UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

UTILISATION DES ÉLÉMENTS DISTINCTS POUR ÉVALUER LA RÉPONSE HYDROMÉCANIQUE DES BARRAGES EN BÉTON ET SIMULER L'INJECTION DES FISSURES

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

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)
NOVEMBRE 1998

© Martin Roberge, 1998.

National Library of Canada
Bibliothèque nationale du Canada

Acquisitions and Bibliographic Services
Acquisitions et services bibliographiques

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

Our file Notre référence

The author has granted a non-exclusive licence allowing the National Library of Canada to reproduce, loan, distribute or sell copies of this thesis in microform, paper or electronic formats.

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque nationale du Canada de reproduire, prêter, distribuer ou vendre des copies de cette thèse sous la forme de microfiche/film, de reproduction sur papier ou sur format électronique.

The author retains ownership of the copyright in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur qui protège cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

0-612-38703-8

Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

ce mémoire intitulé :

UTILISATION DES ÉLÉMENTS DISTINCTS POUR ÉVALUER LA RÉPONSE HYDROMÉCANIQUE DES BARRAGES EN BÉTON ET SIMULER L'INJECTION DES FISSURES

présenté par : ROBERGE Martin

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

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

M. MASSICOTTE Bruno, Ph.D., président

M. LÉGER Pierre, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. TINAWI René, Ph.D., membre

REMERCIEMENTS

L'auteur tient tout d'abord à remercier sincèrement son directeur de recherche, M. Pierre Léger, pour son suivi, ses conseils, ses suggestions et sa grande disponibilité tout au long du projet.

Les travaux de recherche présentés dans ce mémoire ont été effectués dans le cadre des activités de la chaire industrielle CRSNG, Hydro-Québec et Alcan pour la sécurité et l'intégrité des barrages existants en béton. L'auteur remercie les deux titulaires de cette chaire, M. René Tinawi et M. Pierre Léger, pour avoir su créer un milieu d'apprentissage diversifié, agréable, et dynamique.

Je remercie également M. Martin Leclerc pour ses nombreux conseils techniques et pour sa précieuse aide pour tous les problèmes informatiques.

Finalement, des remerciements au Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG) pour son appui financier, via l'octroi d'une bourse d'étude supérieure.

RÉSUMÉ

L'évaluation du comportement structural d'un système barrage-fondation-réservoir nécessite la prise en compte de l'interaction entre la réponse mécanique (déplacements, ouverture des fissures) et la réponse hydraulique (pression et débit dans les fissures) du système. Le recours à une procédure itérative de calcul est alors nécessaire pour effectuer des analyses hydromécaniques couplées tenant compte de cette interaction. Les possibilités de fissuration au niveau du barrage ou de la fondation ainsi que la stabilité du système peuvent alors être évaluées à l'aide de simulations plus représentatives des phénomènes physiques en cause.

Les analyses hydromécaniques couplées permettent également de modéliser le processus d'injection des fissures dans les barrages en béton. Cependant, peu de travaux de recherche ont été réalisés, jusqu'à maintenant, sur la modélisation numérique de l'injection des fissures des barrages en béton afin de quantifier : (1) la pression exercée par le fluide injecté dans un réseau de fissures, (2) la réponse mécanique à ces pressions (incluant la possibilité de fracturation hydromécanique) et (3) l'état de contraintes internes après l'injection, lorsque le produit injecté s'est solidifié.

Dans ce travail de recherche, l'emphase est mise sur l'évaluation de la réponse hydromécanique couplée d'un système barrage-fondation-réservoir ainsi que sur la modélisation numérique du processus d'injection des fissures à partir de la méthode des éléments distincts.

Le logiciel commercial UDEC est utilisé pour les modélisations selon la théorie des éléments distincts. UDEC permet l'écoulement d'un fluide dans les discontinuités et offre les modèles de Newton (eau) et de Bingham (coulis de ciment) pour représenter le comportement du fluide. Des calculs hydromécaniques couplés peuvent être faits avec ce logiciel.

La modélisation du comportement hydromécanique du béton fissuré considère le réseau de fissures comme un réseau de conduites avec des parois parallèles. Le modèle de couplage hydromécanique prend en compte la variation de l'ouverture des fissures en fonction des contraintes appliquées. Toute variation de contraintes ou de la pression du fluide change l'ouverture des fissures et entraîne une modification de l'écoulement. Ce dernier est décrit en utilisant la loi cubique d'écoulement. La rugosité des surfaces ou l'orientation des discontinuités est prise en compte par un facteur de correction empirique.

- **Réponse hydromécanique**

Deux modèles de fissuration sont décrits ainsi que leurs applications dans UDEC : le modèle de fissuration hydromécanique discrète qui utilise des joints à la géométrie prédéterminée et le modèle de fissuration diffuse. Ces modèles sont utilisés pour évaluer les possibilités de propagation de fissures existantes ou de formation de nouvelles fissures suite à l'injection. La fracturation hydraulique a pu être observée à partir du modèle de fissuration discrète lors de la modélisation d'un essai de fendage et de la simulation de l'injection d'un réseau de fissures.

Une étude paramétrique détaillée du comportement hydromécanique d'un système barrage-fondation-réservoir est présentée (barrage-poids de 52 m de hauteur). L'influence de divers paramètres (modèles constitutifs de joints, conditions frontières, conditions initiales de contraintes, présence d'un réseau de drainage et/ou d'un rideau d'injection, etc.) sur la réponse hydromécanique de la fondation et du barrage (répartition des sous-pressions, ouverture des fissures, déplacements à la crête du barrage, facteur de sécurité au glissement, etc.) est évaluée. Les analyses ont démontré la formation d'une fissure verticale de profondeur importante dans la partie amont de la fondation lorsque la résistance à la traction de cette dernière était considérée nulle. Les déplacements à la crête du barrage ainsi que le mode de déformation du système sont influencés par l'intensité des contraintes initiales in situ dans la fondation. L'utilisation de

conditions frontières mécaniques fixes pour le modèle de fondation doit être faite avec vigilance dans le cas d'un modèle de faibles dimensions. Plusieurs fissures verticales et mêmes certaines horizontales ont été observées pour de telles conditions frontières.

- **Simulation de l'injection des fissures**

La littérature présente plusieurs cas d'injection des fissures effectuées sur différents barrages en béton. On y rapporte certains problèmes rencontrés comme par exemple, la fracturation hydromécanique du barrage-voûte Zillergründl en Autriche.

Différentes analyses sont effectuées sur des modèles simples pour déterminer les capacités du logiciel UDEC à évaluer la réponse hydraulique (distribution de la pression, débit d'écoulement) de systèmes de fissures. Les modèles étudiés représentent différents cas pratiques pouvant se rencontrer lors de l'injection d'un barrage : fissure horizontale ou inclinée, fissure en contact avec le réservoir, réseau de fissures. Les résultats obtenus du logiciel UDEC pour ces analyses correspondent bien au comportement théorique et aux résultats publiés dans la littérature.

La simulation de l'injection d'une fissure hypothétique dans un modèle de barrage-poids de 52 m de hauteur est présentée. L'exploration d'une méthodologie d'analyse du processus d'injection pour les barrages en béton et l'étude des possibilités du logiciel UDEC pour l'application de certains concepts de modélisation étaient les principaux objectifs de cette partie de l'étude. Les résultats démontrent la présence de contraintes de compression sur toute la section réparée (imperméabilisée) après l'injection. Les contraintes de compression le long de la fissure injectée sont approximativement égales à la sous-pression, provoquée par l'eau du réservoir, initialement présente dans la fissure. Aucune fracturation hydromécanique ne s'est produite lors de l'injection en considérant la résistance à la traction du béton à 1,5 MPa.

ABSTRACT

The study of the structural behaviour of dam-foundation-reservoir systems requires to consider the interaction between the mechanical response (displacements, crack openings) and the hydraulic response (pressure and flow in cracks) of the system. Hydro-mechanical analyses are used to model this interaction. In this way, it's possible to evaluate the potential of cracking in the dam or in the foundation, and the stability of the whole system, from simulations more representative of the physical phenomena involved.

Hydro-mechanical analyses are also used to simulate the grouting process in concrete dams. However, very few research work about numerical simulation of crack grouting in dams have been done to date to quantify : (1) the grouting pressure distribution in a crack network , (2) the mechanical response to the grouting pressure (including hydro-fracturing), and (3) the distribution of internal stresses after grouting when the grout has set and become solid.

The objectives of this research project is to evaluate the hydro-mechanical response of a dam-foundation-reservoir system and to simulate the grouting process using the distinct element method. UDEC is the commercial computer program based on the distinct element method that is used to carry out the numerical analyses. UDEC is able to simulate the flow of fluid through discontinuities. Newtonian liquid (water) or Bingham liquid (cement grout) can be represented. Fully-coupled hydro-mechanical analyses can be performed in UDEC.

Fracture conductivity is dependent on mechanical deformation of the joint aperture ; conversely, joint water pressure affect the mechanical response. Flow is idealized as laminar viscous flow between parallel plates (cubic flow law). The fracture roughness is taken into account by an empirical correction factor applied to the cubic flow law.

- **Hydro-mechanical response**

Two approaches supported by UDEC for the representation of tensile crack propagation in concrete are described : (1) the discrete crack model, and (2) the smeared crack model. These models are used to evaluate the propagation of existing cracks or formation of new ones under the grouting pressure. Hydro-fracturing was observed from the numerical simulation of a wedge splitting test and from the grouting of a crack network.

A parametric study about the hydro-mechanical response of a dam-foundation-reservoir system is presented (gravity dam 52 m high). The influence of some parameters (joint constitutive models, boundary conditions, initial in-situ stress conditions, drainage system, grout curtain, etc.) on the foundation and on the dam response (uplift pressure distribution, crack openings, displacement at the crest of the dam, sliding safety factor, etc.) are evaluated. The analyses show the formation of a deep vertical crack in the upstream part of the foundation when no rock tensile strength was considered. Displacement at the crest of the dam, and the deformation shape of the system, are influenced by in-situ initial stresses in the foundation. The use of fixed mechanical boundary conditions for the foundation model must be considered carefully for small models. Several vertical and even some horizontal cracks were observed in the foundation for this type of boundary conditions.

- **Simulation of grouting process**

A review of literature about grouting of cracks in different concrete dams is presented. Some difficulties encountered during grouting are discussed, such as hydro-fracturing at Zillergründl arch dam in Austria.

Different analyses were made on simple models to determine the capabilities of the computer program UDEC to evaluate the hydraulic response (grouting pressure

distribution, flow rate in crack,) of grouted cracks. The studied models are related to different cases which can be observed in dam grouting : horizontal or inclined cracks, cracks in contact with the reservoir, crack network. The results obtained with UDEC for these analyses are in good agreement with theoretical and numerical solutions published in technical papers.

The grouting simulation of a hypothetical crack in a 52 m high gravity dam model is presented. The major objectives of this part of the research was to explore an analysis methodology for the grouting process in concrete dams, and to evaluate the capabilities of UDEC for the application of these modelling concepts. The results show normal compressive stresses all along the repaired section after grouting. The compressive stresses along the grouted crack are approximately equal to the uplift pressure initially present in the crack before grouting. No hydro-fracturing was observed under grouting pressure for a concrete with a tensile strength of 1.5 MPa.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS iv
RÉSUMÉ v
ABSTRACT viii
TABLE DES MATIÈRES xi
LISTE DES FIGURES xvi
LISTE DES TABLEAUX xxii
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS xxiv
LISTE DES ANNEXES xxix

CHAPITRE 1 : INTRODUCTION 1

1.1 Généralités et définition du problème de recherche 1
1.2 Objectifs 6
1.3 Méthodologie 6
1.4 Organisation du mémoire 7

CHAPITRE 2 : PRODUITS D'INJECTION ET ÉTUDES DE CAS 10

2.1 Introduction 10
2.2 Produits d'injection 10
2.2.1 Coulis de ciment 11
2.2.2 Coulis à base d'époxy 15
2.2.3 Autres 16
2.3 Méthodes d'injection 16
2.3.1 Méthode classique 16
2.3.2 Méthode GIN 17
2.4 Études expérimentales à l'Institut de recherche d'Hydro-Québec (IREQ) 19

2.5 Études de cas 23
2.6 Synthèses et conclusions 33

CHAPITRE 3 : LES ÉLÉMENTS DISTINCTS ET CODE DE CALCULS UDEC 35
3.1 Introduction 35
3.2 Logiciel UDEC et méthode des éléments distincts 35
3.3 Modélisation des blocs 40
3.4 Modélisation des joints 44
3.4.1 Comportement mécanique des joints 44
3.4.2 Comportement hydraulique des joints 45
3.5 Synthèses et conclusions 45

CHAPITRE 4 : SIMULATION DE L'ÉCOULEMENT D'UN FLUIDE DANS UNE FISSURE 47
4.1 Introduction 47
4.2 Modélisation mécanique d'une fissure 47
4.3 Modélisation du fluide d'injection 50
4.4 Modélisation hydraulique d'une fissure et écoulement 52
4.4.1 Types d'écoulements 52
4.4.2 Écoulement entre deux plaques parallèles 53
4.4.3 Influence de la rugosité de la fissure sur l'écoulement 56
4.4.4 Écoulement dans une fissure sinueuse 59
4.5 Écoulement d'un fluide de Bingham 60
4.6 Modélisation de la pression dans une fissure 64
4.7 Analyse hydromécanique 68

4.8 Exemples d'applications 70
4.8.1 Fissure horizontale 73
4.8.2 Fissure horizontale remplie d'eau 80
4.8.3 Fissure inclinée 82
4.8.4 Exemples d'analyses hydromécaniques 83
4.9 Synthèses et conclusions 101

CHAPITRE 5 : FISSURATION LORS DE L'INJECTION 102

5.1 Introduction 102
5.2 Mécanismes de défaillance 102
5.3 Paramètres de contrôle de l'injection 103
5.4 Modélisation de la fissuration hydromécanique 104
5.4.1 Modèle de fissuration discrète 105
5.4.2 Modèle de fissuration diffuse 106
5.5 Modélisation de la fracturation hydromécanique dans UDEC 107
5.5.1 Modèle de fissuration discrète dans UDEC 107
5.5.2 Modèle de fissuration diffuse dans UDEC 107
5.6 Applications numériques 108
5.6.1 Essai de fendage *(Wedge splitting test)* 108
5.6.2 Fissuration lors de l'injection 114
5.6.3 Modèle de fissuration diffuse 119
5.7 Synthèses et conclusions 126

CHAPITRE 6 : COMPORTEMENT HYDROMÉCANIQUE D'UN BARRAGE-POIDS EN BÉTON 128

6.1 Introduction 128

6.2 Système barrage-fondation-réservoir analysé 130

6.3 Réponse structurale : méthode de gravité et méthode des éléments finis 131

6.3.1 Méthode de gravité 131

6.3.2 Méthode des éléments finis 131

6.4 Modélisation par la méthode des éléments distincts - UDEC 133

6.4.1 Barrage et fondation : modélisation des blocs 133

6.4.2 Modélisation des joints 134

6.4.3 Modélisation du réservoir 144

6.5 Analyses 147

6.5.1 Effet du comportement non-linéaire de la fondation 148

6.5.2 Effet du comportement des joints 153

6.5.3 Effet des conditions frontières 155

6.5.4 Effet des conditions initiales 159

6.5.5 Effet des dimensions de la fondation 162

6.5.6 Effet d'un rideau d'injection et d'un réseau de drainage 164

6.5.7 Séquence de construction 172

6.6 Synthèses et conclusions 174

CHAPITRE 7 : INJECTION DES FISSURES DANS UN BARRAGE-POIDS EN BÉTON 178

7.1 Introduction 178

7.2 Modèle étudié 178

7.3 Procédure suivie pour les simulations 180

7.3.1 Hypothèses 180

7.3.2 Méthodologie adoptée 181
7.3.3 Utilisation des logiciels UDEC et SAP90 184
7.4 Simulation numérique de l'injection 186
7.5 Synthèses et conclusions 189

CHAPITRE 8 : CONCLUSIONS 191

8.1 Sommaire 191
8.2 Conclusions 192
8.3 Suggestions pour la poursuite des recherches 199

RÉFÉRENCES 202
ANNEXES 210

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 Programme de recherche sur l'injection. 3
Figure 1.2 Simulation numérique de l'injection des barrages en béton et comportement stuctural après l'injection 5
Figure 1.3 Organisation du mémoire 8

Figure 2.1 Comportement des fluides de Newton et de Bingham 13
Figure 2.2 Comportement réel d'un coulis de ciment et modèle de Bingham 14
Figure 2.3 Procédé d'injection de la méthode GIN 18
Figure 2.4 Différents cas possibles durant une injection de type GIN 19
Figure 2.5 Design et instrumentation de la dalle no 5 (IREQ) 21
Figure 2.6 Résultats de l'injection de la dalle no 5 (IREQ) 22
Figure 2.7 Section type des barrages. 28
Figure 2.8 État de contraintes du barrage Flumendosa après injection 33

Figure 3.1 Exemple d'un modèle dans UDEC 36
Figure 3.2 Contact entre deux blocs dans UDEC 42

Figure 4.1 Fissure dans une structure de béton 48
Figure 4.2 Modèle de fissure dans UDEC 49
Figure 4.3 Évolution dans le temps de la viscosité et de la cohésion d'un coulis de ciment pour différents rapports eau/ciment 52
Figure 4.4 Écoulement entre deux plaques parallèles. 54
Figure 4.5 Définition de la rugosité relative 57
Figure 4.6 Lois d'écoulement et paramètres de calculs 58
Figure 4.7 Modèle de fissure sinueuse. 59

Figure 4.8 Profil des vitesses des écoulements visqueux et visco-plastiques dans une conduite circulaire 61
Figure 4.9 Écoulement d'un fluide de Bingham dans une fissure 63
Figure 4.10 Distribution de la pression dans une fissure d'un barrage en béton. 65
Figure 4.11 Distribution de la pression dans une fissure pour différentes durées 67
Figure 4.12 Méthode d'analyse hydromécanique couplée. 69
Figure 4.13 Relation pression-débit pour différentes ouvertures de fissures 72
Figure 4.14 Modèle de fissure pour les simulations. 73
Figure 4.15 Distribution de la pression dans la fissure pour une pression d'injection appliquée 74
Figure 4.16 Distribution de la pression dans une fissure de 2 mm d'ouverture pour une pression d'injection appliquée 75
Figure 4.17 Distribution de la pression dans une fissure d'ouverture différente pour un débit d'injection 76
Figure 4.18 Relation pression-débit pour un fluide de Bingham dans UDEC 77
Figure 4.19 Relation pression-débit pour un fluide de Bingham. 79
Figure 4.20 Relation corrigée dans UDEC pour la pression et le débit. 79
Figure 4.21 Distribution de la pression dans une fissure de 2 mm d'ouverture pour un débit d'injection 80
Figure 4.22 Distribution de la pression dans une fissure de 2 mm d'ouverture suite à l'injection d'un coulis de ciment en présence d'une pession d'eau 81
Figure 4.23 Distribution de la pression dans une fissure inclinée pour une pression d'injection appliquée 83
Figure 4.24 Modèle de fissure longue (première analyse hydromécanique) 85
Figure 4.25 Évolution des conditions d'écoulement au point d'injection pour la la première analyse 86
Figure 4.26 Injection d'une fissure en contact avec un réservoir. 87
Figure 4.27 Débit et pression pour l'analyse 2 88

Figure 4.28 Ouverture de la fissure pour l'analyse 2. 89
Figure 4.29 Réseau de fissures étudié dans UDEC..... 90
Figure 4.30 Pression d'injection et débit au point d'injection (analyse 3)..... 92
Figure 4.31 Évolution de l'ouverture des fissures aux points A et B (analyse 3)..... 93
Figure 4.32 Conditions d'écoulement aux points A et B (analyse 3) 94
Figure 4.33 Conditions d'écoulement aux points A et B pour l'analyse 4..... 96
Figure 4.34 Pression d'injection pour l'analyse 5..... 97
Figure 4.35 Conditions d'écoulement pour l'analyse 5..... 98
Figure 4.36 Conditions d'écoulement aux points A et B pour l'analyse 6..... 100

Figure 5.1 Essai Lugeon 104
Figure 5.2 Modèle de fissuration discrète. 105
Figure 5.3 Modèle de fissuration diffuse. 106
Figure 5.4 Modèle de fissure dans UDEC..... 107
Figure 5.5 Montage expérimental de l'essai de fendage 109
Figure 5.6 Modèle UDEC pour l'essai de fendage. 110
Figure 5.7 Modèle d'adoucissement en tension du béton. 111
Figure 5.8 Résultats de l'essai de fendage avec le modèle élasto-fragile. 112
Figure 5.9 Résultats de l'essai de fendage avec modèle d'adoucissement en tension... 113
Figure 5.10 Modèle analysé pour la fracturation hydromécanique. 115
Figure 5.11 Trou circulaire soumis à un champ de contraintes bi-axiales et à une pression interne..... 117
Figure 5.12 Fracturation hydraulique du modèle sous différentes pressions d'injection..... 119
Figure 5.13 Problème type de flexion-cisaillement d'une section de béton..... 120
Figure 5.14 Enveloppe de rupture du modèle Mohr-Coulomb. 120
Figure 5.15 Modèle UDEC pour la simulation de la fissuration diffuse. 121

Figure 5.16 Contraintes σ_{yy} sur une section à mi-hauteur du modèle (comportement linéaire élastique) 123
Figure 5.17 Contraintes σ_{yy} sur une section à mi-hauteur (modèle de fissuration diffuse) 124
Figure 5.18 Contraintes σ_{yy} sur une section à mi-hauteur avec et sans cisaillement... 125

Figure 6.1 Dimensions du système analysé 130
Figure 6.2 Contraintes verticales à la base obtenues par la méthode des éléments finis 132
Figure 6.3 Modèle divisé en blocs distincts. 133
Figure 6.4 Blocs découpés en éléments finis triangulaires. 134
Figure 6.5 Modèle de Coulomb en cisaillement 136
Figure 6.6 Modèle de Coulomb en cisaillement avec angle de friction résiduel. 136
Figure 6.7 Phénomène de dilatance. 137
Figure 6.8 Comportement normal du modèle de joint Barton-Bandis 139
Figure 6.9 Comportement en cisaillement d'un joint Barton-Bandis 141
Figure 6.10 Comportement normal non-linéaire d'un joint de Coulomb 143
Figure 6.11 Approximation du comportement normal d'un joint Barton-Bandis par un joint de Coulomb 143
Figure 6.12 Effet de la modélisation du réservoir sur le système 146
Figure 6.13 Différents paramètres à l'étude dans les analyses 147
Figure 6.14 Paramètres de réponse observés. 148
Figure 6.15 Répartition de la pression au contact barrage-fondation (analyses 1 à 5). 151
Figure 6.16 Déformées du système 152
Figure 6.17 Réactions aux appuis de la fondation pour l'analyse 1 (linéaire élastique) et pour l'analyse 3 153
Figure 6.18 Répartition de la pression au contact barrage-fondation (analyses 6 à 10).155
Figure 6.19 Différentes conditions frontières mécaniques étudiées. 157

Figure 6.20 Déplacement des blocs du modèle avec une frontière où les déplacements sont libres et aucune force n'est imposée 158
Figure 6.21 Distribution de la pression à l'interface barrage-fondation pour différentes conditions frontières mécaniques 159
Figure 6.22 Distribution de la pression à l'interface barrage-fondation selon les conditions initiales du système 160
Figure 6.23 Déformées du système pour les analyses 7 et 14. 161
Figure 6.24 Réactions aux appuis de la fondation pour les analyses 7 et 14. 161
Figure 6.25 Déformée du modèle de fondation agrandi. 162
Figure 6.26 Distribution de la pression à l'interface barrage-fondation selon 163
Figure 6.27 Déformée du système : (a) sans rideau d'injection, (b) avec rideau d'injection 165
Figure 6.28 Répartition de la pression (m d'eau) dans la fondation avec ou sans rideau d'injection 166
Figure 6.29 Distribution de la pression à l'interface barrage-fondation avec (analyse 16) ou sans rideau d'injection (analyse 7) 167
Figure 6.30 Modélisation d'un réseau de drainage. 168
Figure 6.31 Distribution de la pression à l'interface barrage-fondation pour différents modèles de drainage 169
Figure 6.32 Distribution de la pression (m d'eau) dans la fondation selon le réseau de drainage 171
Figure 6.33 Séquence de construction 172
Figure 6.34 Distribution de la pression à l'interface barrage-fondation en tenant compte des phases de construction 173

Figure 7.1 Modèle de barrage étudié pour l'injection. 179
Figure 7.2 Évolution des contraintes lors de l'injection des fissures. 183

Figure 7.3 Modélisation à partir d'éléments de treillis du coulis de ciment une fois durci 184
Figure 7.4 Contraintes verticales le long du joint situé à 6 m de la base du barrage 185
Figure 7.5 Distribution de la pression d'injection dans la fissure 187
Figure 7.6 Contraintes normales le long de la section à l'élévation 6 m avant l'injection, après l'injection et suite à l'abaissement du réservoir 188
Figure 7.7 Contraintes verticales le long du plan à l'élévation 6 m après l'injection et dans le cas où il n'y aurait pas de fissure 189

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 Conditions d'utilisation des produits d'injection 11
Tableau 2.2 Rapport eau/ciment (poids) de quelques ciments pour obtenir un coulis stable 12
Tableau 2.3 Sommaire des travaux d'injection de quelques barrages. 32

Tableau 3.1 Modèles de blocs disponibles dans UDEC 41
Tableau 3.2 Modèles de joints disponibles dans UDEC 44

Tableau 4.1 Modélisation de l'écoulement dans UDEC 50
Tableau 4.2 Propriétés physiques de l'eau 51
Tableau 4.3 Lois d'écoulement et paramètres de calculs. 58
Tableau 4.4 Formules pour écoulement visqueux dans les conduites et les fissures. 62
Tableau 4.5 Paramètres de modélisation. 71
Tableau 4.6 Résumé des analyses hydromécaniques effectuées. 84
Tableau 4.7 Propriétés des matériaux de l'analyse de la fissure longue. 85
Tableau 4.8 Conditions initiales et propriétés des matériaux pour l'analyse du réseau de fissures 91

Tableau 5.1 Propriétés du modèle UDEC pour l'essai de fendage. 110
Tableau 5.2 Conditions initiales et propriétés des matériaux. 116
Tableau 5.3 Valeurs des paramètres de modélisation pour la simulation de fissuration diffuse 122

Tableau 6.1 Propriétés mécaniques des matériaux du barrage-poids étudié. 130
Tableau 6.2 Déplacements horizontaux à la crête du barrage obtenus par la méthode des éléments finis 132

Tableau 6.3 Paramètres de modélisation pour les joints - modèle de Coulomb. 144
Tableau 6.4 Valeurs de la résistance à la traction et de la cohésion des différents joints 149
Tableau 6.5 Déplacements en crête du barrage et facteur de sécurité au glissement pour les analyses 1 à 5 150
Tableau 6.6 Comportement normal et tangentiel des joints de la fondation et du joint de l'interface pour les analyses 6 à 10 154
Tableau 6.7 Déplacements en crête du barrage et facteur de sécurité au glissement pour les analyses 6 à 10 154
Tableau 6.8 Déplacements en crête du barrage et facteur de sécurité au glissement pour différentes conditions frontières mécaniques 158
Tableau 6.9 Déplacements en crête du barrage et facteur de sécurité au glissement selon les conditions initiales du système 160
Tableau 6.10 Déplacements en crête du barrage et facteur de sécurité au glissement pour différentes dimensions du modèle de fondation 163
Tableau 6.11 Déplacements en crête du barrage et facteur de sécurité au glissement avec ou sans rideau d'injection 168
Tableau 6.12 Caractéristiques de modélisation d'un réseau de drainage. 169
Tableau 6.13 Déplacements en crête du barrage et facteur de sécurité au glissement pour différents modèles de drainage 170
Tableau 6.14 Déplacements en crête du barrage et facteur de sécurité au glissement en tenant compte des phases de construction 173

Tableau 7.1 Propriétés du modèle de barrage étudié pour l'injection..... 180

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

a :	Ouverture de la fissure
a_0:	Ouverture initiale de la fissure
a_{hyd} :	Ouverture hydraulique
$a_{rés}$:	Ouverture résiduelle de la fissure sous contraintes de compression
ANCOLD :	Australian National Commitee on Large Dams
b :	Ouverture de la fissure, Facteur de correction à la loi cubique
c :	Cohésion
C :	Coefficient de rugosité
CDSA :	Canadian Dam Safety Association
CIBG :	Commission internationale des grands barrages
d° :	Angle de dilatance
D_h :	Diamètre hydraulique
dv/dx :	Taux de déformation
e :	Dimension du noyau rigide
e/c :	Rapport eau/ciment d'un béton
E :	Module élastique
E_c :	Module élastique du béton du barrage
E_r :	Module élastique du roc de la fondation
EPRI :	Electric Power Research Institute
f :	Facteur de correction à la loi cubique d'écoulement
F :	Force
$F_{(t)}$:	Force variable dans le temps
f'c :	Résistance à la compression du béton
ft :	Résistance à la traction du béton
FERC :	Federal Energy Regulatory Commission

FRAC_DAM : FRACture and DAMage responses of solid concrete structures

GIN : Grouting Intensity Number

g, g_i : Accélération gravitationnelle

G : Module d'élasticité en cisaillement

H : Niveau du réservoir

H_1 : Hauteur d'eau à l'amont

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval

I : Moment d'inertie

ICOLD : International Commission on Large Dams

IREQ : Institut de recherche d'Hydro-Québec

J : Gradient hydraulique

J_o : Gradient hydraulique minimal

JCS : Résistance à la compression des épontes d'un joint selon Barton-Bandis

jkn : Rigidité normale du joint

jks : Rigidité en cisaillement du joint

JRC : Coefficient de rugosité d'un joint selon Barton-Bandis

k : Rigidité, Hauteur moyenne des aspérités de la fissure

K : Module de variation de volume, Conductivité hydraulique

k_o : Ratio des contraintes horizontales sur les contraintes verticales

k_n : Rigidité normale

K_{ni} : Rigidité normale initiale d'un joint

k_s : Rigidité tangentielle

L : Longueur de la fissure

m : Masse

$M^{(t)}$: Moment

n : Rigidité relative fondation/barrage

n_j : Vecteur normal unitaire

p : Pression d'injection

P :	Énergie totale dissipée par amortissement
P_{max} :	Pression maximale d'injection
P_{inj} :	Pression d'injection
q :	Débit
Q :	Débit
r :	Rayon
R_e :	Nombre de Reynolds
R_{max} :	Distance maximale de pénétration du coulis
s :	Surface
S :	Distance
t :	Demi (½) ouverture de la fissure, Temps
u :	Déplacement
$\dot{u}$:	Vitesse
$\ddot{u}$:	Accélération
u_d :	déplacement normal dû à la dilatance
u_n :	Déplacement normal
u_{nc} :	Déplacement normal d'un joint
u_s :	Déplacement en cisaillement
u_s^e :	Composante élastique du déplacement en cisaillement
UDEC :	Universal Distincts Element Code
v :	Vitesse
V :	Volume de fluide injecté , Volume de la fissure
v_m :	Vitesse moyenne
v_{mi} :	Fermeture maximale d'un joint
w, W :	Largeur de la fissure
x :	Exposant de l'ouverture hydraulique
y :	Élévation

α :	Constante d'amortissement, Cisaillement dans la couche de glissement
δ :	Épaisseur de la couche de glissement
δ_{ij} :	Fonction delta de Kronecker
δ_n :	Déplacement normal
δ_s :	Déplacement tangentiel
δ_{peak} :	Déplacement tangentiel atteint à la résistance maximale en cisaillement
Δh :	Variation du gradient hydraulique
Δt :	Intervalle de temps
Δx :	Déplacement selon l'axe x
Δy:	Déplacement selon l'axe y
ε :	Déformation, Degré de séparation de la fissure
ε_f :	Déformation du béton à la rupture
ε_{ij} :	Déformation
ε_o :	Déformation du béton lorsque la résistance à la traction est atteinte
ε_v :	Changement de volume par unité de volume
ϕ :	Angle de friction
ϕ_r :	Angle de friction résiduel
λ :	Coefficient de friction
ν :	Coefficient de Poisson, Viscosité cinématique du fluide
μ :	Viscosité dynamique du fluide
ψ :	Angle de dilatance
ρ :	Densité
σ :	Contrainte
σ_{appl} :	Contrainte appliquée
σ_c :	Résistance à la compression
σ_{ij} :	Tenseur de contraintes
σ_H :	Contraintes horizontales

σ_n :	Contrainte normale
σ_V :	Contraintes verticales
σ_{xx} , σ_2 :	Contrainte selon l'axe x
σ_{yy} , σ_3 :	Contrainte selon l'axe y
σ_{rr} :	Contraintes selon un système d'axes en coordonnées polaires
$\sigma_{\theta\theta}$:	Contraintes selon un système d'axes en coordonnées polaires
τ :	Contrainte de cisaillement
τ_s :	Contrainte de cisaillement
θ :	Angle, Rotation, Déviation de la direction de l'écoulement
$\dot{\theta}$:	Vitesse angulaire

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A : Exemple de fichier de données UDEC.....210
ANNEXE B : Mise en garde.....212

CHAPITRE 1
INTRODUCTION

1.1 Généralités et définition du problème de recherche

Les barrages de béton, quelque soit leur type ou leurs dimensions, sont plus ou moins affectés par la fissuration qui peut apparaître durant leur construction, leur mise en eau et/ou leur exploitation. La fissuration dans toutes ses formes est considérée comme la plus importante forme de dégradation du béton.

Dans la plupart des cas, pour réparer ces fissures, les mesures correctives consisteront en des travaux d'injection. La technique d'injection consiste à introduire dans une fissure un produit, qui après avoir durci, viendra colmater cette dernière et restaurer l'étanchéité ainsi que la continuité structurale de l'ouvrage.

L'injection est utilisée depuis près de deux siècles pour améliorer les propriétés des fondations. Cependant, l'application de l'injection pour le colmatage des fissures dans les ouvrages de béton ne s'applique que depuis quelques décennies. Au cours de ces années, différents produits d'injection ont été utilisés provoquant par le fait même le développement de nouvelles méthodes d'injection. Ces dernières demeuraient cependant bien souvent basées sur des données empiriques.

De nos jours, de nouveaux outils sont mis à notre disposition nous permettant de concevoir et gérer l'exécution d'une injection à partir de critères rationnels. L'injection n'est donc plus un art réservé à quelques spécialistes mais une technique en plein développement qui revêt un intérêt majeur pour les propriétaires de barrages en béton.

Plusieurs questions se posent quant à l'incidence des injections sur le comportement structural de barrages à réparer :

- Quelle est la pression d'injection maximale permise qui ne propagera pas davantage les fissures existantes ?
- Quelle est l'incidence des variations du niveau du réservoir sur les contraintes internes suite à l'injection ? (Une variation du niveau du réservoir par rapport au niveau qui prévalait lors de l'injection peut induire un effet de "coin" dont l'importance est mal connue.)
- Quelle est l'incidence des produits d'injection sélectionnés sur le développement des pressions internes ?
- Quels sont les paramètres principaux qui contrôlent le développement de la pression (géométrie du réseau de fissures, condition d'ouverture et de rugosité) ?

Il s'agit de questions difficiles à répondre. La revue de cas d'injection de barrages dans la littérature et les évidences expérimentales documentées par les essais de laboratoire sont un bon point de départ pour tenter d'apporter certaines réponses (figure 1.1).

De plus en plus, des modèles d'éléments finis sophistiqués sont développés pour expliquer la fissuration observée sur les barrages en béton, pour vérifier leur stabilité en cas de crues ou de séismes et pour évaluer l'efficacité de différentes mesures correctives. Quel rôle ces modèles numériques peuvent-ils avoir pour quantifier l'effet de l'injection sur la sécurité des ouvrages ?

Des simulations numériques du processus d'injection (réponse hydraulique) et du comportement mécanique de l'ouvrage injecté lorsque le coulis est fluide puis solide peuvent être considérées. Cela soulève également une autre série de questions :

- Quel modèle hydromécanique doit-on utiliser ?
- Quelle méthodologie de modélisation doit être mise en oeuvre ?
- Comment choisir les paramètres de modélisation ?
- Quelle est la fiabilité des modèles de calculs face à l'incertitude de plusieurs paramètres de modélisation ?

Peu de travaux de recherche ont été réalisés sur l'analyse numérique de l'injection des fissures de barrages. La figure 1.1 schématise le programme de recherche sur l'injection, qui est présenté dans ce mémoire, en exposant les trois axes principaux d'étude qui ont été considérés.

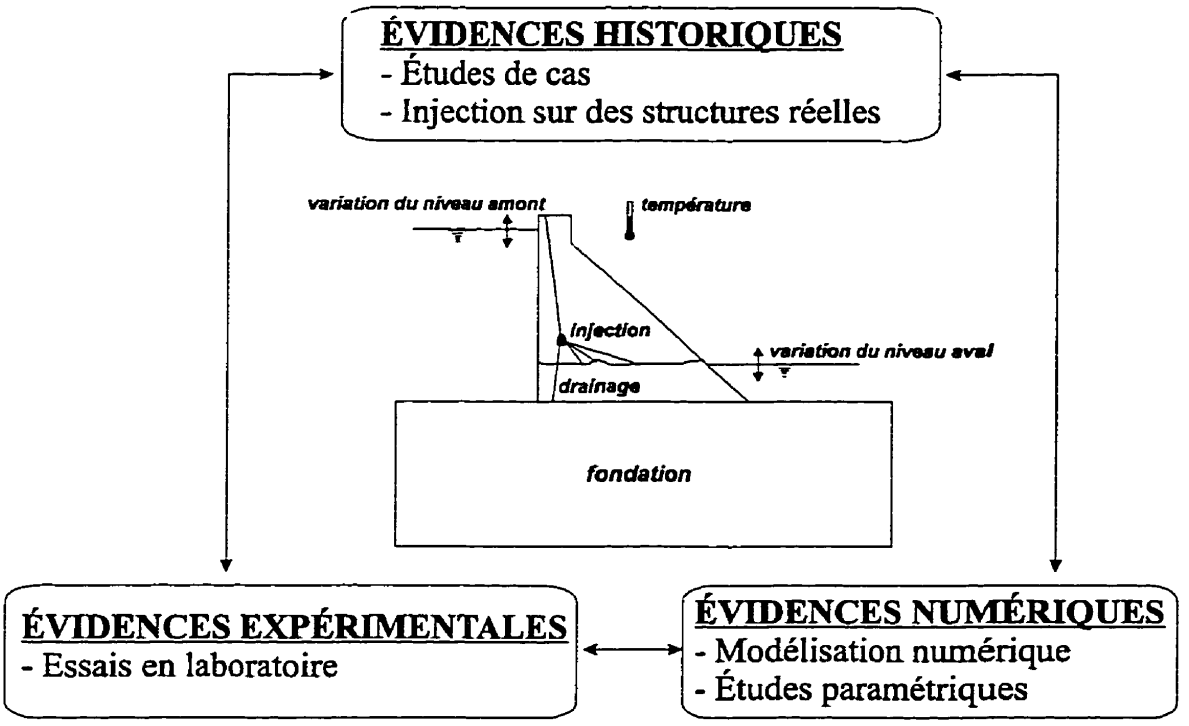


Figure 1.1 Programme de recherche sur l'injection.

Dans ce travail l'emphase sera mise sur la modélisation numérique du processus d'injection des fissures (évidences numériques). Différentes analyses seront effectuées en tenant compte des recommandations et des résultats expérimentaux rapportés dans la littérature. La figure 1.2 schématise le processus de simulation numérique de l'injection des barrages en béton. Les caractéristiques de l'ouvrage (résistance du béton, géométrie de la fissure, ouverture de la fissure, fissure active ou inactive, perméabilité, etc.) ainsi que les propriétés du coulis (mécaniques et rhéologiques) doivent tout d'abord être évaluées. Le modèle numérique choisi peut tenir compte ou non de la fracturation hydromécanique, c'est-à-dire de l'interaction entre le fluide en écoulement dans la fissure et la réponse mécanique du barrage. Le comportement du barrage doit être suivi pendant et après l'injection pour bien évaluer l'efficacité des travaux.

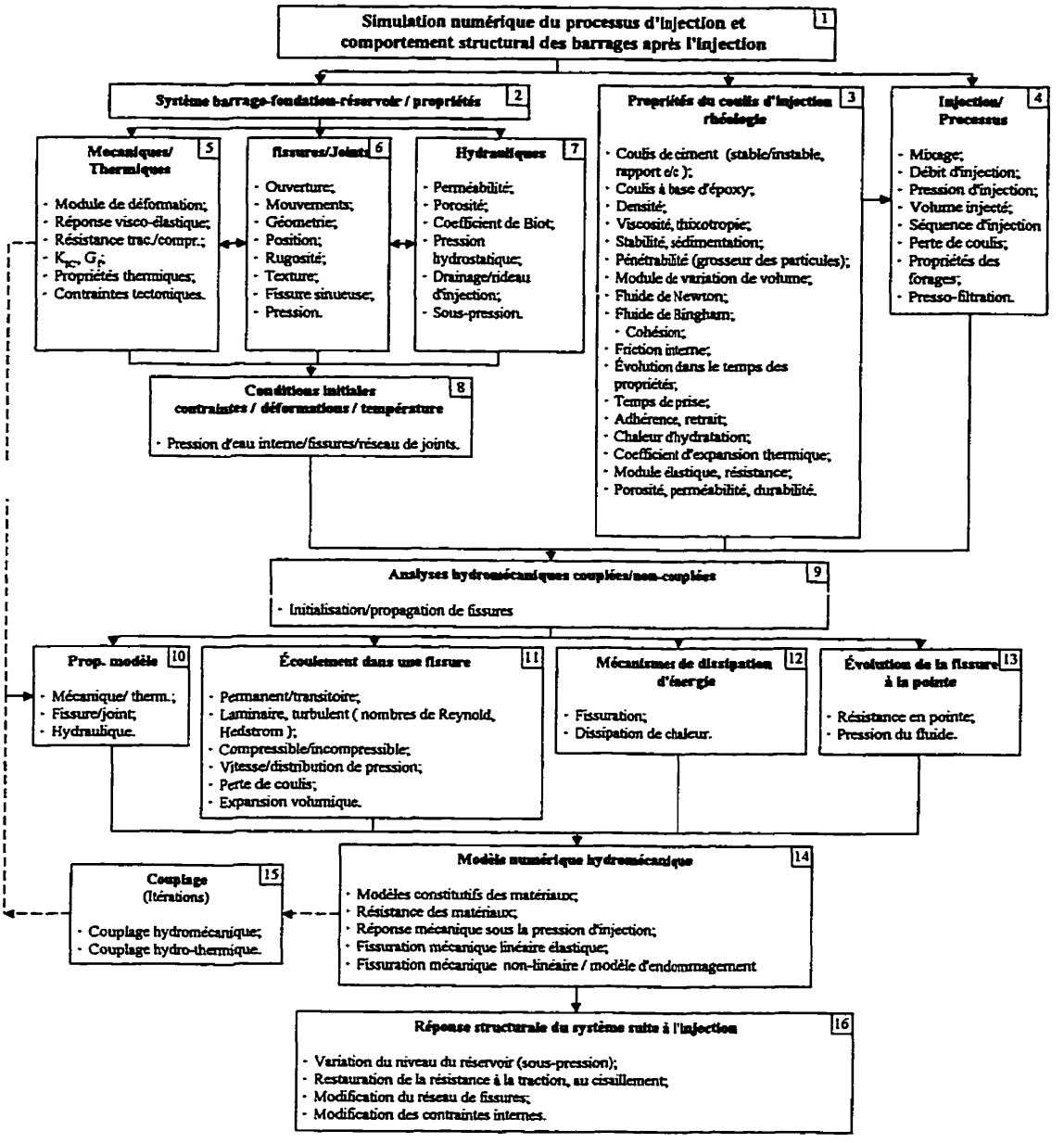


Figure 1.2 Simulation numérique de l'injection des barrages en béton et comportement structural après l'injection.

1.2 Objectifs

Les objectifs poursuivis dans ce travail sont :

- d'évaluer les performances et les possibilités du logiciel commercial UDEC[1] (Itasca Consulting Group Inc., 1996) pour la simulation du processus d'injection des fissures et pour les calculs hydromécaniques couplés;
- d'effectuer une revue de la littérature sur des cas de barrages qui ont été injectés (évidences historiques) et sur les essais d'injection en laboratoire (évidences expérimentales) ;
- de déterminer la distribution de la pression dans une fissure lors de l'injection ;
- d'évaluer la pression maximale que l'on peut appliquer lors d'une injection pour éviter la fracturation hydromécanique ;
- de déterminer l'influence de certains paramètres sur l'efficacité de l'injection (niveau de la retenue, propriétés du fluide d'injection, etc.) ;
- de formuler des recommandations sur la méthodologie à suivre pour l'analyse numérique du processus d'injection et de son incidence sur les barrages en béton.

1.3 Méthodologie

Pour atteindre les objectifs fixés, une revue de la littérature a été effectuée ainsi qu'une revue des essais expérimentaux sur l'injection de dalles en béton effectués à l'Institut de recherche d'Hydro-Québec (IREQ). Par la suite, des simulations numériques ont été effectuées sur des modèles simples pour bien cerner les problèmes de distribution de

[1] UDEC (Universal Distinct Element Code) est un logiciel commercial distribué par Itasca Consulting Group Inc. Il est basé sur la théorie des éléments distincts. Ce logiciel, décrit au chapitre 3, permet de simuler l'écoulement d'un fluide de Bingham (coulis de ciment) ainsi que la fracturation hydro-mécanique.

pression dans une fissure et de couplage hydromécanique. Ces résultats sont appliqués par la suite à un modèle complet de barrage-poids de 52 m de hauteur.

La méthodologie d'analyse structurale a été appliquée de manière progressive : méthode de la résistance des matériaux, méthode des éléments finis linéaires (logiciel SAP90) et méthode des éléments distincts (logiciel UDEC). Des études comparatives ont été faites entre les différentes techniques d'analyse structurale.

1.4 Organisation du mémoire

La figure 1.3 montre de façon schématique l'organisation du mémoire qui est composé de huit chapitres.

Le premier chapitre trace un portrait général de l'injection et expose le sujet de la recherche ainsi que les objectifs poursuivis. Le deuxième chapitre traite plus particulièrement des produits et méthodes d'injection. On y retrouve également un aperçu des travaux de recherche de l'Institut de recherche d'Hydro-Québec. Finalement, ce chapitre expose différents cas pratiques où des travaux d'injection ont été effectués sur des barrages en béton. Le troisième chapitre résume la théorie de base de la méthode des éléments distincts et les possibilités de modélisation du logiciel UDEC.

La simulation de l'écoulement d'un fluide dans une fissure est abordée au chapitre 4. On y traite notamment de la modélisation d'une fissure, de la modélisation du fluide d'injection, des lois d'écoulement et des analyses hydromécaniques couplées. Finalement, quelques exemples numériques illustrant l'injection de modèles simples de fissures sont présentés.

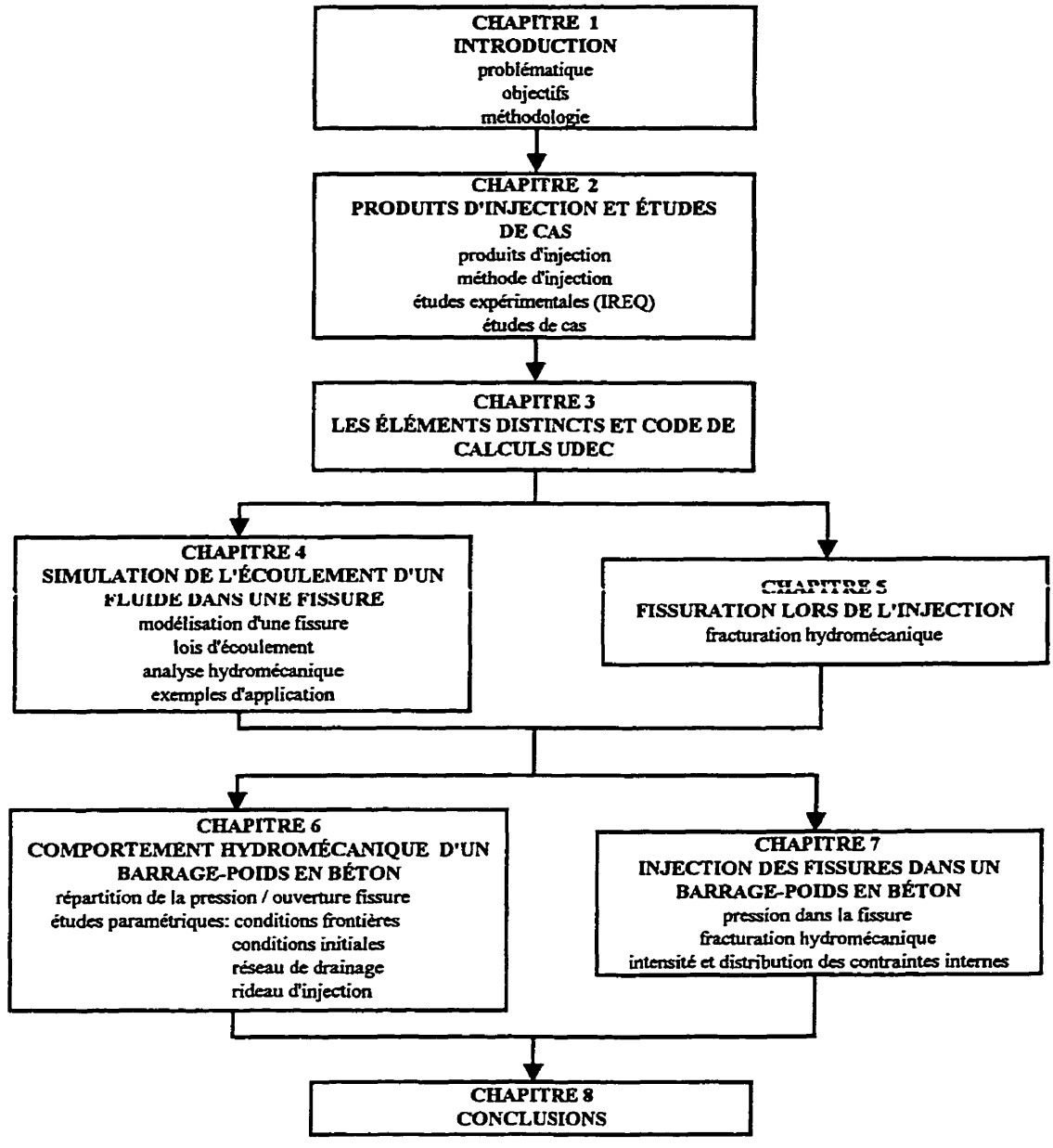


Figure 1.3 Organisation du mémoire.

Le cinquième chapitre traite de la fracturation hydromécanique lors de l'injection. Quelques analyses numériques sont démontrées et les principaux paramètres de modélisation sont décrits.

Le chapitre 6 présente une étude paramétrique détaillée du comportement hydromécanique d'un barrage-poids en béton. Différentes études sont effectuées pour déterminer l'influence de divers paramètres (conditions frontières, conditions initiales de contrainte, présence d'un réseau de drainage et/ou d'un rideau d'injection, etc.) sur la réponse du système (répartition des sous-pressions, ouverture des fissures, déplacement du barrage, etc.).

Le chapitre 7 est consacré à l'injection des fissures dans un modèle complet de barrage-poids en béton. Une méthodologie d'analyse du processus d'injection pour les barrages en béton est proposée et les possibilités du logiciel UDEC pour l'application de certains concepts de modélisation sont évalués. La distribution de la pression dans les fissures, la possibilité de fracturation hydromécanique ainsi que l'intensité et la distribution des contraintes internes sont évaluées.

Finalement, le chapitre 8 expose les conclusions générales des travaux de recherche réalisés et certaines recommandations pour la poursuite des recherches dans ce domaine.

CHAPITRE 2
PRODUITS D'INJECTION ET ÉTUDES DE CAS

2.1 Introduction

Le succès des travaux d'injection repose souvent sur le choix du bon produit d'injection et sur le choix d'une méthode d'injection adéquate. De plus, grâce aux nouvelles connaissances sur le sujet (propriétés des coulis, écoulement dans une fissure, fracturation hydromécanique, etc.) il est maintenant possible d'effectuer des réfections qui répondent aux attentes et objectifs de départ (assurer l'étanchéité et/ou restaurer l'intégrité structurale).

Ce chapitre présente, dans un premier temps, différents produits pouvant être utilisés pour l'injection ainsi qu'un aperçu de différentes méthodes d'injection. On traite par la suite des travaux de recherche et des études expérimentales sur l'injection effectués depuis déjà quelques années à l'Institut de recherche d'Hydro-Québec (IREQ). Finalement, on rapporte quelques cas de réhabilitation de barrages en béton par des travaux d'injection des fissures.

2.2 Produits d'injection

Les travaux d'injection ont pour principal objectif d'améliorer certaines propriétés des barrages telles l'étanchéité ou la résistance. Le choix du produit d'injection doit donc tenir compte non seulement des caractéristiques et de la géométrie des fissures à injecter mais également des objectifs poursuivis lors des travaux de restauration de l'ouvrage.

Le principe même de l'injection implique qu'il faut injecter un produit qui possède à cet instant les propriétés d'un liquide, mais qui avec le temps, se rigidifie en se transformant en corps solide permettant ainsi de bien colmater les fissures. À cet effet, différents produits peuvent être utilisés dont les coulis de ciment ou de ciment micofin, les époxy ou les polyuréthanes, selon l'ouverture et l'état (active ou inactive) de la fissure. Le tableau 2.1 démontre les conditions d'utilisation de divers produits d'injection.

Tableau 2.1 Conditions d'utilisation des produits d'injection (adapté de Khayat et al., 1997).

Coulis de ciment	Coulis de ciment microfin	Coulis à base d'époxy
• Grosses fissures, > 0,3 mm • Fissures actives • Bonnes caractéristiques mécaniques et physiques du coulis requises • Compatibilité mécanique et thermique entre le coulis et le béton de la structure à injecter	• Fissures fines, < 0,3 mm • Fissures actives • Bonnes caractéristiques mécaniques et physiques du coulis requises • Compatibilité mécanique et thermique entre le coulis et le béton de la structure à injecter	• Fissures fines, < 0.1 mm • Température > 8° C • Fissures inactives • Fissures stables • Fissures sèches

2.2.1 Coulis de ciment

Les coulis de ciment peuvent être classés en deux catégories : les coulis stables et les coulis instables.

Coulis stables

Un coulis de ciment est défini comme stable s'il montre moins de 5 % de ressuage après 2 heures. Le ressuage d'un coulis de ciment est influencé par le rapport eau/ciment de

ce coulis. Le tableau 2.2 présente des valeurs de rapport eau/ciment de quelques ciments pour obtenir un coulis stable.

Tableau 2.2 Rapport eau/ciment (poids) de quelques ciments pour obtenir un coulis stable (adapté de Saleh, 1993).

Type de ciment	Rapport eau/ciment (poids)
Type 10	e/c < 0,8
Type 10 + superplastifiant	e/c < 1,0
Type 30	e/c < 1,0
Type 30 + superplastifiant	e/c <1,2
Ciment microfin	e/c < 1,2 à 1,5

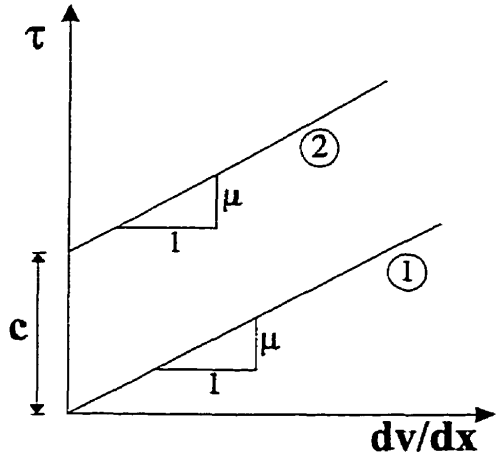
Un coulis stable possède une cohésion et une viscosité. Pour rendre stable un coulis, on peut y ajouter de la bentonite et obtenir un coulis dont la cohésion et la viscosité augmentent alors que la décantation diminue. Les propriétés rhéologiques du coulis jouent un rôle important dans le processus d'injection puisqu'elles conditionnent l'écoulement dans les fissures.

La viscosité est une mesure de la friction intergranulaire et est généralement liée au rapport eau/ciment du coulis et à la surface spécifique des particules solides en suspension. La pénétration du coulis est inversement proportionnelle à sa viscosité. Quant à la cohésion, elle influence directement la distance que pourra parcourir le coulis lors de l'injection. La cohésion du coulis peut être définie comme étant la contrainte (appelée seuil ou contrainte de cisaillement) sous laquelle le matériau est un solide élastique et au-dessus de laquelle il se comporte comme un liquide avec une viscosité plastique.

Pour obtenir les propriétés voulues pour le coulis il est toujours possible d'utiliser des ajouts cimentaires (superplastifiant, fumée de silice, cendres volantes, agent réducteur

d'eau). L'utilisation de superplastifiant aurait un effet bénéfique sur la viscosité et sur la stabilité du coulis. De plus, l'utilisation d'un agent réducteur d'eau est essentielle pour l'obtention d'un coulis adéquat.

Le comportement rhéologique d'un coulis de ciment stable peut être représenté par le modèle de Bingham, c'est-à-dire par une loi de comportement essentiellement viscoplastique. Il s'agit d'un modèle qui prend en compte les deux paramètres principaux du coulis stable : viscosité et cohésion. Ces deux paramètres affectent la relation entre la pression d'injection et la pénétrabilité du coulis. Pour mettre en mouvement un fluide de Bingham, il faut qu'une contrainte initiale égale ou supérieure au seuil de cisaillement soit appliquée. Le comportement d'un tel fluide est illustré à la figure 2.1.



① **fluide de Newton (viscosité)**

② **fluide de Bingham (cohésion et viscosité)**

Figure 2.1 Comportement des fluides de Newton et de Bingham.

Le modèle de Bingham ne correspond pas parfaitement au comportement rhéologique des coulis de ciment stables (voir figure 2.2). Malgré tout, il est utilisé en pratique pour sa grande simplicité et son efficacité. Le modèle perd de sa précision dû au fait que le ciment a une grosseur de grains. Lorsque l'injection se produit dans une fissure plus

petite que la taille des grains de ciment, le coulis ne peut s'écouler parfaitement et le comportement diffère alors du modèle. Le modèle de Bingham ne correspond également qu'à une approximation de la réalité lorsque l'écoulement est à grande vitesse et passe de laminaire à turbulent. Dans ce cas, d'autres lois d'écoulement s'appliquent. Cependant, puisqu'il est impossible de connaître avec précision la géométrie des fissures, il est généralement inutile d'utiliser un modèle plus élaboré malgré ces quelques points restrictifs.

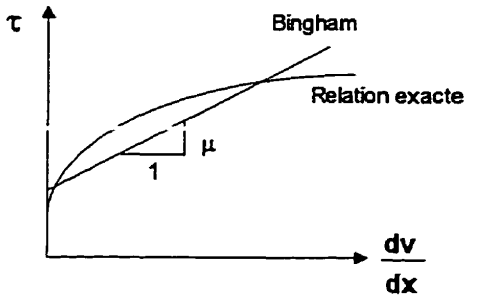


Figure 2.2 Comportement réel d'un coulis de ciment et modèle de Bingham (adaptée de Håkansson, 1993).

Coulis instables

Pour les coulis instables, les grains de ciment ne sont maintenus en suspension que par l'agitation du mélangeur. Il se produira donc, lors de l'injection, séparation de l'eau et du ciment, phénomène que l'on nomme presso-filtration. L'eau peut alors s'échapper par de fines fissures ou être absorbée par le béton. L'injection se fait donc par décantation du ciment dans les fissures. La variation des propriétés d'un coulis par perte d'eau due à la presso-filtration est appelée la synérèse. L'utilisation d'un coulis stable permet d'éviter le phénomène de synérèse.

Les coulis instables peuvent être représentés par le modèle du fluide de Newton (l'eau en est un exemple). Un tel fluide démontre une relation linéaire entre la contrainte de cisaillement (τ) et le taux de déformation (dv/dx) mais ne possède pas de cohésion. Le fluide se met donc en mouvement dès l'application de la moindre contrainte (voir figure 2.1.).

Les avantages d'utiliser un coulis stable comparativement à un coulis instable sont nombreux. Citons principalement : de meilleures caractéristiques physiques et mécaniques, meilleure injection des fissures à cause d'un ressuage moins important, meilleure adhérence, retrait moins important, durabilité et résistance au lessivage accrues, risque de fracturation hydromécanique moins élevé lors de l'injection, temps d'injection diminué à cause d'une cohésion accrue.

2.2.2 Coulis à base d'époxy

Des produits à base d'époxy peuvent également être utilisés pour l'injection. Dans ce cas, il faut s'assurer de choisir un produit qui possède toutes les propriétés requises (viscosité, résistance, etc.). Les coulis à base d'époxy sont moins couramment utilisés que les coulis de ciment principalement pour des raisons économiques ainsi que pour des raisons pratiques. En effet, les produits d'époxy peuvent être difficiles à manipuler à certaines températures et leur prise peut être incomplète. Par contre, les époxy peuvent être injectés dans de plus fines fissures que les coulis de ciment puisqu'ils ne contiennent pas de particules. Un désavantage de la plupart des colmatages à l'époxy est que la fissure doit être sèche pour assurer une parfaite adhésion.

2.2.3 Autres

Mis à part le ciment, on peut utiliser de l'argile, de la bentonite et même du sable très fin pour former un coulis pour l'injection. Ces coulis sont des suspensions de grains qui, suivant leur vitesse de décantation, sont qualifiés de stables ou instables.

D'autres coulis sont plutôt formés de produits chimiques comme les silicates de soude et les résines organiques. Il s'agit de solutions colloïdales se transformant en gel au bout d'un certain temps appelé temps de prise.

2.3 Méthodes d'injection

2.3.1 Méthode classique

La méthode classique est utilisée fréquemment à travers le monde depuis des décennies. Elle consiste à injecter un coulis instable à stable dont le rapport eau/ciment diminuera au fur et à mesure que l'injection avancera selon l'absorption à une pression constante jusqu'au refus d'absorption. La pression d'injection augmente au fur et à mesure que le rapport eau/ciment diminue.

Au départ, puisque le coulis est instable, le colmatage des fissures se produit par décantation du ciment là où la vitesse d'écoulement est la plus faible. L'injection se termine lorsque la pression de refus est atteinte. Cette dernière est toujours inférieure ou égale à la pression maximale qui ne doit être jamais dépassée durant l'injection si l'on veut éviter la formation de désordres irréversibles à la structure. La valeur de la pression de refus est basée sur des notions empiriques et doit être évaluée pour chaque structure selon les caractéristiques physiques et les objectifs fixés.

2.3.2 Méthode GIN

La méthode du *Grouting Intensity Number* (GIN) a été développée par Lombardi et Deere (1993) dans le but de contrôler l'énergie appliquée à la fissure durant une injection. L'énergie appliquée lors d'une injection est proportionnelle au produit de la pression d'injection (en bars) et du volume de fluide injecté (en litres), obtenant alors une valeur p x V appelée *Grouting Intensity Number* (GIN). Pour l'injection, une valeur du GIN doit tout d'abord être évaluée pour la structure de façon à éviter l'endommagement de cette dernière par hydro-fracturation (soulèvement de l'ouvrage ou propagation des fissures). Pour une valeur du GIN constante, une courbe parabolique peut être construite avec le volume injecté en abscisse et la pression d'injection en ordonnée. La courbe est bornée par la pression maximale d'injection et par le volume de coulis injecté maximal. Tout au cours des travaux, la pression, le volume injecté ainsi que la pénétrabilité du coulis doivent être suivis en temps réel par ordinateur. L'injection s'arrête lorsque la valeur du GIN devient supérieure à la valeur de contrôle fixée au départ pour l'ouvrage. La figure 2.3 schématise le procédé d'injection de la méthode GIN.

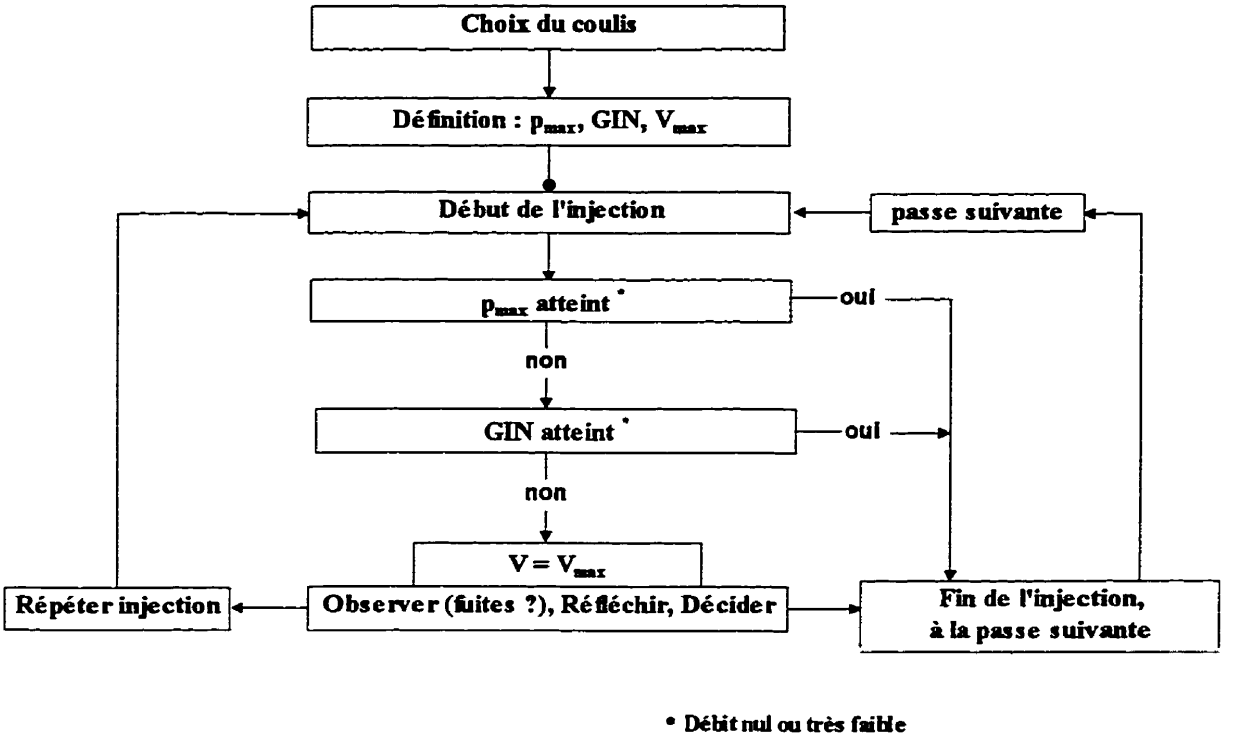


Figure 2.3 Procédé d'injection de la méthode GIN (adaptée de Lombardi, 1993).

La méthode propose l'utilisation d'un seul coulis de ciment stable pour le colmatage de l'ensemble des fissures avec utilisation de superplastifiant pour augmenter la pénétrabilité.

Turcotte et al. (1994) rapportent la réhabilitation par injection du barrage-poids Isle-Maligne, travaux qui ont été effectués suivant les indications de la méthode GIN. La figure 2.4 montre une courbe GIN utilisée pour les travaux ainsi que différents cas possibles durant une injection selon la méthode GIN.

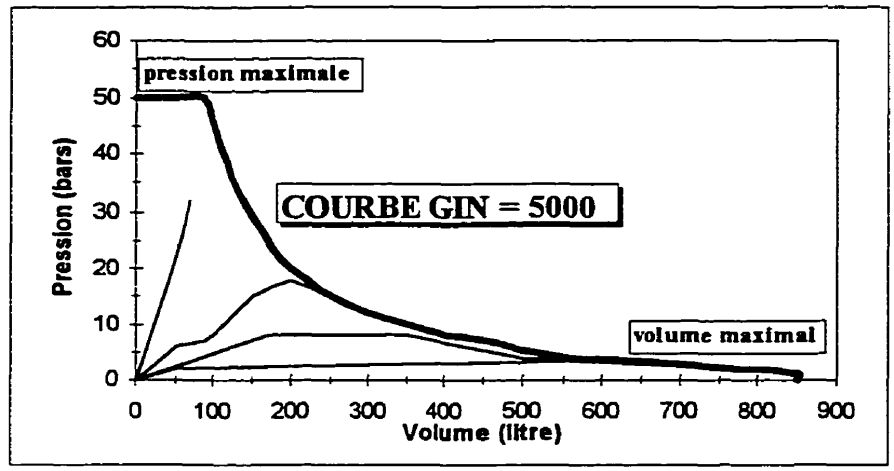


Figure 2.4 Différents cas possibles durant une injection de type GIN (adaptée de Saleh et Lapointe, 1996).

2.4 Études expérimentales à l'Institut de recherche d'Hydro-Québec (IREQ)

Suite à l'apparition de différents types de fissures sur le barrage Daniel-Johnson, des travaux de réparation ont été entrepris de 1967 à 1983. Ces réparations consistaient essentiellement en l'injection aux coulis de ciment ou aux résines époxydes de ces fissures. Dues à la propagation de certaines fissures lors des injections, des questions ont été soulevées sur la nécessité et l'efficacité de l'injection et de l'impact sur la stabilité du barrage. Hydro-Québec, région Manicouagan, décida alors de mettre sur pied son propre programme de recherche sur les techniques et les produits d'injection.

De 1986 à 1992, différents essais d'injection ont été effectués. En 1993, en raison d'une éventuelle injection de la fissure plongeante de la voûte 5-6 du barrage Daniel-Johnson (figure 2.7f), le projet s'est orienté vers l'étude de la faisabilité de l'injection des fissures plongeantes. Les principales activités prévues par le groupe de travail pour ce projet étaient :

- l'identification des différents produits d'injection utilisés par Hydro-Québec pour la réfection des ouvrages en béton et analyse des expériences d'application et des résultats;
- la réalisation de recherches bibliographiques relatives aux divers produits d'injection sur le marché;
- l'analyse des expériences d'autres organismes et enseignements tirés au niveau des produits et des techniques d'injection;
- la sélection de différents produits d'injection en fonction des applications envisagées et établissement des produits devant faire l'objet d'essais;
- la préparation du programme d'essais pour les produits sélectionnés et rédaction d'un devis technique sur les essais;
- la réalisation d'essais en laboratoire sur les produits sélectionnés et analyse des résultats.

Pour atteindre les objectifs expérimentaux du mandat, le groupe s'est intéressé en premier lieu à créer, en laboratoire, un banc d'essai qui soit représentatif de la fissure plongeante du barrage Daniel-Johnson, de définir les produits et les équipements à expérimenter, de tenter de simuler une injection et par la suite d'analyser les résultats.

Pour les essais, plusieurs dalles en béton de grandes dimensions (2,62 m x 1,42 m x 0,4 m) ont été fabriquées, fissurées et par la suite injectées par les différents produits sélectionnés. Les dalles sont formées de trois couches, deux couches supérieure et inférieure en béton armé fibré de grande résistance (50 MPa) et une couche centrale de faible résistance (15 MPa) où la fissure devrait se propager. Pour suivre le déroulement et la performance de l'injection, les dalles étaient instrumentées de 24 capteurs de pression, 12 capteurs de déplacement de type LVDT et 8 cellules de charge, tous reliés à un système d'acquisition des données. La figure 2.5 démontre le design d'une dalle ainsi que la position des instrumentations.

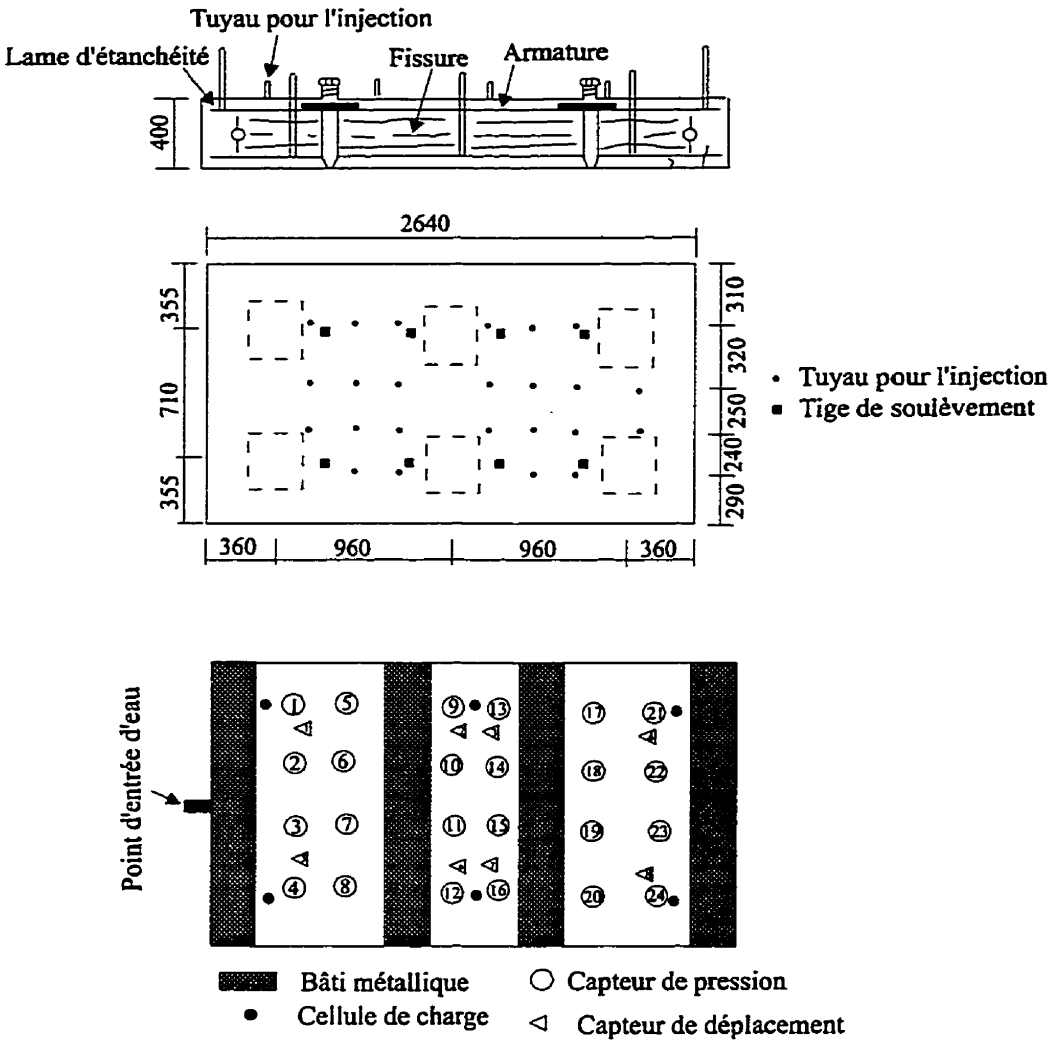


Figure 2.5 Design et instrumentation de la dalle no 5 (IREQ) (adaptée de Ballivy et al., 1992).

La figure 2.6 expose quelques résultats types d'un essai d'injection.

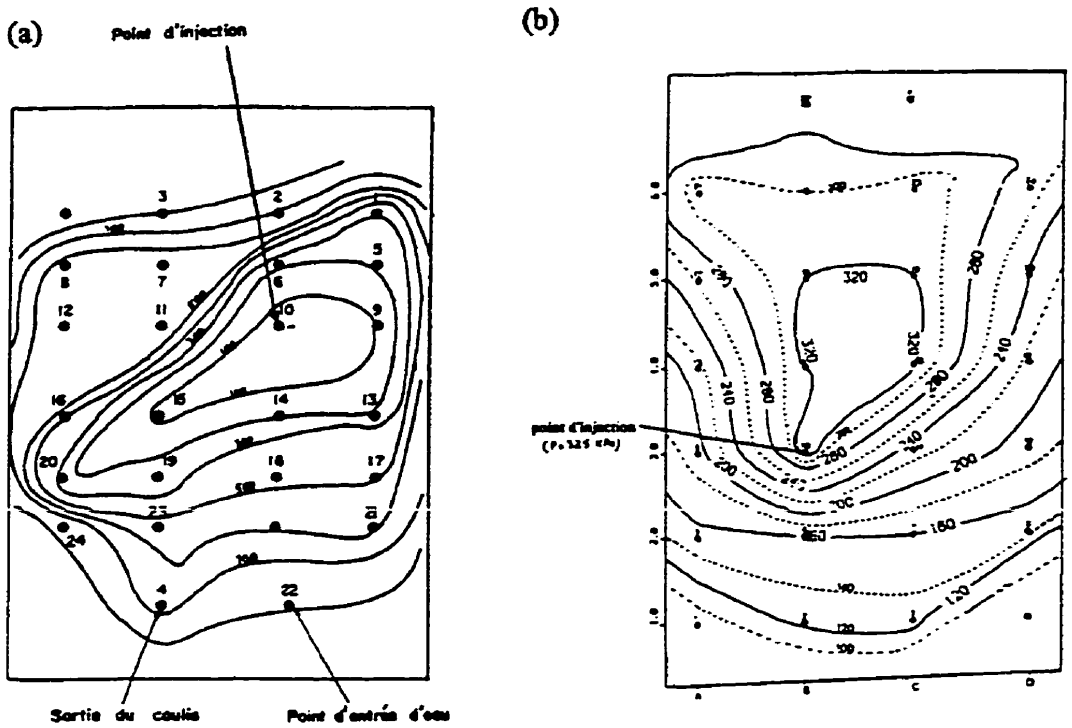


Figure 2.6 Résultats de l'injection de la dalle no 5 (IREQ) : (a) courbes d'isopénétration du coulis de ciment en fonction du temps (en secondes), (b) distribution de la pression (kPa) à t = 30000 sec (adaptée de Boudaya, 1993).

Après l'injection, des carottes ont été prélevées sur les dalles afin de déterminer leurs caractéristiques mécaniques, hydrauliques et microscopiques.

Les études ont conduit à des résultats pratiques concernant l'injection des fissures, des recommandations sur le type de coulis à utiliser, l'équipement offrant le meilleur résultat et le meilleur suivi de l'injection ainsi que la méthode adéquate pour une telle opération.

Suite à l'investigation des fissures plongeantes ainsi qu'à l'étude structurale, certains de ces résultats pourront être appliqués aux travaux d'injection du barrage Daniel-Johnson.

2.5 Études de cas

On retrouve dans la littérature scientifique, plusieurs exemples de travaux d'injection qui ont été réalisés sur différents barrages.

La figure 2.7 montre une section de chacun des barrages considérés alors que l'on retrouve un sommaire des travaux d'injection pour chaque cas au tableau 2.3.

ZEUZIER (fig. 2.7a) : Biedermann (1982) et Berchten (1985) exposent l'ensemble des travaux d'injection qui se sont déroulés au barrage-voûte de Zeuzier en Suisse (156 m de hauteur). Ce dernier, construit de 1954 à 1957, démontrait à l'automne de l'année 1978 des déformations anormales. Ces déformations exceptionnelles, l'apparition de fissures et l'ouverture des joints verticaux sont les suites directes d'un tassement au niveau de la fondation de l'ouvrage provoqué par le drainage d'une galerie de reconnaissance creusée en vue de la construction d'un tunnel autoroutier à proximité du barrage. Des calculs statiques de stabilité de l'ouvrage ont été faits pour évaluer la faisabilité de l'injection des fissures dans le but de rétablir le monolithisme de la structure. Compte tenu de la nature des travaux et des conditions locales, deux produits à base d'époxy ont été choisis pour le colmatage des fissures : Rodur 510 et Rodur 520 distribués par Sika. Toutes les fissures dont l'ouverture était supérieure à 0,5 mm sur les parements du barrage et dans les galeries ont été injectées. Selon l'ouverture des fissures, les pressions d'injection variaient entre 1 MPa et 4 MPa. Suite aux travaux d'injection, des carottes ont été prélevées dans les zones où les fissures furent traitées pour évaluer et contrôler l'efficacité de l'injection ainsi que la résistance du contact résine/béton. Durant et après l'injection, une augmentation des déformations radiales du barrage a été observée. Ces

déformations additionnelles sont dues à la pression d'injection créée dans les joints de construction. De plus, l'augmentation de la rigidité de la structure suite à l'injection des joints empêche le barrage de se déformer sous les contraintes thermiques. De façon générale, les travaux ont été effectués avec succès puisque depuis 1988 le barrage Zeuzier démontre un comportement entièrement satisfaisant.

FLUMENDOSA (fig. 2.7b) : Les travaux de réfection du barrage Flumendosa en Italie sont rapportés par Silvano et al. (1997). Flumendosa est un barrage-voûte de 115 m de hauteur dont la construction s'est achevée en 1957. Dès la fin de la construction, plusieurs fissures sont apparues dans la partie supérieure du côté amont de l'ouvrage. Ces fissures ont été causées par l'injection des joints de contraction avant le refroidissement complet du béton ce qui a induit des efforts de traction intensifs dans la partie amont du barrage. Le réhabilitation de l'ouvrage consistait en des travaux d'injection des fissures et des joints de reprise à l'aide de résines époxydes et avait pour principal but de restaurer la continuité de la structure. L'injection s'est déroulée durant l'été, moment où les fissures en amont sont ouvertes à leur maximum (de 0,5 mm à 1,0 mm). Les fissures furent injectées de l'amont vers l'aval en injectant d'abord celles des plus faibles élévation. La pression d'injection variait entre un maximum de 6 MPa aux élévations minimales jusqu'à un minimum de 1 MPa en crête du barrage. La pression était maintenue la plus grande possible pour permettre une bonne pénétration du fluide et assez basse pour éviter de causer des dommages à la structure. Suite aux travaux d'injection, une analyse détaillée des contraintes affectant le barrage a été effectuée. Cette étude a démontré que la contrainte maximale en compression demeure inférieure à 5 MPa et que pratiquement aucune contrainte de traction n'a été développée. La figure 2.8 démontre l'état de contrainte du barrage après l'injection.

ZILLERGRÜNDL (fig. 2.7c) : Schöberl (1996) et ICOLD/CIGB (1997) discutent des travaux d'injection effectués sur le barrage Zillergründl (Autriche). Ce dernier est un

barrage-voûte de 186 m de hauteur construit de 1979 à 1985. Le barrage est composé de 26 plots d'environ 20 m de largeur chacun. Il comporte plusieurs galeries d'inspection dont une située au tiers de la base, côté amont, immédiatement au-dessus de la fondation rocheuse ainsi qu'un ascenseur dans le plot 10. En septembre 1987, une fissure s'est développée dans la partie inférieure du plot 10. Cette fissure était due à l'infiltration d'eau dans les joints, ce qui a produit des forces hydrauliques vers le bas qui combinées au poids de l'ouvrage sont venues créer des contraintes importantes dans la partie inférieure du barrage. La fissure permettait alors une infiltration d'eau de 160 l/s dans le puits de l'ascenseur et dans la zone d'accès à ce dernier. Outre le puits d'ascenseur, le plot 10 contient une chambre de mesure qui fut également inondée. Les responsables de l'ouvrage ont rapidement conclu que des travaux d'injection étaient nécessaires pour colmater adéquatement cette fissure. Des forages de reconnaissance indiquèrent que la stabilité globale du barrage était satisfaisante. L'injection de la fissure se fit en deux étapes, tout d'abord avec le réservoir partiellement rempli et ensuite avec le réservoir vide. Le produit d'injection utilisé fut une résine époxyde ayant une résistance à l'adhérence, sur le béton humide, supérieure à la résistance à la traction du béton. Les pressions d'injection étaient comprises entre 3 MPa et 22 MPa. Suite à la première étape d'injection, les observations effectuées permirent de conclure que certaines fissures avaient été propagées par l'injection. La pression maximale d'injection fut alors réduite à 8 MPa. Une carotte de contrôle extraite sur la fissure dans le plot 10, en avril 1993, montra que la fissure avait été complètement étanchée et qu'un transfert satisfaisant des contraintes à travers le produit d'injection avait été obtenu.

ISLE-MALIGNE (fig. 2.7d) : Les travaux d'injection effectués au barrage Isle-Maligne sont rapportés par Turcotte et al. (1994). Isle-Maligne est un barrage-poids de 43 mètres de hauteur construit de 1924 à 1926. En 1990, la détérioration générale de l'ouvrage, principalement au niveau des joints de reprise engendrait d'importantes fuites d'eau et une lixivation progressive du béton. Le propriétaire de l'ouvrage décida donc de

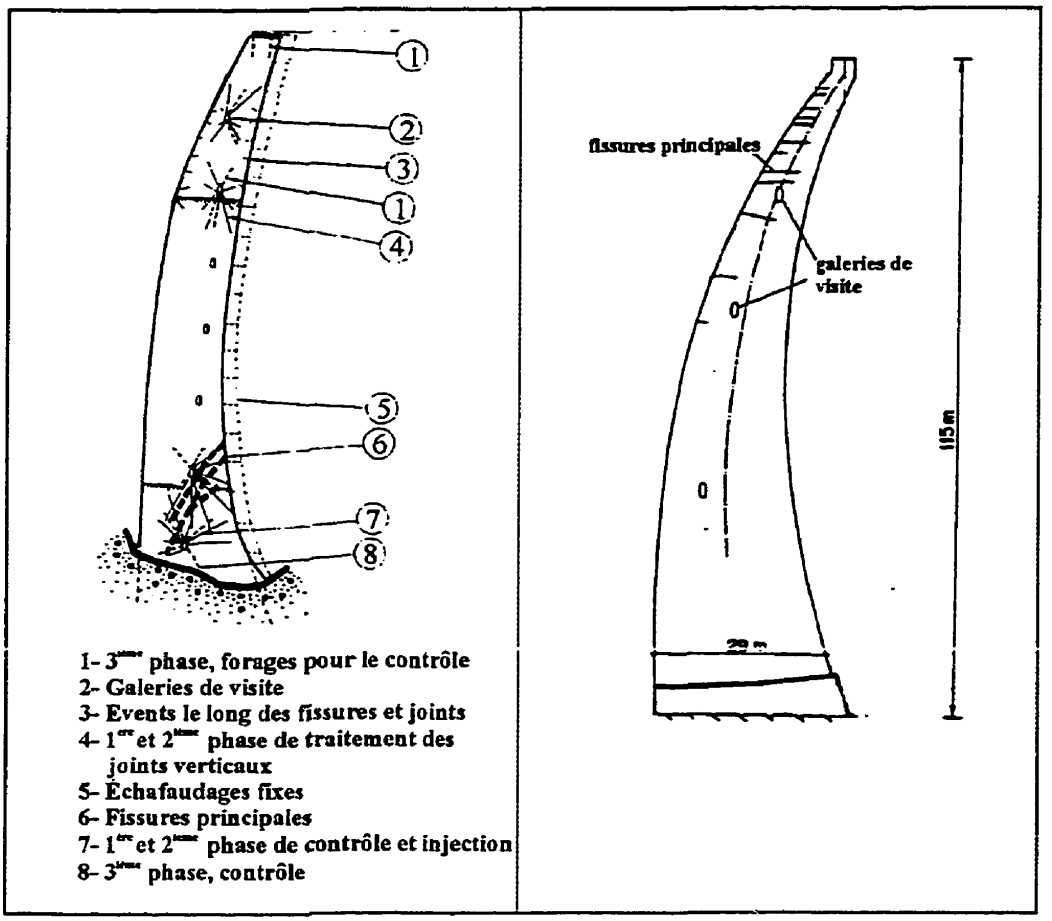
réaliser la réfection complète du barrage. Un des travaux majeurs de la réfection fut l'injection des fissures suivant la méthode GIN dans le but d'imperméabiliser la structure. Un coulis de ciment a été choisi pour l'injection des fissures les plus grandes alors que celles plus fines ont été injectées avec un coulis à base de ciment microfin. La pression maximale d'injection a été déterminée à partir de la force maximale admissible pour éviter le soulèvement de l'ouvrage. Dépendamment de l'élévation de la fissure par rapport à la fondation, la pression maximale pouvait atteindre 5 MPa. Durant l'injection, quatre cas de soulèvement de la structure se sont produits (moins de 0,15 mm) mais sans conséquence sur la stabilité.

KÖLNBREIN (fig. 2.7e) : Le barrage-voûte Kölnbrein est un ouvrage de 200 m de hauteur situé en Autriche. Les travaux de réfection effectués à cette structure au début des années 90 sont rapportés par Lombardi (1991). Kölnbrein est un barrage large et très mince qui doit supporter de fortes charges. La géométrie de l'ouvrage est une des causes principales de la fissuration. Sous le poids propre de la structure, des efforts de traction se sont produits dans la partie avale inférieure induisant ainsi des fissures horizontales. Ces dernières se sont ouvertes davantage lors de l'injection des joints de reprise. Des fissures plongeantes se sont également formées dans la partie amont de l'ouvrage. Les travaux d'injection avaient pour objectifs de rétablir la continuité et d'imperméabiliser la structure. L'injection s'est déroulée en 7 phases selon la méthode GIN *(Grouting Intensity Number)* telle que développée par Lombardi and Deer (1993). Une résine époxyde a été utilisée comme produit d'injection et la pression d'injection fut limitée à 3 MPa. L'efficacité des travaux a été évaluée à partir de carottes de béton prélevées suite à l'injection et par l'étude des déformations de la structure. En plus des travaux d'injection, la réfection du barrage comprenait l'ajout d'un contrefort en aval pour stabiliser l'ouvrage soumis à la pression du réservoir.

DANIEL-JOHNSON (fig. 2.7f) : Ce barrage québécois est le plus grand barrage à voûtes multiples au monde (215 m de hauteur au-dessus du roc). La construction de cet ouvrage a commencé en décembre 1959 et s'est poursuivie jusqu'en 1968. Plusieurs travaux d'injection ont été effectués pour réhabiliter le barrage affecté par de nombreuses fissures tel que rapporté par Saleh et Dumont (1994). La majorité des fissures résultent de la géométrie du barrage qui induit des contraintes de compression insuffisantes à la base des voûtes ou bien à des contraintes thermiques (dans ce dernier cas, l'effet n'a pu être évalué quantativement). Les fissures les plus importantes sont celles dites "plongeantes" qui coupent le pied amont des voûtes perpendiculairement à la face amont et plongent vers l'aval. Deux campagnes d'injection ont été effectués en 1967 et 1982 pour enrayer l'infiltration d'eau par les fissures plongeantes de la voûte 5-6. Cependant depuis 1992, le débit d'infiltration d'eau par ces fissures est à la hausse laissant ainsi croire à la réouverture de ces dernières. De 1967 jusqu'à 1983, près de 150 injections ont été réalisées pour colmater d'autres fuites localisées principalement dans la partie basse des voûtes.

Plusieurs autres cas sont traités dans la littérature, citons par exemple :

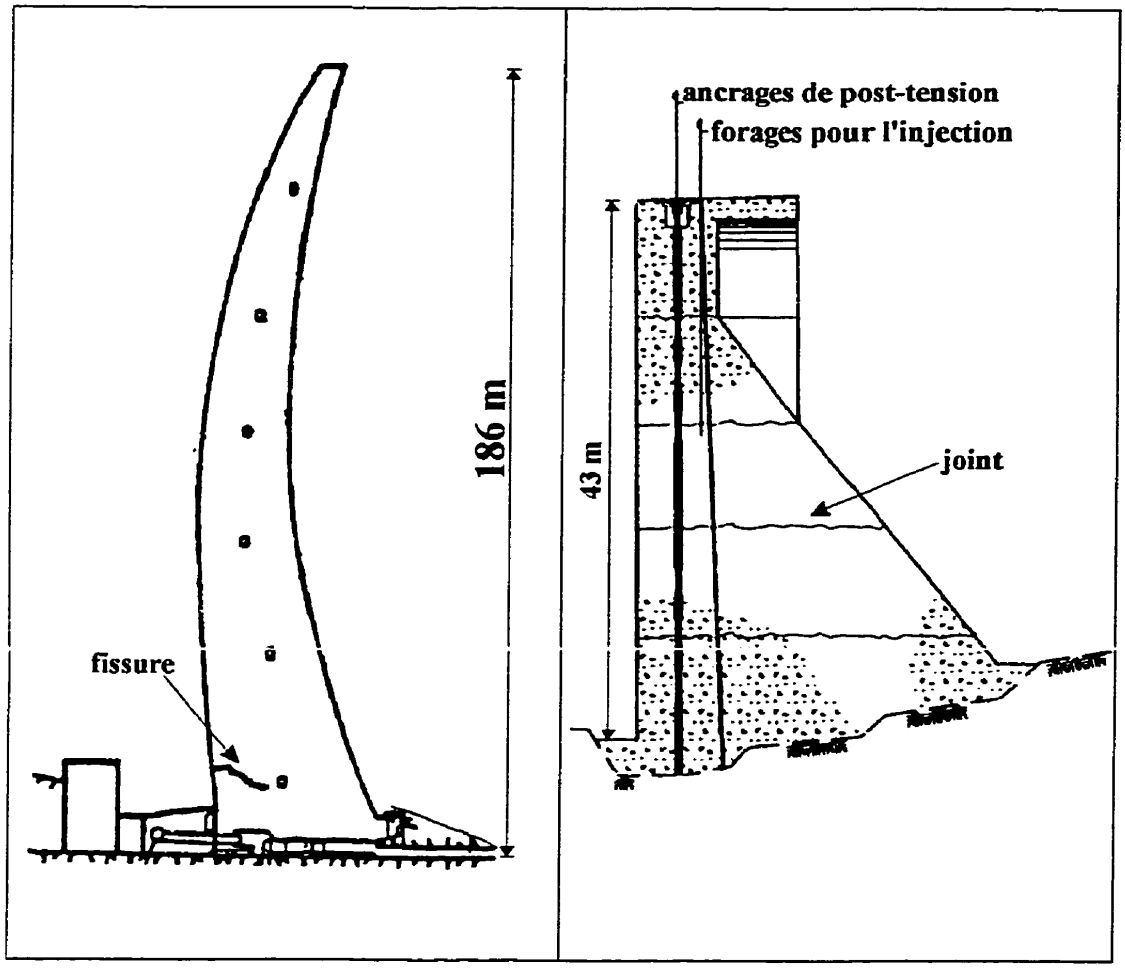
- injection à l'époxy des barrages San Esteban en Espagne ou Santeetlah en Caroline du Nord (Bruce et De Porcellinis, 1991) ;
- travaux d'injection du barrage Upper Stillwater aux États-Unis (ICOLD/CIGB, 1997 et Smoak, 1991) ;
- injection dubarrage en béton compacté au rouleau Willow Creek en Oregon, États-Unis (Campbell-Allen et Roper, 1991).



a) ZEUZIER
(adaptée de Berchten, 1985)

b) FLUMENDOSA
(adaptée de Silvano et al., 1997)

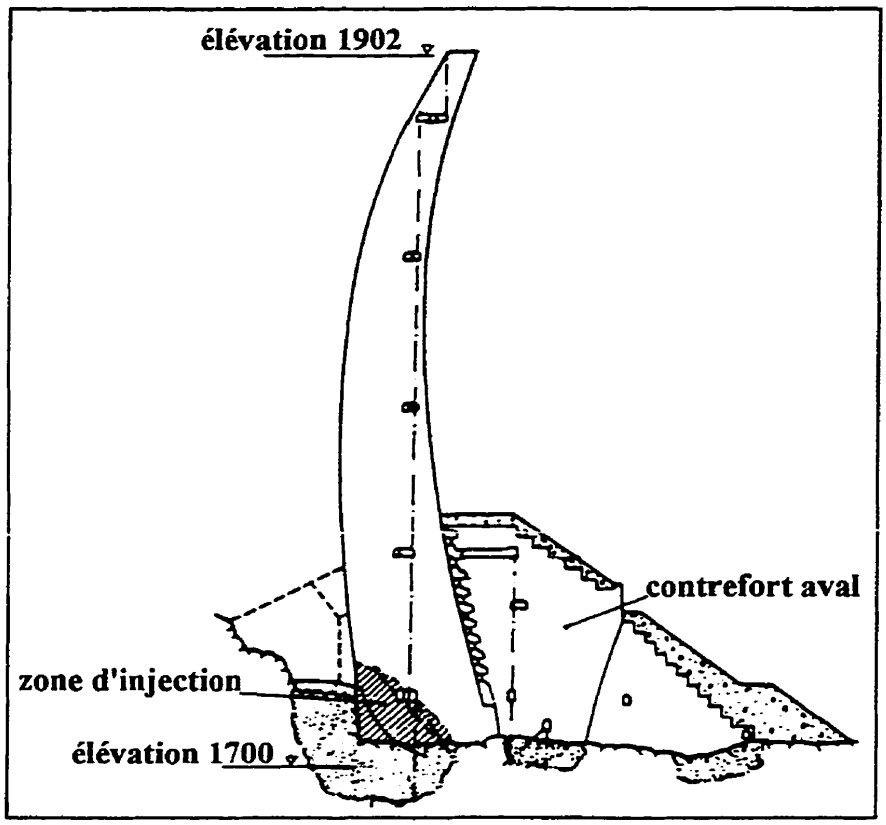
Figure 2.7 Section type des barrages.



c) **ZILLERGRÜNDL**
(adaptée de Wagner et Zenz, 1994)

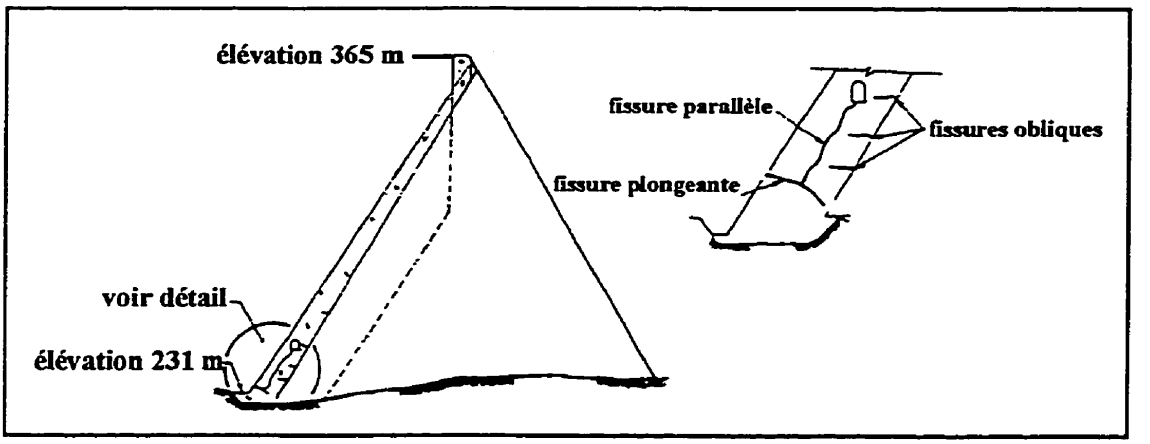
d) **ISLE-MALIGNE**
(adaptée de Turcotte et al., 1994)

Figure 2.7 (suite) Section type des barrages.



e) KÖLNBREIN
(adaptée de Lombardi, 1991)

Figure 2.7 (suite) Section type des barrages.



f) DANIEL-JOHNSON
(adaptée de Bulota et al., 1991)

Figure 2.7 (suite) Section type des barrages.

Tableau 2.3 Sommaire des travaux d'injection de quelques barrages.

Barrage Type Pays	Hauteur	Problème	Produits d'injection	Pression d'injection	Remarques	Références
Zeuzier Voûte Suisse	156 m	Fissuration due à un tassement de la fondation	Résines époxydes	1 à 4 MPa	Injection réussie	Biedermann, (1982) Berchten, (1985)
Flumendosa Voûte Italie	115 m	Fissuration due aux contraintes thermiques	Résines époxydes	1 à 6 MPa	Restauration de la continuité de l'ouvrage	Silvano et al. (1997)
Zillergründl Voûte Autriche	186 m	Forces hydrauliques dues à l'infiltration d'eau dans les joints	Résines époxydes	3 à 22 MPa (ensuite limitée à 8 MPa)	Fissures secondaires dues à des pressions d'injection trop fortes	Schölberl, (1996) ICOLD, (1997)
Daniel-Johnson Voûtes multiples Canada	215 m	Géométrie de l'ouvrage et containtes thermiques	Coulis de ciment et résines époxydes	non disponible	L'infiltration d'eau se poursuit malgré les injections	Saleh et Dumont, (1994)
Kölnbrein Voûte Autriche	200 m	Géométrie de l'ouvrage et injection des joints de construction	Résines époxydes	3 MPa	Utilisation de la méthode GIN	Lombardi, (1991)
Isle-Maligne Poids Canada	43 m	Détérioration des joints de reprise	Coulis de ciment et de ciment microfin	0 à 5 MPa	Soulèvement de l'ouvrage lors de l'injection	Turcotte et al. (1994)

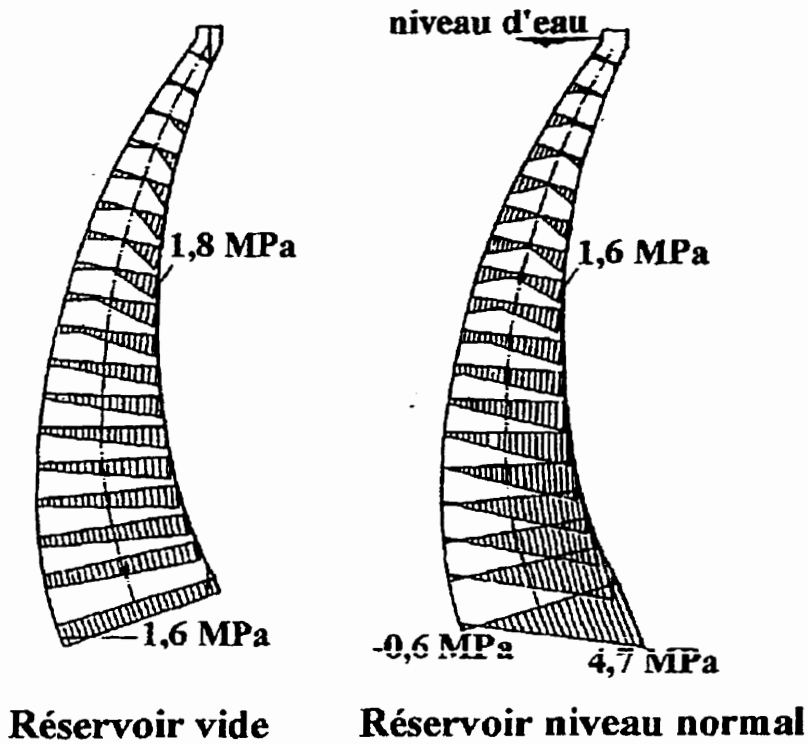


Figure 2.8 État de contraintes du barrage Flumendosa après injection (adaptée de Silvano et al., 1997).

2.6 Synthèses et conclusions

Malgré les nombreuses études et recherches effectuées, il reste encore beaucoup à faire pour améliorer les prédictions de l'impact des travaux d'injection ainsi que des produits utilisés sur la stabilité des ouvrages.

Il est important de bien connaître les propriétés mécaniques et rhéologiques des différents coulis disponibles pour déterminer de façon éclairée un coulis qui permettra d'injecter efficacement la structure fissurée.

Pour éviter que les travaux d'injection induisent la propagation des fissures, il faut connaître la géométrie et les caractéristiques du réseau de fissuration, la distribution de la

pression dans la fissure et évaluer préalablement la pression maximale d'injection admissible pour la structure. Les chapitres suivants porteront sur l'étude de ces différents aspects à partir de modèles mathématiques et de simulations numériques appropriées.

Suite aux travaux d'injection, le barrage peut être soumis à des contraintes de traction dues à l'augmentation de la rigidité de l'ouvrage. Ce point sera également étudié plus en détails.

CHAPITRE 3
LES ÉLÉMENTS DISTINCTS ET CODE DE CALCULS UDEC

3.1 Introduction

UDEC (Universal Distinct Element Code) est un logiciel commercial, principalement utilisé en géotechnique, distribué par Itasca Consulting Group, Inc. (Itasca Consulting Group Inc., 1996). UDEC est un code de calculs qui utilise la méthode des éléments distincts pour simuler le comportement de massifs rocheux discontinus soumis à des conditions quasi-statiques et dynamiques. Le développement de la méthode des éléments distincts a débuté il y a plus de 25 ans par les travaux de Cundall (1971).

Ce chapitre résume la méthode des éléments distincts ainsi que les principales caractéristiques et possibilités du logiciel UDEC qui ont été mises en œuvre dans le cadre de ce projet.

3.2 Logiciel UDEC et méthode des éléments distincts

UDEC utilise la méthode des éléments distincts pour la modélisation de milieux discontinus en deux dimensions. Un modèle dans UDEC est représenté par un assemblage de blocs distincts (rigides ou déformables). Les blocs sont des entités indépendantes qui peuvent se détacher ou interagir avec les autres blocs. Chaque bloc est lié aux blocs adjacents par des points de contact. Les contacts sont traités comme des conditions frontières où des forces externes peuvent être appliquées et où les ressorts modélisant les rigidités des interfaces sont placés. Les discontinuités dans UDEC sont modélisées par des joints auxquels sont associées des longueurs. Un joint est défini par deux ou plusieurs contacts. Un domaine est l'espace entre deux blocs. Il s'agit d'une

région fermée où l'écoulement de fluide peut se produire. La figure 3.1 illustre les concepts mentionnés ci-haut.

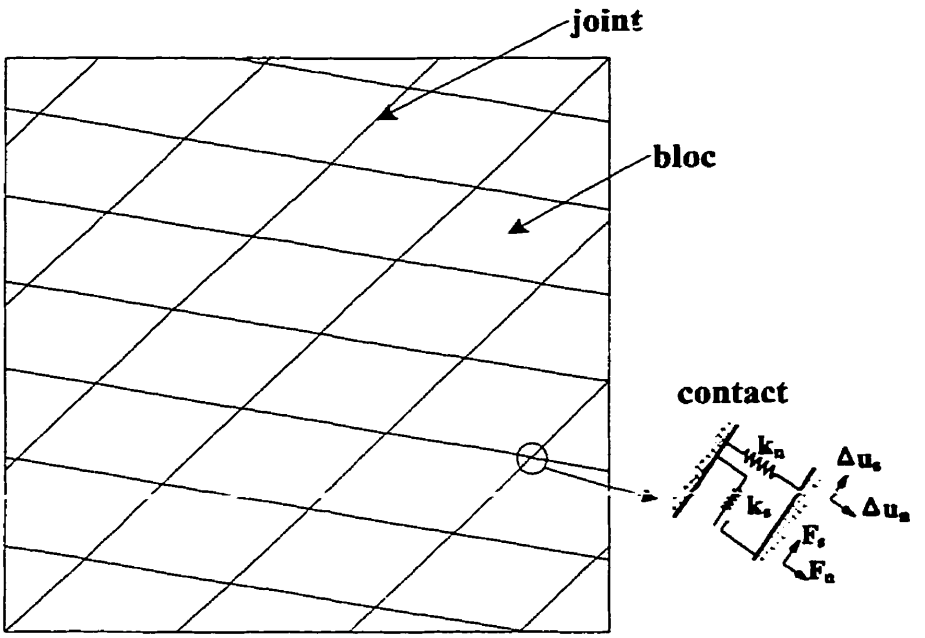


Figure 3.1 Exemple d'un modèle dans UDEC.

UDEC permet de grands déplacements ainsi que la rotation des blocs (incluant le détachement) et reconnaît automatiquement, au cours des calculs, la formation de nouveaux contacts provoquée par le mouvement des blocs.

Le mouvement des blocs résulte de la propagation d'une perturbation dans le système, perturbation pouvant être causée par des forces externes par exemple. Il s'agit donc d'un calcul dynamique dans lequel la vitesse de propagation de la perturbation dépend des propriétés du milieu. La vitesse ainsi que l'accélération sont constantes sur un pas de temps.

Les calculs se font en alternance entre une loi force-déplacement aux contacts et la seconde loi de Newton pour les blocs. La relation force-déplacement permet de calculer les forces à partir des déplacements connus ou fixés, alors que la loi de Newton est utilisée pour évaluer les déplacements des blocs sous les forces qui leurs sont appliquées. Par la suite, selon le modèle de blocs choisi (voir section 3.3) les contraintes sont évaluées pour l'élément.

Le mouvement d'un bloc est déterminé par l'intensité et la direction des forces et des moments qui agissent sur lui. Les équations de mouvement pour décrire la translation et la rotation d'un bloc autour de son centre de masse peuvent être développées à partir de la seconde loi de Newton :

$$\frac{d\dot{u}}{dt} = \frac{F_{(t)}}{m} \tag{3.1}$$

où $\dot{u}$ est la vitesse, t le temps, $F_{(t)}$ la force et m la masse.

La relation des différences finis est de la forme :

$$\frac{d\dot{u}}{dt} = \frac{\dot{u}^{(t+\Delta t/2)} - \dot{u}^{(t-\Delta t/2)}}{\Delta t} \tag{3.2}$$

en combinant les équations (3.1) et (3.2) :

$$\dot{u}^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}^{(t-\Delta t/2)} + \frac{F_{(t)}}{m}\Delta t \tag{3.3}$$

Le déplacement u est alors obtenu par la relation :

$$u^{(t+\Delta t)} = u^{(t)} + \dot{u}^{(t+\Delta t/2)}\Delta t \tag{3.4}$$

Par un calcul similaire, on peut déterminer la rotation d'un bloc :

$$\dot{\theta}^{(t+\Delta t/2)} = \dot{\theta}^{(t-\Delta t/2)} + \left(\frac{\sum M^{(t)}}{I}\right)\Delta t \tag{3.5}$$

$$\theta^{(t+\Delta t)} = \theta^{(t)} + \dot{\theta}^{(t+\Delta t/2)}\Delta t \tag{3.6}$$

où $\dot{\theta}$ est la vitesse angulaire du bloc autour de son centre de masse, θ est la rotation du bloc, I est le moment d'inertie du bloc et $\Sigma M^{(t)}$ est la somme des moments agissant sur le bloc.

La position des blocs est évaluée à chaque pas de calcul, générant ainsi les forces aux nouveaux contacts. Les forces et moments résultants sont alors utilisés pour calculer les accélérations linéaire et angulaire des blocs. La vitesse des blocs ainsi que les déplacements sont déterminés par intégration sur un certain pas de temps. La procédure est répétée jusqu'à ce qu'un état d'équilibre soit atteint.

Les équations utilisées par la méthode des éléments distincts respectent les lois de conservation de la quantité de mouvement et de l'énergie cinétique. UDEC est basé sur l'interaction des corps par le biais de ressorts et sur la réponse des blocs aux forces appliquées. Les équations suivantes démontrent bien que les relations de conservation sont respectées dans UDEC selon les lois de Newton.

(1) Conservation de la quantité de mouvement

Considérons deux corps (dénotés a et b) en contact pendant une période de temps t. Selon Newton, les corps exercent l'un sur l'autre une force F égale et opposée:

$$F = m_a \ddot{u}_a = -m_b \ddot{u}_b \tag{3.7}$$

En intégrant l'équation (3.7) sur la période t :

$$\int_0^t m_a \ddot{u}_a dt = -\int_0^t m_b \ddot{u}_b dt \tag{3.8}$$

$$m_a(\dot{u}_a^{(t)} - \dot{u}_a^{(0)}) = -m_b(\dot{u}_b^{(t)} - \dot{u}_b^{(0)}) \tag{3.9}$$

$$m_a \dot{u}_a^{(t)} + m_m \dot{u}_b^{(t)} = m_a \dot{u}_a^{(0)} + m_b \dot{u}_b^{(0)} \tag{3.10}$$

L'équation (3.10) démontre que la quantité de mouvement totale à la fin d'une période arbitraire t est identique à la quantité de mouvement initiale.

(2) Conservation de l'énergie cinétique

Soit un corps en mouvement passant d'une vitesse initiale $\dot{u}_0$ à une vitesse $\dot{u}$ sur une distance S par l'action d'une force constante F :

$$m\ddot{u} = F \tag{3.11}$$

en utilisant la relation $\ddot{u} = \dot{u} \cdot du / ds$ on obtient :

$$m\int_{\dot{u}_0}^{\dot{u}} \dot{u} \cdot du = \int_0^S F \cdot ds \tag{3.12}$$

si l'on considère la masse m constante :

$$\frac{1}{2}m(\dot{u}^2 - \dot{u}_0^2) = FS \tag{3.13}$$

L'équation (3.13) indique que le travail effectué par une force est égal à la variation d'énergie cinétique du corps.

Dans le logiciel UDEC, la force qui s'oppose au mouvement est reprise par les ressorts (F = -ks) où k est la rigidité du ressort. L'équation (3.12) devient alors :

$$m\int_{\dot{u}_0}^{\dot{u}} \dot{u} \cdot du = -\int_0^S ks \cdot ds \tag{3.14}$$

et

$$\frac{1}{2}m(\dot{u}_0^2 - \dot{u}^2) = \frac{1}{2}kS^2 \tag{3.15}$$

La variation d'énergie cinétique est donc compensée par l'énergie élastique accumulée dans le ressort.

3.3 Modélisation des blocs

Dans UDEC, un modèle d'ouvrage de génie civil est toujours subdivisé en blocs. Les blocs peuvent être rigides ou déformables. Les blocs déformables sont redivisés en éléments finis triangulaires à déformations constantes sur l'élément. UDEC offre à l'utilisateur sept modèles constitutifs pour représenter les propriétés mécaniques des blocs (tableau 3.1). Les modèles constitutifs offerts peuvent être classés par groupe : (1) modèle pour simuler une excavation par exemple *(null model)*, (2) modèle élastique et (3) modèles plastiques (Mohr-Coulomb ou Drucker-Prager, par exemple).

Tableau 3.1 Modèles de blocs disponibles dans UDEC (adapté de Itasca Consulting Group Inc., 1996).

Modèle	Matériau représenté	Exemples d'applications
Vide *(null model)*	excavation	excavations, forages, trous, région où un matériau sera ajouté
Élastique *(elastic)*	milieu isotrope homogène, comportement contraintes-déformations linéaires	matériau manufacturé (acier), chargement dans le domaine élastique, calcul de facteurs de sécurité
Drucker-Prager *(Drucker-Prager plasticity)*	applications limitées, argiles molles avec friction faible	modèle commun pour comparaison avec les programmes d'éléments finis
Mohr-Coulomb *(Mohr-Colomb plasticity)*	matériaux granulaires, sols, roc, béton	mécaniques des sols ou des roches (stabilité, excavation souterraine)
(ubiquitous-joint)	matériaux stratifiés présentant une anisotropie en résistance (ardoise)	excavation dans un milieu stratifié
(strain-hardening softening)	matériaux granulaires présentant un comportement non-linéaire en durcissement ou en adoucissement	comportement après la rupture (effondrement progressif)
(double-yield)	matériaux granulaires dans lesquels la pression cause une diminution irréversible de volume	

Pour éviter les problèmes de singularité lors des calculs, les blocs ont les coins arrondis plutôt que droits (figure 3.2). Les coins arrondis permettent d'éviter les concentrations de contraintes qui pourraient survenir lors des déplacements des blocs les uns contre les autres. On suggère de poser à 1% de la longueur caractéristique des blocs la valeur de l'arrondi.

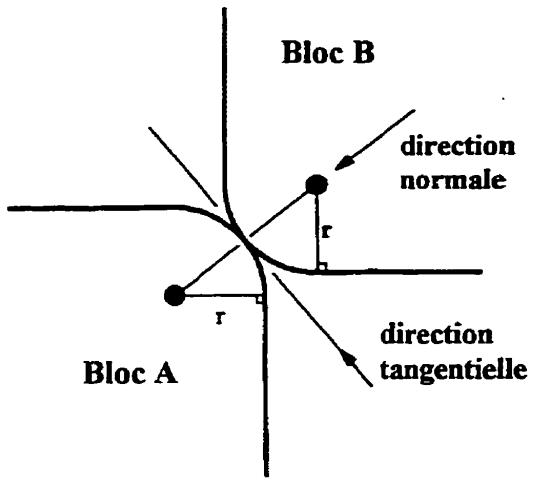


Figure 3.2 Contact entre deux blocs dans UDEC (adaptée de Itasca Consulting Group Inc., 1996).

L'utilisation de blocs rigides est suggérée lorsque le comportement d'un modèle est principalement gouverné par les discontinuités et où les propriétés élastiques du matériau peuvent être ignorées. La formulation des relations qui gouvernent le comportement des blocs rigides est donnée dans Cundall et al. (1978).

Les blocs déformables sont divisés en éléments finis triangulaires. Dans ce cas, les calculs se font aux sommets des triangles. À chaque sommet l'équation de mouvement est :

$$\ddot{u}_i = \frac{\int_s \sigma_{ij} n_j \cdot ds + F_i}{m} + g_i \tag{3.16}$$

où s est la surface associée au noeud, σ_{ij} est le tenseur de contraintes, n_j est un vecteur unitaire normal à la surface, F_i est la résultante des forces externes appliquées au noeud (charges appliquées, forces de contact, forces appliquées par les éléments adjacents et forces provoquées par la gravité), m est la masse appliquée au noeud et g_i est l'accélération gravitationnelle.

Si l'élément est en équilibre, la somme des forces pour un noeud est nulle. Sinon, le noeud sera en mouvement selon la seconde loi de Newton telle que définie précédemment à l'équation (3.3) :

$$\dot{u}^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}^{(t-\Delta t/2)} + \frac{F_{(t)}}{m}\Delta t \tag{3.17}$$

dans ce cas-ci, $F_{(t)}$ représente la force totale au temps t appliquée au noeud.

Les contraintes dans les blocs sont obtenues à partir de la loi de Hooke exprimée pour un solide élastique isotrope :

$$\Delta\sigma_{ij}^{e} = \lambda\Delta\varepsilon_v\delta_{ij} + 2G\Delta\varepsilon_{ij} \tag{3.18}$$

où $\Delta\sigma_{ij}^{e}$ est l'incrément élastique du tenseur de contraintes, $\Delta\varepsilon_{ij}$ est l'incrément des déformations, $\Delta\varepsilon_v$ est l'incrément du changement de volume par unité de volume, δ_{ij} est la fonction delta de Kronecker :

$$\begin{aligned} \delta_{11} &= \delta_{22} = \delta_{33} = 1 \\ \delta_{12} &= \delta_{21} = \delta_{13} = \delta_{31} = \delta_{23} = \delta_{32} = 0 \end{aligned} \tag{3.19}$$

et λ et G sont les coefficients de Lamé définis par :

$$\lambda = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \tag{3.20}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \tag{3.21}$$

où E est le module élastique du matériau et ν le coefficient de Poisson. L'équation (3.18) est utilisée sous une forme incrémentale pour permettre les grands déplacements.

3.4 Modélisation des joints

3.4.1 Comportement mécanique des joints

Différents modèles de joints sont disponibles dans UDEC (tableau 3.2). Le modèle de base est le modèle de Coulomb (*Coulomb slip point contact, area contact, with residual strength*) auquel on peut associer des rigidités (normale et tangentielle), un angle de friction, une cohésion, une résistance à la traction et un angle de dilatation.

Tableau 3.2 Modèles de joints disponibles dans UDEC (adapté de Itasca Consulting Group Inc., 1996).

Modèle	Matériau représenté	Exemples d'applications
Coulomb /point de contact *(Coulomb slip point contact)*	applications limitées, blocs de tailles variables légèrement compactés	stabilité dans le roc fortement fracturé
Coulomb / surface de contact *(Coulomb slip area contact)*	joints, fissures, défauts,	mécaniques des roches en général
Coulomb / surface de contact avec résistance résiduelle *(Coulomb slip with residual strength)*	joints démontrant une résistance maximale et une résistance résiduelle distincte	mécaniques des roches en général
(Continuously yielding)	joints démontrant un endommagement progressif et une hystérésis	cycles de chargement-déchargement démontrant une boucle hystérésis, analyses dynamiques
Barton-Bandis *(Barton-Bandis)*	joints définis par les propriétés de Barton-Bandis	estimation de la variation de l'ouverture hydraulique

Les comportements particuliers des joints selon les modèles de Coulomb (*area contact*) et de Barton-Bandis sont élaborés en détails au chapitre 6, section 6.4.2.

3.4.2 Comportement hydraulique des joints

UDEC peut simuler l'écoulement d'un fluide dans les joints d'un modèle, les blocs étant considérés imperméables. Des analyses hydromécaniques couplées complètes peuvent alors être effectuées (voir section 4.7). La réponse mécanique des joints (ouverture) influence la réponse hydraulique (pression, débit) et vice-versa. L'écoulement est idéalisé comme un écoulement laminaire entre deux plaques parallèles et peut être considéré permanent ou non permanent. La section 4.4 traite en détails le sujet. Un modèle d'écoulement viscoplastique est également disponible, permettant la simulation de l'injection d'un coulis de ciment dans les joints

3.5 Synthèses et conclusions

UDEC est un logiciel qui utilise la méthode des éléments distincts. Dans cette méthode, un modèle est constitué d'un assemblage de blocs distincts (rigides ou déformables) reliés entre eux par des discontinuités (points de contact) considérées comme des conditions frontières. À partir de modèles constitutifs, différentes propriétés peuvent être associées aux blocs (propriétés mécaniques) ainsi qu'aux joints (propriétés mécaniques et hydrauliques).

UDEC simule l'écoulement de fluide (eau ou coulis de ciment par exemple) dans les joints et effectue des analyses hydromécaniques couplées. Les calculs peuvent également être couplés avec une étude thermique.

La méthode des éléments distincts est appropriée pour les structures possédant des plans de faiblesse (discontinuités) connus qui peuvent être modélisés par des joints. La méthode permet les grands déplacements ce qui est un avantage par rapport à la méthode des éléments finis.

CHAPITRE 4
SIMULATION DE L'ÉCOULEMENT D'UN FLUIDE DANS UNE FISSURE

4.1 Introduction

La distribution de la pression dans une fissure en contact avec le réservoir ou lors d'une injection est abordée dans ce chapitre. La méthodologie d'analyse hydromécanique est par la suite étudiée via la simulation de l'écoulement d'un fluide dans une fissure.

Tout d'abord, les paramètres de modélisation numérique importants pour représenter une fissure ainsi que le fluide d'injection sont définis. Par la suite, on traite des différents types d'écoulements possibles et de leurs caractéristiques respectives lors de l'injection d'un fluide dans une fissure. Les distributions de pression dans une fissure pour différents types d'écoulements ainsi que pour différentes situations (fluide de Newton ou de Bingham, présence ou non d'un drain, etc.) sont également revues. Finalement, des analyses hydromécaniques sont effectuées avec le logiciel UDEC simulant l'injection d'une fissure simple et d'un réseau de fissures pour diverses situations et avec différents coulis d'injection. Dans ce type d'analyse, les pressions sont calculées de façon itérative en tenant compte du comportement mécanique de la fissure (ouverture). Les contraintes mécaniques à l'extrémité de la fissure permettent d'évaluer la possibilité de propager celle-ci par fracturation hydraulique, ce qui est abordé au chapitre 5.

4.2 Modélisation mécanique d'une fissure

Il convient tout d'abord de définir ce qu'est une fissure dans le béton ainsi que les propriétés qui y sont associées. La fissure peut être imaginée comme une zone de discontinuité dans la masse de béton. Le long de cette zone, les épontes de la fissure sont

souvent en contact permettant alors aux contraintes présentes dans la structure de se transmettre d'un côté à l'autre de la discontinuité (figure 4.1). Par contre, certaines zones d'une fissure peuvent réellement être ouvertes, c'est-à-dire que les épontes de la fissure sont séparées par un vide rempli d'air ou d'eau. On peut donc parler d'une fissure entièrement ouverte lorsque seuls quelques points des deux épontes de la fissure se touchent. Une fissure est fermée lorsque les épontes sont entièrement en contact par application d'une compression suffisamment élevée.

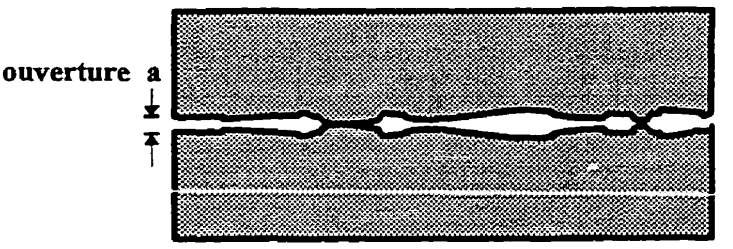


Figure 4.1 Fissure dans une structure de béton .

Les principales propriétés physiques qui sont associées à une fissure et qui doivent idéalement être pris en compte dans une modélisation hydromécanique sont : l'ouverture, la rugosité, la perméabilité, l'orientation et l'élévation de la fissure dans la structure, fissure droite ou sinueuse, et enfin, la présence ou non de particules à l'intérieur de la fissure.

Une fissure qui n'est pas entièrement ouverte possède une résistance au cisaillement qui peut être modélisée à partir de la cohésion et de l'angle de friction pour un modèle de Mohr-Coulomb par exemple. Les rigidités normale et en cisaillement de la fissure sont des paramètres importants à considérer dans le modèle numérique.

Le modèle d'une fissure de longueur L présenté dans le logiciel UDEC considère cette dernière comme étant lisse, droite et d'ouverture initiale a_o entre deux parois considérées imperméables (figure 4.2).

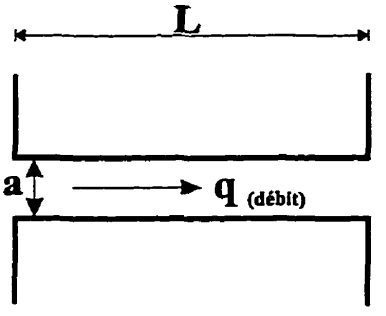


Figure 4.2 Modèle de fissure dans UDEC (adaptée de Itasca Consulting Group Inc., 1996).

UDEC permet de prendre en compte les caractéristiques physiques, de résistance et de rigidité d'une fissure. Le tableau 4.1 présente les paramètres que UDEC utilise pour la modélisation de l'écoulement d'un fluide dans une fissure. Dans certains cas, l'évaluation de ces paramètres peut s'avérer être impossible avec exactitude. Des hypothèses simplificatrices devront alors être formulées.

Tableau 4.1 Modélisation de l'écoulement dans UDEC.

Paramètres	Symbole - Unités
Fluide	
Viscosité dynamique	μ (Pa • s)
Densité	ρ (kg / m^3)
Cohésion	c (Pa)
Module de variation de volume (Bulk modulus)	K (Pa)
Fissure	
Ouverture initiale	a_o (m)
Ouverture résiduelle sous contraintes de compression	$a_{rés}$ (m)
Rigidité normale	jkn (N / m)
Rigidité en cisaillement	jks (N / m)
Résistance à la traction	jten (Pa)
Cohésion	jc (Pa)
Angle de friction	jf (degré)
Angle de dilatation	jd (degré)

4.3 Modélisation du fluide d'injection

UDEC offre à l'utilisateur deux modèles de fluide : fluide de Newton et fluide de Bingham. Selon le modèle, certains paramètres différents doivent être évalués pour la modélisation.

Les caractéristiques de modélisation nécessaires pour un fluide de Newton (l'eau, par exemple) sont : la viscosité dynamique, μ (Pa • s) , la densité, ρ (kg/m^3) et le module de variation de volume, K (Pa), si le fluide est considéré compressible (en ingénierie, les fluides sont généralement considérés incompressible). Le tableau 4.2 présente quelques valeurs de ces paramètres pour l'eau.

Tableau 4.2 Propriétés physiques de l'eau (adapté de Munson et al. 1994).

Température (°C)	Densité ρ (kg/m^3)	Viscosité dynamique μ (Pa • s)	Module de variation de volume K (MPa)
0	999,9	1,787E-3	1968
5	1000,0	1,519E-3	2036
10	999,7	1,307E-3	2093
20	998,2	1,002E-3	2189
30	995,7	0,797E-3	2261

Les coulis de ciment, tel qu'expliqué au chapitre 2, suivent un modèle d'écoulement de Bingham. Les propriétés d'un tel fluide sont : la viscosité dynamique, μ (Pa • s), la densité, ρ (kg/m^3), le module de variation de volume, K (Pa) et la cohésion, c (Pa). La viscosité ainsi que la cohésion varient grandement avec le rapport eau/ciment du coulis ainsi que dans le temps. Ainsi, la viscosité et la cohésion du coulis diminuent avec une augmentation du rapport eau/ciment et augmentent dans le temps. La figure 4.3 montre l'évolution dans le temps de la viscosité et de la cohésion d'un coulis de ciment avec 3 % de bentonite pour différents rapports eau/ciment (e/c).

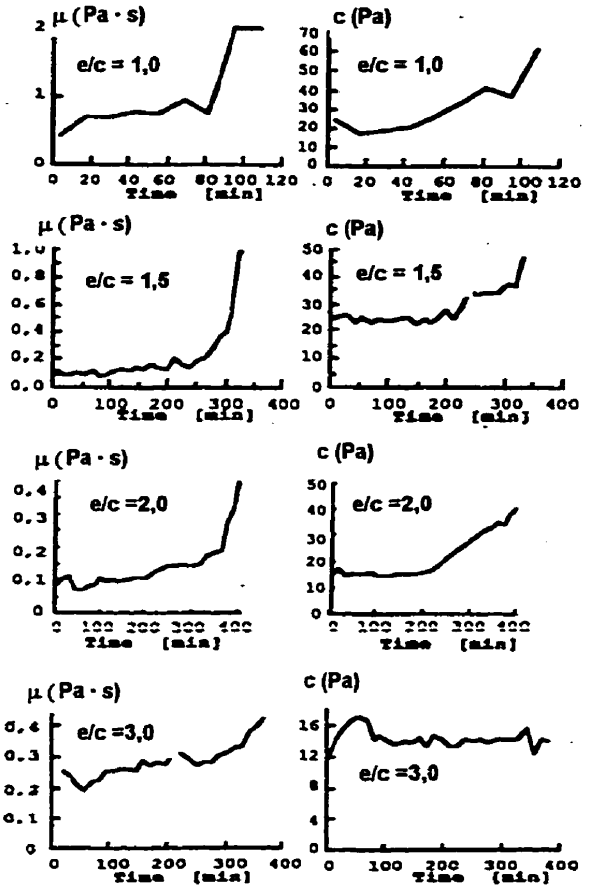


Figure 4.3 Évolution dans le temps de la viscosité et de la cohésion d'un coulis de ciment pour différents rapports eau/ciment (adaptée de Hässler et al., 1987).

4.4 Modélisation hydraulique d'une fissure et écoulement

4.4.1 Types d'écoulements

L'écoulement dans une conduite (fissure) peut être permanent ou non permanent. Dans le cas d'un écoulement permanent, les paramètres hydrauliques (vitesse, pression) en tout point de l'écoulement ne varient pas avec le temps ($\partial / \partial t = 0$), alors qu'il y a variation de ces paramètres dans le temps pour un écoulement non permanent. L'analyse d'un

écoulement non permanent est généralement plus complexe mais dans plusieurs études, l'analyse de l'écoulement permanent est suffisant.

L'écoulement peut également être qualifié de laminaire ou de turbulent. Dans un écoulement laminaire, chaque particule se déplace parallèlement à toute autre particule. La vitesse est à peu près nulle dans la direction normale à l'écoulement. Les lignes de courant restent donc distinctes les unes des autres sur toute leur longueur. Par contre, dans l'écoulement turbulent, chaque particule est animée de mouvements transversaux et longitudinaux. En plus de sa vitesse dans la direction de l'écoulement, l'écoulement se traduit par un intense brassage du fluide. Les lignes de courant ne restent donc pas parallèles à l'axe de courant.

Le logiciel UDEC permet de modéliser trois différents types d'écoulements : (1) écoulement permanent, (2) écoulement non permanent avec fluide incompressible et (3) écoulement non permanent avec fluide compressible.

4.4.2 Écoulement entre deux plaques parallèles

Prédire l'écoulement d'un fluide dans une fissure d'une structure de béton est très difficile puisque la géométrie et les propriétés de la fissure sont bien souvent variables le long de cette dernière. Une approche commune consiste à idéaliser l'écoulement dans la fissure comme un écoulement entre deux plaques parallèles et à appliquer des facteurs de correction pour tenir compte des caractéristiques particulières de la fissure réelle.

Considérons une fissure idéale représentée par deux plaques parallèles séparées d'une distance a représentant l'ouverture de la fissure (figure 4.4).

Figure 4.4 Écoulement entre deux plaques parallèles.

La solution analytique pour l'écoulement laminaire d'un fluide visqueux donne comme vitesse moyenne d'écoulement :

$$v = KJ \tag{4.1}$$

où K est la conductivité hydraulique de la fissure donnée par :

$$K = \frac{a^2 g}{12\nu} \tag{4.2}$$

où a est l'ouverture de la fissure (m), ν est la viscosité cinématique du fluide (m^2/s), g est l'accélération gravitationnelle (m/s^2), et J est le gradient hydraulique (énergie perdue) défini par :

$$J = \lambda \frac{1}{D_h} \frac{v_m^{\,2}}{2g} \text{ ; avec } \lambda \text{ fonction de } R_e = \frac{v_m D_h}{\nu} \tag{4.3}$$

où D_h est le diamètre hydraulique (deux fois l'ouverture de la fissure - m), ν est la viscosité cinématique du fluide (m^2/s), v_m est la vitesse moyenne de l'écoulement (m/s), λ est un coefficient de friction et R_e est le nombre de Reynolds.

Il existe une relation entre les termes λ et R_e selon le type d'écoulement et les propriétés de la conduite. Pour une fissure, la relation dépend en général des propriétés de cette dernière (ouverture, rugosité, présence de particule dans la fissure).

En multipliant les deux côtés de l'équation (4.1) par l'ouverture de la fissure a , le débit d'écoulement dans la fissure par mètre de largeur est égal à :

$$q = \frac{ga^3}{12\nu} J \tag{4.4}$$

cette relation est connue sous le nom de loi cubique d'écoulement.

UDEC base ses calculs d'écoulement à partir de l'équation (4.4), représentée sous la forme:

$$q = \frac{a^3}{12\mu} \frac{\Delta p}{l} \tag{4.5}$$

où μ est la viscosité dynamique du fluide, $\mu = \nu\rho$ (Pa • s), l est la longueur associé au contact entre les joints (m) et Δp est la différence de pression entre deux joints définie par :

$$\Delta p = p_2 - p_1 + \rho g(y_2 - y_1) \tag{4.6}$$

où p_2, p_1 est la pression dans les joints 1 et 2 respectivement (Pa), ρ est la densité du fluide (kg/m^3), g est l'accélération gravitationnelle (m/s^2) et y_1, y_2 est l'élévation des joints 1 et 2 respectivement (m).

Les travaux réalisés par Louis (1969) ont démontré que la loi cubique d'écoulement est adéquate pour décrire l'écoulement laminaire dans des fissures avec des ouvertures variant entre 2 mm et 25,4 mm. Iwai (1976) a quant à lui démontré l'efficacité de la loi cubique pour l'écoulement laminaire dans des fissures avec des ouvertures aussi petites que 0,02 mm. Romm (1966) obtint les mêmes conclusions pour des fissures de 0,0002 mm d'ouverture. Witherspoon et al. (1980) a démontré que la loi cubique d'écoulement s'applique également dans le cas où la fissure est fermée sous contraintes de compression.

4.4.3 Influence de la rugosité de la fissure sur l'écoulement

Des recherches ont été effectuées par Louis (1969) pour évaluer l'influence de la rugosité de la fissure sur l'écoulement. Louis (1969) défini d'abord un paramètre de "rugosité relative", k / D_h où k est la hauteur moyenne des aspérités de la fissure et D_h est le diamètre hydraulique (deux fois l'ouverture de la fissure). De par sa définition, la rugosité relative d'une fissure varie entre 0 pour une fissure lisse et 0,5 pour une fissure avec des aspérités égales à l'ouverture de la fissure. L'écoulement dans une fissure peut être considéré parallèle (les lignes de courant sont droites et parallèles) pour des valeurs faibles de la rugosité relative ($k / D_h < 0{,}032$), voir figure 4.5. Pour $k / D_h > 0{,}032$, il y a formation de tourbillons (écoulement rotationnel).

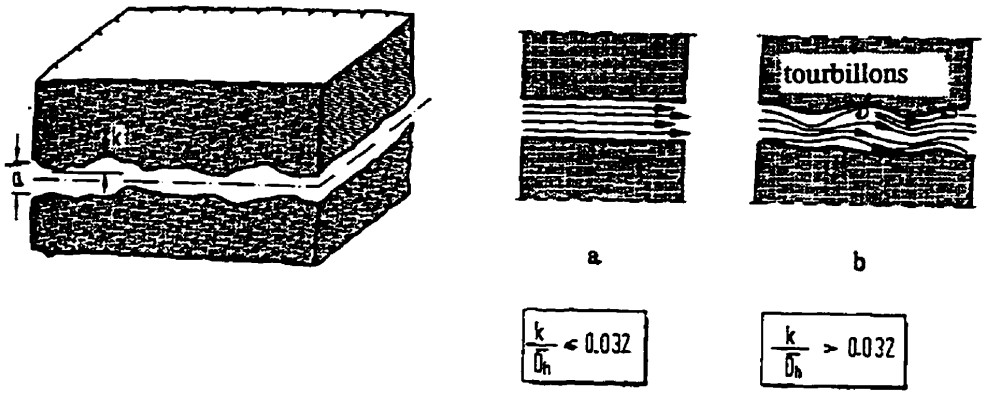


Figure 4.5 Définition de la rugosité relative (adaptée de Wittke, 1990).

La loi de vitesse d'écoulement formulée par Louis (1969), qui prend en compte la rugosité de la fissure, est donnée par :

$$v = KJ^{\alpha} \tag{4.7}$$

Les valeurs de la conductivité hydraulique K et de l'exposant α dépendent des cas d'écoulement décrits à la figure 4.6. Une fois le cas d'écoulement déterminé, on peut évaluer les valeurs de K et de α à partir du tableau 4.3.

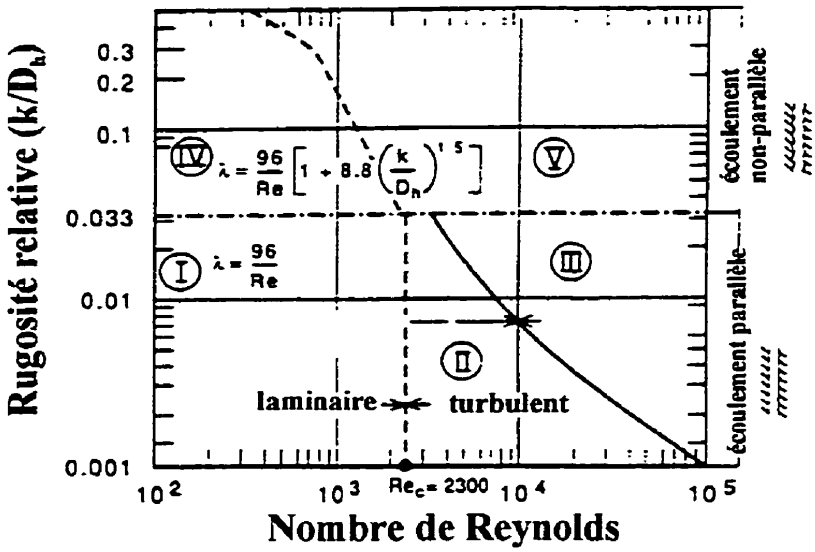


Figure 4.6 Lois d'écoulement et paramètres de calculs (adaptée de Louis, 1969).

Tableau 4.3 Lois d'écoulement et paramètres de calculs (adapté de Louis, 1969).

Zone	Conductivité hydraulique K	Valeur de α	Écoulement
I	$\frac{ga^2}{12\nu}$	1,0	laminaire
II	$\frac{1}{a}\left[\frac{g}{0{,}079}\left(\frac{2}{\nu}\right)^{0{,}25}\cdot a^3\right]^{\frac{4}{7}}$	$\frac{4}{7}$	turbulent
III	$4\sqrt{g}\cdot\log\left[\frac{3{,}7}{k/D_h}\right]\cdot\sqrt{a}$	0,5	turbulent
IV	$\frac{ga^2}{12\nu\left[1+8{,}8\left(k/D_h\right)^{1{,}5}\right]}$	1,0	laminaire
V	$4\sqrt{g}\cdot\log\left[\frac{1{,}9}{k/D_h}\right]\cdot\sqrt{a}$	0,5	turbulent

4.4.4 Écoulement dans une fissure sinueuse

La loi cubique d'écoulement est valide pour l'écoulement d'un fluide entre deux parois lisses et parallèles. Or, les épontes d'une fissure réelle ne sont pas parfaitement parallèles le long de cette dernière. Les fissures dans une masse de béton peuvent donc être sinueuses plutôt que droites.

Généralement, le fait que la fissure soit tortueuse plutôt que droite, a peu d'influence sur l'écoulement et est considéré négligeable. Cependant, certains auteurs comme Tsang (1984) et Louis (1969) ont démontré que l'écoulement dans une fissure sinueuse peut différer sensiblement de l'écoulement dans une fissure parfaitement droite, selon les situations.

La figure 4.7 démontre une fissure sinueuse. L'ondulation de la fissure est représentée par l'angle θ qui est la déviation de la direction de l'écoulement par rapport à un plan horizontal.

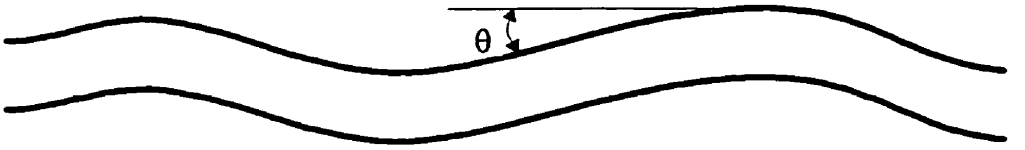


Figure 4.7 Modèle de fissure sinueuse.

Sharp (1970) propose un modèle de fissure en dents de scie avec les coins arrondis pour minimiser les pertes de charges à ces endroits. Sharp (1970) démontre que l'écoulement est alors proportionnel à $\cos^4\theta$ soit :

$$q = \frac{ga^3}{12\nu} J \cos^4 \theta \tag{4.8}$$

Dans le cas où la fissure n'est pas en dents de scie mais bien tortueuse, la relation (4.8) devient :

$$q = \frac{ga^3}{12\nu} J(0{,}6 + 0{,}4\cos^4 \theta) \tag{4.9}$$

Pour tenir compte de la rugosité et du fait que la fissure est tortueuse, Witherspoon et al. (1980) introduit un facteur de correction f au dénominateur de la loi cubique d'écoulement :

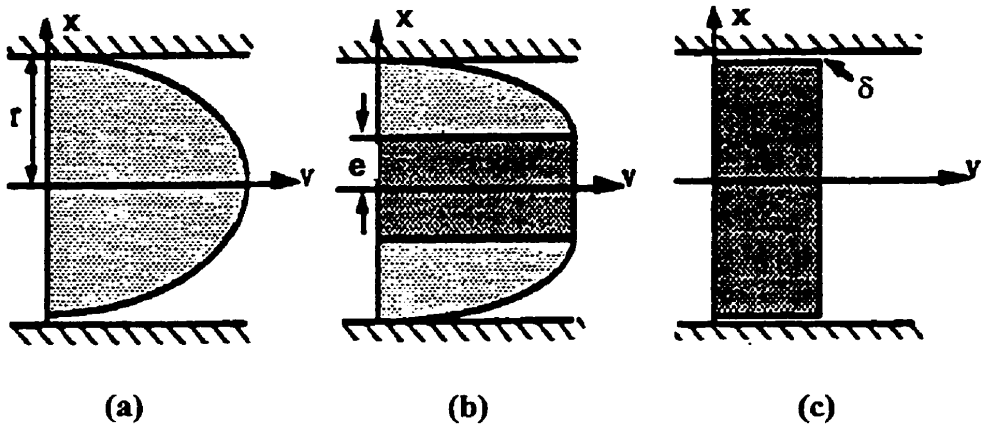
$$q = \frac{1}{\mathrm{f}} \frac{ga^3}{12\nu} J \tag{4.10}$$

Pour des expérimentations effectuées sur des masses rocheuses (granite, basalte et marbre) les valeurs du facteur de correction f variaient entre 1,04 et 1,65 avec une moyenne de 1,29.

4.5 Écoulement d'un fluide de Bingham

L'écoulement d'un fluide de Bingham est visco-plastique alors que l'écoulement d'un fluide de Newton est uniquement visqueux. La distribution de vitesse de ces deux types d'écoulement dans une conduite circulaire est présentée à la figure 4.8. Dans le cas du fluide de Bingham, il y a formation d'un noyau rigide au centre de l'écoulement de dimension e. Ce noyau n'existe que pour les fluides de Bingham puisqu'il est proportionnel à la cohésion. Si e ≥ r (r étant le rayon de la conduite) ou e ≥ t (t = ½ ouverture de la fissure) selon le cas, l'écoulement s'arrête si les parois sont rugueuses,

alors que si les parois sont lisses un déplacement de corps rigide peut se produire (voir figure 4.8).



(a) écoulement purement visqueux : fluide de Newton
(b) écoulement visco-plastique : fluide de Bingham
(c) extrusion (parois lisses)

Figure 4.8 Profil des vitesses des écoulements visqueux et visco-plastiques dans une conduite circulaire (adaptée de Lombardi, 1985).

On retrouve au tableau 4.4 les formules importantes pour les écoulements visqueux dans les conduites et les fissures présentées par Lombardi (1985).

Tableau 4.4 Formules pour écoulement visqueux dans les conduites et les fissures (adapté de Lombardi, 1985).

Type de Fluide	Conduite circulaire (rayon = r)	Fissure (t = ½ ouverture)
Newton Parois rugueuses	$Q = \frac{J r^4 \pi}{8 \mu}$ (a)	$q = \frac{2 J t^3}{3 \mu}$ (d)
Bingham Parois rugueuses	$e = \frac{2c}{J}$; $J_{min} = \frac{2c}{r}$; $0 < e < r$ (b) $Q = \frac{J r^4 \pi}{8 \mu} [1 - 4/3 (e/r) + 1/3 (e/r)^4]$	$e = \frac{c}{J}$; $J_{min} = \frac{c}{t}$; $0 < e < t$ (e) $q = \frac{2 J t^3}{3 \mu} [1 - 3/2 (e/t) + 1/2 (e/t)^3]$
Bingham Parois lisses	$\alpha < 1$; $J_{min} = \frac{2c}{r}$; $\frac{e}{r} < \frac{1}{\alpha}$ (c) $\frac{2c}{r} \alpha < J < \frac{2c}{r} \rightarrow$ extrusion $Q = \frac{J r^4 \pi}{8 \mu} [1 - 4/3 (e/r) + 1/3 (e/r)^4 + 4\delta/r (1/\alpha - e/r)]$	$\alpha < 1$; $J_{min} = \frac{c}{t}$; $\frac{e}{t} < \frac{1}{\alpha}$ (f) $\frac{c}{t} \alpha < J < \frac{c}{t} \rightarrow$ extrusion $q = \frac{2 J t^3}{3 \mu} [1 - 3/2 (e/t) + 1/2 (e/t)^3 + 3\delta/2t (1/\alpha - e/t)]$

Q = débit dans la conduite (m^3/s), q = débit dans la fissure par mètre de largeur (m^2/s), c = cohésion du fluide (Pa), ρ = densité du fluide (kg/m^3), g = accélération gravitationnelle (m/s^2), μ = viscosité dynamique du fluide (Pa.s), r = rayon de la conduite (m), J = gradient hydraulique (Pa/m), e = dimension du noyau rigide (m), t = ½ ouverture de la fissure (m), δ = épaisseur de la couche de glissement (m), α = cisaillement dans la couche de glissement ($\tau = \alpha (c + \mu\, dv/dx)$; $\alpha \leq 1$).

Des travaux de recherche ont été faits au Royal Institute of Technology de Stockholm (Suède) par Hässler (1991). Les objectifs des travaux étaient de développer un logiciel de recherche pouvant décrire l'écoulement de fluides dans les fissures de masses rocheuses et d'évaluer les facteurs qui influencent les résultats des travaux d'injection. Hässler (1991) a tout d'abord défini les équations de base pour l'écoulement des fluides de Newton et de Bingham dans une fissure avec parois lisses et parallèles. Par exemple, Hässler (1991) donne la relation suivante pour l'écoulement d'un fluide de Bingham :

$$Q = \frac{\rho_w g b^3 W (h_o - h_L)}{12 \mu_B L}(1 - 3Z + 4Z^3) \tag{4.11}$$

avec

$$Z = \min\left(\frac{\tau_o}{b \rho_w g \left| \frac{h_o - h_L}{L} \right|}, \frac{1}{2} \right)$$

où Q est le débit d'écoulement (m^3/s), ρ_w est la densité de l'eau (kg/m^3), μ_B est la viscosité dynamique du coulis (Pa.s) et τ_o la cohésion du coulis (Pa). Les autres paramètres de l'équation sont illustrés à la figure 4.9.

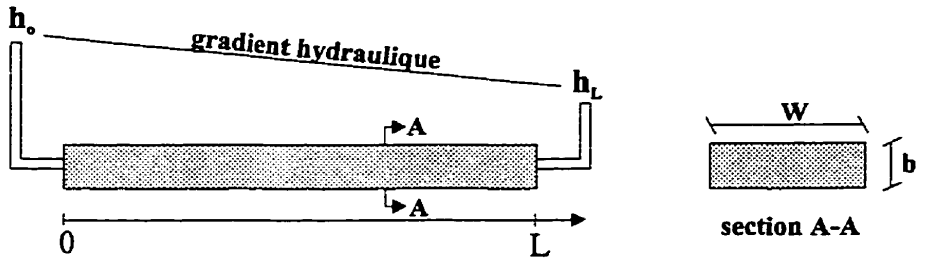


Figure 4.9 Écoulement d'un fluide de Bingham dans une fissure (adaptée de Hässler, 1991).

L'équation (4.11) correspond à l'équation de Lombardi (1985) mentionnée au tableau 4.4 section e. Par la suite, pour bien représenter une fissure réelle, Hässler (1991) a développé les équations pour l'injection d'une fissure avec un coulis de Bingham en présence d'eau et ce pour une fissure horizontale ou inclinée.

Le logiciel développé simule la distribution des vitesses, des volumes et la pénétration du coulis lors d'une injection dans un réseau de fissures. Différents exemples d'application de ce logiciel ainsi que les principaux résultats sont présentés dans Hässler et al. (1987), Hässler (1991) et Hässler et al. (1992).

4.6 Modélisation de la pression dans une fissure

Des pressions peuvent se développer dans un barrage en béton à l'interface barrage-fondation, le long de joints de construction fissurés ou le long de fissures. Ces pressions peuvent affecter la stabilité de l'ouvrage et influencer le processus des travaux d'injection. La distribution de la pression dans une fissure d'un barrage en béton est affectée par une combinaison de facteurs comme les propriétés de la fissure (élévation, ouverture, rugosité, etc.), la présence ou non de drains et leurs caractéristiques (espacement, diamètre, location, etc.), le type d'écoulement dans la fissure (laminaire/turbulent, permanent/non permanent), le niveau du réservoir amont, la porosité du béton, la présence d'un rideau d'injection, etc.

Des organismes tels Federal Energy Regulatory Commission (FERC, 1991) et Canadian Dam Safety Association (CDSA, 1995), fournissent des règles empiriques pour l'évaluation des sous-pressions à l'interface barrage-fondation pour différents cas rencontrés en pratique (drainage ou non de la fondation, base fissurée ou non, etc.).

La figure 4.10 montre quelques cas de distribution de pression le long d'un joint de construction ou d'une fissure dans un barrage en béton.

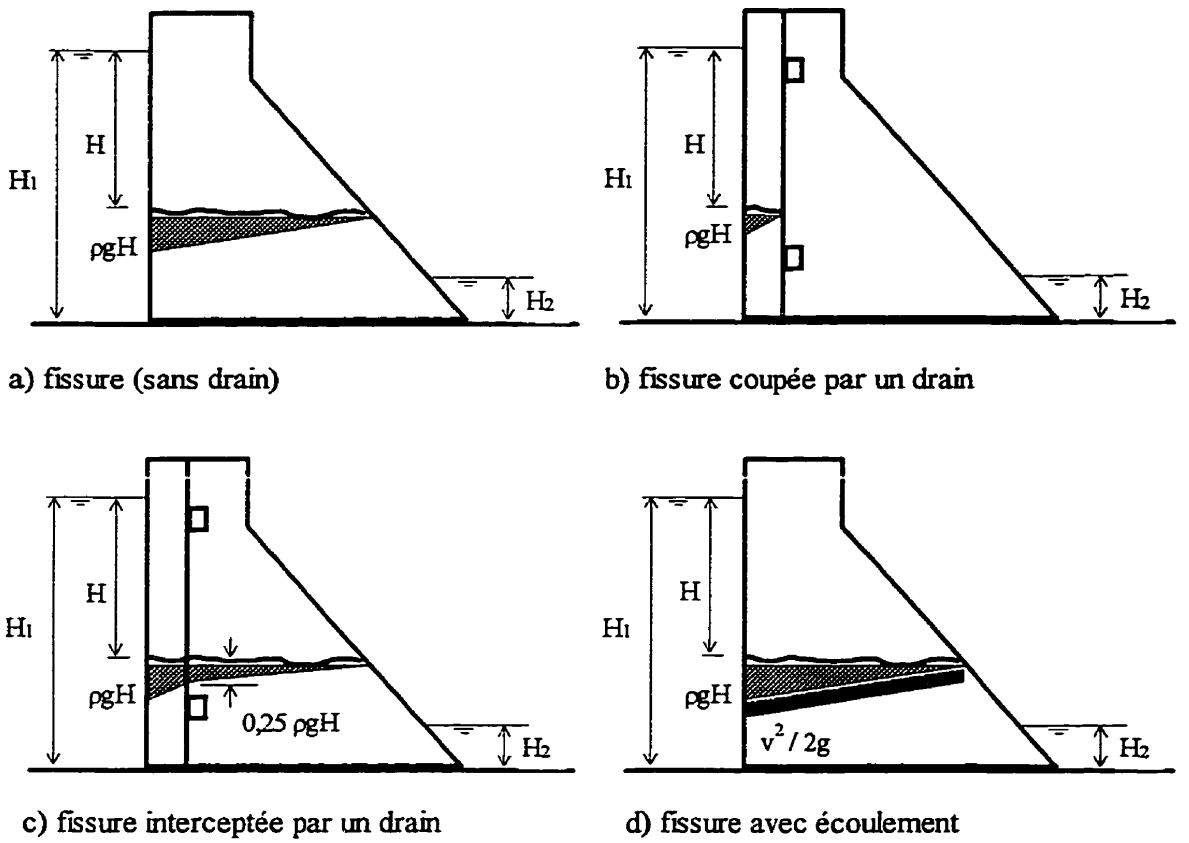


Figure 4.10 Distribution de la pression dans une fissure d'un barrage en béton.

Dans le cas non drainé (fig. 4.10a), la distribution de pression est triangulaire avec une valeur maximale en amont égale à la pression d'eau provoquée par le réservoir (ρgH) et une pression nulle en aval (on suppose que la fissure est plus élevée que le niveau d'eau en aval H_2). Si la fissure est coupée par un drain, la pression devient nulle à l'endroit de ce dernier (fig. 4.10b). Dans le cas où la fissure est interceptée par un drain mais se continue au delà de ce dernier, la distribution de pression est telle qu'illustrée à la figure 4.10c. La valeur de pression résiduelle de 0,25 ρgH après le drain est une valeur

empirique proposée par Australian National Committee on Large Dams (ANCOLD,1991). Si l'on considère un écoulement dans la fissure (fig. 4.10d), un terme de pression supplémentaire dépendant de la vitesse d'écoulement vient s'ajouter (v^2 / 2g). Cependant, Wittke (1990) a démontré que le terme de pression dû à la vitesse d'écoulement peut être négligé par rapport à celui dû au niveau d'eau du réservoir (v^2 / 2g << H). De plus, il démontre que les variations de la vitesse d'écoulement dans une fissure dues aux variations de la section sont trop faibles pour influencer la distribution de la pression. Wittke (1990) conclu donc que le terme de pression dû à la vitesse d'écoulement (v^2 / 2g) peut être négligé pour évaluer la pression dans une fissure.

Il est supposé que la distribution de la pression n'est pas affectée lors de séismes. Cependant, certains organismes proposent des méthodes différentes pour l'évaluation de la répartition de la pression après le séisme lorsque la fissure est refermée. FERC (1991) propose de considérer la même répartition triangulaire de la pression qu'avant le séisme alors que le U.S. Army Corps of Engineers (1985) et Canadian Dam Safety Association (1995) indiquent de considérer 100 % de la pression dans toute la zone fissurée (distribution rectangulaire avec ρgH le long de la fissure). Cette dernière approche est très conservatrice.

Lombardi (1985) discute de la distribution de la pression dans une fissure lors de l'injection. La figure 4.11 montre la distribution de la pression dans une fissure pour différentes durées d'injection. Lorsque la durée d'injection tend vers l'infini, la distribution de pression dans la fissure est linéaire. La pénétration du coulis s'arrête à une valeur R_{max} , fonction de la pression appliquée (Δp), de l'ouverture de la fissure (a) et de la cohésion du coulis (c) et ce indépendamment du temps durant lequel la pression est appliquée. Toute injection réalisée avec un coulis présentant une cohésion ne pourra s'étendre au-delà de cette distance R_{max} :

$$R_{max} = \frac{\Delta p \cdot a}{2c} \tag{4.12}$$

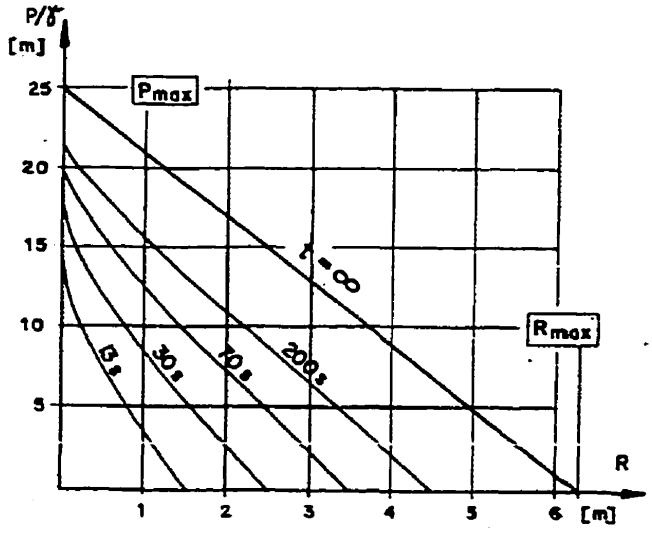


Figure 4.11 Distribution de la pression dans une fissure pour différentes durées d'injection (adaptée de Lombardi, 1985).

D'autres recherches effectuées par Amadei et al. (1989) en collaboration avec le programme de recherche du Electric Power Research Institute portent sur l'évaluation de la pression dans une fissure. Les travaux élaborent les équations décrivant les distributions de pression dans une fissure pour les cas où il y a présence d'un drain ou non. La relation 4.13 a été développée par Amadei et al. (1989) pour évaluer l'écoulement d'un fluide dans une fissure de béton. De plus, les travaux de recherche effectués démontrent l'influence de la position et de la grosseur des drains ainsi que de l'ouverture et des propriétés de la fissure sur la distribution de la pression à partir d'exemples numériques.

$$\frac{Q}{W} = \varepsilon \frac{gb^3}{12\nu C} \frac{\Delta h}{L}$$

$$C = 1 + 8{,}8\left(\frac{k}{D_h}\right)^{1,5} \tag{4.13}$$

où Q est le débit dans la fissure (m^3/s), g est l'accélération gravitationnelle (m/s^2), b est l'ouverture de la fissure (m), ν est la viscosité cinématique du fluide (m^2/s), Δh est la variation du gradient hydraulique dans la fissure (m), w est la largeur de la fissure (m), L est la longueur de la fissure (m), ε est le degré de séparation de la fissure (aire de la fissure ouverte / aire totale de la fissure), C est un coefficient de rugosité, k est la hauteur moyenne des aspérités de la fissure et D_h est le diamètre hydraulique (deux fois l'ouverture de la fissure).

4.7 Analyse hydromécanique

Une analyse hydromécanique prend en compte l'interaction qui existe entre le fluide en écoulement dans le béton et la masse de béton elle-même. Toute variation de l'écoulement du fluide (débit, pression) aura un effet sur la structure (ouverture ou fermeture de fissures, propagation de fissures, etc.), et inversement, tout mouvement de la structure provoquera une variation de l'écoulement. On parle alors de couplage hydromécanique.

Les sources de couplage hydromécanique sont nombreuses : pression d'injection élevée (ouverture ou propagation de fissures), glissement d'une fissure le long des aspérités provoquant ainsi l'ouverture de cette dernière par dilatance, variation du niveau du réservoir ou les cycles thermiques qui provoquent l'ouverture ou la fermeture de fissures, etc.

L'analyse hydromécanique est une méthode d'analyse itérative (figure 4.12). La distribution de pression dans la structure est tout d'abord évaluée suivie d'une analyse structurale pour déterminer le profil de fissuration. À partir de cet état de fissuration, les pressions sont mises à jour et un nouveau calcul structural s'effectue, et ainsi de suite. L'analyse hydromécanique est dite "faiblement couplée" lorsque l'on fixe la pression dans la fissure directement selon des règles empiriques sans effectuer d'analyse d'écoulement en milieux poreux et "fortement couplée" lorsqu'un calcul complet (hydraulique et mécanique) est effectué à chaque itération pour évaluer la distribution réelle de la pression dans la fissure.

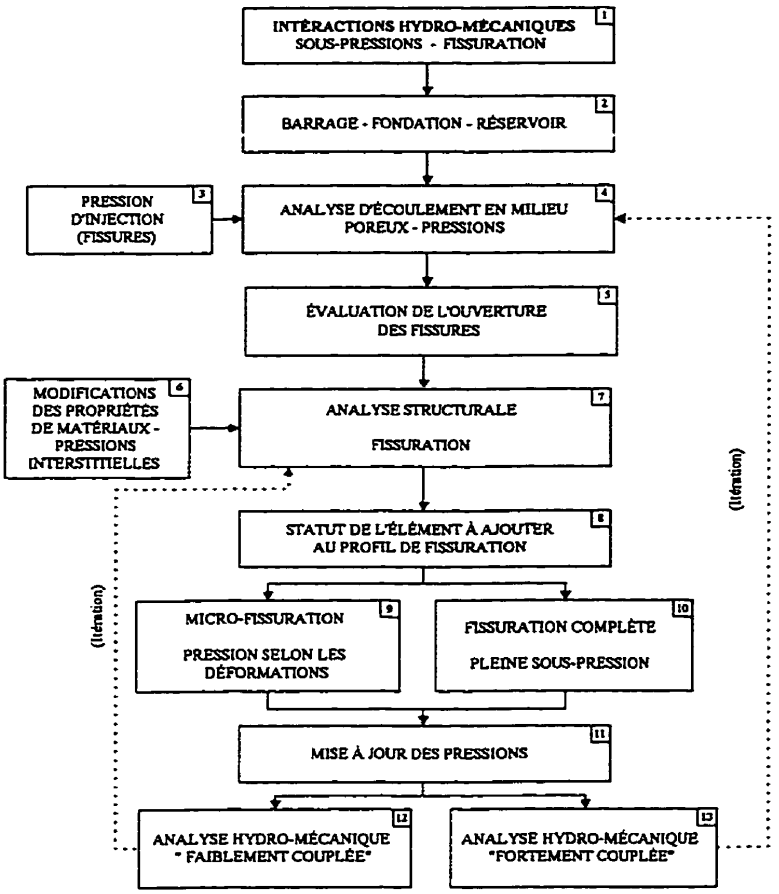


Figure 4.12 Méthode d'analyse hydromécanique couplée.

Le logiciel UDEC offre à l'utilisateur l'option d'effectuer des analyses hydromécaniques fortement couplées. À chaque pas de temps, Δt, UDEC évalue la géométrie de la structure (ouverture et volume des fissures) et calcule les débits d'écoulement du fluide dans les fissures. Les pressions dans les fissures sont alors réévaluées en prenant en compte les mouvements de la structure et les changements de géométrie des fissures.

Les nouvelles pressions sont évaluées selon la formule suivante :

$$p = p_o + KQ\frac{\Delta t}{V} - K\frac{\Delta V}{V_m} \tag{4.14}$$

où p_o est la pression au pas de temps précédent, K est le module de variation de volume du fluide, Q est la somme des débits dans la fissure provenant de tous les contacts adjacents, $\Delta V = V - V_o$ (V et V_o sont le nouveau et l'ancien volume de la fissure respectivement) et $V_m = (V+V_o) / 2$.

4.8 Exemples d'applications

Cette section démontre par des exemples, les principales situations rencontrées lors de l'injection d'un barrage en béton. Les exemples sont basés sur un modèle simple représentant une seule fissure et seront effectués à l'aide du logiciel UDEC. On examine successivement une fissure horizontale, une fissure horizontale remplie d'eau, une fissure inclinée (remplie d'eau ou non) et un réseau de fissures. Les objectifs poursuivis par ces exemples sont de valider le logiciel UDEC ainsi qu'évaluer l'influence des principaux paramètres de modélisation. Les résultats obtenus ainsi que les conclusions tirées de ces exemples seront utilisés par la suite pour l'analyse d'un modèle complet de barrage.
Pour les principaux exemples étudiés, les paramètres de modélisation utilisés sont résumés au tableau 4.5.

Tableau 4.5 Paramètres de modélisation.

Propriétés du béton	
Densité	2400 kg/m^3
Module élasticité	15000 MPa
Coefficient de Poisson	$\nu = 0,16$
Propriétés de la fissure	
Longueur	15 m
Largueur	1 m
Ouverture	2 mm ou 0,5 mm
Propriétés des fluides d'injection	
Eau (5°C)	
Densité	1000 kg/m^3
Viscosité dynamique	1,519E-3 Pa•s
Module de variation de volume	2036 MPa
Coulis de ciment (4°C)	
Densité	1633 kg/m^3
Viscosité dynamique	15,2E-3 Pa•s
Cohésion	2,45 Pa
Propriétés de l'injection	
Pression ou	98100 Pa (10 m eau)
Débit	3 l/min
Conditions frontières	
Libre	
Imperméable	

Deux fluides d'injection différents sont utilisés soit l'eau et un coulis de ciment. Ces derniers sont injectés soit en imposant une pression ou soit en spécifiant un débit d'injection. Les exemples sont effectués pour une fissure d'ouverture de 2 mm. Cependant, certains résultats sont également fournis, à titre comparatif, pour une fissure de 0,5 mm. Au tableau 4.5, la condition frontière libre indique que la fissure s'est propagée complètement dans la masse de béton ou qu'elle est coupée par un drain (figures 4.10a et 4.10b). La pression est nulle à la condition frontière libre. Lorsque la fissure est stable et qu'elle ne se propage pas d'avantage dans le béton, la condition frontière est considérée imperméable (béton considéré imperméable).

Les relations pression-débit pour chacun des fluides d'injection définis au tableau 4.5, selon différentes ouvertures de fissures sont présentées à la figure 4.13. Ces courbes ont été obtenues à partir des équations du tableau 4.4 (sections d et e), formulées par Lombardi (1985).

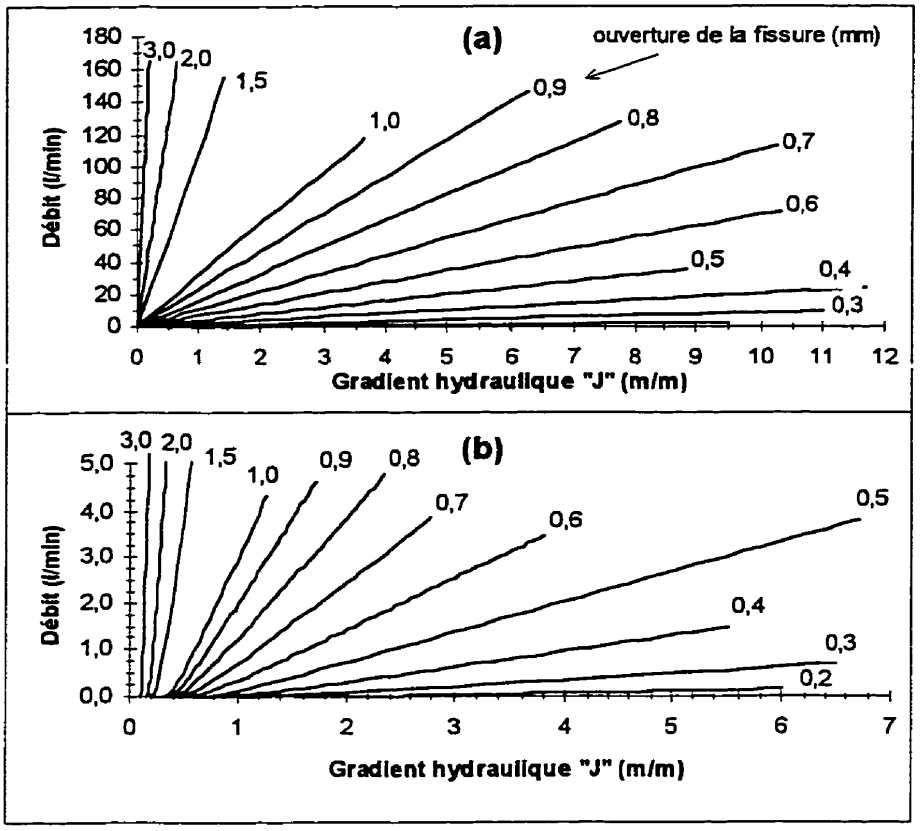


Figure 4.13 Relation pression-débit pour différentes ouvertures de fissures : (a) fluide d'injection : eau, (b) fluide d'injection : coulis de ciment.

Les figures 4.13a et 4.13b démontrent bien l'influence de l'ouverture de la fissure sur l'écoulement. Dans le cas de fissures avec grande ouverture (2 mm ou plus), une faible augmentation du gradient hydraulique provoque une très grande augmentation du débit d'écoulement. Alors que pour les fissures fines, les pressions doivent être élevées pour induire un débit d'écoulement significatif. La figure 4.13b démontre également l'effet de

la cohésion du coulis lors de l'injection. Pour un fluide présentant une cohésion, ce dernier ne se met en mouvement que sous un gradient hydraulique minimal J_0. La valeur du gradient hydraulique minimal augmente lorsque l'ouverture de la fissure diminue.

4.8.1 Fissure horizontale

L'on considère une fissure horizontale possédant les caractéristiques définies au tableau 4.5 (voir figure 4.14). Pour chacun des fluides d'injection (eau et coulis de ciment), ainsi que pour chacune des conditions frontières (libre ou imperméable) la distribution de pression le long de la fissure est évaluée et ce pour une pression ou un débit d'injection.

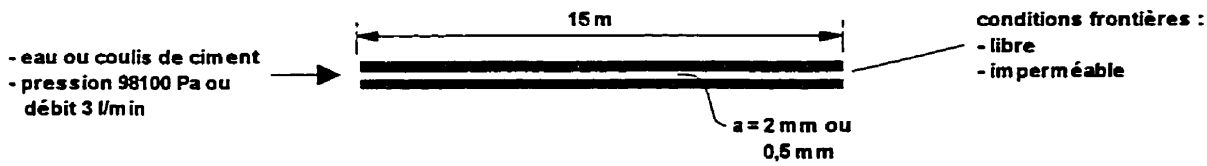


Figure 4.14 Modèle de fissure pour les simulations.

La figure 4.15 montre la distribution de pression dans la fissure en régime permanent pour une condition frontière libre et une pression d'injection de 98100 Pa. La distribution de la pression est triangulaire passant de la pression appliquée à une pression nulle à la condition frontière. La distribution est la même peu importe que le fluide d'injection soit l'eau ou le coulis de ciment. La distribution est également la même peu importe l'ouverture de la fissure.

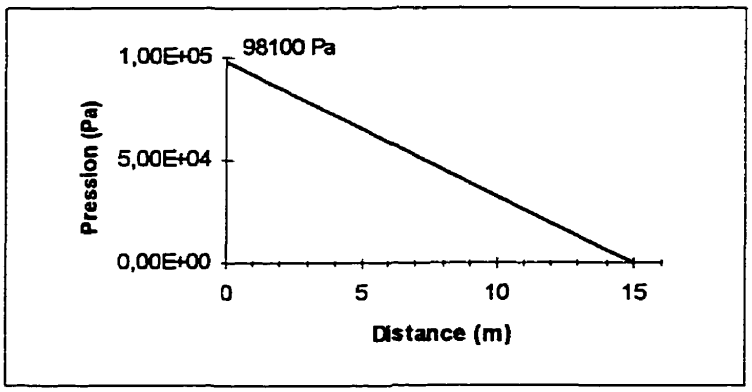
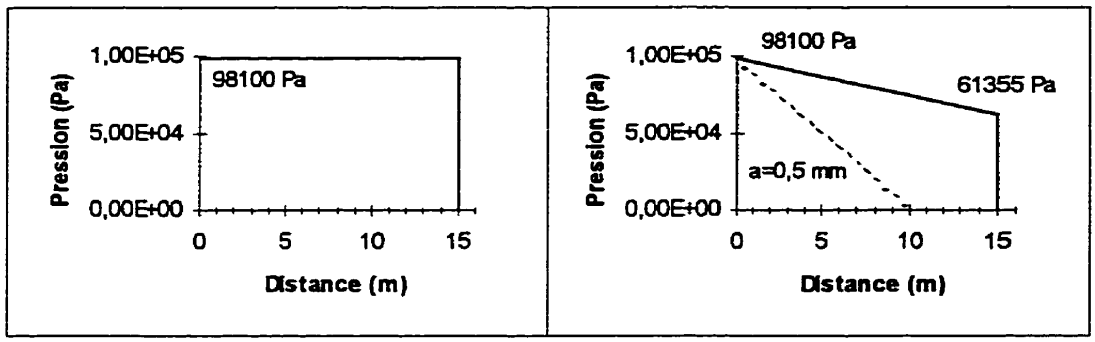


Figure 4.15 Distribution de la pression dans la fissure pour une pression d'injection appliquée (condition frontière libre).

Les figures 4.16a et 4.16b, démontrent les distributions de pression en régime permanent de l'eau et du coulis de ciment, pour une pression d'injection appliquée dans le cas où la condition frontière est imperméable. Dans le cas où l'eau est le fluide d'injection, la pleine pression est développée dans toute la fissure tandis que dans le cas où il s'agit du coulis de ciment il y a une légère perte de pression due à la cohésion du coulis. Tel que mentionné à la section 4.6, un coulis présentant une cohésion ne pourra s'étendre au-delà d'une distance R_{max} définie par l'équation (4.12) (Lombardi, 1985). Dans notre cas, pour la pression appliquée (98100 Pa), l'ouverture de la fissure (2 mm) et la cohésion du coulis (2,45 Pa), la distance R_{max} est approximativement de 40 m. Par proportion, on peut obtenir la pression à 15 m, soit 61350 Pa. UDEC nous indique que la pression est de 61355 Pa, ce qui correspond presque exactement à la prédiction selon la formule de Lombardi (1985). La figure 4.16b montre également la distribution de la pression dans le cas où l'ouverture de la fissure est de 0,5 mm (trait pointillé). Dans ce cas, on remarque que la pression d'injection est insuffisante pour que le coulis ne pénètre entièrement la fissure. L'écoulement s'arrête à environ 10 m du point d'injection.



a) fluide d'injection : eau

b) fluide d'injection : coulis de ciment

Figure 4.16 Distribution de la pression dans une fissure de 2 mm d'ouverture pour une pression d'injection appliquée (condition frontière imperméable).

D'autres simulations ont été faites en imposant un débit d'injection constant dans la fissure. Dans le cas où la condition frontière est libre, les résultats du logiciel UDEC ont pu être validés à partir des équations contenues dans le tableau 4.4 (sections d et e) formulées par Lombardi (1985).

Pour l'injection d'un fluide de Newton (eau), les résultats obtenus par UDEC sont identiques à ceux obtenus à partir des équations de Lombardi (1985) et ce pour les deux ouvertures de fissures considérées (voir figures 4.17a et 4.17b respectivement).

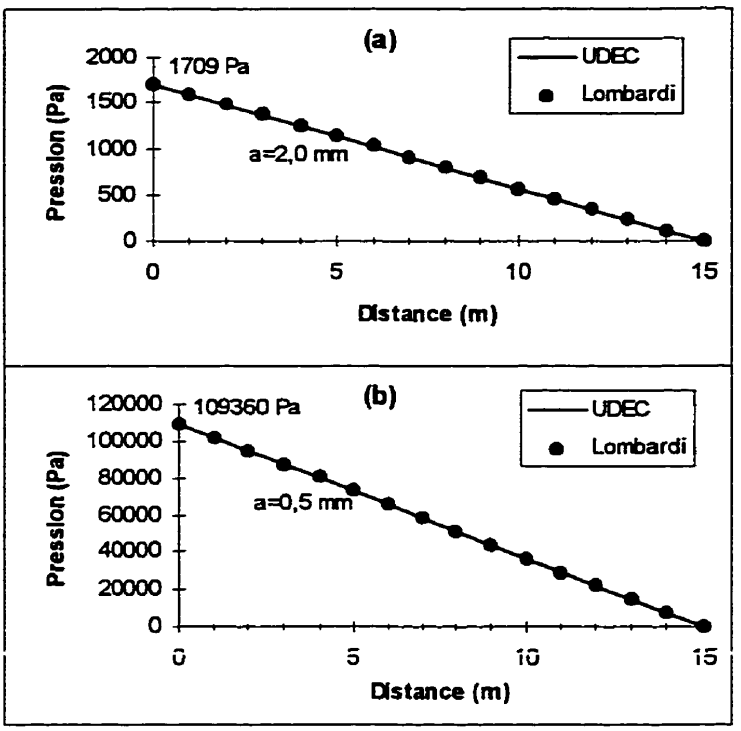


Figure 4.17 Distribution de la pression dans une fissure d'ouverture différente pour un débit d'injection (fluide d'injection : eau, condition frontière libre).

La figure 4.17 indique clairement l'influence de l'ouverture de la fissure sur l'écoulement. L'ouverture de la fissure est à la puissance 3 dans la loi d'écoulement (voir équation (4.4)). Pour obtenir un même débit dans les deux fissures (dont une est 4 fois plus ouverte que l'autre), il faut appliquer une pression 4^3 fois plus grande.

Lorsque le fluide d'injection est un fluide de Bingham (coulis de ciment), UDEC utilise la loi d'écoulement illustrée à la figure 4.18.

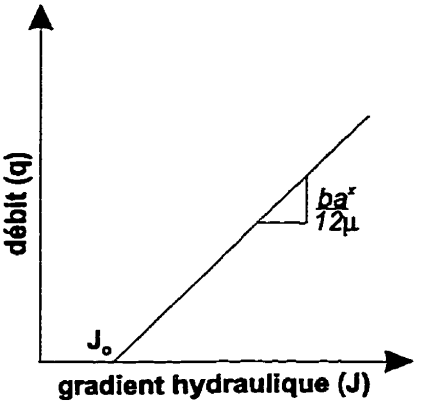


Figure 4.18 Relation pression-débit pour un fluide de Bingham dans UDEC (adaptée de Itasca Consulting Group Inc., 1996).

La relation illustrée à la figure 4.18 peut s'exprimer par l'équation :

$$q = \frac{ba^x}{12\mu} J \tag{4.15}$$

où a est l'ouverture de la fissure (m), b est un facteur de correction empirique, x est l'exposant de l'ouverture, μ est la viscosité dynamique du fluide d'injection (Pa-s) et J est le gradient hydraulique (Pa/m).

Lorsque b=1 et x = 3, la relation correspond à la loi cubique d'écoulement telle que définie précédemment à l'équation (4.4). Cependant, UDEC offre à l'utilisateur la possibilité de modifier les valeurs des termes b et x.

Le terme J_o correspond à la valeur du gradient minimal (Pa/m) à lequel l'écoulement se produira :

$$J_o = \frac{2c}{a} \tag{4.16}$$

où c est la cohésion du fluide d'injection (Pa) et a est l'ouverture de la fissure (m).

La relation pression-débit utilisée par UDEC pour un fluide de Bingham est linéaire tandis que celle formulée par Lombardi (illustrée à la figure 4.13b) n'est pas linéaire (elle comporte un terme à la puissance 3, voir tableau 4.4, section e). La figure 4.19 montre les courbes des deux lois d'écoulement pour notre exemple (injection d'un coulis de ciment à un débit de 3 l/min, condition frontière libre). Pour la relation de UDEC, b=1 et x=3. Les courbes indiquent le débit par mètre de largeur de la fissure en fonction du gradient hydraulique. Puisque le coulis possède une cohésion, il n'y pas d'écoulement pour des gradients inférieurs à 0,153 m/m.

Comme le démontre bien la figure 4.19, la loi d'écoulement de UDEC avec b=1 et x=3 ne représente pas de façon adéquate l'écoulement d'un fluide dans une fissure. Des modifications doivent être apportées aux termes b et x pour représenter de manière la plus précise possible la relation de Lombardi (1985).

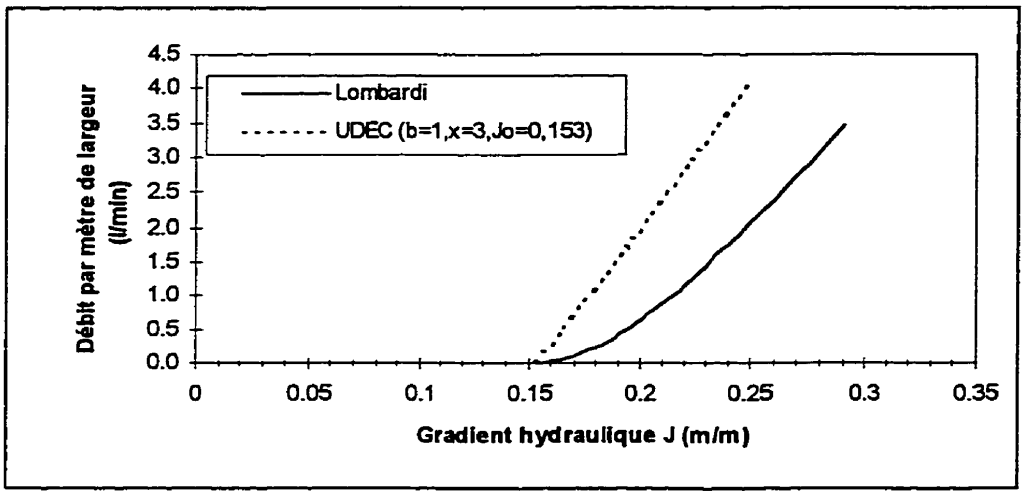


Figure 4.19 Relation pression-débit pour un fluide de Bingham.

La valeur du terme x est maintenue à x=3. Seule la valeur du facteur de correction b est modifiée pour changer la pente de la courbe et ainsi se rapprocher de la courbe de Lombardi. De plus, en modifiant la valeur de la cohésion (dans UDEC), il est possible de modifier la valeur du gradient minimal J_o. La figure 4.20 montre la relation pression-débit corrigée dans UDEC comparativement à la formule de Lombardi (1985). Les corrections effectuées permettent de bien représenter la relation de Lombardi.

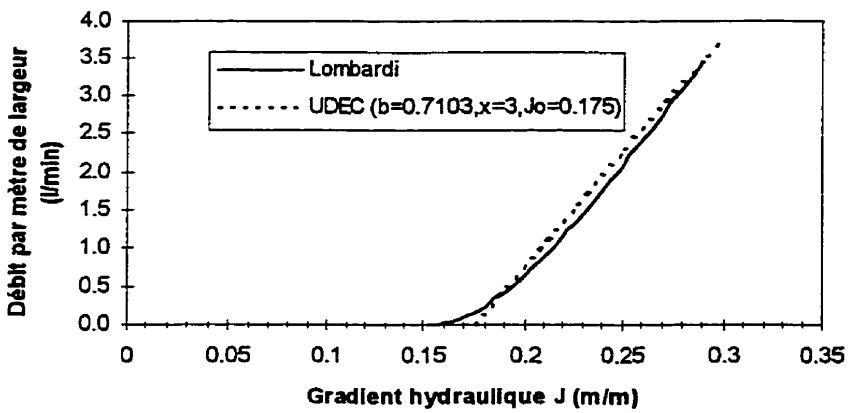


Figure 4.20 Relation corrigée dans UDEC pour la pression et le débit.

Pour des débits élevés l'erreur commise est très faible puisque le terme à puissance 3 de l'équation de Lombardi (1985) devient négligeable et la relation tend à être linéaire. Cependant, la correction apportée à la loi d'écoulement de UDEC a pour effet d'augmenter la valeur du gradient minimum J_o nécessaire pour que l'écoulement se produise.

La figure 4.21 montre la distribution de la pression en régime permanent dans la fissure pour l'injection d'un fluide de Bingham évaluée à partir de la loi de UDEC corrigée et de l'équation de Lombardi (1985).

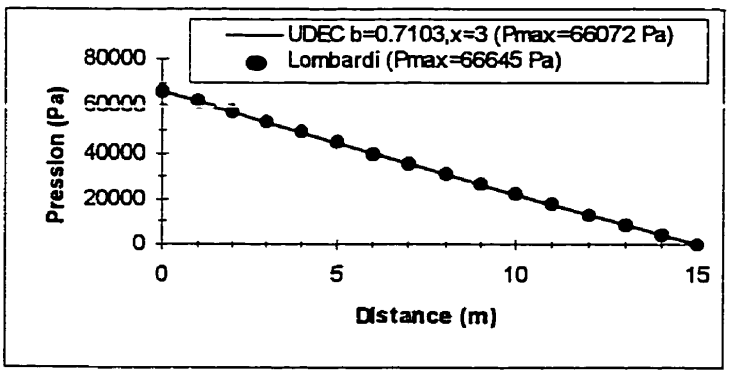


Figure 4.21 Distribution de la pression dans une fissure de 2 mm d'ouverture pour un débit d'injection (fluide d'injection : coulis de ciment, condition frontière libre).

Pour le débit d'injection utilisé dans l'exemple (3 l/min), la correction effectuée sur UDEC donne de très bon résultats et correspond bien aux résultats selon Lombardi (moins de 1 % d'écart) .

4.8.2 Fissure horizontale remplie d'eau

Cet exemple simule l'injection d'un coulis de ciment dans une fissure en contact avec le réservoir. Il y a donc une pression d'eau uniforme, ρgH, dans la fissure avant l'injection.

Les paramètres spécifiés au tableau 4.5 sont utilisés pour la modélisation. On suppose que la fissure est soumise préalablement à une pression de 10 m d'eau (98100 Pa) et que le débit d'injection du coulis de ciment est de 3 l/min. La figure 4.22 illustre la distribution de la pression dans la fissure pour ce cas d'injection.

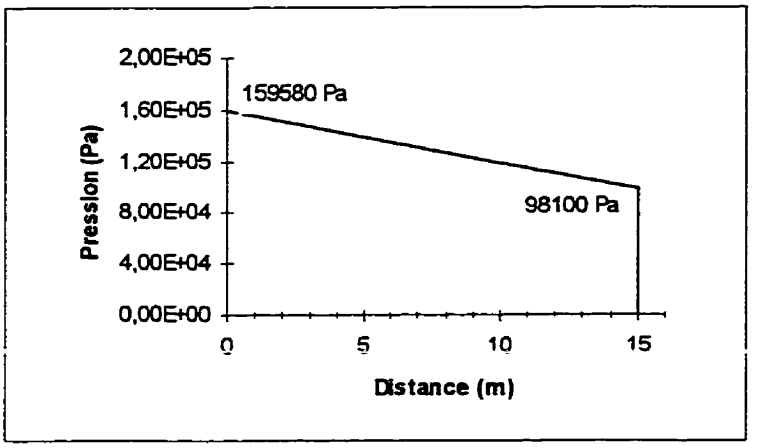


Figure 4.22 Distribution de la pression dans une fissure de 2 mm d'ouverture suite à l'injection d'un coulis de ciment en présence d'une pression d'eau.

Pour chasser l'eau de la fissure et l'empêcher de s'y réintroduire, la pression du coulis doit être au moins égale ou supérieure à celle de l'eau. La pression de 98100 Pa qui est présente dans la fissure selon la figure 4.22 est donc provoquée par le coulis de ciment et non par l'eau, cette dernière ayant été complètement expulsée par l'injection du coulis.

Le modèle ne tient pas compte de la dilution du coulis de ciment avec l'eau lors de l'injection, les propriétés du mélange étant alors très difficiles à évaluer. Le modèle considère les propriétés initiales du coulis tout au long de l'injection. Hässler et al. (1987) évoque également ce problème et indique que des travaux de recherche devraient être faits pour tenir compte de façon plus adéquate de ce phénomène de dilution du coulis d'injection en présence d'eau.

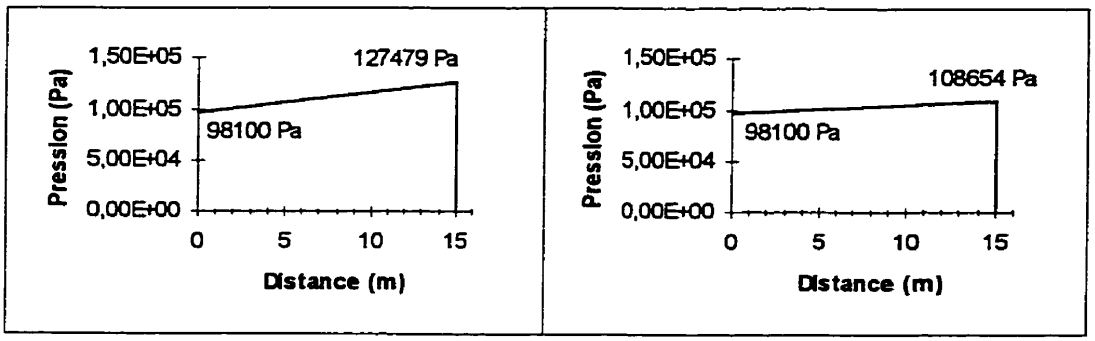
4.8.3 Fissure inclinée

Les fissures plongeantes qui peuvent affecter certains barrages en béton sont des fissures qui coupent la parois amont de l'ouvrage et qui plongent vers l'aval. Ces fissures sont donc inclinées plutôt qu'horizontales. La distribution de la pression ainsi que le débit d'écoulement à l'intérieur de telles fissures seront donc affectés par l'action de la gravité. Le logiciel UDEC dans sa loi d'écoulement prend en compte l'effet de la gravité (voir équation (4.6)).

Dans cet exemple, il s'agit de la même fissure que celle traitée à la section 4.8.1, mais cette fois, elle est inclinée d'un angle d'environ 11,3° par rapport à l'horizontale (la partie amont de la fissure étant la plus élevée). Les cas d'injection étudiés sont les mêmes que ceux de la section 4.8.1.

Dans le cas où une pression est imposée et que la condition frontière est libre, la distribution de la pression dans la fissure est identique au cas où la fissure est horizontale. La distribution est triangulaire passant de 98100 Pa à 0 Pa (voir figure 4.15). Cependant, le débit d'écoulement du fluide dans la fissure est près de deux fois plus élevé dans le cas où cette dernière est inclinée.

Dans le cas où la condition frontière est imperméable et qu'une pression est imposée, la distribution de la pression diffère de celle d'une fissure droite. Un terme de pression supplémentaire vient s'ajouter, terme directement lié à la différence d'élévation des différents segments de la fissure (équation (4.6)). Les figures 4.23a et 4.23b montrent la distribution de la pression calculée par UDEC en régime permanent pour le cas où une pression est imposée et ce pour les deux fluides d'injection. Les résultats obtenus sont identiques que la fissure ait 2 mm ou 0,5 mm d'ouverture.



a) fluide d'injection : eau

b) fluide d'injection : coulis de ciment

Figure 4.23 Distribution de la pression dans une fissure inclinée pour une pression d'injection appliquée (condition frontière imperméable).

Les résultats présentés à la figure 4.23 correspondent au cas où la fissure est droite (figure 4.16) plus le terme de pression relatif à l'effet de la gravité ($\rho g(y_2-y_1)$) tel que mentionné précédemment.

4.8.4 Exemples d'analyses hydromécaniques

Dans cette section, le logiciel UDEC sera utilisé pour effectuer différents exemples d'analyses hydromécaniques pour le cas d'une fissure simple horizontale et pour le cas d'un réseau de fissures. Le tableau 4.6, résume les analyses effectuées.

Tableau 4.6 Résumé des analyses hydromécaniques effectuées.

Analyse	Modèle	Propriétés	Résultats
Fissure simple			
Analyse 1	figure 4.24	tableau 4.7	figure 4.25
Analyse 2	figure 4.26	tableau 4.7 pression d'eau : 1m pression d'injection : incrément de 9810 Pa	figures 4.27 et 4.28
Réseau de fissures			
Analyse 3	figure 4.29	tableau 4.8	figures 4.30 à 4.32
Analyse 4	figure 4.29	tableau 4.8 pression d'injection constante : 16000 Pa analyse transitoire	figure 4.33
Analyse 5	figure 4.29	tableau 4.8 coulis : tableau 4.7 pression : incrément de 22500 Pa	figures 4.34 et 4.35
Analyse 6	figure 4.29	tableau 4.8 injection : 1 *l*/s	figure 4.36

4.8.4.1 Fissure simple horizontale

Dans cette section, deux simulations d'injection d'une fissure dans le béton avec un coulis de ciment sont effectuées. Tout d'abord, on considère une fissure très longue et une pression d'injection telle que la distance de pénétration du fluide soit inférieure à la longueur de la fissure. La figure 4.24 illustre le modèle.

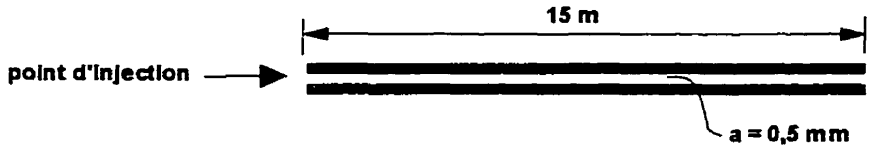


Figure 4.24 Modèle de fissure longue (première analyse hydromécanique).

Les caractéristiques du béton, de la fissure, du coulis et de l'injection sont définis au tableau 4.7.

Tableau 4.7 Propriétés des matériaux de l'analyse de la fissure longue.

Propriétés du béton	
Densité	2400 kg/m^3
Module élastique	15000 MPa
Coefficient de Poisson	$v = 0,16$
Propriétés de la fissure	
Longueur	15 m
Largeur	1 m
Ouverture	0,5 mm
Rigidité normale (joints)	10^{16} Pa/m
Rigidité tangentielle (joints)	10^{16} Pa/m
Propriétés du coulis de ciment	
Densité	1633 kg/m^3
Cohésion	2,45 Pa
Viscosité dynamique	15,2E-3 Pa•s
Pression d'injection	De 0 Pa à 48000 Pa par incrément de 6000 Pa.

Pour la simulation, effectuée en régime permanent, l'injection de la fissure est effectuée en paliers, c'est-à-dire par incrément de pression dans le temps. La pression d'injection est augmentée jusqu'à une pression 48000 Pa par huit paliers de pression de 6000 Pa. Les évolutions dans le temps de la pression et du débit ainsi que de l'ouverture de la fissure au point d'injection sont démontrées à la figure 4.25.

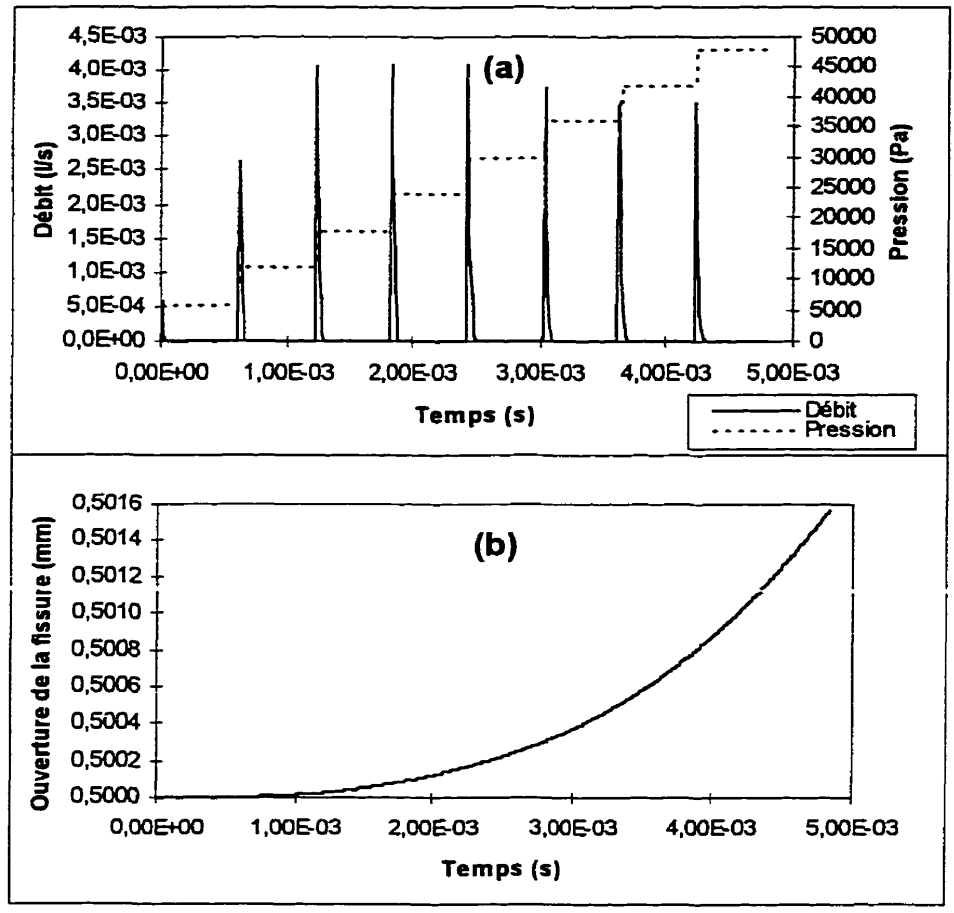


Figure 4.25 Évolution des conditions d'écoulement au point d'injection pour la première analyse (longue fissure) : (a) pression et débit, (b) ouverture de la fissure.

La courbe en traits pointillés sur la figure 4.25a, représente la pression d'injection. L'autre courbe indique l'évolution du débit au point d'injection pour les différentes pressions. Pour chacune des pressions, le débit d'écoulement atteint une valeur maximale pour revenir très rapidement à une valeur nulle au moment où le fluide s'immobilise après avoir atteint sa distance de pénétration maximale correspondant à la pression appliquée (voir équation (4.12)). La figure 4.25b démontre que la fissure s'est ouverte sous les

différentes pressions appliquées. Cependant, on remarque que l'ouverture initiale de la fissure (0,5 mm) était suffisante pour le développement d'une pression de 6000 Pa.

Une deuxième simulation est effectuée mais cette fois avec une fissure de 1 m de longueur. De plus, pour simuler une fissure en contact avec le réservoir, on considère une pression initiale de 1 m d'eau (9810 Pa) à l'intérieur de cette dernière. Pour injecter cette fissure il faut donc que la pression d'injection soit supérieure à la pression induite par le réservoir. La pression est appliquée par incrément de 9810 Pa jusqu'à une pression maximale de 39240 Pa. Mis à part les changements mentionnés, les caractéristiques utilisées pour l'analyse sont celles contenues dans le tableau 4.7. La figure 4.26 schématise le modèle.

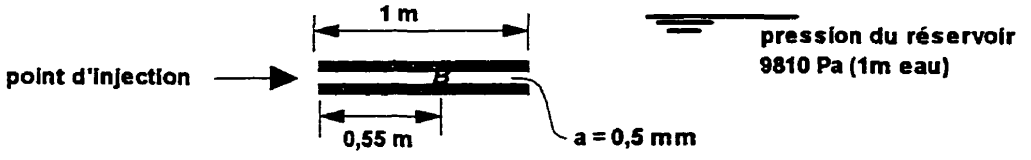


Figure 4.26 Injection d'une fissure en contact avec un réservoir (analyse 2).

Les résultats ont été obtenus en deux points : (1) au point d'injection (figures 4.27a et 4.28) et (2) au point B situé à 0,55 m à la droite du point d'injection sur la figure 4.26 (figures 4.27b et 4.28).

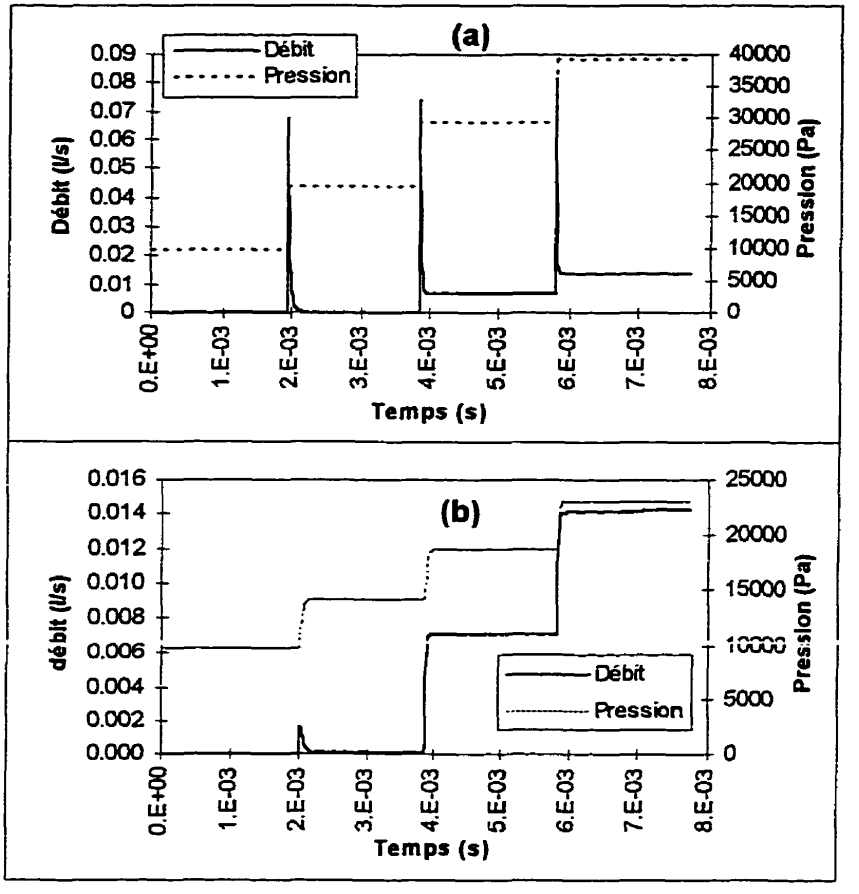


Figure 4.27 Débit et pression pour l'analyse 2 : (a) au point d'injection, (b) au point B.

Au début de l'injection la pression appliquée est égale à la pression du réservoir (9810 Pa). On n'observe donc aucun débit d'écoulement pour ce cas, la pression d'injection étant insuffisante pour faire pénétrer le coulis. À partir d'une pression d'injection de 29430 Pa, on remarque un débit d'écoulement constant et non nul. La pression d'injection étant alors beaucoup supérieure à la pression d'eau initiale, le coulis de ciment s'écoule dans la fissure pour ensuite se déverser dans le réservoir. La figure 4.28 montre l'évolution de l'ouverture de la fissure pour cette analyse.

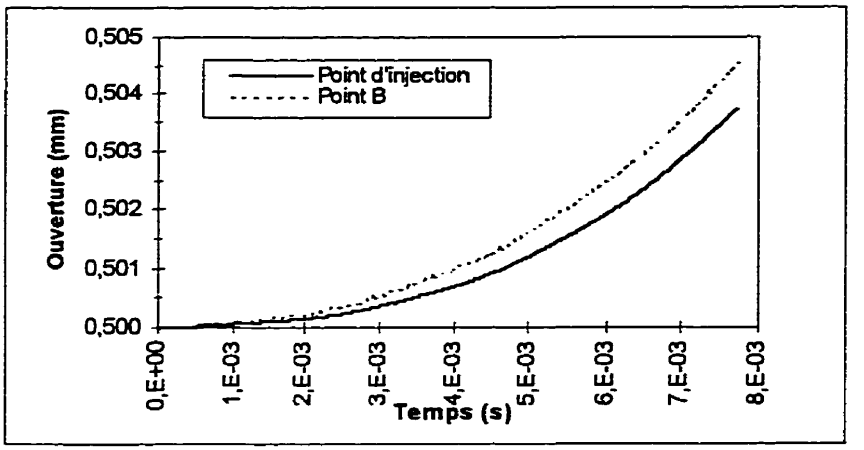


Figure 4.28 Ouverture de la fissure pour l'analyse 2.

4.8.4.2 Réseau de fissures

Les analyses suivantes sont inspirées du guide d'utilisation du logiciel UDEC (Itasca Consulting Group Inc., 1996) volume III, exemple 5, "Cement Grouting Simulation". Le problème représente la section horizontale d'un réseau de fissures dans le roc dans lequel un forage de 1,2 m de diamètre a été fait pour effectuer l'injection à partir d'un coulis de ciment. La section de roc est initialement soumise à des contraintes bi-axiales in situ. La figure 4.29 présente le modèle utilisé pour les simulations. Les lettres A et B sur le modèle représentent les points où les mesures sont enregistrées (débit, pression, ouverture de la fissure). Le point C correspond au point d'injection et les points D et E seront utilisés lors de l'analyse 5.

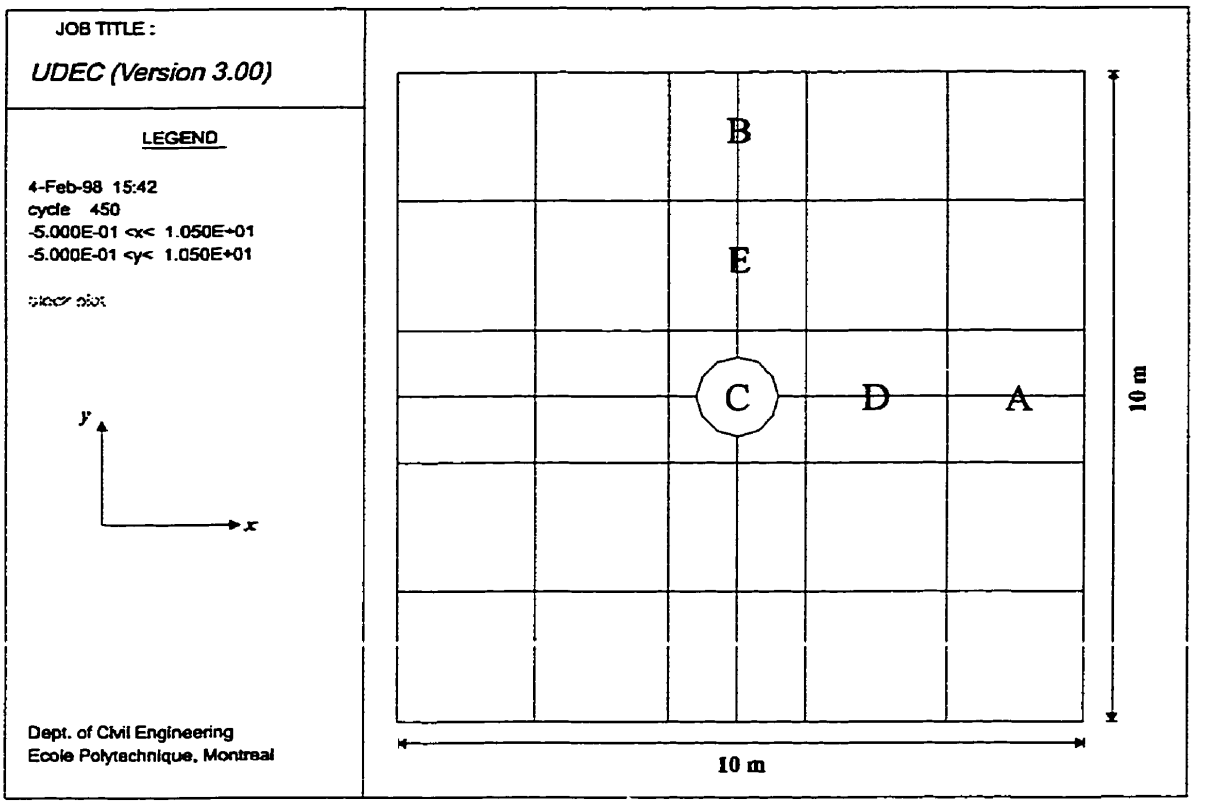


Figure 4.29 Réseau de fissures étudié dans UDEC.

Les conditions initiales ainsi que les propriétés du roc, des fissures et du coulis sont résumées au tableau 4.8.

Tableau 4.8 Conditions initiales et propriétés des matériaux pour l'analyse du réseau de fissures (valeurs tirées de l'exemple de UDEC, 1996).

Conditions initiales Contraintes de compression bi-axiales in situ	σ_{xx} = -0,2 MPa et σ_{yy} = -0,1 MPa
Propriétés du roc Densité Module élastique (E) Coefficient de Poisson (v)	 3000 kg/m^3 8,184 GPa 0,3636
Propriétés des fissures (joints) Rigidité normale Rigidité tangentielle Résistance à la traction Angle de friction Perméabilité Ouverture initiale Ouverture résiduelle	 10 GPa/m 10 GPa/m 0 MPa 45 ° 10^8 Pa^{-1} s^{-1} 0,1 mm 0,05 mm
Propriétés du coulis Densité Cohésion	 1000 kg/m^3 0,1 Pa

On remarque au tableau 4.8 que les contraintes initiales ne sont pas les mêmes selon les axes x et y, ce qui a un effet sur l'ouverture initiale des fissures. De plus, on remarque que la valeur de la perméabilité suggérée dans l'exemple de UDEC est très élevée, voir même irréaliste pour un cas pratique. Une telle valeur de perméabilité correspond à une viscosité dynamique du fluide d'environ 8×10^{-10} Pa•s, ce qui n'est pas dans l'ordre de grandeur habituelle, tel que le démontre le tableau 4.2. En utilisant 10^8 Pa^{-1} s^{-1} comme perméabilité, l'on doit donc s'attendre à obtenir des débits d'écoulement trop élevés, débits ne correspondant sûrement pas à la réalité. Cependant les pressions obtenues, étant fonction des perméabilités relatives des fissures et non des perméabilités absolues (comme les débits), seront exactes puisque toutes les fissures possèdent la même perméabilité initiale.

Lors de l'analyse 3, effectuée en régime permanent, l'injection des fissures est executée en paliers, c'est-à-dire par incrément de pression dans le temps. La pression dans le forage (au point C) est augmentée jusqu'à une pression de 16000 Pa par incrément de 2000 Pa. Pour chaque palier de pression, les conditions d'écoulement du coulis sont évaluées. La figure 4.30 montre l'historique de la pression d'injection et du débit pour cette simulation (au point C).

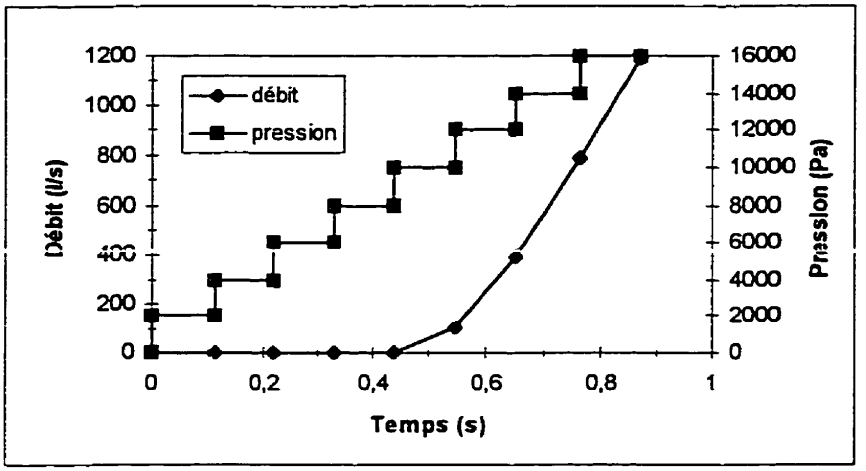


Figure 4.30 Pression d'injection et débit au point d'injection (analyse 3).

L'évolution de l'ouverture des fissures au cours de l'injection aux points A et B est démontrée à la figure 4.31. Les contraintes initiales ont eu pour effet de refermer les fissures qui avaient initialement une ouverture inférieure à 0,1 mm. Étant donné que les contraintes initiales sont supérieures selon l'axe des x ($\sigma_{xx} > \sigma_{yy}$), l'ouverture initiale de la fissure au point B est inférieure à celle au point A. Lors de l'injection, les fissures se sont graduellement ouvertes selon l'augmentation de la pression d'injection.

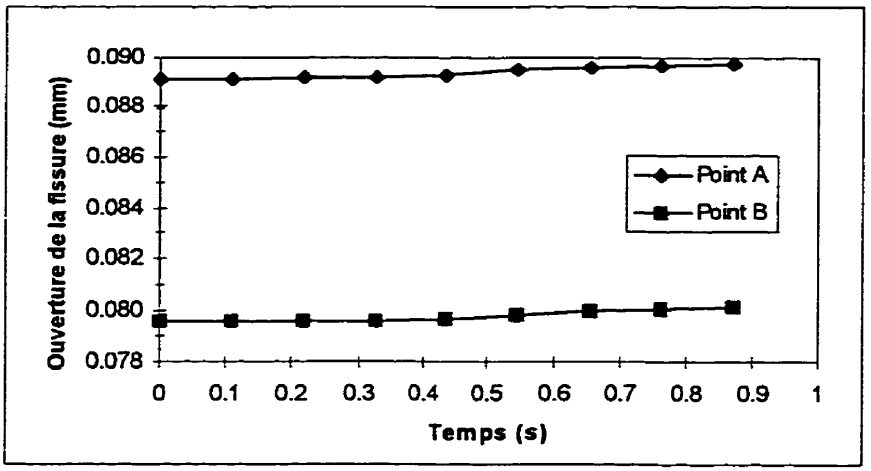


Figure 4.31 Évolution de l'ouverture des fissures aux points A et B (analyse 3) (ouverture initiale : 0,1 mm aux points A et B).

La figure 4.32 montre l'évolution dans le temps du débit d'écoulement et de la pression aux points A et B de la figure 4.29. Les points sur les courbes correspondent aux différentes pressions d'injection atteintes lors de l'injection (figure 4.30).

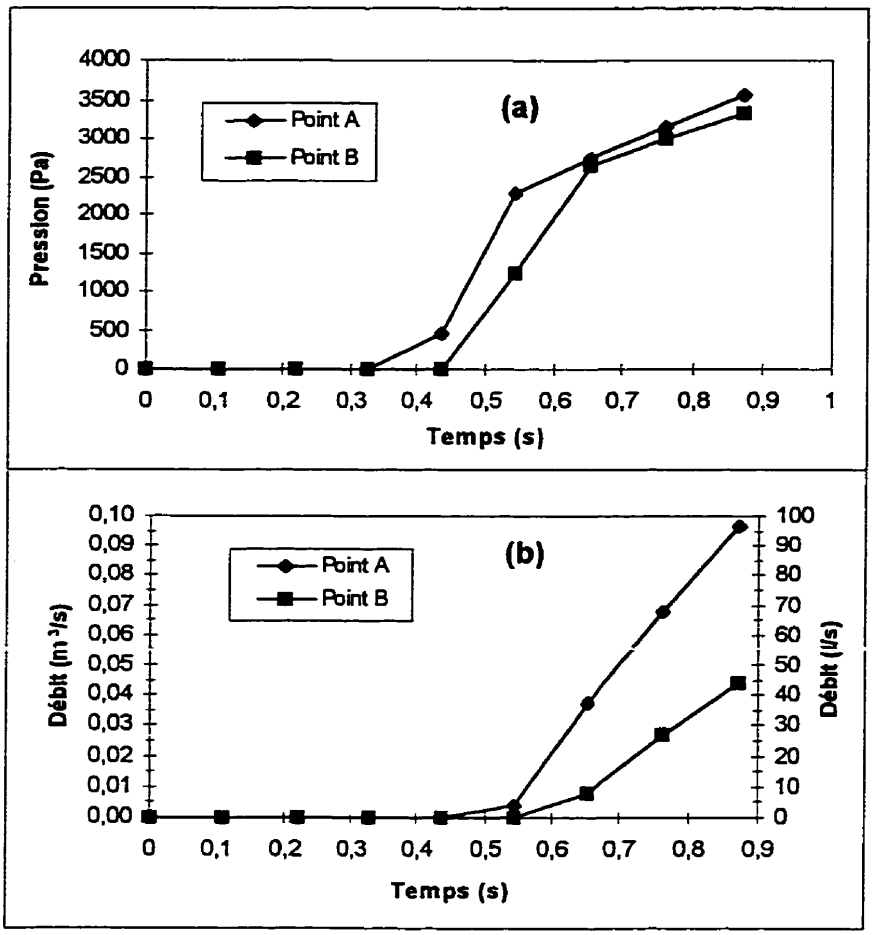


Figure 4.32 Conditions d'écoulement aux points A et B (analyse 3) : (a) pression, (b) débit.

La pression développée, ainsi que le débit d'écoulement au point A sont supérieurs aux valeurs de ces paramètres au point B pour une pression d'injection donnée. Ceci est dû au fait que l'ouverture initiale au point A était plus grande offrant ainsi un chemin préférentiel à l'écoulement du fluide. En effet, des simulations d'injection faites avec $\sigma_{xx} = \sigma_{yy}$ ont démontrées que la pression et le débit sont identiques aux points A et B. Les valeurs des débits (au points A et B) sont exacts pour la perméabilité spécifiée ($10^8\,Pa^{-1}s^{-1}$) même si en réalité une telle valeur de perméabilité est fort improbable.

La quatrième simulation, encore une fois effectuée à partir du modèle de la figure 4.29, démontre l'utilisation de l'algorithme de résolution en écoulement transitoire de UDEC. Ce dernier offre deux algorithmes de résolution en écoulement transitoire : (1) analyse transitoire avec un fluide compressible et (2) analyse transitoire avec un fluide incompressible. L'analyse avec un fluide incompressible ne permettant pas l'utilisation d'un fluide avec cohésion, la simulation est donc effectuée en mode transitoire avec un fluide compressible.

Les propriétés décrites au tableau 4.8 sont utilisées mais cette fois-ci, l'injection des fissures est effectuée en maintenant une pression constante de 16000 Pa au point C. En poursuivant l'analyse transitoire pendant une longue période de temps, les résultats obtenus ont atteint une valeur maximale qui correspond aux résultats de l'analyse en écoulement permanent.

La figure 4.33, démontre l'évolution dans le temps de la pression, du débit et de l'ouverture de la fissure aux points A et B. Les courbes présentent un plateau où les résultats tendent vers les valeurs obtenues en régime permanent (voir figures 4.31 et 4.32). Le temps d'injection pour que les résultats de l'analyse transitoire correspondent à ceux de l'analyse permanent est très court (de l'ordre de 10^{-5} seconde). Ceci est dû à la grande perméabilité des fissures et à la faible densité et cohésion du fluide d'injection suggérés dans l'exemple de UDEC. Les propriétés du fluide correspondent en fait plus à celles de l'eau qu'à celles d'un coulis de ciment.

Les analyses en mode transitoire pour un fluide compressible nécessitent des pas d'intégration très petits pour assurer la stabilité numérique de l'algorithme. Selon les propriétés du système à l'étude, le pas d'intégration dans le temps peut être très faible par rapport au temps réel d'injection. Cet algorithme n'est utilisable que pour des problèmes simples ou des temps d'écoulement très courts.

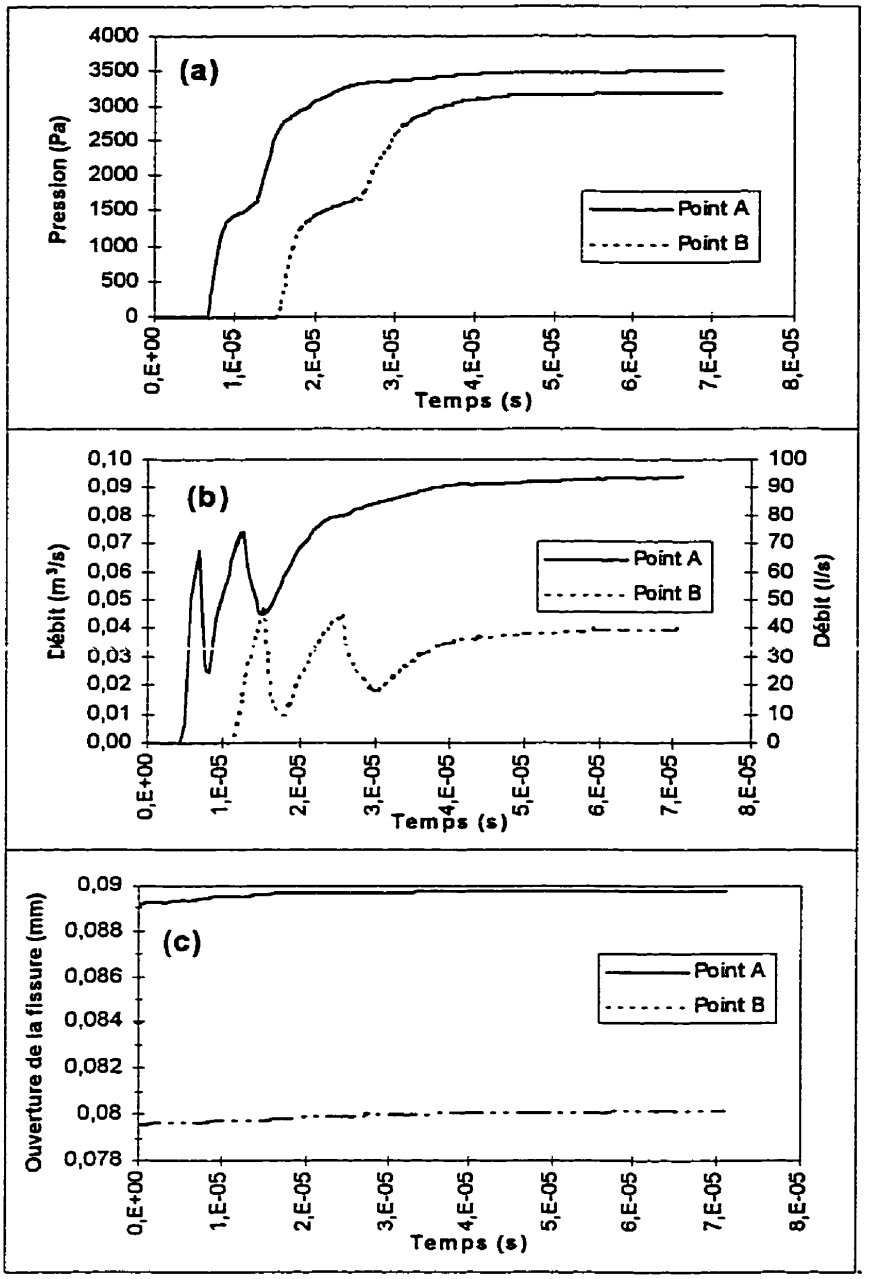


Figure 4.33 Conditions d'écoulement aux points A et B pour l'analyse 4 : (a) pression, (b) débit, (c) ouverture de la fissure.

Pour évaluer l'importance de la densité et de la cohésion du fluide d'injection, la troisième simulation effectuée (analyse en régime permanent avec incrément de pression au point C) a été reprise mais cette fois avec les caractéristiques du coulis de ciment décrites au tableau 4.7 (densité : 1633 kg/m^3, cohésion : 2,45 Pa et viscosité dynamique : 15,2E-3 Pa-s). Cependant, quelques modifications ont dues être apportées. Premièrement, la pression d'injection a due être augmentée car même sous la pression de 16000 Pa (pression maximale de l'analyse 3), les fortes valeurs de la cohésion et de la viscosité dynamique du coulis empêchaient son écoulement. La figure 4.34 montre l'évolution de la pression d'injection pour cet exemple. Deuxièmement, les résultats de la simulation, présentés à la figure 4.35, correspondent aux points D et E sur la figure 4.29.

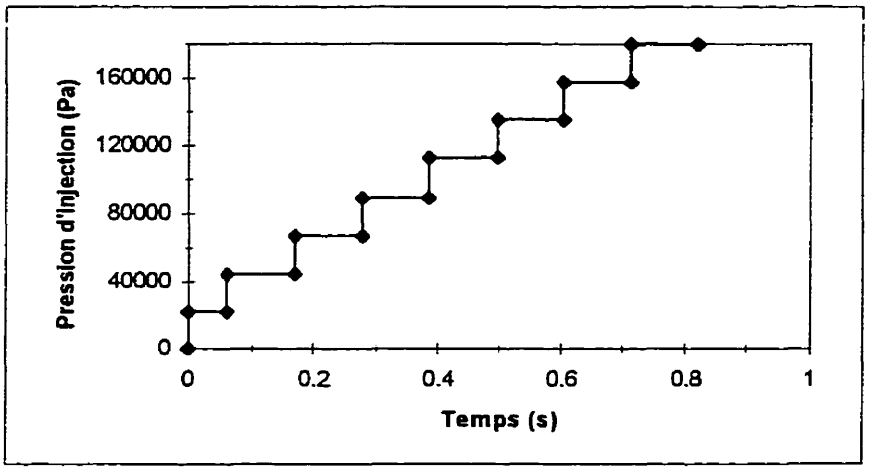


Figure 4.34 Pression d'injection pour l'analyse 5.

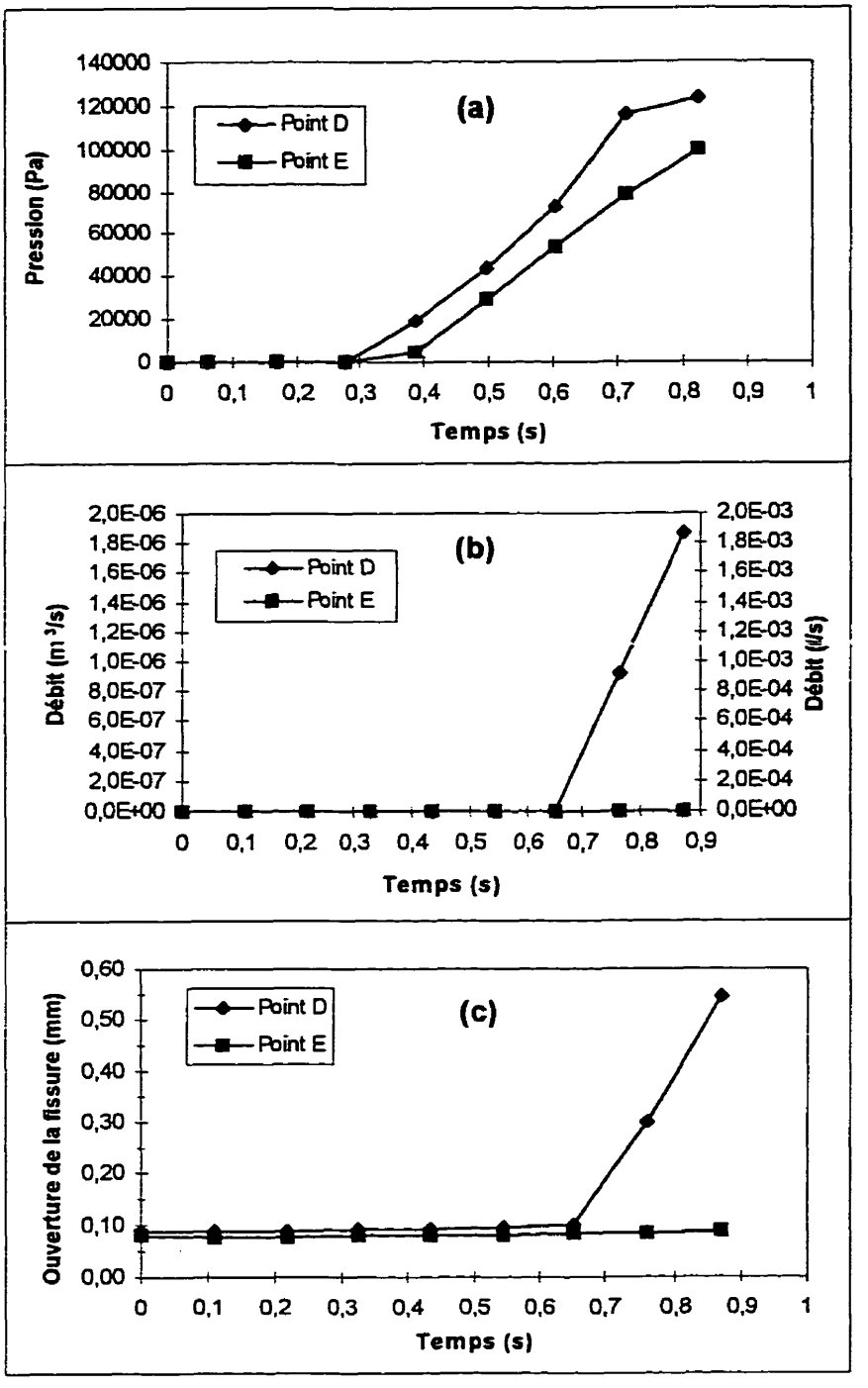


Figure 4.35 Conditions d'écoulement pour l'analyse 5 : (a) pression, (b) débit, (c) ouverture de la fissure.

Les résultats de la figure 4.35 nous démontrent bien l'influence des propriétés du fluide d'injection sur l'écoulement. Dans cette simulation, le fluide possédait une densité, une cohésion et une viscosité dynamique beaucoup plus grande que celle du fluide mentionné au tableau 4.8. Ceci se reflète sur les résultats de différentes manières. Premièrement, la pression nécessaire pour initier l'écoulement est beaucoup plus importante que lors des analyses précédentes (environ 10 fois plus grande). Deuxièmement, le fluide étant plus visqueux et possédant une plus grande cohésion, le débit d'écoulement demeure très faible malgré une pression d'injection élevée. Finalement, la fissure au point D s'est ouverte brusquement pour permettre l'écoulement du fluide.

Pour bien représenter les principaux cas d'injection possible en pratique sur un ouvrage hydraulique, une dernière simulation a été faite toujours à partir du modèle de la figure 4.29 et des propriétés mentionnés au tableau 4.8. Cette fois, au lieu d'imposer une pression d'injection, un débit constant de 1 *l*/s fut appliqué au point C. Les résultats de l'analyse, effectuée en régime permanent, sont présentés à la figure 4.36.

Le fluide injecté a tendance à s'écouler dans les fissures ayant les ouvertures les plus grandes. Comme le démontre la figure 4.36c, le débit de fluide injecté circule presque entièrement par la fissure au point A, le débit au point B étant à peu près nul.

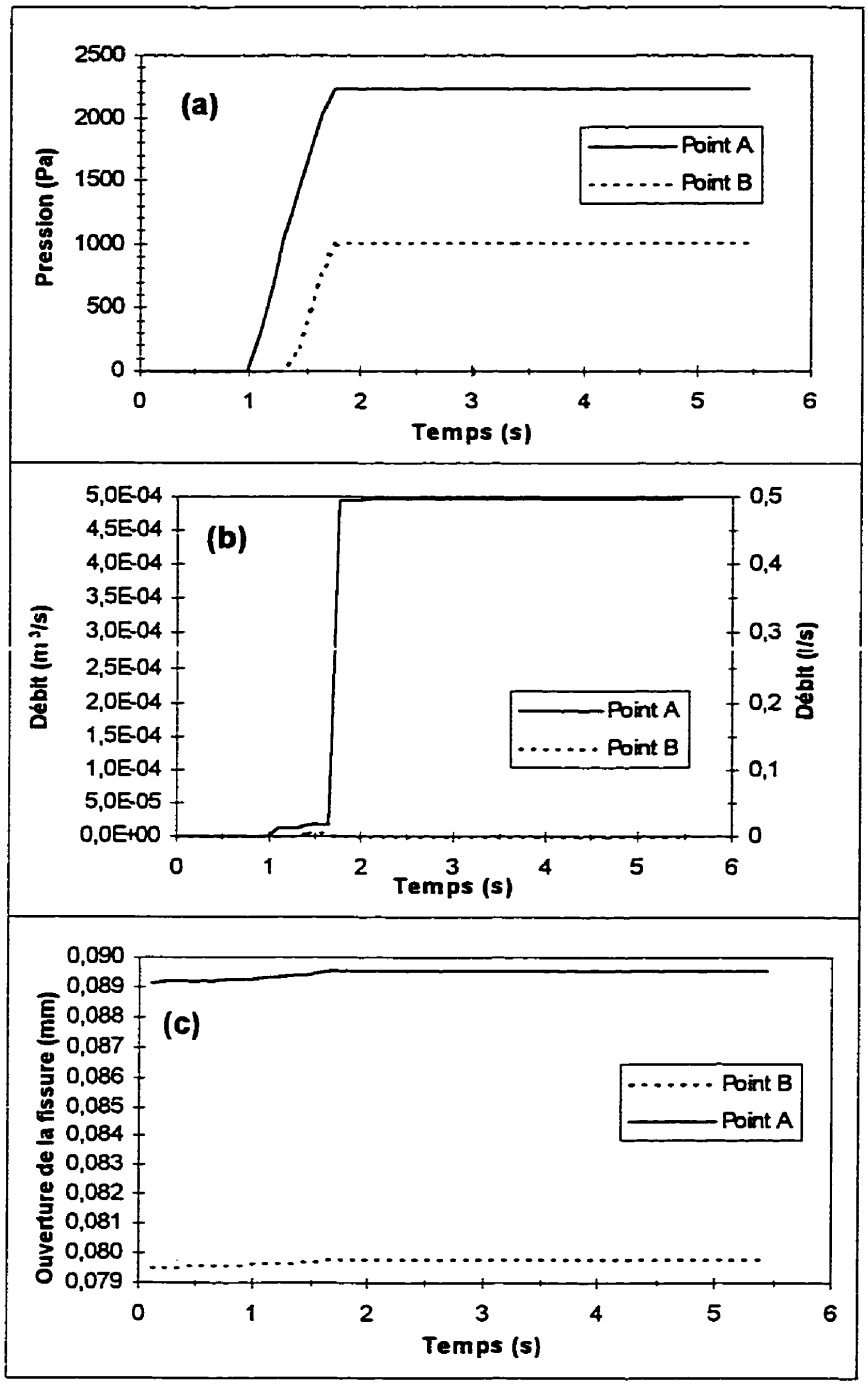


Figure 4.36 Conditions d'écoulement aux points A et B pour l'analyse 6 : (a) pression, (b) débit, (c) ouverture de la fissure.

4.9 Synthèses et conclusions

Prédire l'écoulement d'un fluide dans une fissure d'une structure de béton est très difficile puisque la géométrie et les propriétés de la fissure sont bien souvent difficiles à évaluer. L'approche la plus répandue pour la modélisation d'une fissure consiste à représenter cette dernière par deux plaques parallèles. La loi d'écoulement adoptée est connue sous le nom de "loi cubique d'écoulement". Pour prendre en compte les caractéristiques particulières de la fissure (rugosité, fissure sinueuse, présence de particules dans la fissure, etc.) des facteurs de correction sont ajoutés à cette loi cubique d'écoulement.

Le logiciel UDEC utilise la loi cubique d'écoulement pour simuler l'écoulement d'un fluide dans une fissure. Le fluide peut être un fluide de Newton (eau) ou un fluide de Bingham (coulis de ciment ou n'importe quel coulis possédant une cohésion). UDEC peut effectuer des analyses hydromécaniques couplées, c'est-à-dire des analyses qui tiennent compte de l'interaction entre l'écoulement du fluide (pression, débit) et la réponse structurale (ouverture ou fermeture de fissures).

Les analyses numériques effectuées démontrent que le logiciel UDEC est efficace pour représenter l'écoulement d'un fluide dans une fissure lors d'une injection. Les résultats obtenus avec UDEC pour différentes situations pouvant se rencontrer lors de l'injection d'un barrage en béton (fissure inclinée, fissure en contact avec le réservoir, réseau de fissures) correspondent aux résultats publiés par Lombardi (1985).

CHAPITRE 5
FISSURATION LORS DE L'INJECTION

5.1 Introduction

Lors de l'injection, il est généralement indésirable de produire une ouverture excessive des fissures de l'ouvrage ce qui peut provoquer le soulèvement de la structure ou propager des fissures déjà existantes. Ce chapitre traite en premier lieu des mécanismes de défaillance qui peuvent se produire lors de l'injection et des moyens de contrôle pour éviter l'endommagement de l'ouvrage. Deux modèles de fissuration hydromécanique sont ensuite décrits ainsi que leurs applications dans UDEC : le modèle de fissuration discrète qui utilise des joints et le modèle de fissuration diffuse. Finalement, quelques exemples numériques sont présentés pour démontrer les possibilités de UDEC à modéliser la fissuration hydromécanique du béton de masse et des joints de construction.

5.2 Mécanismes de défaillance

Lorsqu'un coulis est injecté dans une fissure, il se développe une pression sur les parois de cette dernière. Cette pression provoque une contrainte de traction qui tend à ouvrir la fissure. Deux phénomènes principaux peuvent alors se produire : (1) soulèvement partiel ou total de l'ouvrage suite à l'ouverture des fissures, (2) fracturation hydraulique (propagation de fissures existantes ou formation de nouvelles fissures).

Il est vrai que toute injection tend à ouvrir les fissures. Cependant, le fait d'ouvrir les discontinuités n'a généralement pas de conséquence négative, puisqu'à la fin de l'injection tout le volume des fissures sera parfaitement rempli par le coulis. Turcotte et al. (1994) rapporte les travaux de réfection par injection du barrage-poids Isle-Maligne où le soulèvement partiel de l'ouvrage a été observé lors des travaux (section 2.5). Le

soulèvement n'a pas dépassé 0,15 mm et n'a eu aucun impact sur la stabilité de l'ouvrage.

La pression maximale d'injection est le seuil à partir duquel des désordres irréversibles peuvent se produire dans la structure. On parle principalement de propagation et de formation de fissures dans l'ouvrage. La fracturation hydraulique d'un barrage dépend de plusieurs facteurs dont le poids du béton au-dessus de la fissure, la résistance en traction du béton, l'état de contraintes in situ, la géométrie de la fissuration, ainsi que la viscosité du fluide injecté. Bien que la notion de fracturation hydraulique semble être négative pour un ouvrage, certains auteurs voient plutôt la fracturation hydraulique comme un moyen d'augmenter l'efficacité de l'injection dans les massifs rocheux, comme le rapporte Ewert (1992). Cependant, plusieurs cas de fracturation hydraulique néfastes pour les ouvrages en cause, sont rapportés dans la littérature comme ceux du barrage Zillergründl (Schöberl, 1996) et Kölnbrein (Lombardi, 1991) tel que mentionné à la section 2.5.

5.3 Paramètres de contrôle de l'injection

Pour éviter la fracturation hydraulique de la structure lors de travaux d'injection, le contrôle du débit ainsi que de la pression d'injection est nécessaire. Lombardi et Deere (1993) ont développé une méthode (*Grouting Intensity Number - GIN*) dans le but de contrôler l'énergie appliquée à la fissure lors de l'injection et ainsi éviter l'endommagement de l'ouvrage par hydro-fracturation. La section 2.3.2 résume les principaux points de la méthode GIN.

Une façon de déterminer à priori la pression maximale d'injection pour un ouvrage quelconque, et ainsi d'éviter la fracturation hydraulique, est d'effectuer un essai d'eau. Un essai d'eau, décrit initialement par Lugeon, consiste à injecter de l'eau sous pression

dans une tranche de forage et à mesurer la quantité d'eau absorbée sur un tronçon de forage isolé par deux obturateurs (figure 5.1). Selon les résultats de l'essai (perméabilité du milieu, pression et déplacements induits), la sélection d'un coulis d'injection ainsi que la pression maximale d'injection peuvent être déterminés avec plus de confiance.

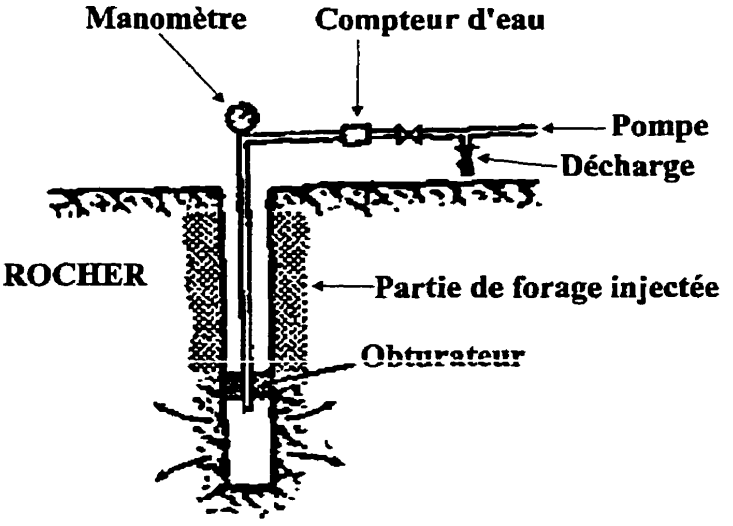


Figure 5.1 Essai Lugeon (adaptée de Cambefort, 1964).

Enfin, différents auteurs ou organismes élaborent des recommandations, basées sur des expériences pratiques, limitant la pression maximale d'injection. Par exemple, Linsbauer et al. (1994) indique que la pression maximale d'injection pour un joint de construction d'un barrage ne devrait pas être supérieure à 0,7 MPa alors que la Commission internationale des grands barrages (CIGB/ICOLD, 1997) stipule que la pression d'injection ne doit pas dépasser le tiers de la résistance à la compression du béton ($p_{max} \leq \frac{1}{3} f_c'$).

5.4 Modélisation de la fissuration hydromécanique

Deux approches sont généralement utilisées dans la méthode des éléments finis pour représenter la propagation d'une fissure dans une structure de béton : (1) le modèle de

fissuration discrète (*discrete crack model*) et (2) le modèle de fissuration diffuse (*smeared crack model*).

5.4.1 Modèle de fissuration discrète

Le modèle de fissuration discrète représente une fissure par un alignement de noeuds (figure 5.2). Pour une coordonnée, correspond deux noeuds superposés du maillage qui représentent les deux épontes de la fissure. La contrainte de traction appliquée à la pointe de la fissure par la pression d'injection (σ_{inj}) ainsi que par les contraintes dues aux chargements (σ_{appl}), est évaluée et comparée à la résistance à la traction du béton. Si la contrainte appliquée excède la résistance du béton, la fissure se propage.

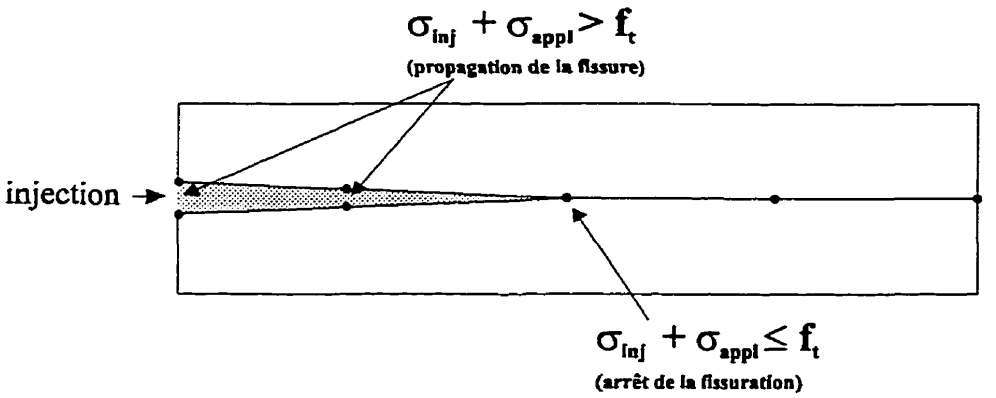


Figure 5.2 Modèle de fissuration discrète.

Un joint de construction dans un barrage peut être considéré comme une fissure d'orientation connue. Cependant, des différences existent entre un joint et une fissure : (1) une fissure est principalement soumise à des contraintes de traction alors qu'un joint est soumis à l'ouverture et au glissement sous l'effet combiné de contraintes normales et tangentielles, (2) un joint est orienté selon une direction fixe alors que la propagation d'une fissure dépend des contraintes principales en traction, (3) le glissement et le

décollement des parois d'un joint contrôlent généralement son mode de rupture plutôt que l'ouverture comme dans le cas d'une fissure.

5.4.2 Modèle de fissuration diffuse

Le modèle de fissuration diffuse évalue la propagation d'une fissure en considérant les contraintes principales de traction sur une zone de béton considérée comme un milieu continu. Lorsque les contraintes de traction sont supérieures à la résistance du béton, une fissure se forme par réduction anisotrope de la rigidité et redistribution des contraintes. Selon l'intensité et l'orientation des contraintes de traction, l'évolution de la fissuration est évaluée (figure 5.3). La fissure se développe perpendiculairement aux contraintes principales de traction.

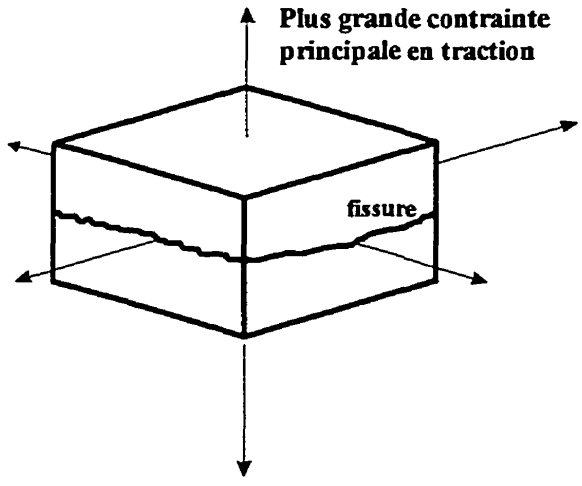


Figure 5.3 Modèle de fissuration diffuse.

5.5 Modélisation de la fracturation hydromécanique dans UDEC

5.5.1 Modèle de fissuration discrète dans UDEC

Dans la théorie des éléments distincts, les discontinuités (fissures) sont représentées par l'interface entre deux blocs imperméables (figure 5.4). Les noeuds de deux blocs adjacents correspondent aux deux lèvres de la fissure qui s'ouvrent ou se ferment selon le déplacement des blocs. Le modèle de fissuration discrète, tel que défini à la section 5.4.1, est donc directement utilisé dans la méthode des éléments distincts.

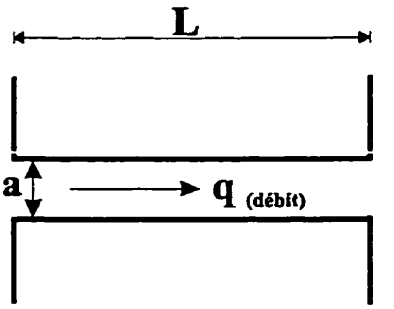


Figure 5.4 Modèle de fissure dans UDEC (adaptée de Itasca Consulting Group Inc., 1996).

L'utilisation particulière de UDEC pour simuler la fracturation hydromécanique selon le modèle de fissuration discrète se fait en empêchant l'écoulement de se produire dans un joint tant que les contraintes de traction dans ce joint sont inférieures à la résistance à la traction du béton (ceci est possible pour le modèle de joints avec résistance résiduelle seulement). Lorsque la résistance à la traction d'un contact est dépassée, la fissuration s'amorce permettant alors l'écoulement du fluide.

5.5.2 Modèle de fissuration diffuse dans UDEC

UDEC donne l'orientation ainsi que la valeur des contraintes principales pour tous les blocs formant la structure. À l'aide des modèles constitutifs offert dans UDEC (Mohr-

Coulomb, Drucker-Prager, etc., voir section 3.3), il est possible de localiser la rupture interne des blocs et ainsi suivre le profil de la fissuration. Un grand désavantage du modèle de fissuration diffuse par rapport à celui de fissuration discrète, est le fait que l'eau ne peut s'écouler dans un bloc fissuré. UDEC ne permet l'écoulement que dans les discontinuités (fissures, joints). Les contraintes pour évaluer la rupture des blocs sont donc des contraintes totales et non effectives.

Un exemple d'application du modèle de fissuration diffuse dans UDEC est présenté à la section 5.6.3.

5.6 Applications numériques

5.6.1 Essai de fendage *(Wedge splitting test)*

La figure 5.5 illustre de façon schématique le montage expérimental proposé par Brühwiler et Saouma (1991) pour un essai de fendage d'un bloc de béton. Les résultats de cet essai sont utilisés pour évaluer l'efficacité du logiciel UDEC pour modéliser la fracturation du béton. Les résultats expérimentaux et les analyses numériques, effectuées à l'aide du logiciel FRAC_DAM (Bhattacharjee, 1996), rapportées par Bhattacharjee et al. (1995) serviront de comparaison pour les résultats de UDEC. Le logiciel FRAC_DAM utilise un modèle de fissuration diffuse.

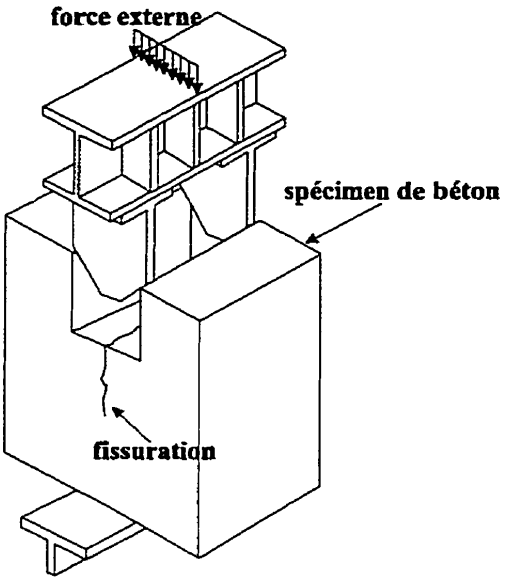


Figure 5.5 Montage expérimental de l'essai de fendage
(adaptée de Brühwiler et Saouma, 1991).

La figure 5.6 illustre le modèle dans UDEC qui représente le spécimen en béton de 100 mm d'épaisseur. Une entaille est initialement présente dans le béton. Selon l'essai effectué, une pression d'eau peut être appliquée ou non dans l'entaille. Sous les efforts appliqués (force F_S et/ou pression d'eau) l'entaille devrait se propager, provoquant ainsi la rupture.

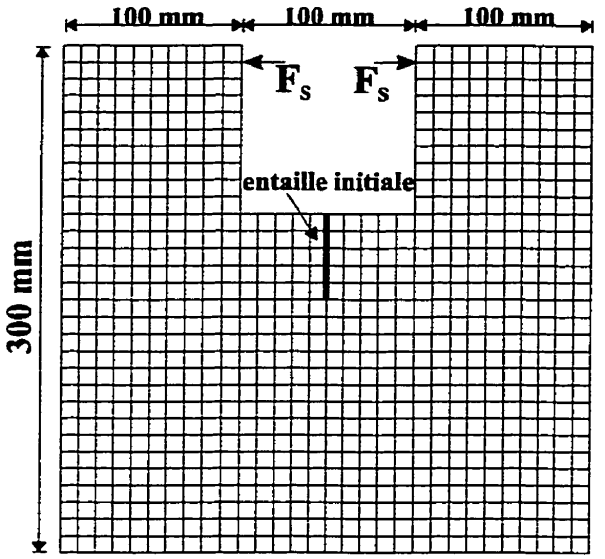


Figure 5.6 Modèle UDEC pour l'essai de fendage.

On retrouve au tableau 5.1 les caractéristiques du modèle.

Tableau 5.1 Propriétés du modèle UDEC pour l'essai de fendage.

Propriétés du béton	
Densité	2200 kg/m^3
Module élastique (E)	24320 MPa
Coefficient de Poisson (ν)	0,2
Propriétés des fissures (joints)	
Rigidité normale	7,97237E12 Pa/m
Rigidité tangentielle	7,97237E12 Pa/m
Résistance à la traction	2,54 MPa
Angle de friction	55 °
Perméabilité	54,86 Pa^{-1} s^{-1}
Ouverture initiale	1E-6 m
Ouverture résiduelle	1E-6 m

Les valeurs des rigidités normale et tangentielle ont été déterminées à partir du modèle de FRAC_DAM pour obtenir la même pente élastique sur le graphique force-déplacement. Dans le logiciel UDEC, les valeurs de ces rigidités ont beaucoup d'influence sur la réponse du modèle, principalement pour les déplacements.

Pour les simulations, un mécanisme d'endommagement progressif lors de la rupture a été pris en compte. Ce concept représente la capacité du matériau à dissiper de l'énergie lors de la rupture en tension. La figure 5.7 schématise une loi de comportement contraintes-déformations caractérisant l'adoucissement en tension. Lorsqu'un matériau ne présente pas d'adoucissement en traction il se comporte de façon élasto-fragile, c'est-à-dire que la contrainte devient nulle immédiatement lorsque la résistance maximale à la traction est atteinte. Le logiciel FRAC_DAM peut simuler la diminution de la résistance à la traction du béton après la rupture comme étant linéaire (figure 5.7) ou exponentielle en introduisant le concept d'énergie de fissuration G_f. Ce paramètre (G_f) correspond à l'énergie nécessaire pour induire une fissure de surface unitaire dans le béton et peut être associé à l'aire sous la courbe de la relation σ-ε (figure 5.7).

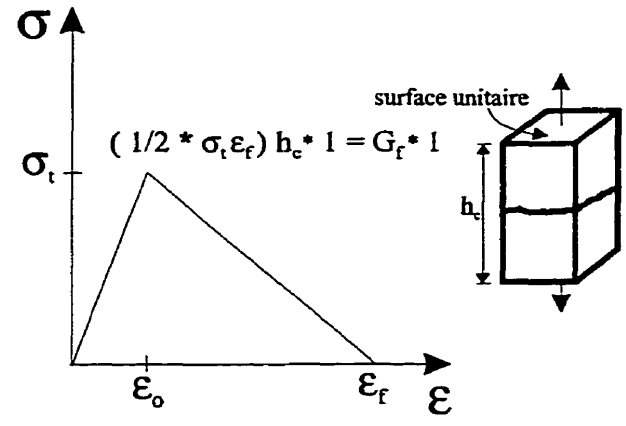


Figure 5.7 Modèle d'adoucissement en tension du béton.

Dans UDEC, l'adoucissement en tension fut considéré linéaire et a été calibré à partir du modèle de FRAC_DAM pour une courbe force-déplacement en conservant la même valeur d'énergie de fissuration. Puisque le logiciel UDEC n'offre pas de fonction spécifique pour tenir compte de l'endommagement progressif du béton en traction, le langage de programmation FISH, inclus dans UDEC, a été utilisé à cette fin. FISH

permet à l'utilisateur de définir de nouvelles fonctions et variables. On retrouve à l'annexe A, le fichier de données utilisé pour l'analyse. Des commentaires accompagnent particulièrement la section de programmation de FISH.

L'analyse a été effectuée en contraintes planaires. UDEC permet de choisir le type d'analyse (contraintes planaires ou déformations planaires) mais quelque soit le choix de l'utilisateur le modèle est toujours d'épaisseur unitaire (1 m ou 1000 mm). Pour simuler le spécimen de béton de 100 mm d'épaisseur, il a donc fallu augmenter de 10 fois la valeur relative de la force appliquée F_S du modèle de calcul par rapport au spécimen expérimental. Les résultats des analyses (sans pression d'eau dans l'entaille) sont présentés aux figures 5.8 et 5.9. Ces dernières présentent les résultats pour un modèle élasto-fragile et pour le modèle avec adoucissement en tension, respectivement. Avec le logiciel FRAC_DAM on peut suivre la réponse force-déplacement après la rupture du spécimen car les analyses ont été effectuées en déplacements contrôlés.

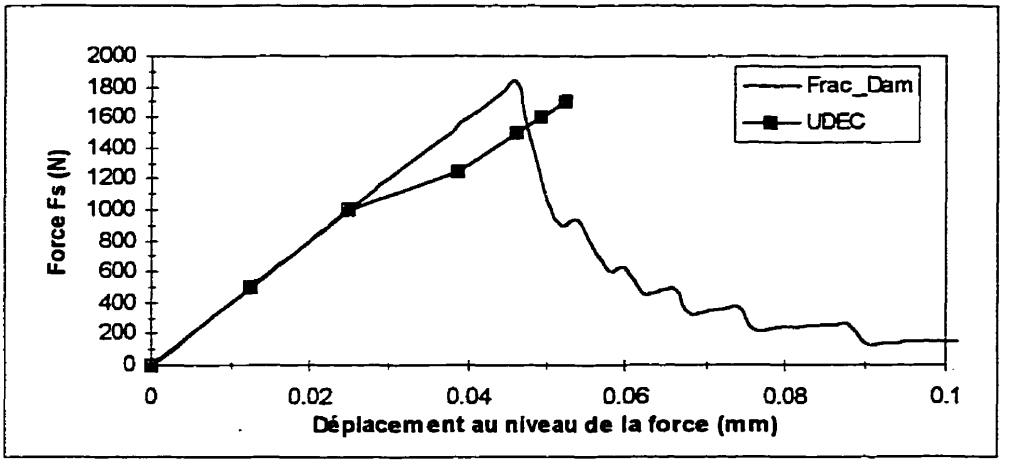


Figure 5.8 Résultats de l'essai de fendage avec le modèle élasto-fragile.

La comparaison des résultats aux figures 5.8 et 5.9 démontrent bien l'importance sur les résultats du choix du modèle constitutif décrivant la fissuration du béton. La charge à la rupture ainsi que le déplacement qui lui est associé sont beaucoup plus élevés dans le cas

du modèle avec adoucissement en tension qu'avec le modèle élasto-fragile. On remarque à la figure 5.8 qu'à partir d'une charge de 1000 N la rupture de certains contacts s'est produite dans UDEC et que les résultats diffèrent de ceux de FRAC_DAM. Cependant, la valeur de la charge à la rupture est presque identique dans les deux cas (UDEC : 1750 N et FRAC_DAM : 1838 N - écart : 5%).

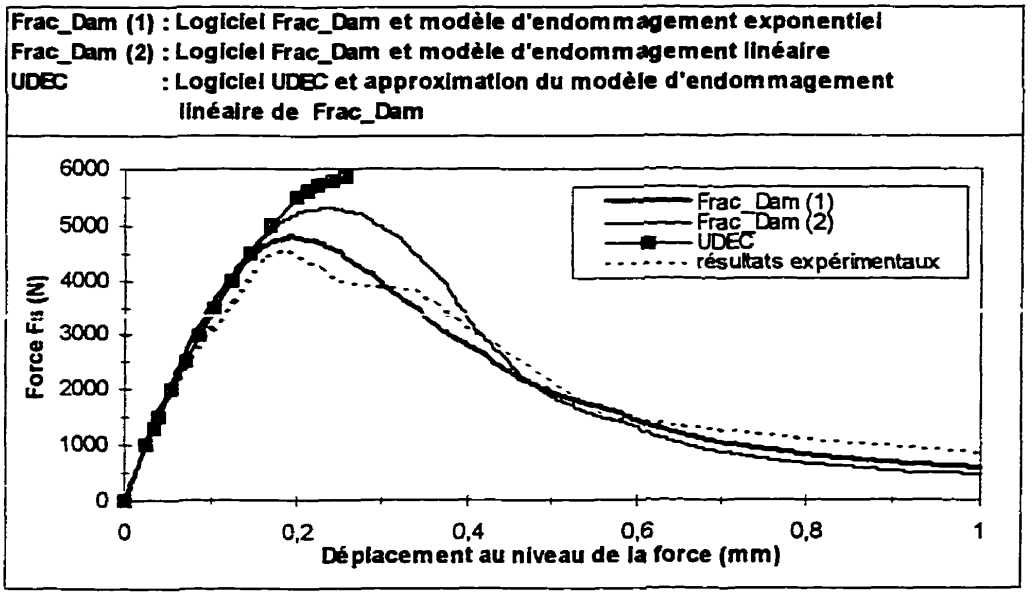


Figure 5.9 Résultats de l'essai de fendage avec modèle d'adoucissement en tension.

UDEC donne des résultats qui se comparent à ceux de FRAC_DAM pour le modèle avec adoucissement en tension. En effet, avec un modèle d'endommagement linéaire, FRAC_DAM donne une charge de rupture de 5320 N alors qu'avec UDEC on trouve 5850 N (écart d'environ 9%). Les déplacements à la rupture sont de 0,240 mm et de 0,257 mm pour FRAC_DAM et UDEC, respectivement. Le modèle de FRAC_DAM avec adoucissement exponentiel en tension donne les résultats qui se rapprochent le plus des résultats expérimentaux. En effet, l'essai expérimental donne une charge à la rupture d'environ 4600 N et un déplacement de 0,19 mm.

La charge de rupture et le déplacement qui y est associé sont plus faibles dans le cas où l'endommagement est exponentiel. Ces résultats étaient prévisibles puisque pour le modèle exponentiel l'endommagement se produit plus rapidement.

Une deuxième analyse a été effectuée à partir du même modèle. Cette fois-ci, une pression d'eau est présente dans l'entaille et la force F_S est nulle. Il s'agit alors de déterminer la pression d'eau nécessaire pour produire la rupture du spécimen. Le modèle de fissuration adopté est le modèle de fissuration discrète tel que défini à la section 5.5.1. La pression d'eau dans l'entaille peut se propager si la résistance à la traction du joint est excédée. La pression d'eau, évaluée par UDEC, qui provoque la rupture est de 1,24 MPa alors que Bhattacharjee et al. (1995) rapporte qu'elle est de 1,30 MPa (obtenue avec FRAC_DAM). Cependant, aucun essai expérimental ne permet de vérifier ces résultats.

On peut donc conclure que le logiciel UDEC est en mesure de fournir des prédictions non-linéaires de la réponse force-déplacement de spécimen de béton en traction pure qui sont comparables aux résultats calculés par la méthode des éléments finis. Cependant, pour UDEC la sélection des coefficients de rigidité normale et tangentielle, qui joue ici le rôle de coefficients de pénalité, est toujours délicate.

5.6.2 Fissuration lors de l'injection

Le développement de la fissuration lors de l'injection est évalué lors de cette analyse. Le modèle étudié est inspiré du guide d'utilisation du logiciel UDEC (Itasca Consulting Group Inc., 1996) volume III, exemple 5, "Cement Grouting Simulation". Il s'agit du même modèle qui a été utilisé à la section 4.8.4.2 pour simuler l'injection d'un réseau de fissures. Le problème représente la section horizontale d'un réseau de fissures dans le roc dans lequel un forage a été fait au centre pour effectuer l'injection. La section est initialement soumise à des contraintes bi-axiales in situ. La figure 5.9 illustre le modèle.

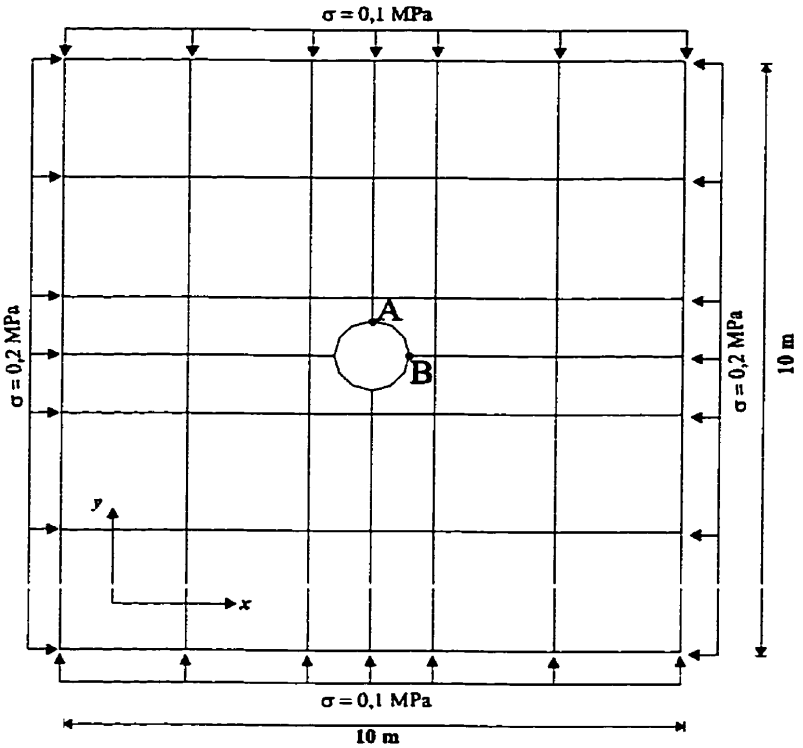


Figure 5.10 Modèle analysé pour la fracturation hydromécanique.

Les différentes propriétés du modèle sont rapportées au tableau 5.2. L'analyse simule un matériau sain non fissuré en ne permettant l'écoulement du fluide d'injection que lorsque la résistance à la traction des joints est dépassée sous la pression d'injection appliquée, tel que défini dans le modèle de fissuration discrète à la section 5.5.1. La résistance à la traction des joints est fixée à 1,0 MPa.

Tableau 5.2 Conditions initiales et propriétés des matériaux.

Conditions initiales Contraintes bi-axiales in situ	$\sigma_{xx} = 0{,}2$ MPa et $\sigma_{yy} = 0{,}1$ MPa
Propriétés du roc Densité Module élastique (E) Coefficient de Poisson (ν)	 3000 kg/m^3 8,184 GPa 0,3636
Propriétés des fissures (joints) Rigidité normale Rigidité tangentielle Résistance à la traction Angle de friction Perméabilité Ouverture initiale Ouverture résiduelle	 10 GPa/m 10 GPa/m 1,0 MPa 45 ° 10^8 Pa^{-1} s^{-1} 0,1 mm 0,05 mm
Propriétés du coulis Densité Cohésion (coulis de ciment)	 1000 kg/m^3 0,1 Pa

Pour avoir une idée à priori de la pression d'injection qui induira la fracturation hydromécanique du modèle, l'on peut se baser sur certaines solutions théoriques publiées dans la littérature. Atkinson et Thiercelin (1993) donnent la solution pour évaluer les contraintes autour d'un trou circulaire de rayon a dans une plaque de dimensions infinies. Les contraintes de compression sont négatives. Une pression interne p agit dans le trou et la plaque est soumise à des contraintes $-\sigma_2$ et $-\sigma_3$ où $-\sigma_2 \leq -\sigma_3$ (figure 5.11). L'état de contraintes est donné par les équations :

$$\sigma_{rr} = -\frac{(\sigma_2+\sigma_3)}{2}\left[1-\frac{a^2}{r^2}\right]-\frac{(\sigma_2-\sigma_3)}{2}\left[1-\frac{4a^2}{r^2}+\frac{3a^4}{r^4}\right]\cos 2\theta - p\left(\frac{a^2}{r^2}\right) \tag{5.1}$$

$$\sigma_{r\theta} = \frac{(\sigma_2-\sigma_3)}{2}\left[1+\frac{2a^2}{r^2}-\frac{3a^4}{r^4}\right]\sin 2\theta \tag{5.2}$$

$$\sigma_{\theta\theta} = -\frac{(\sigma_2+\sigma_3)}{2}\left[1+\frac{a^2}{r^2}\right]+\frac{(\sigma_2-\sigma_3)}{2}\left[1+\frac{3a^4}{r^4}\right]\cos 2\theta + p\left(\frac{a^2}{r^2}\right) \qquad (5.3)$$

où r et θ décrivent la position où sont évaluées les contraintes selon un système d'axes en coordonnées polaires. La contrainte principale maximale est $\sigma_{\theta\theta}$ pour $\theta = 0$ ou $\theta = \pi$.

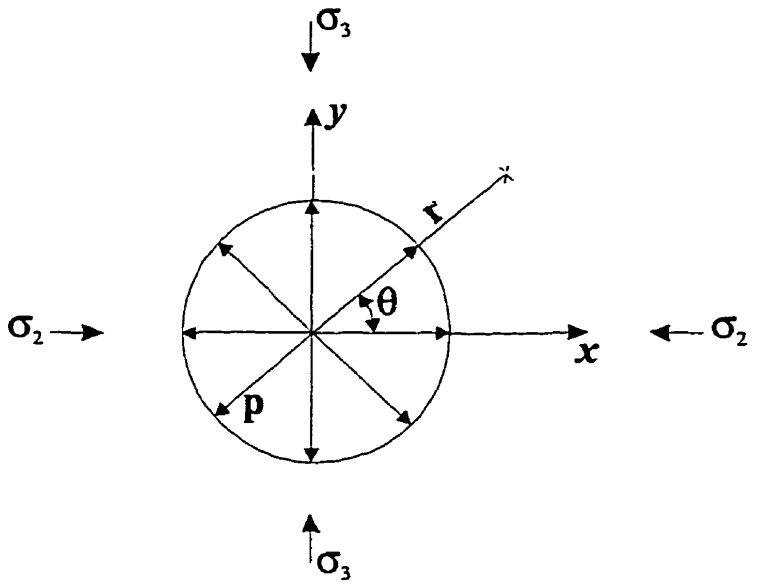


Figure 5.11 Trou circulaire soumis à un champ de contraintes bi-axiales et à une pression interne (adaptée de Atkinson et al., 1993).

Le modèle (figure 5.9) n'est pas de dimensions infinies, mais les équations de Atkinson et Thiercelin (1993) peuvent tout de même donner une idée de l'ordre de grandeur de l'intensité des contraintes. Ainsi, à partir de l'équation (5.3) on peut déterminer les contraintes aux points A et B ($r = a$) de la figure 5.10 dans le cas où il n'y a pas de pression d'injection ($p = 0$) : $\sigma_A = -0{,}1$ MPa et $\sigma_B \approx -0{,}5$ MPa. Considérant la résistance à la traction des joints (1,0 MPa) ainsi que la pression minimale d'injection pour mettre

en mouvement le coulis ($J_o = {}^{2c}/_{a} =$ 2,0 kPa), la propagation de fissures selon l'axe x devrait donc se produire à une pression d'injection d'environ 1,102 MPa, alors que selon la direction y cette pression serait de 1,502 MPa. Ces calculs de pression ne sont valides que dans le cas où on ne considère pas la nouvelle répartition des contraintes qui se produira lorsque l'écoulement sera initié selon la direction x.

La figure 5.12 présente la fracturation hydraulique du modèle selon les trois cas étudiés : (a) écoulement du fluide permis selon la direction x seulement ; (b) écoulement du fluide permis selon la direction y seulement et (c) écoulement permis selon les deux directions. Les résultats des deux premiers cas étudiés pourront être comparés aux valeurs théoriques calculées.

Les résultats des analyses démontrent qu'une pression d'injection de 1,38 MPa a été nécessaire pour induire la fracturation selon l'axe x du modèle. La figure 5.12a illustre la pénétration du fluide sous cette pression d'injection. La fissuration selon l'axe y (figure 5.12b) s'est produite pour une pression d'injection de 1,72 MPa. Les résultats obtenus par UDEC correspondent assez bien aux valeurs théoriques estimées ($\approx$ 15 % à 20 % d'écart), bien que les équations de Atkinson et Thiercelin (1993) ne s'appliquaient pas tout à fait au modèle. La figure 5.12c présente les résultats lorsque l'écoulement était libre de se produire dans toutes les directions. La fracturation selon l'axe y ne s'est produite qu'à une pression de 2,04 MPa ce qui est supérieur à la pression obtenue auparavant (figure 5.12b). Ceci démontre bien que l'écoulement du fluide selon la direction x, après fracturation, vient perturber l'état de contraintes du modèle. Dans ce cas, la pression du fluide présent dans les fissures est venue augmenter la compression selon la direction x et ainsi augmenter la valeur de la pression nécessaire pour initier la fracturation selon l'axe y.

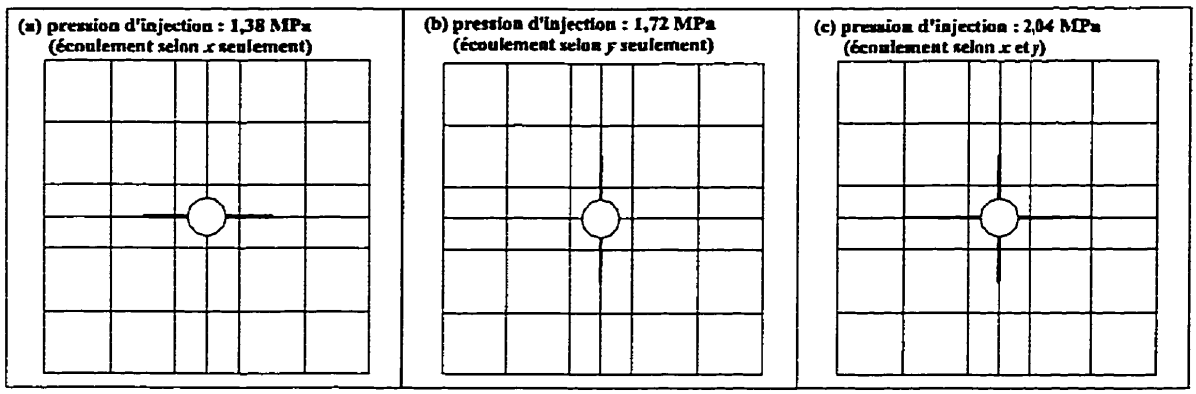


Figure 5.12 Fracturation hydraulique du modèle sous différentes pressions d'injection.

Les analyses effectuées aux sections 5.6.1 et 5.6.2 montrent bien les capacités et les limites du logiciel UDEC pour modéliser la fracturation hydraulique en utilisant un modèle de fissuration discrète.

5.6.3 Modèle de fissuration diffuse

Cette section présente une application du logiciel UDEC en utilisant un modèle de fissuration diffuse. La fissuration se produit par rupture interne des blocs selon le modèle constitutif qui leur est associé (sections 5.4.2 et 5.5.2).

Le problème étudié illustre un cas type de flexion-cisaillement d'une section de béton qui peut représenter, par exemple, la partie amont d'un barrage-poids où serait analysé le profil de fissuration (figure 5.13).

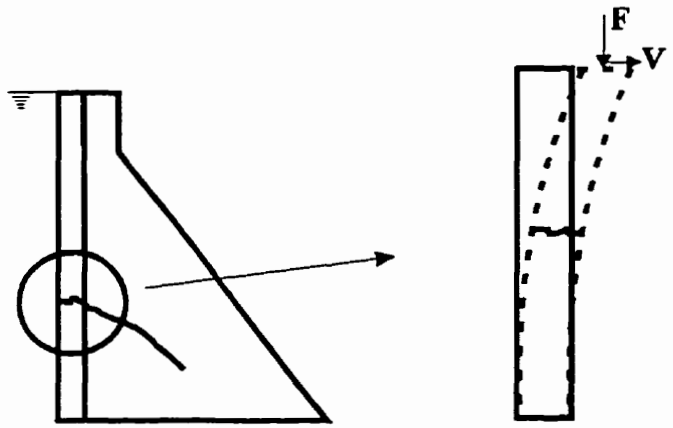


Figure 5.13 Problème type de flexion-cisaillement d'une section de béton.

Le modèle constitutif choisi pour les blocs est le modèle de Mohr-Coulomb. La figure 5.14 illustre l'enveloppe de rupture définie par ce modèle pour le béton de masse. Les trois principaux paramètres pris en compte par le modèle et spécifiés par l'usager sont la cohésion c, l'angle de friction interne ϕ et la résistance à la traction f_t.

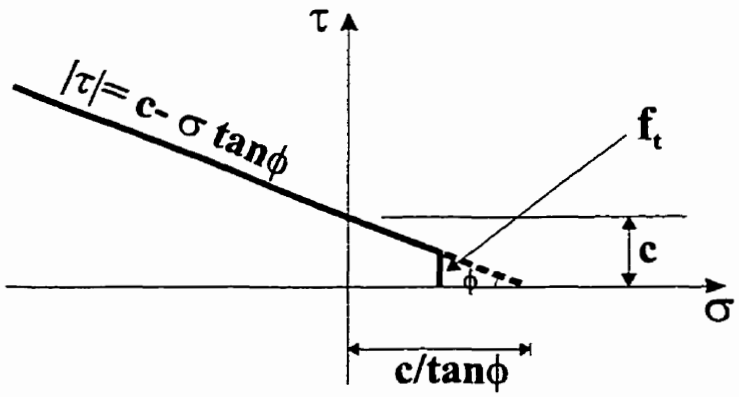


Figure 5.14 Enveloppe de rupture du modèle Mohr-Coulomb.

Le modèle dans UDEC représente une section de béton de 15 m de hauteur par 2 m de largeur soumise à : (a) tout d'abord, en plus de son propre poids, à une force axiale totale

de 6 MN (répartie de façon à créer de la flexion dans la section) et (b) par la suite à la même force axiale et à une force de cisaillement de 0,1 MN. La figure 5.15 illustre le modèle UDEC alors que le tableau 5.3 présente les valeurs des paramètres de modélisation. Les joints ont un comportement linéaire élastique pour s'assurer d'une rupture dans les blocs. Pour étudier une rupture en traction des blocs, leur valeur de cohésion a été fixée très grande (∞). Quant à la résistance à la traction des blocs, deux analyses différentes ont été effectuées soit avec des valeurs de 0 MPa et de 1,5 MPa (10% de la résistance à la compression d'un béton avec f'c=15 MPa), respectivement.

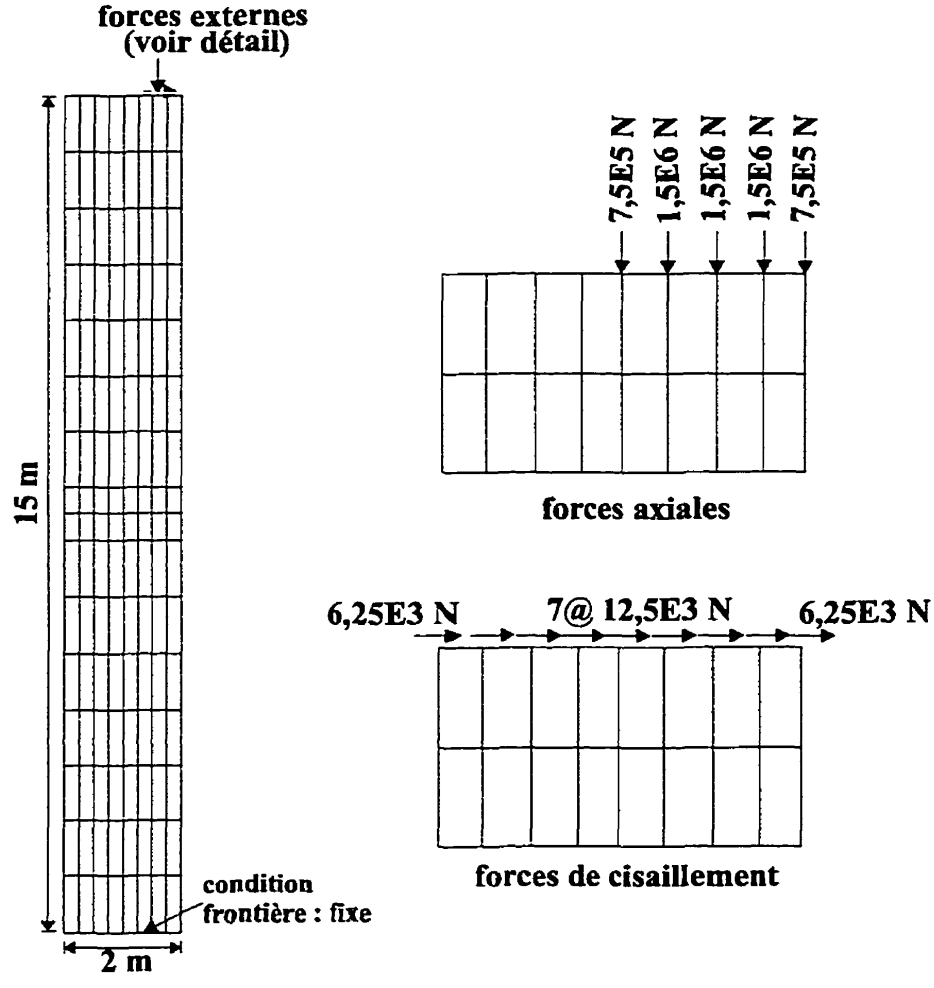


Figure 5.15 Modèle UDEC pour la simulation de la fissuration diffuse.

Tableau 5.3 Valeurs des paramètres de modélisation pour la simulation de fissuration diffuse.

Propriétés du béton	
Densité	2400 kg/m^3
Module élastique	20700 MPa
Coefficient de Poisson	0,2
Cohésion	∞
Angle de friction	55°
Résistance à la traction	0 ou 1,5 MPa
Propriétés des fissures (joints)	
Rigidité normale	1,8E10 Pa/m
Rigidité tangentielle	1,8E10 Pa/m
Résistance à la traction	∞
Cohésion	∞

Une première validation des résultats a été faite à partir d'un essai avec la cohésion et la résistance à la traction des blocs infinies. Dans ce cas, seules les forces axiales sont considérées. Les résultats ainsi obtenus se comparent à un calcul manuel (théorie de poutre) où les contraintes normales sur une section sont évaluées à partir de la relation :

$$\sigma_n = \frac{F}{A} \pm \frac{My}{I} \tag{5.4}$$

où F est la force axiale appliquée, A est l'aire de la section, M est le moment appliqué, y est la position où la contrainte est évaluée sur la section et I est l'inertie de la section.

La figure 5.16 compare les répartitions des contraintes σ_{yy} sur une section située au centre du modèle (≈ à 7,5 m de la base) obtenues avec UDEC pour un comportement linéaire élastique et à partir de la relation (5.4). Les résultats sont sensiblement identiques selon les deux méthodes. On remarque une légère oscillation dans les valeurs des contraintes calculées par UDEC. Ces sauts peuvent s'expliquer en partie par le choix du maillage et par le fait que les calculs ont été faits à l'aide d'éléments finis triangulaires à contraintes constantes. Or, selon la théorie des éléments finis, ce type d'élément est le

moins précis. Tout de même, les résultats sont très acceptables et démontrent l'efficacité de UDEC en comportement linéaire élastique.

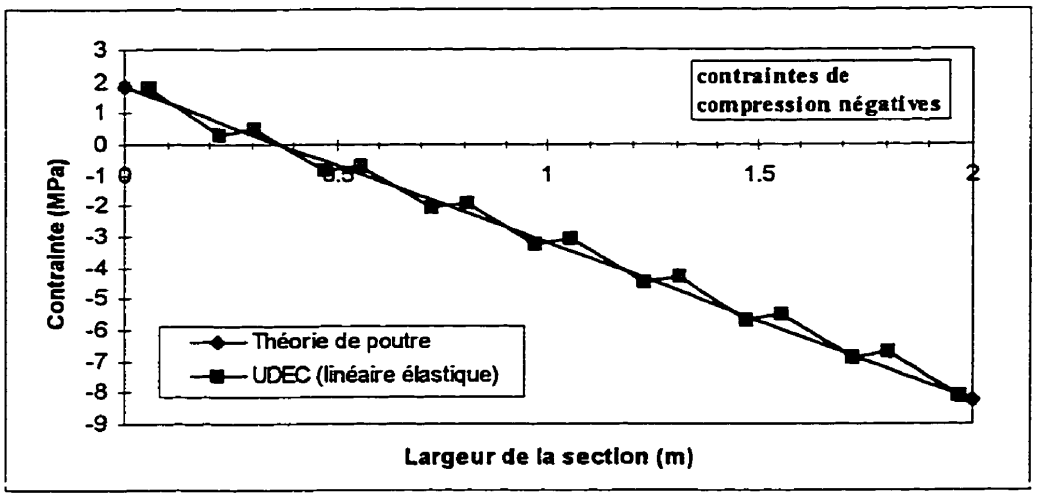


Figure 5.16 Contraintes σ_{yy} sur une section à mi-hauteur du modèle (comportement linéaire élastique).

Suite à cette analyse, la valeur de la résistance à la traction des blocs a été posée successivement à 0 MPa et à 1,5 MPa pour deux autres modélisations, ceci dans le but d'évaluer le profil de la fissuration. Encore une fois, pour ces deux analyses, seules les forces axiales furent considérées.

Une rupture prématurée s'est produite directement sous les forces axiales appliquées lorsque la résistance à la traction des blocs fut posée nulle. Comme l'objectif de la simulation était d'étudier la fissuration, seule la résistance à la traction des blocs situés au centre du modèle (entre les élévations 6 m et 8 m environ) a été fixée à zéro. La fissuration est donc évaluée dans cette bande. Les autres blocs du modèle se sont vus attribuer une résistance à la traction assez élevée pour éviter la rupture.

La figure 5.17 montre les distributions des contraintes σ_{yy} sur une section au centre du modèle, évaluées à partir d'un calcul manuel (théorie de poutre) et avec UDEC pour f_t = 0 MPa et f_t = 1,5 MPa, respectivement.

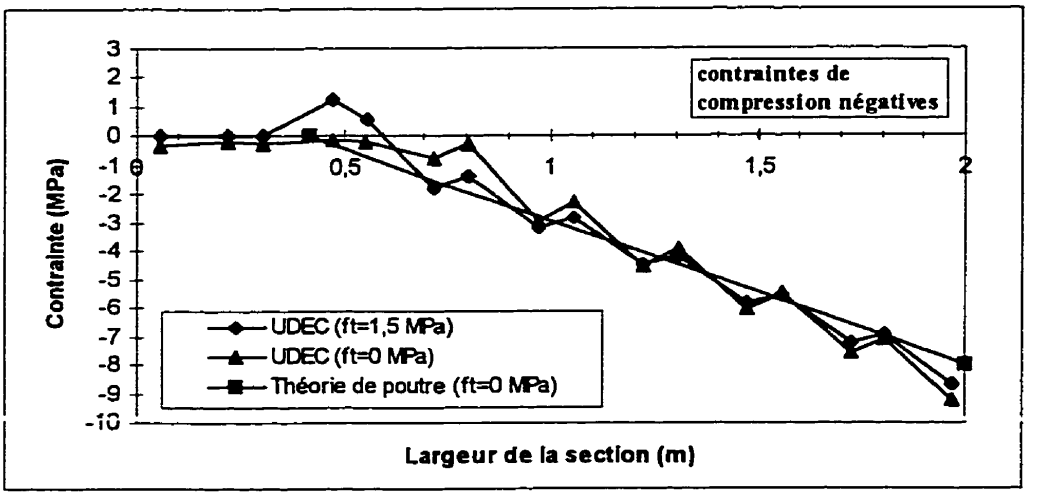


Figure 5.17 Contraintes σ_{yy} sur une section à mi-hauteur (modèle de fissuration diffuse).

Examinons chacune des courbes de la figure 5.17 : (1) UDEC avec f_t = 1,5 MPa : la zone fissurée s'étend jusqu'à environ 0,4 m, les contraintes σ_{yy} sur cette zone sont nulles. Une contrainte maximale de traction de 1,3 MPa est calculée à environ 0,5 m et la section est en compression à partir de 0,6 m ; (2) UDEC avec f_t = 0 MPa : la zone fissurée est d'environ 0,8 m. Cependant les contraintes dans cette zone, quoique très faibles, ne sont pas nulles. Même après rupture, il semble subsister des contraintes σ_{yy} résiduelles. Ce fait a été observé pour toutes les simulations effectuées avec la résistance à la traction nulle ; (3) théorie de poutre : la courbe a été déterminée pour f_t = 0 MPa. La zone fissurée s'étend sur 0,4 m ce qui est moindre que la valeur de 0,8 m calculée par UDEC. Cette différence peut être attribuée aux concentrations de contraintes présentes à la pointe de la fissure dans les solutions numériques par éléments finis. La concordance entre les résultats en compression obtenus de UDEC et ceux de la théorie de poutre est bonne.

La dernière analyse avait pour objectif d'évaluer la fissuration du modèle sous charges axiales et de cisaillement. Les forces externes, détaillées à la figure 5.15, ont donc été appliquées au modèle. La figure 5.18 compare les distributions des contraintes σ_{yy} (f_t = 1,5 MPa) selon que des forces de cisaillement soient appliquées ou non.

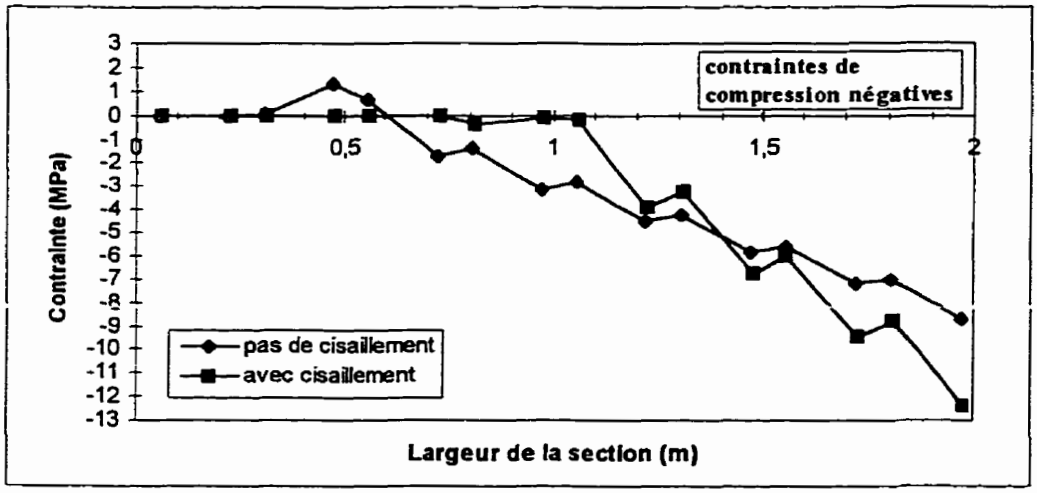


Figure 5.18 Contraintes σ_{yy} sur une section à mi-hauteur avec et sans cisaillement.

Le cisaillement augmente la longueur de la zone fissurée (plus de la moitié de la section) et par le fait même, l'intensité des contraintes de compression. Ces contraintes de compression et de cisaillement doivent alors être reprises par la section de béton non fissurée. Cette section étant relativement petite, il y a alors danger de rupture en compression-cisaillement par propagation de la fissure. Un tel comportement n'a pas été observé à partir de l'exemple effectué puisque la cohésion avait préalablement été posée infinie (∞). Cependant, même avec une valeur de cohésion réaliste, ce type de rupture n'a pas été observé.

La présente section a cherché à démonter les possibilités du logiciel UDEC pour la modélisation de la fissuration diffuse en traction. L'utilisation d'un modèle constitutif élasto-fragile pour représenter la rupture des blocs en traction donne des résultats qui sont, de façon générale, satisfaisants. Cependant, les résultats obtenus sont tributaires de l'exemple choisi qui ne permet sûrement pas d'évaluer exhaustivement les possibilités de UDEC. Il s'agit tout de même d'un premier pas.

5.7 Synthèses et conclusions

Lors de travaux d'injection, il est primordial de prendre les précautions nécessaires pour éviter l'endommagement de la structure par fissuration hydromécanique. Pour ce faire, le contrôle du débit et de la pression d'injection est essentiel.

La propagation d'une fissure dans une structure de béton est généralement représentée dans les simulations numériques par les modèles de fissuration discrète et diffuse.

La modélisation de la fissuration dans le logiciel UDEC est basée avant tout sur le modèle de fissuration discrète le long des joints à la géométrie prédéterminée. Les résultats obtenus pour différents exemples numériques démontrent clairement que l'écoulement d'un fluide peut provoquer la propagation de fissures existantes ou la formation de nouvelles. Cependant, les résultats obtenus par un tel modèle peuvent être sensibles au maillage utilisé pour représenter la structure, particulièrement pour la représentation élasto-fragile du béton de masse en traction.

Un exemple numérique a démontré l'utilisation de UDEC pour la fissuration diffuse. Quelques conclusions peuvent être tirées de cet analyse : (1) l'utilisation du modèle constitutif de Mohr-Coulomb dans UDEC pour représenter la rupture en traction du béton de masse est adéquate ; (2) pour les blocs situés directement sous les charges

appliquées, des problèmes de convergence numérique ont été observés lorsque la résistance à la traction des blocs étaient posée nulle ; (3) les résultats obtenus de UDEC sont semblables à ceux évalués à partir de la théorie de poutre, particulièrement pour un comportement linéaire élastique.

Finalement, pour l'exemple de la section 5.6.1, le langage de programmation FISH (inclus dans UDEC) a été utilisé. FISH offre des possibilités très intéressantes pour l'utilisateur qui désire contrôler ou modifier certains paramètres lors des analyses.

CHAPITRE 6
COMPORTEMENT HYDROMÉCANIQUE D'UN BARRAGE-POIDS EN BÉTON

6.1 Introduction

Les barrages-poids assurent leur stabilité grâce à leur poids propre. Les forces horizontales dues à la poussée du réservoir sont reprises en cisaillement suivant la direction amont-aval.

Lors d'un calcul de stabilité d'un barrage-poids, la détermination des sous-pressions est indispensable. Cependant, en pratique, il est très difficile d'évaluer l'intensité et la distribution spatiale des sous-pressions, ces dernières étant influencées par différents facteurs tel que mentionné à la section 4.6. Des hypothèses sont alors posées pour estimer la répartition des sous-pressions.

Le massif rocheux fissuré servant de fondation au barrage, ou le barrage lui-même qui possède parfois des joints de construction ou des fissures, peuvent être modélisés à l'aide de blocs imperméables interconnectés par des joints perméables. L'ouverture variable des joints sous le jeu des contraintes et des pressions produit une distribution relative non uniforme de la perméabilité dans la fondation et/ou dans le barrage. Une procédure itérative de calcul est alors nécessaire pour effectuer des analyses hydromécaniques couplées tenant compte de l'interaction entre la réponse mécanique (ouverture des joints) et la réponse hydraulique (pression, débit) du système. Le logiciel UDEC a déjà été utilisé pour de telles applications au barrage Santa-Maria (Beyeler et al., 1997) et au barrage Albigna (Fontana et al., 1995).

L'analyse hydromécanique couplée est donc un outil utile aux calculs de stabilité des barrages en béton puisqu'elle permet de déterminer le profil des sous-pressions provoquées par l'eau du réservoir en tenant compte des processus physiques en cause. La stabilité au glissement et au renversement de l'ouvrage pourra donc être évaluée de façon plus adéquate qu'à l'aide de méthodes simplifiées.

Cependant, la mise en oeuvre et la validation d'un modèle hydromécanique couplé d'un système barrage-fondation-réservoir est très délicate. Plusieurs incertitudes sont liées à la définition :

- des conditions frontières mécaniques de la fondation ;
- des conditions frontières hydrauliques ;
- de la géométrie du réseau de joints et fissures ;
- des paramètres mécaniques et lois de comportement non-linéaires caractérisant la réponse normale et tangentielle des joints et des fissures aux sollicitations imposées ;
- des paramètres caractérisant la réponse hydraulique des joints et des fissures.

Ce chapitre présente une étude paramétrique détaillée du comportement hydromécanique d'un barrage-poids en béton à l'aide du logiciel UDEC. Après avoir défini le système barrage-fondation-réservoir utilisé pour les analyses, quelques résultats obtenus par la méthode de gravité et par la méthode des éléments finis concernant ce modèle sont présentés. Par la suite, les paramètres de modélisation des blocs, des joints et du réservoir tel que définis dans UDEC sont élaborés en détails. Enfin, une étude paramétrique est menée pour évaluer l'effet sur la réponse structurale de certains facteurs comme : le comportement des joints de la fondation, les conditions frontières, les conditions initiales (contraintes), les dimensions de la fondation, la présence d'un rideau d'injection et d'un réseau de drainage et enfin la prise en compte des phases de construction.

6.2 Système barrage-fondation-réservoir analysé

L'ouvrage choisi pour les analyses représente un barrages-poids typique qui s'apparente beaucoup à la réalité des barrages québécois. Le modèle, suggéré par Bourdarot et al. (1994), est illustré à la figure 6.1. Il s'agit d'un barrage à parement amont vertical de 51,82 m de hauteur assis sur une fondation de roc. Le tableau 6.1 présente les propriétés du système.

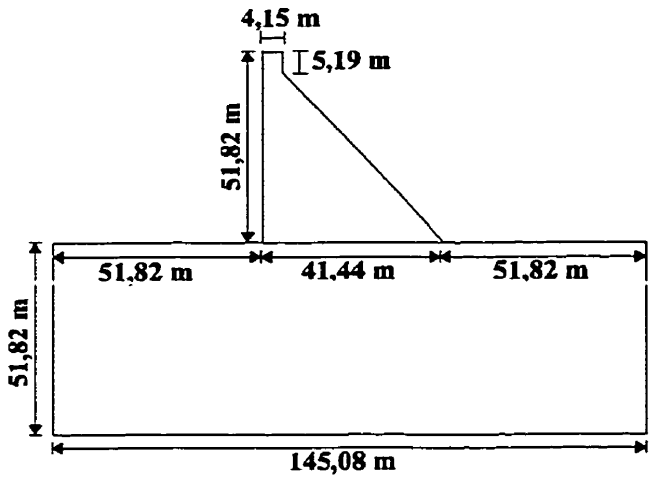


Figure 6.1 Dimensions du système analysé (adaptée de Bourdarot et al., 1994).

Tableau 6.1 Propriétés mécaniques des matériaux du barrage-poids étudié.

	Module élastique E (MPa)	Coefficient de Poisson ν	Densité ρ (kg/m^3)
Béton du barrage	20700	0,2	2400
Roc de la fondation	20700	0,2	2400
Eau du réservoir			1000

Le niveau du réservoir est fixé à 51,82 m.

6.3 Réponse structurale : méthode de gravité et méthode des éléments finis

6.3.1 Méthode de gravité

La méthode de gravité considère le barrage et la fondation comme deux corps rigides en contact le long d'un joint. Comme étude préliminaire, une analyse de fissuration à partir de la méthode de gravité (théorie de poutre) est utilisée pour étudier le système illustré à la figure 6.1. L'étude est effectuée en considérant que le joint barrage-fondation possède une résistance à la traction ainsi qu'une cohésion nulle (f_t=0 et c=0) et un angle de friction de 55° (ϕ=55°). La distribution initiale des sous-pressions est triangulaire avec la pression du réservoir à l'amont.

Les résultats indiquent que le joint s'est fissuré sur une longueur de 3,5 m et que la contrainte au pied aval est de 790,8 kPa en compression. Le facteur de sécurité au glissement est alors de 1,626.

6.3.2 Méthode des éléments finis

Plusieurs analyses par éléments finis ont déjà été faits sur le modèle de la figure 6.1 par Khanfour (1995) et Rheault (1996). La figure 6.2 ainsi que le tableau 6.2, tirés de Khanfour (1995), illustrent respectivement les contraintes verticales au contact barrage-fondation et le déplacement horizontal en crête du barrage pour différentes valeurs de rigidité relative ($n=E_r/E_c$) du barrage et de la fondation (E_r = module d'élasticité du roc de la fondation et E_c = module d'élasticité du béton du barrage). Les calculs ont été effectués à l'aide d'analyses linéaires élastiques. Le joint au contact barrage-fondation peut donc reprendre des contraintes de traction. La fissuration n'est pas considérée dans ces analyses.

On remarque sur la figure 6.2 que pour n=0,33 (barrage trois fois plus rigide que la fondation), les contraintes sont en compression sur toute la longueur du contact.

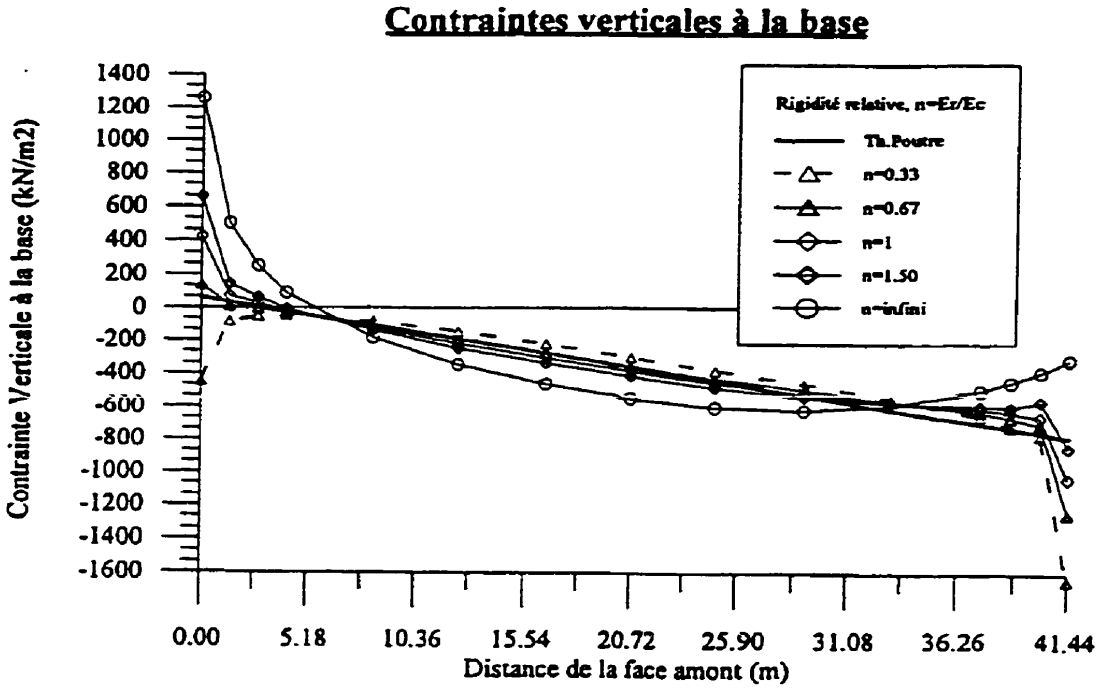


Figure 6.2 Contraintes verticales à la base obtenues par la méthode des éléments finis (adaptée de Khanfour, 1995.)

Tableau 6.2 Déplacements horizontaux à la crête du barrage obtenus par la méthode des éléments finis (adapté de Khanfour, 1995).

Rigidité relative ($n=E_r/E_c$)	n = 0,33	n = 0,67	n = 1,00	n = 1,50	n = ∞
Déplacement à la crête (mm)	6,632	4,630	3,928	3,438	2,360

6.4 Modélisation par la méthode des éléments distincts - UDEC

6.4.1 Barrage et fondation : modélisation des blocs

Les analyses hydromécaniques sont effectuées à l'aide du logiciel UDEC. Le modèle, divisé en blocs distincts, est présenté à la figure 6.3. Le maillage grossier limite les temps de calcul tout en permettant d'effectuer les études paramétriques voulues.

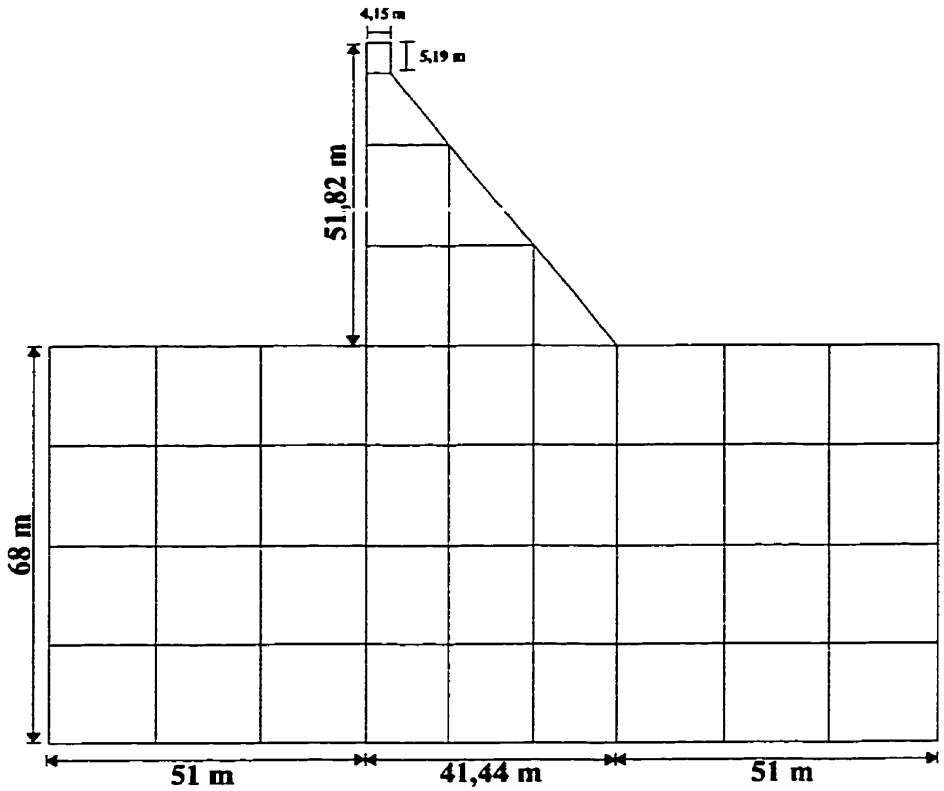


Figure 6.3 Modèle divisé en blocs distincts.

Le modèle de la figure 6.3 est formé de blocs distincts imperméables et déformables ayant un comportement élastique linéaire. Les blocs sont divisés en éléments finis

triangulaires à déformations constantes sur l'élément (figure 6.4). Les contraintes totales sont calculées dans les blocs.

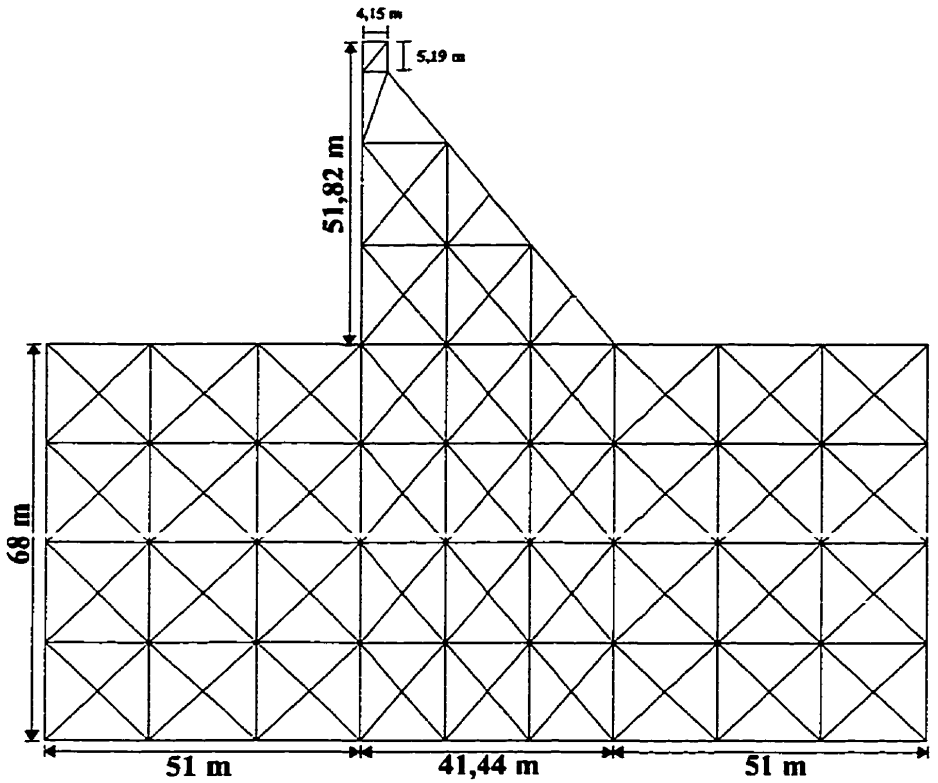


Figure 6.4 Blocs découpés en éléments finis triangulaires.

6.4.2 Modélisation des joints

Les blocs, qui constituent le modèle, sont reliés entre eux par des joints. Les joints sont divisés en points de contact qui représentent les connexions entre deux blocs adjacents. Les joints peuvent être imperméables ou perméables. Les contraintes effectives contrôlent le comportement des joints. UDEC permet l'utilisation de différents modèles constitutifs pour représenter le comportement des joints (section 3.4), comme le modèle de Coulomb ou celui de Barton-Bandis.

- **Modèle de joints de Coulomb**

Dans le modèle de Coulomb la relation contrainte-déformation dans la direction normale est considérée linéaire en fonction de la rigidité normale du joint k_n :

$$\Delta\sigma_n = -k_n \Delta u_n \tag{6.1}$$

où $\Delta\sigma_n$ est l'incrément de la contrainte normale et Δu_n est l'incrément du déplacement. Il est également possible de définir une limite en traction f_t telle que si $\sigma_n < -f_t$ alors $\sigma_n = 0$.

De la même manière le comportement en cisaillement du joint, selon le modèle de Coulomb, est contrôlé par la rigidité tangentielle du joint k_s. La valeur de la résistance en cisaillement τ_s dépend de la cohésion c et l'angle de friction ϕ du joint selon les relations :

$$\text{si} \quad |\tau_s| \leq c + \sigma_n \tan\phi = \tau_{max} \tag{6.2}$$

$$\text{alors} \quad \Delta\tau_s = k_s \Delta u_s^e \tag{6.3}$$

$$\text{et si} \quad |\tau_s| \geq \tau_{max} \tag{6.4}$$

$$\text{alors} \quad \tau_s = (\Delta u_s)\tau_{max} \tag{6.5}$$

où Δu_s^e est l'incrément de la composante élastique de Δu_s, qui est l'incrément total du déplacement en cisaillement. La figure 6.5 illustre le comportement en cisaillement selon le modèle de Coulomb.

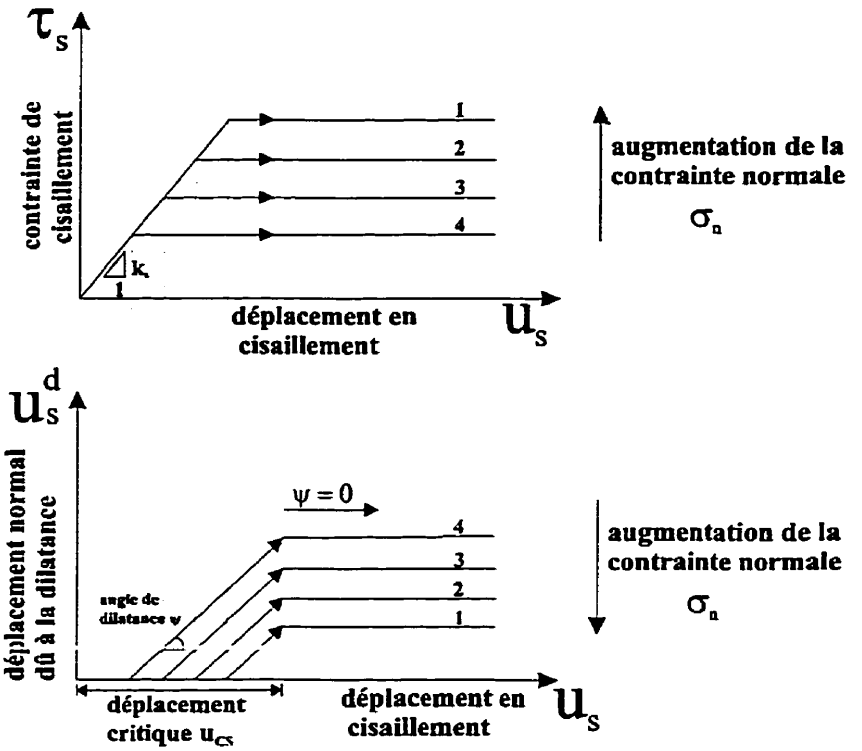


Figure 6.5 Modèle de Coulomb en cisaillement (adaptée de Itasca Consulting Group Inc., 1996).

Le modèle offre également à l'utilisateur l'option de spécifier un angle de friction résiduel ϕ_r (figure 6.6).

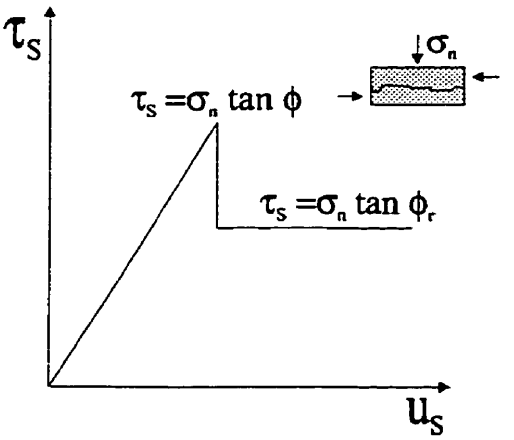


Figure 6.6 Modèle de Coulomb en cisaillement avec angle de friction résiduel.

Lorsqu'un joint est cisaillé, il se produit un glissement des aspérités les unes contre les autres provoquant ainsi une ouverture supplémentaire de la fissure. Le déplacement noté u_d sur la figure 6.7 représente le phénomène.

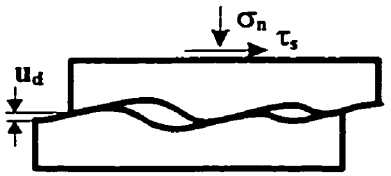


Figure 6.7 Phénomène de dilatance.

Le modèle de joints de Coulomb tient compte de la dilatance à partir d'un angle de dilantance ψ en considérant que la dilatance ne se produit qu'après que le joint ait atteint sa résistance en cisaillement (figure 6.5) :

$$\text{si} \quad |\tau_s| \leq \tau_{\max}, \text{ alors } \psi = 0 \tag{6.6}$$

$$\text{si} \quad |\tau_s| = \tau_{\max} \text{ et } |u_s| \geq u_{cs}, \text{ alors } \psi = 0 \tag{6.7}$$

- **Modèle de joints de Barton-Bandis**

Le modèle de joints Barton-Bandis a été développé à partir de relations empiriques par Nick Barton et Stravos Bandis (Bandis et al.,1983 et Barton et al.,1985). Le modèle permet de représenter le comportement mécanique et hydraulique d'un joint à partir des paramètres suivants : le coefficient de rugosité du joint (JRC), la résistance à la compression des épontes du joint (JCS), la résistance à la compression du matériau (σ_c), l'angle de friction résiduelle (ϕ_r) et l'ouverture initiale du joint (a_o). Les valeurs de ces

paramètres sont évaluées à partir d'essais en laboratoire. Les relations (6.8) et (6.9) permettent ensuite de relier les valeurs expérimentales de JRC et de JCS avec les valeurs correspondantes pour un joint in situ (Barton et al., 1985) :

$$JRC_n = JRC_o \left[\frac{L_n}{L_o} \right]^{-0,02JRC_o} \tag{6.8}$$

$$JCS_n = JCS_o \left[\frac{L_n}{L_o} \right]^{-0,03JRC_o} \tag{6.9}$$

les indices (o) et (n) correspondent aux caractéristiques du joint testé en laboratoire et à celles du joint in situ respectivement. Le terme L représente la longueur de l'échantillon.

L'équation qui contrôle le comportement normal d'un joint selon le modèle Barton-Bandis est :

$$\sigma_n = \frac{-u_{nc} \cdot K_{mi}}{1 - \frac{u_{nc}}{v_{mi}}} \tag{6.10}$$

où

$$K_{mi} = 0,0178 \left[\frac{JCS_o}{a_o} \right] + 1,748 \cdot JRC_o - 7,155 \tag{6.11}$$

$$a_o = \frac{JRC}{5} \left(\frac{0,2\sigma_c}{JCS} - 0,1 \right) \tag{6.12}$$

$$v_{mi} = A + B(JRC_o) + C \left[\frac{JSC_o}{a_o} \right]^D \tag{6.13}$$

les termes A,B,C,D dans l'équation (6.13) sont des constantes définies de façon empirique (Bandis et al., 1983). Le terme u_{nc} dans l'expression (6.10) représente le déplacement normal, K_{ni} la rigidité normale initiale et v_{mi} la fermeture maximale du joint. Le joint a une résistance à la traction nulle. La relation (6.10) est illustrée à la figure 6.8.

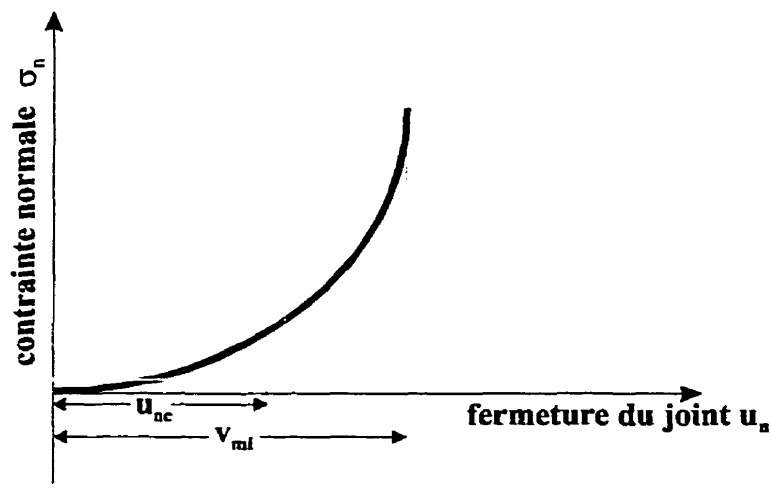


Figure 6.8 Comportement normal du modèle de joint Barton-Bandis (adaptée de Itasca Consulting Group Inc., 1996).

Tous les essais expérimentaux de chargement normal présentés dans la littérature, mettent en évidence une relation hyperbolique entre la contrainte normale et la fermeture du joint.

Une relation est développée reliant l'ouverture mécanique d'un joint a et l'ouverture hydraulique a_{hyd} :

$$a_{hyd} = \frac{JRC^{2.5}}{\left(a/a_{hyd}\right)^2} \ \mu m \qquad (6.14)$$

cette relation (6.14) n'est valide que pour $a > a_{hyd}$.

Quant au comportement en cisaillement, la relation entre la contrainte tangentielle et le déplacement tangentiel du joint est la suivante :

$$\tau_s = \sigma_n \tan\left(\mathrm{JRC}_{\mathrm{mob}} \times \log\frac{\mathrm{JCS}_n}{\sigma_n} + \phi_r\right) \tag{6.15}$$

où σ_n est la contrainte normale. Le terme entre parenthèses représente l'angle de friction mobilisé du joint, ϕ_{mob}. La figure 6.9 illustre le comportement en cisaillement d'un joint (JCS=100 MPa, JRC=10, σ_n=10 MPa et ϕ_r=30°). Le tableau simplifié contenu à la figure 6.9 peut être utilisé pour tracer la relation contrainte-déplacement en cisaillement pour un joint quelconque.

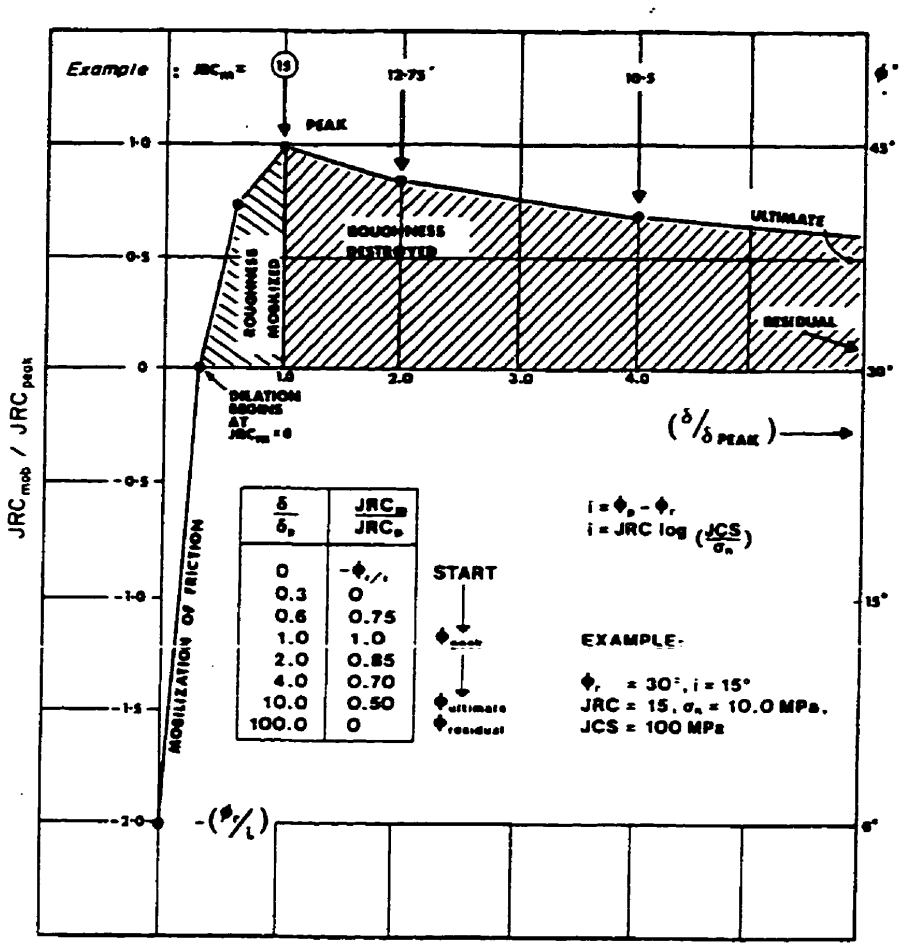


Figure 6.9 Comportement en cisaillement d'un joint Barton-Bandis (adaptée de Barton et al., 1985).

Suite à 650 essais de cisaillement, Barton et Bandis ont développé une relation pour estimer la valeur de δ_{peak} en fonction de la taille de l'échantillon (L_n) et de la rugosité (JRC_n) de l'échantillon (Barton et al., 1982). Dans l'équation (6.16), δ_{peak} et L_n sont en mètres :

$$\delta_{peak} = \frac{L_n}{500}\left[\frac{JRC_n}{L_n}\right]^{0,33} \tag{6.16}$$

Le modèle de joints Barton-Bandis estime la valeur de l'angle de dilatance d° par la relation :

$$d^o = 0{,}5 \cdot \mathrm{JRC} \cdot \log\left(\frac{\mathrm{JCS}}{\sigma_n}\right) \tag{6.17}$$

Le déplacement normal provoqué par la dilatance est donc :

$$\Delta u_n = \Delta u_s \tan(d^o) \tag{6.18}$$

où Δu_s est le déplacement en cisaillement. Dans le modèle Barton-Bandis, la dilatance se développe graduellement avec le déplacement en cisaillement du joint.

Plusieurs analyses ont été effectuées à l'aide du logiciel UDEC et du modèle de joints Barton-Bandis. Cependant, il était très difficile de contrôler tous les paramètres et la validité des résultats obtenus pouvait être remise en question. De plus, la version de UDEC utilisé au départ (version 3.00.003) contenait une erreur de programmation qui empêchait l'écoulement de fluide pour ce modèle de joints (annexe B). Suite à ces essais, il a été décidé d'utiliser le modèle de joints de Coulomb pour l'étude paramétrique mais en profitant d'une option disponible dans UDEC permettant d'assigner un comportement normal non-linéaire aux joints à partir de segments de droites (figure 6.10).

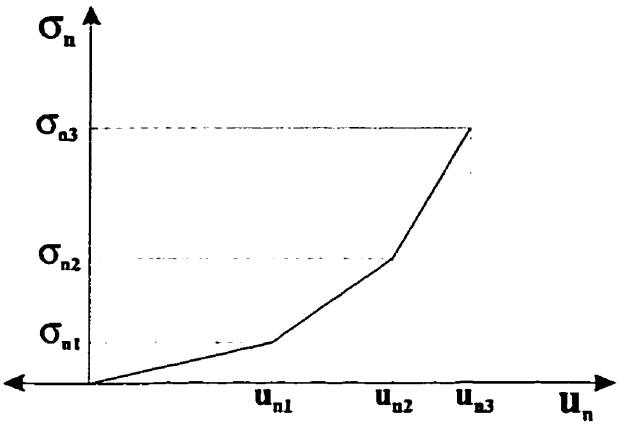


Figure 6.10 Comportement normal non-linéaire d'un joint de Coulomb (adaptée de Itasca Consulting Group Inc., 1996).

Le comportement normal du joint a été évalué à partir de l'équation (6.10) pour des valeurs typiques de JCS, JRC et σ_c (JCS = 100 MPa, JRC = 8, σ_c = 150 MPa). La courbe obtenue est tracée à la figure 6.11. Sur la même figure, on retrouve le comportement du joint de Coulomb tel que modifié pour les analyses suivant l'équation (6.10).

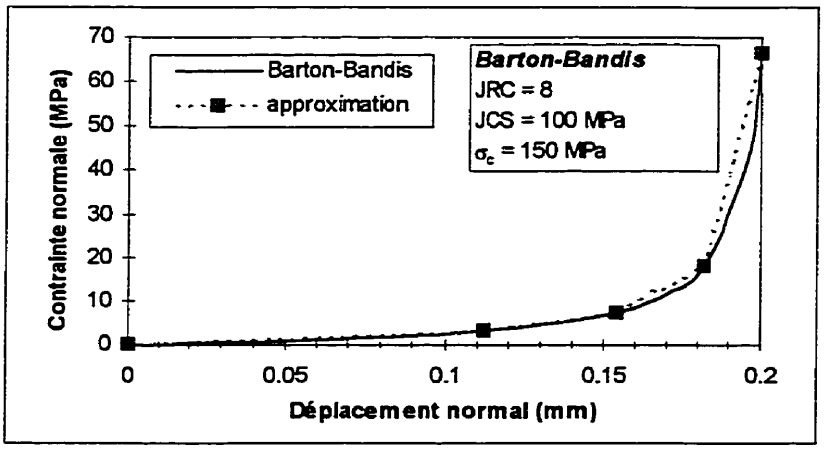


Figure 6.11 Approximation du comportement normal d'un joint Barton-Bandis par un joint de Coulomb.

Une étude paramétrique est menée à la section 6.5.2 pour évaluer l'impact que peuvent provoquer différentes lois constitutives des joints sur la réponse hydromécanique du système barrage-fondation-réservoir (comportement normal linéaire ou hyperbolique et comportement tangentiel avec ou sans angle résiduel).

Les valeurs des différents paramètres utilisés pour la modélisation des joints sont présentés au tableau 6.3.

Tableau 6.3 Paramètres de modélisation pour les joints - modèle de Coulomb.

Propriétés constantes pour toutes les analyses	**Propriétés variables selon les analyses**
Rigidité tangentielle.....jks = 8E9 Pa/m	Ouverture initiale du joint.....a_o = 0,32mm
	.....a_o =1E-4 mm
Angle de dilatance.....$\psi = 0°$	Rigidité normale.....kn = 8E9 Pa/m
	.....courbe figure 6.11
Perméabilité.....jperm = 54,86 $Pa^{-1}s^{-1}$	Cohésion.....c = 0 Pa
	.....c = ∞
	Angle de friction.....$\phi = 55°$
	.....$\phi = 45°$
	Angle de friction résiduelle.....$\phi_r = 55°$
	.....$\phi_r = 45°$
	Résistance à la traction.....ft = 0 Pa
	.....ft = ∞

6.4.3 Modélisation du réservoir

La loi d'écoulement de l'eau dans les joints du barrage et de la fondation est la loi cubique telle que définie à la section 4.4.2 , équation (4.4). L'eau du réservoir possède une densité de 1000 kg/m^3 et une viscosité dynamique de 1,519x10^{-3} Pa•s. Le niveau du réservoir est fixé à 51,82 m.

L'action mécanique et hydraulique de l'eau du réservoir sur le système est évaluée en détails. Par exemple, la prise en compte ou non d'une force et/ou d'une pression appliquée sur la partie amont de la fondation influence directement la réponse du

système. Le réservoir est introduit par son action sur les frontières du modèle. On doit tout d'abord imposer la force normale sur les blocs imperméables. Par la suite la modélisation dans UDEC d'une pression le long d'une frontière induit l'écoulement du fluide dans les joints et permet le calcul de la réponse hydraulique de l'ouvrage (pression et débit dans les joints). L'imposition d'une pression le long d'une frontière ne produit pas de force mécanique le long de cette frontière. Par contre, les pressions dans les joints sont converties en forces (selon l'aire tributaire du joint) pour effectuer les calculs hydromécaniques couplés. La figure 6.12 présente la déformée du système étudié pour différentes modélisation de l'effet du réservoir. Les frontières latérales et la base de la fondation sont considérées imperméables. La figure 6.12b , par exemple, illustre le cas où une force est appliquée sur le parement amont du barrage (imperméable) et une autre sur la partie amont de la fondation (imperméable). Dans ce cas, aucun écoulement d'eau ne se produit dans les joints. Quant à la figure 6.12c, des forces et des pressions sont appliquées au système. L'eau peut s'écouler dans le barrage et dans la fondation. Il s'agit alors d'un calcul hydromécanique couplé.

Le modèle de la figure 6.12c est celui qui est retenu pour effectuer l'étude paramétrique. UDEC permet alors une modélisation de l'effet du réservoir par l'application d'une force (calcul mécanique) et d'une pression (calcul hydraulique) sur le barrage et sur la fondation. Cette modélisation est recommandée dans le manuel d'utilisation de UDEC (Itasca Consulting Group Inc., 1996 , example application 4 - *Gravity Dam : Fluid Flow and Dynamic Loading*).

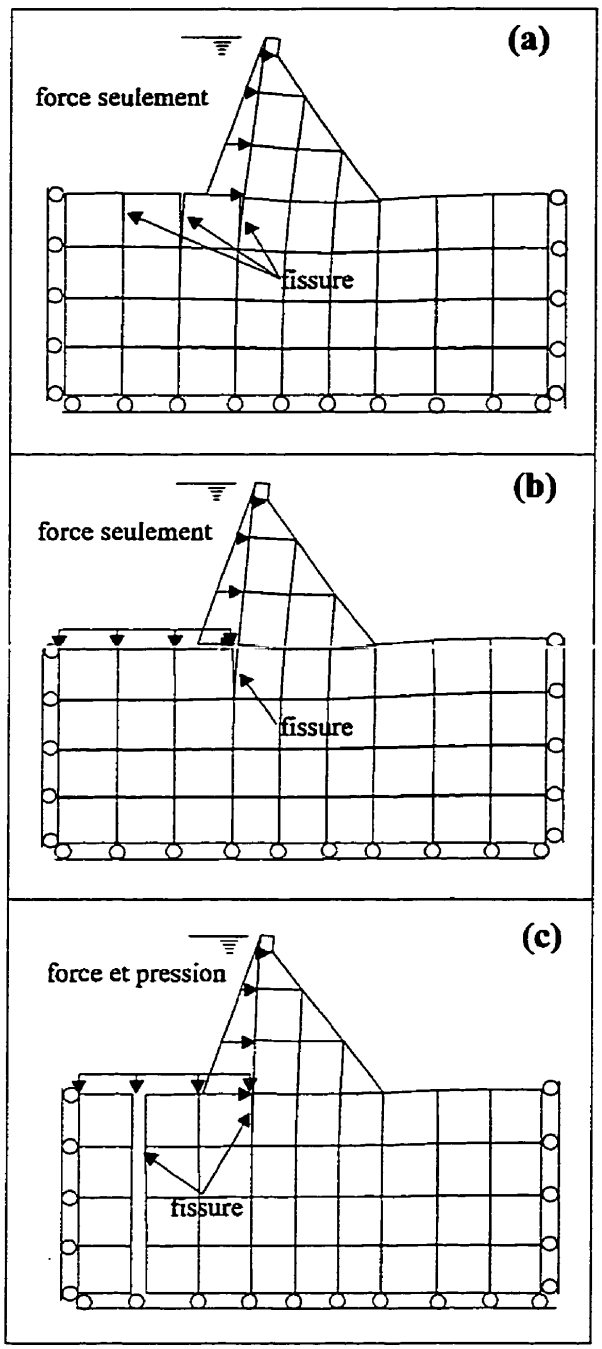


Figure 6.12 Effet de la modélisation du réservoir sur le système : (a) et (b) barrage et fondation imperméables ; (c) barrage et fondation perméables.

6.5 Analyses

Différentes analyses effectuées par la méthode des éléments distincts sont présentées dans cette section pour évaluer le comportement hydromécanique du système barrage-fondation-réservoir. Tout d'abord, l'effet de la non-linéarité du massif de fondation est évalué. Par la suite, l'influence sur les résultats (a) du type de joints utilisés (comportement normal linéaire ou hyperbolique, angle de friction résiduel ou non), (b) des conditions frontières, (c) des conditions initiales (contraintes), (d) des dimensions du modèle de fondation, (e) de la présence d'un rideau d'injection, (f) d'un réseau de drainage et (g) des phases de construction est étudiée en détails. La figure 6.13 résume les différents paramètres à l'étude.

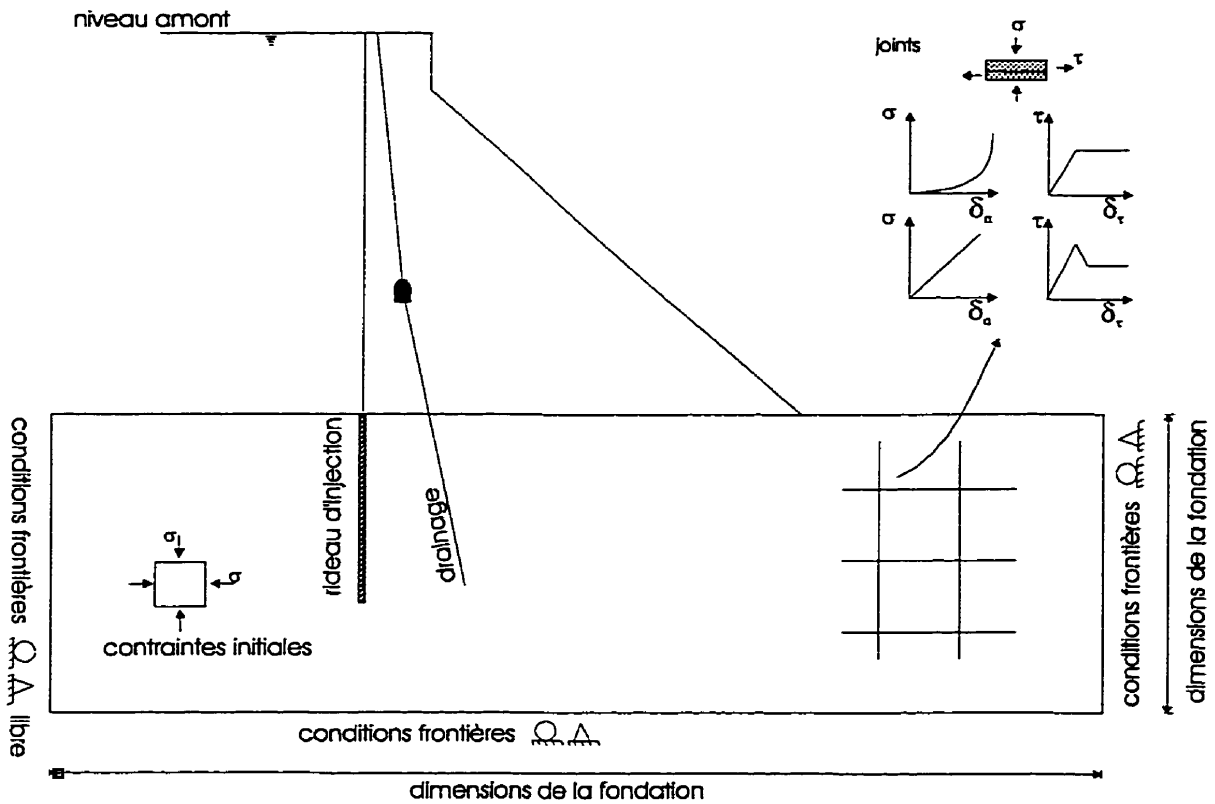


Figure 6.13 Différents paramètres à l'étude dans les analyses.

Les principaux paramètres de réponse qui sont examinés lors des analyses sont : la déformée du système, les déplacements en crête du barrage, la distribution des sous-pressions à l'interface barrage-fondation, le facteur de sécurité au glissement, la formation d'une fissure verticale dans la fondation et la répartition des pressions dans la fondation.

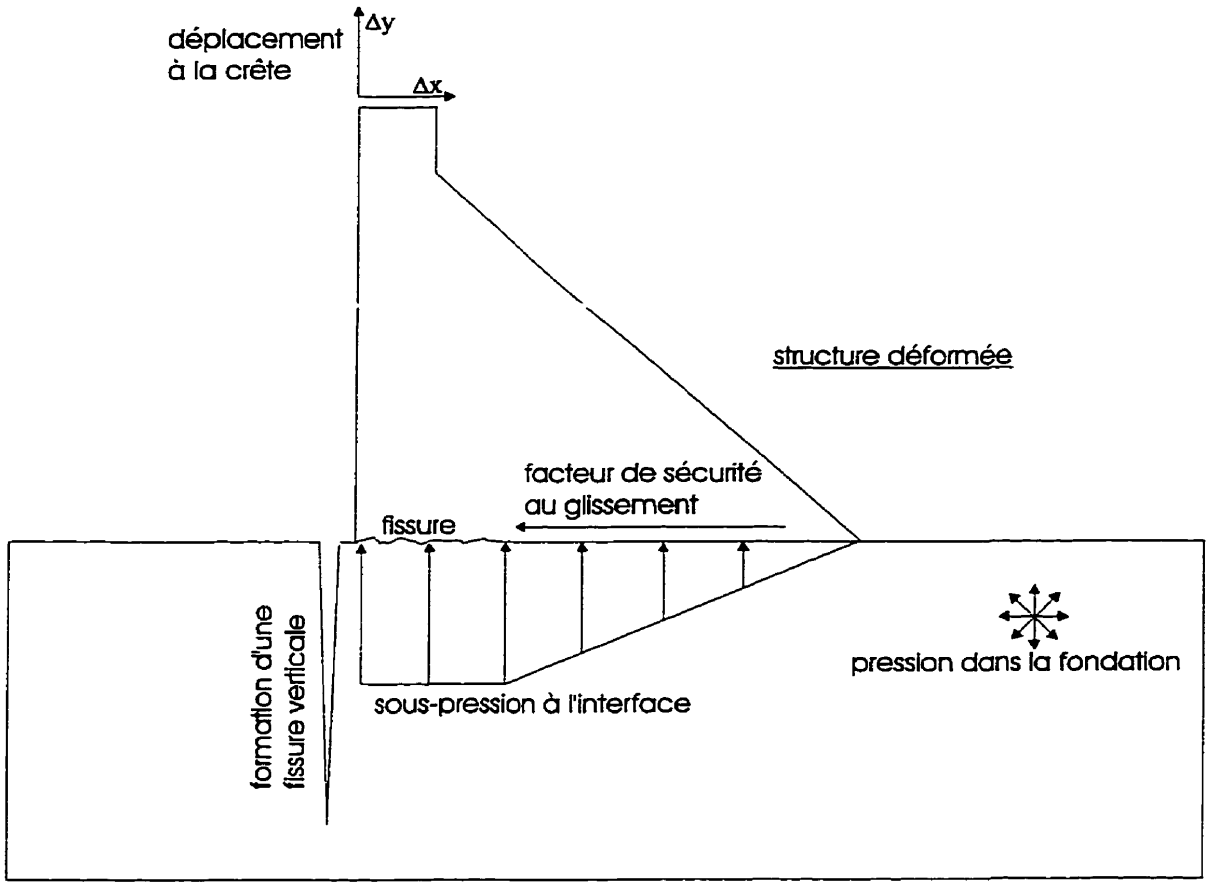


Figure 6.14 Paramètres de réponse observés.

6.5.1 Effet du comportement non-linéaire de la fondation

En premier lieu, cinq analyses sont effectuées pour examiner l'effet d'introduire progressivement un comportement non-linéaire aux joints de la fondation. Pour ce faire,

les joints de la fondation se voient attribuer une résistance à la traction (f_t) et une cohésion (c), soit nulle, soit infinie (comportement linéaire élastique). L'utilisation d'une valeur infinie de résistance à la traction empêche la fissuration, le comportement structural est donc linéaire en tension. L'utilisation d'une valeur infinie pour la cohésion empêche tout glissement, le comportement structural est donc linéaire selon la direction tangentielle au joint. Les joints du barrage ont pour tous les cas $f_t = \infty$ et $c = \infty$. Le tableau 6.4 présente les valeurs de la résistance à la traction et de la cohésion pour les joints du système. Pour ces analyses, l'ouverture initiale des joints est considérée très faible ($1x10^{-4}$ mm), le comportement normal des joints en compression est linéaire (k_n=8E9 Pa/m) et l'angle de friction résiduel est 55° ($\phi=\phi_r=55°$). Les autres paramètres de modélisation sont ceux décrits au tableau 6.3. La fondation est sur appuis simples sur ses trois frontières et ces dernières sont imperméables. La modélisation du réservoir est celle représentée à la figure 6.12c.

Tableau 6.4 Valeurs de la résistance à la traction et de la cohésion des différents joints.

	Propriétés des joints Fondation (F)	**Propriétés des joints Barrage (B)**	**Propriétés des joints Interface (I)**
Analyse 1	linéaire élastique $f_t = \infty$; $c = \infty$ $\phi = \phi_r = 55°$	linéaire élastique $f_t = \infty$; $c = \infty$ $\phi = \phi_r = 55°$	linéaire élastique $f_t = \infty$; $c = \infty$ $\phi = \phi_r = 55°$
Analyse 2	linéaire élastique $f_t = \infty$; $c = \infty$ $\phi = \phi_r = 55°$	linéaire élastique $f_t = \infty$; $c = \infty$ $\phi = \phi_r = 55°$	non-linéaire en tension et en cisaillement $f_t = 0$; $c = 0$ $\phi = \phi_r = 55°$
Analyse 3	non-linéaire en tension et en cisaillement $f_t = 0$; $c = 0$ $\phi = \phi_r = 55°$	linéaire élastique $f_t = \infty$; $c = \infty$ $\phi = \phi_r = 55°$	non-linéaire en tension et en cisaillement $f_t = 0$; $c = 0$ $\phi = \phi_r = 55°$
Analyse 4	non-linéaire en tension $f_t = 0$; $c = \infty$ $\phi = \phi_r = 55°$	linéaire élastique $f_t = \infty$; $c = \infty$ $\phi = \phi_r = 55°$	non-linéaire en tension et en cisaillement $f_t = 0$; $c = 0$ $\phi = \phi_r = 55°$
Analyse 5	non-linéaire en cisaillement $f_t = \infty$; $c = 0$ $\phi = \phi_r = 55°$	linéaire élastique $f_t = \infty$; $c = \infty$ $\phi = \phi_r = 55°$	non-linéaire en tension et en cisaillement $f_t = 0$; $c = 0$ $\phi = \phi_r = 55°$

L'analyse 1 correspond à une analyse linéaire élastique. Les résultats obtenus de cette analyse peuvent se comparer avec ceux obtenus par la méthode des éléments finis (section 6.3.2). La contrainte amont obtenue est de 31 kPa en traction alors que celle en aval est de 623 kPa en compression. La longueur de la zone en traction est de 0,66 m ce qui est plus faible que la valeur obtenue par éléments finis qui est d'environ 4 m (figure 6.2). Le déplacement horizontal en crête est de 2,892 mm (tableau 6.5). Les différences entre les résultats de l'analyse 1 et ceux obtenus par éléments finis peuvent être principalement expliquées par la différence de maillage utilisé (maillage beaucoup plus grossier dans le cas de l'analyse avec UDEC).

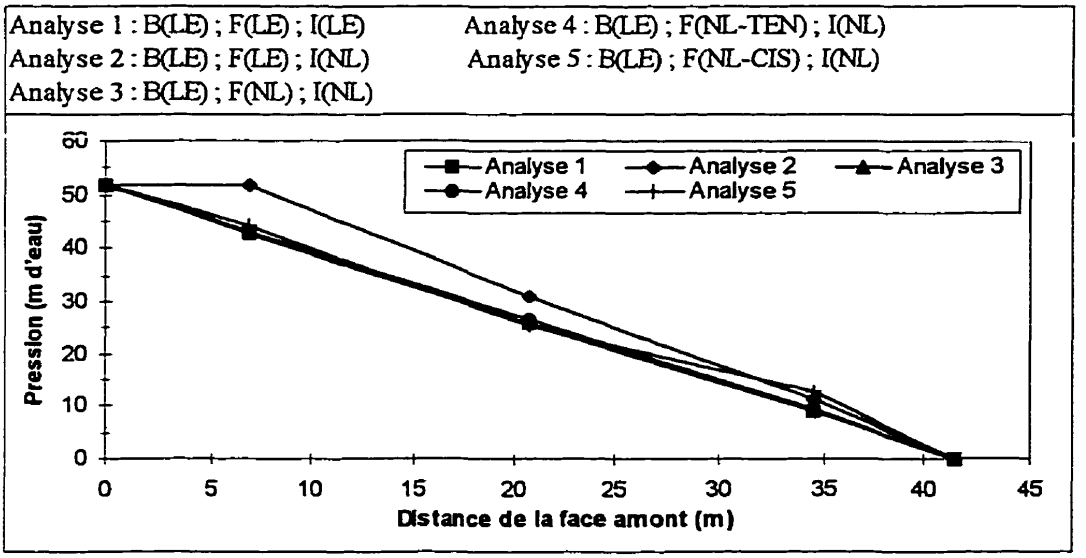
Le tableau 6.5 montre les déplacements en crête du barrage pour chaque analyse ainsi que le facteur de sécurité au glissement. Le déplacement horizontal à la crête du barrage (Δx) est influencé directement par la résistance à la traction des joints de la fondation. L'importance du glissement potentiel des joints de la fondation semble être négligeable pour les déplacements et pour le facteur de sécurité si l'on compare les résultats des analyses 3 et 4.

Tableau 6.5 Déplacements en crête du barrage et facteur de sécurité au glissement pour les analyses 1 à 5 (ouverture initiale des joints = 0,0001 mm).

	Déplacements à la crête		**Facteur de sécurité au glissement**
	Δx	**Δy**	
Analyse 1 B(LE); F(LE) ; I(LE)	2,892 mm	-4,494 mm	1,629
Analyse 2 B(LE); F(LE) ; I(NL)	3,575 mm	-4,191 mm	1,337
Analyse 3 B(LE); F(NL); I(NL)	5,320 mm	-3,784 mm	1,603
Analyse 4 B(LE); F(NL-TEN); I(NL)	5,434 mm	-3,765 mm	1,603
Analyse 5 B(LE); F(NL-CIS); I(NL)	3,698 mm	-4,317 mm	1,501

B : barrage ; F : fondation ; I : interface ; LE : linéaire élastique : NL : non-linéaire (tension et cisaillement) ; NL-TEN : non-linéaire en tension ; NL-CIS : non-linéaire en cisaillement

La figure 6.15 illustre la répartition de la pression à l'interface barrage-fondation. La distribution de la pression pour l'analyse 1 est triangulaire puisqu'il s'agit d'une analyse où toutes les propriétés sont linéaires élastiques. Quant à la deuxième analyse, la partie amont du barrage est en traction (fissure) laissant ainsi se former la pleine pression du réservoir. Dans le cas où ft=0 ou c=0 pour les joints de la fondation (analyses 3,4,5), le contact barrage-fondation est totalement en compression et la répartition de la pression est triangulaire.



B : barrage ; F : fondation ; I : interface ; LE : linéaire élastique : NL : non-linéaire (tension et cisaillement) ; NL-TEN : non-linéaire en tension ; NL-CIS : non-linéaire en cisaillement

Figure 6.15 Répartition de la pression au contact barrage-fondation (analyses 1 à 5).

La déformée de la structure pour chacune des analyses est illustrée à la figure 6.16. Selon les caractéristiques définies pour les différents joints du modèle, trois modes de déformation sont observés. Dans le cas de l'analyse 1 où tous les joints ont un comportement linéaire élastique, aucun glissement ni aucune ouverture de fissure ne se produit. Pour l'analyse 2, le joint de l'interface a une résistance à la traction et une

cohésion nulle ce qui permet un déplacement horizontal et une ouverture au contact barrage-fondation. Les deux analyses où la résistance à la traction des joints de la fondation est nulle (analyses 3 et 4) montrent un mode semblable de déformation. Les blocs à l'extrémité gauche de la fondation se détachent du reste de la fondation formant ainsi une condition frontière libre et une fissure verticale se développe au pied amont du barrage. Enfin, pour l'analyse 5 il ne se produit qu'un glissement du barrage sans ouverture de la fissure au contact barrage-fondation puisque la résistance à la traction de ce joint a été spécifiée infinie.

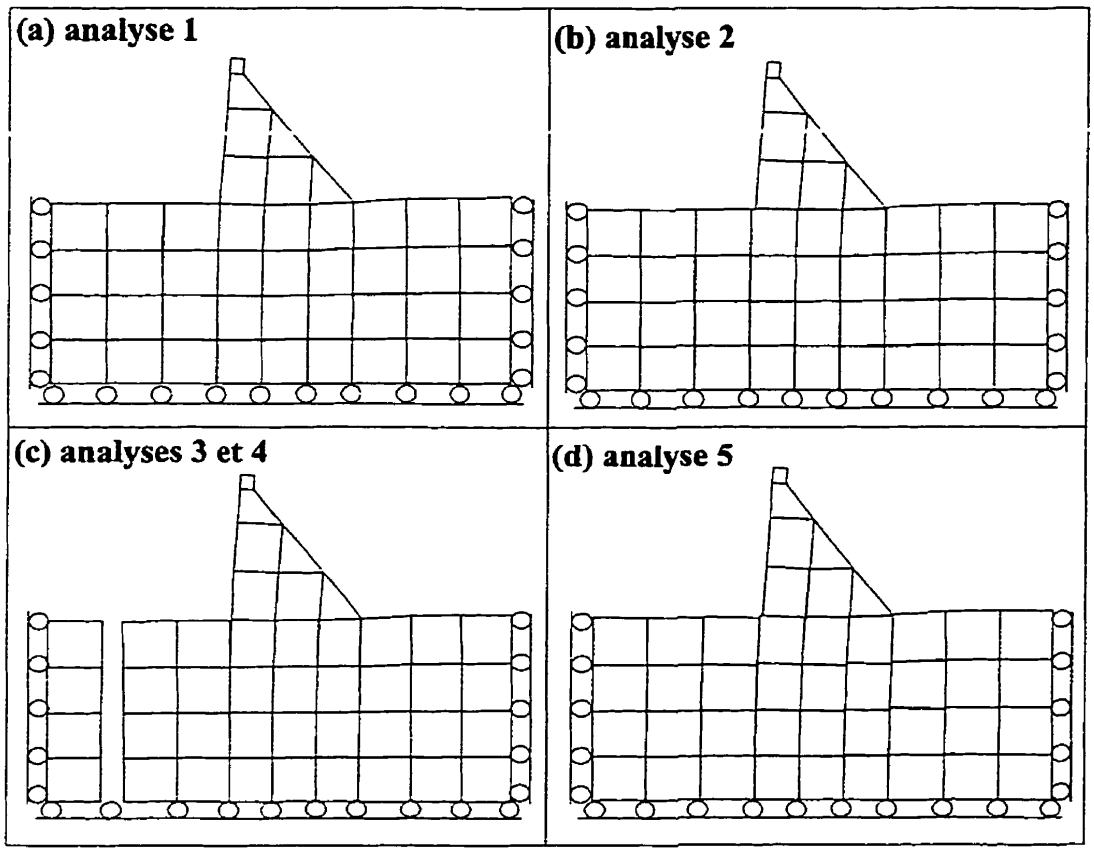


Figure 6.16 Déformées du système : (a) analyse 1, linéaire élastique ; (b) analyse 2, glissement permis à l'interface barrage-fondation et résistance à la traction nulle ; (c) analyses 3 et 4, résistance à la traction de la fondation nulle ; (d) analyse 5, glissement permis à l'interface barrage-fondation et résistance à la traction infinie.

La répartition des réactions aux frontières de la fondation pour les analyses 1 et 3 est illustrée à la figure 6.17. L'équilibre des réactions avec les forces externes (poids propre du modèle et effet du réservoir) est respecté.

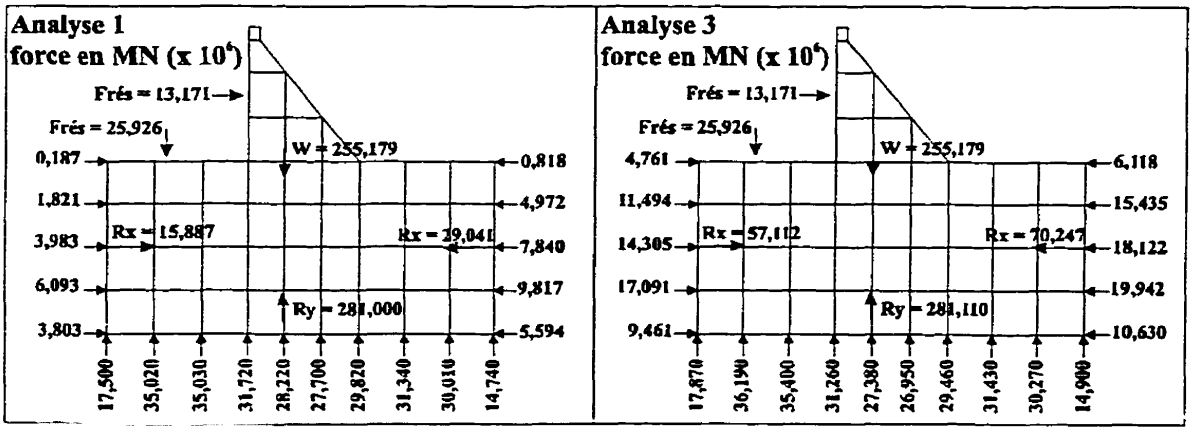


Figure 6.17 Réactions aux appuis de la fondation pour l'analyse 1 (linéaire élastique) et pour l'analyse 3 (fondation non-linéaire en traction f_t=0 et en cisaillement c=0 , $\phi=\phi_r$=55°).

6.5.2 Effet du comportement des joints

L'effet du comportement des joints de la fondation et du joint de contact barrage-fondation est évalué dans cette section. Les aspects étudiés sont un comportement normal linéaire ou hyperbolique et un comportement tangentiel avec angle résiduel ou non. Les joints de la fondation ainsi que le joint de contact possèdent les caractéristiques décrites au tableau 6.3 avec une ouverture initiale de 0,32 mm et une résistance à la traction et une cohésion nulle. Les propriétés normales et tangentielles de ces joints sont énumérées au tableau 6.6. Les propriétés des joints du barrage sont maintenues linéaires élastiques ($f_t = c = \infty$).

Tableau 6.6 Comportement normal et tangentiel des joints de la fondation et du joint de l'interface pour les analyses 6 à 10.

	Comportement normal	Comportement tangentiel
Analyse 6	linéaire (k_n=8E9 Pa/m)	$\phi = \phi_r = 55°$
Analyse 7	non-linéaire (courbe fig. 6.11)	$\phi = \phi_r = 55°$
Analyse 8	linéaire (k_n=8E9 Pa/m)	$\phi = 55$; $\phi_r = 45°$
Analyse 9	non-linéaire (courbe fig. 6.11)	$\phi = 55$; $\phi_r = 45°$
Analyse 10	linéaire (k_n=8E9 Pa/m)	$\phi = \phi_r = 45°$

Le tableau 6.7 présente les déplacements à la crête du barrage ainsi que le facteur de sécurité au glissement de l'ouvrage pour les analyses 6 à 10. On remarque que le barrage glisse sur la fondation lors des analyses 8 et 10. Le déplacement horizontal est très élevé (23,18 mm) et le facteur de sécurité au glissement est alors de 1. Il a également été observé que certains joints de la fondation glissaient lors de l'analyse 9. Le comportement tangentiel avec angle de friction résiduelle (ϕ_r=45°) semble donc favoriser le glissement.

Tableau 6.7 Déplacements en crête du barrage et facteur de sécurité au glissement pour les analyses 6 à 10 (ouverture initiale des joints = 0,32 mm, f_t=0, c=0).

Caractéristiques des joints de la fondation	Déplacements à la crête		Facteur de sécurité au glissement
	Δx	Δy	
Analyse 6 normal : linéaire tangentiel : $\phi = \phi_r = 55°$	5,079 mm	-3,876 mm	1,396
Analyse 7 normal : non-linéaire tangentiel : $\phi = \phi_r = 55°$	5,243 mm	-3,782 mm	1,538
Analyse 8 normal : linéaire tangentiel : $\phi = 55°$ $\phi_r = 45°$	23,18 mm	-3,404 mm	1,000
Analyse 9 normal : non-linéaire tangentiel : $\phi = 55°$ $\phi_r = 45°$	5,451 mm	-3,760 mm	1,527
Analyse 10 normal : linéaire tangentiel : $\phi = \phi_r = 45°$	23,18 mm	-3,404 mm	1,000

La répartition de la pression au niveau du joint de contact barrage-fondation ne semble pas être affectée par le comportement normal du joint. En effet, à la figure 6.18, les distributions de pression pour les analyses 6 et 7 sont identiques, que les joints aient un comportement normal linéaire ou non. Pour les analyses 8 et 10 (cas où il y a glissement du barrage sur la fondation), les courbes sur la figure 6.18 sont superposées.

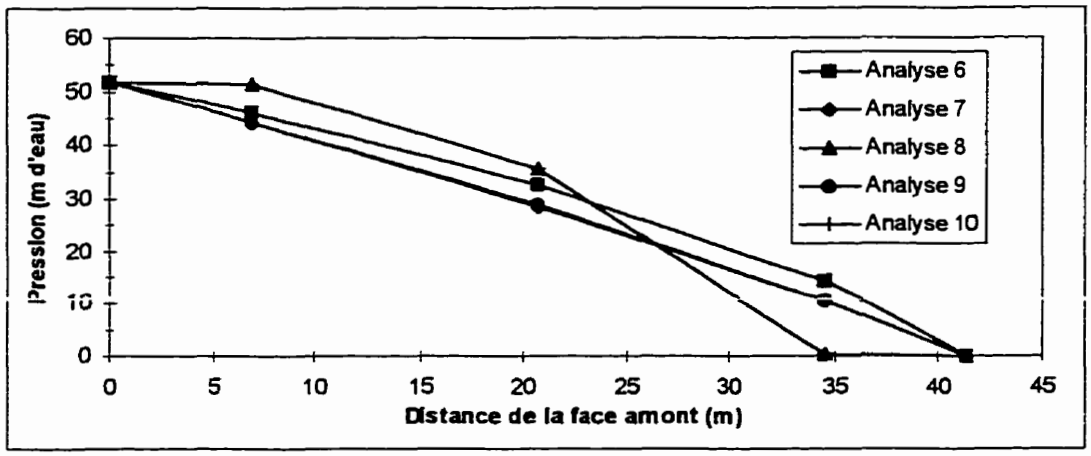


Figure 6.18 Répartition de la pression au contact barrage-fondation (analyses 6 à 10).

Suite à ces différentes analyses, on peut également évaluer l'importance de l'ouverture initiale des joints en comparant les résultats des analyses 3 et 6. En effet, le seul paramètre qui diffère pour ces deux analyses est l'ouverture initiale des joints : 1×10^{-4} mm pour l'analyse 3 et 0,32 mm pour l'analyse 6. Une ouverture initiale plus grande des joints favorise une augmentation des sous-pressions finales le long de l'interface barrage-fondation et une diminution du facteur de sécurité au glissement (FS = 1,603 pour l'analyse 3 et FS = 1,396 pour l'analyse 6).

6.5.3 Effet des conditions frontières

Des analyses sont effectuées pour évaluer l'effet des conditions frontières mécaniques sur la réponse du modèle. Le modèle de base qui servira de référence pour l'étude est

l'analyse 7 qui a été effectuée à la section 6.5.2. Dans cette analyse, les joints du barrage ont un comportement linéaire élastique et ceux de la fondation et de l'interface un comportement normal hyperbolique, un comportement tangentiel sans angle de friction résiduel ($\phi = \phi_r = 55°$) , une ouverture initiale de 0,32 mm et une résistance à la traction et une cohésion nulle. Les frontières de la fondation sont sur appuis simples et sont imperméables (fig.6.19a).

La figure 6.19 illustre la déformée du système pour les différentes conditions frontières mécaniques évaluées. On retrouve également la résultante des réactions aux appuis de la fondation. Mis à part les conditions frontières, tous les paramètres des analyses 11 et 12 sont identiques à ceux énumérés pour l'analyse 7.

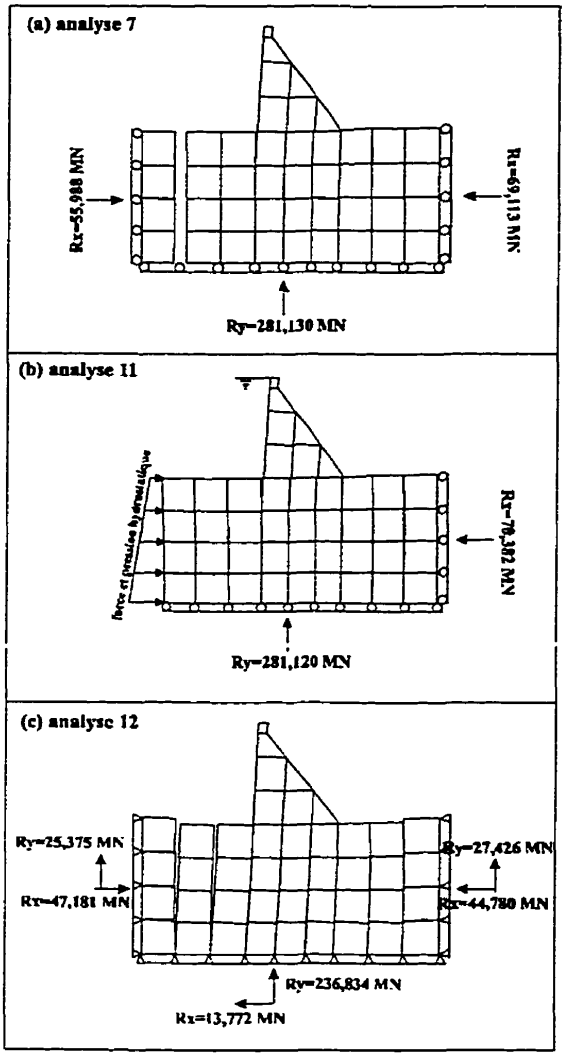


Figure 6.19 Différentes conditions frontières mécaniques étudiées.

Lorsque l'on modélise la condition frontière avec des déplacements libres (fig.6.19b), si les blocs à l'extrémité gauche de la fondation, ne sont pas retenus, ils se mettent en mouvement sous l'action des forces qui leurs sont appliquées et un état d'équilibre ne peut être atteint (fig. 6.20). Cependant, il est approprié d'appliquer la poussée hydrostatique du réservoir sur la frontière libre de la fondation (fig.6.19b).

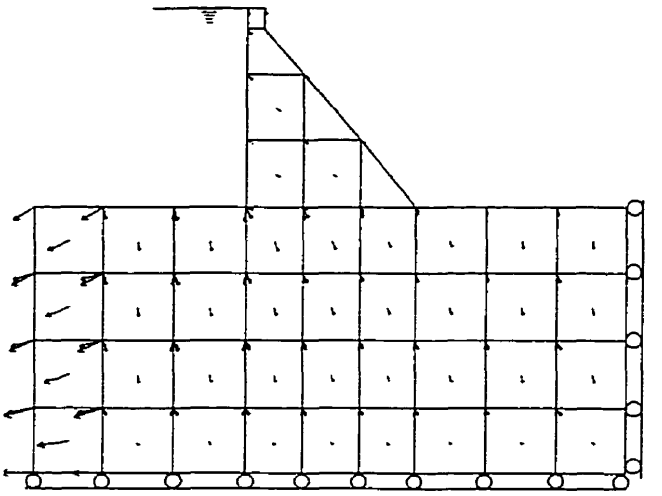


Figure 6.20 Déplacement des blocs du modèle avec une frontière où les déplacements sont libres et aucune force n'est imposée.

Les analyses ont été menées et on remarque que les résultats sont semblables à ceux de l'analyse avec la fondation sur appuis simples (analyse 7). Le tableau 6.8 et la figure 6.21 comparent les résultats. L'influence des conditions frontières de la fondation semblent être négligeables.

Tableau 6.8 Déplacements en crête du barrage et facteur de sécurité au glissement pour différentes conditions frontières mécaniques.

	Déplacements à la crête		**Facteur de sécurité au glissement**
	Δ x	**Δy**	
Analyse 7 appuis simples	5,243 mm	-3,782 mm	1,538
Analyse 11 bord libre	5,689 mm	-3,792 mm	1,573
Analyse 12 appuis fixes	5,467 mm	-3,696 mm	1,540

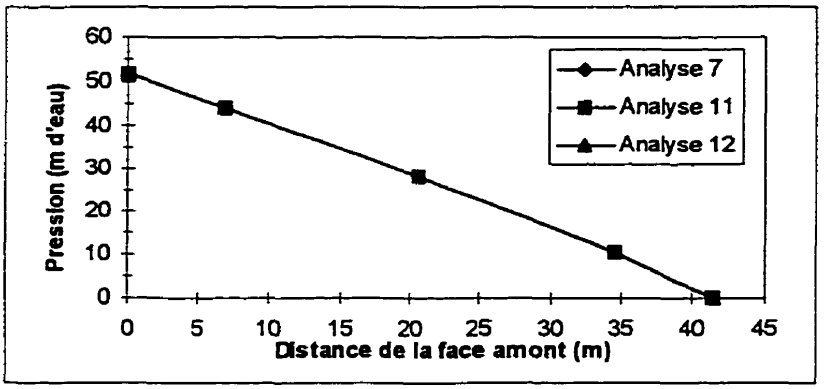


Figure 6.21 Distribution de la pression à l'interface barrage-fondation pour différentes conditions frontières mécaniques.

6.5.4 Effet des conditions initiales

L'état de contraintes initiales du massif de fondation est un facteur très important à considérer. La prise en compte ou non des contraintes initiales peut modifier considérablement la réponse du système et même induire différents modes de rupture.

Deux états de contraintes sont considérés : (analyse 13) la fondation est initialement submergée d'eau (un équilibre est d'abord atteint pour cet état de contraintes et le niveau du réservoir est par la suite élevé à 51,82 m) et (analyse 14) contraintes initiales in situ provenant de la gravité, des forces tectoniques et de certains phénomènes structuraux. Le ratio k_o des contraintes initiales horizontales σ_H et verticales σ_V est fixé à $k_o = \sigma_H / \sigma_V = 2{,}0$. Ces analyses sont également comparées aux résultats de l'analyse 7 définie précédemment.

La présence de la nappe d'eau initialement au niveau de la fondation a peu d'importance sur la réponse finale du système, comme le démontrent le tableau 6.9 et la figure 6.22.

Tableau 6.9 Déplacements en crête du barrage et facteur de sécurité au glissement selon les conditions initiales du système.

	Déplacements à la crête		Facteur de sécurité au glissement
	Δ x	Δy	
Analyse 7 contraintes initiales nulles	5,243 mm	-3,782 mm	1,538
Analyse 13 présence d'eau initialement	5,351 mm	-3,807 mm	1,504
Analyse 14 contraintes initiales in situ	4,115 mm	-1,325 mm	1,500

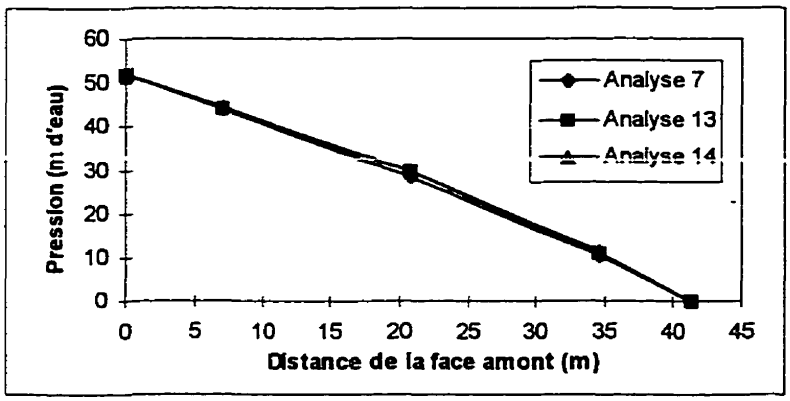


Figure 6.22 Distribution de la pression à l'interface barrage-fondation selon les conditions initiales du système.

Cependant, la présence de contraintes initiales in situ semble avoir une influence sur les déplacements du barrage et surtout sur le mode de déformation du système (fissuration de la fondation). La figure 6.23 montre la déformée du système pour les analyses 7 et 14. Les déformées sont complètement différentes : dans le cas de l'analyse 7, une séparation des blocs de la fondation se produit dans la partie amont de la fondation alors que pour l'analyse 14 on remarque la formation d'une fissure verticale directement au pied amont du barrage. Pour cette analyse, les contraintes in situ ($k_o = \sigma_H / \sigma_V = 2{,}0$) ont eu pour effet de comprimer les blocs de la fondation les uns contre les autres

provoquant ainsi la formation d'une fissure verticale de profondeur limitée au pied amont du barrage.

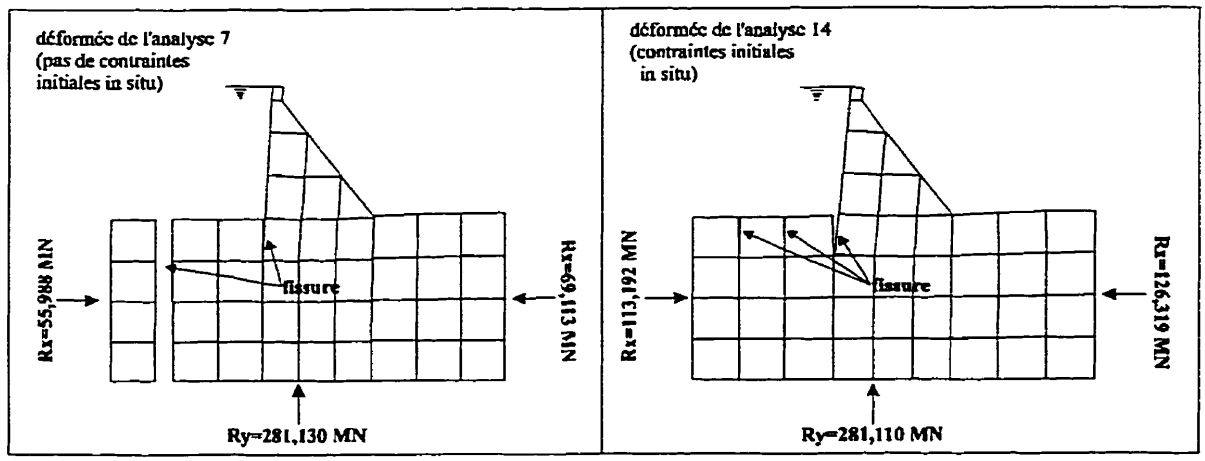


Figure 6.23 Déformées du système pour les analyses 7 et 14.

La figure 6.24 illustre la distribution des réactions aux frontières de la fondation pour les analyses 7 et 14. Les réactions sont beaucoup plus grandes dans le cas où des contraintes initiales in situ sont présentes dans la fondation. La fondation est donc beaucoup plus comprimée dans ce cas, tel que mentionné précédemment.

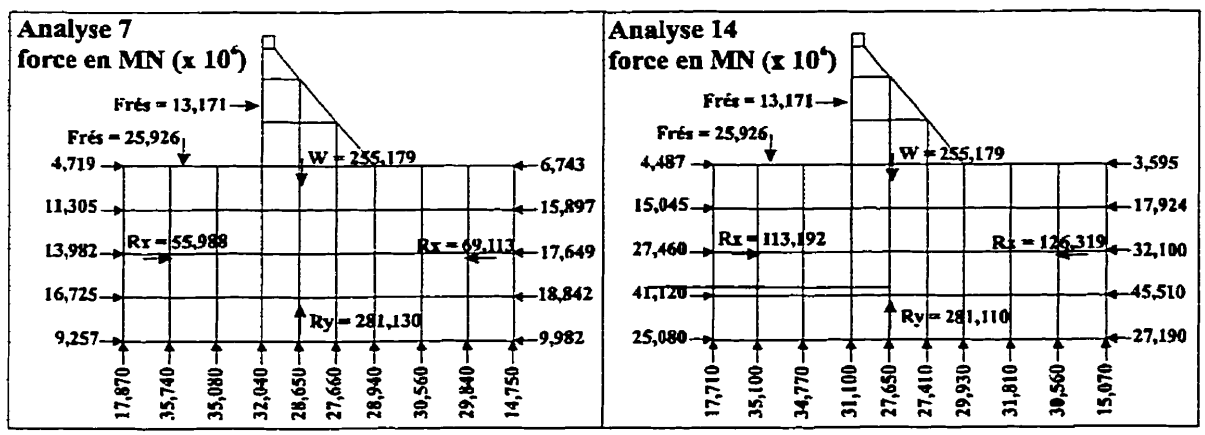


Figure 6.24 Réactions aux appuis de la fondation pour les analyses 7 et 14.

6.5.5 Effet des dimensions de la fondation

L'analyse 7 a été reprise cette fois-ci, en augmentant les dimensions de la fondation. Ceci dans la but de simuler un massif de fondation infini, ce que l'on retrouve en réalité. Les dimensions du nouveau modèle de fondation, la déformée du système ainsi que les résultantes des réactions aux appuis de la fondation sont présentés à la figure 6.25.

On remarque la formation d'une fissure verticale à l'extrémité gauche de la fondation tout comme dans l'analyse 7. Les réactions aux appuis sont plus élevées étant donné que le modèle de fondation est plus grand.

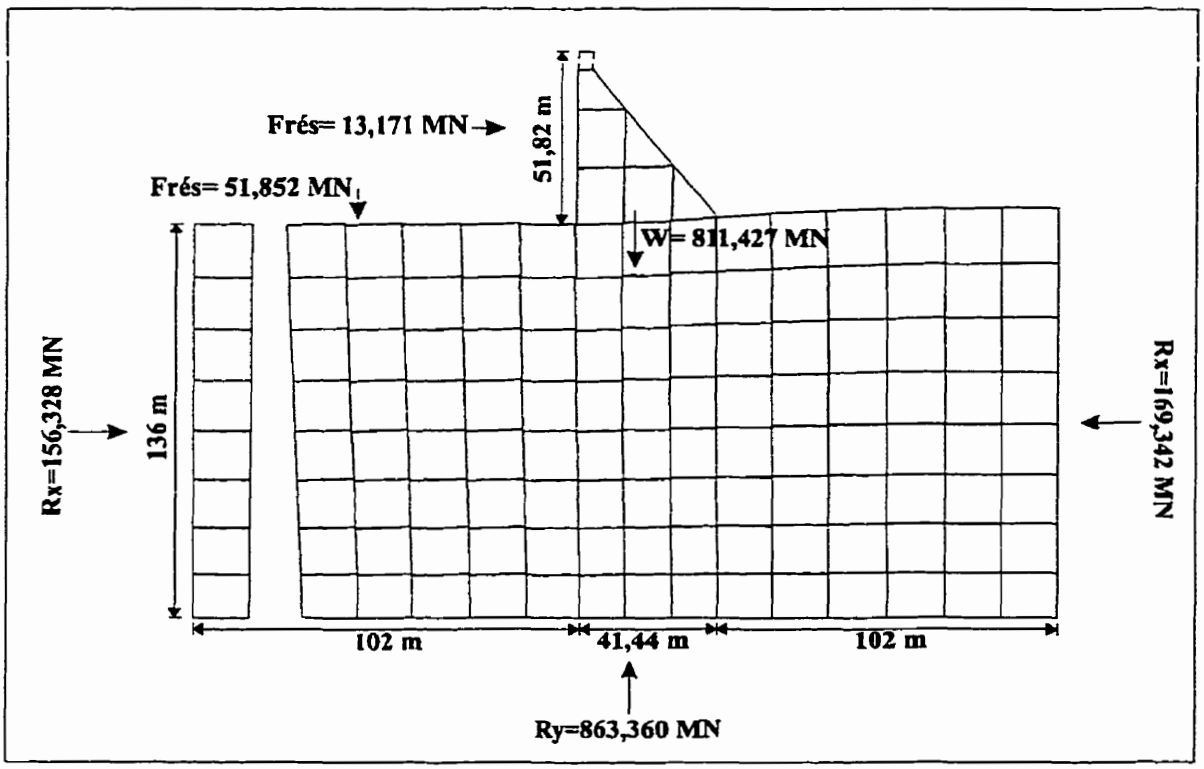


Figure 6.25 Déformée du modèle de fondation agrandi.

Les résultats comparatifs contenus dans le tableau 6.10, démontrent bien que la rigidité de la fondation est plus faible que celle du barrage. En effet, le déplacement vertical en crête du barrage est beaucoup plus grand dans le cas où les dimensions de la fondation sont plus grandes. Les contraintes de compression tout au long du contact barrage-fondation sont favorisées par une faible rigidité relative de la fondation par rapport au barrage. Cette conclusion avait également été obtenue à partir des calculs par éléments finis (voir section 6.3.2).

Tableau 6.10 Déplacements en crête du barrage et facteur de sécurité au glissement pour différentes dimensions du modèle de fondation.

	Déplacements à la crête		**Facteur de sécurité au glissement**
	Δ x	**Δy**	
Analyse 7	5,243 mm	-3,782 mm	1,538
Analyse 15 fondation de grandes dimensions	5,279 mm	-12,260 mm	1,545

La répartition de la pression au contact barrage-fondation n'est pas influencée par la taille du modèle de fondation, tel que le démontre la figure 6.26.

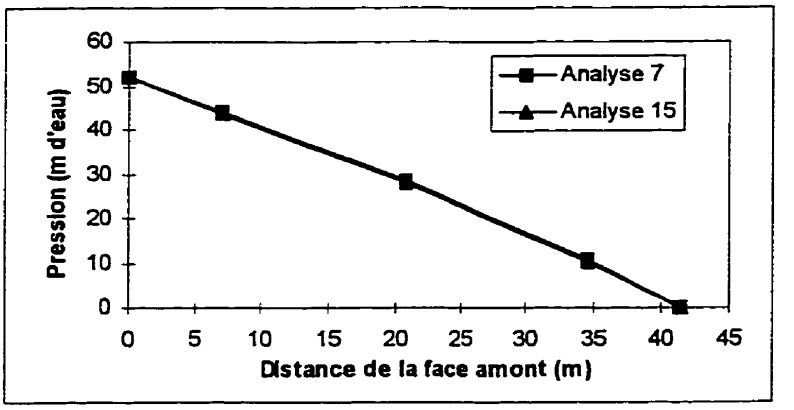


Figure 6.26 Distribution de la pression à l'interface barrage-fondation selon les dimensions du modèle de fondation.

6.5.6 Effet d'un rideau d'injection et d'un réseau de drainage

6.5.6.1 Rideau d'injection

La présence d'un rideau d'injection est simulé en réduisant par 10 la perméabilité des joints de la fondation directement sous le pied amont du barrage jusqu'à une profondeur de 34 m. La figure 6.27 illustre la déformée du système pour les deux analyses (avec ou sans rideau d'injection) alors que la figure 6.28 illustre la répartition de la pression dans la fondation (pression en m d'eau) pour les cas où il y a formation d'une fissure verticale au pied amont du barrage (figure 6.27) et dans le cas où il ne s'en forme pas (figure 6.16a - analyse linéaire élastique). Ainsi, il est possible d'évaluer l'efficacité du rideau d'injection lors de la fissuration. Les différences entres les dimensions des fondations illustrées à la figure 6.28 et celles de la fondation du modèle initial sont dues au fait que UDEC ne donne pas les pressions dans les joints des frontières (pourtour de la fondation). La répartition de la pression a été tracée avec les valeurs des pressions disponibles. Le rideau d'injection réduit l'importance des pressions dans la fondation. La même conclusion peut être tirée à partir de la figure 6.29 qui présente la distribution de la pression au contact barrage-fondation.

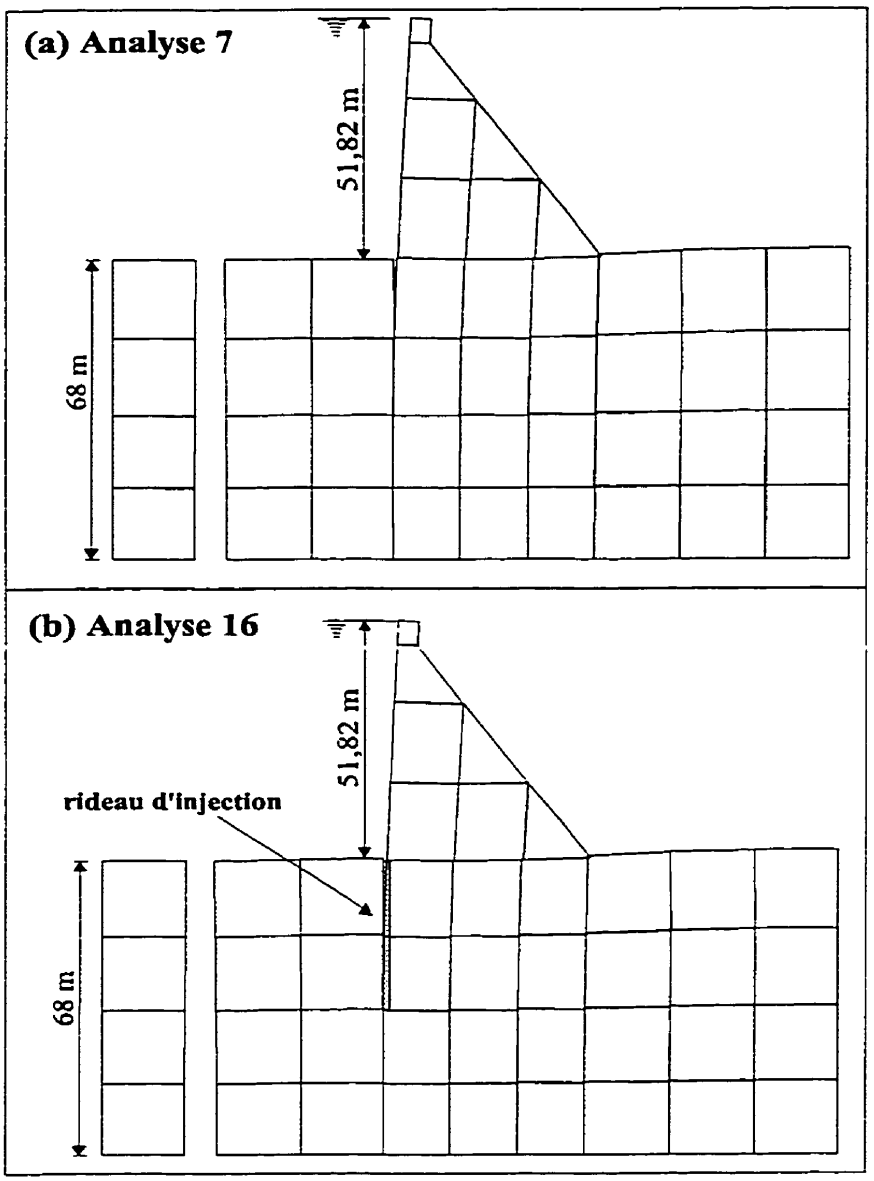


Figure 6.27 Déformée du système : (a) sans rideau d'injection, (b) avec rideau d'injection.

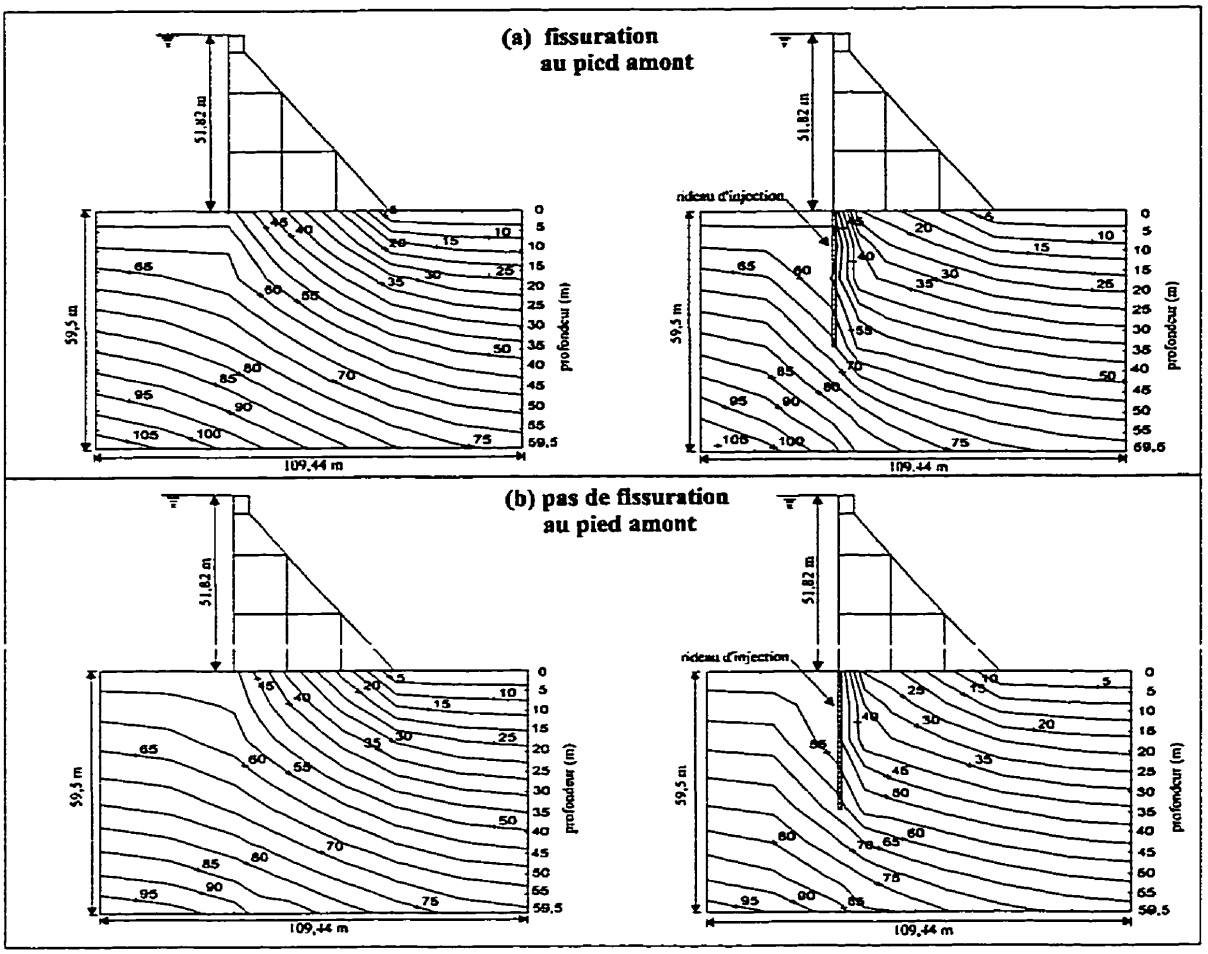


Figure 6.28 Répartition de la pression (m d'eau) dans la fondation avec ou sans rideau d'injection : (a) fissuration au pied amont du barrage, (b) pas de fissuration au pied amont du barrage.

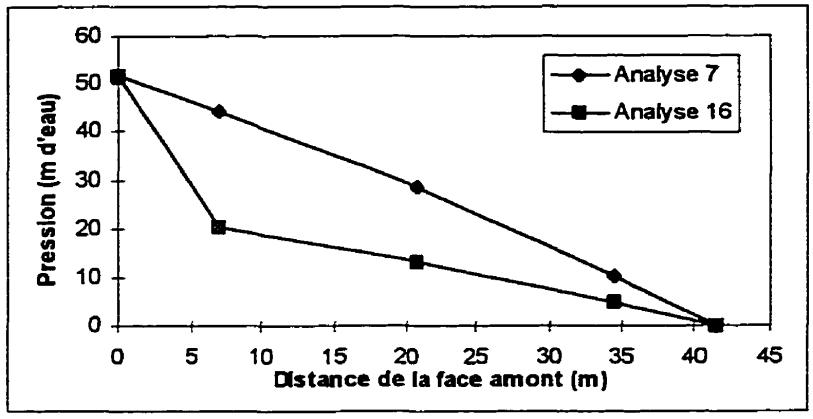


Figure 6.29 Distribution de la pression à l'interface barrage-fondation avec (analyse 16) ou sans rideau d'injection (analyse 7).

Les déformées illustrées à la figure 6.27, sont semblables pour les deux analyses (analyse 7 et 16). Il y a formation d'une fissure verticale de profondeur limitée directement sous le pied amont du barrage ainsi qu'une fissure très profonde à l'extrémité gauche de la fondation. La présence d'un rideau d'injection ne semble donc pas affecter le mode de déformation du système ainsi que la fissuration de la fondation.

La figure 6.28 montre qu'il y a très peu de différence dans la répartition de la pression dans la fondation lorsqu'il n'y a pas de rideau d'injection, qu'il y ait fissuration verticale de la fondation au pied du barrage ou non. Cependant, la présence d'un rideau d'injection diminue les pressions dans la fondation et influence la répartition.

La sous-pression au contact barrage-fondation étant moins grande lorsqu'un rideau d'injection est présente, le facteur de sécurité au glissement dans ce cas est plus élevé que dans le cas de l'analyse 7 (tableau 6.11). Le déplacement horizontal est également plus petit lorsqu'un rideau d'injection est présent.

Tableau 6.11 Déplacements en crête du barrage et facteur de sécurité au glissement avec ou sans rideau d'injection.

	Déplacements à la crête		Facteur de sécurité au glissement
	Δ x	Δy	
Analyse 7	5,243 mm	-3,782 mm	1,538
Analyse 16 rideau d'injection	4,991mm	-3,919 mm	2,195

6.5.6.2 Réseau de drainage

Un réseau de drainage est simulé en aval du rideau d'injection en fixant certaines pressions à différentes valeurs selon l'efficacité du drain. Les points identifiés A,B,C sur la figure 6.30 représentent les joints où la pression est fixée.

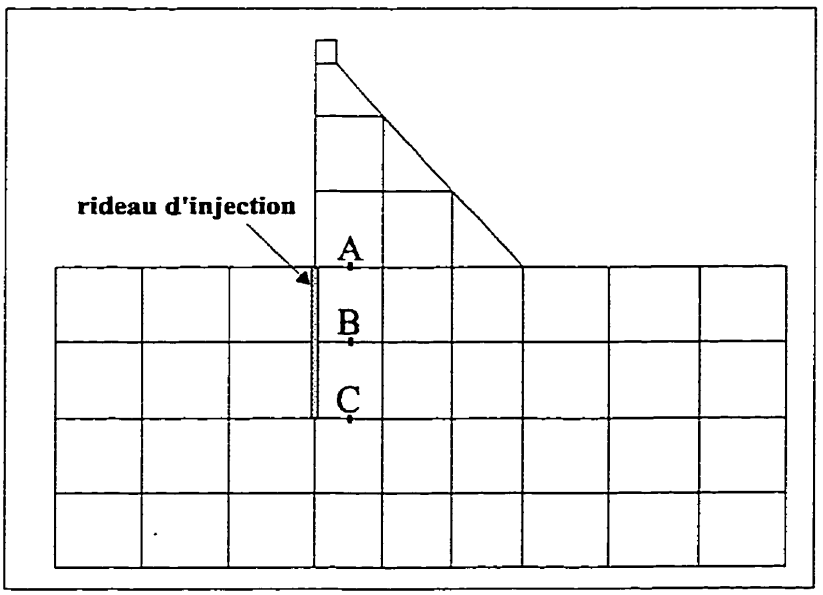


Figure 6.30 Modélisation d'un réseau de drainage.

Trois cas sont étudiés selon les caractéristiques du système de drainage. Le tableau 6.12 résume les trois cas et rapporte les pressions correspondantes aux points A,B et C.

Tableau 6.12 Caractéristiques de modélisation d'un réseau de drainage.

Analyse	Caractéristiques	Pression (m d'eau)
Analyse 17	drain efficace à 100 %	$p_A = 0$ m $p_B = 0$ m $p_C = 0$ m
Analyse 18	efficacité du drain : 33 % pression = 1/3 $\gamma H_{rés}$	$p_A = 17{,}27$ m $p_B = 17{,}27$ m $p_C = 17{,}27$ m
Analyse 19	drain rempli d'eau drain en contact avec l'atmosphère drain hydrostatique	$p_A = 0$ m $p_B = 17{,}00$ m $p_C = 34{,}00$ m

Lorsque le drain est efficace à 100% (analyse 17) et lorsqu'il est plein d'eau et en contact avec l'atmosphère (analyse 19 - drain hydrostatique), la sous-pression dans le joint de contact barrage-fondation est nulle (figure 6.31). La force de sous-pression est nulle, le facteur de sécurité au glissement est élevé (tableau 6.13) et le déplacement horizontal est plus faible. Même lorsque le drain n'est efficace qu'à 33%, on remarque une diminution de la pression par rapport au cas où il n'y a qu'un rideau d'injection seul.

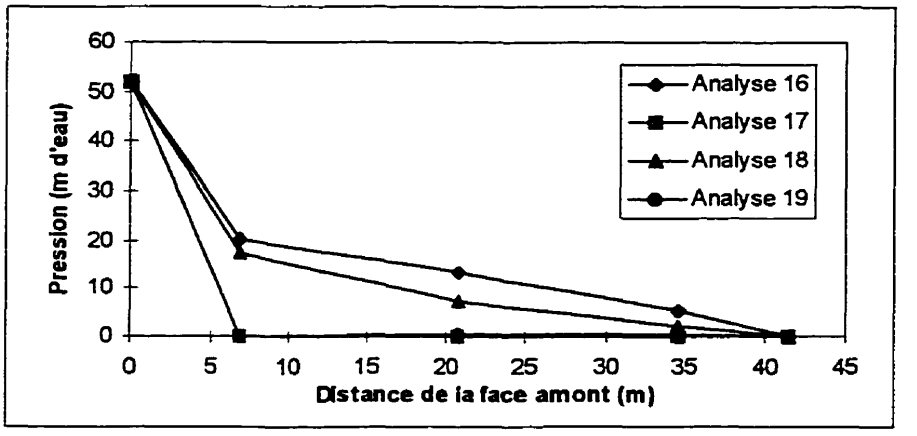


Figure 6.31 Distribution de la pression à l'interface barrage-fondation pour différents modèles de drainage.

Tableau 6.13 Déplacements en crête du barrage et facteur de sécurité au glissement pour différents modèles de drainage.

	Déplacements à la crête		**Facteur de sécurité au glissement**
	Δ x	**Δy**	
Analyse 16 rideau d'injection	4,936 mm	-3,945 mm	2,195
Analyse 17 rideau et drainage 100%	4,615 mm	-4,028 mm	2,769
Analyse 18 rideau et drainage 33%	4,700 mm	-4,030mm	2,392
Analyse 19 rideau et drain rempli d'eau	4,685mm	-4,039 mm	2,755

La figure 6.32 illustre la répartition de la pression dans la fondation pour les trois modèles de drain qui ont été simulés. On remarque la diminution de pression dans la fondation selon l'efficacité du drainage. Dans le cas où le drain fut considéré efficace à 100% (analyse 17, figure 6.32a), on remarque qu'une grande partie de la fondation n'est soumise à aucune pression (p=0 m).

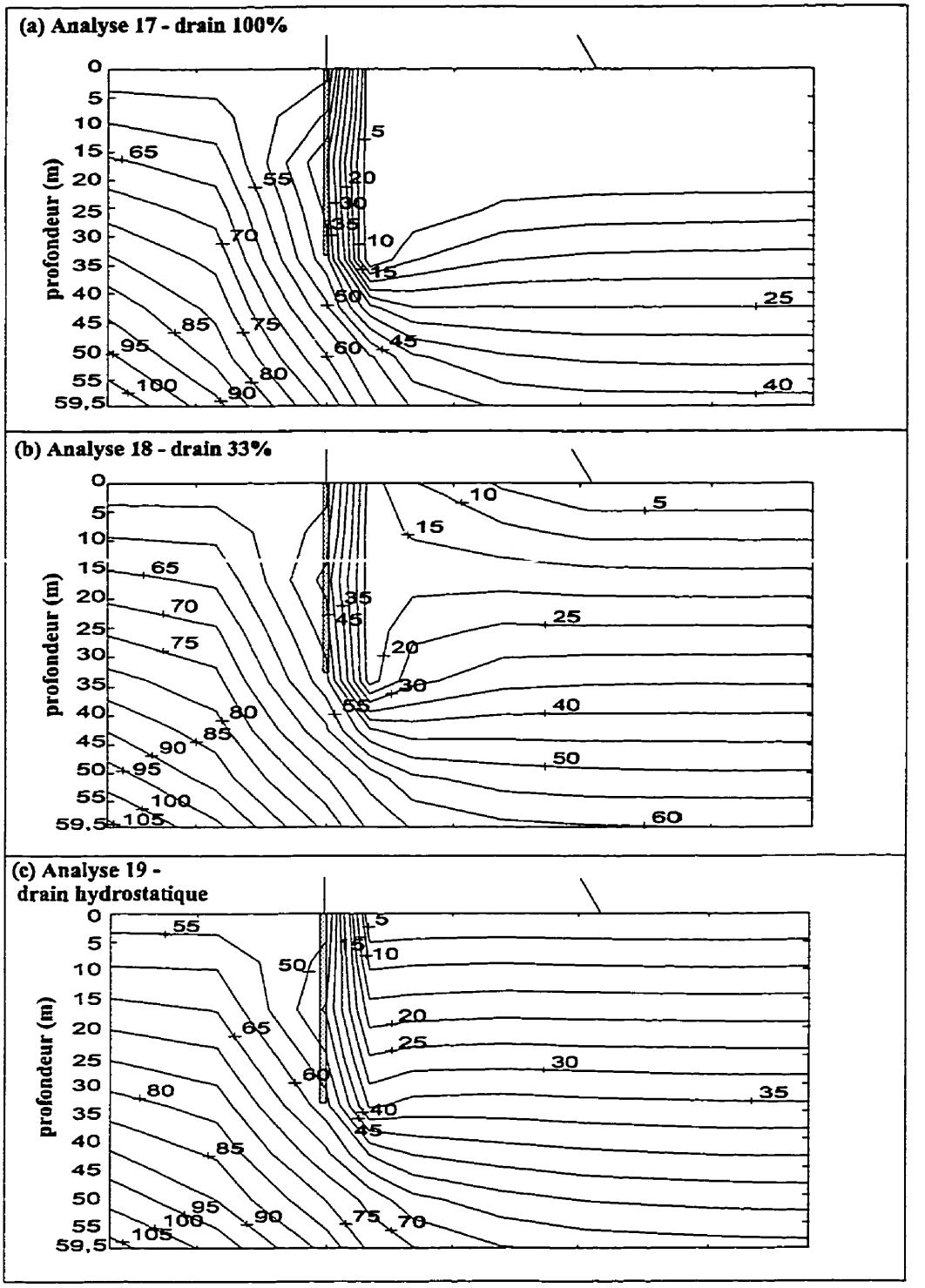


Figure 6.32 Distribution de la pression (m d'eau) dans la fondation selon le réseau de drainage.

En comparant la figure 6.32 avec la figure 6.28, on remarque l'effet bénéfique de la présence d'un rideau d'injection et d'un système de drainage pour diminuer les forces dues aux sous-pressions.

6.5.7 Séquence de construction

L'analyse suivante (analyse 20) prend en compte les phases de construction du système barrage-fondation-réservoir : (a) contraintes initiales dans la fondation sous son poids propre, (b) construction du barrage et (c) élévation du niveau du réservoir à 51,82 m. La figure 6.33a illustre la répartition des contraintes sous le poids de la fondation, les figures 6.33b et 6.33c présentent respectivement la déformée du système sous son poids propre après la construction du barrage et après l'élévation du niveau du réservoir.

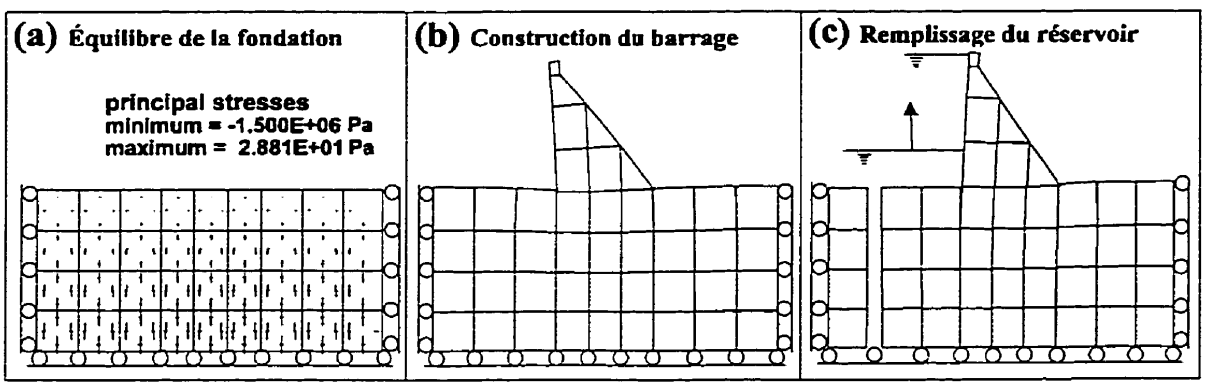


Figure 6.33 Séquence de construction : (a) équilibre de la fondation, (b) construction du barrage , (c) élévation du niveau du réservoir à 51,82 m.

Les résultats de l'analyse 20 sont comparés avec ceux de l'analyse de base (analyse 7) où les phases de construction n'ont pas été considérées.

Tableau 6.14 Déplacements en crête du barrage et facteur de sécurité au glissement en tenant compte des phases de construction.

	Déplacements à la crête		Facteur de sécurité au glissement
	Δ x	Δ y	
Analyse 7	5,243 mm	-3,782 mm	1,538
Analyse 20 phases de construction	5,287 mm	-3,708 mm	1,540

Pour le modèle analysé, il ne semble pas que la prise en compte des phases de construction ait une influence sur la réponse du système. La distribution de la pression dans la fondation ainsi qu'au contact barrage-fondation (figure 6.34) n'est pas influencée par la prise en compte ou non des phases de construction, les courbes des deux analyses étant superposées.

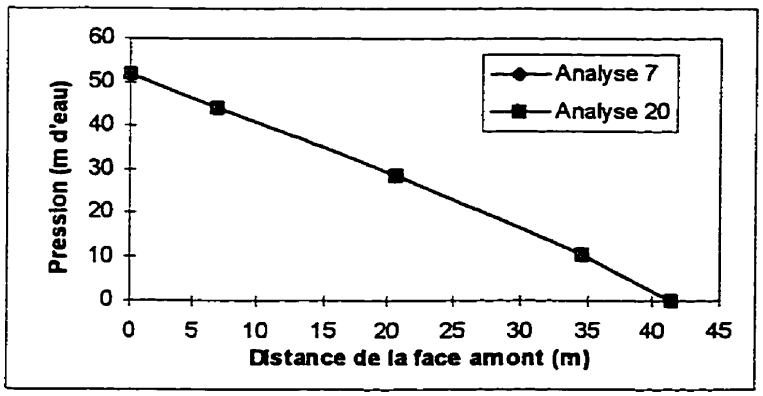


Figure 6.34 Distribution de la pression à l'interface barrage-fondation en tenant compte des phases de construction.

6.6 Synthèses et conclusions

L'analyse hydromécanique couplée est un outil utile aux calculs de stabilité des barrages en béton puisqu'elle permet de déterminer le profil des sous-pressions provoquées par l'eau du réservoir en tenant compte de l'interaction entre la réponse mécanique (ouverture des joints) et la réponse hydraulique (pression, débit) du système.

Le système barrage-fondation-réservoir choisi a été divisé en blocs selon la méthode des éléments distincts. Bien que grossier, le modèle de blocs et de discontinuités a permis d'évaluer l'effet de différents facteurs sur la réponse du système. L'influence de la géométrie du réseau de joints et de fissures (densité, orientation) n'a pas été étudiée. Cependant, les résultats d'une telle étude sont présentés par Giesecke et al. (1991).

- **Modèle de joints**

Le modèle de joints Barton-Bandis permet de bien représenter le comportement réel des joints dans le roc. Le comportement normal d'un joint est hyperbolique en compression et comprend une réduction de résistance en cisaillement (angle de friction résiduel). La dilatance est prise en compte et se développe graduellement avec le déplacement en cisaillement du joint. Cependant, le modèle Barton-Bandis nécessite la connaissance de nombreux paramètres et la version de UDEC utilisée (version 3.00.003) ne permettait pas l'écoulement de fluide dans ce type de joints (annexe B). Il semble que ce modèle de joints ne soit encore que d'utilisation limitée dans UDEC.

Les analyses se sont effectuées avec le modèle de joints de Coulomb en modifiant le comportement normal pour obtenir un comportement non-linéaire.

- **Modélisation du réservoir**

L'effet du réservoir est introduit par son action (force, pression) sur les frontières du modèle (barrage, fondation). L'application d'une force et/ou d'une pression sur le

barrage et/ou sur la fondation modifie la réponse du système. La modélisation la plus appropriée dans UDEC est l'application d'une force et d'une pression sur le barrage et sur la fondation rocheuse fissurée (figure 6.12c).

- **Comportement non-linéaire de la fondation**

La non-linéarité des joints de la fondation a pour effet de diminuer la rigidité relative de la fondation par rapport à celle du barrage et par le fait même d'induire des contraintes de compression le long du contact barrage-fondation.

La non-linéarité en traction des joints de la fondation provoque un mode de déformation où une fissure verticale complète se développe dans la fondation entraînant ainsi la formation d'une condition frontière libre.

- **Comportement des joints**

Étant donné les faibles contraintes à lesquelles est soumis le système, le comportement normal des joints (hyperbolique ou normal) a peu d'influence sur la réponse structurale.

Le comportement tangentiel des joints avec ϕ=55° et ϕ_r=45° ou ϕ=ϕ_r=45° favorise le glissement du barrage sur la fondation ou le glissement de certains joints dans la fondation.

- **Conditions frontières**

L'influence des conditions frontières mécaniques sur la réponse du système est principalement marquée par les différents modes de déformation observés. L'utilisation de conditions frontières mécaniques fixes pour le modèle de fondation (figure 6.19c) doit être faite avec vigilance dans le cas d'un modèle de faibles dimensions. Plusieurs fissures verticales et mêmes certaines horizontales ont été observées pour de telles conditions frontières.

- **Conditions initiales**

La présence d'eau initialement dans la fondation n'a pas d'effet important sur la réponse du système.

La prise en compte de contraintes initiales in situ dans la fondation à un effet important sur le comportement du système. Les déplacements horizontaux et verticaux en crête du barrage sont modifiés ainsi que le mode de déformation du système selon l'intensité de ces contraintes in situ. Lemos et al. (1997) tirent des conclusions similaires.

- **Dimensions de la fondation**

L'utilisation d'une fondation de dimensions deux fois plus grande que celle initiale n'a pas modifiée les résultats. Il semble qu'une fondation avec une hauteur d'environ une fois la hauteur du barrage et de largeur égale à une hauteur de barrage de chaque côté soit adéquate pour la modélisation.

Cependant, cette analyse a bien fait ressortir l'influence de la rigidité globale de la fondation par rapport à celle du barrage car le déplacement vertical obtenu en crête du barrage est environ trois fois plus grand dans le cas où les dimensions de la fondation sont augmentées.

- **Rideau d'injection**

La modélisation d'un rideau d'injection réduit l'importance des pressions dans la fondation ainsi qu'au contact barrage-fondation. Ceci a pour effet de réduire le déplacement horizontal en crête du barrage et d'augmenter le facteur de sécurité au glissement. La fissuration verticale de la fondation au pied amont du barrage n'a pas d'effet significatif sur la répartition de la pression.

- **Réseau de drainage**

Selon l'efficacité considérée du réseau de drainage, les pressions dans la fondation et au contact barrage-fondation sont réduites. UDEC représente bien le modèle avec un réseau de drainage.

- **Phases de construction**

Pour notre modèle (barrage-poids de faibles dimensions), la prise en compte des phases de construction du système n'influence pas la réponse du système. Cependant, l'analyse effectuée démontre bien les possibilités de UDEC.

À partir des conclusions tirées des analyses hydromécaniques effectuées dans ce chapitre, l'injection de fissures dans un modèle de barrage sera modélisée au chapitre 7.

CHAPITRE 7
INJECTION DE FISSURES DANS UN BARRAGE-POIDS EN BÉTON

7.1 Introduction

Une analyse numérique du processus d'injection d'une fissure présente dans un barrage-poids en béton est présentée dans ce chapitre. Après avoir décrit le modèle à l'étude et formulé les hypothèses de base, la méthodologie suivie est élaborée en détails. Cette dernière étudie l'impact des travaux d'injection sur les contraintes internes de l'ouvrage et l'incidence des variations du niveau du réservoir suite à l'injection. Finalement, les résultats obtenus des analyses effectuées avec les logiciels UDEC et SAP90 sont présentés et commentés.

Ce chapitre est développé dans le but d'explorer une méthodologie d'analyse du processus d'injection valide pour les barrages en béton et d'étudier les possibilités du logiciel UDEC pour l'application de certains concepts de modélisation. Bien que pour un barrage-poids les contraintes et les déplacements soient faibles, le modèle choisi permet d'atteindre ces objectifs.

7.2 Modèle étudié

Le modèle analysé est le même barrage-poids de 51,82 m de hauteur qui a été étudié au chapitre 6. Cependant, le modèle de fondation considéré au chapitre précédent ne sera pas pris en compte pour les simulations de l'injection. La figure 7.1 présente le modèle UDEC qui illustre le barrage étudié. Les analyses simulent l'injection, à l'aide d'un coulis de ciment, d'une fissure horizontale d'environ 10 m de longueur et de 1 mm d'ouverture située à 6 m de la base du barrage. Cette même figure montre le maillage choisi ainsi que la division des blocs en éléments finis triangulaires à contraintes constantes sur l'élément.

Le maillage est relativement grossier pour obtenir un calculs précis de l'intensité et de la distribution des contraintes. Néanmoins, le maillage est adéquat pour explorer les possibilités de modélisation de UDEC. Les différentes propriétés du modèle sont décrites au tableau 7.1.

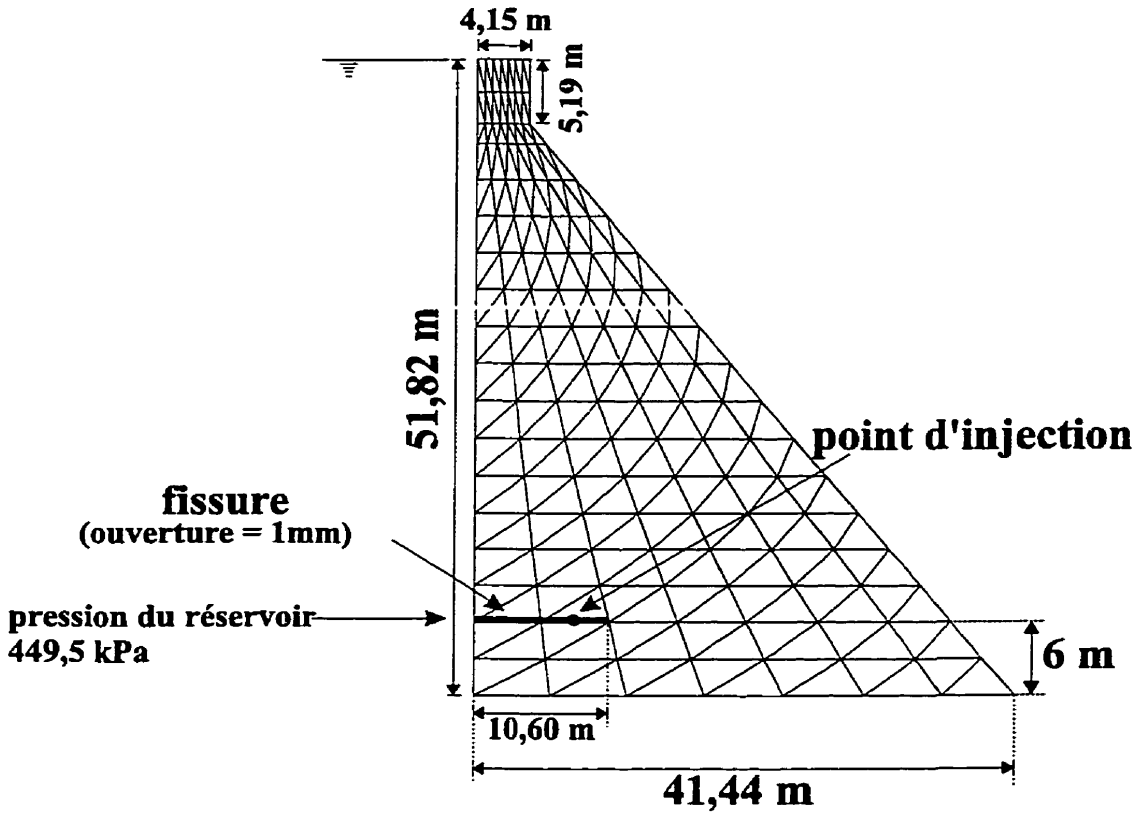


Figure 7.1 Modèle de barrage étudié pour l'injection.

Tableau 7.1 Propriétés du modèle de barrage étudié pour l'injection.

Propriétés du béton	
Densité	2400 kg/m^3
Module élasticité	20670 MPa
Coefficient de Poisson	$\nu = 0{,}20$
Propriétés des contacts	
Ouverture initiale	1mm
Ouverture résiduelle	0,5 mm
Rigidité normale	153E9 Pa/m
Rigidité tangentielle	153E9 Pa/m
Résistance à la traction	
- contacts	1,5 MPa
- fissure	0 MPa
Cohésion - contacts	∞
Propriétés du fluide d'injection	
Coulis de ciment	
Densité	1633 kg/m^3
Viscosité dynamique	15,2E-3 Pa•s
Cohésion	2,45 Pa

Un modèle identique possédant les mêmes propriétés a été développé à l'aide du logiciel commercial d'éléments finis, SAP90 (Wilson et Habibullah, 1992) puisque ce dernier sera également utilisé pour les analyses, tel que mentionné à la section 7.3.3.

7.3 Procédure suivie pour les simulations

7.3.1 Hypothèses

Différentes hypothèses ont été posées pour les analyses :

1. la pleine pression du réservoir est présente dans la fissure à l'état initial ;
2. le barrage est considéré comme une masse de béton intacte et initialement imperméable ;
3. la possibilité de fissuration hydromécanique lors de l'injection est évaluée selon le modèle de fissuration discrète présenté au chapitre 5 ;

4. le module de déformation du béton est considéré constant durant toutes les analyses (état initial et injection). On néglige l'aspect transitoire de mise en charge de la structure par l'injection ;
5. le coulis est considéré soit liquide ou solide. On ne considère pas l'évolution transitoire des propriétés mécaniques lors du processus de solidification ;
6. le coulis est considéré incompressible à l'état liquide ;
7. la compressibilité de la mince lame de coulis durci est négligée ;
8. le processus d'injection du coulis liquide est simulé à l'aide d'analyses hydrauliques en régime permanent ;
9. l'adhérence du coulis aux lèvres de la fissure est considérée adéquate pour transmettre des efforts normaux.

7.3.2 Méthodologie adoptée

La méthodologie suivie pour évaluer la réponse structurale du barrage avant, pendant et après l'injection est illustrée à la figure 7.2.

La figure 7.2a démontre les conditions initiales du système. Les forces considérées sont : le poids-propre du barrage, la poussée hydrostatique provoquée par le réservoir sur la face amont et la sous-pression dans la fissure, égale à la pleine pression du réservoir à cette élévation. Aucune contrainte n'est reprise le long de la zone fissurée ($f_t = 0$). Lors de l'injection (figure 7.2b), les contraintes appliquées par la pression d'injection sont évaluées pour déterminer la possibilité de fissuration hydromécanique ou de soulèvement de l'ouvrage. Le choix de la pression d'injection appliquée est basé sur trois aspects : (1) la distance de pénétrabilité du coulis selon la relation (4.12), c'est-à-dire que la pression d'injection doit être suffisante pour que le coulis puisse se propager adéquatement dans la fissure ou dans la zone à injecter si l'injection s'effectue par étape; (2) la pression d'injection doit être suffisamment élevée pour chasser l'eau présente dans

la fissure (s'il y a lieu) et l'empêcher de s'y réintroduire et (3) la pression d'injection ne doit pas provoquer de fissuration hydromécanique importante ou induire une force de soulèvement supérieure au poids propre du barrage au-dessus de la fissure.

L'état de contraintes après l'injection (figure 7.2c) peut être considéré selon différentes hypothèses : (1) suite à l'injection, la pression est relâchée, le coulis prend la place de l'eau dans la fissure. On suppose alors que l'ouverture de la fissure est inchangée, c'est-à-dire que les contraintes sur le ligament restent égales à leurs valeurs initiales avant l'injection ; (2) la pression d'injection est maintenue jusqu'à la prise du coulis (durcissement). L'ouverture de la fissure peut être augmentée changeant ainsi l'intensité et la distribution des contraintes sur le ligament. Les possibilités de fracturation hydromécaniques sont alors présentes. Pour évaluer l'état de contrainte après l'injection lorsque le coulis est solide et la fissure imperméable, on soustrait les contraintes provoquées par la pression du fluide à l'intérieur de la fissure, calculée selon le cas (1) ou (2) sur la section réparée (pleine valeur du moment d'inertie), à l'état initial de contraintes sur la section fissurée. La section injectée est alors imperméable et continue.

L'incidence des variations du niveau du réservoir sur la structure injectée est évaluée à la figure 7.2d. Les contraintes dues à la variation du niveau du réservoir doivent être évaluées sur un modèle avec la section injectée (non-fissurée). Il faut donc faire une analyse en ne considérant que ce cas de chargement (variation du niveau du réservoir) avec la nouvelle rigidité de l'ouvrage suite à l'injection. L'état de contraintes ainsi évalué, est par la suite additionné aux contraintes après l'injection. Le développement de nouvelles fissures peut alors être étudié. Une procédure similaire a été utilisée pour déterminer l'état de contraintes du barrage-voûte Flumendosa pour un élévation du niveau du réservoir suite à l'injection de fissures, tel que rapporté par Silvano et al., (1997).

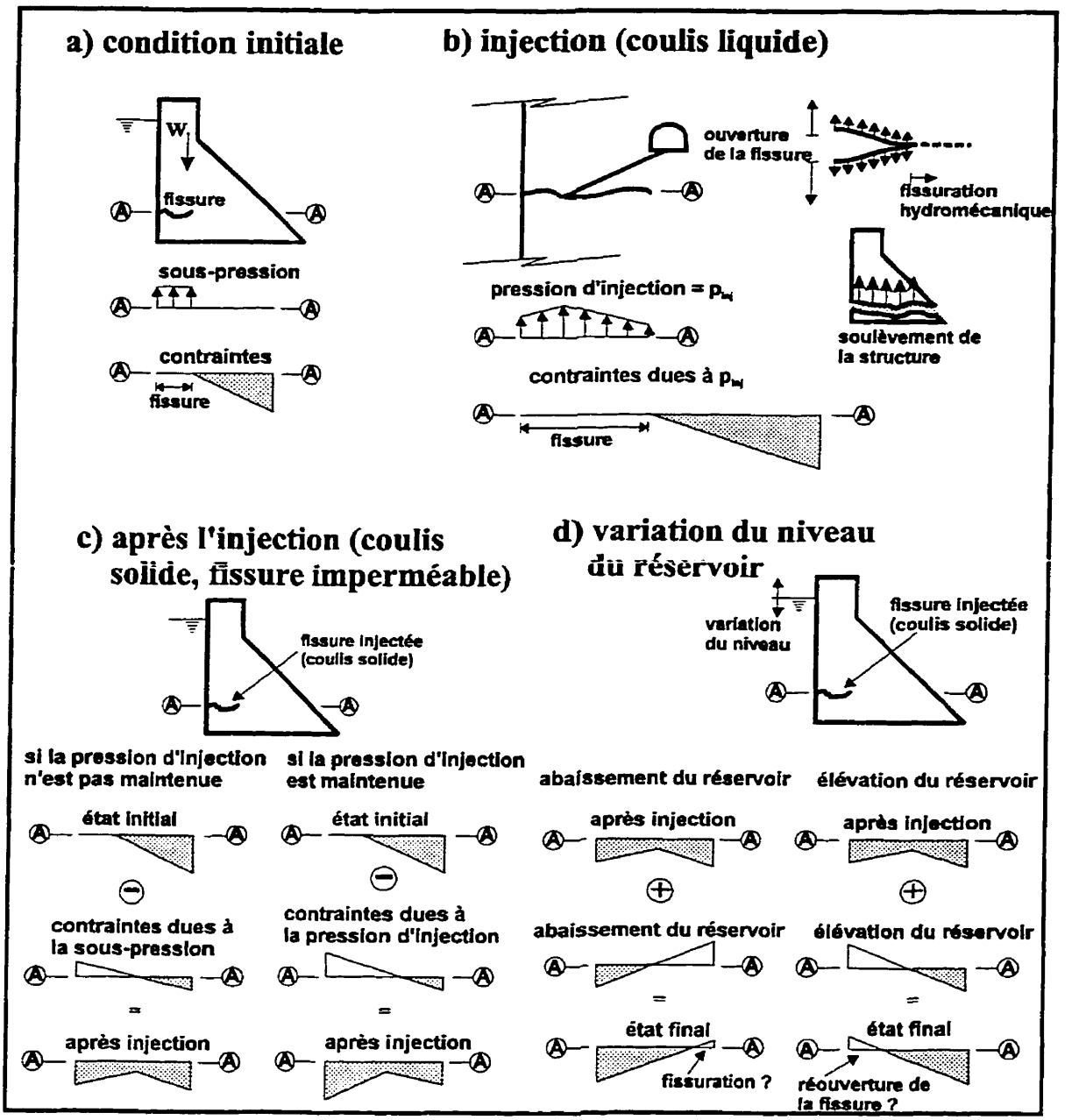


Figure 7.2 Évolution des contraintes lors de l'injection des fissures.

7.3.3 Utilisation des logiciels UDEC et SAP90

Les logiciels UDEC et SAP90 ont été utilisés conjointement pour évaluer les contraintes agissant sur l'ouvrage, avant, pendant et après l'injection. UDEC, pour les possibilités de modélisation hydraulique qu'il permet (loi cubique d'écoulement, fluide de Bingham, calculs hydromécaniques couplés), fut utilisé pour évaluer les contraintes avant (état initial) et pendant l'injection. SAP90, quant à lui, a été utilisé pour déterminer les contraintes suite à l'injection (variations du niveau du réservoir) à partir des résultats obtenus de UDEC pendant l'injection. Pour simuler le comportement de la structure après l'injection, des éléments de treillis possédant une grande rigidité ont été insérés entre certains noeuds du modèle d'éléments finis de SAP90 (figure 7.3). Ces éléments, de forte rigidité, simulent l'épaisseur du coulis de ciment durci dans la fissure injectée. La longueur des éléments de treillis est déterminée par l'ouverture de la fissure aux différents noeuds du maillage, ouverture évaluée par UDEC lors de la simulation donnant les résultats pendant l'injection. À partir de ce modèle (éléments finis et éléments de treillis), il est possible de déterminer la réponse structurale du barrage injecté pour une variation du niveau du réservoir ou toute autre sollicitation. SAP90 a été utilisé à cette fin puisque aucune commande dans UDEC ne permettait de fixer une ouverture mécanique constante.

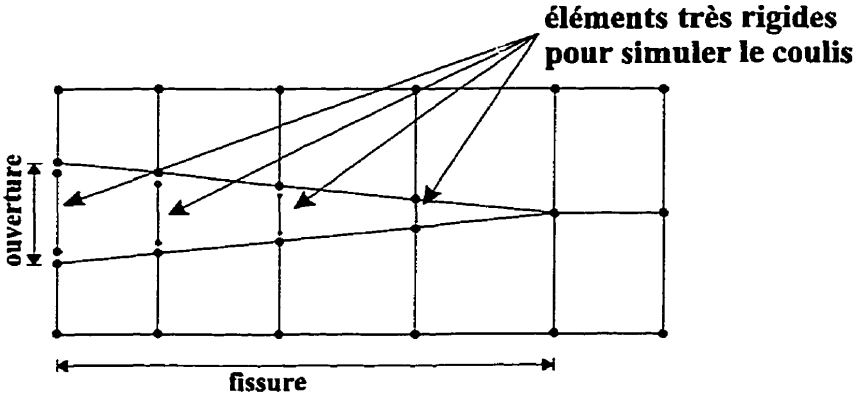


Figure 7.3 Modélisation à partir d'éléments de treillis du coulis de ciment une fois durci.

Pour déterminer les contraintes induites par la pression d'injection, la commande "Potential" de SAP90 a été utilisée. Les pressions ont été spécifiées à tous les noeuds des rangées d'éléments au-dessus et en dessous du plan de fissuration pour éviter la génération d'un gradient de pression dans la direction transversale à la zone étudiée, tel que le rapporte Rheault (1996). Les résultats ainsi obtenus ont par la suite été validés avec le logiciel UDEC à partir d'un modèle élastique sans fissure mécanique mais avec une ouverture hydraulique non nulle le long de la position de la fissure réparée.

Pour s'assurer de la compatibilité des deux modèles (UDEC et SAP90), une première analyse a été effectuée. Les forces prises en compte pour cette analyse sont : le poids du barrage, la poussée hydrostatique amont avec le niveau du réservoir à 51,82 m et la sous-pression triangulaire, présente sur toute la longueur du joint situé à 6 m de la base du barrage. La figure 7.4 illustre les contraintes verticales obtenues le long du joint à l'élévation de 6 m pour les deux logiciels utilisés. UDEC et SAP90 donnent des résultats très semblables, la comparaison de résultats provenant de l'un ou l'autre de ces logiciels est donc justifiée.

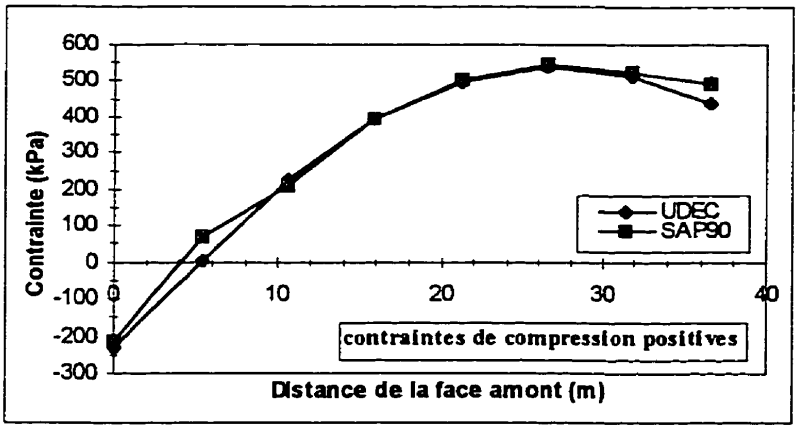


Figure 7.4 Contraintes verticales le long du joint situé à 6 m de la base du barrage (analyse linéaire élastique).

7.4 Simulation numérique de l'injection

Les résultats de la modélisation numérique de l'injection de la fissure de 10 m de longueur et de 1 mm d'ouverture, définie à la section 7.2 (figure 7.1), sont présentés dans cette section.

Lors de l'injection, le niveau du réservoir est fixé à 51,82 m. Le point d'injection est situé à 7,95 m de la face amont du barrage (figure 7.1) et la pression d'injection est de 490 kPa. Cette pression permet de chasser la pression d'eau présente initialement dans la fissure. La figure 7.5 illustre la distribution de la pression d'injection. À la face amont, la pression est égale à la pression du réservoir à cette élévation soit 449,5 kPa. La distribution de la pression observée est en accord avec la théorie de l'injection et avec les équations formulées par Lombardi (1985) (voir chapitre 4). À l'extrémité aval de la fissure (10,60 m), la pression d'injection est insuffisante pour provoquer la propagation de la fissure (fissuration hydromécanique). Une analyse supplémentaire a démontré que la fissuration hydromécanique s'est amorcée à une pression d'injection de 1,1 MPa, ce qui est inférieure à 1,5 MPa qui est la résistance à la traction du béton. Ceci peut être expliqué par la présence de contraintes initiales à la pointe de la fissure par le mécanisme de flexion composée exercé par la résultante de la pression d'injection sur le ligament non fissuré et par le phénomène de concentration de contraintes lors de la représentation d'une fissure par les éléments finis.

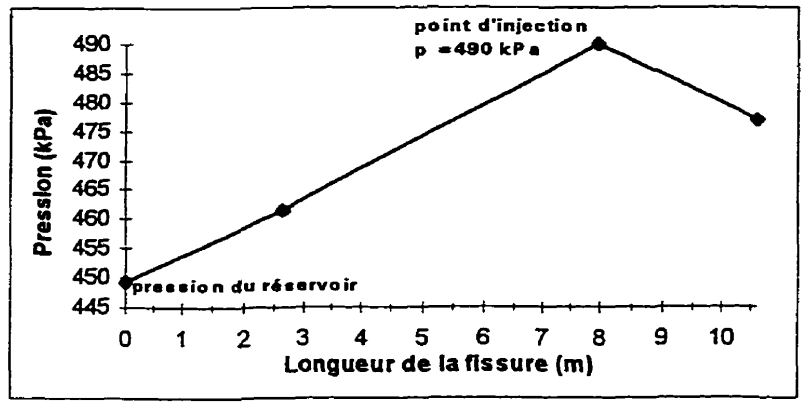


Figure 7.5 Distribution de la pression d'injection dans la fissure.

La figure 7.6 illustre la répartition des contraintes verticales le long de la section où la fissure est présente (élévation de 6 m) , à l'état initial (section fissurée), suite à l'injection (coulis durci, section réparée) et après abaissement du niveau du réservoir à 0 m. La figure 7.6a présente le cas où la pression d'injection a été relâchée immédiatement après avoir chassé l'eau de la fissure alors que la figure 7.6b montre le cas où la pression d'injection fut maintenue jusqu'à la prise du coulis (voir figure 7.2).

Peu de différence se retrouve entre les courbes des figures 7.6a et 7.6b. Ceci s'explique par le fait que la fissure est relativement courte et que la pression d'injection n'est pas beaucoup supérieure à la sous-pression provoquée par le réservoir. Ainsi, l'ouverture de la fissure sous la pression d'injection est très faible (maximum de 0,5 mm) ce qui a peu d'influence sur les résultats, même si la pression d'injection est maintenue jusqu'à la prise du coulis.

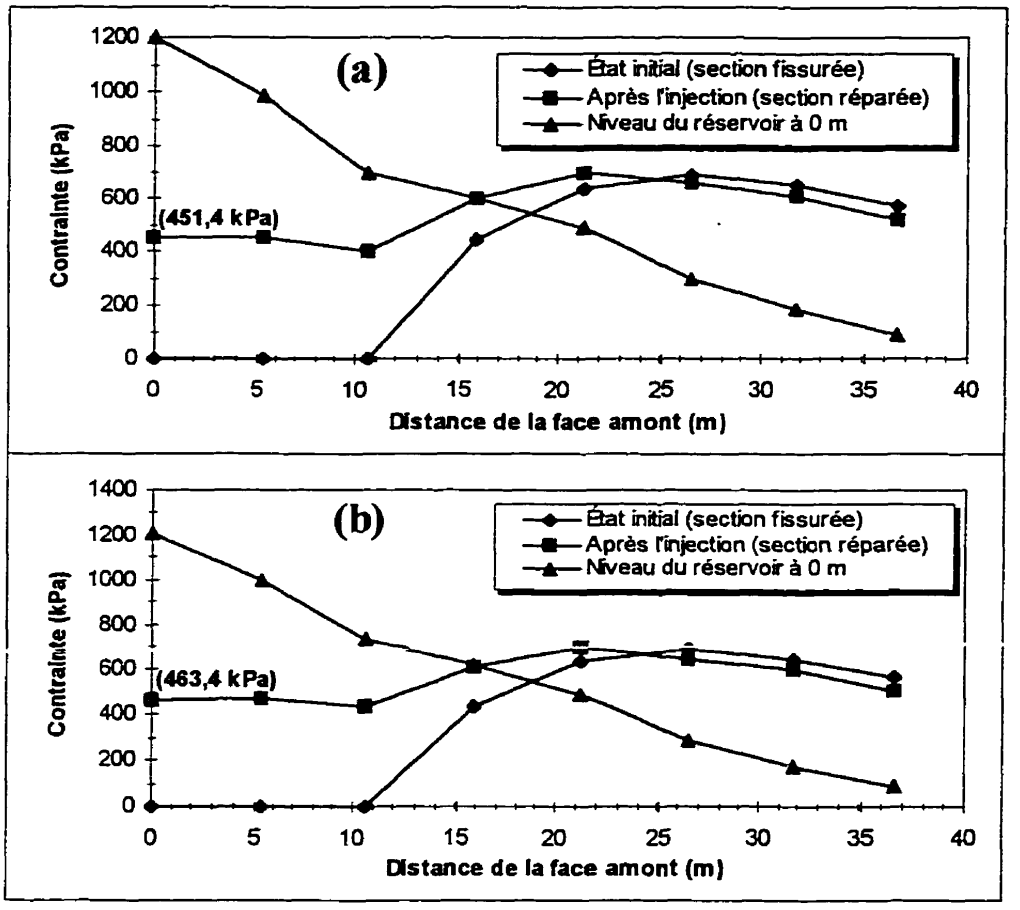


Figure 7.6 Contraintes normales le long de la section à l'élévation 6 m avant l'injection, après l'injection et suite à l'abaissement du réservoir : (a) pression d'injection relâchée après l'injection ; (b) pression d'injection maintenue jusqu'à la prise du coulis.

À l'état initial, aucune contrainte n'est reprise le long de la fissure ($f_t = 0$) alors que le reste de la section est en compression. Après l'injection et l'élimination de la pression du fluide dans la fissure réparée et étanche, la section est totalement en compression (continuité de l'ouvrage restaurée). Dans l'exemple, aucune fissure ne s'est produite suite à l'abaissement du niveau du réservoir après la réfection et la contrainte maximale de compression à l'amont a atteint environ 1,2 MPa, ce qui est très faible.

La figure 7.7 compare les contraintes normales sur la section, après l'injection et dans le cas où il n'y aurait pas eu de fissure. L'injection de la fissure augmente les contraintes de compression dans la partie amont alors qu'elles sont demeurées pratiquement inchangées dans la partie aval. En fait, les contraintes de compression le long de la fissure réparée sont approximativement égales à la pression initiale exercée par le réservoir le long de la fissure initialement ouverte.

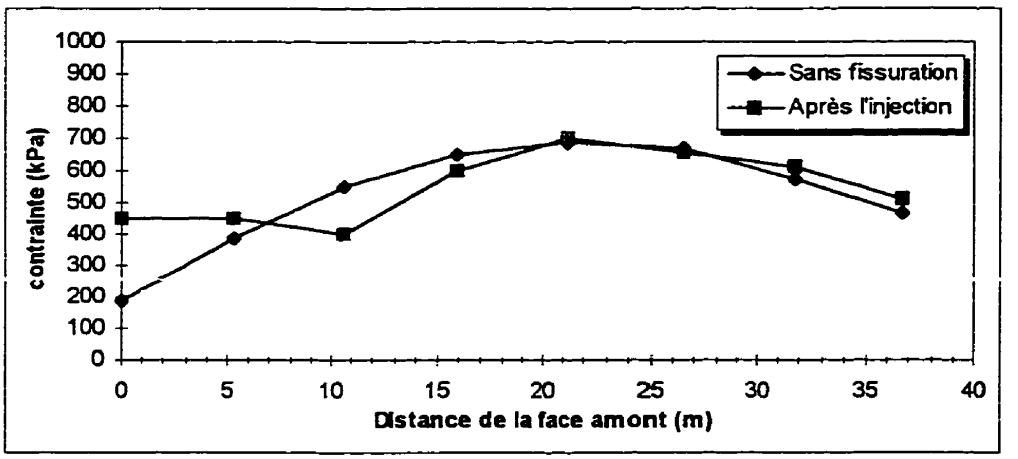


Figure 7.7 Contraintes verticales le long du plan à l'élévation 6 m après l'injection et dans le cas où qu'il n'y aurait pas de fissure.

7.5 Synthèses et conclusions

Une approche possible pour estimer l'incidence du processus d'injection sur l'état des contraintes internes d'un barrage en béton a été présenté dans ce chapitre. L'impact des travaux d'injection sur la distribution des contraintes d'un barrage-poids après l'injection et suite à une variation du niveau du réservoir a été étudié.

Le logiciel UDEC fut utilisé pour ses possibilités de modélisation hydraulique (loi cubique d'écoulement, fluide de Bingham, calculs hydromécaniques couplés) pour évaluer les résultats de l'injection. Cependant, le logiciel SAP90 a été utilisé pour

simuler le comportement de l'ouvrage après l'injection, suite à un abaissement du réservoir, puisque ce logiciel permet plus facilement que UDEC de fixer une ouverture mécanique constante entre deux points (insertion d'éléments de grande rigidité).

Au cours de l'injection, aucune fissuration hydromécanique n'a été observée. Cependant, la résistance à la traction du béton était de 1,5 MPa. Avec une valeur nulle ou plus faible de la résistance à la traction, la propagation de la fissure existante aurait sûrement été observée. Les résultats des simulations démontrent que la section réparée est totalement en compression et que la sous-pression d'eau initialement présente dans la fissure à été éliminée. Aucune contrainte de traction n'est développée sur la section injectée lorsque le niveau du réservoir est abaissé à 0 m et la contrainte de compression maximale sur la face amont est de 1,2 MPa.

Le processus d'injection est un phénomène transitoire très complexe qui est encore soumis à différentes incertitudes quant aux comportement des produits d'injection et à la géométrie des fissures, en autres. Pour estimer l'état de contraintes résultant des travaux d'injection, plusieurs hypothèses ont dues être posées. Il est évident que l'exemple traité ici, dans un contexte en deux dimensions, est très simple, mais il apporte tout de même certains éléments de réponse qui pourront être utilisés dans de futurs travaux.

CHAPITRE 8
CONCLUSIONS

8.1 Sommaire

Ce travail a présenté en premier lieu, une revue de la littérature qui expose différents produits et techniques d'injection ainsi que quelques exemples de cas pratiques (barrages, dalles d'essai) où l'injection de fissures a été effectuée. On y rapporte, en autres, des cas de fracturation hydraulique et de soulèvement de barrage sous la pression d'injection appliquée. La théorie d'écoulement d'un fluide dans une fissure a également été abordée dans le contexte d'une analyse hydromécanique couplée.

Par la suite, des analyses hydromécaniques couplées ont été utilisées pour évaluer le comportement structural d'un barrage-poids de 52 m et de sa fondation à partir d'une étude paramétrique détaillée, en tenant compte de l'interaction entre la réponse mécanique (ouverture des fissures) et la réponse hydraulique (pression, débit) du système.

Finalement, la modélisation du processus d'injection des fissures dans un barrage-poids de 52 m de hauteur a été effectuée, à partir d'analyses hydromécaniques couplées, pour évaluer l'impact des travaux d'injection sur les contraintes internes de l'ouvrage et l'incidence des variations du niveau du réservoir suite à l'injection. Des simulations d'injection ont été effectuées, au préalable, sur différents modèles simples (fissure horizontale ou inclinée, fissure en contact avec le réservoir, réseau de fissures) pour évaluer les limites et possibilités du logiciel UDEC.

Les analyses hydromécaniques ont été effectuées avec le logiciel commercial UDEC (Itasca Consulting Group Inc., 1996) selon la théorie des éléments distincts. Dans ce code de calculs, les structures sont modélisées à partir de blocs imperméables séparés les

uns des autres par des joints où peut se produire l'écoulement d'un fluide. Ce dernier peut être représenté par le modèle rhéologique de Newton (eau) ou de Bingham (coulis de ciment). La loi d'écoulement adoptée est la loi cubique, qui considère l'écoulement comme se produisant entre deux plaques parallèles.

8.2 Conclusions

Les conclusions pouvant être tirées de ce mémoire s'appliquent aux différentes analyses présentées et ce pour les différentes hypothèses formulées. L'extrapolation de ces conclusions à d'autres types d'ouvrages, comme par exemple les barrages-voûtes, ou à toutes autres situations doit se faire avec prudence. Les principales conclusions de cette étude ont été regroupées selon quatre principaux thèmes : (1) la revue de la littérature, (2) le logiciel UDEC, (3) la réponse hydromécanique du système barrage-fondation-réservoir et (4) le processus de simulation de l'injection.

Revue de la littérature

- La littérature scientifique sur l'injection traite en détails des différents produits d'injection (coulis de ciment, résines, etc.) ainsi que des différentes méthodes d'injection (méthode classique, méthode *GIN* - Lombardi et Deere (1993), par exemple). Le produit d'injection le plus souvent rencontré est le coulis de ciment, principalement pour des raisons pratiques et économiques. L'utilisation d'un coulis de ciment stable, représenté par le modèle rhéologique de Bingham, est généralement recommandé. Les propriétés rhéologiques du coulis (viscosité et cohésion) jouent un rôle important dans le processus d'injection puisqu'elles conditionnent l'écoulement dans les fissures.

- Plusieurs travaux de recherche ont été faits au Royal Institute of Technology de Stockholm par Hässler (1991). Les objectifs des travaux étaient, en autres, de

développer un logiciel de recherche pouvant décrire l'écoulement de fluides dans les fissures de masses rocheuses et d'évaluer les facteurs qui influencent les résultats des travaux d'injection. Le modèle développé permet de simuler adéquatement le processus d'injection dans un réseau de joints horizontaux, dans le cas où il n'y a pas d'eau initialement dans les joints. Dans ce cas, l'efficacité du modèle numérique n'a pas été démontrée. Le modèle développé peut également être appliqué en trois dimensions.

- Depuis quelques années, l'institut de recherche d'Hydro-Québec (IREQ) effectue différents essais d'injection sur des dalles de béton de grandes dimensions maintenues dans des conditions environnementales (4 °C, 100% d'humidité) similaires à ce que l'on retrouve dans les barrages. Les études ont conduit à des résultats pratiques concernant l'injection des fissures, des recommandations sur le type de coulis à utiliser, l'équipement offrant le meilleur résultat et le meilleur suivi de l'injection et la méthode adéquate pour une telle opération. Pour les dalles étudiées, l'écoulement du coulis de ciment n'est pas uniformément radial, tel qu'anticipé dans certaines études théoriques avec une fissuration uniforme. Le coulis s'oriente plutôt vers une direction préférentielle selon les différentes caractéristiques des fissures (ouverture, rugosité, orientation) qui sont très difficiles à déterminer en pratique.

- Plusieurs exemples de travaux d'injection qui ont été effectués sur différents barrages sont rapportés dans la littérature. Ces articles traitent, en autres, des problèmes qui ont induit la fissuration ainsi que des produits et techniques d'injection. On y rapporte également les pressions d'injection en cause ainsi que différents problèmes ou particularités rencontrés, comme par exemple la fracturation hydromécanique (barrage-voûte Zillergründl) et le soulèvement de l'ouvrage (barrage-poids Isle-Maligne) sous la pression d'injection.

- Peu de documentation traite de la simulation numérique du processus d'injection des fissures dans les barrages en béton.

Logiciel UDEC

Certaines conclusions peuvent être tirées, suite aux analyses effectuées, sur l'utilisation du logiciel UDEC.

- UDEC offre des possibilités de modélisation très intéressantes : couplage hydromécanique ou thermique, écoulement de fluide dans les discontinuités, modèles de joints de Barton-Bandis, modèle de Bingham pour représenter les coulis de ciment, etc. Cependant, UDEC demande la définition de plusieurs paramètres difficiles à estimer en pratique (géométrie et orientation des fissures, ouverture hydraulique, rugosité, etc.) pour l'utilisation de ces modèles.
- UDEC est un logiciel d'analyse non-linéaire qui doit être utilisé avec prudence. L'incidence des valeurs associées aux nombreux paramètres de calcul, inhérents aux différents modèles, doit être évaluée à partir d'analyses de sensibilité des paramètres.
- UDEC ne permet que la modélisation en deux dimensions alors que le processus d'injection est tridimensionnel. Le logiciel 3DEC, qui est la version trois dimensions de UDEC, ne permet cependant pas l'écoulement d'un fluide dans les joints.
- UDEC permet difficilement de fixer constant le déplacement des lèvres d'une fissure (ouverture mécanique).
- La méthode des éléments distincts permet de représenter les problèmes particuliers de fissuration ou les études de stabilité (grands déplacements).
- L'utilisation de UDEC pour des problèmes complexes ou pour des maillages très raffinés a démontrée des problèmes de convergence numérique.
- UDEC doit être considéré comme un outil complémentaire aux méthodes d'analyses plus traditionnelles (méthode de gravité, méthode des éléments finis).

Réponse hydromécanique du système barrage-fondation-réservoir (barrage-poids de 52 m)

Plusieurs conclusions peuvent être tirées concernant la modélisation hydromécanique dans UDEC pour l'étude de la réponse des barrages-poids en béton (paramètres de calculs, hypothèses, fonctionnement et possibilités de UDEC, calculs hydromécaniques couplés, etc.).

- La loi cubique est utilisée pour modéliser l'écoulement dans une fissure et des facteurs de corrections viennent prendre en compte les caractéristiques particulières de la fissure (rugosité, fissure sinueuse, etc.).
- Dans la loi cubique d'écoulement, l'ouverture hydraulique de la fissure est à la puissance 3. Une faible variation de l'ouverture peut avoir une grande influence sur la valeur du débit d'écoulement.
- L'ouverture hydraulique de la fissure est utilisée pour évaluer les conditions d'écoulement dans la loi cubique. Dans UDEC, l'ouverture hydraulique d'une fissure peut être différente de l'ouverture mécanique.
- Les valeurs des rigidités normale et tangentielle de la fissure influencent beaucoup les déplacements de la structure lors d'une analyse. De façon générale, la règle du pouce proposée dans le manuel d'utilisation du logiciel UDEC (la rigidité des contacts est posée égale à dix (10) fois la plus grande rigidité des blocs voisins) pour évaluer ces rigidités a donnée de bons résultats.
- En posant les valeurs de la résistance à la traction et de la cohésion des joints très élevées (infinies), le comportement du modèle devient linéaire élastique. Les résultats ainsi obtenus se comparent aux résultats calculés avec la méthode des éléments finis.
- Deux approches sont généralement utilisés pour représenter la propagation d'une fissure dans une structure de béton : le modèle de fissuration discrète et le modèle de

fissuration diffuse. UDEC est basé avant tout sur le modèle de fissuration discrète, le long des joints de géométrie prédéterminée.

- L'utilisation du modèle constitutif de Mohr-Coulomb, tel qu'implanté dans UDEC, est adéquate pour représenter la rupture en traction du béton de masse.
- Des problèmes de convergence numérique ont été observés pour le modèle de fissuration diffuse lorsque la résistance à la traction des blocs étaient posée nulle.
- Le choix du modèle constitutif décrivant la fissuration du béton en traction (élasto-fragile ou avec adoucissement en traction) a une forte influence sur les résultats.
- Dans UDEC, le modèle de joints avec résistance résiduelle offre l'option de ne permettre l'écoulement dans les contacts que lorsque la résistance à la traction est dépassée, représentant ainsi le modèle de fissuration discrète.
- Le modèle de joints de Barton-Bandis représente bien le comportement réel des joints dans le roc. Cependant, quelques analyses ont démontrés que ce modèle de joints n'est encore que d'utilisation limitée dans UDEC, principalement parce que ce dernier nécessite la connaissance de nombreux paramètres de modélisation et que l'algorithme d'écoulement de fluide dans les joints, pour ce modèle, comportait une erreur de programmation (annexe B) dans la version utilisée initialement (UDEC version 3.00.003).
- La littérature rapporte que la relation force-déplacement normal en compression des joints dans le roc ou le béton est parabolique plutôt que linéaire. Le modèle de Coulomb a été modifié pour se rapprocher d'un tel comportement.
- L'effet du réservoir est introduit dans UDEC par son action mécanique (force) et/ou hydraulique (pression) sur les frontières du modèle (barrage, fondation).
- Le glissement de certains joints dans la fondation a été observé lorsque les valeurs de l'angle de friction et de l'angle de friction résiduelle étaient de 55° et 45°, respectivement.
- L'utilisation de conditions frontières mécaniques fixes pour le modèle de fondation doit être faite avec vigilance dans le cas d'un modèle de faibles dimensions. Plusieurs

fissures verticales et mêmes certaines horizontales ont été observées pour de telles conditions frontières.

- Les analyses ont démontré la formation d'une fissure verticale de profondeur importante dans la partie amont de la fondation, lorsque la résistance à la traction de cette dernière était considérée nulle. La formation de cette fissure a comme influence de diminuer le facteur de sécurité au glissement du barrage et d'augmenter le déplacement horizontal à la crête par rapport à un calcul linéaire élastique.
- La prise en compte de contraintes initiales in situ dans la fondation limite la profondeur de la fissure verticale qui se produit dans la fondation et diminue le déplacement horizontal à la crête du barrage.
- Une fondation avec un module de déformation inférieur à celui du barrage, a entraîné une distribution de contraintes entièrement en compression le long du contact barrage-fondation.
- La présence d'un rideau d'injection est simulée dans UDEC en réduisant la perméabilité de certains joints de la fondation. Le rideau d'injection réduit l'importance des pressions dans la fondation et au contact barrage-fondation.
- La simulation d'un rideau de drainage s'est faite en fixant la pression dans certains domaines du modèle aux valeurs désirées selon l'efficacité du drain. Le drainage réduit les pressions dans la fondation et au contact barrage-fondation.
- Pour le système considéré, la prise en compte des phases de construction et du remplissage du réservoir, n'a pas eu d'incidence significative sur les résultats comparativement aux calculs effectués sans tenir compte des phases de construction.

Simulation de l'injection

Les conclusions concernant les simulations de l'injection de fluide dans les fissures pour des modèles simples ou le modèle complet de barrage sont regroupées ici.

- Les résultats obtenus avec UDEC (distribution de pression, débit d'écoulement, ouverture des fissures) pour différentes situations pouvant se rencontrer lors de l'injection de fissures dans un barrage en béton (fissure horizontale ou inclinée, fissure en contact avec le réservoir, réseau de fissures) sont en accord avec les résultats publiés par Lombardi (1985).
- Le modèle de Bingham est utilisé pour représenter le comportement des coulis de ciment stable. Ce modèle prend en compte les deux paramètres principaux d'un coulis stable : viscosité et cohésion.
- Une force minimale doit être appliquée pour mettre un fluide de Bingham en mouvement. Cependant, un coulis possédant une cohésion ne pourra s'étendre au-delà d'une distance maximale, fonction de la pression d'injection, et ce indépendamment du temps durant lequel la pression est appliquée.
- Suite à l'injection d'une fissure hypothétique sur le barrage de 52 m, les contraintes normales le long de la section réparée (supposée imperméable) sont en compression. Les contraintes de compression le long de la fissure injectée sont approximativement égales à la sous-pression, provoquée par l'eau du réservoir, initialement présente dans la fissure.
- Aucune fracturation hydraulique ne s'est produite lors de l'injection en considérant la résistance à la traction du béton égale à 1,5 MPa. Cependant, pour une résistance à la traction du béton nulle, même la force de sous-pression du réservoir était suffisante pour propager la fissure de 10 m initialement présente.
- L'abaissement du niveau du réservoir suite à l'injection, n'a pas induit la formation d'une nouvelle fissure dans la partie aval du barrage.
- On doit rappeler qu'il s'agissait ici d'un exemple d'application très simple visant à explorer les possibilités de UDEC.

L'injection des fissures est un processus complexe où réside toujours certaines incertitudes quant aux propriétés des produits d'injection, à la géométrie et aux

propriétés des fissures, à l'écoulement du fluide dans les fissures, à la prise du coulis, aux caractéristiques des calculs hydromécaniques couplés, etc. Des hypothèses sont formulées et des modèles sont utilisés pour représenter le plus adéquatement possible les processus physiques en cause. Or, de nouveaux outils, comme par exemple le logiciel UDEC, sont aujourd'hui à notre disposition. Ces derniers peuvent apporter certaines réponses par le biais d'analyses paramétriques permettant de concevoir et gérer l'exécution d'une injection à partir de critères rationnels en complémentarité aux essais de laboratoire et in situ.

8.3 Suggestions pour la poursuite des recherches

- Il serait très utile d'étudier le processus d'injection à partir d'un système en trois dimensions pour évaluer la distribution du fluide d'injection ainsi que la distribution de la pression. En réalité, la pression d'injection se distribue selon toutes les directions du plan de fissuration prenant ainsi la forme d'un cône de pression, avec son maximum au point d'injection, qui applique une force de soulèvement sur le barrage.

- Certains résultats expérimentaux, comme ceux obtenus dans le cadre des travaux à l'Institut de recherche d'Hydro-Québec (IREQ), pourraient être exploités dans le but de les comparer aux résultats de simulations numériques. UDEC n'a pas été utilisé à cette fin dans le cadre de ce travail de recherche pour différentes raisons, comme par exemple la difficulté de transposer les résultats expérimentaux à un modèle deux dimensions de UDEC. Dans ce travail, il a plutôt été décidé de mettre l'accent sur la comparaison entre les simulations numériques et les solutions analytiques.

- Le langage de programmation FISH, inclus dans UDEC, offre des possibilités très intéressantes pour contrôler certaines variables lors des analyses ou pour définir de

nouvelles fonctions. L'utilisation de FISH semble être une alternative efficace pour améliorer les capacités de UDEC pour modéliser le processus d'injection des fissures.

- Les fissures ont toujours été considérées parfaites (propres, droites, parois parallèles) ce qui n'est pas le cas en réalité. Il serait important de vérifier l'impact sur l'écoulement de prendre en compte la rugosité de la fissure, la présence de particule à l'intérieur de celle-ci ou de considérer le fait que la fissure est tortueuse. La façon de prendre en compte ces points, a été discutée au chapitre 4.

- Pour toutes les analyses effectuées, les propriétés rhéologiques du coulis (viscosité, coulis) ont été considérées constantes alors qu'il fut démontré qu'elles variaient dans le temps (voir chapitre 4). Il est possible de faire varier les valeurs de ces propriétés dans le temps avec UDEC, ce qui serait une avenue intéressante à explorer. De plus, la dilution du coulis au contact de l'eau du réservoir dans la fissure a été négligée. Cette dilution a sûrement un impact sur la réussite de l'injection.

- Les contraintes reprises par le barrage suite à l'injection pourraient être analysées sous diverses sollicitations, comme par exemple lors des variations saisonnières de température, lors d'une crue, sous une poussée de glace ou lors d'un séisme.

- L'étude de la réponse hydromécanique pourrait être appliquée sur un barrage-voûte. Ce type de barrage est généralement soumis à des contraintes et des déplacements beaucoup plus élevés qu'un barrage-poids. À cet effet, Beyeler et al. (1997) rapporte l'utilisation de UDEC pour évaluer le comportement hydromécanique, en deux dimensions, du barrage-voûte Santa Maria en Suisse. Les forces appliquées sur la structures ont préalablement été évaluées à partir d'un modèle d'éléments finis en trois dimensions.

- L'étude de l'utilisation du modèle de fissuration diffuse dans UDEC aurait avantage à être développée. Une meilleure compréhension des possibilités de modélisation de UDEC à représenter la fissuration diffuse serait utile, par exemple, pour suivre la propagation d'une fissure qui se développerait dans le béton de masse en non le long d'un joint.

- Différentes simulations d'injection sur un modèle complet de barrage pourraient être faites: injection d'une fissure inclinée, injection en séquences (différents points d'injection), injection de joints de reprise, injection sans réservoir (réservoir à 0 m), injection de fissures superposées, injection en présence d'un système de drainage, etc.

Bien sûr, il ne s'agit là que de quelques idées. Nombreuses sont les voies qui pourraient être explorées pour la poursuite de ce travail.

RÉFÉRENCES

ATKINSON, C., THIERCELIN, M., 1993. The interaction between the wellbore and pressure-induced fractures. International Journal of Fracture, Vol. 59, pp. 23-40.

BALLIVY, G., SALEH, K., MNIF, T., MANIEZ, J., LANDRY, L.M., NADEAU, M., 1992. Rehabilitation of concrete dams : laboratory simulation of cracking and injectability. Soil Improvement and Geosynthetics Conference, ASCE, New Orleans, p.614-625.

BANDIS, S.C., LUMSDEN, A.C., BARTON, N.R., 1983. Fundamentals of rock joint deformation. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., vol. 20, no. 6, pp. 249-268.

BARTON, N., BANDIS, S., 1982. Effects of block size on the shear behavior of jointed rock. Keynote Lecture , 23rd U.S. Symp. on Rock Mechanics, Berckeley, California.

BARTON, N., BANDIS, S., BAKHTAR, K., 1985. Strength, Deformation and Conductivity Coupling of Rock Joints. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., vol. 22, no. 3, pp. 121-140.

BERCHTEN, A.R., 1985. Repair of the Zeuzier arch dam in Switzerland. Commission Internationale des Grands Barrages, Quinzième Congrès des Grands Barrages, Q.57, R.40, Lausanne 1985, p. 693-711.

BEYELER, P., HAUENSTEIN, W., LIER, P., OTTO, B., 1997. Performance as an indicator of the safety of arch dams with special reference to the wide spanned arch dam Sta. Maria. Hydropower'97, Broch, Lysne, Flatabo & Helland-Hansen (eds), Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5410 888 6, pp.349-357.

BHATTACHARJEE, S.S., GHRIB, F., TINAWI, R., LÉGER, P., 1995. Poro-fracture analysis of concrete using a damage mechanics model. Fracture Mechanics of Concrete Structures, Proceedings FRAMCOS-2, Edited by Folker H. Wittmann, AEDIFICATIO Publishers, D-79104, Freiburg, Switzerland, pp. 1057-1066.

BHATTACHARJEE, S.S., 1996. FRAC_DAM : A computer program to predict the fracture and damage response of solid concrete structure. Report No. EPM/GCS-1996-03, Department of Civil Engineering, Ecole Polytechnique de Montreal, Montreal, Canada.

BIEDERMANN, R., 1982. General view. Abnormal behavior of Zeuzier arch-dam (Switzerland), Wasser énergie luft, special issue for the ICOLD-Congress 1982, Rio de Janeiro, p.66-70.

BOUDAYA, I., 1993. Répartition de la pression d'injection d'un coulis de ciment dans une fissure. Mémoire de maîtrise en sciences appliquées, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Canada, janvier 1993.

BOURDAROT, E., MAZARS, J., SAOUMA, V., 1994. "Case Study". Dam Fracture and Damage. Balkema. Rotterdam, pp.249.

BRUCE, D.A., De PORCELLINIS, P., 1991. Sealing cracks in concrete dams to provide structural stability. Hydro Review, July 1991, pp. 116-124.

BRÜHWILER, E., SAOUMA, V.E., 1991. Water fracture interaction in cracked concrete dams. Proceedings of the International Conference on Dam Fracture, Boulder, Colorado, USA, pp. 553-568.

BULOTA, G., IM, O., LARIVIÈRE, R., 1991. Le barrage Daniel-Johnson : un vieillissement prématuré. Commission Internationale des Grands Barrages, Dix-septième Congrès des Grands Barrages, Q.65, R.11, Vienne 1991, p. 187-210.

CAMBEFORT, H., 1964. Injection des sols : Principes et méthodes. Paris Eyrolles, Tome 1, 393 pages.

CAMPBELL-ALLEN, D., ROPER, H., 1991. Concrete structures : materials, maintenance and repair. Longman Scientific & Technical, John Wiley & Sons, Inc., New-York, ISBN 0470-21727-8, 369 pp.

CUNDALL, P.A., 1971. A Computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems. Proceeeding of the Symposium of the International Society of Rock Mechanics, Nancy, France, Vol.1, Paper No.II-8, pp.128-132.

CUNDALL, P.A., MARTI, J., BERESFORD, P.J., LAST, N.C., ASGIAN, M.I., 1978. Computer Modeling of Jointed Rock Masses, U.S. Army Enginneer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, Tech. Report N-78-4, August.

ERBAN, P.J., GELL, K., 1988. Consideration of the interaction between dam and bedrock in a coupled mechanic-hydraulic FE program. Rock Mechanics and Rock Engineering, 21, pp. 99-117.

ELECTRIC POWER RESEARCH INSTITUTE, 1992a. CRFLOOD : A numerical model to estimate uplift pressure distribution in cracks in concrete gravity dams. Report EPRI TR-101671, Volume 4, Project 2917-07, Final Report, November 1992.

ELECTRIC POWER RESEARCH INSTITUTE, 1992b. Uplift Pressure in Cracks in Concrete Gravity Dams - An Experimental Study. Report EPRI TR-101672, Volume 8, Project 2917-07, Final Report, December 1992.

EWERT, F.K., 1992. The individual groutability of rocks. Water Power & Dam Construction, January 1992, pp. 23-30.

FONTANA, O., EGGER, P., DESCOEUDRES, F., 1995. Étude des écoulements et des déformations couplées dans le massif de fondation du barrage d'Albigna (GR). Research and developement in the field of dams, Crans-Montana, Switzerland, September 1995, pp.265-275.

GIESECKE, J., ROMMEL, M., SOYEAUX, R., 1991. Seepage Flow Under Dams with Jointed Rock Foundation - Parametrical Studies of Simulated 2-Dimensional joint Patterns. Commission Internationale des Grands Barrages, Dix-septième Congrès des Grands Barrages, Vienne, Q.66, R.17, pp. 281-306.

HÄSSLER, L., STILLE, H., HÄKANSSON, U., 1987. Simulation of grouting in jointed rock. Proceedings of the 6th International congress on rock mechanics, Montreal, A.A. Balkema, pp.943-946.

HÄSSLER, L.,1991. Grouting of rock - simulation and classification. Royal Institute of Technology, Department of Soil and Rock Mechanics, Stockholm, 159 pp.

HÄSSLER, L., HÄKANSSON, U., STILLE, H., 1992. Computer simulated flow of grouts in jointed rock. Conference on Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, ASCE, New-Orleans, pp. 461-473.

ICOLD/CIGB, 1997. CONCRETE DAMS - CONTROL AND TREATMENT OF CRACKS. Review and case histories, Bulletin 107, CIGB/ICOLD, Paris, France, April 1997, 271 pp.

ITASCA CONSULTING GROUP INC., 1996. UDEC (Universal Distinct Element Code), User's manual, version 3.0, Minneapolis, Minnesota, USA.

IWAI, K., 1976. Fundamental studies of the fluid flow through a single fracture. Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley, 208 pp.

KHANFOUR, A., 1995. Modélisation par éléments finis du comportement structural des barrages en béton. Thèse de maîtrise, Chaire industrielle CRSNG/Hydro-Québec/Alcan sur la sécurité et l'intégrité des barrages existants en béton, École Polytechnique de Montréal, Rapport No. EPM/GCS 1995-03, avril 1995, 121 pages.

KHAYAT, K.H., BALLIVY, G., GAUDREAULT, M., 1997. High-performance cement grout for underwater crack injection. Canadian Journal of Civil Engineering, volume 24, number 3, June 1997, pp. 405-418.

LEMOS, J.V., CUNDALL, P.A., DASGUPTA, B., 1996. Earthquake analysis of concrete gravity dams on jointed rock foundations. 2nd International Conference on Dam Safety Evaluation, Trivandrum, India, 26-30 November 1996, pp. 339-350.

LINSBAUER, H.M., SAJANA, A., 1994. Grouting of cracks (joints) in dams fracture mechanics based considerations. Fracture Mechanics for Hydrelectric Power Systems, Proceedings of the Symposium, Vancouver, BC, Canada, September 1994, pp. 71-79.

LOMBARDI, G., 1985. The role of cohesion in cement grouting of rock. Commision Internationale des Grands Barrages, Quinzième Congrès des Grands Barrages, Q.58, R.13, Lausanne, p. 235-261.

LOMBARDI, G., 1990. Fissured rock masses permeability. Rev. Franç. Géotech., No. 51, April 1990, pp. 5-29.

LOMBARDI, G., 1991. Kölnbrein dam : an unusual solution for an unusual problem. Water Power & Dam Construction, June 1991, pp.31-34.

LOMBARDI, G., 1993. Injection des massifs rocheux et fissuration des barrages en béton. Conférence Hydro-Québec, Montréal.

LOMBARDI, G., DEERE, D., 1993. Grouting design and control using the GIN principle. Water Power & Dam Construction, June 1993, pp.15-22.

LOUIS, C., 1969. A study of groundwater flow in jointed rock and its influence on the stability on rock masses. Rock mech. Res. Rep. 10, Imp. Coll., London, 90 pp.

RHEAULT, S., 1996. Le facteur de concept de sécurité dans l'évaluation de la stabilité structurale des barrages-poids lors des crues. Thèse de maîtrise, Chaire industrielle CRSNG/Hydro-Québec/Alcan sur la sécurité et l'intégrité des barrages existants en béton, École Polytechnique de Montréal, Rapport No. EPM/GCS 1996-01, janvier 1996, 241 pages.

ROMM, E.S., 1966. Flow characteristics of fractured rocks (in Russian), Nedra, Moscow, 283 pp.

SALEH, K., 1993. Rapport de synthèse et de recommandation sur les méthodes, produits et équipements d'injection. Institut de recherche d'Hydro-Québec, rapport IREQ-93-211, Varenne, Québec, août 1993, 46 p.

SALEH, K., DUMONT, C., 1994. Fissuration et travaux d'injection de la voûte 5-6 du barrage Daniel-Johnson (1964-1983). Institut de recherche d'Hydro-Québec, rapport IREQ-94-222, Varenne, Québec, octobre 1994, 49 p.

SALEH, K., LAPOINTE, R., 1996. Étude de trois méthodes d'injection pour le barrage Daniel-Johnson : classique, classique modifiée et G.I.N. Institut de recherche d'Hydro-Québec, rapport IREQ-96-116, Varenne, Québec, juillet 1996, 24 p.

SCHÖBERL, P., 1996. Crack sanitation at Zillergründl arch dam. ICOLD/CIGB Symposium in Stockholm on Repair and upgrading of dams, Stockholm, June 1996, pp. 53-63.

SILVANO, R., FRONGIA, F., MONDADA, A., PIAZZA, A., 1997. Repair works at Flumendosa arch dam. Commission Internationale des Grands Barrages, Dix-neuvième Congrès des Grands Barrages, Q.75, R.39, Florence 1997, p. 525-538.

SMOAK, G.W., 1991. Crack repairs to Upper Stillwater dam. Concrete International, volume 13, number 2, February 1991, pp. 33-36.

TSANG, Y.W., 1984. The effect of tortuosity on fluid flow through a single fracture. Water Resources Research, vol. 20, no. 9, September 1984, pp.1209-1215.

TURCOTTE, L., SAVARD, B., LOMBARDI, G., JOBIN, H., 1994. The use of stable grout and GIN technique in grouting for dam rehabilitation. 1994 CDSA/CANCOLD Conference, Winnipeg, Manitoba, BiTech Publishers, pp.137-162.

WAGNER, E.K., ZENZ, G., 1994. Influence of inspection galleries on local crack propagation. Dam Fracture and Damage, Bourdarot, Mazars & Saouma (eds) © 1994 Balkerma, Rotterdam, ISBN 90 5410 369 8, pp.203-210.

WILSON, E.L., HABIBULLAH, A., 1992. SAP90. A series of computer programs for the finite elements analysis of structures. Structural analysis. Users manual. Computers ans Structures Inc. Berkeley, California, 287 pp.

WITHERSPOON, P.A., WANG, J.S.Y., IWAI, K., GALE, J.E., 1980. Validity of cubic law for fluid flow in a deformable rock fracture. Water Resources Research, vol. 16, no. 6, December 1980, pp. 1016-1024.

WITTKE, W., 1990. Rock mechanics. Theory and applications with case histories. Springler-Verlag, ISBN 0-387-52719-2, 1075 pp.

ANNEXE A

EXEMPLE DE FICHIER DE DONNÉES UDEC

Cet annexe présente le fichier de données qui fut utilisé pour l'exemple de la section 5.6.1 (essai de fendage). Les caractères en italiques représentent des commentaires ou des explications qui ne font pas partie intégrante du fichier.

```
; Essai de fendage - section 5.6.1
; Unités (N,m)
call jmat.fin        (accès pour FISH aux propriétés des joints et contacts)
call contact.fin
config p_stress      (option contraintes planaires)
round 0.00010

; Définition du maillage
block (-0.150,0) (-0.150,0.300) (0.150,0.300) (0.150,0)
crack -0.050,0.300 -0.050,0.200
crack -0.050,0.200 0.050,0.200
crack 0.050,0.200 0.050,0.300
crack 0,0 0,0.200
delete block 2493
jset 0,0 0.300,0 0,0 0.010,0 -0.150,0
jset 90,0 0.300,0 0,0 0.010,0 -0.150,0

; Blocs déformables
gen quad 0.015       (définition des éléments finis triangulaires)

; Propriétés des joints
prop jmat=1 jfr=55 jperm=0 azero=1e-6 ares=1e-6 &
jkn=7.97237e12 jks=7.97237e12 jten=1e20 jcoh=1e20
change jmat=1 jcons=5

prop jmat=2 jfr=55 jperm=54.86 azero=1e-6 ares=1e-6 &
jkn=7.97237e12 jks=7.97237e12 jten=2.54e6 jrten=2.54e6 jcoh=1e20
change jmat=2 jcons=5 range -0.000001,0.000001 0,0.200

prop jmat=3 jfr=55 jperm=54.86 azero=1e-6 ares=1e-6 &
jkn=7.97237e12 jks=7.97237e12 jten=0 jcoh=1e20
change jmat=3 jcons=5 range cont 2957 10463 10509 10085 10039 9615 &
```

```
9661 9237 8767
; Propriétés des matériaux
prop mat=1 d=2200 k=13.511e9 g=10.133e9  (béton)
fluid d=1000    (eau)

; Conditions frontières
bound xvel=0 yvel=0 range -0.0101,-0.0099 -0.00001,0.00001
bound yvel=0 range 0.0099,0.0101 -0.000001,0.000001

; Pression dans la fissure
*pfix pp=1.23e6 range dom 10121 10545 9273 9697 8425
; (rupture à 1,24 MPa)

; Forces horizontales Fs
bound xload=-7500  range -0.0501,-0.0499 0.2899,0.2901
bound xload=7500  range 0.0499,0.0501 0.2899,0.2901

; Section FISH pour modèle d'adoucissement
def adoucissement
while_stepping       (à chaque cycle de calculs)
ic = contact_head     (variable qui contient une liste de tous les contacts)
loop while ic # 0
depl_n = fmem(ic+$kcn)  (évalue le déplacement normal d'un contact)
if depl_n > 1.200e-6  then
      c_nforce(ic)=-4.9e-3*(2.54e6-17.9e9*depl_n)  (retourne une force normale)
end_if
if depl_n > 0.143e-3 then
      c_nforce(ic)=0
end_if
ic = c_next(ic)  (prochain contact)
end_loop
end

; Résolution
set flow steady
set j5flow=off  (écoulement dans les contacts que si ft est dépassée)
set jcondf=5
damp auto
solve
```

ANNEXE B

MISE EN GARDE

L'ingénieur a toujours la responsabilité de vérifier l'exactitude des résultats fournis par un logiciel lors de simulations numériques. La commercialisation d'un logiciel ne garantit en aucun cas que ce dernier soit exempt d'erreurs de programmation ou autres. À cet effet, voici deux courriers électroniques reçus de Itasca Consulting Group Inc., distributeur du logiciel UDEC, qui confirment la présence d'erreurs dans le logiciel lui-même et dans le manuel d'utilisation.

TO: Ecole Polytechnique Montreal
ATTN: Martin Roberge
RE: Fluid flow in BB joints
FROM: Mark Christianson

Dear Martin,

I am emailing you a newer version of UDEC which appears to fix your problems with the BB joint model. I was not able to determine why ex2.dat did not work, but it works with this newer version. The problem with the fluid flow was a bug in the part of the BB joint model which reports the hydraulic apertures to the flow logic. This has now been fixed. Please let me know if you have additional difficulties.

Mark

Itasca Consulting Group, Inc.
708 South Third Street, Suite 310
Minneapolis, MN 55415, U.S.A.
(612) 371-4711 (phone)
(612) 371-4717 (fax)
icg@itascacg.com (email)

internal Itasca REF: 216

Re: To Loren
Date: Wed, 2 Sep 98 11:03:53 CDT
From: icg@itascacg.com
To: Martin Roberge mroberge@struc.polymtl.ca

Dear Mr. Roberge,

Loren is away from the office for a couple of weeks, so I will try to answer your questions.

1. Command PRINT ZONE PRINC should print in the 5th column the angle of the most compessive principal stress (i.e. SIGMA 1) relative to X-AXIS. However, before the UDEC subversion 3.00.040 there was a bug and the V printed angle was off for 90 Degrees.

2. Plasticity indicator 2, failed in the past, means that current stress state at the point is elastic (not on the yeild surface), but sometimes in the past (during the simulation) the stress state at the point has violated the yield condition.

3. Plasticity indicator 3 for MOHR-COULOMB material means tensile failure. Thus, there is an error in the manual, Tensile Failure is Plasticity Indicator not 4.

Best regards,

Branko Damjanac

Itasca Consulting Group, Inc.
708 South Third Street, Suite 310
Minneapolis, MN 55415, U.S.A.
(612) 371-4711 (phone)
(612) 371-4717 (fax)
icg@itascacg.com (email)

internal Itasca REF: