

**Rapport
13R-016/A3**

16 septembre 2013

StocaMine

*A l'attention de
Alain ROLLET et
Jacky ROMAN*

**Stockage de Wittelsheim. Étude de
l'évolution de la perméabilité du sel.**

*Auteur : CAMUSSO Marco
CATALANO Emanuele
Vérificateur : BILLAUX Daniel
Approbateur : BILLAUX Daniel*

ITASCA CONSULTANTS, S.A.S.

64, Chemin des Mouilles,
F-69134 ECULLY Cedex
Tel: 33 (0)4 72 18 04 20
Fax : 33 (0)4 72 18 04 21
Email : itasca@itasca.fr
Web site : www.itasca.fr



ITASCA
Consultants, s.a.s.

SUIVI DES MODIFICATIONS

| Version | Modifications | Date |
|----------------|--|--------------------------|
| A1 | Emission initiale | 11 juillet 2013 |
| A2 | Prise en compte des commentaires de StocaMine | 16 août 2013 |
| A3 | Ajout du commentaire sur le volume résiduel de vides à long terme dans les exploitations minières | 16 septembre 2013 |

Sommaire

| | | |
|--------|--|----|
| 1. | Références | 10 |
| 2. | Introduction | 11 |
| 3. | Comportement mecanique du sel..... | 13 |
| 4. | Loi de variation de la perméabilité du sel avec la contrainte | 15 |
| 4.1. | Eléments bibliographiques | 16 |
| 4.2. | La relation contrainte-perméabilité pour le site de Wittelsheim | 18 |
| 4.3. | Mesures de perméabilité du sel dans le site de StocaMine | 19 |
| 4.4. | Calage des paramètres de la loi perméabilité-contrainte..... | 25 |
| 4.4.1. | Géométrie des modèles | 25 |
| 4.4.2. | Conditions aux limites et initialisation des contraintes | 27 |
| 4.4.3. | Résultats des modèles de calage de la loi perméabilité-contrainte..... | 30 |
| 5. | Simulation de l'évolution de la perméabilité autour des barrages..... | 41 |
| 5.1. | Géométrie des barrages | 41 |
| 5.2. | Géométrie des modèles | 42 |
| 5.3. | Conditions aux limites et initialisation des contraintes..... | 44 |
| 5.4. | Modèles de comportement | 44 |
| 5.4.1. | Bentonite | 44 |
| 5.4.2. | Béton..... | 46 |
| 5.4.3. | Havrit de sel..... | 47 |
| 5.5. | Interfaces | 48 |
| 5.6. | Etapas de la modélisation | 49 |
| 5.7. | Résultats des simulations..... | 50 |
| 5.7.1. | Tunnel simple | 51 |
| 6. | Conclusions | 64 |
| 7. | Annexes | 66 |
| 7.1. | Annexe A : Barrage double situé au droit du site de mesure T2-2..... | 67 |
| 7.2. | Annexe B : Barrage double situé au droit du site de mesure T2-4 | 76 |

Liste des figures

| | |
|---|----|
| Figure 4-1 : (a) Tortuosité des chemins d'écoulement – (b) Section représentative du réseau tel que $A_x / A = \text{porosity} = \Phi$ et $dl/dx = l/x = \tau$ [11]. | 17 |
| Figure 4-2 : Sites de mesure de la perméabilité [12]. | 20 |
| Figure 4-3 : Site T2-1. Position des forages et résultats des mesures de perméabilité [12]. | 20 |
| Figure 4-4 : Site T2-2. Position des forages et résultats des mesures de perméabilité [13]. | 21 |
| Figure 4-5 : Site T2-4. Position des forages et résultats des mesures de perméabilité [13]. | 21 |
| Figure 4-6 : Profils de perméabilité en fonction de la distance de l'excavation pour les forages situés en toit de la galerie [13]. | 22 |
| Figure 4-7 : Profils de perméabilité en fonction de la distance de l'excavation pour les forages situés en mur de la galerie [13]. | 23 |
| Figure 4-8 : Profils de perméabilité en fonction de la distance de l'excavation pour les forages réalisés à partir des parois verticales de la galerie [13]. | 23 |
| Figure 4-9 : Profils de perméabilité en fonction de la distance de l'excavation pour les forages réalisés à partir des coins de la galerie dans la zone du pilier (cas de galeries doubles) [13]. | 24 |
| Figure 4-10 : Modèle 2D d'une galerie d'accès simple. | 26 |
| Figure 4-11 : Modèle 2D d'une galerie d'accès simple. Vue zoomée sur la zone d'excavation. | 26 |
| Figure 4-12 : Modèle 2D d'une galerie d'accès double. | 26 |
| Figure 4-13 : Zones au-dessus des sites de mesure de la perméabilité utilisées pour déterminer l'évolution des contraintes verticales au cours du temps. | 27 |
| Figure 4-14 : Evolution des contraintes verticales avec le temps sur une période de 5000 ans, 20 m au-dessus des sites de mesure de la perméabilité. | 28 |
| Figure 4-15 : Profondeurs au droit du site de stockage. | 29 |
| Figure 4-16 : Variation de volume finale (après 5000 ans) dans les éléments représentant le niveau d'exploitation inférieur datant des années 40 et 60. | 29 |
| Figure 4-17 : Module de Young final (en MPa – après 5000 ans) dans les éléments représentant le niveau d'exploitation inférieur datant des années 40 et 60. | 30 |
| Figure 4-18 : Site T2-1. Position des éléments volumiques utilisés pour le calcul de la perméabilité. | 31 |
| Figure 4-19 : Site T2-1. Intervalles de mesure de la perméabilité. | 31 |
| Figure 4-20 : Site T2-2. Position des éléments volumiques utilisés pour le calcul de la perméabilité. | 31 |
| Figure 4-21 : Site T2-2. Intervalles de mesure de la perméabilité. | 32 |
| Figure 4-22 : Site T2-4. Position des éléments volumiques utilisés pour le calcul de la perméabilité. | 32 |
| Figure 4-23 : Site T2-4. Intervalles de mesure de la perméabilité. | 32 |
| Figure 4-24 : Loi de variation de la perméabilité avec la variation de la contrainte moyenne du sel. | 34 |

| | |
|---|----|
| Figure 4-25 : Site T2-1. Comparaison entre les perméabilités expérimentales et celles obtenues avec Flac3D après 10 ans de fluage. | 35 |
| Figure 4-26 : Site T2-2. Comparaison entre les perméabilités expérimentales et celles obtenues avec Flac3D après 10 ans de fluage. | 37 |
| Figure 4-27 : Site T2-4. Comparaison entre les perméabilités expérimentales et celles obtenues avec Flac3D après 10 ans de fluage. | 39 |
| Figure 4-28 : Site T2-1. Champ de perméabilité autour de l'excavation (échelle logarithmique)..... | 39 |
| Figure 4-29 : Site T2-2. Champ de perméabilité autour des excavations (échelle logarithmique)..... | 40 |
| Figure 4-30 : Site T2-4. Champ de perméabilité autour des excavations (échelle logarithmique)..... | 40 |
| Figure 5-1 : Position des barrages du site de Wittelsheim [15]...... | 41 |
| Figure 5-2 : Schéma de construction d'un barrage en bentonite [15]...... | 42 |
| Figure 5-3 : Géométrie du maillage du tunnel simple. | 43 |
| Figure 5-4 : Géométrie du barrage du tunnel simple. | 43 |
| Figure 5-5 : Géométrie du maillage du tunnel double. | 43 |
| Figure 5-6 : Géométrie du barrage du tunnel double. | 44 |
| Figure 5-7 : Résultats des essais triaxiaux sur la bentonite FS 40 [16]. | 45 |
| Figure 5-8 : Critère de résistance de Mohr-Coulomb pour les blocs de bentonite FS 40 [16]...... | 45 |
| Figure 5-9 : Courbe d'évolution du module du béton C25/30. | 47 |
| Figure 5-10 : Evolution du module d'Young du havrit du barrage avec la porosité. | 48 |
| Figure 5-11 : Position des interfaces autour du barrage (pour simplicité de visualisation, seules les interfaces en partie gauche du barrage sont montrées)...... | 48 |
| Figure 5-12 : Position des « forages » utilisés pour suivre l'évolution de la perméabilité autour de l'excavation dans le cas du tunnel simple..... | 51 |
| Figure 5-13 : Position des « forages » utilisés pour suivre l'évolution de la perméabilité autour de l'excavation dans le cas du tunnel double. | 51 |
| Figure 5-14 : Champ de perméabilité dans une coupe verticale perpendiculaire à l'axe du tunnel à 10 ans (échelle logarithmique). | 52 |
| Figure 5-15 : Champ de perméabilité à 240 ans dans une coupe verticale perpendiculaire à l'axe du tunnel au niveau du noyau en bentonite (échelle logarithmique)..... | 52 |
| Figure 5-16 : Champ de perméabilité au niveau de l'axe du tunnel à 240 ans (échelle logarithmique). La figure de droite montre une vue zoomée sur l'excavation. | 53 |
| Figure 5-17 : Profils de la perméabilité le long du forage horizontal « Borehole 1 » pendant les 10 premières années. | 54 |
| Figure 5-18 : Profils de la contrainte moyenne le long du forage horizontal « Borehole 1 » pendant les 10 premières années..... | 54 |
| Figure 5-19 : Profils de la perméabilité le long du forage vertical supérieur « Borehole 2 » pendant les 10 premières années..... | 55 |

| | |
|--|----|
| Figure 5-20 : Profils de la contrainte moyenne le long du forage vertical supérieur « Borehole 2 » pendant les 10 premières années..... | 55 |
| Figure 5-21 : Profils de la perméabilité le long du forage vertical inférieur « Borehole 4 » pendant les 10 premières années..... | 56 |
| Figure 5-22 : Profils de la contrainte moyenne le long du forage vertical supérieur « Borehole 4 » pendant les 10 premières années..... | 56 |
| Figure 5-23 : Convergence verticale du tunnel au droit de la partie du barrage en bentonite, béton et havrit de sel. | 59 |
| Figure 5-24 : Convergence horizontale du tunnel au droit de la partie du barrage en bentonite, béton et havrit de sel. | 59 |
| Figure 5-25 : Evolution de la perméabilité sur 5000 ans le long du forage horizontal (« Borehole 1 »)..... | 60 |
| Figure 5-26 : Evolution de la contrainte moyenne sur 5000 ans le long du forage horizontal (« Borehole 1 »)..... | 60 |
| Figure 5-27 : Evolution de la perméabilité sur 5000 ans le long du forage vertical supérieur (« Borehole 2 »)..... | 61 |
| Figure 5-28 : Evolution de la contrainte moyenne sur 5000 ans le long du forage vertical supérieur (« Borehole 2 »)..... | 61 |
| Figure 5-29 : Evolution de la perméabilité sur 5000 ans le long du forage vertical inférieur (« Borehole 4 »)..... | 62 |
| Figure 5-30 : Evolution de la contrainte moyenne sur 5000 ans le long du forage vertical inférieur (« Borehole 4 »)..... | 62 |
| Figure 5-31 : Champ de la contrainte moyenne autour du barrage à 240 ans..... | 63 |
| Figure 7-1 : Champ de perméabilité dans une coupe verticale perpendiculaire à l'axe du tunnel à 10 ans (échelle logarithmique). | 67 |
| Figure 7-2 : Champ de perméabilité à 240 ans dans une coupe verticale perpendiculaire à l'axe du tunnel au niveau du noyau en bentonite (échelle logarithmique)..... | 67 |
| Figure 7-3 : Champ de perméabilité au niveau de l'axe du tunnel à 240 ans (échelle logarithmique). La figure de droite montre une vue zoomée sur l'excavation. | 67 |
| Figure 7-4 : Profils de la perméabilité le long du forage horizontal de droite « Borehole 1 » pendant les 10 premières années..... | 68 |
| Figure 7-5 : Profils de la contrainte moyenne le long du forage horizontal de droite « Borehole 1 » pendant les 10 premières années..... | 68 |
| Figure 7-6 : Profils de la perméabilité le long du forage vertical supérieur « Borehole 2 » pendant les 10 premières années..... | 69 |
| Figure 7-7 : Profils de la contrainte moyenne le long du forage vertical supérieur « Borehole 2 » pendant les 10 premières années..... | 69 |
| Figure 7-8 : Profils de la perméabilité le long du forage horizontal de gauche « Borehole 3 » pendant les 10 premières années..... | 70 |
| Figure 7-9 : Profils de la contrainte moyenne le long du forage horizontal de gauche « Borehole 3 » pendant les 10 premières années..... | 70 |
| Figure 7-10 : Profils de la perméabilité le long du forage vertical inférieur « Borehole 4 » pendant les 10 premières années..... | 71 |

Figure 7-11 : Profils de la contrainte moyenne le long du forage vertical supérieur « Borehole 4 » pendant les 10 premières années. 71

Figure 7-12 : Evolution de la perméabilité sur 5000 ans le long du forage horizontal de droite (« Borehole 1 »). 72

Figure 7-13 : Evolution de la contrainte moyenne sur 5000 ans le long du forage horizontal de droite (« Borehole 1 »). 72

Figure 7-14 : Evolution de la perméabilité sur 5000 ans le long du forage vertical supérieur (« Borehole 2 »). 73

Figure 7-15 : Evolution de la contrainte moyenne sur 5000 ans le long du forage vertical supérieur (« Borehole 2 »). 73

Figure 7-16 : Evolution de la perméabilité sur 5000 ans le long du forage horizontal de gauche (« Borehole 3 »). 74

Figure 7-17 : Evolution de la contrainte moyenne sur 5000 ans le long du forage horizontal de gauche (« Borehole 3 »). 74

Figure 7-18 : Evolution de la perméabilité sur 5000 ans le long du forage vertical inférieur (« Borehole 4 »). 75

Figure 7-19 : Evolution de la contrainte moyenne sur 5000 ans le long du forage vertical inférieur (« Borehole 4 »). 75

Figure 7-20 : Champ de perméabilité dans une coupe verticale perpendiculaire à l'axe du tunnel à 10 ans (échelle logarithmique). 76

Figure 7-21 : Champ de perméabilité à 240 ans dans une coupe verticale perpendiculaire à l'axe du tunnel au niveau du noyau en bentonite (échelle logarithmique). 76

Figure 7-22 : Champ de perméabilité au niveau de l'axe du tunnel à 240 ans (échelle logarithmique). La figure de droite montre une vue zoomée sur l'excavation. 76

Figure 7-23 : Profils de la perméabilité le long du forage horizontal de droite « Borehole 1 » pendant les 10 premières années. 77

Figure 7-24 : Profils de la contrainte moyenne le long du forage horizontal de droite « Borehole 1 » pendant les 10 premières années. 77

Figure 7-25 : Profils de la perméabilité le long du forage vertical supérieur « Borehole 2 » pendant les 10 premières années. 78

Figure 7-26 : Profils de la contrainte moyenne le long du forage vertical supérieur « Borehole 2 » pendant les 10 premières années. 78

Figure 7-27 : Profils de la perméabilité le long du forage horizontal de gauche « Borehole 3 » pendant les 10 premières années. 79

Figure 7-28 : Profils de la contrainte moyenne le long du forage horizontal de gauche « Borehole 3 » pendant les 10 premières années. 79

Figure 7-29 : Profils de la perméabilité le long du forage vertical inférieur « Borehole 4 » pendant les 10 premières années. 80

Figure 7-30 : Profils de la contrainte moyenne le long du forage vertical supérieur « Borehole 4 » pendant les 10 premières années. 80

Figure 7-31 : Evolution de la perméabilité sur 5000 ans le long du forage horizontal de droite (« Borehole 1 »). 81

| | |
|--|----|
| Figure 7-32 : Evolution de la contrainte moyenne sur 5000 ans le long du forage horizontal de droite (« Borehole 1 »). | 81 |
| Figure 7-33 : Evolution de la perméabilité sur 5000 ans le long du forage vertical supérieur (« Borehole 2 »). | 82 |
| Figure 7-34 : Evolution de la contrainte moyenne sur 5000 ans le long du forage vertical supérieur (« Borehole 2 »). | 82 |
| Figure 7-35 : Evolution de la perméabilité sur 5000 ans le long du forage horizontal de gauche (« Borehole 3 »). | 83 |
| Figure 7-36 : Evolution de la contrainte moyenne sur 5000 ans le long du forage horizontal de gauche (« Borehole 3 »). | 83 |
| Figure 7-37 : Evolution de la perméabilité sur 5000 ans le long du forage vertical inférieur (« Borehole 4 »). | 84 |
| Figure 7-38 : Evolution de la contrainte moyenne sur 5000 ans le long du forage vertical inférieur (« Borehole 4 »). | 84 |

Liste des tableaux

| | |
|---|----|
| Tableau 3-1 : Valeurs des paramètres du modèle du Norton [3]. | 14 |
| Tableau 3-2 : Caractéristiques élastiques du sel. | 14 |
| Tableau 4-1 : Contrainte moyenne initiale avant l’excavation des vides miniers et du stockage. | 30 |
| Tableau 4-2 : Paramètre calés au sel de Wittelsheim de la formulation de Stormont. | 33 |
| Tableau 5-1 : Propriétés de la bentonite FS 50. | 46 |
| Tableau 5-2 : Propriétés du béton C25/30. | 46 |
| Tableau 5-3 : Propriétés des interfaces. | 49 |

1. REFERENCES

- [1] INERIS, 2010. Etude géomécanique du stockage de StocaMine. Rapport d'étude N° DRS-10-108130-14273A.
- [2] INERIS, 2011. Etude hydrogéologique de l'ennoyage du site. Rapport d'étude N° DRS-10-108130-12810B.
- [3] ITASCA, 2013. Evaluation des flux potentiels de saumure contaminée à partir du stockage de Wittelsheim. Rapport d'étude N° 13R-001/A3.
- [4] HAMZA, R., 2005. Cicatrisation de la zone endommagée autour du tunnel dans les roches peu perméables. PhD Thesis. Ecole des Ponts ParisTech.
- [5] HOU, Z., 2003. Mechanical and hydraulic behavior of rock salt in the excavation disturbed zone around underground facilities. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 40 (5), pp. 725-738.
- [6] STORMONT, J. C.; DAEMEN, J. J. K., 1992. Laboratory study of gas permeability changes in rock salt during deformation. In: International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts. Pergamon. p. 325-342.
- [7] STORMON, J.C., DAEMEN, J.J.K., DESAI, C.S., Prediction of dilation and permeability changes in rock salt. International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. 15; pp. 545-569
- [8] STORMONT, J. C., 2001. Evaluation of salt permeability tests. Solution Mining Research Institute.
- [9] STORMONT, J. C., 1990, Gas permeability changes in rock salt during deformation. Ph. D. Thesis. Tucson, AZ. University of Arizona.
- [10] P. BEREST, B. BROUARD, V. DE GREEF, 2001. The influence of permeability and stress on spherical hollow salt samples. Salt permeability testing RFP 98-1-part 2.
- [11] WALSH, J. B., BRACE, W. F., 1984. The effect of pressure on porosity and the transport properties of rock. Journal of geophysical research, Vol. 89 (B11), pp. 9425-9431.
- [12] IBEWA. StocaMine, France – Determination of in situ permeability in the StocaMine – Preliminary results. Document IBeWa « KB_k-T2-1+2_IBeWa_170113.pdf ».
- [13] IBEWA. StocaMine, France – Determination of in situ permeability in the StocaMine – Preliminary results. Document IBeWa « ZB_k-T2-4_IBeWa_250313.pdf ».
- [14] STOCAMINE. « Stockage de Wittelsheim. Étude de l'évolution de la perméabilité du sel». Courrier du 21 mai 2013.
- [15] ERCOSPLAN, 2013. Conceptual design for dam constructions and partial backfill for the isolation of the StocaMine underground waste disposal site. Follow-up report N° EGB 07-042N01.
- [16] IFG, 2011. Results from interface laboratory experiments. - Interims report - FORGE Report D3.09 – draft version (31. August 2011), 33 pp.
- [17] AFNOR (1992). Eurocode 2 "Calcul des structures en béton" et Document d'Application Nationale. Normalisation Française. 1992, NF P18 – 711.

2. INTRODUCTION

Dans le cadre des études pour la fermeture définitive du stockage de déchets ultimes de Wittelsheim, la société StocaMine a chargé ITASCA Consultants SAS (ITASCA) d'évaluer les flux potentiels de saumure contaminée à partir du stockage, à long terme, pour plusieurs solutions de confinement des déchets.

Le stockage de déchets ultimes de Wittelsheim a reçu environ 42000 tonnes entre 1999 et 2003. Ces déchets sont surtout constitués par des résidus d'incinération (47%) et par des déchets arséniés, amiantes et terres polluées (36%). L'activité de stockage a été interrompue à cette date suite à l'incendie d'un bloc de stockage, et le stockage est resté en l'état. Un peu plus de la moitié de la longueur de galeries excavées est remplie de déchets, le reste étant vide. Dans le cadre de la liquidation de la société StocaMine, des études sur le devenir de ces déchets ont été menées. L'une des alternatives est le confinement des déchets sur place pour une durée indéterminée. Les travaux déjà réalisés – pour la plupart par l'INERIS ([1], [2]), à la demande de StocaMine – ont permis de focaliser les études sur le phénomène des venues d'eau existant dans la mine, en provenance de l'aquifère sus-jacent. Ce phénomène semble le plus à même de compromettre l'intégrité parfaite du stockage.

Une première évaluation du délai d'envoyage du stockage et des conséquences de cet envoi sur l'établissement d'un flux de saumure contaminée vers la nappe d'Alsace a été réalisée par ITASCA en début 2013 et a donné lieu à un rapport finalisé début mars 2013 [3]. Dans ce travail, le sel entourant les excavations était considéré comme imperméable, dans l'attente des résultats d'une campagne de mesure de perméabilité, réalisée par la société IBeWa Consulting. Dans ce cas, l'entrée ainsi que la sortie de la saumure polluée du stockage a été considéré comme ayant lieu seulement à travers les barrages en bentonite qui seront mis en place le long des tunnels d'accès pour isoler le stockage. L'étude a permis d'évaluer un flux sortant de mercure de 0.6 kg/an dans le cas le plus pessimiste (remplissage avec béton uniquement des blocs vides du stockage, débit maximal d'arrivée de la saumure de 105 000 m³/an) et de 0.45 kg/an dans le cas où des conditions plus réalistes de débit de remontée de la saumure au droit du stockage sont prises en compte (58 000 m³/an).

Comme les mesures de perméabilité du sel sont maintenant en passe d'être terminées, StocaMine a chargé ITASCA d'étudier l'évolution de la perméabilité du sel au voisinage de la galerie, à la fois dans l'espace et dans le temps. En effet, deux effets se contrecarrent : lors de l'excavation, ou si des ruptures ultérieures ont lieu, le sel proche est endommagé et peut voir sa perméabilité augmenter de manière importante. Mais une fois les barrages mis en place, la capacité de fluage du sel permet aux contraintes dans le sel endommagé d'augmenter à nouveau, et ce confinement produit une « cicatrisation » de la perméabilité.

L'approche utilisée dans cet objectif est en deux temps.

- Dans un premier temps, une étude bibliographique a été menée pour définir une loi de variation de la perméabilité du sel - préalablement endommagé par l'excavation - avec l'augmentation de la contrainte qu'il subit. La forme de la loi, ainsi que les bornes vraisemblables de variation des valeurs de ses paramètres, ont ainsi été tirées de la littérature. Une fois ces points acquis, les résultats de la campagne d'essai réalisée par IBeWa Consulting ont été utilisés pour caler les paramètres spécifiques au site de Wittelsheim.
- Dans un deuxième temps, la loi ainsi déterminée a permis de déterminer l'évolution de la perméabilité du sel avec le temps sur le long terme. Des modèles des tunnels simples et

doubles au droit des barrages ont été mis en œuvre en Flac3D. Les matériaux constituant les barrages ont été introduits dans les tunnels à partir d'un temps de fluage de 10 ans après la fin de l'excavation. L'évolution des contraintes dans le sel entourant le barrage a donc permis d'obtenir une prédiction des perméabilités vraisemblables près des parois de galeries avec le temps.

Après un bref rappel sur le comportement mécanique du sel utilisé dans le cadre de l'étude précédente (paragraphe 3), l'étude bibliographique de la loi perméabilité-contrainte ainsi que le calage de ses paramètres au site de Wittelsheim sont présentés au paragraphe 4. Le paragraphe 5 décrit l'étude de l'évolution de la perméabilité du sel autour des barrages, réalisée en combinant les résultats des modèles en termes des contraintes et la loi ainsi déterminée. Enfin, le paragraphe 6 constitue la conclusion de l'étude.

En ce qui concerne l'étude précédente, la prédiction des flux potentiels de saumure contaminée à partir du stockage était basée sur une approche progressive du problème, en veillant à choisir des hypothèses pénalisantes à chaque fois qu'une incertitude subsistait. Dans ce contexte, les données sur les propriétés mécaniques des déchets REFIOM et du béton de remplissage étant matériellement indisponibles, nous avons choisi des valeurs pénalisantes, c'est-à-dire produisant une surestimation des flux à très long terme. Suite à notre étude, StocaMine a fait réaliser des campagnes d'essais mécaniques sur ces deux matériaux. Ces nouvelles données ont mis en évidence une très forte porosité initiale (84 % pour les déchets et 69% pour le béton à l'échéance de 3 mois) ainsi que le comportement mécanique en termes de la courbe contrainte-déformation. Dans notre étude nous avons considéré une porosité initiale de 30% et 5% respectivement pour les déchets et le béton. Ces porosités beaucoup plus faibles pénalisent l'estimation du comportement. En effet, les vides existant tant dans le béton de remplissage que dans les déchets eux-mêmes constituent des « réservoirs » qui doivent être remplis par la saumure entrante avant que celle-ci puisse monter en pression et ressortir du stockage au travers des barrages. Les dates d'ennoyage du stockage et de sortie de la saumure calculées dans notre étude sont donc très probablement sous-estimées. A comportement mécanique égal des déchets et du béton, l'évolution naturelle du fluage du sel produit une réduction du flux sortant avec le temps. Le flux de matériaux pollué est donc non seulement plus tardif, mais aussi plus faible que celui estimé au cours de l'étude.

3. COMPORTEMENT MECANIQUE DU SEL

Le comportement rhéologique du sel est caractérisé par :

- une aptitude au fluage plus ou moins importante qui se traduit par des déformations irréversibles (viscoplasticité), lesquelles se manifestent sous toute contrainte déviatorique et ne dépendent pas de la contrainte moyenne ;
- un seuil de déclenchement du fluage sous contrainte déviatorique qui est pratiquement nul (non mesurable) ;
- une vitesse des déformations différées qui augmente, d'une manière non linéaire, avec la contrainte déviatorique, l'humidité et la température ;
- un seuil d'endommagement qui dépend de la contrainte moyenne ainsi que du déviateur, au-delà duquel le sel se fissure et la vitesse de fluage accélère (fluage tertiaire).

D'après les études de plusieurs auteurs (dont une liste est répertoriée en [1]), deux principaux modèles rhéologiques ont été proposés pour le comportement viscoplastique (fluage) de ce matériau : le modèle de Lemaitre et le modèle de Norton. Les deux modèles diffèrent en ce qui concerne l'évolution du fluage avec le temps pour un état de contraintes constant. Dans le cas du modèle de Lemaitre, le fluage ralentit avec le temps et son évolution est exprimée par une loi de puissance du temps. Au contraire le modèle de Norton considère qu'au-delà d'une phase transitoire de courte durée, le fluage atteint un régime stationnaire (évolution linéaire), à partir duquel seul un changement de la sollicitation – par exemple la modification de la géométrie de l'excavation due au fluage lui-même – peut modifier la vitesse de fluage.

Compte tenu du fait que les convergences mesurées in situ sur une dizaine d'années dans le site de stockage StocaMine évoluent de manière quasi-linéaire avec le temps, les précédentes études réalisées par l'INERIS [1] et l'ITASCA [3] ont été faites en utilisant le modèle de Norton. De plus, comme l'objectif des études concerne essentiellement le moyen et long terme (et non la phase de creusement des ouvrages), seulement la partie décrivant le fluage stationnaire a été retenue dans le modèle rhéologique du sel :

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = A_s \exp \left(-\frac{K_s}{T} \frac{\sigma_{eff}^{n_s}}{\sigma_0} \frac{\partial \sigma_{eff}}{\partial \sigma_{ij}} \right) \quad (1)$$

avec :

- σ_{eff} : contrainte de Von Mises :

$$\sigma_{eff} = \sqrt{3J_2} = \sqrt{\frac{3}{2} \sigma_{ij}^d \sigma_{ij}^d} \quad (2)$$

ou J_2 est le deuxième invariant du tenseur de cisaillement effectif σ_{ij}^d ;

- A_s, K_s, n_s : constantes du modèle
- T : Température
- σ_0 : Contrainte de référence (1 MPa).

Dans la présente étude, le comportement du sel est simulé en considérant la loi de fluage de Norton, avec le jeu de paramètres précédemment calé par l'ITASCA pour la simulation du sel de Wittelsheim. La loi de Norton est directement implémentée dans le logiciel FLAC^{3D} avec un modèle de comportement nommé « two-component power law » dans lequel le tenseur de vitesse de fluage est calculé à partir de la formule suivante :

$$\dot{\epsilon}_{ij}^{vp} = \left(\frac{3}{2}\right) \dot{\epsilon}_{cr} \left(\frac{\sigma_{ij}^d}{\sigma_{eff}}\right) \quad (3)$$

Avec :

- $\dot{\epsilon}_{cr}$: la vitesse de fluage :

$$\dot{\epsilon}_{cr} = A \sigma_{eff}^{n_s} \quad (4)$$

- A et n_s : propriétés du sel, dérivées des valeurs du Tableau 3-1 :

$$A = A_s \exp \left(-\frac{K_s}{T} \right) \quad (5)$$

Le Tableau 3-1 résume l'ensemble des valeurs du modèle de Norton retenues pour le sel.

| Paramètre | Description | Valeur |
|----------------|---------------------------------|--------|
| A_s (1/jour) | Vitesse de référence | 0.015 |
| n_s | Exposant de contrainte | 4 |
| K_s (K) | Constante de la loi d'Arrhenius | 4700 |
| T (K) | Température | 308 |

Tableau 3-1 : Valeurs des paramètres du modèle du Norton [3].

Enfin, en ce qui concerne le comportement instantané du sel, un modèle élastique est pris en compte, dont les propriétés sont répertoriées dans le Tableau 3-2.

| Paramètre | Description | Valeur |
|-----------------------------|------------------------|--------|
| ρ (kg/m ³) | Masse volumique | 2160 |
| E (GPa) | Module de Young | 25 |
| ν | Coefficient de Poisson | 0.25 |

Tableau 3-2 : Caractéristiques élastiques du sel.

4. LOI DE VARIATION DE LA PERMEABILITE DU SEL AVEC LA CONTRAINTE

Les roches salifères sont souvent considérées capables de constituer une barrière étanche au passage d'un fluide, sous des pressions de confinement raisonnablement élevées. Cette propriété vient de leur structure cristalline, et d'une porosité très faible et « non-connectée », l'espace poreux étant constitué en grande partie de cavités non connectées entre elles. La première étude ITASCA de modélisation numérique du stockage de Wittelsheim [3] s'est d'ailleurs basée, faute de mesures, sur une telle hypothèse.

Cependant, cette imperméabilité n'est assurée que dans les conditions idéales d'une roche intacte. Lorsqu'une excavation est effectuée, il est obligatoire de considérer la présence d'une zone, qu'on définit souvent en littérature avec les acronymes EDZ (« Excavated Disturbed Zone ») ou DRZ (« Disturbed Rock Zone »), où les propriétés ne sont plus celles de la roche intacte.

Toute excavation, provoquant un déconfinement de la roche et une redistribution des contraintes, a comme conséquence un changement de sa structure, et en particulier de la structure de l'espace poreux, qui peut donner lieu à un réseau de fractures connectées. Cette variation détermine ainsi une variation des propriétés hydrauliques sur une zone (EDZ) dont l'ampleur est à évaluer à l'aide de mesures in-situ de perméabilité. La valeur de conductivité hydraulique peut augmenter de plusieurs ordres de grandeur dans cette zone par rapport aux zones non endommagées. Ce phénomène peut mettre en jeu la stabilité géologique et l'efficacité hydrogéologique des milieux de stockage.

Cependant, des études ont montré que le phénomène d'endommagement pouvait être compensé par la fermeture des fissures et/ou leur cicatrisation. A court terme, l'ouverture des fissures – et donc leur transmissivité - diminue par à un processus hydromécanique. Toutefois le matériau conserve la mémoire de l'existence de la fissure, qui peut être réactivée du fait par exemple d'une nouvelle modification de l'état de contrainte. A long terme un processus hydro chimique et hydro biochimique aboutit à la cicatrisation. Les fissures une fois cicatrisées ne sont plus un endroit préférentiel d'endommagement. Une analyse approfondie de ces phénomènes permettrait la mise au point de modèles capables de prédire l'évolution de l'EDZ au cours du temps, et de fournir des estimations de la perméabilité et son évolution [5].

La cicatrisation peut être due à une déformation viscoplastique ou à une recristallisation en présence de saumure [4]. Sous une pression de confinement l'effet de la fermeture des fissures est immédiat puis il progresse dans le temps pour aboutir à une cicatrisation. C'est un phénomène qui dépend de l'origine du matériau et du temps. Bérest et al. (2001) ont montré que, durant les essais réalisés sur des boules sphériques de sel, au début de chaque essai (charge isotrope constante), il y a une diminution de perméabilité durant plusieurs jours (10 jours dans le cas du sel de Bokeloh, en Allemagne, ou que de 3 jours pour le sel des Mine de potasse d'Alsace) [10]. Ou encore, Stormont et al. [6] ont observé que, sous une pression isotrope maintenue à une valeur de 14,5 MPa et en l'absence de saumure, la perméabilité peut diminuer de plus de 4 ordres de grandeur en moins de 24 heures. Il est prouvé que le début du processus de cicatrisation est observé même quand les pressions de pore et de cavité sont égales (pas d'écoulement de saumure à travers l'échantillon). Ceci confirme le fait que la cicatrisation est due plutôt à une forte contrainte de compression qu'à une cristallisation du sel à travers les chemins d'écoulements.

La mesure de la perméabilité est le moyen le plus efficace pour vérifier l'apparition de ces phénomènes et avoir une première idée sur le phénomène de cicatrisation. Toutefois, il y a plusieurs paramètres qui peuvent influencer la perméabilité : parmi eux, on peut citer la présence d'impuretés (anhydrite et roches argileuses détritiques), la fermeture plastique des micro-fissures et la densité et

la distribution de ces dernières [4]. Ceci est une bonne explication des raisons de la dispersion des résultats concernant la mesure de perméabilité pour des échantillons provenant du même site ou de sites différents.

Dans cette étude, on s'intéressera exclusivement aux augmentations et diminutions de la valeur de perméabilité, provoqués à court terme par le déconfinement de la roche suite à l'excavation des galeries du site de stockage de Wittelsheim, et à long terme par le réconfinement, dû à la fermeture des tunnels, et la restauration d'un état de contrainte proche de l'initiale. Les aspects liés au phénomène de cicatrisation seront négligés, d'une part à cause de la manque d'informations qui pourraient nous permettre de formuler des prévisions fiables sur l'évolution des propriétés hydrauliques de la roche, d'autre part parce que négliger ces aspects nous place évidemment à faveur de la sécurité.

Dans le paragraphe 4.1 l'approche classique de modélisation qui caractérise les études d'évolution de la perméabilité dans les roches sera présentée. La formulation d'une relation qui met en relation la perméabilité avec l'état de contrainte est proposée en paragraphe 4.2. Les mesures de perméabilité effectuées par la société IBeWa et le calage de paramètres numériques seront présentées en Paragraphe 4.3. Le calage lui-même est expliqué et commenté au paragraphe 4.4.

4.1. Eléments bibliographiques

Les variations de perméabilité sont la conséquence de la variation de la structure des pores. Celle-ci est à son tour un effet de la variation de l'état de contrainte et de sa redistribution. Le débit volumétrique q au travers d'une section rocheuse, sera fonction du gradient de pression dp/dl , selon l'expression suivante :

$$(q / A) = -(k / \mu)(dp / dl) \quad (6)$$

où A est l'aire de la section, k la perméabilité et μ la viscosité du fluide. Les modèles simplifiés que l'on peut trouver dans la littérature considèrent que les espaces poreux ont une distribution isotrope au sein d'un échantillon de roche, et que donc toutes les sections que l'on peut considérer ont statistiquement la même structure porale. De plus, ils font l'hypothèse que l'ensemble des conduites participe au processus d'écoulement.

Le long d'une conduite (Figure 4-1), la vitesse moyenne du fluide peut s'exprimer comme [11] :

$$v_l = -\left(\frac{m^2}{b\mu}\right)\left(\frac{dp}{dl}\right) \quad (7)$$

où m est le rayon hydraulique, défini comme le rapport entre le volume de la conduite (supposée saturée) et sa surface mouillée, b est une constante qui dépend de la forme des pores, (dp/dl) le gradient de pression. Un terme exprimant la tortuosité moyenne des chemins d'écoulement est ensuite introduit :

$$\tau = dl / dx \quad (8)$$

où dl représente la longueur effective de la conduite tandis que dx est sa longueur apparente (distance entre ses extrémités dans la direction moyenne du chemin d'écoulement, voir Figure 4-1). On peut donc écrire :

$$\left(\frac{dp}{dl}\right) = \left(\frac{1}{\tau}\right)\left(\frac{dp}{dx}\right) \quad (9)$$

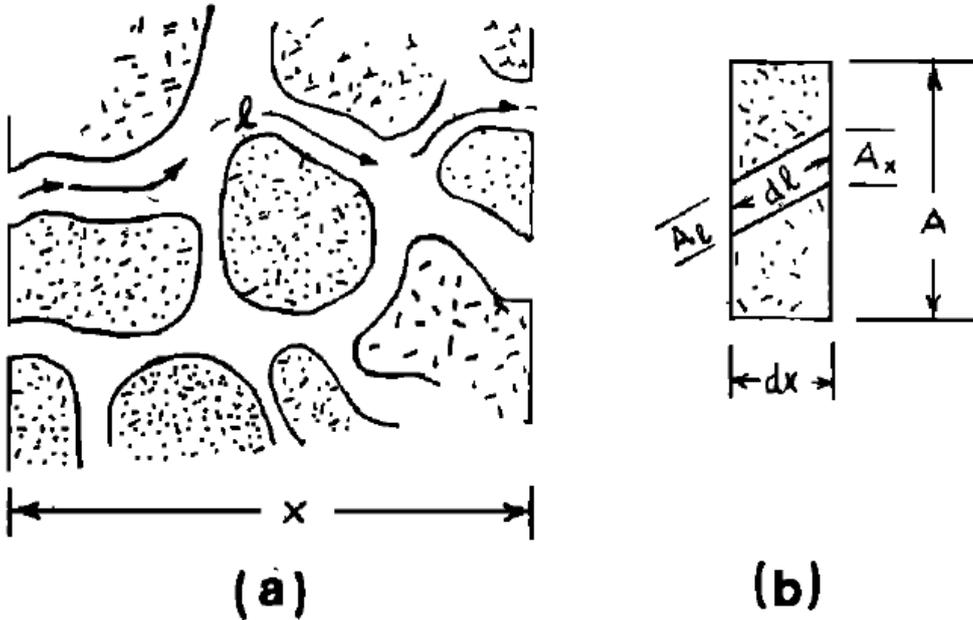


Figure 4-1 : (a) Tortuosité des chemins d'écoulement – (b) Section représentative du réseau tel que $A_x / A = \text{porosity} = \Phi$ et $dl/dx = l/x = \tau$ [11].

Le flux total de fluide au travers de la conduite sera donc :

$$q = v_l A_l \quad (10)$$

où A_l est la section effective de la conduite (Figure 4-1, on aura donc $A_l = A_x / \tau$).

On peut donc réécrire l'équation (6 en combinant les équations (8, (9 et (10 :

$$k = \left(\frac{m^2}{b}\right)\left(\frac{A_l}{A}\right)\left(\frac{1}{\tau}\right) \quad (11)$$

Ce modèle d'écoulement est connu comme « *equivalent channel model* » [11]. Stormont, 1990, a repris ce modèle et réécrit cette équation sous forme compacte :

$$k = \frac{m^2 \phi^t}{b} \quad (12)$$

où Φ est la porosité ($\phi = A_x / A$) et t est un nouveau paramètre, qui tient compte de la tortuosité du chemin d'écoulement.

Pour arriver à établir une relation entre la déformation du milieu rocheux et la perméabilité, Stormont [6] fait ensuite l'hypothèse d'égalité entre la porosité et la déformation volumique :

$$d\phi = \varepsilon_v \quad (13)$$

Le rayon hydraulique m est aussi mis en relation avec un terme de contrainte, en considérant que l'ouverture d'une microfissure est une fonction non linéaire de la contrainte qui la génère. Finalement, on arrive à une expression qui met en relation la perméabilité et la contrainte [7] :

$$k = C\sigma_3^\lambda (\varepsilon_v)^t \quad (14)$$

où C est une constante, qui tient compte de la déformabilité des fissures et de la forme des pores, σ_3 est la contrainte principale minimale (transversale à la fissure), λ une variable qui tient compte de la non linéarité de la relation contrainte-ouverture des microfissures.

4.2. La relation contrainte-perméabilité pour le site de Wittelsheim

En suivant la même approche, Stormont [8] propose une nouvelle formulation, avec l'introduction de quelques nouveaux termes, notamment les valeurs initiales de perméabilité et de porosité, relatives à la condition de roche intacte, ainsi qu'un terme de compressibilité des pores, au travers duquel il est possible de suivre le changement de structure porale au cours de la déformation. Cette formulation s'avère être très bien adaptée pour une utilisation directe dans notre modèle, pour une estimation de l'évolution de la perméabilité sur le site de Wittelsheim, comme il sera décrit dans les paragraphes suivants.

La perméabilité peut donc s'exprimer par l'expression suivante [8] :

$$k = k_0 \frac{e^{-x C_p \Delta \sigma}}{1 - \phi_0 e^{-C_p \Delta \sigma}} \quad (15)$$

où:

- k_0 et ϕ_0 sont respectivement la perméabilité et la porosité initiales de la roche intacte ;
- x est un facteur qui tient compte de la tortuosité, qui représente le caractère non rectiligne des trajectoires du fluide au sein du milieu poreux, et également du fait que les changements de porosité peuvent être associés à la création de nouveaux pores ou à l'augmentation de l'ouverture des pores existants. En écrivant une forme succincte de la loi de Kozeny-Carman, qui met en relation la perméabilité et la porosité:

$$k \propto \phi^x \quad (16)$$

d'après Stormont and Daemen, [6], on a :

$$1 < x < 5 \quad (17)$$

- C_p représente la compressibilité des pores, qui met en relation la variation de la structure des pores aux variations de la contrainte hydrostatique. En faisant l'hypothèse d'incompressibilité des cristaux de sel, C_p peut s'exprimer avec l'expression suivante :

$$C_p = -\frac{1}{\phi(1-\phi)} \frac{d\phi}{d\sigma_m} = \frac{C}{\phi} \quad (18)$$

où ϕ est la porosité, $d\sigma_m$ est la variation de la contrainte moyenne, et C est le module de compressibilité du milieu poreux ;

- $\Delta\sigma$ représente la variation de la contrainte moyenne, par rapport à la contrainte initiale, à laquelle correspondent les valeurs de porosité et perméabilité initiales, ϕ_0 et k_0 , respectivement.

Avant de présenter les mesures de perméabilité effectuées in situ, et le calage des paramètres qui viennent d'être introduits, certaines considérations préliminaires peuvent être faites :

- On peut écrire, que le module d'élasticité du massif rocheux, K_{salt} est défini comme :

$$\frac{1}{K_{salt}} = \frac{1}{K_m} + \frac{\phi}{K_\phi} \quad (19)$$

où K_m est le module d'élasticité des cristaux de sel, supposés incompressibles, et K_ϕ est le module d'élasticité des pores. On obtient donc,

$$\frac{K_\phi}{K_{salt}} = \phi \quad (20)$$

Cette formulation montre la dépendance du module d'élasticité des pores par rapport au module d'élasticité du massif. Le rapport entre ces deux grandeurs est constant et égal à la porosité au cours de la déformation. Le module de compressibilité du milieu avait été considéré constant lors du premier modèle numérique [3], ce qui est un choix classique dans les modèles viscoplastiques. Par conséquent, la compressibilité des pores sera aussi considérée comme une constante du modèle ;

- Les valeurs de la compressibilité des pores C_p et du facteur x seront calées sur la base des mesures de perméabilité effectuées in situ, comme décrit dans le paragraphe 4.4.

4.3. Mesures de perméabilité du sel dans le site de StocaMine

En fin 2012, StocaMine a demandé à la société IBeWa Consulting (Allemagne) de réaliser des séries de mesure de la perméabilité du sel entourant les galeries du stockage ([12], [13]). Ces mesures ont été faites par l'injection de gaz (air sec) à l'intérieur des forages réalisés à partir des parois des tunnels. De plus, l'utilisation d'obturateurs à l'intérieur des forages a permis d'obtenir la variation spatiale de la perméabilité, avec des mesures plus rapprochées dans la zone proche du tunnel (zone endommagée par l'excavation).

En complément de ces mesures, IBeWa a aussi procédé au prélèvement du matériau des sondages pour la détermination du contenu en saumure du sel et à l'inspection vidéo des forages pour mettre en évidence la géologie du sel ainsi que la présence des fractures. Toutefois, dans le cadre de cette étude, nous ne nous sommes intéressés qu'aux données relatives à la perméabilité du sel pour la calibration de la loi perméabilité-contrainte précédemment décrite.

La Figure 4-2 montre les sites de mesure choisis par IBeWa. Il s'agit des parties des tunnels d'accès au stockage pour lesquelles est prévue la construction des barrages en bentonite et donc pour lesquelles l'évolution de la perméabilité du sel est cruciale pour assurer l'efficacité du confinement mis en œuvre. A cette date, nous n'avons à notre disposition que les mesures dans les sites T2-1, T2-2 et T2-4. Le site T2-1 est situé le long d'un tunnel d'accès simple alors que les sites T2-2 et T2-4 concernent des tunnels d'accès doubles.

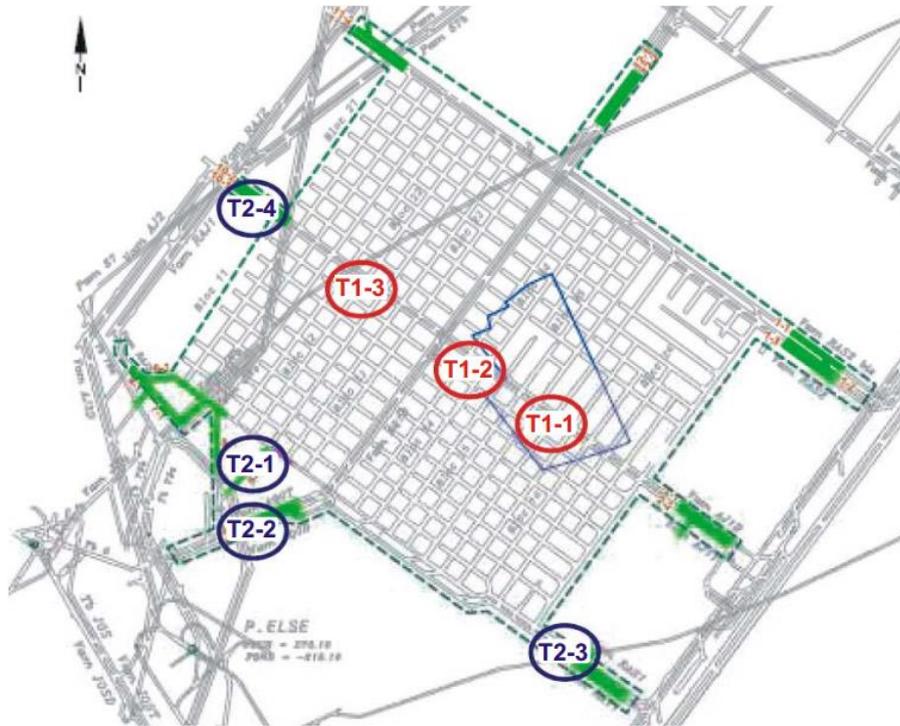


Figure 4-2 : Sites de mesure de la perméabilité [12].

Les résultats de la campagne de mesure ainsi que la position des forages pour les trois sites de mesure sont montrés de la Figure 4-3 à la Figure 4-5.

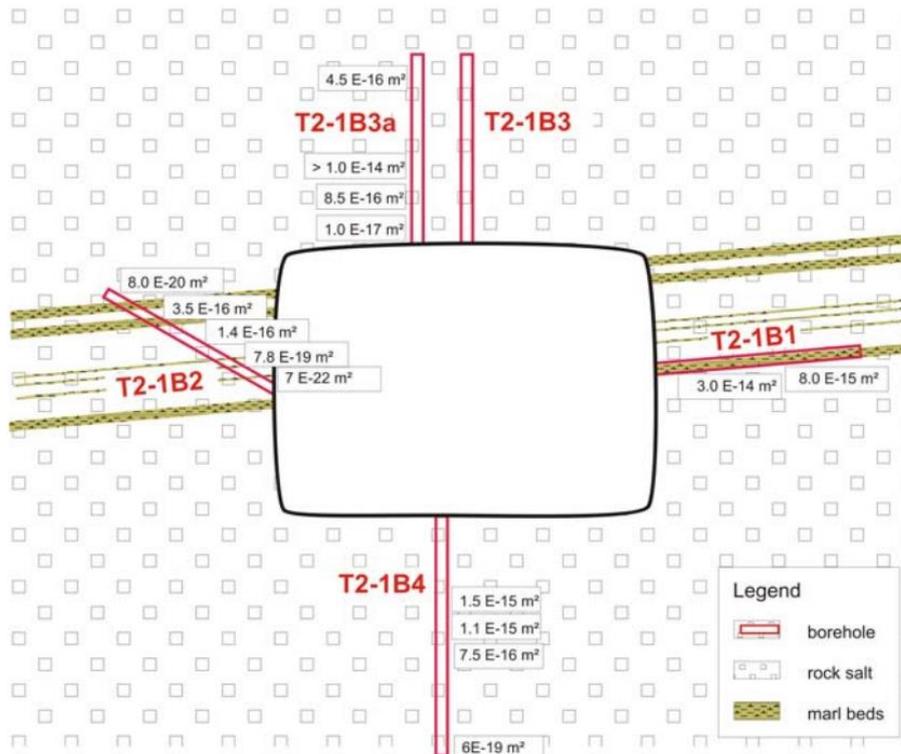


Figure 4-3 : Site T2-1. Position des forages et résultats des mesures de perméabilité [12].

Cette variabilité rend difficile de tirer des conclusions sur l'évolution de la perméabilité autour de l'excavation. Toutefois, de façon générale et en considérant une perméabilité initiale du sel intact de l'ordre de 10^{-21} m^2 , les données montrent :

- des perméabilités fortes ($10^{-14} / 10^{-15} \text{ m}^2$) en toit, en mur et en piédroits pour une distance de la paroi inférieure à 1m-1,5 m. Cela est dû à la présence d'une zone endommagée (communément appelé EDZ, Excavation Damaged Zone) autour de l'excavation. Au-delà de cette première zone, la valeur de la perméabilité diminue progressivement en s'éloignant des parois.
- des perméabilités beaucoup plus faibles ($10^{-18} / 10^{-19} \text{ m}^2$) le long des forages réalisés dans les piliers situés entre deux galeries parallèles. Ceci n'est pas surprenant et est dû à la compression subie par le pilier, qui réduit la perméabilité du sel endommagé vers sa valeur « intacte ».

A noter que dans le cas des sondages réalisés au toit des galeries, contrairement aux attentes, la perméabilité montre des valeurs plus fortes en s'éloignant de l'excavation (Figure 4-6). Cela est particulièrement évident dans le cas de la mesure MP4, réalisée sur les derniers 1.5-2 m du forage. Comme précisé dans les rapports IBeWa [12] et [13], ces valeurs sont affectées par la présence des niveaux de marne plus perméables situés le long de l'axe du forage. Des profils plus proches de la réalité pourraient être obtenus en sous divisant l'intervalle MP4 en plusieurs intervalles de longueur plus réduite. Cela permettrait d'une part de mettre en évidence les zones du sondage avec une perméabilité locale plus élevée et, d'autre part, de détecter la réduction de la perméabilité avec la distance à l'excavation.

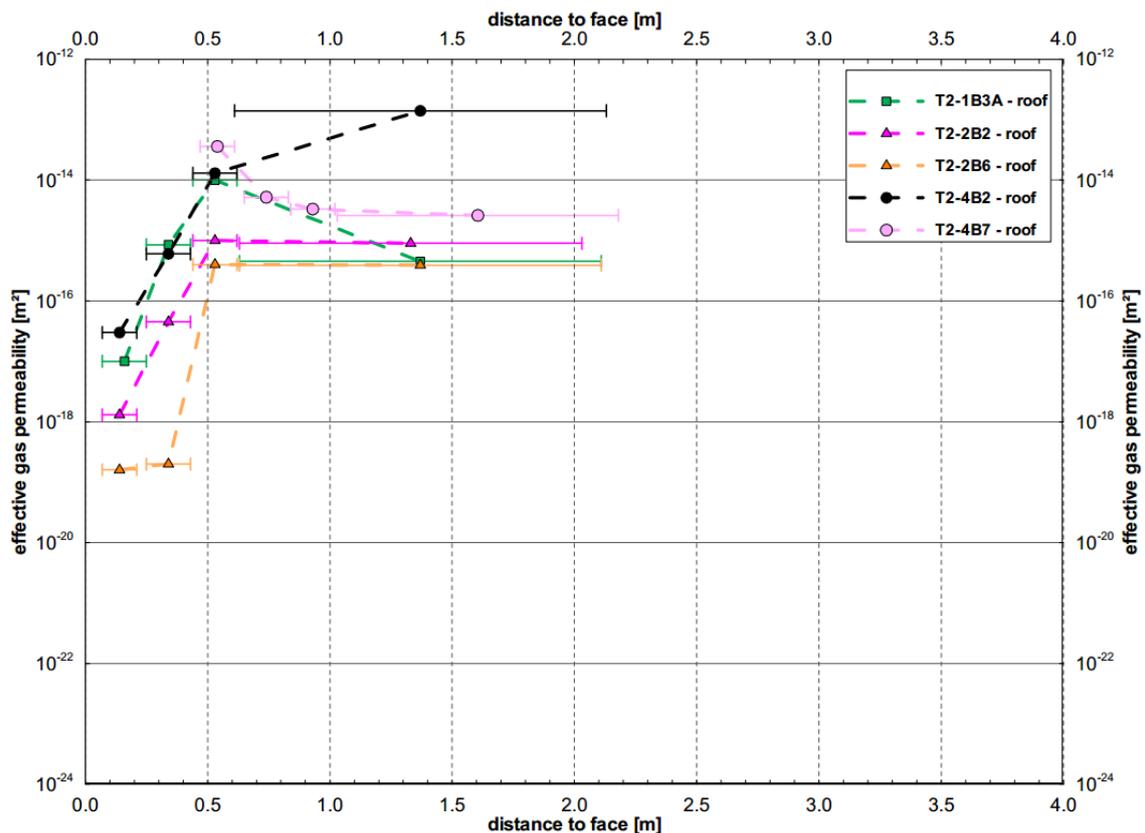


Figure 4-6 : Profils de perméabilité en fonction de la distance de l'excavation pour les forages situés en toit de la galerie [13].

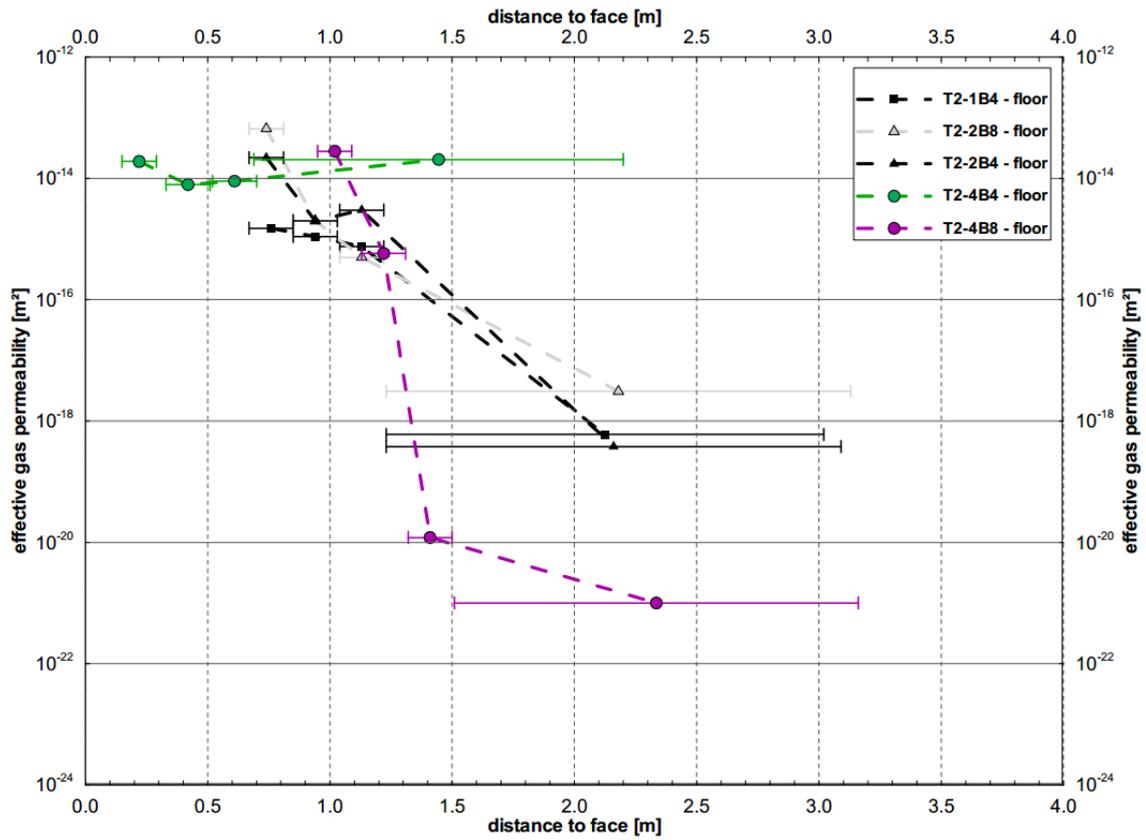


Figure 4-7 : Profils de perméabilité en fonction de la distance de l'excavation pour les forages situés en mur de la galerie [13].

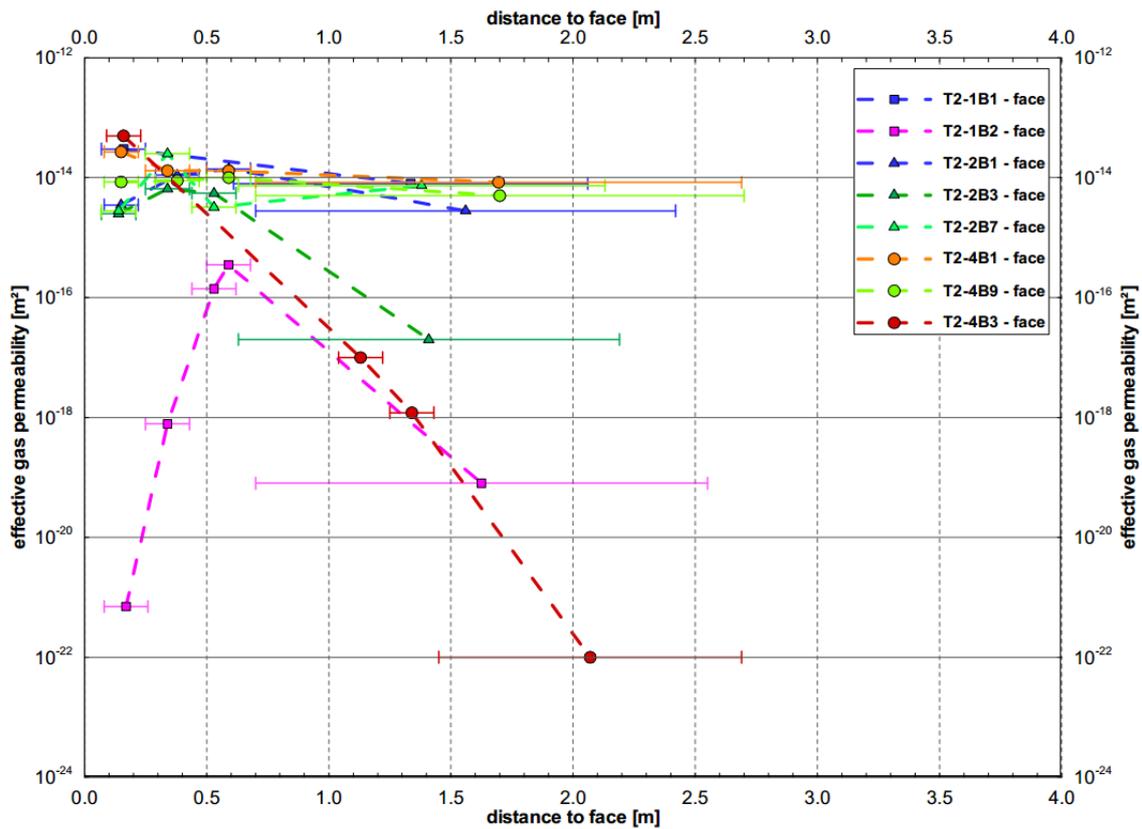


Figure 4-8 : Profils de perméabilité en fonction de la distance de l'excavation pour les forages réalisés à partir des parois verticales de la galerie [13].

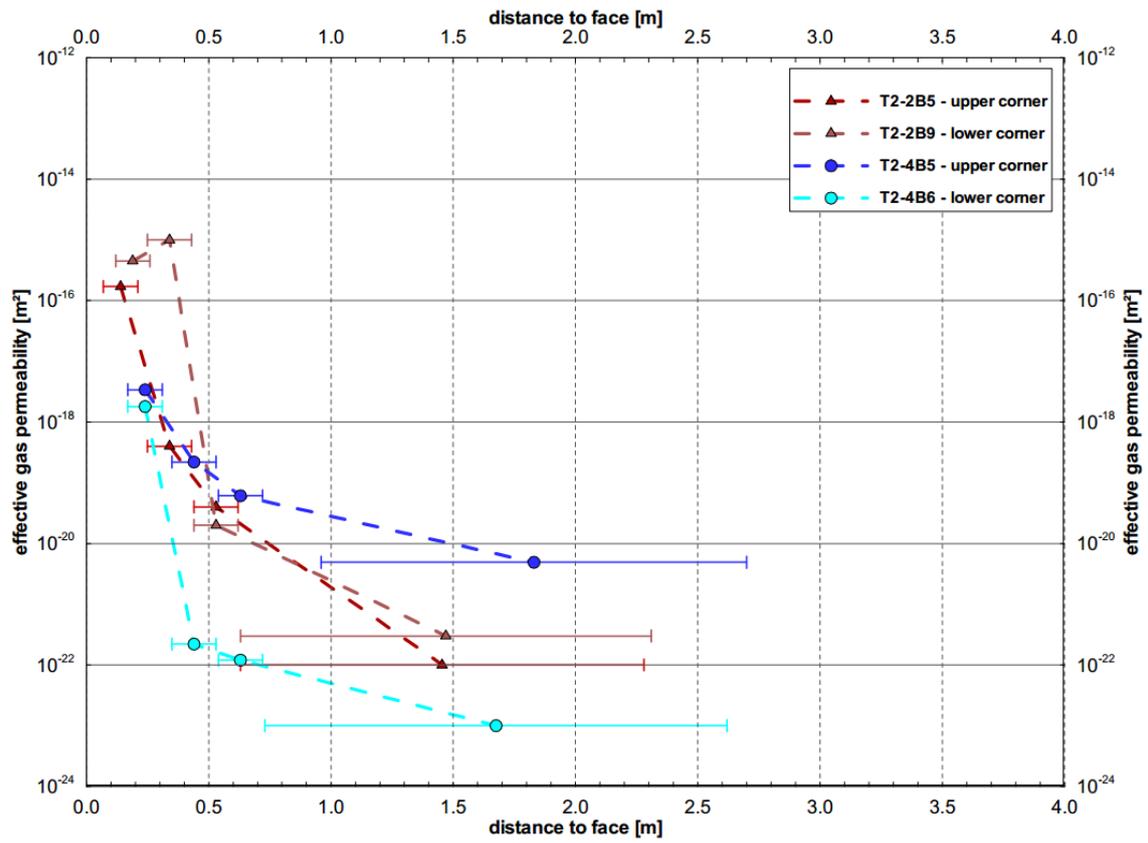


Figure 4-9 : Profils de perméabilité en fonction de la distance de l'excavation pour les forages réalisés à partir des coins de la galerie dans la zone du pilier (cas de galeries doubles) [13].

4.4. Calage des paramètres de la loi perméabilité-contrainte

L'utilisation de la loi de variation de la perméabilité avec l'état de contrainte telle que décrite au paragraphe 4.1 pour le cas du sel de Wittelsheim demande un calage préalable des paramètres. Ces paramètres sont rappelés ci-dessous :

- k_0 : perméabilité initiale du sel intact ;
- C_p : compressibilité des pores du sel ;
- x : terme de Kozeny-Carman, liant la variation de la porosité à la variation de perméabilité ;
- φ_0 : porosité initiale du sel.

Afin de réduire le nombre des paramètres à caler et en cohérence avec les valeurs reportées dans la littérature, nous avons décidé de considérer une valeur de k_0 de 10^{-21} m² et une porosité initiale du sel de 0.1%.

Des modèles locaux de galeries simple et double, situées au droit des sites T2-1, T2-2 et T2-4 ont été mis en œuvre dans le code FLAC3D. Compte tenu du temps entre l'excavation du stockage et l'exécution des mesures de perméabilité par IBeWa, nous avons réalisé des simulations comprenant :

- une première phase d'excavation des galeries par déconfinement progressif de la section excavée ;
- une simulation d'une période de fluage de 10 années

A partir de l'état de contraintes ainsi obtenu (et donc de la variation de la contrainte par rapport à l'état initial avant l'excavation des vides miniers et du stockage), nous avons utilisé la loi de Stormont décrite plus haut pour évaluer la perméabilité du sel autour des tunnels. La comparaison avec les valeurs obtenues in-situ par IBeWa a donc permis, *in fine*, de caler les paramètres C_p et x de la loi proposée.

4.4.1. Géométrie des modèles

Les modèles mis en œuvre considèrent des sections 2D des galeries simples et doubles, entourées par un sel homogène, dont les propriétés sont répertoriées en paragraphe 3. La présence des niveaux de marne observés au droit des sites de mesure de la perméabilité n'est pas prise en compte dans les modèles.

Un calcul rigoureux nécessiterait la mise en place d'un modèle considérant la vraie géométrie du stockage ainsi que des vides miniers sus-jacent pour prendre en compte leur influence sur l'état de contrainte autour des galeries étudiées. Un tel modèle demanderait des temps de calcul très longs. Afin de simplifier les modèles tout en tenant compte des vides sus-jacents, la contrainte verticale appliquée sur la frontière supérieure du modèle est différente de la contrainte géostatique. Cette contrainte est reprise du modèle global du stockage et des vides miniers de Wittelsheim réalisé pour StocaMine dans notre étude précédente [3]. Notons que cette condition aux limites sur le haut du modèle varie avec le temps.

Le maillage des sections est réalisé de manière à obtenir des résultats précis au niveau du tunnel. La discrétisation est donc relativement fine autour de cette structure, alors que les éléments de volume éloignés de l'excavation ont des dimensions plus importantes. Compte tenu de la taille de l'excavation (3.8x3.0 m), les frontières inférieure et supérieure sont placées à 20 m de l'excavation et les frontières latérales à 30 m, ce qui revient à considérer une distance d'environ 7 fois la taille du tunnel.

Les Figure 4-10 et Figure 4-12 montrent respectivement les modèles pour la galerie simple et la galerie double. La Figure 4-11 montre une vue zoomée sur la zone d'excavation, permettant

d'apprécier le maillage plus fin adopté dans cette région. Le modèle de la galerie simple est utilisé pour caler les paramètres sur la base des mesure de perméabilité du site T2-1, alors que le modèle de la galerie double est utilisé pour les sites T2-2 et T2-4.

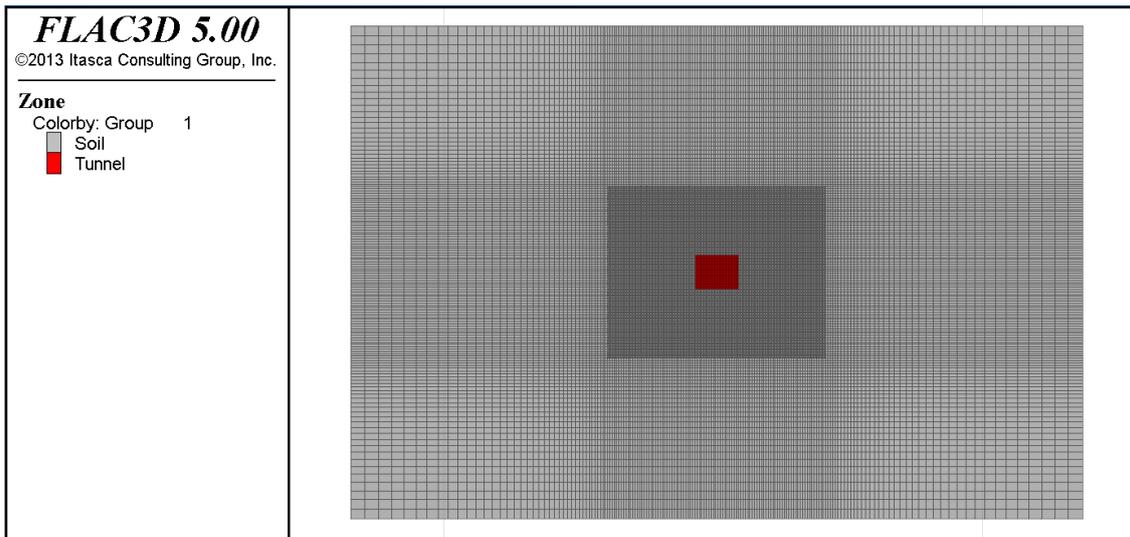


Figure 4-10 : Modèle 2D d'une galerie d'accès simple.

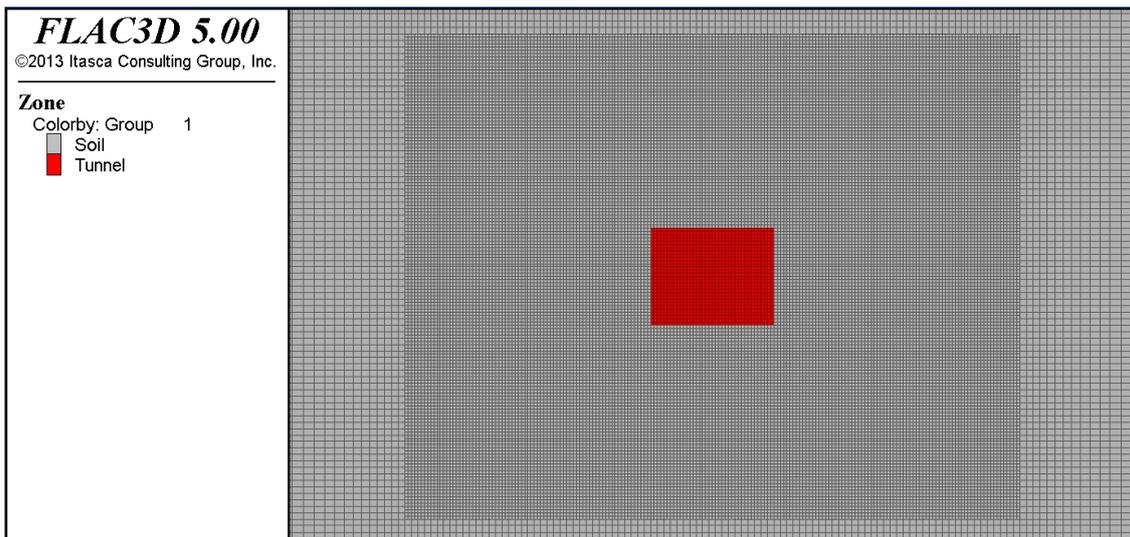


Figure 4-11 : Modèle 2D d'une galerie d'accès simple. Vue zoomée sur la zone d'excavation.

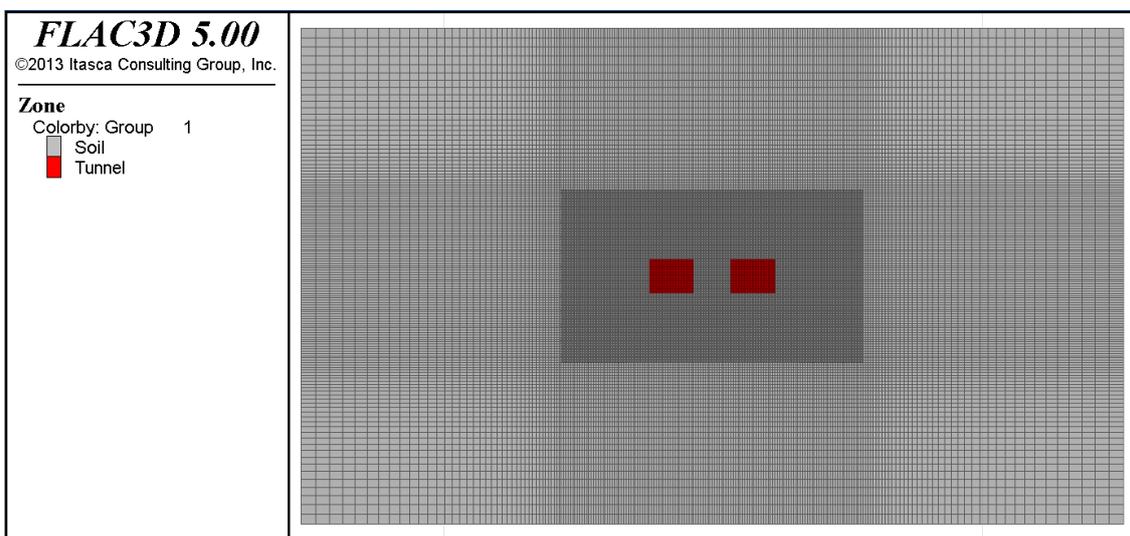


Figure 4-12 : Modèle 2D d'une galerie d'accès double.

4.4.2. Conditions aux limites et initialisation des contraintes

Les déplacements dans les directions normales aux frontières du modèle sont fixés, à l'exception de la frontière supérieure, sur laquelle une contrainte verticale est appliquée. Plus précisément, une variation de la contrainte verticale est imposée dans le temps, à partir des valeurs calculées par le modèle global du site de StocaMine au-dessus des sites de mesure T2-1, T2-2 et T2-4. Cela permet donc de prendre en compte l'effet de l'excavation des vides miniers et du stockage ainsi que de leur re-fermeture sur l'état des contraintes dans le sel autour des sites de mesure.

Numériquement, à partir du modèle global nous obtenons l'évolution de la contrainte verticale moyenne dans les zones situées à 20 m au-dessus des sites de mesure de la perméabilité (Figure 4-14). Ces zones sont montrées en Figure 4-13. Au cours du fluage, la contrainte appliquée sur la frontière supérieure du modèle est mise à jour de façon à suivre les évolutions ainsi déduites pour les différents modèles des sites de mesure.

En ce qui concerne l'initialisation des contraintes dans le modèle, un coefficient K_0 égal à 1 est pris en compte, bien que ce coefficient ne soit représentatif que pour un état des contraintes à long terme du sel.

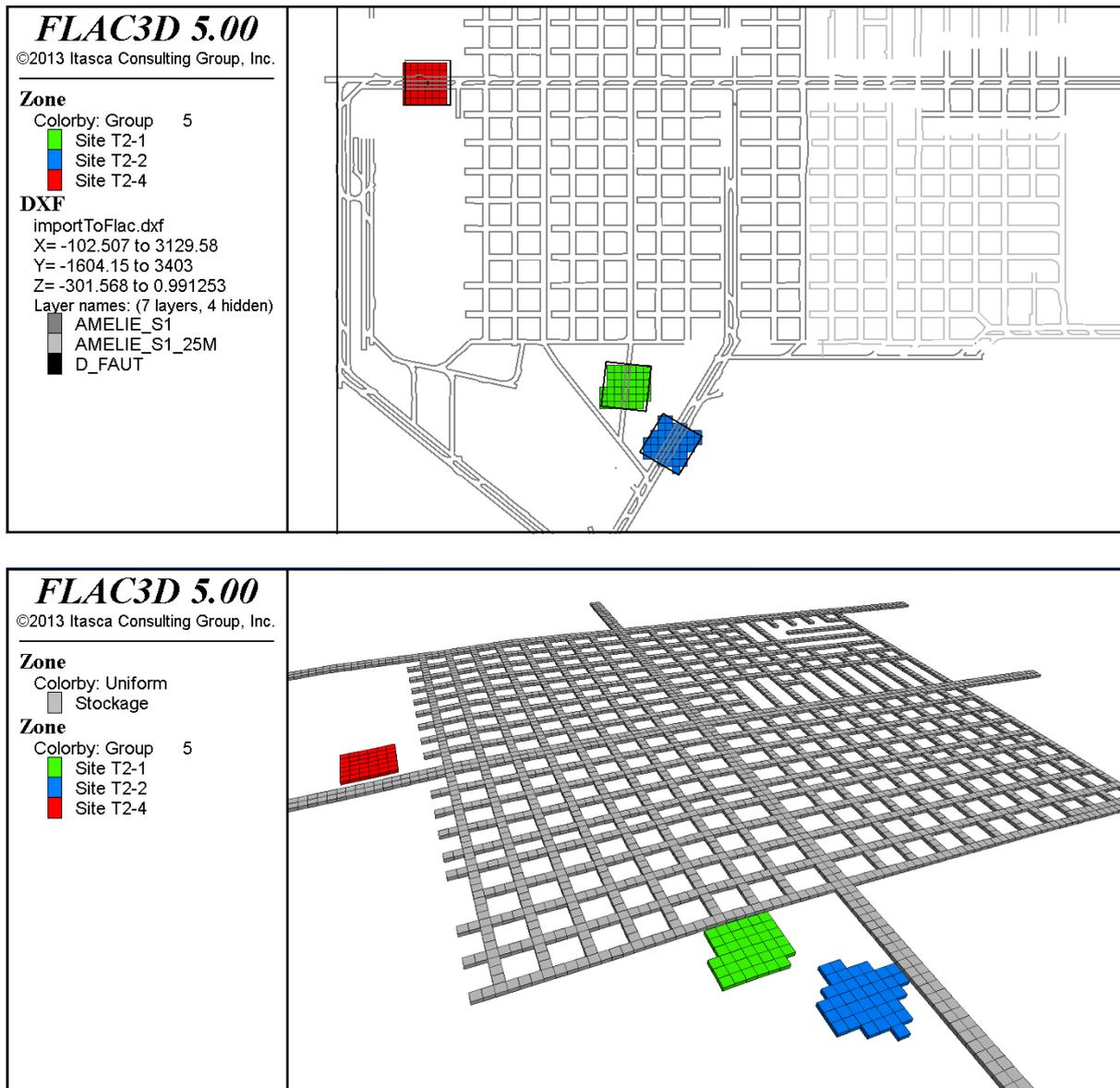


Figure 4-13 : Zones au-dessus des sites de mesure de la perméabilité utilisées pour déterminer l'évolution des contraintes verticales au cours du temps.

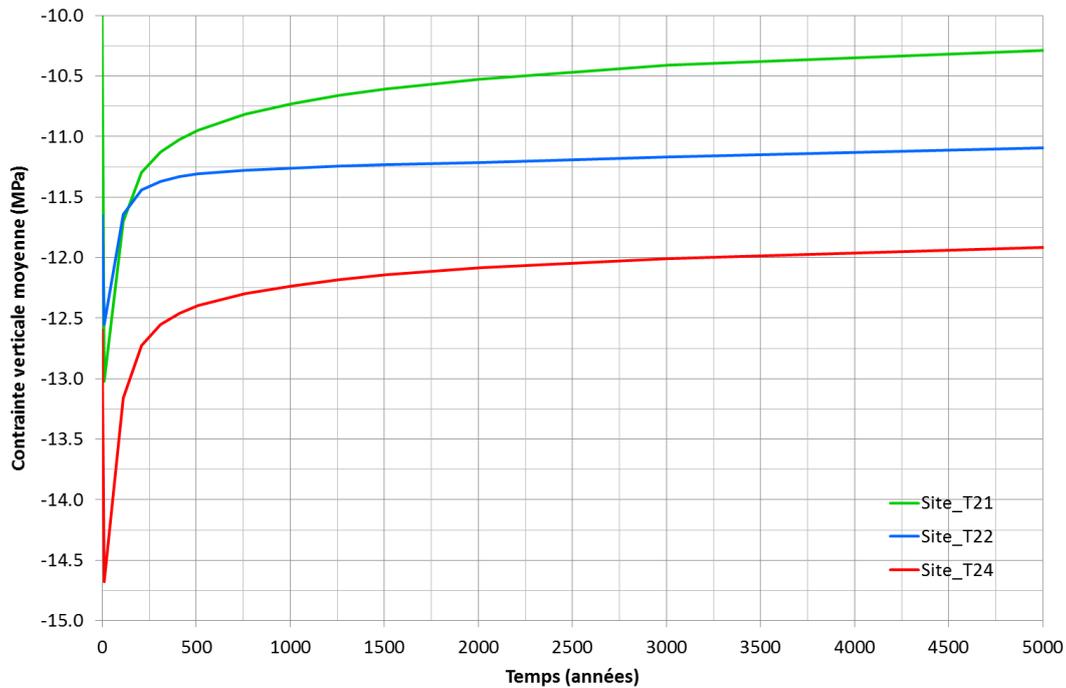


Figure 4-14 : Evolution des contraintes verticales avec le temps sur une période de 5000 ans, 20 m au-dessus des sites de mesure de la perméabilité.

Notons que les évolutions de la Figure 4-14 montrent une contrainte plus grande aux petits temps, juste après l'excavation du stockage (qui correspond à l'origine de l'axe des temps). Cela n'est pas surprenant : les sites de mesure de la perméabilité sont situés en dehors de la zone de stockage. L'excavation de ce dernier cause évidemment une augmentation de la contrainte verticale dans le sel situé à la frontière avec le stockage. Le fluage ramène ensuite la contrainte vers des valeurs plus faibles. La contrainte isotrope existant dans le sel avant les excavations est d'environ 11 MPa à cette profondeur.

Les différences entre les 3 courbes de la Figure 4-14 sont liées principalement à deux facteurs :

- La géométrie du stockage dans la direction verticale. La zone de stockage est constituée d'un réseau de galeries se croisant les unes les autres, situées de manière constante à 23-25 m en-dessous du plancher du niveau d'exploitation inférieur. Comme le montre la Figure 4-15, celui-ci n'étant pas creusé horizontalement, le stockage présente une pente en direction du Nord. Le fluage sur le long terme ramène donc la contrainte verticale au-dessus du site de mesure T2-4 vers de valeurs plus fortes que pour les sites T2-1 et T2-2.
- Le contraste de raideur dans les couches de sel au droit des exploitations minières sus-jacentes au stockage. En effet, dans notre étude précédente, la fermeture des vides miniers a été simulée par l'introduction d'une loi de variation des caractéristiques de déformabilité du sel au droit des exploitations. Cette loi nous a permis de prendre en compte d'une part l'effet de l'effondrement du toit des excavations et, d'autre part, le foisonnement puis la compaction avec le temps des matériaux effondrés. Numériquement, le module élastique du sel dans les zones exploitées est augmenté progressivement de zéro jusqu'à la valeur du sel intact pour une diminution de volume comprise entre 60% et 80% du volume de vide initial. Afin de prendre en compte le phénomène de l'effondrement, la valeur du module reste à zéro pour une compaction inférieure à 60%. Ces valeurs ont été reprises à partir des hypothèses de StocaMine et des résultats de l'étude menée par l'INERIS [1], [2] selon lesquels le volume résiduel de vides miniers en l'état actuel représente environ 20 à 30% du volume de vides initial, sur la base des relevés globaux réalisés sur le Bassin Potassique en 2003. Sur le long terme, compte tenu de la profondeur des exploitations, une réduction ultérieure des vides résiduels surviendra. Il est difficile de prévoir son ampleur. Mais du point de vue des simulations, la valeur exacte des vides restants à long terme au-dessus du

stockage n'a qu'une influence marginale sur l'évolution des contraintes autour des exploitations, et donc sur les résultats de l'étude. En effet, une compaction plus importante des terrains exploités se traduirait certes par un affaissement plus important en surface au droit des exploitations, mais sans modifier de manière significative l'évolution des contraintes induite dans le massif du sel, laquelle est tributaire en premier lieu du fluage et des contrastes de raideur.

Les résultats de la simulation globale du stockage avec la loi de variation des modules sont montrés en Figure 4-16 et Figure 4-17, respectivement en termes de volume final et de module élastique final du sel au droit de la couche inférieure exploitée à 5000 ans. Le module moyen du sel effondré à long terme est d'environ 1 GPa, avec une réduction du volume des parties exploitées d'environ 73%. Le module du sel intact en dehors des exploitations étant de 25 GPa, il reste un contraste important de raideur entre les zones exploitées et les zones de sel les entourant. En conséquence, la distribution des contraintes dans le modèle est affectée même à long terme par la position des exploitations. Cela explique la différence observée entre les évolutions de la contrainte verticale au droit des sites de mesure T2-1 et T2-2 : bien qu'ils soient tous deux presque à la même profondeur, la contrainte dans le site T2-1 évolue vers des valeurs plus faibles en raison de sa proximité avec l'exploitation inférieure.

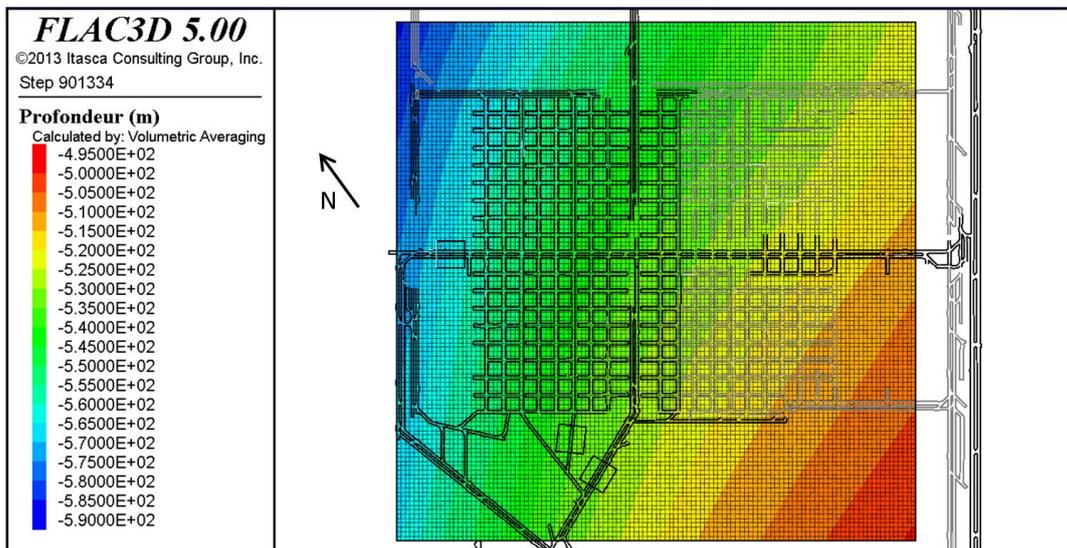


Figure 4-15 : Profondeurs au droit du site de stockage.

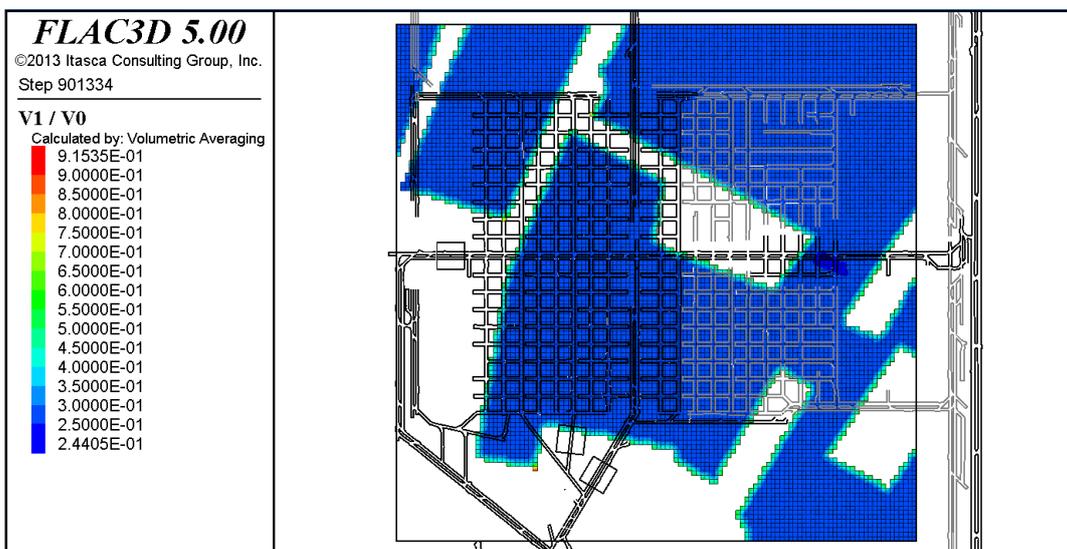


Figure 4-16 : Variation de volume finale (après 5000 ans) dans les éléments représentant le niveau d'exploitation inférieure datant des années 40 et 60.

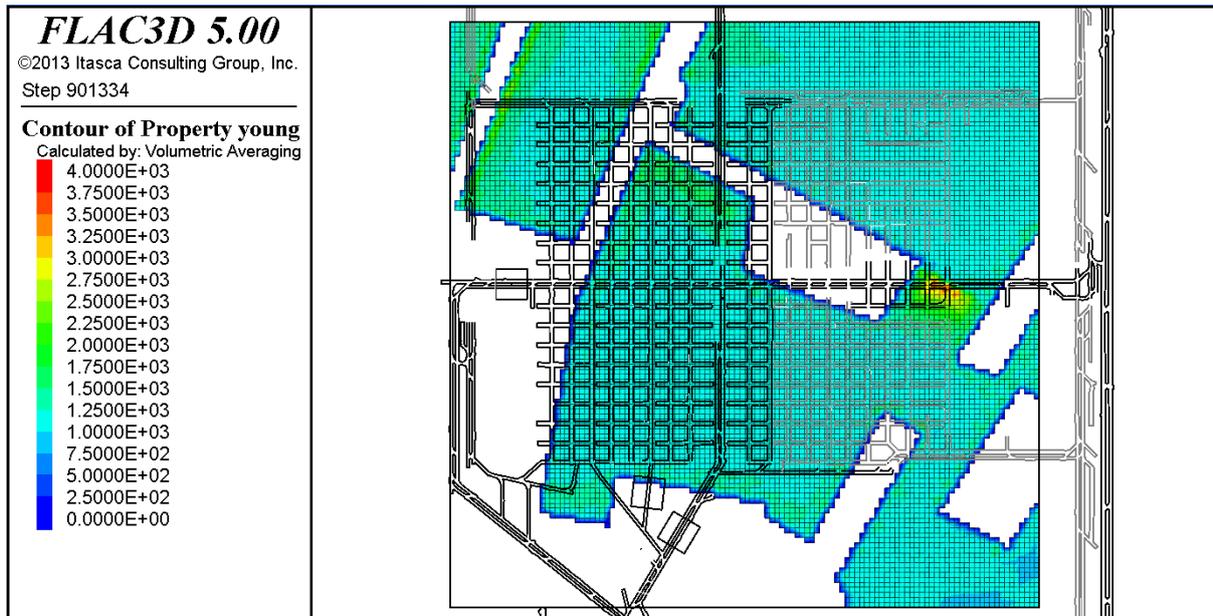


Figure 4-17 : Module de Young final (en MPa – après 5000 ans) dans les éléments représentant le niveau d'exploitation inférieur datant des années 40 et 60.

4.4.3. Résultats des modèles de calage de la loi perméabilité-contrainte

Les résultats des simulations sont ici présentés sous la forme de comparaisons entre les valeurs de perméabilité mesurées sur le site par la société IBeWa et les valeurs obtenues à partir de l'état de contrainte tel que prédit par les modèles FLAC3D.

Les galeries sont d'abord excavées en utilisant la méthode de déconfinement (avec des taux de déconfinement successifs de 20, 40, 60, 80 et 100%), en recherchant l'équilibre mécanique à chaque pas de déconfinement. Une période de fluage d'une durée de 10 ans est ensuite simulée, et la perméabilité du sel entourant le tunnel calculée à partir de la formulation de Stormont. Les données nécessaires pour ce calcul sont les paramètres objet du calage ainsi que la variation de l'état de contrainte par rapport à l'état initial. Comme la formule de Stormont est écrite en termes de porosité et de compressibilité des pores du sel, nous considérons que c'est la contrainte moyenne qui est le meilleur indicateur des variations de l'état de contraintes. La contrainte moyenne initiale dans le sel au droit des sites de mesure est donnée en Tableau 4-1. Pour un coefficient K_0 du sel égal à 1 avant l'excavation des vides miniers et du stockage, cette contrainte est simplement la contrainte lithostatique à la profondeur des sites de mesure.

| Site | Profondeur (m) | Contrainte moyenne initiale (MPa) |
|------|----------------|-----------------------------------|
| T2-1 | 536 | 11.35 |
| T2-2 | 531 | 11.25 |
| T2-4 | 565 | 11.97 |

Tableau 4-1 : Contrainte moyenne initiale avant l'excavation des vides miniers et du stockage.

Afin de comparer les résultats des modèles avec les valeurs mesurées in situ, nous avons considéré la perméabilité moyenne des éléments volumiques situés le long des forages réalisés par IBeWa. Ces zones sont indiquées de la Figure 4-18 à la Figure 4-23 pour les trois sites. De plus, pour chaque forage nous avons considéré les mêmes intervalles de mesure en termes de distance à la paroi de l'excavation. Cela permet une comparaison directe des résultats de FLAC3D avec les perméabilités mesurées.

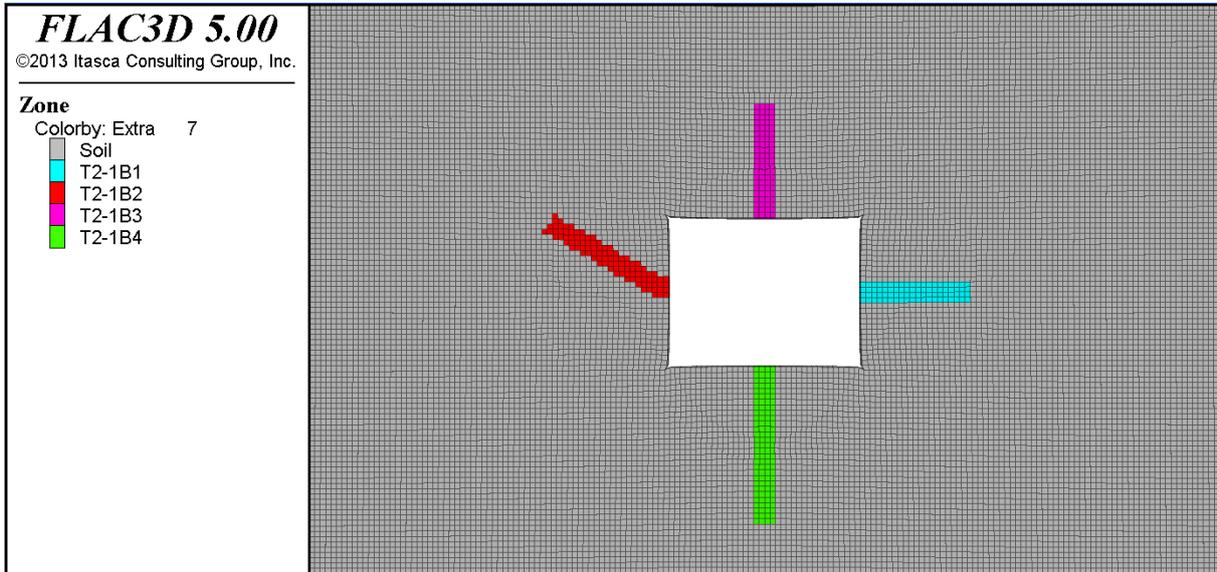


Figure 4-18 : Site T2-1. Position des éléments volumiques utilisés pour le calcul de la perméabilité.

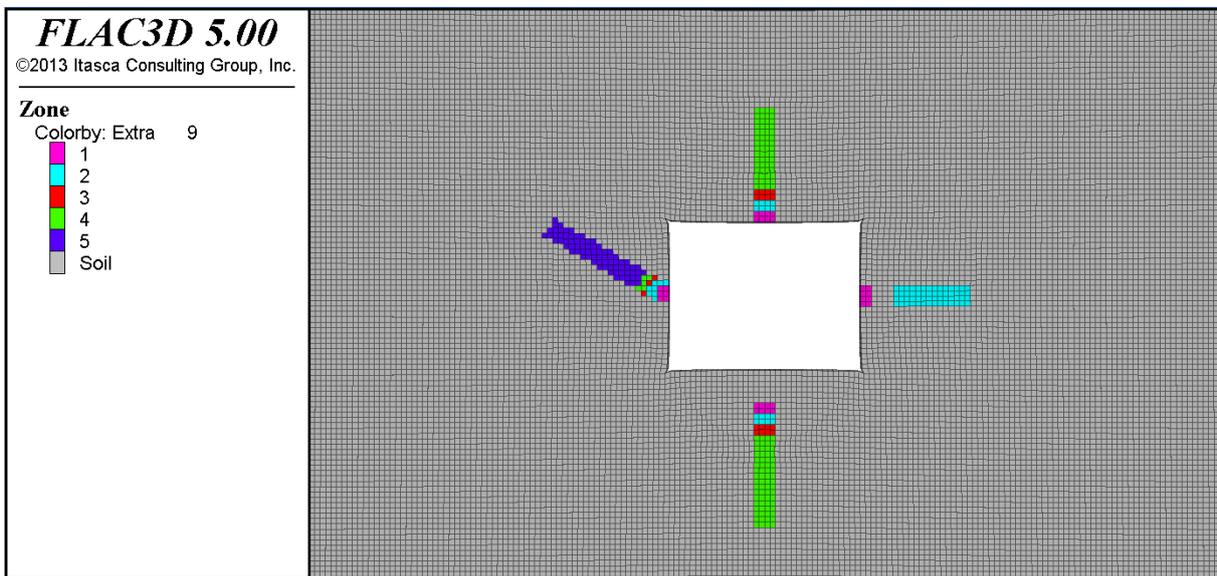


Figure 4-19 : Site T2-1. Intervalles de mesure de la perméabilité.

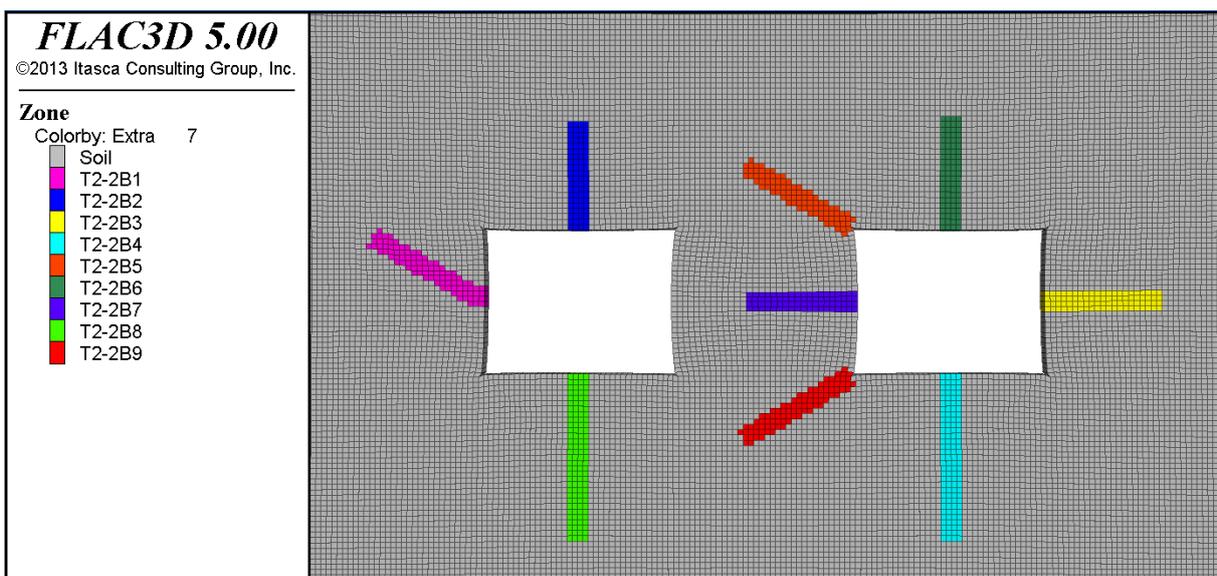


Figure 4-20 : Site T2-2. Position des éléments volumiques utilisés pour le calcul de la perméabilité.

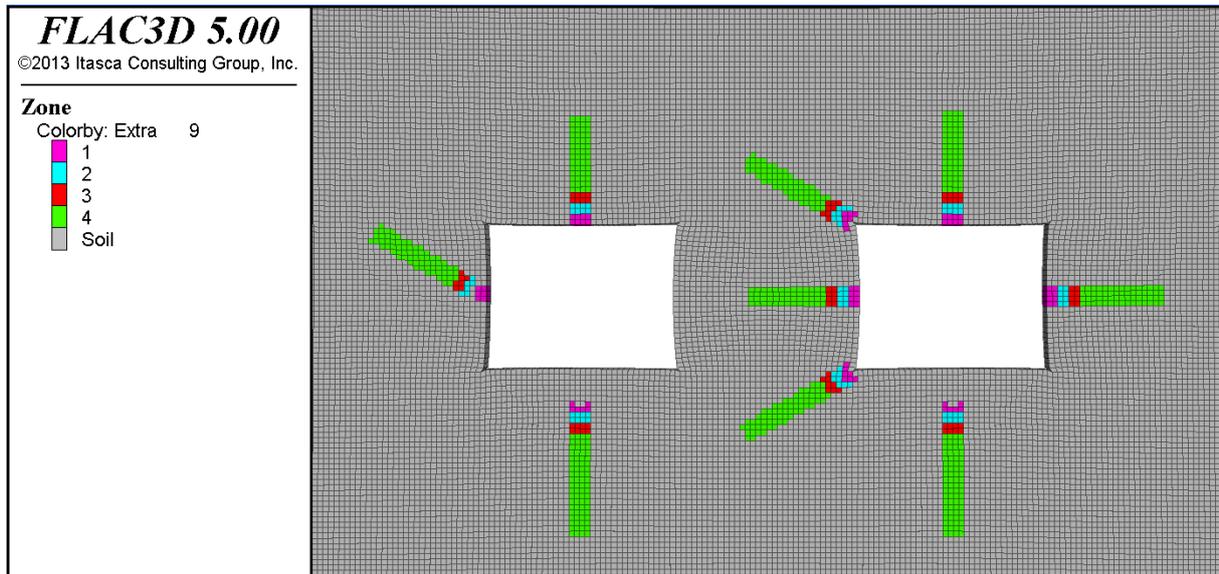


Figure 4-21 : Site T2-2. Intervalles de mesure de la perméabilité.

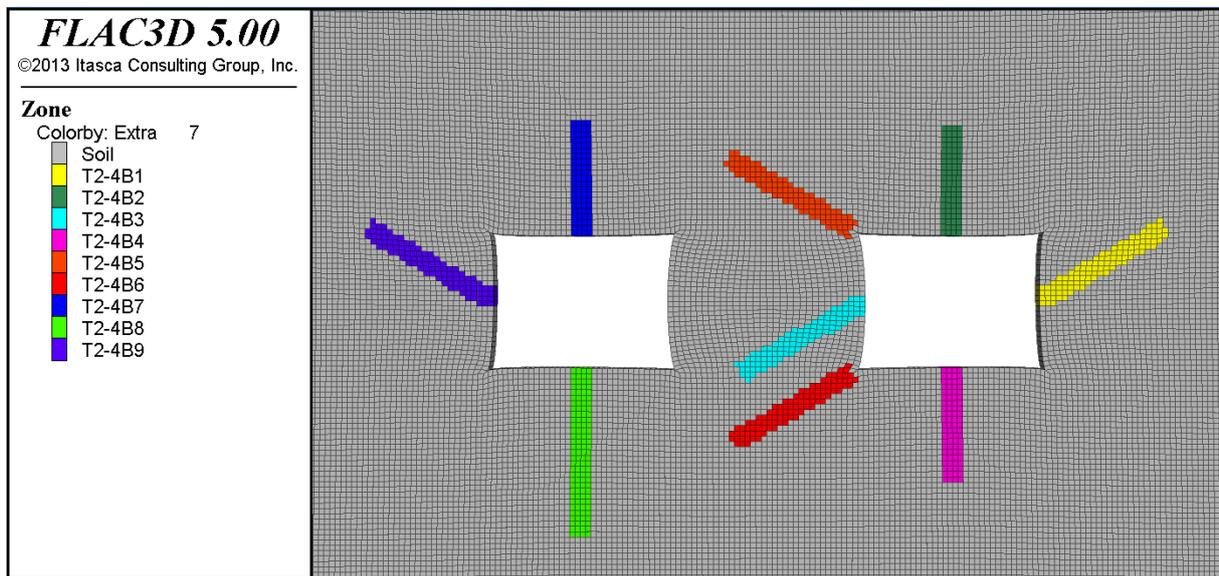


Figure 4-22 : Site T2-4. Position des éléments volumiques utilisés pour le calcul de la perméabilité.

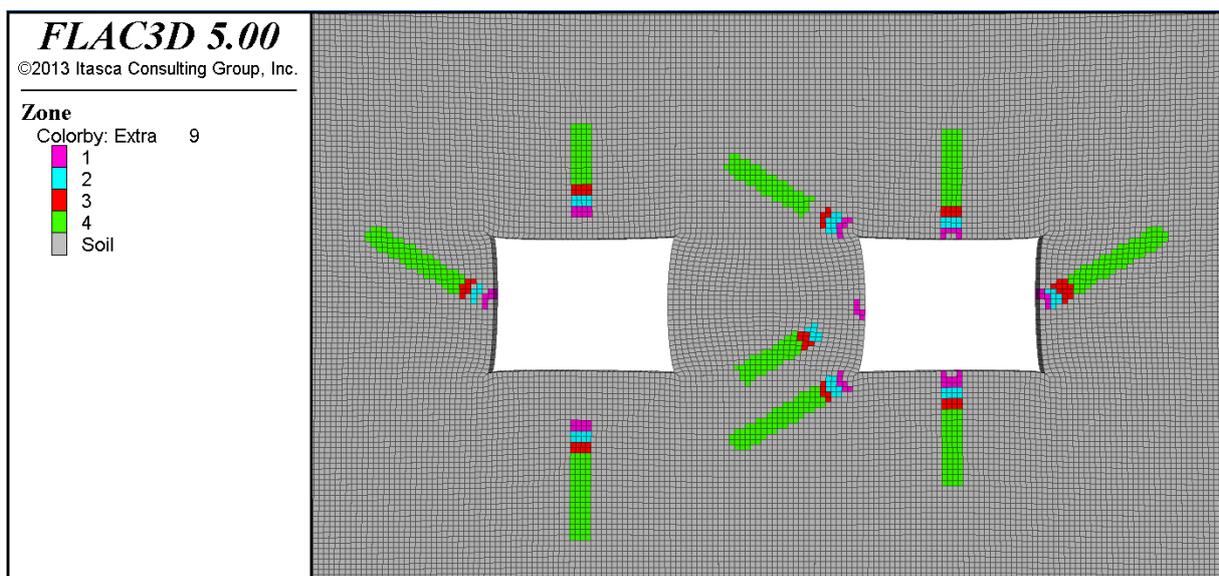


Figure 4-23 : Site T2-4. Intervalles de mesure de la perméabilité.

La comparaison des valeurs de perméabilité avec les valeurs mesurées par IBeWa nous a permis de caler les paramètres de la formulation de Stormont (en particulier, la compressibilité des pores, C_p et le terme de Kozeny-Carman, x). Le Tableau 4-2 résume les valeurs calées.

| Paramètre | | Valeur |
|----------------------------------|--|-------------|
| Compressibilité des pores | C_p (MPa⁻¹) | 0.45 |
| Terme de Kozeny-Carmen | x (-) | 4.5 |
| <i>Porosité initiale</i> | ϕ_0 | 0.1% |
| <i>Perméabilité initiale</i> | k_0 | 10^{-21} |

Tableau 4-2 : Paramètre calés au sel de Wittelsheim de la formulation de Stormont.

Notons que la valeur de C_p est supérieure à la valeur indiquée par Stormont [8] pour le sel endommagé (0.2 MPa⁻¹). Toutefois, comme Stormont le précise, l'estimation de cette valeur présente des incertitudes considérables. De plus, la valeur que nous avons retrouvée permet de bien reproduire les perméabilités du sel près de l'excavation.

Par ailleurs, comme suggéré par StocaMine dans un courrier [14], l'exécution d'essais d'évolution de la perméabilité en fonction de l'état de contraintes sur les carottes recueillies par IBeWa le long des forages est envisageable. Cela permettrait d'obtenir des données supplémentaires permettant de valider pas seulement la valeur de C_p mais aussi le type de formulation proposée pour la détermination de la perméabilité.

De fait, l'utilisation de la loi de Stormont pour le sel endommagé puis recomprimé à une contrainte moyenne supérieure à la contrainte initiale du massif vierge produirait une valeur de perméabilité inférieure à la perméabilité initiale du sel (10^{-21} m²), ce qui n'apparaît pas vraisemblable. Cela est aussi confirmé par les études menées par Stormont dans lesquelles il considère la perméabilité du sel « cicatrisé » (nommé « healed salt » en anglais) comme égale à la perméabilité initiale. Afin de prendre en compte cet aspect, lors de l'implémentation de la loi dans les modèles numériques, nous considérons une valeur minimale de perméabilité en-deçà de laquelle la perméabilité ne peut pas descendre, même pour un état de contrainte supérieur à la contrainte initiale. La loi résultante donnant la perméabilité en fonction de la variation de la contrainte moyenne est montrée en Figure 4-24.

Notons que la valeur de la perméabilité minimale de 10^{-21} m² est arbitraire et uniquement basée sur les résultats des expériences de Stormont. Ce choix est aussi validé par les mesures menées par IBeWa qui ont montrées des perméabilités de 10^{-21} - 10^{-23} m² déjà à partir d'une distance d'environ 3 mètres de la paroi du tunnel.

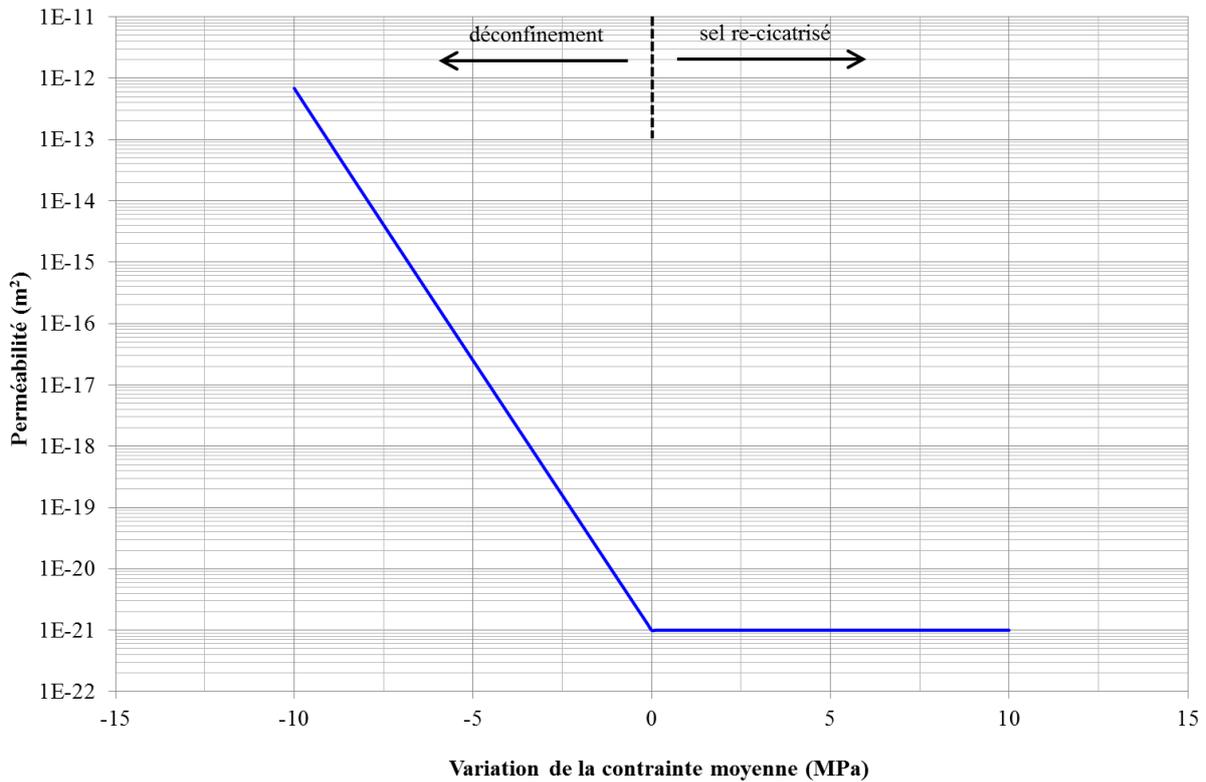


Figure 4-24 : Loi de variation de la perméabilité avec la variation de la contrainte moyenne du sel.

Les figures suivantes montrent la comparaison entre les mesures et les prédictions après calage, pour les différents forages. Comme on peut le voir, nous avons réalisé le calage de façon à bien reproduire les perméabilités dans les zones à proximité de l'excavation. En effet, celles-ci ont une perméabilité plus importante et donc un impact majeur sur l'étanchéité des barrages. De façon générale nous pouvons observer :

- une plus faible dispersion pour les valeurs numériques que pour les valeurs expérimentales, les premières étant obtenues sur un matériau homogène ;
- une perméabilité « numérique » de l'ordre de 10^{-14} m^2 près des parois de l'excavation, avec des valeurs plus faibles pour les mesures réalisées dans les piliers. Dans ce cas, les mesures à partir des coins des excavations donnent des valeurs très faibles (plus de 4 ordres de magnitude inférieures aux autres mesures) à cause de la concentration des contraintes engendrée dans cette région ;
- une perméabilité « numérique » plus forte dans les forages verticaux que dans les forages horizontaux. En effet, à cause de la géométrie d'excavation, le sel situé au toit et au radier du tunnel subit un déconfinement plus important. Cela est mis en évidence de la Figure 4-28 à la Figure 4-30 à travers la représentation du champ de perméabilité en échelle logarithmique autour des excavations à 10 ans de fluage. Les éléments volumiques montrés en gris clair indiquent les zones du sel dont la perméabilité est restée – ou est revenue – à sa valeur initiale de 10^{-21} m^2 .

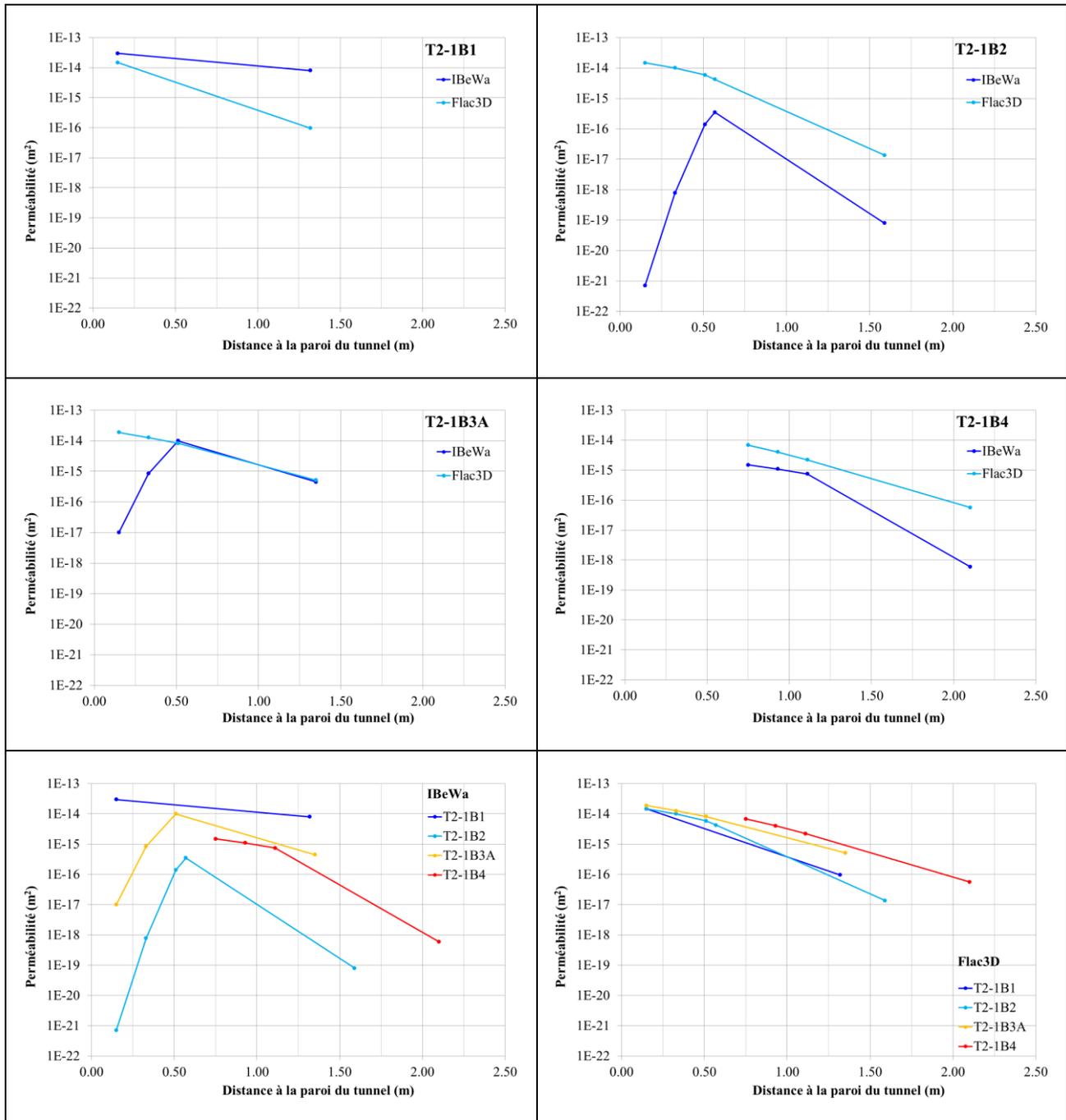
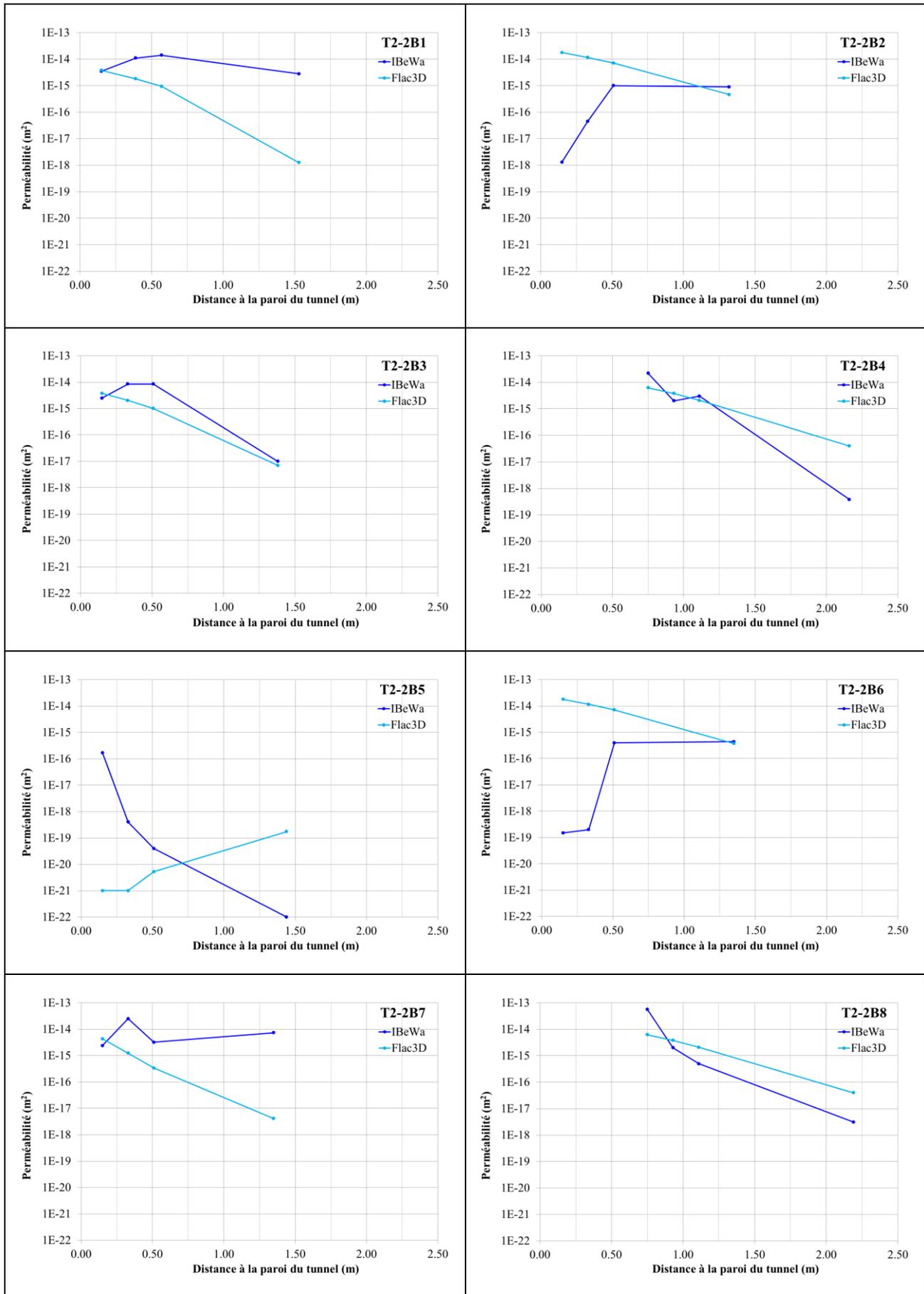


Figure 4-25 : Site T2-1. Comparaison entre les perméabilités expérimentales et celles obtenues avec Flac3D après 10 ans de fluage.



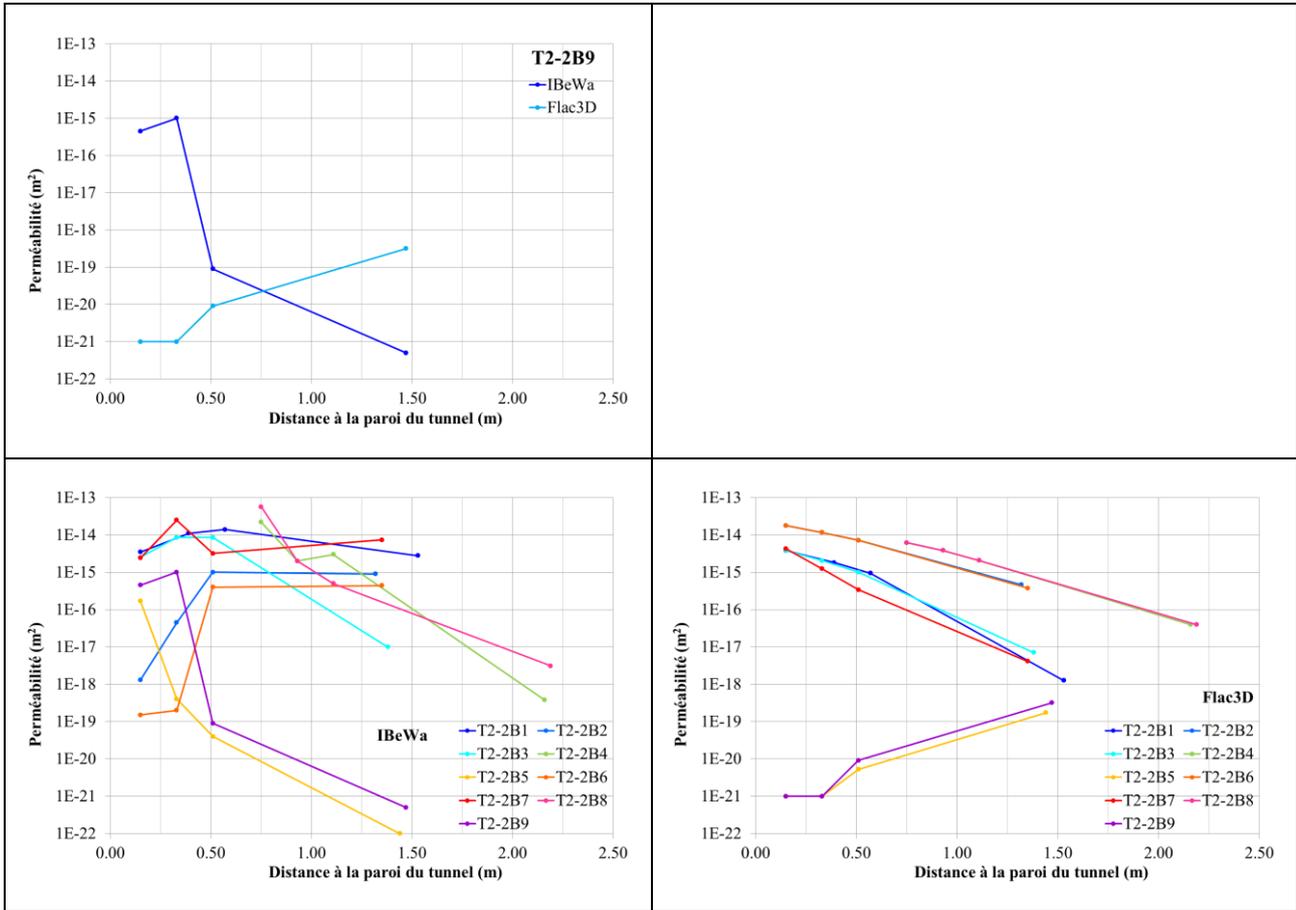
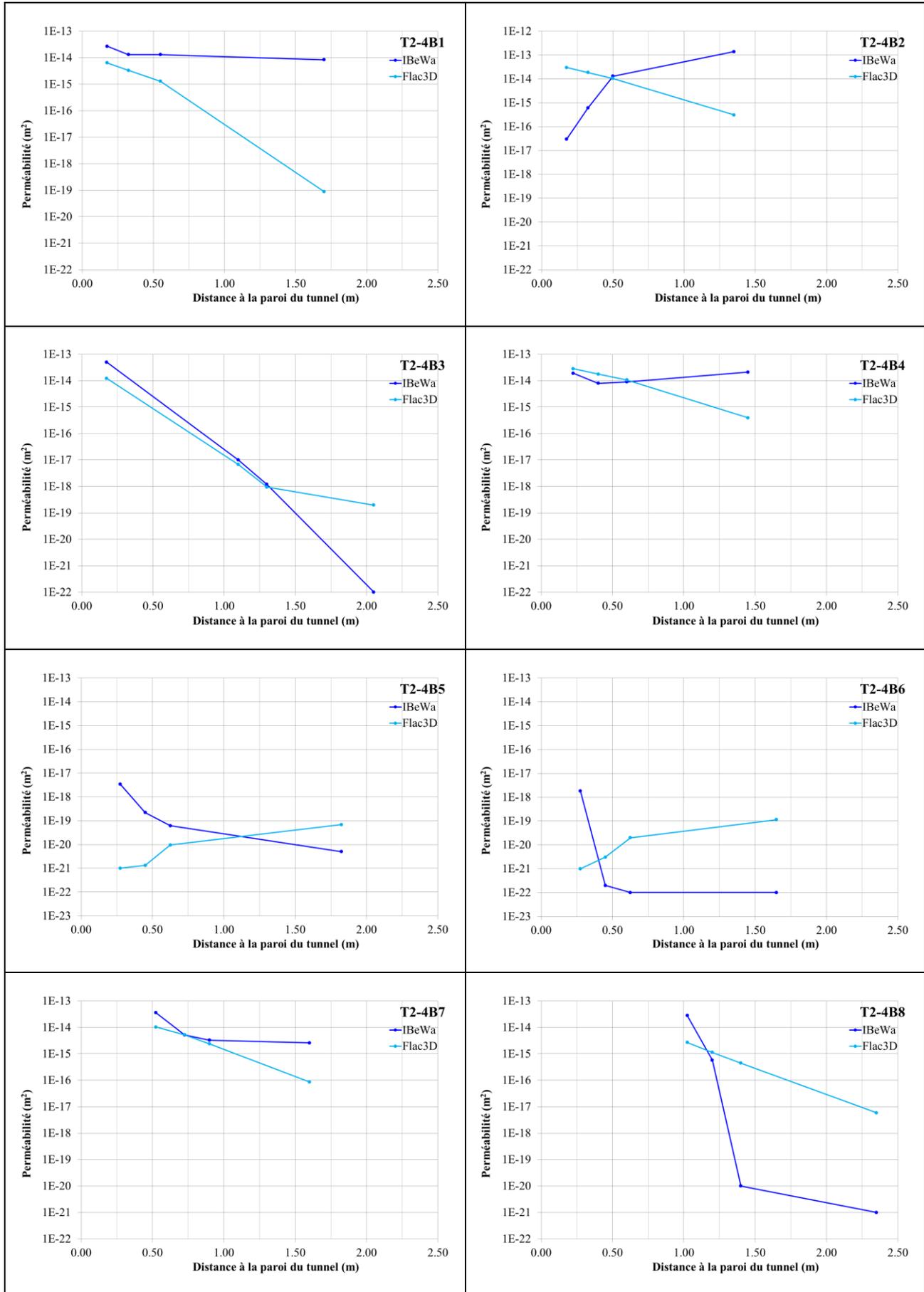


Figure 4-26 : Site T2-2. Comparaison entre les perméabilités expérimentales et celles obtenues avec Flac3D après 10 ans de fluage.



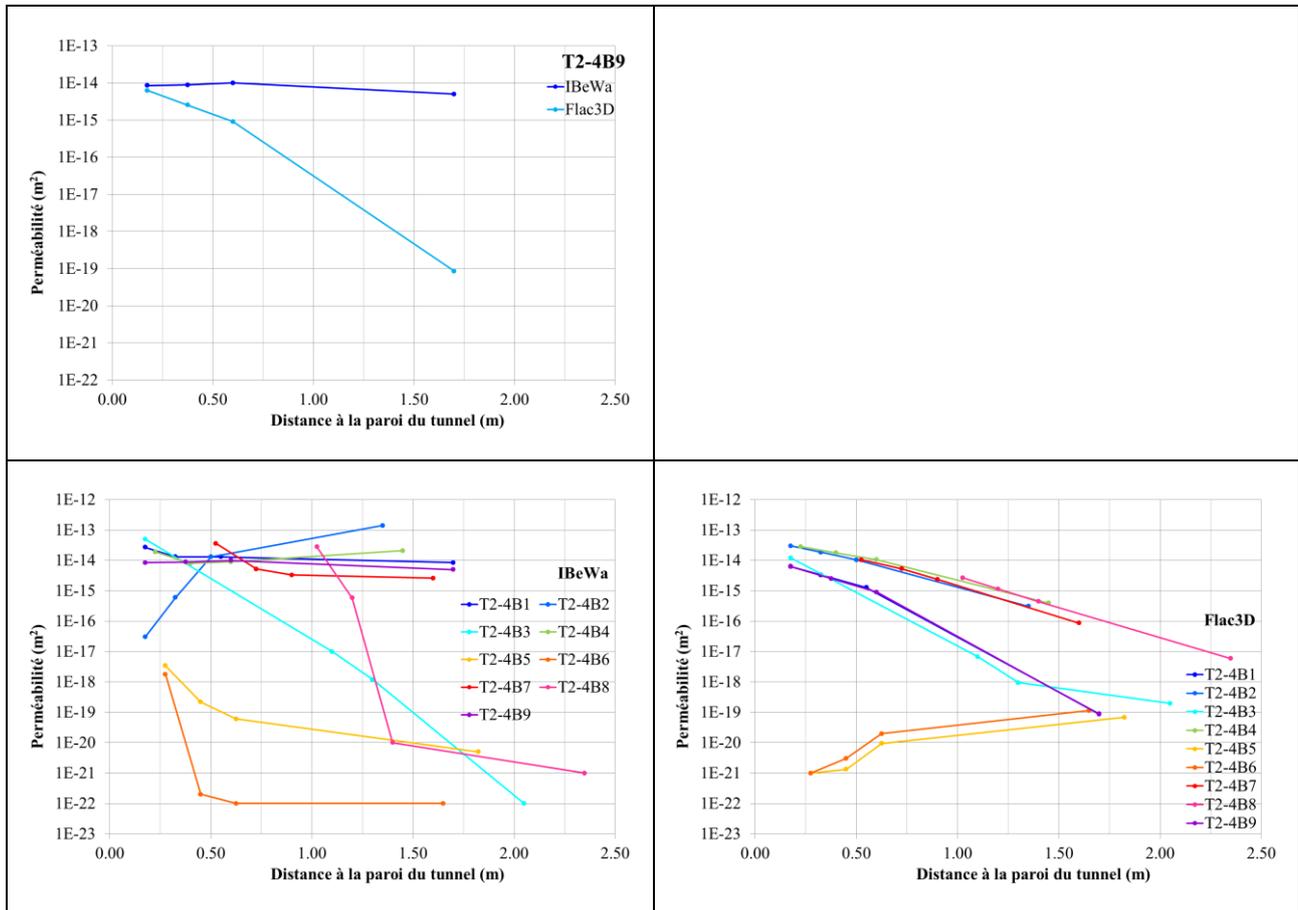


Figure 4-27 : Site T2-4. Comparaison entre les perméabilités expérimentales et celles obtenues avec Flac3D après 10 ans de fluage.

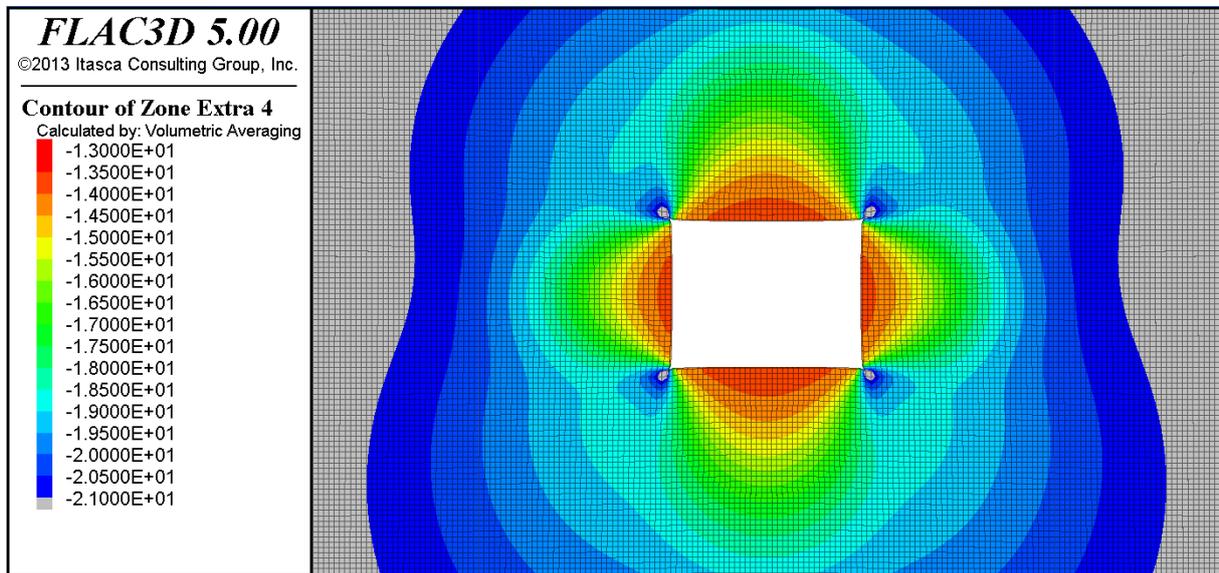


Figure 4-28 : Site T2-1. Champ de perméabilité autour de l'excavation (échelle logarithmique).

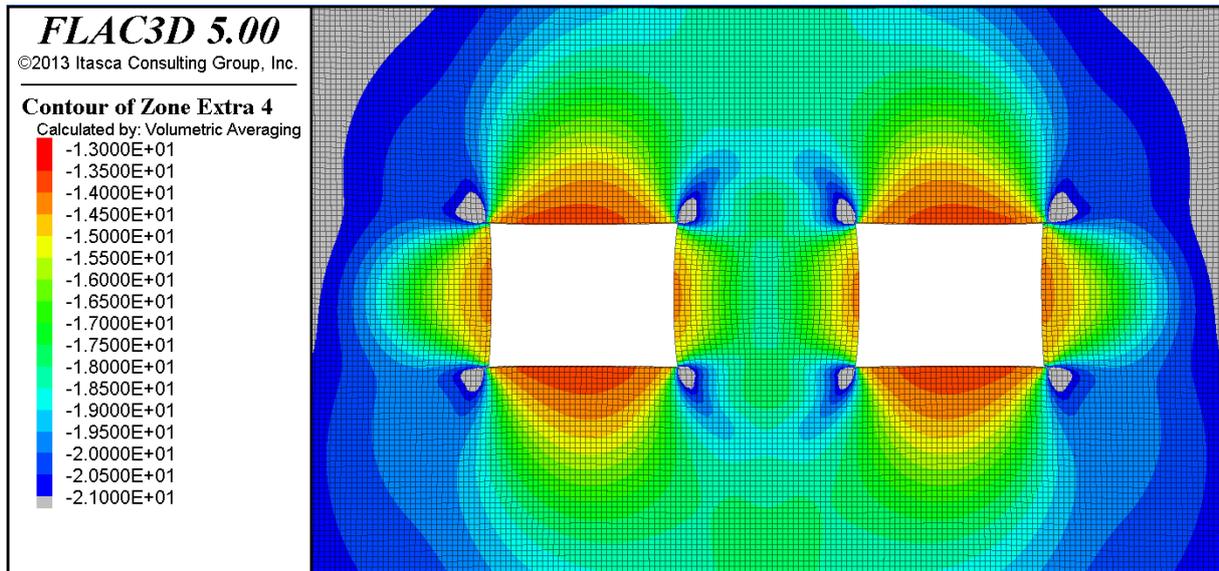


Figure 4-29 : Site T2-2. Champ de perméabilité autour des excavations (échelle logarithmique).

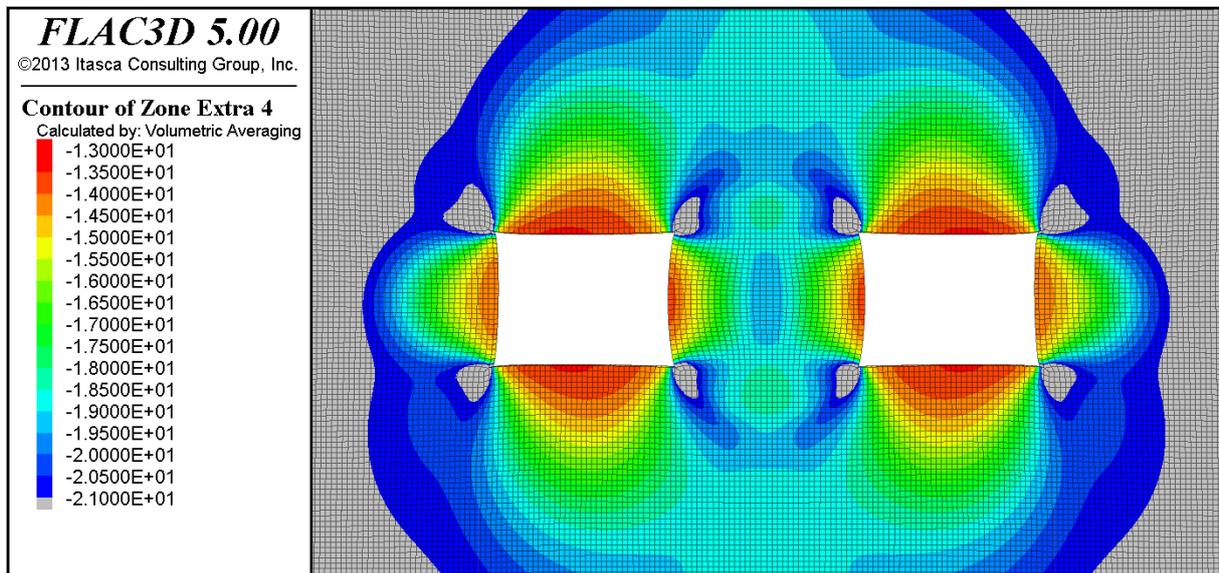


Figure 4-30 : Site T2-4. Champ de perméabilité autour des excavations (échelle logarithmique).

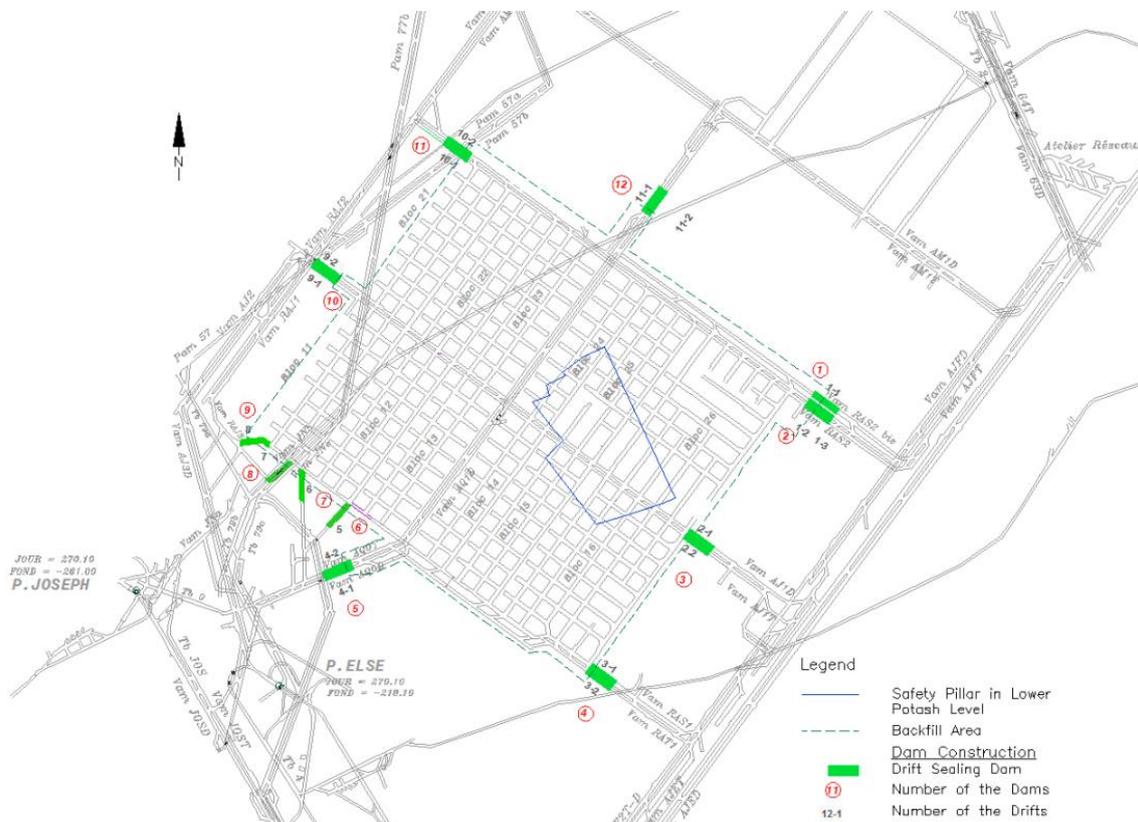
5. SIMULATION DE L'EVOLUTION DE LA PERMEABILITE AUTOUR DES BARRAGES

L'évolution de la perméabilité autour des barrages est ici simulée à l'aide de modèles 3D des tunnels d'accès au stockage. La géométrie de barrage considérée comprend un noyau en blocs de bentonite confiné le long de l'axe du tunnel par un appui en béton. Trois calculs ont été réalisés en considérant trois barrages situés au droit des sites de mesure de la perméabilité par IBeWa. La géométrie de référence est donc celle d'un tunnel simple pour le site T2-1 et celle d'un tunnel double pour les sites T2-2 et T2-4.

Dans ce paragraphe, l'arrivée de la saumure *in fine* n'est pas prise en compte. Ces simulations ne sont donc valides que jusqu'au moment où la saumure arrive en face des barrages.

5.1. Géométrie des barrages

Une étude d'isolation du site de Wittelsheim par des barrages en bentonite situés le long des tunnels d'accès a été réalisée en 2013 par la société Ercosplan (Allemagne) [15]. L'étude prévoit la construction d'une douzaine de barrages, dont les positions sont détaillées en Figure 5-1. La Figure 5-2 montre le schéma conceptuel de construction de chaque barrage. Il s'agit d'un noyau en blocs de bentonite FS 50 (mixture de 50% de sable et 50% de bentonite), dont la stabilité est assurée par un appui en béton réalisé de chaque côté du noyau. L'ensemble décrit doit assurer la stabilité ainsi que l'étanchéité sur le long terme (1000 ans). Dans ce but, les blocs de bentonite sont fabriqués avec un pourcentage de sable qui permet d'améliorer leur résistance mécanique, tout en gardant une perméabilité inférieure à 10^{-18} m^2 . De plus, la stabilité des appuis est assurée sur le court terme (< 500 ans) par l'utilisation d'une mixture de béton et de saumure à base de NaCl, ce qui produit un béton capable de résister à la corrosion exercée par le sel environnant.



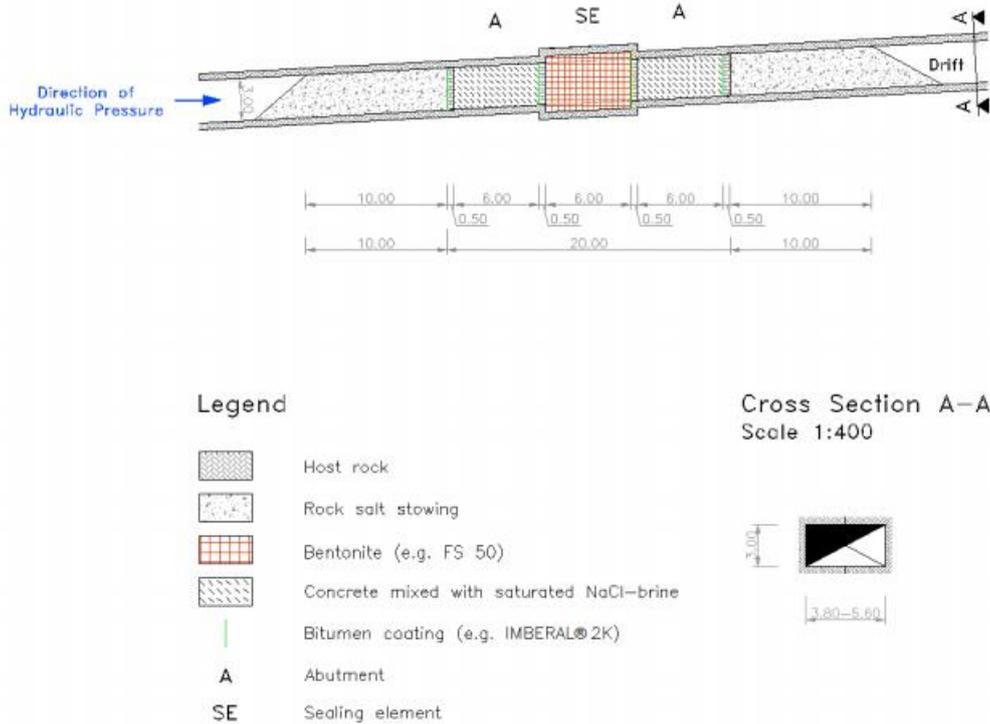


Figure 5-2 : Schéma de construction d'un barrage en bentonite [15].

Notons que la construction du barrage prévoit aussi la mise en place de havrit de sel sur une longueur de 10 m de tunnel de part et d'autre des appuis en béton. Ce matériau produit par une machine de creusement présente une granulométrie comprise entre 0 et 50 mm et permet de réduire la convergence, et donc l'endommagement, du sel entourant la partie terminale du béton du barrage.

5.2. Géométrie des modèles

Deux configurations de galeries d'accès au stockage ont été considérées pour la mise en place des modèles en FLAC3D : le cas d'une galerie simple et le cas d'une galerie double. Les galeries sont caractérisées par une section d'excavation rectangulaire de largeur de 3.8 mètres et de hauteur 3 mètres.

Compte tenu de la symétrie du barrage, les modèles ne considèrent que la demi-longueur du cœur en bentonite (3 m), un appui en béton (6 m) et la longueur de tunnel remplie avec de havrit de sel (10 m). La partie de la galerie qui reste vide au-delà du remplissage en sel n'est pas modélisée. En effet, nous nous intéressons exclusivement au comportement du sel autour du noyau de bentonite, et le devenir de la galerie à plus de 15m de là ne peut avoir qu'une influence marginale sur la perméabilité du sel entourant le bouchon.

Le modèle ne considère pas un surcreusement des galeries au niveau du noyau de bentonite, normalement prévu en phase de réalisation des barrages. Cela représente une hypothèse pénalisante du point de vue de l'évolution de la perméabilité autour des barrages, car le sel entourant les tunnels présente une perméabilité initiale plus forte, due à l'endommagement produit en phase d'excavation.

Les figures de la Figure 5-3 à la Figure 5-6 montrent les deux modèles. Le maillage est réalisé de manière à obtenir des résultats précis au niveau des tunnels avec une discrétisation relativement fine autour de ces structures. Les frontières inférieure et supérieure sont placées à 20 m de l'excavation et les frontières latérales à 30 m. Notons aussi que dans le cas du tunnel double, afin de limiter le temps de calcul, nous ne considérons qu'un seul tunnel, en imposant des conditions de symétrie sur la frontière droite du modèle.

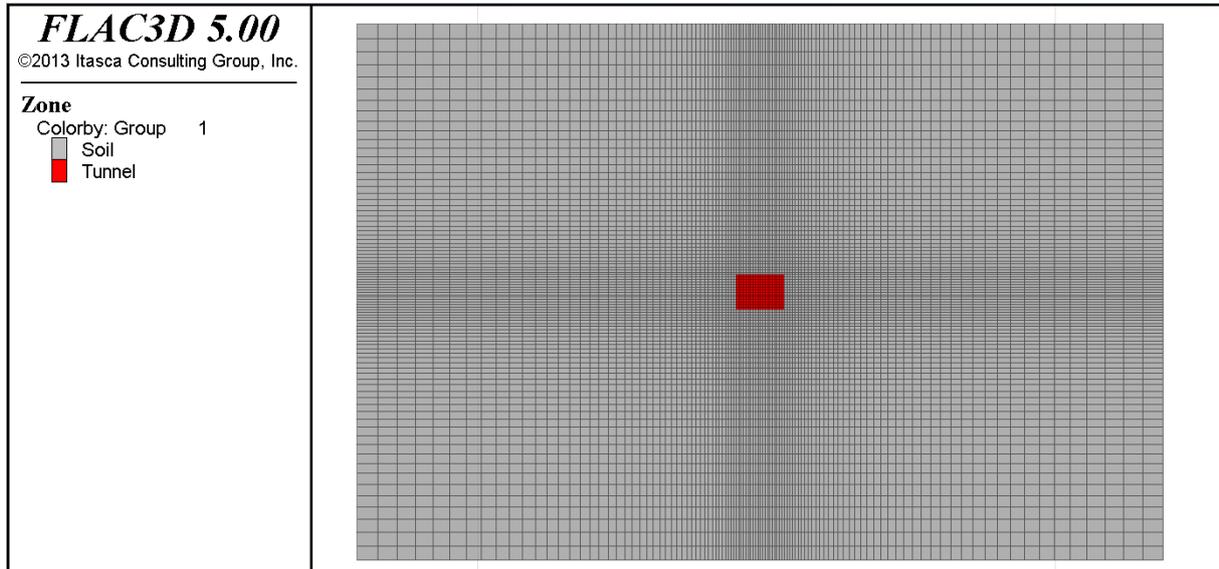


Figure 5-3 : Géométrie du maillage du tunnel simple.

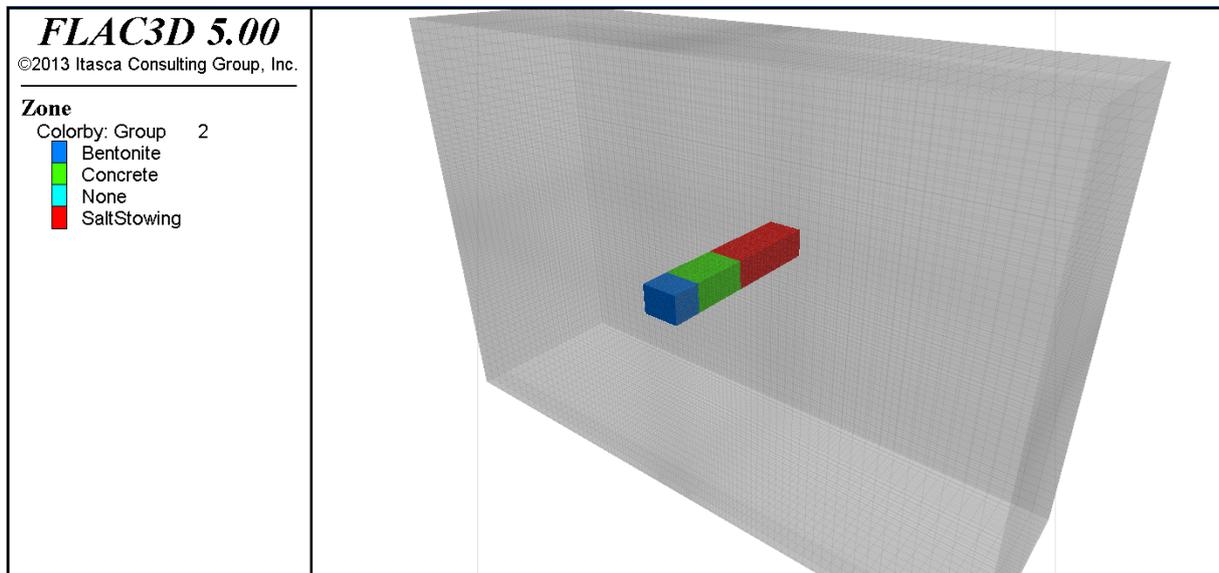


Figure 5-4 : Géométrie du barrage du tunnel simple.

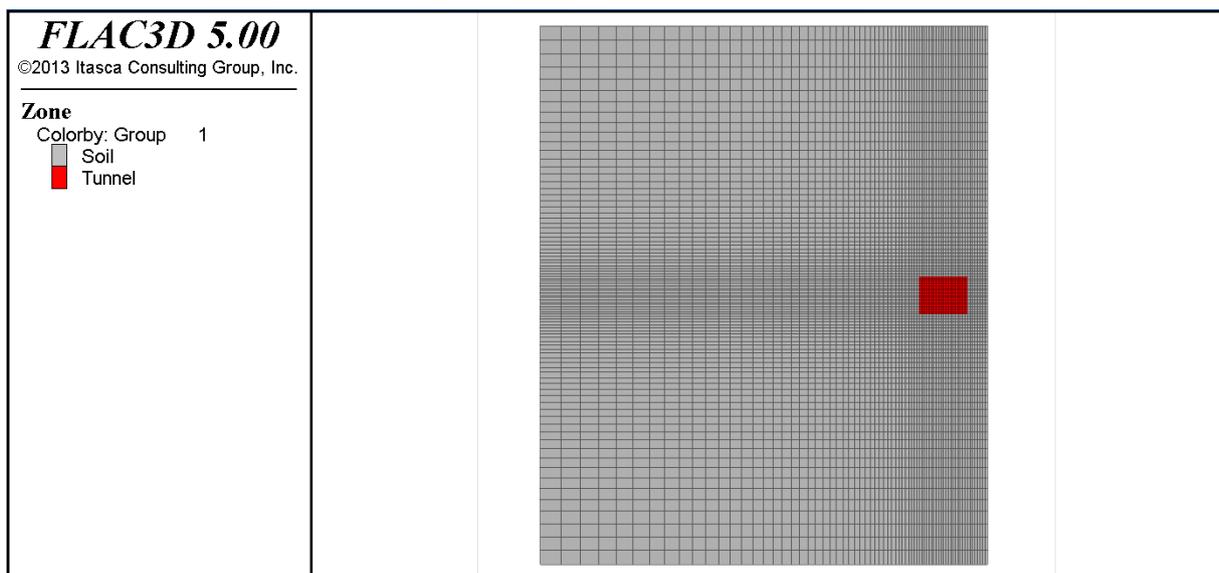


Figure 5-5 : Géométrie du maillage du tunnel double.

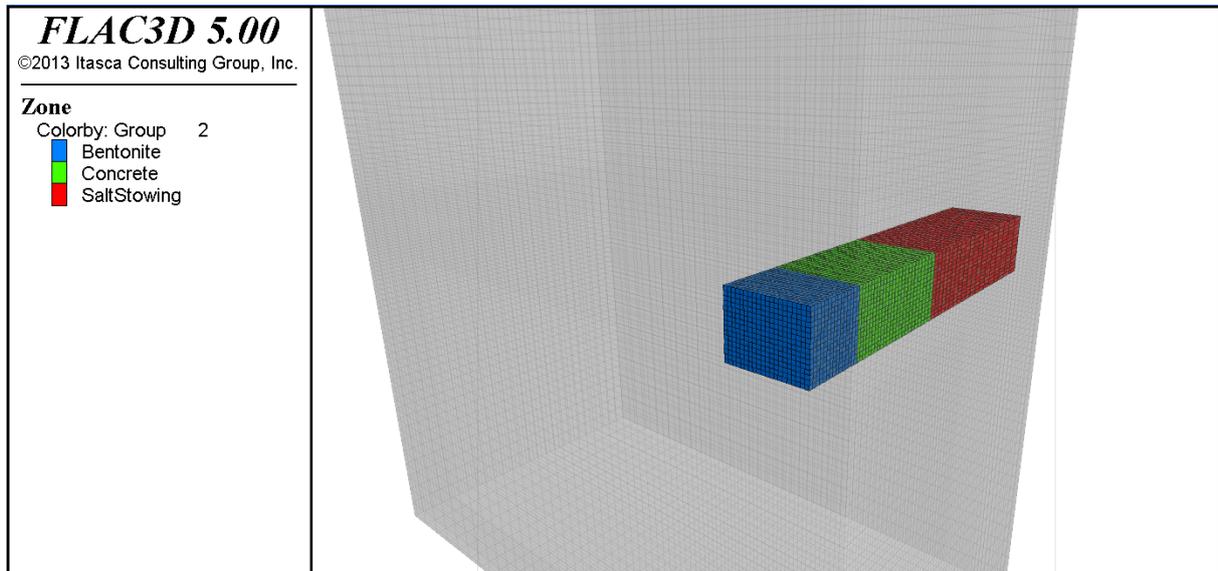


Figure 5-6 : Géométrie du barrage du tunnel double.

5.3. Conditions aux limites et initialisation des contraintes

Les déplacements dans les directions normales aux frontières du modèle sont fixés, à l'exception de la frontière supérieure, sur laquelle une contrainte verticale est appliquée. Au cours du fluage, cette contrainte est mise à jour de façon à tenir compte des évolutions des contraintes montrées en Figure 4-14 (moyenne sur les évolutions des contraintes au droit des sites de mesure de la perméabilité et donc des barrages considérés pour le calcul).

Le champ de contraintes initial prend en compte un coefficient K_0 égal à 1.

Afin de prendre en compte la symétrie du barrage, les déplacements normaux des nœuds de la bentonite situés à la frontière du modèle sont fixés lors de l'installation du barrage dans le modèle. Cette condition n'est pas appliquée pour les nœuds du havrit de sel situés sur la frontière opposée (surface libre).

5.4. Modèles de comportement

5.4.1. Bentonite

Le cœur du barrage est constitué par un assemblage de blocs préfabriqués en bentonite et sable. Cette dernière est rajoutée afin d'améliorer la résistance des blocs, tout en gardant une perméabilité très faible et inférieure à 10^{-18} m^2 .

En ce qui concerne le comportement mécanique de la bentonite, nous nous sommes basés sur les résultats du programme de recherche WF3 (Work Package 3) de l'institut de recherche allemand IfG de Postdam [16]. Ce programme fait partie du projet FORGE (Fate Of Repository Gases) dont le but est l'étude de la génération et du transport des gaz dans les sites de stockage de déchets radioactifs. Une des origines de ces gaz est la corrosion des fûts en métal. Le programme WP3 avait pour objet l'étude du transport du gaz à travers des interfaces entre les blocs de bentonite et entre les blocs et la roche encaissante. Les blocs utilisés pour l'étude étaient des blocs préfabriqués en bentonite FS 40 (60% de bentonite) avec une pression de compaction de 40-50 MPa.

Parmi les différentes séries de tests effectués en laboratoire pour la caractérisation mécanique des blocs ainsi que de leurs interfaces, des essais triaxiaux ont été réalisés avec différentes pressions de confinement et une vitesse de déformation axiale imposée sur des échantillons cylindriques. Les résultats sont montrés en Figure 5-7 en termes de contrainte déviatorique et déformation volumique en fonction de la déformation axiale. Leur analyse a montré que la résistance de blocs peut être bien reprise par un critère de Mohr-Coulomb caractérisé par une cohésion de 2.8 MPa et un angle de

frottement de 22° (Figure 5-8). Notons que les essais de cisaillement sur les interfaces entre deux blocs de bentonite ont mis en évidence presque le même angle de frottement.

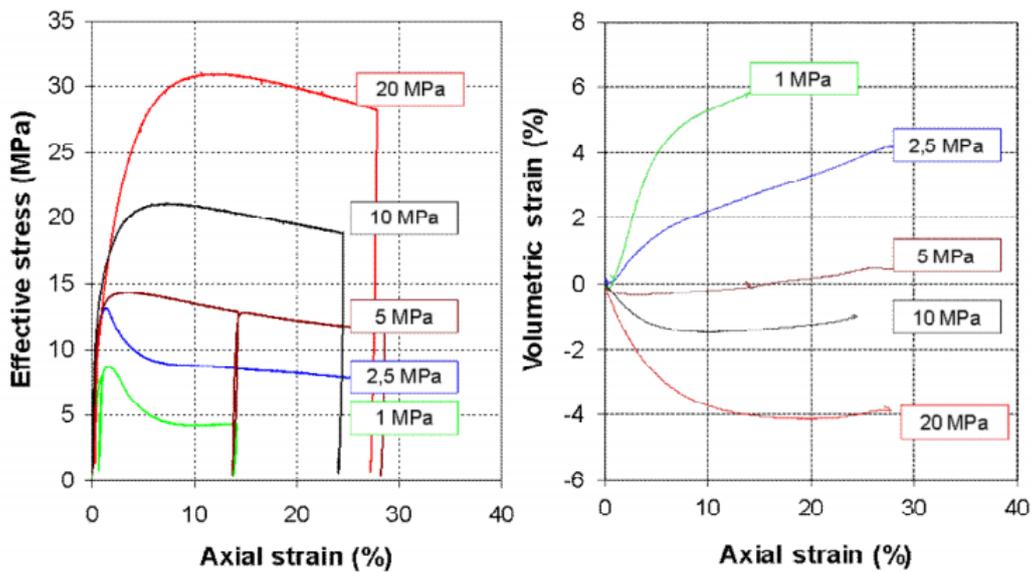


Figure 5-7 : Résultats des essais triaxiaux sur la bentonite FS 40 [16].

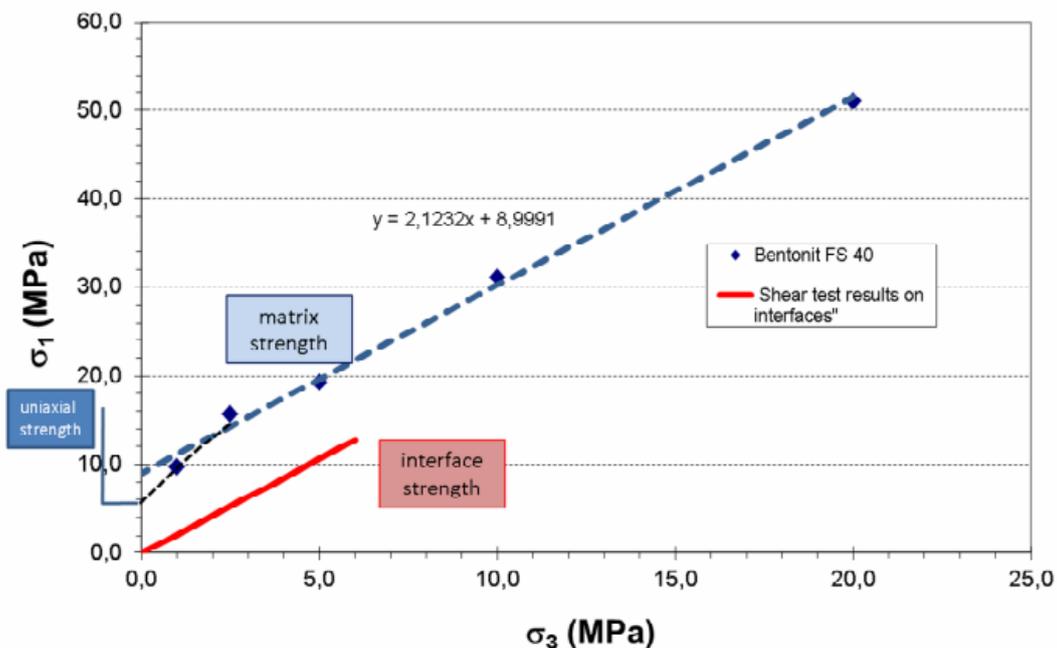


Figure 5-8 : Critère de résistance de Mohr-Coulomb pour les blocs de bentonite FS 40 [16].

Sur la base de ces résultats, nous avons décidé d'utiliser le modèle de comportement de Mohr-Coulomb pour la simulation des blocs de bentonite des barrages de StocaMine avec le jeu de propriétés déterminé pour la bentonite FS 40. Notons toutefois que le pourcentage de bentonite dans les blocs FS 40 est de 10% supérieur à celui des blocs FS 50. Il est donc probable que l'utilisation des propriétés des blocs FS 40 donne lieu à une légère sous-estimation de la résistance. En ce qui concerne le module élastique, nous avons choisi à partir des courbes de la Figure 5-7 une valeur de 1 GPa.

L'ensemble des propriétés retenues pour la simulation sont données en Tableau 5-1.

| Paramètre | |
|---------------------------------|------------------------|
| Masse volumique : ρ | 1800 kg/m ³ |
| Module d'Young : E | 1 GPa |
| Coefficient de Poisson : ν | 0,30 |
| Angle de frottement : φ | 22° |
| Cohésion : c | 2.8 MPa |
| Angle de dilatance : ψ | 0° |
| Résistance en traction : Rt | - |

Tableau 5-1 : Propriétés de la bentonite FS 50.

Enfin, la présence des joints entre les différents blocs n'a pas été prise en compte dans le modèle de comportement. En effet, le barrage étant soumis à compression biaxiale par le fluage du sel, on peut imaginer que le comportement mécanique de l'assemblage de blocs est surtout influencé par le comportement de la matrice des blocs plutôt que par celui des joints.

5.4.2. Béton

Les appuis en béton confinent le noyau en bentonite le long de l'axe du tunnel. Ils servent à amortir l'effet de la pression de gonflement engendrée dans la bentonite par sa saturation progressive lors de son invasion par la saumure. Sur la base des indications reportées dans le rapport de Ercosplan [15] sur le type de béton à utiliser, nous avons modélisé l'appui par un béton de classe C25/30. Le modèle de comportement est un modèle élastoplastique parfait, avec un critère de plasticité de Mohr-Coulomb. Les propriétés utilisées sont reportées en Tableau 5-2.

| Paramètre | |
|---------------------------------|------------------------|
| Module d'Young : E | 33 GPa |
| Coefficient de Poisson : ν | 0,25 |
| Angle de frottement : φ | 38° |
| Cohésion : c | 6,1 MPa |
| Angle de dilatance : ψ | 10° |
| Masse volumique : ρ | 2400 kg/m ³ |
| Résistance en traction : Rt | 2.1 MPa |

Tableau 5-2 : Propriétés du béton C25/30.

Le modèle prend aussi en compte l'évolution du module du béton avec le temps selon la courbe de la Figure 5-9. Cette courbe a été calculée à partir des formulations données en Annexe B de l'Eurocode 2 [17] pour le béton C25/30. Numériquement, le module est modifié tous les 1000 cycles de calcul, ce qui permet de suivre avec précision l'évolution recherchée.

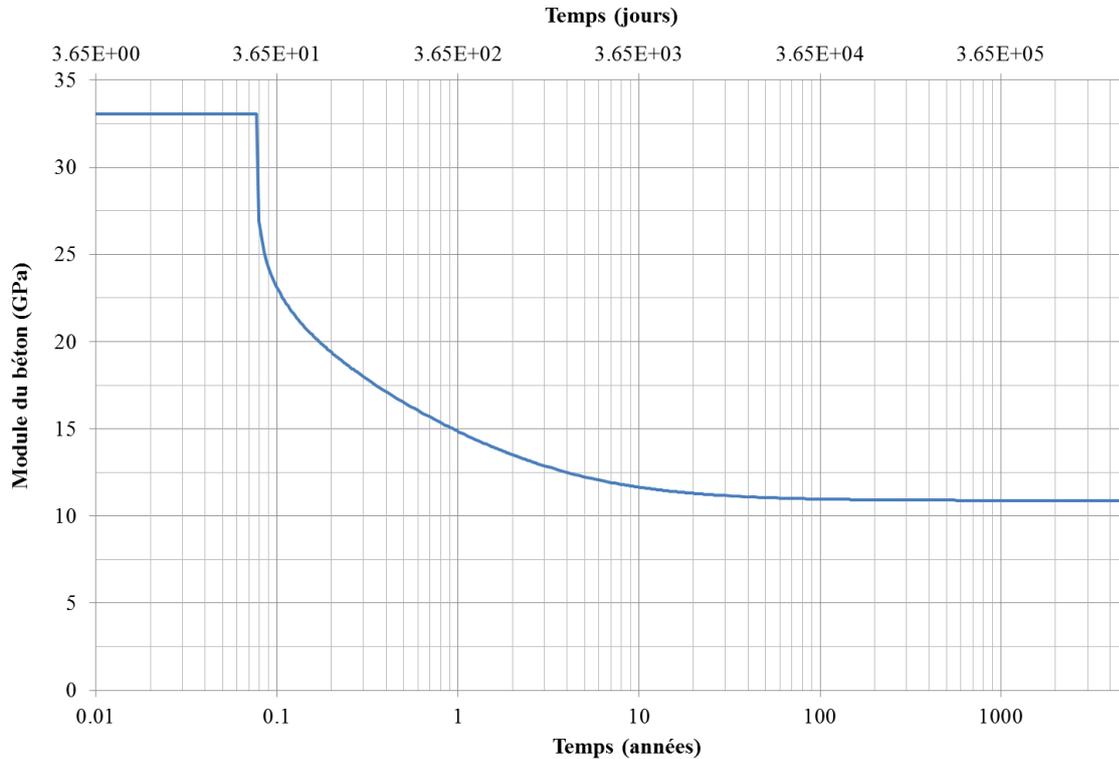


Figure 5-9 : Courbe d'évolution du module du béton C25/30.

Remarque : La valeur retenue pour le module d'Young avant le temps de 28 jours est celle du module d'Young tangent E_c , telle que :

$$E_c = 1,05E_{cm} = 1,05 \cdot 22 \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0,3} = 33 \text{ GPa} \quad (21)$$

Où E_{cm} est le module d'Young sécant et f_{ck} la résistance caractéristique du béton à 28 jours (ici, 25 MPa).

5.4.3. Havrit de sel

Le havrit de sel du barrage est modélisé en reprenant le modèle de comportement utilisé pour les blocs décollés du toit dans notre première étude pour la détermination des flux potentiels de saumure contaminée [3]. Dans ce modèle, le havrit est viscoélastique, avec les propriétés de la loi de Norton calées pour le sel de Wittelsheim. Comme le havrit est comprimé par les murs de la galerie au cours du fluage, ses propriétés de déformation augmentent en même temps que sa porosité diminue. Le changement de porosité est obtenu en suivant la variation de volume. Le module d'Young est ainsi modifié selon la formule suivante :

$$E_i = E_0 \cdot \exp \left(\frac{\ln \frac{E_i}{E_0}}{\frac{V_i - V_0}{V_1 - V_0}} \right) \quad (22)$$

Où :

- V_0 : volume initial des éléments volumiques représentant le havrit (correspondant à une porosité initiale n de 50%) ;
- V_i : volume actuel des éléments volumiques représentant le havrit ($10\% < n < 50\%$) ;
- V_1 : volume final pouvant être atteint par les éléments volumiques représentant le havrit (porosité $n = 10\%$). Cette condition correspond à la compaction maximale du havrit ;

- E_0 : Module de Young initial du havrit ($E = 2.5 \text{ MPa}$);
- E_i : Module de Young actuel du havrit ($2.5 < E < 2500 \text{ MPa}$);
- E_1 : Module de Young final du havrit ($E = E_{\text{salt}}/10 = 2500 \text{ MPa}$).

L'évolution du module de Young est représentée en Figure 5-10.

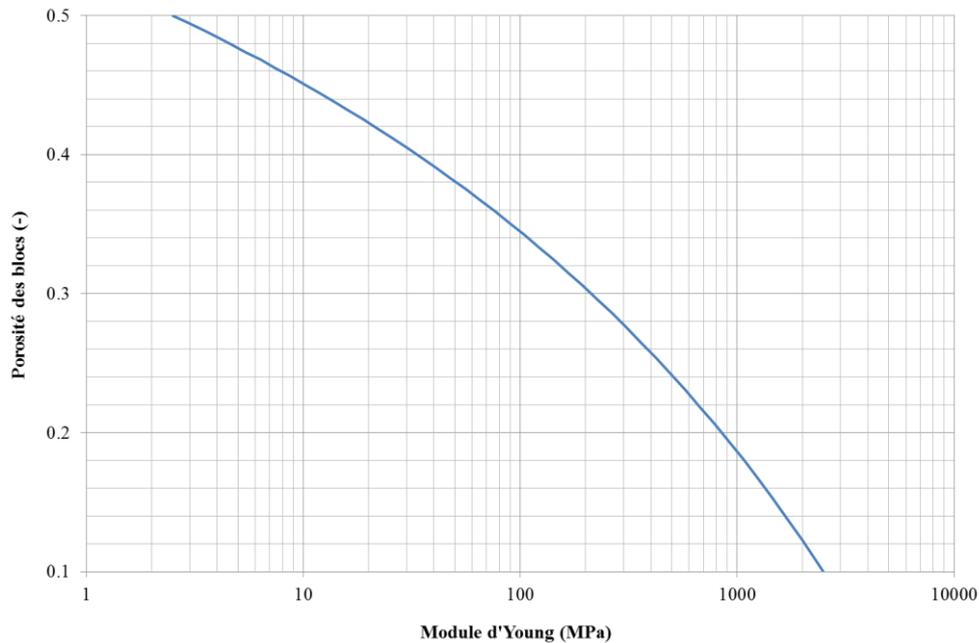


Figure 5-10 : Evolution du module d'Young du havrit du barrage avec la porosité.

Le coefficient de Poisson est considéré comme étant constant et faible (0.05) afin de bien simuler la compaction volumique.

5.5. Interfaces

Des éléments d'interface sont disposés entre les différents matériaux du barrage et le sel encaissant suite à la mise en place du barrage dans le modèle (10 années de fluage après l'excavation du stockage).

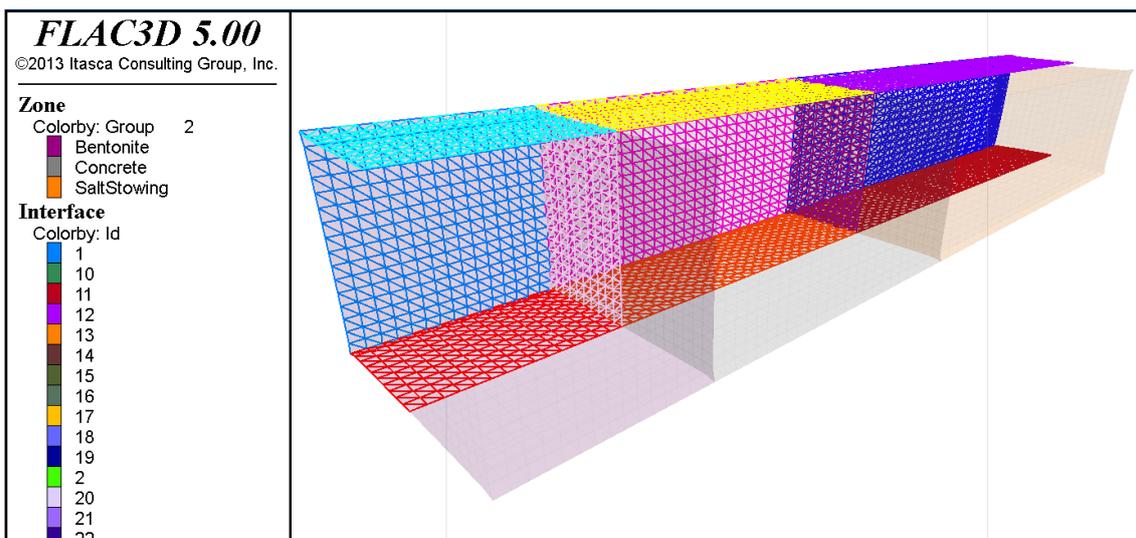


Figure 5-11 : Position des interfaces autour du barrage (pour simplicité de visualisation, seules les interfaces en partie gauche du barrage sont montrées).

Le modèle de comportement régissant les interfaces est un modèle élastoplastique parfait de type Coulomb, défini par un module de rigidité dans la direction normale k_n et en cisaillement k_s , un angle de frottement φ et une cohésion c . Les valeurs des modules de rigidité de l'interface affectent directement les temps de calculs. Elles doivent être assez fortes pour que, dans le domaine élastique, les déplacements relatifs de l'interface soient faibles en regard des déplacements dus aux déformations des matériaux. Néanmoins, une valeur trop forte rallonge les calculs. Une formulation souvent utilisée pour le calcul des modules de rigidité est :

$$k_n, k_s = \frac{10 \cdot \left(K + \frac{4}{3} G \right)}{z_{\min}} \quad (23)$$

avec K et G les modules volumique et en cisaillement de l'élément le plus rigide, en contact avec l'interface, et z_{\min} sa dimension minimale. Pour cette étude nous avons décidé d'utiliser cette équation en considérant les modules élastiques du sel (25 GPa) pour les interfaces suivantes :

- Sel / Bentonite ;
- Sel / Béton ;
- Bentonite / Béton.

En ce qui concerne les interfaces avec le havrit de sel du barrage, nous avons choisi une valeur plus de 1000 fois plus faible. En effet, l'utilisation d'une raideur plus importante donnerait lieu dans la phase initiale du calcul à des forces de contact très fortes par rapport au module du havrit (qui est initialement de 2.5 MPa). Cela conduirait à des déformations excessives du havrit et donc à l'arrêt du calcul.

Le Tableau 5-3 résume les propriétés des interfaces.

| Interfaces Sel/Bentonite, Sel/Béton, Bentonite/Béton | |
|---|------------|
| Module de rigidité normal : k_n | 1500 GPa/m |
| Module de rigidité en cisaillement : k_s | 1500 GPa/m |
| Angle de frottement : φ | 20° |
| Cohésion : c | 0 |
| Interfaces Sel/Havrit, Béton/Havrit | |
| Module de rigidité normal : k_n | 1.5 GPa/m |
| Module de rigidité en cisaillement : k_s | 1.5 GPa/m |
| Angle de frottement : φ | 20° |
| Cohésion : c | 0 |

Tableau 5-3 : Propriétés des interfaces.

5.6. Etapes de la modélisation

Dans un premier temps, la géométrie du modèle est définie, les contraintes sont initialisées dans le massif de sel. L'état initial de contraintes diffère de l'état du massif vierge, étant modifié par l'excavation des vides miniers sus-jacents. Il correspond à l'état des contraintes au droit du barrage avant l'excavation du stockage.

La simulation est ensuite réalisée selon le schéma suivant :

1. **Excavation de la galerie**, en utilisant la méthode de déconfinement (avec des taux de déconfinement de 20, 40, 60, 80 et 100%), en recherchant l'équilibre mécanique à chaque pas de déconfinement ;

2. **Fluage sur une période de 10 années ;**
3. **Mis en place du barrage.** Le fluage est arrêté et des interfaces sont mises en place entre les différents matériaux du barrage et le sel du massif. Un nouvel état d'équilibre mécanique est recherché ;
4. **Simulation du fluage sur le long terme (5000 années).** Notons que les résultats de cette simulation ne sont valides que jusqu'à 240 ans, moment où la saumure arrive en face des barrages. A partir de ce moment, une simulation rigoureuse devrait aussi considérer l'effet du gonflement de la bentonite du barrage sur les perméabilités du sel encaissant. Toutefois, comme nous le présenterons dans le paragraphe 5.7, les résultats des simulations montrent déjà une très faible perméabilité du sel avant l'arrivée de la saumure (perméabilité inférieure de plusieurs ordres de grandeur à celle de la bentonite). La simulation du gonflement de la bentonite amènerait à un confinement supplémentaire du sel et donc à une réduction supplémentaire des perméabilités. Les calculs « sans gonflement » sont donc pessimistes du point de vue de l'évolution des contraintes dans le sel qui entoure le barrage.

5.7. Résultats des simulations

Trois modèles sont analysés, un barrage simple au droit du site de mesure T2-1 et deux barrages doubles au droit des sites T2-2 et T2-4. Les positions des modèles sont repérées en Figure 4-2. Pour chaque modèle, les résultats suivants sont présentés :

- Champ de perméabilité du sel autour de l'excavation à 10 ans (avant l'installation du barrage) et à 240 ans dans une coupe verticale perpendiculaire à l'axe du tunnel et située au milieu du noyau de bentonite (ce qui correspond à une des frontières du modèle) ;
- Champ de perméabilité du sel à 240 ans dans une coupe verticale parallèle à l'axe du tunnel ;
- Profils de perméabilité du sel et de la contrainte moyenne pour les éléments de volume situés au droit des « forages » de la Figure 5-12 et de la Figure 5-13 (respectivement pour les tunnels simple et double). Ces forages de 4 m de longueur sont positionnés au milieu du noyau de bentonite et partent des parois de l'excavation. Compte tenu de la symétrie du modèle, nous ne considérons que 3 forages pour le cas du tunnel simple ;
- L'évolution avec le temps de la perméabilité et de la contrainte moyenne le long des 4 « forages » précédemment décrits (jusqu'à 5000 ans de fluage).

Comme les résultats des trois modèles sont similaires, nous ne montrons dans ce paragraphe que les résultats du modèle du tunnel simple, afin de simplifier la présentation. Les résultats des deux modèles de tunnels doubles sont donnés en Annexe A et en Annexe B. Les conclusions pour ces deux tunnels sont identiques à celles pour le tunnel simple.

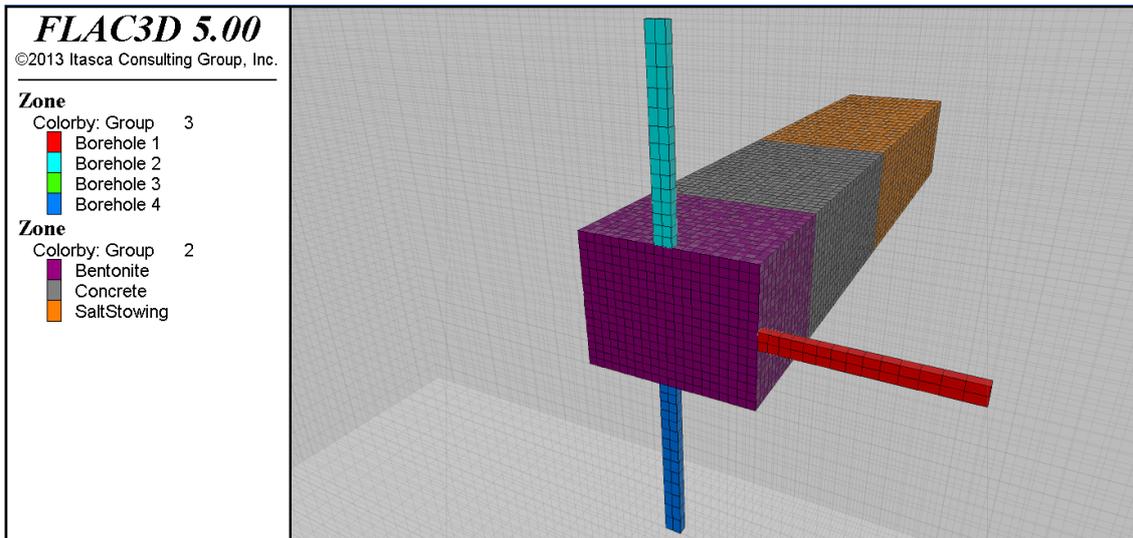


Figure 5-12 : Position des « forages » utilisés pour suivre l'évolution de la perméabilité autour de l'excavation dans le cas du tunnel simple.

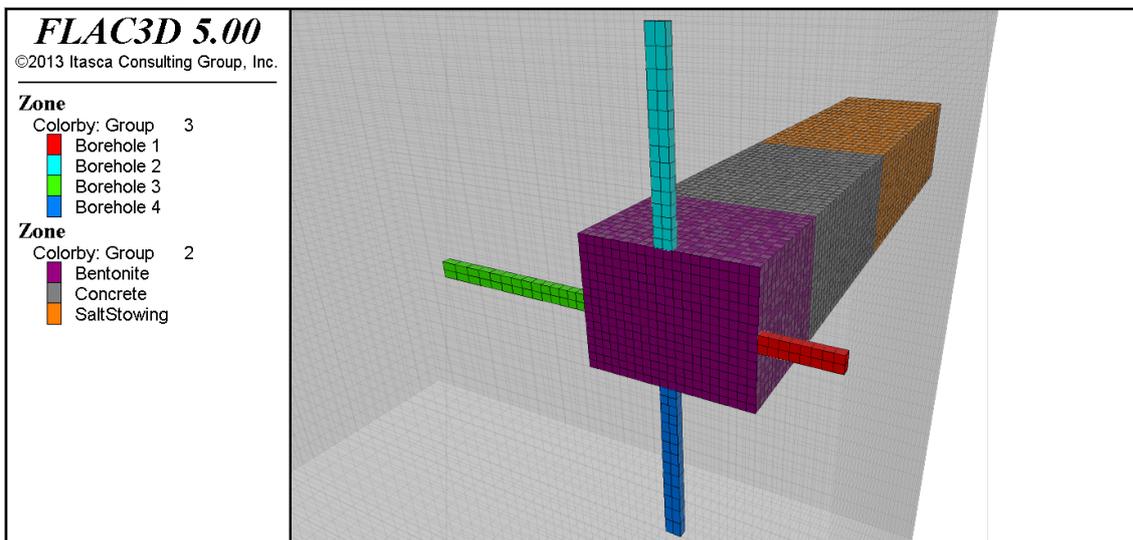


Figure 5-13 : Position des « forages » utilisés pour suivre l'évolution de la perméabilité autour de l'excavation dans le cas du tunnel double.

5.7.1. Tunnel simple

Le champ de perméabilité avant la mise en place du barrage (10 ans de fluage) est montré en Figure 5-14 sur une coupe verticale perpendiculaire à l'axe du tunnel. Cette figure montre les mêmes valeurs que la Figure 4-28. En effet, comme le tunnel est encore vide, le modèle 3D donne les mêmes résultats que le modèle 2D utilisé en phase de calibration de la loi perméabilité-contrainte.

L'état du modèle après 240 ans de fluage montre des valeurs de perméabilité nettement plus faibles, généralement inférieures à 10^{-21} m^2 pour la coupe verticale située au milieu du noyau en bentonite (Figure 5-15). Les coins de la galerie subissent une recompression mineure et présentent donc des valeurs légèrement plus importantes de perméabilité ($3 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$). Les résultats dans la section verticale passant par l'axe du tunnel montrent une perméabilité faible autour de la partie du barrage en bentonite et en béton. Au contraire, le sel autour de la partie du barrage en havrit de sel présente des valeurs plus élevées, de l'ordre de 10^{-17} m^2 . Cela est dû à la forte compressibilité du havrit qui retarde le reconfinement du sel avoisinant.

Compte tenu de la perméabilité de la bentonite (10^{-18} m^2), ces premiers résultats permettent de considérer le sel entourant la partie centrale du barrage comme étanche. En effet, la perméabilité du sel reste de plus de deux ordres de grandeur inférieure à celle de la bentonite sur une longueur de 18 m (2 appuis en béton de 6 m de longueur plus le noyau central de bentonite de 6 m). L'envahissement du stockage par la saumure ne peut donc avoir lieu que par l'écoulement de la saumure à travers le barrage.

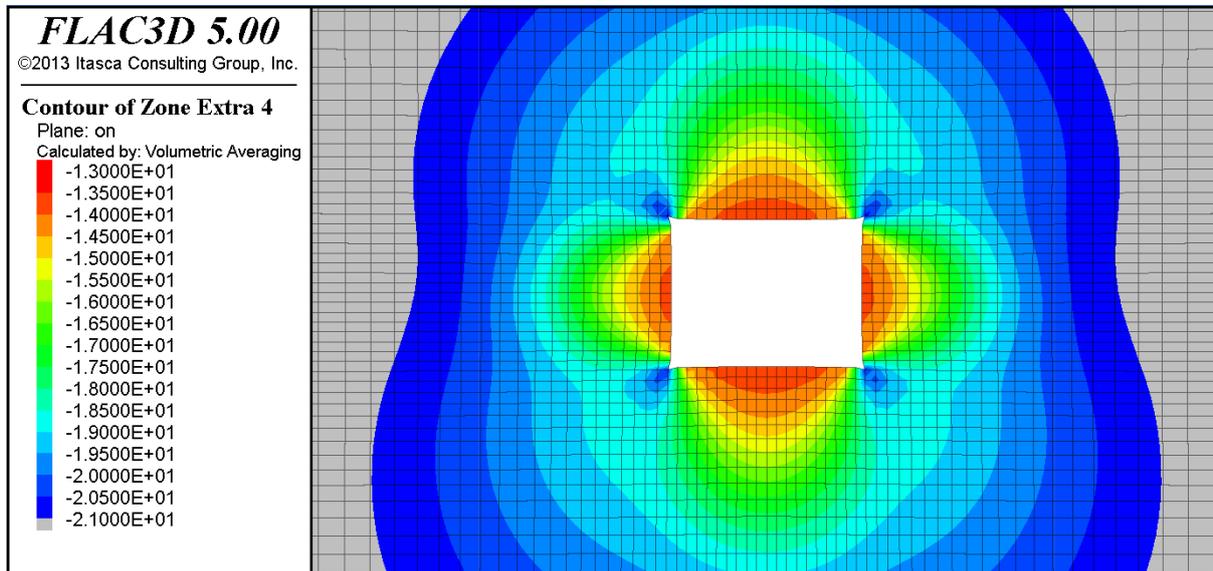


Figure 5-14 : Champ de perméabilité dans une coupe verticale perpendiculaire à l'axe du tunnel à 10 ans (échelle logarithmique).

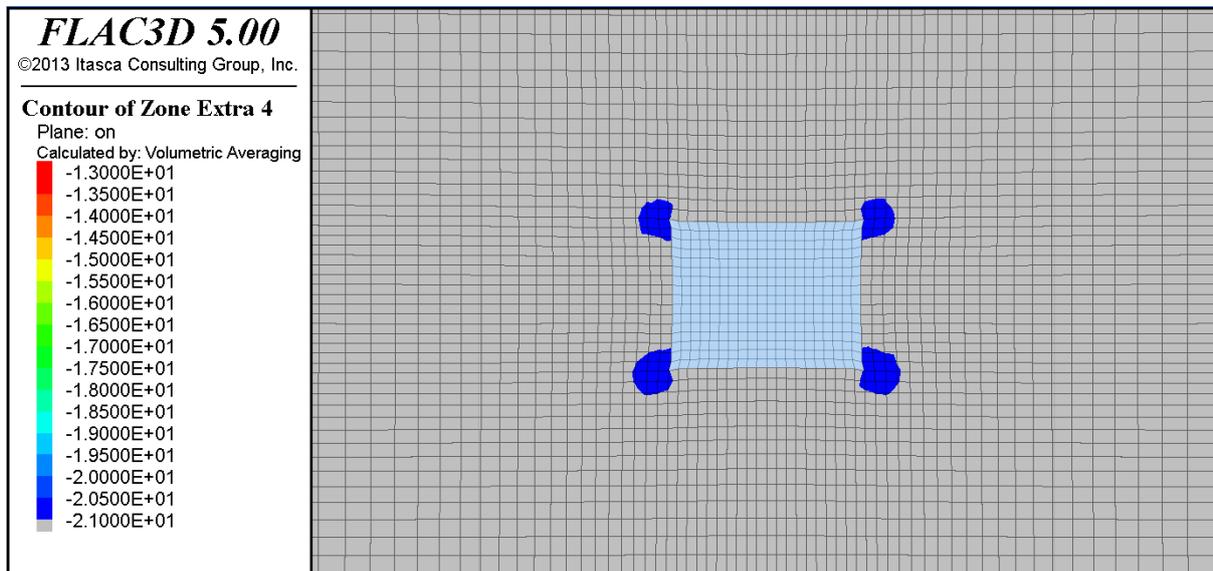


Figure 5-15 : Champ de perméabilité à 240 ans dans une coupe verticale perpendiculaire à l'axe du tunnel au niveau du noyau en bentonite (échelle logarithmique).

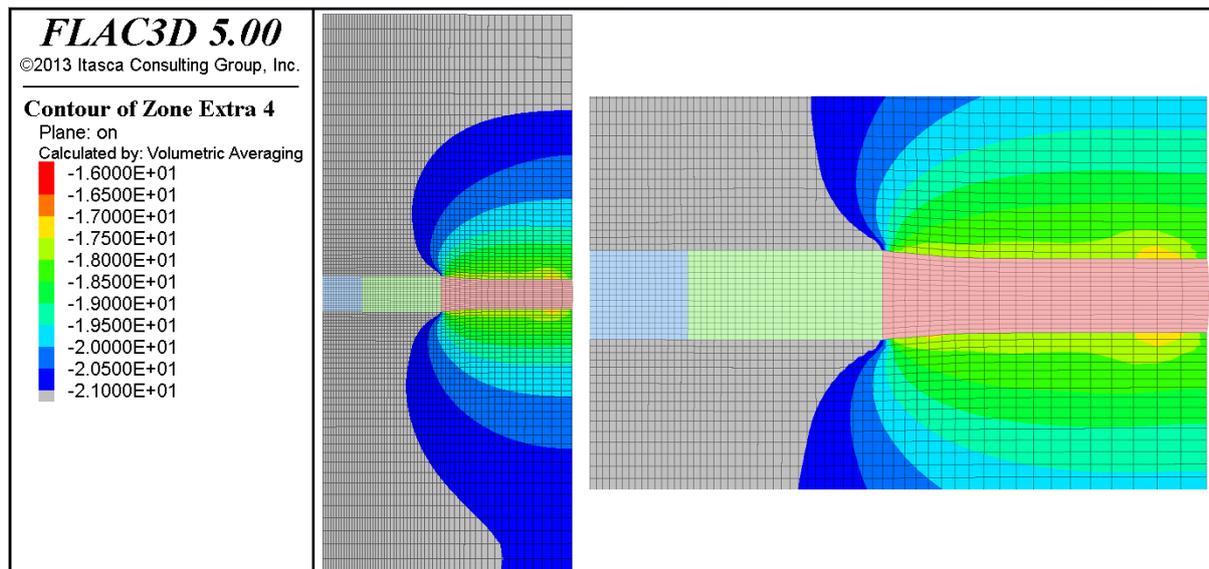


Figure 5-16 : Champ de perméabilité au niveau de l'axe du tunnel à 240 ans (échelle logarithmique). La figure de droite montre une vue zoomée sur l'excavation.

Les profils de la perméabilité et de la contrainte moyenne le long des 3 « forages » de la Figure 5-12 sont montrés dans les figures suivantes. Pour chaque figure, une courbe pointillée grise indique la perméabilité (respectivement la contrainte moyenne) dans le sel vierge, avant l'excavation des vides miniers et du stockage. Au contraire, la courbe pointille noire « t = 0 ans » représente les profils après l'excavation du stockage, avant la simulation de fluage.

Sur la base de ces résultats, nous pouvons observer les points suivants :

- L'excavation de la galerie engendre un déconfinement majeur du sel situé en toit et en radier à cause de la géométrie du tunnel. La contrainte moyenne à 0.25 m de la paroi est de 9 MPa pour le forage horizontal et de 5 MPa seulement pour les forages verticaux. Le fluage sur 10 ans cause une relaxation supplémentaire de la contrainte moyenne qui atteint 3 MPa à 0.25 m de la paroi (correspondant à une perméabilité de 10^{-14} m^2). Logiquement, à une distance supérieure de l'excavation, les valeurs de perméabilité sont plus faibles et s'approchent des valeurs initiales. Les figures montrent une décroissance exponentielle de la perméabilité avec la profondeur. A une distance de 3 m, les perméabilités sont de l'ordre de $10^{-18} / 10^{-19} \text{ m}^2$;
- La réduction de la contrainte moyenne (où l'augmentation de la perméabilité) survient très rapidement avec le début de la simulation de fluage. L'évolution des profils respectifs est surtout observée avant la première année de de fluage ;

Notons que dans le cas du forage horizontal, la contrainte moyenne à une distance supérieure à 1 m de l'excavation est supérieure à la contrainte du massif vierge, pour un temps de fluage compris entre 0 et 0.1 ans (Figure 5-18). Dans ce cas, en cohérence avec la loi de variation de la perméabilité montrée en Figure 4-24, nous considérons la perméabilité de cette partie du sel recomprimé égale à la valeur initiale de perméabilité de 10^{-21} m^2 (Figure 5-17).

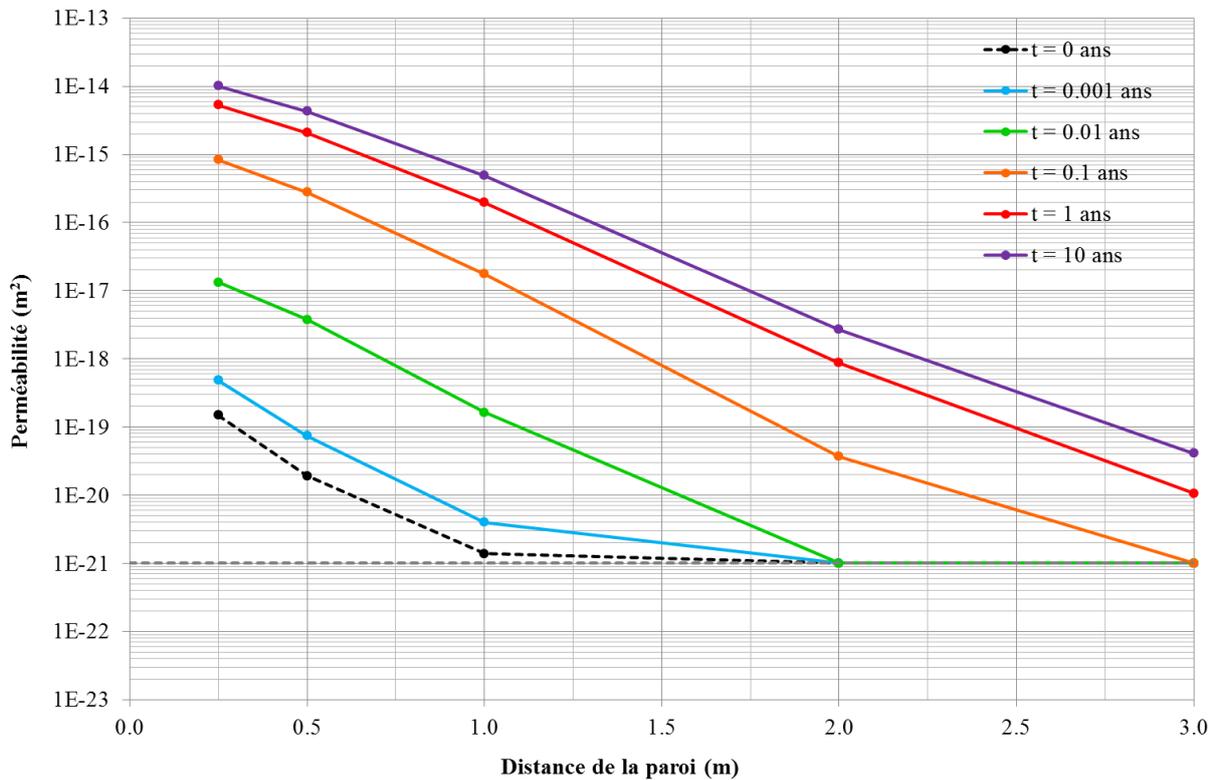


Figure 5-17 : Profils de la perméabilité le long du forage horizontal « Borehole 1 » pendant les 10 premières années.

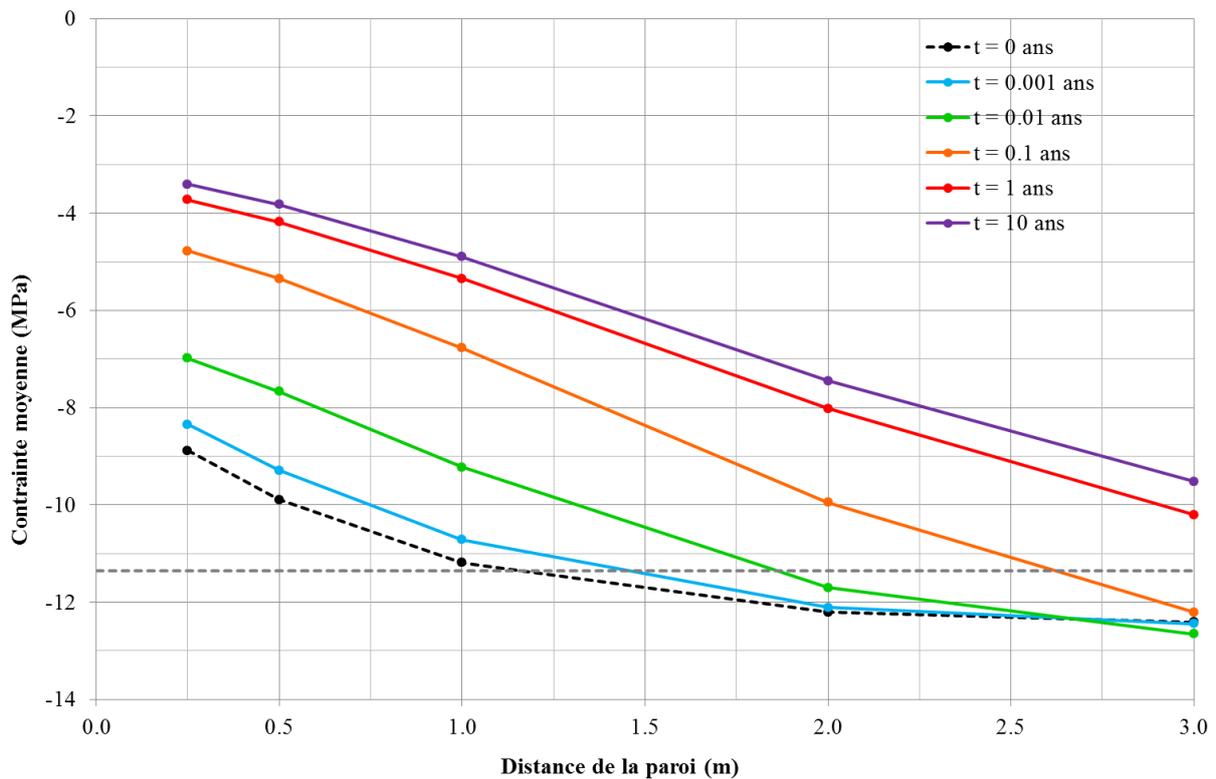


Figure 5-18 : Profils de la contrainte moyenne le long du forage horizontal « Borehole 1 » pendant les 10 premières années.

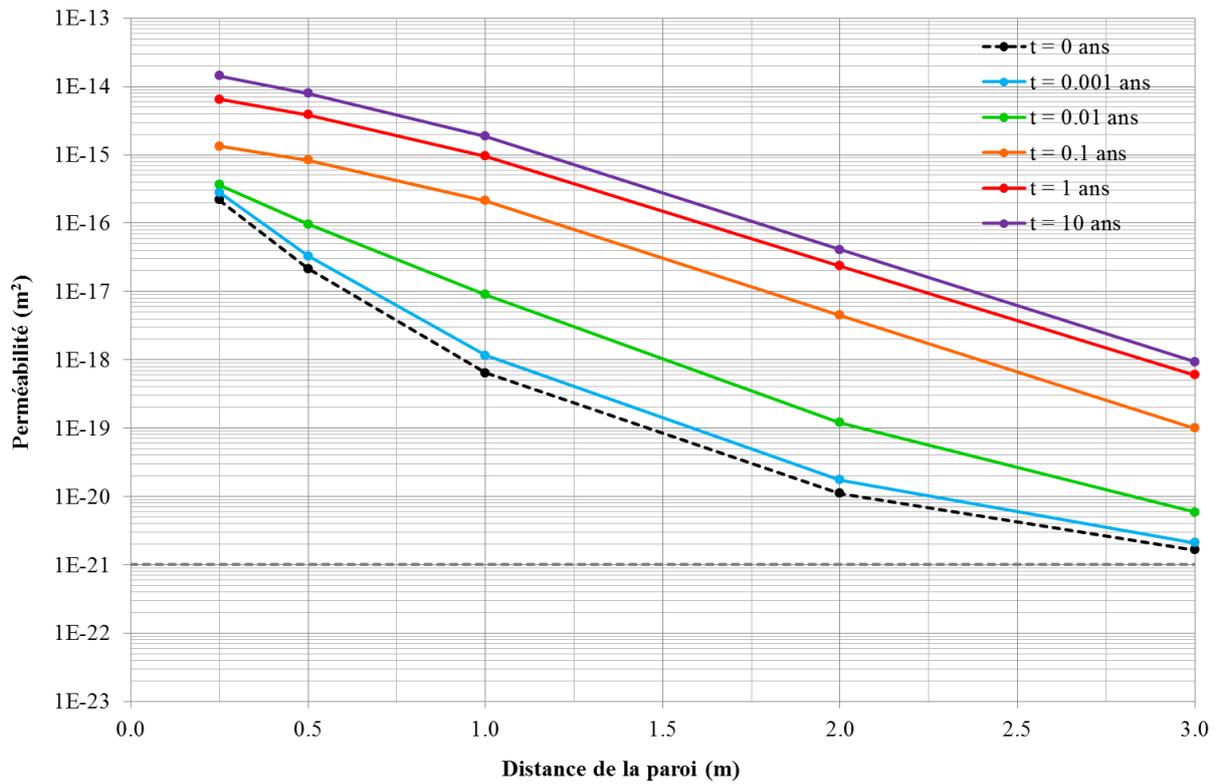


Figure 5-19 : Profils de la perméabilité le long du forage vertical supérieur « Borehole 2 » pendant les 10 premières années.

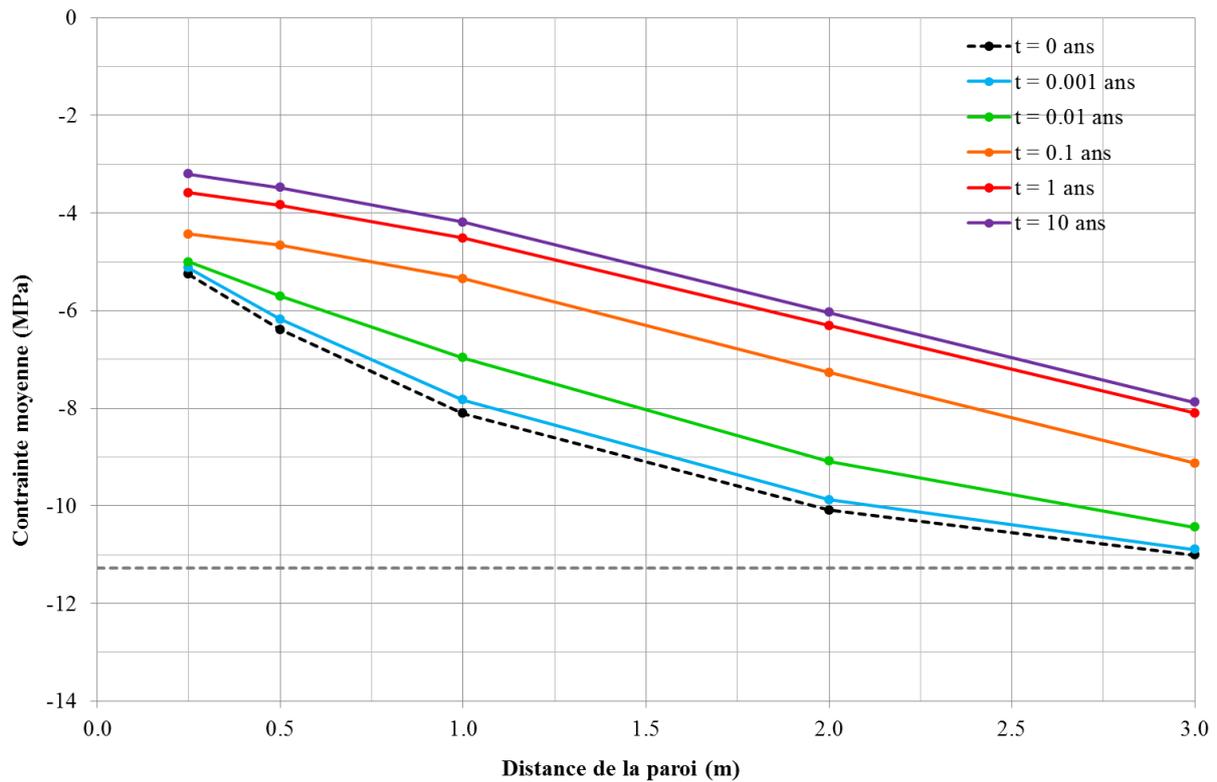


Figure 5-20 : Profils de la contrainte moyenne le long du forage vertical supérieur « Borehole 2 » pendant les 10 premières années.

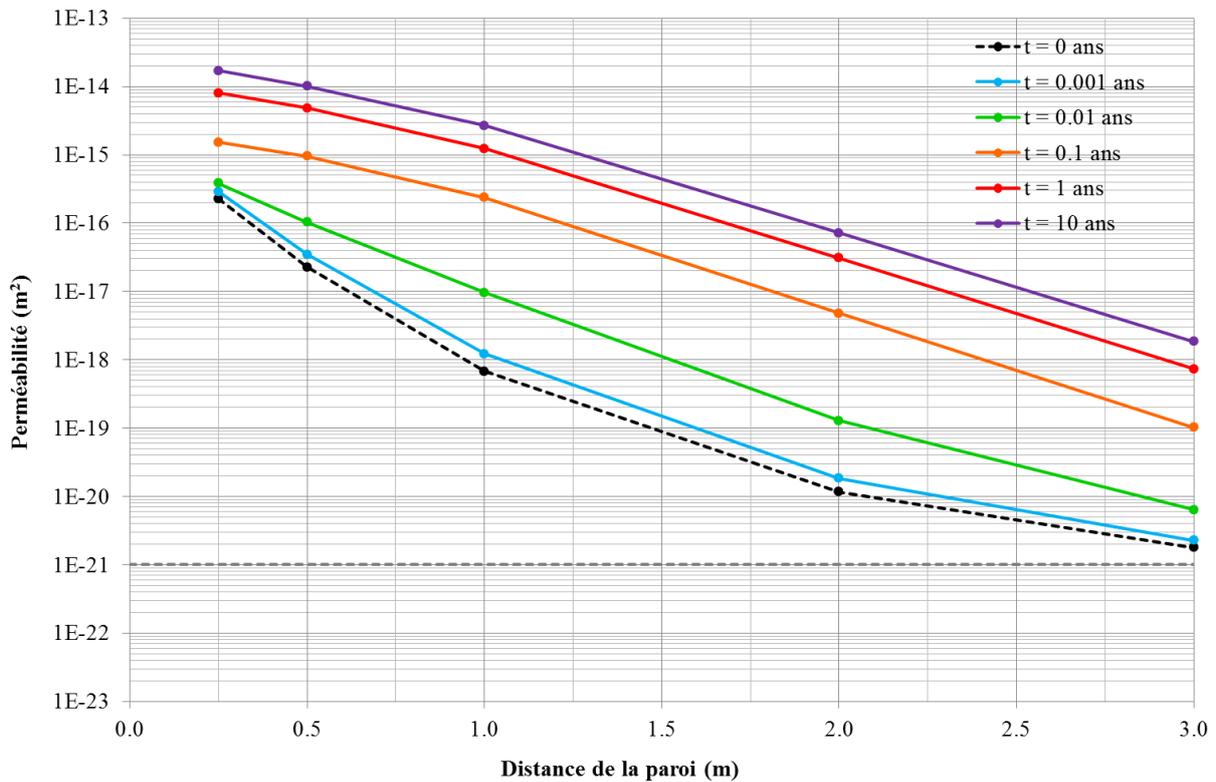


Figure 5-21 : Profils de la perméabilité le long du forage vertical inférieur « Borehole 4 » pendant les 10 premières années.

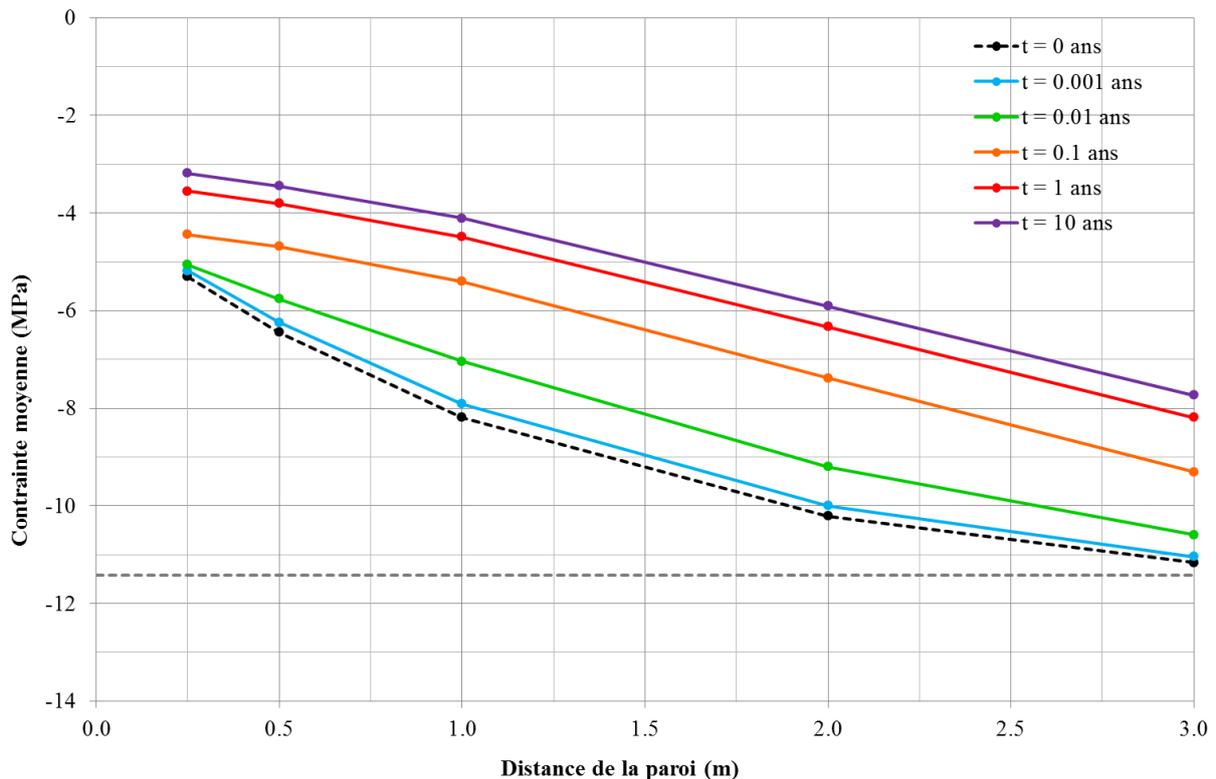


Figure 5-22 : Profils de la contrainte moyenne le long du forage vertical supérieur « Borehole 4 » pendant les 10 premières années.

L'évolution de la perméabilité ainsi que de la contrainte moyenne sur 5000 ans à partir de l'excavation du stockage est montrée de la Figure 5-25 à la Figure 5-30. Les résultats sont relatifs aux éléments volumiques situés au droit des trois forages de la Figure 5-12. Principalement, ces figures montrent une réduction très rapide de la perméabilité lors des premières années de fluage. A

partir de 25 ans (c'est-à-dire 15 ans après la mise en place des barrages), toutes les valeurs de perméabilité lues le long des forages redeviennent égales à 10^{-21} m^2 . Cela est dû à la présence du barrage qui réduit sensiblement les vitesses de convergence du tunnel et cause un reconfinement rapide du sel endommagé autour de l'excavation. En effet, comme le montrent la Figure 5-23 et la Figure 5-24, les convergences du sel sont presque arrêtées au droit de la partie du barrage en bentonite et en béton. Au contraire, la partie du tunnel comblée avec du havrit de sel continue à converger en raison de son module initialement très faible. Cependant, la réduction des vides au sein du havrit entraînée par la convergence du tunnel cause une augmentation progressive du module et donc une réduction progressive de la vitesse de fluage dans cette partie du tunnel.

La faible convergence du tunnel récupérée au droit du bouchon en bentonite (environ 3 cm sur 5000 ans) apparaît raisonnable au vu du module élastique choisi pour ce matériau (1 GPa) ainsi que de l'état de contrainte existant à la profondeur des barrages (environ 10 MPa).

En ce qui concerne l'évolution de la contrainte moyenne avec le temps, nous notons une ré-augmentation des valeurs à partir de 50-80 ans de fluage. Nous nous sommes interrogés sur la raison de ce phénomène. En effet, la contrainte imposée sur la frontière supérieure du modèle n'est pas constante pendant la simulation du fluage (voir la Figure 4-14). Sa variation permet de prendre en compte l'effet de la fermeture des vides miniers sus-jacent (ainsi que du stockage) sur l'état des contraintes dans le sel. En particulier, la contrainte appliquée est plus forte aux petits temps et se réduit avec le fluage. Cela se traduit par une réduction globale de la contrainte moyenne dans le modèle. Pour illustrer ce point, nous avons tracé sur les figures de la contrainte moyenne, l'évolution de la contrainte moyenne au droit des forages dans le cas où aucune excavation ne serait réalisée. Celle-ci a été obtenue à partir d'un modèle 2D sans excavation avec une simulation de fluage de 5000 ans et une évolution de la contrainte verticale sur la frontière supérieure égale à celle appliquée dans le modèle du barrage. L'évolution obtenue est montrée par une courbe pointillée noire (nommée « sm_evo »). On peut voir que la contrainte moyenne ainsi obtenue diminue avec le temps en se rapprochant de la contrainte moyenne du sol vierge à la profondeur des forages (courbe pointillée grise nommée « sm_ini »). De plus, toutes les figures montrent que cette contrainte reprend bien l'augmentation de la contrainte moyenne des forages observée pour le modèle du barrage à partir de 50 ans de fluage. On peut donc conclure que ce phénomène n'est lié qu'au changement des conditions à la limite du modèle.

L'évolution de la perméabilité et de contrainte moyenne dans les forages peut donc être divisée en deux parties :

- Une première phase d'augmentation de la contrainte jusqu'à des valeurs supérieures à la contrainte du massif vierge. Pendant cette phase, les matériaux du barrage sont mis en compression et le sel autour de l'excavation subit un reconfinement en atteignant des valeurs de perméabilité de 10^{-21} m^2 ;
- Une deuxième phase de réduction de la contrainte avec le temps entraînée par le changement des conditions aux limites. Pendant cette phase la perméabilité du sel autour de l'excavation reste de 10^{-21} m^2 .

Notons que la contrainte dans les forages atteint des valeurs légèrement plus grandes que celles obtenues lorsqu'aucune excavation n'est réalisée (courbe pointillée noir « sm_evo »). Cette différence est plus marquée dans le cas des forages verticaux. En effet le barrage est composé d'un matériau plus raide sur une longueur de 9 m (ensemble de la bentonite et du béton) et d'une partie plus molle sur une longueur de 10 m (havrit de sel). En conséquence, le sel autour de la bentonite (ou les forages sont placés) est sujet à un état des contraintes plus important par rapport à une condition lithostatique, ce qui explique la différence observée dans les figures. Afin de mettre en évidence cet aspect, nous montrons en Figure 5-31 la contrainte moyenne dans le sol à 240 ans de fluage dans une coupe verticale et une coupe horizontale au droit de l'axe du tunnel. Nous pouvons bien voir une transition nette de la valeur de la contrainte en passant de la partie du barrage en

bentonite et béton à la partie comblée par du havrit de sel. La figure montre aussi une contrainte plus forte dans le sel autour du béton, particulièrement à proximité de la bentonite, en raison de la raideur plus importante de cette partie du barrage.

Par ailleurs, les résultats du modèle montrent une faible diminution de la contrainte moyenne en-deçà de la valeur initiale du sel vierge à partir d'un temps de fluage d'environ 1000-2000 ans. L'utilisation de la loi de Stormont pour un tel état de contrainte amènerait à des valeurs de perméabilité légèrement supérieures à 10^{-21} m^2 sur le long terme ($2.5 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$ à 5000 ans). Toutefois, il faut considérer que cette loi n'est valable que pour le sel endommagé et reconfiné. De fait, le sel autour du tunnel subit un endommagement initial à cause de l'excavation, puis un reconfinement à partir du moment de la mise en place du barrage. Compte tenu de l'état de contrainte atteint, le sel environnant cicatrise complètement dans les siècles suivant l'installation du barrage. Le changement limité des conditions aux limites causant la réduction de la contrainte moyenne observée, ne peut pas produire un ré-endommagement du sel, celui-ci restant toujours confiné par le barrage. Il s'agit simplement d'une relaxation de la contrainte au droit du barrage induite par la fermeture des vides miniers. En conséquence, une fois le sel cicatrisé ($k = 10^{-21} \text{ m}^2$), la perméabilité ne peut pas se réduire, même pour un état de contrainte inférieur à l'état initial du sel vierge.

Notons que la réduction de la contrainte moyenne en-deçà de la contrainte initiale n'est visible que pour le cas du tunnel simple. Au contraire, dans le cas du tunnel double, la contrainte reste toujours supérieure à la contrainte initiale (voir Annexes A et B). Cela vient de la position des barrages simulés par rapport aux exploitations minières sus-jacentes. Comme nous l'avons observé en paragraphe 4.4.2, la distribution des contraintes dans le sel reste toujours affectée, même à long terme, par la position des exploitations. Le barrage simple simulé dans cette étude est situé au droit du site de mesure T2-1, en position très rapprochée de l'exploitation inférieure des années 40 (Figure 4-16). En conséquence, la contrainte moyenne au droit de ce site atteint sur le long terme des valeurs légèrement plus faibles que la contrainte initiale. Au contraire, dans le cas des barrages doubles étudiés, leur position plus éloignée des exploitations induit une contrainte moyenne toujours supérieure à la contrainte initiale.

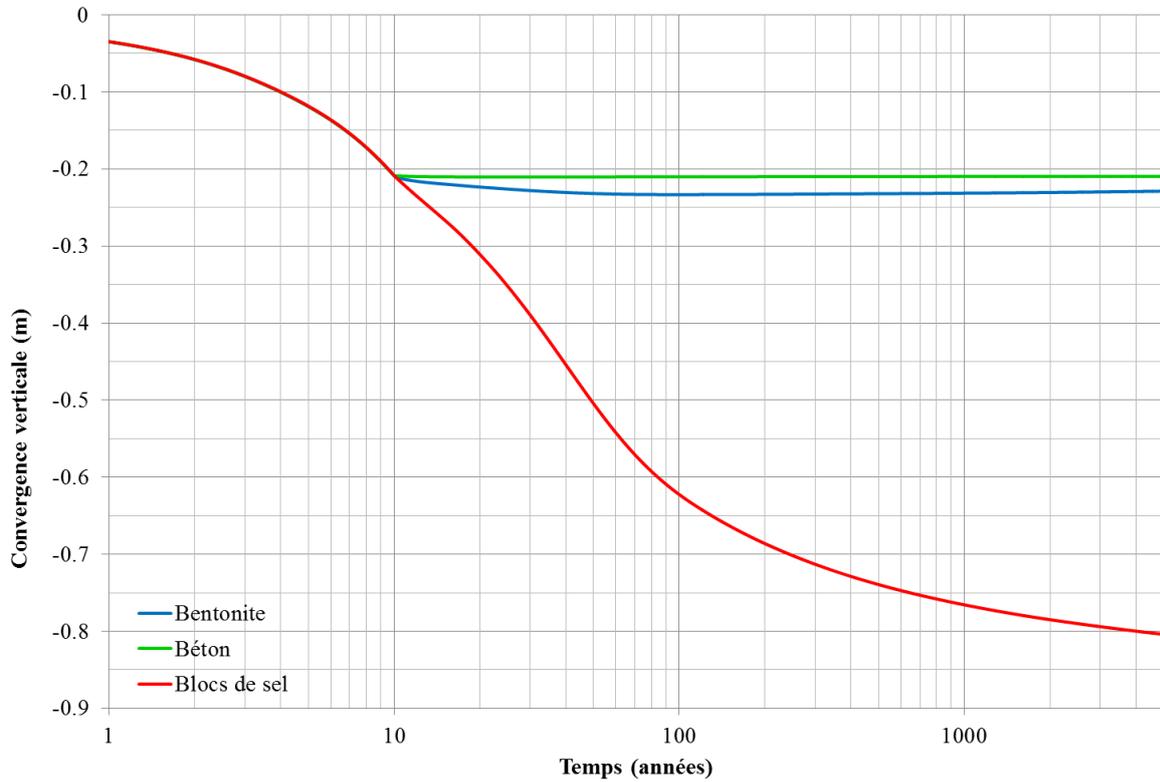


Figure 5-23 : Convergence verticale du tunnel au droit de la partie du barrage en bentonite, béton et havrit de sel.

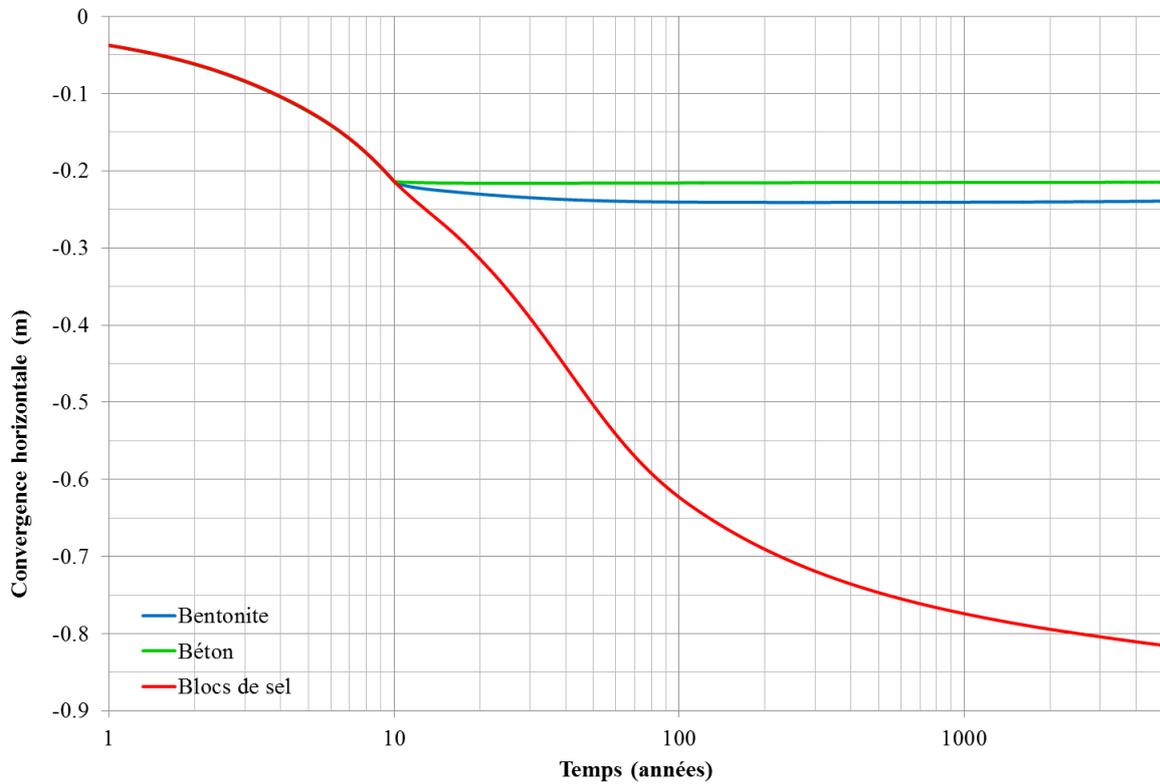


Figure 5-24 : Convergence horizontale du tunnel au droit de la partie du barrage en bentonite, béton et havrit de sel.

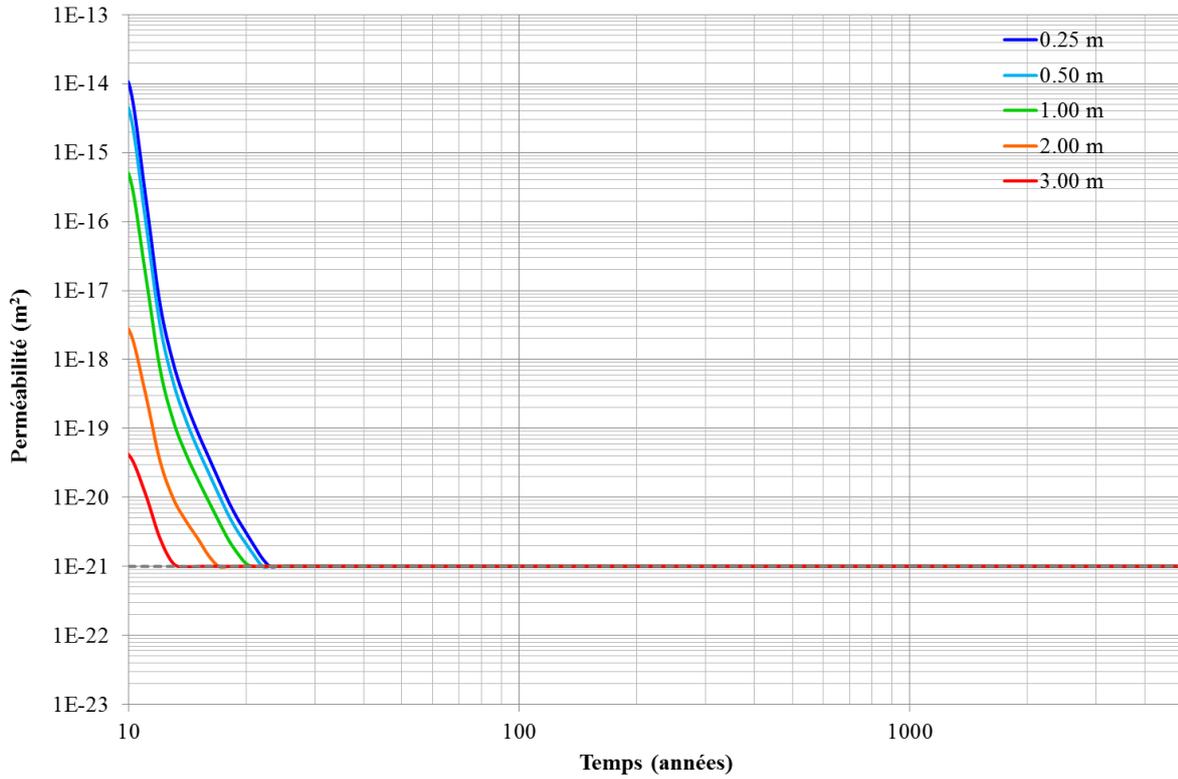


Figure 5-25 : Evolution de la perméabilité sur 5000 ans le long du forage horizontal (« Borehole 1 »).

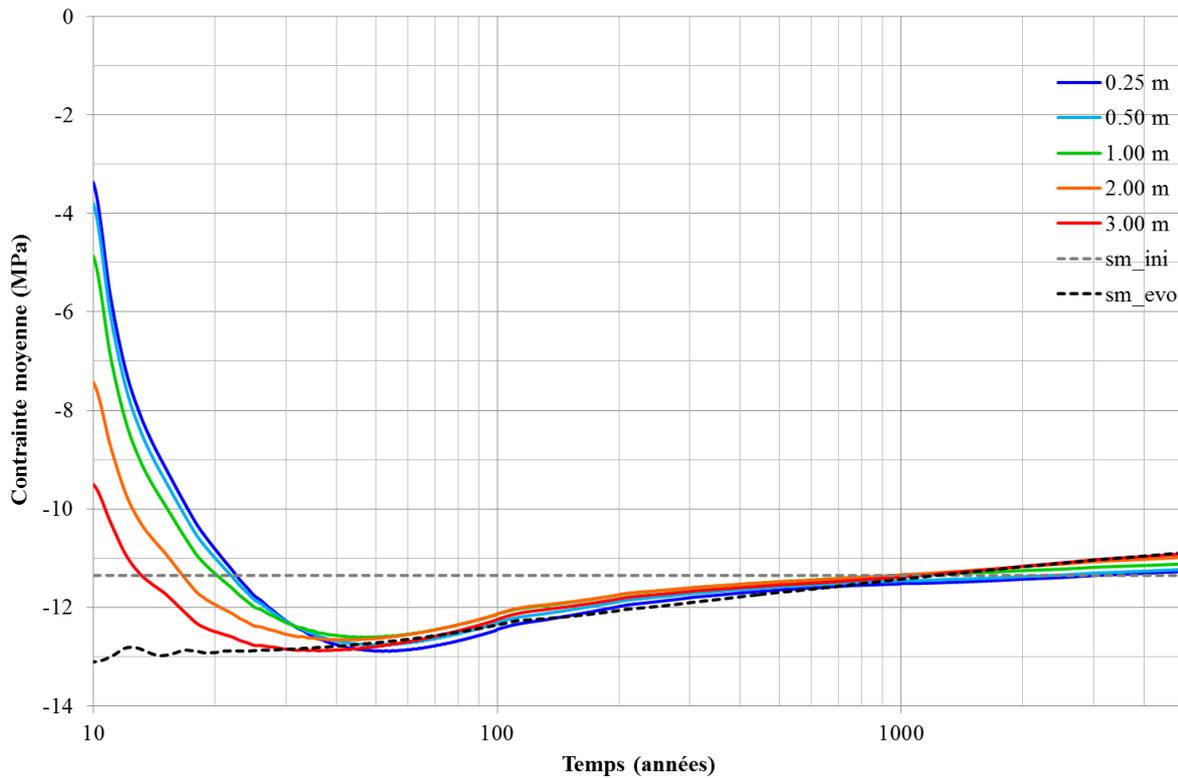


Figure 5-26 : Evolution de la contrainte moyenne sur 5000 ans le long du forage horizontal (« Borehole 1 »).

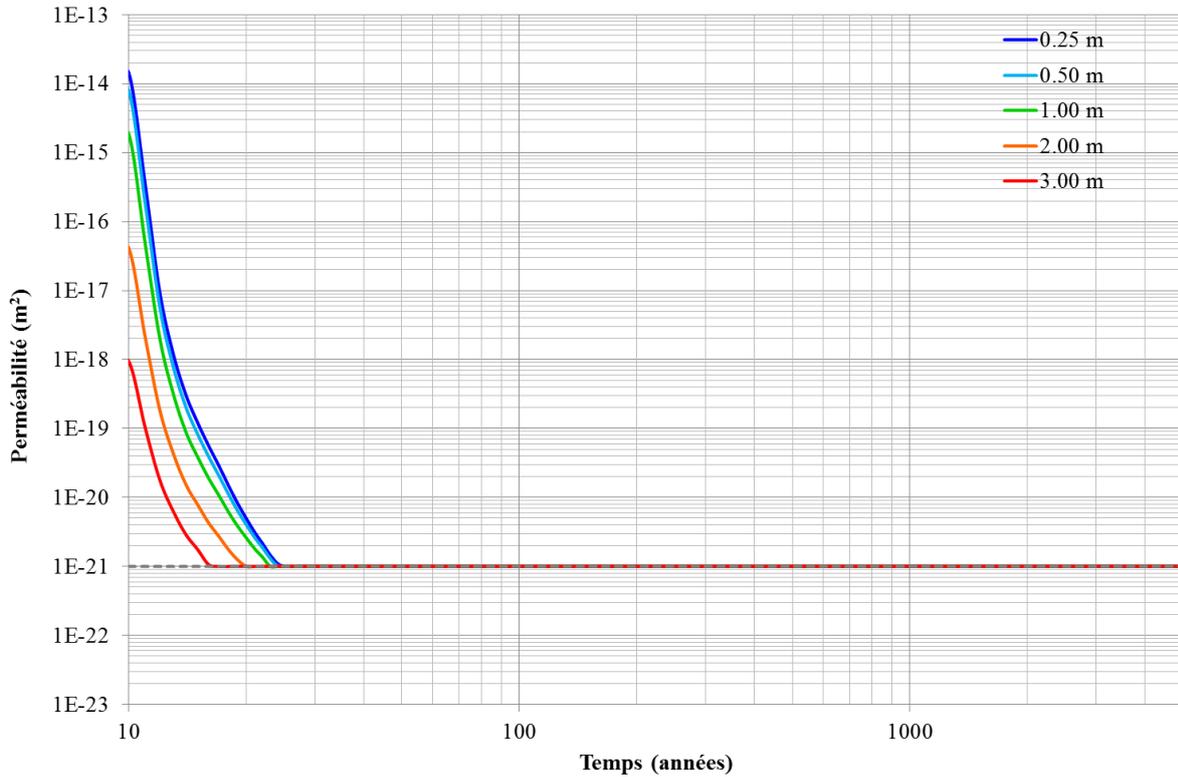


Figure 5-27 : Evolution de la perméabilité sur 5000 ans le long du forage vertical supérieur (« Borehole 2 »).

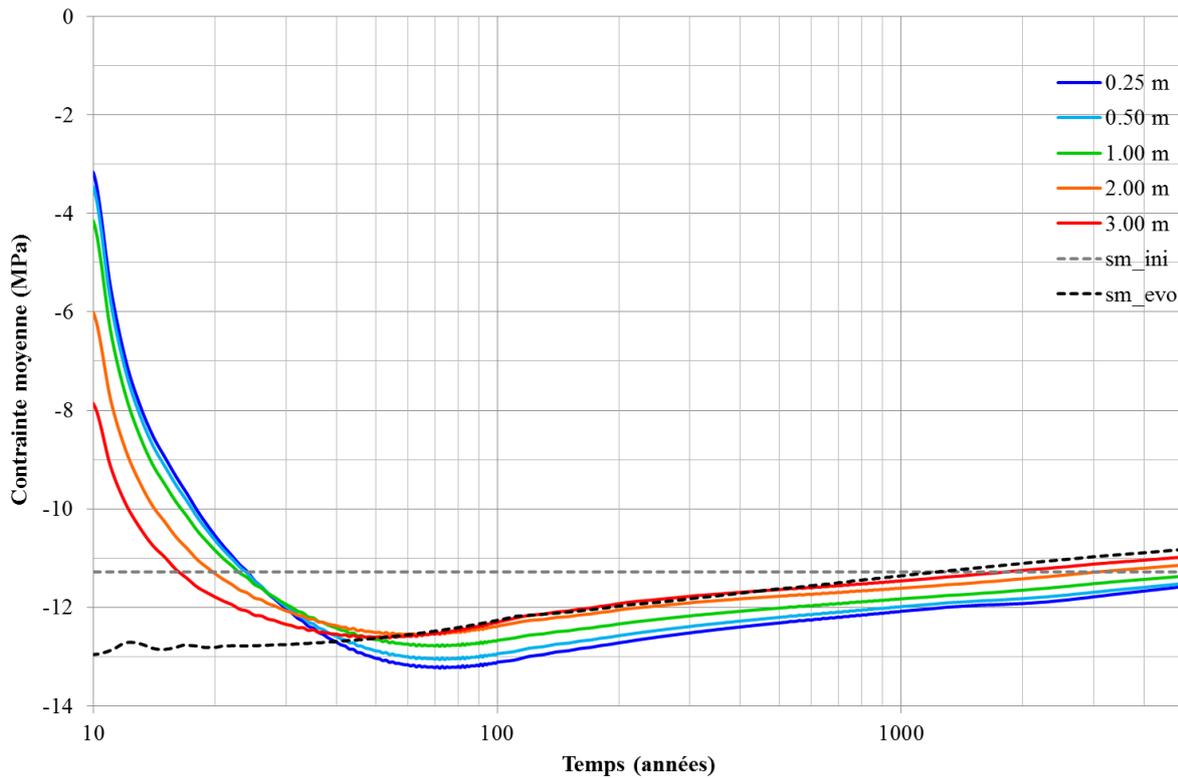


Figure 5-28 : Evolution de la contrainte moyenne sur 5000 ans le long du forage vertical supérieur (« Borehole 2 »).

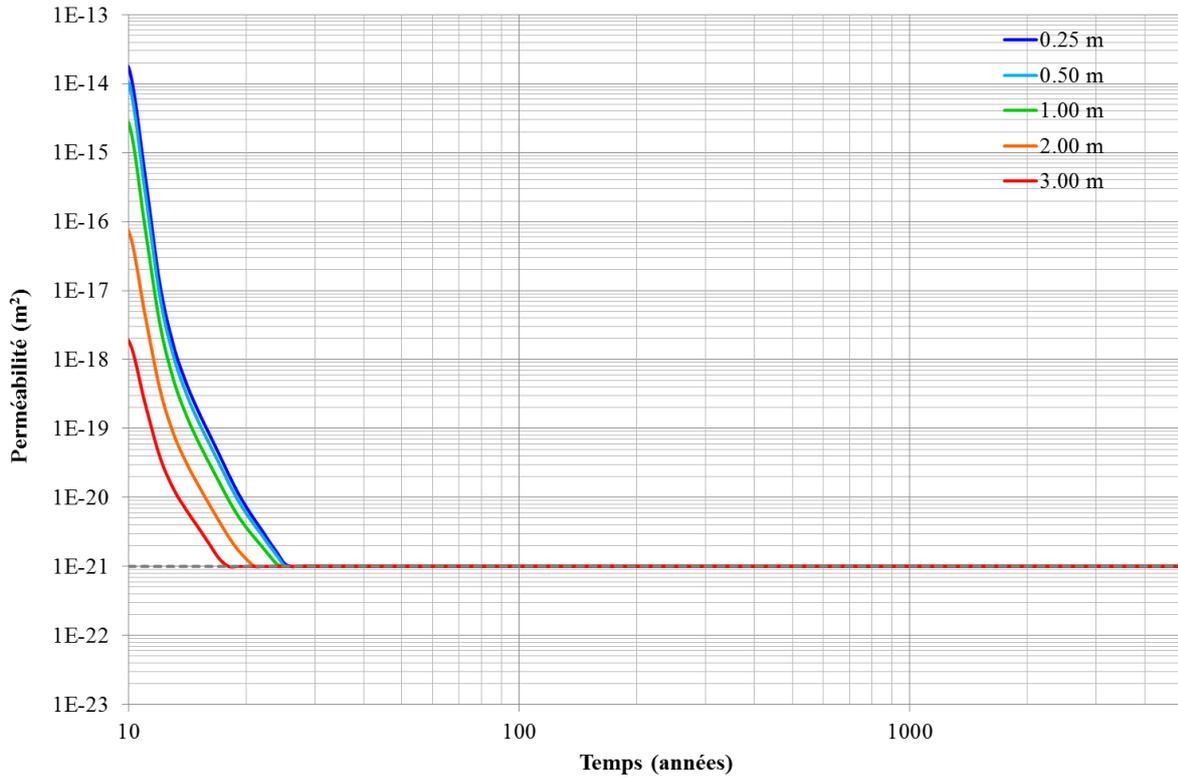


Figure 5-29 : Evolution de la perméabilité sur 5000 ans le long du forage vertical inférieur (« Borehole 4 »).

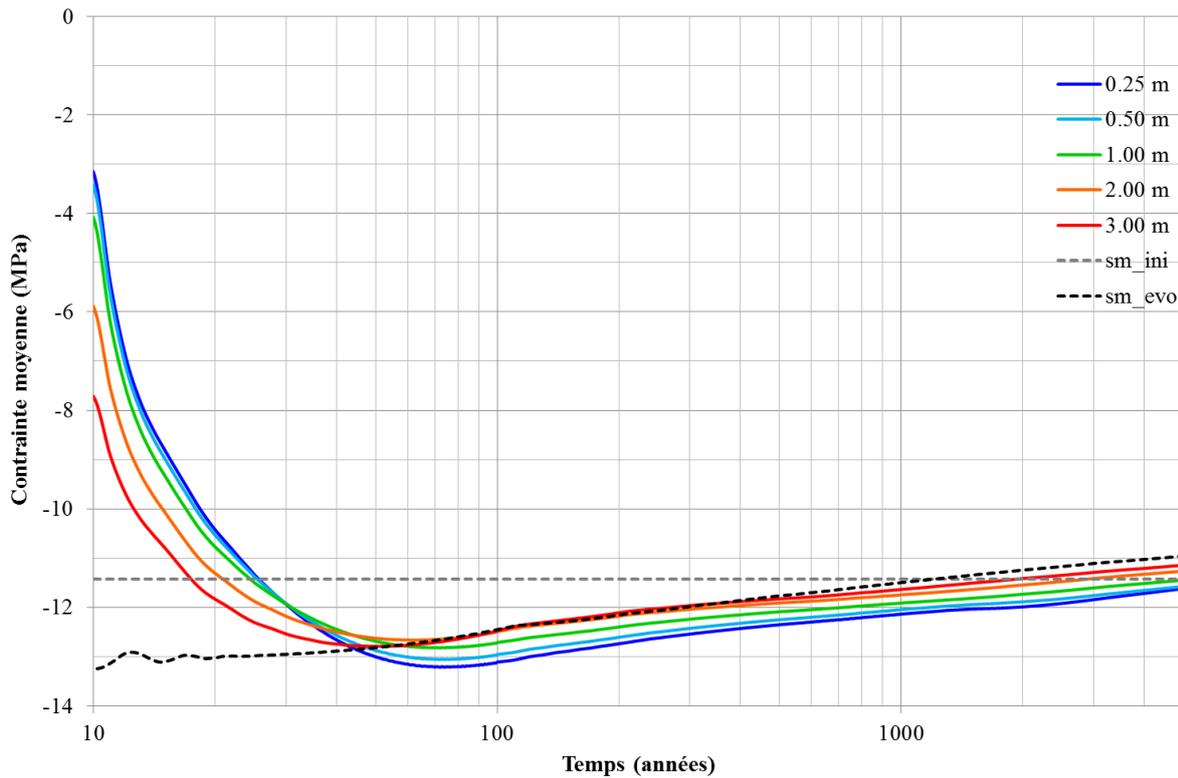


Figure 5-30 : Evolution de la contrainte moyenne sur 5000 ans le long du forage vertical inférieur (« Borehole 4 »).

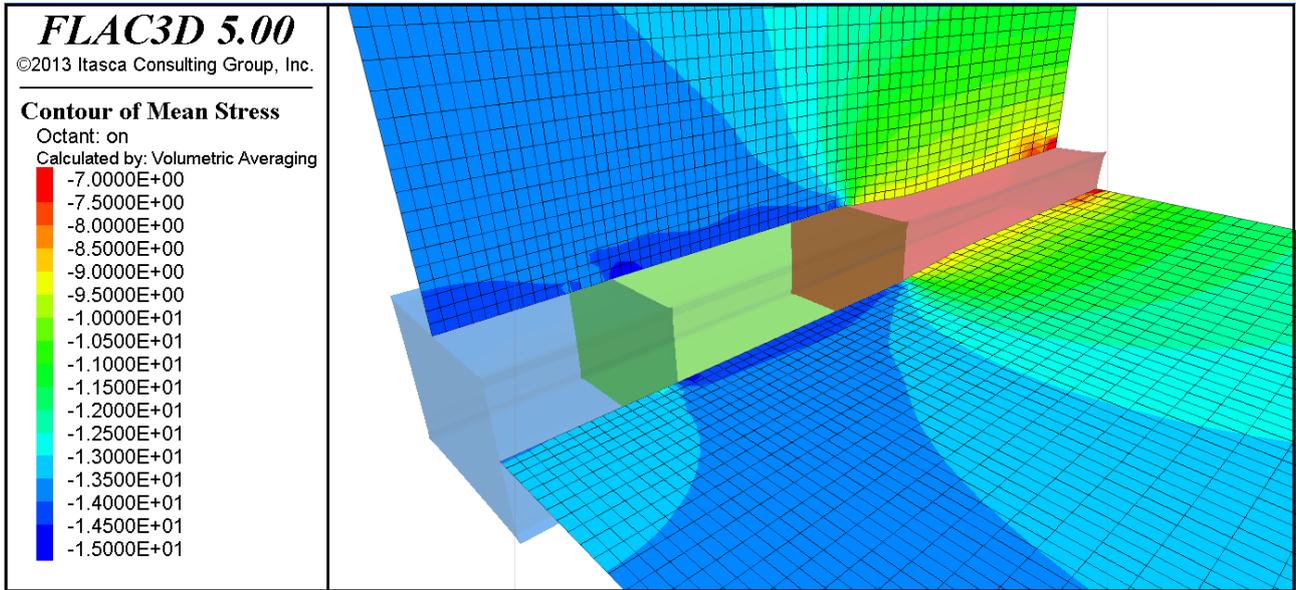


Figure 5-31 : Champ de la contrainte moyenne autour du barrage à 240 ans.

6. CONCLUSIONS

L'objectif de cette étude était la prédiction de l'évolution de la perméabilité du sel autour des barrages en bentonite du site de stockage de Wittelsheim. En effet, les résultats de la première étude réalisée par ITASCA en début 2013 pour l'évaluation des flux potentiels de saumure contaminée a été fait en considérant comme imperméable le sel entourant les excavations, dans l'attente des résultats d'une campagne de mesure en cours. Ces mesures étant maintenant disponibles, StocaMine a demandé à ITASCA de se pencher sur l'évolution de la perméabilité du sel au voisinage de la galerie, à la fois dans l'espace (jusqu'où se propage l'endommagement ?) et dans le temps (y a-t-il « cicatrisation » de la perméabilité induite lors du re-confinement des matériaux à long terme ?).

Initialement nous avons réalisé une étude bibliographique pour définir une loi vraisemblable de variation de la perméabilité du sel avec la contrainte qu'il subit. Cette étude nous a amenés à la formulation de Stormont, qui a été mise au point spécifiquement pour le sel endommagé. Dans ce cas, la perméabilité est déduite à partir de la variation de la contrainte ainsi que d'un jeu des paramètres comprennent la perméabilité et la porosité initiale du sel, la compressibilité des pores et un terme liant la porosité à la perméabilité.

Une fois ce point acquis, nous avons calé les paramètres de la loi en nous basant sur les résultats de la campagne de mesure de la perméabilité. Celles-ci présentent une dispersion marquée, typique des données expérimentales. Cependant, elles montrent généralement des valeurs de l'ordre de 10^{-14} m^2 près de l'excavation pour tous les forages sauf ceux réalisés dans les piliers entre deux galeries parallèles. Dans ce cas, les valeurs sont nettement plus faibles en raison de l'état de compression auquel le sel des piliers est soumis. Le calage réalisé permet de reprendre ces deux aspects. Il utilise un modèle 2D des trois sites de mesure pour obtenir les variations de contrainte moyenne au droit des mesures.

En cohérence avec les études de Stormont, nous avons considéré une valeur minimale de perméabilité du sel cicatrisé égale à la valeur de la perméabilité initiale du sel (10^{-21} m^2). Cette valeur est confirmée par les mesures de IBeWa qui montrent des perméabilités inférieures à $10^{-21} - 10^{-23} \text{ m}^2$ à une distance de plus de 3 mètre de la paroi de la galerie. De fait, nous avons introduit un seuil inférieur à la variation de la perméabilité, en-deçà de laquelle la perméabilité ne peut pas descendre, même pour un état de contrainte supérieur à l'état initial du sel vierge.

Une fois la loi calée au sel de Wittelsheim, nous avons mis en œuvre des modèles 3D permettant de suivre l'évolution de la contrainte autour des barrages. Trois modèles ont été considérés, pour des barrages situés au droit des trois sites de mesure de la perméabilité. Il s'agit d'un modèle de barrage simple et de deux modèles de barrages doubles. Les barrages sont mis en place après un temps de fluage de 10 ans et ils se composent d'un noyau en bentonite de 6 m de longueur confiné le long de l'axe du tunnel par une longueur de 6 m de béton et, en série, par une longueur de 10 m de havrit de sel. La partie en bentonite est composée par un assemblage de blocs préfabriqués de type FS 50 (50% de bentonite et 50% de sable). Leur comportement mécanique est simulé avec un modèle de Mohr-Coulomb, dont les propriétés ont été reprises d'une étude faite sur des blocs FS 40 (60% de bentonite) pour le confinement des déchets radioactifs. L'étude a principalement montré que :

- L'excavation de la galerie et le fluage sur une période de 10 années engendrent une augmentation de la perméabilité jusqu'à une valeur de 10^{-14} m^2 près des parois du tunnel. En s'éloignant de la paroi, la perméabilité redescend de façon linéaire dans le plan semi-logarithmique, avec des valeurs de 10^{-18} à 10^{-19} m^2 à une distance de 3 m. Nous avons aussi observé que la variation de la perméabilité après l'excavation survient très rapidement après le début de la simulation de fluage ;
- La mise en place des barrages cause une réduction drastique de la vitesse de convergence de la galerie au droit de la partie en bentonite et en béton. Le re-confinement du sel qui en découle cause une réduction de la perméabilité très rapide jusqu'à la valeur initiale du sel de 10^{-21} m^2

dans les premières dizaines d'années après l'installation du barrage, ce qui permet d'éviter toute surprise d'invasion rapide du stockage par la saumure ;

- Une faible réduction de la contrainte moyenne autour du barrage est observée à partir de 50-80 ans de fluage. Cela est dû au changement des conditions aux limites appliquées sur la frontière supérieure du modèle, ce qui permet de prendre en compte l'effet de la fermeture des vides miniers (et du stockage) sur l'état de contrainte dans le sel. Cependant la perméabilité autour du barrage n'est pas affectée par ce changement de contrainte et reste de l'ordre de 10^{-21} m^2 sur le long terme.

Les résultats ainsi obtenus sont valables dans le cadre des hypothèses retenues pour la simulation des barrages, notamment en termes de propriétés des matériaux qui constituent le barrage. En effet, comme nous le montrons, leur déformabilité influence sensiblement l'évolution de l'état de contrainte autour du barrage et donc le retour de la perméabilité du sel encaissant vers de faibles valeurs.

Sur la base de ces résultats, nous pouvons donc considérer le sel autour des barrages comme étanche, bien avant la date d'arrivée de la saumure à la profondeur du stockage. Cela signifie que l'invasion du stockage ne peut avoir lieu que par l'écoulement de la saumure au travers du barrage.

7. ANNEXES

Les annexes montrent les résultats des modèles des barrages doubles, situés respectivement au droit des sites de mesure T2-2 et T2-4. Les résultats sont relatifs à l'évolution de la perméabilité et de la contrainte moyenne dans les éléments volumiques situés au droit des 4 « forages » de la Figure 5-13.

Les observations faites pour le cas d'un tunnel simple restent valables pour le cas des tunnels doubles. La perméabilité avant l'installation des barrages vaut initialement 10^{-14} m^2 . Suite à leur mise en place, la perméabilité descend fortement pendant les premières dizaines d'années de fluage jusqu'à atteindre la valeur initiale du sel intact.

Notons que dans le cas des tunnels doubles, la réduction de la perméabilité du sel suite à l'installation des barrages survient plus rapidement que dans le cas d'un tunnel simple, surtout en ce qui concerne les forages horizontaux. Le temps auquel la perméabilité devient de 10^{-21} m^2 varie entre 5 et 10 années à partir de la mise en place des barrages.

7.1. Annexe A : Barrage double situé au droit du site de mesure T2-2

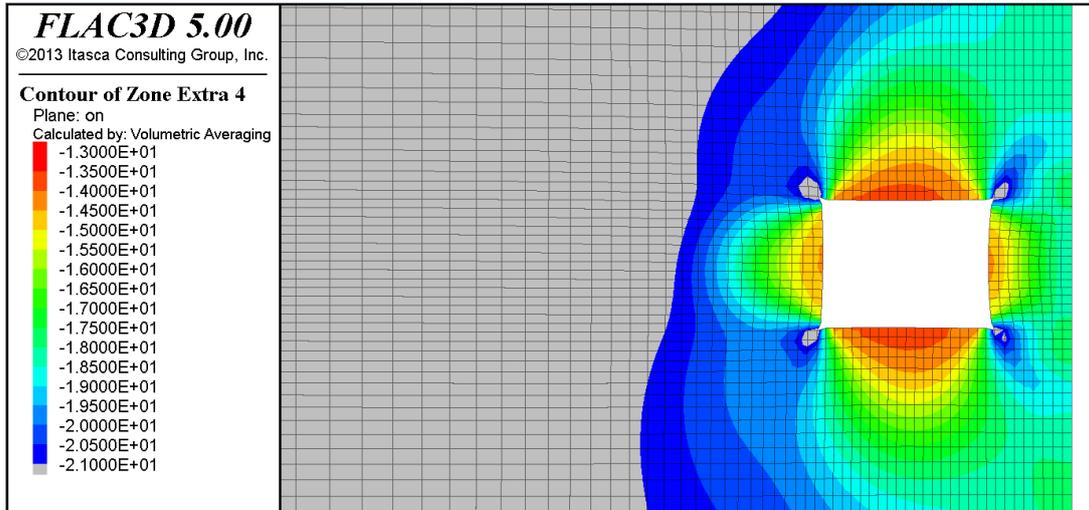


Figure 7-1 : Champ de perméabilité dans une coupe verticale perpendiculaire à l'axe du tunnel à 10 ans (échelle logarithmique).

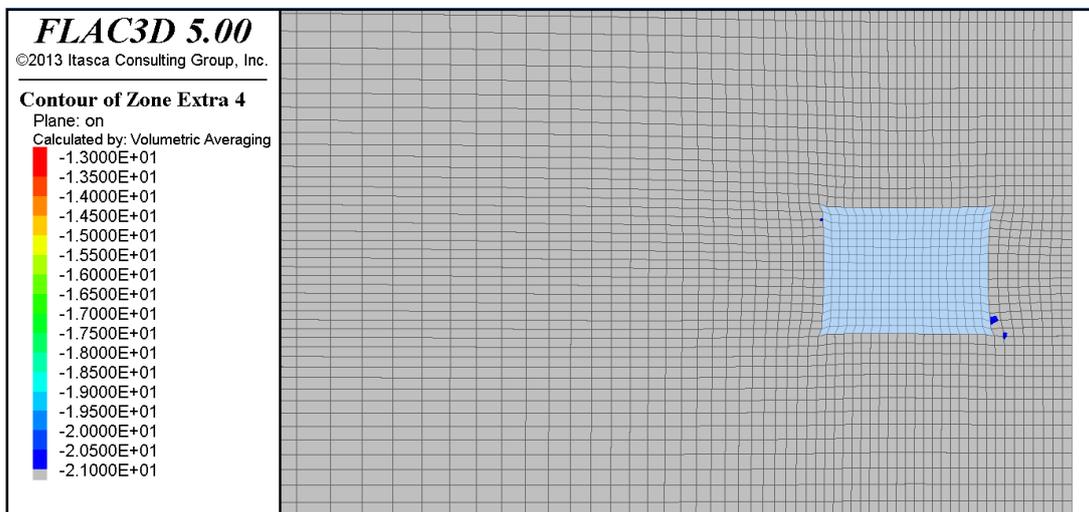


Figure 7-2 : Champ de perméabilité à 240 ans dans une coupe verticale perpendiculaire à l'axe du tunnel au niveau du noyau en bentonite (échelle logarithmique).

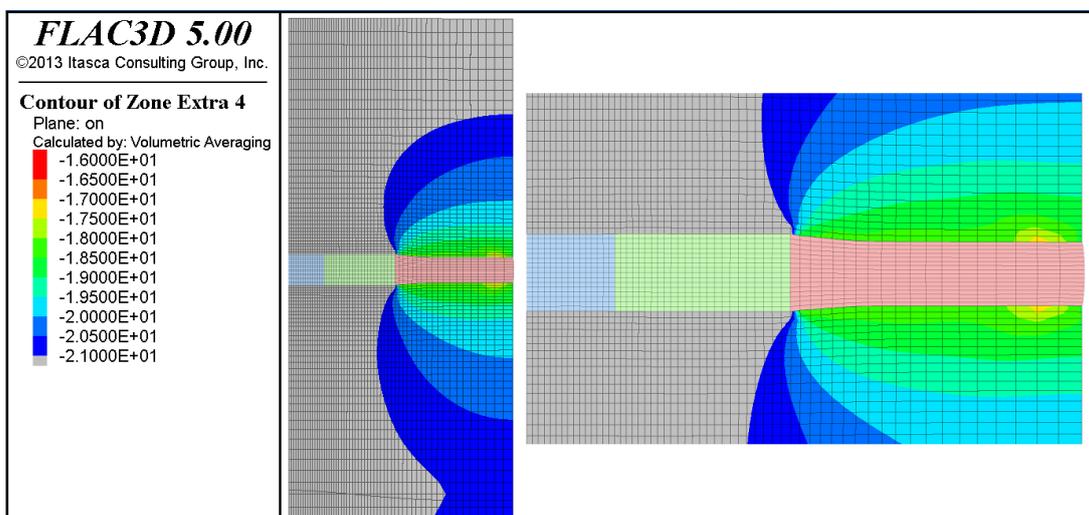


Figure 7-3 : Champ de perméabilité au niveau de l'axe du tunnel à 240 ans (échelle logarithmique). La figure de droite montre une vue zoomée sur l'excavation.

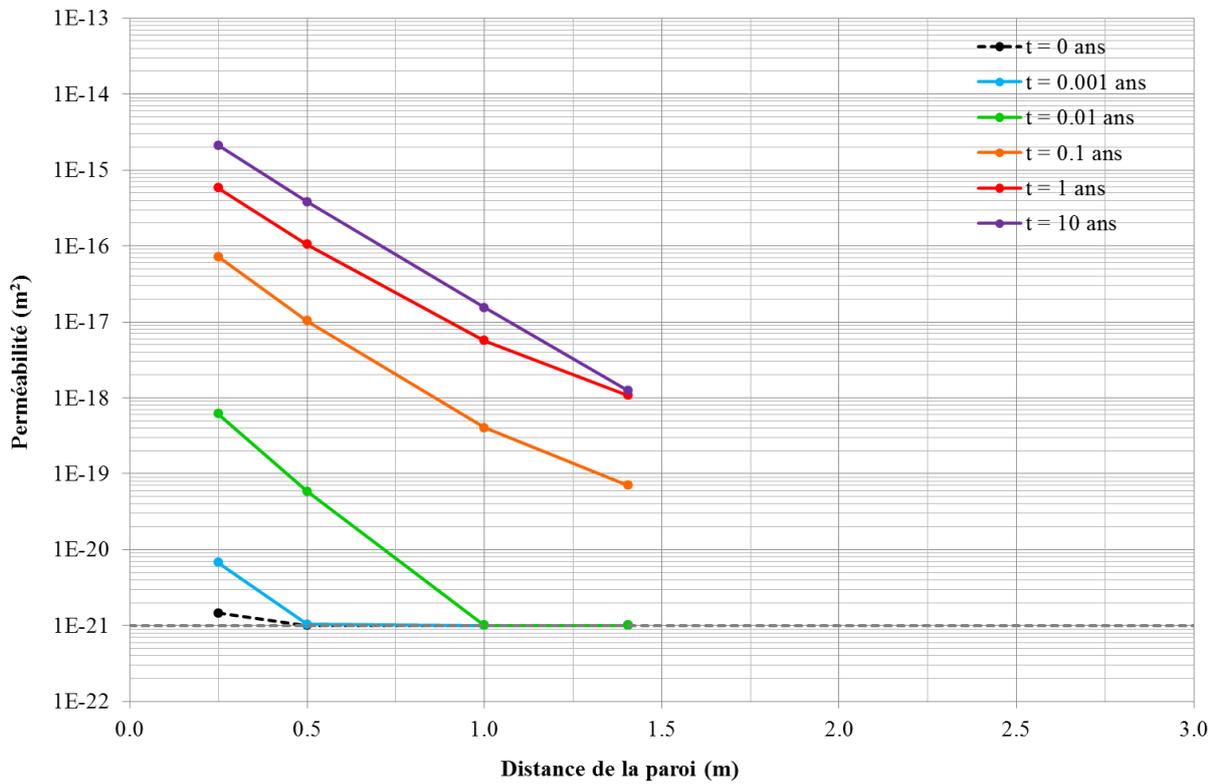


Figure 7-4 : Profils de la perméabilité le long du forage horizontal de droite « Borehole 1 » pendant les 10 premières années.

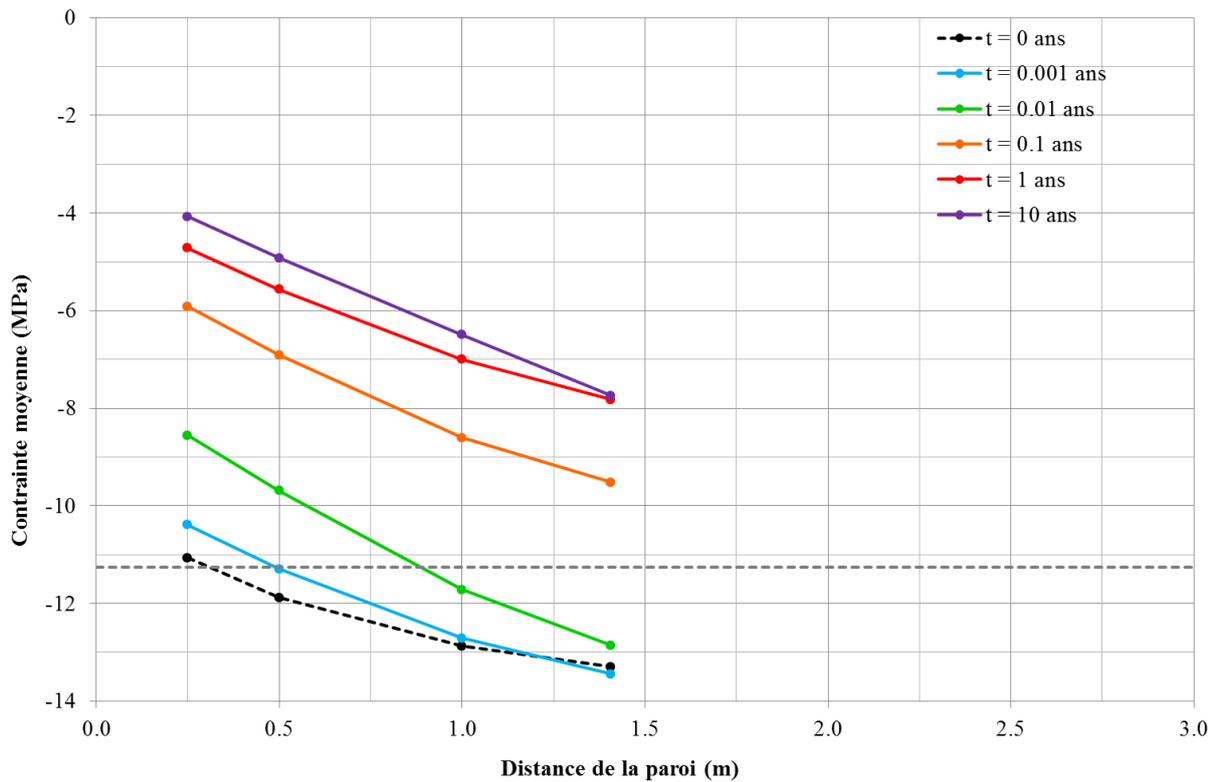


Figure 7-5 : Profils de la contrainte moyenne le long du forage horizontal de droite « Borehole 1 » pendant les 10 premières années.

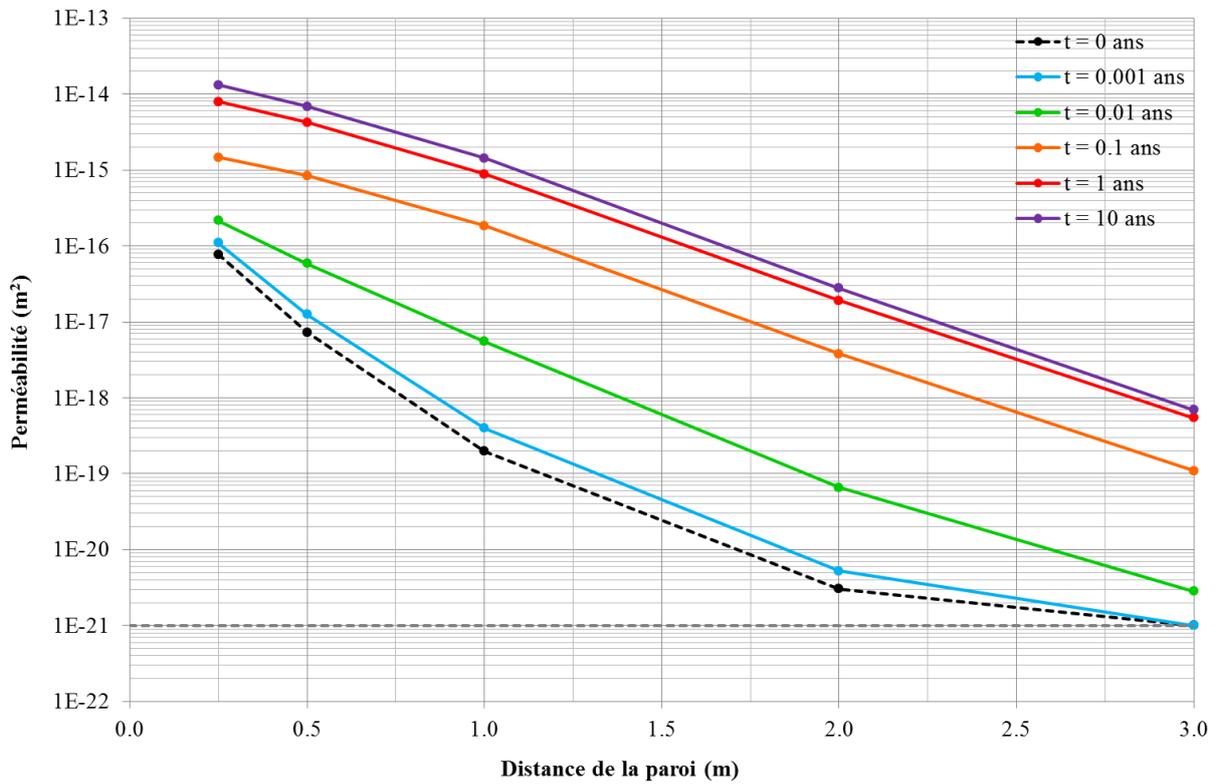


Figure 7-6 : Profils de la perméabilité le long du forage vertical supérieur « Borehole 2 » pendant les 10 premières années.

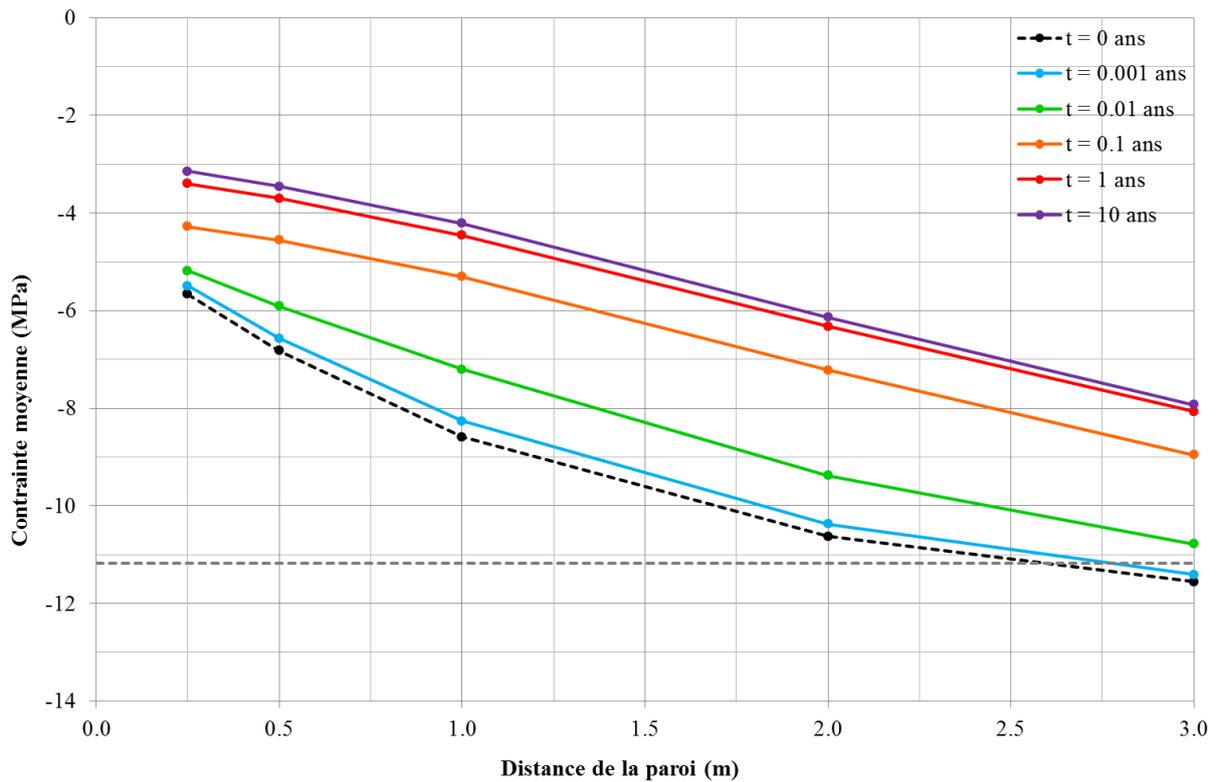


Figure 7-7 : Profils de la contrainte moyenne le long du forage vertical supérieur « Borehole 2 » pendant les 10 premières années.

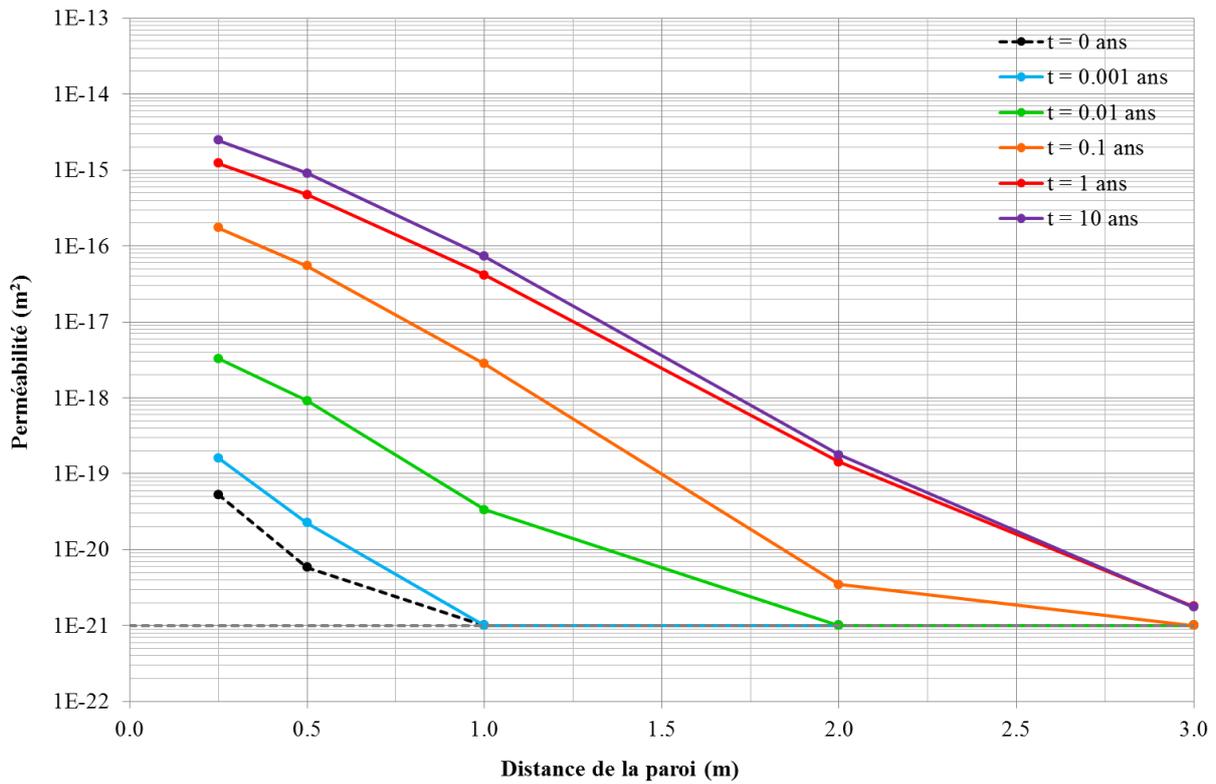


Figure 7-8 : Profils de la perméabilité le long du forage horizontal de gauche « Borehole 3 » pendant les 10 premières années.

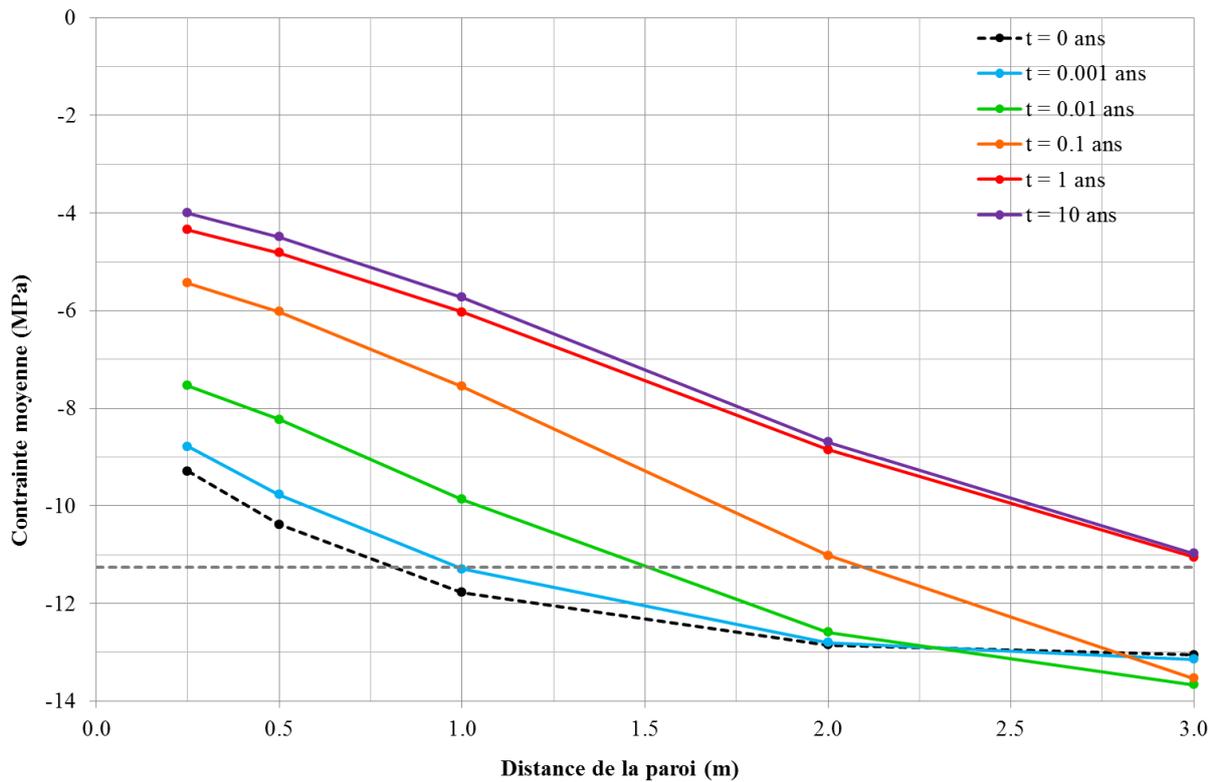


Figure 7-9 : Profils de la contrainte moyenne le long du forage horizontal de gauche « Borehole 3 » pendant les 10 premières années.

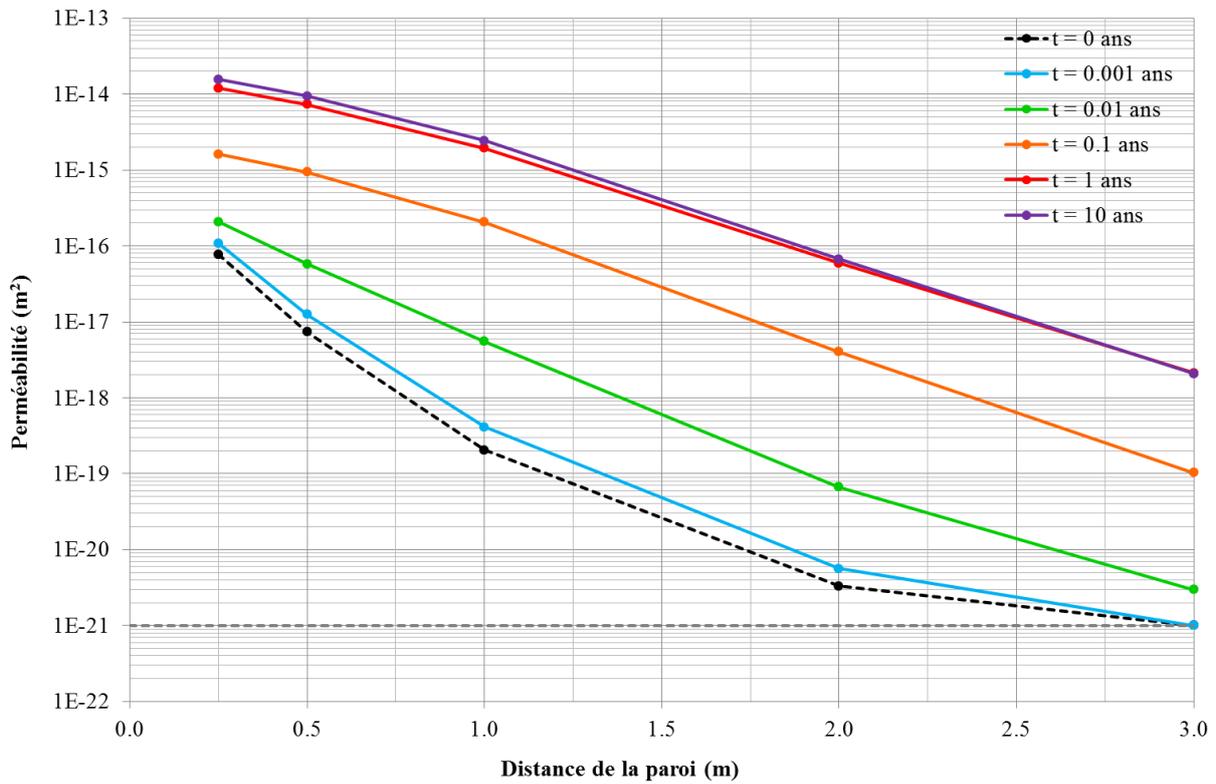


Figure 7-10 : Profils de la perméabilité le long du forage vertical inférieur « Borehole 4 » pendant les 10 premières années.

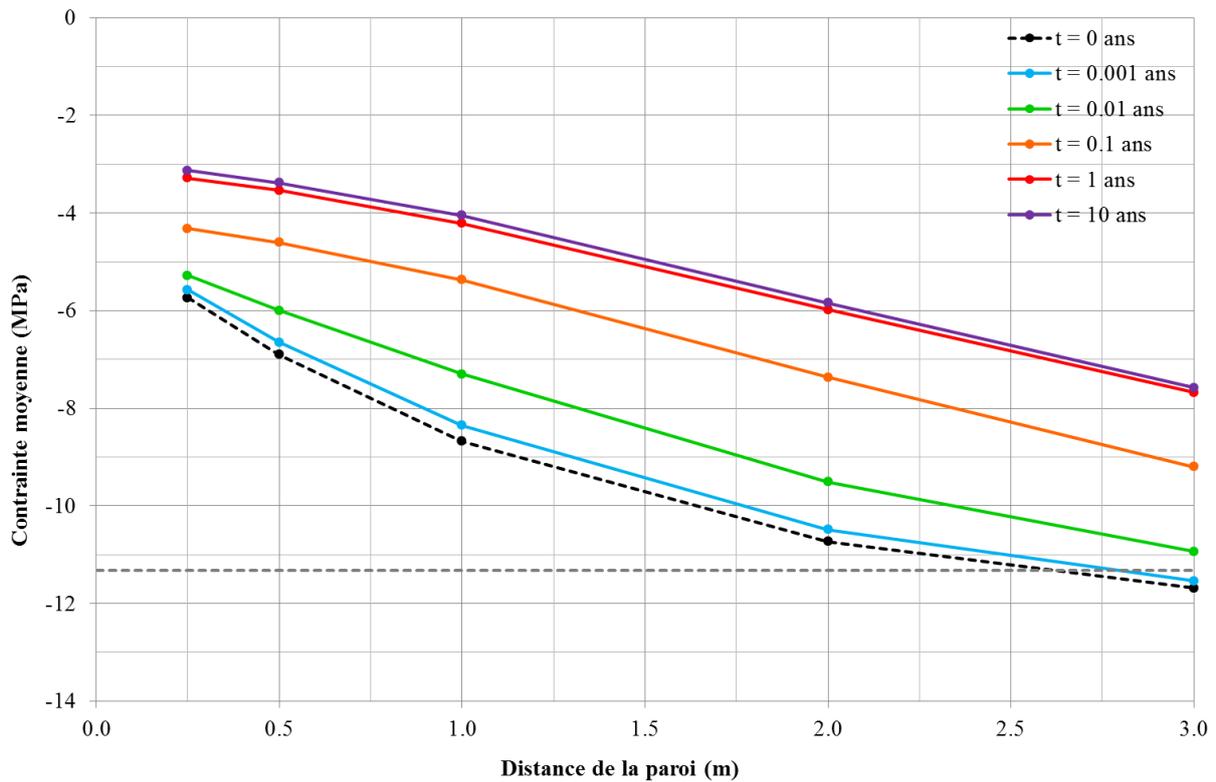


Figure 7-11 : Profils de la contrainte moyenne le long du forage vertical supérieur « Borehole 4 » pendant les 10 premières années.

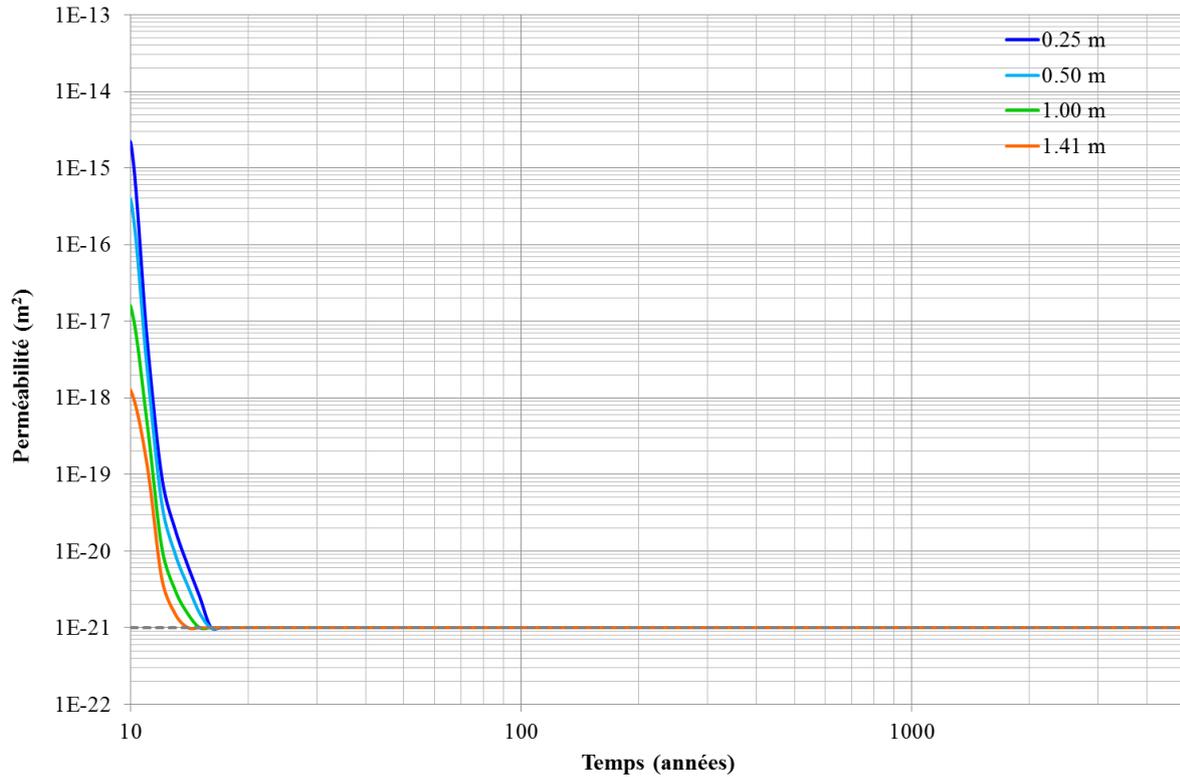


Figure 7-12 : Evolution de la perméabilité sur 5000 ans le long du forage horizontal de droite (« Borehole 1 »).

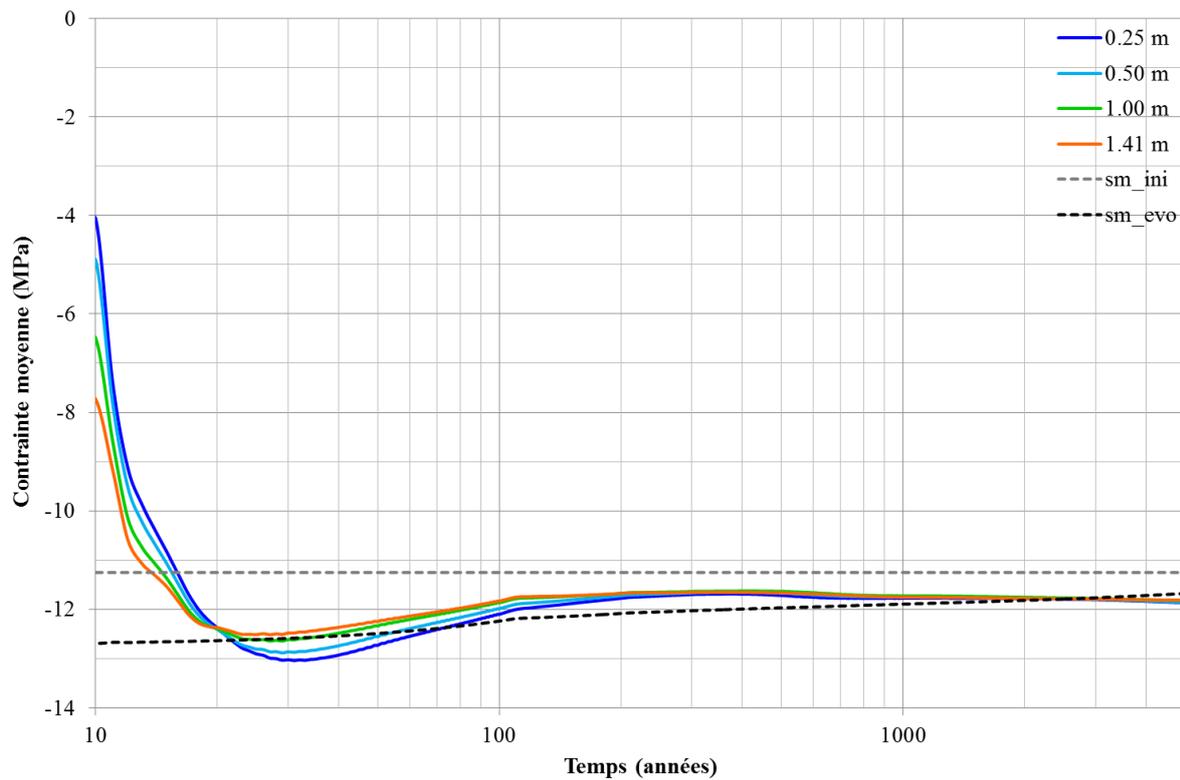


Figure 7-13 : Evolution de la contrainte moyenne sur 5000 ans le long du forage horizontal de droite (« Borehole 1 »).

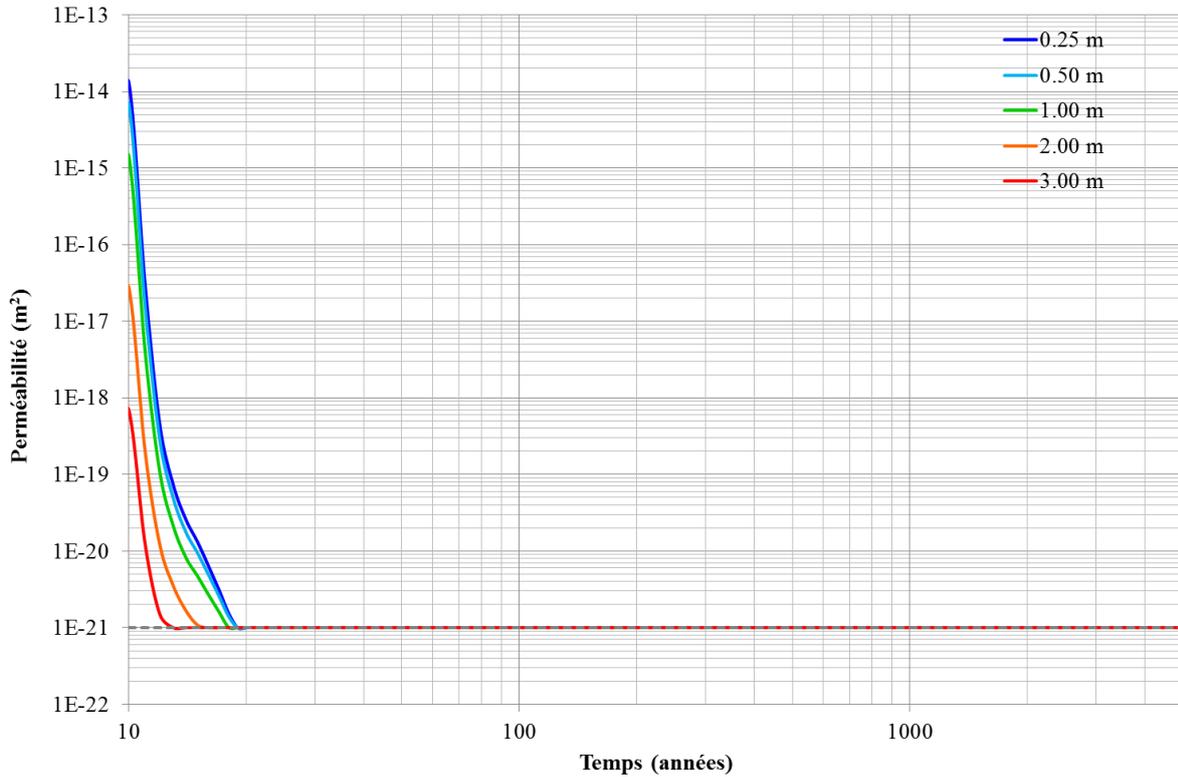


Figure 7-14 : Evolution de la perméabilité sur 5000 ans le long du forage vertical supérieur (« Borehole 2 »).

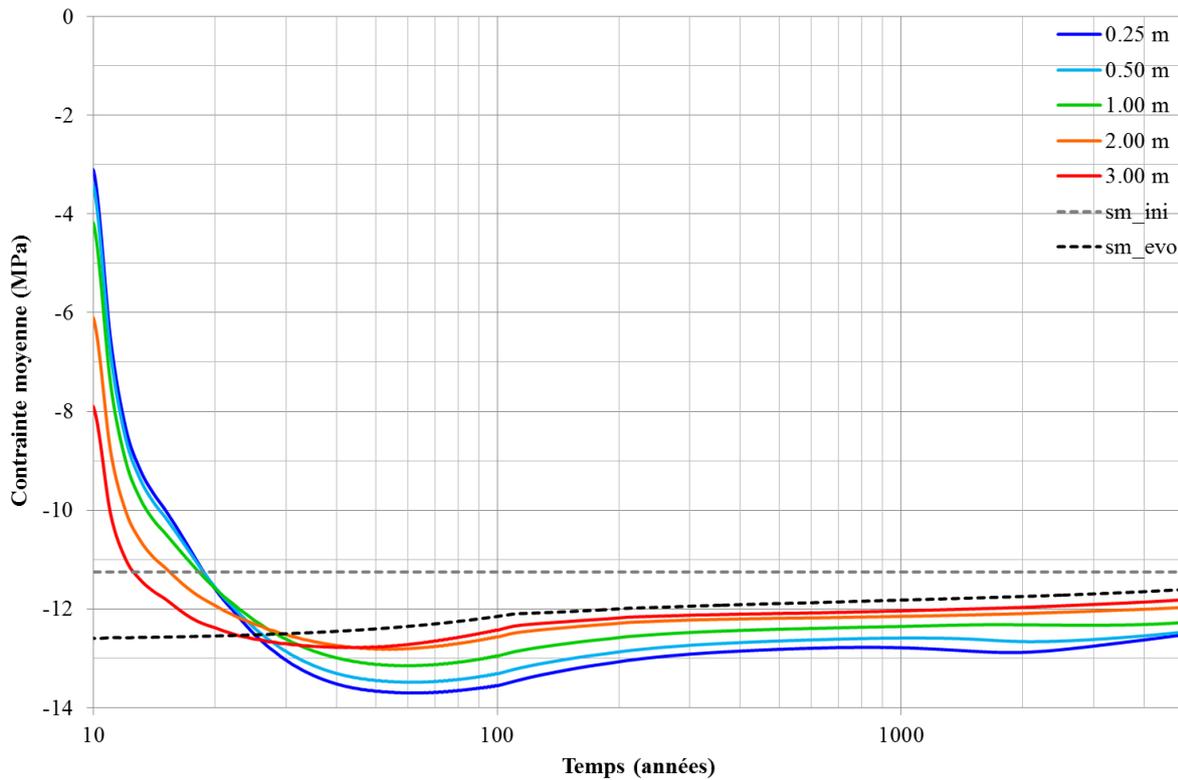


Figure 7-15 : Evolution de la contrainte moyenne sur 5000 ans le long du forage vertical supérieur (« Borehole 2 »).

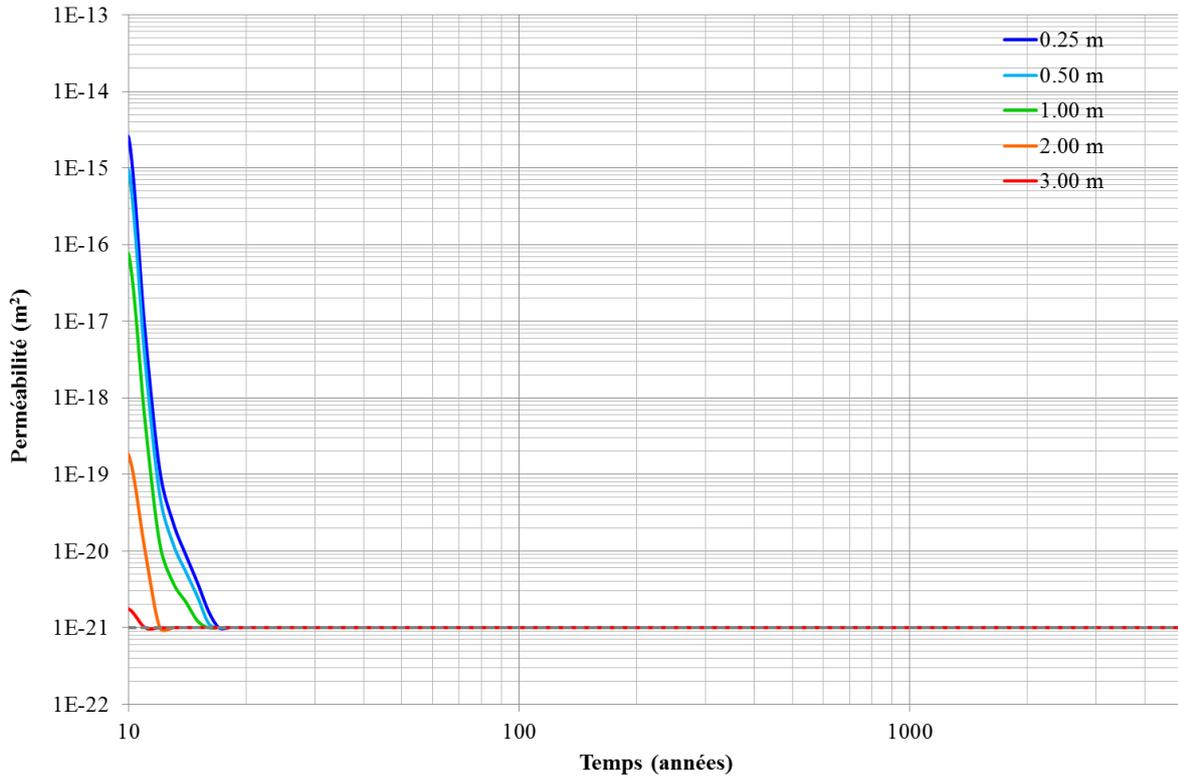


Figure 7-16 : Evolution de la perméabilité sur 5000 ans le long du forage horizontal de gauche (« Borehole 3 »).

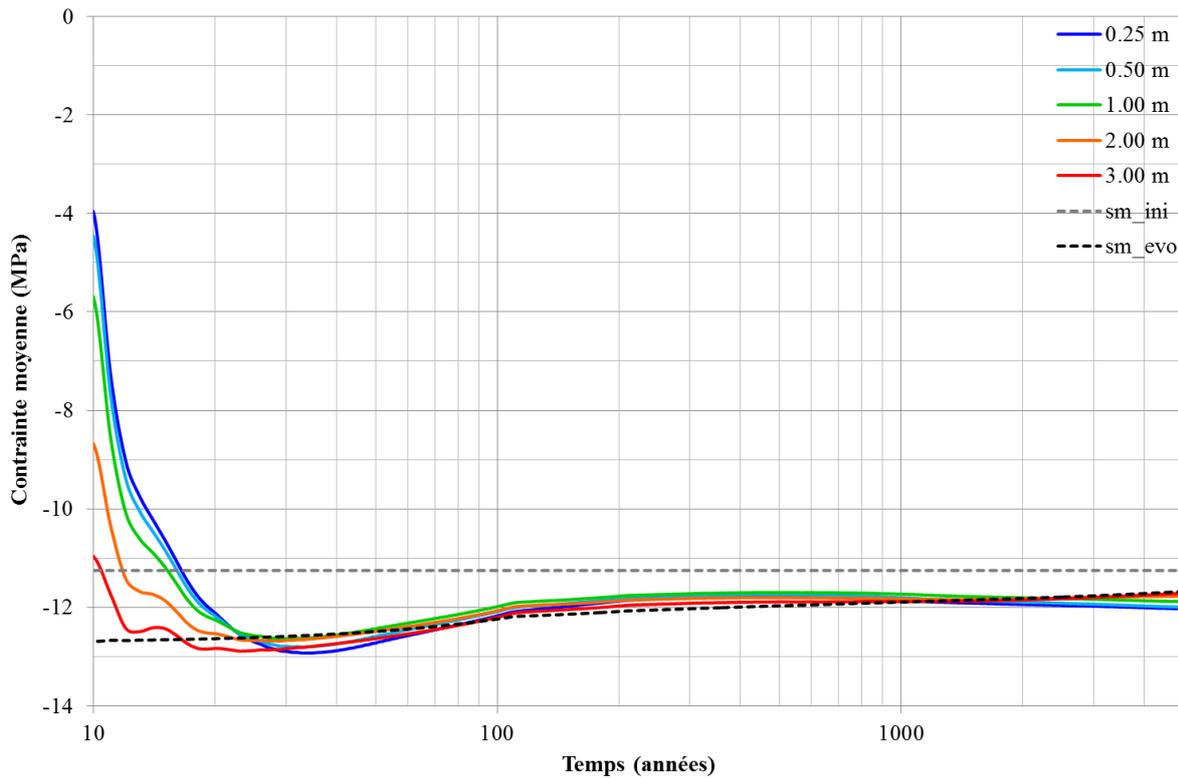


Figure 7-17 : Evolution de la contrainte moyenne sur 5000 ans le long du forage horizontal de gauche (« Borehole 3 »).

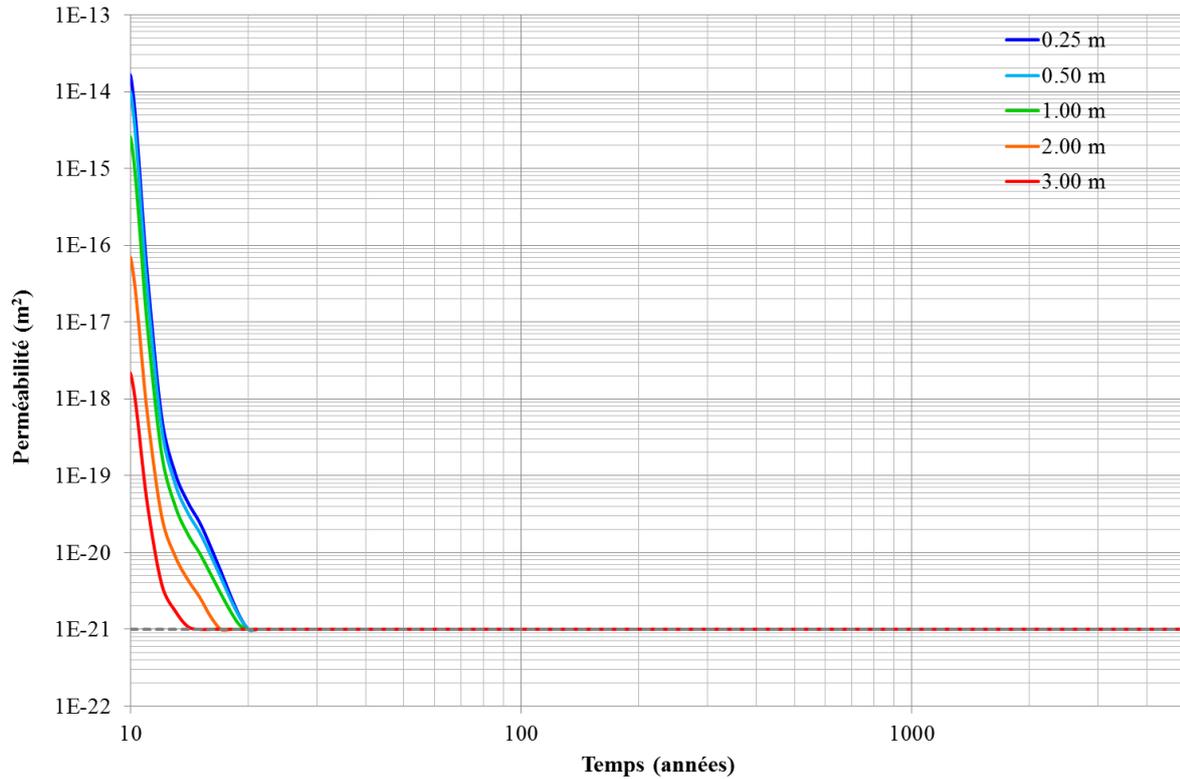


Figure 7-18 : Evolution de la perméabilité sur 5000 ans le long du forage vertical inférieur (« Borehole 4 »).

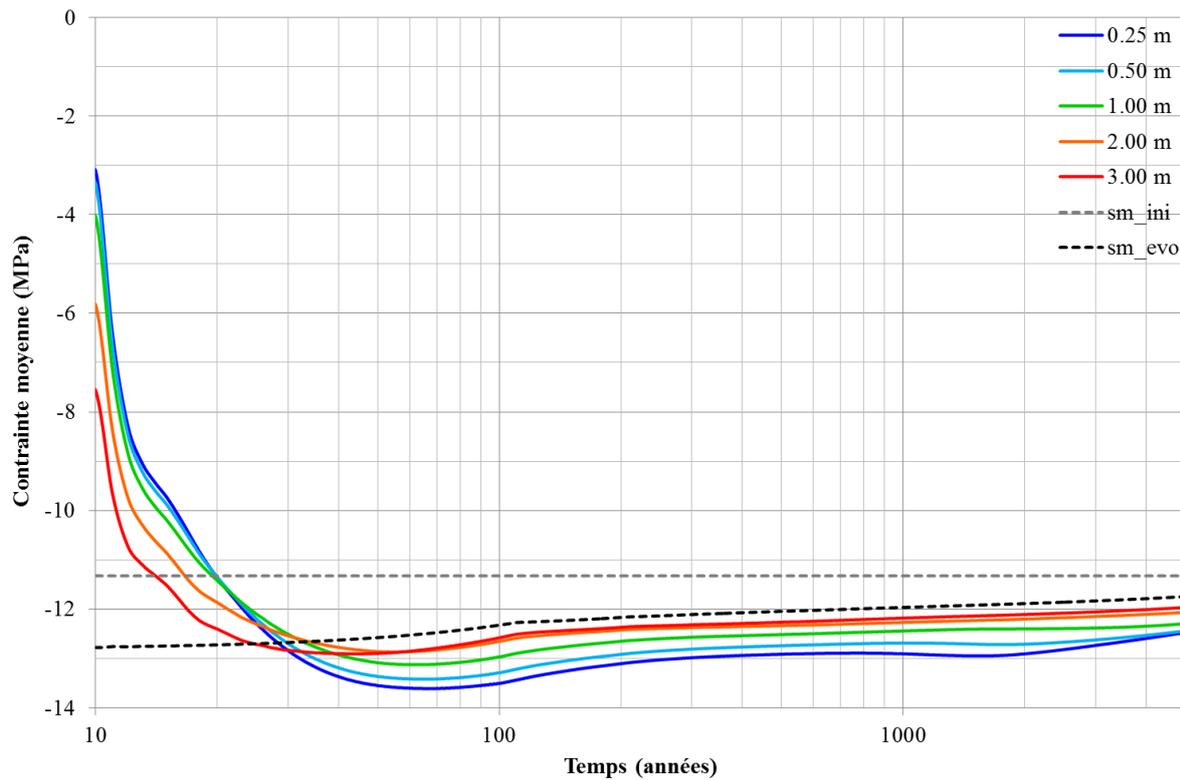


Figure 7-19 : Evolution de la contrainte moyenne sur 5000 ans le long du forage vertical inférieur (« Borehole 4 »).

7.2. Annexe B : Barrage double situé au droit du site de mesure T2-4

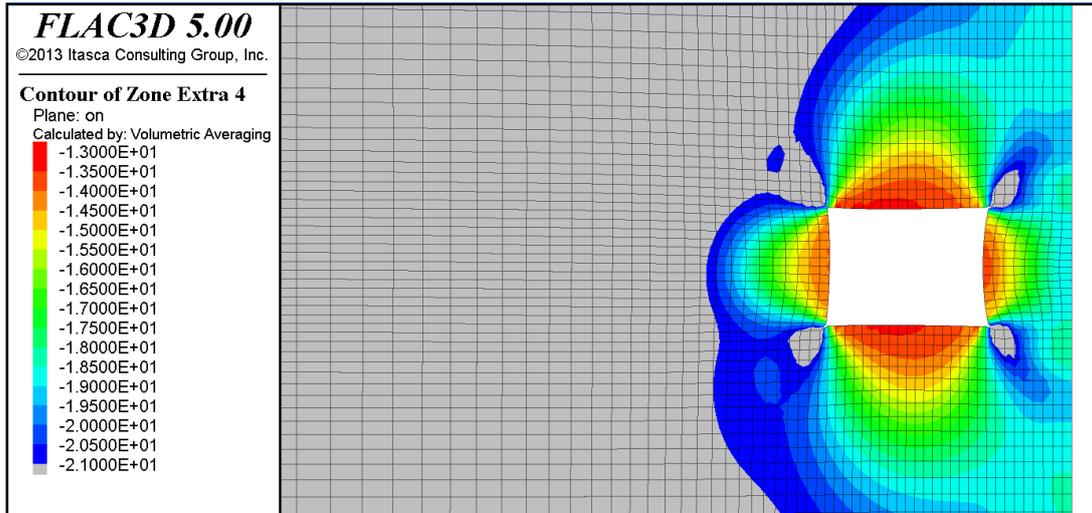


Figure 7-20 : Champ de perméabilité dans une coupe verticale perpendiculaire à l'axe du tunnel à 10 ans (échelle logarithmique).

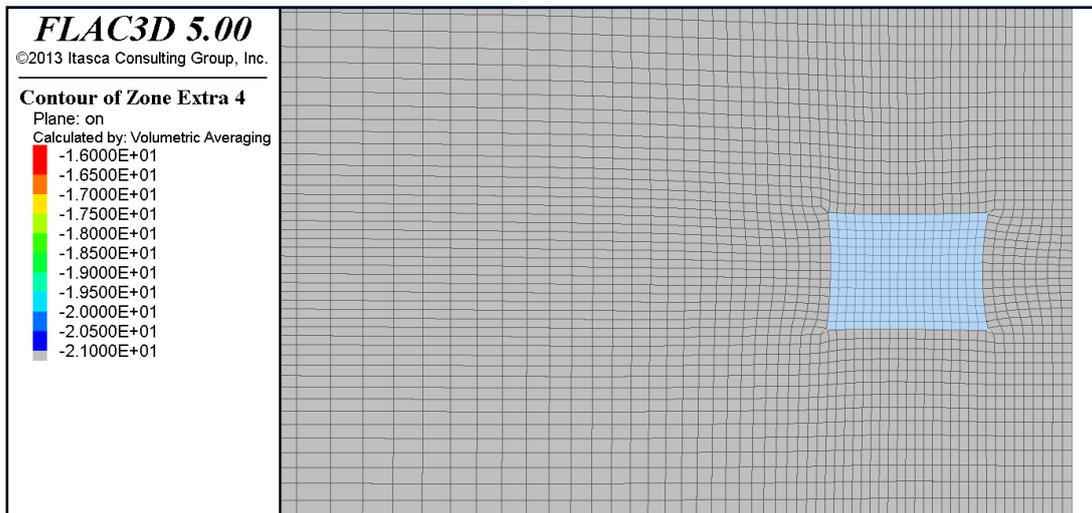


Figure 7-21 : Champ de perméabilité à 240 ans dans une coupe verticale perpendiculaire à l'axe du tunnel au niveau du noyau en bentonite (échelle logarithmique).

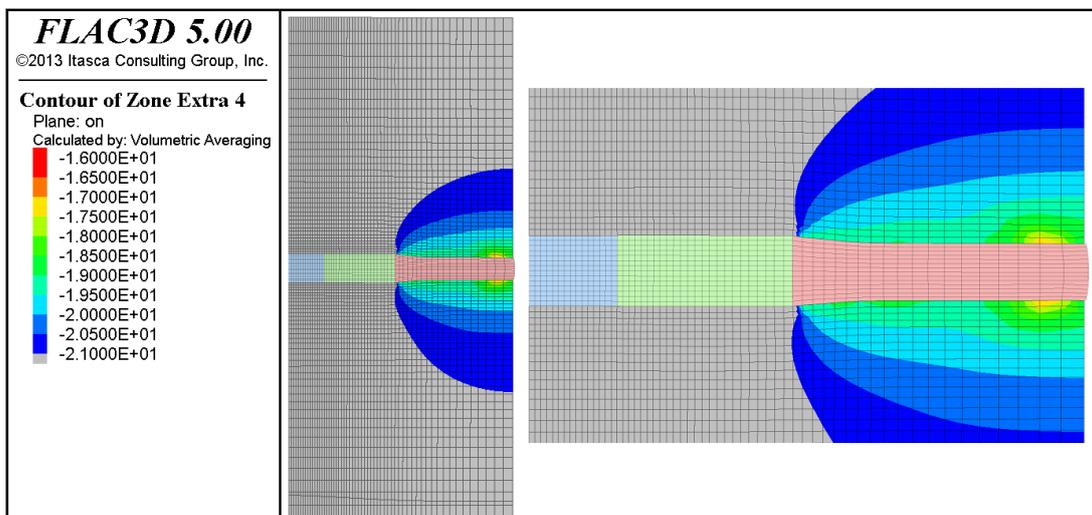


Figure 7-22 : Champ de perméabilité au niveau de l'axe du tunnel à 240 ans (échelle logarithmique). La figure de droite montre une vue zoomée sur l'excavation.

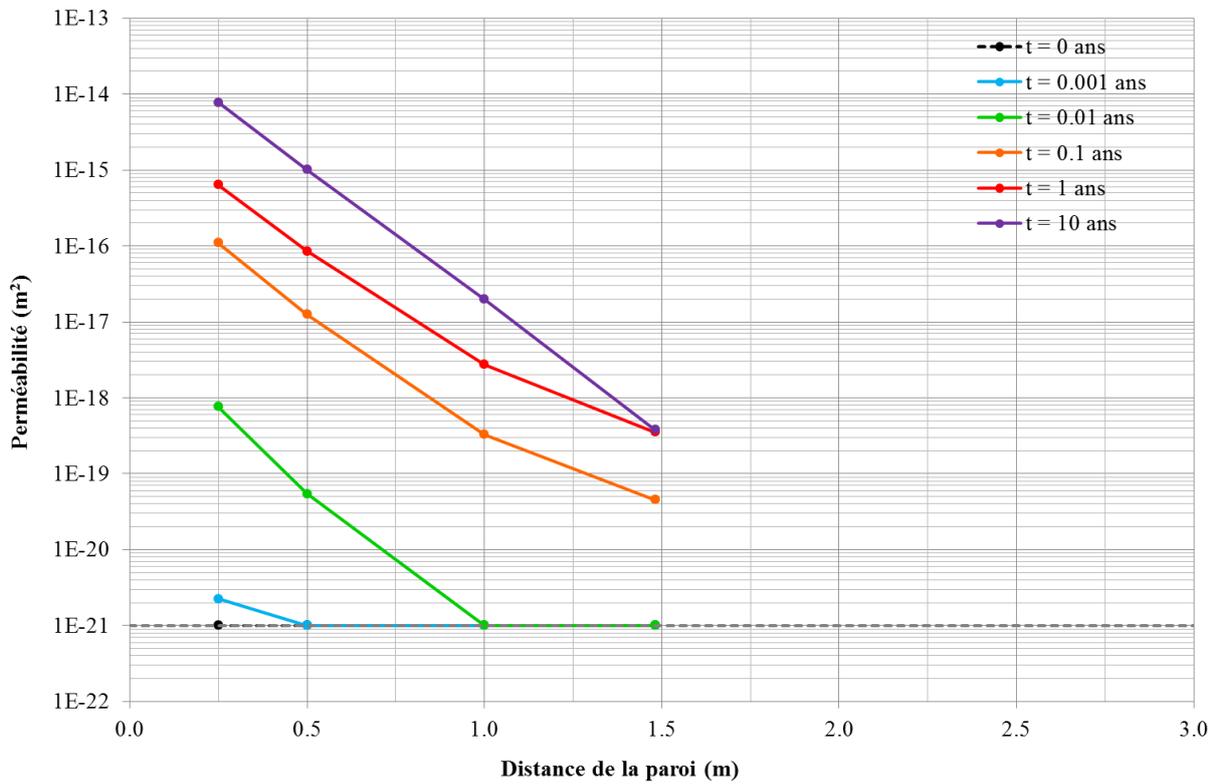


Figure 7-23 : Profils de la perméabilité le long du forage horizontal de droite « Borehole 1 » pendant les 10 premières années.

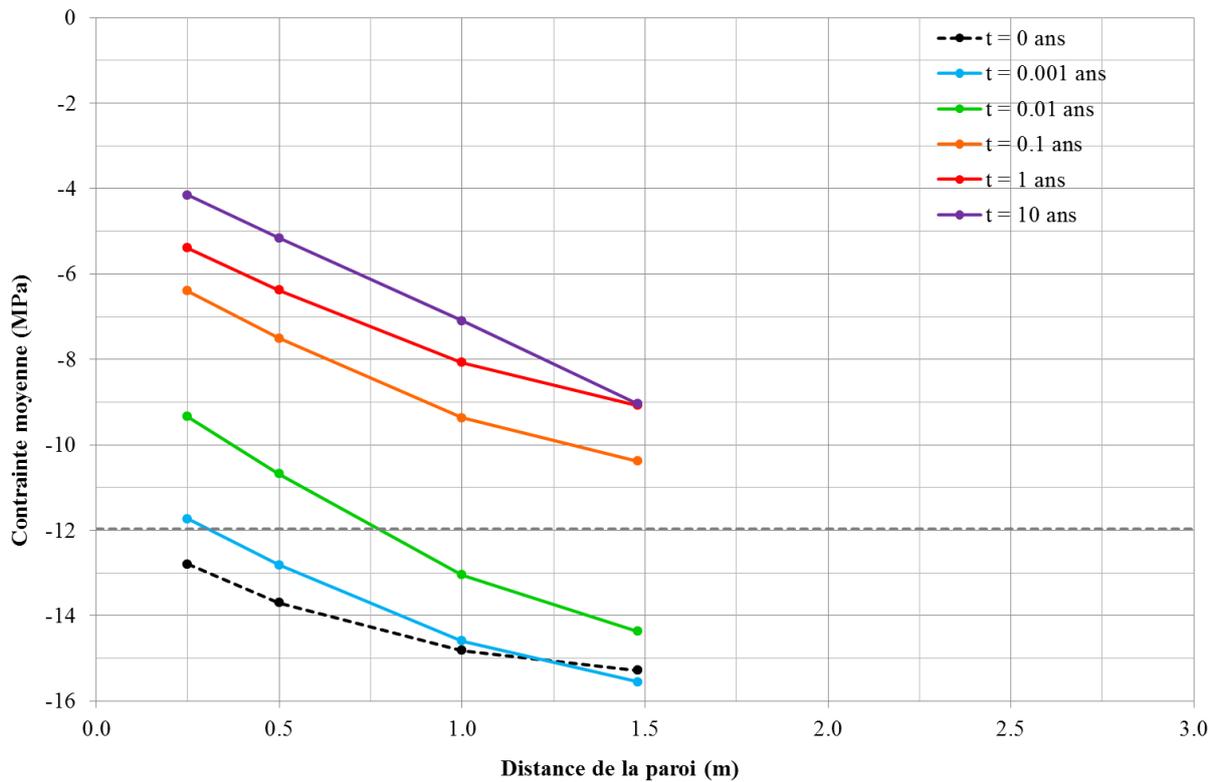


Figure 7-24 : Profils de la contrainte moyenne le long du forage horizontal de droite « Borehole 1 » pendant les 10 premières années.

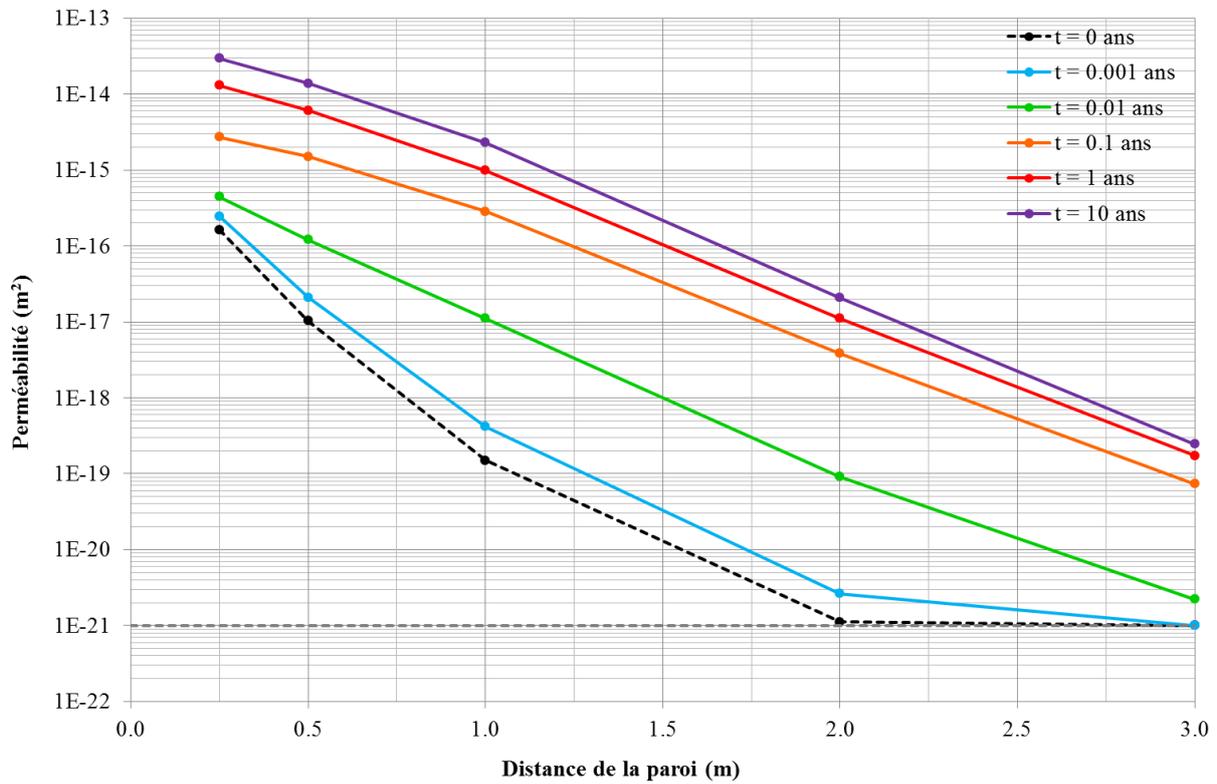


Figure 7-25 : Profils de la perméabilité le long du forage vertical supérieur « Borehole 2 » pendant les 10 premières années.

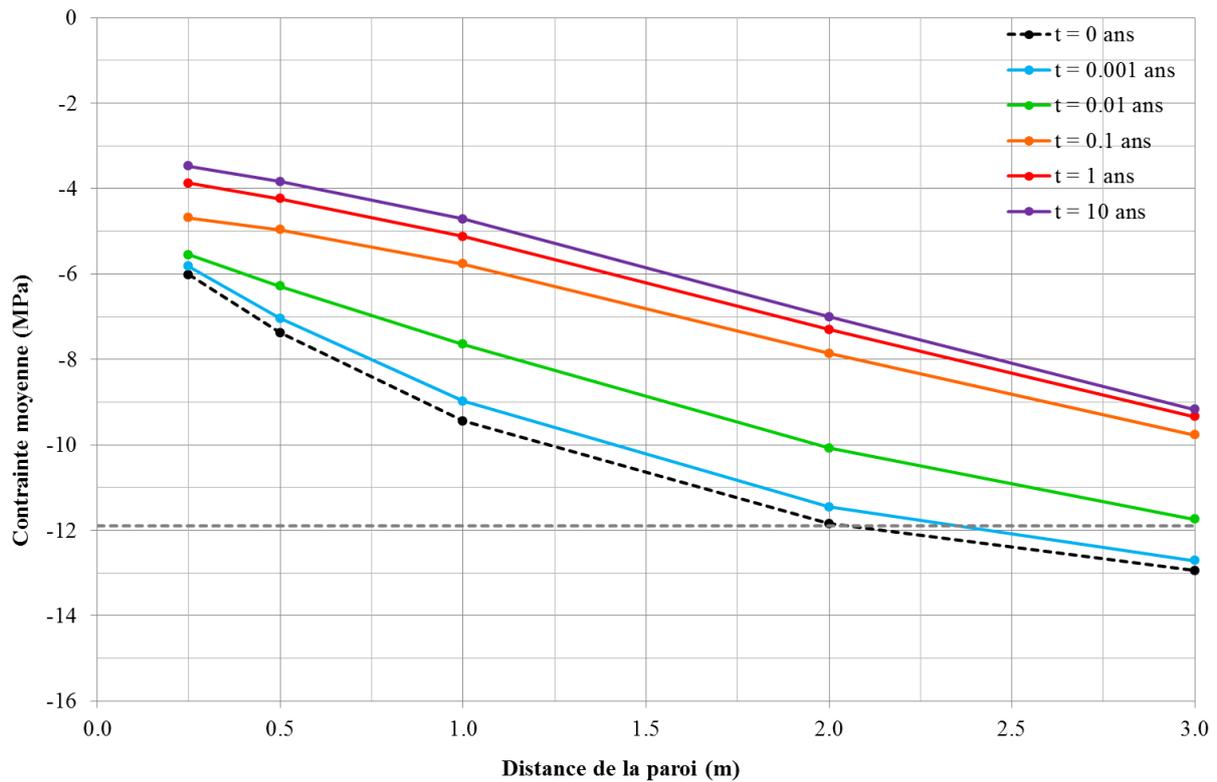


Figure 7-26 : Profils de la contrainte moyenne le long du forage vertical supérieur « Borehole 2 » pendant les 10 premières années.

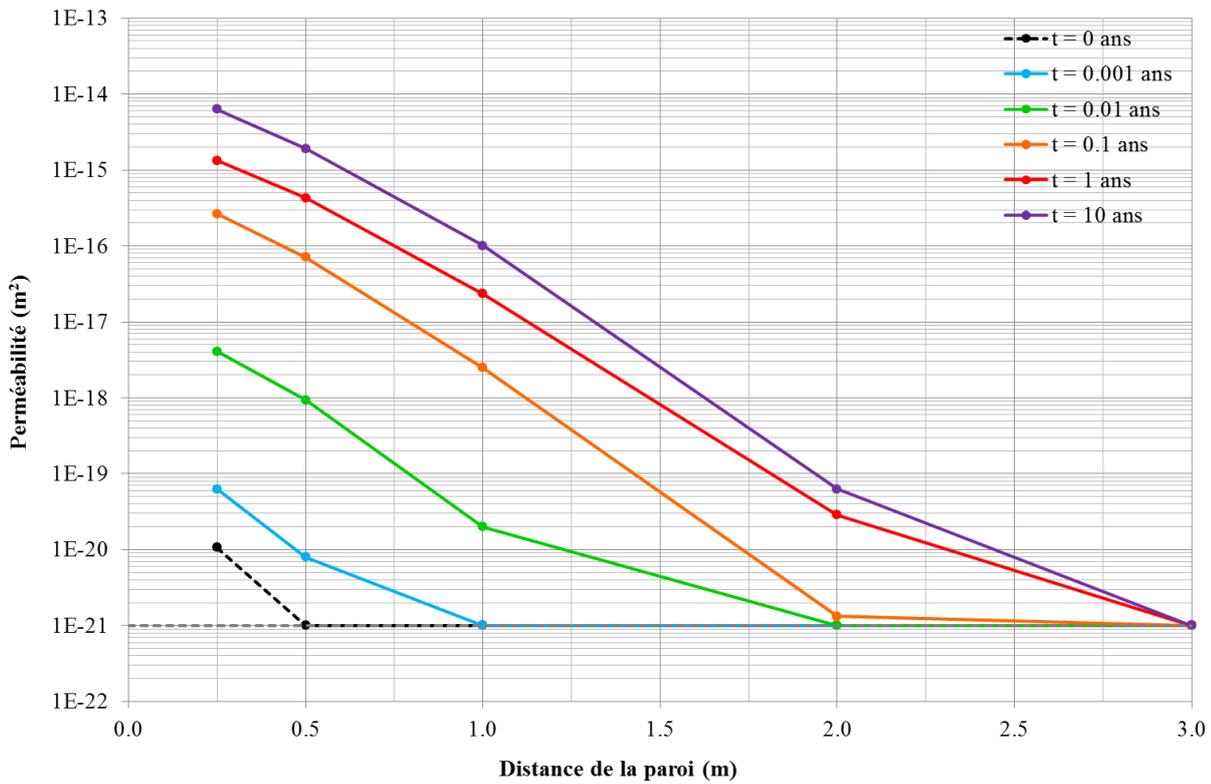


Figure 7-27 : Profils de la perméabilité le long du forage horizontal de gauche « Borehole 3 » pendant les 10 premières années.

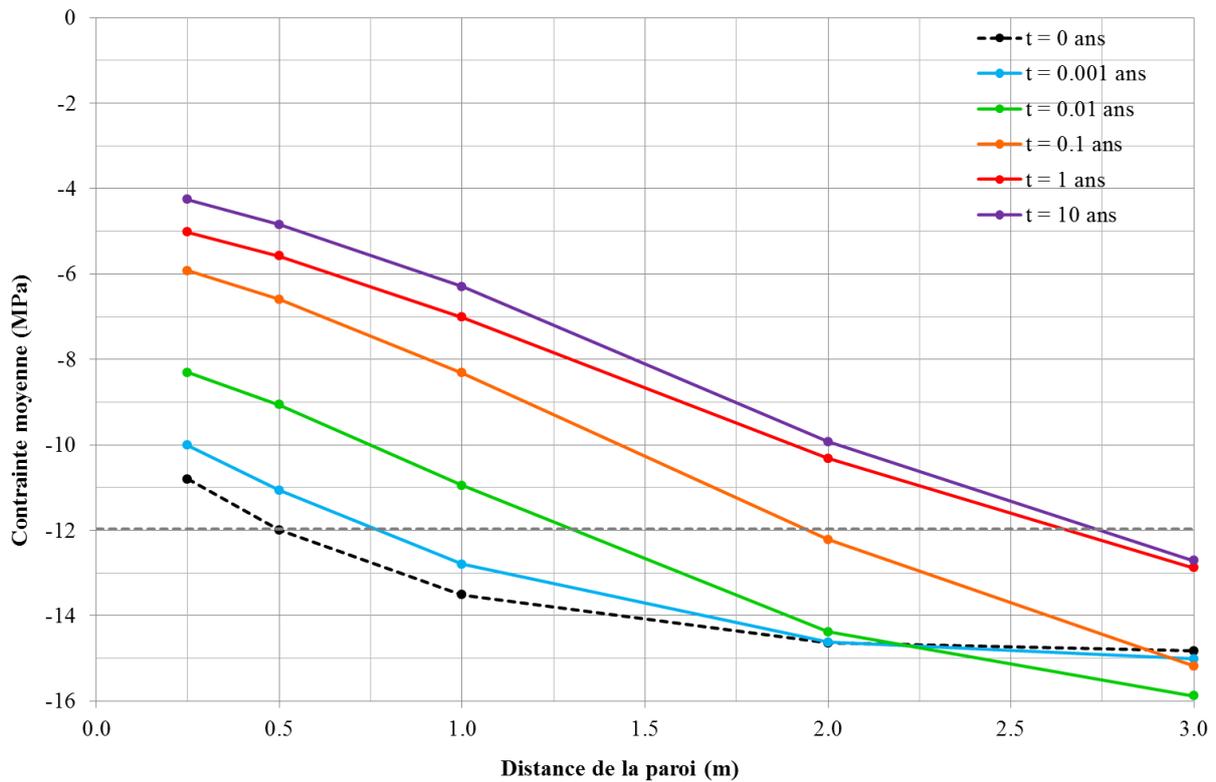


Figure 7-28 : Profils de la contrainte moyenne le long du forage horizontal de gauche « Borehole 3 » pendant les 10 premières années.

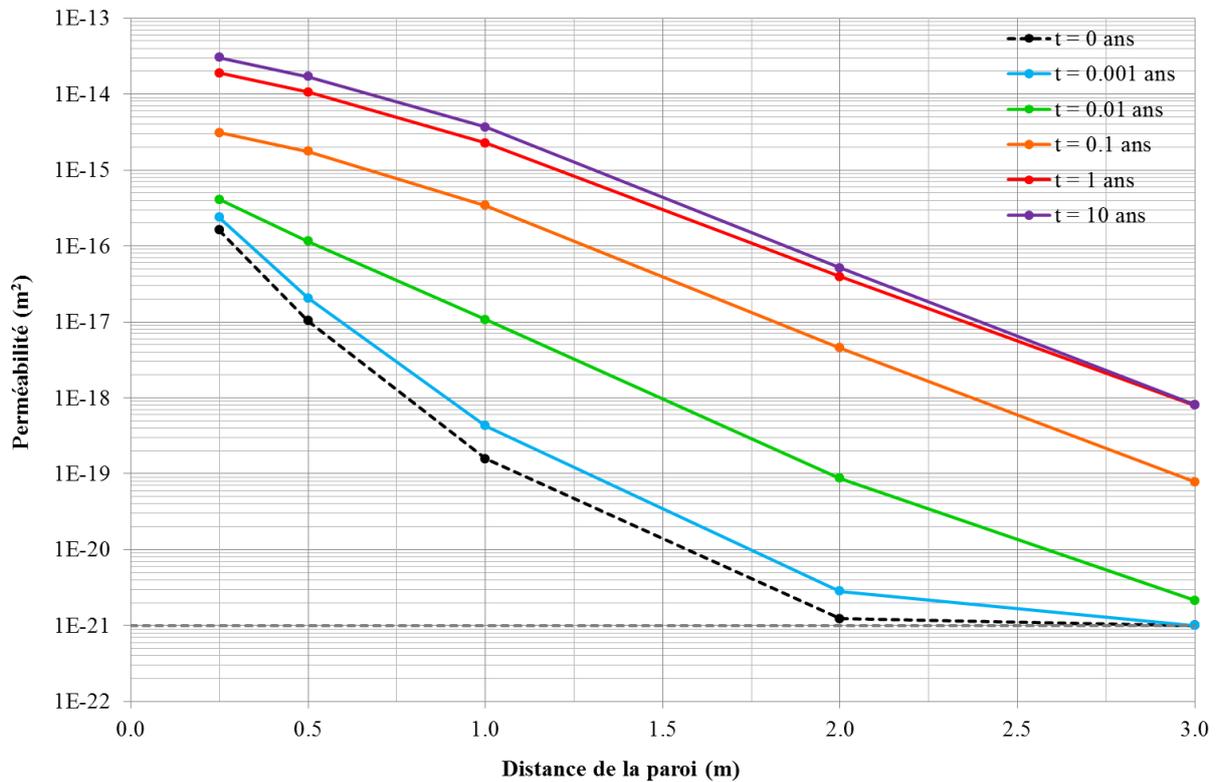


Figure 7-29 : Profils de la perméabilité le long du forage vertical inférieur « Borehole 4 » pendant les 10 premières années.

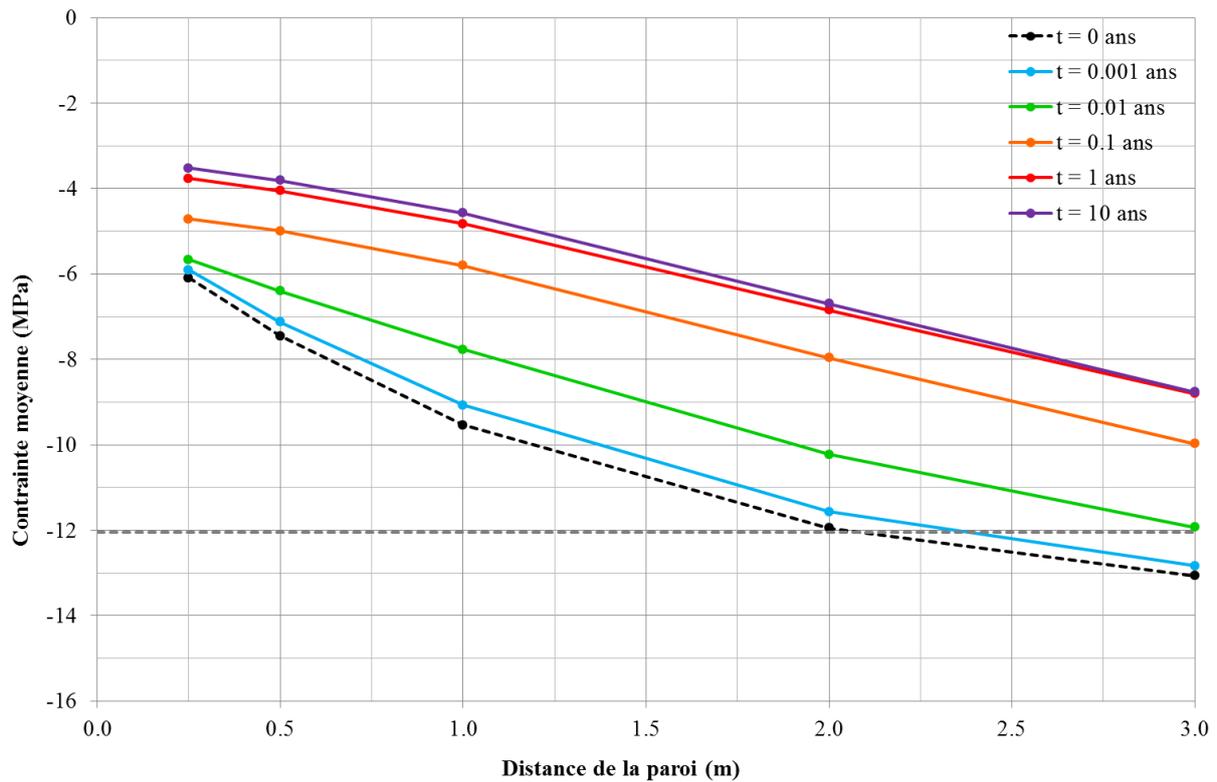


Figure 7-30 : Profils de la contrainte moyenne le long du forage vertical supérieur « Borehole 4 » pendant les 10 premières années.

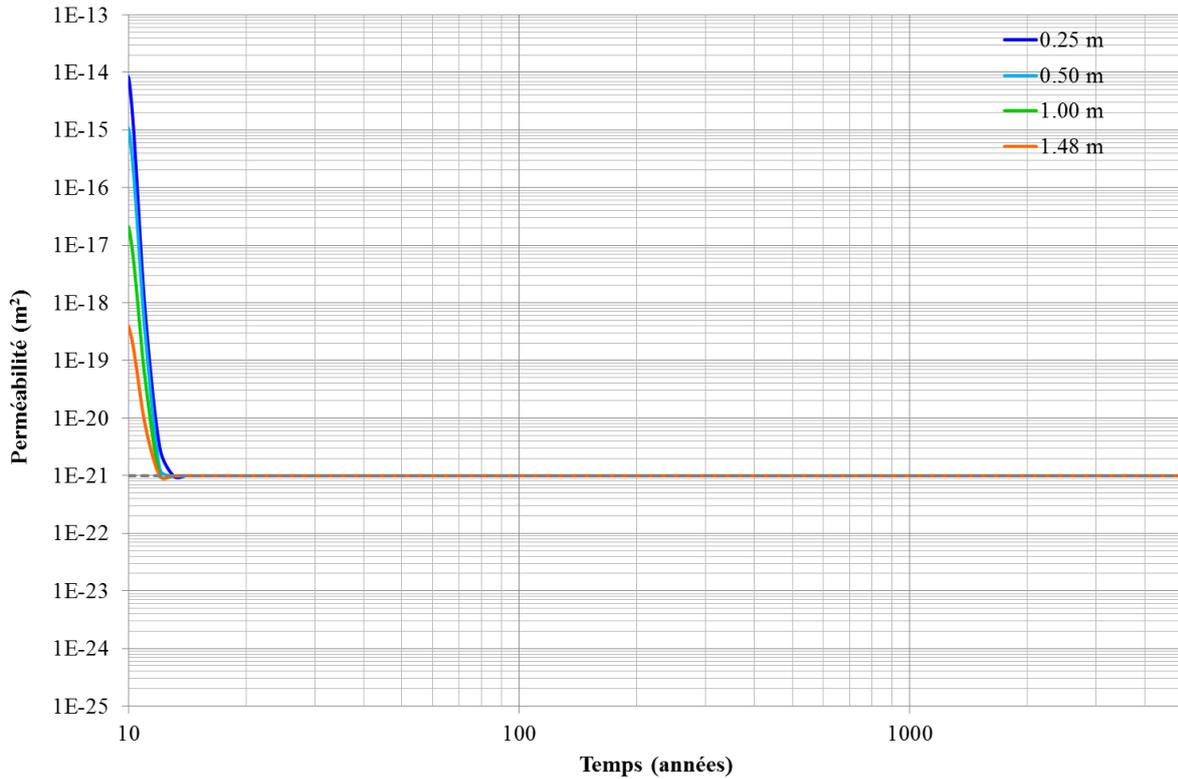


Figure 7-31 : Evolution de la perméabilité sur 5000 ans le long du forage horizontal de droite (« Borehole 1 »).

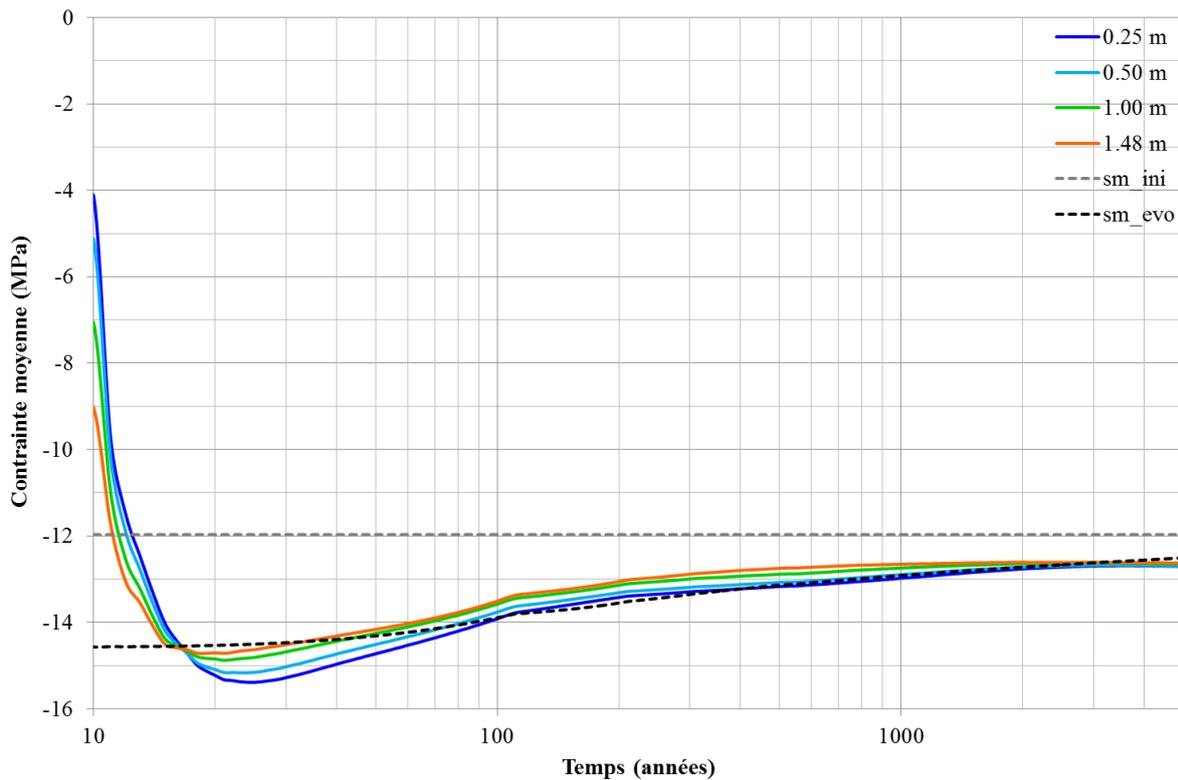


Figure 7-32 : Evolution de la contrainte moyenne sur 5000 ans le long du forage horizontal de droite (« Borehole 1 »).

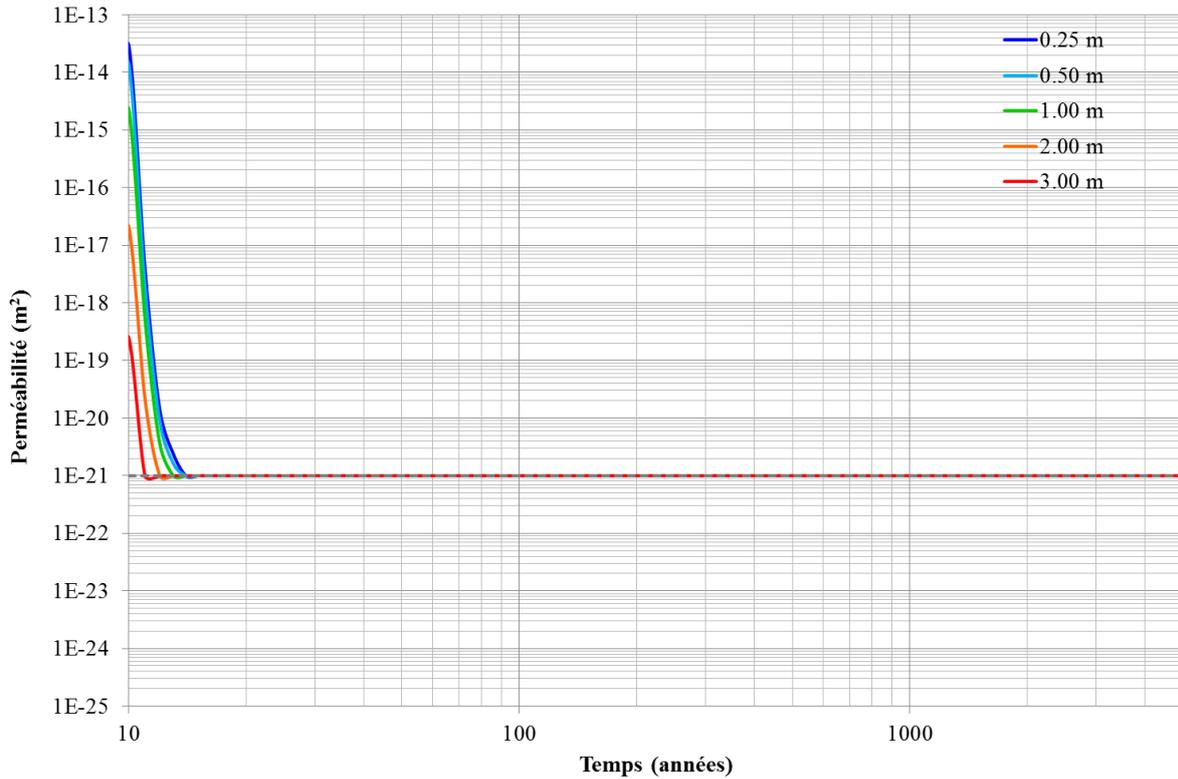


Figure 7-33 : Evolution de la perméabilité sur 5000 ans le long du forage vertical supérieur (« Borehole 2 »).

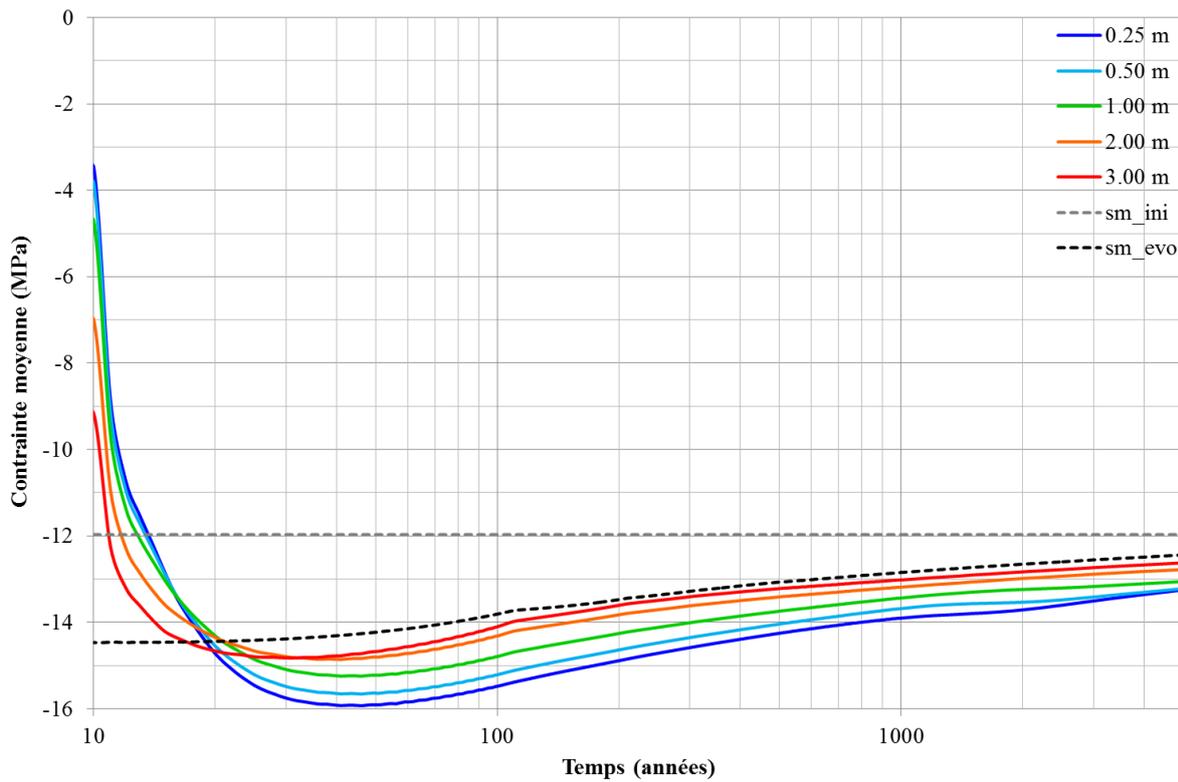


Figure 7-34 : Evolution de la contrainte moyenne sur 5000 ans le long du forage vertical supérieur (« Borehole 2 »).

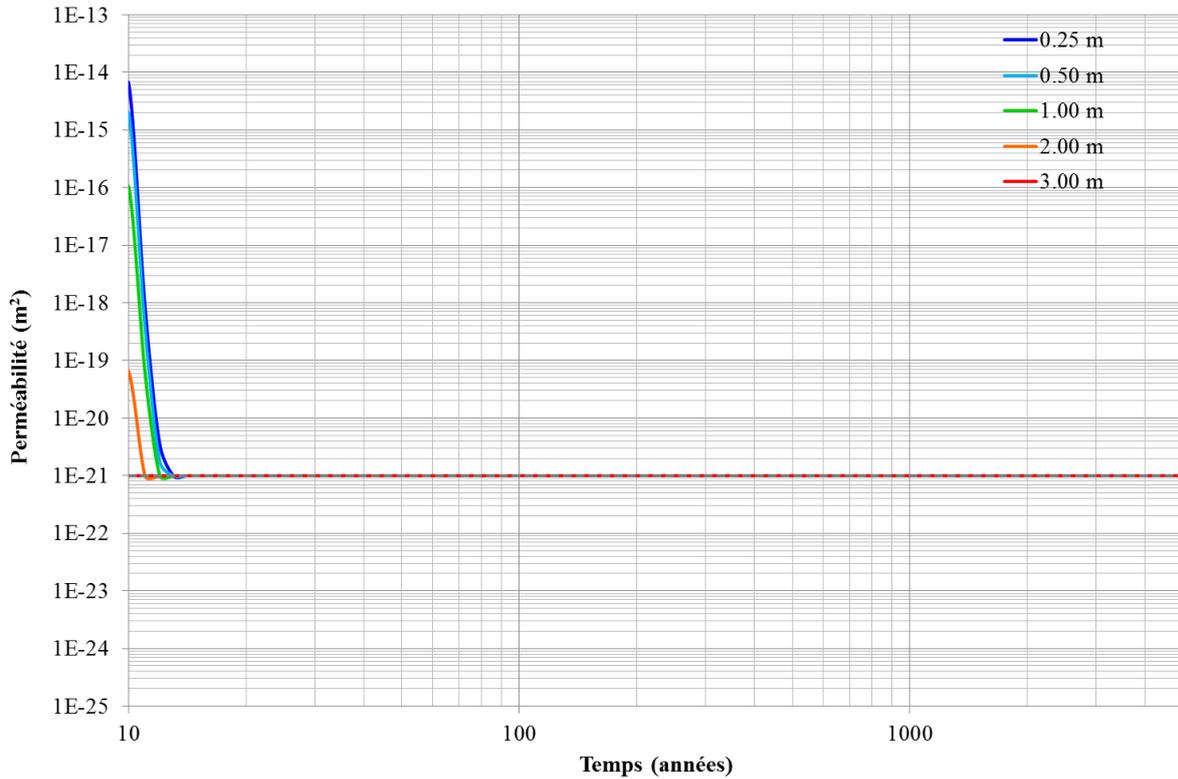


Figure 7-35 : Evolution de la perméabilité sur 5000 ans le long du forage horizontal de gauche (« Borehole 3 »).

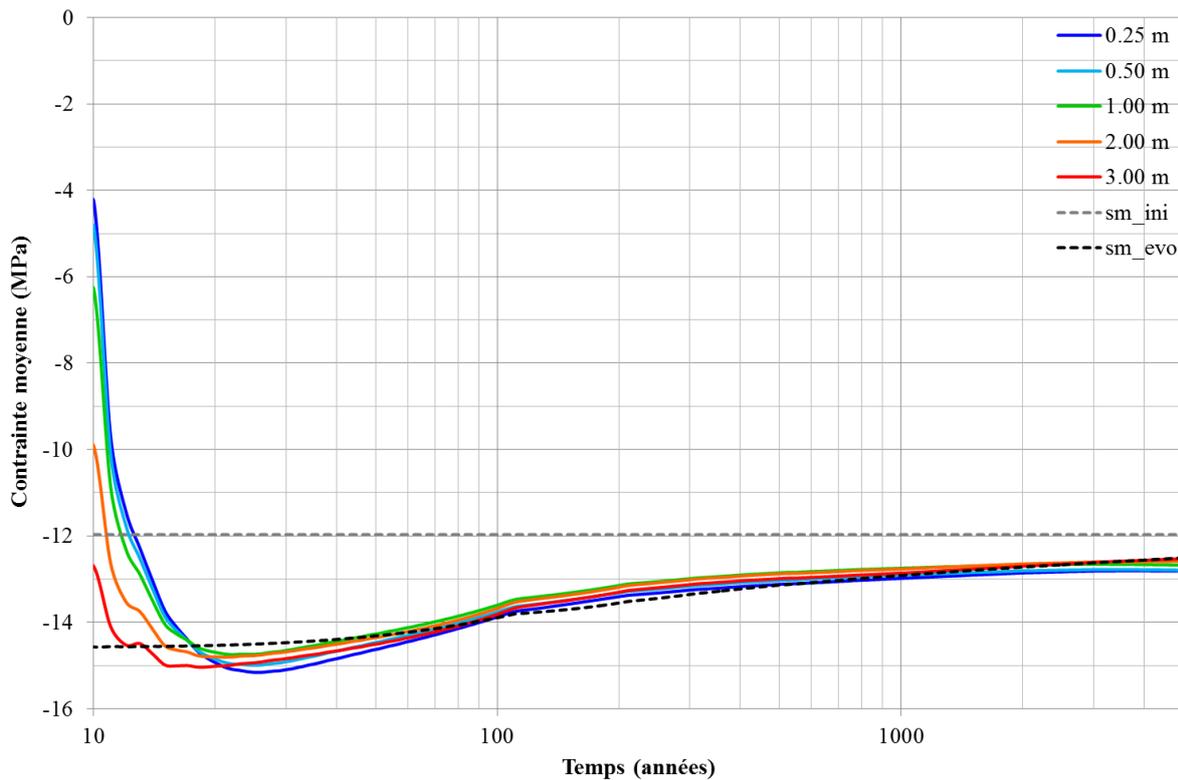


Figure 7-36 : Evolution de la contrainte moyenne sur 5000 ans le long du forage horizontal de gauche (« Borehole 3 »).

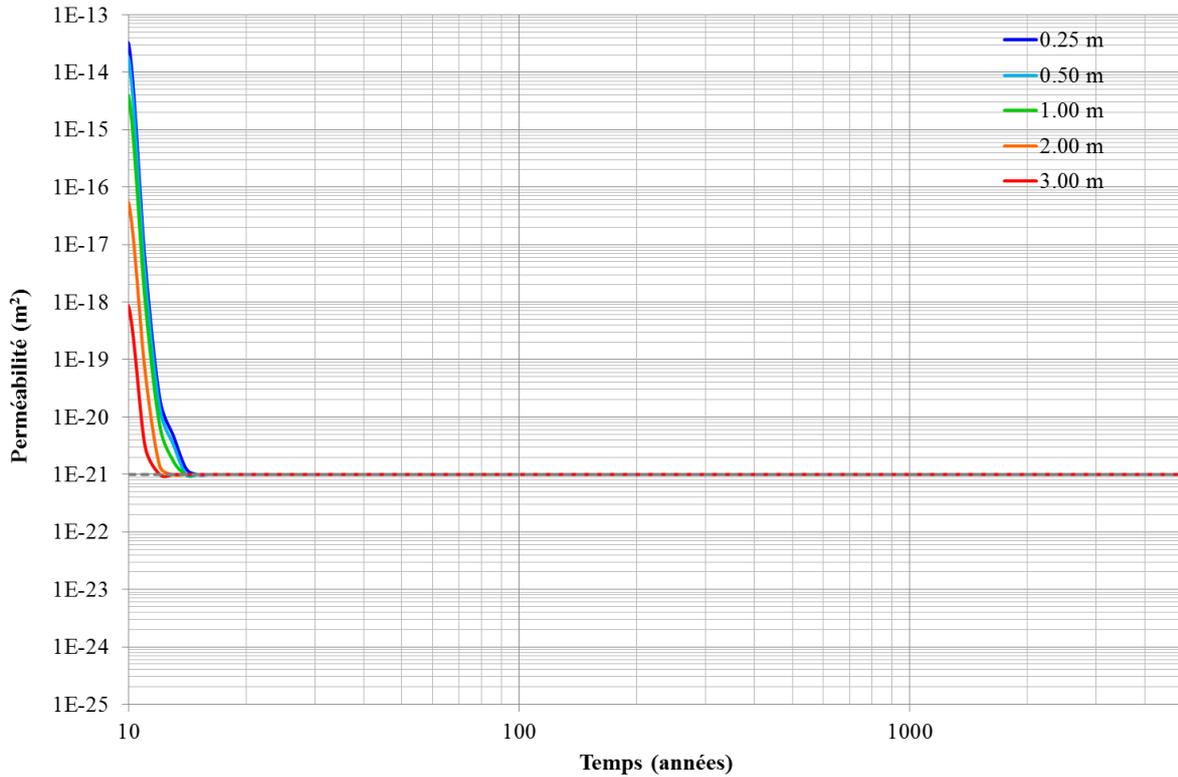


Figure 7-37 : Evolution de la perméabilité sur 5000 ans le long du forage vertical inférieur (« Borehole 4 »).

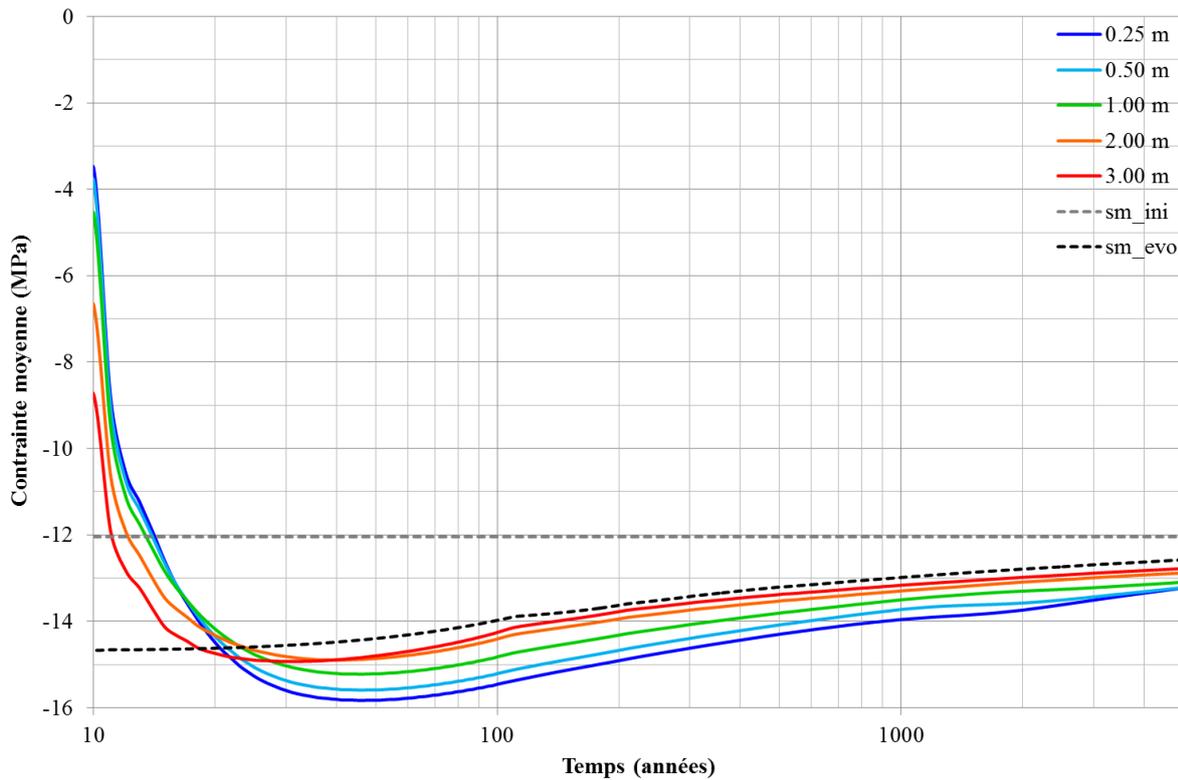


Figure 7-38 : Evolution de la contrainte moyenne sur 5000 ans le long du forage vertical inférieur (« Borehole 4 »).