



Modélisation 3D de l'écoulement de l'eau
souterraine et évaluation de l'efficacité de
différentes méthodes de cimentation pour la
réduction d'infiltrations d'eau à la mine Éléonore

Mémoire

Catherine Domingue

Maîtrise interuniversitaire en sciences de la terre
Maître ès sciences (M. Sc.)

Québec, Canada

© Catherine Domingue, 2017

Résumé

Les infiltrations d'eau souterraines possiblement liées à un système de structures majeures représentent un défi d'ingénierie pour la mine Éléonore. Le pompage et la pré-cimentation par forages pilotes du massif sont les méthodes de mitigation préconisées pour contrôler les flux d'eau entrant dans les excavations souterraines de la mine. Bien que ces méthodes s'avèrent satisfaisantes pour réduire les flux entrant, une optimisation des techniques de pré-cimentation est souhaitable afin de réduire les quantités de ciment utilisées. Un modèle numérique 3D d'éléments finis par volumes de contrôle construit en adaptant la méthodologie de Blessent (2009) avec maillage tétraédrique a été appliqué afin de représenter le système d'écoulement en milieux poreux équivalents couplé aux structures majeures. Les résultats du calage effectué sur le modèle 3D numérique à partir d'un essai de pompage ont montré que le modèle conceptuel initial nécessite un plus grand raffinement des puits ainsi que des investigations supplémentaires sur les structures majeures les plus conductrices. Les caractéristiques calées du modèle 3D numérique ont été utilisées afin de construire un modèle conceptuel 2D de chantier typique. Des analyses de sensibilité d'injection de ciment pour trois différents modèles conceptuels de chantier avec une structure majeure conductrice ont été effectuées pour évaluer la réduction du flux entrant dans le chantier. Les résultats des analyses de sensibilité montrent que les conditions d'écoulement régional ont peu d'influence sur le flux entrant dans le chantier. Aussi, les analyses de sensibilité ont montré que dans l'éventualité d'une structure majeure interceptant le chantier, l'injection de ciment dans la structure est plus efficace pour réduire le flux entrant dans le chantier. Or, dans le cas d'une structure majeure au-dessus du chantier, l'injection de ciment entre le chantier et la structure est plus efficace que de cibler directement la structure.

Abstract

Groundwater infiltrations into underground excavations represent a major engineering challenge at the Éléonore mine. Pumping and pre-grouting are the mitigation methods used to control water inflows into the mine workings. Even though these methods seem to give good results to reduce water inflows, a better understanding of the flow system throughout the domain of interest and optimisation of pre-grouting approaches can be achieved to reduce the amount of cement used for grouting. A 3D finite-element by control volume model is built with the modified approach of Blessent (2009), including a tetrahedral mesh to represent the porous media coupled to the major structures. The calibration results from the 3D numerical model with a pumping test show that an increased refinement of wells and more investigations on the structures properties on-site should be done. It is also suggested that the division of the porous mass into five hydrostratigraphic intervals should be reviewed. The calibrated properties of the 3D numerical model are then used to build a 2D conceptual model of a fictive stope with a water-conductive structure nearby. Sensitivity analysis of cement injection into the porous mass or the structure itself are performed with three different versions of this conceptual model. The results of these analysis show that a condition of regional flow through the model has no significant impact on the results. The sensitivity analysis show that for a fracture above the stope, grouting the area between the stope and the fracture is better to reduce water inflows in the stope than grouting the structure itself. Also, in the case of a structure intercepting the stope, grouting the structure as widely as possible is more efficient to reduce the inflows into the stope.

Table des matières

Résumé.....	III
Abstract.....	IV
Table des matières.....	V
Liste des tableaux.....	VII
Liste des figures.....	VIII
Remerciements.....	X
Chapitre 1 : Introduction.....	1
Chapitre 2 : Description du site d'étude.....	3
2.1. Géologie.....	4
2.1.1. Géologie régionale.....	4
2.1.2. Géologie locale.....	6
2.2. Contexte structural.....	8
2.2.1. Familles de joints.....	9
2.2.2. Structures majeures.....	9
2.3. Contexte hydrogéologique.....	12
2.3.1. Hydrologie et piézométrie.....	12
2.3.2. Conductivités hydrauliques du massif et horizons hydrogéologiques.....	14
2.3.3. Interceptions d'eau et méthodes de mitigation.....	15
2.3.4. Caractérisations des infiltrations au niveau 230.....	17
Chapitre 3 : Méthodologie.....	20
3.1. Simulations à l'échelle de la mine.....	20
3.1.1. Modèle géologique.....	21
3.1.2. Discrétisation avec LaGrIT.....	27
3.1.3. Modèle numérique.....	27
3.2. Simulations sur un chantier 2D.....	36
3.2.1. Modèle conceptuel d'un chantier typique 2D.....	37
3.2.2. Maillage.....	40
3.2.3. Propriétés physiques du modèle.....	40
3.2.4. Hypothèses.....	41

3.2.5. Méthodologie adaptée pour l'analyse de sensibilité	41
Chapitre 4 : Simulation de l'écoulement de l'eau souterraine à l'échelle du projet minier	47
4.1. Considérations lors du calage	47
4.2. Ajustement des caractéristiques des structures et des milieux poreux équivalents	48
4.3. Solution en régime permanent.....	50
4.4. Solution en régime transitoire.....	53
4.4.1. Bilan de masse	53
4.4.2. Approximation des courbes de rabattement.....	55
4.4.3. Distribution des charges hydrauliques	56
4.5. Discussion	59
Chapitre 5 : Analyse de sensibilité des paramètres de cimentation par trous pilotes	63
5.1. Résultats pour les modèles conceptuels avec une structure majeure au-dessus du chantier (modèles A1 et A2)	63
5.1.1. Résultats pour le cas sans écoulement régional (A1).....	63
5.1.2. Résultats pour le modèle A2 avec écoulement régional et analyse comparative des modèles A1 et A2	69
5.2. Résultats des cas avec une structure majeure interceptant le chantier (modèle B)..	71
5.3. Discussion sur la performance des différentes approches en cimentation.....	75
Chapitre 6 : Conclusions	78
Limitations	80
Recommandations	81
Références	82
Annexes.....	86
Annexe 1	86
Annexe 2	89
Annexe 3	95
Annexe 4	98
Annexe 5	103

Liste des tableaux

Tableau 2.1. Caractéristiques des familles principales de joints.....	9
Tableau 2.2. Tableau des paramètres de la recharge au site Éléonore	14
Tableau 2.3. Propriétés des unités hydrogéologiques du massif en fonction de la profondeur	15
Tableau 2.4. Rabattements observés, transmissivités et conductivités hydrauliques équivalentes pour chacun des puits de l’essai de pompage de 35 heures.....	18
Tableau 2.5. Rabattements observés, transmissivités et conductivités hydrauliques équivalentes pour chacun des puits de l’essai de pompage de 70 heures.....	19
Tableau 3.1. Limites du domaine des structures majeures et du modèle global.....	23
Tableau 3.2. Propriétés des horizons hydrogéologiques imposées comme conditions initiales	31
Tableau 3.3. Propriétés initiales des structures majeures pour le modèle.....	31
Tableau 3.4. Paramètres des cas 1 à 5 des modèles A1 et A2	44
Tableau 3.5. Paramètres des cas 1 à 4 du modèle B	46
Tableau 4.1. Propriétés des horizons hydrogéologiques imposées comme conditions initiales	48
Tableau 4.2. Caractéristiques initiales des structures majeures pour le modèle 3D	49
Tableau 4.3. Caractéristiques initiales et finales des milieux poreux équivalents pour le modèle 3D.....	49
Tableau 4.4. Caractéristiques des structures majeures au terme du calage final pour le modèle 3D.....	50
Tableau 4.5. Synthèse du bilan de masse pour la simulation en régime transitoire	54
Tableau 5.1. Flux entrant en fonction de la conductivité hydraulique de la zone cimentée pour les cas 1 à 3 du modèle A1	66
Tableau 5.2. Flux entrant en fonction de la conductivité hydraulique pour les cas 4 et 5	68
Tableau 5.3. Flux entrant en fonction de la conductivité hydraulique dans la structure majeure pour les cas 1 et 2 du modèle B.....	73
Tableau 5.4. Flux entrant en fonction de la conductivité hydraulique dans la structure majeure pour les cas 3 et 4 du modèle B.....	74

Liste des figures

Figure 2.1. Localisation de la mine Éléonore	3
Figure 2.2. Situation et contexte géologique régional de la propriété Éléonore (figure tirée de Ravenelle & <i>al.</i> , 2010)	5
Figure 2.3. Carte de la géologie locale du site minier Éléonore	7
Figure 2.4. Représentation de la géologie locale de la zone minéralisée Roberto et des structures la recoupant.....	8
Figure 2.5. Structures majeures relevées au site Éléonore	11
Figure 2.6. Hydrographie des bassins versants de la région du réservoir Opinaca	13
Figure 2.7. Vue en plan de la méthode de cimentation par forages pilotes en éventail (figure modifiée de Hernqvist & <i>al.</i> , 2008).....	16
Figure 2.8. Localisation des puits d’observations et des puits de pompage	18
Figure 3.1. Limites du modèle numérique et du domaine limitant l’étendue des structures majeures	23
Figure 3.2 Domaine contraignant l’étendue des structures majeures.....	24
Figure 3.3. Justification de l’optimisation du modèle par suppression des structures faiblement éloignées les unes par rapport aux autres	26
Figure 3.4. Conditions initiales et limites du modèle numérique 3D pour la simulation en régime permanent	33
Figure 3.5. Localisation des puits d’observation et du puits de pompage <i>tgd4</i> pour le calage du modèle numérique 3D	35
Figure 3.6. Diagramme de la variation du débit de pompage observé et simulé en fonction du temps	35
Figure 3.7. Schéma d’un chantier typique recoupé par une structure majeure.	37
Figure 3.8. Conditions limites du modèle conceptuel 2D d’un milieu poreux équivalent avec un chantier	38
Figure 3.9. Conditions initiales et limites pour l’analyse de sensibilité.....	39
Figure 3.10. Schéma d’injection de ciment pour les cas d’analyses 1 à 5 des modèles A1 et A2	43
Figure 3.11. Schéma d’injection de ciment pour les cas 1 à 4 du modèle B	45
Figure 4.1. Distribution des charges dans le modèle 3D en régime permanent	51
Figure 4.2. Coupe transversale du modèle numérique selon AA’ pour la visualisation des charges hydrauliques en 2D.....	51
Figure 4.3. Distribution des charges hydrauliques et des vecteurs de vitesses selon une coupe transversale sur l’axe $y=5839520$ m	52
Figure 4.4. Distribution des charges hydrauliques dans les structures majeures en régime permanent	53
Figure 4.5. Rabattement et débit de pompage en fonction du temps.....	55
Figure 4.6. Distribution des charges hydrauliques aux environs du puits de pompage en fonction du temps.....	57
Figure 4.7. Distribution des charges hydrauliques dans les structures majeurese.	58

Figure 5.1. Distribution des charges hydrauliques et des vitesses dans le modèle A1 sans écoulement et sans cimentation	64
Figure 5.2. Distribution des charges hydrauliques et des vitesses en fonction du cas d'analyse pour le modèle avec une structure au-dessus du chantier en fonction de la plus petite conductivité hydraulique imposée.....	65
Figure 5.3. Flux entrant dans le chantier en fonction de la conductivité hydraulique de la zone cimentée pour les cas 1 à 3 du modèle A1	67
Figure 5.4. Flux entrant dans le chantier en fonction de la conductivité hydraulique de la zone cimentée dans la structure majeure pour les cas 4 et 5 du modèle A1.....	68
Figure 5.5. Distribution des charges hydrauliques et des vitesses dans le modèle A2 avec écoulement et sans cimentation	69
Figure 5.6. Flux entrant dans le chantier avec écoulement en fonction du flux entrant sans écoulement régional pour le cas 3.....	70
Figure 5.7. Distribution des charges hydrauliques et des vitesses pour le modèle B sans cimentation.....	71
Figure 5.8. Distribution des charges hydrauliques et des vitesses en fonction du cas d'analyse pour le modèle B avec une structure interceptant le chantier en fonction de la plus petite conductivité hydraulique imposée;.....	72
Figure 5.9. Flux entrant dans le chantier en fonction de la diminution de la conductivité hydraulique dans la structure majeure pour les cas 1 à 4 du modèle B.....	74

Remerciements

J'aimerais souligner et remercier Jean-Michel Lemieux, mon directeur, pour m'avoir fait confiance dans ce projet, pour ses conseils techniques et pour le temps investi dans les relectures de mes travaux. Merci à Martin Grenon, co-directeur, pour ses suggestions judicieuses, sa grande générosité pour le projet et son souci constant de notre santé physique et mentale via la course à pied et le café! Merci à René Therrien, co-directeur, pour les nombreux conseils avec HydroGeoSphere. Merci à mon « modèle » Daniela Blessent (et sa famille), pour sa grande générosité de temps et de personne. Merci à John Molson qui, par son implication dans mon projet de son cours de modélisation, m'aura permis d'étendre la portée de mes recherches. Merci à Romain Chesnaux pour ses suggestions au mémoire.

Merci à Goldcorp Mine Éléonore plus spécialement à Pierre-Luc Lajoie, Paul Germain et Martin Perron. Je tiens à souligner la générosité et le dévouement de François Pulinckx et Vincent Caron qui m'ont grandement aidé pour les données de ce projet.

Merci à ma « coach de vie », Geneviève Bruneau, pour son écoute, son support moral et ses conseils techniques et personnels. Merci aussi au personnel du Département de géologie et de génie géologique et du Département de génie des mines de la métallurgie et des matériaux. Un merci spécial à Pierre Therrien pour ta précieuse aide au niveau logiciel et technique.

Je tiens à remercier l'ensemble de mes collègues dans le groupe de recherche; Catherine Boudreau, Alex Landry, Sina Amoushashi, Philippe Caudal, Gabriel Leclerc, Sébastien Guido, Audrey Goulet, Jocelyn Tuleau et Claude Vallée. Vous m'avez permis de demeurer motivée et d'apprécier de me lever le matin pour aller au bureau. Un grand merci à mes collègues Renaud Murray, Marion Cochand et Marie-Catherine Talbot Poulin, toujours prêts à répondre à mes questions d'ordre hydrogéologique. Un clin d'œil au groupe des gradués du département de mine, métallurgie et matériaux ainsi qu'à Maude Tremblay et les étudiants du baccalauréat pour leur chaleureux accueil d'une « outsider » à leur département.

Finalement, je remercie mon copain, Maxime, pour son soutien incroyable, sa compréhension sans bornes et sa patience notoire dans cette aventure. Merci à mes parents et ma sœur pour m'avoir toujours soutenue dans mon parcours académique tout en me rappelant de respecter mes limites. Merci à Nicole et Marco pour l'hébergement. Merci à mes proches, mes amis et à ma famille pour leurs encouragements, leur support moral et leur compréhension dans les moments plus chargés de cette maîtrise. À vous tous, merci!

Chapitre 1 : Introduction

Les infiltrations d'eau dans les mines souterraines présentent un défi d'ingénierie pour le développement et l'avancement des opérations minières. Les méthodes de mitigation utilisées pour les maîtriser varient en fonction de l'importance de celles-ci. Néanmoins, lorsque des débits importants sont rencontrés, ces infiltrations peuvent causer des délais notoires dans la production et la progression des opérations. Cette problématique est d'autant plus observée dans les milieux géologiques fracturés saturés dans lesquels les discontinuités représentent des chemins d'écoulement préférentiel pour l'eau, donnant lieu à des infiltrations localisées plus importantes que dans un massif peu fracturé.

Ces discontinuités sont essentiellement des réseaux de joints et des fractures majeures (désignées comme structures majeures dans le présent document) dont les caractéristiques primaires ont un impact sur la perméabilité du massif, selon leur orientation, ouverture, rugosité, espacement et persistance (Coli & Pinzani, 2014).

La mine souterraine aurifère Éléonore située au nord-ouest du Québec, à la Baie-James, est confrontée à ce défi depuis le début de sa construction en 2011. Des études hydrogéologiques préalables à la construction de la mine et en cours de projet minier ont été réalisées afin de déterminer la conductivité hydraulique des différentes lithologies et des structures majeures et d'estimer les débits rencontrés lors du creusement des galeries et du minage des chantiers. Selon les débits estimés, des méthodes de mitigations conventionnelles sont utilisées pour contrer cette problématique, soient le pompage de l'eau et la cimentation par trous pilotes. Jusqu'à présent, ces méthodes ont suffi à contrôler les infiltrations d'eau mais le développement de certaines galeries a subi des ralentissements dus aux fortes venues d'eau localisées. Les méthodes de mitigations en place se sont avérées efficaces mais les outils disponibles ne permettent pas de prévoir l'efficacité d'une méthode plutôt qu'une autre. En fait, dans le domaine minier en général, les études sur lesquelles s'appuyer pour privilégier une de ces méthodes sont peu nombreuses (Levens et al., 1994).

Il faut spécifier que la plupart des études hydrogéologiques portant sur les méthodes de mitigation en milieux fracturés sont réalisées dans un contexte de sites d'enfouissement de déchets radioactifs (Hernqvist & al., 2009) ou de la construction de tunnels (Holmøy & Nilsen, 2014). Or, dans le cas d'une mine souterraine, un changement du régime hydraulique survient au fur et à mesure du développement de la mine dans la mesure où les excavations entraînent une nouvelle répartition des charges hydrauliques dans le massif. Dans un tel cas, seule la modélisation de l'écoulement de l'eau

souterraine au moment des essais hydrogéologiques permet de tenir compte de leur impact, de représenter adéquatement l'écoulement dans le massif et de prédire son comportement.

Le but principal de cette étude est de vérifier l'efficacité de la pré-cimentation des zones cibles à l'échelle d'un chantier minier souterrain. Le terme efficacité désigne dans cette étude la capacité à réduire les volumes d'eau générés dans un chantier conventionnel. L'identification des zones cimentées menant à une plus grande réduction des infiltrations d'eau permet de fournir un outil d'aide à la décision supplémentaire aux professionnels miniers quant à la méthode et la localisation de la pré-cimentation, selon les conditions en place. L'atteinte de cet objectif global nécessite une approche en deux temps.

D'abord, l'approche nécessite une modélisation numérique du cas d'étude par l'élaboration d'un géomodèle représentant le contexte structural, à partir duquel un maillage tétraédrique est appliqué pour l'application des équations différentielles d'écoulement en milieu saturé. Cette méthodologie a été développée pour le cas du site d'enfouissement de déchets radioactifs d'Olkiluoto (Blessent, Therrien & Gable, 2011) et est adaptée pour un contexte minier souterrain. L'application de cette méthodologie vise à reproduire au mieux l'écoulement souterrain au site de la mine Éléonore par le calage du modèle initial à l'aide de simulations en régime transitoire.

Le second aspect de l'approche consiste en la modélisation du flux entrant dans le chantier en présence d'une structure majeure conductrice d'eau et en l'évaluation de l'influence de la cimentation sur ce même flux entrant. L'analyse est réalisée par l'intégration, dans un modèle conceptuel 2D de chantier, des caractéristiques physiques du milieu à l'étude reproduit par le modèle numérique 3D. Une structure majeure est ajoutée au système 2D simplifié, puis le système est discrétisé et des simulations selon différentes approches de cimentation permettent de calculer le flux entrant en fonction de la conductivité hydraulique diminuée du milieu poreux ou de la structure. Les résultats sont ensuite évalués afin d'identifier les approches de cimentation les plus aptes à réduire le flux entrant dans le chantier en fonction de la configuration du chantier et de la structure majeure.

Les chapitres subséquents présentent le site d'étude, la méthodologie élaborée pour les besoins de ce projet ainsi que les résultats et conclusions de l'analyse de sensibilité sur la cimentation de l'environnement d'un chantier minier souterrain.

Chapitre 2 : Description du site d'étude

La mine Éléonore est située à la Baie-James au Nord-Du-Québec, à environ 352 km au nord de Matagami et à environ 175 km à l'est de la côte de la Baie-James, tel qu'indiqué sur la figure 2.1. Il s'agit d'une mine aurifère dont les travaux d'exploration ont débuté en 2007, soit l'année de son acquisition par la compagnie Goldcorp Inc.

La méthode d'exploitation utilisée pour le gisement est la méthode par long trou longitudinal. Deux puits permettent d'accéder aux installations souterraines, soient le puits d'exploration, atteignant 725 mètres de profondeur, et le puits de production, atteignant 1181 mètres de profondeur en 2015. Une rampe est actuellement en développement pour se rendre de la surface jusqu'aux niveaux inférieurs de la mine. En 2015, cette dernière était prévue être foncée jusqu'à 1140 mètres de profondeur. Les galeries de roulage et la rampe ont des dimensions de 5.5 m par 5.5 m en section. Les niveaux sont espacés de 30 mètres de profondeur et chacun d'eux est nommé en fonction de la profondeur à laquelle il se trouve. Les dimensions prévues des chantiers sont de 30 m de hauteur par 30 m de longueur par 8 m de puissance. En avril 2015, la production était prévue entre 250 000 et 280 000 onces, à un rythme de 4 900T/jour provenant de quatre horizons distincts (Goldcorp Inc., 2016).



Figure 2.1. Localisation de la mine Éléonore (carte réalisée avec les données du Sigéom 2015)

Le gisement ayant donné naissance au projet est le gisement Roberto, dont la minéralisation est encaissée dans des roches métasédimentaires. La minéralisation se retrouve sous le réservoir hydroélectrique Opinaca et affleure en surface sur la presqu'île Roberto.

Le contexte structural comporte de nombreuses discontinuités primaires et secondaires, desquelles d'importantes venues d'eau ont été relevées depuis le début des opérations de construction de la mine. Ces aspects sont couverts dans une revue du contexte géologique, du régime structural en place et de l'hydrogéologie, présentée dans cette section afin de mieux définir le site à l'étude et attribuer les caractéristiques initiales au modèle numérique réalisé dans le cadre du projet. Les informations proviennent principalement des rapports géotechniques et hydrogéologiques produit par Golder Associés Ltée (2009a, 2009b), avant la construction de la mine, ainsi que des rapports produits par Hydro-Ressources Inc. (2013, 2015), soit à l'étape de projet de la mine.

2.1. Géologie

Situé à la Baie-James, plus au nord que les gisements de la ceinture abitibienne, le dépôt aurifère Roberto a fait l'objet de nombreuses campagnes d'exploration pour définir la géologie de ce système minéralisé sous forme de stockwerks et de veines de remplacement dans un environnement de roches métasédimentaires. Bien que plusieurs autres dépôts aurifères aient été identifiés dans la région, aucun n'égale le potentiel planifié de 3500T/jour estimé par Goldcorp (Goldcorp Inc., 2016). Un bref résumé du contexte géologique du dépôt est présenté dans cette sous-section en faisant la distinction entre le contexte géologique régional et la mise en place locale de ce gisement. La plupart des descriptions présentées sont issues de Ravenelle & al. (2010).

2.1.1. Géologie régionale

Le projet Éléonore est localisé dans la Province géologique du Supérieur, plus précisément dans la sous-province de La Grande, à la limite avec la sous-province Opinaca (figure 2.2). En observant la figure 2.2, il est possible de constater que les deux domaines de la sous-province de La Grande (LG) bordent la sous-province Opinaca (OP). Elles sont respectivement formées de roches volcaniques et métasédimentaires, toutes deux entrecoupées de dykes de diabase (figure 2.2). Le contact entre les deux sous-provinces pourrait être lié à un contact tectonique ou encore à un gradient métamorphique associant les roches métasédimentaires de la sous-province de La Grande aux roches de plus haut niveau sédimentaire de la sous-province Opinaca (Ravenelle & al., 2010).

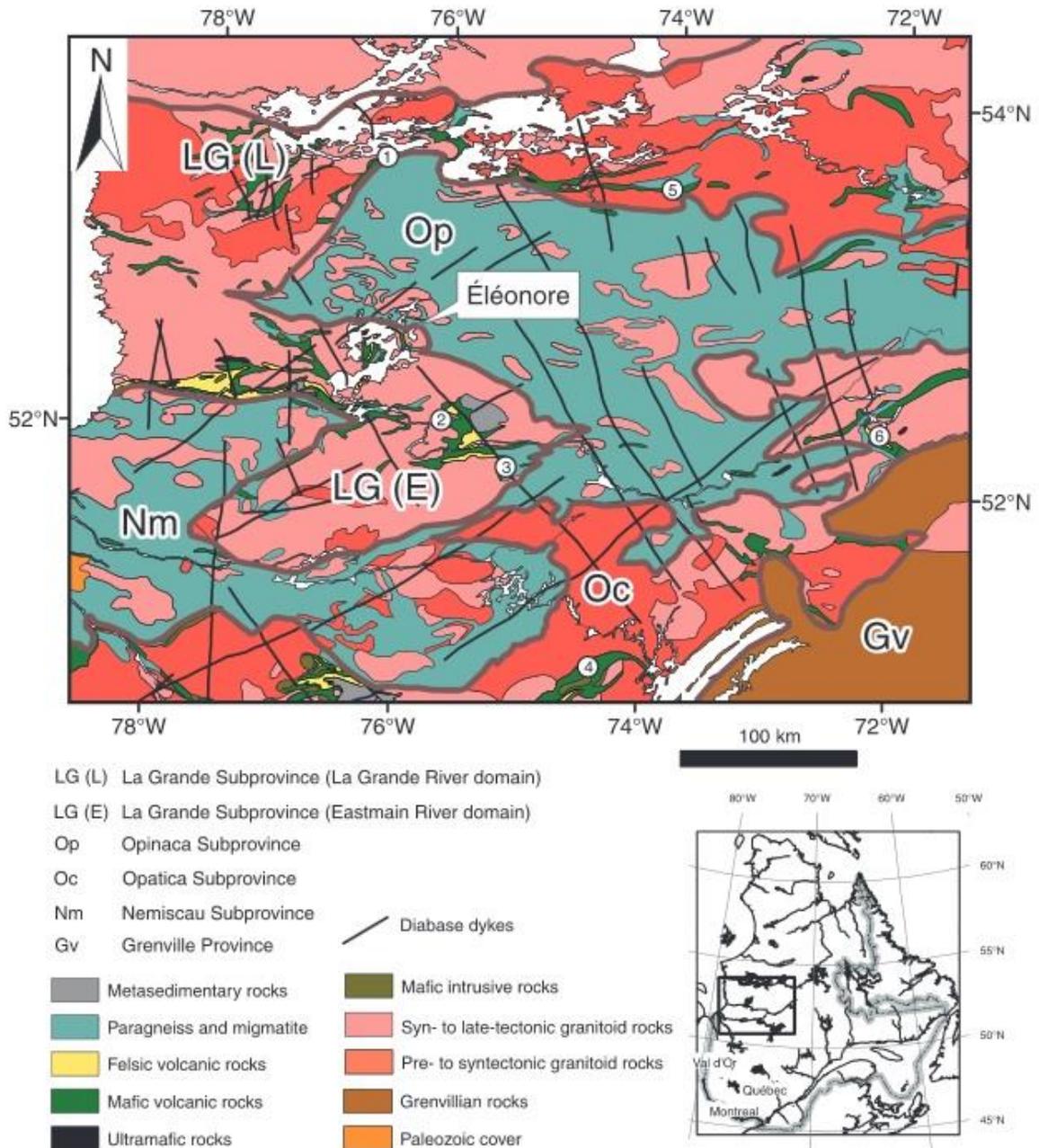


Figure 2.2. Situation et contexte géologique régional de la propriété Éléonore (figure tirée de Ravenelle & *al.*, 2010)

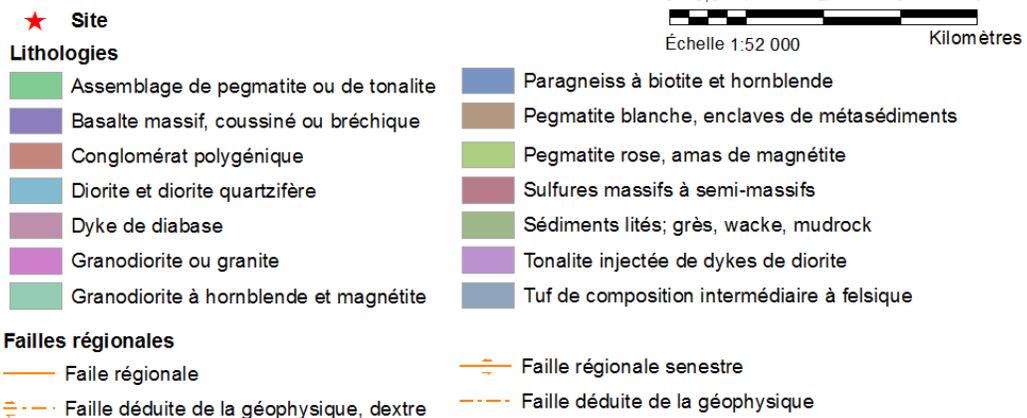
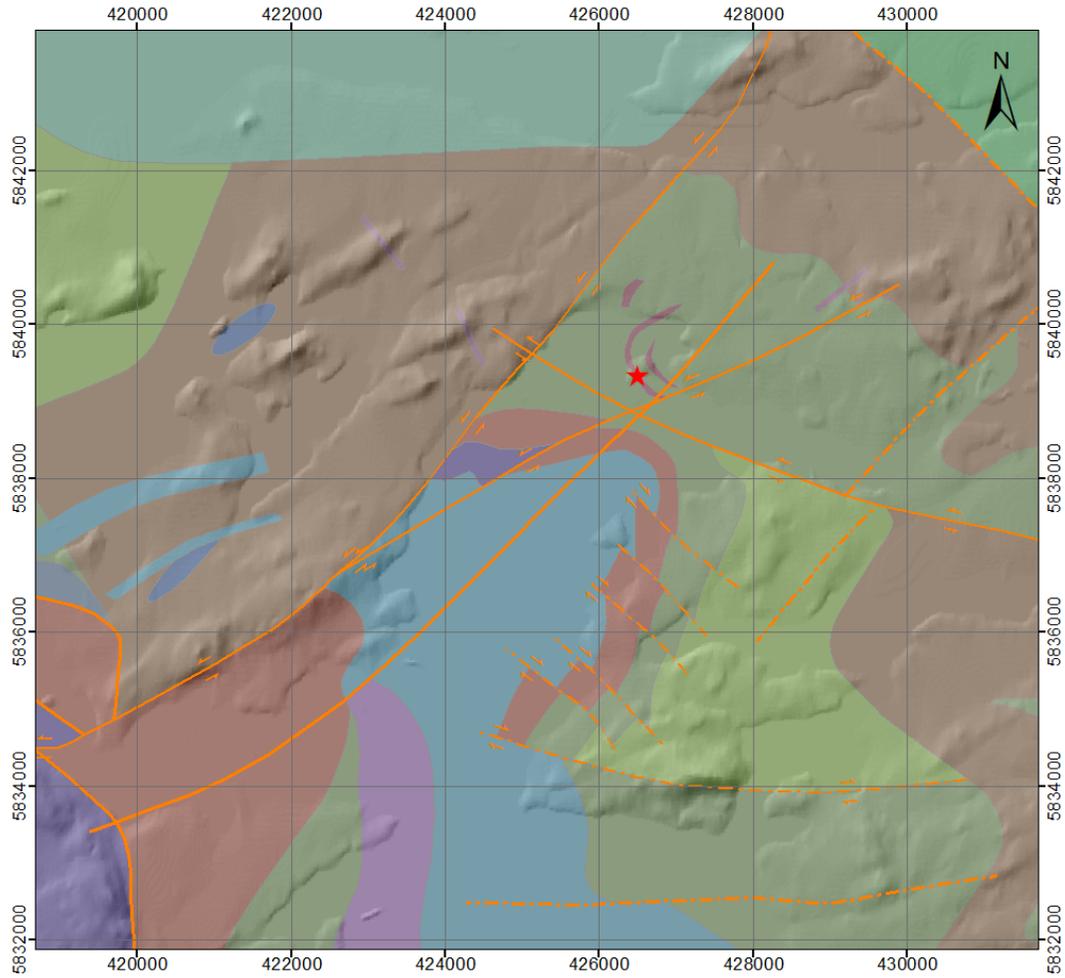
Dans la région de La Grande, les roches sédimentaires dominant au niveau régional sont des wackes, des conglomérats et des mudrocks, déposés en discordance sur des roches volcaniques. Dans la sous-province d'Opinaca, des paragneiss dominent l'ensemble de la région. Il est à noter que des intrusions de pegmatites sont liées au contact de ces deux sous-provinces.

2.1.2. Géologie locale

À l'échelle locale, le projet Éléonore est au nord d'une intrusion tonalite-diorite, celle du Lac Ell. À l'ouest, le site est bordé par une intrusion régionale de pegmatite (Figure 2.3 ; Ravenelle & *al.*, 2010).

La minéralisation aurifère du dépôt Roberto est en forme de croissant, ouverte vers l'est, comprise principalement dans du wacke métasomatisé (figure 2.3 et figure 2.4). Le dépôt Roberto est composé de lentilles subparallèles et subverticales, comprises dans une matrice de greywacke, présentant des stratifications fines de 2 à 8 centimètres. La formation de la minéralisation est liée à un système hydrothermal de remplacement distal par du métasomatisme riche en calcium et par des veines et veinules riches en Au, telles que visibles sur la figure 2.4. Plus précisément, la minéralisation d'or (en rouge sur la figure 2.4) est un stockwerk de veines quartz-actinolite-diopside-phlogogite-biotite-arsénopyrite-pyrrhotite et de veinules quartz-dravite-arsénopyrite, lesquelles sont intégrées dans des roches hautement altérées. Les aires les plus riches (> 20g/t Au) sont liées à la présence de microcline et de tourmaline (Ravenelle & *al.*, 2010).

La minéralisation s'étend jusqu'à 1500 mètres en profondeur (Ravenelle, 2013) et il a été montré que le contexte structural joue un rôle majeur dans la localisation de la minéralisation (Ravenelle & *al.*, 2010 ; Fontaine & *al.*, 2015a). La figure 2.3 en témoigne par les nombreuses failles recoupant le dépôt, sans compter les réseaux de joints locaux. De nombreuses études ont été réalisées pour mieux définir le contexte structural et approfondir les connaissances de la mise en place de la minéralisation (p.ex. Ravenelle & *al.*, 2010 ; Fontaine & *al.*, 2015b).



(DNEC, 1:50 000) : GeoGratis v.2.0, Ressources Naturelles Canada (2000)
Données géologiques (1:50 000) : Système d'information géominière du Québec, MERN (2014)

Nad 1983 CSRS UTM18
Transverse Mercator

Figure 2.3. Carte de la géologie locale du site minier Éléonore

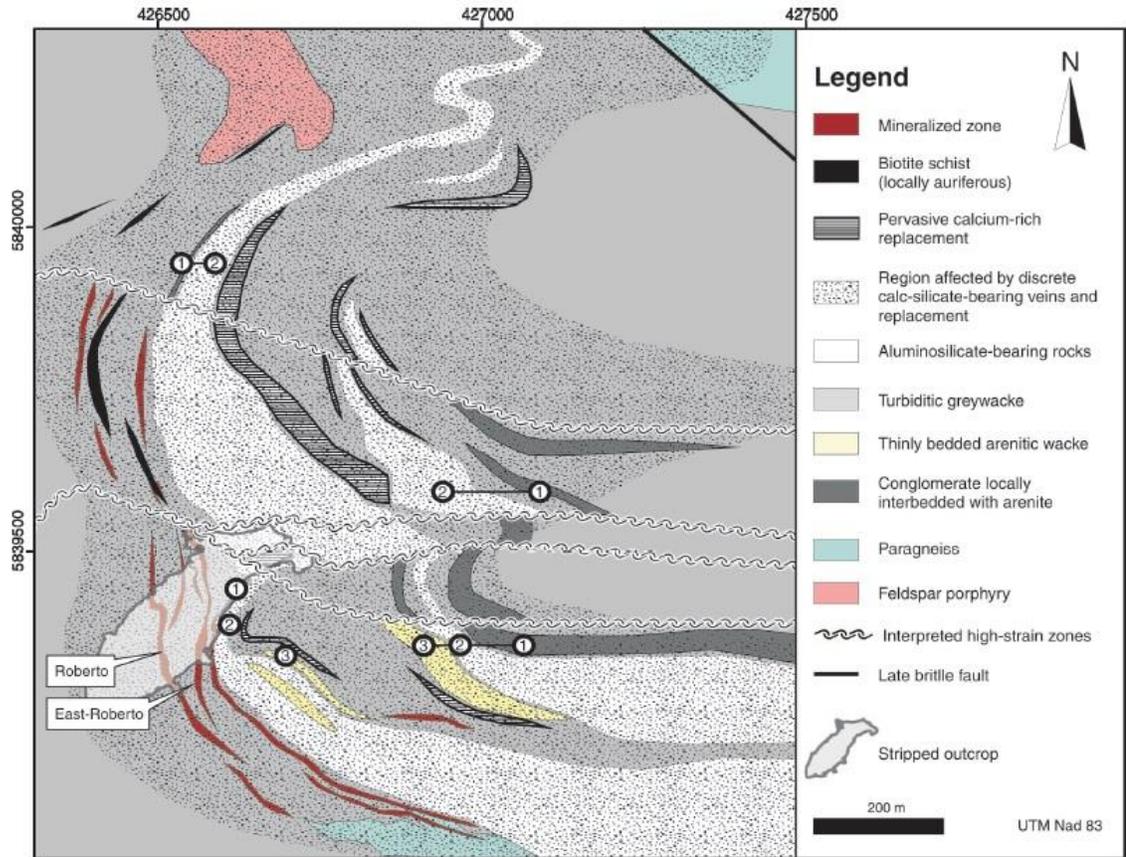


Figure 2.4. Représentation de la géologie locale de la zone minéralisée Roberto et des structures la recoupant. Les chiffres 1 à 3 représentent la répétition de la séquence (conglomérat, roches alumineuses et wacke arénitique) (figure tirée de Ravenelle & *al.*, 2010)

2.2. Contexte structural

Mis à part son rôle déterminant sur la localisation de la minéralisation, le contexte structural du site Éléonore et du massif rocheux à l'étude est l'un des éléments majeurs favorisant les apports d'eau souterraine dans la mine. Les observations sur le terrain dans le cadre des études géotechniques ont permis de mieux le caractériser. Les études géotechniques ont permis d'identifier quatre familles de joints et une quinzaine de structures majeures. Ces dernières ont été représentées en 3D à l'aide du logiciel Vulcan (Goldcorp Inc., 2014). Cette étude et les modèles conceptuels des structures reposent sur des relevés géophysiques régionaux de surface, des relevés de Televiever réalisés dans les trous de forage, de la cartographie d'affleurements et de la cartographie souterraine.

2.2.1. Familles de joints

Le contexte structural est dominé par quatre grandes familles de joints, relevées dans l'étude de modélisation géotechnique préliminaire (Golder Associés Ltée, 2008) ainsi que dans l'étude de Landry (2015). Notamment, une famille subhorizontale (J/FLT_1) plongeant légèrement vers le nord a été identifiée, à toutes les profondeurs, dans tous les types d'unités lithologiques. L'ouverture des joints de cette famille peut atteindre 35 cm selon les registres. De plus, trois familles subverticales orientées respectivement E-O (famille Fo_1), NO-SE (famille J_1) et NE-SO (famille J_2) sont présentes. Les caractéristiques de ces structures sont présentées au tableau 2.1 ci-dessous.

Tableau 2.1. Caractéristiques des familles principales de joints (issues de Golder Associés Ltée, 2008)

Nom de la famille de joint	Pendage (°)	Direction de pendage (°)	Caractéristiques
J/FLT_1	3	26	Espacement de 0.5 mètres dans les 100 premiers mètres. Plus grand espacement avec la profondeur jusqu'à une valeur de 1.5 mètres.
Fo_1	78	351	Espacement variant entre 1.5 et 3 mètres et de plus grande amplitude en profondeur
J_1	[80-87]	66	Comprises dans la structure majeure M08. L'espacement moyen est de 3 mètres
J_2	88	315	Discontinu et très espacé (données manquantes sur l'espacement)

2.2.2. Structures majeures

Un modèle a été généré contenant les structures majeures observées sur le terrain par le biais de relevés souterrains et par l'analyse des carottes de forage (Goldcorp Inc., 2014). Chacune de ces structures a fait l'objet d'une description plus exhaustive laquelle sera résumée dans les lignes suivantes. La figure 2.5 illustre chacune de ces structures majeures, permettant de les localiser par rapport aux excavations arpentées en 2014.

La structure *Rmp_fx01*, illustrée à la figure 2.5a., est une structure inclinée vers le nord-est, interceptée jusqu'à 650 mètres de profondeur et d'épaisseur variable. Il s'agit d'une zone de faille chloritique comportant des veines de quartz de moindre importance. Les zones projetées de la structure montrent à certains endroits sur les relevés de forage un remplissage discontinu, parfois fracturé, présentant des zones de brèches (Goldcorp Inc., 2014). Il est à noter que d'importantes venues d'eau sont associées à cette structure, probablement dues au remplissage par la chlorite

discontinue, lequel génère une plus grande perméabilité de la fracture par l'augmentation localisée de son ouverture facilitant l'écoulement de l'eau.

Les structures subverticales *dx01* et *dx03*, présentées à la figure 2.5b, sont situées au sud-est de la mine. Elles sont formées d'une intrusion de diabase à travers une fracture et sont conséquemment relativement bien scellées. Il y a davantage de formation de brèches et de preuves d'endommagement au niveau des intersections avec d'autres structures majeures, comme *Rmp_fx01*.

Les structures *Nw_fx01* à *Nw_fx05* sont des zones de brèches épidotique-quartz orientées nord-ouest sud-est, subverticales, marquant un décalage dans les lithologies (figure 2.5c). Leur épaisseur est d'environ 1 mètre, en se rapportant à l'épaisseur de la zone endommagée. L'intersection de la structure *Nw_fx01* avec la structure *dx_01* a été identifiée comme favorable aux interceptions d'eau. Dans un souci de demeurer conservateur, leur portée étant inconnue pour l'instant, ces structures ont été projetées à plus de 1500 mètres de profondeur, soit la profondeur planifiée du projet en 2013.

Plusieurs failles mineures ont été relevées, entre autres par l'étude des carottes de forage. Il s'agit des structures *m01* à *m08*, telles que visibles sur la figure 2.5d. Leur localisation a été révisée à la suite de campagnes de cartographie souterraines. L'ensemble de ces structures ont une épaisseur d'environ 0.5 mètre, en fonction de leur zone endommagée. Les structures *m01* et *m01a* sont orientées NO-SE, subparallèles à *Rmp_fx01* avec une plongée plus importante. Les structures *m02* à *m05* sont des zones de failles subverticales et subparallèles orientées O-NO et E-SE. Les structures *m06* et *m07* sont orientées dans la direction E-O subverticales et suivent un contact entre une zone lithologique de conglomérat et du wacke. La chronologie des événements est cependant inconnue. La structure *m08* est une zone de brèche quartz-chlorite inclinée à 10°/30°. D'importantes venues d'eau ont été relevées à l'intersection de cette dernière avec la structure *Nw_fx02*.

Les structures *Shaft_340*, *Shaft_370*, *Shaft_490* et *Shaft_730* divisent la mine sur une échelle verticale, en zones plus ou moins abondantes de failles et de joints planaires (figure 2.5a). L'ouverture de ces dernières serait liée au rebondissement isostatique, dans la partie supérieure de la mine, mais l'origine de l'ouverture de la structure *shaft_730* ne serait pas connue jusqu'à présent (Goldcorp Inc., 2013).

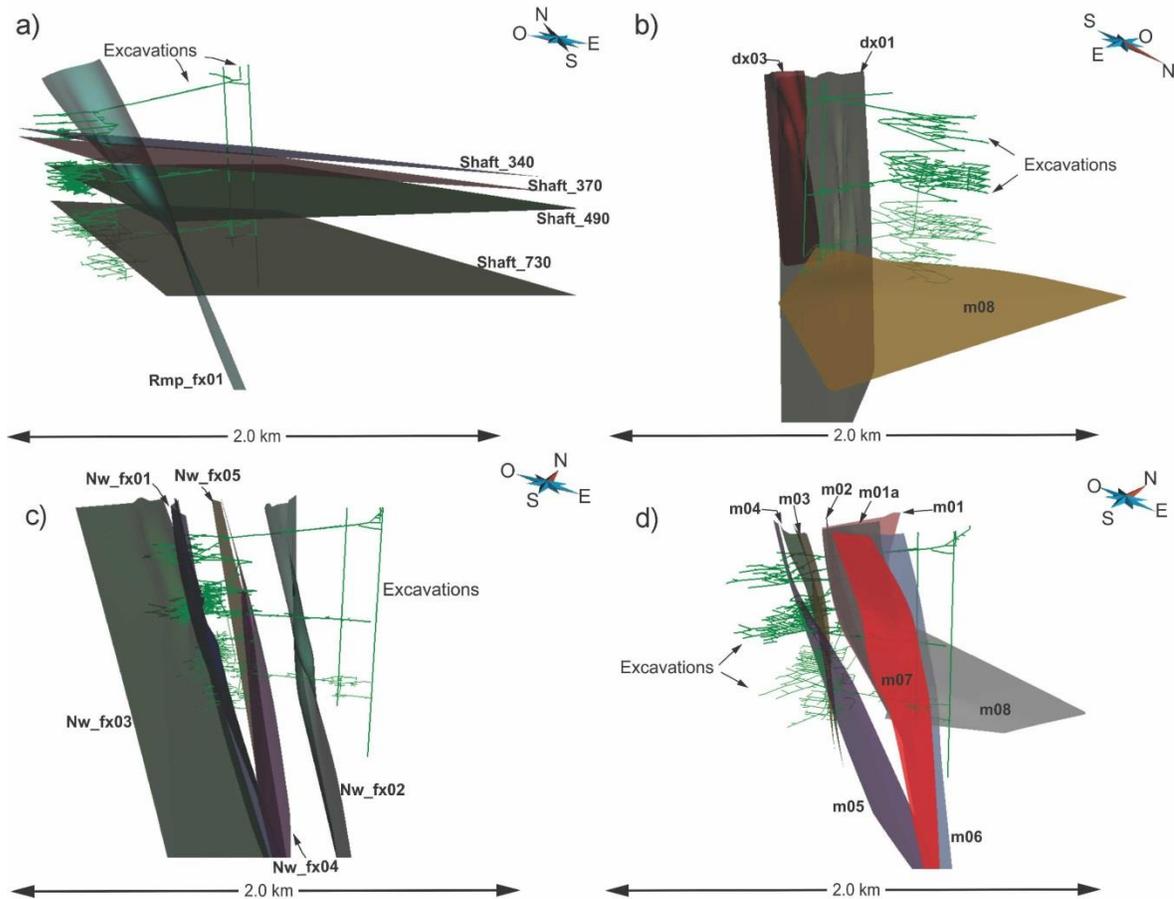


Figure 2.5. Structures majeures relevées au site Éléonore; a) *Rmp_fx01* ; faille chloritique inclinée NE orientée et *Shaft* : structures subhorizontales de plus forte perméabilité; b) *dx* : structures subverticales orientées NE-SO et formées de dykes de diabase; c) *Nw_fx* : structures subverticales de brèches quartz-épidote orientées NO-SE; d) *m0*; Structures mineures subverticales et subhorizontales dont l'intersection avec les structures majeures est favorable aux interceptions d'eau.

En plus de ces discontinuités principales, des structures secondaires adjacentes aux structures majeures ont été relevées et ont montré une perméabilité croissante lorsqu'elles sont plus près des structures majeures. Ainsi, une zone tampon de 10 mètres au mur et de 20 mètres au toit avait été recommandée pour les zones planaires afin d'inclure les zones d'infiltrations possiblement reliées à ces structures (Goldcorp Inc., 2014).

Un lien peut être établi entre plusieurs de ces structures et les infiltrations d'eau souterraine dans le développement des infrastructures. D'ailleurs, les essais de perméabilités préliminaires avec obturateurs pneumatiques réalisés dans le cadre d'études hydrogéologiques ont tous identifié une corrélation claire entre des fractures ouvertes cartographiées sur les carottes et des zones de plus hautes perméabilités. La perméabilité associée à ces zones primaires et secondaires sera élaborée dans la section suivante.

2.3. Contexte hydrogéologique

La problématique particulière du projet Éléonore par rapport aux infiltrations et pressions d'eau souterraines a nécessité de nombreuses investigations afin de mieux comprendre le système d'écoulement et les propriétés hydrauliques du roc fracturé.

La perméabilité des unités lithologiques a été mesurée par des essais de pompage et des essais de perméabilité avec obturateurs pneumatiques avant la construction de la mine (Golder Associés Ltée, 2009). Ces propriétés ont été utilisées afin de proposer un modèle hydrogéologique conceptuel de la mine, composé de cinq horizons hydrogéologiques simplifiés sous forme de couches horizontales d'épaisseurs variables. Ce modèle conceptuel a été utilisé pour effectuer des simulations numériques d'écoulement de l'eau souterraine afin d'évaluer les volumes d'eau à prévoir lors de la construction et du développement de la mine.

De plus, des sous-secteurs de plus grande conductivité hydraulique que celle établie pour le massif ont été rencontrés au fil de la construction de la mine. Une base de données permet désormais de suivre l'évolution temporelle et spatiale des secteurs de plus grande perméabilité, identifiés lors des forages. L'un de ces secteurs, soit la portion dans l'horizon de minage à 230 mètres de profondeur, a fait l'objet d'une caractérisation plus approfondie, par la réalisation d'essais de pompage, lesquels sont détaillés dans cette section. Dans le cadre du projet, ces essais représentent les assises du calage du modèle numérique en régime transitoire.

2.3.1. Hydrologie et piézométrie

Le développement minier souterrain est entouré d'eau, situé sous une portion du réservoir Opinaca (figure 2.6). Il s'agit d'un réservoir hydroélectrique de 1000 km² de superficie, permettant de contribuer au régime hydrique alimentant la centrale du complexe hydroélectrique La Grande.

Situé dans la région hydrographique de la Baie-James et Baie d'Hudson, le réservoir fait partie du bassin hydrographique primaire de La Grande, lequel est présenté dans la portion est de la figure 2.6. Le bassin secondaire le plus près du site à l'étude est le bassin de la petite Opinaca, il ne comprend toutefois pas le site à l'étude. L'écoulement régional de surface est dirigé principalement vers le réservoir Opinaca.

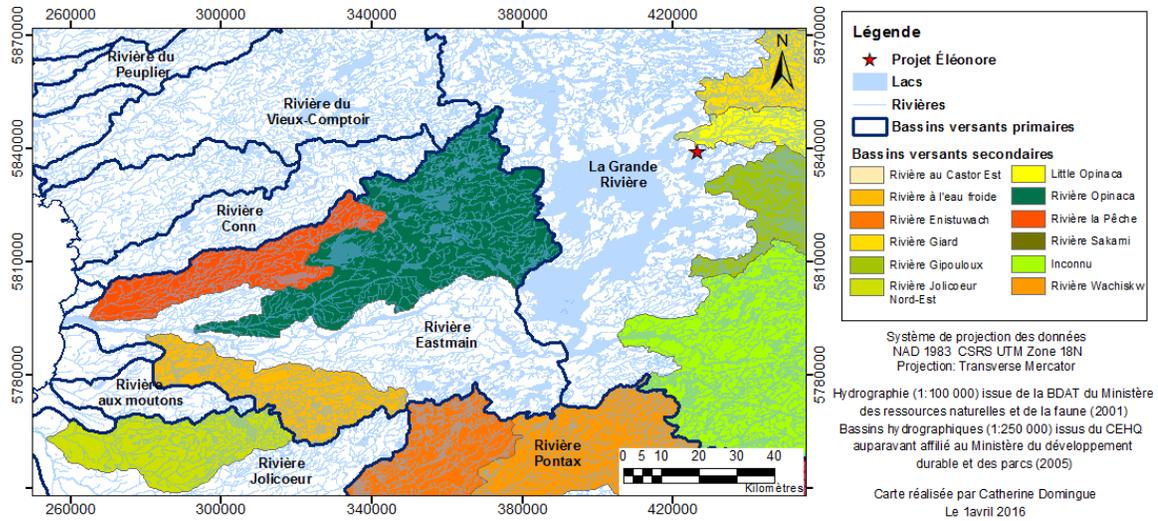


Figure 2.6. Hydrographie des bassins versants de la région du réservoir Opinaca

Le niveau de la nappe est, en général, très près de l'élévation topographique, laquelle varie de 211 à 247 mètres au-dessus du niveau de la mer (Ressources Naturelles Canada, 2000). Le niveau du lac Ell est contrôlé par la compagnie hydroélectrique Hydro-Québec, selon les besoins du complexe hydroélectrique La Grande. En général, le niveau du Lac varie de 211 à 217 mètres au-dessus du niveau de la mer (Golder Associés Ltée, 2009).

Des relevés des niveaux d'eau souterraine statiques dans des puits d'observations ont été réalisés avant la construction de la mine. Les niveaux variaient suivant la topographie générale, mis à part pour deux puits forés dans le lac qui révélaient des pressions artésiennes. En fait, la moyenne des niveaux d'eau souterraine dans ces puits d'observations était de 215.37 mètres au-dessus du niveau de la mer (Golder Associés Ltée, 2009).

Aussi, le potentiel de recharge a été évalué dans le cadre de cette même étude, par bilan hydrique, en considérant que la recharge correspond au total des infiltrations dans le sol. Les paramètres pour la détermination des infiltrations ont été établis, soient les pentes générales, la végétation et le type de sol en place ainsi que le total des précipitations. L'infiltration est calculée par l'équation 2.1

$$I = P - R_d - ETR \quad (2.1)$$

où I représente les infiltrations (mm), P représente les précipitations (mm), R_d représente le ruissellement (mm) et ETR réfère à l'évapotranspiration réelle (mm) (Golder Associés Ltée, 2009). Le coefficient de ruissellement a été évalué à une plage de variation de 25% à 47% (Golder

Associés Ltée, 2009). La détermination de l'évapotranspiration réelle est faite à partir de la moyenne des résultats de la formule de Thornthwaite qui permet l'obtention de l'évapotranspiration potentielle (ETP) mensuelle. Enfin, les résultats du calcul des recharges sont présentés dans le tableau 2.2 ci-dessous (Golder Associés Ltée, 2009).

Tableau 2.2. Tableau des paramètres de la recharge au site Éléonore (modifié de Golder Associés Ltée, 2009)

Végétation	Pente	Précipitations totales (mm)*	Type de sol	Recharge (mm/an)	Recharge (m/jour)	% des précipitations totales
Toundra	<3%	684.6	Argile/organique	80.0	2.2×10^{-4}	12.3
Toundra	<3%	684.6	Till	200.0	5.5×10^{-4}	31.0
Bois	3 à 8%	684.6	Till	197.0	5.4×10^{-4}	30.4
Toundra	3 à 8%	684.6	Roc	125.0	3.4×10^{-4}	19.2
Toundra	>8%	684.6	Till	125.0	3.4×10^{-4}	19.2
Toundra	>8%	684.6	Roc	125.0	3.4×10^{-4}	19.2

*Valeurs de 2007 pour la station Kuujjuarapik A (55° 16.800'N, 77° 45,000'O)

2.3.2. Conductivités hydrauliques du massif et horizons hydrogéologiques

Au site de la mine Éléonore, la perméabilité du massif rocheux s'exprime par la conductivité hydraulique de différentes unités lithologiques ainsi que par le contexte structural. Les conductivités hydrauliques ont été définies à l'aide d'essais avec obturateurs pneumatiques et par simulations numériques avant la construction de la mine. Des simulations avec le logiciel *FEFLOW* (Golder Associés Ltée, 2009) avaient été effectuées pour définir les propriétés manquantes de certains horizons. Dans le cadre de ces simulations, la propriété a été divisée en plusieurs milieux poreux équivalents, car le contexte structural n'était pas suffisamment défini pour permettre de considérer un milieu poreux équivalent couplé à des fractures discrètes. Le tableau 2.3 illustre l'ensemble des conductivités hydrauliques des unités hydrostratigraphiques, tels que définies au terme de l'étude hydrogéologique préliminaire.

Tableau 2.3. Propriétés des unités hydrogéologiques du massif en fonction de la profondeur (tableau tiré de Golder Associés Ltée, 2009)

Nom de l'unité	Anisotropie	Conductivité hydraulique [m/s]	Emmagasinement spécifique [m ⁻¹]	Profondeurs [m sous la surface]
Sable	$K_x=K_y=K_z$	1.0×10^{-4}	1.0×10^{-3}	
Argile	$K_x=K_y=K_z$	5.0×10^{-8}	1.0×10^{-2}	[0 - 7 [
Till	$K_x=K_y=K_z$	1.0×10^{-6}	1.0×10^{-5}	
Peu profond	K_x	3.0×10^{-5}	2.0×10^{-7}	[7 - 150 [
	K_y	1.0×10^{-5}		
	K_z	1.5×10^{-6}		
Intermédiaire 1	$K_x=K_y=K_z$	1.0×10^{-6}	1.0×10^{-7}	[150 - 300 [
Intermédiaire 2	$K_x=K_y=K_z$	6.4×10^{-8}	1.0×10^{-7}	[300 - 360 [
Intermédiaire 1	$K_x=K_y=K_z$	1.0×10^{-6}	1.0×10^{-7}	[360 - 500 [
Profond	$K_x=K_y=K_z$	1.0×10^{-8}	1.0×10^{-7}	[500 - 2000 [

Il est à noter que les essais de perméabilité avec obturateurs pneumatiques et le test de pompage étaient limités aux niveaux supérieurs à 360 mètres de profondeur et que l'extrapolation des données de l'horizon profond est issue strictement des simulations d'écoulement réalisées.

Depuis, le développement de la mine et des excavations souterraines ont permis de mieux cibler les zones méritant une plus grande caractérisation hydrogéologique, afin d'instaurer des méthodes de mitigation ciblées.

2.3.3. Interceptions d'eau et méthodes de mitigation

Au fur et à mesure de l'avancement dans une galerie, des forages pilotes sont réalisés afin de repérer les zones d'interceptions d'eau plus grandes et afin de prévenir les infiltrations trop importantes si une excavation doit y être réalisée. La cimentation par trous pilotes est la méthode de mitigation principale utilisée pour les infiltrations d'eau souterraine rencontrées dans les excavations à la mine Éléonore. Des forages en éventail dans le front de taille de la galerie sont effectués avec une portée supérieure à l'avancée planifiée. Lorsque des pressions trop élevées sont rencontrées, le forage est mis à l'arrêt et une première injection avec un mélange de ciment portland de type 30 est effectuée. Le forage est alors répété au même endroit et si de l'eau s'écoule toujours, des coulées successives alternées par des forages sont réalisées en augmentant graduellement la pression, jusqu'à ce que cette dernière soit trop élevée pour la capacité maximale de la pompe. À ce moment, le mélange est densifié et le même processus est répété. Le but de cette opération est de

comblent l'ensemble des fractures conductrices d'eau interceptant le forage, tel qu'illustré à la figure 2.7, de manière à étanchéifier au mieux le massif avant de procéder à une avancée.

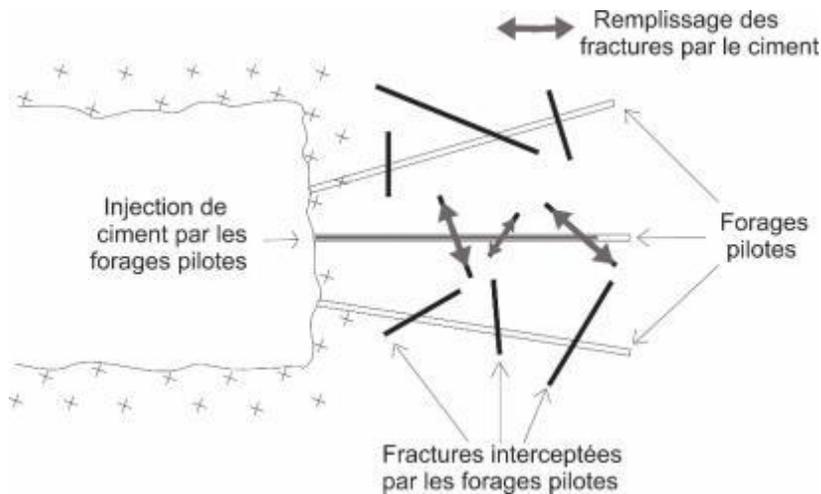


Figure 2.7. Vue en plan de la méthode de cimentation par forages pilotes en éventail (figure modifiée de Hernqvist & al., 2008)

En plus de la cimentation, un pompage de l'eau s'écoulant des galeries et de la rampe par des canaux latéraux s'effectue en continu à partir de deux galeries de roulage. Une pompe située au niveau 650 dirige l'eau des niveaux inférieurs vers le niveau 410 (2702 m³/jour). Une seconde pompe est située au niveau 410 pour pomper l'eau vers la surface (5202 m³/jour). Une partie de cette eau est traitée puis renvoyée sous terre pour être utilisée par la machinerie avec un débit de 2000 m³/jour (Goldcorp Inc., 2015). Ainsi, les infiltrations d'eau sont estimées à 3202 m³/jour pour l'ensemble de la mine. Les connaissances en consommation d'eau selon les niveaux ont permis de diviser les zones d'infiltration en deux sous-secteurs, soient le niveau supérieur au 410 avec des infiltrations d'eau de 1700 m³/jour et le niveau inférieur au 410 avec des infiltrations de l'ordre de 1502 m³/jour (Goldcorp Inc., 2015).

Au fil de la construction du puits et de la rampe, des zones plus perméables ont été identifiées. La structure *Rmp_fx01* mentionnée à la section 2.2.2, les structures subhorizontales et les structures *Nw_fx01* et *Nw_fx03* sont d'ailleurs celles où les interceptions d'eau étaient les plus fréquentes.

L'un des secteurs de la mine où les plus grands débits ont été rencontrés lors de la construction est le niveau 230, soit à environ 14 mètres sous le niveau de la mer. Une structure majeure subhorizontale traverse ce niveau de manière à intercepter le toit d'une galerie développée en 2014. Les débits relevés pouvaient aller jusqu'à 250 USgpm, soit 0.94 m³/minute (Hydro-Ressources Inc.,

2015). Des études supplémentaires ont été réalisées pour augmenter les connaissances sur cette structure et la dynamique d'écoulement dans l'horizon supérieur de la mine, près du niveau 230.

2.3.4. Caractérisations des infiltrations au niveau 230

Dans le but de caractériser les infiltrations d'eau au niveau 230, des travaux ont été effectués par Hydro-Ressources Inc. en 2014 (Hydro-Ressources Inc., 2015), lesquels serviront au présent cas d'étude. Ces travaux comptent des forages carottés, 21 tests de débits pour chaque zone d'infiltration ainsi que deux essais de pompage. Les tests de débits consistent à laisser l'eau s'écouler de 30 à 60 minutes lorsqu'une zone d'interception d'eau est rencontrée lors du forage et de mesurer le débit et le rabattement. Par la suite, le recouvrement de la pression après la fermeture de la valve est utilisé pour mesurer la conductivité hydraulique de l'interception (Hydro-Ressources Inc., 2015).

Les tests de débits ont permis de préciser les conductivités hydrauliques et d'obtenir des valeurs supérieures à celles des horizons hydrogéologiques précisées au point 2.3.2. Ces valeurs atteignent jusqu'à 5.8×10^{-6} m/s. De plus, l'étude réalisée spécifie que les valeurs de conductivités hydrauliques sont probablement sous-estimées d'un à deux ordres de grandeur (Hydro-Ressources Inc., 2015).

Pour cette même zone, deux essais de pompage à partir du niveau 170 ont été réalisés. Le premier essai est d'une durée de 35 heures (essai 1) et le second essai de pompage a une durée de 70 heures (essai 2). Le premier essai comptait quatre puits d'observation et un puits de pompage à un débit moyen de 150 USgpm, soit $0.57 \text{ m}^3/\text{min}$. L'essai 2, à un débit moyen de 300 USgpm, soit $1.14 \text{ m}^3/\text{min}$, comptait les mêmes quatre puits d'observations, additionnés de six autres puits d'observations. La position de ces puits est illustrée à la figure 2.8, de même que les trois structures majeures interceptant ces puits. Il est à noter que le sixième puits d'observation supplémentaire à l'essai 2, soit le puits *N0230-G021a*, n'est pas représenté sur la figure puisque les coordonnées de ce puits n'étaient pas disponibles.

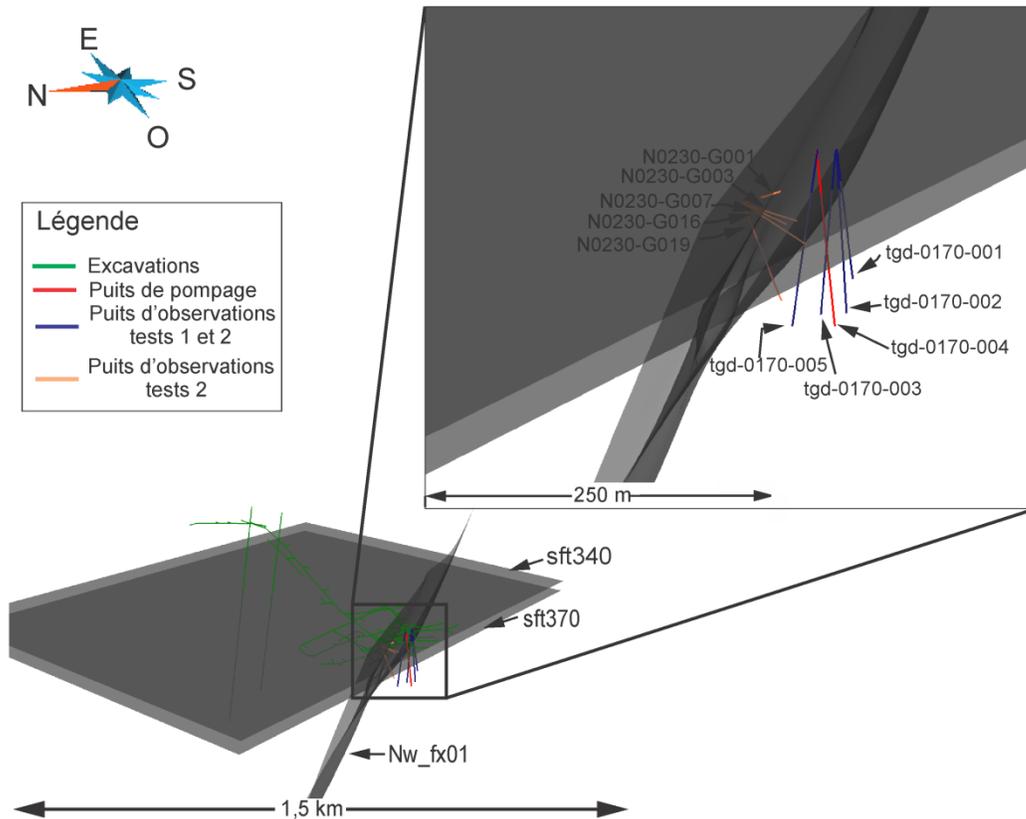


Figure 2.8. Localisation des puits d'observations et des puits de pompage

Les transmissivités et conductivités hydrauliques équivalentes pour chacun des puits ont été calculées à la suite de ces essais. Les résultats ainsi que les rabattements observés pour les essais 1 et 2 sont respectivement présentés au tableau 2.4 et au tableau 2.5.

Tableau 2.4. Rabattements observés, transmissivités et conductivités hydrauliques équivalentes pour chacun des puits de l'essai de pompage de 35 heures (tableau d'Hydro-Ressources Inc., 2015)

Puits	T (m ² /s)	K (m/s)	s (m)
TGD-0170-001	-	-	0
TGD-0170-002	4.33×10^{-4}	6.28×10^{-6}	5.62
TGD-0170-003	3.17×10^{-4}	3.68×10^{-6}	3.52
TGD-0170-004	-	-	65.00
TGD-0170-005	3.67×10^{-4}	6.47×10^{-6}	21.10

T : Transmissivité

K : Conductivité hydraulique

s : Rabattement au terme de l'essai

Tableau 2.5. Rabattements observés, transmissivités et conductivités hydrauliques équivalentes pour chacun des puits de l'essai de pompage de 70 heures (tableau d'Hydro-Ressources Inc., 2015)

Puits	$T1(m^2/s)$	$T2(m^2/s)$	$K1(m/s)$	$K2(m/s)$	$s(m)$
N0230-G001	1.56×10^{-3}	-	1.56×10^{-3}	-	23.91
N0230-G003	1.24×10^{-3}	-	1.24×10^{-3}	-	15.47
N0230-G007	6.50×10^{-4}	-	1.09×10^{-4}	-	14.06
N0230-G016	3.85×10^{-5}	-	1.28×10^{-5}	-	77.34
N0230-G019	9.05×10^{-4}	-	9.05×10^{-4}	-	9.85
N0230-G021A	2.18×10^{-4}	-	1.09×10^{-4}	-	9.85
TGD-0170-001	3.60×10^{-4}	1.79×10^{-3}	6.68×10^{-6}	3.32×10^{-5}	16.17
TGD-0170-002	4.50×10^{-4}	3.10×10^{-3}	6.53×10^{-6}	4.48×10^{-5}	16.17
TGD-0170-003	2.88×10^{-4}	1.35×10^{-3}	3.37×10^{-6}	1.57×10^{-5}	27.43
TGD-0170-004	-	-	-	-	150.00
TGD-0170-005	1.62×10^{-4}	2.70×10^{-4}	2.85×10^{-6}	4.73×10^{-6}	74.54

T : Transmissivité

K : Conductivité hydraulique

s : Rabattement au terme de l'essai

L'élément principal à retenir de ces résultats est le rabattement majeur atteignant près de 75 mètres pour les puits *N0230-G016* et *TGD-0170-005*. Leur distance par rapport au puits de pompage n'étant pas la même, cela suggère la présence d'une discontinuité interceptant ces deux puits et provoquant une diminution simultanée de la charge hydraulique dans ces puits. Les rabattements observés pour l'essai de pompage de 70 heures et les conditions de cet essai constituent les assises du calage du modèle numérique d'écoulement 3D de la présente étude, une fois le géomodèle et la discrétisation de ce dernier effectués.

Chapitre 3 : Méthodologie

Pour répondre à l'objectif principal de l'étude, soit l'analyse de l'efficacité de la pré-cimentation des zones cibles à l'échelle d'un chantier minier souterrain, une approche méthodologique en deux temps est retenue. Deux modèles distincts sont créés pour répondre respectivement aux sous-objectifs de l'étude, soient la représentation de l'écoulement de l'eau souterraine à l'échelle de la mine par un modèle numérique d'analyse 3D et l'analyse de l'influence des approches de cimentation en présence d'une structure majeure sur la réduction du flux entrant dans un chantier.

Afin de satisfaire le premier sous-objectif, un modèle 3D numérique d'écoulement souterrain est construit par maillage tétraédrique et un calage des caractéristiques du système sur un essai de pompage est effectué. Les caractéristiques des structures et des milieux poreux issus de ce modèle 3D servent alors à élaborer le second modèle numérique 2D, lequel est utilisé pour effectuer une analyse de sensibilité sur les différentes approches de pré-cimentation en présence d'une structure majeure conductrice d'eau à proximité d'un chantier ouvert. Ces deux modèles, à l'échelle de la mine et à l'échelle d'un chantier, permettront ensuite de tirer les conclusions sur l'efficacité des approches de pré-cimentation pouvant être adoptées pour un chantier à la mine Éléonore. La méthodologie adoptée pour la construction et la simulation numérique de ces deux modèles est détaillée dans ce chapitre selon deux étapes principales.

3.1. Simulations à l'échelle de la mine

L'un des objectifs de cette étude est de représenter l'écoulement de l'eau souterraine dans une mine dont la majorité des interceptions d'eau semblent reliées à la présence de discontinuités. Pour cette raison, le modèle doit considérer l'écoulement à travers ces structures. Toutefois, en plus des structures majeures, un réseau de joints discrets permet l'écoulement de l'eau souterraine à travers le massif rocheux. Ainsi, le modèle devra permettre de simuler l'écoulement de l'eau souterraine dans les structures majeures via la discrétisation de fractures discrètes en plus de l'écoulement dans le massif rocheux via l'approche du milieu poreux équivalent. Le choix de représenter les structures majeures comme des éléments discrétisés est motivé par les fortes infiltrations souterraines observées à l'interception de ces structures dans les galeries.

Pour le modèle conceptuel, il est supposé que les intersections mutuelles des structures majeures représentent des connexions réelles entre elles. En effet, les observations sur le site montrent que

plusieurs des structures majeures sont plus perméables lorsqu'elles sont interceptées par une autre structure.

La construction d'un tel modèle représente un défi important puisque la présence de structures majeures inclinées dans un milieu poreux perméable nécessite de construire un maillage tridimensionnel non structuré. Pour construire un tel modèle, Blessent (2009) propose une méthodologie séquentielle qui a été développée pour l'étude d'un site potentiel d'enfouissement radioactif. Cette méthode permet l'intégration d'un modèle 3D géologique et numérique discrétisé sous forme de tétraèdres pour simuler l'écoulement et le transport de solutés en milieu souterrain fracturé. L'avantage de cette méthode est qu'elle permet de représenter avec précision la géométrie des structures majeures ainsi que leurs interconnexions. La méthodologie de Blessent (2009) compte trois grandes étapes, soient la construction d'un géomodèle avec le logiciel *GOCAD*¹, la construction du maillage tétraédrique par le biais de l'outil *LaGriT*² et la simulation numérique via le logiciel *HydroGeoSphere*³. Cette séquence représente la méthodologie adoptée pour le cas de la simulation à l'échelle de la mine Éléonore et sera élaborée dans la présente section.

3.1.1. Modèle géologique

Dans un premier temps, un géomodèle, ou modèle géologique, a d'abord été créé pour l'ensemble du projet minier. Un géomodèle permet de regrouper l'ensemble des caractéristiques physiques et géologiques d'un site d'étude comme la topographie, la géométrie des structures géologiques, les puits, etc. et peut être modifié lorsque des nouvelles données sont disponibles (Mallet, 2002). L'un des éléments à retenir du géomodèle est son aspect intégrateur qui permet de représenter les structures géologiques requises sous leur forme géométrique pour de futures analyses mathématiques. Le module de modélisation implicite *SKUA* de *Paradigm GOCAD* est sélectionné pour réaliser cette tâche puisqu'il permet d'intégrer en 3D les données géologiques en profondeur, dont les données structurales, sous différents formats d'entrée, en plus de faciliter leur modification et leur visualisation (Paradigm Ltée, 2016). Les limites du modèle et la représentation des éléments discrets composant le système géologique font donc partie du géomodèle, en plus des structures géologiques.

¹ <http://www.pdgm.com/products/skua-gocad/skua-modeling-platform/>

² <http://lagrit.lanl.gov/index.shtml>

³ <http://www.aquanty.com/hydrogeosphere/>

3.1.1.1. Données intégrées dans le géomodèle et limites

Le système de coordonnées utilisé est le système de projection NAD1983 CSRS UTM18N. Les données nécessaires au géomodèle sont les puits d'observations et de pompage ainsi que les surfaces des structures majeures.

Tel que mentionné dans la section 2.3.4, un essai de pompage a été réalisé, soit un essai de pompage de 70 heures. Pour cet essai, le puits de pompage était le puits *TGD-0170-004 (tgd4)* et les puits d'observations étaient les puits *N0230-G001*, *N0230-G003*, *N0230-G007*, *N0230-G016*, *N0230-G019*, *TGD-0170-001 (tgd1)*, *TGD-0170-002 (tgd2)*, *TGD-0170-003 (tgd3)* et *TGD-0170-005 (tgd5)*. Les puits énumérés ci-haut, disponibles sous la forme de fichiers *.dxf, sont importés dans *GOCAD*. Quant aux structures majeures, elles sont au nombre de 21, également disponibles en format *.dxf (Goldcorp Inc., 2014).

Dans l'étude de Blessent (2009), les structures majeures ont été construites à l'aide d'observations réalisés lors des forages. Or, dans l'étude de cas de la mine Éléonore, les structures majeures ont déjà été modélisées (Goldcorp Inc., 2014). Les puits des essais hydrogéologiques ne sont donc pas utilisés pour tracer les structures majeures. Les structures majeures sont importées telles quelles dans *GoCAD*, sous le format *.dxf. Un travail de définition de structures est ainsi évité, mais entraîne une complexité supplémentaire dans la mesure où les interceptions des structures majeures et des puits ne sont pas liées par un nœud commun. Cette étape supplémentaire sera détaillée plus loin.

La limite inférieure du modèle a été fixée à 1500 mètres de profondeur. Cette profondeur est justifiée par le fait que les essais hydrogéologiques n'atteignent pas plus de 380 mètres de profondeur et que l'écoulement de l'eau souterraine est très lent à cette profondeur en l'absence de structures majeures et dû à l'augmentation des contraintes en profondeur. La topographie moyenne étant de 220 mètres au-dessus du niveau moyen de la mer, la profondeur réelle du modèle est donc à 1280 mètres sous le niveau de la mer. Les limites latérales sont fixées à 2900 mètres de longueur dans la direction x et à 2400 mètres de longueur en y . Les limites du géomodèle construit contiennent le domaine de la mine telle que planifiée en 2015.

Pour éviter l'influence des limites et des conditions qui leur sont attribuées sur les résultats du modèle numérique, les structures ne doivent pas intercepter les limites latérales ou inférieures du modèle. Dans le cas d'étude, il est possible de contraindre les structures afin qu'elles n'interceptent pas les limites du modèle. En effet, les structures ajoutées au modèle proviennent de données structurales ponctuelles ayant subi une extrapolation pour prolonger les structures à de très grandes

distances et des profondeurs qui atteignaient les profondeurs planifiées sur les plans de la mine datant de l'année 2013. Par la diminution de la profondeur maximale planifiée de la mine en 2014 et par le fait que les prolongations des structures ne sont appuyées que sur des extrapolations, les structures peuvent être circonscrites à un domaine donné. L'étendue maximale du domaine limitant les structures est fixée à 2500 mètres en x , à 2000 mètres en y et à 980 mètres sous le niveau de la mer en z . La figure 3.1 montre une vue en plan de l'étendue du domaine limitant les structures majeures ainsi que celle du modèle global. Le tableau 3.1 ci-dessous présente quant à lui l'étendue géographique de ces limites.

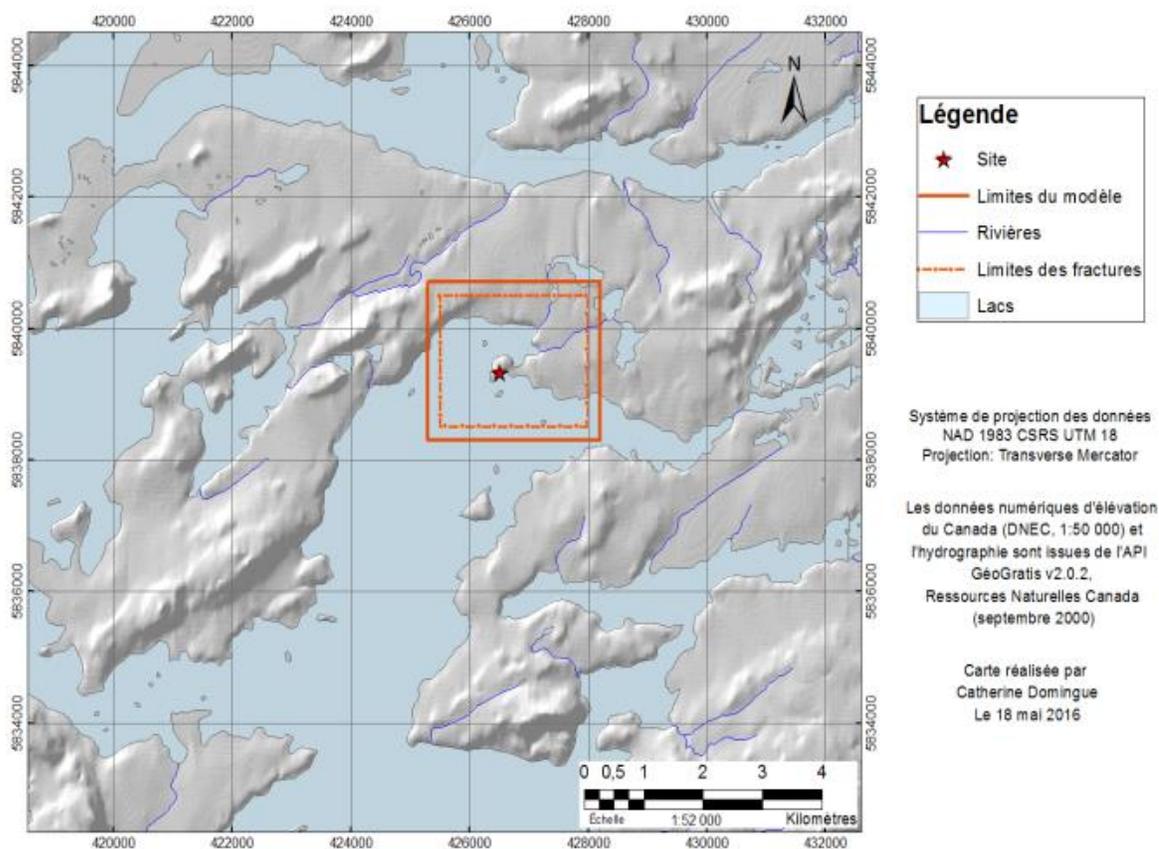


Figure 3.1. Limites du modèle numérique et du domaine limitant l'étendue des structures majeures

Tableau 3.1. Limites du domaine des structures majeures et du modèle global

Limites	Domaine des structures majeures		Modèle global	
	Minimum (m)	Maximum (m)	Minimum (m)	Maximum (m)
Est	425 500	428 000	425 300	428 200
Nord	5 838 500	5 840 500	5 838 300	5 840 700
Profondeur	-980	220	-1280	220

Pour contraindre l'étendue des structures majeures à leur domaine, des plans sont créés à chacune des limites du domaine des structures majeures, tel qu'illustré à la figure 3.2. Une coupe mutuelle de ces plans avec les structures majeures permet de fractionner en sections les structures et de supprimer les sections excédant les limites du domaine.

En ce qui a trait à la limite supérieure du modèle, celle-ci est plutôt contrainte à un plan horizontal fixé à une hauteur de 220 mètres au-dessus du niveau de la mer. Il n'est pas nécessaire de considérer une limite supérieure équivalente à la topographie puisqu'il sera possible d'imposer une charge hydraulique équivalente à cette dernière. Ainsi, une fois les limites du modèle fixées, seul le raffinement des structures est à compléter.

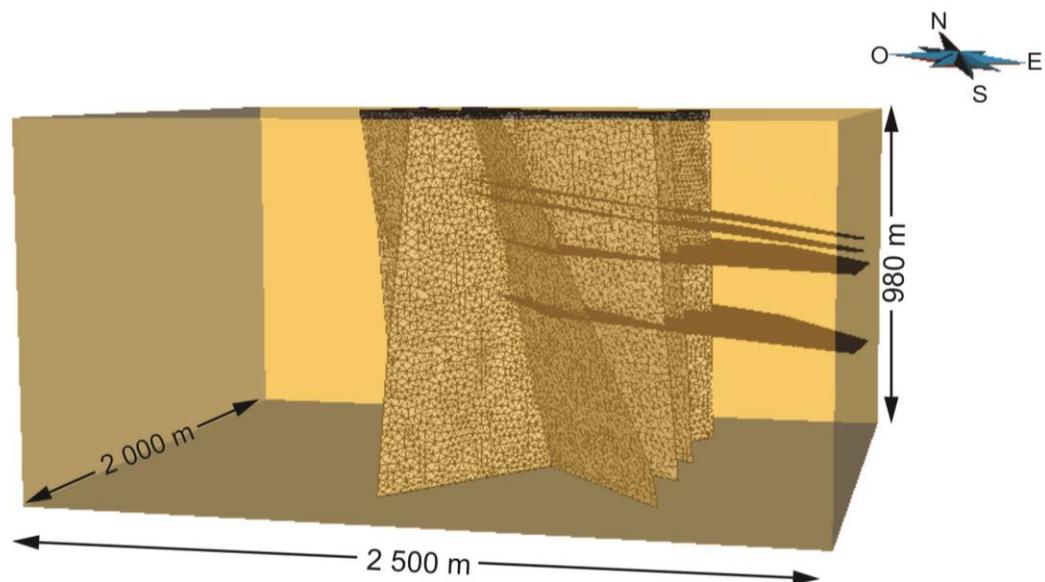


Figure 3.2 Domaine contraignant l'étendue des structures majeures

3.1.1.2. Raffinement du géomodèle

Le raffinement du géomodèle constitue une étape déterminante pour permettre de représenter au mieux les conditions d'écoulement à proximité des zones d'intérêts (puits d'observation, puits de pompage et structures) tout en optimisant le temps de calcul. La modification de la géométrie et de la longueur des arêtes des triangles constituant la surface des structures est d'abord effectuée, en imposant des triangles équilatéraux avec des arêtes de 20 mètres de longueur.

Le modèle ne contient pas de nœuds communs pour les puits et les structures, il faut donc créer un nœud au lieu d'interception de chacune des structures et des puits d'observation ou de pompage. Par la suite, considérant que les simulations visent à reproduire les effets de l'essai de pompage sur le

puits, un plus grand raffinement est requis à l'endroit où les puits interceptent les structures majeures. Par conséquent, un raffinement de 10 mètres sur les structures majeures interceptant un puits dans un rayon de 20 mètres autour du puits est imposé. Ces étapes sont détaillées de manière plus exhaustive à l'annexe 1.

L'un des éléments limitant de l'interpolation et de la création d'un réseau de triangles équilatéraux de dimensions uniformes est la proximité des structures entre elles. Lorsque deux structures majeures s'interceptent avec un angle inférieur à environ 5° , le nœud commun des structures s'interceptant engendre des triangles allongés. Ces triangles risquent d'empêcher la délimitation de sphères circonscrites nécessaires pour la triangulation par la méthode de Delaunay (voir la section 3.1.2.), entraînant une discontinuité dans le modèle. Une interprétation est nécessaire pour optimiser le modèle et éliminer les structures qui risquent d'engendrer ces problèmes dans la création du maillage. Ainsi, cinq des 21 structures majeures initiales présentées à la section 2.2.2. ont été négligées. Il s'agit des structures *m01*, *m04*, *m08*, *Nw_fx05* et *Shaft_370*. Dans chacun des cas, la structure négligée possédait une structure homologue subparallèle telle qu'illustrée à la figure 3.3, ce qui ne devrait pas avoir d'impact significatif sur l'écoulement de l'eau souterraine simulée.

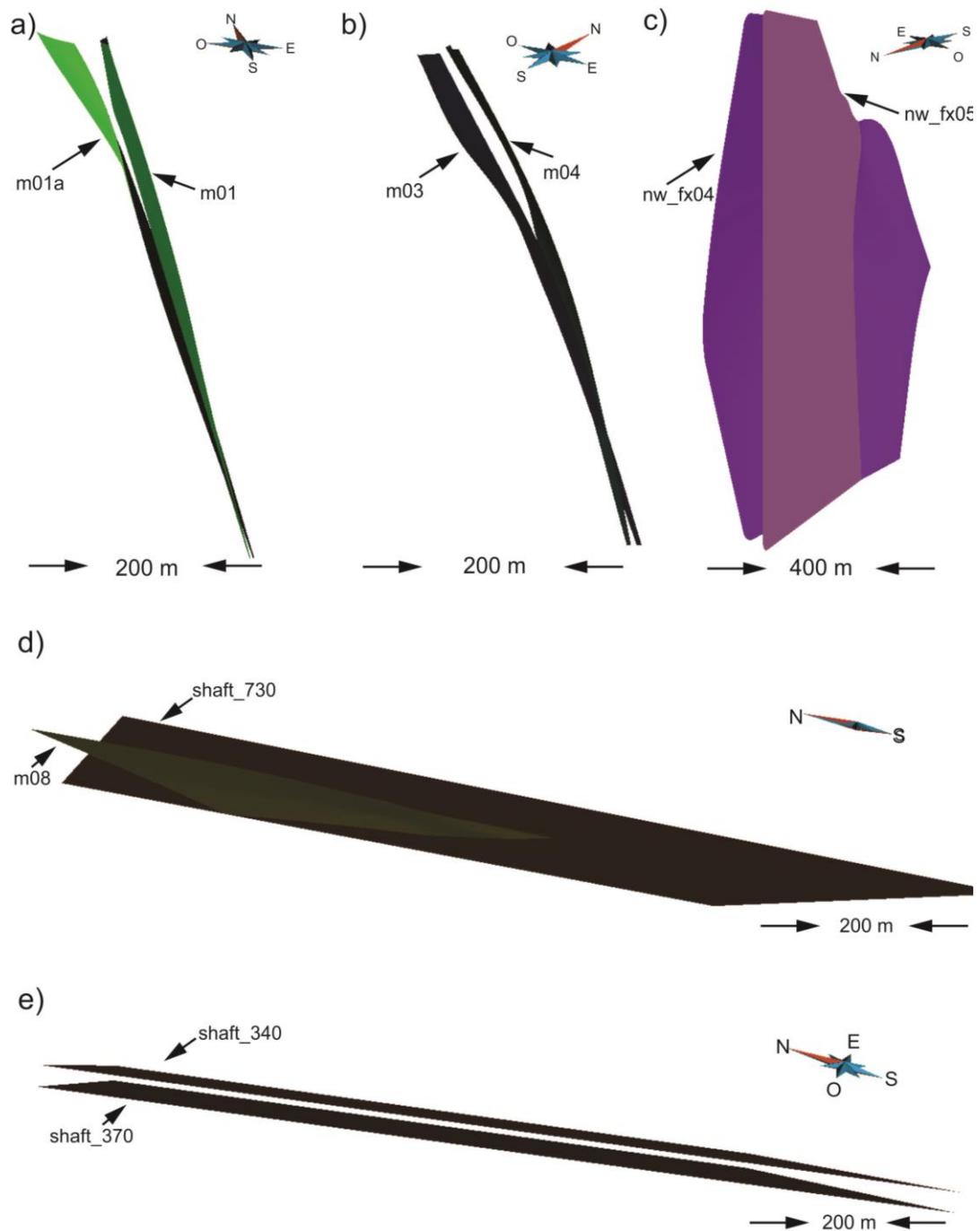


Figure 3.3. Justification de l'optimisation du modèle par suppression des structures faiblement éloignées les unes par rapport aux autres; a) Proximité des structures *m01* et *m01a* justifiant la suppression de *m01*; b) Proximité des structures *m03* et *m04*, justifiant la suppression de la structures *m04*; c) Interception à angle réduit des structures *nw_fx04* et *nw_fx05*, justifiant la suppression de *nw_fx05*; d) Interception à angle réduit des structures *shaft_730* et *m08*, justifiant la suppression de *m08*; e) Proximité des structures *shaft_340* et *shaft_370*, justifiant la suppression de *shaft_370*.

3.1.2. Discrétisation avec LaGriT

Le défi de la discrétisation d'un géomodèle est d'établir la balance entre l'échelle permettant de mieux représenter les éléments dont le comportement doit être reproduit tout en minimisant les temps de calculs. En présence d'un maillage non-structuré, les approches varient selon qu'il s'agisse d'un maillage triangulaire (Murdoch & *al.*, 2012), hexaédral (Taniguchi & Fillion, 1996) ou tétraédral (Blessent & *al.*, 2011). Il a été montré que, dans le cas de la représentation de l'interaction des structures avec la matrice ou de la connexion des puits avec les structures, un maillage tétraédrique permettait un raffinement plus précis des structures qu'un maillage cubique ou prismatique (Blessent & *al.*, 2011). Pour cette raison, un maillage tétraédrique a été privilégié pour le cas d'étude d'Éléonore. L'outil utilisé pour construire ce maillage à partir du géomodèle *GOCAD* est le logiciel *LaGriT* qui utilise un algorithme de tétraédralisation de Delaunay afin de conserver l'intégrité des surfaces des structures majeures (Los Alamos National Laboratory, 2016). Les sept étapes présentées par Blessent (2009) sont mises en œuvre pour générer le maillage tétraédrique dans le domaine de modélisation et les modifications apportées à ces étapes sont précisées à l'annexe 2.

3.1.3. Modèle numérique

Le modèle 3D élaboré consiste en une combinaison de milieux poreux équivalents et de structures majeures, connectés entre eux par des nœuds communs. Le système est considéré comme saturé, à des fins de simplifications et les données disponibles pour le calage consistent en un essai de pompage de 70 heures. Le calage effectué avec les résultats d'un essai de pompage implique que le code de résolution numérique doit être apte à résoudre le modèle en régime transitoire afin d'observer les variations temporelles des charges hydrauliques. Afin de résoudre le système d'écoulement et permettre le calage des caractéristiques du modèle 3D, le logiciel *HydroGeoSphere* a été sélectionné. Ce logiciel permet entre autres de résoudre les équations d'écoulement par la méthode de volume de contrôle appliqué aux éléments finis dans un système 3D saturé en couplant l'écoulement dans la matrice à un système de fractures discrètes, et ce en régime permanent ou transitoire. De plus, la lecture d'un maillage tétraédrique issu de *LaGriT* est rendue possible dans *HydroGeoSphere* par les travaux de Blessent & *al.* (2009).

Les équations gouvernantes du code ainsi que leur mode de résolution numérique sont exposés plus amplement dans les prochaines sous-sections. Aussi, un bref survol de l'intégration du maillage, des propriétés du modèle numérique, des conditions initiales et limites et de la méthodologie de calage y sont présentées.

3.1.3.1. Résolution d'un système d'écoulement par *HydroGeoSphere* et équations gouvernantes

Le logiciel *HydroGeoSphere* permet la résolution des équations d'écoulement par la méthode du volume de contrôle appliquée aux éléments finis. Les volumes de contrôle consistent en l'ajout d'une grille 3D de volumes centrés aux nœuds déjà existants du maillage. Ces volumes centrés sur chacun des nœuds représentent un espace pour lequel le principe de la conservation de la masse est respecté. Un flux de masse est donc associé à chacun des volumes centrés pour expliquer le changement de masse d'une extrémité à l'autre du volume.

Les principales hypothèses intrinsèques liées au cas d'étude sont que le fluide est incompressible, que les milieux poreux et les structures majeures sont non-déformables et continus et que le système est sous des conditions isothermes (Aquanty, 2013). L'ensemble des équations derrière le code *HydroGeoSphere* et leurs dérivées ont largement été couverts (Therrien & Sudicky, 1996, Blessent, 2009, Raymond, 2011) et ne seront pas exposés davantage dans le cadre de cette étude. Seule l'équation pour un écoulement 3D transitoire avec sources ou puits dans un milieu poreux saturé est présentée

$$\nabla(K_{ijk}\nabla h) \pm Q = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad (3.3)$$

où K_{ijk} (LT^{-1}) représente la conductivité hydraulique du milieu poreux et où le produit de ce dernier avec la divergence de la charge hydraulique peut être exprimé comme la divergence du flux de masse par rapport à un volume de contrôle donné. La valeur $\pm Q$ ($L^3L^{-3}T^{-1}$) se rapporte aux flux volumétriques entrant ou sortant du volume de contrôle selon une source positive (injection) ou une source négative (pompage), déterminée selon les conditions limites du modèle. Le terme de droite représente quant à lui la variation de l'emmagasinement en fonction du temps, où S_s (L^{-1}) représente l'emmagasinement spécifique du milieu poreux.

L'équation pour l'écoulement en 3 dimensions à travers une structure majeure d'ouverture $2b$ (L) saturée sur toute son épaisseur, par omission des fuites le long des deux surfaces de la structure majeure (Blessent, 2009), s'exprime par ;

$$\nabla(2b)(K_{fij}\nabla h) \pm Q = (2b)S_{sf} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (3.4)$$

où K_{fij} représente la conductivité équivalente de la structure majeure au noeud (i,j) et où S_{sf} se traduit par l'emmagasinement spécifique de la structure.

Ces deux équations sont combinées selon le principe de continuité des charges hydrauliques entre les nœuds du milieu poreux, des structures majeures et des puits. Les nœuds communs du milieu poreux, des structures ou des puits, sont de charges hydrauliques considérées équivalentes.

Les équations en régime permanent sont similaires dans la mesure où la variation temporelle n'est pas considérée. L'équation pour le milieu poreux saturé en régime permanent devient donc;

$$\nabla(K_{ijk}\nabla h) \pm Q = 0 \quad (3.5)$$

en prenant pour hypothèse qu'un flux volumétrique entrant ou sortant est impliqué dans le système.

Au niveau des structures majeures, le même principe est appliqué, annulant la notion d'emménagement spécifique et permettant d'obtenir la solution suivante pour un régime permanent;

$$\nabla(2b)(K_{fij}\nabla h) \pm Q = 0 \quad (3.6)$$

L'intégration de ces équations est ensuite réalisée sur le modèle géologique et le maillage créés.

3.1.3.2. Résolution numérique des équations gouvernantes

Pour la discrétisation du volume du modèle et la génération de la matrice de résolution entre les nœuds, le code *HydroGeoSphere* utilise par défaut la technique de Galerkin. Cette technique permet de générer une matrice de résolution M en 2 dimensions, laquelle implique que les valeurs de la diagonale seront positives et que le flux entre deux nœuds sera toujours dans la direction opposée au gradient (Blessent & al., 2009). En 3 dimensions, l'intégrale selon Galerkin ne garantit pas une matrice-M. Cependant, il est possible de sélectionner la technique de collocation orthogonale par sous-domaine (OSC), laquelle permet d'obtenir une matrice-M pour une discrétisation tétraédrale en 3 dimensions. Au niveau de la méthode de traitement de la matrice, il a été montré que la méthode OSC était plus appropriée et permettait d'obtenir des résultats plus réalistes que la méthode de Galerkin seule (Blessent & al., 2009). Cette approche a donc été sélectionnée pour le présent cas d'étude.

Au niveau de la résolution des équations d'écoulement en régime transitoire, une méthode par itération temporelle a été implantée dans le code tel que, pour une solution au temps L, le pas de temps subséquent sera;

$$\Delta t^{L+1} = \frac{h_w^*}{\max|h_{w1}^{L+1} - h_{w1}^L|} \Delta t^L \quad (3.7)$$

où h_w^* est la variation maximale de la charge hydraulique pour un pas de temps Δt^L (Therrien & Sudicky, 1996). Si la valeur de variation de charge hydraulique maximale est excédée à un pas de temps Δt , un retour au niveau L est effectué et le pas de temps est réduit de moitié. Cette valeur est fixée au début de la résolution par le code et peut être modifiée au besoin pour augmenter ou diminuer le temps de traitement. Elle a d'ailleurs servi à améliorer le temps de traitement dans le présent cas d'étude. La valeur fixée est de 5 mètres pour le cas d'Éléonore. À titre comparatif, la valeur utilisée par Blessent (2009) était d'un mètre.

Avec les équations présentées pour la résolution numérique, deux simulations sont réalisées dans le but de représenter les conditions hydrogéologiques lors de l'essai de pompage. Une première simulation en régime permanent est d'abord effectuée, suivie d'une simulation en régime transitoire. Les unités de références pour ces simulations sont les mètres, les kilogrammes et les secondes. La discrétisation du système est identique pour les deux simulations.

3.1.3.3. Maillage

Le maillage utilisé correspond au maillage tétraédrique extrait sous format *.txt* de *LaGriT*. Les longueurs d'arêtes sont donc de 5 mètres ou de 2.5 mètres autour des puits, de 20 mètres en périphérie des structures majeures et de la limite supérieure du modèle et peuvent atteindre une longueur maximale de 150 mètres dans le reste du volume du modèle. Ce maillage est lu par le préprocesseur GROK d'*HydroGeoSphere* et le nombre de tétraèdres maximal connectés à un nœud est spécifié pour cette opération. Ce nombre, s'élevant à 66, a été noté lors de la discrétisation tétraédrique du modèle. La technique de traitement de la matrice par l'approche OSC, est également spécifiée pour le préprocesseur. Dans les deux cas, la méthode OSC est choisie pour les avantages de convergence, de précision et de rapidité de résolution (Blessent, 2009).

3.1.3.4. Propriétés hydrogéologiques, conditions initiales et limites en régime permanent et transitoire

Les paramètres hydrogéologiques initiaux pour les zones hydrogéologiques divisant le massif sont les mêmes que ceux présentés à la section 2.3.2. et rappelés dans le tableau 3.2 ci-dessous avec leurs dimensions. Il est à noter que ces horizons sont considérés homogènes.

Tableau 3.2. Propriétés des horizons hydrogéologiques imposées comme conditions initiales

Nom de l'unité	Anisotropie	Conductivité hydraulique [m/s]	Emmagasinement spécifique [m ⁻¹]	Profondeurs [m sous la surface]
Peu profond	K_x	3.0×10^{-5}	2.0×10^{-7}	[0 - 150 [
	K_y	1.0×10^{-5}		
	K_z	1.5×10^{-6}		
Intermédiaire 1	$K_x=K_y=K_z$	1.0×10^{-6}	1.0×10^{-7}	[150 - 300 [
Intermédiaire 2	$K_x=K_y=K_z$	6.4×10^{-8}	1.0×10^{-7}	[300 - 360 [
Intermédiaire 1	$K_x=K_y=K_z$	1.0×10^{-6}	1.0×10^{-7}	[360 - 500 [
Profond	$K_x=K_y=K_z$	1.0×10^{-8}	1.0×10^{-7}	[500 - 2000 [

Les propriétés initiales des structures majeures reposent sur la littérature, soient les données disponibles dans les rapports hydrogéologiques (Golder Associés Ltée, 2009 ; Hydro-Ressources Inc., 2015; Goldcorp Inc., 2014). Aucune détermination de l'ouverture moyenne ou de l'emmagasinement spécifique de ces dernières n'a été effectuée dans les études précédentes. Les valeurs utilisées sont donc des estimations. Ces études soulignent la conductivité élevée des structures de type *Nw_fx* (*nwfx*) ainsi que des structures subhorizontales *Shaft* (*sft*). Aussi, les structures *m05*, *m06* et *m07* semblent avoir une plus grande conductivité que leurs analogues *m01a*, *m02* et *m03*. Finalement, les structures *dx01* et *dx03* sont des dykes de diabase, pris en considération seulement parce que leur intersection avec d'autres structures majeures semblent coïncider avec des venues d'eau considérables. Par conséquent, l'ouverture associée à ces deux structures doit être dans les plus faibles du lot des structures représentées. Le tableau 3.3 présente d'ailleurs les propriétés initiales des structures lors du premier essai de calage.

Tableau 3.3. Propriétés initiales d'emmagasinement spécifique (S_s) et d'ouverture des structures majeures pour le modèle

Structure	<i>dx01</i>	<i>dx03</i>	<i>m01a</i>	<i>m02</i>
S_s [m ⁻¹]	4.3×10^{-6}	4.3×10^{-6}	4.3×10^{-6}	4.3×10^{-6}
Ouverture [m]	1.0×10^{-5}	1.6×10^{-5}	1.5×10^{-5}	5.0×10^{-5}
Structure	<i>m03</i>	<i>m05</i>	<i>m06</i>	<i>m07</i>
S_s [m ⁻¹]	4.3×10^{-6}	4.3×10^{-6}	4.3×10^{-6}	4.3×10^{-6}
Ouverture [m]	9.5×10^{-5}	2.0×10^{-5}	1.3×10^{-4}	3.9×10^{-4}
Structure	<i>nwfx01</i>	<i>nwfx02</i>	<i>nwfx03</i>	<i>nwfx04</i>
S_s [m ⁻¹]	4.3×10^{-6}	4.3×10^{-6}	4.3×10^{-6}	4.3×10^{-6}
Ouverture [m]	5.0×10^{-1}	5.0×10^{-1}	5.0×10^{-1}	5.0×10^{-1}
Structure	<i>rmpfx01</i>	<i>sft340</i>	<i>sft490</i>	<i>sft730</i>
S_s [m ⁻¹]	4.3×10^{-6}	4.3×10^{-6}	4.3×10^{-6}	4.3×10^{-6}
Ouverture [m]	5.0×10^{-5}	5.0×10^{-5}	5.0×10^{-5}	5.0×10^{-5}

Il est à noter que les ouvertures importantes des structures *nwx* ont été fixées afin d'observer un rabattement en régime transitoire. Cependant, ces valeurs ne correspondent pas aux observations sur le site. Ainsi, des ajustements successifs des propriétés des horizons et des structures majeures du modèle par calage sur un essai de pompage sont nécessaires pour obtenir une représentation sommaire et réaliste du système d'écoulement.

La condition limite d'écoulement en surface du modèle est fixée par une condition de type 1, soit Dirichlet, illustrée à la figure 3.4. Une charge hydraulique initiale est imposée à la surface du modèle, laquelle correspond à la topographie du modèle ou à l'élévation du niveau d'eau dans le réservoir Opinaca. Cette décision repose sur l'hypothèse que la position de la surface libre est située très près de la surface. La topographie est extraite sous la forme d'un raster ASCII et l'élévation est contrainte comme charge hydraulique au nœud le plus près en surface. La limite inférieure du modèle, située à une élévation de 1280 mètres, est considérée imperméable avec une condition de flux nul de type 2, soit Neumann. Dans un souci de simplification, un écoulement lent et négligeable est supposé à cette limite par l'absence de structures ou du moins de données sur le contexte structural à cette élévation.

Les limites latérales du modèle sont quant à elles fixées par une condition de type 1, pour laquelle la charge hydraulique est associée à celle des nœuds près de la surface, soit à moins de 5 mètres. Ces conditions sont également spécifiées à la figure 3.4.

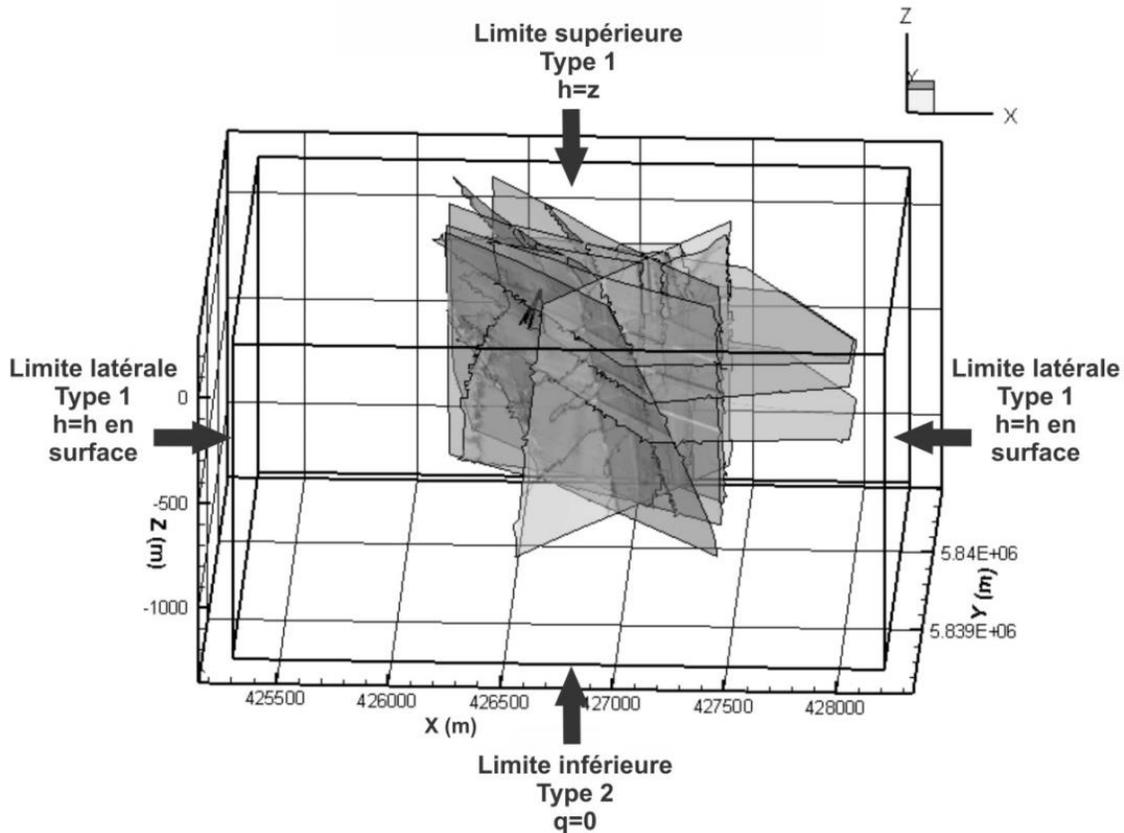


Figure 3.4. Conditions initiales et limites du modèle numérique 3D pour la simulation en régime permanent

Considérant que la différence topographique varie davantage aux limites du modèle et que la zone d'intérêt se situe sous le réservoir, l'écoulement de surface est négligé.

Les propriétés du massif et des structures sont les mêmes que celles imposées lors de la résolution en régime permanent. La condition d'écoulement initiale en régime transitoire est liée à la résolution du système d'écoulement en régime permanent. En effet, puisque le même maillage et la même distribution de nœuds sont utilisés pour les deux cas, la distribution des charges hydrauliques dans le système en régime permanent est imposée comme condition initiale sur tous les nœuds en régime transitoire. Les conditions aux limites inférieures et latérales demeurent les mêmes que pour le cas en régime permanent. En effet, la limite inférieure est fixée avec une condition de flux nul et les limites latérales ont une charge hydraulique imposée correspondant à la charge hydraulique du nœud en surface. Un puits de pompage est ajouté pour la simulation en régime transitoire. Les détails associés à cet ajout sont décrits à la section suivante.

3.1.3.5. Approche pour le calage du modèle numérique 3D

Le calage du modèle numérique est un exercice visant à approximer les paramètres hydrogéologiques constituant le système d'écoulement du site en reproduisant les observations de niveaux d'eau mesurés lors de la réalisation des essais de pompage. Dans le cas du site à l'étude, la méthodologie adoptée pour le calage vise à reproduire au mieux les résultats de l'essai de pompage de 70 heures réalisé en 2014 (Hydro-Ressources Inc., 2015). Ainsi, une fois la simulation en régime permanent réalisée (annexe 3), la simulation en régime transitoire avec essai de pompage est effectuée. Cet essai de pompage, le numéro 2, décrit à la section 2.3.4, comptait dix puits d'observation et un puits de pompage; le puits *tg4*. Des dix puits d'observation, seuls quatre sont considérés pour le calage, soient les puits *tg1*, *tg2*, *tg3* et *tg5*. En effet, la résolution du modèle ne permettait pas de montrer les variations observées dans les puits *N0230-G001*, *N0203-G003*, *N0230-G007*, *N0230-G016* et *N0230-G019*. Ces puits avaient une discrétisation de 5 mètres contrairement à la résolution de 2.5 mètres des puits de type *tg*. Comme l'illustre la figure 3.5, ces puits sont situés dans un rayon de moins de 25 mètres du puits de pompage et permettront de représenter de manière plus précise l'écoulement dans les structures (figure 3.5) et le milieu en périphérie de l'essai de pompage.

L'essai de pompage réalisé avait un débit variable en fonction du temps. La courbe de variation du débit de pompage observé en fonction du temps lors de l'essai est présentée à la figure 3.6. Ces données sont représentées par une fonction par paliers afin de réduire le temps de calcul numérique qu'engendrerait l'ensemble de ces débits. La courbe d'approximation de débit de pompage simulé en fonction du temps est également présentée à la figure 3.6. L'axe du temps est exprimé sous la forme logarithmique afin de mettre en évidence les variations de débit de pompage et les changements de rabattements sur les courbes résultantes, lesquels se produisent dans les premières heures de l'essai. Des points d'observation sont sélectionnés au premier nœud respectif des puits d'observation afin d'observer le rabattement produit par l'essai de pompage. La résolution des équations d'écoulement en régime transitoire est ensuite lancée (annexe 4).

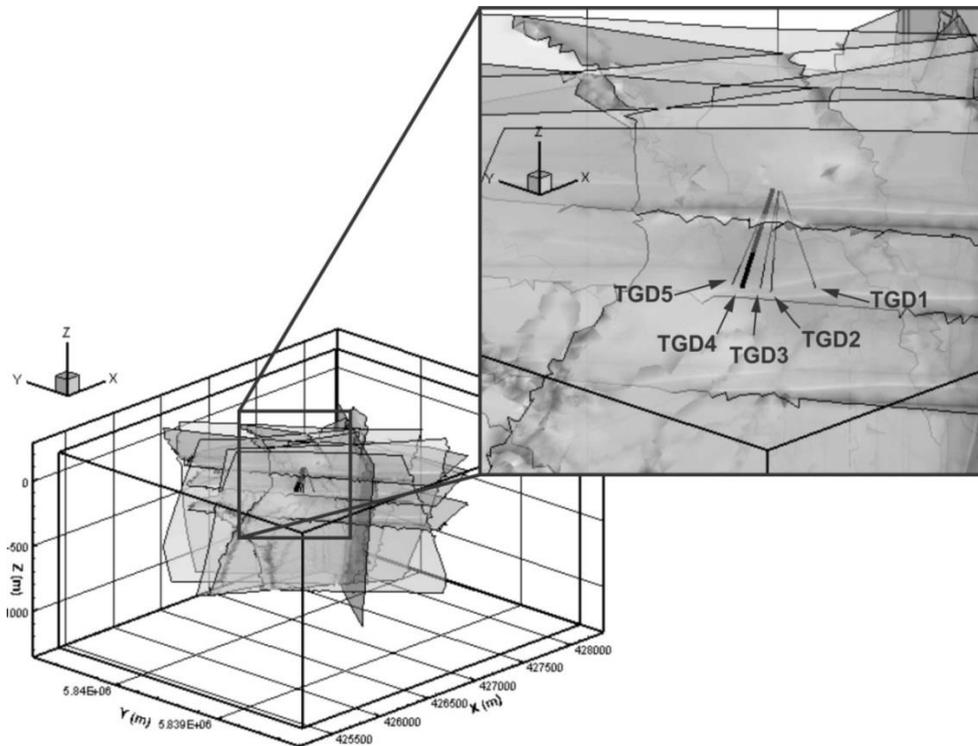


Figure 3.5. Localisation des puits d'observation et du puits de pompage *tgd4* pour le calage du modèle numérique 3D

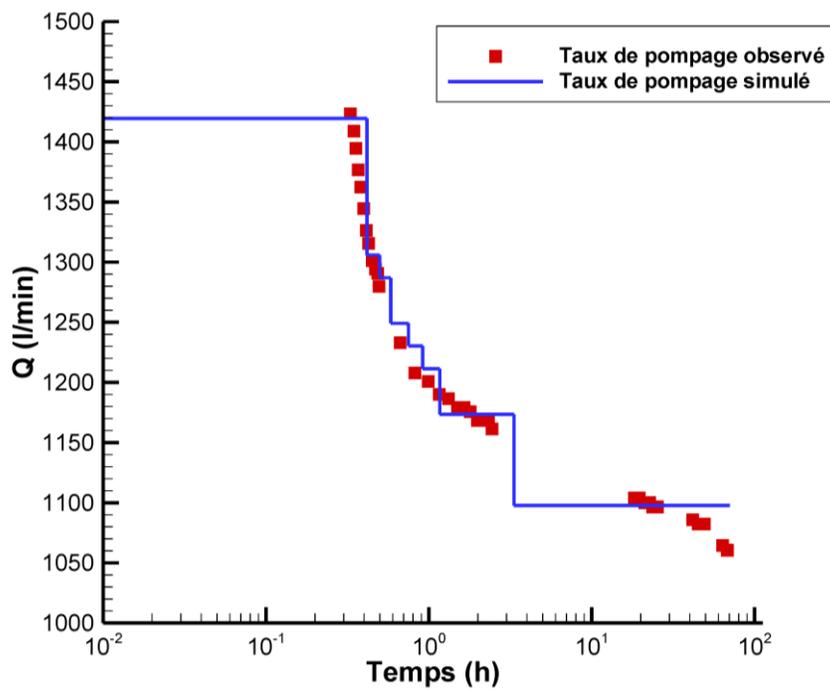


Figure 3.6. Diagramme de la variation du débit de pompage observé et simulé en fonction du temps (valeurs observées de Hydro-Ressources Inc., 2014)

Une modification systématique manuelle des paramètres des structures majeures et des milieux poreux équivalents est ensuite effectuée afin de reproduire le comportement des données observées pour les puits *tgdl*, *tgdl2*, *tgdl3* et *tgdl5*.

Le but visé par le calage numérique est donc d'atteindre la meilleure approximation possible des valeurs observées en fonction de la configuration du modèle. Lorsqu'aucune amélioration n'est jugée possible par ajustement manuel des caractéristiques des structures et des milieux poreux, le calage est jugé terminé. Les valeurs des paramètres physiques issues de cet exercice de calage sont ensuite considérées comme des approximations des valeurs réelles des paramètres physiques sur le site. Ces données peuvent ainsi être utilisées pour représenter le modèle dans des analyses subséquentes.

3.2. Simulations sur un chantier 2D

Le second objectif de ce mémoire est de déterminer les meilleures pratiques de cimentation en présence d'une structure majeure en périphérie d'un chantier afin de réduire les infiltrations d'eau. Les chantiers d'exploitation souterrains au site Éléonore sont de dimensions moyennes de 30 mètres de longueur par 30 mètres de hauteur et 8 mètres de puissance et peuvent parfois être recoupés par des structures majeures, tel que présenté sur le schéma conceptuel de la figure 3.7. Pour les besoins de la simulation, le système est considéré en deux dimensions dans le sens de la puissance du gisement, réduisant ainsi les temps de calculs. Le code *FLONET/TR2* (Molson et Frind, 2014) permet de produire des diagrammes d'écoulement souterrains en deux dimensions en régime permanent et saturé. Il est possible de représenter des domaines anisotropes et hétérogènes avec différentes conditions initiales et limites. Ce code, utilisé en régime permanent, convient donc aux besoins de la simulation du chantier typique en deux dimensions dans la mesure où seul le résultat final du flux d'entrée d'eau dans le chantier est sujet à l'étude.

Une analyse de sensibilité est réalisée en établissant un modèle conceptuel 2D d'un chantier fictif dont les caractéristiques reposent sur les résultats du calage issus du modèle numérique 3D d'*HydroGeoSphere*. Le modèle conceptuel 2D est discrétisé, puis une série de paramètres d'influence à la suite d'une cimentation sont testés afin de déterminer les flux entrant dans le chantier.

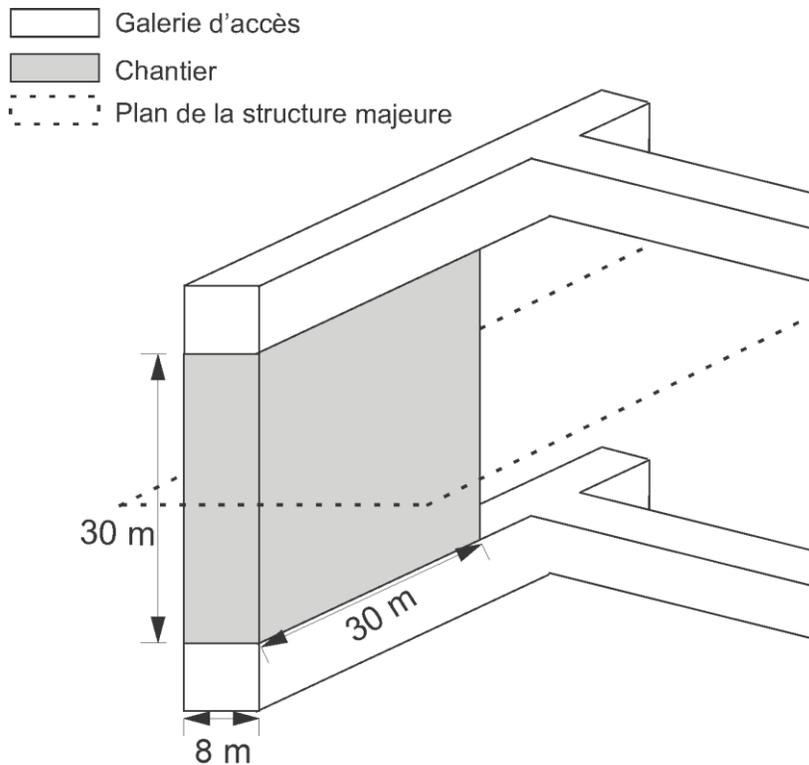


Figure 3.7. Schéma d'un chantier typique recoupé par une structure majeure.

Trois modèles conceptuels typiques sont retenus pour analyser l'influence de la cimentation, soient le modèle d'un chantier avec une structure majeure au-dessus du chantier sans écoulement régional (modèle A1), le même modèle couplé à un écoulement régional dans le système (modèle A2) ainsi que le modèle d'un chantier avec une structure majeure transversale (modèle B).

3.2.1. Modèle conceptuel d'un chantier typique 2D

Le modèle conceptuel général d'un chantier typique est représenté dans un milieu poreux équivalent de 100 mètres de largeur par 100 mètres de hauteur. Le chantier a des dimensions de 8 mètres de largeur par 30 mètres de hauteur pour simplifier l'analyse et s'approcher au mieux des dimensions réelles des chantiers au site de la mine Éléonore. La limite supérieure du modèle est supposée à 200 mètres sous la surface du sol et le chantier se trouve donc à 234 mètres de profondeur. La figure 3.8 expose la schématisation du modèle conceptuel ainsi que des conditions initiales et limites imposées à ce dernier. Une condition initiale de charge hydraulique nulle, soit une condition de type 1, est imposée pour tous les nœuds internes du chantier. Il est pris pour hypothèse que la pression à l'intérieur du chantier est équivalente à la pression atmosphérique grâce à l'apport de la ventilation souterraine à la suite de l'excavation du chantier. L'ensemble des limites latérales, supérieures et inférieures ont une condition limite de type 2. Pour les limites latérales, la nature de cette condition

dépend du cas d'analyse étudié. Ainsi, pour les modèles A1 et B, les limites latérales sont imperméables. Pour le modèle A2, l'écoulement régional est représenté comme un flux imposé à chacune des limites latérales du chantier.

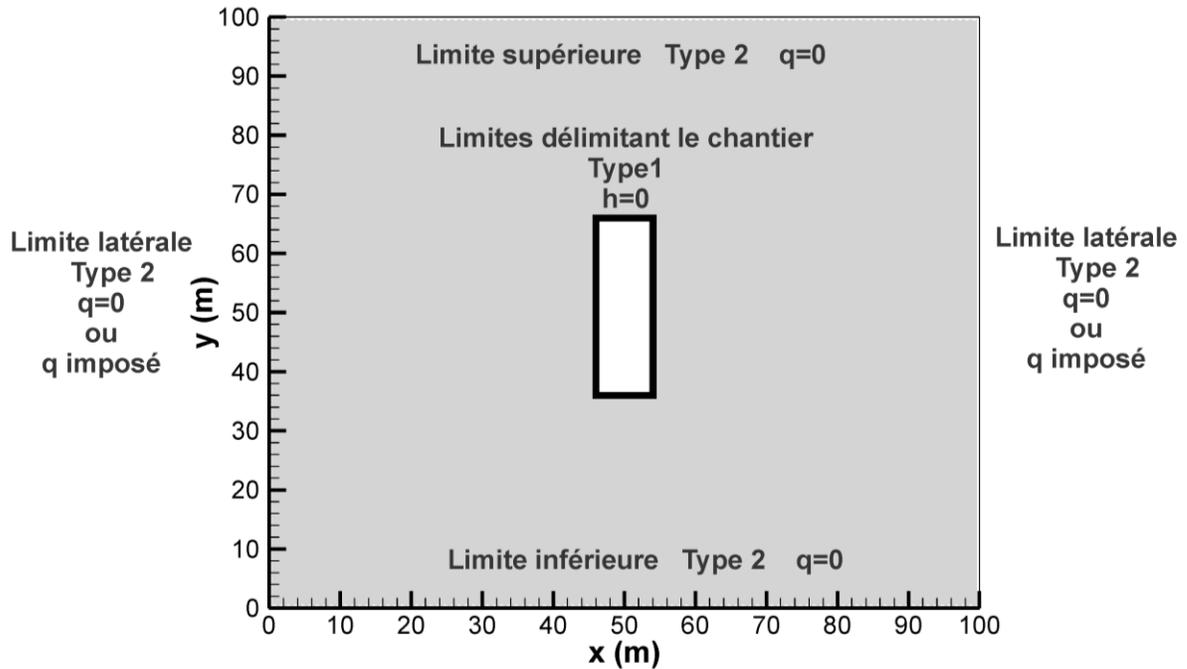


Figure 3.8. Conditions limites du modèle conceptuel 2D d'un milieu poreux équivalent avec un chantier

Chacun des modèles conceptuels présente quelques différences au niveau de la position de la structure majeure et de la condition d'écoulement régional dans le système. La figure 3.9 montre ces variations en fonction du modèle conceptuel analysé. Pour tous les modèles, une structure majeure est représentée à proximité du chantier. Celle-ci est considérée comme un milieu poreux équivalent d'un mètre de largeur et traversant l'ensemble du modèle, d'une limite à une autre, puisque le code *FLONET* ne permet pas de représenter des fractures discrètes. Une limite de type 1 lui est imposée, soit une charge hydraulique de 220 mètres en référence à la charge hydraulique moyenne en surface du modèle numérique 3D.

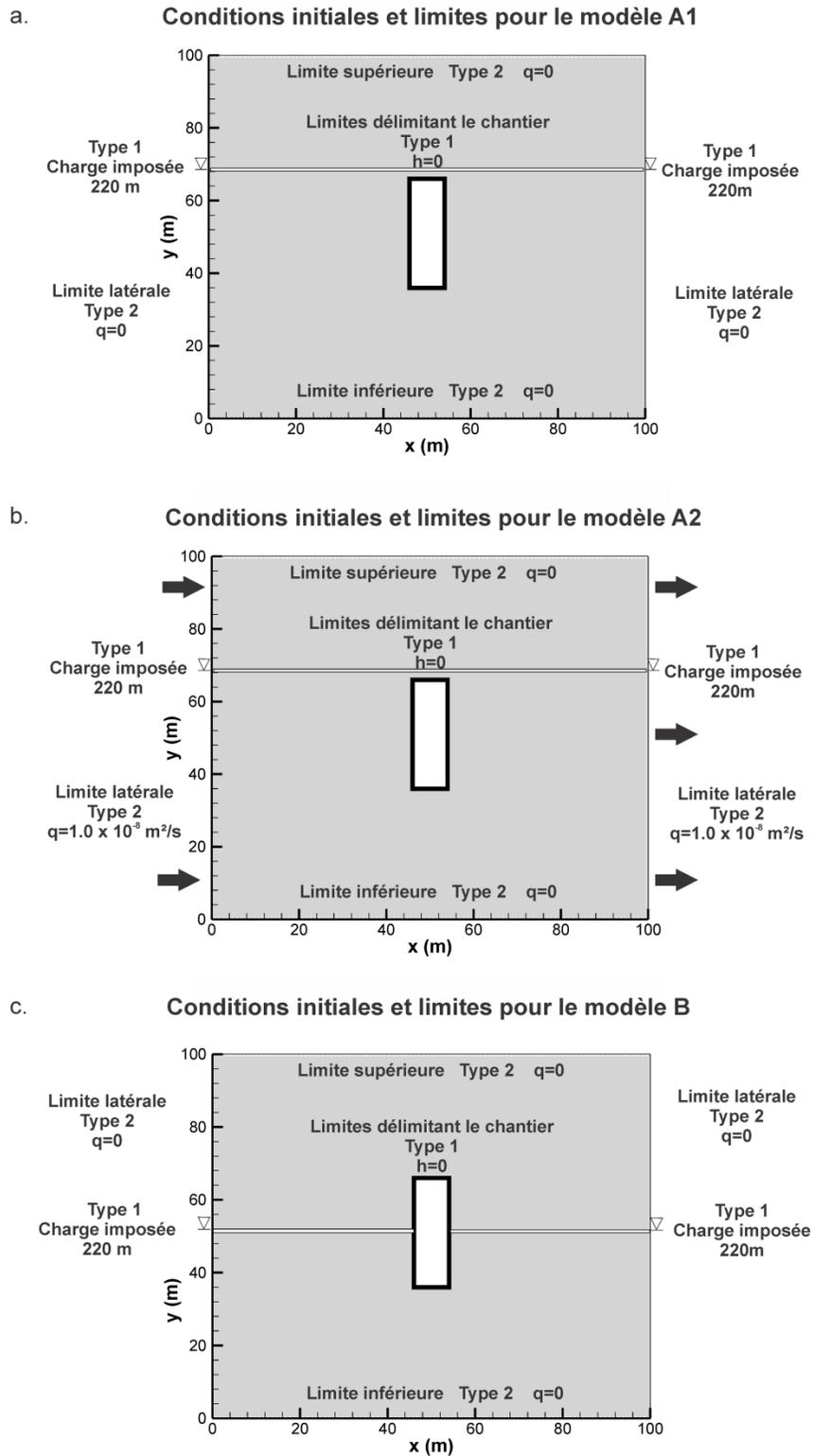


Figure 3.9. Conditions initiales et limites pour l'analyse de sensibilité. a. Conditions pour le modèle A1; b. Conditions pour le modèle A2 ; c. Conditions pour le modèle B

3.2.2. Maillage

La discrétisation du modèle est effectuée par un maillage de 200 éléments horizontaux et 115 éléments verticaux. Le maillage est régulier jusqu'à la zone d'intérêt, soit celle à proximité de la structure majeure. Une discrétisation plus fine y est imposée en attribuant 20 éléments verticaux à un horizon de 5 mètres de hauteur, permettant d'obtenir des éléments de 0.25 mètre de hauteur par 0.5 mètre de largeur (1250 cm²). Les 95 éléments verticaux restants sont répartis ensuite de manière constante dans les 95 mètres de hauteur du système, la configuration variant selon le cas d'analyse. Par exemple, pour les modèles A1 et A2, la zone plus raffinée est comprise entre 65 et 70 mètres. Par conséquent, les 65 premiers mètres à partir de la limite inférieure sont divisés par 65 éléments d'un mètre de hauteur. Les 20 éléments suivants divisent la zone de plus grand raffinement de 65 mètres à 70 mètres, puis les 30 derniers éléments divisent la zone de 70 mètres à 100 mètres en éléments d'une hauteur d'un mètre.

Pour le modèle B, la structure majeure se situant de 50 à 51 mètres, la zone plus raffinée est comprise entre 49 et 54 mètres avec 20 éléments divisant cette zone. Les 49 premiers mètres sont divisés par 49 éléments, soient des éléments d'un mètre de hauteur. La zone de 54 à 100 mètres est quant à elle divisée par 46 éléments, d'une hauteur d'un mètre.

3.2.3. Propriétés physiques du modèle

Les propriétés physiques imposées au système sont les conductivités hydrauliques des milieux. Ces dernières sont issues du calage du modèle numérique 3D avec *HydroGeoSphere*. La décision de privilégier pour cette analyse les données de conductivités hydrauliques de milieux poreux équivalents provenant du calage du modèle 3D est inspirée des conclusions de Kvartsberg et Fransson (2013) qui affirment que les données de conductivités hydrauliques du massif provenant du calage d'un modèle régional sont plus représentatives que des valeurs locales mesurées en périphérie de forages. Bien que les résultats du calage numérique ne soient exposés qu'au chapitre 4, il est possible de mentionner que pour l'horizon hydrostratigraphique d'intérêt, soit entre 20 mètres au-dessus du niveau de la mer et 80 mètres sous le niveau de la mer, la conductivité hydraulique estimée est de 1×10^{-8} m/s et l'ouverture maximale d'une structure majeure est estimée à 7.5×10^{-4} m. La conductivité hydraulique de la zone hydrostratigraphique est appliquée à tout le système, mis à part la structure, toujours par souci de conformité aux valeurs calées.

Pour rappeler la section 3.2.1. la structure majeure doit être représentée par un milieu poreux équivalent d'un mètre d'épaisseur. Les caractéristiques de ce milieu reposent sur les résultats de la simulation 3D calée de l'écoulement, réalisée plus tôt dans le cadre de cette étude. L'ouverture

maximale obtenue pour une structure majeure issue de cette simulation est de 7.5×10^{-4} m. L'ouverture maximale est donc utilisée pour calculer la conductivité hydraulique apparente de la structure majeure dans le modèle 2D. Considérant une ouverture maximale $2b$ de 7.5×10^{-4} m, la conductivité apparente K_a de la structure majeure s'exprime par;

$$K_a = \frac{\rho g (2b)^3}{12 \mu \Delta z} \quad (3.8)$$

où ρ représente la masse volumique de l'eau (1000 kg.m^{-3}), g est l'accélération gravitationnelle (9.81 m.s^{-2}), μ est la viscosité dynamique de l'eau à 8°C ($1.4 \times 10^{-3} \text{ kg.m}^{-1}\text{s}^{-1}$) et Δz est l'épaisseur du milieu poreux équivalent représentant la structure (1 mètre). La conductivité hydraulique apparente de la bande d'un mètre représentant le milieu poreux équivalent de la structure est donc de $2.4 \times 10^{-4} \text{ m.s}^{-1}$.

3.2.4. Hypothèses

Le code *FLONET* ne permet la résolution de l'écoulement qu'en régime permanent et saturé et le système est considéré comme tel, mis à part dans les chantiers où un vide est représenté par l'imposition d'un flux nul aux limites de ces derniers. Il est pris pour hypothèse que l'ouverture de la structure majeure est quant à elle constante sur toute sa longueur. Considérant qu'il s'agit d'une simplification et d'un chantier fictif, l'effet des excavations avoisinantes est négligé. Le ciment injecté est considéré comme totalement de perméabilité variable selon le cas d'analyse, laquelle est transmise de façon homogène sur la zone d'injection.

3.2.5. Méthodologie adaptée pour l'analyse de sensibilité

Pour chacun des modèles présentés à la section 3.2.1, une variation de paramètres spécifiques est effectuée afin de cibler les paramètres d'influence de la cimentation sur les infiltrations d'eau initiales dans les chantiers. En comparant les flux entrant à toutes les limites du chantier lors d'une modification de paramètres, les plus influents peuvent être identifiés.

Les paramètres d'influence de la cimentation analysés dans le cadre de cette étude sont la conductivité hydraulique réduite dans la zone injectée de ciment, la portée du ciment en termes de largeur entre une structure majeure et le chantier ainsi que la conductivité hydraulique réduite de la fracture par une injection de ciment. La méthode d'analyse de ces paramètres varie en fonction de la position de la structure par rapport au chantier.

Ainsi, pour les modèles A1 et A2 où la structure est située au-dessus du chantier, le cas 1 vise à mesurer la diminution du pourcentage d'infiltration d'eau dans un chantier lors de l'injection de

ciment dans une bande d'un mètre entre la structure majeure et le chantier, tel que montré à la figure 3.10a. Le cas 2, dont le schéma d'injection est présenté à la figure 3.10a., vise à mesurer ces mêmes variations pour une largeur de bande augmentée d'un mètre de hauteur, soit du sommet du chantier à la base de la structure majeure. Le cas 3 examine l'effet de l'augmentation de la largeur de la bande cimentée pour une hauteur d'un mètre entre la structure et le chantier, soit le même scénario que le cas 1 sur une largeur de 12 mètres plutôt que de 8 mètres. Ce système est montré à la figure 3.10b. Le cas 4 a pour but de vérifier l'effet de la diminution de la conductivité hydraulique du milieu poreux représentant la structure majeure, reproduisant une injection de ciment directement dans la structure, tel qu'illustré à la figure 3.10c. Le cas 5 regroupe l'effet combiné des cas 1 et 4, soient la diminution de la conductivité hydraulique dans une bande d'un mètre entre le chantier et la structure et la diminution de la conductivité hydraulique du milieu poreux équivalent représentant la structure majeure. La figure 3.10d. illustre la diminution de conductivité dans ces deux horizons. La cimentation des cas 1 à 3 peut être réalisée en dirigeant, à partir de la galerie supérieure, le tubage au plancher de la galerie afin que le ciment soit directement injecté dans la zone entre le chantier et la structure. En ce qui a trait aux cas 4 et 5, la galerie située au toit du chantier serait une fois de plus utilisée pour effectuer les opérations de cimentation. Néanmoins, pour ces deux cas, le tubage serait dirigé dans la structure majeure, plutôt que dans la section entre la structure et le chantier.

Dans tous les cas, l'analyse se fait soit par réduction de la conductivité hydraulique du milieu poreux équivalent représentant la structure majeure (2.4×10^{-4} à 2.4×10^{-6} m/s), soit par réduction du milieu poreux équivalent du massif dans un horizon donné (1×10^{-8} à 1×10^{-10} m/s). Ces réductions de conductivité hydraulique sont étudiées à l'aide de 10 simulations pour chacun des cas.

Le tableau 3.4 présente l'ensemble des paramètres utilisés pour chacune des simulations pour les modèles A1 et A2. Les paramètres modifiés pour l'analyse de sensibilité sont identifiés en caractères gras.

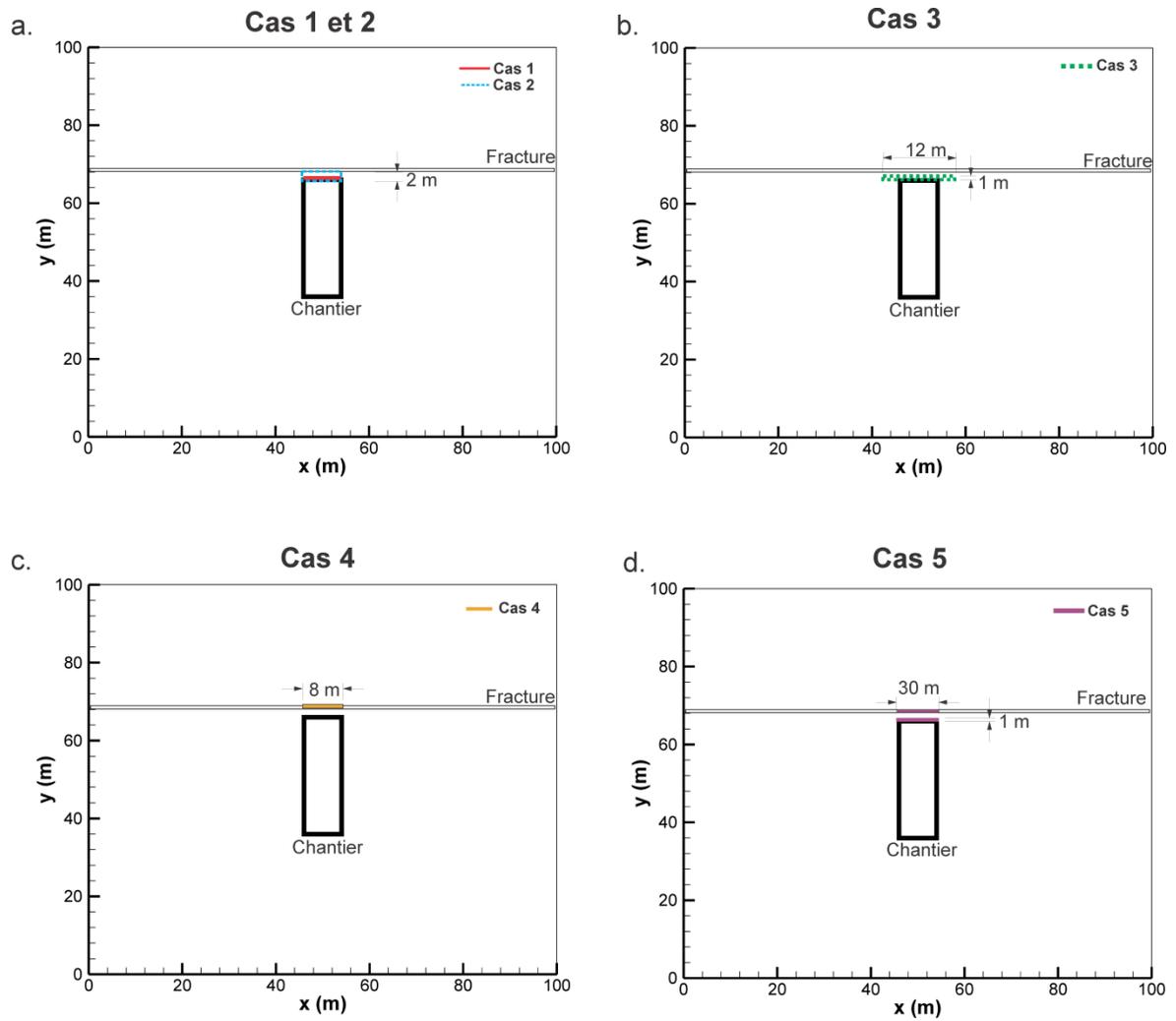


Figure 3.10. Schéma d'injection de ciment pour les cas d'analyses 1 à 5 des modèles A1 et A2; a. Diminution de la conductivité hydraulique entre le chantier et la structure (cas 1 et 2); b. Diminution de la conductivité hydraulique entre le chantier et la structure pour une plus large bande cimentée (cas 3); c. Diminution de la conductivité hydraulique de la structure majeure (cas 4); d. Diminution combinée de la conductivité hydraulique entre le chantier et la structure et de la conductivité hydraulique de la structure elle-même (cas 5).

Tableau 3.4. Paramètres des cas 1 à 5 des modèles A1 et A2

Cas	$K_{init\ milieu}$	K_f	Ouverture (2b)	θ_f	Largeur _{inj}	K_{inj}	z_{inj}
	m/s	m/s	M		m	m/s	m
Cas de base	1.0×10^{-8}	2.4×10^{-4}	1	1		1.0×10^{-8}	
Cas 1	1.0×10^{-8}	2.4×10^{-4}	1	1	8	$[1.0 \times 10^{-10}, 9.0 \times 10^{-9}]$	[66-67]
Cas 2	1.0×10^{-8}	2.4×10^{-4}	1	1	8	$[1.0 \times 10^{-10}, 9.0 \times 10^{-9}]$	[66-68]
Cas 3	1.0×10^{-8}	2.4×10^{-4}	1	1	12	$[1.0 \times 10^{-10}, 9.0 \times 10^{-9}]$	[66-67]
Cas 4	1.0×10^{-8}	$[2.4 \times 10^{-6}, 1.4 \times 10^{-4}]$	1	1	8	1.0×10^{-8}	[68-69]
Cas 5	1.0×10^{-8}	$[2.4 \times 10^{-6}, 1.4 \times 10^{-4}]$	1	1	8	$[1.0 \times 10^{-10}, 9.0 \times 10^{-9}]$	[66-67]& [68-69]

K_f	Conductivité hydraulique équivalente de la structure majeure	Largeur _{inj}	Largeur de la zone cimentée au-dessus du chantier
K_{inj}	Conductivité hydraulique de la zone cimentée	Ouverture (2b)	Épaisseur du milieu équivalent à la structure majeure
$K_{init\ milieu}$	Conductivité hydraulique initiale du milieu	z_{inj}	Hauteur de la zone d'injection
		θ_f	Porosité de la structure majeure

Pour le modèle B, où la structure majeure intercepte le chantier, les paramètres dont l'influence est à vérifier sont les mêmes qu'en A1 et A2, mis à part pour la configuration de la cimentation. En effet, pour le modèle B, la diminution de la conductivité hydraulique du milieu poreux de la structure majeure à sa jonction avec le chantier est simulée pour le cas 1, tel que montré à la figure 3.11a.

Le cas 2 vérifie la même diminution de conductivité hydraulique, appliquée à une plus grande distance de ciment injectée dans la structure majeure. La figure 3.11b. montre l'étendue de l'injection pour cette série d'analyses. Les cas 1 et 2 peuvent être conceptualisés telle une injection de ciment effectuée à partir des galeries au-dessus et en-dessous du chantier, à l'aide de tubages d'acier de 15 mètres de longueur dirigés vers la zone projetée de l'interception avec le chantier planifié.

L'effet d'une cimentation des limites latérales couplée à la cimentation des intersections de la structure majeure avec le chantier est étudié par le cas 3. Le schéma de cimentation de la figure 3.11c. illustre cette série d'analyses. Le cas 4, illustré à la figure 3.11d., évalue l'influence sur les infiltrations de la cimentation couplée de la structure majeure et des limites latérales entières du chantier. Les cas 3 et 4 pourraient être réalisés à partir des galeries sus-jacentes au chantier planifié

avec un tubage d'une longueur de 30 mètres. La méthode d'injection de ciment serait alors par gravité, en retirant les tubages en acier.

Dans tous les cas, l'analyse se fait soit par réduction de la conductivité hydraulique du milieu poreux équivalent représentant la structure majeure (2.4×10^{-4} à 2.4×10^{-6} m/s), soit par réduction du milieu poreux équivalent du massif dans un horizon donné (1×10^{-8} à 1×10^{-10} m/s). Ces réductions de conductivité hydraulique sont étudiées à l'aide de 10 simulations pour chacun des cas.

Les paramètres physiques du système sont similaires aux analyses des modèles A1 et A2. Elles sont présentées au tableau 3.5. Les paramètres modifiés pour l'analyse de sensibilité sont identifiés en caractère gras.

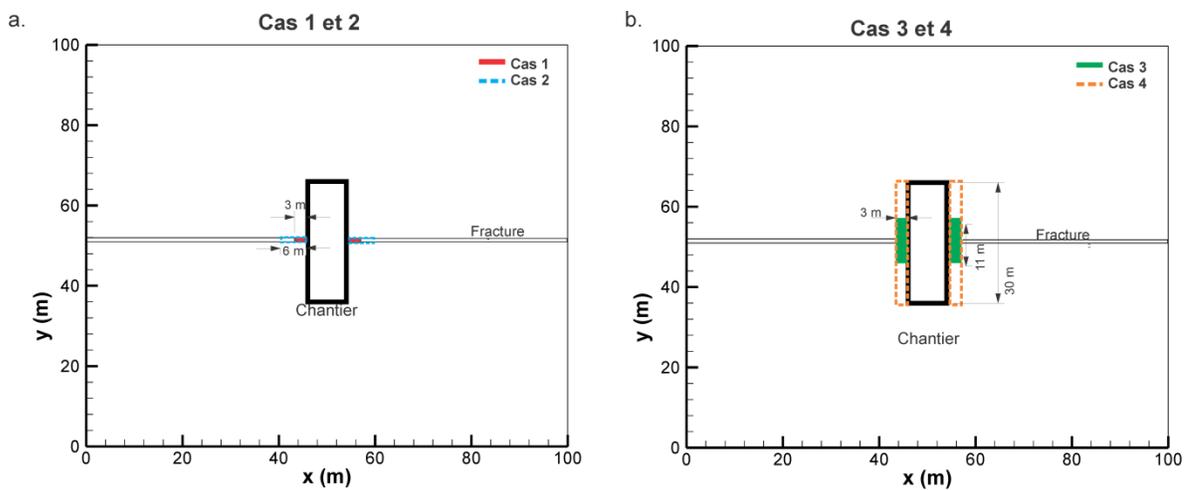


Figure 3.11. Schéma d'injection de ciment pour les cas 1 à 4 du modèle B; a. Diminution de la conductivité hydraulique dans la structure (cas 1 et 2); b. Diminution de la conductivité hydraulique dans la structure majeure et aux limites latérales (cas 3 et 4)

Tableau 3.5. Paramètres des cas 1 à 4 du modèle B

Cas	$K_{init\ milieu}$ m/s	K_f m/s	Ouverture (2b) M	θ_f	P_{inj} M	K_{lat} m/s	z_{lat} m
Cas de base	1.0×10^{-8}	2.4×10^{-4}	1	1		1.0×10^{-8}	
Cas 1	1.0×10^{-8}	$[2.4 \times 10^{-6}, 1.4 \times 10^{-4}]$	1	1	3	1.0×10^{-8}	
Cas 2	1.0×10^{-8}	$[2.4 \times 10^{-6}, 1.4 \times 10^{-4}]$	1	1	6	1.0×10^{-8}	
Cas 3	1.0×10^{-8}	$[2.4 \times 10^{-6}, 1.4 \times 10^{-4}]$	1	1	3	$[1.0 \times 10^{-10}, 9.0 \times 10^{-9}]$	5
Cas 4	1.0×10^{-8}	$[2.4 \times 10^{-6}, 1.4 \times 10^{-4}]$	1	1	3	$[1.0 \times 10^{-10}, 9.0 \times 10^{-9}]$	15

K_f	Conductivité hydraulique équivalente de la structure	P_{inj}	Portée de l'injection de ciment dans la structure majeure
$K_{init\ milieu}$	Conductivité hydraulique initiale du milieu	Ouverture (2b)	Épaisseur du milieu équivalent à la structure
K_{lat}	Conductivité hydraulique de la zone cimentée latéralement	z_{lat}	Hauteur de la zone d'injection de part et d'autre de la structure
		Θ_f	Porosité de la structure majeure

Les analyses sont réalisées avec le code FLONET (Molson et Frind, 2014). Un exemple du type de code utilisé pour le cas de base est présenté à l'annexe 5. Le code produit un fichier de sortie comprenant l'ensemble des flux de Darcy à chacun des nœuds, soient respectivement les fichiers *flux_profile_x.plt* et *flux_profile_z.plt*. À partir de ces fichiers, les vitesses de Darcy des nœuds aux limites du chantier sont identifiées, multipliées par la surface sur laquelle elles s'appliquent puis additionnées afin d'obtenir le flux total entrant à chacune des limites du chantier. La méthode d'analyse des résultats est d'ailleurs présentée dans les chapitres subséquents.

Chapitre 4 : Simulation de l'écoulement de l'eau souterraine à l'échelle du projet minier

Les principaux résultats issus du processus de calage sont présentés dans ce chapitre, de même que les résultats du calage final, englobant les courbes de rabattement simulées, les bilans de masse et les distributions de charges hydrauliques. Un regard critique est porté sur le calage final du modèle 3D.

Les simulations en régime permanent sont effectuées sur le modèle géologique construit en conditions saturées suivant l'approche de résolution matricielle OSC afin d'obtenir les conditions initiales pour procéder aux simulations en régime transitoire (Raymond & Therrien, 2014). Les résultats de l'essai de pompage sont sous la forme de courbes de rabattement en fonction du temps et, pour cette raison, les résultats de modélisation en régime transitoire sont utilisés pour caler le modèle numérique et approximer au mieux les caractéristiques physiques du milieu. Pour chaque nouvel ajustement des caractéristiques afin de mieux estimer les courbes de rabattement en régime transitoire, la simulation en régime permanent est reprise. Les caractéristiques imposées du milieu demeurent ensuite les mêmes pour la simulation en régime transitoire.

4.1. Considérations lors du calage

Quelques considérations du modèle, mentionnées à la section 3.1.3. sont issues des tentatives de résolution du modèle 3D par *HydroGeoSphere*. Ces considérations consistent en des éléments qui ont été négligés afin de simplifier les procédures de calage et les simulations. Entre autres, la proximité des structures *sft340* et *sft370* a été constatée alors que la solution numérique ne convergeait pas en deçà de 48 heures de simulation avec la configuration de l'ensemble des structures dans le modèle. En supprimant la structure *sft370*, la solution numérique a pu converger dans des délais inférieurs à une heure de calcul.

Également, il a été spécifié à la section 3.1.3. que les puits *N0230-G001*, *N0203-G003*, *N0230-G007*, *N0230-G016* et *N0230-G019*, bien que présents dans le modèle, sont négligés pour le calage car leur niveau de discrétisation (5 mètres) ne permet pas d'y observer des variations distinctes de rabattement.

4.2. Ajustement des caractéristiques des structures et des milieux poreux équivalents

Les valeurs de départ des propriétés hydrauliques des milieux poreux équivalents et des structures majeures présentées à la section 3.1.3. sont respectivement rappelées au tableau 4.1 et au tableau 4.2. La sensibilité du modèle aux propriétés hydrauliques a été sommairement observée lors du processus de calage des courbes de rabattement, sans toutefois faire l'objet d'une analyse de sensibilité rigoureuse. Considérant que les propriétés des milieux poreux équivalents sont issues d'un modèle 3D calé avec des valeurs d'essais hydrogéologiques effectués en 2008, il ne s'agit que de valeurs de références pour guider le calage. La première étape a été de diminuer de deux ordres de grandeur les conductivités hydrauliques des milieux poreux équivalents puisque ces valeurs avaient été établies dans un massif sans structure majeure. La considération du rôle des structures majeures et la modélisation de l'écoulement à travers ces dernières a pour effet de réduire le rôle de l'écoulement dans le milieu poreux. Les valeurs d'emménagement spécifique ont subi le même traitement. En ce qui a trait aux horizons, les valeurs de profondeurs de ces derniers ont été conservées par souci de simplification.

Au niveau des caractéristiques des structures, l'influence de l'augmentation de leur niveau d'ouverture a été évaluée successivement afin de discerner celles dont l'influence sur les courbes de rabattement en régime transitoire était la plus marquée. Il semble que l'ouverture des structures *dx01* et *dx03* soit peu déterminante, tel que décrit dans les rapports et analyses structurales, à la section 2.2.2. Au contraire les structures subhorizontales de type *sft*, la structure *rmpfx01* ainsi que les structures *nwfx* semblaient entraîner un rabattement plus important lorsque leur ouverture est augmentée. À ce niveau, la structure *nwfx03* semble être déterminante sur le rabattement. La distribution des charges hydrauliques présentée à la section 4.4.3 souligne également la sensibilité de l'écoulement par rapport à cette structure.

Tableau 4.1. Propriétés des horizons hydrogéologiques imposées comme conditions initiales

Nom de l'unité	Anisotropie	Conductivité hydraulique [m/s]	Emmagasinement spécifique [m ⁻¹]	Profondeurs [m sous la surface]
Peu profond	K_x	3.0×10^{-5}	2.0×10^{-7}	[0 - 150 [
	K_y	1.0×10^{-5}		
	K_z	1.5×10^{-6}		
Intermédiaire 1	$K_x=K_y=K_z$	1.0×10^{-6}	1.0×10^{-7}	[150 - 300 [
Intermédiaire 2	$K_x=K_y=K_z$	6.4×10^{-8}	1.0×10^{-7}	[300 - 360 [
Intermédiaire 1	$K_x=K_y=K_z$	1.0×10^{-6}	1.0×10^{-7}	[360 - 500 [
Profond	$K_x=K_y=K_z$	1.0×10^{-8}	1.0×10^{-7}	[500 - 2000 [

Tableau 4.2. Caractéristiques initiales des structures majeures pour le modèle 3D

Structure	<i>dx01</i>	<i>dx03</i>	<i>m01a</i>	<i>m02</i>
<i>Ss</i> [m ⁻¹]	4.31 x 10 ⁻⁶			
Ouverture [m]	1.00 x 10 ⁻⁵	1.63 x 10 ⁻⁵	1.50 x 10 ⁻⁵	5.00 x 10 ⁻⁵
Structure	<i>m03</i>	<i>m05</i>	<i>m06</i>	<i>m07</i>
<i>Ss</i> [m ⁻¹]	4.31 x 10 ⁻⁶			
Ouverture [m]	9.54 x 10 ⁻⁵	2.02 x 10 ⁻⁵	1.30 x 10 ⁻⁴	3.90 x 10 ⁻⁴
Structure	<i>nwfx01</i>	<i>nwfx02</i>	<i>nwfx03</i>	<i>nwfx04</i>
<i>Ss</i> [m ⁻¹]	4.31 x 10 ⁻⁶			
Ouverture [m]	5.00 x 10 ⁻¹			
Structure	<i>rmpfx01</i>	<i>sft340</i>	<i>sft490</i>	<i>sft730</i>
<i>Ss</i> [m ⁻¹]	4.31 x 10 ⁻⁶			
Ouverture [m]	5.03 x 10 ⁻⁵			

Les valeurs ont ensuite été successivement ajustées afin de caler au mieux les courbes de rabattement. Les caractéristiques des milieux poreux équivalents, retenues au terme du calage final, sont présentées au tableau 4.3. Les valeurs estimées d'emmagasinement spécifique et d'ouverture des structures majeures pour le modèle 3D calé sont quant à elles introduites au tableau 4.4.

Tableau 4.3. Caractéristiques initiales et finales des milieux poreux équivalents pour le modèle 3D

Nom de l'unité	Conductivité hydraulique initiale [m/s]	Conductivité hydraulique simulée [m/s]	Emmagasinement spécifique initial [m ⁻¹]	Emmagasinement spécifique simulé [m ⁻¹]
Peu profond	$K_x=3.0 \times 10^{-5}$	3.0×10^{-7}	2.0×10^{-7}	2.0×10^{-9}
	$K_y=1.0 \times 10^{-5}$	1.0×10^{-7}		
	$K_z=1.5 \times 10^{-6}$	1.0×10^{-8}		
Intermédiaire 1	1.0×10^{-6}	1.0×10^{-8}	1.0×10^{-7}	1.0×10^{-9}
Intermédiaire 2	6.4×10^{-8}	1.0×10^{-9}	1.0×10^{-7}	1.0×10^{-9}
Intermédiaire 1	1.0×10^{-6}	1.0×10^{-8}	1.0×10^{-7}	1.0×10^{-9}
Profond	1.0×10^{-8}	1.0×10^{-10}	1.0×10^{-7}	1.0×10^{-9}

Tableau 4.4. Caractéristiques des structures majeures au terme du calage final pour le modèle 3D

Structure	<i>dx01</i>	<i>dx03</i>	<i>m01a</i>	<i>m02</i>
<i>Ss</i> [m ⁻¹]	8.5 x 10 ⁻⁶			
Ouverture [m]	1.0 x 10 ⁻⁶	1.0 x 10 ⁻⁶	8.5 x 10 ⁻⁵	8.5 x 10 ⁻⁵
Structure	<i>m03</i>	<i>m05</i>	<i>m06</i>	<i>m07</i>
<i>Ss</i> [m ⁻¹]	8.5 x 10 ⁻⁶			
Ouverture [m]	8.5 x 10 ⁻⁵	4.5 x 10 ⁻⁴	4.5 x 10 ⁻⁴	4.5 x 10 ⁻⁴
Structure	<i>nwfx01</i>	<i>nwfx02</i>	<i>nwfx03</i>	<i>nwfx04</i>
<i>Ss</i> [m ⁻¹]	8.5 x 10 ⁻⁶			
Ouverture [m]	6.5 x 10 ⁻⁴	6.5 x 10 ⁻⁴	7.5 x 10 ⁻⁴	6.5 x 10 ⁻⁴
Structure	<i>rmpfx01</i>	<i>sft340</i>	<i>sft490</i>	<i>sft730</i>
<i>Ss</i> [m ⁻¹]	8.5 x 10 ⁻⁶			
Ouverture [m]	5.0 x 10 ⁻⁴			

4.3. Solution en régime permanent

La solution numérique en conditions saturées et en régime permanent a d'abord été calculée avec *HydroGeoSphere*. Les caractéristiques des milieux et des fractures sont celles mentionnées à la section 4.2. et les conditions initiales et limites se résument respectivement en une imposition de charge hydraulique équivalente à l'élévation topographique en surface et une charge hydraulique équivalente à celle en surface sur tous les nœuds à moins de 5 mètres de la limite supérieure. Une limite imperméable est posée à la limite inférieure du modèle. Le résultat de distribution des charges hydrauliques au terme de la simulation en régime permanent est illustré à la figure 4.1.

Les charges hydrauliques les plus élevées correspondent aux élévations maximales topographiques. L'écoulement à l'échelle du modèle complet s'effectue principalement en direction des zones de charges hydrauliques moins grandes, soit vers le réservoir Opinaca. La répartition des charges hydrauliques à l'intérieur du modèle est détaillée sur la coupe AA' localisée à figure 4.2 et exprimée à la figure 4.3.

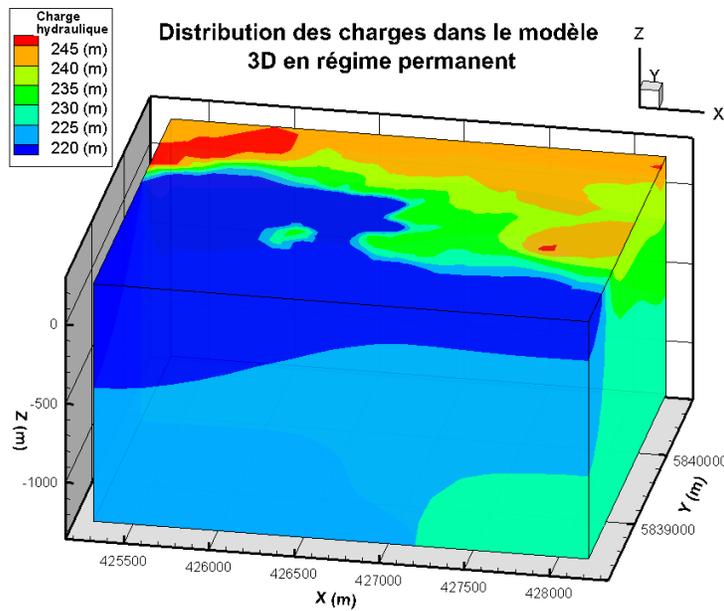


Figure 4.1. Distribution des charges hydrauliques dans le modèle 3D en régime permanent

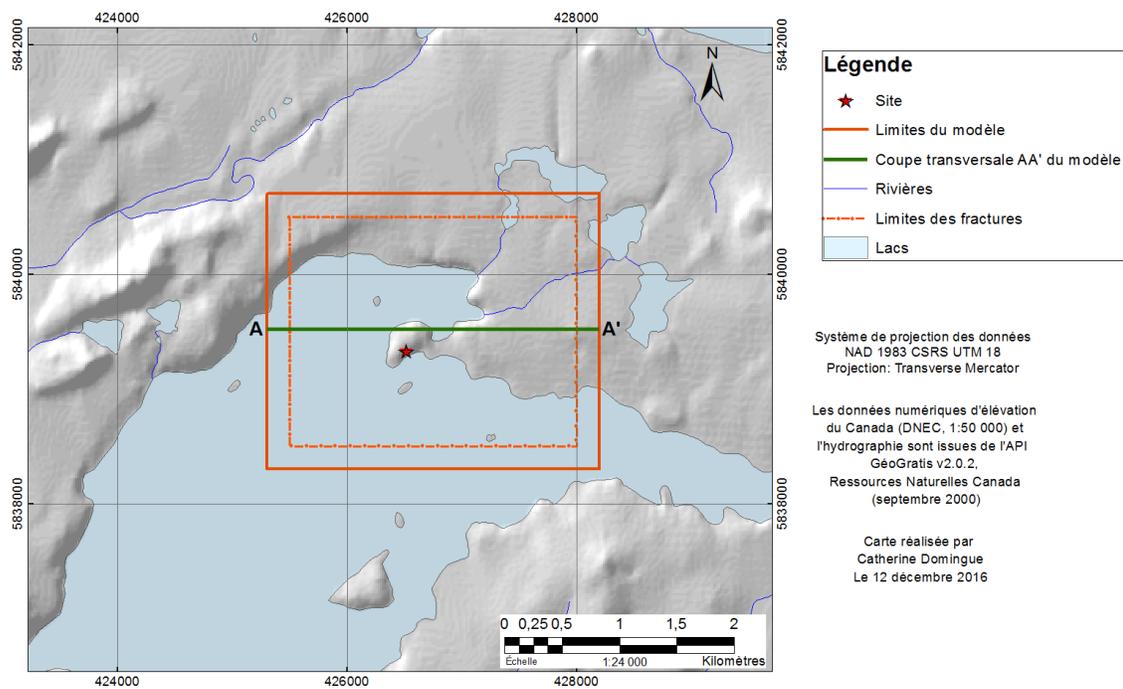


Figure 4.2. Coupe transversale du modèle numérique selon AA' pour la visualisation des charges hydrauliques en 2D

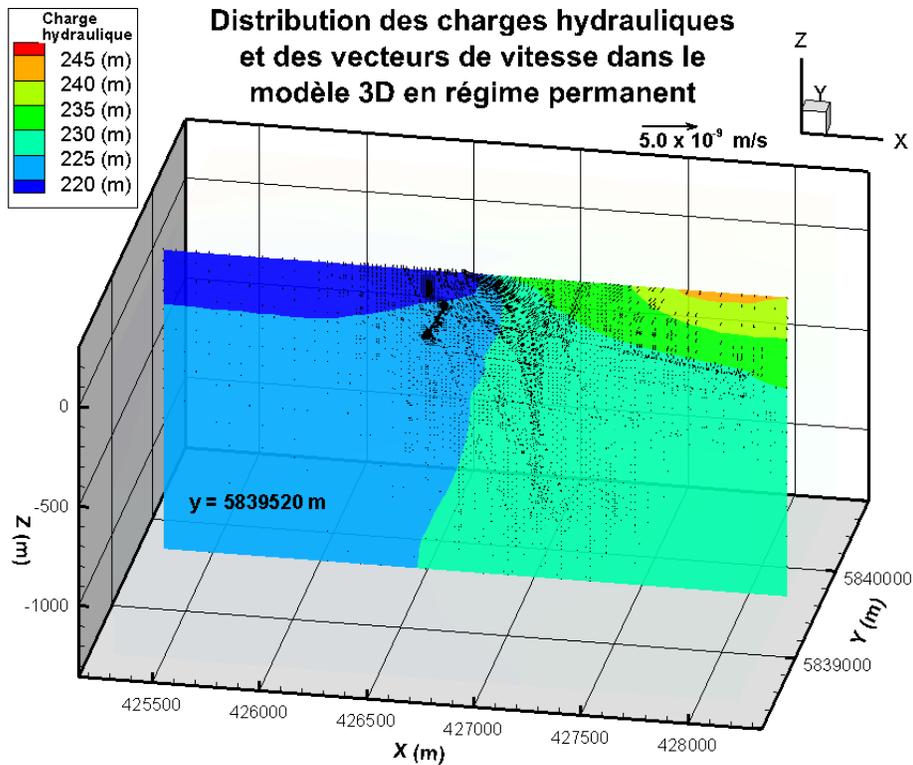


Figure 4.3. Distribution des charges hydrauliques et des vecteurs de vitesses selon une coupe transversale sur l'axe $y=5839520$ m

En observant les résultats de répartition des charges hydrauliques à l'intérieur du modèle sur la coupe $y=5839520$ m, une gradation croissante d'ouest en est de la charge hydraulique est observée. Cela suppose que l'écoulement s'effectue d'est en ouest, corroborant l'hypothèse d'un écoulement régional dirigé vers le réservoir. La répartition des charges hydrauliques dans les structures suivent globalement le même patron de distribution, visible à la figure 4.4.

Il est intéressant de noter l'augmentation de la valeur des vecteurs de vitesses dans les structures majeures, de l'ordre de 10^{-2} m/s, par rapport à leur valeur dans le massif en général, soit de l'ordre de 10^{-9} m/s. La combinaison imposée des propriétés des structures et du massif favorise donc, tel que supposé dans le modèle conceptuel initial, un écoulement majeur par les structures. Une fois la simulation en régime permanent effectuée, les distributions de charges hydrauliques sont utilisées à titre de conditions initiales pour la simulation en régime transitoire. La simulation avec essai de pompage est alors réalisée en régime transitoire à partir des valeurs de charges hydrauliques de l'essai en régime permanent.

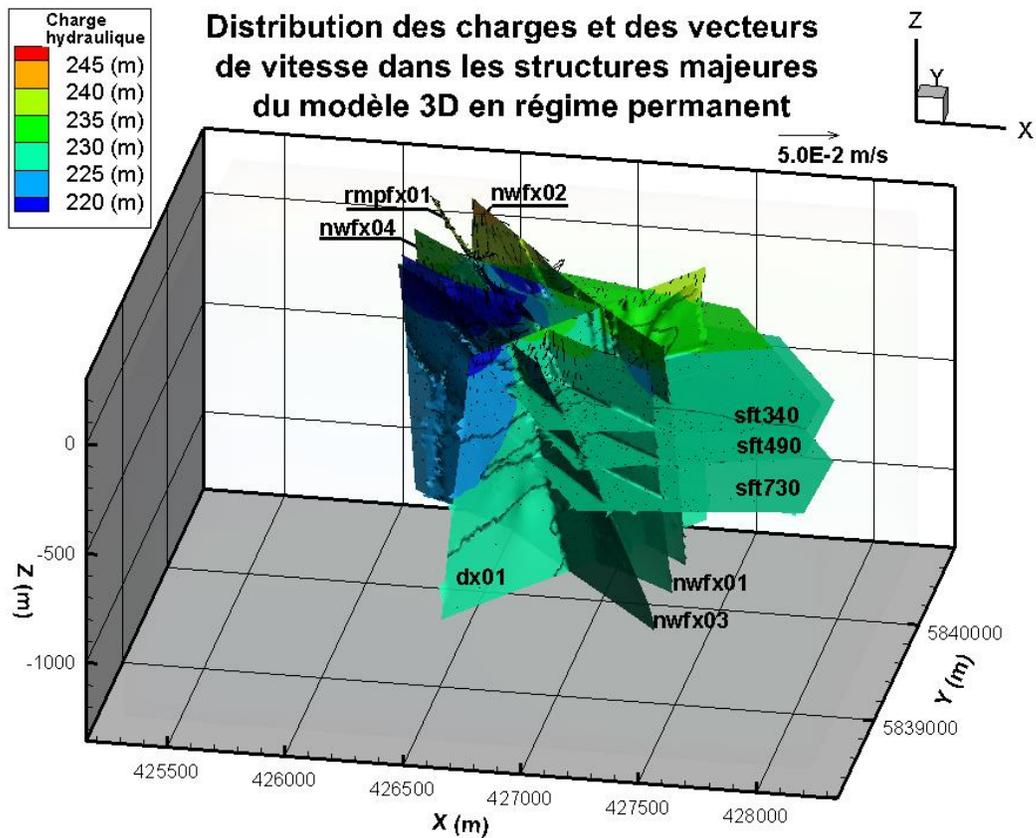


Figure 4.4. Distribution des charges hydrauliques dans les structures majeures en régime permanent

4.4. Solution en régime transitoire

La simulation du rabattement lors de l'essai de pompage de 70 heures avec la résolution matricielle OSC en régime transitoire a été effectuée, afin de reproduire au mieux les conditions de diminution des charges hydrauliques observées lors de cet essai.

Les résultats issus de cette simulation en régime transitoire sont présentés sous la forme d'un bilan de masse, des courbes d'approximation des rabattements et des distributions des charges hydrauliques dans le modèle et dans les structures.

4.4.1. Bilan de masse

Le bilan de masse pour la simulation en régime transitoire a été calculé pour chacun des pas de temps afin de vérifier la présence d'erreurs numériques. Le bilan de l'échange des fluides dans le système, soit des taux entrant et sortant dans le système, est d'abord calculé (NET1). Par la suite, le taux d'accumulation dans le milieu poreux, dans les puits et dans les fractures est calculé en additionnant le taux de ces trois composantes (NET2). L'erreur nette est ensuite déterminée comme

la différence entre le premier bilan d'écoulement (NET1), qu'il soit positif ou négatif, et le taux de changement d'accumulation du fluide (NET2).

Les erreurs nettes et pourcentages d'erreur sur les bilans sont résumés pour plusieurs pas de temps au tableau 4.5. Ces résultats comportent, pour chaque pas de temps, le taux entrant et sortant, le taux de changement de l'emmagasinement dans le système ainsi que les erreurs nettes et le pourcentage d'erreur entre ces deux taux respectifs.

Tableau 4.5. Synthèse du bilan de masse pour la simulation en régime transitoire

Temps (h)	Débit de pompage (m ³ /s)	NET1 m ³ /s	NET2 m ³ /s	Er (NET1-NET2) m ³ /s	Er % %
0.00	-2.21 x 10 ⁻²	-2.21 x 10 ⁻²	-2.21 x 10 ⁻²	2.82 x 10 ⁻⁹	6.95 x 10 ⁻⁶
0.25	-2.21 x 10 ⁻²	-9.85 x 10 ⁻⁴	-9.85 x 10 ⁻⁴	-6.90 x 10 ⁻¹¹	2.21 x 10 ⁻⁷
0.50	-2.18 x 10 ⁻²	-3.35 x 10 ⁻⁴	-3.35 x 10 ⁻⁴	3.91 x 10 ⁻¹¹	1.27 x 10 ⁻⁷
1.00	-2.02 x 10 ⁻²	-1.49 x 10 ⁻⁴	-1.49 x 10 ⁻⁴	2.74 x 10 ⁻¹¹	9.28 x 10 ⁻⁸
2.00	-1.96 x 10 ⁻²	-1.75 x 10 ⁻⁴	-1.75 x 10 ⁻⁴	3.48 x 10 ⁻¹¹	1.20 x 10 ⁻⁷
4.00	-1.83 x 10 ⁻²	-4.51 x 10 ⁻⁵	-4.51 x 10 ⁻⁵	2.22 x 10 ⁻¹¹	7.92 x 10 ⁻⁹
8.00	-1.83 x 10 ⁻²	-7.10 x 10 ⁻⁵	-7.10 x 10 ⁻⁵	-3.77 x 10 ⁻¹¹	1.35 x 10 ⁻⁷
16.00	-1.83 x 10 ⁻²	-4.45 x 10 ⁻⁵	-4.45 x 10 ⁻⁵	-6.36 x 10 ⁻¹¹	2.27 x 10 ⁻⁷
32.00	-1.83 x 10 ⁻²	-2.70 x 10 ⁻⁵	-2.70 x 10 ⁻⁵	-5.32 x 10 ⁻¹¹	1.90 x 10 ⁻⁷
40.00	-1.83 x 10 ⁻²	-2.28 x 10 ⁻⁵	-2.28 x 10 ⁻⁵	-5.21 x 10 ⁻¹¹	1.86 x 10 ⁻⁷
48.00	-1.83 x 10 ⁻²	-1.99 x 10 ⁻⁵	-1.99 x 10 ⁻⁵	-2.21 x 10 ⁻¹¹	7.89 x 10 ⁻⁸
70.33	-1.83 x 10 ⁻²	-1.52 x 10 ⁻⁵	-1.52 x 10 ⁻⁵	-2.53 x 10 ⁻¹¹	9.04 x 10 ⁻⁸

NET1	Débit entrant/sortant par les sources et les drains du modèle	Er (NET1-NET2)	Erreur absolue sur le bilan massique
NET2	Taux de changement de l'emmagasinement dans le domaine (Δs)	Er %	Pourcentage d'erreur sur le bilan

L'erreur nette la plus élevée est obtenue au début de la simulation au temps t=0 heures. Le pourcentage d'erreur sur le bilan n'excède pas l'ordre de 10⁻⁶ % et il sera donc admis que la solution numérique en régime transitoire ne comporte pas d'erreur numérique pouvant affecter le bilan de masse des flux du système.

4.4.2. Approximation des courbes de rabattement

En tenant compte que les résultats de bilan de masse ne montrent pas d'évidence d'erreur numérique, il est possible de considérer les résultats simulés de rabattement et de les comparer aux observations lors de l'essai de pompage. Les courbes de rabattement simulées en fonction du temps exprimé sous forme logarithmique sont illustrées à la figure 4.5. Elles sont superposées aux points de rabattement observés et la fonction de pompage du puits *tgd4* est ajoutée au sommet de ce graphique. Ces courbes représentent la meilleure approximation possible obtenue par le calage manuel, processus au terme duquel aucune amélioration ne pouvait être obtenue en changeant manuellement les caractéristiques des milieux et/ou des structures majeures ou les conditions initiales et limites du modèle.

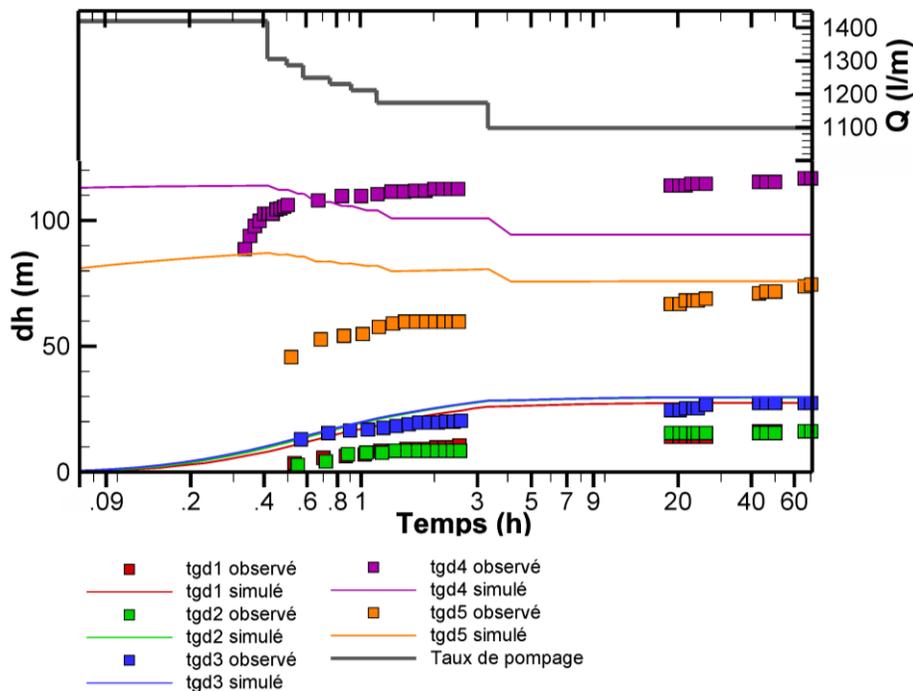


Figure 4.5. Rabattement et débit de pompage en fonction du temps

Les courbes de rabattement simulées des puits d'observation *tgd1* et *tgd2* surestiment les valeurs observées lors de l'essai. La courbe de rabattement simulé du puits *tgd3* approxime de manière satisfaisante les points observés pour ce puits. L'allure de la courbe de rabattement du puits de pompage (*tgd4*) n'a pu être reproduite, pas plus que le rabattement final obtenu dans ce puits. Pour le puits *tgd5*, une surestimation de l'ensemble des données observées est observée avec les valeurs simulées. Néanmoins, la valeur de rabattement final simulé du puits *tgd5* est seulement surestimée de 1.3 mètres par rapport à la valeur observée.

Un bruit est observé sur la courbe de rabattement simulé aux moments où le débit de pompage est diminué. Pour chaque diminution de débit de pompage, une diminution du rabattement est observée. Les causes possibles de ce phénomène seront discutées ultérieurement dans ce chapitre, mais il faut noter que ce phénomène est également présent pour la courbe simulée de rabattement du puits *tg4*. Ainsi, les deux puits ayant subi un plus grand rabattement sont affectés par ces événements ponctuels.

Bien que les courbes de rabattement simulées ne reproduisent pas adéquatement le comportement des puits d'observation lors de l'essai de pompage, la distribution des charges hydrauliques pour ce calage final en régime transitoire a tout de même été conservée dans la mesure où aucun changement additionnel des propriétés hydrauliques ne permettait d'obtenir une meilleure approximation des courbes de rabattement observées avec les simulations.

4.4.3. Distribution des charges hydrauliques

La distribution des charges hydrauliques à proximité du puits de pompage et des puits d'observation a été extraite de la simulation en régime transitoire. La même coupe sur l'axe Y=5839520 mètres a été réalisée, tel qu'illustré à la figure 4.2., afin d'observer la distribution des charges hydrauliques simulées.

La séquence de distribution de charges hydrauliques pour quatre pas de temps allant du temps $t=0$ heure au temps $t=70.3$ heures peut être observée à la figure 4.6. Au début de l'essai de pompage (figure 4.6a.), les structures majeures subissent un rabattement distinct, se propageant jusqu'à 1000 mètres de profondeur pour l'une d'elles, soit la structure *nwx03*. Aussi, le massif dans l'environnement immédiat du puits de pompage est soumis à un rabattement de l'ordre de plus de 50 mètres après 30 minutes de pompage (figure 4.6b.). La distribution en continu des charges hydrauliques ne peut être illustrée afin de ne pas surcharger ce mémoire, mais il est pertinent de spécifier qu'à la suite de la dernière diminution de pompage, soit à 3.33 heures, les charges hydrauliques tendent à diminuer dans les régions du massif englobant les structures ayant subi un rabattement. Ainsi, au terme de l'essai de pompage (figure 4.6d.), le rabattement est plus homogène dans le massif, plutôt que localisée dans les structures majeures.

Toujours dans le but de montrer les structures subissant des rabattements significatifs, la distribution des charges hydrauliques dans les structures majeures est montrée pour le début de l'essai de pompage simulé, après 30 minutes d'essai ainsi qu'au terme de ce dernier (figure 4.7).

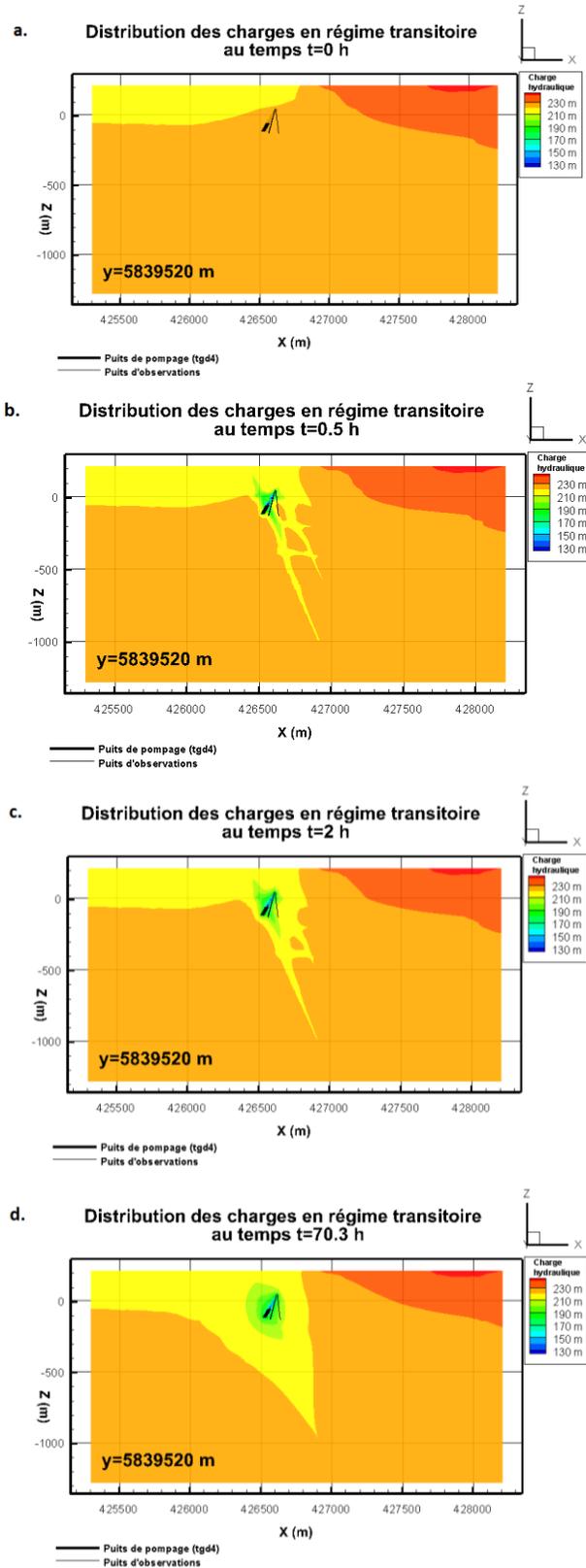


Figure 4.6. Distribution des charges hydrauliques aux environs du puits de pompage en fonction du temps ; a. Au début de l'essai de pompage ; b. Après 30 minutes d'essai ; c. Après 2 heures d'essai ; d. Au terme de l'essai de pompage.

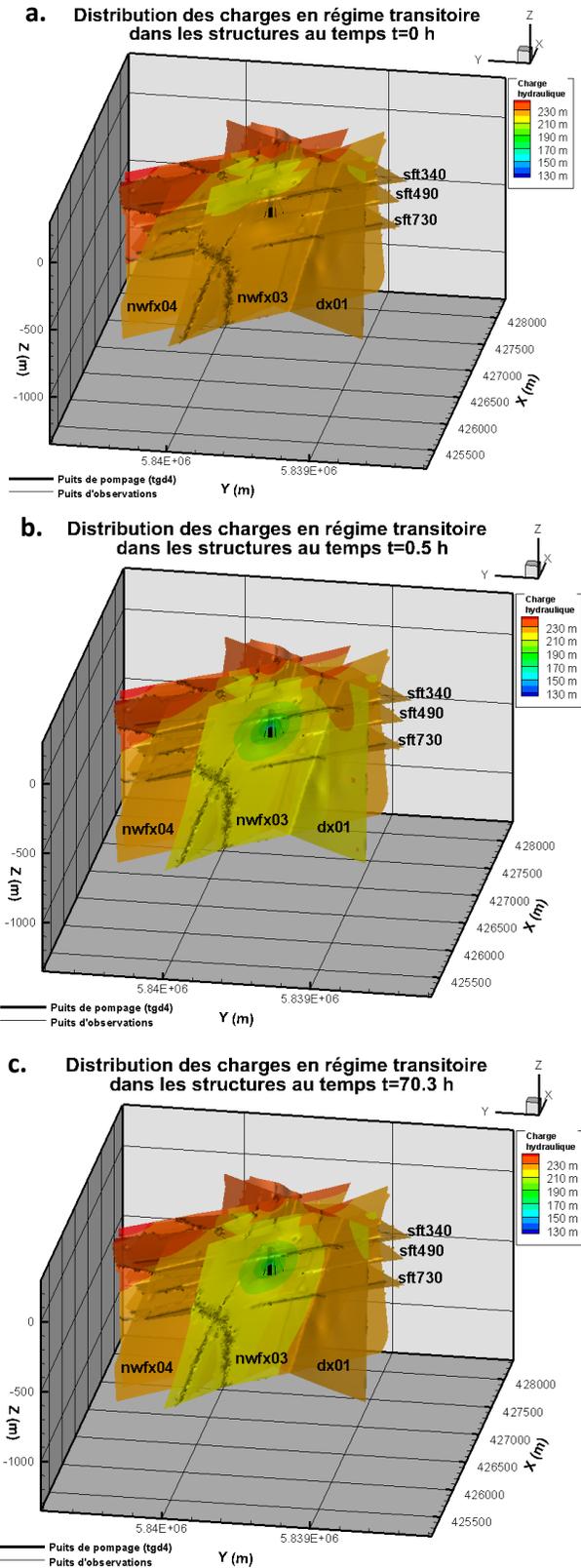


Figure 4.7. Distribution des charges hydrauliques dans les structures majeures ; a. Au début de l'essai de pompage ; b. Après 30 minutes d'essai ; c. Au terme de l'essai de pompage.

La structure présentant le plus grand rabattement demeure la structure *nwfx03*. Les structures subhorizontales *sft340* et *sft490* subissent également un rabattement marqué au terme de l'essai. Ces valeurs corroborent les observations effectuées en cours de calage quant à la sensibilité de l'écoulement et du rabattement dans les puits d'observation face à ces structures.

Cette sensibilité du modèle ainsi que les résultats globaux issus du calage final sont discutés dans la prochaine sous-section.

4.5. Discussion

Au terme de la procédure de calage du modèle 3D, une évaluation de la performance du modèle 3D construit est effectuée par rapport à sa capacité à reproduire les résultats observés de rabattement lors d'un essai de pompage de 70 heures. La solution en régime permanent de ce modèle d'écoulement a d'abord été calculée afin d'en extraire les conditions d'écoulement pour les imposer comme conditions initiales en régime transitoire. Les résultats de la simulation en régime permanent montrent des charges hydrauliques croissantes d'ouest en est, soit du réservoir vers les berges du lac. L'écoulement suivant le gradient de diminution de charge hydraulique se fait donc des berges vers le réservoir autant au niveau local que régional. Aussi, il a été observé que les structures majeures possèdent des vecteurs de vitesses d'écoulement de 6 ordres de grandeur supérieurs au massif, se traduisant par un écoulement plus marqué dans les structures que dans le massif. Ce comportement de l'écoulement était visé par le modèle conceptuel d'écoulement du site à l'étude. La résolution du modèle en régime permanent satisfait donc le but visé par son exécution, soit de représenter, avant pompage, l'écoulement à travers les structures dans le massif.

La simulation en régime transitoire a ensuite été lancée afin de procéder au calage et à l'ajustement des caractéristiques des éléments déterminants pour l'écoulement dans le modèle, soient les milieux poreux équivalents représentant le massif et les structures majeures. Le calage manuel visait à obtenir le meilleur ajustement possible des courbes de rabattement simulées par rapport aux résultats observés. Le calage a donc été arrêté lorsqu'aucun ajustement supplémentaire des caractéristiques des éléments déterminants ne permettait d'obtenir un ajustement plus près des valeurs observées.

Dans l'étude de modélisation d'écoulement de Golder Associés Ltée (2009b), laquelle ne considérait pas les structures de manière distincte, les conductivités hydrauliques des milieux poreux équivalents sont en général de deux ordres de grandeurs inférieurs à la présente étude,

variant de 3.0×10^{-7} m/s à 1.0×10^{-10} m/s. Les structures majeures, une fois le dernier calage du modèle effectué, possèdent des ouvertures variant de 7.5×10^{-4} m à 1.0×10^{-6} m.

Les résultats d'approximation des courbes de rabattement observées dans les puits d'observation avec la simulation en régime transitoire ne permettent pas, après examen de l'ensemble de ces derniers, de bien estimer le comportement des rabattements observés. En effet, le calage surestime les rabattements de la plupart des puits de pompage durant l'essai, exception faite du puits d'observation *tg_{d3}*. Le rabattement observé dans le puits *tg_{d4}* est surestimé par le rabattement simulé pour les trente premières minutes de l'essai et est ensuite sous-estimé jusqu'à la fin de l'essai, pour être sous-estimé d'une valeur de 22.41 mètres au terme de l'essai. Aussi, le comportement de la courbe de rabattement simulé des puits *tg_{d4}* et *tg_{d5}* témoigne un déséquilibre des masses de fluides échangées et emmagasinées. Il semble que pour chacune des diminutions de débit de pompage, la réponse observée est une diminution du rabattement, contraire aux attentes d'une diminution du gradient de la pente du rabattement. Ces oscillations et diminutions répétées du rabattement associé à une diminution du débit de pompage ont été observées par le passé dans des cas où le débit de pompage est considéré, tel que dans le cas présent, comme une fonction par échelons linéaires (Mishra & al., 2013). Dans le cas du modèle 3D établi pour le site d'Éléonore, il importe de lier la diminution du rabattement à l'augmentation de l'emmagasinement de l'eau dans les puits et les structures majeures à la suite de la diminution du débit de pompage. Ainsi, lorsque le pompage est diminué, les puits et les structures emmagasinent l'eau plutôt que de la drainer et le taux d'emmagasinement surpasse alors le débit de pompage. Une hypothèse avancée pour expliquer ce comportement serait que, pour un grand rabattement observé, l'atteinte du régime permanent est plus longue et qu'un changement du taux de décharge provoque un déséquilibre compensé par le modèle numérique par une accumulation dans les puits et structures majeures. Cette accumulation est provoquée dans le but de rééquilibrer momentanément le système pour éventuellement le faire tendre vers un régime permanent.

Par conséquent, l'objectif du calage manuel, soit d'atteindre le meilleur ajustement possible après avoir modifié les caractéristiques des éléments déterminants du modèle, a été atteint, sans toutefois fournir des résultats satisfaisants pour reproduire le comportement de l'écoulement dans le système hydrogéologique à l'étude.

D'une part, un calage automatisé de type modélisation inversée pourrait permettre d'atteindre la solution optimale pour la configuration du modèle proposée avec le maillage imposé. Néanmoins, l'application de cette méthode de calage ne garantit pas que la solution obtenue serait représentative des processus d'écoulement affectant réellement le massif à la mine Éléonore. La solution serait optimale pour le modèle conceptuel utilisé pour l'étude pour lequel les paramètres

varient dans une gamme de valeurs prédéterminées, sans toutefois garantir que le modèle initial, sa géométrie, les conditions initiales et limites représentent adéquatement les conditions du système au site Éléonore. De plus, dans l'éventualité où le modèle résolu par modélisation inverse permettait d'atteindre des valeurs de rabattement plus près des valeurs observées, le caractère non unique du modèle ne pourrait non plus assurer que la solution obtenue serait représentative des caractéristiques réelles du modèle, par manque de précision sur les caractéristiques des structures majeures pour comparer.

Les limitations du modèle, possiblement à l'origine de la disparité avec les observations des résultats simulés de celui-ci, reposent sur l'établissement de la structure initiale du modèle. Entre autres, la division du massif en cinq milieux de porosités équivalentes repose sur les résultats du modèle final à l'étude de Golder Associés Ltée (2009b). Or, ce modèle produit à l'époque des études de préfaisabilité reposait principalement sur des données de surface et sur des extrapolations dû au faible nombre d'informations disponibles au moment de l'étude. Aussi, la capacité du modèle de l'étude de Golder Associés Ltée (2009b) à reproduire l'écoulement n'a pas été vérifiée à la suite de l'étude, alors que les excavations souterraines ont permis d'obtenir davantage d'informations quant à l'échelle des infiltrations interceptées en profondeur. Les prédictions du modèle n'ayant pas été réalisées, il est possible que ce dernier ne cerne pas les zones de plus grande conductivité hydraulique telles qu'elles devraient l'être. Ainsi, les zones hydrostratigraphiques ne sont possiblement pas représentatives de la structure du massif. Leur géométrie stratifiée n'est d'ailleurs pas caractéristique d'un massif de roc métasédimentaire tel qu'au site à l'étude.

La géométrie et la distribution du contexte structural dans le modèle, en terme des structures majeures présentes dans le domaine et définies par Goldcorp Inc. (2014), provient de données disponibles à l'époque de la construction du projet Éléonore. Depuis les deux dernières années et au fil des opérations, depuis que le projet est passé au stade de mine en 2015, les données cartographiques de forage et des ouvertures souterraines se sont multipliées. Le modèle structural a subi des modifications géométriques non-négligeables et des précisions quant aux caractéristiques des structures majeures remettent en question l'ancienne configuration de ce dernier. Des données d'interceptions d'eau ont également été cumulées depuis cette période, permettant d'ajuster les structures et de ne considérer que celles présentant des infiltrations d'eau. Une autre limitation du modèle provient de l'impact des fluctuations du niveau d'eau dans le réservoir qui ont possiblement une influence sur le rabattement dans la mesure où une augmentation du niveau du réservoir aurait comme conséquence d'augmenter la charge

hydraulique dans tout le modèle. Ces fluctuations n'ont pas été considérées dans les conditions limites du modèle.

L'un des moyens d'améliorer significativement le modèle demeure donc de cibler les éléments qui ont une plus grande influence, telle que la structure *nwfx03* et s'assurer d'élaborer un modèle qui vise plutôt à préciser ces facteurs d'influence plutôt que les processus d'écoulement en soi (Hill, 2006). Les structures *nwfx03*, *rmpfx01*, *sft340* et *nwfx04* nécessiteraient ainsi davantage d'investigation afin de préciser leur ouverture, leur emmagasinement spécifique et leur continuité dans le système. Des données cartographiques sur les carottes de forages ou directement sur les faces rocheuses des excavations souterraines exposant ces structures seraient nécessaires pour relever ce type d'information. De plus, des essais de perméabilité avec obturateurs pneumatiques sur ces structures seraient recommandés pour mieux définir ces éléments dans le modèle numérique.

Il est avancé que le modèle construit et la structure qui lui a été imposée ne permettent pas de reproduire de manière satisfaisante les processus d'écoulement dans le système, au-delà de l'ajustement systématique des caractéristiques de ce dernier. Il serait adéquat de revoir la structure du modèle, la répartition des milieux poreux équivalents et leur continuité dans massif. Des structures pourraient possiblement être ajoutées ou négligées, en s'appuyant sur des résultats de cartographie structurale améliorés et mis à jour. La compréhension de l'écoulement a néanmoins été améliorée, tel qu'amené par Konikow & Bredeheoft (1992), en réfutant le modèle conceptuel d'écoulement construit et en ciblant les structures de plus grande influence.

Chapitre 5 : Analyse de sensibilité des paramètres de cimentation par trous pilotes

Une analyse de sensibilité de la cimentation sur le potentiel de réduction de flux entrant dans un chantier typique fictif a été réalisée. Les caractéristiques physiques des systèmes analysés et la méthodologie ont été présentées à la section 3.2.3. Deux modèles conceptuels principaux ont été évalués, soient un modèle avec une structure majeure au-dessus du chantier (modèles A1 et A2) et un modèle avec une structure majeure interceptant le chantier (modèle B). Pour chacun de ces modèles, une série de simulations ont été menées en faisant varier la conductivité hydraulique de différentes zones cimentées pour évaluer l'effet de l'injection de ciment sur les venues d'eau dans le chantier. La diminution du flux entrant par rapport au flux du cas de base est comparée entre chacun des modèles et une analyse des performances des différentes approches de cimentation sur la mitigation est fournie.

5.1. Résultats pour les modèles conceptuels avec une structure majeure au-dessus du chantier (modèles A1 et A2)

Tel que décrit dans la section 3.2.5., les modèles A1 et A2 contiennent une structure majeure située au-dessus du chantier et sont représentés par cinq cas d'analyses qui se distinguent par la portion de roc ou de la structure majeure qui est cimentée. Pour les cas 1 à 3, différentes valeurs de conductivité hydraulique de la zone située entre le chantier et la structure majeure sont utilisées alors que pour les cas 4 et 5, la diminution de la conductivité hydraulique de la structure majeure est investiguée. L'élément qui distingue les modèles A1 et A2 est l'ajout d'une composante d'écoulement régional pour le modèle A2. Les caractéristiques qui sont imposées à ces modèles sont présentées au tableau 3.4 de la section 3.2.5. Les résultats de distribution des charges hydrauliques ainsi que la magnitude de la diminution du flux entrant dans le chantier pour chacun des cas de ces deux modèles sont présentés dans les sous-sections 5.1 et 5.2.

5.1.1. Résultats pour le cas sans écoulement régional (A1)

La distribution des charges hydrauliques et des vitesses pour le cas de base (i.e. sans écoulement régional et sans cimentation) est présentée à la figure 5.1. La répartition des charges hydrauliques et des vitesses est quasi-symétrique et le flux entrant s'élève à 2.03×10^{-5} m²/s.

La répartition des charges hydrauliques et des vitesses pour l'ensemble des cas 1 à 5 du modèle A1 est quant à elle exposée à la figure 5.2.

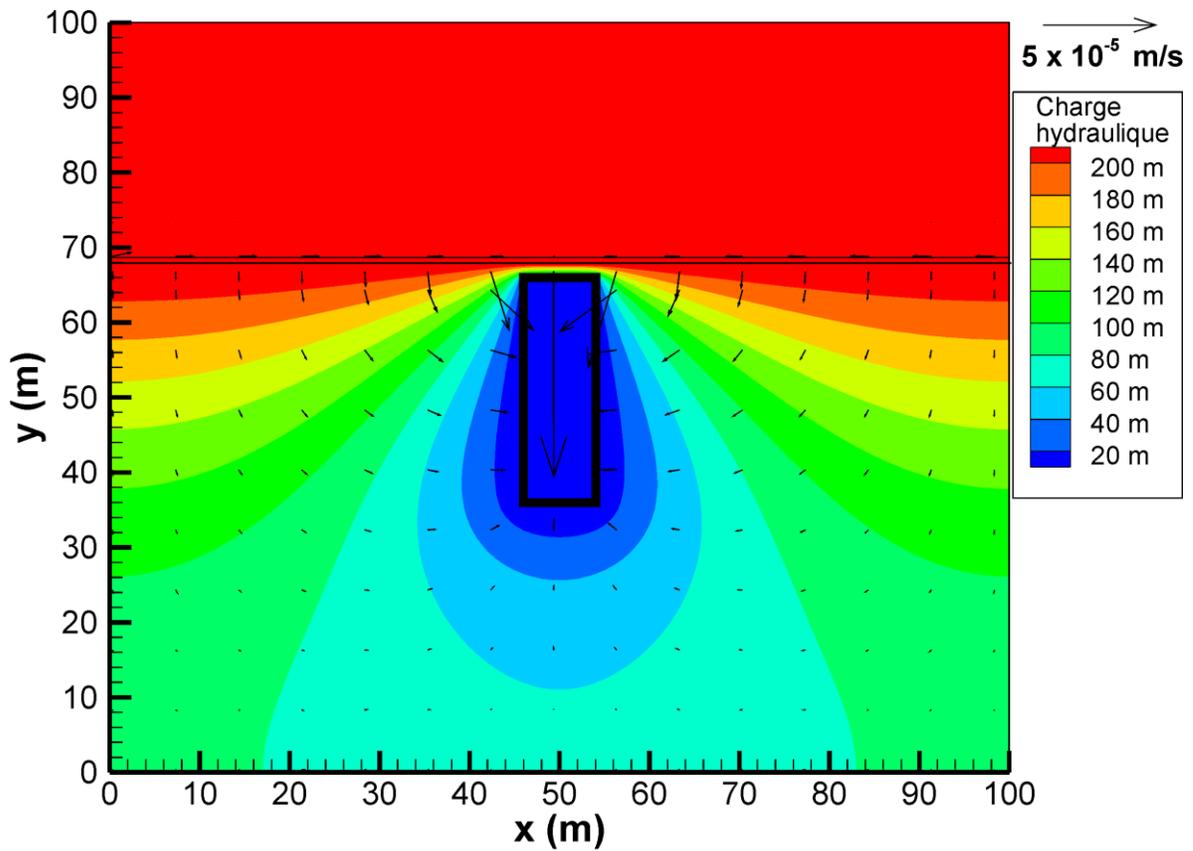


Figure 5.1. Distribution des charges hydrauliques et des vitesses dans le modèle A1 sans écoulement et sans cimentation

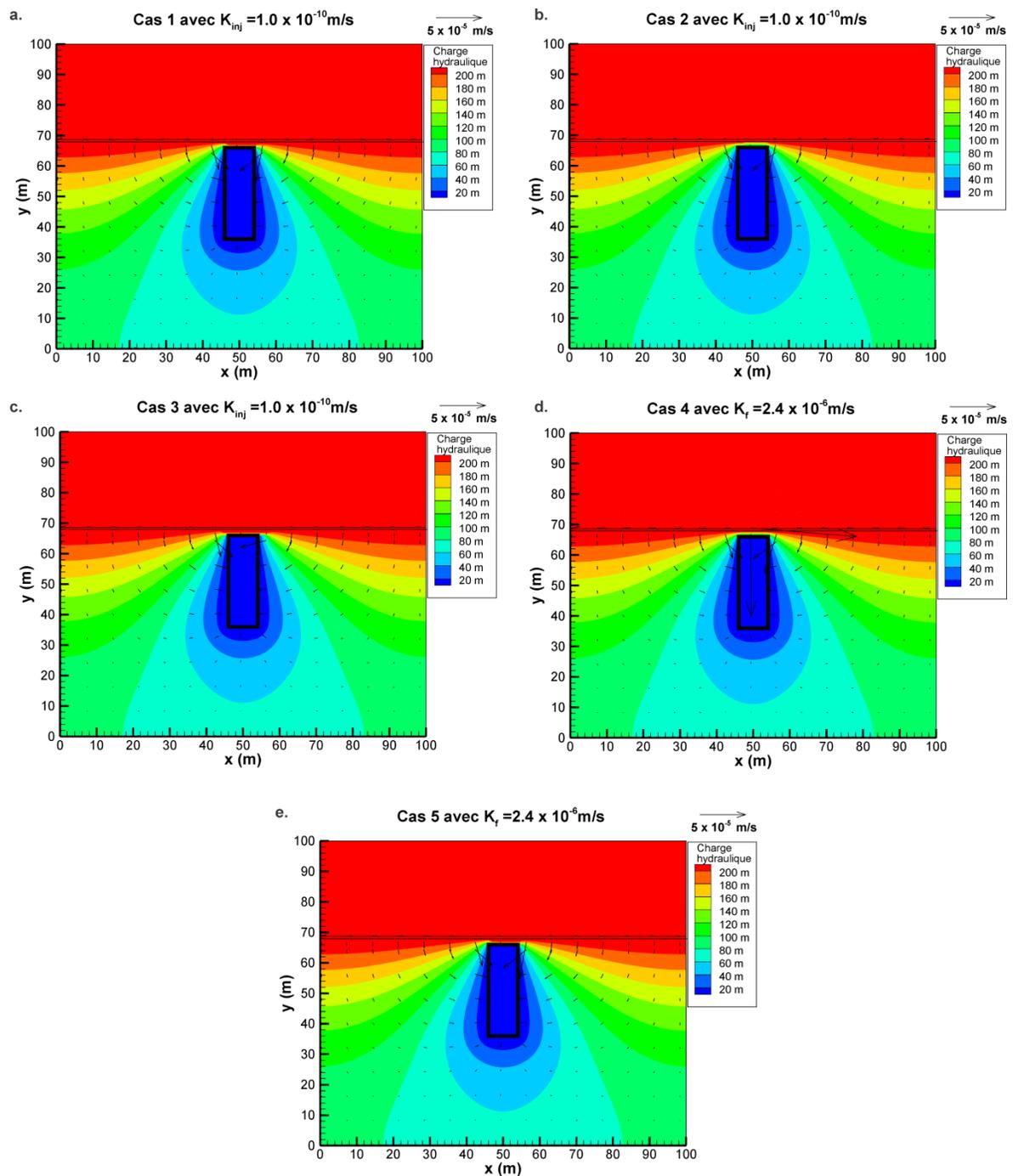


Figure 5.2. Distribution des charges hydrauliques et des vitesses en fonction du cas d'analyse pour le modèle avec une structure au-dessus du chantier en fonction de la plus petite conductivité hydraulique imposée; a. Distribution pour le cas 1; b. Distribution pour le cas 2; c. Distribution pour le cas 3; d. Distribution pour le cas 4; e. Distribution pour le cas 5.

Pour les cas 1 à 3 (figure 5.2.a. à 5.2.c.), l'observation des flèches représentant les gradients de vitesses permet de déceler une nette diminution des vitesses entrant à la limite supérieure du chantier par rapport au cas de base (figure 5.1). Pour le cas 4, illustré à la figure 5.2.d., où l'injection de ciment est réalisée uniquement dans la structure majeure, les vitesses perpendiculaires à la limite supérieure du chantier sont comparables au cas sans cimentation. La répartition des charges hydrauliques est identique aux autres cas. Pour le cas d'injection dans la structure couplé à une injection de ciment entre le chantier et la structure, soit le cas 5 illustré à la figure 5.2.e., les vitesses sont comparables aux cas 1 à 3 de même que la répartition des charges hydrauliques.

Le flux total entrant dans un chantier est calculé à partir de la somme des produits des vitesses de Darcy et de leur surface d'influence respective. Les flux sont présentés en fonction de la conductivité hydraulique diminuée par l'injection de ciment au tableau 5.1 ainsi qu'au graphique de la figure 5.3, pour les cas 1 à 3 du modèle A1. Les paramètres modifiés par rapport au cas de base sont affichés en caractères gras dans le tableau.

Tableau 5.1. Flux entrant en fonction de la conductivité hydraulique de la zone cimentée pour les cas 1 à 3 du modèle A1

Cas	K_{inj} m/s	q_c cas 1 m ² /s	q_c cas 2 m ² /s	q_c cas 3 m ² /s
Cas de base ¹	1.0 x 10 ⁻⁸	2.03 x 10 ⁻⁵	2.03 x 10 ⁻⁵	2.03 x 10 ⁻⁵
1	9.0 x 10⁻⁹	1.97 x 10 ⁻⁵	1.87 x 10 ⁻⁵	1.96 x 10 ⁻⁵
2	8.0 x 10⁻⁹	1.91 x 10 ⁻⁵	1.79 x 10 ⁻⁵	1.87 x 10 ⁻⁵
3	7.0 x 10⁻⁹	1.84 x 10 ⁻⁵	1.70 x 10 ⁻⁵	1.78 x 10 ⁻⁵
4	6.0 x 10⁻⁹	1.76 x 10 ⁻⁵	1.62 x 10 ⁻⁵	1.68 x 10 ⁻⁵
5	5.0 x 10⁻⁹	1.67 x 10 ⁻⁵	1.54 x 10 ⁻⁵	1.58 x 10 ⁻⁵
6	4.0 x 10⁻⁹	1.58 x 10 ⁻⁵	1.45 x 10 ⁻⁵	1.46 x 10 ⁻⁵
7	3.0 x 10⁻⁹	1.48 x 10 ⁻⁵	1.37 x 10 ⁻⁵	1.33 x 10 ⁻⁵
8	2.0 x 10⁻⁹	1.38 x 10 ⁻⁵	1.28 x 10 ⁻⁵	1.19 x 10 ⁻⁵
9	1.0 x 10⁻⁹	1.25 x 10 ⁻⁵	1.20 x 10 ⁻⁵	1.03 x 10 ⁻⁵
10	1.0 x 10⁻¹⁰	1.13 x 10 ⁻⁵	1.12 x 10 ⁻⁵	8.70 x 10 ⁻⁶

K_{inj} Conductivité hydraulique de la zone cimentée

q_c Flux entrant dans le chantier

¹ Le cas de base ne subit pas de cimentation, la valeur K_{inj} indiquée correspond donc à la conductivité hydraulique apparente initiale de la zone qui sera cimentée dans les simulations 1 à 10.

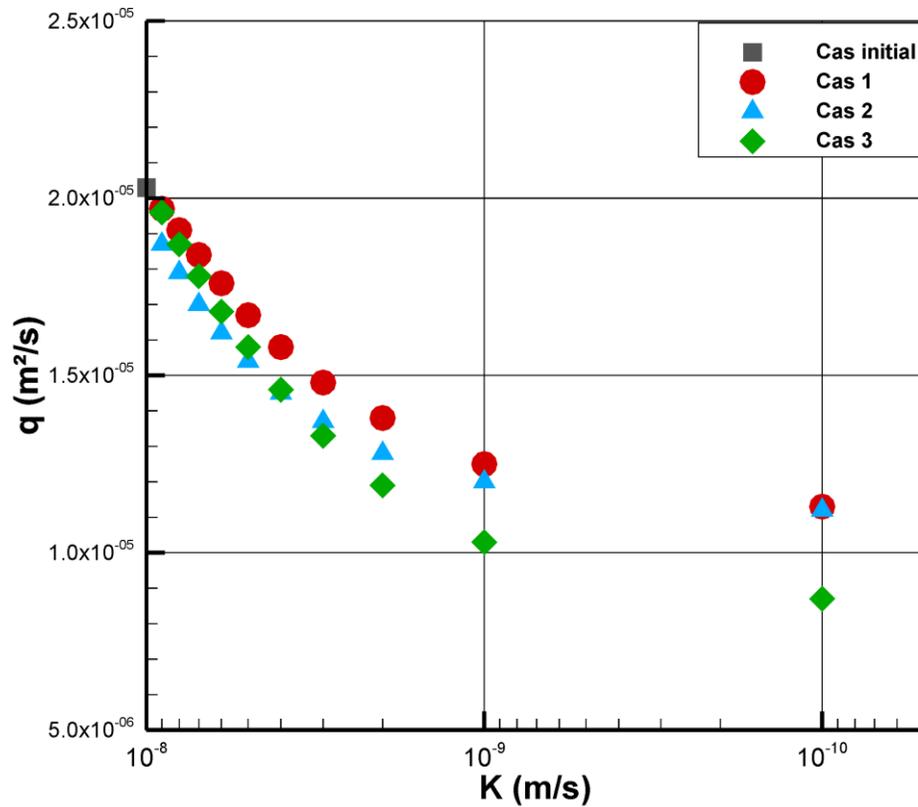


Figure 5.3. Flux entrant dans le chantier en fonction de la conductivité hydraulique de la zone cimentée pour les cas 1 à 3 du modèle A1

Des trois cas d'analyses, le cas 3 d'injection de ciment dans la zone entre la structure et le chantier semble être le plus efficace avec une réduction de 57.21% du flux entrant du cas de base sans cimentation, pour une réduction de deux ordres de grandeur la conductivité hydraulique. Néanmoins, en observant le graphique comparatif de la figure 5.3, il semble que pour des réductions moindres de la conductivité hydraulique, le cas 2 d'injection de ciment couvrant toute la zone directement entre chantier et la structure est plus efficace pour réduire le flux entrant.

En ce qui a trait aux cas 4 et 5, les flux entrant en fonction de la conductivité hydraulique de la zone cimentée dans la structure majeure sont présentés au tableau 5.2 et au graphique de la figure 5.4. Les paramètres modifiés par rapport au cas de base sont affichés en caractères gras dans le tableau.

Tableau 5.2. Flux entrant en fonction de la conductivité hydraulique pour les cas 4 et 5

Cas	K_f m/s	q_c cas 4 m ² /s	q_c cas 5 m ² /s
Cas de base ¹	2.4×10^{-4}	2.03×10^{-5}	2.03×10^{-5}
1	1.4×10^{-4}	2.03×10^{-5}	1.97×10^{-5}
2	9.4×10^{-5}	2.03×10^{-5}	1.91×10^{-5}
3	8.4×10^{-5}	2.03×10^{-5}	1.83×10^{-5}
4	7.4×10^{-5}	2.03×10^{-5}	1.76×10^{-5}
5	6.4×10^{-5}	2.03×10^{-5}	1.67×10^{-5}
6	5.4×10^{-5}	2.03×10^{-5}	1.58×10^{-5}
7	4.4×10^{-5}	2.03×10^{-5}	1.48×10^{-5}
8	3.4×10^{-5}	2.03×10^{-5}	1.38×10^{-5}
9	2.4×10^{-5}	2.03×10^{-5}	1.25×10^{-5}
10	2.4×10^{-6}	2.03×10^{-5}	1.13×10^{-5}

K_f Conductivité hydraulique de la zone cimentée dans la structure q_c Flux entrant dans le chantier

¹ Le cas de base ne subit pas de cimentation, la valeur K_f indiquée correspond donc à la conductivité hydraulique apparente initiale de la zone qui sera cimentée dans les cas 1 à 10.

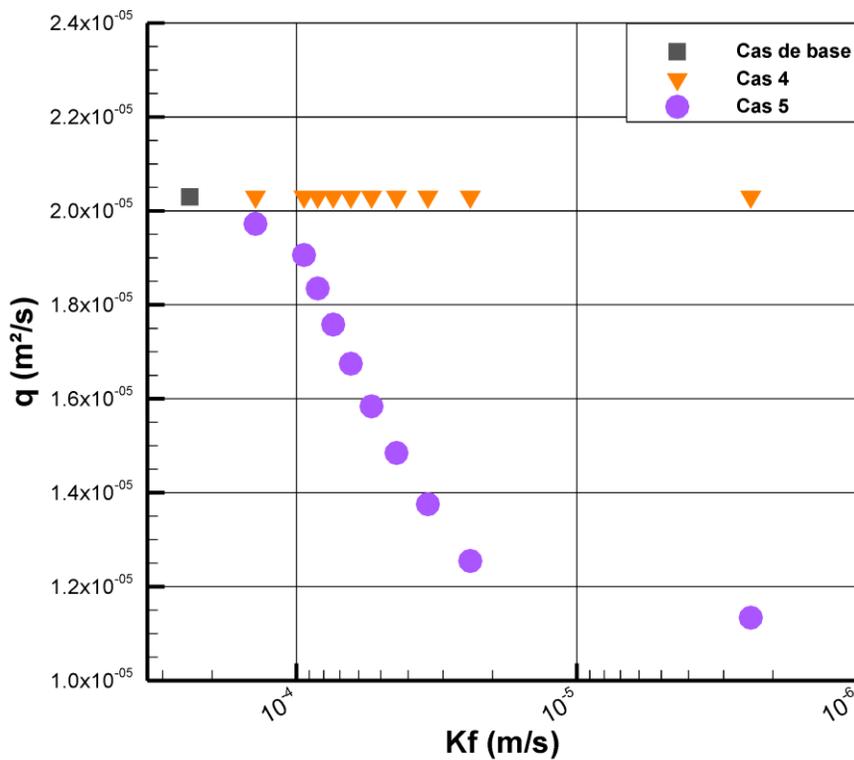


Figure 5.4. Flux entrant dans le chantier en fonction de la conductivité hydraulique de la zone cimentée dans la structure majeure pour les cas 4 et 5 du modèle A1

L'influence de l'injection de ciment dans la structure majeure, simulée comme une réduction de la conductivité hydraulique du milieu poreux équivalent représentant cette dernière, permet seulement de réduire de 0.39% le flux entrant pour une réduction de la conductivité hydraulique de la structure de deux ordres de grandeur par rapport à la valeur du cas de base. En combinant l'injection de ciment dans la structure et l'injection dans une bande d'un mètre entre la structure et le chantier, le flux entrant est diminué de 44.29%.

5.1.2. Résultats pour le modèle A2 avec écoulement régional et analyse comparative des modèles A1 et A2

Le modèle A2 a été développé afin de vérifier l'influence des limites du modèle sur les valeurs de flux entrant dans le chantier et afin de vérifier la pertinence de considérer un écoulement régional. La figure 5.5 montre cette distribution pour le cas de base (sans cimentation) du modèle A2 avec écoulement régional.

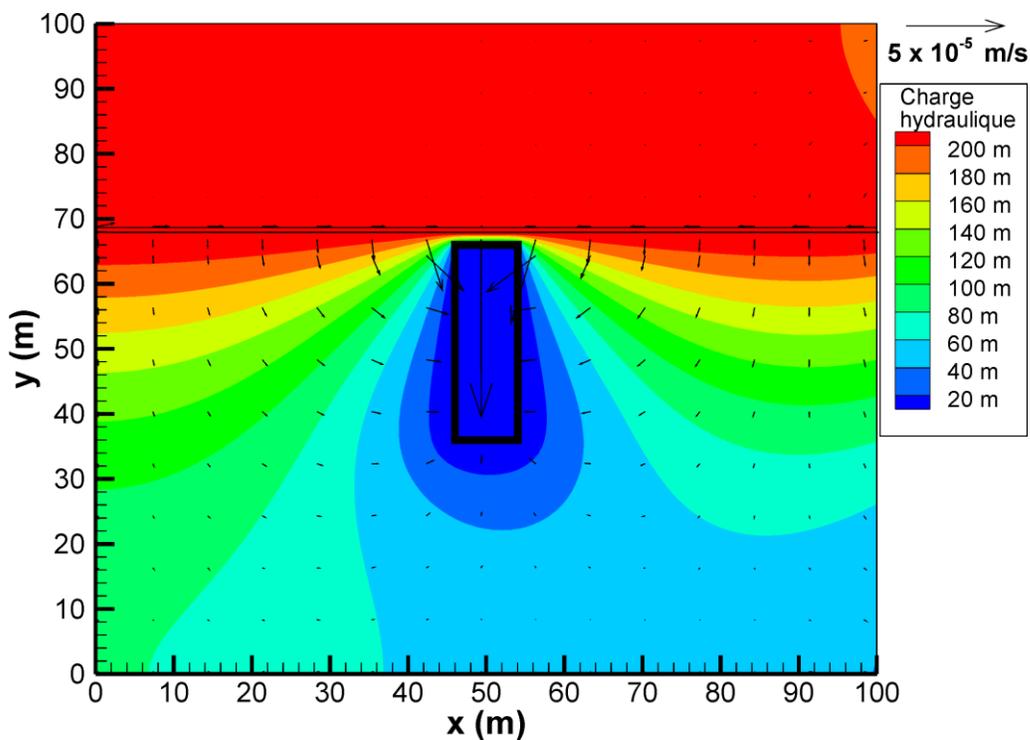


Figure 5.5. Distribution des charges hydrauliques et des vitesses dans le modèle A2 avec écoulement et sans cimentation

Sur la figure 5.5, il est possible d'observer une déviation des charges hydrauliques dans une orientation d'ouest en est. Les vitesses ne sont cependant pas déviées par l'effet de cet écoulement et sont comparables à celles du modèle A1 (figure 5.1). Le flux entrant dans le chantier pour le cas de base sans cimentation s'élève à $2.01 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$, comparativement à la valeur de $2.03 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$

pour le modèle sans écoulement. Les résultats des distributions des charges hydrauliques et des vitesses pour les simulations réalisées avec le modèle A2 ne sont pas présentés, par leur faible différence au modèle sans écoulement.

La différence relative entre les résultats de flux entrant dans le chantier du modèle A1 et du modèle A2 a été calculée pour les cinq cas d'analyses. La plus grande différence entre deux valeurs d'une même analyse pour chacun des cas est de 2.94 %, relevée dans le cas 3. Les moyennes de ces différences relatives entre le modèle A1 et le modèle A2 s'élèvent à 1.65% pour le cas 1, 1.76% pour le cas 2, 1.85% pour le cas 3, 1.26% pour le cas 4 et à 1.65% pour le cas 5.

Pour illustrer la proximité des valeurs entre elles, le graphique de la figure 5.6. montre le flux entrant dans le chantier avec écoulement régional (A2) en fonction du flux entrant sans écoulement régional (A1) pour le cas 3, soit celui avec la différence relative moyenne la plus élevée. En observant le graphique et la localisation des valeurs par rapport à la droite d'exactitude, il est possible de constater la faible différence des valeurs des modèles A1 et A2. Il convient donc de négliger l'effet d'un écoulement régional de l'ampleur de celui extrait du modèle 3D sur les analyses de sensibilité. Par souci de simplification, les analyses du modèle B présentées à la section suivante ne tiennent donc pas compte de l'écoulement régional.

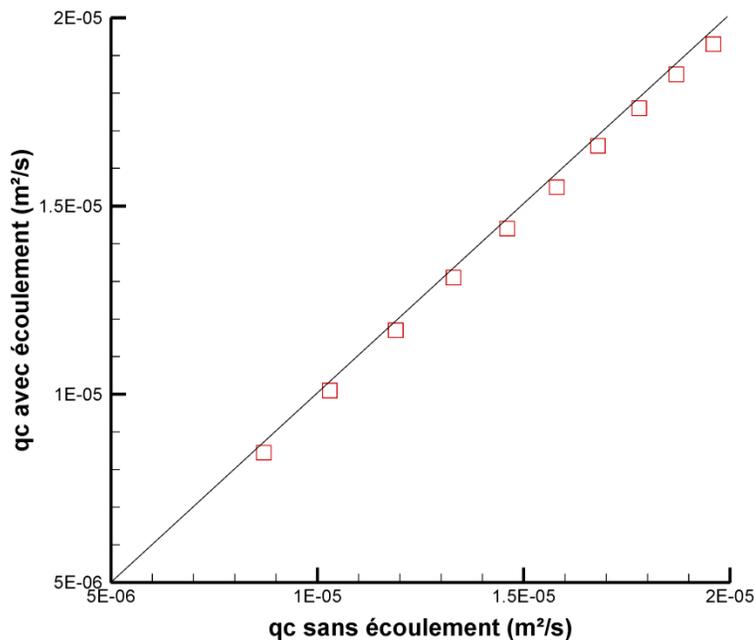
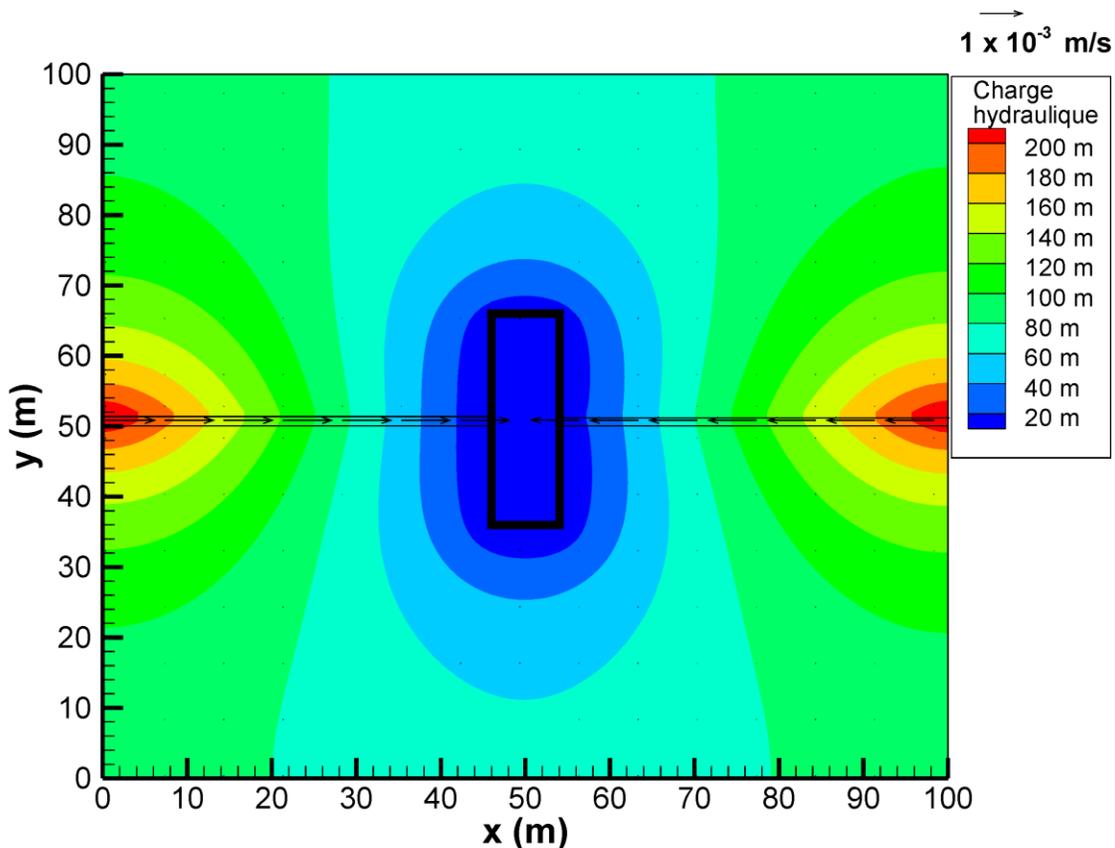


Figure 5.6. Flux entrant dans le chantier avec écoulement en fonction du flux entrant sans écoulement régional pour le cas 3.

5.2. Résultats des cas avec une structure majeure interceptant le chantier (modèle B)

Le modèle conceptuel du système d'un chantier intercepté par une structure majeure a été élaboré à la section 3.2.5. Il convient de rappeler que quatre cas ont été développés pour ce modèle. Les cas 1 et 2 visent à vérifier l'effet de la diminution de la conductivité hydraulique de la zone cimentée dans la structure majeure pour différentes portées dans cette dernière. Les cas 3 et 4 portent quant à eux sur la diminution combinée de la conductivité hydraulique de la zone cimentée dans la structure majeure et aux limites latérales du chantier.

Les résultats de distribution des charges hydrauliques et des vitesses pour le cas de base sans cimentation sont présentés à la figure 5.7. Le flux initial entrant aux limites du chantier est évalué à $1.44 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$. La distribution des charges hydrauliques et des vitesses est symétrique par rapport à l'axe central vertical du chantier. Il est ensuite possible de comparer ce graphique à l'ensemble des résultats graphiques de répartition des charges hydrauliques et des vitesses pour chacun des cas d'analyses, représentés à la figure 5.8.



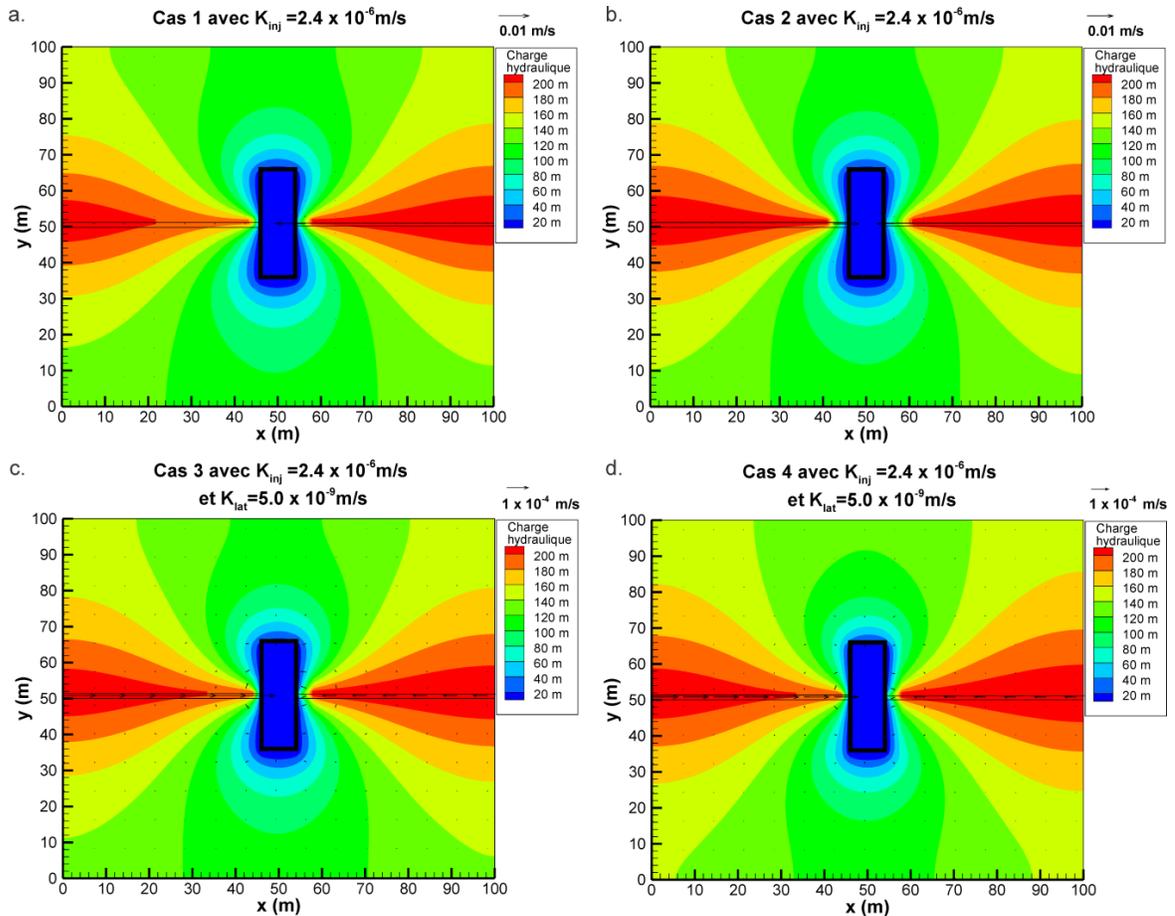


Figure 5.8. Distribution des charges hydrauliques et des vitesses en fonction du cas d'analyse pour le modèle B avec une structure interceptant le chantier en fonction de la plus petite conductivité hydraulique imposée; a. Distribution pour le cas 1; b. Distribution pour le cas 2; c. Distribution pour le cas 3; d. Distribution pour le cas 4.

Pour les cas 1 et 2 (figure 5.8.a. à 5.8.b.), distincts par une portée de ciment respective de 3 mètres et 6 mètres, la charge hydraulique est augmentée en périphérie du chantier et particulièrement à l'intersection du chantier et de la structure. Les vitesses d'entrée dans le chantier sont augmentées dans les deux cas en provenance de la structure et dirigées vers les limites du chantier à proximité de la structure. Les cas 3 et 4 se différencient par une plus grande augmentation de la charge hydraulique dans le modèle au-dessus et sous le chantier pour le cas 4 par rapport à la faible augmentation de la charge hydraulique du cas 3. Les variations de charges hydrauliques entre les différents cas peuvent difficilement être observées sur la figure. Néanmoins, les gradients de vitesse d'écoulement entrant dans le chantier sont plus faibles dans les cas 3 et 4 par rapport aux cas 1 et 2, sans qu'une distinction ne puisse être réalisée entre les gradients respectifs des cas 3 et 4.

L'ensemble des flux entrant dans le chantier en fonction de la conductivité hydraulique du milieu visée par l'injection de ciment est présenté au tableau 5.3 ainsi qu'au graphique de la figure 5.9, pour les cas 1 et 2 du modèle B. Les résultats équivalents pour les cas 3 et 4 du modèle B sont présentés au tableau 5.4. ainsi que sur le graphique de la figure 5.9. Les paramètres modifiés par rapport au cas de base sont affichés en caractères gras dans les tableaux.

Tableau 5.3. Flux entrant en fonction de la conductivité hydraulique dans la structure majeure pour les cas 1 et 2 du modèle B

Cas	K_f m/s	K_{lat} m/s	q_c cas 1 ($p_{inj}=3m$) m ² /s	q_c cas 2 ($p_{inj}=6m$) m ² /s
Cas de base ¹	2.4 x 10⁻⁴	1.0 x 10 ⁻⁸	1.44 x 10 ⁻³	1.44 x 10 ⁻³
1	1.4 x 10⁻⁴	1.0 x 10 ⁻⁸	1.39 x 10 ⁻³	1.33 x 10 ⁻³
2	9.4 x 10⁻⁵	1.0 x 10 ⁻⁸	1.34 x 10 ⁻³	1.22 x 10 ⁻³
3	8.4 x 10⁻⁵	1.0 x 10 ⁻⁸	1.32 x 10 ⁻³	1.19 x 10 ⁻³
4	7.4 x 10⁻⁵	1.0 x 10 ⁻⁸	1.30 x 10 ⁻³	1.15 x 10 ⁻³
5	6.4 x 10⁻⁵	1.0 x 10 ⁻⁸	1.27 x 10 ⁻³	1.10 x 10 ⁻³
6	5.4 x 10⁻⁵	1.0 x 10 ⁻⁸	1.24 x 10 ⁻³	1.04 x 10 ⁻³
7	4.4 x 10⁻⁵	1.0 x 10 ⁻⁸	1.19 x 10 ⁻³	9.64 x 10 ⁻⁴
8	3.4 x 10⁻⁵	1.0 x 10 ⁻⁸	1.13 x 10 ⁻³	8.64 x 10 ⁻⁴
9	2.4 x 10⁻⁵	1.0 x 10 ⁻⁸	1.03 x 10 ⁻³	7.13 x 10 ⁻⁴
10	2.4 x 10⁻⁶	1.0 x 10 ⁻⁸	2.86 x 10 ⁻⁴	1.36 x 10 ⁻⁴

K_f Conductivité hydraulique équivalente de la structure p_{inj} Portée de l'injection dans la structure majeure

K_{lat} Conductivité hydraulique de la zone cimentée latéralement

q_c Flux entrant dans le chantier

¹ Le cas de base ne subit pas de cimentation, la valeur K_f indiquée correspond donc à la conductivité hydraulique apparente initiale de la zone qui sera cimentée dans les cas 1 à 10.

Tableau 5.4. Flux entrant en fonction de la conductivité hydraulique dans la structure majeure pour les cas 3 et 4 du modèle B

Cas	K_f m/s	P_{inj} M	K_{lat} m/s	q_c cas 3 ($z_{lat}=5m$) m ² /s	q_c cas 4 ($z_{lat}=15m$) m ² /s
Cas de base ¹	2.4×10^{-4}	-	1.0×10^{-8}	1.44×10^{-3}	1.44×10^{-3}
1	1.4×10^{-4}	3	5.0×10^{-9}	1.31×10^{-3}	1.31×10^{-3}
2	9.4×10^{-5}	3	5.0×10^{-9}	1.24×10^{-3}	1.24×10^{-3}
3	8.4×10^{-5}	3	5.0×10^{-9}	1.22×10^{-3}	1.22×10^{-3}
4	7.4×10^{-5}	3	5.0×10^{-9}	1.19×10^{-3}	1.19×10^{-3}
5	6.4×10^{-5}	3	5.0×10^{-9}	1.15×10^{-3}	1.15×10^{-3}
6	5.4×10^{-5}	3	5.0×10^{-9}	1.11×10^{-3}	1.11×10^{-3}
7	4.4×10^{-5}	3	5.0×10^{-9}	1.05×10^{-3}	1.05×10^{-3}
8	3.4×10^{-5}	3	5.0×10^{-9}	9.68×10^{-4}	9.68×10^{-4}
9	2.4×10^{-5}	3	5.0×10^{-9}	8.48×10^{-4}	8.48×10^{-4}
10	2.4×10^{-6}	3	5.0×10^{-9}	1.90×10^{-4}	1.90×10^{-4}

K_f	Conductivité hydraulique équivalente de la structure	P_{inj}	Portée de l'injection de ciment dans la structure majeure
K_{lat}	Conductivité hydraulique de la zone cimentée latéralement	q_c	Flux entrant dans le chantier
		z_{lat}	Hauteur de la zone d'injection de part et d'autre de la structure

¹ Le cas de base ne subit pas de cimentation, la valeur K_f indiquée correspond donc à la conductivité hydraulique apparente initiale de la zone qui sera cimentée dans les cas 1 à 10.

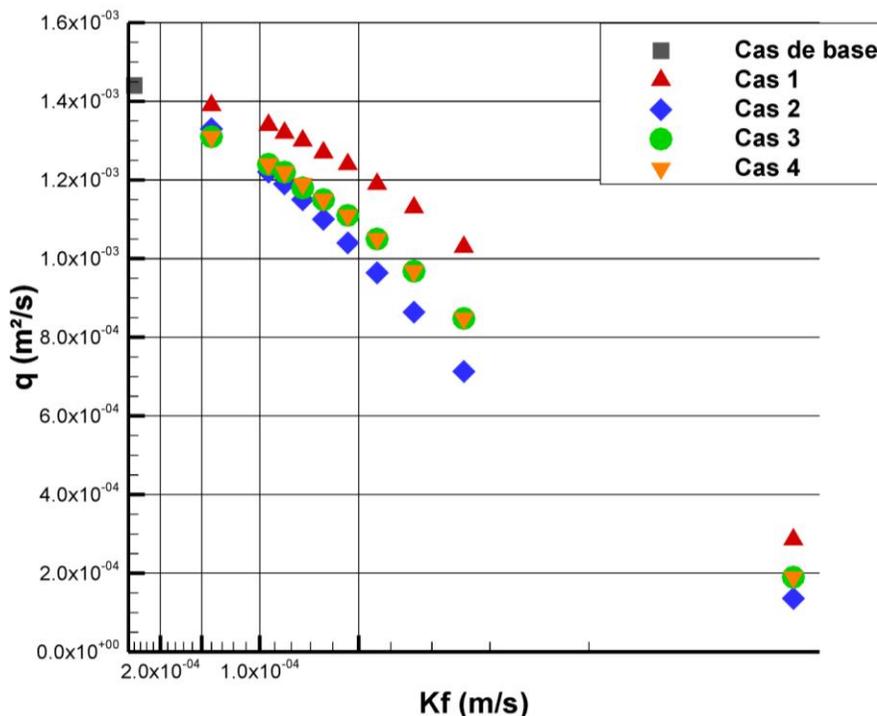


Figure 5.9. Flux entrant dans le chantier en fonction de la diminution de la conductivité hydraulique dans la structure majeure pour les cas 1 à 4 du modèle B

En comparant les résultats de flux entrant des quatre analyses, le plus faible flux entrant dans le chantier est de $1.4 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$ obtenu par le cas 2 avec une cimentation de la structure pour une portée de 6 mètres de part et d'autre de son intersection avec le chantier. En évaluant les résultats sur le graphique de la figure 5.9, les mêmes conclusions s'appliquent, c'est-à-dire que le cas 2 permet d'obtenir le plus faible flux entrant dans le chantier toute conductivité hydraulique réduite confondue. La proximité des données des cas 3 et 4 a été mesurée par la différence relative moyenne entre les données de 0.015%.

5.3. Discussion sur la performance des différentes approches en cimentation

La cimentation par trou pilote vise à minimiser les infiltrations d'eau dans les excavations de manière à réduire la quantité d'eau devant être pompée vers la surface. Bien que cette méthode soit éprouvée, son optimisation est souvent empirique et peu d'études fournissent des recommandations sur les meilleures pratiques. De plus, les quelques études qui traitent de l'efficacité des méthodes de cimentation concernent un massif fracturé doté d'une transmissivité équivalente reliée au réseau de fractures et ne considèrent pas de structure majeure à proximité de l'excavation (Carter & *al.*, Hernqvist & *al.*, 2009; Stille & *al.*, 2012).

L'analyse de sensibilité a montré l'efficacité de différentes approches de cimentation par rapport à la localisation d'une structure majeure conductrice à proximité d'un chantier ouvert. Dans le cas où la structure est située au-dessus du chantier (modèle A), la meilleure approche de cimentation par réduction de deux ordres la conductivité hydraulique est de cimenter la zone entre la structure et le chantier et ce sur une largeur supérieure à l'étendue de la limite du chantier. En effet, le flux total entrant dans le chantier 2D passe d'une valeur de $2.03 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$ à $8.70 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$. Il s'agit d'une réduction de l'ordre de 57.21%. La cimentation directe de la structure majeure seulement ne permet qu'une réduction de 0.39% du flux entrant dans le chantier, probablement dû au fait que la conductivité inchangée entre le chantier et la structure permet à l'eau de s'infiltrer dans le chantier. Pour le cas où le chantier est intercepté par une structure majeure (modèle B), l'approche de cimentation à préconiser est l'injection de ciment dans la structure avec une optimisation de la portée, soit 6 mètres. Cette approche permet d'obtenir, pour une diminution de deux ordres de grandeur la conductivité hydraulique de la zone cimentée, un flux total entrant de $1.4 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$, soit environ 95% plus faible que le flux entrant du cas de base.

Quant à l'applicabilité de cette méthode, elle n'a pas été vérifiée sur le terrain. Néanmoins, Hernqvist & al. (2009) ont montré que les résultats de débits obtenus par le biais de simulations numériques sont souvent plus élevés que les valeurs réelles mesurées sur le terrain, possiblement dû à une simplification de la dimensionnalité de l'écoulement. Ainsi, en se fiant à ces conclusions, les valeurs de flux entrant simulées seraient possiblement plus élevées que les valeurs observées sur le terrain.

Une réduction de deux ordres de grandeur de la conductivité hydraulique a été simulée afin de demeurer dans un intervalle de diminution de la conductivité hydraulique cohérent par rapport à d'autres études de sensibilité de la pré-cimentation. Par exemple, Funehag & Fransson (2006) font état d'une diminution mesurée de la transmissivité moyenne du massif d'un ordre de grandeur à la suite d'une cimentation par trou pilote et d'une efficacité de scellement des fractures de 70%, sans mentionner l'impact sur le flux ou le débit entrant. De plus, dans l'étude de Kvartsberg et Fransson (2013), pour une réduction mesurée de la transmissivité de près de deux ordres de grandeur, le débit entrant dans une zone de la galerie étudiée a été réduit de 91%. Dans le modèle A1 du chantier à l'étude, pour une diminution de deux ordres de grandeur de la valeur de la conductivité hydraulique entre la structure majeure et le chantier, doté d'une largeur de bande cimentée de 12 mètres et d'une hauteur d'un mètre, une diminution de 57.21% du flux entrant initial est obtenue. Pour le modèle B, la diminution de deux ordres de grandeur la conductivité hydraulique de la structure majeure dans une portée de 6 mètres de part et d'autre du chantier a permis de réduire de 93% le flux entrant initial.

Les faibles différences observées entre les résultats des modèles A1 et A2 montrent que pour les modèles à l'étude, les conditions limites du modèle 2D ont peu d'influence sur le flux entrant dans le chantier. L'ajout d'une composante d'écoulement régional ne semble pas affecter les vitesses d'écoulement et réduit de manière négligeable le flux entrant dans le chantier. En effet, le gradient hydraulique régional imposé (1.0×10^{-8} m/s) est beaucoup plus faible que le gradient hydraulique généré par la présence de l'excavation.

Il est important de rappeler que le modèle 2D numérique de chantier demeure une simplification et un cas fictif dont les valeurs d'entrées de conductivités hydrauliques proviennent du calage du modèle 3D, lequel constitue une simplification de l'écoulement dans le massif d'Éléonore. Tel que mentionné plus haut, la simplification de la dimension de l'écoulement en terme de flux bidimensionnel peut influencer et provoquer une surestimation du flux entrant dans le chantier puisque la composante 3D pourrait disperser davantage l'écoulement autre part que vers le chantier. La considération de l'homogénéité du massif couplée à la constance dans l'ouverture de la structure

majeure peut également contribuer à une surestimation du flux entrant dans le chantier. Des sections plus étroites entraîneraient une conductivité diminuée de la structure et une conduction réduite de l'écoulement à travers celle-ci. Aussi, la composante du taux de pénétration du ciment dans les zones injectées n'a pas été considérée. Une ouverture minimale des fractures du massif et une orientation préférentielle de celles-ci sont nécessaires pour permettre la pénétration optimale du ciment et sa prise adéquate. Par exemple, pour une utilisation d'un ciment à la base de silice, une efficacité de scellant de 70% a été mesurée à une distance d'un mètre du lieu d'injection dans un pilier de granite d'une transmissivité équivalente de $5.8 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ et une ouverture équivalente de fracture de 40-50 μm (Funehag & Fransson, 2006). Il serait donc pertinent d'appliquer des méthodes d'estimation de la pénétration projetée du ciment afin de vérifier leur influence sur les conductivités hydrauliques réduites des méthodes de cimentation du chantier à l'étude.

Pour conclure ce chapitre, les essais ont révélé que pour le modèle conceptuel 2D d'une structure au-dessus du chantier, la méthode permettant de diminuer le flux entrant dans un chantier de 30 mètres par 8 mètres est d'injecter du ciment pour diminuer la conductivité hydraulique dans la zone entre la structure majeure et le chantier, pour une largeur de bande supérieure à la largeur du chantier, de manière à imperméabiliser au mieux l'espace entre le chantier et la structure. Pour le cas d'une structure majeure interceptant le centre du chantier, il est préférable de miser sur l'imperméabilisation par cimentation de la structure elle-même, sur la plus grande portée possible à l'intérieur de celle-ci.

Deux seules positions de la structure par rapport au chantier ont fait l'objet de l'étude. Ainsi, il n'a pas été possible de vérifier jusqu'à quelle limite la pré-cimentation du chantier est recommandée. Des analyses de sensibilité sur la distance de la structure par rapport au chantier pour le modèle A1 sont fortement recommandées afin de fixer une distance recommandée de pré-cimentation. Une investigation sur l'ouverture hydraulique apparente réelle de la structure par rapport au type de ciment utilisé devrait être effectuée afin de s'assurer que le taux de pénétrabilité du ciment soit assez élevé pour y parvenir.

Chapitre 6 : Conclusions

Les infiltrations d'eau à la mine Éléonore, souvent liées au contexte géologique structural en place, représentent un défi d'ingénierie majeur pour les responsables au site. Dans le but d'étudier l'efficacité de la pré-cimentation comme méthode de mitigation des infiltrations d'eau à la mine Éléonore, une approche en deux temps a été établie. D'une part, il a été admis qu'une amélioration de la compréhension du système hydrogéologique à la mine, par une simulation 3D numérique de l'écoulement, était nécessaire. D'autre part, une simulation de la cimentation à l'échelle d'un chantier était requise afin d'effectuer une analyse de sensibilité pour déterminer les approches de pré-cimentation les plus aptes à réduire les infiltrations d'eau dans un chantier ouvert.

Pour d'abord reproduire l'écoulement dans le massif à la mine Éléonore, un premier modèle géologique 3D numérique a été établi. Ce modèle conceptualise le milieu d'écoulement en une succession de différents milieux poreux équivalents combinée à l'intégration des structures majeures du modèle structural, par lesquelles des infiltrations d'eau ont été relevées. Pour arriver à reproduire ce modèle et le soumettre à des simulations numériques d'écoulement, l'approche de Blessent (2009) a été adoptée et modifiée pour le cas d'étude. Un géomodèle a été construit pour ensuite y intégrer un maillage tétraédrique et finalement y réaliser des simulations numériques de calage par la méthode des volumes de contrôle en éléments finis. Le calage effectué reposait sur l'approximation des courbes de rabattement d'un essai de pompage de 70 heures, réalisé alors que la mine était au stade de projet. Des simulations en régime permanent ont d'abord été effectuées pour représenter l'écoulement sans pompage, puis des simulations en régime transitoire ont servi à reproduire cet essai. Les résultats issus de ce calage, soient les caractéristiques déterminant la perméabilité des milieux poreux et des structures majeures, ont ensuite été utilisés pour répondre au second sous-objectif du projet.

Les caractéristiques principales des structures et des milieux poreux équivalents issues du modèle 3D ont été récupérées pour construire un modèle de chantier 2D, ayant pour mandat de simuler l'écoulement à l'échelle d'un chantier et effectuer une analyse de sensibilité de la pré-cimentation. Ainsi, les caractéristiques typiques de ces éléments à environ 230 mètres de profondeur centrés sur la zone d'exploitation de la mine ont été imposées comme propriétés du massif et d'une structure majeure à proximité d'un chantier. Des simulations par la méthode des éléments finis ont été réalisées sur trois différents modèles conceptuels d'écoulement à partir de la structure majeure, en variant une série de paramètres d'influence ciblés lors de la pré-cimentation. Les résultats ont alors

permis d'identifier les approches de cimentation les plus efficaces pour réduire le flux entrant d'eau dans le chantier.

La simulation de l'écoulement à l'échelle de la mine par modélisation tridimensionnelle, après calage par ajustement manuel des paramètres, n'a pas été apte à reproduire le comportement des courbes de rabattement observées lors de l'essai de pompage de 70 heures. Seul l'un des rabattements en fonction du temps a été estimé de manière satisfaisante sur cinq puits d'observations et aucune évidence d'erreur numérique n'a été décelée par l'étude de la balance nette de flux de masse. Une modélisation inverse à l'aide d'un logiciel de calage numérique aurait permis d'obtenir la combinaison optimale des valeurs caractéristiques des éléments constituant le modèle sans toutefois garantir une meilleure approximation des courbes de rabattement qu'avec la méthode manuelle. Ainsi, il a été admis que le modèle initial, par la structure qui lui est imposée, n'était probablement pas apte à reproduire l'écoulement dans le massif d'Éléonore et ce dernier a été invalidé. Néanmoins, les structures majeures les plus influentes ont pu être identifiées lors des simulations et ciblées pour des travaux de caractérisation futurs. Ces structures sont *nwfx03*, *rmpfx01*, *sft340* et *nwfx04*.

Les valeurs issues de la simulation 3D ont tout de même été utilisées pour le deuxième sous-objectif du projet, soit la modélisation 2D à l'échelle d'un chantier typique et l'analyse de sensibilité de la mitigation par cimentation. Les résultats de cette analyse de sensibilité ont permis d'établir un scénario d'injection optimal de ciment selon deux modèles conceptuels distincts en plus de montrer que la considération de l'écoulement régional a peu d'impact sur les résultats. Ainsi, il est conclu de l'analyse de sensibilité que pour une situation où une structure majeure serait située au-dessus du chantier, l'injection de ciment entre le chantier et la structure, pour une largeur supérieure à celle du chantier, s'avère la plus efficace pour réduire les volumes d'eau entrant dans le chantier. Aussi, pour le cas où une structure majeure traverse le chantier, l'injection de ciment directement dans la structure devrait être priorisée afin de réduire les infiltrations d'eau dans le chantier. Le modèle 2D fournit donc un outil supplémentaire pour orienter le choix des décideurs quant aux méthodes de pré-cimentation à adopter.

Ainsi, un outil a été développé pour évaluer l'efficacité de différentes approches de pré-cimentation pour réduire les infiltrations d'eau à l'échelle d'un chantier à proximité d'une structure majeure conductrice d'eau. Cependant, le modèle 3D numérique utilisé pour extraire les caractéristiques nécessaires aux analyses de sensibilité ne permet pas de reproduire avec fiabilité l'écoulement dans le système hydrogéologique à l'échelle de la mine Éléonore.

Limitations

Les limitations de l'étude s'appliquent principalement au modèle numérique 3D et à ses simplifications. Une hypothèse a été émise quant à la disparité des résultats de la simulation 3D avec les données observées dû à l'imposition de la division préétablie du massif en cinq horizons hydrostratigraphiques continus. Ces horizons sont issus d'une modélisation antérieure à la construction de la mine et aucune mise à jour des caractéristiques et de la géométrie de ceux-ci n'a été effectuée depuis. Également, le faible nombre d'informations sur la géométrie et les propriétés des structures majeures au moment de la construction du modèle sont un autre élément d'incertitude ajouté quant à la structure initiale du modèle conceptuel 3D.

La simplification du modèle par l'omission de plusieurs paramètres, comme le pompage et l'injection d'eau dans la mine dus aux opérations, est un facteur pouvant expliquer l'écart notable entre les simulations du modèle 3D et les observations. En effet, un plus grand pompage aurait pour effet de rabattre le niveau statique de la nappe et cet impact aurait pu se refléter dans les données simulées. L'omission des excavations présentes dans l'ensemble de la mine au moment de l'essai de pompage pourrait représenter un facteur déterminant dans la mesure où plusieurs de ces excavations avaient subi une pré-cimentation rendant le massif moins perméable dans la périphérie de ces infrastructures. Cette omission aurait pu engendrer une sous-estimation des rabattements simulés.

Par des discussions avec les responsables de la mine, il a été constaté que quelques puits de forage d'exploration remontant à l'époque précédant la construction de la mine n'étaient toujours pas cimentés à l'époque de l'essai de pompage. Ces puits, ayant été cimentés depuis, présentaient possiblement des chemins d'écoulements préférentiels potentiels pour l'eau souterraine dans le massif qui n'ont pas été considérés dans le modèle initial.

Pour le modèle 2D, il semble que les limitations soient davantage au niveau de l'omission des excavations qui seraient présentes en périphérie d'un chantier et de l'impact qu'aurait une cimentation du chantier sur les flux entrant dans ces excavations. La simplification 2D implique une négligence de l'influence la puissance des chantiers sur les flux entrants. Aussi, l'ensemble des éléments reliés à la capacité de la cimentation, le taux de pénétration du ciment, le type de ciment utilisé ou la pression d'injection sont tout autant des paramètres qui n'ont pu être étudiés dans le cadre de ce projet. Néanmoins, ces derniers ont un réel impact sur la qualité de la cimentation (Gustafson & Stille, 1996).

Recommandations

Afin d'améliorer le modèle numérique 3D d'écoulement, des investigations sur les nouvelles données disponibles quant aux caractéristiques et à la géométrie du contexte structural sont conseillées. En particulier pour les structures identifiées comme plus influentes dans le modèle, soient les structures *nwfx03*, *rmplx01*, *sft340* et *nwfx04*. Si les informations disponibles ne font pas suffisamment état de la continuité, de l'ouverture et de la présence d'eau dans ces structures, des essais de perméabilité avec obturateurs pneumatiques ciblés sur les interceptions de ces structures sont conseillés. Une redéfinition des horizons stratigraphiques en fonction des unités lithologiques pourrait être envisagée dans une optique de restructuration du modèle, en tenant compte également de la densité des familles de joints affectant leur conductivité hydraulique respective.

Pour optimiser la précision de la simulation et de l'analyse de sensibilité, des travaux de simulation et de modélisation incluant un calcul de la prédiction de la cimentation seraient recommandés. Des outils ont entre autres été développés pour tenir compte du phénomène de filtration lors de la pénétration du ciment dans les joints en fonction également de leur ouverture (Eriksson & *al.*, 2000; Stille & *al.*, 2012).

Il serait intéressant d'envisager l'instauration d'un projet pilote permettant d'appliquer directement les approches de cimentation proposées dans cette étude selon la position d'une structure majeure par rapport à un chantier. Un tel projet, couplé à des essais de perméabilités ciblés pour mesurer la diminution de la conductivité hydraulique après injection de ciment, permettrait de vérifier l'applicabilité réelle des scénarios proposés dans l'analyse de sensibilité.

Références

- Aquanty (2013). HydroGeoSphere User Manual, Release 1.0. Aquanty Inc., 434 pp.
- Berkowitz, B., & I. Balberg. (1993). Percolation theory and its application to groundwater hydrology, *Water Resources Research*, 29(4), 775–794, doi:10.1029/92WR02707.
- Blessent, D. (2009). Integration of 3D geological and numerical models based on tetrahedral meshes for hydrogeological simulations in fractured porous media. (Thèse (Ph. D.)), Université Laval.
- Blessent, D., Therrien, R., & Gable, C. W. (2011). Large-scale numerical simulation of groundwater flow and solute transport in discretely-fractured crystalline bedrock. *Advances in Water Resources*, 34(12), 1539-1552.
doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.advwatres.2011.09.008>
- Carter, T., Vafa Rombough, M., Jefferies, M., Dershowitz, W. S. R.K.Davis, R. Heystee and T. Lam, 2014. Aperture Controlled Grouting Case Study – Benefits of the Discrete Fracture Network Approach. DFNE 2014.
- Coli, M., & Pinzani, A. (2014). Tunnelling and Hydrogeological Issues: A Short Review of the Current State of the Art. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 47(3), 839-851. doi: 10.1007/s00603-012-0319-x
- Fontaine, A., Dubé, B., Malo, M., McNicoll, V. & Brisson, T. (2015a). Géologie et caractéristiques structurales du gisement aurifère Roberto, propriété Éléonore, Province du Supérieur, Baie-James, Québec, Canada. *Abstracts of oral presentations and posters : Québec Mines 2014*, Ministère de l'Énergie des Ressources Naturelles du Québec, Québec, 2014, DV 2015-04, 68 pp.
- Fontaine, A., Dubé, B., Malo, M., McNicoll, V.J., Brisson, T., Doucet, D. & Goutier, J. (2015b). Geology of the metamorphosed Roberto gold deposit (eleonore Mine), James Bay region, Quebec: diversity of mineralization styles in a polyphase tectonometamorphic setting, Targeted Geoscience Initiative 4: Contributions to the Understanding of Precambrian Lode Gold Deposits and Implications for Exploration, (ed.) B. Dubé & P. Mercier-Langevin; Geological Survey of Canada, Open File 7852, p.209-225.
- Funehag, J. & Fransson, A. (2006). Sealing narrow fractures with a Newtonian fluid: Model prediction for grouting verified by field study, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 21(5): 492–498, doi:10.1016/j.tust.2005.08.010
- Goldcorp Inc. (2013). SG notes on site visit report, Internal report.
- Goldcorp Inc. (2014). Eleonore Structural Model, Interoffice memorandum.

- Goldcorp Inc. (2015). Interprétation préliminaire des résultats d'analyses des échantillons d'eau, Note de service contrôle de terrain. Mémo interne.
- Goldcorp Inc. (2016). Eleonore - Overview & Operational highlights, Unrivalled Assets, Mines and Projects, consulté le 31 mai 2016. Accès via :
<http://www.goldcorp.com/English/Unrivalled-Assets/Mines-and-Projects/Canada-and-US/Operations/Eleonore/Overview-and-Development-Highlights/default.aspx>
- Golder Associés Ltée (2009a). Hydrogeological study of the proposed underground mine (original 2007 design - 3500 t/day), Eleonore Project. Internal report.
- Golder Associés Ltée (2009b). Final report on geomechanical design study for the underground mine Eleonore project. Internal report.
- Hernqvist, L., Fransson, Å., Gustafson, G., Emmelin, A., Eriksson, M., & Stille, H. (2009). Analyses of the grouting results for a section of the APSE tunnel at Äspö Hard Rock Laboratory. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 46(3), 439-449. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.ijrmms.2008.02.003>
- Holmøy, K. H., & Nilsen, B. (2014). Significance of Geological Parameters for Predicting Water Inflow in Hard Rock Tunnels. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 47(3), 853-868. doi: 10.1007/s00603-013-0384-9
- Hydro-Ressources Inc. (2013). Hydrogeological analysis (Phase I), Eleonore mine project, Technical report-Internal report.
- Hydro-Ressources Inc. (2015). Hydrogeological study, level 230 from 170, Eleonore mine, Technical report- Internal report.
- Konikow, L. F. and J. D. Bredehoeft (1992). Ground-water models cannot be validated. Validation of Geo-hydrological Models Part 1, *Advances in Water Resources*. 15(1): 75-83. doi: 10.1016/0309-1708(92)90033-X
- Kvartsberg, S. and Å. Fransson (2013). Hydrogeological characterisation and stochastic modelling of a hydraulically conductive fracture system affected by grouting: A case study of horizontal circular drifts. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 38, 38-49. <http://dx.doi.org/10.1016/j.tust.2013.05.007>
- Landry, A. (2015). Utilisation d'une approche photogrammétrie-DFN pour l'évaluation des conditions structurales du projet minier souterrain Éléonore. Mémoire, Université Laval.
- Lemieux, J.-M., Kirkwood, D. & Therrien, R. (2009). Fracture network analysis of the St-Eustache quarry, Quebec, Canada, for groundwater resources management. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(7), 828-841. doi:10.1139/T09-022

- Levens, R. L., Williams, R. E., & Ralston, D. R. (1994). Hydrogeologic role of geologic structures. Part 2: analytical models. *Journal of Hydrology*, 156(1-4), 245-263. doi: [http://dx.doi.org/10.1016/0022-1694\(94\)90080-9](http://dx.doi.org/10.1016/0022-1694(94)90080-9)
- Los Alamos National Laboratory (2016). LaGriT home page, Earth and Environmental Sciences, Los Alamos National Laboratory California, US. <http://lagrit.lanl.gov/index.shtml>, consulté le 20 juin 2016.
- Mallet, J.-L. (2002). Geomodeling. New York, Oxford University Press. 599 pp.
- Molson, J. & Frind, E. (2014). FLONET/TR2, User Guide Version 3.; A Two-Dimensionnal Simulator for groundwater flownets, contaminant TRansport and Residence Time. *Université Laval & University of Waterloo*, 57 pp.
- Murdoch, L. C., Germanovich, L. N., Wang, H., Onstott, T. C., Elsworth, D., Stetler, L. & Boutt, D. (2012). Hydrogeology of the vicinity of Homestake mine, South Dakota, USA. *Hydrogeology Journal*, 20(1): 27-43. doi: 10.1007/s10040-011-0773-7
- National Research Council (U.S.) (1996). Rock Fractures and Fluid Flow : Contemporary Understanding and Applications. Washington, D.C., National Academies Press.
- Paradigm Ltée (2013). GOCAD® 2011.3 Patch 1 - 64 bits.
- Paradigm Ltée (2016). SKUA-GOCAD© - Paradigm™ 2011.3, disponible sur <http://www.pdgm.com/products/skua-gocad/>
- Ravenelle, J.-F., Dubé, B., Malo, M., McNicoll, V., Nadeau, L. & Simoneau, J. (2010). Insights on the geology of the world-class Roberto gold deposit, Éléonore property, James Bay area, Quebec. *Geological Survey of Canada*, Current Research 2010-1, 26 p.
- Ravenelle, Jean-François (2013). Amphibolite facies gold mineralization: an exemple from the Roberto deposit, Eleonore property, James Bay, Quebec. Thèse. Québec, Université du Québec, Institut national de la recherche scientifique, Doctorat en sciences de la terre, 325p.
- Raymond, J. and R. Therrien (2014). Optimizing the design of a geothermal district heating and cooling system located at a flooded mine in Canada. *Hydrogeology Journal*, 22(1): 217-231. doi: 10.1007/s10040-013-1063-3
- Ressources Naturelles Canada (2000). Données numériques d'élévation du Canada, Application GéoGratis v2.0.2., Gouvernement du Canada. Feuilletés SNRC 033B12, 033B13, 033C09 & 033C16.
- SRK Consulting (Canada) Inc. (2010). Structural Geological Model of the Eleonore Deposit, Quebec. Internal report.

- Stille, H., Gustafson, G. & Hassler, L. (2012). Application of New Theories and Technology for Grouting of Dams and Foundations on Rock. *Geotechnical & Geological Engineering*, 30(3): 603-624, doi: 10.1007/s10706-012-9512-7
- Taniguchi, T. and E. Fillion (1996). Numerical experiments for 3-dimensional flow analysis in a fractured rock with porous matrix. *Advances in Water Resources*, 19(2), 97-107. doi:10.1016/0309-1708(95)00029-1
- Transports Québec (2004). Manuel de conception des ponceaux. [Québec], Transports Québec: 1 cédérom.
- Voss, C. I. (2011). Editor's message: Groundwater modeling fantasies—part 2, down to earth. *Hydrogeology Journal*, 19(8), 1455-1458. doi: 10.1007/s10040-011-0790-6

Annexes

Annexe 1

Raffinement du géomodèle

Lors de l'importation des structures majeures, *GOCAD* reconnaît l'objet *.dxf comme une surface, tel que dans la présente étude, ou comme un ensemble de points (*PointSets*) (Blessent, 2009). Ces deux représentations contiennent un certain nombre de nœuds reliés ensemble par des arêtes de longueurs prédéfinies. Par exemple, pour le présent cas d'étude, une triangulation par défaut avec des arêtes de 10 mètres de longueur discrétise les surfaces des structures majeures. Bien qu'il s'agisse de nœuds connectés entre eux, leur hétérogénéité et leur distribution aléatoire les rendent inutilisables pour la résolution par simulation numérique (Blessent, 2009). Pour contourner ce problème, la meilleure option est alors de draper une grille régulière en 2D sur l'ensemble de points représentant la structure (*PointSets*). La taille des cellules carrées de la grille sera uniforme et les nœuds seront espacés par une longueur d'arête constante. Il sera alors possible de créer une nouvelle triangulation en divisant en deux chaque cellule pour créer des triangles équilatéraux (Blessent, 2009). Cependant, cette solution ne peut être utilisée dans la présente étude car les structures majeures sont des surfaces et non des ensembles des points. Par conséquent, afin de préserver la géométrie des structures, des nœuds de contrôle sont imposés sur la surface représentant la structure majeure à modifier. Ces nœuds sont disposés à des endroits stratégiques, où le relief de la surface est plus prononcé (figure A1.1a). Il est à noter que les structures majeures s'interceptent les unes avec les autres sans que leur maillage ne soit lié (figure A1.1b). Pour y remédier, une coupe simultanée de chacune des structures s'interceptant entre elle est effectuée afin de les connecter par une suite de nœuds communs (figure A1.1c). Ensuite, une procédure de nettoyage est effectuée pour supprimer les éléments triangulaires dont la forme est irrégulière (figure A1.1d).

Pour contrôler la longueur des arêtes, deux procédures de décimation sont effectuées dans le but de diminuer la densité des éléments et d'augmenter la taille des éléments restants, plus précisément celle des arêtes des triangles formant le maillage (Blessent, 2009). Dans le cas d'étude, une taille tolérée de 20 mètres est fixée pour les nœuds et un rapport de 9 nœuds sur 10 peuvent être enlevés par rapport au nombre initial de nœuds de la structure (Paradigm, 2013). Un deuxième nettoyage est réalisé en imposant également une modification du maillage pour obtenir des triangles équilatéraux, tels que montrés à la figure A1.1e. La taille primaire des triangles des structures majeures est donc de 20 mètres.

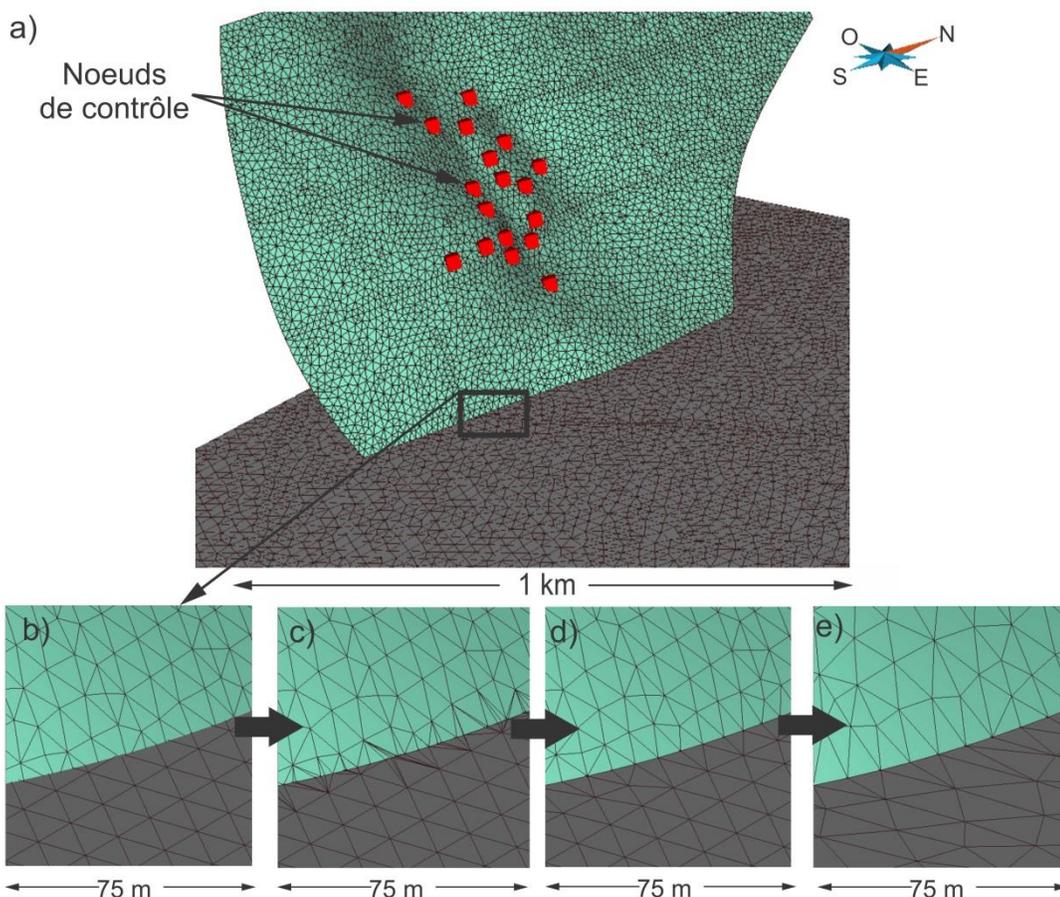


Figure A1.1. Modification de la discrétisation des structures majeures; a) Imposition des nœuds de contrôle; b) Plan rapproché de l'intersection de deux structures; c) Liaison des nœuds à l'intersection des deux structures (*Mutual cut*); d) Nettoyage de l'intersection des structures (*beautify*); e) Augmentation de la taille des arêtes des triangles de discrétisation.

Afin de représenter la connexion physique des puits avec les structures majeures qui l'interceptent, un nœud commun doit relier les puits aux structures majeures concernées. Ce lien est créé en identifiant la coordonnée de l'interception du puits avec la structure majeure en coupant le puits avec l'outil *split at surface intersection*. Par la suite, en affichant le maillage de la structure sur GOCAD, il est possible de déplacer un nœud de la structure située à proximité de l'interception directement aux coordonnées relevées, tel que présenté à la figure A1.2a. et à la figure A1.2b.

Une fois cette étape réalisée respectivement pour toutes les interceptions de puits avec des structures majeures, un raffinement est imposé à chaque structure majeure dans un rayon de 20 mètres des puits l'interceptant, tel que montré à la figure A1.2c. La figure A1.2d présente le résultat du second raffinement dans un rayon de 10 mètres, lequel est effectué pour augmenter le nombre de nœuds autour des puits. En effet, puisque les simulations visent à reproduire les effets de l'essai de pompage sur le puits, un plus grand raffinement est requis à l'endroit où les puits interceptent les

structures majeures, comparativement au raffinement des structures majeures s'interceptant entre elles.

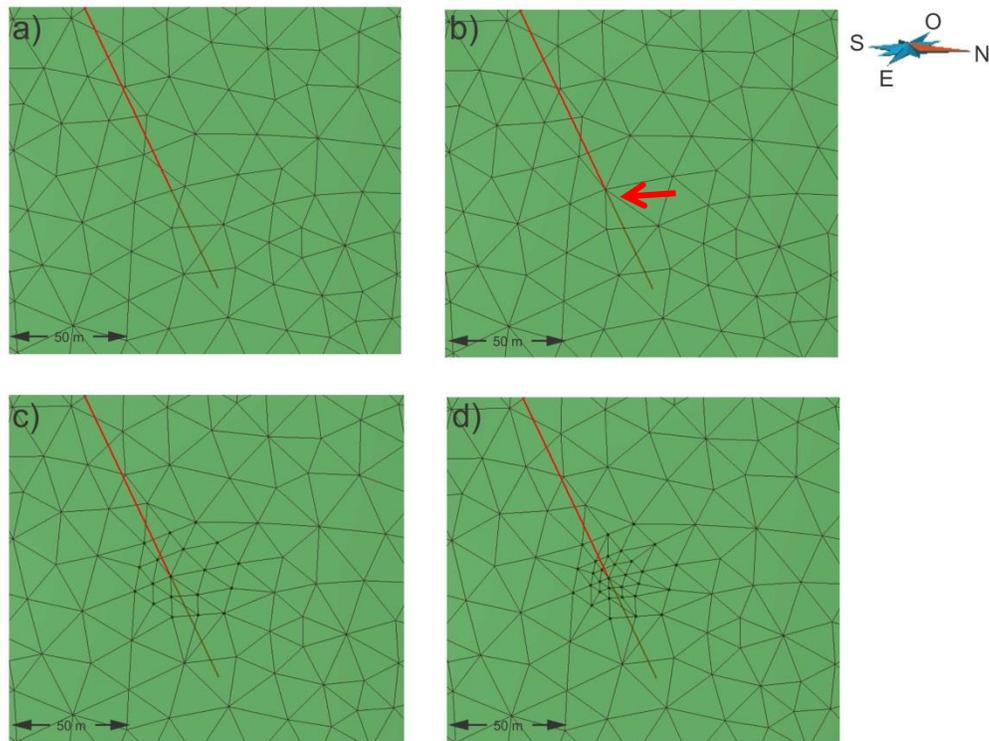


Figure A1.2. Processus de raffinement des éléments triangulaires de la structure majeure à l'interception d'un forage ; a) Interception du puits et de la structure ; b) Déplacement du nœud de la surface au lieu de l'interception du forage ; c) Premier raffinement imposé à la structure aux environs de 20 mètres du puits ; d) Second raffinement imposé à la structure dans un rayon de 10 mètres de puits.

Annexe 2

Méthode de discrétisation par LaGriT

Lecture des fichiers

La première étape de l'approche est d'importer les structures et les puits dans *LaGriT* afin de les considérer lors de la tétraédralisation. Les puits et les structures raffinés dans *GOCAD* sont importés dans *LaGriT* sous la forme respective de fichiers (.avs) et (.ts). Il est à noter qu'une modification doit être amenée au fichier (.avs) pour représenter les puits comme des courbes et leur imposer un raffinement. Dans les endroits où les puits interceptent les structures, un raffinement des structures de 2.5 mètres a été appliqué, soit pour les puits de type *tgd*. Ainsi, pour les puits soumis à ce raffinement, un nœud doit être présent tous les 2.5 mètres. Pour ce faire, les coordonnées des extrémités du puits et des interceptions sont extraites de *GOCAD* et traitées avec un système d'équations paramétriques. Si le vecteur \vec{u} décrit par (u_x, u_y, u_z) représente le vecteur entre les points de l'extrémité supérieure du puits (x_a, y_a, z_a) et de l'extrémité inférieure du puits (x_n, y_n, z_n) , il est possible d'obtenir le point (x_x, y_x, z_x) , sur la droite tel que;

$$\begin{cases} x_x = u_x k + x_a \\ y_x = u_y k + y_a \\ z_x = u_z k + z_a \end{cases} \quad (\text{A2.1})$$

où k est un nombre réel représentant le facteur par lequel est multiplié le vecteur pour obtenir un point à une distance d de la droite. Cette distance représente le niveau de raffinement du puits, soit 2.5 mètres, et est déterminé par l'équation ;

$$d = \sqrt{(x_x - x_a)^2 + (y_x - y_a)^2 + (z_x - z_a)^2} \quad (\text{A2.2})$$

Il est alors possible de créer des fichiers (.avs) contenant toutes les coordonnées des nœuds du puits.

Lorsque le puits intercepte une structure, le point le plus près de l'interception dans la suite de points discrétisés sur la droite du puits est remplacé par ce dernier, en s'assurant que la distance n'excède pas la discrétisation imposée.

Les fichiers (.avs) modifiés et les structures (.ts) sont alors lus par *LaGriT* avant de procéder à la construction du maillage volumétrique.

Construction d'un maillage 3D préliminaire

Dans le cas d'étude ainsi que dans la méthodologie de Blessent (2009), bien que le maillage tétraédrique soit le résultat final attendu, une étape préliminaire créant un maillage sous forme

d'hexaèdres est requise. L'utilisation d'un maillage hexaédral permet de créer des nœuds non-structurés mais d'une distance constante dans le volume du modèle. Cette distance est d'ailleurs à fixer en spécifiant par quel nombre doivent être divisées chacune des dimensions du modèle pour obtenir la discrétisation désirée. Quatre niveaux de discrétisation, illustrés au tableau A2.1., sont imposés afin d'éviter de surcharger le modèle et réduire le temps de calcul.

Tableau A2.1. Longueur des arêtes pour la construction du maillage

Élément discrétisé	Longueur des arêtes (m)
Matrice	150
Structure	20
Forages éloignés (<i>N0230</i>)	5
Forages à proximité (<i>tg</i>)	2.5

La taille des hexaèdres est fixée à 150 mètres. La discrétisation est ensuite appliquée respectivement à chacune des structures et chacun des puits. Considérant qu'une taille des éléments des structures avait été imposée autour de 20 mètres des structures et de 5 mètres des puits, ces mêmes valeurs ont été utilisées pour le modèle hexaédrique en 3 dimensions. Pour chaque structure majeure, un double raffinement est appliqué aux éléments hexaédriques, dans un rayon de 150 mètres autour des structures, en créant des éléments de longueur d'arêtes maximales de 50 mètres. Puis, les éléments dans un rayon de 50 mètres sont réduits à une longueur d'arête maximale de 20 mètres. Pour les forages, un quadruple raffinement est appliqué selon leur disposition. Tous les hexaèdres dans un rayon de 50 mètres du puits sont réduits à des arêtes de 20 mètres de longueur et la même étape est répétée deux fois pour en venir à une longueur d'arête de 5 mètres. Les puits de type *n0230* conservent ce niveau de discrétisation. Un raffinement supplémentaire est effectué pour en arriver à une longueur d'arête de 2.5 mètres pour les puits de type *tg* interceptant les structures, tel qu'énoncé plus haut.

Pour permettre le lien des nœuds du maillage tridimensionnel avec les nœuds des structures, les éléments hexaédriques croisant ces dernières doivent être supprimés. Cette opération est appliquée aux forages également. Par l'appel de l'interception des éléments du maillage en contact avec les structures majeures, une valeur nulle est appliquée à ces éléments, les éliminant du maillage.

Bien que les éléments croisant les structures et les forages aient été éliminés, il subsiste quelques nœuds dans un rayon rapproché de moins de 20 mètres des structures majeures et de moins de 2.5 mètres des puits. Dans le modèle de Blessent (2009), les structures étant raffinées jusqu'à 25

mètres, tous les nœuds dans ce même rayon étaient retirés. Pour le présent cas d'étude, la même logique est appliquée dans la mesure où une valeur de 20 mètres, correspondant au raffinement, est fixée comme rayon de retrait autour des structures. La même opération est effectuée pour les nœuds près de la limite supérieure du modèle. Pour les puits, cette commande est également appliquée aux puits en réduisant le rayon de retrait à une valeur de 5 ou 2.5 mètres, selon le type de puits.

Une fonction supplémentaire est requise pour retirer le nœud et les 6 triangles associés à l'interception d'une structure majeure et d'un forage. Pour toutes les interceptions de puits et de structures majeures, 6 triangles et un nœud sont retirés. La distance minimale entre le point le plus près de la structure et le forage l'interceptant est calculée. Le résultat est imposé pour retirer le nœud et les arêtes associées.

Une dernière étape préliminaire est mise en œuvre pour créer un ensemble de structures majeures et supprimer les doublons à travers celles-ci.

Construction, optimisation du maillage tétraédrique et exportation des éléments du modèle

La création du maillage tétraédrique peut alors être effectuée et tous les nœuds regroupés du maillage sont copiés afin d'être connectés entre eux sous la forme de tétraèdres. Une attention particulière doit être portée à l'identification du nombre maximal d'arêtes connectées à un nœud. Dans l'étude de Blessent (2009), ce nombre s'élevait à 46. Dans le présent cas d'étude, ce nombre est de 66. Par souci de simplification du maillage, les étapes précédentes sont répétées afin de réduire au mieux la densité maximale d'arêtes à un seul nœud. En retirant des structures majeures superflues, par diminution des restrictions sur le maillage initial et en lissant quelques structures, le nombre de 66 est le plus faible atteint.

Pour simuler l'écoulement de l'eau souterraine dans les structures majeures et la matrice avec *HydroGeoSphere*, il est nécessaire que ces deux composantes soient contenues dans des fichiers distincts. Les étapes subséquentes servent notamment à extraire les surfaces des structures majeures du milieu poreux discrétisé en tétraèdres et produire des fichiers de sortie qui seront compatibles avec le logiciel *HydroGeoSphere*.

Pour chaque structure majeure, deux régions sont créées de part et d'autre de la surface de la structure. Elle est donc projetée sur l'ensemble du modèle pour créer deux blocs tridimensionnels, tels que ceux présentés à la figure A2.1. La surface de la structure majeure est formée par l'ensemble des tétraèdres aux deux faces adjacentes des blocs. Ces faces sont extraites et les deux blocs sont supprimés, de même que les tétraèdres formant la projection de la surface de la structure majeure.

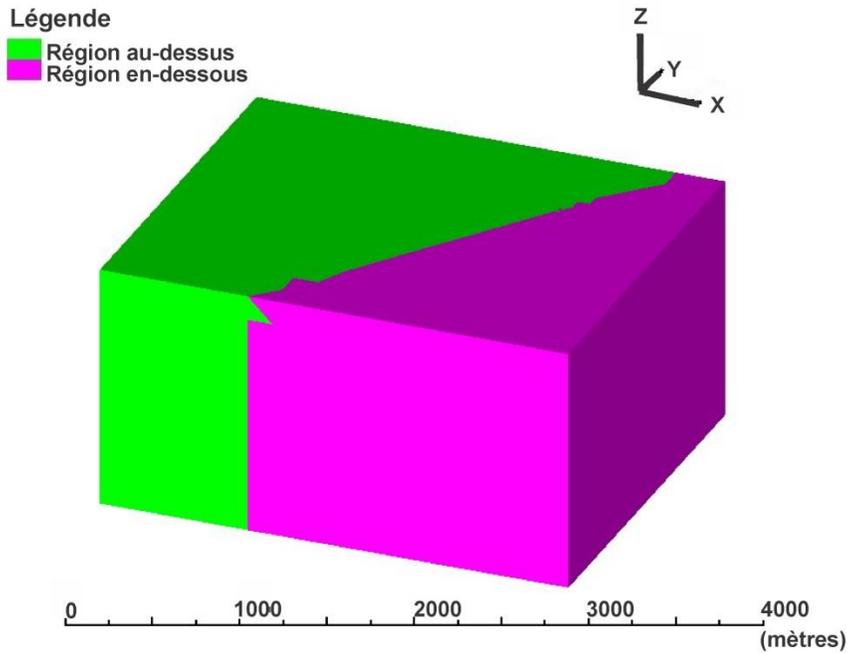


Figure A2.1. Création de deux blocs de part et d'autre de la structure *dx01* afin de l'en extraire

Par la suite, une commande d'optimisation de l'apparence des surfaces et leurs bordures est imposée. En visualisant individuellement chacune des surfaces avec l'outil *General Mesh Viewer*⁴, la distance maximale des triangles par rapport à la surface de la structure majeure initiale est visible, tel qu'illustré à la figure A2.2. La distance minimale de contrainte est déterminée et imposée pour supprimer le nombre maximal de triangles dépassant les bordures sans créer de vides dans la structure. Cette distance varie en fonction de la structure. La figure A2.3. montre le résultat de l'imposition de cette contrainte distale pour la structure *dx01*.

⁴<http://www.generalmeshviewer.com/>, © 2016 CPFD Software, LLC.

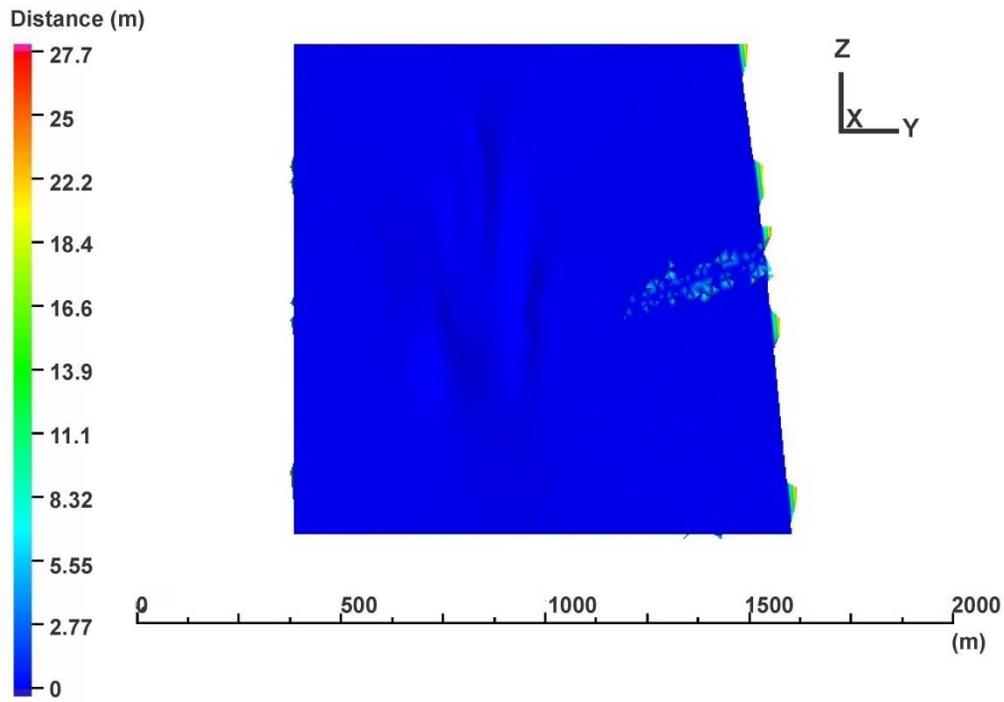


Figure A2.2. Structure *dx01* extraite du maillage tétraédrique et éléments associés

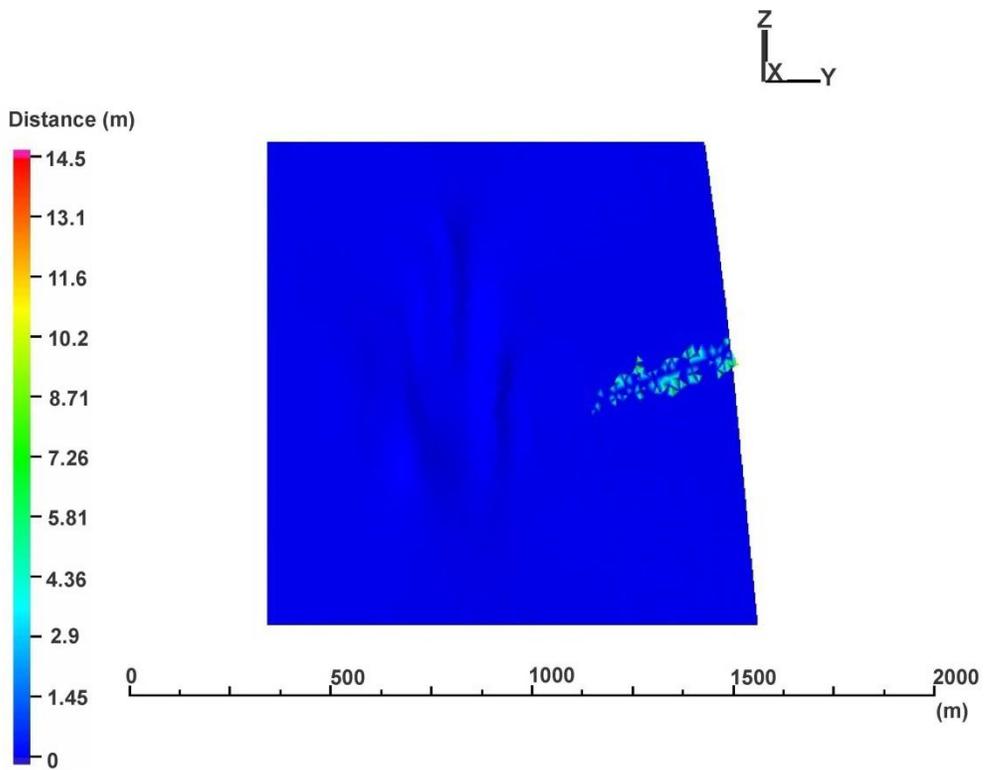


Figure A2.3. Structure *dx01* contrainte à une distance de 15 mètres pour supprimer les éléments superflus

Pour identifier chacun des nœuds constituant les puits ou les structures majeures, l'algorithme de Voronoï est utilisé. L'interpolation de Voronoï permet de trouver le numéro des nœuds du maillage tétraédrique les plus près de la localisation des puits et des structures majeures (Blessent, 2009) et de les désigner comme nœuds constituant les puits ou structures majeures sur laquelle l'interpolation a été appliquée.

La dernière étape à effectuer consiste en l'exportation, sous la forme de fichiers textes, des coordonnées des nœuds définissant les différents éléments principaux du modèle, soient les structures majeures, les puits et le maillage tétraédrique. Une série de fichiers destinés à représenter respectivement chacune des structures majeures et chacun des puits est créée. À ces fichiers est ajoutée une colonne représentant la numérotation respective des nœuds de l'interpolation de Voronoï calculée un peu plus tôt. Un fichier texte contenant les coordonnées de tous les nœuds du maillage 3D est également exporté, fournissant alors tous les éléments clés pour bâtir le modèle numérique.

Annexe 3

Fichier .grok pour la simulation en régime permanent du modèle 3D

```
Eleonore mining site
17 fractures - 5 wells
end title
!----- Lecture du maillage tétraédrique
read 3d tetra
tetra
66
!***** Nombre maximal de tétraèdres connectés/éléments - fichier tetmesh.lgi
osc
end
!----- Paramètres de la simulation
units: kilogram-metre-second
echo well fracture intersections
!----- Appel des propriétés des milieux poreux
use domain type
porous media
properties file
ele.mprops

clear chosen elements
choose elements block
425300 428200
5838300 5840700
70 220
new zone
1
choose zone number
1
read properties
peu_profond
clear chosen elements

choose elements block
425300 428200
5838300 5840700
-80 70
new zone
2
choose zone number
2
read properties
intermediaire1
clear chosen elements
```

```
choose elements block
425300 428200
5838300 5840700
-140 -80
new zone
3
choose zone number
3
read properties
intermediaire2
clear chosen elements
```

```
choose elements block
425300 428200
5838300 5840700
-280 -140
new zone
4
choose zone number
4
read properties
intermediaire1
clear chosen elements
```

```
choose elements block
425300 428200
5838300 5840700
-1280 -280
new zone
5
choose zone number
5
read properties
profond
clear chosen elements
```

```
!----- Conditions initiales
```

```
clear chosen zones
```

```
choose nodes all
```

```
read raster
```

```
export_rasterdem_limite.asc
```

```
initial head raster
```

```
! Impose le raster de l'élévation topographique comme charge initiale
```

```
clear chosen nodes
```

```
!----- Conditions limites
```

```
choose nodes top tetra
```

```
5.0
```

```
! Sélectionne les noeuds pour lesquels  $z = z_{max} - 5$ 
```

```
create node set
```

```
topsurface
```

```
boundary condition
```

```

type
head equals initial
node set                ! Impose la charge initiale aux nœuds sous les 5 m de l'élévation maximale
topsurface
tecplot output
end
clear chosen nodes
!----- Nœuds d'observations sur les puits d'observations
make node observation point
tgd1
477
...
make node observation point
tgd5
805
!----- Appel aux propriétés des structures majeures
clear chosen zones
clear chosen faces
use domain type
fracture
properties file
frac.fprops

make fractures from faces file
nwfx03
nwfx03
new zone
1
choose zone number
1
read properties
nwfx03
clear chosen zones
clear chosen faces
....
make fractures from faces file
sft730
sft730
new zone
16
choose zone number
16
read properties
sft730
clear chosen zones
clear chosen faces
!----- Accélération de la solution
solver acceleration technique
4

```

Annexe 4

Fichier .grok pour la simulation en régime transitoire du modèle 3D

```
Eleonore mining site
16 fractures - 5 wells
end title
!----- Lecture du maillage tétraédrique
read 3d tetra
tetra
66
osc
end

!----- Paramètres de la simulation
units: kilogram-metre-second
initial time
0
transient flow
head control          ! Variation maximale tolérée de la charge entre 2 pas de temps
5
echo well fracture intersections

!----- Appel des propriétés des milieux poreux
use zone type
porous media
properties file
ele.mprops
clear chosen elements

choose elements block
425300 428200
5838300 5840700
70 220
new zone
1
choose zone number
1
read properties
peu_profond
clear chosen elements

choose elements block
425300 428200
5838300 5840700
-80 70
new zone
2
choose zone number
2
read properties
intermediaire1
clear chosen elements
```

choose elements block
425300 428200
5838300 5840700
-140 -80
new zone
3
choose zone number
3
read properties
intermediaire2
clear chosen elements

choose elements block
425300 428200
5838300 5840700
new zone
4
!RT choose zone 4
choose zone number
4

read properties
intermediaire1
clear chosen elements

choose elements block
425300 428200
5838300 5840700
-1280 -280
new zone
5
!RT choose zone 5
choose zone number
5
read properties
profond
clear chosen elements

!----- Conditions initiales

clear chosen zones
clear chosen nodes
choose nodes all
initial head from output file
permeleo.head_pm.0001
clear chosen zones

! Charge initiale équivalente à la charge en régime permanent

!----- Conditions limites

clear chosen nodes
clear chosen nodes
choose nodes top tetra
5.0
create node set
topsurfacetr
boundary condition

```

type
head equals initial
node set
topsurfacetr
tecplot output
end
clear chosen nodes

!----- Définition du puits de pompage
use domain type
well
properties file
well.wprops
clear chosen segments
choose segments polyline
86
426614.6875      5839527.00      47.20019531
...
426520.9063      5839515.5       -116.4785156   ! Ensemble des noeuds définissant le puits de pompage

new zone
1
clear chosen zones
choose zone number
1
read properties
well

clear chosen nodes
choose node
426520.9063      5839515.5       -116.4785156   !Noeud maximal inférieur du puits de pompage
create node set
well
boundary condition
type
flux nodal
name
well
node set
well

!----- Variation des débits de pompage
time value table
0 -0.02208157
1500 -0.02176612
1800 -0.02145067
2100 -0.02081976
2700 -0.02050431
3300 -0.02018886
4200 -0.01955796
12000 -0.01829616

end
tecplot output

```

end

!----- Pas de temps imposés pour les fichiers de sorties

output times

0.00001

900

1800

3600

7200

14400

28800

57600

115200

172800

253200

end

!----- Noeuds d'observation

make node observation point

tgdl

477

make node observation point

tgdl

551

make node observation point

tgdl

636

make node observation point

tgdl

719

make node observation point

tgdl

805

!----- Appel des propriétés des structures majeures

clear chosen zones

clear chosen faces

use domain type

fracture

properties file

frac.fprops

make fractures from faces file

nwfx03

nwfx03

new zone

1

choose zone number

1

read properties

nwfx03

clear chosen zones

```
clear chosen faces
...
make fractures from faces file
sft730
sft730
new zone
16
choose zone number
16
read properties
sft730
clear chosen zones
clear chosen faces
```

```
!----- Accélération de la solution
solver acceleration technique
4
```

Annexe 5

Code FLONET typique (Molson et Frind, 2014)

FLONET: HEAD / STREAM FUNCTION MODEL:

FLOW.DATA - SAMPLE DATA FILE -

February 22nd 2017

```
0 0 -999. ;SSINK
1 1 0 0 1 1 0 0 0 0 ;kp,kv,kg,kread,ksolverh,ksolvers,khk,kcal,kupdatek,kreadk,ksftop
101 116 100. 100. 1 3 ;NX,NY,XL,YL,NGX,NGY
65. 70. 100.
65 20 30
0 0 0.01 0. 1. ;maxit,nwtl,tol,datum,wtwf
0 ;Nappe phréatique (KW)
0. 0 0 0.0 0.0 0.0 ; Forme de la nappe phréatique : rise,amp,cosfrac,sinfrac,slope,phase
0. 0. 0. 0. 0. ; wt polynomial
1 1 -999 0 0.0e-0 ; Condition limite à la limite gauche du système, Condition de Neumann, flux imposé
1 77 81 1 220.0 ; Condition limite à la limite gauche du système ; Condition Dirichlet, charge fixe
2 1 -999 0 0.0 ; Condition limite à la limite supérieure du système; Condition de Neumann, flux imposé
3 1 -999 0 0. ; Condition limite à la limite droite du système; Condition de Neumann, flux imposé
3 77 81 1 220.0 ; Condition limite à la limite droite du système; Condition Dirichlet, charge fixe
4 1 -999 0 0. ; Condition limite à la limite supérieure du système; Condition de Neumann, flux imposé
-1 ; Fin des conditions limites
47 47 36 69 0. ; Charge fixe interne - mine shaft irang1-irang2, icol1-icol2,charge
47 55 69 69 0. ; Charge fixe interne - mine shaft irang1-irang2, icol1-icol2,charge
47 55 36 36 0. ; Charge fixe interne - mine shaft irang1-irang2, icol1-icol2,charge
55 55 36 69 0. ; Charge fixe interne - mine shaft irang1-irang2, icol1-icol2,charge
-1 ;Fin des conditions de noeuds internes
1 23000 1.e-8 1.e-8 0.0 0.010 -1 ;Conductivité hydraulique par éléments, conductivité du milieu
00. 00.00.00. 3.e-6 1.e-6 0. 0.010 -1 ;Conductivité hydraulique par coordonnées
1 200 77 81 2.4e-4 2.4e-4 0.0 1.0 -1 ;Conductivité hydraulique par index, conductivité de la structure
0 0 0 0 1.0e-9 1.0e-9 0.0 0.010 -1 ;Contribution de la cimentation par diminution de la conductivité
hydraulique
```