydraulique des résidus  $k_{h \text{ résidus}}$  avec S = 100 m: a) 10<sup>e</sup> chargement au point A; b) 5<sup>e</sup> chargement au point A; c) 1<sup>er</sup> chargement au point A; d) 10<sup>e</sup> chargement au point B; e) 10<sup>e</sup> chargement au point C.

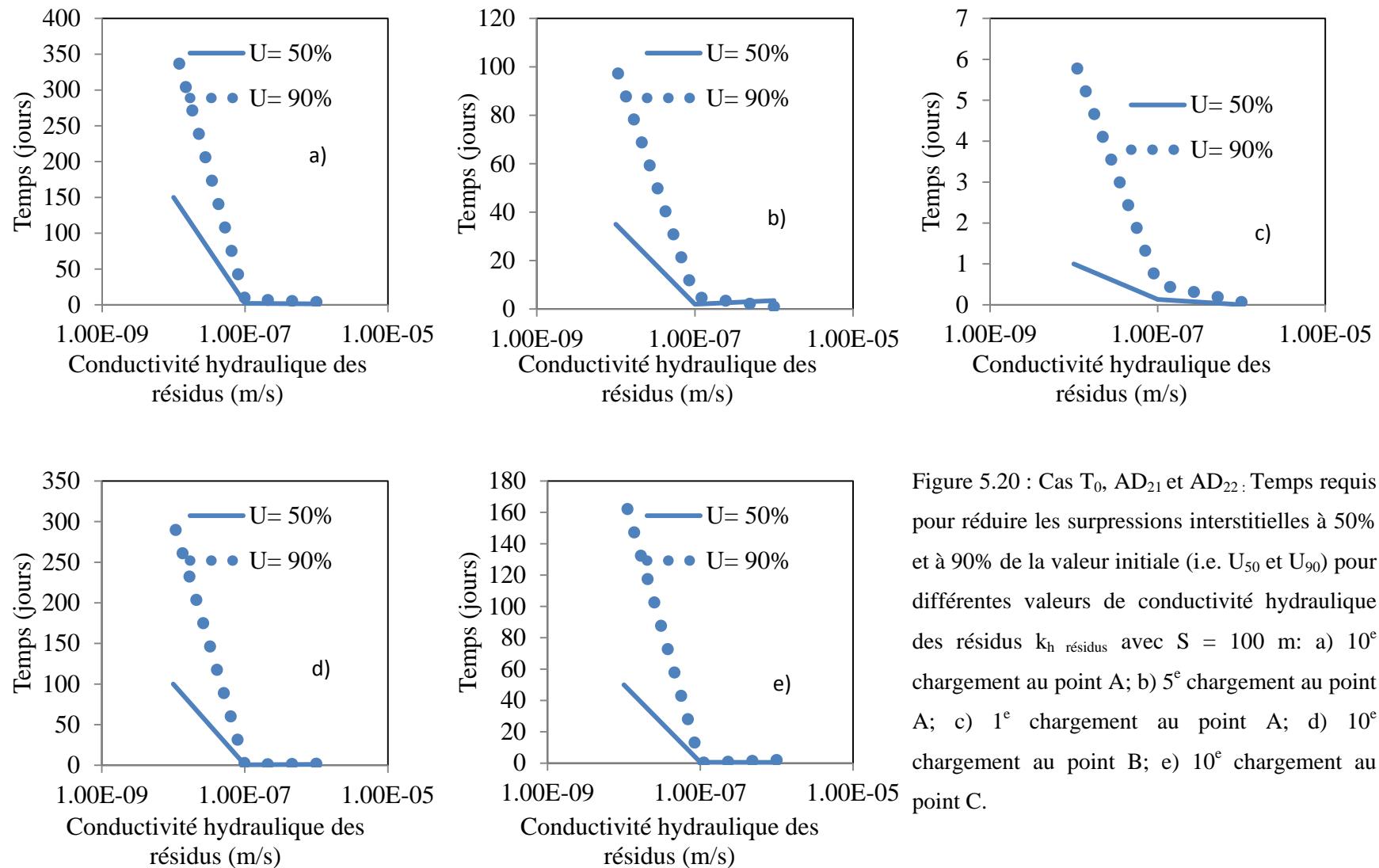


Figure 5.20 : Cas  $T_0$ ,  $AD_{21}$  et  $AD_{22}$ : Temps requis pour réduire les surpressions interstitielles à 50% et à 90% de la valeur initiale (i.e.  $U_{50}$  et  $U_{90}$ ) pour différentes valeurs de conductivité hydraulique des résidus  $k_{h \text{ résidus}}$  avec  $S = 100$  m: a)  $10^{\text{e}}$  chargement au point A; b)  $5^{\text{e}}$  chargement au point A; c)  $1^{\text{e}}$  chargement au point A; d)  $10^{\text{e}}$  chargement au point B; e)  $10^{\text{e}}$  chargement au point C.

L'effet de l'espacement est aussi observé sur les figures 5.17a ( $S = 50$  m) et 5.19a ( $S = 100$  m) qui montrent la variation de la pression interstitielle au point A après le 10<sup>e</sup> chargement pour différentes valeurs de conductivité hydraulique des résidus. La dissipation de la surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après 1,75, 1 et 90 jours pour les cas AD<sub>10</sub>, AD<sub>11</sub> et AD<sub>12</sub> respectivement pour  $S = 50$  m; la dissipation atteint 90% ( $U_{90}$ ) après 7, 2 et 250 jours pour les cas AD<sub>10</sub>, AD<sub>11</sub> et AD<sub>12</sub> respectivement pour  $S = 50$  m (voir la figure 5.20a). La dissipation de la surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après 1,5, 1,25 et 150 jours pour les cas AD<sub>10</sub>, AD<sub>11</sub> et AD<sub>12</sub> respectivement pour  $S = 100$  m; elle atteint 90% ( $U_{90}$ ) après 8, 4 et 365 jours pour les cas AD<sub>10</sub>, AD<sub>11</sub> et AD<sub>12</sub> respectivement pour  $S = 100$  m (voir la figure 5.20a).

La surpression interstitielle est dissipée après 10 et 150 jours pour les valeurs de conductivité hydraulique de  $10^{-6}$  m/s (cas AD<sub>21</sub>) et  $10^{-7}$  m/s (cas AD<sub>20</sub>) respectivement dans le cas où  $S = 100$  m. Pour le cas où  $S = 50$  m, la dissipation de la surpression interstitielle est complète après 7 et 90 jours pour les valeurs de conductivité hydraulique de  $10^{-6}$  m/s (cas AD<sub>11</sub>) et  $10^{-7}$  m/s (cas AD<sub>10</sub>) respectivement.

La variation de la pression interstitielle au point A après l'ajout de la première couche des résidus est présentée sur les figures 5.17c et 5.19c pour différentes valeurs de conductivité hydraulique. La dissipation de la pression interstitielle est atteinte après 20, 2 et 1 jours respectivement pour les valeurs de conductivité hydraulique de  $10^{-8}$  m/s (cas AD<sub>12</sub>),  $10^{-7}$  m/s (cas AD<sub>10</sub>) et  $10^{-6}$  m/s (cas AD<sub>11</sub>) dans le cas  $S = 50$  m; le même comportement des résidus est enregistré pour un espacement de 100 m. Pendant le premier chargement, seul le drainage vertical contribue à dissiper la surpression interstitielle à ce point (point A) en raison du chemin le plus court (2 m).

D'après ces résultats, on peut conclure que l'effet de conductivité hydraulique des résidus joue un rôle majeur dans le processus de consolidation des résidus (avec ou sans inclusion).

### **5.1.8 Cas AE : Effet de la séquence de remplissage**

L'effet de vitesse de remplissage d'une portion du parc à résidus a été analysé par des simulations avec des vitesses de 1 m/an, 2 m/an et 5 m/an.

Les résultats de ces simulations (voir annexe C, figures A.6, A.7 et A.8) ne montrent aucune influence notable de la séquence de remplissage sur le processus de consolidation au niveau de ces deux points (pour les conditions considérées ici).

### 5.1.9 Cas AG : Loi de comportement CCM et effet de l'indice de compression

La variation de la pression interstitielle en fonction du temps pour les différentes valeurs de lambda  $\lambda$  ( $= C_c/\ln(10)$ ) après le 1<sup>er</sup> chargement au point A est représentée sur la figure 5.21c. La dissipation de la surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après 8, 5,5, 3 et 4 jours pour les cas AG<sub>3</sub>, AG<sub>2</sub>, AG<sub>1</sub> et W<sub>0</sub> respectivement; la dissipation est de 90% ( $U_{90}$ ) après 20, 15, 8 et 12 jours pour les cas AG<sub>3</sub>, AG<sub>2</sub>, AG<sub>1</sub> et W<sub>0</sub> (voir la figure 5.22c). La dissipation complète de la surpression interstitielle est atteinte après 40, 30, 20 et 15 jours pour les cas AG<sub>3</sub>, AG<sub>2</sub>, AG<sub>1</sub> et W<sub>0</sub> ( $\lambda = 0,05, 0,04, 0,02$  et  $0,03$ ) respectivement, ceux-ci correspondent aux valeurs du coefficient de compression C<sub>c</sub> suivantes ( $C_c = 0,0217, 0,0173, 0,0086$  et  $0,013$ ). Plus l'indice de compression augmente, plus la vitesse de la consolidation est lente en raison du plus grand volume d'eau à drainer lorsque la déformation augmente.

La variation de la pression interstitielle en fonction du temps pour les différentes valeurs de  $\lambda$  après le 5<sup>e</sup> chargement au point A est présentée à la figure 5.21b. La dissipation de la surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après 15, 10, 5,5 et 7,5 jours pour les cas AG<sub>3</sub>, AG<sub>2</sub>, AG<sub>1</sub> et W<sub>0</sub>; la dissipation est de 90% après 47, 32, 18 et 25 jours pour les cas AG<sub>3</sub>, AG<sub>2</sub>, AG<sub>1</sub> et W<sub>0</sub> (voir la figure 5.22b). La dissipation totale est atteinte après 100, 80, 60 et 40 jours respectivement pour les cas AG<sub>3</sub>, AG<sub>2</sub>, W<sub>0</sub> et AG<sub>1</sub>. Les résidus avec une valeur de  $\lambda$  plus faible se consolident plus rapidement, en raison de l'augmentation de la rigidité des résidus (et de leur plus petite déformation).

La figure 5.23 montre la variation de l'indice des vides au point A pendant le 5<sup>e</sup> chargement pour différentes valeurs de  $\lambda$ . On observe qu'un gonflement des résidus se produit au fond des résidus suite au 5<sup>e</sup> chargement, dû à une chute de la contrainte effective verticale à cet endroit (avec l'ajout de la 5<sup>e</sup> couche)

La variation de la pression interstitielle en fonction du temps pour les différentes valeurs de  $\lambda$  après le 10<sup>e</sup> chargement au point A est montrée sur la figure 5.21a). . La dissipation de la surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après 0,9, 0,6, 0,35 et 0,45 jour pour les cas AG<sub>3</sub>, AG<sub>2</sub>, AG<sub>1</sub> et W<sub>0</sub>; la dissipation est de 90% ( $U_{90}$ ) après 20, 10,5, 7 et 9 jours pour les cas AG<sub>3</sub>, AG<sub>2</sub>, AG<sub>1</sub> et W<sub>0</sub> (voir la figure 5.22a). La dissipation totale est atteinte après 80, 60, 35 et 30 jours pour les valeurs de  $\lambda = 0,05, 0,04, 0,03$  et  $0,02$  respectivement.

La variation de la pression interstitielle en fonction du temps pour différentes valeurs de  $\lambda$  après le 10<sup>e</sup> chargement au point B est montrée à la figure 5.21d. La dissipation de la surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après 0,1, 0,08, 0,06, 0,05 jours pour les cas AG<sub>3</sub>, AG<sub>2</sub>, AG<sub>1</sub> et W<sub>0</sub>; la dissipation est de 90% ( $U_{90}$ ) après 0,85, 0,55, 0,3 et 0,4 jours pour les cas AG<sub>3</sub>, AG<sub>2</sub>, AG<sub>1</sub> et W<sub>0</sub> (voir la figure 5.22d) La dissipation totale est complétée après 60, 40, 30 et 20 jours pour les cas AG<sub>3</sub>, AG<sub>2</sub>, W<sub>0</sub> et AG<sub>1</sub> respectivement. On remarque qu'il y a deux pentes sur la figure 5.22d; la première se situe avant 2 jours (vitesse rapide) et la deuxième se situe après 2 jours (vitesse plus lente). La variation de la pression interstitielle en fonction du temps pour les différentes valeurs de  $\lambda$  après le 10<sup>e</sup> chargement au point C est montrée sur la figure 5.21e. . La dissipation de la surpression interstitielle est de 50% ( $U_{50}$ ) après 0,07 jour pour les 4 cas; la dissipation est de 90% ( $U_{90}$ ) après 0,35 jour pour les 4 cas (voir la figure 5.12e). La dissipation de la pression interstitielle est atteinte pour les quatre valeurs de  $\lambda$  après deux jours.

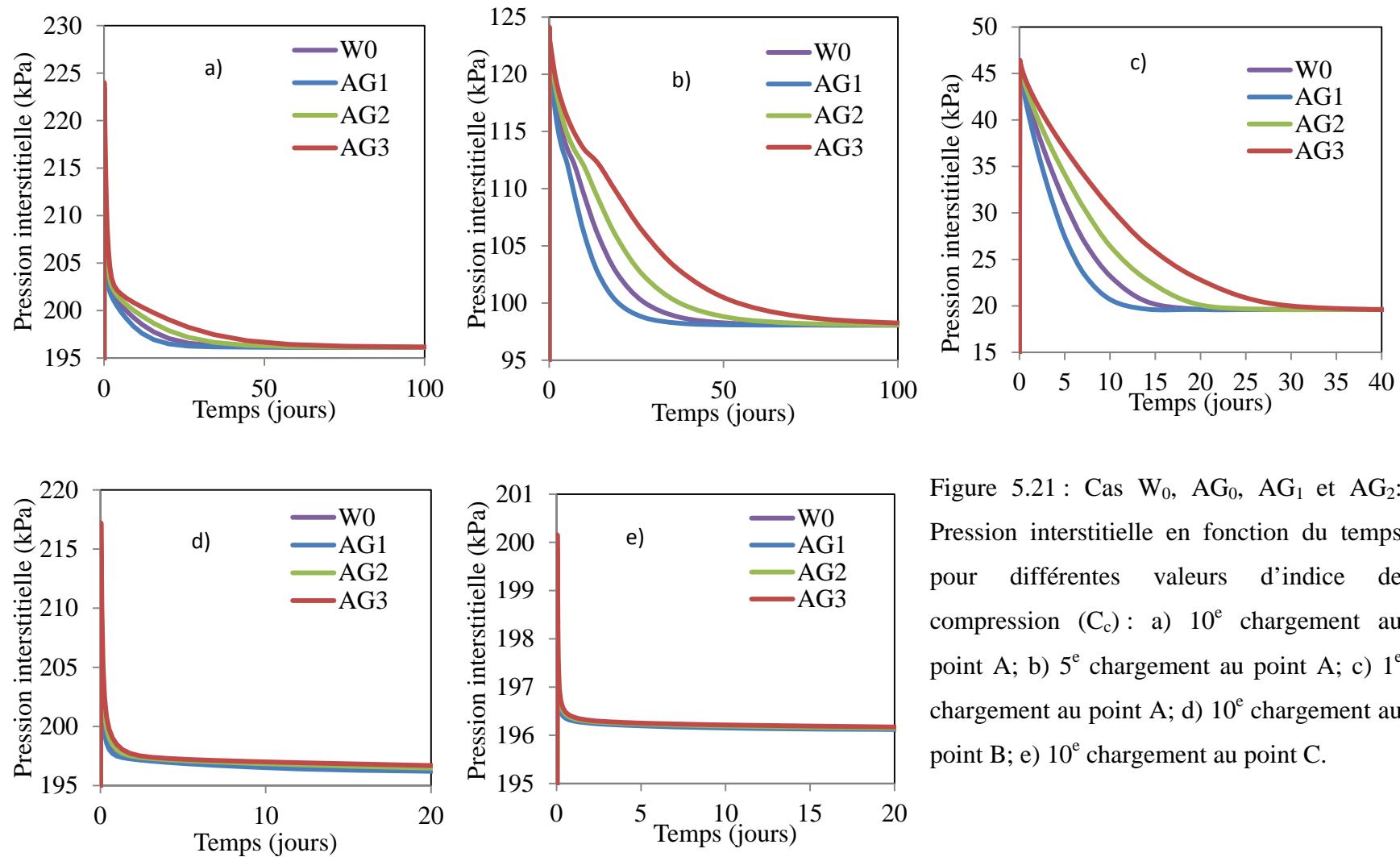


Figure 5.21 : Cas W<sub>0</sub>, AG<sub>0</sub>, AG<sub>1</sub> et AG<sub>2</sub>: Pression interstitielle en fonction du temps pour différentes valeurs d'indice de compression ( $C_c$ ): a) 10<sup>e</sup> chargement au point A; b) 5<sup>e</sup> chargement au point A; c) 1<sup>e</sup> chargement au point A; d) 10<sup>e</sup> chargement au point B; e) 10<sup>e</sup> chargement au point C.

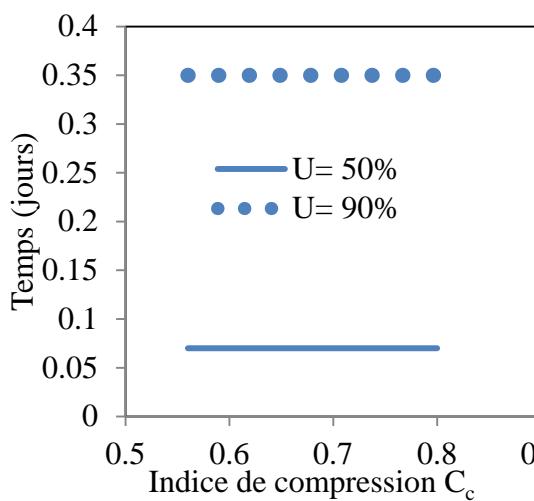
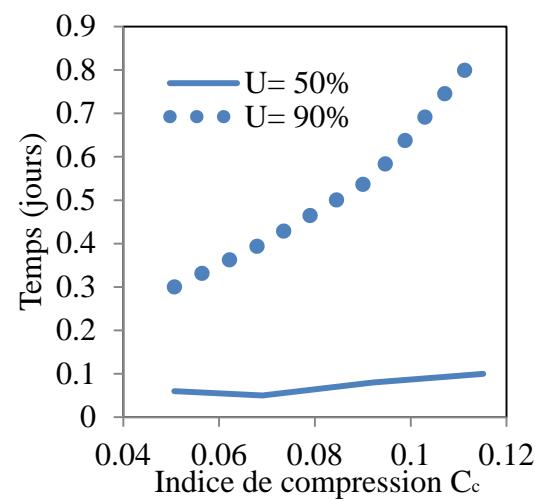
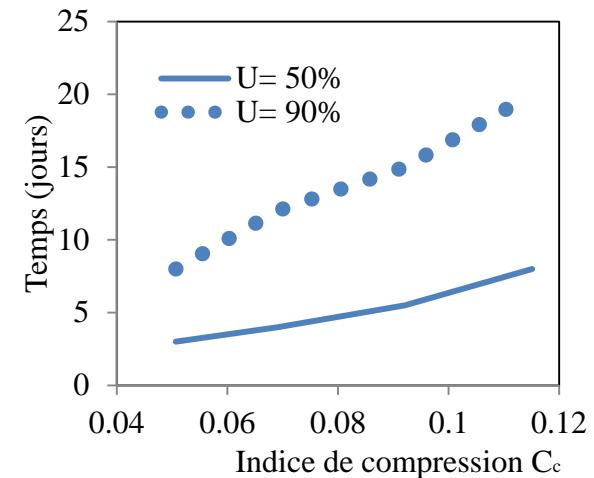
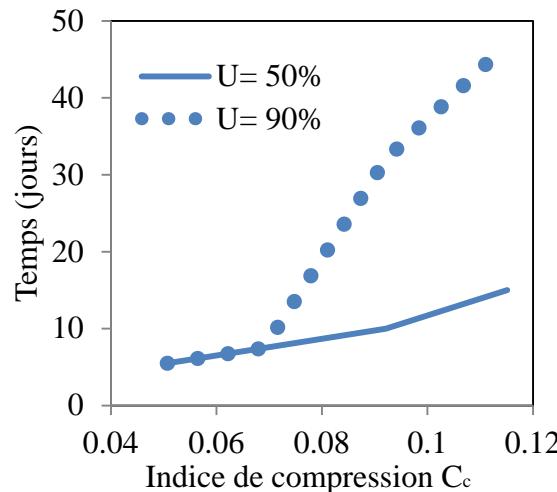
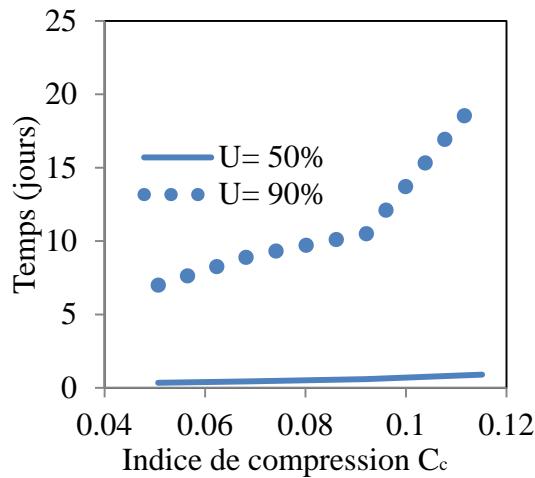


Figure 5.22 : Cas W<sub>0</sub>, AG<sub>0</sub>, AG<sub>1</sub> et AG<sub>2</sub>. Temps requis pour réduire les surpressions interstitielles à 50% et à 90% de la valeur initiale (i.e. U<sub>50</sub> et U<sub>90</sub>) pour différentes valeurs de l'indice de compression (C<sub>c</sub>) : a) 10<sup>e</sup> chargement au point A; b) 5<sup>e</sup> chargement au point A; c) 1<sup>e</sup> chargement au point A; d) 10<sup>e</sup> chargement au point B; e) 10<sup>e</sup> chargement au point C.

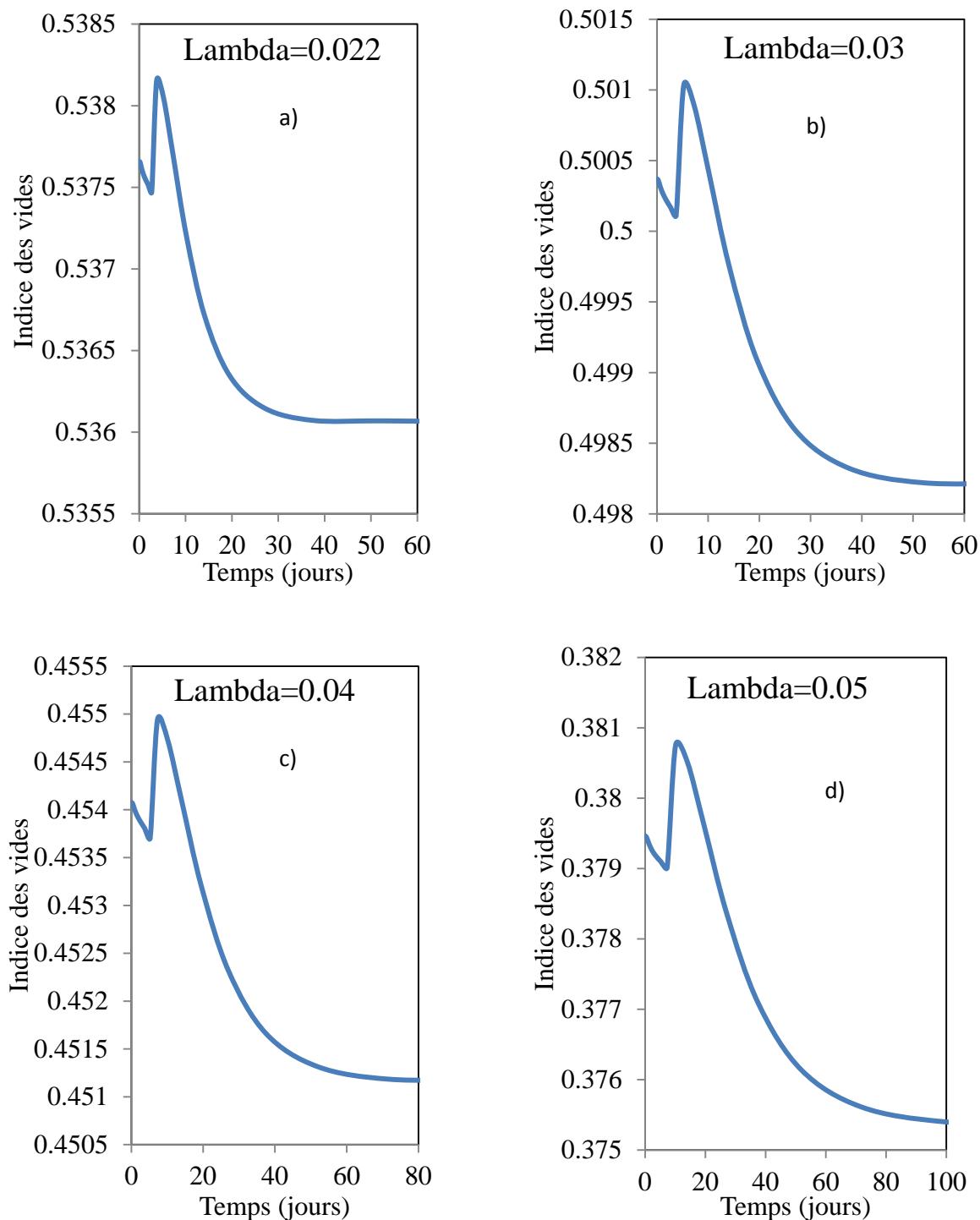


Figure 5.23 : Indice des vides des résidus en fonction du temps pour différentes valeurs de  $\lambda$  après le 5<sup>e</sup> chargement au point A.

## 5.2 Analyse et discussion des résultats

Le mémoire comporte plusieurs résultats de calculs réalisés à l'aide de solutions analytiques et des codes numériques SIGMA/W et SEEP/W (GeoSlope). Au total, 42 calculs ont été réalisés avec les modèles analytiques et 81 simulations ont été menées avec les codes numériques.

Au chapitre 3, diverses équations développées pour analyser la consolidation autour de drains verticaux ont été comparées entre elles. Ceci a permis de faire ressortir les similitudes et les particularités des solutions proposées par Barron (1948), Hansbo (1981), Han et Ye (2001, 2002) et Leo (2004), en tenant compte diverses variables incluant notamment l'influence d'une zone de transition, de l'effet de puits et de la rigidité des drains. La solution de Leo (2004) a aussi été évaluée sur une base comparative, selon les résultats obtenus de simulations menées avec le code d'éléments finis SIGMA/W; une bonne concordance a alors été observée pour des conditions similaires lorsque l'on fait varier les paramètres géométriques, hydrogéologiques et géotechniques. Cette analyse paramétrique a aussi permis d'évaluer l'importance relative des diverses variables qui affectent la consolidation des sols fins autour de drains circulaires vitaux. La validité du code SIGAM/W pour ce type de problème aussi été démontrée en comparant les résultats obtenus avec ceux du code SEEP/W pour l'évaluation de la dissipation des surpressions interstitielles autour de drains circulaires. Les résultats de simulations menées avec SIGMA/W ont également été comparés avec les données issues d'un essai de consolidation de laboratoire (tiré de la littérature) afin de pousser plus loin sa validation. Ce chapitre a aussi permis d'évaluer les approches proposées pour comparer la réponse de drains circulaires et de drains longs, en comparant les résultats d'analyses menées en conditions axisymétriques et en déformations planes (2D). Les résultats présentés dans ce chapitre ont montré que le code SIGMA/W est approprié pour analyser les problèmes de consolidation autour des systèmes de drainage vitaux dans les sols fins et les résidus miniers. Ces résultats vont dans le même sens que ceux récemment présentés par Bolduc (2012), qui a utilisé le même code, avec une approche quelque peu différente (notamment au niveau de la loi de comportement).

Au chapitre 4, on a présenté l'analyse numérique du comportement d'un parc à résidus afin d'évaluer l'influence de plusieurs facteurs et paramètres sur le tassement, la pression interstitielle en excès, les contraintes effectives (verticales et horizontales), ainsi que les déformations (verticales et horizontales) lors de la consolidation des résidus miniers à proximité d'une

inclusion de roches stériles. Ces simulations numériques ont été menées avec un modèle 2D (déformation plane) qui inclut trois matériaux, soit les résidus miniers, les roches stériles et la couche de fondation.

Les analyses ont montré que le modèle du parc à résidus de grande taille (cas Q<sub>0</sub>) avec 5 inclusions, comportant un maillage triangulaire relativement grossier (1 m x 1 m), donne des résultats similaires à ceux obtenus du modèle d'une portion du parc à résidus (de plus petite taille) obtenu par effet de symétrie. Par la suite, il a semblé judicieux d'opter pour ce modèle de taille réduite (cas T<sub>0</sub>) avec un maillage plus fin (figure 4.24), afin d'augmenter la précision des résultats et de réduire les temps de calcul pour les diverses simulations.

L'analyse de sensibilité portant sur la taille et la forme des éléments du maillage (sections 4.1 et 4.2) a montré que la densité du maillage peut affecter considérablement les résultats obtenus lors des différentes simulations. Un maillage rectangulaire (0,15 m x 0,40 m) dans les résidus et carré (0,15 m de côté) a été adoptée dans l'interface (résidus-roches stériles) et les stériles. La taille et la distribution des éléments ont été choisies en fonction du temps de calcul et de la qualité des résultats obtenus.

Les résultats ont aussi montré que la forme des inclusions (rectangulaire ou trapézoïdale) affecte peu le processus de consolidation des résidus. La dissipation des pressions en excès peut être plus rapide près des inclusions avec une forme trapézoïdale (cas V<sub>0</sub>) qu'avec une forme rectangulaire (T<sub>0</sub>). Ceci est dû à une dimension plus grande et à la grande surface de contact créée par l'intrusion (partie triangulaire) en contact avec les résidus. En pratique, la déposition des roches stériles dans les parcs à résidus produit des inclusions de forme trapézoïdale, mais une forme simplifiée (rectangulaire et carrée) a été adoptée pour cette étude (car cet effet est faible lorsqu'on s'intéresse à la réponse d'ensemble du système).

La possible migration des particules fines des résidus miniers vers les roches stérile drainantes pendant le processus de déposition et de consolidation peut créer une zone de transition à l'interface résidus-inclusion. Cette zone est caractérisée par une conductivité plus grande que celle des résidus, mais plus faible que celle des roches stériles. La présence de cette zone affecte peu la consolidation si sa conductivité  $k_{zt} \geq 10^{-6}$  m/s. Par contre, une conductivité hydraulique plus faible pour cette zone, de l'ordre de  $10^{-8}$  m/s (comparable à celle des résidus), peut induire un impact important sur le processus de consolidation. Il y a cependant des moyens techniques

disponibles pour éviter cet effet négatif sur le terrain (i.e. basés sur le contrôle du mode de déposition des résidus).

Les résultats des simulations ont aussi permis d'évaluer l'ampleur de la zone d'influence des inclusions, i.e. la distance au sein des résidus au-delà de laquelle la réponse n'est plus affectée par la présence des inclusions. Les résultats des simulations tendent à montrer que la taille de cette zone d'influence des inclusions peut s'étendre jusqu'à environ 3 fois l'épaisseur des résidus ; ces résultats sont compatibles avec les analyses de Bolduc (2012).

Les résultats obtenus selon deux lois de comportement, i.e. le modèle EP (Mohr Coulomb) utilisé ici de façon générale et le modèle CCM (utilisé en priorité par Bolduc, 2012) ont montré que la loi utilisée peut influencer les déplacements et les déformations verticales et horizontales. Aussi, on a vu que la dissipation des pressions en excès s'effectue plus rapidement avec le modèle EP (par exemple en environ 25 jours pour le cas  $T_0$ ) qu'avec le modèle CCM (environ 35 jours pour les cas comparable  $W_0$ ). Cette différence peut notamment être expliquée par la valeur constante du module de Young E (proportionnelle à  $a_v$ ) utilisée dans ces calculs avec le modèle élastoplastique ( $T_0$ ), alors que la rigidité varie avec la contrainte verticale effective selon le modèle CCM (voir aussi l'analyse de Pedroni, 2011 et de Bolduc, 2012 sur cet aspect). Ces deux modèles reposent sur des bases différentes, et cela peut engendrer des résultats distincts pour les déformations, les pressions interstitielles, les contraintes effectives et les tassements. Des travaux additionnels sont toutefois requis pour évaluer plus en détail les différences entre ces deux lois de comportement et pour établir la pertinence de l'une ou l'autre, à partir de résultats de mesure en laboratoire ou in situ.

Une évaluation paramétrique complémentaire a été présentée dans le chapitre 5. Celle-ci a notamment montré que la largeur des inclusions a un impact très limité (voire négligeable) sur la vitesse de dissipation des surpressions interstitielles dans les résidus (Cas  $T_0$ ,  $Y_1$  et  $Y_2$ ). La largeur des inclusions ne serait donc pas un facteur déterminant pour la consolidation des résidus lorsque celles-ci sont suffisamment perméables (i.e. pas d'effet de puits). Les résultats obtenus pour une largeur de 6 m ( $T_0$ ) seraient donc représentatifs de la réponse des IRS. La largeur des inclusions peut influencer légèrement la répartition des contraintes dans la zone à proximité, et elle pourrait augmenter leur stabilité géotechnique, mais ces facteurs n'ont pas été analysés ici.

Tel qu'anticipé, la conductivité hydraulique des roches stériles a un impact très limité sur la distribution des pressions interstitielles dans les résidus, si la valeur de celle-ci est plus grande que la conductivité hydraulique des résidus d'un facteur de 100 ou plus. Toutefois, à moins de deux ordres de grandeur, on a observé une influence de  $k_{h \text{ inclusion}}$  sur les vitesses de consolidation. Plus la conductivité hydraulique des stériles se rapproche de celle des résidus, moins les inclusions sont efficaces comme système de drain.

L'effet de la rigidité des roches stériles sur le processus de consolidations des résidus a aussi été évalué. La forte valeur du module de Young des roches stériles utilisée dans cette étude, due au compactage lors des opérations de mise en place, fait en sorte qu'une variation de la rigidité des roches stériles a un effet négligeable sur l'ampleur et la vitesse de consolidation (pour la plage de valeurs considérées ici). Cette rigidité des roches stériles pourrait toutefois affecter la distribution des contraintes dans les résidus (Bolduc 2012) et influencer aussi la stabilité mécanique en présence des résidus (James 2009). L'influence du module de Young des résidus  $E_{\text{résidus}}$  a aussi été étudiée. Lorsque le parc à résidus est rempli séquentiellement avec des résidus initialement saturés en eau, le module de Young  $E_{\text{résidus}}$  peut influencer significativement l'ampleur et la vitesse de la dissipation de la pression interstitielle en excès, surtout loin des inclusions. Une valeur plus faible de  $E_{\text{résidus}}$  engendre de plus grandes déformations verticales, ce qui implique qu'un plus grand volume d'eau doit être drainé pour dissiper les surpressions interstitielles suite à la mise en place de chaque couche de résidus.. Donc si le module de Young diminue, le temps de consolidation augmente. L'effet de l'indice de compression  $C_c$  (pour la loi de comportement CCM) est assez similaire à celui du module de Young (sous la loi de comportement EP-MC). Une augmentation de la valeur de l'indice de compression  $C_c$  provoque une plus grande déformation et un ralentissement du processus de consolidation des résidus suite au volume accru d'eau à évacuer. On peut donc en conclure que la valeur de  $C_c$  est un paramètre important qui affecte l'ampleur et la vitesse de consolidation des résidus (voir aussi Bolduc, 2012)

La conductivité hydraulique saturée  $k_{\text{sat}}$  des résidus joue aussi un rôle très important sur la dissipation de la pression interstitielle en excès. Une diminution de  $k_{\text{résidus}}$  d'un ordre de grandeur (de  $10^{-7}$  cm/s à  $10^{-8}$  cm/s) diminue d'environ un ordre de grandeur le temps requis pour dissiper 50% et 90% des pressions en excès (figures 5.16, 5.20 et 5.20).

La vitesse de consolidation est également affectée par l'espacement entre les inclusions (en variant la conductivité hydraulique des résidus). Plus l'espacement augmente, plus il y a une accumulation des pressions interstitielles dans les résidus suite à la déposition des couches suivantes. Les résultats montrent que la conductivité hydraulique des résidus  $k_{\text{résidus}}$  est un des principaux facteurs qui affectent le processus de la consolidation.

Dans le même ordre d'idée le rapport d'anisotropie de la conductivité hydraulique des résidus constitue un autre facteur contrôlant le processus de consolidation. Un rapport d'anisotropie ( $k_h/k_v$ ) plus grand (pour une valeur  $k_h$  constante) rend l'écoulement horizontal dominant devant l'écoulement vertical. On a aussi observé que plus l'épaisseur des résidus augmente plus la vitesse de consolidation diminue (figures 5.6a, b, c). Il y a un effet combiné de l'épaisseur des résidus, de l'espacement entre les inclusions et de la conductivité (et de l'anisotropie). Ces facteurs contrôlent le sens et la vitesse d'écoulement des eaux interstitielles.

La variation de la vitesse de remplissage ne montre aucun effet sur l'ampleur ou la vitesse de consolidation lorsqu'il y a dissipation complète des surpressions interstitielles avant l'ajout de la couche suivante; un remplissage plus rapide pourrait toutefois affecter cette dissipation en favorisant une accumulation des pressions en excès (e.g. El Mkadmi, 2011; Pedroni, 2011).

Les résultats montrés au chapitre 5 ont aussi illustré l'influence de l'espacement S entre les inclusions. Plus l'espacement augmente, plus la vitesse de consolidation diminue. Cet effet est plus marqué lorsque l'épaisseur de résidus augmente. Plus le rapport espacement S sur épaisseur H diminue, plus l'écoulement horizontal contrôle le processus de consolidation et plus ce rapport S/H augmente plus l'écoulement vertical domine le drainage des eaux interstitielles.

L'ensemble des résultats présentés ici, combinés à ceux inclus dans l'étude complémentaire menée par Bolduc (2012), permet de bien saisir l'effet des divers facteurs qui influencent la consolidation autour de drains verticaux. En ce sens, ils peuvent être d'intérêt pour mener une analyse spécifique pour un cas où la technique des inclusions de roches stériles sera utilisée en pratique.

## CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Le principal objectif de ce projet était d'évaluer les principaux facteurs influençant la vitesse de consolidation des résidus en présence d'inclusions de roches stériles. Ce chapitre rappelle les principaux résultats et les conclusions découlant de ces travaux ; quelques recommandations pour des travaux futurs sont aussi présentées.

### 6.1 Conclusion

Le chapitre 2, qui résume la problématique et l'état des connaissances (à partir d'une revue de littérature) fait un rappel des caractéristiques et des propriétés géotechniques typiques des principaux rejets miniers. On y a abordé aussi les différents types de drains verticaux utilisés pour consolider les sols mous. Les outils analytiques disponibles pour évaluer la vitesse de consolidation de ces sols fins sont aussi revus. Les outils de modélisation numérique utilisés dans cette étude ont également été abordés, en relation avec les objectifs de ce projet de recherche.

Au chapitre 3, on a vu quelques applications des principales solutions analytiques et de la modélisation numérique. Les résultats montrent que les solutions analytiques peuvent constituer des outils de calcul rapides et pratiques pour estimer la vitesse de consolidation des sols fins et des résidus miniers autour de drains verticaux.

L'étude paramétrique mené avec ces solutions analytiques a aussi montré que la conductivité hydraulique des sols fins, l'espacement entre les drains verticaux et l'épaisseur du dépôt sont les facteurs qui affectent le plus la vitesse de dissipation des pressions interstitielle en excès. Les autres facteurs affectent d'une façon limitée ou négligeable le processus de consolidation.

Les résultats des simulations numériques menées avec SIGMA/W montrent la capacité du code à bien décrire les résultats d'un essai de consolidation en laboratoire. Une bonne concordance a aussi été observée entre les résultats obtenus avec ce code d'éléments finis, ceux calculés à l'aide des solutions analytiques (confirmant les tendances mentionnées plus haut), et certains calculs menés avec le code SEEP/W (pour des conditions frontières et des propriétés comparables).

L'analyse réalisée avec SIGMA/W sur la conversion d'un modèle de drain circulaire axisymétrique en un modèle 2D (déformation plane), selon l'approche de Tan et Oo (2008), a

confirmé la validité de cette transposition, avec toutefois quelques réserves selon la loi de comportement et les paramètres utilisés.

Au chapitre 4, l'analyse numérique du comportement d'un parc à résidus avec inclusions de roches stériles a montré qu'il était possible de simplifier le modèle (et de réduire sa taille) par effet de symétrie, tout en obtenant une réponse globale représentative. Les simulations subséquentes ont alors été menées avec le modèle d'une portion du parc, ce qui réduit le temps de calcul.

La série de simulations dont les résultats sont présentés dans ce chapitre montre que l'ajout des inclusions à l'intérieur d'un parc à résidus peut augmenter considérablement la vitesse de dissipation des surpressions interstitielles. Les inclusions accélèrent aussi le tassement des résidus. Il existe toutefois une zone près de l'interface résidus-inclusion où les contraintes effectives sont modifiées en raison du transfert des charges lié à la grande rigidité des roches stériles. La présence d'une zone de transition à l'interface résidus-stériles a aussi un effet local sur le temps de consolidation, selon la conductivité hydraulique de cette zone.

Les résultats indiquent par ailleurs que la forme des inclusions et leur taille a un effet négligeable sur la vitesse de consolidation des résidus (pour les conditions analysées ici).

La loi de comportement peut affecter les résultats obtenus. Selon les paramètres utilisés ici, le modèle Cam Clay Modifié engendre usuellement des déformations et des tassements plus importants que le modèle élastoplastique-, lorsque le module de Young est considéré constant (avec une valeur relativement élevée) pour ce dernier.

Au chapitre 5, les résultats de l'évaluation paramétrique complémentaire ont montré que l'espacement  $S$  entre les inclusions, la conductivité hydraulique saturée des résidus ( $k_{\text{résidus}}$ ) et leur rapport d'anisotropie sont les facteurs les plus importants relativement au processus de consolidation. En pratique, l'espacement  $S$  optimal entre les inclusions devrait être déterminé en fonction de l'épaisseur finale des résidus. Ceci suggère que le rapport optimal (préliminaire) entre l'épaisseur des résidus et l'espacement entre les inclusions (Espacement/Épaisseur) serait de l'ordre de 3; des analyses additionnelles seraient toutefois requises afin de préciser cette valeur pour des cas spécifiques.

Le module de Young des roches stériles, qui est beaucoup plus élevé que celui des résidus, n'a pas d'effet significatif, sur la consolidation. Toutefois, le module de Young des résidus et leur

indice de compression  $C_c$  (pour le modèle CCM) ont un effet considérable sur les résultats issus des simulations.

Ces calculs indiquent aussi que la conductivité hydraulique saturée des roches stériles a un effet très limité sur la vitesse de dissipation des pressions interstitielles pourvu que cette valeur soit plus grande de deux ordres de grandeur que celle des résidus ( $k_{\text{résidus}}/k_{\text{stériles}} \geq 100$ ). Dans le cas contraire, on note un effet marquant sur le processus de consolidation, avec une dissipation plus lente.

## 6.2 Recommandations

Afin de compléter ce qui est présenté dans ce mémoire, ainsi que dans les travaux apparentés de Bolduc (2012), il est recommandé de poursuivre des recherches additionnelles sur l'utilisation des inclusions de roches stériles afin d'étudier les aspects suivants :

1. Il est suggéré de réaliser une modélisation physique d'une portion du parc à résidus avec inclusion de roches stériles afin d'évaluer directement au laboratoire, sous conditions contrôlées la réponse du système, en tenant compte de caractéristiques réelles, incluant l'effet de la migration des particules fines sur l'efficacité des inclusions.
2. Étudier l'effet des cycles de mouillage et du gel et dégel sur la conductivité hydraulique et le comportement géotechnique des résidus. L'effet de la désaturation devrait aussi être évalué. Ces caractéristiques peuvent affecter la performance des inclusions de roches stériles.
3. Analyser l'effet d'un remplissage séquentiel rapide mais plus progressif. Le cas simulé ici, avec des couches de résidus de 2 m mises en place instantanément au début de chaque année, ne représente pas ce qui se passe dans la réalité. Il serait utile de concevoir une fonction de remplissage progressif avec le code SIGMA/W.
4. Il serait utile de poursuivre l'évaluation comparative de diverses lois de comportement (incluant les modèles EP et CCM) afin d'approfondir leurs attributs, avantages et limitations, en regard de la consolidation des résidus miniers autour des inclusions de roches stériles.

5. Enfin, le suivi du comportement d'inclusions construites dans un parc à résidus (comme au site minier Osisko de Malartic) serait très utile pour obtenir des informations concrètes sur la réponse réelle d'un tel système (incluant sur les caractéristiques de la zone de transition entre les résidus et les stériles).

## RÉFÉRENCES

- ABAQUS*, (2006). *standard user's manual*, Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc. Providence, Rhode Island, USA.
- Abelev M.Y. (1973). Construction d'ouvrages sur les sols argileux mous saturés [traduit du russe par J.P.Magnan] , *Éditions technique et documentation* , Paris , 1977, 288 pages
- Aboshi et Yoshikuni (1967). A study of the consolidation process affected by well resistance in the vertical drain method , *soils and foundations*,7(4), 38-58.
- Akagi, T. (1979). Consolidation caused by mandrel-driven sand drains. *Proc., 6th Asian Regional Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, 1, Southeast Asian Geotechnical Society, Bangkok, Thailand, 125–128.
- Almeida, M.S.S., Santa Maria, P.E.L., Martins, I.S.M., Spotti, A.P. et Coelho, L.B.M. (2000). Consolidation of a very soft clay with vertical drains. *Géotechnique*, 50 (6), 633-643.
- Almeida, M.S.S., Santa Maria, P.E.L., Martins, I.S.M., Spotti, A.P., et Coelho, L.B.M. (2002). Consolidation of a very soft clay with vertical drains. *Géotechnique* 52 (2), 148–154.
- Anbazhagan, P., Indraratna, B., Rujikiatkamjorn, C., Su L. (2010). Using a seismic survey to measure the shear modulus of clean and fouled ballast. *Geomechanics and Geoengineering*, 5, 117-126.
- Anterrieu, O., Chouteau, M., Aubertin, M. (2010). Geophysical characterization of the large-scale internal structure of a waste rock pile from a hard rock mine. *Bulletin of Geological Engineering and The Environment*, 69, 4, 533-548.
- Asian Institute of Technology (1995). *The Full Scale Field Test of Prefabricated Vertical Drains for the Second Bangkok International Airport (SBIA)*. AIT, Bangkok, Final Report, Division of Geotechnical and Transportation Engineering.
- Atkinson, J.H., Richardson, D. et Stallebrass, S.E. (1990). Effect of recent stress history on the stiffness of overconsolidated soil. *Géotechnique*, 40(4), 531-540.
- Aubertin, M., Chapuis, R.P. (1991). Considérations hydro-géotechniques pour l'entreposage des résidus miniers dans le nord-ouest du Québec. *2<sup>ème</sup> Conf. Int. sur la Réduction des Eaux de Drainage Acides*, Tome III, 1-22.
- Aubertin, M., Chapuis, R.P. (1991). Critères de conception pour les ouvrages de retenue des résidus miniers dans la région de l'Abitibi. *1<sup>ère</sup> Conférence Canadienne de Géotechnique Environnementale*, 113-127.

- Aubertin, M., Bussière, B., Chapuis, R.P. (1996). Hydraulic conductivity of homogenized tailings from hard rock mines. *Canadian Geotechnical Journal* 33(3): 470-482.
- Aubertin, M., Mbonimpa, M., Jolette, D., Bussière, B., Chapuis, R.P., James, M., Riffon, O. (2002a). Stabilité géotechnique des ouvrages de retenue pour les résidus miniers: problèmes persistants et méthodes de contrôle. *Défis & Perspectives: Symp. 2002 sur l'environnement et les mines*, RouynNoranda, 3-5 novembre 2002. Développement Économique Canada/Ministère des Ressources Naturelles du Québec/CIM. Comptes-Rendus sur CD-ROM.
- Aubertin, M., Bussière, B., Bernier, L. (2002a). *Environnement et Gestion des Rejets Miniers*. [CD-ROM]. Montréal, Qc : Presses Internationales Polytechnique.
- Aubertin, M., Fala, O., Bussière, B., Martin, V., Campos, D., Gamache-Rochette, A., Chouteau, M., Chapuis, R. (2002b). Analyse des écoulements de l'eau en conditions non saturées dans les haldes à stériles. *Défis et perspectives: Symposium 2002 sur l'Environnement et les Mines*, Rouyn-Noranda, Développement Économique Canada/Ministère des Ressources Naturelles du Québec/CIM. Comptes-Rendus sur CD-ROM.
- Aubertin, M., Mbonimpa, M., Bussière, B., Chapuis, R.P. (2003). Development of a model to predict the water retention curve using basic geotechnical properties. Rapport EPM/RT-03-01, École Polytechnique de Montréal. 51p.
- Aubertin, M., Fala, O., Molson, J., Gamache-Rochette, A., Lahmira, B., Martin, V., Lefebvre, R., Bussière, B., Chapuis, R.P., Chouteau, M. Wilson, G.W. (2005). Évaluation du comportement hydrogéologique et géochimique des haldes à stériles. *Symposium Rouyn-Noranda: L'Environnement et les Mines*, mai 2005, Rouyn-Noranda, Proc. on CD-ROM, CIM.
- Aubertin, M., Fala, O., Molson, J., Chouteau, M., Anterrieu, O., Hernandez, M.A., Chapuis, R.P, Bussière, B., Lahmira, B., Lefebvre, R. (2008). Caractérisation du comportement hydrogéologique et géochimique des haldes à stériles. *Symposium 2008 sur l'environnement et les mines*, 2-5 novembre 2008, Rouyn-Noranda, Canada. CIM.
- Aubertin, M., Cifuentes, E., Apithy, S., Bussière, B., Molson, J., Chapuis, R.P. (2009). Analyses of water diversion along inclined covers with capillary barrier effects. *Canadian Geotechnical Journal*, 46 (10), 1146-1164.

- Aubertin, M., Bussière, B., James, M., Jahouar, E.M., Martin, V., Pépin, N., Mbonimpa, M., Chapuis, R.P. (2011). *Vers une Mise à Jour des Critères de Stabilité Géotechnique pour la Conception des Ouvrages de Retenues de Résidus Miniers*. Compte-Rendu de Symposium, Rouyn-Noranda.
- Balaam, N.P. , Booker, J.R. (1981). Analysis of rigid rafts supported by granular piles. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 5, 379-403.
- Balaam, N.P. y Booker, J.R. (1985). Effect of stone column yield on settlement of rigid foundations in stabilized clay. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 9, 331-351.
- Barbour SL, Wilson GW, St-Arnaud LC. (1993). Evaluation of the saturated-unsaturated groundwater conditions of a thickened tailings deposit. *Canadian Geotechnical Journal* 30: 935-946 Résumé, ISI.
- Bardet, J. P., (1997), *Experimental Soil Mechanics*, Prentice-Hall, Inc., Upper Saddle River, New Jersey, p. 583.
- Barksdale, R.D. et Bachus, R.C. (1983). *Design and Construction of Stone Columns*. Report FHWA/RD-83/026. National Technical Information Service, Springfield, Virginia.
- Barron R . A .(1944). *The influence of drain wells on the consolidation of fine grained soils* providence, R. I, District U.S" Engineers Office.
- Barron R . A . (1947). Consolidation of fine grained soils by drain wells , ASCE, *Jl of SMFD*, vol. 73 n<sup>0</sup>SM6, June 1947, 811-835, ASCE, Transactions, 113, 718-754.
- Barton, N.R. (2008). Shear Strength of rockfill, interfaces and rock joints and their points of contact in rock dump design. in A. Fourie, ed., *Rock Dumps 2008*, Australian Centre for Geomechanics, 3-17.
- Bergado, D. T., Asakami, H., Alfaro, M. C., and Balasubramaniam, A. S. (1991). Smear effects of vertical drains on soft Bangkok clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 117, 1509–1530.
- Bergado, D. T., and Long, P. V. (1994). Numerical analysis of embankment on subsiding ground improved by vertical drains and granular piles. *Proc., 13<sup>th</sup> ICSMFE*, New Delhi, India, 1361–1366.

- Bertram, G. E. (1940), *An Experimental Investigation of Protective Filters*, Harvard University Graduate School, Publication No. 267
- Bhide S.B. (1979). Sand drains : additional design criteria ,ASCE, *Jl of G.E.D.*, vol.105 , n<sup>0</sup>GT4, april,559-563.
- Bjerrum, L. (1972). Embankments on soft ground (General Report), ASCE, *Specialty Conference on "Performance of earth and earth-supported structures "* , June , *Purdue Univ . Lafayette , Ind .* vol.2, 1-54.
- Blight, G. (2010). *Geotechnical Engineering for Mine Waste Storage Facilities*. London : Taylor et Francis Group.
- Bo, M. W., Chu, J., Low, B. K., and Choa, V. (2003). Soil improvement; *prefabricated vertical drain techniques*, Thomson Learning, Singapore.
- Bolduc , F. (2012). Une étude sur l'utilisation des roches stériles comme inclusions drainantes dans les résidus miniers. Mémoire de maîtrise en génie minéral, École Polytechnique de Montréal, Canada.
- Bowles, J. E. (1978). *Engineering properties of soils and their measurement* (second Edition). New York: McGraw-Hill.
- Burland J. B., Bayliss F. V. S. (1990), *Settlement and yielding of upper chalk supporting the foundations for a silo complex*, international chalk symp., pages:365-374
- Bussière, B., Aubertin, M., Chapuis, R.P. (1995). Propriétés de résidus miniers utilisables dans les barrières de recouvrement. *1<sup>er</sup> Colloque en environnement à l'Université de Montréal*, Delisle CE, Bouchard MA, André P, Zayed J (eds), 18 (51), p. 394.
- Bussière, B., Aubertin, M., Chapuis, R.P. (2002). A lab set-up to evaluate the hydraulic behaviour of inclined capillary barriers, In Proceedings: Physical Modelling in Geotechniques: ICPMG '02 (Phillips, Guo & Popescu (eds.), A.A. Balkema Publishers, ISBN 90 5809 389 1, p. 391-396.
- Bussière, B., Aubertin, M., Chapuis, R.P. (2003). Unsaturated flow modeling for exposed and covered tailings dams. *Proc. of Int. Symp. on Major Challenges in Tailings Dams*, Montréal, 15 juin 2003. 57-70.

- Bussière, B. (2007). Colloquium 2004: Hydro-geotechnical properties of hard rock tailings from metal mines and emerging geo-environmental disposal approaches. *Canadian Geotechnical Journal*, 44: 1019-1052.
- Bussière, B., Demers, I., Dawood, I., Plante, B., Aubertin, M., Peregoedova, A., Pepin, G., Lessard, G., Intissar, R., Benzaazoua, M., Molson, J.W., Chouteau, M., Monzon, M., Laflamme, D., Zagury, G. (2011). Comportement géochimique et hydrogéologique des stériles de la mine Lac Tio, *Proceedings, CIM Symposium 2011 Mines & Environment*, Rouyn-Noranda.
- Carillo N.J. (1942). Simple two and three dimensional cases in the theory of consolidation of soils ,*journal of Mathematics and physics* , 21, 1-5
- Carroll, R.G (1983)
- Castro G. 1969.Liquefaction of sands. PhD Thesis, Harvard Univ., Cambridge, 112 p.
- Chai, J. C., Miura, N., Sakajo, S., et Bergado, D. (1995). Behavior of vertical drain improved subsoil under embankment loading. *Soils Foundation*, 35 (4), 49–61.
- Chai, J. C., Shen, S. L., Miura, N., et Bergado, D. T. (2001). Simple method of modelling PVD improved subsoil. *Journal of Geotechnical Engineering*, 127 11, 965–972.
- Chai, J. C., Carter, J. P., et Hayashi, S. (2005). Ground deformation induced by vacuum consolidation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(12):1552-1561.
- Chapuis, R.P., Chenaf, D., Bussière, B., Aubertin, M. and Crespo, R. (2001). A user's assessment of numerical codes for saturated and unsaturated seepage conditions. *Canadian Geotechnical Journal*, 38: 1113-1126.
- Chaput D., Thomann G. (1975). *Consolidation d'un sol avec drains verticaux sous charge variable, laboratoire central des ponts et chaussée* , paris , rapport de recherche n°47 , 66 pages.
- Chen, H.W. and Van Zyl, Dirk (1988). Shear Strength and Volume Change Behavior of Copper tailings under Saturated Conditions, *Hydraulic Fill Structures*, D.J.A. van Zyl and S.G. Vick (Eds.) ASCE, 430-451.
- Chen, W.F., Zhang, H.(1991). *Structural Plasticity : Theory, Problems, and CAE Software*. Springer-Verlag.

- Cheung, Y. K., Lee, P. K. K., et Xie, K. H. (1991). Some remarks on two and three dimensional consolidation analysis of sand-drained ground. *Journal of Computer and Geotechnics*, 12, 73–87.
- Christopher, B. R. et Holtz, R. D. (1985). *Geotextile Engineering Manual*, US Federal Highway Administration, Report FHWA-TS-86/203, 1044 p.
- Chu, J., et Yan, S. W. (2005). Estimation of degree of consolidation for vacuum preloading projects. *International Journal of Geomechanics*, 5 (2), 158–165.
- Chu, J., Yan, S. W., et Yang, H. (2000). Soil improvement by the vacuum preloading method for an oil storage station. *Géotechnique*, 50 (6), 625–632.
- Cognon, J. M., Juran, I., et Thevanayagam, S. (1994). Vacuum consolidation technology-principles and field experience. *Proc., Conf. on Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments Deformations*, College Station, Tex., 1237–1248.
- Das, B.M. (2008) *Advanced soil mechanics* (2nd edition). London: Spon Press.
- El Mkadmi, N.(2012). *Analyse numérique du comportement géotechnique des remblais dans les chantiers miniers souterrains : effets du drainage et de la consolidation*. Mémoire de Maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Canada
- Eriksson. U., Hansbo. S., and Torstensson, B.A. (2000). Soil improvement at Stockholm's Armanda Airport. *Ground Improvement*. 4: 73-80.
- Fala, O., (2002). Étude des écoulements non saturés dans les haldes à stériles à l'aide de simulations numériques. Mémoire de maîtrise en génie minéral, École Polytechnique de Montréal, Canada.
- Fala, O., (2008). Analyse des conditions d'écoulement non saturé dans les haldes à stériles, Thèse de doctorat. École Polytechnique de Montréal, Canada.
- Fredlund, D.G., et Rahardjo, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. John Wiley and Sons, Inc., New York.
- Fredlund, D.G., and Xing, A. (1994). Equations for the soil–water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(4):521–532.
- Fredlund, D.G., Xing, A., et Huang, S. (1994). Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil–water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31: 533–546.

- Fredlund, D.G. (2000). The 1999 R.M. Hardy Lecture: The implementation of unsaturated soil mechanics into geotechnical engineering. *Canadian Geotechnical Journal*, 37: 963–986.
- Freeze, R.A. et J.A. Cherry. (1979). *Groundwater*. Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, NJ. 604 p.
- Geo-Slope.(2007). *SEEP/W.[logiciel]*.Calgary : Geo-Slope International Ltd.
- Geo-Slope International. (2008). *Stress-Deformation Modelling With Sigma/W 2007*, an Engineering Methodology (3rd edition). Canada : Geo-Slope International Ltd.
- Gibson, R.E. (1958). The Progress of Consolidation in a Clay Layer Increasing in Thickness with Time. *Geotechnique*, 8(4), 171-183.
- Gutierrez, L.A.F., Viterbo, V.C., McLemore, V.T., et Aimone-Martin, C.T. (2008). Geotechnical and geomechanical characterisation of the Goathill North rock pile at the Questa Molybdenum mine, New Mexico, USA. Fourie, A., ed., *First International seminar on the management of rock dumps, stockpiles and heap leach pads:*, The Australian centre for geomechanics, University of Western Australia, 19-32.
- Hansbo, S. (1960). Consolidation of clay, with special reference to influence of vertical sand
- Hansbo, S. (1979). Conférence sur les drains verticaux, *32<sup>e</sup> conférence canadienne de géotechnique*, Québec. Sept .
- Hansbo, S. (1981). Consolidation of fine grained soils by prefabricated drains, *C.R. 5<sup>e</sup> congrès international de Mécanique des sols et des travaux de fondations*, Stockholm, 3, 677-682.
- Hansbo, S. (1987). Fact and fiction in the field of vertical drainage. In *Prediction and performance in geotechnical engineering* (eds R. J. Joshi & F. G. Griffiths). Rotterdam/boston: Balkema.
- Hansbo, S. (1994). Foundation engineering. *Developments in geotechnical engineering*, 75. Elsevier.
- Hansbo, S. (1997). Aspects of vertical drain design: Darcian or non-Darcian flow, *Geotechnique*, 47 (5), 983-992.
- Helwany, S. (2007). Applied Soil Mechanics with Abaqus Applications, *John Wiley & Sons*, Inc., USA.

- Hernandez, O. (2007). Une Étude Expérimentale des Propriétés Hydriques des Roches Stériles et Autres Matériaux à Granulométrie Étalée. Mémoire de Maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Canada.
- Hicher, P. Y., Sha, J. F., (2008), Constitutive Modeling Of Soils And Rocks. *ISTE Ltd and John Wiley & Sons, INC. UK and USA.*
- Hill, R. (1950). *The Mathematical Theory of Plasticity*. Oxford University Press.
- Hird, C. C., Pyrah, I. C., et Russell, D. (1992). Finite element modeling of vertical drains beneath embankments on soft ground. *Geotechnique*, 42 (3), 499–511.
- Hird, C. C., Pyrah, I. C., Russell, D., et Cinicioglu, F. (1995). Modeling the effect of vertical drains in two-dimensional finite element analyses of embankments on soft ground. *Canadian Geotechnical Journal.*, 32, 795– 807.
- Holtz R., Broms B. (1972). *Long-term loading tests at ska-edebysweden* , ASCE, Spec.Conference, Purdue Conf.,LaFayette,Ind., June 1972, 1(1), 435-465, Erratum, 3, 73.
- Holtz, R.D. et Holm, B. G. (1973). *Excavation and sampling around some sand drains in Ska°-Edeby*, Sweden. Sartryck och Preliminara Rapporter, 51, 79-85.
- Holtz R. D. (1975) Preloading by vacuum: current prospects. *Transportation Research Record*, No. 548, 26–69.
- Holtz, R.D., and Kovacs, W.D. (1981). *An introduction to geotechnical engineering*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J.
- Holtz, R.D., (1987). Preloading with prefabricated vertical strip drains. *Geotext Geomembranes*, , 6, 109--131.
- Holtz R. D., Jamiolkowski M., Lancellotta R. et Pedroni S (1988). Behaviour of bent prefabricated vertical drains. *Proceedings of the 12<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rio de Janeiro, 3, 1657–1660
- Holtz, R. D., Jamiolkowski, M., Lancellotta, R., et Pedroni, S. (1991). Prefabricated vertical drains: Design and performance. *CIRIA Ground Engineering Rep.: Ground Improvement*, Butterworth-Heinemann, Ltd, U.K.
- Holtan, G. W. (1965). Vacuum stabilization of subsoil beneath runway extension at Philadelphia International Airport, *In proceedings of the 6<sup>th</sup> International Conference on soil Mechanics and foundation engineering*. Montreal. Quebec, Septembre 1965. A.A. Balkema, Rotterdam, the Netherlands , 2, 62-65.

- Hou, Z., Chen, H., et Qian, Z. (1987). *Tianjin soft soil foundation*, Tianjin Science and Technology Publishing House, Tianjin, R.O.C. in Chinese\_.
- Hustrulid, W.A. McCarter, M.K., Van Zyl, D.J.A. (Eds) (2000). *Slope stability in surface mining*. SME, Littleton, Colorado.
- Indraratna B., Balasubramaniam A. S. et Balachandran S. (1992). Performance of test embankment constructed to failure on soft marine clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 118, 12–33.
- Indraratna, B., et Balasubramaniam, A.S. (1993). Authors' closure: performance of test embankment constructed to failure on soft clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 119(9): 1321–1329.
- Indraratna, B., Balasubramaniam, A.S., et Ratnayake, A.M.P. (1994). Performance of embankment stabilised with vertical drains on soft clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 120(2): 257–273.
- Indraratna B. and Redana I. W. (1995) Large-scale, radial drainage consolidometer with central drain facility. *Australian Geomechanics*, 29, 103–105.
- Indraratna, B., Balasubramaniam, A.S., et Sivaneswaran, N. (1997). Analysis of settlement and lateral deformation of soft clay foundation beneath two full-scale embankments. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 21: 599–618.
- Indraratna, B., et Redana, I.W. (1997). Plane strain modeling of smear effects associated with vertical drains, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 123(5), 474–478.
- Indraratna, B., et Redana, I.W. (1998). Laboratory determination of smear zone due to vertical drain installation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 124(2), 180–184.
- Indraratna B. et Redana I. W. (1999) Closure: Plane strain modeling of smear effects associated with vertical drains. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 125, No. 1, 96–99.
- Indraratna, B., et Redana, I.W. (2000). Numerical modeling of vertical drains with smear and well resistance installed in soft clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(1), 133–145.

- Indraratna B., Bamunawita C., Redana I. W. et Balasubramaniam A. S. (2001). Modeling of vertical drains in soft clay. *Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International Conference on Soft Soil Engineering*, Hong Kong, 329–338.
- Indraratna, B., et Rujikiatkamjorn, C. (2004). Laboratory determination of efficiency of prefabricated vertical drains incorporating vacuum preloading. Proc., 15<sup>th</sup> Southeast Asian Geotechnical Conf., Bangkok, Thailand, 1, 453–456.
- Indraratna, B., Bamunawita, C., et Khabbaz, H. (2004). Numerical modeling of vacuum preloading and field applications. *Canadian Geotechnical Journal*, 41, 1098–1110.
- Indraratna, B., Sathananthan, I., Rujikiatkamjorn, C., et Balasubramaniam, A. S. (2005). Analytical and numerical modelling of soft soil stabilized by PVD incorporating vacuum preloading. *International Journal of Geomechanics*, 5 (2), 114–124.
- Intissar, R., Chouteau, M., Aubertin, M. (2010). Internal structure of an ilmenite mine waste rock pile modelled from IP imaging and laboratory measurements, SAGEEP. 11 pages.
- James, M. (2009). The use of waste rock inclusions to control the effects of liquefaction in tailings impoundments. Thèse de doctorat, École Polytechnique, Montréal.
- James, M., Aubertin, M. (2009). The use of waste rock inclusions in tailings impoundments to improve geotechnical and environmental performance, *Tailings and Mine Waste 2009*, 233-245.
- James, M., Aubertin, M. (2010). On the dynamic response of tailings and stability of tailings impoundments for hard rock mines, *Geotechnical News*, Sept. 2010, 39-43.
- James, M., Aubertin, M, Wijewickreme, D., Wilson, G.W. (2011). A laboratory investigation of the dynamic properties of tailings. *Canadian Geotechnical Journal*, 48, 1587-1600.
- James, M., Aubertin, M. (2012). The Use of Waste Rock Inclusions to Improve the Seismic Stability of Tailings Impoundments. GeoCongress, Geo-Institute, Oakland .
- Jamiolkowski M. , Lancellotta R. (1981). Consolidation by vertical drains: uncertainties involved in prediction of settlement rates (Panel discussion). *Proceedings of the 10<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, 1, 345–451.
- Jamiolkowski M. , Lancellotta R. (1984). Embankment on vertical drains: pore pressure during construction. *Proceedings of the International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, St Louis, 1, 275–278.

- Kjellman W. (1948). Accelerating consolidation of fine grain soils by means of cardboard wicks. *Proceedings of the 2<sup>nd</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 2, 302–305.
- Kjellman W. (1952). Consolidation of clay soil by means of atmospheric pressure. *Proceedings of the Conference on Soil Stabilization*, MIT, Cambridge, 258–263.
- Kramer, S.L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice Hall.
- Ladd, C.C.(1971). *Strength Parameters and Stress-Strain Behavior of Saturated Clay*, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, 1971b, 280p.
- Laflamme, D. (2011). Comportement géochimique et hydrogéologique des stériles de la mine Lac Tio. *Proc. Symp. Mines et Environnement*, CD-Rom, CIM, Rouyn-Noranda, 23 pages.
- Lancellotta, R. (2008). *Geotechnical Engineering - Second Edition*: Taylor & Francis.
- L'Écuyer, M., Chapuis, R.P., et Aubertin, M. (1992). Propriétés hydro-géotechniques des résidus miniers de Solbec et Cupra, Québec. In *Proceedings of the 45<sup>th</sup> Canadian Geotechnical Conference*, Toronto, Ont., 26–28 October 1992. 79-1–79-11. Lefebvre, R. 1994. Caractérisation
- Ledbetter, R.H. (1985). *Immovement of Liquefiable Foundation Conditions Beneath Existing Structures*: Technical Report REMR-GT-2, Department of the Army, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C., p51
- Leo, C. (2004). Equal strain consolidation by vertical drains, *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, ASCE, 130 (3), mars, 316-327.
- Leong E.C., Soemito, R., et Rahardjo. H. (2000). Soil Improvement by surcharge and vacuum preloading. *Géotechnique*, 50 (5), 601-605.
- Li, L., Aubertin, M., Simon, R., Bussière, B. (2005). Formulation and Application of a General Inelastic Locus for Geomaterials With Variable Porosity. *Canadian Geotechnical Journal*, 42, 601-623.
- Ma, D.H. , Shao, M.A., Zhang, J.B., Wang, Q.J. (2010). Validation of an analytical method for determining soil hydraulic properties of stony soils using experimental data, *Geoderma*, 159, 262–269.

- Maknoon, M. (2010). *Slope stability of waste rock piles following large precipitation – Literature review and research proposal.* Rapport d'examen prédoctoral probatoire (non publié). École Polytechnique de Montréal
- Mbonimpa, M., Aubertin, M., Chapuis, R. P., et Bussiere, B. (2002). Practical Pedotransfer Functions for Estimating the Saturated Hydraulic Conductivity. *Geotechnical and Geological Engineering*, 20, 235-259.
- McLemore, V.T., Fakhimi, A., van Zyl, D., Ayakwah, G.F., Anim, K., Boakye, K., Ennin, F., Felli, P., Fredlund, D., Gutierrez, L.A.F., Nunoo, S., Tachie-Menson, S., et Viterbo, V.C. (2009). *Literature review of other rock piles: characterization, weathering, and stability,* New Mexico Bureau of Geology and Mineral Resources.
- McCarthy, D.F. (2007). *Essentials of Soil Mechanics and Foundations*, Prentice Hall, 7<sup>th</sup> edition.
- Mohamedelhassan, E., and Shang. J.Q. (2002). Vacuum and surcharge combined one-dimensional consolidation of clay soils, *Canadian Geotechnical Journal*. 39, 1126-1138.
- Morgenstern N. R. (2000), *Performance in Geotechnical Practice*, The Inaugural Lumb Lecture, Hong Kong
- Mittal, H. and Morgenstern, N.R. (1977). Design and Performance of Tailings Dams. *Proceedings of Conference, Geotechnical Practice for Disposal of Solid Waste Material.* ASCE, Ann Arbor, MI, USA, 475-492.
- Moffat, R.M. and Fannin, R.J. (2011). A hydromechanical relation governing the internal stability of cohesionless soil. *Canadian Geotechnical Journal*, (48) 3, 413-424.
- Nova, R. (2005). *Fondements de la mécanique des sols (SEPS, Trans)*. Milano, Italia: Hermes Science publications.
- Onoue A. (1988). Consolidation by vertical drains taking well resistance and smear into consideration. *Journal of Soils and Foundations*, 28 (4), 165–174.
- Onoue A., Ting N. H., Germaine J. T. and Whitman R. V. (1991). Permeability of disturbed zone around vertical drains. *Proceedings of the ASCE Geotechnical Engineering Congress*, Colorado, 879–890.
- Park, C.L., Jeong. H.J., Park, J.B., Lee, S. W., Kim, Y.S., and Kim, S.J. (1997). A case study of vacuum preloading with vertical drains, *In Ground improvement geosystems*. Thomas Telford. London. 69-74.

- Pedroni, L. (2011). *Étude Expérimentale et Numérique de la Sédimentation et de la Consolidation des Boues de Traitement des Eaux Acides*. Thèse de Doctorat, École Polytechnique de Montréal, Canada.
- Pépin, N., Aubertin, M., James, M. (2009). An investigation of the cyclic behaviour of tailings using shaking table tests: Effect of a drainage inclusion on porewater development, *GeoHalifax 2009: 62<sup>nd</sup> Canadian Geotechnical Conference and 10<sup>th</sup> Joint CGS/IAH-CNC Groundwater Specialty Conference*, 20-24 Sept. 2009, Halifax, Nova Scotia, 32-39.
- Pepin, N. (2010). *Étude du comportement cyclique de résidus miniers avec inclusions drainantes par des essais sur table sismique*. M.Sc. Thesis, École Polytechnique de Montréal, Qc, Canada.
- Pépin, N., Aubertin, M., James, M., Leclerc, M. (2011). Seismic simulator testing to investigate the cyclic behavior of tailings in an instrumented rigid box. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM (accepted).
- Peregeodova, A. (2012). *Étude expérimentale des propriétés hydrogéologiques des roches stériles à une échelle intermédiaire de laboratoire*. Mémoire de Maîtrise à paraître, École Polytechnique de Montréal, Canada.
- Perloff, W. H. (1975). Pressure distribution and settlement. *Foundation engineering handbook*, H. F. Winterkorn and H. Y. Fang, eds., VanNostrand Reinhold, New York, 148–196.
- Piteau Associates Engineering (1991). *Investigation and design of mine dumps—Interim guidelines*. Prepared for the B.C. Mine Dump Committee. Piteau Associates Engineering Ltd.
- Pradhan T. B. S., Imai G., Murata T., Kamon M. et Suwa S. (1993).
- Poncelet, N. (2012). *Élaboration d'un protocole de laboratoire pour l'étude du potentiel de liquéfaction de résidus minier*. Mémoire de Maîtrise à paraître, École Polytechnique de Montréal, Canada
- Experiment study on the equivalent diameter of a prefabricated band-shaped drain. *Proceedings of the 11<sup>th</sup> Southeast Asian Geotechnical Conference*, 1, 391–396.
- Qian, J.H., Zhao, W.B., Cheung, Y.K., et Lee, P.K.K. (1992). The theory and practice of vacuum preloading. *Computers and Geotechnics*, 13, 103-118.
- Qiu, Y. et Sego, D. C. (2001). Laboratory Properties of Mine Tailings. *Canadian Geotechnical Journal*, 38(1), 183-190.
- Read J. Stacey P.(Eds) (2009). *Guidelines for Open Pit Slope Design*. CRC Press.

- Redana I. W. (1999). Efficiency of Vertical Drains Installed in Soft Clay with Special Reference to Smear Effect. PhD thesis, University of Wollongong, Australia.
- Rendulic L. (1935). Der hydrodynamische Spannungsausgleich in zentral entwässerten tonzylindern, *wasserwirtschaft u. Technik*, 2, 250-253, 269-273.
- Richards, L.A. 1931. *Capillary conduction of liquidstthrough porous medium. J. Physics*, 1 : 318-333.
- Richart, F. E. (1957). A review of the theories for sand drains. *J. Soil Mech. and Found. Div.*, 83 (3), 1-38.
- Richart F. E. Jr (1959). *review of the theories for sand drains*, Trans. ASCE, 124, 709-736.
- Rixner J. J., Kraemer S. R. et Smith A. D. (1986). *Prefabricated Vertical Drains*, Vols I, II and III: Summary of Research Report: Final Report. Federal Highway Administration, Washington DC, Report No. FHWA-RD-86/169.
- Roscoe, K.H., Schofield, A.N. (1963). Mechanical Behaviour of an Idealised ‘Wet’ Clay. Proc. European Conf. On Soil Mechanincs and Foundation Eng., Wiesbaden, vol 1, 47-54.
- Roscoe, K’H., et Burland, J.B. (1968). On the generalized stress-strain behavior of wet clay , *In Engineering plasticity*. Edited by J. Heyman and F.A. Leckie. Cambridge University Press, Cambridge, UK. 535-609.
- Rujikiatkamjorn, C., Indraratna, B., et Chu, J. (2007). Numerical modeling of soft soil stabilized by vertical drains, combining surcharge and vacuum preloading for a storage yard. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(3), 326-342.
- Sathananthan, I., et Indraratna, B. (2006). Laboratory evaluation of smear zone and correlation between permeability and moisture content, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132 (7), 942–945.
- Schofield A. N. et Wroth C. P. (1968). Critical State Soil Mechanics. McGraw Hill, London.
- Seed, H.B. & Booker, J.R. (1976). *Stabilization of Potentially Liquefiable Sand Deposits Using Gravel Drain Systems*. EERC 76-10. University of California, Berkeley.
- Shang, J. Q., Tang, M., and Miao, Z. (1998). Vacuum preloading consolidation of reclaimed land: A case study. *Canadian Geotechnical Journal*, 35, 740–749.
- Shin, D. H., Lee, C. Lee, J. S., and Lee, W. (2009). *Detection of Smear Zone using Micro-Cone and Electrical Resistance Probe*. *Canadian Geotechnical Journal*, 46 (6), pp. 719-726(8)

- Shinsha, H., Hara, H., Abe, T., et Tanaka, A. (1982). Consolidation settlement and lateral displacement of soft ground improved by sand drains. *Tsushi-to-Kiso, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 30 (2), 7–12.
- Shogaki T., Moro H., Masaharu M., Kaneko M., Kogure K. et Sudho T. (1995). Effect of sample disturbance on consolidation parameters of anisotropic clays. *Proceedings of the International Symposium on Compression and Consolidation of Clayey Soils*, Hiroshima, 1, 561–566.
- Small, J., et Zliang, B. (1991). Consolidation of clays subjected to three dimensional embankment loadings. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 15 (12), 857–870.
- Sonu, C.J., K. Ito, H. Oishi, and H.Seed (1993). *Liquefaction and the gravel drain*. Civil Engineering, Vol. 63, No.12, 58-60.
- Stormont, J.C., et Farfan, E. (2005). *Stability evaluation of a mine waste pile*. *Environmental and Engineering Geoscience*, 11, 43-51.
- Tan, S.A., Tjahyono S., et Oo, K.K. (2005). Stone column FEM modeling-2D and 3D considerations illustrated by case history, Proc., *Int. Symp., On Tsunami Reconstruction with Geosynthetics*, ACSIG, Bangkok, Thailand, 157-169.
- Tan, S.A., Tjahyono, S., et Oo, K.K. (2008). Simplified plane-strain modeling of stone column reinforced ground, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 185-194.
- Tavenas, F. A., Mieussens, C., et Bourges, F. (1979). Lateral displacements in clay foundations under embankments. *Canadian Geotechnical Journal*, 163, 532–550.
- Tavenas F., Jean P. et Leroueil S. (1983). The permeability of natural soft clays, Part 2: Permeability characteristics. *Canadian Geotechnical Journal*, 20, 645–660.
- Terzaghi, K., (1925). *Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage*, Deuticke Verlag, Vienne
- Terzaghi, K., (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. Wiley, New York.
- Terzaghi K., Peck R.B. Mesri G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice*. Third edition. John Wiley and Sons, New York, 1967, 592 pages.
- Vick, S.G. (1990). Planning, Design and Analysis of Tailings Dams. BiTech Publishers Ltd.

- Xie, K.H., Lee, P.K.K., Cheung, Y.K., (1994). Consolidation of a two-layer system with ideal drains. *Proceedings of the 8<sup>th</sup> International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Morgantown, West Virginia, USA, 1, 789–794.
- Wijewickreme, D., Sanin, M., et Greenaway, G., (2005). Cyclic Shear Response of Fine-grained Mine Tailings, *Canadian Geotechnical Journal*, 42 (5), 1408-1421.
- Wijewickreme, D., Sriskandakumar, S., et Byrne, P.M. (2005). Cyclic Loading Response of Loose Airpluviated Fraser River Sand for Validation of Numerical Models Simulating Centrifuge Test. *Canadian Geotechnical Journal*, 42 (2), 550-561.
- Yan, S. W., et Chu, J. (2003). Soil improvement for a road using a vacuum preloading method. *Ground Improvement*, 7 (4), 165–172.
- Yoshikuni, H., Nakanodo, H., (1974). Consolidation of soils by vertical drain wells with finite permeability. *Soils and Foundations* 14 (2), 35–46.
- Yu, H. S. (2006). Plasticity and Geotechnics, *Springer*, USA.
- Zhang, L. M. (1999). Settlement patterns of soft soil foundations under embankments. *Canadian Geotechnical Journal*, 36 (4), 774–781.
- Zeng, G.X., Xie, K.H., (1989). New development of the vertical drain theories. *Proceedings of the 12<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rotterdam, The Netherlands, 2, 1435–1438.
- Zhu, G.F., Yin, J.-H., (1998). Consolidation of soil under depth-dependent ramp load. *Canadian Geotechnical Journal* 35 (3), 344–350.
- Zhu, G.F., Yin, J.-H., (1999). Consolidation of double soil layers under depth-dependent ramp load. *Géotechnique* 49 (3), 415–421.
- Zhu, G.F., Yin, J.-H., (2000). Finite element analysis of consolidation of soils with vertical drain. *International Journal for Numerical Analysis and Methods in Geomechanics* 24 (4), 337–366.
- Zhu, G.F., Yin, J.-H., (2001). Consolidation of soil with vertical and horizontal drainage. *Géotechnique* 51 (4), 361–367.
- Zhu, G.F., Yin, J.-H., (2001). Design charts for vertical drains considering construction time. *Canadian Geotechnical Journal* 38 (5), 1142–1148.

## ANNEXE A – Paramètre de l'équation de Leo (2004)

À la section 2.3.3.2, on retrouve l'équation suivante (2.31) décrite ainsi :

$$u_{(r,z,T_h)} = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{4u_0}{(2n+1)\pi\Omega_n} e^{-8T_h/v_n} [c_{1n}I_0(\mu_n r) + c_{2n}K_0(\mu_n r) + 1] \sin\omega_n z \quad (\text{A. 81})$$

Cette annexe présente les valeurs des différents coefficients de substitution présents dans cette équation (telles que présentées par Leo (2004)).

$$v_n = \frac{2}{\mu_n^2 r_e^2} \Omega_n \quad (\text{A. 82})$$

$$\mu_n^2 = \frac{k_v}{k_h} \omega_n^2 \quad (\text{A. 83})$$

où  $k_v$  et  $k_h$  représentent la conductivité hydraulique du sol dans les directions verticale et horizontale (m/s).

$$\omega_n = \frac{(2n+1)\pi}{2H} \quad (\text{A. 84})$$

où  $H$  (m) est l'épaisseur du sol (figure 2.6).

$$\Omega_n = \frac{2c_{1n}[\mu_n r_e I_1(\mu_n r_e) - \mu_n r_s I_1(\mu_n r_s)] - 2c_{2n}[\mu_n r_e K_1(\mu_n r_e) - \mu_n r_s K_1(\mu_n r_s)]}{\mu_n^2(r_e^2 - r_s^2)} + 1 \quad (\text{A. 85})$$

Les paramètres  $r_e$  et  $r_s$  sont le rayon d'influence et de la zone de transition respectivement définis à la figure 2.6. Dans l'équation A.5,  $I_1$  et  $K_1$  sont des fonctions modifiées de Bessel de premier et deuxième types respectivement, d'ordre 1. Les autres paramètres requis sont :

$$c_{1n} = \frac{K_1(\mu_n r_e)}{\Delta_n} \quad (\text{A. 86})$$

$$c_{2n} = \frac{I_1(\mu_n r_e)}{\Delta_n} \quad (\text{A. 87})$$

$$\Delta_n = -\alpha_n K_1(\mu_n r_e) - \beta_n I_1(\mu_n r_e) \quad (\text{A. 88})$$

$$\alpha_n = I_0(\mu_n r_s) - I_1(\mu_n r_s) \phi_n \quad (\text{A. 89})$$

$$\beta_n = K_0(\mu_n r_s) - K_1(\mu_n r_s) \phi_n \quad (\text{A. 90})$$

$$\phi_n = \mu_n r_s \left\{ \frac{k_h}{k_s} \ln \left( \frac{r_s}{r_w} \right) + \frac{2}{r_w^2 k_w} \frac{k_h}{\omega_n^2} \frac{1}{\omega_n^2} \right\} \quad (\text{A. 91})$$

où  $r_w$  est le rayon du drain et  $k_s$  est la conductivité hydraulique de la zone de transition défini à la figure 2.6.

## ANNEXE B – Résultats supplémentaires d'analyse numérique d'un modèle d'un parc à résidus

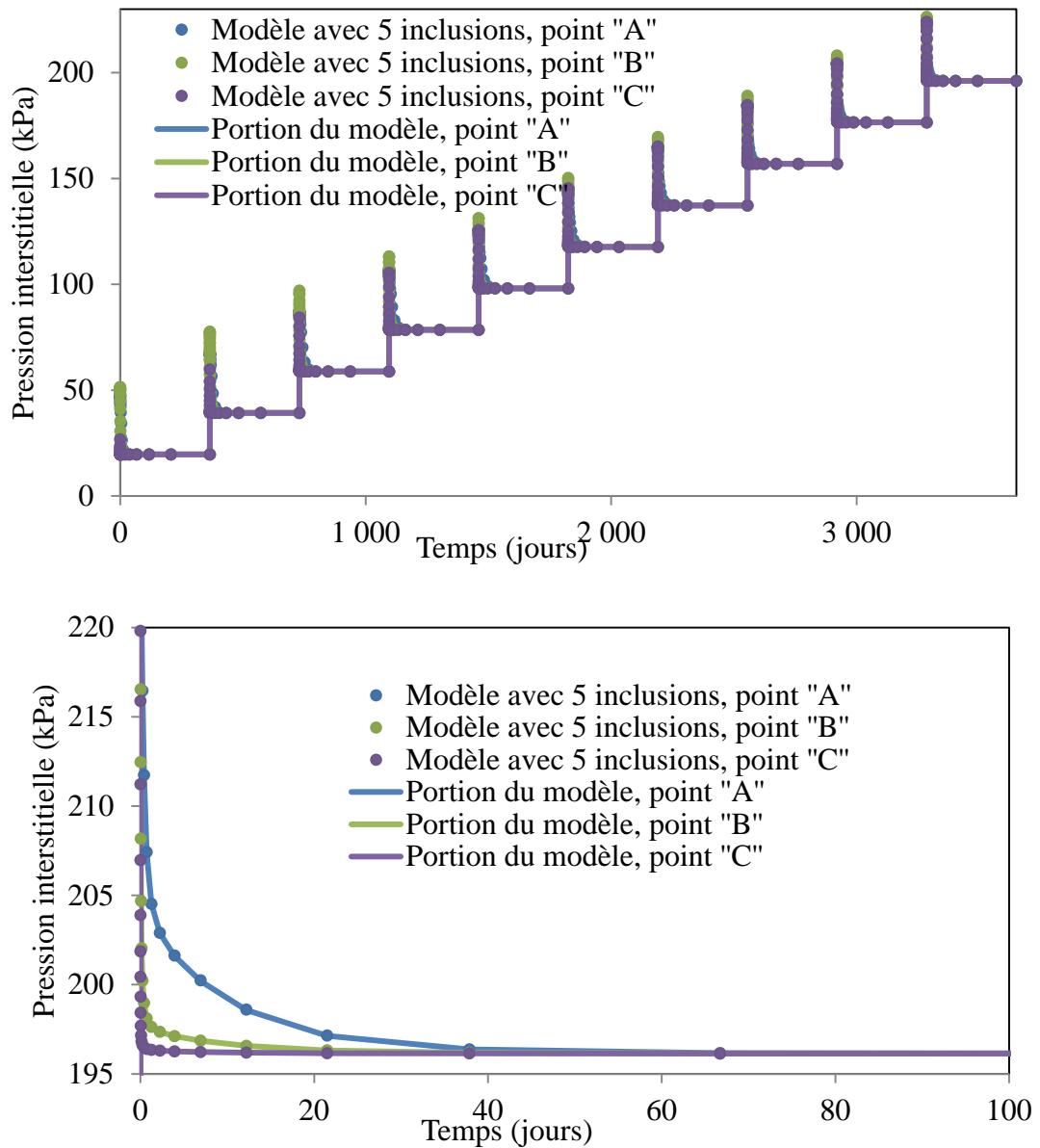


Figure A.1: Évolution de la pression interstitielle aux points A, B et C pour les deux modèles des cas Q<sub>1</sub> et R<sub>1</sub>, i.e. modèle avec cinq inclusions et modèle d'une portion d'un parc à résidus : a) la totalité des séquences de remplissage, b) après l'ajout de la 10<sup>ème</sup> couche.

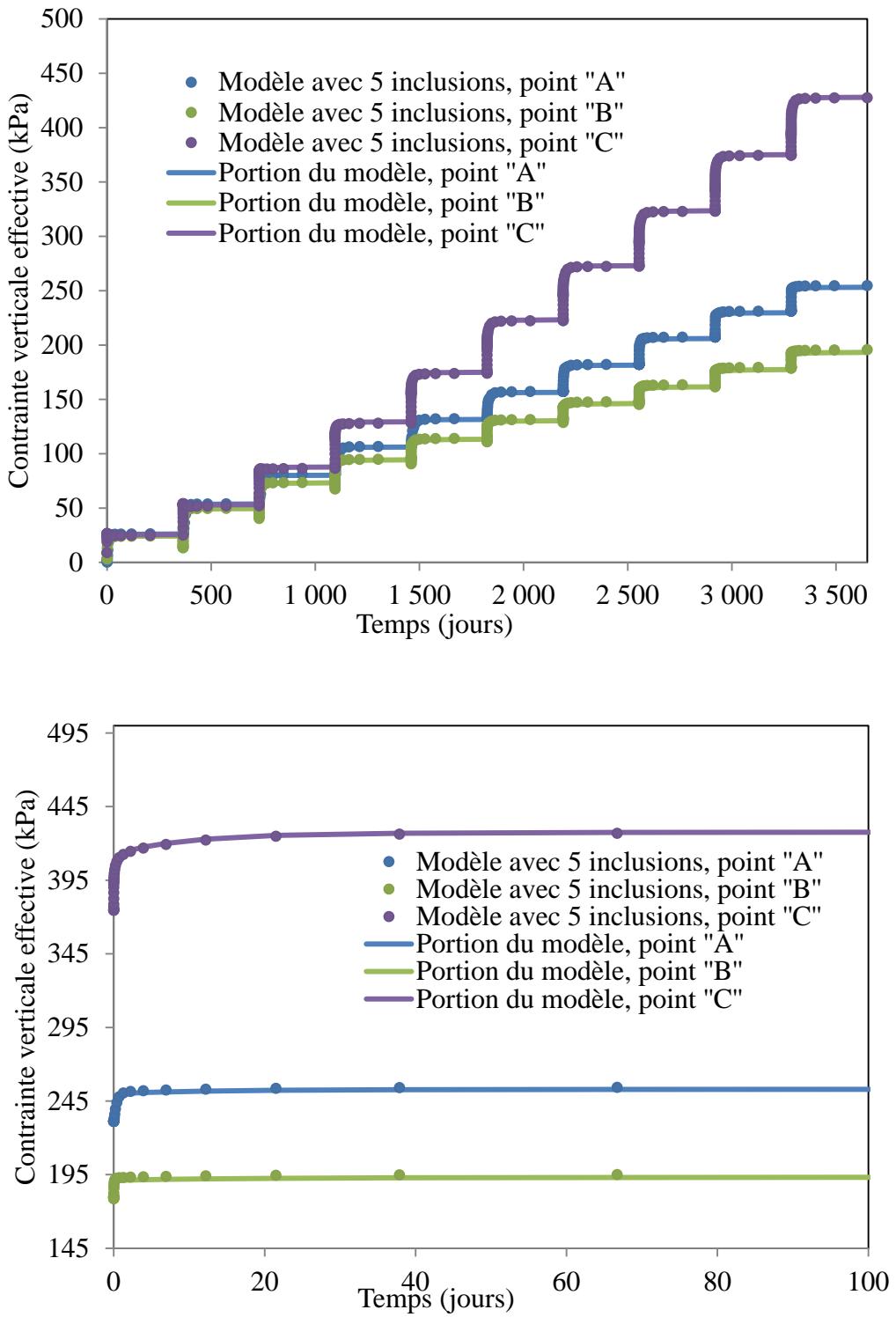


Figure A.2: l'évolution de la contrainte verticale effective aux points A, B et C pour les deux modèles des cas Q<sub>1</sub> et R<sub>1</sub>, i.e. modèle avec cinq inclusions et modèle d'une portion d'un parc à résidus : a) la totalité des séquences de remplissage, b) après l'ajout de la 10<sup>e</sup> couche.

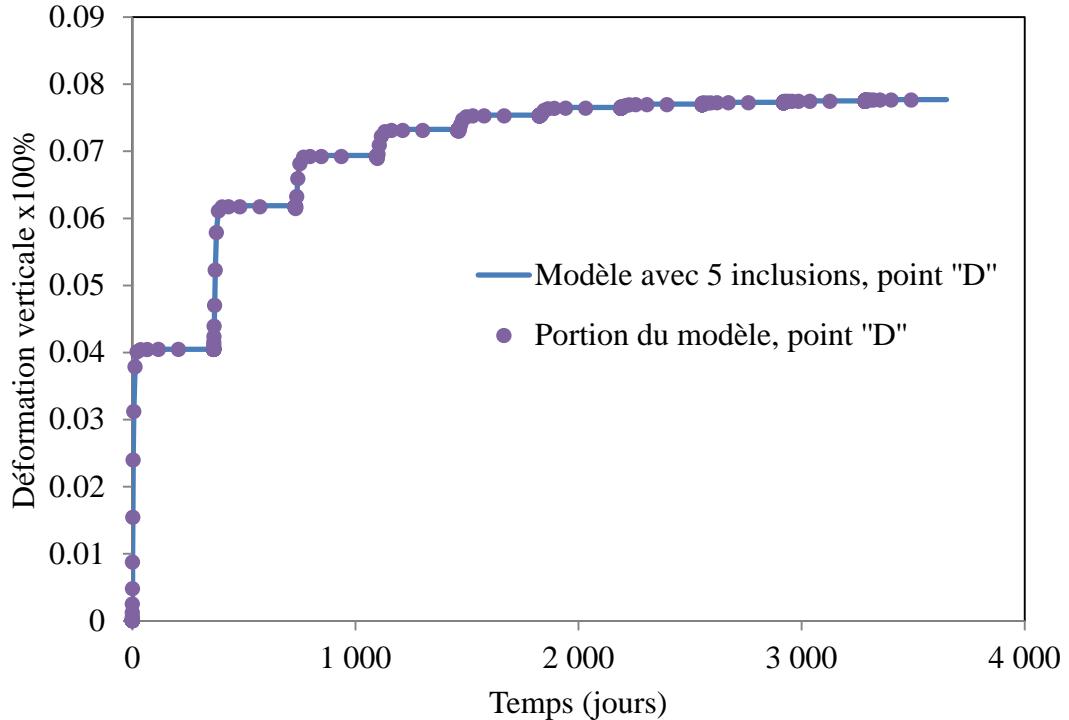


Figure A.3: Évolution de la déformation verticale  $\varepsilon_v$  au point D (au-dessus du point A, voir figure 4.3) pendant le remplissage selon les deux modèles des cas Q<sub>1</sub> et R<sub>1</sub>.

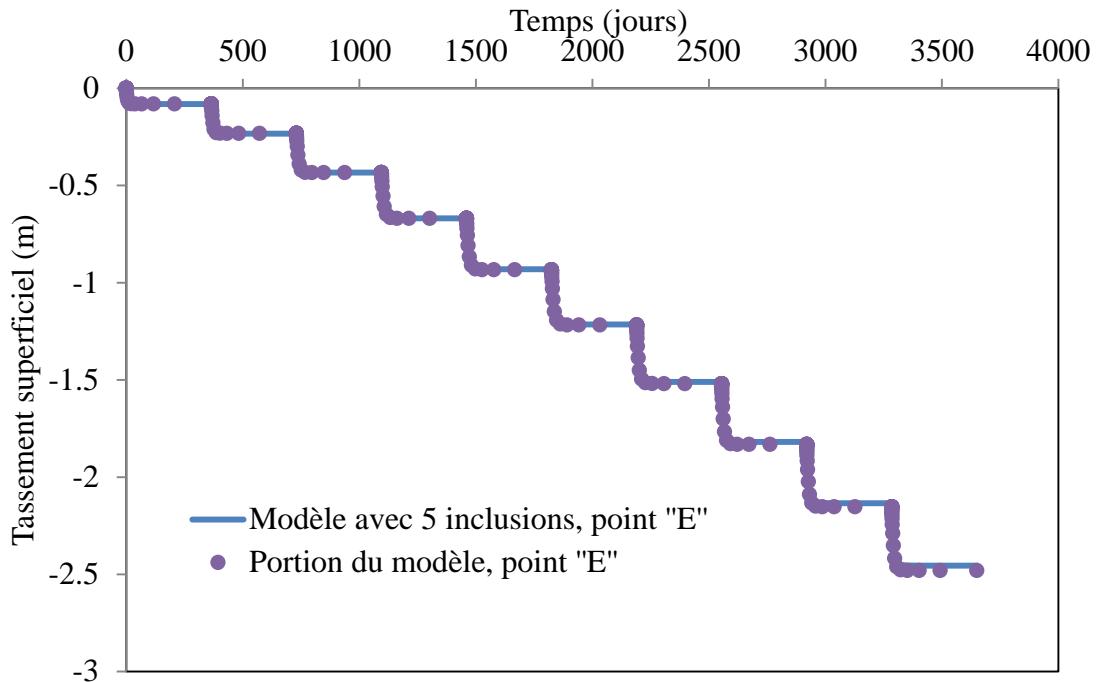


Figure A.4: Évolution du tassement superficiel au point E (voir figure 4.3) pendant le remplissage selon les deux modèles des cas Q<sub>1</sub> et R<sub>1</sub>.

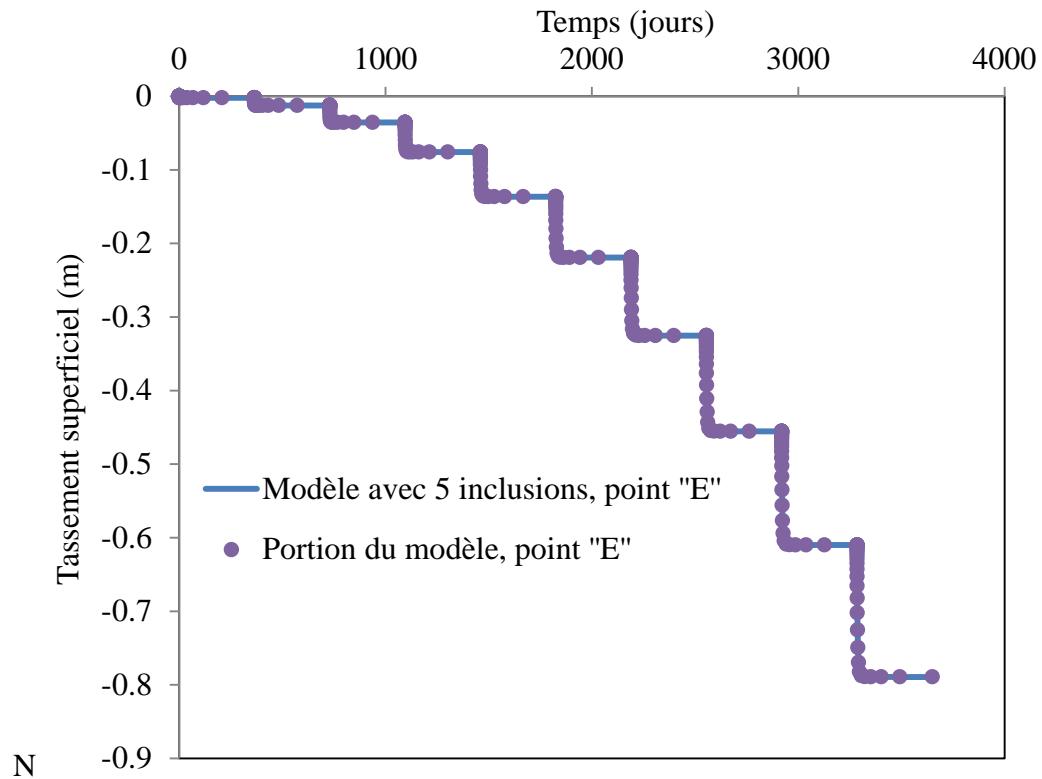
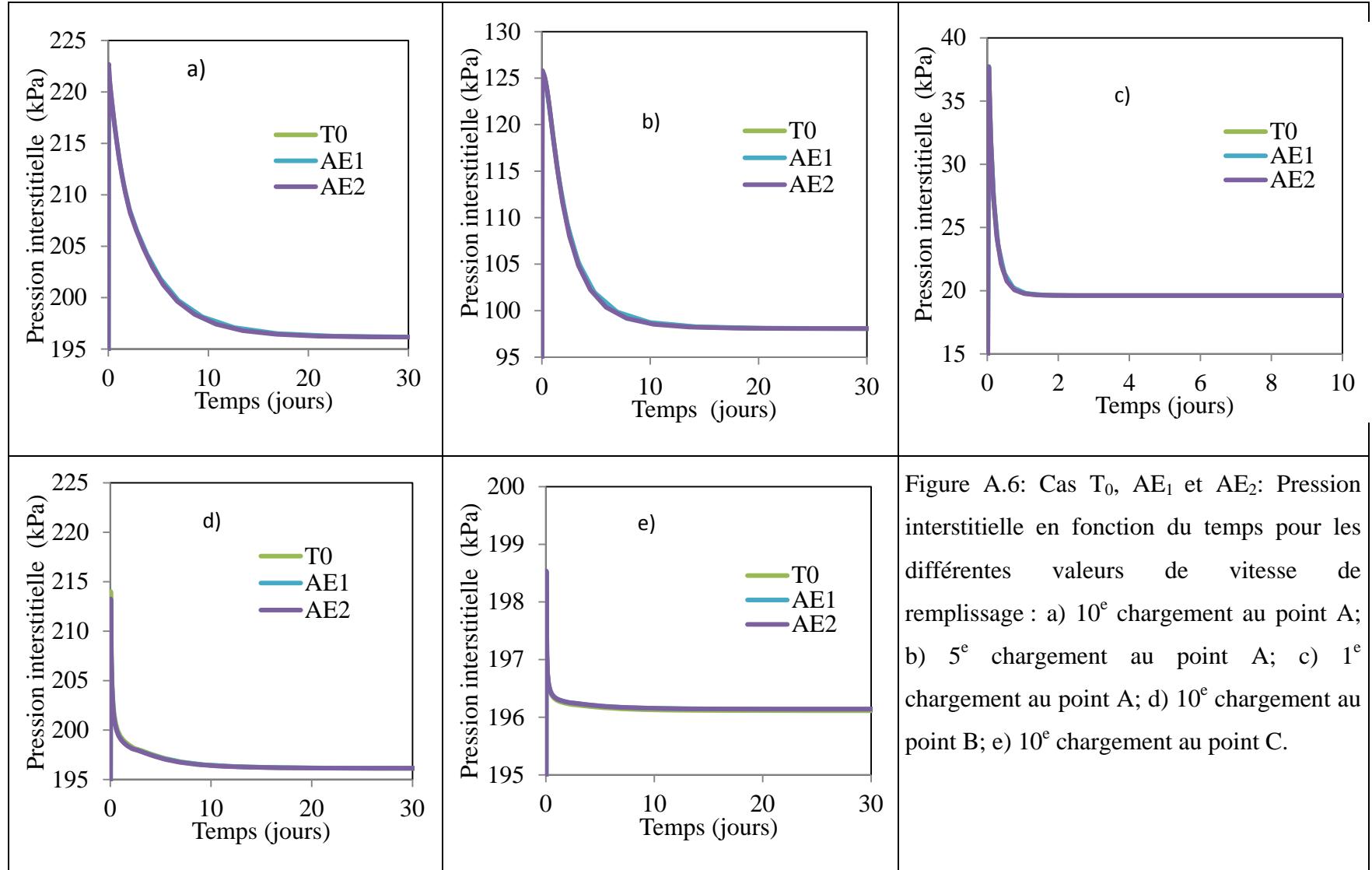
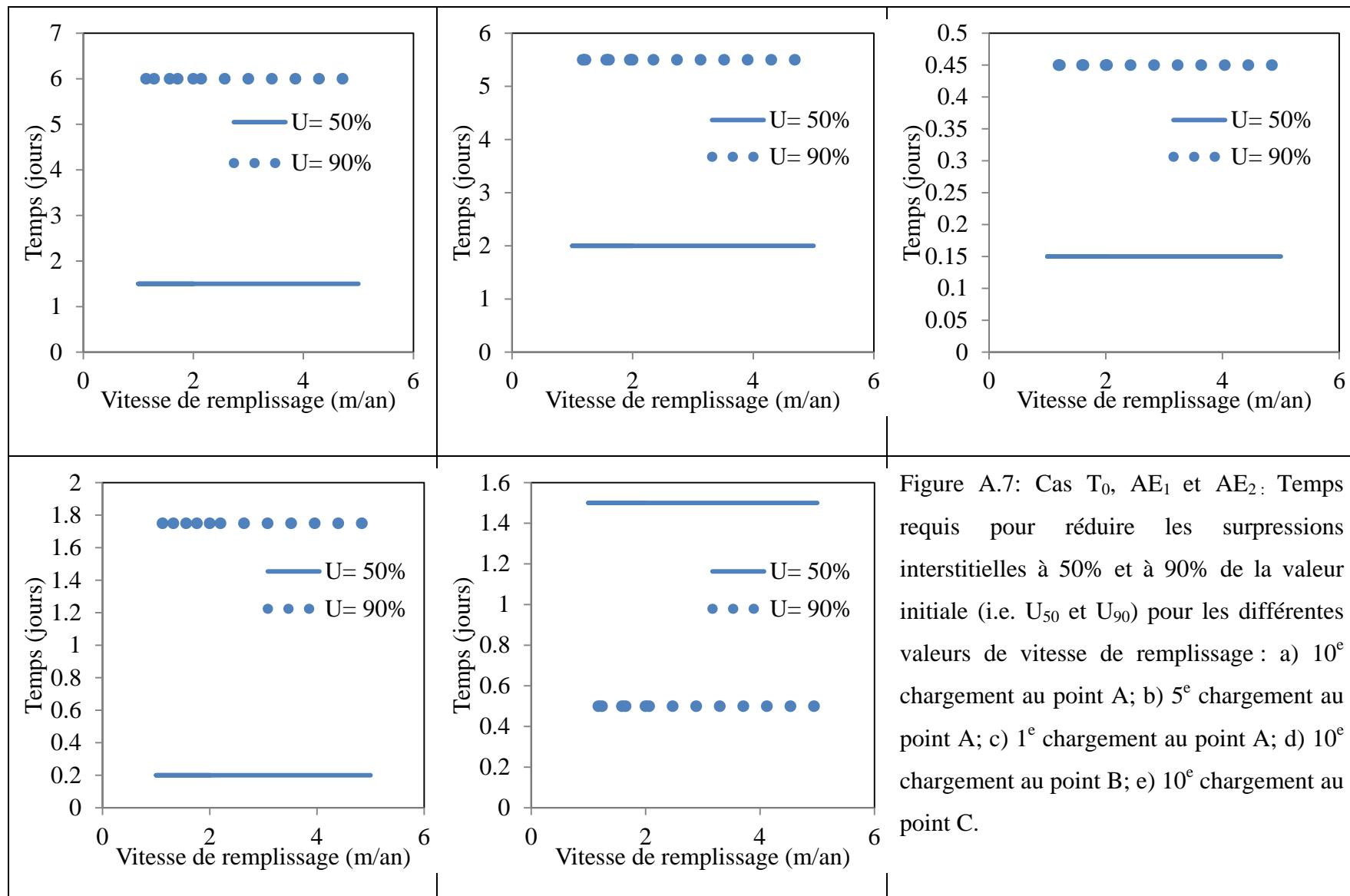


Figure A.5: Évolution du tassement superficiel au point E (voir figure 4.3) pendant le remplissage selon les modèles des cas Q<sub>2</sub> et R<sub>2</sub>.

## ANNEXE C – Résultats supplémentaires de l'évaluation paramétrique





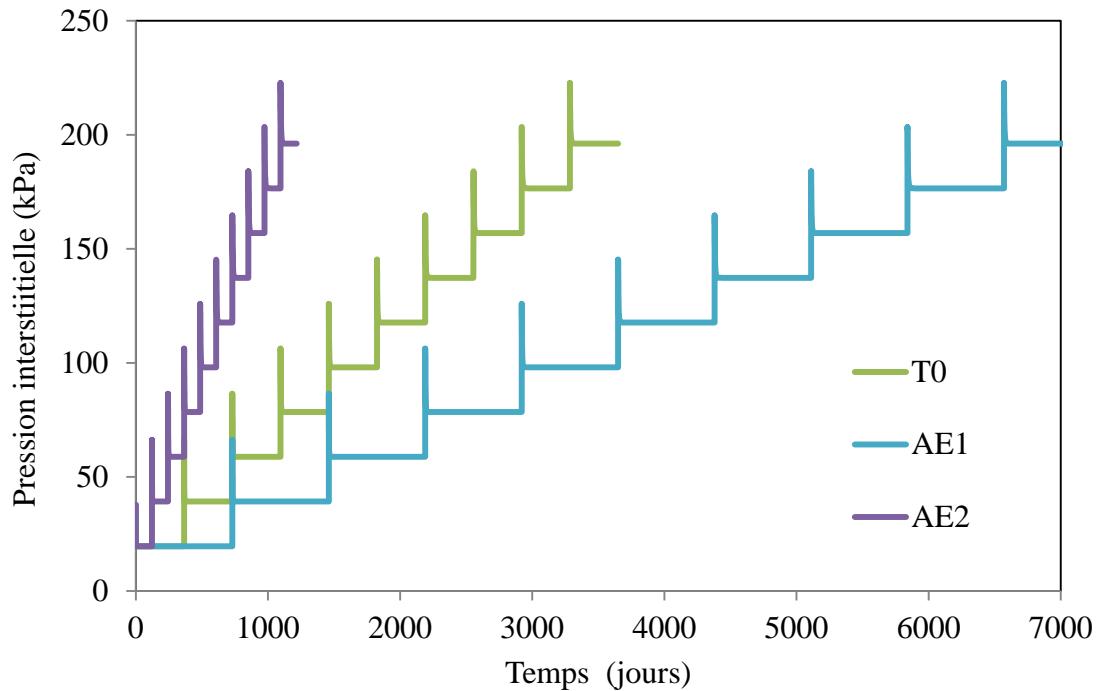


Figure A.8: Évolution de la pression interstitielle au point A pour différentes vitesses de remplissage du bassin.

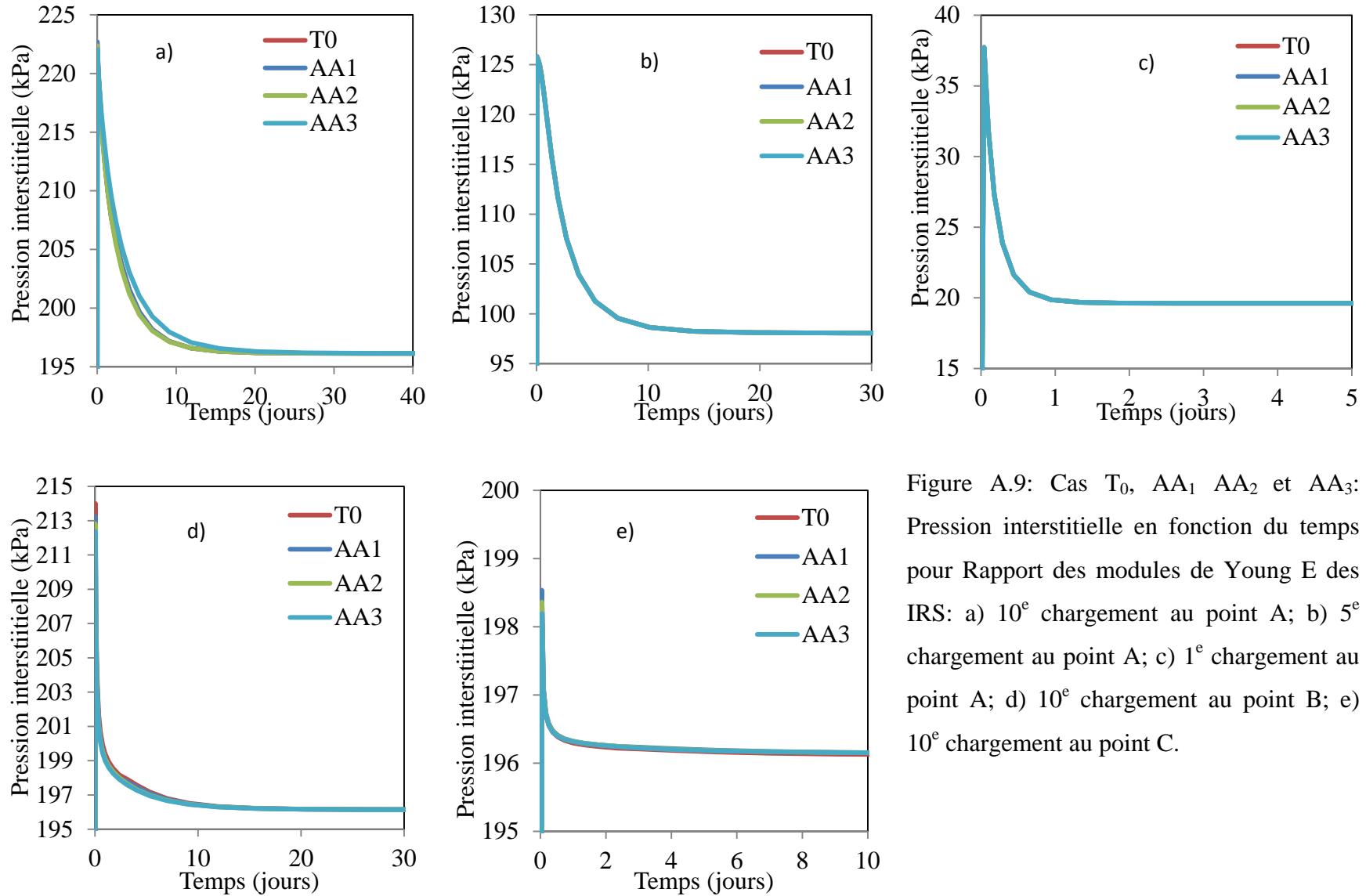


Figure A.9: Cas T<sub>0</sub>, AA<sub>1</sub> AA<sub>2</sub> et AA<sub>3</sub>: Pression interstitielle en fonction du temps pour Rapport des modules de Young E des IRS: a) 10<sup>e</sup> chargement au point A; b) 5<sup>e</sup> chargement au point A; c) 1<sup>e</sup> chargement au point A; d) 10<sup>e</sup> chargement au point B; e) 10<sup>e</sup> chargement au point C.

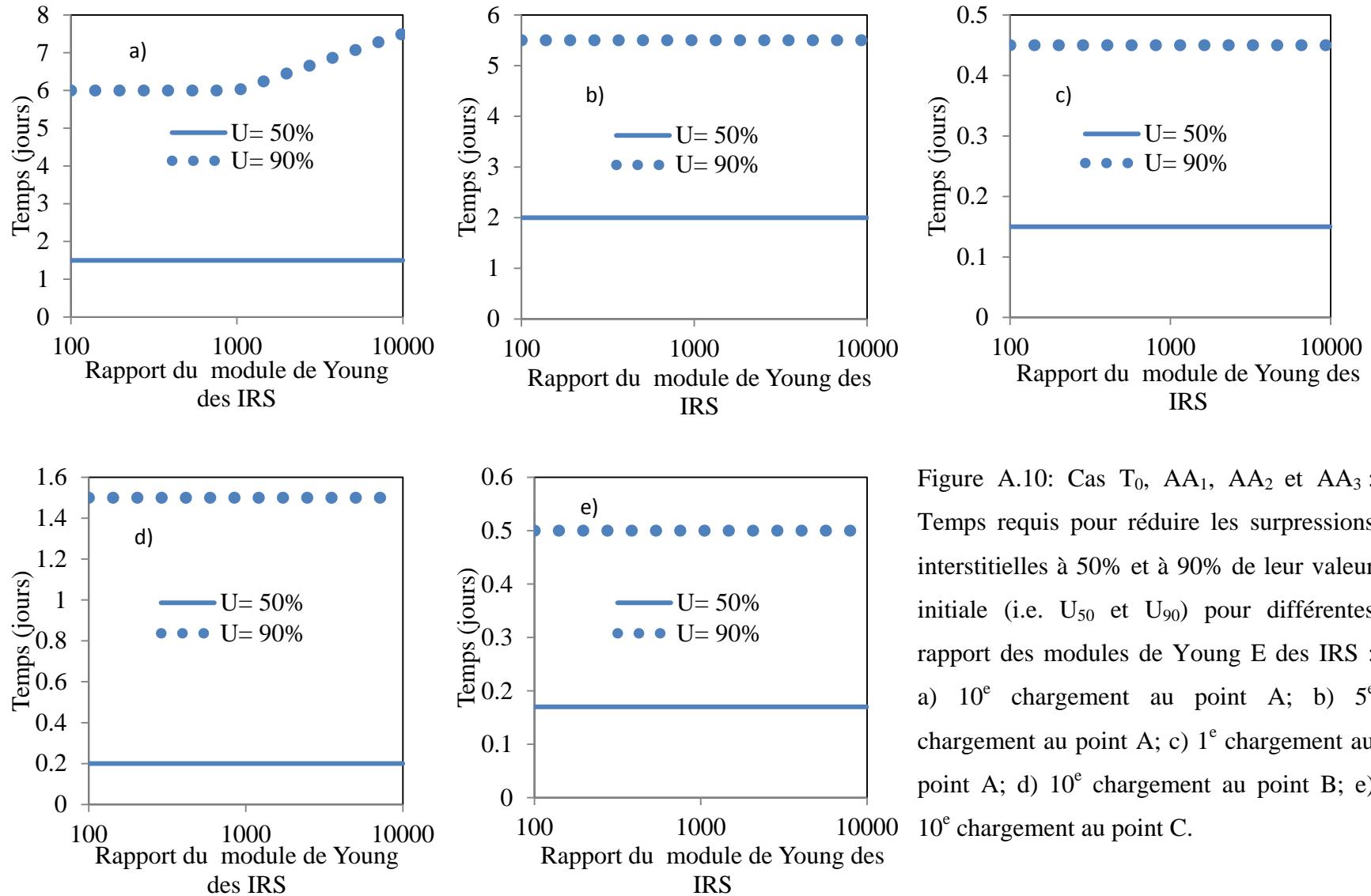


Figure A.10: Cas T<sub>0</sub>, AA<sub>1</sub>, AA<sub>2</sub> et AA<sub>3</sub> : Temps requis pour réduire les surpressions interstitielles à 50% et à 90% de leur valeur initiale (i.e. U<sub>50</sub> et U<sub>90</sub>) pour différentes rapport des modules de Young E des IRS : a) 10<sup>e</sup> chargement au point A; b) 5<sup>e</sup> chargement au point A; c) 1<sup>e</sup> chargement au point A; d) 10<sup>e</sup> chargement au point B; e) 10<sup>e</sup> chargement au point C.

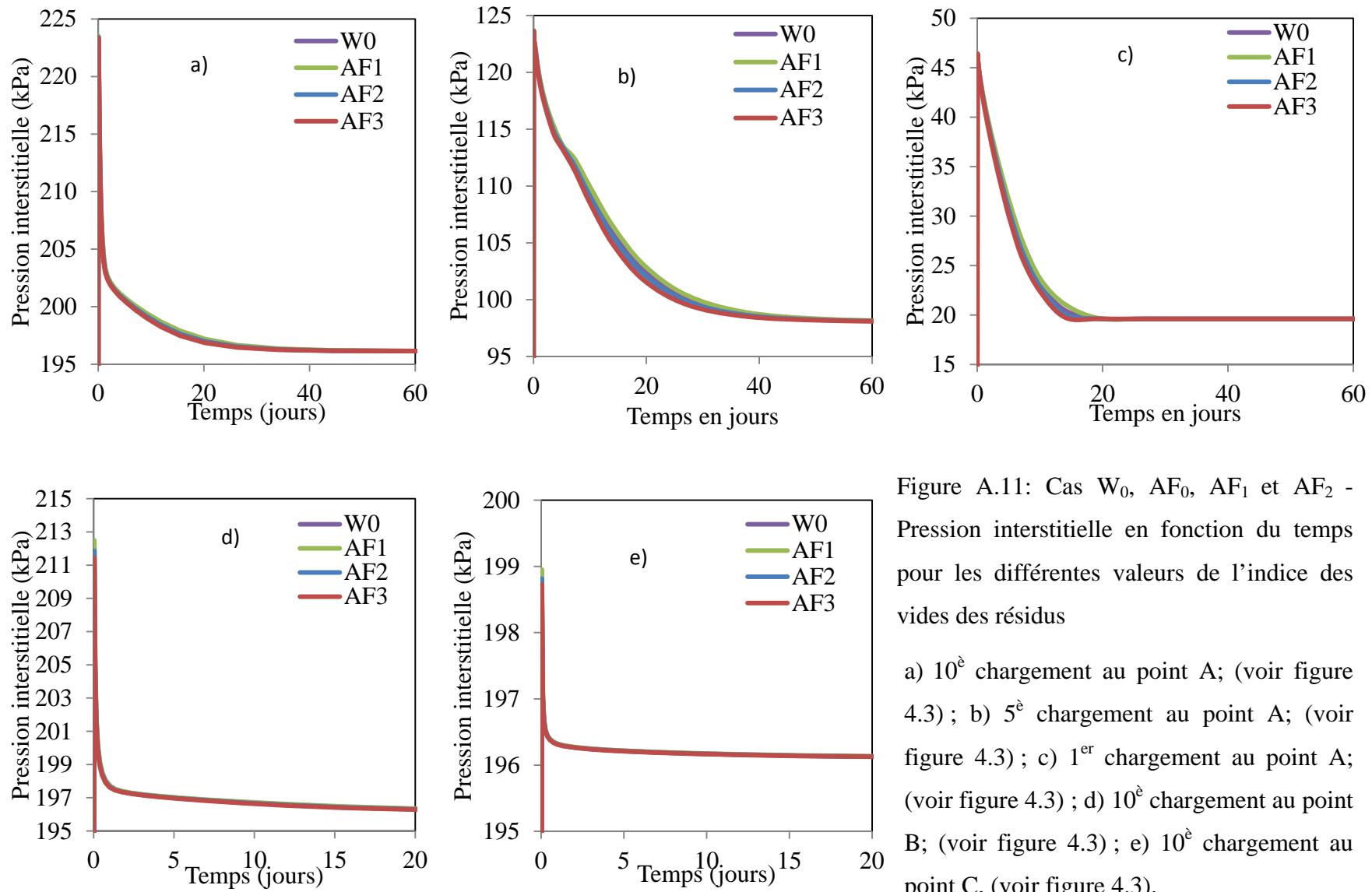


Figure A.11: Cas W<sub>0</sub>, AF<sub>0</sub>, AF<sub>1</sub> et AF<sub>2</sub> - Pression interstitielle en fonction du temps pour les différentes valeurs de l'indice des vides des résidus

a) 10<sup>è</sup> chargement au point A; (voir figure 4.3); b) 5<sup>è</sup> chargement au point A; (voir figure 4.3); c) 1<sup>er</sup> chargement au point A; (voir figure 4.3); d) 10<sup>è</sup> chargement au point B; (voir figure 4.3); e) 10<sup>è</sup> chargement au point C, (voir figure 4.3).

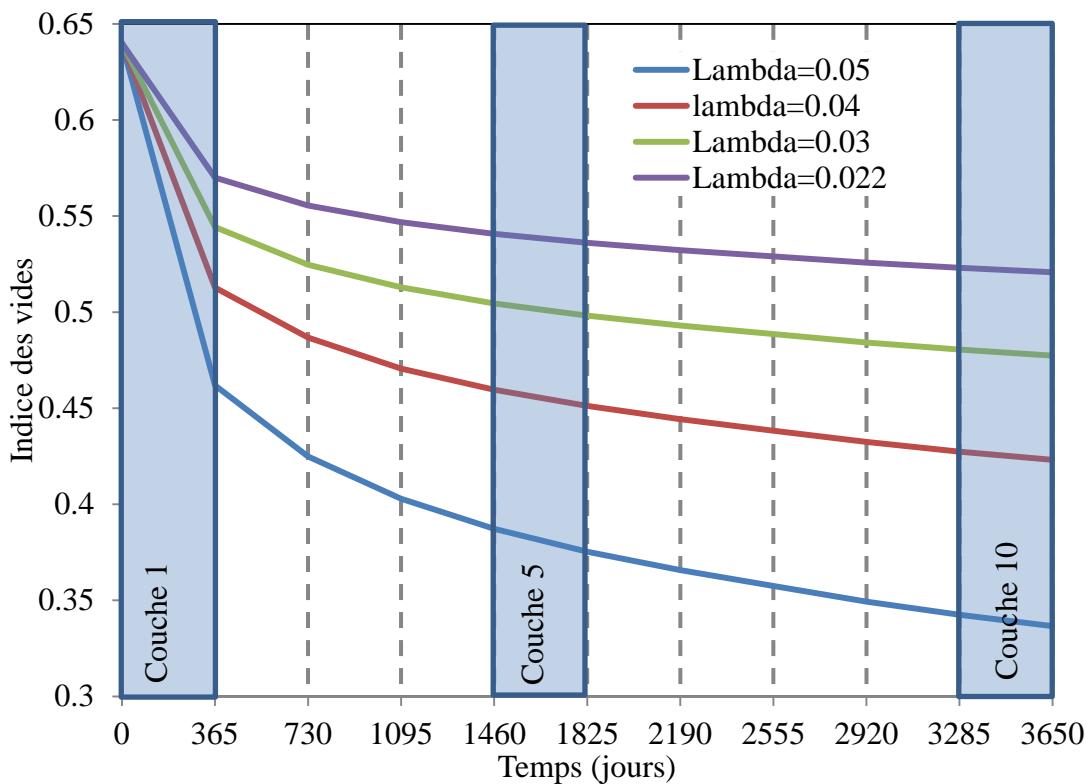


Figure A.12 : Indice des vides des résidus en fonction du temps pour différentes valeurs de lambda au point A.