

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

Faculté des Sciences de l'Ingénierat

Département d'Hydraulique

Année : 2017/2018

THESE

Présentée en vue de l'obtention du diplôme de Doctorat en Sciences

MODELISATION DES DESORDRES HYDRAULIQUES DUS AUX CREUSEMENTS D'EXCAVATIONS

Option Hydraulique

Par

Mr. KECHIDA SAID

Devant le jury

| | | | |
|------------|----------------------|-----|-------------------------|
| Président | DJEMILI LAKHDAR | Pr. | U- Badji Mokhtar Annaba |
| Rapporteur | AMARCHI HOCINE | Pr. | U- Badji Mokhtar Annaba |
| Examineur | HOUICHI LARBI | Pr. | U- Batna 2 |
| Examineur | BENABDESSELAM TAMARA | MCA | U- Badji Mokhtar Annaba |
| Examineur | HEDDAM SALIM | MCA | U- 20 Août 1955 Skikda |
| Examineur | ZEGHADNIA LOTFI | MCA | U- Souk Ahras |

Remerciements

Ce travail a été réalisé sous la direction de Monsieur AMARCHI hocine, Professeur à de l'université Badji Mokhtar Annaba, et BOUCHELGHOU M Farid, Co-encadreur de thèse et Chef de centre ONA Setif. Je tiens à leurs exprimer ma profonde gratitude pour la confiance qu'ils m'ont accordée, l'appui qu'ils ont donné à mon travail.

Des remerciements particuliers s'adressent à Monsieur MEKSAOUINE MOHAMED, Directeur du Laboratoire Sol et Hydraulique de l'université Badji Mokhtar Annaba. Je lui exprime ma reconnaissance pour ses conseils scientifiques, pour sa disponibilité et pour l'aide qu'il m'a accordée.

Je voudrais également exprimer mes remerciements aux personnalités qui m'ont aider à élaborer ce travail :

*Monsieur LAOUACHERIA Fares, Université Badji Mokhtar Annaba,
Monsieur CHABI Moncef, Université Badji Mokhtar Annaba,
Monsieur SAADANE Nceur, Université Badji Mokhtar Annaba,*

Mes remerciements les plus chaleureux s'adressent enfin aux amis que j'ai eu la chance de rencontrer au cours de ma "vie"; j'espère pouvoir leur témoigner ma reconnaissance pour le précieux soutien dont ils m'ont fait privilégier, et leur présence intentionnée dans les moments difficiles. Je leur exprime tout mon attachement à leur amitié.

SOMMAIRE

| | |
|--|----------|
| INTRODUCTION GENERALE..... | 1 |
| CHAPITRE I : ECOULEMENT DE L'EAU A TRAVERS UN MILIEU POREUX..... | 4 |
| I.1 Introduction..... | 4 |
| I.2 Généralités sur les milieux poreux | 4 |
| I.2.1 Définition et morphologie des pores..... | 5 |
| I.2.2 Etude granulométrique du milieu poreux..... | 5 |
| I.2.3 Caractéristiques physiques du milieu perméable..... | 6 |
| I.2.4 Définition et différents types de porosité | 7 |
| I.2.4.1 La porosité efficace, coefficient de porosité | 7 |
| I.2.4.2 La porosité effective | 7 |
| I.2.4.3 La porosité cinématique | 7 |
| I.2.4.4 Indice des vides du milieu poreux | 7 |
| I.2.5.1 Densité – Poids spécifique | 7 |
| I.2.6 La perméabilité | 8 |
| I.2.6.1 Définition..... | 8 |
| I.2.6.2 Le coefficient de perméabilité | 8 |
| I.3 Etude mécanique de l'écoulement à travers un milieu poreux | 9 |
| I.3.1 Loi fondamentale de l'écoulement - Loi de Darcy..... | 9 |
| I.3.2 Dispositif expérimental de DARCY..... | 9 |
| I.3.3 Validité de la loi de Darcy..... | 10 |
| I.3.4 Généralisation de la loi de DARCY aux écoulements tridimensionnels..... | 11 |
| I.3.5 Application de la théorie des écoulements à potentiel des vitesses aux écoulements souterrains | 11 |
| I.3.5.1 Existence d'un potentiel de vitesses | 12 |
| I.3.5.2 Les surfaces équipotentiels | 12 |
| I.3.6 Equations des écoulements en régime permanent | 13 |
| I.3.6.1 Equation de continuité..... | 13 |
| I.3.6.2 Equation de Laplace..... | 13 |
| I.3 Etude cinématique des écoulements à potentiel des vitesses et description du mouvement | 15 |
| I.3.1 Système de référence | 16 |
| I.3.1.1 Méthode de Lagrange..... | 16 |
| I.3.1.2 Méthode d'Euler..... | 16 |
| I.3.2 Ligne de courant, surface et tube de courant | 17 |
| I.3.3 Lignes équipotentiels..... | 17 |
| I.3.4 Fonction de courant | 17 |
| I.3.5 Conditions aux limites | 20 |
| I.4 Méthodes de résolution de ces équations | 20 |

| | | |
|-------|-----------------------------|----|
| I.4.1 | La méthode analytique | 21 |
| I.4.2 | Méthode graphique | 21 |
| I.4.3 | Méthodes analogiques..... | 22 |
| I.4.4 | Méthodes numériques | 22 |
| I.5 | Conclusion..... | 23 |

CHAPITRE II : ANALYSE DES ÉCOULEMENTS VERS LES TUNNELS - ETUDE

| | |
|--|----|
| BIBLIOGRAPHIQUE | 24 |
| II.1. INTRODUCTION | 24 |
| II.2. EFFETS DU CREUSEMENT D'UN TUNNEL EN PRÉSENCE D'UNE NAPPE PHRÉATIQUE | 24 |
| II.2.1. L'écoulement des eaux souterraines vers l'ouvrage – caractéristique majeur..... | 24 |
| II.2.2. Problème liés à l'écoulement des eaux vers les tunnels – Observations de chantiers..... | 25 |
| II.2.3 Analyse des observations - Conclusions | 34 |
| II.3. Modélisation des écoulements hydrauliques dans les sols en présence de surface libre | 36 |
| II.3.1. L'eau dans les sols | 36 |
| II.3.2. Modélisations usuelles des problèmes pratiques d'écoulement en présence de surface libre | 38 |
| II.3.2.1. Préliminaires | 38 |
| II.3.2.2 L'approche analytique | 39 |
| II.3.2.3. Les approches expérimentales | 41 |
| II.3.2.4. Les approches numériques | 44 |
| II.4. Calcul des écoulements vers les tunnels – Revue des travaux antérieurs..... | 46 |
| II.4.1. Description des méthodes de calcul | 46 |
| II.4.1.1. Ecoulement en régime permanent | 49 |
| Cas d'une nappe à surface libre..... | 49 |
| Cas d'une nappe à niveau piézométrique constant | 55 |
| II.3.2.2. Ecoulement en régime transitoire | 60 |
| Cas d'une nappe à surface libre..... | 60 |
| II.3.3. Commentaires..... | 64 |
| II.5. Conclusion | 65 |

CHAPITRE III : PRESENTATION DE L'OUTIL NUMERIQUE UTILISE ET LOIS DE COMPORTEMENT

| | |
|---|----|
| III.1. INTRODUCTION | 67 |
| II.2. GENERALITES | 68 |
| III.3. DESCRIPTION DU CODE DE CALCUL..... | 68 |
| III.3.1. Méthode des différences finies (FDM)..... | 68 |
| III.3.2. Analyse Lagrangienne | 70 |
| III.3.3. Schéma de résolution explicite | 70 |
| III.3.4. Formulation numérique en différences finies : passage du problème continu à la discrétisation..... | 73 |

| | |
|--|-----------|
| III.4. FORCES NON EQUILIBREES (UNBALANCED FORCE) | 75 |
| III.5. PRESENTATION DU CODE BIDIMENSIONNEL (FLAC2D)..... | 75 |
| III.6. PRESENTATION DU CODE TRIDIMENSIONNEL (FLAC3D)..... | 77 |
| III.6.1. Formulation du modèle 3D en différences finies explicite | 77 |
| III.6.2. Description du modèle mathématique | 78 |
| III.6.3. Formulation numérique | 78 |
| III.6.4. Nomenclature | 79 |
| III.6.5. La solution statique | 81 |
| III.6.6. La solution dynamique | 81 |
| III.6.7. Le maillage en différences finies | 81 |
| III.6.8. Création de fichiers de données en Flac3D..... | 81 |
| III.6.9. Méthodologie de simulation avec Flac3D | 82 |
| III.6.10. Génération de maillage | 83 |
| III.7. MODELISATION DE L'ECOULEMENT | 85 |
| III.7.1. Modélisation de l'écoulement en Flac | 85 |
| III.7.2. Modélisation de l'écoulement en Flac3D | 86 |
| III.7.3. Modélisation de l'écoulement de l'eau avec le calcul de la surface phréatique | 87 |
| III.8. ELEMENTS DE STRUCTURE..... | 87 |
| III.8.1. Eléments câble | 87 |
| III.8.2. Eléments poutre | 88 |
| III.8.3. Eléments barre | 88 |
| III.9. MODELES DE COMPORTEMENT..... | 88 |
| III.9.1. Le modèle élastique linéaire isotrope : Loi de Hooke dans Flac | 89 |
| III.9.2. Le modèle Elasto-Plastique de Mohr-Coulomb dans Flac3D | 90 |
| III.9.2.1. Notion de surface de charge | 90 |
| III.9.2.2. Notion de règle d'érouissage..... | 91 |
| III.9.2.3. Notion de loi d'écoulement | 92 |
| III.9.3. Modèle de comportement de l'interface | 96 |
| III.10. CONCLUSION | 98 |
| CHAPITRE IV : SIMULATION DECOUPLEE DES PHASES DE TRAVAUX DANS LE CAS ELASTIQUE | 99 |
| IV.1 INTRODUCTION..... | 99 |
| II.2 SIMULATION DECOUPLEE DES PHASES DE TRAVAUX DANS LE CAS ELASTIQUE – EXEMPLES UNIDIMENSIONNELS..... | 99 |
| IV.2.1 Rabattement de la nappe..... | 99 |
| IV.2.1.1 Position du problème | 99 |

| | | |
|------------|---|-----|
| IV.2.1.2 | Résolution analytique du problème | 100 |
| IV.2.1.2.1 | Situation initiale des champs de contraintes et de pression..... | 101 |
| IV.2.1.2.2 | Situation finale | 101 |
| IV.2.1.3 | Résolution numérique découplée | 104 |
| IV.2.1.3.1 | Modèle de calcul numérique en Flac | 104 |
| IV.2.1.3.2 | Modélisation du changement de la pression..... | 105 |
| IV.2.1.3.3 | Modélisation de l'effet de changement de poids volumique | 106 |
| IV.2.1.3.4 | Prise en compte des contraintes initiales en Flac | 107 |
| IV.2.1.3.5 | Résultats de calcul numérique Flac3D..... | 108 |
| IV.2.2 | Effet d'un écoulement vertical permanent..... | 109 |
| IV.2.2.1 | Position du problème | 109 |
| IV.2.2.2 | Résolution analytique du problème | 110 |
| IV.2.2.3 | Forces d'écoulement, facteur déstabilisateur | 111 |
| IV.2.2.4 | Résolution numérique découplée du problème..... | 112 |
| IV.2.3 | Excavation et l'évolution de la pression dans le temps..... | 114 |
| IV.2.3.1 | Position du problème | 114 |
| IV.2.3.2 | Résolution analytique du problème | 114 |
| IV.2.3.2.1 | Situation initiale des champs de contrainte et de pression | 115 |
| IV.2.3.2.2 | Situation à court terme..... | 115 |
| IV.2.3.2.3 | Situation à long terme | 117 |
| IV.2.3.2.4 | Problème transitoire - évolution du champ de pression | 117 |
| IV.2.3.3 | Résolution numérique découplée du problème..... | 121 |
| IV.2.3.4 | Confrontation à la solution analytique..... | 122 |
| IV.2.4 | Conclusions - remarques | 123 |
| IV.3 | APPLICATION AU CHARGEMENT DES REVETEMENTS DE TUNNEL DUS AUX VARIATIONS DE PRESSION D'EAU | 124 |
| IV.3.1 | Introduction..... | 124 |
| IV.3.2 | Position du problème..... | 125 |
| IV.3.2.1 | Formulation du problème à court terme | 125 |
| IV.3.2.2 | Problème à long terme | 126 |
| IV.3.3 | Modélisation numérique découplée et comparaison avec le mode couplé par Flac2D..... | 127 |
| IV.3.4 | Résultats du calcul des efforts induits dans le revêtement -Flac2D- | 128 |
| IV.3.5 | Application directe de la charge hydraulique et option relaxation | 132 |
| IV.3.5.1 | Comparaison avec l'application d'une pression hydrostatique | 132 |
| IV.3.5.2 | Confrontation des résultats..... | 133 |
| IV.3.6 | Cas du revêtement semi-perméable | 134 |

| | |
|---|-----|
| IV.3.7 Influence du taux de déconfinement | 135 |
| IV.3.8 Conclusion - perspectives..... | 138 |
| IV.4 APPROCHE SIMPLIFIEE DE LA REPARATION DES REVETEMENTS DE TUNNEL | 138 |
| IV.4.1 Position du problème..... | 139 |
| IV.4.2 Modélisation numérique découplée bidimensionnelle avec Flac2D..... | 139 |
| IV.4.2.1 Construction du jeu de données | 139 |
| IV.4.2.2 Résultats de calcul avec Flac2D | 141 |
| IV.4.2.3 Influence du taux de déconfinement | 143 |
| IV.4.2.4 Conclusions - remarques..... | 143 |
| IV.4.3 Modélisation numérique tridimensionnelle avec Flac3D..... | 144 |
| IV.4.3.1 Construction du jeu de données..... | 144 |
| IV.4.3.2 Influence de la longueur de la zone en réparation L/D..... | 146 |
| IV.4.4 Comparaison aux résultats analytiques | 148 |
| IV.4.4.1 Cas sans prise en compte de l'eau dans le modèle (sol sec) | 148 |
| IV.4.4.1.1 Solution analytique | 148 |
| IV.4.4.1.2 Modélisation numérique tridimensionnelle avec Flac3D..... | 150 |
| IV.4.4.1.3 Résultats et Discussion - Estimation Qualitative | 151 |
| IV.4.4.2 Cas Avec prise en compte de l'eau dans le modèle | 159 |
| IV.4.4.2.1 Calculs couplés et découplés | 159 |
| IV.4.4.2.2 Résultats et Discussion - Estimation Qualitative | 160 |
| IV.4.4.2.2.1 Sans installation du revêtement (démolition) | 161 |
| IV.4.4.2.2.2 Avec installation du revêtement..... | 162 |
| IV.4.4.2.3 Comparaison quantitative avec la solution analytique avec eau..... | 165 |
| IV.4.4.3 Comparaison qualitative et quantitative entre les cas Sans et Avec prise en compte de l'effet de l'eau | 167 |
| IV.4.4.4 Etude paramétrique | 169 |
| IV.4.4.4.1 Influence du module volumique du fluide (eau) K_w (Pa)..... | 169 |
| IV.4.4.4.2 Influence de la Perméabilité du sol K (m/s) | 170 |
| IV.4.4.4.3 Influence de la cohésion du revêtement C (Pa) | 170 |
| IV.4.5 Conclusions et remarques | 171 |
| IV.5 CONCLUSION..... | 173 |
| CONCLUSION GENERALE..... | 174 |
| Références Bibliographiques..... | 175 |

LISTE DES FIGURES

- Figure I.1** : Caractéristiques physiques d'un milieu poreux. (D'après Castany, 1982).
- Figure I.2** : La viscosité dynamique μ et le coefficient de perméabilité K en fonction de la température (Castany [1982]).
- Figure I.3** : Expérience illustrant la loi de Darcy.
- Figure I.4** : Représentation des faces équipotentielles dans l'espace.
- Figure I.5** : Face de même potentiel.
- Figure I.6** : Ligne de courant.
- Figure I.7** : Débit dans un tube de courant.
- Figure II.1** : Réseau d'écoulement vers un tunnel à front ouvert.
- Figure II.2** : Evolution au cours du temps du débit entrant dans un tunnel selon les conditions hydrogéologiques rencontrées.
- Figure II.3** : Rabattement du niveau piézométrique observé sur le site de Tsugaru (Akama et al., 1988).
- Figure 1.4** : Rupture en radier observée dans un tunnel creusé dans les calcaires du Jura (Laporte, 1988).
- Figure 1.5** : Erosion d'une couche de sable fin rencontrée en radier d'un tunnel (Critchfield et McDonald, 1990).
- Figure II.6** : Rupture en radier provoquée par les pressions hydrauliques (Colombo et al., 1988).
- Figure II.7** : Surpressions interstitielles mesurées lors du creusement d'un tunnel dans les limons de San Francisco par un bouclier à pression de terre (Clough et al., 1985).
- Figure II.8** : Evolution des pressions lors de la construction d'un micro-tunnel dans l'argile molle de Singapour (Lo et al., 1984).
- Figure 1.9** : Ecoulement vers une galerie existante ; l'écoulement empêche la congélation d'un mur destiné à un nouveau projet (Talichet, 1988).
- Figure II.10** : Conséquences mécaniques des écoulements vers un tunnel creusé par un bouclier à front ouvert (schéma descriptif obtenu par un calcul CESAR-LCPC).
- Figure II.11** : Conséquences mécaniques des écoulements autour d'un tunnel creusé avec une pression au front (schéma descriptif obtenu par un calcul CESAR-LCPC).
- Figure II.12** : Profil hydraulique dans différents massifs naturels (Bear, 1979).
- Figure II.13** : Distribution des pressions interstitielles dans un massif naturel (Wesley, 1994).
- Figure II.14** : Schéma de la surface libre pour un traitement analytique simplifié (Todd, 1959).
- Figure II.15** : Modèle de sol reconstitué pour l'étude des écoulements vers un drain (Zeller, 1954).
- Figure II.16** : Modèle de Hele-Shaw appliqué à l'étude des écoulements vers un tunnel (Chishaki et al., 1978).
- Figure II.17** : Dispositif expérimental développé au LCPC pour l'étude des écoulements vers les tunnels sur modèles centrifugés (Skiker, 1995).
- Figure II.18** : Traitement numérique de la présence d'une surface libre.
- Figure II.19** : Conditions géométriques du tunnel (a) et paramètres de calcul (b).
- Figure II.20** : Hypothèses de Dupuit.
- Figure II.21** : Conditions considérées par Romanov (1959).
- Figure II.22** : Schémas d'écoulements transversal et longitudinal considérés par Shimogami et al. (1989).

Figure II.23 : Méthode de Keller-Robinson (1959).

Figure II.24 : Méthode de Zeller (1954).

Figure II.25 : Méthode de Chishaki et Yang (1977).

Figure 1.26 : Méthode de Sato (1983).

Figure 1.27 : Méthode de Descoedres et Rybisar (1987).

Figure II.28 : Méthode de Chishaki (1984).

Figure II.29 : Méthode de Fitzpatrick et al. (1981).

Figure II.30 : Equipotentielles autour d'un tunnel perméable (Rat, 1973).

Figure II.31 : Théorie des images appliquée au cas de tunnels multiples (Cassan, 1979).

Figure II.32 : Evolution du débit dans un tunnel (Sato et Iizawa, 1983).

Figure II.33 : Méthode de Chishaki et al. (1978).

Figure II.34 : Evolution des écoulements vers un tunnel de forme rectangulaire (Thunvik et Braester, 1977).

Figure II.35 : Evolution du débit entrant dans le tunnel pour deux vitesses d'avancement différentes (issue des résultats expérimentaux de Goodman et al., 1965).

Figure III.1 : Séquence de calcul générale (Billaux, 1993).

Figure III.2 : Discrétisation mixte.

Figure III.3 : Tétraèdre.

Figure III.4 : Exemple du modèle Flac3D.

Figure III.5 : Maillage en différences finies avec 1000 zones.

Figure III.6 : Sorte graphique d'un modèle Flac3D. Excavation dans un sol saturé.

Figure III.7 : Méthodologie de modélisation numérique avec Flac (ITASCA Manuel).

Figure III.8 : Géométrie des zones.

Figure II.9 : Maillage d'une brique- brick

Figure III.10 : Maillage gradué d'une brique – radbrick.

Figure III.11 : Propagation d'un monticule d'eaux souterraines dans un milieu saturé.

Figure III.12 : Nomenclature pour un élément poutre.

Figure III.13 : Essai de compression ou de compression uniaxiale d'un matériau.

Figure III.14 : Modèle d'écrouissage isotrope.

Figure III.15 : Modèle d'écrouissage cinématique.

Figure III.16 : Critère de rupture de Mohr-Coulomb (Lee, 1994).

Figure III.17 : Convention de signe des contraintes principales induites dans un élément.

Figure III.18 : Critère de rupture de Mohr-Coulomb.

Figure II.19 : Critère de Mohr-Coulomb.

Figure II.20 : Détail des composants d'un élément d'interface (Itasca Flac3D).

Figure II.21 : Dimension de la zone utilisée pour le calcul des raideurs (Itasca Flac3D).

Figure IV.1 : Rabattement de la nappe.

Figure IV.2 : Diagramme des contraintes et des pressions dans la couche de sol.

Figure IV.3 : Diagramme de contraintes totales et effectives verticales suivant la hauteur z.

Figure IV.5 : Champ des pressions interstitielles.

Figure IV.6 : Vecteurs d'écoulement de l'eau.

Figure IV.7 : Champs des contraintes verticales totales et vecteurs de déplacements verticaux (Tassement de la couche).

Figure IV.8 : Champs des déformations max (Gonflement de la couche).

Figure IV.9 : Diagramme de contraintes totales verticales numérique et analytique suivant la hauteur z.

Figure IV.10 : Situation d'écoulement vertical permanent.

Figure IV.11 : Diagramme de contraintes et pression du problème d'écoulement.

Figure IV.12. Contraintes totales verticales suivant la coordonnée z (situation finale).

Figure IV.13 : Déplacement vertical suivant la coordonnée z (situation finale).

Figure IV.14 : Champs des pressions interstitielles.

Figure IV.15 : Vecteurs de l'écoulement de l'eau.

Figure IV.16 : Champs de contraintes verticales totales et vecteurs de déplacements verticaux (Tassement de la couche).

Figure IV.17 : Diagramme de contraintes totales verticales numérique et analytique suivant la hauteur z .

Figure IV.18 : Champs des déformations max (Gonflement de la couche).

Figure IV.19 : Situation avant et après l'excavation.

Figure IV.20 : Diagramme des contraintes et des déformations dans la couche de sol à court terme.

Figure IV.21 : Solution analytique en pression $\delta p / \delta p^{0+}$ en fonction de la hauteur z .

Figure IV.22 : Solution analytique en déformation ε_z en fonction de la hauteur z .

Figure IV.23 : Confrontation des résultats de calcul de la variation de la pression sur le plan $z=4.5$ m en régime transitoire.

Figure IV.24 : Confrontation des résultats de calcul des déplacements à la surface en régime transitoire.

Figure IV.25 : Champs des pressions interstitielles.

Figure IV.26 : Vecteurs d'écoulement de l'eau.

Figure IV.27 : Champs des contraintes verticales totales et vecteurs de déplacements verticaux (Gonflement de la couche).

Figure IV.28 : Champs des déformations max (Gonflement de la couche).

Figure IV.29 : Diagramme de contraintes totales verticales numérique suivant la hauteur z .

Figure IV.30 : Etats initial, à court terme et à long terme.

Figure IV.31 : Maillage utilisé pour le calcul numérique (cas d'un tunnel circulaire). Flac2D.

Figure IV.32 : Maillage utilisé pour le calcul numérique (cas d'un tunnel non circulaire). Flac2D.

Figure IV.33 : Distribution de la charge hydraulique à court terme due à l'excavation (cas d'un tunnel circulaire).

Figure IV.34 : Distribution de la charge hydraulique à court terme due à l'excavation (cas d'un tunnel non circulaire).

Figure IV.35 : Champ et vecteurs de déplacements dans le maillage après installation du revêtement du tunnel circulaire.

Figure IV.36 : Champ de pressions interstitielles et vecteurs d'écoulement dans le maillage après installation du revêtement tunnel circulaire.

Figure IV.37 : Effort normal sur le revêtement du tunnel circulaire.

Figure IV.38 : Moment fléchissant sur le revêtement du tunnel circulaire.

Figure IV.39 : Déplacements verticaux sur le revêtement du tunnel circulaire.

Figure IV.40 : Champ de déplacements horizontaux dans le maillage et force de cisaillement sur le revêtement du tunnel circulaire.

Figure IV.41 : Champ de contraintes totales horizontales dans le maillage et déformation du revêtement du tunnel circulaire.

Figure IV.42 : Champ de déformations du sol dans le maillage et déformation du revêtement du tunnel circulaire.

Figure IV.43 : Distribution de la charge hydraulique à court terme sur la coupe EF. Graphe Profile. (Cas du tunnel circulaire).

Figure IV.44 : Distribution de la charge hydraulique à court terme sur la coupe EF. (Cas du tunnel circulaire).

Figure IV.45 : Distribution de la charge hydraulique à court terme sur la coupe EF. (Cas du tunnel non circulaire).

Figure IV.46 : Contrainte normale sur le revêtement due à la variation de la pression (Cas du tunnel circulaire).

Figure IV.47 : Contrainte normale sur le revêtement due à la variation de la pression (Cas du tunnel non circulaire).

Figure IV.48 : Déplacement vertical de la surface du massif. (Cas du tunnel circulaire).

Figure IV.49 : Déplacement vertical de la surface du massif. (Cas du tunnel non circulaire).

Figure IV.50 : Chargement de type hydrostatique.

Figure IV.51 : Contrainte normale sur le revêtement due à la variation de la pression (cas du tunnel circulaire).

Figure IV.53 : Déplacement vertical de la surface du massif (cas du tunnel circulaire).

Figure IV.54 : Déplacement vertical de la surface du massif (cas du tunnel non circulaire).

Figure IV.55 : Déplacement vertical de la surface du massif (cas du tunnel circulaire) en fonction de la perméabilité du revêtement (m/s).

Figure IV.56 : Contrainte normale sur le revêtement (cas du tunnel circulaire) en fonction de la perméabilité du revêtement (m/s).

Figure IV.57 : Variation du taux de déconfinement.

Figure IV.58 : Efforts normaux (axial forces) appliqués sur le revêtement après 100 % de relaxation des chargements du tunnel.

Figure IV.59 : Points qui ne se touchent pas dans le maillage irrégulier. Manuel Flac2D.

Figure IV.60 : Contrainte normale sur le revêtement (kPa) avec (AVP) et sans (AVP) prise en compte de la variation de la pression.

Figure IV.61 : Contrainte normale sur le revêtement (kPa) en fonction du taux de déconfinement.

Figure IV.62 : Efforts normaux (axial forces) appliqués sur le revêtement en béton après démolition d'une partie du revêtement.

Figure IV.63 : Isovaleurs des contraintes moyennes dans le massif avant la destruction locale du revêtement.

Figure IV.64 : Isovaleurs des contraintes moyennes dans le massif après la destruction locale du revêtement.

Figure IV.65 : Champ et vecteurs du déplacement vertical dans le massif avant la destruction locale du revêtement.

Figure IV.66 : Champ et vecteurs du déplacement vertical dans le massif après la destruction locale du revêtement.

Figure IV.67 : Distribution des contraintes normales sur le contour du revêtement (kpa) avant la démolition ainsi qu'à l'état final.

Figure IV.68 : Déplacement à la surface du massif après la démolition locale du revêtement (à court terme) et l'état final.

Figure IV.69 : Distribution des contraintes normales (kpa) dans le revêtement sur le contour d'excavation (λ_2 varie de 0 à 1). Flac2D.

Figure IV.70 : Géométrie et chargement du modèle tridimensionnel.

Figure IV.71 : Maillage raffiné (un quart du modèle) pour les calculs tridimensionnels.

Figure II.72 : Modèle Flac3D **sans** installation du revêtement.

Figure IV.73 : Modèle Flac3D **avec** installation du revêtement

Figure IV.74 : Distribution des contraintes moyennes sur le revêtement avant la destruction du revêtement.

Figure IV.75 : Distribution des contraintes moyennes sur le revêtement après la réparation du revêtement.

Figure IV.76 : Coupes longitudinales EF et AB suivant l'axe (OY).

Figure IV.77 : Distribution des contraintes normales sur la coupe longitudinale EF.

Figure IV.78 : Distribution des contraintes normales sur la coupe longitudinale AB.

Figure IV.79 : Distribution des contraintes normales sur la coupe longitudinale EF avec L/D : 0.25 ; 1.0 ; 1.5. Flac3D.

Figure IV.80 : Distribution des contraintes normales sur la coupe longitudinale AB avec L/D : 0.25 ; 1.0 ; 1.5. Flac3D.

Figure IV.81 : Notation pour la solution analytique : (a) sol ; (b) revêtement de tunnel ; et (c) sens positif des contraintes internes dans le revêtement.

Figure IV.82. Dimension de la zone utilisée pour le calcul des raideurs (Itasca Manuel Flac).

Figure IV.83 : Déplacements des points du maillage et nœuds à la couronne de tunnel (Gp 109, Nd 14) et ligne circonférentielle (Gp 1, Nd 1) pour le cas sans glissement.

Figure IV.84 : Champ de déformation du sol avant installation du revêtement.

Figure IV.85 : Champ de contraintes verticales totales et vecteur de déplacements dans le modèle avant l'installation du revêtement.

Figure IV.86 : Champ de déplacements du sol avant installation du revêtement. Flac3D. $U_{Max(sol)}=3.910 e-2$ m.

Figure IV.87 : Champ de contraintes verticales totales et vecteur de déplacements dans le modèle après l'installation du revêtement. Flac3D. Sans glissement.

Figure IV.88 : Champ de déplacements du sol **après** installation du revêtement. Flac3D. $U_{Max(sol)}=1.175e-2$ m et $U_{Max(SEL)}=1.174 e-2$ m. Sans glissement.

Figure IV.89 : Champ de contraintes verticales totales et vecteur de déplacements dans le modèle après l'installation du revêtement. Avec glissement.

Figure IV.90 : Champ de déplacements du sol après installation du revêtement. Flac3D. $U_{Max(sol)}=1.402e-2$ m et $U_{Max(SEL)}=1.385 e-2$ m. Avec glissement.

Figure IV.91 : Champ de déformation du sol après installation du revêtement. Sans glissement.

Figure IV.92 : Champ de déformation du sol après installation du revêtement. Avec glissement.

Figure IV.93 : Effort normal dans le revêtement. (Axial thrust in liner). Sans glissement.

Figure IV.94 : Moment fléchissant dans le revêtement (Bending moment in liner). Sans glissement.

Figure IV.95 : Effort normal dans le revêtement. Avec glissement.

Figure IV.96 : Moment fléchissant dans le revêtement. Avec glissement.

Figure IV.97 : Contrainte normale de contact de l'interface. Sans glissement.

Figure II.98 : Contrainte de cisaillement de contact de l'interface. Sans glissement.

Figure IV.99 : Contrainte normale de contact de l'interface (Interface normal contact stress). Avec glissement.

Figure IV.100 : Contrainte de cisaillement de contact de l'interface (Interface shear contact stress). Avec glissement.

Figure IV.101 : Déplacements radial et tangentiel du revêtement en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques). Sans glissement.

Figure IV.102 : Effort normal du revêtement en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques). Sans glissement.

Figure IV.103 : Moment fléchissant en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques). Sans glissement.

Figure IV.104 : Contrainte normale de l'interface du contact en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques). Sans glissement.

Figure IV.105 : Contrainte de cisaillement de contact de l'interface en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques). Sans glissement.

Figure IV.106 : Déplacements radial et tangentiel du revêtement en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques). Avec glissement.

Figure IV.107 : Effort normal du revêtement en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques). Avec glissement.

Figure IV.108 : Moment fléchissant en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques). Avec glissement.

Figure IV.109 : Contrainte normale de contact de l'interface en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques). Avec glissement.

Figure IV.110 : Déplacements des points du maillage (gridpoints) et nœuds à la couronne (crown) de tunnel (Gp 109, Nd 14) et ligne circonférentielle (springline) (Gp 1, Nd 1) pour le cas Sans glissement.

Figure IV.111 : Forces Max de non équilibre (Maximum Unbalanced Force) Temps de calcul à l'équilibre. Sans glissement.

Figure IV.112 : Champ de pressions interstitielles et vecteurs d'écoulement dans le modèle **avant** l'installation du revêtement.

Figure IV.113 : Champ de déformation du sol **avant** installation du revêtement.

Figure IV.114 : Champ de contraintes verticales totales et vecteurs de déplacements dans le modèle avant l'installation du revêtement.

Figure IV.115 : Champ de déplacements du sol avant installation du revêtement. $U_{\text{Max}(\text{sol})}=5.271 \text{ e-}2 \text{ m}$.

Figure IV.116 : Champ de pressions interstitielles et vecteurs d'écoulement dans le modèle après l'installation du revêtement. Sans glissement.

Figure IV.117 : Champ de pressions interstitielles et vecteurs écoulement dans le modèle après l'installation du revêtement. Avec glissement.

Figure IV.118 : Champ de contraintes verticales totales et vecteurs de déplacements dans le modèle après l'installation du revêtement. Sans glissement.

Figure IV.119 : Champ de déplacements du sol après installation du revêtement. $U_{\text{Max}(\text{SOL})}=1.471\text{e-}2 \text{ m}$ et $U_{\text{Max}(\text{SEL})}=1.469 \text{ e-}2 \text{ m}$. Sans glissement.

Figure IV.120 : Champ de contraintes verticales totales et vecteurs de déplacements dans le modèle après l'installation du revêtement. Avec glissement.

Figure IV.121 : Champ de déplacements du sol après installation du revêtement. $U_{\text{Max}(\text{SOL})}=1.648 \text{ e-}2 \text{ m}$ et $U_{\text{Max}(\text{SEL})}=1.596 \text{ e-}2 \text{ m}$. Avec glissement.

Figure IV.122 : Champ de déformation du sol après installation du revêtement. Sans glissement.

Figure IV.123 : Champ de déformation du sol après installation du revêtement. Avec glissement.

Figure IV.124 : Déplacements radial et tangentiel du revêtement en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques). Sans glissement.

Figure IV.125 : Effort normal du revêtement en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques). Sans glissement.

Figure IV.126 : Moment fléchissant en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques). Sans glissement.

Figure IV.127 : Contrainte normale de l'interface du contact en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques). Sans glissement.

Figure IV.128 : Contrainte de cisaillement de contact de l'interface en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques). Sans glissement.

Figure IV.129 : Déplacements radial et tangentiel du revêtement en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques). Avec glissement.

Figure IV.130 : Effort normal du revêtement en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques). Avec glissement.

Figure IV.131 : Moment fléchissant en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques). Avec glissement.

Figure IV.132 : Contrainte normale de contact de l'interface en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques). Avec glissement.

Résumé

Le problème des chargements différés sur le soutènement des tunnels, et des effets d'écoulement d'eau, sont des problèmes d'un grand intérêt pratique mais relativement peu abordés en raison de leur complexité surtout en mode hydromécanique couplé qui nécessitent de grands temps de calcul. Dans ce travail, on examine la possibilité de prendre en compte le rôle de l'eau dans une approche simplifiée, qui se ramène à un calcul mécanique classique. Pour autant, une approche découplée présente l'avantage d'être extrêmement simple à mettre en œuvre, et elle permet d'aborder, si l'on se contente d'un calcul élastique en première analyse, des phénomènes complexes, comme la redistribution des contraintes sur le revêtement d'un tunnel lors d'une réparation partielle. Donc, on présente une étude numérique de l'effet de l'écoulement d'eau sur un tunnel circulaire à l'aide du code de calcul numérique explicite Flac2D et Flac3D. Cette étude montre que la modélisation numérique peut permettre de fournir des éléments de réflexion intéressants.

Mots clés : *Modélisation numérique – Flac – tunnel – revêtement – couplage hydromécanique.*

ملخص

تعتبر دراسات الحمولات المختلفة على دعم الأنفاق، وآثار تدفق المياه ذات أهمية نظرية وتطبيقية كبيرة ولكن هذا النوع من الدراسات لم يولى الأهمية المناسبة نظرا لتعقيدها خاصة في الاوضاع الهيدروميكانيكية المقترنة التي تتطلب مدة حسابية طويلة. في هذا العمل، سوف نقوم بدراسة إمكانية أخذ بعين الاعتبار دور المياه وتأثيره في نهج مبسط المتمثل في الحسابات الميكانيكية الكلاسيكية. ومع ذلك، فإن انتهاج الفصل يتميز بغاية البساطة في التنفيذ. ويسمح هذا المنهاج، إذا كنا نفترض حساب في المجال المرن في تحليل أولي، من الظواهر المعقدة، مثل إعادة توزيع الإجهاد على بطانة النفق في وقت الإصلاح الجزئي للنفق. لذلك، نقدم دراسة رقمية لتأثير تدفق المياه على نفق بشكل دائري باستخدام Flac2D و Flac3D. وتبين هذه الدراسة أن النمذجة الرقمية تسمح بتوفير عناصر من التفكير مثيرة للاهتمام.

الكلمات المفتاحية: النمذجة الرقمية - Flac3D - نفق - بطانة - اقتران هيدروميكانيكي.

Abstract

The problem of differed loadings on the tunnels support, and the water flow effects, are problems of a big convenient interest but landed relatively little especially because of their complexity in coupled hydromechanical mode that require of big calculation times. In this work, we examine the possibility to take in account the role of water in a simplified approach that amounts to a classic mechanical calculation. For as much, an uncoupled approach presents the advantage to be extremely simple to put in work, and it permits to land, if we are content with an elastic calculation in first analysis, of the complex phenomena, as the stress redistribution on the tunnel liner at the time of a partial repair. Therefore, we present a numerical study of water flow effect on a circular tunnel with using the explicit numeric code Flac2D and Flac3D. This study shows that the numeric modelling can permit to provide elements of interesting reflection.

Key words: Numeric modelling – Flac3D – tunnel – liner – hydromechanical coupling.

INTRODUCTION
GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Les dernières années l'Algérie a connu un grand essor dans le domaine des techniques de creusement des ouvrages souterrains à cause de projet routier EST-OUEST qui représente le nerf du développement de l'économie du pays. L'un des problèmes majeurs lié au creusement de ces ouvrages est constitué par les mouvements du sol induits par les travaux de construction de ces ouvrages à faible profondeur, les mouvements qu'ils provoquent, peuvent endommager les structures existant en surface. La présence des sols compressible rend l'ouvrage en état de risque, ce qui provoque des tassements au niveau de la partie construite de l'ouvrage au cours du temps, parfois pendant de longues périodes après la fin des travaux. Ces déformations différées proviennent notamment de la consolidation des sols fins qui se produit au cours du temps par expulsion des excès d'eaux interstitielles occupant les vides du massif. Dans les terrains plus consistants, la présence d'une nappe phréatique peut induire d'autres problèmes liés à l'écoulement de l'eau vers l'ouvrage, le drainage consécutif du massif et affecte l'équilibre hydraulique initial. Les écoulements qui en résultent peuvent provoquer des problèmes de stabilité générale et/ou des tassements et modifier le niveau de la nappe phréatique. Les conséquences de ces écoulements au cours de construction sont plus importantes qu'en condition de service, ce qui rend l'estimation de ces conséquences par les ingénieurs l'une de leurs préoccupations pour protéger l'ouvrage. A moyen terme les écoulements sont caractérisés principalement par leur évolution transitoire. Les observations de chantiers présentés par (Atwa et al., 2000 ; Zadjajoui, 2000) ont montré que l'écoulement autour d'un tunnel est en général caractérisé par une évolution du régime hydraulique dans le temps. A court et moyen terme, l'écoulement autour de l'ouvrage doit être analysé en régime transitoire. Les développements réalisés dans le domaine de la modélisation numérique permettent d'étudier ce phénomène. Le présent travail analyse, à l'aide de programme du calcul FLAC developed by Itasca (2011a), l'écoulement vers un tunnel en section transversale (cas bidimensionnel).

Les écoulements de faibles volumes d'eau peuvent perturber le déroulement de réalisation de l'ouvrage. Pour des écoulements de forts volumes d'eau, il peut y avoir inondation du site, ce qui constitue un danger pour le matériel de construction et la sécurité du personnel. Par ailleurs une estimation du débit est nécessaire au bon déroulement des travaux. Le creusement d'un tunnel dans un sol saturé génère des forces d'infiltration résultant de l'écoulement des eaux souterraines dans le tunnel. Ces forces produisent une déformation dans le sol, qui est ensuite transférée au revêtement sous forme de charges dont la quantité dépend de la perméabilité du revêtement (Lee et Nam, 2001; Shin et al., 2002; Shin et al., 2005).

Toutefois la redistribution de la charge hydraulique sur les parois excavées, provoquée par le creusement du tunnel entraînant ainsi un écoulement des eaux souterraines vers l'ouvrage. Par contre, la diminution de la pression interstitielle entraîne une modification des contraintes effectives dans le massif encaissant. Par conséquent, les tassements de consolidation générés dans la zone d'influence du tunnel risquent de compromettre la sécurité des structures environnantes (Leca et al., 1995 ; Atwa et al., 2000). D'autre part l'apparition de gradients hydrauliques au voisinage du tunnel et derrière le front de taille est la cause principale des risques d'instabilités dus aux forces hydrauliques qui en résultent. Atwa (1996) montre que le débit hydraulique, le rabattement et les gradients sont sensiblement réduits par rapport au cas d'une galerie non-revêtue, la perte de charge étant localisée dans l'épaisseur du revêtement.

L'augmentation de la charge du revêtement dépend des paramètres géométriques et mécaniques des tunnels, des bâtiments et du sol environnant. Par exemple, les augmentations des forces axiales du revêtement et des moments fléchissant sont plus importantes lorsqu'un tunnel est peu profond et sous un sol limoneux par rapport à un tunnel profond et sous un sable (Katebi et al., 2013; Katebi et al., 2015).

Toutefois, une modélisation plus réaliste du régime hydraulique autour d'un tunnel devrait tenir compte de l'influence de son revêtement. Toutefois, la diminution du débit recueilli dans le tunnel est relativement modeste par rapport à ce que l'on pouvait attendre d'une telle perméabilité de revêtement. Il est, d'autre part, intéressant d'étudier les pressions d'eau induites sur le revêtement et de les comparer à celles correspondant à la distribution hydrostatique que l'on obtiendrait pour un tunnel parfaitement imperméable.

Il faut, toutefois, souligner la forte influence des paramètres géométriques sur le rôle du revêtement, notamment l'épaisseur du revêtement et la profondeur du tunnel par rapport au niveau piézométrique. Ces deux paramètres n'ont pas été modifiés dans nos calculs ; toutefois, l'application des principes de l'écoulement monodimensionnel (linéaire ou radiale) à travers un milieu constitué de deux couches permet de montrer que l'influence du rapport entre l'épaisseur du revêtement et celle du massif aquifère a un rôle inverse (par rapport à celui de la perméabilité relative revêtement-sol) sur le régime de l'écoulement ; en d'autres termes, un revêtement de plus grande épaisseur est équivalent à un matériau moins perméable et donc un rapport de perméabilité revêtement-sol plus faible ; une hauteur de nappe plus importante correspond par contre à un rapport de perméabilité plus grand. L'influence de ces deux paramètres sur l'écoulement vers une galerie ne peut toutefois être quantifiée qu'après une étude paramétrique préalable de l'influence des variations des paramètres géométriques.

Le but de ce travail est d'étudier l'influence de la géométrie du tunnel sur la redistribution du chargement sur le revêtement due à la variation de la pression, deux maillages ont été considérés : le premier contient un tunnel circulaire et le deuxième contient un tunnel non circulaire. Les calculs ont été réalisés en configuration bidimensionnelle avec FLAC 2D. Partant d'un maillage comptant trois groupes (intérieur du tunnel, revêtement, terrain), on enchaîne les trois étapes suivantes :

- La première étape consiste à chercher l'état des contraintes et des déplacements à court terme. On réalise un calcul non drainé, avec le code Flac2D, en adoptant pour le terrain un comportement élastique linéaire isotrope avec des paramètres « non drainés », l'intérieur du tunnel étant constitué d'éléments auxquels on attribue un module nul. Le chargement imposé est un chargement surface de type forces d'excavation (commande Model null du code Flac2D) (Itasca, 2005), avec un taux de déconfinement égal à 1 (100%);
- La deuxième étape consiste à relire le fichier de résultats issu du calcul précédent pour calculer la pression aux nœuds du maillage. Ce calcul nécessite, l'utilisation de la fonction FISH "EXTRAP.FIS" pour extrapoler les variables de la zone-basée aux nœuds du maillage (Itasca, 2005)
- La troisième étape consiste à calculer les déplacements induits par la variation de la pression à long terme, à l'aide d'un calcul mécanique (avec la commande Set Mech On), dans lequel le chargement est un champ de pression de fluide, la réponse mécanique qui résulte de la variation de pression interstitielle est calculée. Le mode de calcul d'écoulement est bloqué et

le module volumique de l'eau est mis à zéro. Le mode de calcul mécanique est permis en faisant des calculs en larges déformations.

Cette thèse vise à approfondir les connaissances dans le domaine de construction des tunnels, duquel elle est organisée en quatre chapitres.

Le premier chapitre a porté sur l'étude écoulement de l'eau a travers un milieu poreux. Cette étude vise à cerner les conséquences des mouvements d'eau dans les milieux poreux qui sont donc un problème important pour le géotechnicien et l'hydraulicien, car ces mouvements peuvent modifier au cours du temps la distribution des pressions interstitielles exercées dans les massifs de sol, tant de point de vue mécanique (modification du poids des massifs et soulèvement hydrostatique dus aux remontées ou descentes de la surface libre de la nappe) que de point de vue hydraulique (évolution des forces hydrauliques).

Dans le deuxième chapitre nous nous sommes intéressés à l'analyse des écoulements vers les tunnels. Ce travail a comporté une étude bibliographique. Cette étude vise à cerner les problèmes liés à l'écoulement des eaux souterraines autour des tunnels, grouper les méthodes existantes développées pour l'étude de ces écoulements, analyser les limites de ces méthodes, et appréhender leurs domaines d'application.

Par contre le troisième chapitre est consacré à la présentation de l'outil numérique utilisé et les lois de comportement. Ce chapitre vise à étudier les problèmes de complexité dus à La simulation numérique de l'écoulement autour des écrans étanches.

Finalement, le quatrième chapitre présente la simulation découplée des phases de travaux dans le cas élastique dans le but est de démontrer comment cette procédure découplée peut être mise en œuvre avec le code Flac.

CHAPITRE I
ÉCOULEMENT DE L'EAU A
TRAVERS UN MILIEU
POREUX

CHAPITRE I : ECOULEMENT DE L'EAU A TRAVERS UN MILIEU POREUX**I.1 Introduction**

L'étude des écoulements dans les massifs de sol fait partie d'un domaine de recherche très vaste, constitué par l'étude des mouvements des fluides dans les milieux poreux.

Dans le cas d'une application à la mécanique des sols et des roches, le milieu poreux étudié est un massif de sol naturel (diffusion de polluants, infiltration, écoulement et rabattement de nappe, etc.). L'étude des mouvements d'eau dans les milieux poreux est donc un problème important pour le géotechnicien et l'hydraulicien, car ces mouvements peuvent modifier au cours du temps la distribution des pressions interstitielles exercées dans les massifs de sol, tant de point de vue mécanique (modification du poids des massifs et soulèvement hydrostatique dus aux remontées ou descentes de la surface libre de la nappe) que de point de vue hydraulique (évolution des forces hydrauliques). La détermination du champ de pressions interstitielles dans les massifs au cours du temps, ainsi la détermination du réseau d'écoulement (lignes équipotentielles et lignes de courant) et par conséquent le débit d'exhaure, est donc une donnée dont il faut tenir compte dans le calcul.

Le mouvement de l'eau à travers ces milieux poreux est régi par une équation différentielle de second ordre (équation de Laplace), dont la résolution analytique est une tâche rarement possible. Les équations aux dérivées partielles de la physique ne permettent d'obtenir des solutions exactes que dans quelques cas particuliers, c'est pourquoi des méthodes de calculs numériques ont été développées.

Dans le but d'aboutir à l'étude de l'écoulement à travers un milieu poreux, il convient tout d'abord de présenter les différents paramètres caractérisant ces milieux. C'est pourquoi nous rappellerons ici brièvement les lois et relations qui décrivent les écoulements permanents de l'eau dans le sol saturé.

I.2 Généralités sur les milieux poreux

Le milieu poreux est l'ensemble des grains solides ou d'agrégats autour desquels existent des espaces vides appelés pores, qui peuvent être interconnectés ou non. Ces vides peuvent être occupés par de l'eau, de l'air ou d'autres fluides. Les pores reliés entre eux permettent l'écoulement d'un ou plusieurs fluides. Nous devons noter qu'un milieu occupé uniquement par la phase liquide est dit « saturé » et « insaturé » dans le cas contraire.

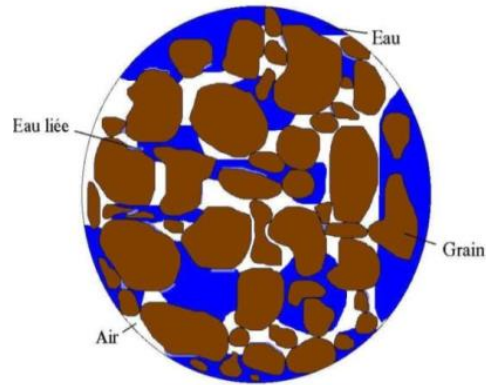


Figure I.1 : représentation d'un milieu poreux.

I.2.1 Définition et morphologie des pores

Les pores sont des vides plus ou moins sphériques, de petites dimensions (ordre de grandeur millimétrique), ménagés entre les particules solides ou grains qui ne sont jamais jointifs. Les dimensions des vides sont étroitement liées à celles des grains dont la mesure est plus directement accessible (Castany [1982]).

La catégorie des terrains poreux comprend en premier lieu toutes les alluvions fluviales ou glacières les masses d'éboulis et tous les remblais artificiels. On peut également y rattacher les formations gréseuses et conglomérats perméables.

Ces terrains sont formés de grains cimentés ou non entre eux. Ils sont parcourus par un réseau très dense de canaux interstitiels.

On représente un milieu poreux sous forme d'un corps solide avec à l'intérieur de très petites cavités appelées *pores*.

Lorsque le volume des pores ne bouge pas, le milieu poreux est considéré comme *indéformable*. Le mouvement d'un fluide dans le milieu poreux est considérablement différent du mouvement du fluide dans les conduites fermées ; les parois rugueuses opposent une très grande résistance au déplacement du fluide. C'est ce qui explique la très faible vitesse de déplacement du fluide dans le milieu poreux par rapport à la vitesse de déplacement dans les conduites. La forme irrégulière des canicules et leurs dimensions variées rendent impossible l'étude du mouvement des particules du fluide dans tous ses passages. C'est pourquoi on utilise les modèles du milieu poreux pour l'étude du mouvement des fluides (V. Metreveli).

I.2.2 Etude granulométrique du milieu poreux

La granulométrie étant l'ensemble des techniques de laboratoire, permettant de déterminer les caractéristiques physiques, pétrographiques et géométriques d'un milieu. Un milieu poreux est constitué d'un assemblage de particules solides ou grains. Leurs caractéristiques géométriques sont : le diamètre et la surface (Castany [1982]).

L'analyse granulométrique a pour but :

- La mesure des diamètres des grains par des diamètres granulométriques.
- Accéder aux caractéristiques des vides par celles des grains.
- Classer quantitativement les roches meubles.
- Calculer les paramètres granulométriques.

L'analyse granulométrique d'un sol permet de définir une courbe granulométrique qui a deux caractéristiques : sa position dans le diagramme et sa pente.

I.2.3 Caractéristiques physiques du milieu perméable

➤ Les notions d'homogénéité, d'isotropie et d'anisotropie

La notion d'*homogénéité* correspond à une hypothèse indispensable, sans laquelle aucune théorie de l'écoulement souterrain ne serait possible.

Certains sols, comme les sables fins, ont une excellente homogénéité, même à petite échelle alors que pour la plupart des alluvions fluviales, par exemple, l'homogénéité n'existe souvent qu'à partir d'une certaine échelle à cause de l'irrégularité des dépôts et de la gamme étendue des différents éléments (limons, sable, graviers et galets).

L'écoulement théorique étant tributaire de l'hypothèse d'homogénéité, et on conçoit aisément que tous ses détails dont l'échelle est plus fine que l'échelle d'homogénéité n'ont pas de significations réelles.

Dire d'un terrain perméable qu'il est homogène équivaut à dire qu'il présente en tout point, dans une direction donnée, la même résistance à un écoulement de filtration. Si de plus, cette résistance est la même quelle que soit la direction, le terrain est **isotrope**.

Dans le cas contraire, il est anisotrope. Dans son comportement par rapport à l'écoulement souterrain, un terrain a donc des propriétés géométriques qui se traduisent par les notions d'**isotropie** et d'**anisotropie** (Metreveli. V).

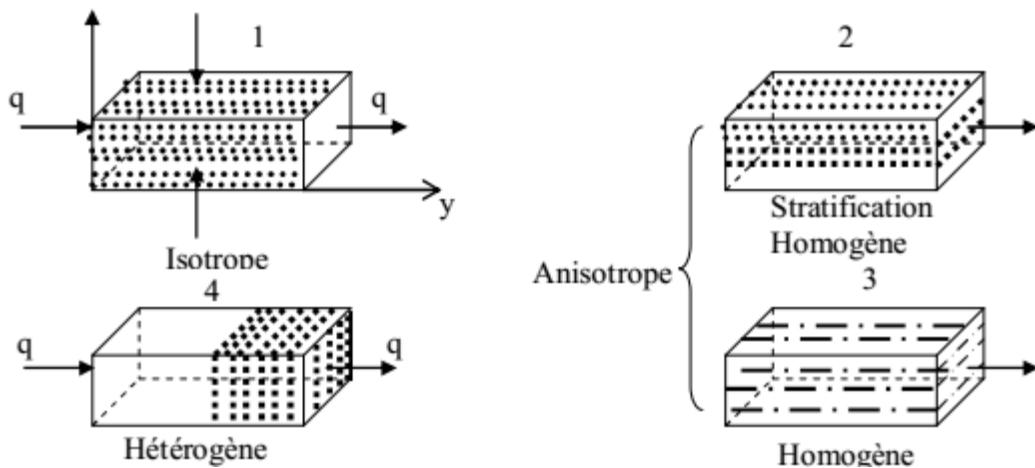


Figure I.2 : Caractéristiques physiques d'un milieu poreux.
(D'après Castany, 1982).

1.2.4 Définition et différents types de porosité

La porosité totale (η), est la propriété d'un milieu poreux ou fissuré, de comporter des vides. Elle est exprimée en pourcentage (%), et est égale au rapport du volume des vides (V_v) d'un milieu, au volume total (V_t) de l'échantillon (Castany, 1982). On peut aussi l'exprimer en millimètres de hauteur d'eau pour la surface concernée (Roger, 1996). Elle s'exprime comme suit :

$$\eta = \frac{V_v}{V_t}, \text{ en \%} \quad (\text{I.1})$$

1.2.4.1 La porosité efficace η_e , coefficient de porosité

Elle se rapporte à l'eau libérée par drainage gravitaire total d'une roche saturée. C'est le volume de l'eau gravitaire (V_e) que l'échantillon peut contenir à l'état saturé, puis libéré sous l'effet d'égouttage complet, à son volume total V_t . Elle dépend essentiellement de l'arrangement de la surface spécifique des grains. Elle est donnée en par la formule :

$$\eta_e = \frac{V_e}{V_t}, \text{ en \%} \quad (\text{I.2})$$

1.2.4.2 La porosité effective

Appelée aussi capacité de rétention. C'est le rapport du volume de rétention V_r (eau non égouttable par gravité) au volume total apparent V_t . Elle est donnée en pourcentage, par la formule :

$$C_r = \frac{V_r}{V_t} \quad (\text{I.3})$$

1.2.4.3 La porosité cinématique

Elle désigne le rapport de l'eau non liée aux grains, l'eau pouvant circuler et le volume total de la roche. Elle n'est pas mesurable pratiquement. Ce concept est proche de la porosité efficace, défini comme un rapport de volume (Carlier. M [1980]).

1.2.4.4 Indice des vides du milieu poreux

En mécanique des sols on utilise fréquemment la notion d'indice des vides (rapport du volume des vides au volume de la matière solide).

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (\text{I.4})$$

L'indice des vides et la porosité sont naturellement liés puisqu'ils expriment en fait la même propriété du terrain.

On a:

$$\eta = \frac{e}{1+e}, \quad e = \frac{\eta}{1-\eta} \quad (\text{I.5})$$

1.2.5.1 Densité – Poids spécifique

L'usage international a donné naissance à une terminologie peu correcte de ces termes. D'une façon générale en Statique on étudie des forces, donc des poids et des poids volumiques. En mécanique des sols on utilise cependant le terme densité dans les expressions suivantes, d'ailleurs faciles à comprendre, et avec les notations et les significations indiquées ci-après

(HABIB. P [1997]) :

- densité humide : γ (poids de l'unité de volume de sol, eau comprise) ;
- densité sèche : γ_d (poids de l'unité de volume de sol, eau non comprise) ;
- poids spécifique : G (poids de l'unité de volume d'un grain solide) ;
- densité immergée : γ_i (poids de l'unité de volume d'un sol soumis à la poussée d'Archimède) ;
- densité du liquide : γ_w (poids volumique du liquide interstitiel).

On trouve immédiatement les relations suivantes :

$$\gamma = \gamma_d(1 + w); \quad e = w_s \frac{G}{\gamma_w}; \quad w_s = \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{G} \right) \gamma_w; \quad e = \frac{G}{\gamma_w} - 1; \quad \gamma = (1 - \eta)G + \eta \gamma_w$$

$$\gamma_d = (1 - \eta)G; \quad \gamma_i = (1 - \eta)(G - \gamma_w) = \gamma - \gamma_w$$

I.2.6 La perméabilité

I.2.6.1 Définition

Selon Castany et Margat (1977), la perméabilité (K) ou coefficient de Darcy, est l'aptitude d'un milieu à se laisser traverser par un fluide sous l'effet d'un gradient de potentiel. Elle concerne donc la vitesse de circulation de l'eau dans un aquifère. C'est pourquoi sa dimension est [L.T⁻¹] soit m/s. Plus le sol est perméable, plus l'eau s'y infiltre.

I.2.6.2 Le coefficient de perméabilité

Le coefficient de perméabilité peut être donné par l'expression suivante:

$$K = N \cdot d_{10}^2 \cdot \frac{\gamma}{\mu} \quad (I.6)$$

Cette expression englobe les caractéristiques du milieu et du liquide. Elle comporte deux couples de résistances à l'écoulement correspondant à deux groupes de facteurs :

- Les caractéristiques du milieu fluide en mouvement ou coefficient du fluide avec deux facteurs principaux à savoir :
 - La viscosité dynamique du liquide μ , qui exprime la résistance du liquide à l'écoulement.
 - Le poids volumique $\gamma = \rho \cdot g$.
- Les caractéristiques du milieu, avec $N \cdot d_{10}^2$ exprimant la perméabilité intrinsèque.

Le facteur principal est la viscosité dynamique. Elle décroît rapidement avec l'augmentation de la température. Le coefficient de perméabilité, fonction inverse, croît avec la température (Figure.I.3).

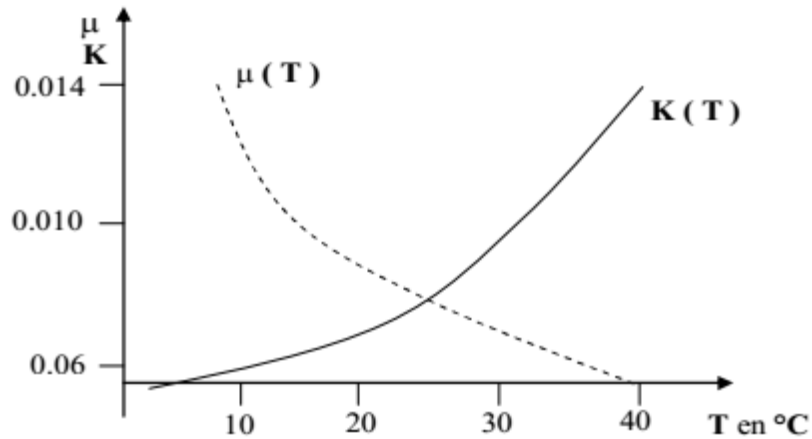


Figure I.3 : La viscosité dynamique μ et le coefficient de perméabilité K en fonction de la température (Castany [1982]).

On note que, la perméabilité d'un sol est liée à la dimension des pores, c'est-à-dire à la granulométrie du sol et à l'état de serrage des grains. Pour les sols grossiers comme les sables, une approximation rapide est donnée par la formule (non homogène) de HAZEN :

$$k(cm/s) = 100 D_{10}^2 (cm) \quad (I.7)$$

Où D_{10} représente le diamètre de grain tel que 10% des éléments du sol, en poids, lui soit inférieur. Le coefficient K varie énormément d'un sol à l'autre. A titre d'exemple, K peut être compris entre 10^{-2} et 10^{-6} m/s pour les sables, entre 10^{-7} et 10^{-9} m/s pour les limons, entre 10^{-9} et 10^{-12} m/s pour les argiles, entre 10^{-9} et 10^{-16} m/s pour les roches.

I.3 Etude mécanique de l'écoulement à travers un milieu poreux

I.3.1 Loi fondamentale de l'écoulement - Loi de Darcy

L'écoulement des eaux à travers un milieu poreux est considéré comme le déplacement de particules d'eau, le long de trajectoires appelées lignes de flux ou lignes de courant. La base fondamentale du calcul de quantité d'eau souterraine ou débit traversant un milieu poreux, par l'hydrodynamique souterraine, est la loi expérimentale de DARCY (H. DARCY 1856), que nous présenterons dans cette partie. Nous allons établir les équations régissant le mouvement de l'eau à travers un milieu poreux.

I.3.2 Dispositif expérimental de DARCY

L'écoulement de l'eau à travers les formations perméables a été étudié par Darcy en 1856. L'expérience qui est à l'origine de la loi de Darcy est la suivante: Considérons un cylindre de section A , rempli de sable, avec une circulation d'eau et deux piézomètres (**Figure I.4**).

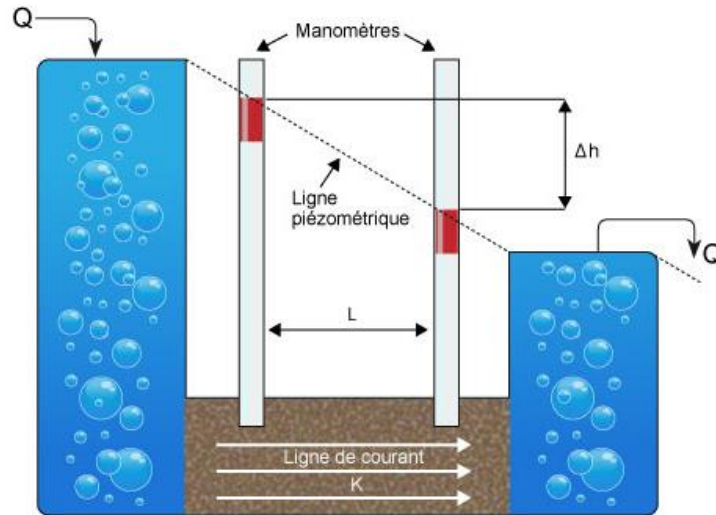


Figure I.4 : Expérience illustrant la loi de Darcy.

L'eau est introduite dans le cylindre, sature les pores avant de s'écouler à l'autre extrémité.

On constate que les niveaux d'eau dans les piézomètres sont alignés sur une droite et cela quelle que soit la pression d'alimentation : les pertes de charge sont proportionnelles aux épaisseurs de terre traversée. Ceci est dû à ce que la circulation dans le sol s'effectue en régime laminaire (HABIB. P [1997]).

Soit h la perte de charge exprimée en hauteur d'eau et s le trajet parcouru. On appelle gradient hydraulique le rapport $i = h/s$ et la vitesse de percolation V est proportionnelle à i . Cette relation très importante est connue sous le nom de loi de Darcy, elle s'écrit :

$$V = K \cdot i \quad (\text{I.8})$$

Où K est une constante liée à la nature du sol et appelée *coefficient de perméabilité*.

Dans la loi de Darcy V est la vitesse de l'eau à l'extérieur du sol c'est-à-dire que le débit Q en un temps Δt dans un tube de section S est :

$$Q = K \cdot i \cdot S \cdot \Delta t \quad (\text{I.9})$$

Dans le sol, la vitesse moyenne est V/n , l'eau ne circulant que dans les pores. La vitesse réelle de l'eau est un peu plus grande encore et présente un peu de dispersion, car les cheminements capillaires ne sont ni rectilignes (tortuosité) ni tous égaux.

Dans les écoulements souterrains, la charge hydraulique $\phi = \frac{v^2}{2g} + \frac{u}{\gamma_w} + z$ peut être assimilée à la hauteur piézométrique $H = \frac{u}{\gamma_w} + z$, le terme d'énergie $\frac{v^2}{2g}$ étant toujours négligeable.

I.3.3 Validité de la loi de Darcy

La loi de Darcy établie par des expériences de laboratoire répondant à des conditions très strictes. Quatre conditions doivent être respectées (G. Castany [1982]) : continuité, isotropie, homogénéité du milieu, et écoulement laminaire. Ce dernier est caractérisé par des lignes de flux

continues rectilignes, et occupant entre elles la même position relative. Les vitesses, constantes et parallèles, sont inférieures à la vitesse critique, au-delà de laquelle l'écoulement devient turbulent. En outre, SHNEEBELI (1956) a montré que pour de très fortes vitesses la relation entre les débits et les pertes de charge n'est plus linéaire. Cette déviation intervient pour des nombres de Reynolds voisins de l'unité rarement atteints en pratique.

De même, la loi de DARCY n'est plus applicable pour les sols très peu perméables (argiles). HARR (1962) a suggéré dans ce cas l'existence d'un gradient initial en deçà duquel il n'y a pas d'écoulement.

- **Généralisation de la loi de DARCY aux écoulements tridimensionnels**

La généralisation de la loi de Darcy consiste à admettre que celle-ci est valable en tout point du terrain, et dans toutes les directions.

On aura le long des trois axes de coordonnées Ox , Oy et Oz , le système :

$$\begin{cases} u = -k \frac{\partial \varphi}{\partial x} \\ v = -k \frac{\partial \varphi}{\partial y} \\ w = -k \frac{\partial \varphi}{\partial z} \end{cases}$$

Qu'on peut écrire sous la forme vectorielle :

$$\vec{V} = \text{grad} \varphi \quad (\text{I.10})$$

Avec :

k : tenseur de perméabilité.

(u, v, w) : composantes de la vitesse V .

$$[k] = \begin{bmatrix} \alpha_{xx} & 0 & 0 \\ 0 & \alpha_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & \alpha_{zz} \end{bmatrix} \quad (\text{I.11})$$

Le tenseur de perméabilité s'écrit sous la forme d'une matrice symétrique :

La connaissance de φ et de ses vitesses, permet de déterminer en chaque point au facteur K près, les composantes de la vitesse V de filtration. Un tel écoulement est défini par le potentiel hydraulique :

$$\varphi = Z + \frac{P}{\rho g} \quad (\text{I.12})$$

Dans le cas d'un écoulement plan, les équations restent valables ; toutes fois leurs nombres se réduisent à deux.

I.3.4 Application de la théorie des écoulements à potentiel des vitesses aux écoulements souterrains

On rappelle que l'écoulement peut être libre ou en charge (sous pression), et il peut être *permanent* ou *non permanent*. L'écoulement filtrant est permanent si les paramètres

hydrauliques ne dépendent pas du temps et ne dépendent que des coordonnées (V. Metreveli) :

$$\begin{aligned} P &= f(x, y, z); \\ U &= f(x, y, z) \end{aligned} \quad (\text{I.13})$$

L'écoulement filtrant est non permanent si les paramètres hydrauliques dépendent des coordonnées et du temps :

$$\begin{aligned} P &= f(x, y, z, t); \\ U &= f(x, y, z, t) \end{aligned} \quad (\text{I.14})$$

1.3.4.1 Existence d'un potentiel de vitesses

On a :

$$u = -\frac{\partial \varphi}{\partial x}, \quad v = -\frac{\partial \varphi}{\partial y}, \quad w = -\frac{\partial \varphi}{\partial z} \quad (\text{I.15})$$

La fonction φ est appelée le potentiel de la vitesse.

En tenant compte, que le potentiel de la vitesse est la fonction continue de x, y, z, t et rappellerons la non dépendance de dérivée du deuxième ordre de la fonction continue de la règle de la différentiation, nous avons :

$$\begin{cases} \frac{\partial u}{\partial z} = -\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x \partial z} = \frac{\partial w}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial x} = -\frac{\partial^2 \varphi}{\partial y \partial x} = \frac{\partial u}{\partial y} \\ \frac{\partial w}{\partial y} = -\frac{\partial^2 \varphi}{\partial z \partial y} = \frac{\partial v}{\partial z} \end{cases} \quad (\text{I.16})$$

Le signe (-) signifie que le mouvement se produit du point avec le potentiel le plus élevé en direction du point de potentiel moyen.

Dans le cas général le potentiel de la vitesse peut dépendre non seulement des coordonnées x, y, z , mais aussi du temps t :

$$\varphi = f(x, y, z, t) \quad (\text{I.17})$$

Le mouvement du fluide où existe le potentiel de la vitesse s'appelle le *mouvement potentiel*, ce dernier peut être permanent ou non permanent.

1.3.4.2 Les surfaces équipotentiels

Si dans l'espace qui est occupé du courant potentiel, on a séparé les faces, qui ont les points de même potentiel, les faces considérées sont appelées les faces *équipotentiels*. Pour lesquelles :

$$\varphi = f(x, y, z, t) = \text{constante} = c \quad (\text{I.18})$$

$$d\varphi = 0 \quad (\text{I.19})$$

D'où l'équation de la face de la même potentielle sera :

$$u \, dx + v \, dy + w \, dz = 0 \quad (\text{I.20})$$

Les différentes faces du même potentiel, sont caractérisées de différentes valeurs du constant c (c_1, c_2, \dots, c_n) (**Figure I.5**).

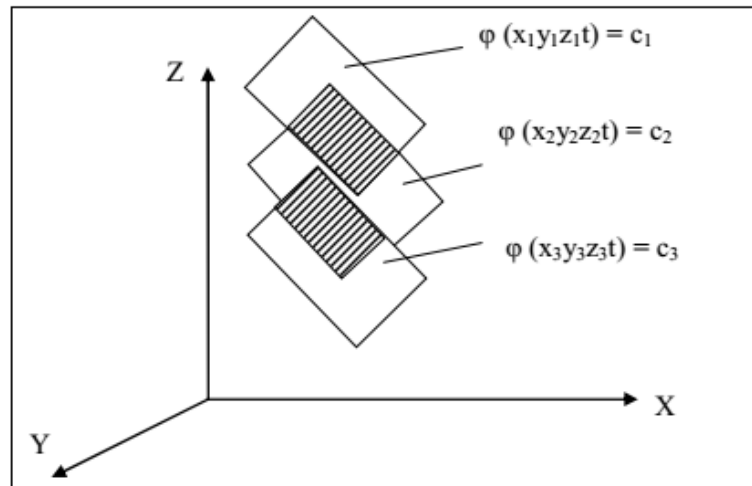


Figure I.5 : Représentation des faces équipotentiellales dans l'espace.

I.3.5 Equations des écoulements en régime permanent

I.3.5.1 Equation de continuité

Elle exprime que le fluide est continu, c'est-à-dire qu'il ne peut y avoir dans aucune partie du fluide, ni apport extérieur, ni prélèvement de matière. Donc la masse se conserve au cours de l'écoulement (M.H. HARR & M. CARLIER).

Pour un liquide incompressible (à densité constante), l'équation de continuité est obtenue en exprimant la constante du poids du liquide, à chaque instant, au point de passage x, y, z , dans l'élément de volume parallélépipédique de dimensions dx, dy, dz donc :

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (\text{I.21})$$

En notation vectorielle, l'équation de continuité s'écrit :

$$\text{div} \vec{U} = 0 \quad (\text{I.22})$$

Avec x, y, z directions principales de la perméabilité.

C'est l'équation de *continuité* d'un écoulement *permanent tridimensionnel*.

où :

u, v et w : sont des composantes de la vitesse V au point considéré.

Pour le cas d'un écoulement plan, la composante w est nulle, donc l'équation (I.21) devient :

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = 0 \quad (\text{I.23})$$

C'est l'équation de continuité pour un écoulement *permanent plan*.

I.3.5.2 Equation de Laplace

La vitesse U (u, v, w) au potentiel de vitesse s'exprime de la manière suivante (METREVEILI. V)

$$U = \sqrt{\left[\frac{\partial \varphi}{\partial x}\right]^2 + \left[\frac{\partial \varphi}{\partial y}\right]^2 + \left[\frac{\partial \varphi}{\partial z}\right]^2} \quad (\text{I.24})$$

Les projections de la vitesse pendant le mouvement potentiel doivent satisfaire non

seulement l'équation (I.15), mais aussi l'équation de continuité de fluide incompressible (Equation I.21).

On introduit le terme de potentiel ϕ , défini comme suit :

$$\Phi(x, y, z) = -k \left(\frac{P}{\gamma_w} + z \right) + c = -kh + c \quad (\text{I.25})$$

Où : c est arbitrairement constant. Ainsi :

$$u = \partial\phi/\partial x \text{ et } v = \partial\phi/\partial y \text{ et } w = \partial\phi/\partial z \quad (\text{I.26})$$

Tenant compte de la loi de filtration, on obtient les dérivées partielles de l'écoulement :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_x \frac{\partial\phi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_y \frac{\partial\phi}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_z \frac{\partial\phi}{\partial z} \right) = 0 \quad (\text{I.27})$$

En remplaçant l'équation (I.15) dans l'équation de la continuité (I.21), on obtient l'équation de Laplace lorsque le sol est homogène et isotrope :

$$\nabla^2 \phi = K \left(\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} \right) = 0 \quad (\text{I.28})$$

Soit : $\Delta\phi = 0$.

Dans le cas particulier d'un écoulement *axisymétrique*, la relation (I.27) s'écrit dans le système d'axes (r, z) :

$$\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(rk \frac{\partial\phi}{\partial r} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z \frac{\partial\phi}{\partial z} \right) = 0 \quad (\text{I.29})$$

Les équations (I.27) et (I.29) indiquent que pour les conditions d'un écoulement permanent, laminaire, la forme du mouvement des eaux souterraines peut être complètement déterminée en résolvant ces équations, avec les conditions aux limites du domaine d'écoulement.

Nous savons que, pour représenter le mouvement du fluide, il faut savoir la valeur de u , v , w et la pression p dans tous les points d'espace ou au lieu du mouvement considéré.

Pour cela, il faut avoir quatre équations : trois équations (I.15) et l'équation de continuité. L'équation de Laplace insère les quatre équations, en sachant le potentiel des vitesses pour quelques cas et en appliquant le principe de superposition, on peut trouver la résolution pour quelques cas complexes du mouvement (Metrevili. V).

Déterminons de quelle manière, pendant le mouvement potentiel, les lignes de courant sont disposées par rapport aux faces de même potentiel.

Prenant sur une face de même potentiel le point A (Figure I.6). La vitesse du mouvement de particule au point A, est U avec projection u , v , w . soit T la tangente à la face équipotentielle, et soit ds le segment tangent donc dx , dy , dz sont des projections sur l'axe correspondant.

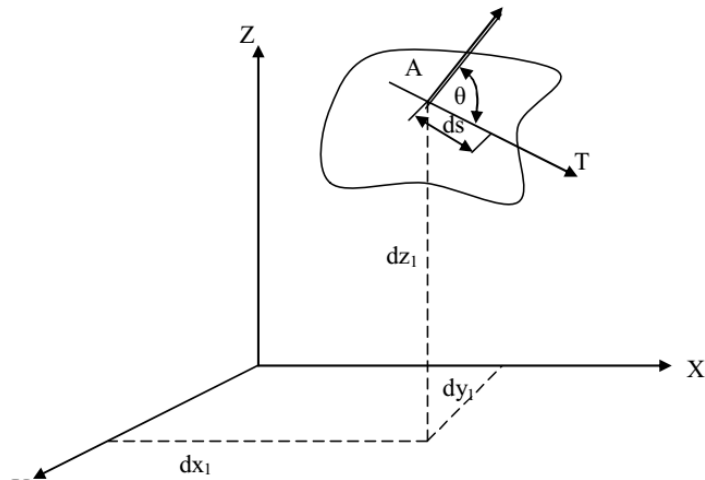


Figure I.6 : Face de même potentiel.

On a :

$$\cos \theta = \frac{u dx + v dy + w dz}{U ds} \quad (\text{I.30})$$

Mais ds se trouve sur la face de même potentielle et d'après (I.20) :

$$\cos \theta = 0 \text{ et } \theta = \frac{\pi}{2} \quad (\text{I.31})$$

On tient compte que les vecteurs de vitesse sont tangents aux lignes de courant, on voit que pendant le mouvement potentiel, les lignes de courant aussi bien que les vecteurs de vitesse sont normaux aux surfaces équipotentielles (Figure I.6).

Déterminons le potentiel de la vitesse pendant l'écoulement du fluide en milieu poreux d'après la loi de filtration de DARCY :

$$U = -k \frac{dH}{dl} = -kI \quad (\text{I.32})$$

C'est-à-dire que les projections de la vitesse locale sur l'axe des coordonnées sont égales à :

$$\begin{cases} u = -k \frac{\partial H}{\partial x} = -\frac{\partial}{\partial x}(kH) \\ v = -k \frac{\partial H}{\partial y} = -\frac{\partial}{\partial y}(kH) \\ w = -k \frac{\partial H}{\partial z} = -\frac{\partial}{\partial z}(kH) \end{cases} \quad (\text{I.33})$$

Où H : est l'énergie potentielle (*Charge piézométrique*) unitaire : $H = z + \frac{P}{\rho g}$

En comparant entre les relations (I.33) et (1.15), nous constatons que les mouvements du fluide en milieu poreux pendant la loi de DARCY, est le mouvement potentiel avec le potentiel de la vitesse :

$$\varphi = k.H \quad (\text{I.34})$$

I.3 Etude cinématique des écoulements à potentiel des vitesses et description du mouvement

La cinématique des écoulements, est l'étude du mouvement des liquides sans tenir compte des forces qui lui donnent naissance.

I.3.1 Système de référence

Pour étudier le mouvement d'un fluide quelconque, on peut employer deux méthodes (M. CARLIER [1980]) :

I.3.1.1 Méthode de Lagrange

Elle consiste à individualiser une particule déterminée, et à la suivre dans ses mouvements.

On exprime donc les coordonnées d'un point M de la masse fluide, en fonction du temps, et de la position initiale du point considéré.

$$M \begin{cases} X = f(X_0, Y_0, Z_0, t) \\ Y = \lambda(X_0, Y_0, Z_0, t) \\ Z = \delta(X_0, Y_0, Z_0, t) \end{cases}$$

X, Y, Z , sont les variables de Lagrange

I.3.1.2 Méthode d'Euler

Elle consiste à considérer un point fixe de l'espace et à étudier, en fonction du temps, ce qui se passe en ce point. On déterminera donc, en fonction du temps, la vitesse des particules fluides qui viennent successivement passer par ce point. La vitesse V est déterminée par ses trois composantes u, v, w sur trois axes ox , ou oz . On disposera donc des trois équations suivantes :

$$V \begin{cases} u = f(X, Y, Z, t) \\ v = \lambda(X, Y, Z, t) \\ w = \delta(X, Y, Z, t) \end{cases} \quad (\text{I.35})$$

$w = \delta(x, y, z, t)$ où : u, v et w sont des variables d'Euler.

I.3.2 Ligne de courant, surface et tube de courant

Les deux systèmes, de Lagrange, et d'Euler, permettent de définir, dans la masse en mouvement, plusieurs types de lignes :

1- Le système d'Euler définit à chaque instant t , une vectrice vitesse en un point, et un champ de vitesse dans la masse fluide. Les courbes tangentes en chacun de leurs points à la vitesse V constituant les lignes de courant, qui sont exprimées par les équations différentielles, en exprimant que la vectrice vitesse $V(u, v)$ est tangent à la ligne de courant, soit :

$$\frac{v}{u} = \frac{dy}{dx} \quad (\text{I.36})$$

d'où :

$$u \, dy - v \, dx = 0 \quad (\text{I.37})$$

On appelle surface de courant, la surface constituée par l'infinité des lignes de courant qui s'appuient à un instant donné sur une courbe donnée C .

Lorsque la courbe C est fermée, la surface devient un tube de courant, le fluide situé à l'intérieur du tube constituant, lui-même, un filet de courant.

2- Le système de Lagrange permet de définir, pour une particule déterminée, une courbe

qui représente les positions successives de cette particule aux différents instants. C'est la trajectoire de la particule.

L'équation de la trajectoire s'obtient en éliminant t entre les trois équations donnant les coordonnées de la particule.

I.3.3 Lignes équipotentiellles

Nous avons vu auparavant, qu'il existe une fonction potentielle $\varphi(x, y, z)$ des vitesses. C'est-à-dire qu'au point (x, y, z) , les composantes de la vitesse sont des dérivées partielles de cette fonction (VARLET. H [1966]) :

$$u = \partial\varphi/\partial x \quad \text{et} \quad v = \partial\varphi/\partial y \quad \text{et} \quad w = \partial\varphi/\partial z$$

Ou sous forme vectorielle :

$$\vec{V} = g \vec{r} \text{ad} \varphi \quad (\text{I.38})$$

Les lignes équipotentiellles sont telles que la fonction φ conserve la même valeur en tous points de chacune d'elle, leur équation est donc :

$$\varphi(x, y, z) = \text{constante} \quad (\text{I.39})$$

La comparaison des équations (I.38) et (I.39), montre que la vitesse en un point est dirigée suivant la normale à la ligne équipotentielle par ce point.

I.3.4 Fonction de courant

a) Définition

Considérons un déplacement infiniment petit $MM' = ds$ le long d'une ligne de courant (Figure I.7). Soit dx et dy , les composantes de ds .

L'équation de continuité s'écrit :

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = 0 \quad (\text{I.40})$$

d'où :

$$\frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{\partial v}{\partial y} \quad (\text{I.41})$$

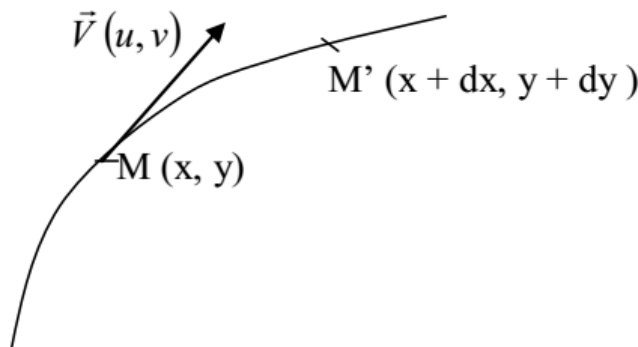


Figure I.7 : Ligne de courant.

La vitesse étant tangente à la ligne de courant, l'équation de continuité sera donc :

$$\frac{\partial x}{u} = \frac{\partial y}{v} \quad (\text{I.42})$$

ou :

$$u \, dy - v \, dx = 0 \quad (\text{I.43})$$

soit $\psi(x, y)$ une fonction telle que :

$$\begin{cases} u = \partial\psi/\partial y \\ v = -\partial\psi/\partial x \end{cases} \quad (\text{I.44})$$

d'où :

$$\frac{\partial\psi}{\partial x} dx + \frac{\partial\psi}{\partial y} dy = 0 \quad (\text{I.45})$$

soit :

$$d\psi = -v \, dx + u \, dy \quad (\text{I.46})$$

Si on considère la variation de $d\psi$ de la fonction ψ lorsqu'on se déplace le long d'une ligne de courant il vient donc :

$$d\psi = 0 \quad (\text{I.47})$$

Par intégration on aura :

$$\psi(x, y) = \text{constante} \quad (\text{I.48})$$

La fonction ψ ainsi définie, est la fonction de courant, parce qu'elle reste constante le long d'une ligne de courant de l'écoulement.

Notons, que chaque ligne de courant correspond à une valeur constante de la fonction de courant ψ .

b) Débit circulant entre deux lignes de courant

Considérons un tube de courant compris entre deux plans (xoy) (Figure I.8), distant d'une longueur égale à l'unité, et délimité par deux lignes de courant (VARLET. H [1966]) :

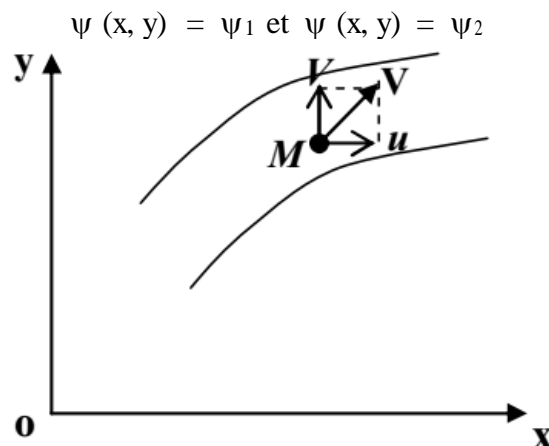


Figure I.8 : Débit dans un tube de courant.

Le débit élémentaire qui passe par ce tube est :

$$dq = u \cdot dy = \frac{\partial\psi}{\partial y} dy \quad (\text{I.49})$$

Le débit total de la tranche d'écoulement considéré comprise entre les deux lignes de courant Ψ_1 et Ψ_2 est :

$$q = \int_{y_2}^{y_1} \frac{\partial \psi}{\partial y} dy = \psi_2 - \psi_1 \quad (\text{I.50})$$

c) Propriétés

D'après l'équation de continuité pour un liquide incompressible, on peut écrire (VARLET, H [1966]) :

$$di\vec{v} V = 0 \quad (\text{I.51})$$

Qui peut être écrite sous la forme :

$$di\vec{v} V = di\vec{v}(g\vec{r}ad \varphi) \quad (\text{I.52})$$

D'où :

$$\Delta \varphi = 0 \quad (\text{I.53})$$

De la fonction de courant on peut écrire :

$$\begin{cases} u = \frac{\partial \Psi}{\partial y} \\ v = \frac{\partial \Psi}{\partial x} \\ w = \frac{\partial \Psi}{\partial z} \end{cases} \quad (\text{I.54})$$

D'où :

$$\frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Psi}{\partial y^2} = -\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \quad (\text{I.55})$$

Et en introduisant la fonction φ (potentiel des vitesses), on peut aussi écrire :

$$\begin{cases} u = \frac{\partial \varphi}{\partial x} \\ v = \frac{\partial \varphi}{\partial y} \\ w = \frac{\partial \varphi}{\partial z} \end{cases} \quad (\text{I.56})$$

Donc :

$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} = 0 \quad (\text{I.57})$$

Qu'on peut l'écrire encore :

$$\Delta \varphi = 0 \quad (\text{I.58})$$

Il en résulte donc, que la fonction de courant et la fonction du potentiel des vitesses sont des fonctions harmoniques.

$$\Delta \varphi = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} = 0 \quad (\text{I.59})$$

$$\Delta \psi = \frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} = 0 \quad (\text{I.60})$$

En résumé, un écoulement plan à potentiel de vitesses est caractérisé par deux réseaux de courbes, à savoir :

1- Les lignes de courant dont la fonction de courant ψ reste constante.

2- Les lignes équipotentiels dont le potentiel ϕ reste constant.

Les fonctions ψ et ϕ sont des fonctions harmoniques. Ce double réseau a la propriété d'être orthogonal pour un milieu isotrope puisque :

$$\begin{cases} \frac{\partial \phi}{\partial x} = u = \frac{\partial \Psi}{\partial y} \\ \frac{\partial \phi}{\partial y} = v = -\frac{\partial \Psi}{\partial x} \end{cases} \quad (\text{I.61})$$

I.3.5 Conditions aux limites

La solution d'un problème d'écoulement souterrain est obtenue par l'intégration des équations (I.27) et (I.29) en tenant compte des conditions aux limites. Celles-ci peuvent être de trois types que l'on retrouve par exemple dans l'écoulement à travers une digue en terre (Figure I.9).

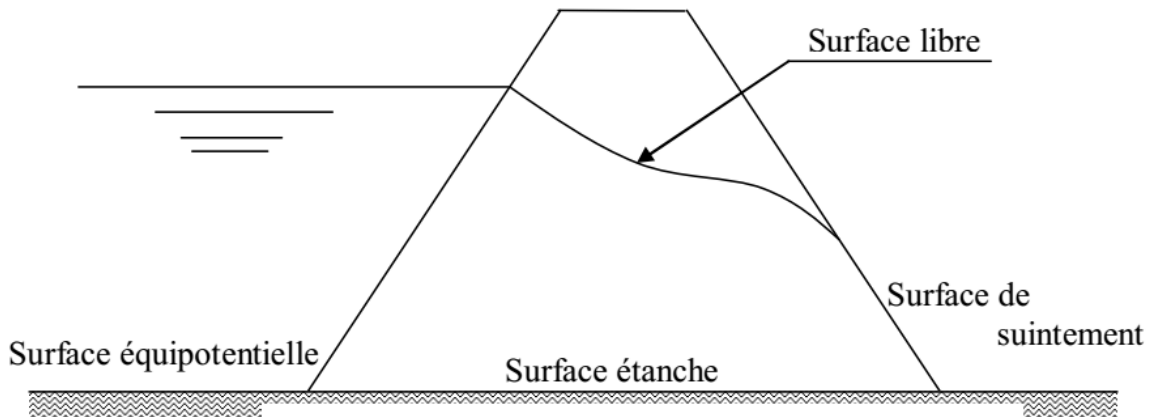


Figure I.9 : Les conditions aux limites.

a) Surface à potentiel connu (Condition de DIRECTION)

Ce sont dans notre exemple le parement amont baigné par l'eau (surface équipotentielle) ou la surface de suintement sur le parement aval (potentiel égal à la cote).

b) Surface à flux connu (Condition de NEUMAN)

Les plus courantes sont les surfaces imperméables à travers lesquelles le flux est nul.

c) Surface libre

Non définie géométriquement, elle est caractérisée par la double connaissance du flux qui est nul et de la charge qui est égale à la cote.

I.4 Méthodes de résolution de ces équations

La détermination des réseaux d'infiltration, par la recherche des potentiels complexes $f(z)$, n'est possible que dans quelques cas simples. Dès que les conditions aux limites se compliquent,

les calculs deviennent extrêmement laborieux (VARLET. H [1966]).

Devant la complexité à trouver des solutions analytiques pour construire les réseaux d'écoulement, on fait souvent recours aux autres méthodes basées sur des approximations et des propriétés graphiques du réseau d'écoulement, d'analogie électrique ou par calcul numérique sur ordinateur. Nous présenterons ici un aperçu général sur les méthodes les plus utilisées et nous développerons la méthode numérique implantée dans le code utilisé au **chapitre III**.

On peut citer l'exemple d'un écoulement complexe qui est le cas rencontré pendant l'infiltration au-dessous des constructions des ouvrages géotechniques étanches. La résolution de l'équation de Laplace a des difficultés à cause des contours souterrains d'ouvrages hydrotechniques (V. Metreveli).

Dans ce cas, on fait recours aux méthodes de calcul suivantes :

- méthodes analytiques ;
- méthodes analogiques ;
- méthodes graphiques ;
- méthodes numériques.

I.4.1 La méthode analytique

La méthode analytique peut être utilisée pour des cas de problèmes simples, mais pour les contours complexes d'ouvrage hydrotechnique, elle ne peut pas être utilisée toujours.

Dans ce cas, on utilise largement les méthodes approximatives. On construit analogiquement ou bien graphiquement les réseaux hydrodynamiques à l'aide desquels on trouve les valeurs, qui caractérisent le mouvement.

➤ Résolution de l'équation de Laplace dans un milieu à trois dimensions

La transformation conforme n'est, dans ce cas, plus applicable. Mais, si on connaît à priori une surface équipotentielle particulière, toutes les surfaces équipotentielles appartiendront à la même famille. On peut alors simplifier le problème en se plaçant dans un système de coordonnées curvilignes orthogonales dont l'une des surfaces de coordonnées appartient à la famille des surfaces équipotentielles (M. CASSAN [1993]).

I.4.2 Méthode graphique

Cette méthode simplifiée, fait appel aux propriétés géométriques des réseaux quadratiques, ainsi qu'aux conditions auxquelles doivent satisfaire les lignes équipotentielles et celles de courant. En s'inspirant des cas théoriques analogues, on peut tracer un réseau vraisemblable de ligne de courant et de lignes équipotentielles qui en chaque point se rencontrent orthogonalement.

Le réseau hydrodynamique caractérise l'orthogonal des lignes de courant et des lignes équipotentiels et aussi les relations constantes des segments qui passent au milieu des côtés de la maille du réseau. On prend les limites habituelles : la ligne de zéro, c'est le contour souterrain de l'ouvrage hydrotechnique, la dernière ligne de courant est la couche imperméable.

I.4.3 Méthodes analogiques

Ces méthodes se basent sur le phénomène physique d'infiltration qui s'exécute dans les conditions de l'équation de Laplace, mais qui donne la possibilité de trouver plus facilement les valeurs des fonctions déterminées. Par exemple, l'étude expérimentale du changement de potentiel du champ électrique homogène est plus facile à exécuter que la détermination du potentiel aux différents points du courant de filtration.

➤ La méthode de l'analogie électro-hydrodynamique AEHD

Cette méthode a été développée par N. Pavlovski en 1918. C'est la plus largement utilisée pour l'étude des problèmes d'infiltration. L'analogie entre le mouvement des courants électriques à champs homogène et du mouvement potentiel du liquide incompressible est caractérisée des données qui sont représentées au **Tableau I.1**.

Tableau I.1 : Méthode analogique.

| N | NOTION | Le mouvement du liquide | Le mouvement du courant électrique |
|---|--|--|---|
| 1 | H | Charge | Le potentiel électrique |
| 2 | Φ | Le potentiel des vitesses | Le potentiel électrique réduit |
| 3 | $\Phi = \text{const}$ | La surface équipotentielle | La surface du même potentiel électrique |
| 4 | $U = -\text{grad}\Phi; U_x = -\frac{\partial\Phi}{\partial x}$ $U_z = -\frac{\partial\Phi}{\partial z}$ | Les vecteurs de la vitesse | Les vecteurs de la densité du champ électrique |
| 5 | $U_x = -\frac{\partial\Psi}{\partial z}; U_z = -\frac{\partial\Psi}{\partial x}$ | La fonction de courant | La fonction du courant électrique |
| 6 | $\Psi = \text{const}; \frac{d\Psi}{dn}$ | La ligne de courant ou bien la frontière imperméable | La ligne du courant ou bien la frontière isolée |
| 7 | K | Le coefficient de perméabilité | La conductibilité électrique spécifique |

I.4.4 Méthodes numériques

L'utilisation des solutions analytiques, lorsqu'elles existent, semble constituer une démarche quelque peu désuète, lorsqu'on considère les puissants moyens d'investigation que représentent, à l'heure actuelle, les méthodes numériques qui ont vu le jour grâce au développement considérable de l'informatique. Elles permettent, en effet, de traiter un grand nombre de problèmes devant lesquels la théorie s'était, jusqu'à présent, avérée impuissante surtout pour les problèmes *tridimensionnels*.

Parmi les méthodes numériques utilisées on trouve :

- Méthode des éléments finis.
- Méthode des différences finies.

La méthode des éléments finis consiste à remplacer un problème continu par un problème discret équivalent. La discrétisation se fait sur deux fronts, d'une part, le domaine géométrique est subdivisé en sous domaines de géométrie simple, appelés éléments, sur lesquels l'étude du problème peut se faire en une seule opération, et d'autre part les équations aux dérivées partielles sont remplacées par des équations algébriques à l'aide du calcul variationnel ou des méthodes de minimisation de l'erreur comme celle des résidus pondérés. La solution globale s'obtient en résolvant un système global formé par l'assemblage des équations algébriques obtenues sur tous les éléments constituant le domaine géométrique (EUVRAR 1990, FERY, F. & J. JIROUSEK, 2001).

Nous allons développer au chapitre III, l'une de ces méthodes numériques qui est en fait : la méthode des différences finies (MDF) adoptée dans le code *FLAC*.

I.5 Conclusion

Le milieu poreux est identifié par ses caractéristiques et la genèse de ses vides, et pores. Les deux principaux paramètres caractérisant un milieu poreux sont : la perméabilité et la porosité. La granubmétrie, technique de l'étude des roches, accède à la morphologie des vides par deux paramètres des grains, le diamètre efficace et le coefficient d'uniformité, la connaissance de ces caractéristiques est nécessaire pour accéder à l'étude des écoulements traversant des milieux poreux. Un cas particulier d'un milieu poreux est le massif de sol protégé par des écrans étanches.

- L'écoulement de l'eau à travers un milieu poreux est déterminé par trois groupes de paramètres hydrodynamiques : coefficient de perméabilité, gradient hydraulique, débit et vitesse de l'écoulement.
- La loi de Darcy, établie expérimentalement, est la base de l'hydrodynamique souterraine. Elle est applicable sur le terrain dans des conditions bien définies. L'écoulement de l'eau dans le sol ou, plus généralement la circulation d'un fluide dans un milieu poreux, est régi par une équation différentielle du second ordre (équation de Laplace), pour sa résolution nous avons recours aux méthodes numériques.

Toutes ces définitions et caractéristiques nous serviront à l'étude des écoulements souterraine *plans et tridimensionnels*.

CHAPITRE II

ANALYSE DES

ÉCOULEMENTS VERS LES

TUNNELS - ETUDE

BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE II : ANALYSE DES ÉCOULEMENTS VERS LES TUNNELS - ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

II.1. INTRODUCTION

Le creusement des ouvrages souterrains en terrain aquifère affecte l'équilibre hydraulique initial et provoque l'écoulement des eaux souterraines vers l'ouvrage. Cet écoulement peut entraîner diverses conséquences ; l'ingénieur doit pouvoir estimer leur amplitude et mesurer leur impact sur l'ouvrage et le massif encaissant.

Dans ce chapitre nous allons passer en revue le phénomène de l'écoulement vers les tunnels, ces effets et ces conséquences sur l'ouvrage et l'environnement entourant. Ensuite nous exposons les différentes méthodes développées pour l'étude de ce type des écoulements et enfin, nous exposons les limites et les conditions d'applications des différents modèles d'analyses des écoulements envers et autour des tunnels.

Cependant, ce chapitre a été divisé en trois parties. La première partie analyse les observations faites sur les chantiers de tunnels creusés en présence d'une nappe, résume les principaux problèmes rencontrés et les moyens mis en œuvre pour éviter leurs conséquences. Cette analyse nous permettra de mieux appréhender les phénomènes impliqués et de cerner les différents facteurs qui interviennent dans le comportement hydraulique autour des tunnels.

Dans un deuxième temps, nous présentons les différentes approches dont dispose l'ingénieur pour modéliser les écoulements hydrauliques dans les sols. L'analyse des hypothèses de base de ces approches et de leurs limites d'application nous permettra de mieux situer les travaux antérieurs développant des méthodes pour le calcul des écoulements vers les tunnels.

Ces méthodes sont décrites dans la troisième et dernière partie du chapitre.

II.2. EFFETS DU CREUSEMENT D'UN TUNNEL EN PRÉSENCE D'UNE NAPPE PHRÉATIQUE

II.2.1. L'écoulement des eaux souterraines vers l'ouvrage – caractéristique majeur

Le creusement d'un tunnel sous la nappe affecte l'équilibre hydraulique initial du massif. La chute de pressions engendrée dans le terrain entraîne l'écoulement des eaux souterraines vers la galerie et l'intrusion d'un certain débit d'eau dans la partie excavée de l'ouvrage. Ce phénomène est illustré sur la **figure II.1** dans le cas d'une galerie à paroi imperméable, pour laquelle l'écoulement s'effectue uniquement par le front de taille.

La quantité d'eau entrant dans le tunnel dépend de nombreux facteurs, dont les plus importants sont la perméabilité du terrain, la profondeur du tunnel sous le niveau piézométrique et le taux de réalimentation de l'aquifère. Elle dépend en fait de l'ensemble des conditions hydrogéologiques rencontrées par le tunnel.

Le débit d'entrée dans une galerie se caractérise notamment par une diminution dans le temps **figure II.2**. Résultat des observations de Sato (1983) pour différents tunnels exécutés au Japon, cette figure considère deux configurations de nappes : le cas d'une nappe rechargée continuellement en surface, d'une part, et celui d'une nappe à surface libre, d'autre part.

Par ailleurs, l'écoulement des eaux vers un tunnel peut entraîner des conséquences de natures diverses. De nombreux auteurs ont rapporté et analysé les problèmes créés par la présence de l'eau sur les chantiers de tunnels ; certains ont, par ailleurs, effectué des mesures sur site.

II.2.2. Problème liés à l'écoulement des eaux vers les tunnels – Observations de chantiers

L'analyse des travaux consacrés à la construction de tunnels sous la nappe permet de mettre en évidence les différents problèmes liés à l'écoulement des eaux souterraines vers un tunnel, ainsi que les principales dispositions qui peuvent être mises en œuvre sur les chantiers pour réduire, voire évité, les conséquences de ces écoulements. **Le tableau II.1** récapitule les problèmes observés sur différents chantiers. Il est divisé en sept colonnes : les cinq premières colonnes décrivent les caractéristiques de l'ouvrage, la sixième résume les problèmes causés par la présence de l'eau sur le chantier et la septième et dernière colonne présente les mesures palliatives adoptées durant la construction.

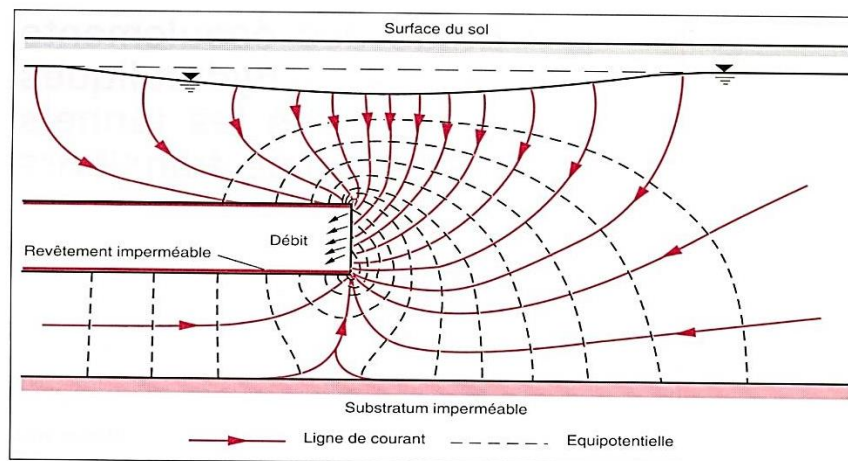


Figure II.1 : Réseau d'écoulement vers un tunnel à front ouvert. (Atwa et al., 2000).

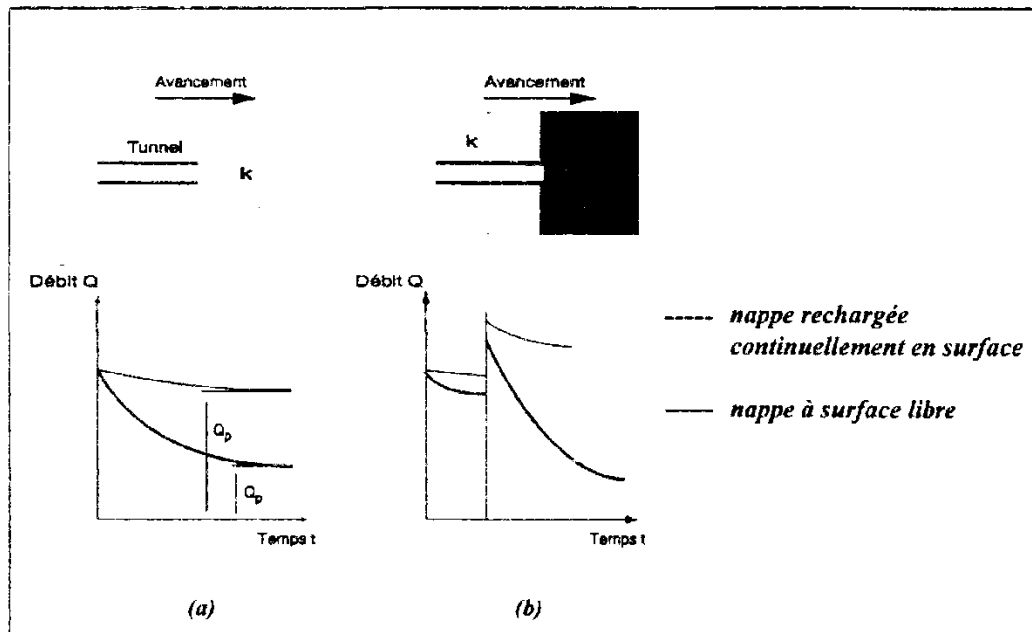


Figure II.2 : Evolution au cours du temps du débit entrant dans un tunnel selon les conditions hydrogéologiques rencontrées. (Atwa., 1996).

Tableau II.1 : Problèmes rencontrés sur les chantiers de tunnels

| Projet | Référence | Nature du terrain | Position du tunnel et dimensions | Méthode de construction | Problèmes rencontrés | Dispositions mises en oeuvre |
|-----------------------------------|-------------------------------------|---|---|---|---|--|
| Tunnel de Tsuganu (Japon) | Akama et al (1988) | Couches de grès non consolidé du Pliocène. | C = 100 m D = 10 m $h_w = 60$ m | Méthode traditionnelle avec puits profonds et drains horizontaux. | Vennes d'eau avec érosion du front les parois, rabattement progressif de la nappe. | Puits plus profonds et plus nombreux (nombre multiplié par deux). |
| Collecteur principal de Mexico | Jorge et Mouxaux (1978) | Roches fracturées, marnes, argiles. | C = 120 m D = 10 m | Méthode conventionnelle. | Ruptures du front et fortes venues d'eau. | Tunnel pilote pour reconnaissance et injection des zones très fracturées. |
| Tunnel du Daishaka (Japon) | Suzuki et Nakayama (1984) | Différentes couches de grès, fins à grossiers. | C = 30 m D = 4,5 m 10 m | Nouvelle méthode autrichienne (NATM) en section divisée (deux demi-sections). | Débites excessifs à la rencontre des zones plus perméables. | Injection du front et drainage à l'avancement. |
| Tunnel de Canavio (Colombie) | Egger (1988) Eslava et al (1989) | Grès non cimenté, friable. | C = 300 m D = 8,8 m $h_w = 220$ m | Méthode traditionnelle. | Rupture du front. Débites par les forages d'exploration avec venue de sables et de vases. Débites atteignant 250 m ³ /h. | Injection du terrain avec drainage auréolaire. |
| Tunnel sous la Manche | Pelierin (1993) | Craie blanche et grise, bleue | C = 40 m D = 8,4 m $h_w = 100$ m | Tunneliers mixtes. | Vennes d'eau à la rencontre des zones de calcaire. Débites sous pression atteignant 432 m ³ /h | Système d'évacuation prévu en tête du bouclier et pompage. |
| Tunnel de Onogami (Japon) | Yokoyama (1978) | Roches pyroclastiques non consolidées. | C = 300 m | Méthode traditionnelle. | Rupture du front à la rencontre de zones moins perméables avec débites excessifs. | Drain pilote parallèle au tunnel pour drainage à l'avancement. |
| Tunnel de Samulada (Chine) | Xun (1988) | Roches fissurées | Tunnel profond en montagne | Méthode traditionnelle. | Débites excessifs à la rencontre des zones fissurées, ruptures du front. | Diminution de la section excavée et drainage à l'avancement. |
| Tunnel Météor de la RATP à Bercy | Zidouh (1993) | Alluvions modernes et anciennes, calcaire grossier | C = 20 m D = 7 m $h_w = 8$ m | Méthode traditionnelle. | Débites excessifs avec chute de blocs à la rencontre des zones fissurées. | Drainage horizontal. |
| Tunnel LEP du C.E.R.N. | Lapone (1988) | Formation calcaire du Jura | C = 150 m D = 4,4 m $h_w = 150$ m | Tunnel pilote, injections, creusement à l'explosif et pose de voussoirs. | Deux ruptures en radier avec débites excessifs d'eau contenant des particules fines. | Avancement par volées courtes, radiers bétonnés, injections systématiques. |
| Tunnels routiers à Seattle (E U.) | Critchfield & Me Donald (1990) | Argile raide limoneuse, couches de sables limoneux. | C = 13 m D = 6,5 m h_w variable | Bouclier à front ouvert, puits profonds et injections. | Rupture en radier avec débit d'eau emportant du sable. | Drainage de la couche de sable par pointes filtrantes. |

C : couverture du terrain

- D : diamètre du tunnel ou sa dimension verticale

- h_w : hauteur de la nappe par rapport à l'axe du tunnel.

Tableau II.1 (suite) : Problèmes rencontrés sur les chantiers de tunnels

| Projet | Référence | Nature du terrain | Position du tunnel et dimensions | Méthode de construction | Problèmes rencontrés | Dispositions mises en œuvre |
|--|----------------------------|---|--|--|--|---|
| Souterrain de Milan - ligne 3 lot B (Italie) | Colombo et al (1988) | Soils alluvionnaires avec faible fraction limoneuse. | C=20 m D=13,6 m h _w = 6 m | Injection du terrain et creusement à la pelle mécanique. | 4 ruptures en radier avec débits excessifs (360 m ³ /h). | Congélation de la couche de limons argileux. |
| Tunnel de Nadachi (Japon) | Saotome (1988) | Couches de grès, de sables et de conglomérats. | C = 150m D = 15 m h _w = 150 m | Nouvelle méthode autrichienne (NATM). | Ruptures du front avec débits sous pression. | Pointes filtrantes radiales au tunnel |
| Tunnel de la Tamise (Royaume-Uni) | Skempton et Chrimes (1993) | Couches d'argiles, de limons et de graviers sous la Tamise. | C= 10 m D = 20 m h _w = 30 m | Bouclier constitué en bois (tunnel exécuté entre 1825-1843). | 5 ruptures du front avec flux excessifs d'eau et de sables, cuvette de tassement au fond du fleuve. | Dépôt de sacs d'argiles sur le fond du fleuve pour comprimer le terrain et armerement latéral des parois. |
| Tunnel de Atocha-Laguna (Espagne) | Oteo et al. (1988) | Argile carbonatée sous couches d'argiles limoneuses et limons sableux | C = 17 m D = 8 m h _w = 16 m | Excavation semi-mécanisée au bouclier. | Rupture en clé sur 17 m de hauteur, débits violents d'eau, fissurations dans les bâtiments en surface. | Injections sous pressions à partir de la surface du sol. |
| Tunnel de San-Francisco (EU) | Clough et al. (1985) | Argiles molles | C = 20 m D = 7 m h _w = 8 m | Bouclier à pression de terre. | Suppressions interstitielles à l'avant du front, tassements différés. | |
| Drain collecteur à Singapour | Lo et al. (1984) | Argiles marines avec couches de sables. | C = 5,3 m D = 2,1 m h _w = 5 m | Tubes foncés ; front renforcé par des poutres en bois. | Suppressions interstitielles à l'avant du front se dissipant dans le temps. | |
| Micro-tunnel expérimental de JPEPL (Suisse) | Pellet et al. (1993) | Couches de limons sableux et limons argileux. | C = 2,5 m D = 0,95 m h _w = 0,97 m | 3 tubes foncés avec plaque perforée au front. | La pression sur le front diminue dans le temps, rabattement du niveau piézométrique. | |
| Tunnel de Higo (Japon) | Fujita et al. (1988) | Roches calcaires. | C = 300 m D = 10 m | Nouvelle méthode autrichienne (NATM). | Débits atteignant 1200 m ³ /h, mauvaise adhérence entre le béton projeté et la roche, lessivage du mortier d'injection des boulons. | Drainage à l'avancement, utilisation d'additifs chimiques dans le béton. |
| Tunnel piétons du métro de Lyon | Talchert (1988) | Sables et graviers très perméables. | C= 11 m D = 3,9 m h _w = 5m | Congélation du sol autour de la zone à excaver. | La circulation de la nappe empêche la baisse de température du côté amont de l'écoulement. | Injections pour imperméabiliser le sol et dévier le cheminement de l'eau. |

L'étude des observations reportées dans la littérature a permis de mettre en évidence l'influence majeure du mode d'exécution adopté sur la nature des phénomènes rencontrés en présence d'eau. L'impact du creusement sur l'aquifère diffère selon que la méthode d'excavation utilise une technique avec front ouvert ou fermé, pressurisé ou non.

Dans le cas d'un tunnel à front ouvert et non pressurisé, les problèmes sont particulièrement importants, notamment du point de vue des débits. Jansson (1978) a rassemblé les débits observés dans plusieurs tunnels durant leur construction ; les quantités d'eau mesurées varient entre 20 à 500 m³/h pour les différents cas étudiés ; les débits augmentent avec la perméabilité du terrain, la profondeur du tunnel et l'étendue de sa paroi perméable.

De faibles venues d'eau peuvent suffire à perturber les différentes étapes de la construction. Des moyens de pompage adaptés doivent être prévus pour évacuer en permanence les débits entrants et assurer le bon déroulement des travaux.

Pour de fortes venues d'eau, il peut y avoir inondation du site, ce qui constitue un danger pour le matériel de construction et la sécurité du personnel. Dans de telles conditions, des dispositions préventives doivent être envisagées.

Par ailleurs, l'écoulement vers le tunnel peut provoquer un rabattement de la nappe. Ceci intervient dans les terrains perméables et/ou quand la réalimentation de l'aquifère n'est pas suffisante pour maintenir le niveau de la nappe phréatique. Ce phénomène a notamment été mis en évidence sur le tunnel de Tsugaru au Japon (**figure II.3** d'après Akama et al., 1988).

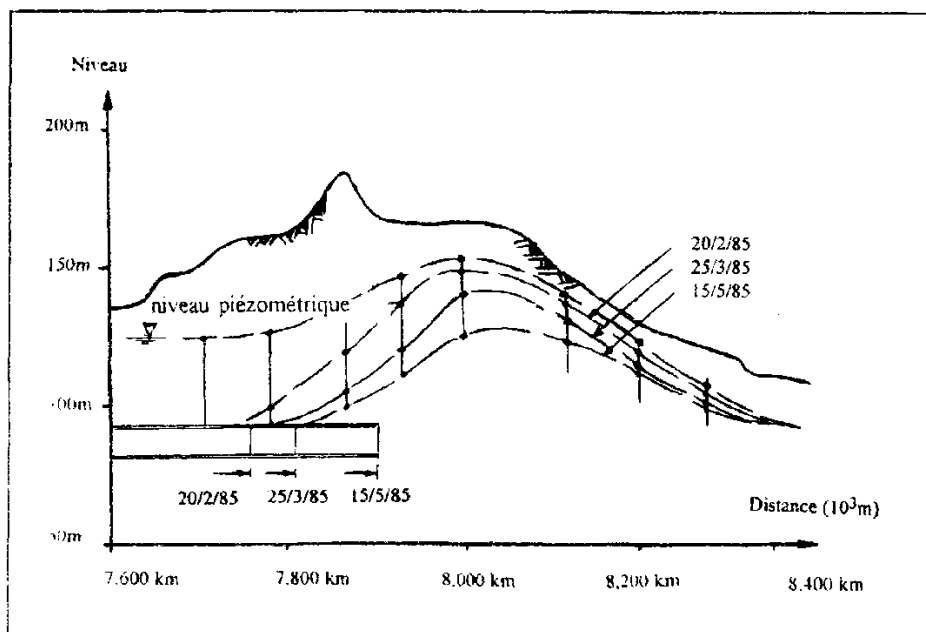


Figure II.3 : Rabattement du niveau piézométrique observé sur le site de Tsugaru (Akama et al., 1988).

Dans les terrains rocheux, généralement peu perméables, les débits d'écoulement augmentent à la rencontre des zones fissurées (Jorge et Mouxaux, 1978 ; Susuki et Nakayama, 1984 ; Egger, 1988 ; Pellerin, 1993). Ces débits sont souvent accompagnés de chutes de blocs solides (Zidouh, 1993), et peuvent parfois provoquer la rupture totale du front de taille (Yokoyama, 1978 ; Xun, 1988).

Cependant, l'écoulement peut provoquer des instabilités en radier. Un accident de ce type survenu lors du creusement d'un tunnel dans les calcaires du Jura (**figure II.4**) (Laporte, 1988). Le creusement du tunnel était effectué à l'explosif avec pose de voussoirs en acier. Un tunnel pilote précédait la galerie principale dans le but de reconnaître les terrains et d'injecter les fissures rencontrées. Toutefois, alors que la galerie progressait dans une zone compacte, une venue d'eau importante s'est brusquement déclarée au niveau du radier à 14 m en arrière du front de taille. L'écoulement a été accompagné d'importants déboussages de sables fins très argileux. Le débit s'est rapidement élevé de 36 m³/h en moyenne à 360 m³/h. La couverture d'eau dans cette zone étant de 150 m. les débits étaient sous une pression de 1,5 MPa.

En présence de terrains meubles, les phénomènes hydrauliques sont notamment influencés par l'hétérogénéité des matériaux présents au front de taille. La rencontre des zones perméables peut provoquer des phénomènes de renard (érosion interne) si les vitesses d'écoulement deviennent supérieures à celles auxquelles peuvent résister les particules les plus fines du sol.

Ce phénomène a été observé lors du creusement de deux tunnels routiers à Seattle (Critchfield et McDonald, 1990). Ces tunnels étaient creusés à l'aide de boucliers à front semi-ouvert dans un sol argileux, avec drainage à l'avancement, ce dernier étant assuré par un groupe de puis profonds situés le long du tracé de l'ouvrage. Par mesure de sécurité vis-à-vis des bâtiments avoisinants en surface, des injections de silicate de sodium ont été exécutées sous les fondations ainsi qu'à l'intérieur du tunnel en voûte. Toutefois, un problème s'est déclaré à la rencontre d'une couche de sable à la base du bouclier. On a alors observé une forte venue d'eau derrière la jupe, emportant du sable fin et provoquant le tassement du bord arrière de la jupe et la détérioration de la queue du bouclier (**figure II.5**).

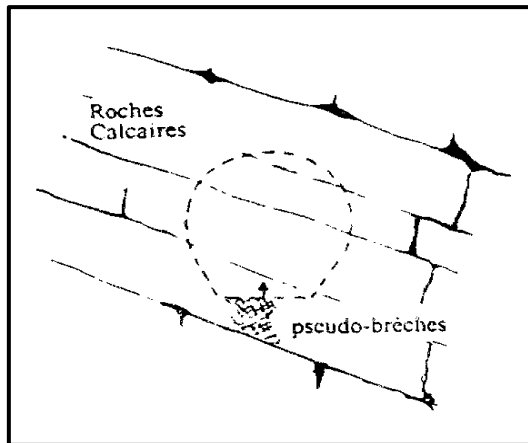


Figure II.4 : Rupture en radier observée dans un tunnel creusé dans les calcaires du Jura (Laporte, 1988).

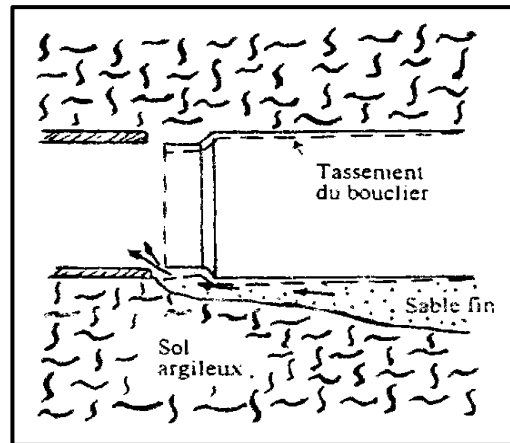


Figure II.5 : Erosion d'une couche de sable fin rencontrée en radier d'un tunnel (Critchfield et McDonald, 1990).

Par ailleurs, les écoulements peuvent provoquer des ruptures locales, similaires au phénomène de rupture de fond de fouille. Colombo et al. (1988) décrivent un accident de ce type survenu lors du creusement d'un tunnel à Milan. L'ouvrage, creusé à 26 m de profondeur, se situe dans un terrain alluvionnaire, à 6 m sous le niveau piézométrique. Une méthode de creusement mécanisé était utilisée après consolidation et imperméabilisation du terrain par injection de ciment et d'additifs chimiques pour assurer des conditions de creusement relativement sèches. Toutefois, une rupture en radier s'est produite, suivie d'un flux excessif d'eau accompagné de matières fines (sables et limons). Des sondages complémentaires ont été effectués. Ils ont révélé une couche de limon argileux d'un mètre d'épaisseur située à quelques mètres en dessous du radier (**figure II.6**). La présence de cette couche peu perméable a réduit l'épaisseur de la zone injectée (le coulis d'injection n'étant pas adapté aux sols fins) ; cette couche a cédé, sous l'effet des surpressions interstitielles sous-jacentes.

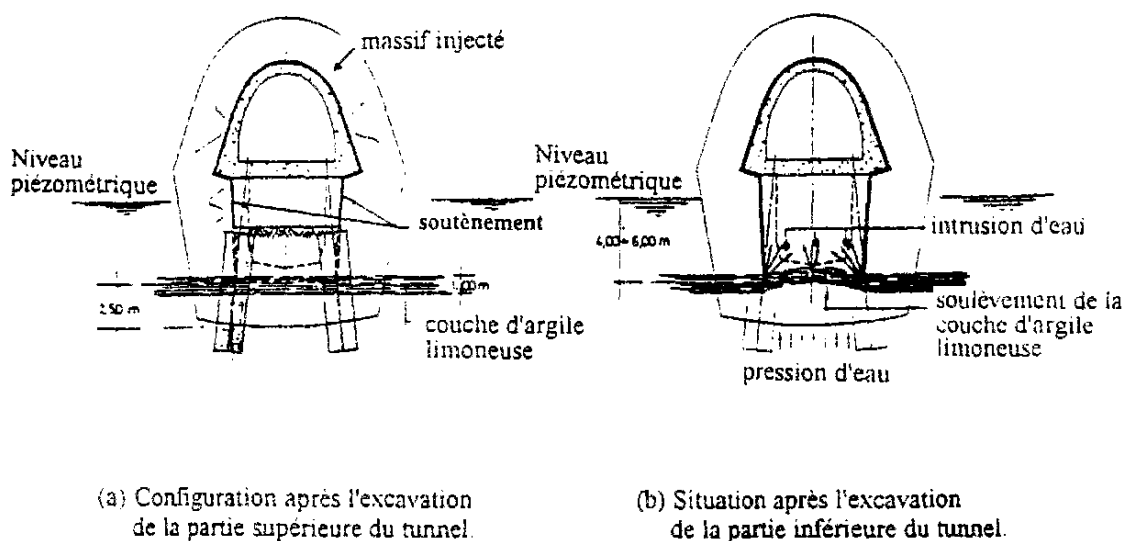


Figure II.6 : Rupture en radier provoquée par les pressions hydrauliques (Colombo et al., 1988).

Les écoulements hydrauliques peuvent aussi provoquer des ruptures en voûte (Oteo et al., 1988) ou des ruptures complètes du front de taille (Saotome, 1988 ; Skempton et Chrimes, 1993).

Dans de cas des tunnels creusés en terrain meuble en site urbain, les conséquences d'une rupture sont encore plus graves. Les observations effectuées lors du creusement du tunnel d'Atocha-Laguna à Madrid sont très instructives (Oteo et al., 1988) : la rupture s'est produite en voûte en cours de creusement du fait de l'écoulement des eaux vers l'ouvrage. La masse en déplacement a atteint 17m de hauteur ; elle a provoqué des fissurations dans les bâtiments situés en surface. Cette rupture a été accompagnée de fortes venues d'eau et les travaux ont été totalement interrompus, jusqu'à ce que des injections sous pression aient été effectuées depuis la surface du sol.

Dans le cas d'un tunnel à front ouvert et non-pressurisé, le creusement de la galerie provoque en général une diminution des pressions interstitielles autours du tunnel dans la zone d'influence du front de taille. Après le passage du front et la réalisation des travaux d'étanchéité des parois du tunnel, les pressions interstitielles peuvent se rétablir à leur niveau initial, si l'ouvrage est parfaitement étanche. Les mesures piézométriques effectuées sur le chantier Météor de la RATP confirment ce phénomène (Zidouh, 1993).

Dans le cas de l'utilisation d'une technique à front pressurisé, en revanche, la pression appliquée au front peut provoquer des surpressions interstitielles qui se développent progressivement à l'approche du bouclier. La distribution des surpressions mesurées durant la construction d'un tunnel à San Francisco est représentée sur la **figure II.7**, d'après Clough et al. (1985). Ces surpressions tendent en suite à se dissiper après le passage de la machine par écoulement des eaux des zones de hautes pressions vers celles de pressions moindres.

Ce phénomène a également été mis en évidence par les mesures effectuées par Lo et al. (1984), pendant la construction d'un tunnel, par fonçage, dans l'argile molle de Singapour. L'évolution des pressions interstitielles mesurées est présentée sur la **figure II.8**. Des constatations analogues ont été faite pendant la construction d'un micro-tunnel expérimental à l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (Peliet et al., 1993).

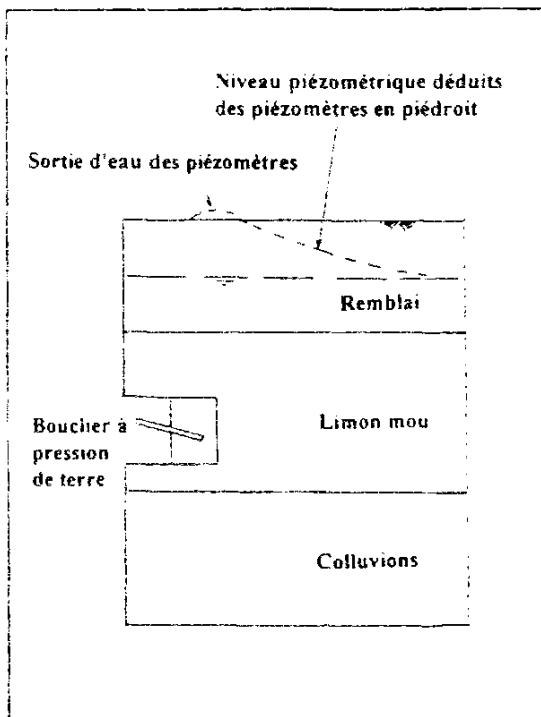


Figure II.7 : Surpressions interstitielles mesurées lors du creusement d'un tunnel dans les limons de San Francisco par un bouclier à pression de terre (Clough et al., 1985).

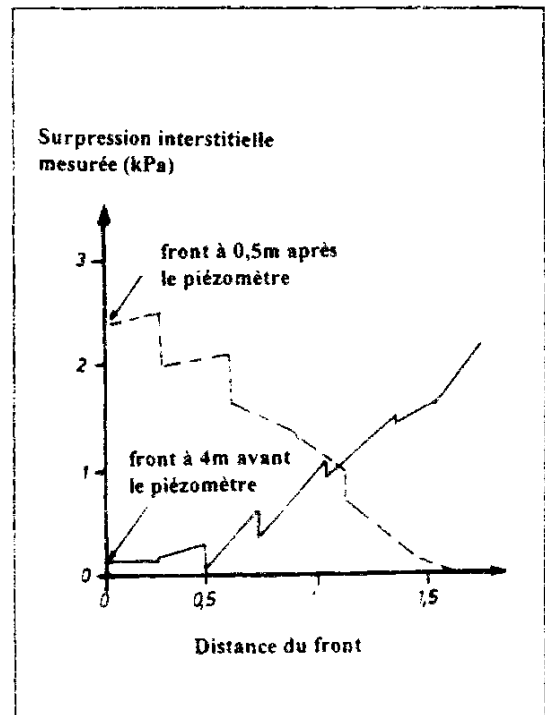


Figure II.8 : Evolution des pressions lors de la construction d'un micro-tunnel dans l'argile molle de Singapour (Lo et al., 1984).

Les écoulements peuvent également affecter l'efficacité de certaines dispositions de la construction. La qualité du béton projeté et son adhérence avec le sol peuvent être influencées par la présence de l'eau. Ceci a été observé sur le tunnel de Higo au Japon où l'écoulement vers l'ouvrage a, de plus, provoqué le lessivage du mortier de scellement des boulons (Fujita et al., 1988).

Talichet (1988) rapporte, par ailleurs, un deuxième type de perturbation rencontré sur le chantier d'un tunnel pour piétons du métro de Lyon. Le souterrain étant creusé dans un sol constitué de sables et de graviers très perméables, une enceinte étanche a été exécutée par congélation d'un mur de sol autour de l'emplacement de l'ouvrage. L'écoulement des eaux vers une galerie existante a empêché le maintien d'une partie de l'enceinte à la température requise (**figure II.9a**). Après plusieurs tentatives, il a été décidé de dévier la circulation de la nappe au moyen d'un batardeau étanche ; ceci a permis d'arriver à épaissir localement le mur de glace (**figure II.9b**).

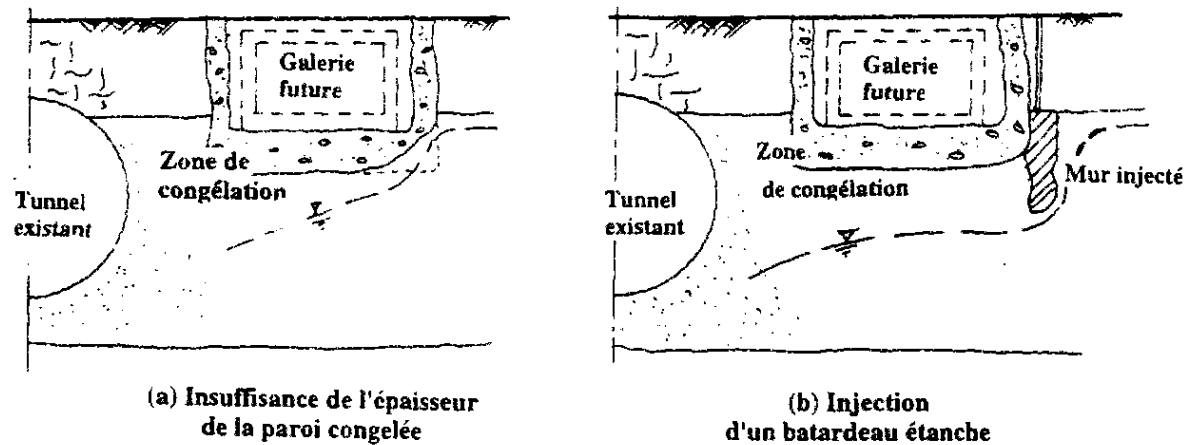


Figure II.9 : Ecoulement vers une galerie existante ; l'écoulement empêche la congélation d'un mur destiné à un nouveau projet (Talichet, 1988).

II.2.3 Analyse des observations - Conclusions

Les observations faites sur des chantiers de tunnels construits sous la nappe montrent que la nature et l'ampleur des conséquences liées aux écoulements hydrauliques dépendent de facteurs qui peuvent être regroupés en quatre catégories principales :

- la méthode d'exécution adoptée,
- la nature des terrains rencontrés,
- la position du tunnel et ses dimensions,
- les conditions hydrogéologiques du site.

Dans le cas d'un tunnel creusé avec un front de taille ouvert, le creusement entraîne une perturbation du régime hydraulique dans le massif encaissant et provoque l'écoulement des eaux souterraines vers l'ouvrage. Cet écoulement peut avoir diverses conséquences tant sur le plan hydraulique que sur le plan mécanique.

Sur le plan hydraulique, l'écoulement provoque l'infiltration des eaux dans le tunnel et, dans certains cas, le rabattement du niveau piézométrique de la nappe. Le débit hydraulique augmente avec la perméabilité du terrain et la profondeur du tunnel par rapport au niveau piézométrique de la nappe. Ce débit peut fortement varier selon les différentes conditions hydrogéologiques rencontrées le long du tracé de l'ouvrage.

Dans les roches fissurées, l'écoulement peut provoquer le lessivage des joints, induisant des ruptures de blocs, voire la rupture complète du front sous l'effet des forces hydrodynamiques.

Dans les terrains meubles, l'écoulement des eaux entraîne une redistribution de la charge hydraulique dans le terrain et la variation des pressions interstitielles (**figure II.10**). La

modification de l'état des contraintes effectives qui en résulte peut induire des tassements quasi-instantanés ou à plus long terme (**figure II.10a**). L'estimation de ces tassements et de leurs extensions dans le massif est nécessaire pour prévoir les précautions à prendre afin de préserver la sécurité des ouvrages situés en surface dans la zone d'influence du tunnel.

D'autre part, la redistribution de la charge hydraulique conduit à l'apparition de gradients d'autant plus importants qu'on se trouve près de la zone excavée (**figure II.10b**). Les forces hydrodynamiques induites par ces gradients peuvent être préjudiciables à la stabilité du front de taille en terrains meubles ou rocheux.

Par ailleurs, la rencontre des couches de perméabilités différentes peut provoquer d'autres types d'instabilité : la rencontre d'une couche moins perméable peut entraîner des ruptures similaires à celles observées classiquement en fond de fouille ; une couche plus perméable augmente les débits entrants, qui peuvent y produire des phénomènes d'érosion interne et des tassements locaux autour de la galerie.

Dans le cas d'un tunnel creusé avec une pression au front, les problèmes sont beaucoup moins importants. Toutefois, la pression appliquée peut créer des surpressions interstitielles autour du front de taille (**figure II.11**). La dissipation de cette pression peut induire à posteriori des tassements de consolidation qui, dans le cas de sols compressibles, peuvent affecter la stabilité des structures avoisinantes en surface.

Enfin, une des caractéristiques prédominantes des écoulements vers les tunnels est liée à l'évolution dans le temps du régime hydraulique. Cette évolution peut être observée dans la diminution progressive de la quantité d'eau recueillie dans le tunnel : le débit diminue avec le temps jusqu'à atteindre un régime permanent. Il en est de même pour les différentes caractéristiques de l'écoulement : charges hydrauliques, gradients, pressions interstitielles et niveau piézométrique.

A court et moyen terme, l'écoulement est généralement en régime transitoire et il évolue dans le temps selon les propriétés physiques du terrain et les conditions aux limites de l'aquifère. L'importance de ce phénomène est encore plus prononcée dans le cas d'une galerie en cours de construction. L'avancement perpétuel du tunnel dans le massif et la succession des étapes de sa construction font que le régime permanent peut ne jamais être atteint en cours de travaux.

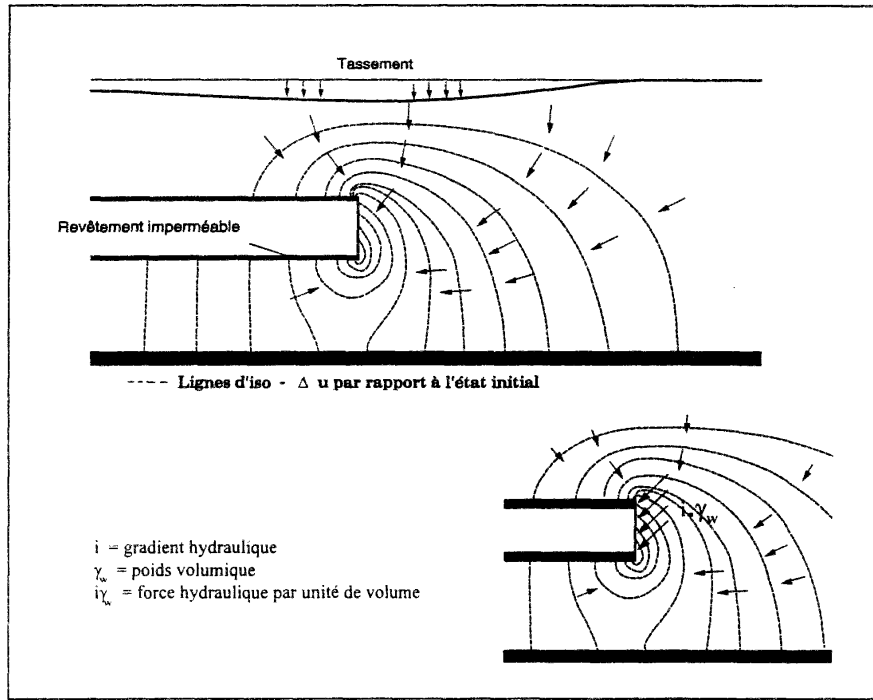


Figure II.10 : Conséquences mécaniques des écoulements vers un tunnel creusé par un bouclier à front ouvert (schéma descriptif obtenu par un calcul CESAR-LCPC).

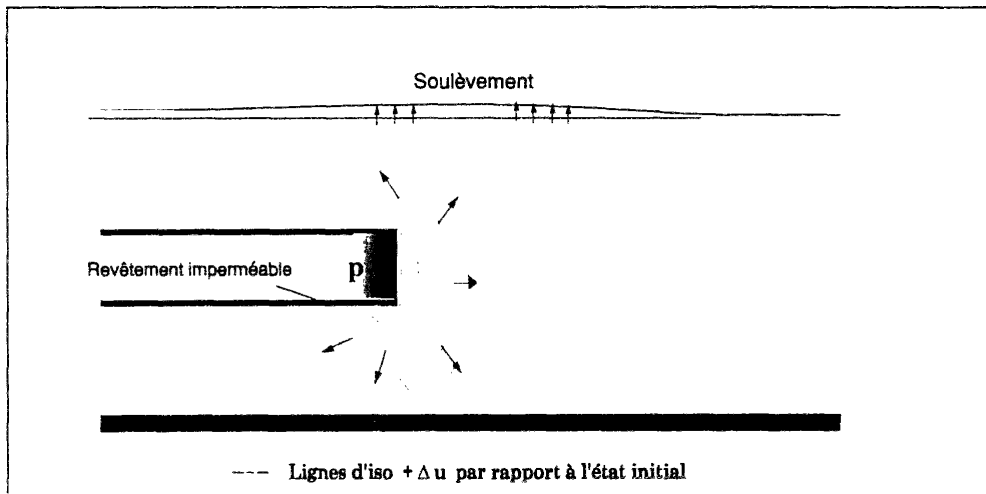


Figure II.11 : Conséquences mécaniques des écoulements autour d'un tunnel creusé avec une pression au front (schéma descriptif obtenu par un calcul CESAR-LCPC).

II.3. Modélisation des écoulements hydrauliques dans les sols en présence de surface libre

II.3.1. L'eau dans les sols

La distribution de l'eau dans les sols dépend des conditions hydrogéologiques du site considéré. La figure II.12 représente les principales particularités hydrauliques d'un massif où évolue une nappe phréatique.

L'aquifère comprend d'une part une zone saturée, où les pores sont entièrement remplis d'eau et d'autre part une zone non saturée. La partie saturée de l'aquifère, qui s'étend jusqu'au substratum

impermeable, est limitée vers le haut par la surface libre, définie comme le lieu des points où la pression de l'eau est égale à la pression atmosphérique : c'est le niveau piézométrique.

Au-delà de la surface libre, des pressions interstitielles négatives (succions) existent dans l'aquifère et l'expérience montre que, plus on s'éloigne de la surface libre, plus le degré de saturation des pores S_t diminue. Le profil hydrique au proche voisinage de la surface libre : c'est la frange capillaire.

Dans la frange capillaire, l'eau est en équilibre sous l'effet des pressions interstitielles négatives et des forces capillaires induites par la tension superficielle du fluide entre les grains. La hauteur capillaire dépend des propriétés du sol, de son homogénéité et de la dimension de ses pores (**figure II.12**). Elle varie de quelques centimètres dans le cas des sols granulaires à 2 ou 3 mètres, voire plus, dans les sols fins (argiles). Dans ce dernier cas, des phénomènes autres que les forces capillaires interviennent, notamment l'adsorption de l'eau sur les particules d'argile.

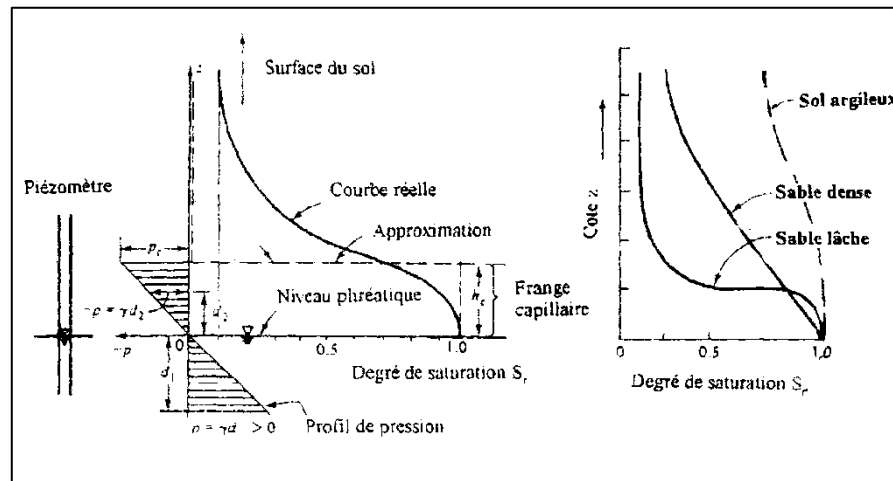


Figure II.12 : Profil hydraulique dans différents massifs naturels (Bear, 1979).

Par ailleurs, des teneurs en eau plus importantes peuvent exister dans la couche superficielle du terrain. Dans cette partie, le degré de saturation est fortement influencée par les conditions hydrologiques en surface (pluie, écoulement de surface, évapotranspiration, ...) ; l'eau y est en mouvement continu entre l'aquifère et la surface du sol.

En fait, toute l'eau souterraine est en mouvement continu. La **figure II.13** montre la distribution verticale des pressions interstitielles. La différence de pressions par rapport aux conditions hydrostatiques (à l'équilibre) régit les mouvements des eaux : en période d'alimentation faible, l'eau a tendance de remonter dans le massif (Wesley, 1994), provoquant l'abaissement du niveau de saturation (la surface libre) ; lors de la période de réalimentation suffisante, l'eau se déplace vers l'intérieur du massif et le niveau piézométrique augmente.

L'écoulement dans la partie saturée peut être en général décrit par la loi de Darcy et l'équation de conservation de la masse du fluide. Dans la partie non-saturée de l'aquifère, la description des phénomènes de transfert de l'eau est plus complexe. Elle fait intervenir plusieurs phénomènes.

L'eau contenue dans le sol est caractérisée non seulement par le volume qu'elle occupe dans les vides, mais aussi par son état énergétique. La tension superficielle de l'eau au contact de l'air et, dans le cas des sols fins, l'adsorption d'eau sur les particules solides jouent un rôle déterminant dans l'évolution hydrodynamique du domaine non-saturé de l'aquifère.

Par ailleurs, ces phénomènes sont à l'origine de la rétention d'une certaine quantité d'eau dans le sol qui ne participe pas aux phénomènes de l'écoulement. De ce fait, on définit, pour l'étude des écoulements dans le sol, la notion de porosité effective n_e , qui représente la porosité à travers laquelle l'eau peut circuler librement. Le rapport entre la porosité effective et la porosité totale du sol est plus réduit dans le cas des sols fins.

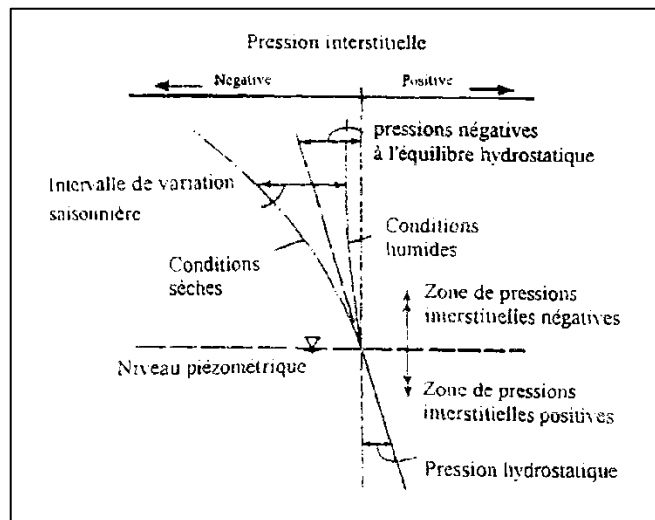


Figure II.13 : Distribution des pressions interstitielles dans un massif naturel (Wesley, 1994).

II.3.2. Modélisations usuelles des problèmes pratiques d'écoulement en présence de surface libre

II.3.2.1. Préliminaires

La résolution des problèmes d'écoulement en présence de surface libre, depuis longtemps, suscité un grand intérêt aussi bien en géotechnique que dans d'autres domaines des sciences de l'ingénieur tels que l'hydrologie, l'hydrogéologie, le génie agricole.

Cependant, la présence d'une surface libre pose certaines difficultés dans la modélisation des écoulements dans les sols. Ceci est principalement dû à l'existence de la zone non-saturée de

l'aquifère au-dessus de la surface libre. En outre, cette surface est douée d'un mouvement permanent ; elle évolue selon les caractéristiques de l'écoulement et les conditions hydrologiques en surface.

Depuis la première approche de J. Dupuit (1863), de nombreux travaux ont été effectués dans ce domaine et différentes méthodes ont été élaborées pour l'étude des écoulements en présence de surface libre. Ces travaux ont suivi trois approches : analytique, expérimentale et numérique.

Dans un premier temps, l'intérêt s'est essentiellement porté sur des résolutions analytiques des problèmes rencontrés dans la pratique. Les travaux de Forchheimer, et Boussinesq sont à la base des différents développements effectués dans ce domaine. Parallèlement en URSS, une deuxième école se fondait sur les travaux de Zjoukovsky et Pavlovsky, qui ont jeté les bases de la théorie des transformations conformes et de l'utilisation du potentiel complexe (cités par Polubarinova-Kochina, 1962).

Un progrès considérable a été accompli avec l'idée de Theis (1935) de comparer l'écoulement à la propagation de la chaleur et d'en appliquer les lois aux écoulements en régime transitoire. Ceci a donné naissance au formalisme théorique du calcul transitoire ainsi qu'à plusieurs types d'analogies expérimentales.

Le domaine expérimental a dès lors connu un essor important. Certaines applications, introduites vers 1900 (premier modèle réduit présenté par Forchheimer en 1903 ; première modélisation par analogie visqueuse effectuée par Hele-Shaw en 1897, cités par Harr, 1962), sont devenues d'un emploi systématique au milieu de notre siècle.

Toutefois, l'augmentation du coût des études expérimentales (matériels, effort, temps...), ainsi que les difficultés posées par une reproduction fine des conditions réelles de l'écoulement dans un modèle ont réduit l'intérêt de ce type d'approche. Cette tendance s'est accentuée au cours des deux dernières décennies, du fait des progrès considérables accomplis en matière de modélisation.

II.3.2.2 L'approche analytique

Les approches analytiques limitent en général la description de l'écoulement à la zone saturée de l'aquifère (Todd, 1959 ; Schneebeli, 1967). Il découle de cette approximation que la surface libre est non seulement l'isobare où règne la pression atmosphérique mais aussi la limite supérieure du domaine de l'écoulement. Cette limite est a priori une inconnue du problème, d'où le nom de "problème à surface (ou frontière) libre".

Par ailleurs, la majorité des approches analytiques simulent l'évolution transitoire de l'écoulement comme étant une succession d'états d'équilibre en régime permanent. En appliquant cette hypothèse

au domaine saturé de l'aquifère, l'équation de conservation de la masse d'eau et la loi de Darcy permettent d'écrire, pour un instant donné, l'équation générale qui décrit l'écoulement (pour un fluide incompressible et un squelette indéformable saturé), sous la forme:

$$\text{div} [K \cdot \text{grad} (h)] = 0 \quad (\text{II.1})$$

Où K est le coefficient de perméabilité du sol et h la charge hydraulique définie comme $h = u_w/\gamma_w + z$, u_w désignant la pression interstitielle, γ_w le poids volumique de l'eau et z la cote du point considéré.

Dans le cas d'une nappe à surface libre, une deuxième équation est nécessaire pour définir la cinématique de cette surface (une limite inconnue du problème) ; elle est en général déterminée à partir des conditions de pression nulle et de continuité du débit appliquées en tout point de cette surface (**figure II.14**). On obtient dans le cas d'un terrain isotrope :

$$n_e \cdot \frac{dn}{dt} = k \cdot \left[\frac{dh}{dx} \cdot \frac{dn}{dx} + \frac{dh}{dz} \cdot \frac{dn}{dz} \right] \quad (\text{II.2})$$

η Étant la cote de la surface libre, n , la porosité effective du sol et t le temps.

La résolution mathématique du problème d'écoulement consiste à résoudre ces équations (II.1 et II.2) complétées par les conditions initiales et les conditions aux limites. Le comportement de l'aquifère est complètement défini par deux paramètres physiques : la perméabilité et la porosité effective.

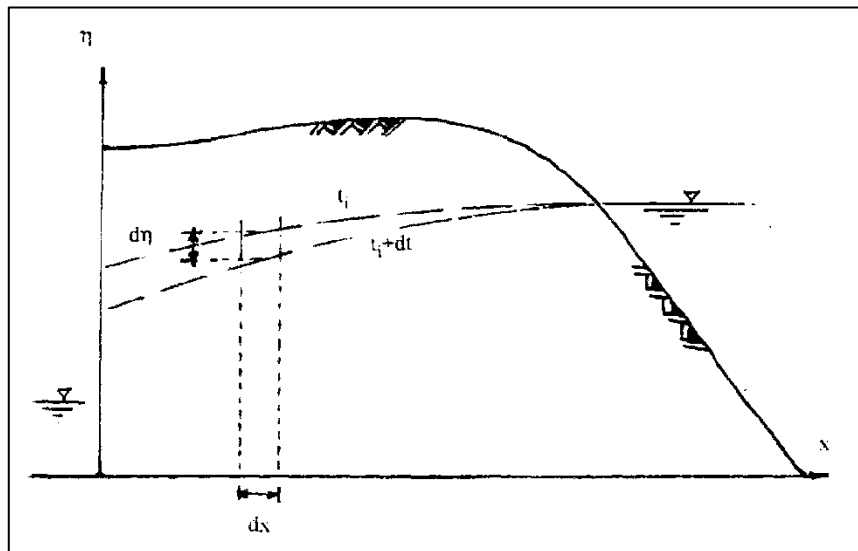


Figure II.14 : Schéma de la surface libre pour un traitement analytique simplifié (Todd, 1959).

Cependant, la difficulté de la résolution des problèmes pratiques par cette approche (la charge hydraulique dépend des variations de la position de la surface libre, cette position dépendant

elle-même de la charge hydraulique) a conduit à admettre certaines hypothèses simplificatrices, notamment celle de Duouit-Forchheimer concernant la distribution de la charge hydraulique (charge hydraulique constante et égale à la cote de la surface libre dans les plans verticaux normaux à l'écoulement)

Toutefois, en régime transitoire, des difficultés ont toujours été rencontrées dans la résolution mathématique des équations de l'écoulement et la plupart des approches de calcul proposées concernent plus particulièrement les écoulements en régimes permanents, pour lequel la position de cette surface reste stationnaire (Harr, 1962 ; Castany, 1962).

Par ailleurs, d'autres approches ont été développées pour traiter du régime permanent. Parmi les plus classiques, on peut citer celles basées sur les transformations conformes et l'utilisation des potentiels complexes. Cette méthode consiste à définir une fonction transformant la géométrie du problème en une géométrie plus simple où la solution est soit connue, soit plus facilement calculable. Ces principes sont largement décrits dans les ouvrages de Aravin et Numerov (1965) et Polubarinova-Kochina (1962).

Cette approche est à la base de l'interprétation théorique des propriétés géométriques des réseaux d'écoulement (réseaux orthogonaux de lignes de courant et de lignes équipotentielles), propriétés qui permettent à l'ingénieur, par un procédé graphique facile à mettre en œuvre, de déterminer approximativement les caractéristiques de l'écoulement (Cedergren, 1977).

Toutefois, les approches analytiques n'ont pu fournir de solutions que pour quelques problèmes d'écoulement simples, monodimensionnels ou bidimensionnels à géométrie idéale ou idéalisée ; le milieu aquifère est supposé, dans la plupart des cas, isotrope et homogène. Mais le formalisme mathématique du problème a surtout servi de bases aux modèles expérimentaux, aussi bien pour l'élaboration des méthodes d'essais que pour l'interprétation des mesures.

II.3.2.3. Les approches expérimentales

La résolution expérimentale des problèmes d'écoulement à surface libre repose sur la reproduction des conditions d'écoulement propres au problème étudié (prototype), sur un modèle réalisé en laboratoire à échelle réduite. Ce modèle doit vérifier les principes de la similitude géométrique et physique par rapport au problème initial.

L'écoulement étant, dans le cas d'un milieu homogène isotrope saturé, régi en régime permanent par l'équation $\Delta h=0$, la similitude est obtenue à travers les échelles des longueurs uniquement (rapports géométriques). Par contre, en régime transitoire ; les rapports de perméabilités, de coefficient d'emmagasinement et de temps devront également intervenir.

Il existe principalement trois types de modèles expérimentaux : les modèles de sols reconstitués, le modèle à fluide visqueux (Hele-Shaw) et les modèles rhéo-électriques ; ces derniers n'ont, à notre connaissance, jamais été appliqués aux problèmes d'écoulement vers les tunnels.

Les modèles de sols reconstitués sont, généralement, constitués de trois réservoirs : un réservoir médian où l'on place le matériau, un réservoir latéral d'alimentation et un dernier qui reçoit le débit sortant (**figure II.15**). Le modèle est rempli usuellement de sable compacté à la porosité requise et alimenté en eau filtrée pour éviter autant que possible le colmatage du dispositif. Le remplissage du modèle doit être effectué de façon à vérifier les conditions de validité de la loi de Darcy. Ceci peut inciter à utiliser un sable très fin pour limiter les vitesses et réduire le nombre de Reynolds. Mais la remontée capillaire dans ce type de sol est trop importante et risque de fausser les résultats. La tendance est à l'utilisation d'un gros sable avec, comme fluide, un liquide visqueux (un mélange d'eau et de glycérine). Ceci assure la validité de la loi de Darcy et réduit l'erreur due à la capillarité.

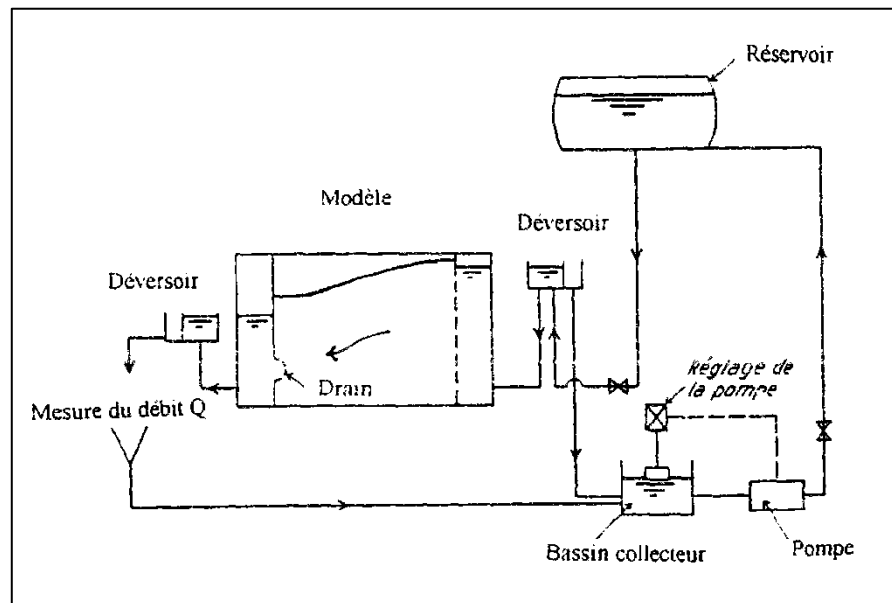


Figure II.15 : Modèle de sol reconstitué pour l'étude des écoulements vers un drain (Zeller, 1954).

Le modèle de Hele-Shaw (appelé aussi modèle des plaques rapprochées) est basé sur le fait que l'écoulement d'un liquide visqueux entre deux plaques de faible écartement suit une loi analogue à la loi de Darcy. Un dispositif modélisant l'écoulement vers un tunnel semi-circulaire est représenté sur la **figure II.16**. Il est constitué de deux plaques parallèles dont l'une est en verre ou en Plexiglas pour permettre la visualisation de l'écoulement. L'écartement entre les plaques est en général de l'ordre de 1,5 à 2,5 mm. Le liquide employé peut être de l'huile minérale ou un mélange d'eau et de glycérine. La charge hydraulique peut être mesurée par des prises de pression fixées à l'une des plaques et reliées à des tubes manométriques.

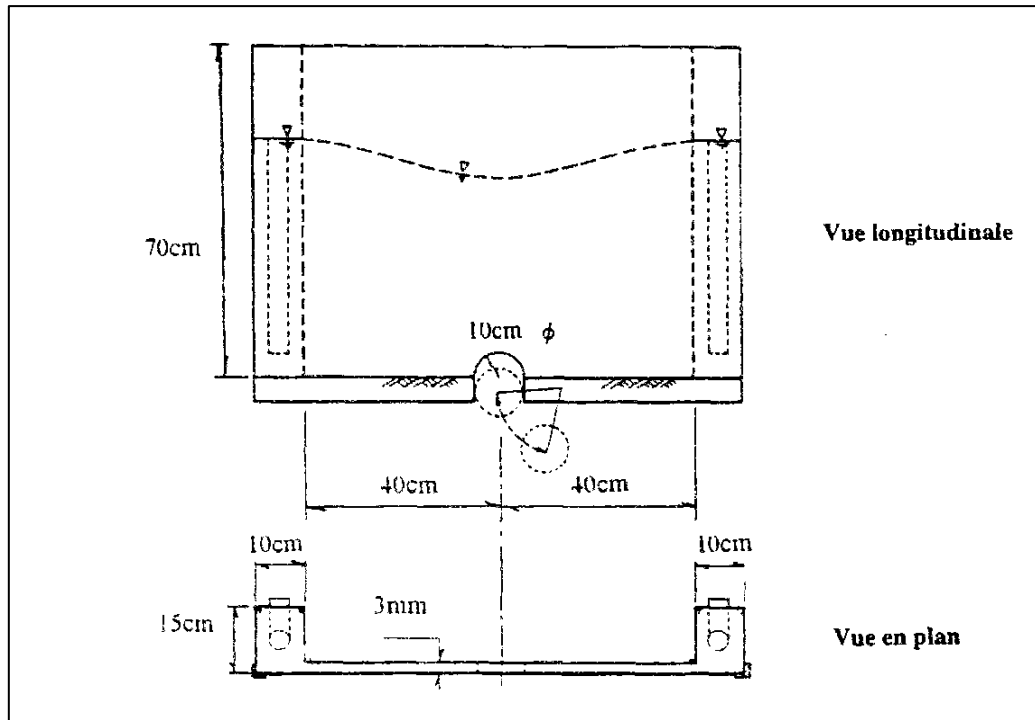


Figure II.16 : Modèle de Hele-Shaw appliqué à l'étude des écoulements vers un tunnel (Chishaki et al. 1978).

Les modèles visqueux sont plus rapides et plus maniables que les modèles de sable. Ils conviennent bien à l'étude des écoulements plans en présence de surface libre. L'ascension capillaire y est beaucoup moins marquée que dans les modèles de sable. Toutefois, ces modèles négligent l'écoulement dans la partie non saturée de l'aquifère. Vauclin et al. (1976) ont effectué une comparaison des résultats obtenus par des modèles de sable et des modèles visqueux, utilisés pour simuler le drainage d'une colonne de sol : le modèle visqueux surestime le volume d'eau drainée et sous-estime le rabattement de la nappe ainsi que la durée du régime transitoire. Ceci est dû au fait que le modèle ne permet pas de prendre en compte le volume d'eau qui évolue au-dessus de la surface libre (Vauclin et al., 1976).

Par ailleurs, les modèles de sol présentent l'avantage de suivre les mêmes lois physiques que les écoulements en terrain aquifère : les gradients peuvent provoquer des zones de rupture aussi bien sur le modèle qu'en vraie grandeur. Ces modèles permettent, en outre, de simuler des conditions d'écoulements tridimensionnels. Les phénomènes liés aux écoulements peuvent notamment être étudiés sur modèles centrifugés. Des expériences de ce type sont actuellement menées au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées : le dispositif expérimental utilisé est illustré sur la **figure II.17** (Skiker. 1995).

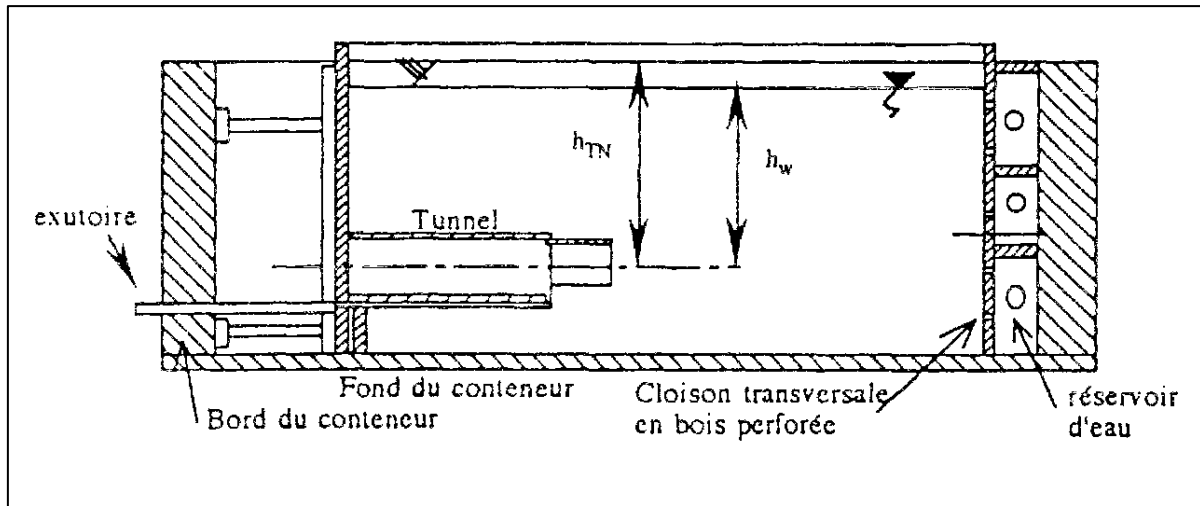


Figure II.17 : Dispositif expérimental développé au LCPC pour l'étude des écoulements vers les tunnels sur modèles centrifugés (Skiker, 1995).

II.3.2.4. Les approches numériques

Il existe principalement deux méthodes numériques largement appliquées aux problèmes d'écoulement en milieux poreux : la méthode des différences finies et la méthode des éléments finis. La méthode des différences finies a connu dans ses débuts un grand intérêt. En effet, c'est à travers celle-ci que les plus grands développements ont été réalisés en matière de résolution des problèmes d'écoulements. Toutefois, cette méthode semble, à l'heure actuelle, moins utilisée par comparaison avec la méthode des éléments finis.

Les premières applications de la méthode des éléments finis aux écoulements souterrains sont dues à Witherspoon et al. (1968), Javandel et Witherspoon (1968, 1969), Sandhu et Wilson (1969), Neuman et Witherspoon (1969) (cités par Neuman et Witherspoon, 1971a). Ces premiers travaux considéraient l'écoulement dans un milieu poreux saturé aux limites bien définies (absence de surface libre), la problématique de la prise en compte d'une surface libre ayant été abordée pour la première fois par Taylor et Brown (1967).

L'application de la méthode des éléments finis aux problèmes d'écoulement en présence de surface libre a été introduite par Finn (1967), par Neuman et Witherspoon (1970) en régime permanent, et par Neuman et Witherspoon (1971a, 1971b) en régime transitoire. Ces travaux ont donné naissance à une première école de résolution des problèmes d'écoulement à surface libre.

Cette approche assimile la surface libre à un front de saturation, qui constitue une limite mobile du domaine de l'écoulement. L'approche consiste à résoudre, dans le domaine saturé, l'équation générale qui régit l'écoulement en régime transitoire :

$$-div [k \cdot grad(h)] + S \cdot \frac{dh}{dt} = 0 \quad (\text{II.3})$$

Où S désigne le coefficient d'emmagasinement, qui détermine physiquement la surface libre.

La résolution de cette dernière équation est délicate, dans la mesure où l'une des limites du domaine de résolution n'est pas connue au départ. La surface libre pose de plus le problème d'être le lieu d'une double condition aux limites : charge hydraulique égale à la cote et flux nul normal à la surface (surface de courant). Cette double condition ne constitue pas une surdétermination mathématique, puisque cette frontière est une inconnue du problème.

Le traitement numérique consiste à se fixer au départ de façon arbitraire la position de la surface libre, à lui imposer la condition de flux nul et à ajuster sa position à chaque itération de calcul (vérification de l'équation II.3), en cherchant à satisfaire la condition de charge ($h = \eta$, η étant la cote de la surface libre). A chaque itération, le maillage est réadapté. Deux méthodes peuvent être employées. La première consiste à retirer du maillage les éléments situés au-dessus de la surface libre (**figure II.18a**). La deuxième méthode utilise un maillage déformable : le maillage se déforme pour pouvoir représenter, à chaque itération (ou pas de temps), le domaine saturé de l'écoulement (**figure II.18b**).

Malgré les inconvénients qu'elles présentent, ces méthodes ont été largement utilisées (Cividini et Gioda, 1984 ; Cheng et Tsui, 1993). En milieu non-homogène, l'hétérogénéité de perméabilité a souvent pour conséquence d'entraîner des perturbations de la surface libre au voisinage des interfaces ; de plus, les techniques de déformation du maillage sont d'un emploi délicat en régime transitoire, quand il faut traiter des mouvements importants de la surface libre (Humbert, 1984).

Du point de vue physique, ces méthodes négligent les écoulements de la partie non-saturée de l'aquifère au-dessus du front de saturation. Ces écoulements tendent à réalimenter la nappe. Pour pallier cet inconvénient, Neuman et Witherspoon (1971b) ont présenté un modèle dans lequel l'écoulement de la zone non-saturée est simulé par un débit surfacique imposé au niveau de la surface libre (**figure II.18c**). Cette approche a été initialement proposée par Boulton (1954).

Mais l'approche qui est sans doute la plus rigoureuse consiste à considérer la continuité de l'écoulement entre les zones saturée et non saturée de l'aquifère. Les premiers travaux dans ce domaine sont dus à Rubin (1968), à Taylor et Luthin (1969) et à Freeze (1967, 1969), qui ont utilisé la méthode des différences finies. La première application de la méthode des éléments finis à ce problème est due à Neuman (1973). Ces travaux ont constitué les bases du calcul par l'approche dite "saturé - non saturé".

Dans le cadre de cette approche, la plupart des schémas numériques utilisent l'équation monophasique de Richards (1931) pour le traitement des écoulements en présence de surface libre.

Cette équation permet de préserver la continuité de l'écoulement entre les zones saturées et non-saturées, et de gérer le mouvement de la surface libre à travers des fonctions mathématiques bien établies dans l'hydraulique des sols (**figure II.18d**).

En fin, ce bref exposé des approches numériques, expérimentales ou analytiques dont dispose l'ingénieur pour étudier l'écoulement vers un ouvrage souterrain nous permet d'appréhender les avantages et les limites des méthodes de calcul recueillies dans la littérature que nous présentons dans la troisième partie de ce chapitre.

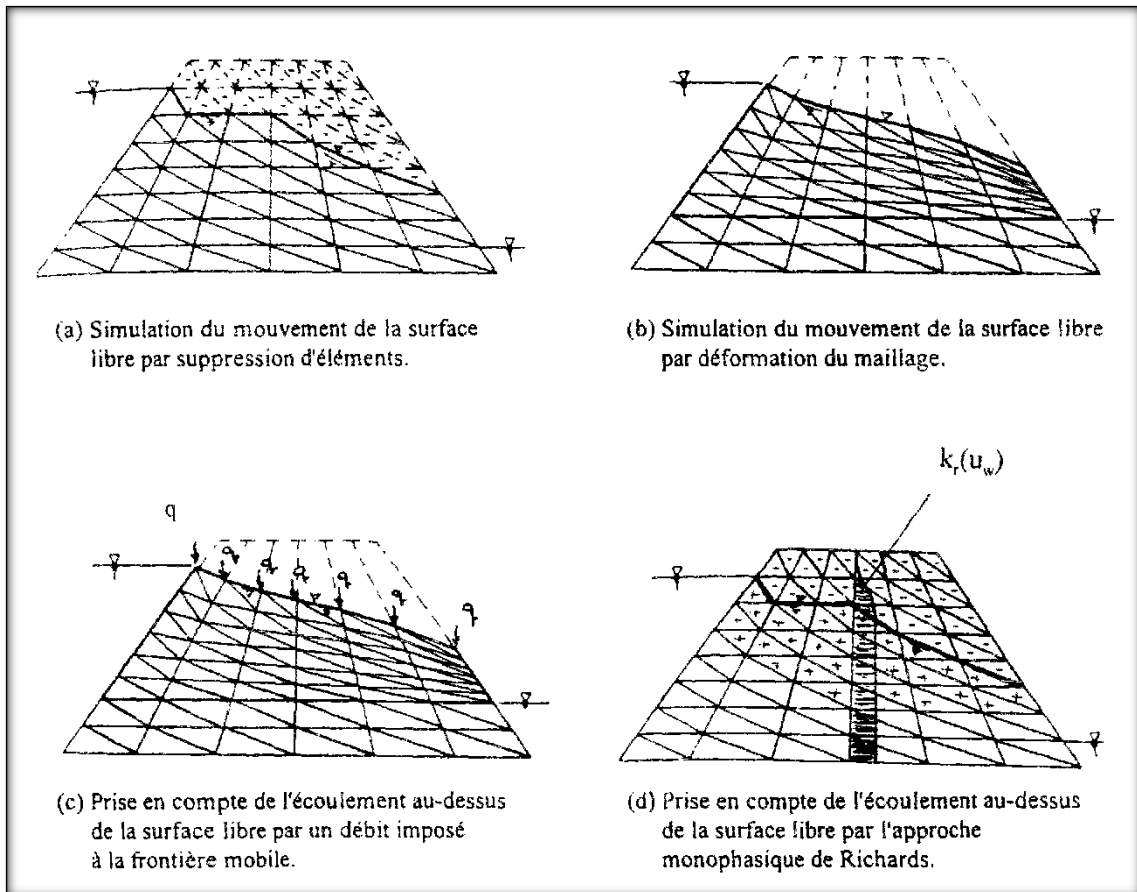


Figure II.18 : Traitement numérique de la présence d'une surface libre.

II.4. Calcul des écoulements vers les tunnels – Revue des travaux antérieurs

II.4.1. Description des méthodes de calcul

Cette section est divisée en deux parties. La première partie concerne les méthodes traitant des écoulements en régime permanent, qui correspond à l'équilibre hydraulique du massif entre le flux sortant (par la paroi perméable du tunnel) et le flux rentrant par réalimentation de l'aquifère. Cette condition caractérise les écoulements à long terme.

La deuxième partie, quant à elle, décrit les travaux consacrés à l'étude du régime transitoire, qui caractérise à court et moyen termes l'évolution des écoulements vers le tunnel dans le temps et notamment pendant la construction de l'ouvrage.

Tableau II.2 : Caractéristiques des méthodes de calcul

| Méthode | Type de méthode | Condition de nappe | Paramètres estimés en régime permanent | | Etude du régime transitoire | Commentaires |
|-------------------------------|-----------------|--------------------------|--|-------------|-----------------------------|--|
| | | | débit | rabattement | | |
| Dupuit (1863) | analytique | surface libre | X | X | | Écoulement vers une tranchée. |
| Bear (1979) | analytique | surface libre | X | | | Basé sur les hypothèses de Dupuit. |
| Avejanov (1949) | analytique | surface libre | X | X | | Écoulement vers un drain, basé sur les hypothèses de Dupuit. |
| Romanova (1956) | analytique | surface libre | X | | | Basé sur les hypothèses de Dupuit ; drain situé entre deux bassins. |
| Romanov (1959) | analytique | surface libre | X | | | Basé sur les hypothèses de Dupuit. |
| Shimogami et al. (1989) | analytique | surface libre | X | | | Propose également une équation pour le débit rentrant par le front. |
| Keller- Robinson (1959) | expérimentale | surface libre | X | | | Modèles de sol pour étudier le débit vers les drains agricoles ; ne tient pas compte de l'influence du diamètre des drains. |
| Zel'fer (1954) | expérimentale | surface libre | X | X | | Abaqués construits à partir de résultats sur modèles de sable pour un drain peu profond, et également solution analytique. |
| Chishaki et Yang (1977) | numérique | surface libre | X | X | | Abaqués pour un demi-tunnel circulaire de diamètre $D=10$ m ; calculs validés par expérimentations sur modèle de Hele - Shaw ; prise en compte de l'influence de l'anisotropie de perméabilité du terrain ; calcul en coupe longitudinale également. |
| Chishaki et al. (1978) | numérique | surface libre | | | X | |
| Chishaki (1984) | numérique | en charge | X | | X | |
| Sato (1983) | analytique | surface libre | X | X | | Prise en compte du taux d'infiltration en surface ; validation par rapport à des résultats numériques et expérimentaux par analogie visuelle. |
| Sato et Iizawa (1983) | numérique | surface libre | | | X | |
| Descocudres et Rybisar (1987) | numérique | surface libre | X | X | | Étudient également l'écoulement vers le front de taille en conditions tridimensionnelles. |
| Poľbarinova- Kochina (1962) | analytique | en charge, surface libre | X | | X | Estimation du débit dans un drain ; massif semi-infini, tunnel reposant sur un substratum imperméable. |
| Goodman et al. (1965) | analytique | surface libre en charge | X | | X | Modélisent expérimentalement l'avancement du front de taille ; ils proposent une méthode graphique pour le calcul du débit à l'avancement. |
| Carosso et Giani (1989) | analytique | en charge | X | | | Prise en compte d'une zone injectée autour du tunnel. |
| Zhang et Franklin (1993) | analytique | en charge | X | | | Perméabilité du sol variable avec la profondeur ; solution vérifiée par calculs numériques. |
| Fitzipatrick et al. (1981) | numérique | en charge | X | | | Étudient également le rayon d'influence du tunnel, l'effet d'un revêtement semi-perméable ou d'une pression interne au tunnel. |
| Rat (1968, 1973) | analytique | en charge | X | | X | Cas traités : massif semi-infini, substratum situé à une distance finie, bicouche ; également calculs au front de taille d'un tunnel perméable. |
| Cassan (1979) | analytique | en charge | X | | | Cas traités : massif semi-infini constitué de 1, 2 ou 3 couches, massif semi-indéfini, extension au cas de galeries multiples. |
| Thunvik et Braster (1977) | numérique | surface libre | | | X | Abaqués permettant le calcul du débit et du rabattement en fonction du temps pour un tunnel carré. |

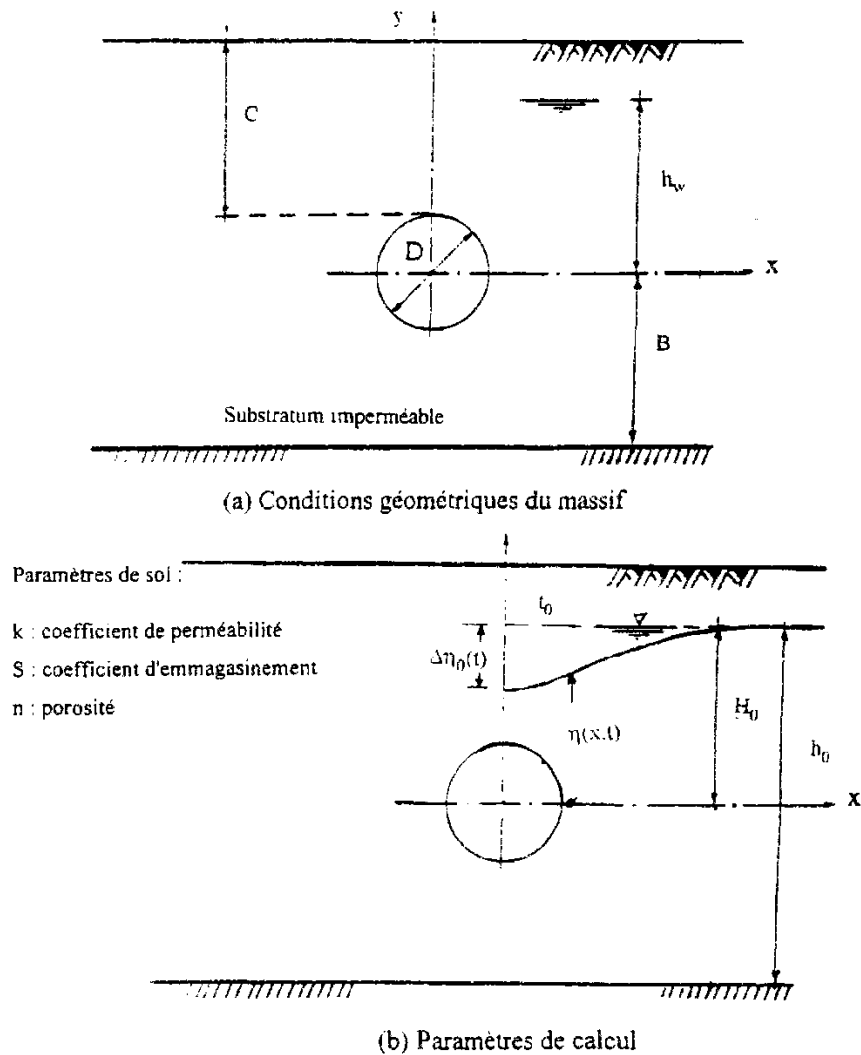


Figure II.19 : Conditions géométriques du tunnel (a) et paramètres de calcul (b).

Deux cas de figure ont été considérés : une nappe à surface libre (nappe dont le niveau piézométrique peut varier dans le temps ou dans l'espace) et une nappe à niveau constant, due à réalimentation continue du toit de l'aquifère ; cette dernière peut correspondre au cas d'une traversée sous-marine ou sous-fluviale.

II.4.1.1. Écoulement en régime permanent

Cas d'une nappe à surface libre

Comme le montre le **tableau II.2**, le cas d'une nappe à surface libre a fait l'objet d'un nombre important de travaux. Les méthodes basées sur l'approche analytique utilisent, pour la plupart, les hypothèses de Dupuit (1863), qui correspondent en toute rigueur (**figure II.20**) à un écoulement plan vers une tranchée drainante de rayon d'action L , et maintenue à un niveau de charge h_p , par rapport au substratum. Dans le cas d'une nappe s'étendant de part et d'autre de la tranchée, ces

hypothèses permettent d'obtenir, de manière immédiate, une estimation du débit recueilli dans la galerie :

$$Q = k(h_0^2 - h_p^2)/L \quad (\text{II.4})$$

Cette expression a été proposée par Bear (1979). Le calcul permet aussi de donner l'équation de la surface libre :

$$\eta^2 = h_p^2 + (h_0^2 - h_p^2)x/L \quad (\text{II.5})$$

η représentant le niveau de la surface libre par rapport au substratum et x la distance au plan médian du tunnel.

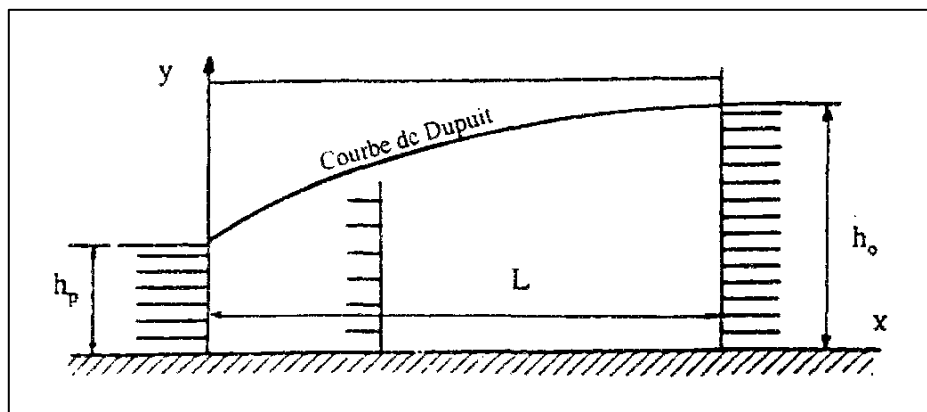


Figure II.20 : Hypothèses de Dupuit.

Cette méthode de calcul approchée a été reprise pour mieux tenir compte des conditions réelles de l'écoulement aux abords de la galerie et permettre de traiter des configurations particulières, susceptibles d'être rencontrées dans la pratique. Par exemple, Averjanov (1949) s'est intéressé au cas d'un tunnel drainant, situé à proximité d'une rivière ; Romanova (1956) a traité le problème d'un tunnel construit entre deux rivières maintenues à des niveaux de charge différents.

La méthode de Romanov (1959), qui s'applique également au cas d'un tunnel compris entre une nappe de charge h_1 , située à une distance L_1 , et une nappe de charge h_2 , située à une distance L_2 , décompose le massif où se produit l'écoulement en trois secteurs (**figure II.21**) : les deux premiers secteurs correspondant aux deux parties de chaque nappe situées au-dessus du niveau de l'axe du tunnel et le troisième secteur au massif compris entre l'axe du tunnel et le substratum imperméable.

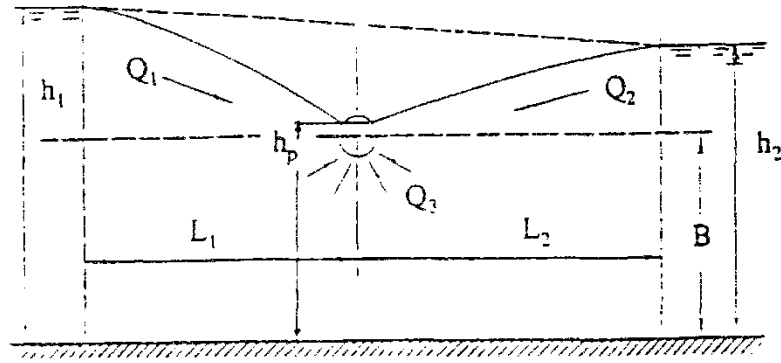


Figure II.21 : Conditions considérées par Romanov (1959).

Le débit recueilli par le tunnel est égal à la somme des débits provenant de chacun des trois secteurs :

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 \quad (\text{II.6})$$

Les expressions suivantes sont obtenues pour les trois contributions au débit :

$$Q_1 = k \left[(h_1 - h_p)^2 - (h_p - B)^2 \right] / 2L_1 \quad (\text{II.7})$$

$$Q_2 = k \left[(h_2 - h_p)^2 - (h_p - B)^2 \right] / 2L_2 \quad (\text{II.8})$$

$$Q_3 = \pi k \left[(h_1 + h_p) / 2 - h_p \right] / \left[\lg(2B / \pi D) + \pi L_1 L_2 / B(L_1 + L_2) \right] \quad (\text{II.9})$$

Cette méthode peut être utilisée pour estimer le débit dans un tunnel situé dans une nappe de charge initiale h_0 par rapport au substratum, une fois donnés la distance d'influence L du tunnel et le niveau de nappe h_p dans le tunnel :

$$Q = k \left[(h_0 + h_p)^2 - (h_p - B)^2 \right] / L + \pi k (h_0 + h_p) / \left[\lg\left(\frac{2B}{\pi D}\right) + \pi L / 2B \right] \quad (\text{II.10})$$

Par ailleurs, Shimogami et al. (1989) proposent une méthode pour le calcul du débit d'écoulement vers un tunnel en cours de construction à l'aide de deux expressions. La première expression fournit une estimation du débit d'écoulement vers les parois perméables du tunnel en coupe transversale (**figure II.22a**) ; celle-ci se met sous la forme :

$$Q = 2\pi k (H_0 - \Delta\eta_p) / \ln[4(H_0 - \Delta\eta_p) / D] \quad (\text{II.11})$$

$\Delta\eta_p$ Représentant le rabattement de la nappe en régime permanent.

La deuxième expression concerne l'écoulement en coupe longitudinale (**figure II.22b**), le débit drainé par le front de taille étant donné par l'expression :

$$Q = 0.5\pi k.H_0.\Delta\eta_p / \ln[L_a/D] \tag{II.12}$$

où L_a désigne le rayon d'action de l'écoulement à l'avant du front de taille.

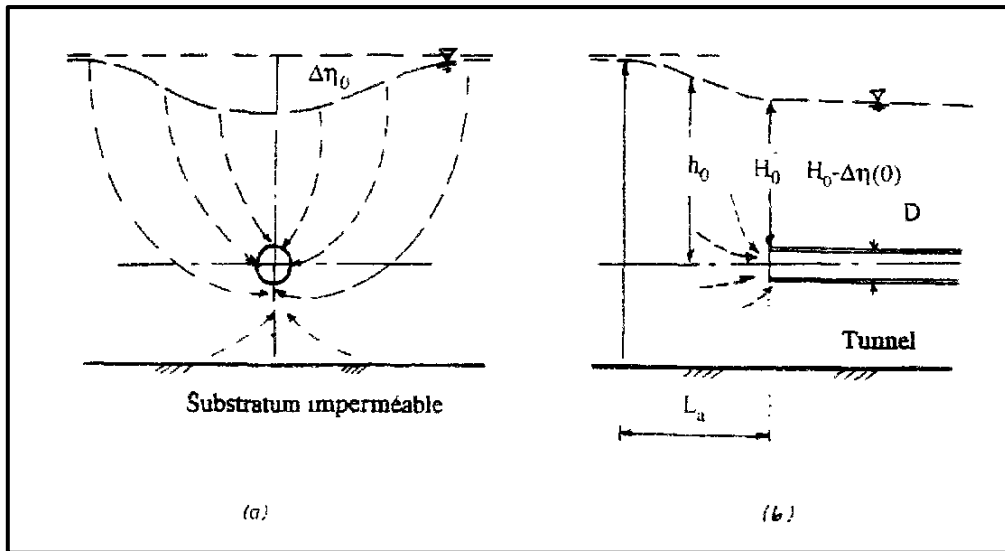


Figure II.22 : Schémas d'écoulements transversal et longitudinal considérés par Shimogami et al. (1989).

De nombreux travaux ont, par ailleurs, été réalisés dans le domaine agricole pour étudier le débit intercepté par des drains horizontaux et l'incidence du drainage sur la nappe : analogie électrique (Childs, 1946), analogie visqueuse de Hele-Shaw (Curtet et Ruby, 1960, Curtet et al., 1964), études expérimentales sur des massifs de sol reconstitués ; cette approche a été utilisée par Zeiler (1954), Donnan (1959), Keller et Robinson (1959). Ces derniers ont établi, à partir d'une série d'expériences effectuées sur des modèles de sols reconstitués, une méthode empirique de calcul permettant de déterminer le débit Q recueilli par le drain. La méthode se présente sous la forme d'abaques donnant le rapport Q/kh_0 en fonction de L/h_0 et B/h_0 (**figure II.23**) ; elle permet également de tenir compte de l'inclinaison éventuelle du substratum imperméable par rapport à l'horizontale.

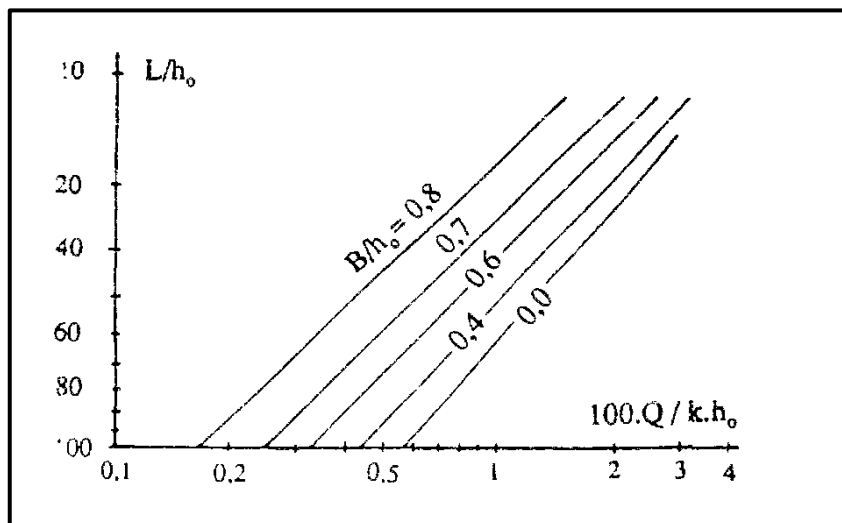


Figure II.23 : Méthode de Keller-Robinson (1959).

Par ailleurs, les expériences sur modèles de sable de Zeller (1954) ont permis d'établir des abaques pour le calcul du débit Q et du niveau piézométrique de la nappe η_0 au niveau de l'axe du drain, en fonction de la charge h_d imposée au niveau du drain. Ces abaques sont présentés sous forme adimensionnelle sur la **figure II.24**.

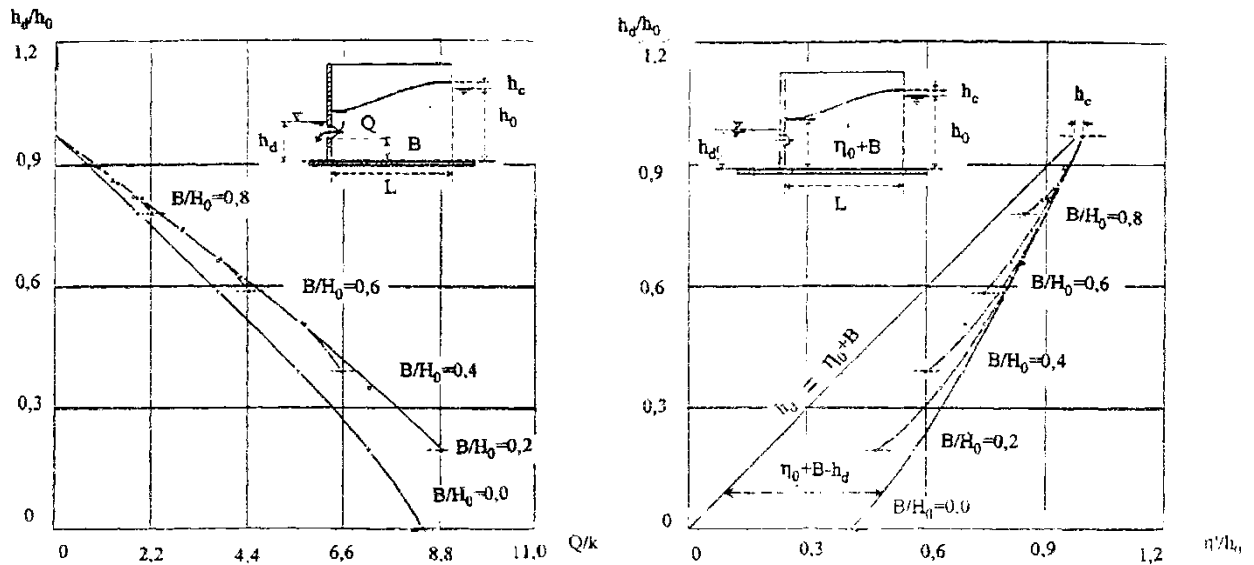


Figure II.24 : Méthode de Zeller (1954).

D'autre part, Zeller (1954) a développé une expression pour le calcul du débit d'écoulement dans le cas d'une faible dépression du niveau piézométrique. Cette expression se met sous la forme :

$$Q = k \cdot [\eta_0 - h_d] / \{ \ln[\operatorname{tg}(2\pi B/4\eta_0)] + \ln[\pi D/8\eta_0] \} \quad (\text{II.13})$$

Toutefois, les méthodes de Zeller (1954) et Keller-Robinson (1959) ne considèrent pas l'influence du diamètre du drain, ce qui peut présenter quelques inconvénients pour des applications à des calculs d'écoulements vers des tunnels.

Dans le domaine numérique, différents travaux ont conduit à proposer des méthodes pour le calcul des écoulements vers les tunnels en régime permanent. Ces approches sont dues à Chishaki et Yang (1977), Sato (1983) et Descoedres et Rybisar (1987).

La méthode de Chishaki et Yang (1977) repose sur une étude paramétrique effectuée à partir de calculs par éléments finis, pour un demi-tunnel circulaire de 10 m de diamètre. Le débit Q recueilli dans le tunnel et le rabattement $\Delta\eta$ de la nappe sont déterminés à partir d'abaques donnant Q/k en fonction de H_0^2/L et $\Delta\eta$ en fonction de H_0/L , des corrections étant appliquées pour tenir compte de la distance B entre l'axe du tunnel et le substratum (**figure II.25**).

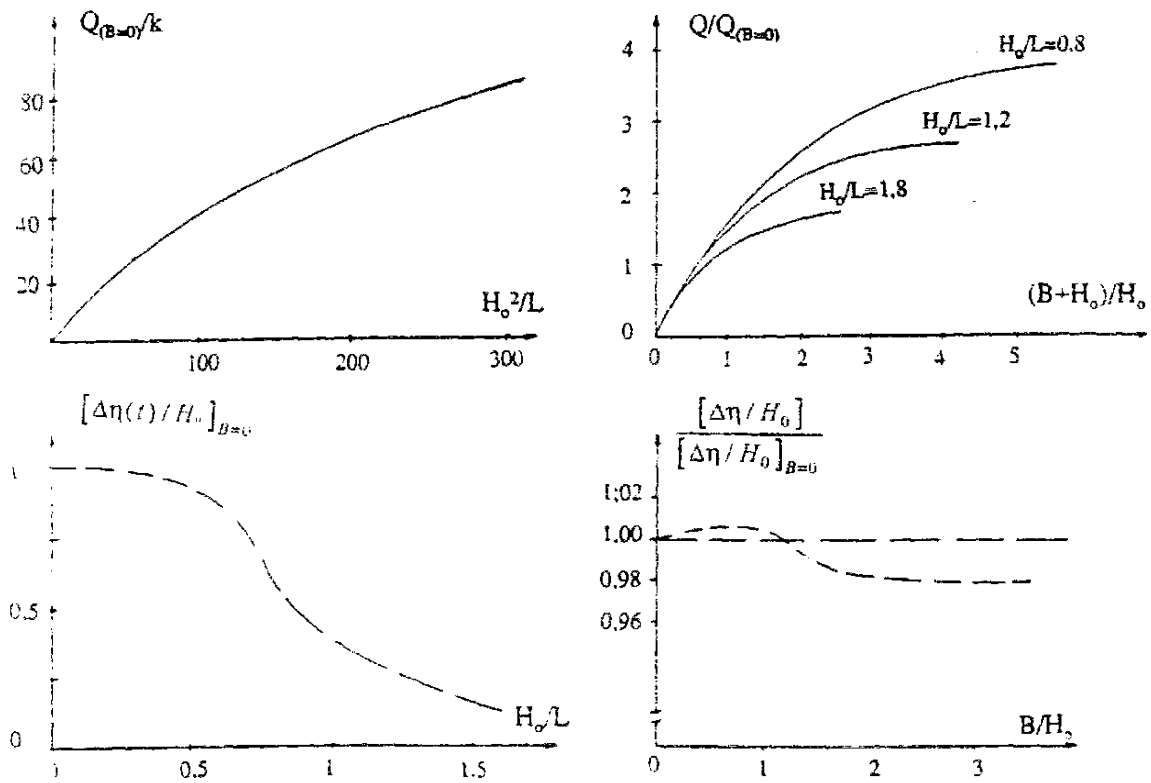


Figure II.25 : Méthode de Chishaki et Yang (1977).

La méthode de Sato (1983) est basée sur une analyse de l'équilibre hydraulique autour d'un tunnel drainant, tenant compte d'un taux d'infiltration de surface f . Elle permet de calculer le débit Q , ainsi que le niveau moyen η_e de la nappe après rabattement à partir d'abaques donnant $Q/2kL$ et $Q/2kL$ en fonction de f/k et L/B (figure II.26). Les prévisions de calculs sont proches des résultats d'essais sur modèles de Hele-Shaw (Sato et Iizawa, 1983).

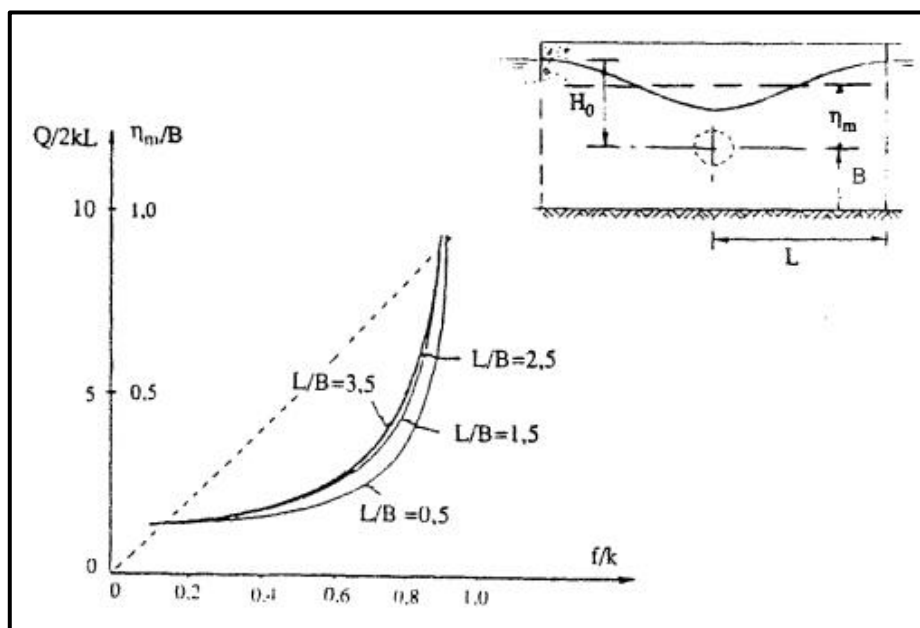


Figure II.26 : Méthode de Sato (1983).

Descoedres et Rybisar (1987) ont utilisé la méthode des relaxations de Southwell pour proposer un abaque donnant la position de la nappe en fonction des rapports adimensionnels B/D , H_0/D et H_d/D , où H_d représente la charge appliquée au niveau du tunnel (**figure II.27**). Dans le cas où cette charge est égale à la cote (tunnel maintenu à la pression atmosphérique), le niveau de la nappe peut être défini par la relation :

$$\eta(0) = 1,43.(H_0 - 5D) + B \quad (\text{II.14})$$

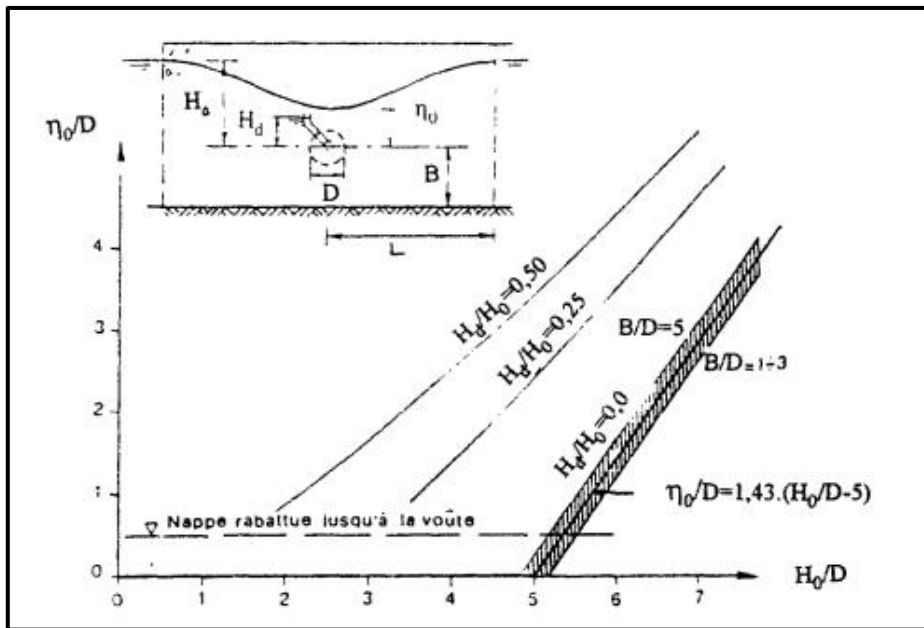


Figure II.27 : Méthode de Descoedres et Rybisar (1987).

Par ailleurs, Descoedres et Rybisar (1987) ont pu obtenir, à partir de résultats numériques, une expression du débit qui s'écrit :

$$Q = k.(H_0 - H_d).(1 + 3B/(H_0 + B)).H_0/L \quad (\text{II.15})$$

Parallèlement, ils ont étudié l'influence de la profondeur du substratum, d'une part, et d'autre part, celle d'un anneau autour du tunnel de faible perméabilité par rapport au sol ; ils ont étudié leur influence sur le débit d'écoulement vers l'ouvrage et le niveau piézométrique de la nappe. Les travaux de Descoedres et Rybisar (1987) abordent également l'écoulement vers le front de taille d'un tunnel en conditions tridimensionnelles par la méthode des éléments finis.

Cas d'une nappe à niveau piézométrique constant

Dans ce domaine, un certain nombre de méthodes ont été développées pour l'estimation du débit entrant dans une galerie souterraine. En particulier, l'expression du débit donnée par la méthode de Polubarinova-Kochina (1962) a été établie pour un drain, placé dans un massif homogène ; la nappe se situe à une hauteur H' au-dessus de la surface du terrain naturel, ce qui signifie que la charge hydraulique initiale par rapport au niveau de l'axe du drain est égale à :

$$H_0 = C + D/2 + H' \quad (\text{II.16})$$

Le débit obtenu se met sous la forme :

$$Q = 2\pi k \cdot H_0 / \ln[4(H_0 - H')/D] \quad (\text{II.17})$$

pour un demi-espace homogène, et :

$$Q = \pi k \cdot H_0 / \ln[4(H_0 - H')/\pi D] \quad (\text{II.18})$$

dans le cas d'un drain semi-circulaire, reposant sur un substratum imperméable (B=0).

Dans le domaine des tunnels, Goodman et al. (1965) proposent l'équation suivante du débit d'écoulement vers un tunnel situé dans un massif limité par le bas par un substratum imperméable.

$$Q = 2\pi k \cdot H_0 / \ln(4C/D + 2) \quad (\text{II.19})$$

Carosso et Giani (1989) ont proposé une relation similaire mais pour un tunnel situé dans un massif semi-infini et recouvert d'un anneau de revêtement de perméabilité différente de celle du terrain. Cette relation s'écrit :

$$Q = 2\pi k \cdot H_0 / (\ln R_1 + \frac{k}{k_1} \ln L) \quad (\text{II.20})$$

Où R_1 et k_1 représentent respectivement le rayon du tunnel et la perméabilité du revêtement et L, le rayon d'action du tunnel.

Par ailleurs, Zhang et Franklin (1993) ont établi une expression du débit qui tient compte de la variation de la perméabilité du sol avec la profondeur. Elle est issue de transformations par séries de Fourier et basée sur une relation exponentielle entre la variation du coefficient de perméabilité et la profondeur ; elle s'écrit :

$$Q = \frac{2\pi k_s \gamma / \gamma_w \cdot \exp[\gamma/\gamma' \cdot A \cdot (C - D/2)] \cdot [\exp(\gamma_w/\gamma' \cdot A \cdot H_0) - 1]}{A \cdot [B_{e0}\{AD/4\} - B_{e0}\{A(C - D/2)\}]} \quad (\text{II.21})$$

γ : Poids volumique du sol saturé,

γ' : Poids volumique du sol déjaugé, γ_w

γ_w : Poids volumique de l'eau,

k_s : coefficient de perméabilité du sol au niveau de la surface,

A : taux de variation du logarithme népérien de la perméabilité en fonction de la profondeur,

B_{e0} = fonction de Bessel d'ordre 0, du second degré.

Chishaki (1984) a étudié, à l'aide de calculs par éléments finis, le cas d'un demi-tunnel circulaire, de 10m de diamètre, reposant sur un substratum imperméable. Ses résultats sont présentés sous forme d'abaques donnant le débit dans la galerie en fonction de la charge H_0 et de la hauteur de la nappe au-dessus de la surface du sol H' (figure II.28).

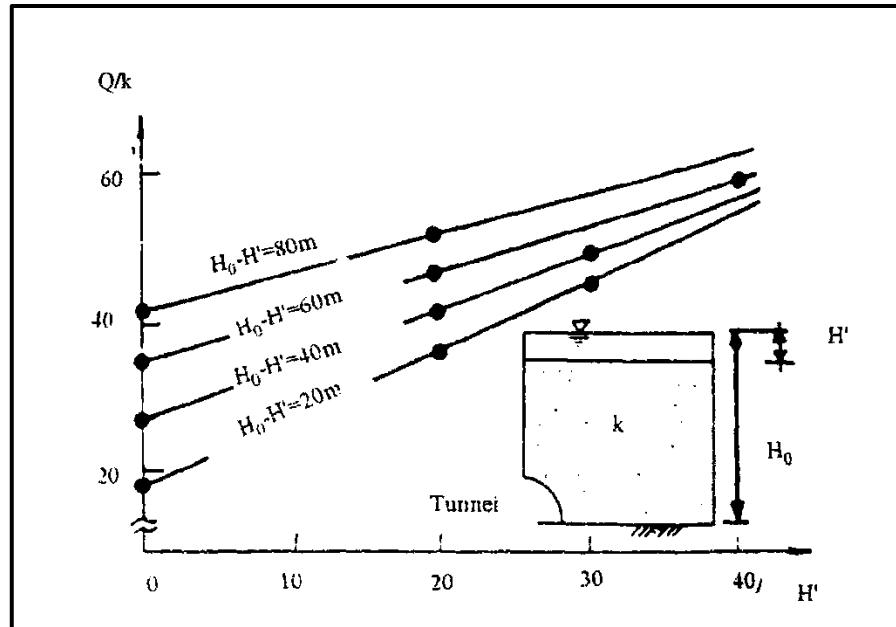


Figure II.28 : Méthode de Chishaki (1984).

L'étude de Fitzpatrick et al. (1981) est également basée sur la méthode des éléments finis. Elle repose sur une analyse du réseau d'écoulement autour du tunnel. Ce calcul permet de déduire le débit recueilli dans le tunnel et le rayon d'action de l'écoulement. Les résultats sont présentés sous forme adimensionnelle sur la figure II.29.

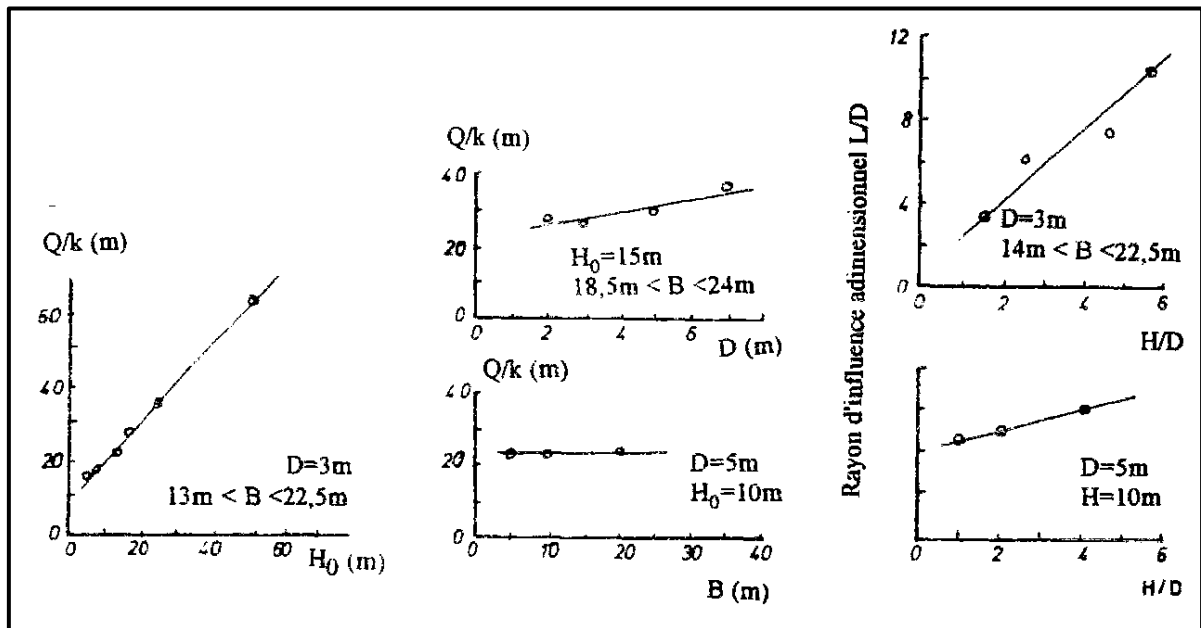


Figure II.29 : Méthode de Fitzpatrick et al. (1981).

Les travaux de Rat (1968, 1973) ont été développés dans le cadre d'études effectuées pour le tunnel sous la Manche. Us sont basés sur l'application de la théorie des transformations conformes et de la théorie des images. Cette approche permet de donner une estimation du débit dans la galerie et de la répartition des charges hydrauliques dans le terrain. Plusieurs cas de figures ont été étudiés : demi-espace infini, distance finie au substratum imperméable, massif bi-couche de perméabilités différentes. Les calculs ont également été effectués pour un niveau piézométrique se situant à une hauteur H' par rapport au sommet de la couche aquifère. Pour le cas d'un massif limité par un substratum imperméable, le débit dans la galerie se met sous la forme :

$$Q = 2\pi k H_0 / \ln\{[8(C + D/2 + B)/\pi D] \cdot \operatorname{tg}[\pi(H_0 - H')/2(C + D/2 + B)]\} \quad (\text{II.22})$$

Rat (1993) s'est également intéressé au problème des conditions aux limites à prendre en compte au niveau du tunnel dans les calculs d'écoulement, les méthodes approchées faisant généralement une hypothèse de charge constante ou nulle alors que c'est en réalité la pression interstitielle qui est imposée sur le bord du tunnel. Rat (1973) a proposé plusieurs solutions permettant d'approcher cette condition ; la précision de ces solutions est d'autant meilleure que le tunnel est profond.

Rat (1973) a aussi étudié le problème de l'écoulement au front de taille d'un tunnel en cours de construction. Les calculs permettent d'obtenir une distribution approchée des lignes équipotentielles (**figure II.30**). Cette méthode a également été utilisée pour évaluer les incidences sur les écoulements, de la rencontre d'une faille en cours de creusement. Des calculs de ce type ont également été effectués par Chishaki et Yang (1977), mais pour une nappe à surface libre.

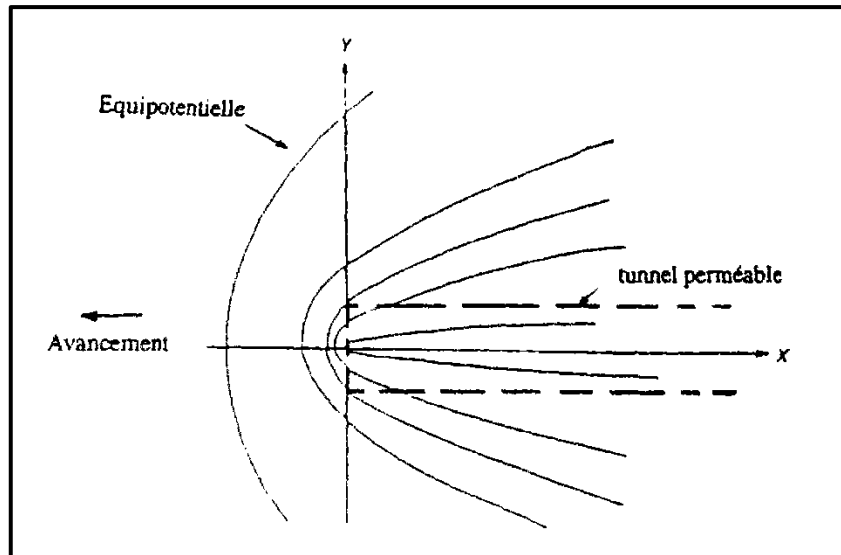


Figure II.30 : Equipotentielle autour d'un tunnel perméable (Rat, 1973).

L'approche de Rat en coupe transversale a, par ailleurs, été étendue par Cassan (1979), aux cas de cavités multiples (figure II.31). Deux conditions ont été analysées : toit de la nappe à l'intérieur du massif et toit de la nappe au-dessus du terrain encaissant. Il a étudié aussi le cas d'un tunnel situé dans un massif constitué de trois couches. L'étude a été conduite selon deux méthodes : intégration de l'équation de Laplace et théorie des images ; les deux approches conduisent à la même solution pour l'expression du débit en régime permanent.

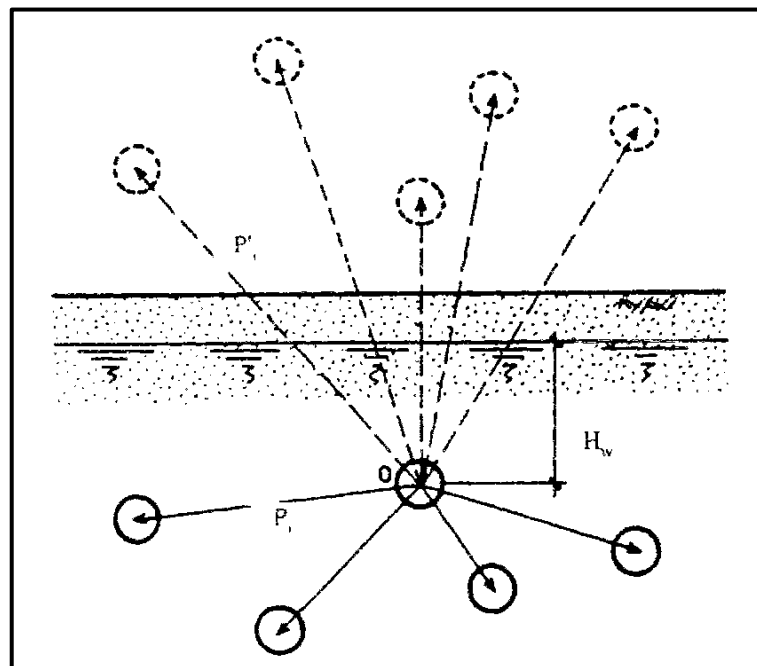


Figure II.31 : Théorie des images appliquée au cas de tunnels multiples (Cassan, 1979).

Toutefois, et comme nous avons pu le voir dans l'analyse des observations in situ, le régime permanent n'est presque jamais obtenu, notamment dans le cas des sols fins. Une étude plus adaptée des écoulements hydrauliques vers les tunnels consisterait à considérer leur évolution transitoire.

II.3.2.2. Ecoulement en régime transitoire

Le tableau II.2 montre que certains travaux ont été consacrés à l'étude du régime transitoire des écoulements. Dans le cas d'une nappe en charge, les seuls travaux sont dus à Rat (1973).

Rat (1973) a effectué une étude détaillée, destinée à caractériser le temps de stabilisation du débit vers un tunnel creusé dans un massif homogène en présence d'une nappe captive. Le temps de stabilisation est estimé à partir de calculs en conditions simplifiées, dans le cas d'un cylindre circulaire infini d'axe parallèle au toit de la nappe, d'une part, et dans le cas d'une sphère, d'autre part. Les temps de stabilisation obtenus varient entre $t_p = l, 27.H_0^2 (a+n\beta)/k$ et $t_p = 2.H_0^2(a+nP)/k$, où α représente la compressibilité du squelette solide du sol, β la compressibilité de l'eau et n la porosité du massif (H_0 désignant la distance entre le toit de la nappe et le centre du tunnel).

Cas d'une nappe à surface libre

De nombreux auteurs ont considéré l'évolution des écoulements dans le cas d'une nappe à surface libre. En particulier, Sato (1983) a proposé l'expression suivante du débit $Q(t)$ recueilli par unité de longueur de tunnel :

$$Q(t) = Q_0 \cdot e^{-kt/2L} + 2Lf \quad (\text{II.23})$$

Où Q_0 représente le débit initial dans la galerie, en l'absence d'infiltration et f le taux d'infiltration en surface. Cette expression s'appuie sur une analyse de l'équilibre hydraulique du massif encaissant. Elle correspond au cas d'une nappe à surface libre mais tient compte d'un éventuel taux de réalimentation en surface f .

Cette étude a été complétée par une analyse du problème d'écoulement par la méthode des différences finies et des essais sur modèles réduits de Hele-Shaw (Sato et Iizawa, 1983). Les deux approches (numérique et expérimentale) conduisent à des résultats en cohérence avec la fonction exponentielle décroissante donnée par l'analyse d'équilibre hydraulique. La **figure II.32** représente l'évolution du débit dans le temps.

On peut remarquer une rupture de pente dans la courbe d'évolution du débit dans le temps (**figure II.32**) : cette cassure se produit à l'instant où le niveau de la nappe atteint la clé du tunnel, ce qui provoque une diminution importante du débit descendant vers la galerie (Sato et Iizawa, 1983).

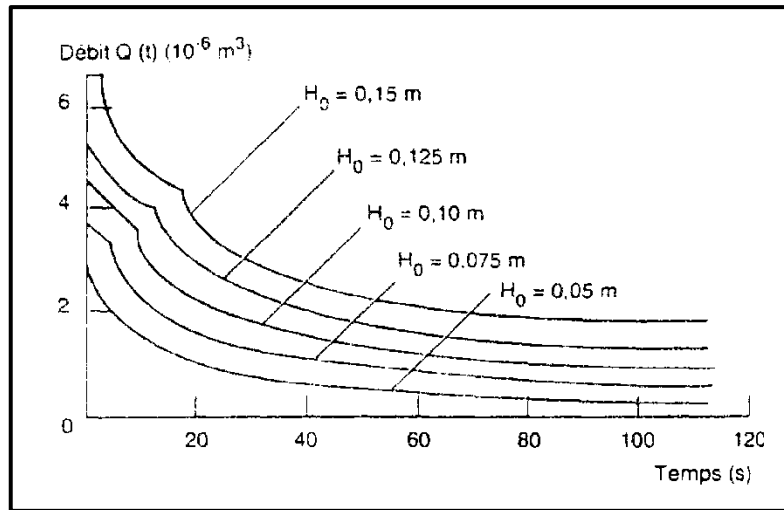


Figure II.32 : Evolution du débit dans un tunnel (Sato et Izawa, 1983).

La forme exponentielle décroissante de l'évolution dans le temps du débit vers le tunnel est confirmée par les travaux de Chishaki et al. (1978). Leurs conclusions s'appuient sur une modélisation numérique de l'écoulement vers un demi-tunnel circulaire, pour une nappe à surface libre. L'expression obtenue pour le débit $Q(t)$ traversant la galerie à l'instant t peut se mettre sous la forme :

$$Q(t) = (Q_0 - Q_p) \cdot e^{-akt} + Q_p \quad (\text{II.24})$$

où Q_0 et Q_p représentent respectivement les débits initial et d'équilibre, a étant un paramètre homogène à l'inverse d'une longueur.

Chishaki et al. (1978) donnent également une expression du rabattement de la nappe :

$$\Delta\eta(t) = -\Delta\eta_p \cdot e^{-bkt} + \Delta\eta_p \quad (\text{II.25})$$

Tout comme Sato (1983), Chishaki et al. (1978) ont confronté leurs solutions aux résultats obtenus à partir d'essais sur modèles de Hele-Shaw. La **figure II.33** présente un abaque donnant les évolutions dans le temps du débit et du rabattement de nappe pour un tunnel semi-circulaire de 10m de diamètre, en fonction de la hauteur initiale de la nappe et du rayon d'action du tunnel. Un troisième abaque permet la prise en compte de la profondeur du substratum imperméable.

Chishaki et al. (1978) ont, par ailleurs, étudié l'influence de l'anisotropie de perméabilité du terrain et de la présence d'une zone injectée autour du tunnel sur l'évolution des écoulements vers la galerie.

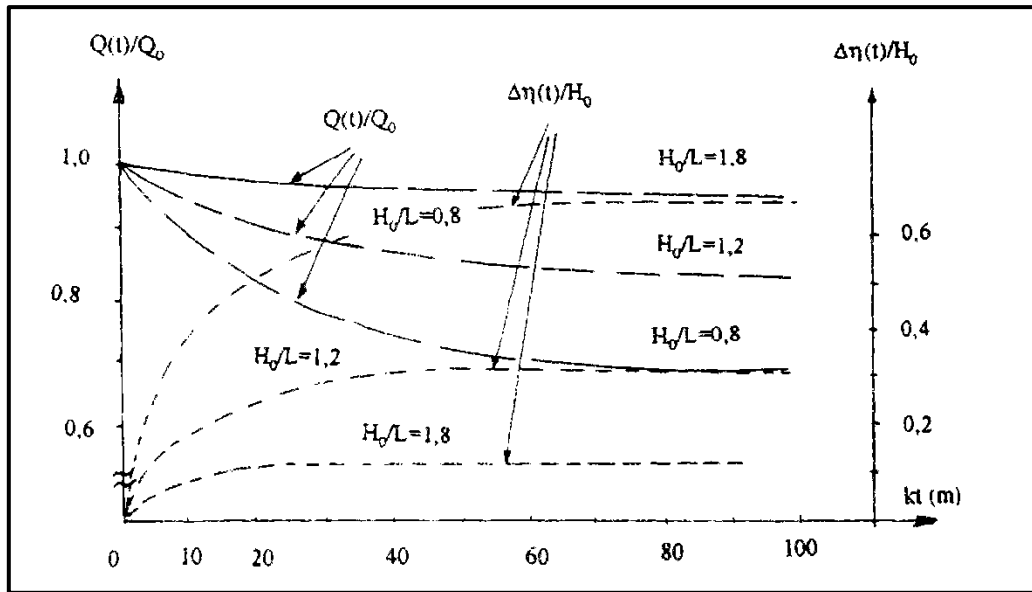


Figure II.33 : Méthode de Chishaki et al. (1978).

Thunvik et Braester (1977) ont effectué une étude similaire pour un tunnel de forme rectangulaire (rapport hauteur-largeur égale à 1.5). les résultats des calculs ont permis d'établir des abaques pour caractériser l'évolution du débit et du rabattement dans le temps en fonction de la position du tunnel dans l'aquifère (figure II.34).

Par ailleurs, Goodman et al. (1965) ont proposé une méthode analytique approchée pour déterminer pas à pas l'évolution du débit en fonction du temps et de l'avancement du tunnel. Il en découle une expression de l'évolution du débit et du rayon d'action du tunnel, qui se mettent respectivement sous la forme

$$Q(t) = \sqrt{2n_e k H_0^3 / 3t \varphi_t} \tag{II.26}$$

Et
$$L(t) = \sqrt{6k H_0 t / n \varphi_t} \tag{II.27}$$

Où n_e est la porosité effective du sol et φ_t un facteur de forme, fonction de la partie du tunnel située sous le niveau de la nappe, à chaque pas de temps.

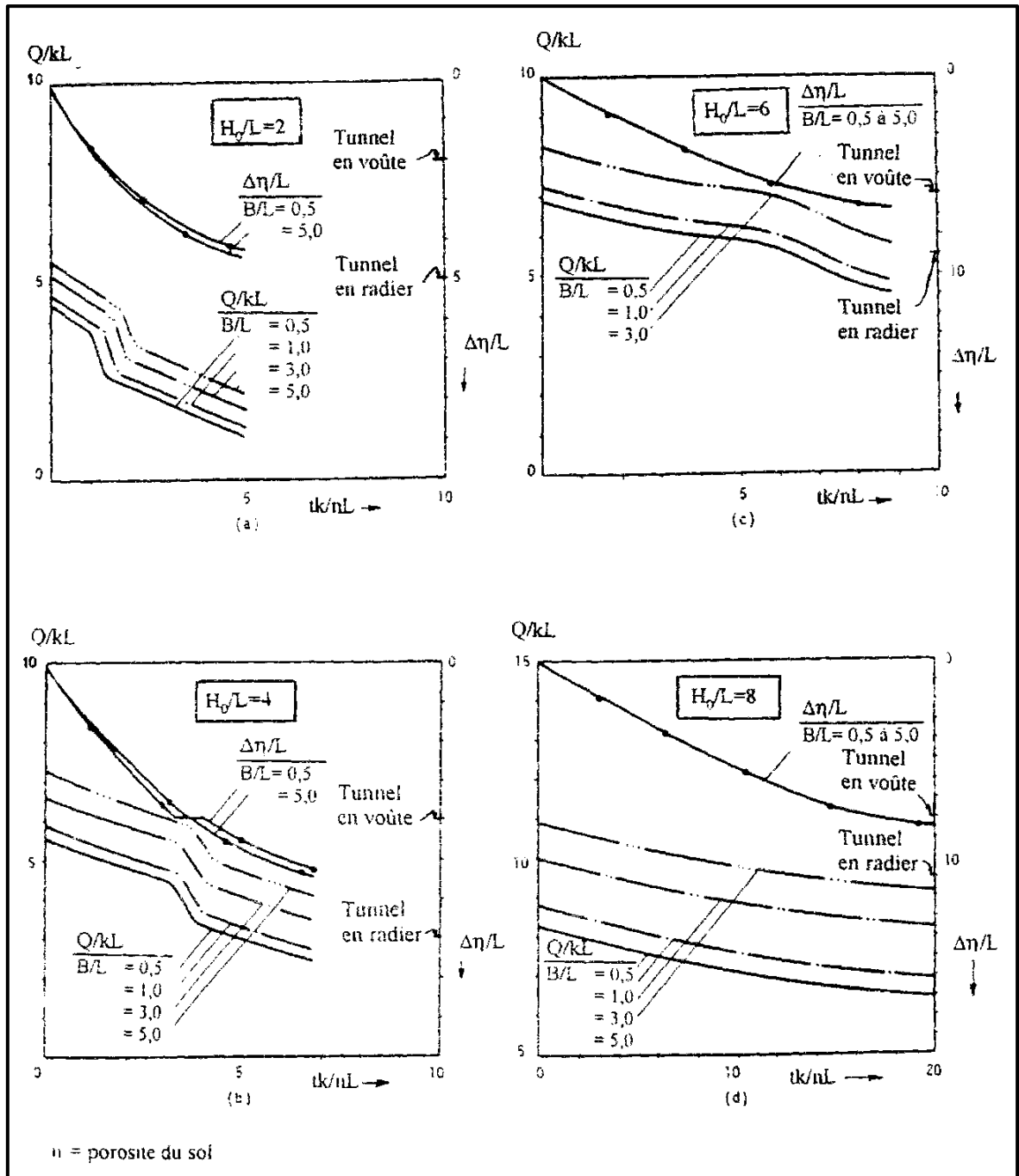


Figure II.34 : Evolution des écoulements vers un tunnel de forme rectangulaire (Thunvik et Braester, 1977)

Goodman et al. (1965) se sont également intéressés à l'influence de la vitesse de progression d'un tunnel dans une zone perméable sur les débits recueillis dans la galerie. Leur étude comprend notamment des essais sur modèles réduits, l'avancement du tunnel étant simulé par le fonçage d'un tube métallique perforé dans un massif de sable. La **figure II.35**, où sont représentés les débits cumulés recueillis dans le tunnel pour deux essais différents, permet de mettre en évidence l'influence de la vitesse d'avancement du tunnel sur l'évolution des débits.

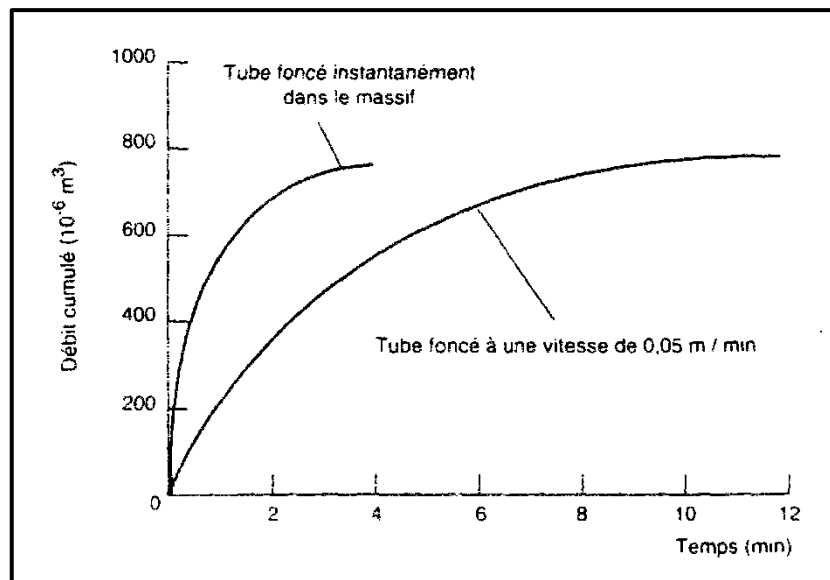


Figure II.35 : Evolution du débit entrant dans le tunnel pour deux vitesses d'avancement différentes (issue des résultats expérimentaux de Goodman et al., 1965).

Goodman et al. (1967) ont, par ailleurs, étudié numériquement le problème des venues d'eau vers le front de taille d'un tunnel pénétrant dans une zone de forte perméabilité.

Enfin, il est utile de signaler l'étude de Polubarinova-Kochina (1962), consacrée à l'écoulement vers des drains et basée sur la méthode des transformations conformes ; cette étude a conduit à une estimation de l'évolution dans le temps du débit recueilli dans le cas d'une nappe à surface libre.

II.3.3. Commentaires

Les méthodes de calcul présentées dans la section précédente peuvent permettre à l'ingénieur de réaliser une première étude des écoulements susceptibles de se produire autour d'un tunnel. Ces méthodes ont toutefois des limites, qui doivent être prises en compte aussi bien dans le choix de la méthode de calcul adapté au problème que dans l'interprétation des résultats qu'elle présente.

En effet, chacune des méthodes de calcul a été développée sur la base :

- d'un certain nombre d'hypothèses (massif isotrope, écoulement plan, régime permanent transitoire.
- pour certaines conditions (nappe en charge nappe à surface libre, tunnel profond ou peu profond, etc.), et
- sur la base de différentes modélisations (numériques, expérimentales ou analytiques).

Ces méthodes peuvent être plus ou moins représentatives du problème posé selon les conditions du site étudié et la situation des travaux dans l'ouvrage.

Par ailleurs, les approches analytiques font appel à un certain nombre d'approximations, également des limites liées à la représentativité du modèle d'éléments finis par rapport aux conditions réelles d'un site et à la représentativité des équations introduites par rapport à la physique du problème.

A cause de ces limites, l'ingénieur doit considérer aussi bien les bases et les hypothèses de chaque méthode de calcul que les conditions in situ de l'ouvrage, pour pouvoir choisir la méthode adaptée à son problème.

II.5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons cerné les problèmes liés aux écoulements induits par le creusement d'un tunnel dans un terrain aquifère et d'exposer les méthodes de calcul existantes dans la littérature pour l'étude de ces écoulements.

Les travaux antérieurs et les observations de chantiers publiés dans la littérature a montré que la nature des problèmes pouvant être engendrés par la présence de l'eau dépend de la méthode d'exécution adoptée, de la position du tunnel dans le massif et des conditions hydrogéologiques qu'il rencontre.

Dans le cas d'un creusement à front ouvert et non pressurisé, l'écoulement des eaux vers la galerie peut induire des débits excessifs recueillis dans la zone de travail, l'instabilité du front de taille et/ou la chute des pressions interstitielles dans le massif ; l'écoulement peut également provoquer le rabattement du niveau piézométrique de la nappe selon les conditions hydrogéologiques du site.

Dans le cas d'une méthode d'exécution avec pressurisation du front, généralement utilisée dans les terrains meubles, ce sont des surpressions d'eau qui peuvent se développer dans le massif ; la dissipation de ces pressions dans le temps peut induire des tassements importants de consolidation.

L'écoulement des eaux vers une galerie peut aussi induire des problèmes au niveau local : rupture en radier, érosion de la structure de certaines couches meubles, lessivage de joints dans le cas des roches fracturées ; les éléments de soutènement en béton ou en acier peuvent également être affectés par l'eau.

Les dispositions adoptées sur les chantiers de tunnels pour atténuer, voire éviter, les problèmes induits par l'écoulement d'eau peuvent être classées, selon le principe sur lequel ces dispositions sont basées, en deux catégories : puits, *etc.*) ;

➤ des dispositions de drainage qui visent à dévier le cheminement de l'eau pour la collecter dans des ouvrages annexes (drainage au front de taille à l'avancement, tunnel pilote, drainage par puits, *etc.*).

➤ des dispositions d'imperméabilisation qui visent à réduire l'impact du creusement sur le régime hydraulique du massif (pose rapide du soutènement, utilisation de géo-synthétiques étanches, injections des pores ou des fissures, congélation du massif, etc.).

Le choix d'une disposition adaptée dépend de la profondeur du tunnel sous la nappe et de la perméabilité des terrains en place et de leur stratification ; l'efficacité d'une disposition particulière dépend de l'ampleur des écoulements pouvant se développer autour de l'ouvrage.

Pour évaluer l'amplitude de ces écoulements, l'ingénieur dispose d'un certain nombre de méthodes qui peuvent être directement mises en œuvre ; ces méthodes ont été présentées dans la seconde partie de ce chapitre. Ces méthodes permettent d'évaluer le débit convergeant vers la galerie et l'éventuel rabattement du niveau de la nappe ; certaines étudient le problème en régime permanent, d'autre en régime transitoire.

Ces méthodes ont toutefois des limites, qui doivent être prises en compte dans l'interprétation des résultats quelles peuvent présenter pour un cas pratique. En effet, ces méthodes étudient, dans leur majorité, le problème en conditions bidimensionnelles en supposant un terrain homogène, de perméabilité isotrope ; elles ne permettent pas de considérer ni l'hétérogénéité d'un massif ni l'aspect tridimensionnel que présente l'écoulement autour d'un tunnel en cours de creusement.

De plus, ces méthodes sont basées sur différentes approches analytiques expérimentales ou numériques qui sont limitées de par leurs hypothèses de bases (approches analytiques) et de par le degré de représentativité que présente le modèle par rapport aux conditions réelles des écoulements dans un massif (approches expérimentales ou numériques) ; elles ne permettent notamment pas de considérer l'écoulement qui se produit au-dessus du niveau piézométrique.

D'un autre côté, ces méthodes ne peuvent pas donner d'indications sur la distribution des pressions interstitielles autour de l'ouvrage ni sur l'ampleur des gradients à la sortie. L'application des méthodes numériques permet une étude plus fine.

De ce fait, la première partie de notre travail a visé d'analyser, à l'aide du code de calcul par différence finis Flac, les écoulements hydrauliques autour d'un tunnel situé dans différentes configurations particulières afin de mieux appréhender l'impact du creusement d'un tunnel dans un massif aquifère et d'évaluer le rôle des différents aspects du massif et celui des éléments de la construction sur les caractéristiques des écoulements autour de l'ouvrage.

CHAPITRE III
PRESENTATION DE
L'OUTIL NUMERIQUE
UTILISE ET LOIS DE
COMPORTEMENT

CHAPITRE III : PRESENTATION DE L'OUTIL NUMERIQUE UTILISE ET LOIS DE COMPORTEMENT

III.1 INTRODUCTION

La simulation numérique de l'écoulement autour des écrans étanches est un problème complexe qui met en jeu des phénomènes d'interaction sol-structure à différents niveaux d'échelle. Les éléments en interaction sont le sol, l'écran, les butons et les tirants d'ancrage.

En outre, cette complexité présente notamment :

- La résolution par la loi de Darcy est souvent impossible analytiquement.
- Les configurations réelles sont telles (enceintes ramassées) que le problème ne peut être considéré comme plan, ce qui nécessite le recours aux calculs tridimensionnels.

Ces conditions complexes justifient l'utilisation d'un outil numérique adapté pour prendre en compte le comportement global de ce type d'ouvrage. La diversité de la nature des matériaux et de leur comportement induit nécessairement la modularité du code de calcul utilisé. De plus, les matériaux présentent généralement un comportement fortement non linéaire et des déformations irréversibles. Le code de calcul **FLAC** a ainsi été utilisé tant pour les simulations *bidimensionnelles* que *tridimensionnelles*, et est présenté dans une première partie.

Le développement des grands codes de calcul a évolué de pair avec les langages et le matériel informatique. Beaucoup de ces grands codes ont démarré dans les années 1970 et sont basés sur une conception de type « boîte noire », qui impose en général à l'utilisateur de se plier aux exigences du code, conçu pour résoudre des problèmes donnés. L'outil de simulation numérique ne doit pas être une boîte noire qui offre uniquement une solution aux données introduites. Mais plutôt, il doit permettre aussi des expérimentations numériques. Le code Flac respecte cette particularité en offrant à l'utilisateur de tester ses idées, d'introduire ses propres modèles de comportement et de modéliser les séquences de construction.

Nous présentons ici les principes du code Flac qui a été utilisé tant pour nos simulations *bidimensionnelles*, axisymétriques que *tridimensionnelles* de l'écoulement souterrain.

Notons que, Flac3D est l'extension du Flac2D, cependant, il y'a des différences entre les formulations bi et tridimensionnelles, et en particulier dans les modèles mathématiques qui décrivent le mécanisme du système. Cette partie décrira la formulation et sa mise en œuvre en Flac.

II.2 GENERALITES

FLAC (**F**ast **L**agrangien **A**nalysis of **C**ontinua), c'est un code en différences finies développé par la société Américaine ITASCA Consulting Group. Il simule le comportement des structures en sols, en roches ou autres matériaux qui se plastifient lorsque leur surface de charge est atteinte. Les matériaux sont représentés par des éléments ou des zones qui forment le maillage ajusté par

l'utilisateur pour avoir la forme de l'objet à modéliser. Chaque élément se comporte selon sa description par une loi *contrainte/déformation* linéaire ou non linéaire aux chargements appliqués ou aux conditions aux limites imposées. Le matériau peut se plastifier et s'écouler, et le maillage peut se déformer (en mode grande déformation) et se déplacer avec le matériau qu'il représente.

Une des spécificités de Flac (et de tous les logiciels ITASCA) est le macro-langage *FISH*, qui permet à l'utilisateur de définir de nouvelles variables, procédures, sorties graphiques, et même d'écrire sa propre loi de comportement. La formulation de Flac est parfaitement adaptée à la modélisation des problèmes de géomécanique en plusieurs phases, comme une séquence excavation-construction-chargeement.

Starfield et Cundel (1988), fondateurs du Code Flac, ont insisté que la méthodologie des modélisations numériques en géomécanique doit être différentes de celle de l'ingénierie de structure. Ils ont signalé qu'il est impossible d'obtenir des données complètes sur les sols ou les roches du site ; par exemple : l'état des contraintes initiales, les propriétés et les discontinuités ne peuvent être que partiellement bien connues. Cette situation est incompatible avec la conception suivie dans les logiciels populaires utilisés pour la conception (boite noire qui accepte uniquement d'un côté l'introduction des données et de l'autre côté donne les résultats de prédiction du comportement).

Au contraire, les logiciels en géomécanique doivent être conçus et utilisés pour découvrir les mécanismes en absence des données nécessaires pour la prédiction. Quand le comportement du système est défini, il est approprié d'utiliser des calculs simples de la conception du processus.

D'une autre manière, les logiciels en géomécanique ne doivent être utilisés uniquement dans la conception, mais aussi comme un outil d'expérimentation numérique qui aide et donne au concepteur un aperçu sur les mécanismes possibles.

Avant de discuter les particularités du code Flac2D et Flac3D il est nécessaire de donner un aperçu rapide sur la méthode de différences finies adoptée dans ce code.

III.3 DESCRIPTION DU CODE DE CALCUL

III.3.1 Méthode des différences finies (FDM)

En rendant la complexité des calculs une chose du passé, l'évènement de l'ordinateur a révolutionné les sciences de l'ingénieur, des problèmes, autrefois considérés insolubles avec les méthodes classiques, sont maintenant facilement accessibles avec les méthodes numériques. Une de ces méthodes est la méthode des différences finies. De ce point de vue, elle constitue un outil formidable à la disposition de l'ingénieur.

De nos jours, l'emploi de la méthode s'est généralisé à d'autres domaines en particulier la mécanique des fluides, l'aéronautique, le magnétisme, transfert de chaleur et les problèmes couplés. Elle permet de résoudre tout problème défini par des équations aux dérivées partielles avec conditions aux limites.

Un problème d'ingénierie est généralement représenté par un modèle mathématique ; des équations aux dérivées partielles sur un domaine géométrique avec des conditions aux limites sur les frontières de ce domaine. De plus, étant un problème continu, il possède une infinité de degrés de liberté. A l'exception de quelques cas ayant une géométrie très simple, il est très difficile sinon impossible de trouver une solution analytique au problème et d'étudier son comportement en une seule opération. Pour trouver une solution, l'ingénieur est donc amené à remplacer le système continu par un système discret équivalent ayant un nombre fini de degré de liberté.

Actuellement, l'ingénieur a le choix entre plusieurs méthodes dont deux méthodes numériques sont très répandues dans le domaine de construction. La MDF est très attrayante par sa simplicité quand il s'agit des problèmes à géométrie régulière. Par contre, elle est très difficile à généraliser aux problèmes à géométrie complexe et des conditions aux limites quelconques. Récemment ce problème est résolu grâce à la programmation de la méthode de Wilkins (Khennane. A).

La méthode des différences finies est donc une méthode qui permet de résoudre des systèmes d'équations différentielles avec conditions initiales et/ou aux limites. Toute dérivée dans le système d'équations est remplacée par une expression algébrique en termes de variations intervenant dans le système d'équations (contrainte ou déformation), en des lieux discrets de l'espace. Ces variables sont indéterminées ailleurs. Le programme en différences finies Flac ne nécessite pas le stockage d'une matrice de rigidité globale de grande taille : les équations sont reformulées à chaque pas.

Le programme en Flac est basé sur la méthode des différences finies : les variables sont connues en des lieux discrets de l'espace et il n'est pas nécessaire de stocker une matrice de rigidité globale. Le schéma de résolution est explicite : le calcul dans un élément est effectué sans tenir compte des éléments voisins.

Le logiciel Flac est un code de calcul en différences finies explicites basé sur une formulation numérique appelée « *méthode des éléments lagrangiens* » (Billaux et Cundall, 1993).

Comme le soulignent Billaux et Cundall, 1993, la méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équations différentielles, pour des conditions initiales et des conditions aux limites données, la solution est unique.

La plupart des méthodes utilisant les différences finies adoptent une discrétisation du milieu en mailles rectangulaires exclusivement. L'approche retenue par ITASCA est basée sur la méthode de Wilkins (1964), qui permet de formuler les équations des différences finies pour des éléments quelconques. On peut leur donner n'importe quelle forme aux limites et, faire varier les propriétés d'un élément à l'autre. De ce point de vue, elle est donc aussi performante que la méthode des éléments finis.

Dans cette méthode, chaque dérivée est remplacée directement par une expression algébrique écrite en fonction des variables de champs (c'est-à-dire les contraintes ou les déplacements) uniquement définis au niveau de points dans l'espace.

De plus, le code Flac se distingue essentiellement par son schéma de résolution explicite, qui permet de ne combiner les matrices élémentaires, ainsi un gain substantiel de place mémoire. En effet, seules les variables à la fin de chaque pas de temps sont stockées et non la matrice de rigidité, comme cela est le cas pour la méthode des éléments finis.

III.3.2 Analyse Lagrangienne

Dans la méthode proposée, les coordonnées des nœuds peuvent être facilement réactualisées à chaque pas de temps, et le maillage se déforme avec le matériau qu'il représente. La formulation est donc « Lagrangienne », par opposition à la formulation « Eulérienne », pour laquelle le maillage reste fixe. L'intérêt de la méthode Lagrangienne est qu'elle permet de traiter facilement des problèmes en grandes déformations.

III.3.3 Schéma de résolution explicite

Dans ce paragraphe, nous n'allons pas nous intéresser en détail à la méthode de résolution implantée à l'intérieur du code mais uniquement au mode de fonctionnement. Le lecteur intéressé peut se reporter à Marti & Cundall [1982] qui décrit la procédure plus finement.

La méthode de résolution adoptée par Flac consiste en une application non traditionnelle de la méthode des différences finies explicites, contrairement aux schémas de résolution implicites généralement adoptés. L'objectif de cette méthode est de traiter un problème statique par l'intermédiaire de la dynamique.

Basé sur le fait que dans la réalité, une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui va se propager et se dissiper dans le matériau environnant. Le schéma de résolution explicite intègre ce phénomène en prenant en compte les équations dynamiques du mouvement. Le déséquilibre induit en une zone va se propager dans l'ensemble du massif. L'objectif de la méthode aux éléments lagrangiens n'en reste pas moins la résolution d'un problème statique ou quasi-statique par l'intermédiaire de la dynamique.

Le mode incrémental de résolution du système assure la stabilité du schéma numérique puisque même si le système est instable à certains instants les chemins de contraintes et de déformations sont respectés à chaque pas. La Figure III.1 précise bien quant à elle la séquence de calcul utilisée pour un pas de temps Δt . Cette procédure fait d'abord appel aux équations du mouvement afin de calculer les vitesses et les déplacements à partir de l'accélération, déduite de la résultante des forces et des contraintes. Alors, les déformations sont déduites des déplacements (intégrales des vitesses), et les nouvelles contraintes de ces déformations au travers des relations du modèle rhéologique.

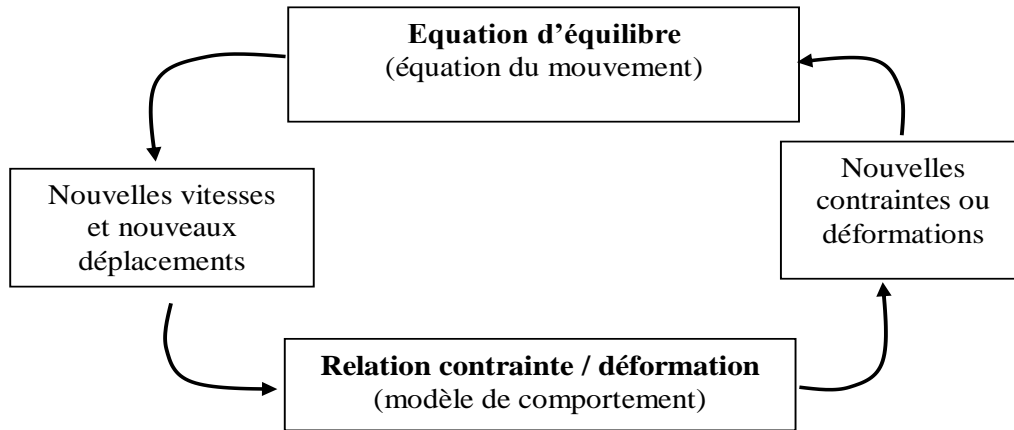


Figure III.1 : Séquence de calcul générale (Billiaux, 1993).

Dans chaque boîte de calcul de la Figure III.1 on remet à jour toutes les variables à traiter à partir de valeurs connues qui doivent, elles, restées fixées durant les calculs dans cette boîte. C'est le principe fondamental de la résolution explicite. Ainsi le calcul de nouvelles contraintes n'affecte pas les vitesses calculées dans la boîte précédente. Cette hypothèse est justifiée par Itasca Consulting Group (2002), si un pas de temps Δt assez petit est choisi de manière à ce que l'information ne puisse pas passer d'un élément à l'autre au cours de cet intervalle de temps. Des éléments voisins ne pourront donc pas s'influencer pendant une période de calcul.

Tout ceci se base sur l'idée que la vitesse de l'« onde de calcul » est toujours supérieure à celle des ondes physiques ce qui permet de figer les valeurs connues et utilisées pour la durée des calculs Δt . Pour constituer un algorithme opérationnel, les mouvements doivent être amortis de manière à arriver à un état stationnaire (*équilibre* ou *écoulement permanent*) en un minimum de cycles et en un pas de temps le plus grand possible afin d'éliminer le risque d'instabilités numériques.

L'amortissement utilisé consiste à imposer à chaque nœud une force d'amortissement dont le module est proportionnel au module de la force nette non équilibrée et, dont la direction est telle qu'elle produit toujours un travail négatif. Cette forme d'amortissement artificiel permet aux forces de volume de s'évanouir à l'état stationnaire. La constante d'amortissement sans dimension, ne dépend pas des propriétés du système et, permet un amortissement variable d'un point à l'autre (Cundall, 1987). La procédure de résolution explicite n'étant pas inconditionnellement stable, il est nécessaire que la vitesse du front de calcul soit plus grande que la vitesse maximale de propagation de l'information, pour cela le choix du pas de temps est important en effet il doit être plus petit qu'un certain pas de temps critique (Billiaux, 1993).

Enfin, le critère de convergence pour contrôler la fin des cycles de calcul est simplement basé sur l'état d'équilibre de l'ensemble des éléments. Le programme teste pour chacun des éléments le déséquilibre de force et retient la force maximale non équilibrée. L'utilisateur définit la force en deçà de laquelle la convergence est supposée suffisante.

Les équations du mouvement sont utilisées pour calculer de nouvelles vitesses et donc de nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces en jeu. Rappelons que pour un solide déformable

dans un référentiel lagrangien, l'équation du mouvement de Newton est exprimée par l'équation **III.1**.

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (\text{III.1})$$

Avec : ρ : masse volumique ; t : temps ; \dot{u} : vecteur vitesse ; x : vecteur position ; g : accélération due aux forces de volume.

Les taux de déformations e_{ij} (Équation **III.2**) sont ensuite déduits et la loi de comportement du matériau (Équation **III.3**) est utilisée pour calculer de nouvelles contraintes. Chaque séquence de calcul forme un cycle de calcul.

$$e_{ij} = \frac{1}{2} \left[\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right] \quad (\text{III.2})$$

$$\sigma_n = f(\sigma_p, \varepsilon, k) \quad (\text{III.3})$$

Avec :

- σ_n : nouvelles contraintes
- σ_p : contraintes du cycle de calcul précédent
- ε : déformation
- k : Paramètre d'écrouissage

Ainsi formulée, la méthode de résolution implémentée dans Flac présente des avantages et des inconvénients si on tente de la comparer à d'autres méthodes bien connues telle que la méthode implicite généralement utilisée en éléments finis.

Le Tableau **III.1** résume ces différences. Notons qu'au cours d'un pas de calcul, aucune itération n'est nécessaire pour calculer les contraintes à partir des déformations quelque soit le type de comportement envisagé pour le sol.

Tableau III.1. Comparaison entre les méthodes explicite et implicite (Cundall, 1980).

| Explicite | Implicite |
|--|---|
| Le pas de temps doit être inférieur à une valeur critique pour assurer la stabilité. | Pas de restriction sur le pas de temps, au moins pour certains schémas de résolution. |
| Peu de calculs par pas de temps. | Nombreux calculs par pas de temps. |
| Pas d'amortissement numérique significatif introduit pour les problèmes dynamiques. | Amortissement numérique dépendant du temps pour les schémas inconditionnellement stables. |
| Prise en compte de lois de comportement non linéaires sans itérations supplémentaires. | Nécessité d'une procédure itérative pour la prise en compte de comportements non linéaires. |

| | |
|---|--|
| Si le pas de temps est inférieur à sa valeur critique, une loi non linéaire est toujours suivie d'une manière correcte. | Il est toujours nécessaire de démontrer que la procédure est : (a) stable ; et (b) physiquement correcte, c'est-à-dire qu'elle permet de suivre un chemin de contraintes physiquement correct. |
| Aucune matrice n'est construite. La mémoire nécessaire est minimum. | Une matrice de rigidité doit être stockée. La mémoire nécessaire est importante. |
| Aucune matrice n'étant construite, des grandes déformations et de grands déplacements peuvent être pris en compte avec quasiment aucun calcul supplémentaire. | Des calculs supplémentaires sont nécessaires pour suivre de grandes déformations et de grands déplacements. |

Toutefois, le critère sur le pas de temps conduit nécessairement à un nombre de cycles de calcul importants, ce qui rend cette méthode peu performante pour les problèmes linéaires en petites déformations.

Il semble donc que le domaine de prédilection d'une méthode explicite soit l'étude de systèmes comprenant par exemple des non-linéarités, de grandes déformations ou des instabilités physiques. La prise en compte de la réelle complexité d'un site comportant de manière générale ce type de problèmes, la résolution explicite constitue donc une méthode bien adaptée aux types de difficultés auxquels nous nous sommes intéressés.

III.3.4 Formulation numérique en différences finies : passage du problème continu à la discrétisation

En deux dimensions, le milieu continu est discrétisé en quadrilatères, chacun d'eux étant divisé en deux paires d'éléments triangulaires (*a*, *b*, *c* et *d*) à déformation uniforme comme indiqué sur la Figure III.2. La force exercée sur un nœud est la moyenne des forces pour les deux paires de triangles, ce qui permet d'assurer une réponse symétrique à un chargement symétrique.

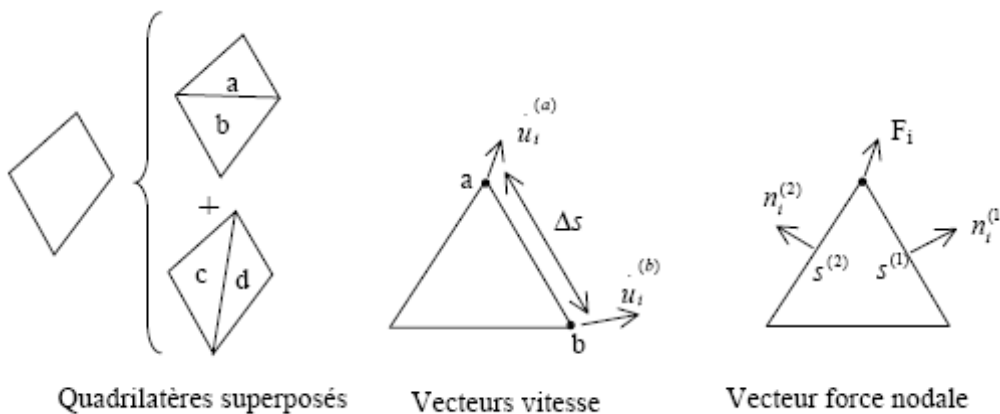


Figure III.2 : Discretisation mixte

A chaque étape de la Figure III.1 correspond une formulation numérique en différences finies. Les équations aux différences finies sont déduites du théorème de Gauss :

$$\int_s n_i \cdot f \cdot ds = \int_A \frac{\partial f}{\partial x_i} \cdot dA \tag{III.4}$$

Où :

- s : périmètre de l'élément de surface A ,
- n_i : vecteur unitaire normal à s ,
- f : scalaire, vecteur ou tenseur défini sur A et son périmètre.

Le tenseur taux de déformation est donné par l'Équation III.2 et l'application du théorème de Gauss permet d'obtenir une relation en fonction des vitesses au nœud (a) et (b) (Figure III.2):

$$\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} = \frac{1}{2A} \sum \left(\partial \dot{u}_i^{(a)} + \partial \dot{u}_i^{(b)} \right) n_j \Delta s \quad (\text{III.5})$$

- Δs : distance du point a au point b,
- A : aire de l'élément.

b) A partir du tenseur des déformations e'_{ij} , on utilise la loi de comportement (et l'ajustement de rotation pour les grandes déformations) pour en déduire un nouveau tenseur de contrainte (Équation III.3).

c) De ces contraintes on déduit la force totale appliquée à chaque nœud en sommant toutes les forces à ce nœud dues à chaque élément dont il fait partie, en ajoutant le chargement éventuel et les forces de volume $F^g = g m_g$

d) ΣF_i est la force nette non équilibrée appliquée au nœud. On applique ensuite la loi de Newton (Équation 1) dont la formulation en différences finies est :

$$\dot{u}_i \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) = \dot{u}_i \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) + \sum F_i^{(t)} \frac{\Delta t}{m} \quad (\text{III.6})$$

On obtient les nouvelles vitesses de déplacement aux nœuds puis on effectue le pas de calcul suivant

En grandes déformations, on calcule également les nouvelles coordonnées du nœud :

$$x_i^{t+\Delta t} = x_i^{(t)} + u_i^{(t+\Delta t)} \Delta t \quad (\text{III.7})$$

Amortissement

Les mouvements doivent être amortis de manière à arriver à l'état stationnaire (équilibre ou écoulement permanent) en un minimum de cycles. Par simplification, Flac impose à chaque nœud une force d'amortissement dont le module est proportionnel au module de la force nette non-équilibrée, et dont la direction est telle qu'elle produit toujours un travail négatif. $\sum F_i^{(t)}$ est remplacé par $\sum F_i^{(t)} - \alpha \sum F_i^{(t)}$ signe $(\dot{u}^{t-\frac{\Delta t}{2}})$ dans l'équation de Newton de l'étape c). Avec cette forme d'amortissement, les forces de volume se dissipent à l'état stationnaire (contrairement à l'amortissement visqueux).

Critère de convergence

Le critère de convergence pour contrôler la fin des cycles de calcul est basé sur l'état d'équilibre de l'ensemble des éléments. Le programme teste pour chacun des éléments le déséquilibre de force et retient la force maximale non équilibrée. L'utilisateur définit la force en deçà de laquelle la

convergence est supposée suffisante.

A l'atteinte de l'équilibre, les vitesses de déplacement des nœuds deviennent très faibles (un critère acceptable est une vitesse maximum de 10^{-7} m/s), à moins que l'on observe une rupture du sol. Dans ce cas, les vecteurs vitesses aux nœuds ont une direction privilégiée et ne tendent pas à se réduire (écoulement permanent).

III.4 FORCES NON EQUILIBREES (UNBALANCED FORCE)

Dans un modèle à éléments finis, il est nécessaire que le processus de chargement soit représentatif de celui subi réellement par le massif. On y arrive en décomposant le chargement total en incréments de charge chaque incrément étant suffisamment petit pour que la solution converge après quelques itérations, malgré la réponse non linéaire du massif.

Toutefois, au fur et à mesure que le système modélisé devient de plus en plus non-linéaire et que l'incrément de chargement devient de plus en plus petit par rapport au chargement total, la technique incrémentale devient similaire à la modélisation d'un comportement quasi dynamique du massif, répondant à l'application graduelle du chargement total.

Afin de surmonter cela, une technique de relaxation dynamique a été proposée (Otter et al, 1966) et a été appliquée, en premier, aux géomécaniques par Cundall (1971). Dans cette technique, des forces non équilibrées agissent au niveau de points d'intégration matériels, et provoquent une accélération de la masse associée à ces points, en appliquant les lois du mouvement de Newton. Un nouveau bilan des forces est alors dressé pour chaque point d'intégration matériel dans le modèle.

Cette technique d'amortissement a pour effet une accélération de la convergence et réduit considérablement les effets d'oscillation mécanique. De plus, elle a l'avantage de pouvoir gérer des non-linéarités à la fois géométriques et rhéologiques, pour un surcoût de calcul relativement faible qui dépend linéairement du nombre d'éléments utilisés.

Par ailleurs, la divergence numérique révèle en général dans le modèle des comportements provoqués par des anomalies physiques (amorce de rupture, hétérogénéité des matériaux). Une fois que le modèle a été divisé en éléments, que les propriétés des matériaux ont été assignées et que les chargements ont été appliqués, certaines techniques doivent être utilisées pour redistribuer les forces non équilibrées, et donc déterminer la solution du nouvel état d'équilibre. La méthode des différences finies cherche pour cela à minimiser l'énergie potentielle totale du système, afin d'établir les relations d'équilibre : les déplacements sont les inconnues de ces équations simultanées. La force maximale non équilibrée est déterminée pour l'ensemble des mailles. L'évolution de cette force peut être affichée sur l'écran ou visualisé comme un graphe. Cette force est importante pour l'indication de l'équilibre du modèle.

Notons R le rapport en pourcentage de la force non équilibrée maximale sur la force interne représentative. Une valeur de R de 1% à 0.1% peut être acceptable pour l'indication de l'équilibre

en fonction du degré de précision voulu : $R = 1\%$ peut être suffisante pour une étape intermédiaire dans une séquence d'opération, tandis que $R = 0.1\%$ peut être utilisée pour un état final.

III.5 PRESENTATION DU CODE BIDIMENSIONNEL (FLAC2D)

Flac2D a été conçu pour opérer dans un espace *bidimensionnel*. Bien souvent, il est possible de tirer parti des symétries du système étudié, afin de réduire la complexité du modèle, et donc les temps de calcul. Ainsi, un maillage d'éléments finis de massif n'est pas systématiquement à trois dimensions. En effet, si l'une des dimensions de l'ouvrage est prépondérante (remblai de grande largeur, section courante d'un tunnel, etc.) et toutes les autres caractéristiques du modèle (chargement, conditions aux limites, interfaces) le permettent, il est possible d'analyser l'ouvrage dans un *plan*. Cette analyse, dite en déformations *planes*, suppose que la composante du déplacement perpendiculaire au plan considéré est uniformément nulle.

L'utilisateur construit alors son maillage dans un plan, mais admet implicitement qu'il bénéficie d'une profondeur égale à l'unité. Les forces appliquées sur ce type de modèle ne s'expriment pas en Newton, mais en Newton par mètre (force par unité de longueur).

L'utilisation de modèles *bidimensionnels* permet bien sûr de réduire considérablement les temps de calcul, mais rend surtout possible le raffinement géométrique des systèmes étudiés. En effet, pour de nombreux problèmes *tridimensionnels*, les maillages raffinés sont difficiles, voire impossibles à réaliser car la taille des systèmes matriciels peut très vite dépasser la capacité des ordinateurs utilisés. Par conséquent, les maillages sont fréquemment plus grossiers dans le cas *tridimensionnel* que dans le cas *bidimensionnel* et la modélisation est plus approximative.

Le code Flac2D intègre de nombreux modèles constitutifs, adaptables à un grand nombre de matériaux, géologiques ou non. Chacun d'entre eux nécessite l'apport de paramètres mécaniques spécifiques, descriptifs de la rhéologie du matériau.

Les modèles disponibles dans Flac2D sont : modèle nul (pour les sols retirés ou excavés), élasticité isotrope ou anisotrope, élasto-plasticité (cam-clay modifié, Druker-Prager, Mohr-coulomb standard ou avec écrouissage positif (ou négatif) et écrouissage et changement de volume, élasto-plasticité (Mohr-Coulomb) avec plan de discontinuité localisé (faille, etc.))

En effet, on note que nos simulations à l'aide du code Flac2D se feront en problèmes à axe de symétrie (*batardeaux circulaires*), en faisant appel à la commande : **config gw axi** implantée dans ce code.

III.6 PRESENTATION DU CODE TRIDIMENSIONNEL (FLAC3D)

Flac3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3D) est un outil avancé pour des études complexes de géotechnique et d'interaction sol-roche / structures. C'est un code qui est utilisé dans l'analyse, essai, et dessin par ingénieurs géotechniques, civil et des mines, et il a une grande gamme

d'application parce que sa possibilité analytique n'est pas limitée à une définition du problème particulière ou type d'analyse.

Grâce à ses nombreuses fonctionnalités, Flac3D résout de multiples problèmes :

- dimensionnement de pentes, talus ou fouilles et analyse de leurs stabilités ;
- dimensionnement de fondations superficielles et profondes ;
- étude de barrages en terre ou en béton ;
- excavations souterraines avec phasage complexes ;
- interaction Sol-Structure ;
- matériaux à loi de comportement spécifique développée par l'utilisateur.

III.6.1 Formulation du modèle 3D en différences finies explicite

On rappelle que Flac3D est un programme en différences finies explicite. Il a pour but d'étudier numériquement le comportement mécanique du milieu continu en trois dimensions quand il atteint l'état d'équilibre ou écoulement stationnaire plastique. La réponse observée du modèle est extraite d'une part, du modèle mathématique particulier, et de la mise en œuvre numérique spécifique d'une autre part.

III.6.2 Description du modèle mathématique

La mécanique du milieu est dérivée des principes généraux (définition de la force, loi du mouvement), et l'utilisation des équations qui définissent le milieu. Les expressions mathématiques qui en résultent sont la mise des équations différentielles aux dérivées partielles (EDP), qui relient les variables mécaniques (contraintes) et variables cinétiques (force et vitesse), qui doivent être résolues pour une géométrie particulière avec leur propriétés, et conditions initiales et aux limites. Un aspect important du modèle est l'inclusion des équations du mouvement, bien que, Flac3D est concerné principalement par l'état des contraintes et déformations du milieu au voisinage de l'état d'équilibre.

III.6.3 Formulation numérique

La méthode de solution adoptée en Flac3D est caractérisée par les trois approches suivantes :

1. approche en différences finies (espace en 1^{er} ordre et dérivées par rapport au temps du variable sont approximés par les différences finies, supposant des variations linéaires de la variable autour de l'espace fini et l'intervalle du temps, respectivement) ;
2. approche du modèle discret (le milieu continu est remplacé par un milieu discret équivalent, où toutes les forces appliquées sont concentrées aux nœuds du maillage tridimensionnel utilisé dans la représentation du modèle) ;
3. approche de la solution dynamique (les termes d'inertie dans l'équation du mouvement sont utilisés comme moyens numériques pour atteindre l'état d'équilibre du système considéré).

Les lois du mouvement du milieu continu sont, au biais de ces approches, transformées en formes discrètes de la loi de Newton aux nœuds. Le système résultant des équations différentielles

ordinares est alors résolu numériquement en utilisant une approche dans le temps en différences finies explicites. Les dérivées spatiales impliquées dans la dérivation du milieu équivalent sont celles qui apparaissent dans la définition des forces dans les termes de vitesse.

Dans le but de définir les variations de la vitesse et l'intervalle de l'espace, le milieu est discrétisé en éléments de forme tétraédrale où les vitesses sont des nœuds du maillage mentionné ci-dessous et représenté sur la **Figure III.3** suivante.

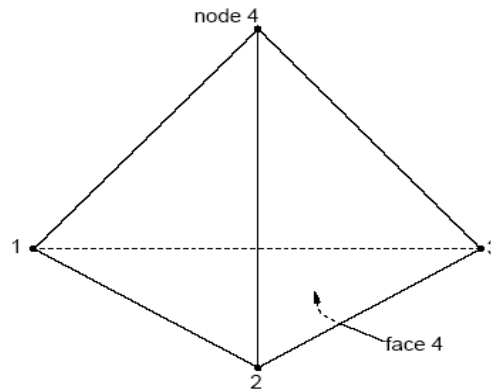


Figure III.3 : Tétraèdre.

III.6.4 Nomenclature

Le code Flac3D utilise une nomenclature qui est consistante, en général, avec laquelle sont utilisés en convention les programmes des différences ou éléments finis pour l'analyse des contraintes.

Ici pour clarification, la Figure **III.4** illustre la terminologie de Flac3D.

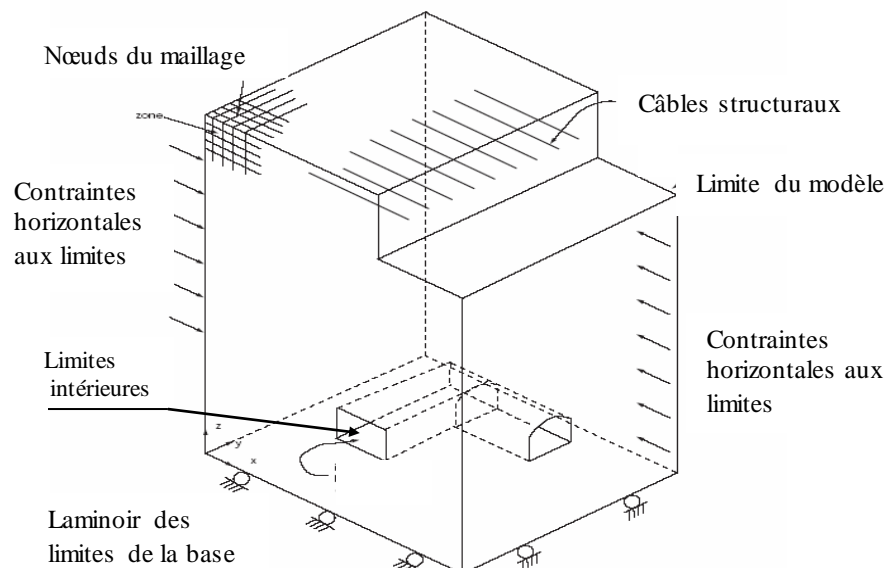


Figure III.4 : Exemple du modèle Flac3D.

a) Modèle Flac3D

Le modèle Flac3D est créé par l'utilisateur pour simuler le problème physique. En référant aux commandes qui définissent les conditions du problème pour la solution numérique.

b) La zone :

La zone en différence finie est le petit domaine géométrique dans lequel le changement dans les phénomènes (exemple : les contraintes) est évalué. Les zones polyédrales de différentes formes (exemple : les zones en forme brique, pyramide et tétraèdre) sont utilisées pour créer et voir la perspective des modèles.

c) Zone nulle

Les zones nulles sont des zones qui représentent des vides (i.e., aucun matériau n'est présent) à l'intérieur du maillage en différences finies.

d) Nœuds de maillage

Ils sont associés avec les coins des zones en différences finies. Il y a cinq, six, sept ou huit nœuds du maillage associés avec chaque zone polyédrale, dépendant de la forme des zones. Des coordonnées x , y et z sont attribuées à chaque nœud du maillage, ainsi spécifient l'emplacement exact des zones en différences finies. .

e) Conditions aux limites

Ce sont la prescription des conditions contrôlées ou CONTRAINTE autour des limites du modèle (exemple : les déplacements ou forces fixés pour les problèmes mécaniques, limites imperméables pour les problèmes *d'écoulement souterrain*).

f) Conditions initiales

C'est l'état de toutes les variables dans le modèle (exemple : *pressions interstitielles*) préalables pour n'importe quel changement de chargement ou TROUBLE (telle que : excavation).

g) Modèle constitutif

Le modèle constitutif représente le comportement de la déformation et les forces décrites pour les zones du modèle Flac3D. Plusieurs modèles constitutifs sont disponibles en Flac3D pour assimiler les différents types des comportements communs associés avec les modèles géologiques. Le modèle constitutif et les propriétés du matériau peuvent être attribués individuellement dans les modèles en Flac3D.

h) Sous maillage (SUB-GRID)

Le maillage en différences finies peut être composé par des sous mailles. Ces dernières peuvent être utilisées pour créer des régions de différentes formes dans le modèle (exemple : le sous maillage d'un *barrage* peut être placé sur le sous maillage de la fondation). Le sous maillage est généré séparément, déplacé et attaché en ensemble.

i) Interface

Une interface est la connexion entre les mailles qui peuvent être séparées (exemple : baisse ou ouverture) pendant le processus de calcul. Une interface peut représenter une discontinuité physique comme l'interface entre deux différents matériaux.

j) Groupe

Le groupe en modèle Flac3D renvoie à la collection des zones identifiées par un seul nom. Les groupes sont utilisés pour limiter le rang de certaines commandes de Flac3D, comme pour la commande *MODEL* qui attribue les modèles matériels aux groupes désignés.

III.6.5 La solution statique

La solution statique est atteinte en Flac3D lorsque le taux de changement de l'énergie cinétique dans le modèle s'approche d'une valeur négligeable. Ceci est obtenu en appliquant l'équation du mouvement. A la fin de l'étape de l'état statique, le modèle sera à l'état d'équilibre ou l'état de *l'écoulement permanent* du matériau si une part ou tout le modèle est instable au-dessous des conditions des charges appliquées. Ceci est le calcul par défaut de Flac3D. Les solutions statiques mécaniques peuvent être couplées pour *l'écoulement souterrain* transitoire ou les solutions de transfert de chaleur.

III.6.6 La solution dynamique

Pour la solution dynamique, toutes les équations dynamiques de mouvement (y compris les termes d'inertie) sont résolues; la génération et la dissipation de l'énergie cinétique affectent directement la solution. Les solutions dynamiques sont nécessaires pour les problèmes provoquant de haute fréquence et charges de courtes durées. (Exemple : chargement séismique ou explosive). Le calcul dynamique est un modèle optionnel pour Flac3D.

III.6.7 Le maillage en différences finies

Le maillage en différences finies recouvre le domaine physique analysé. Le petit maillage qui peut être analysé par Flac3D constitué seulement d'une seule zone. Plusieurs problèmes, cependant, sont définis par des mailles constituées de centaine ou de milliers de zones. Le maillage en Flac3D est spécifié par les coordonnées x , y et z . Tous les nœuds du maillage et les zones centrées sont définies par le vecteur position $v(x,y,z)$.

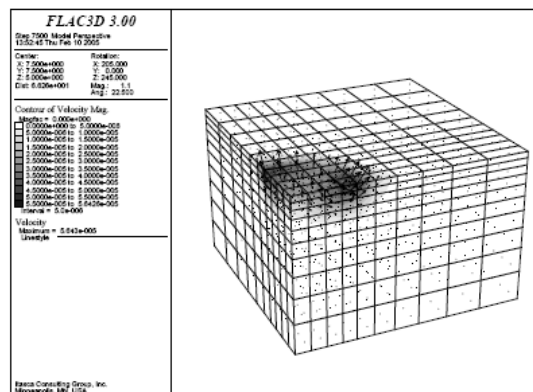


Figure III.5 : Maillage en différences finies avec 1000 zones.

III.6.8 Création de fichiers de données en Flac3D

L'utilisateur a le choix d'exécution de Flac3D interactivement (i.e., entrer les commandes de Flac3D dans son environnement) ou via des fichiers de données (appelés aussi '*batch file*'). Le fichier de données est un fichier créé par l'utilisateur contenant les commandes de Flac3D pour le

problème à analyser. En général, la création des fichiers de données est la bonne méthode pour utiliser Flac3D. On fait appel aux fichiers de données par la commande CALL. Il est recommandé que l'extension commune des fichiers de données soit '*.DAT' pour entrer des données, et l'extension '*.FIS' pour les fonctions *FISH* en Flac3D afin de distinguer un fichier des autres types de fichiers.

Flac3D est basé sur un format de commande parce que la plupart des analyses exigent l'utilisation de fichiers d'entrée de données. Flac3D peut être employé comme « laboratoire numérique » pour examiner des idées. L'utilisateur implique un ordre des commandes qui définissent les conditions de problème pour la solution numérique.

Flac3D opère sous toutes les plates-formes Windows, avec opération du mode de commandes disponibles dans une fenêtre de la production standard. Flac3D fournit des formes primitives construites et résolution rapide, hautes capacités graphiques pour activer le processus de la modélisation. Les paramètres de la solution peuvent être spécifiés par l'utilisateur, en maximisant le contrôle de l'utilisateur sur la durée, longueur, et efficacité de l'exécution du modèle. Le contrôle supplémentaire et personnalisé sont disponibles à l'utilisateur à travers le langage de programmation construit puissant de Flac3D, *FISH*.

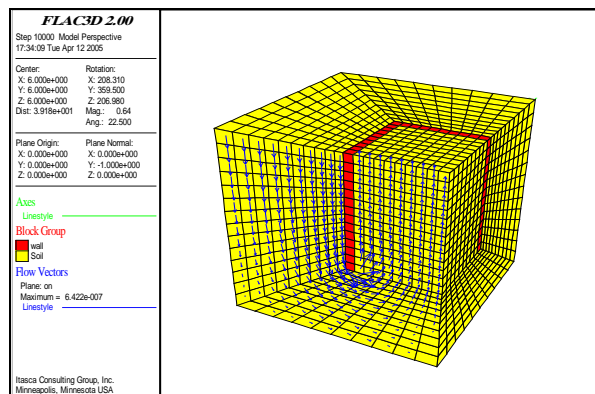


Figure III.6 : Sorte graphique d'un modèle Flac3D. Excavation dans un sol saturé.

III.6.9 Méthodologie de simulation avec Flac3D

Afin d'installer un modèle pour réaliser une simulation avec Flac3D, trois composants fondamentaux d'un problème doivent être indiqués :

1. Générer le maillage ;
2. Définir les paramètres constitutifs ; et
3. Appliquer les conditions initiales et aux limites.

La **Figure III.7** (adoptée du manuel Flac3D) présente les grandes lignes de la stratégie utilisée pour modéliser l'excavation d'une tranchée. La simulation se fait par phase et la réponse du système est systématiquement examinée après chacune des phases de calcul pour s'assurer de la validité des résultats.

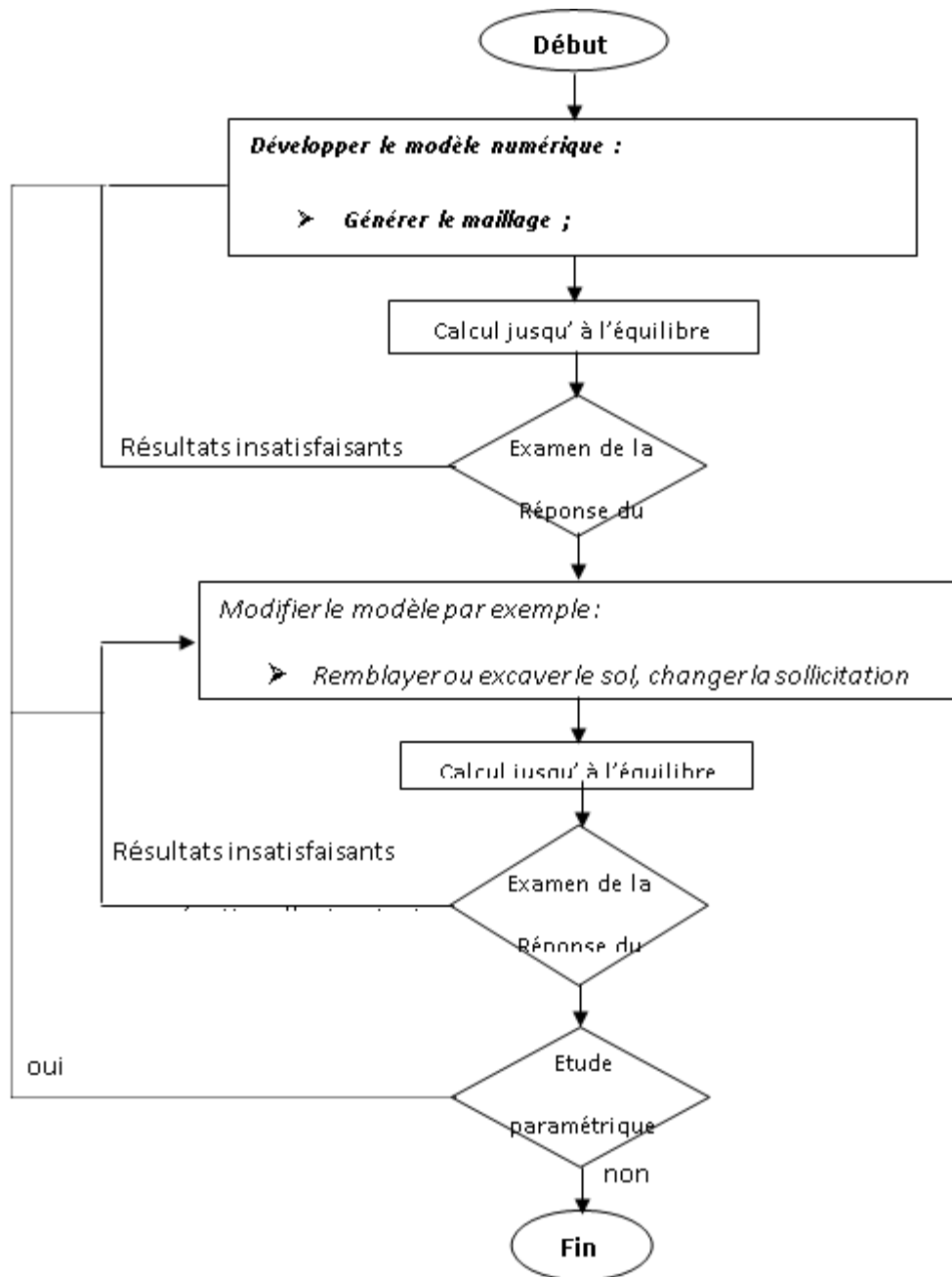


Figure III.7 : Méthodologie de modélisation numérique avec Flac (ITASCA Manuel).

III.6.10 Génération de maillage

La génération de maillage dans Flac3D implique de raccorder l'ensemble des formes de maillage de la connectivité spécifique (désignée sous le nom des *primitives*) pour former un modèle complet avec la géométrie désirée. Plusieurs types de formes primitives sont disponibles, et ceux-ci peuvent être reliés et conformés pour créer les géométries tridimensionnelles complexes.

Le maillage de Flac3D est produit avec la commande GENERATE zone. Cette commande peut être employée indépendamment pour créer un modèle reparté en zones d'une forme primitive ; chaque forme a un type spécifique de connectivité.

Plusieurs formes primitives sont établies dans le générateur pour accélérer la génération de maillage pour des formes de problème simple. Ceux-ci incluent la brique, la cale, la pyramide et des formes de cylindre.

➤ *Orientation des noeuds et les faces dans les zones en Flac3D*

On rappelle qu'une zone est le domaine géométrique fermé, avec des noeuds aux sommets et des faces formant la surface de celle-ci. L'orientation relative des noeuds et les faces est montrée sur la **Figure III.8**. Pour les cinq formes primitives du maillage : la brique, pyramide, brique et tétraèdre dégénérés. Chaque face a des *verticaux* ; ces derniers sont identifiés aussi sur la **Figure III.8**. Plusieurs commandes de Flac3D et le langage *FISH*, se rapportent à cette orientation.

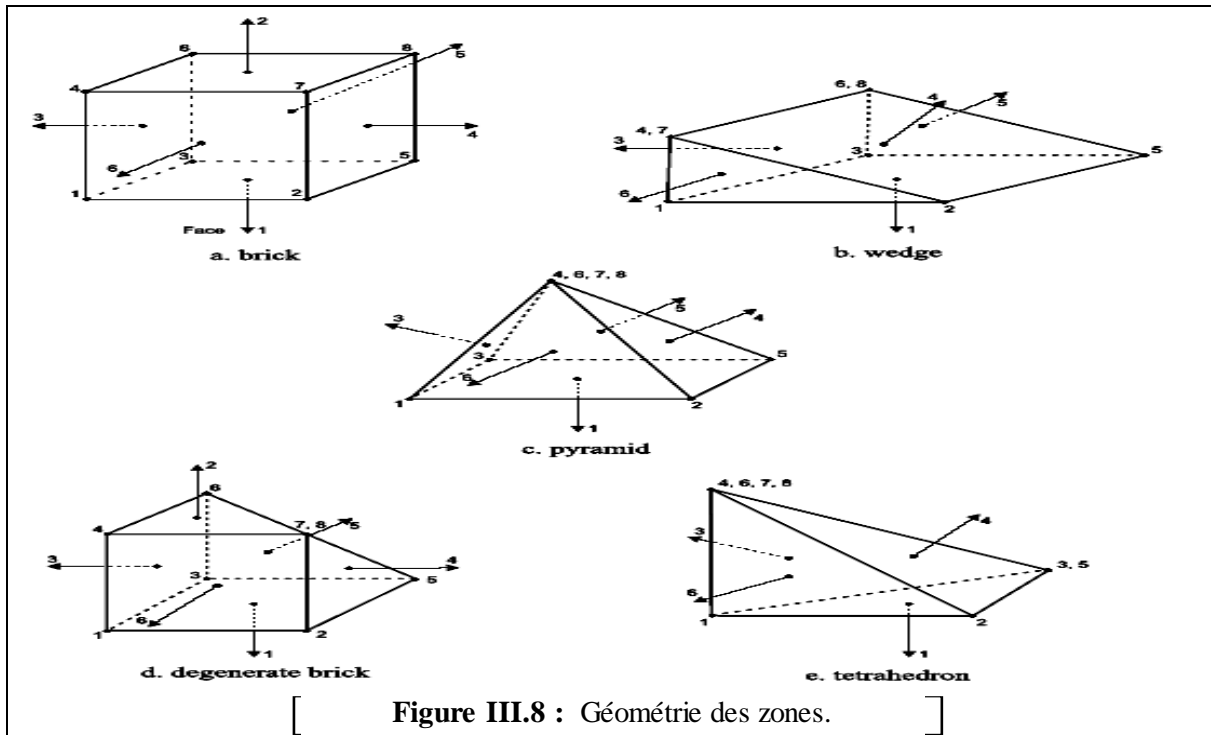


Figure III.8 : Géométrie des zones.

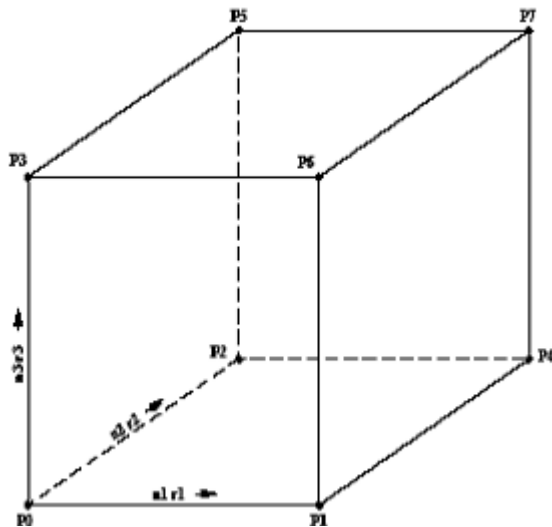


Figure III.9 : Maillage d'une brique- brick

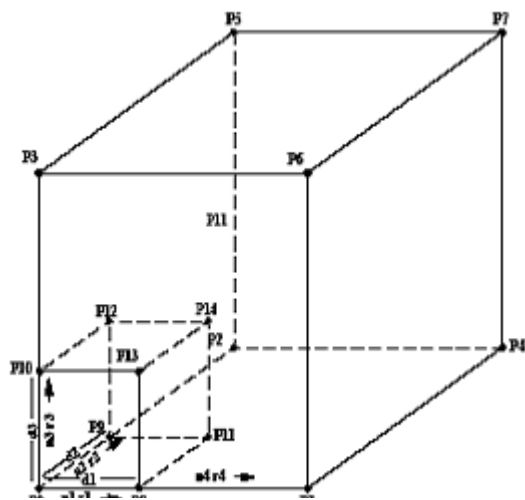


Figure III.10 : Maillage gradué d'une brique - radbrick.

III.7 MODELISATION DE L'ÉCOULEME

III.7.1 Modélisation de l'écoulement en Flac

Dans le cas général, les terrains sont en partie baignés par des nappes d'eau en équilibre hydrostatique ou en écoulement. La présence de cette eau dans les espaces interstitiels entre les grains induit des effets mécaniques sur le sol : forces d'écoulement appliquées aux grains, poids déjaugé et consolidation.

Si la perméabilité du sol est élevée, le mouvement de l'eau est instantané et la pression interstitielle n'est pas modifiée. Ainsi, dans le cas d'un remblai construit sur un sol perméable, la pression interstitielle est constamment égale à la pression interstitielle initiale.

En revanche, si la perméabilité du sol est faible par rapport à la vitesse de variation des contraintes, l'eau interstitielle ne peut s'écouler de manière instantanée et se met en surpression qui se dissipe dans le temps (*le sol se consolide*).

Le comportement d'un sol perméable est toujours un comportement à long terme (*condition drainée*). Alors que le comportement d'un sol peu perméable évolue entre deux comportements extrêmes :

- Un comportement à court terme lorsque le sol vient d'être chargé ou déchargé. Aucune variation de volume n'a encore pu se produire et les variations des contraintes normales sont reportées totalement ou en partie sur l'eau interstitielle (*condition non drainée*) ;
- Un comportement à long terme lorsque la surpression interstitielle due au chargement du sol s'est dissipée et que le régime d'écoulement de l'eau est devenu permanent (*condition drainée*).

Duncan (1996) a indiqué que, pour les problèmes faisant intervenir des chargements non exceptionnels, les sols dont le coefficient de perméabilité est supérieur à 10^{-6} m/s peuvent être analysés en conditions drainées et les sols de coefficient de perméabilité inférieur à 10^{-9} m/s en condition non drainée.

Flac modélise l'écoulement de l'eau dans le milieu poreux tel que le sol, soit indépendamment de l'effet mécanique (calcul hydromécanique découplé), soit en tenant compte de l'interaction sol-fluide (hydromécanique couplé). Ce dernier type de comportement induit deux effets mécaniques. Dans le premier, le changement de la pression interstitielle génère un changement en contraintes effectives qui peuvent affecter la réponse du solide. A titre d'exemple, une réduction des contraintes effectives peut induire un écoulement plastique. Dans le deuxième, le fluide réagit par un changement de pressions interstitielles à la variation mécanique du volume.

La formulation de l'écoulement de Flac est basée sur des relations simples, en utilisant la loi de Darcy pour un milieu poreux anisotrope. L'effet de gravité est incorporé dans la formulation afin de permettre à l'eau de migrer en toute zone non totalement saturée.

Avec cette formulation, une surface libre apparaît naturellement dans un calcul d'écoulement.

Dans le cas des problèmes couplés drainés, la convergence au régime statique peut être très lente (plusieurs pas de calcul mécanique sont nécessaires pour garder l'équilibre quasi statique) quand le module volumique de l'eau est très grand par rapport au module de confinement du sol $K + (4/3) G$. Plusieurs stratégies de modélisation sont disponibles en Flac pour approcher les différents processus couplés. L'une consiste à supposer que les pressions interstitielles nodales soient fixes. Cette approche ne nécessite pas de mémoire supplémentaire dans le calcul. Elle peut être représentative dans le cas des sols grossiers baignés par une nappe statique sans écoulement. Les pressions interstitielles se dissipent au fur et à mesure, que le changement est appliqué et que l'on peut considérer que le champ de pressions d'eau est invariant. Ce champ de pression d'eau se traduit par des actions simples sur le sol et les éléments de structure. Ainsi, le sol se trouve simplement déjaugé tandis que les éléments de structure se trouvent soumis à des champs de pressions simples.

Les autres stratégies de Flac utilisent la configuration **Ground water (Config GW)** pour l'analyse de l'interaction sol - fluide. Les plus élaborées nécessitent plus de temps et de mémoire.

III.7.2 Modélisation de l'écoulement en Flac3D

Le code Flac3D manie les deux écoulements complètement saturés, aussi bien que l'écoulement dans lequel une surface phréatique se développe. Dans ce cas, les pressions interstitielles sont nulles au-dessus de la surface phréatique et la phase de l'air est considérée comme passive. La logique est applicable aux matières grossières quand les effets capillaires peuvent être négligés. Les caractéristiques suivantes sont fournies avec la capacité de l'écoulement du fluide :

1. Deux lois de transport de fluide qui correspondent à la perméabilité *isotrope* et *anisotrope* sont disponibles. Le modèle nul de l'écoulement du fluide est aussi fourni pour spécifier des milieux imperméables dans le domaine de l'écoulement.
2. Différentes zones peuvent avoir différents modèles d'écoulement (isotrope, anisotrope ou nul) et propriétés.
3. Les pressions du fluide, flux et les conditions aux limites peuvent être prescrites.
4. Les sources du fluide (puits) peuvent être insérées dans le milieu comme point sources ou source volume. Ces sources correspondent à l'écoulement entrant ou écoulement sortant et varie avec le temps.
5. Les deux algorithmes de solutions explicite et implicite de l'écoulement du fluide sont disponibles complètement pour les simulations des sols saturés. Une méthode explicite de solution est utilisée pour l'écoulement saturé/non saturé.
6. Coupler entre les calculs mécaniques et hydrauliques dus aux grains déformables est fourni à travers le coefficient *Biot*, α .
7. Coupler au calcul thermique est fourni à travers l'expansion du coefficient thermique linéaire, α_t , et du coefficient thermique non drainé, $\hat{\alpha}$.

8. La logique de l'écoulement thermique du fluide est basée sur une théorie linéaire qui assume des propriétés constantes du milieu et des négligences de la convection. Les températures du fluide et du solide sont équilibrées localement.

III.7.3 Modélisation de l'écoulement de l'eau avec le calcul de la surface phréatique

Flac3D modélise l'écoulement de l'eau dans lequel une surface phréatique se développe, comme l'écoulement entièrement saturé. Les pressions interstitielles sont nulles au-dessus de la surface phréatique et la phase d'air est négligée en tant que passive. La logique appliquée aux matériaux suppose que les effets capillaires peuvent être négligés.

Deux lois de transport des liquides sont disponibles correspondant à la perméabilité isotrope et anisotrope. Le modèle nul d'écoulement du fluide est fourni pour indiquer les matériaux imperméables, et les différentes zones peuvent avoir des différents modèles et propriétés de l'écoulement du fluide.

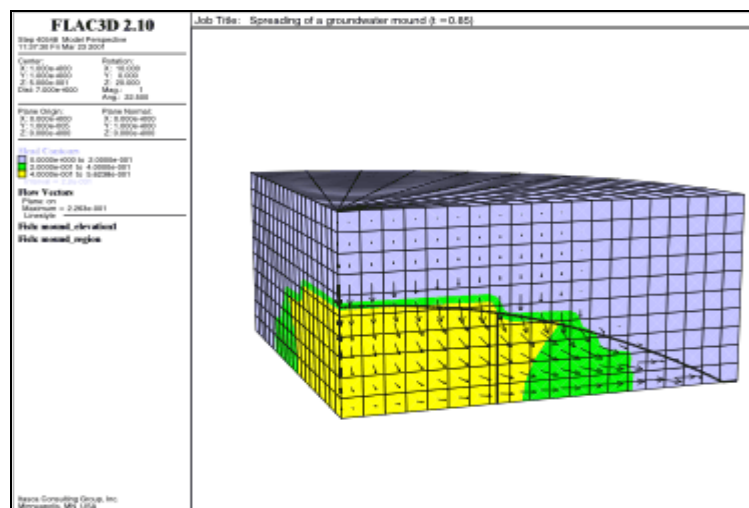


Figure III.11 : Propagation d'un monticule d'eaux souterraines dans un milieu saturé.

III.8 ELEMENTS DE STRUCTURE

Afin de simuler la paroi moulée, les butons et les tirants d'ancrage, des éléments structurels sont mis en œuvre. Deux types d'éléments permettent de modéliser les tirants : les éléments câble et les éléments barre. La description faite de ces éléments correspond à leur utilisation en deux dimensions (Flac2D).

III.8.1 Eléments câble

Lorsque le renforcement est utilisé pour augmenter la résistance au cisaillement du sol, des éléments câbles peuvent être mis en œuvre. Ces éléments peuvent notamment modéliser des clous, tirants à ancrage réparti ou ponctuel pouvant être précontraint et des boulons.

Les éléments câbles sont des éléments finis rectilignes à un degré de liberté par nœud. Ils n'ont pas de résistance à la flexion, leur comportement est uniquement axial. Ces éléments peuvent être ancrés en un point spécifique du maillage ou bien liés au maillage afin qu'une force se développe le long de l'élément lorsque le maillage se déforme. Ces éléments ont été mis en œuvre afin d'effectuer des

modélisations pour lesquelles la nappe de renforcement est soumise à une tension initiale.

III.8.2 Eléments poutre

Les éléments poutre sont des éléments bidimensionnels avec trois degrés de liberté à chaque extrémité (translation en x , en y et rotation). Une représentation est donnée sur la Figure III.12. Ces éléments peuvent être joints entre eux et/ou aux nœuds du maillage. Les éléments sont caractérisés par leur géométrie et leurs propriétés matérielles. Les éléments poutre sont considérés ayant une section symétrique de surface A , une longueur et un moment d'inertie. En général, le comportement des éléments poutre est élastique linéaire sans critère de rupture. On attribue ainsi à chaque élément un module d'élasticité E .

Les éléments poutre sont généralement utilisés pour représenter des éléments de structure pour lesquels la résistance à la flexion est importante (butons, poteau, poutre). Des éléments poutre attachés au maillage via des éléments d'interface peuvent également simuler l'effet des géotextiles. En assignant un moment d'inertie nul aux éléments poutre, ceux-ci vont se comporter comme des éléments flexibles qui ne reprennent pas de moments de flexion. La modélisation des interfaces entre les éléments poutre et le maillage permet de prendre en compte l'interaction entre les éléments de structure et le sol environnant.

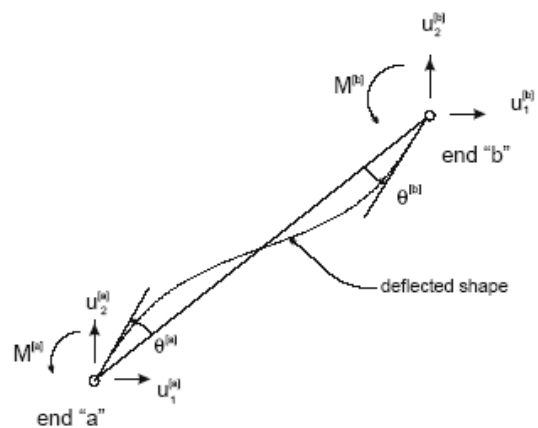


Figure III.12 : Nomenclature pour un élément poutre.

III.8.3 Eléments barre

III.8.4 Coque, structure mince pouvant reprendre les chargements et les moments fléchissants, et pour laquelle les déformations de cisaillement transverse peuvent être négligées (fondation superficielle, plancher).

III.8.5 Soutènement, coque dotée d'une interface frottant avec le matériau avoisinant (revêtement de tunnel, mur de soutènement).

III.8.6 Soutènement encastré, soutènement qui étend l'interaction avec la grille aux deux côtés du soutènement.

III.8.7 Géogrille, soutènement dont la résistance à la flexion est nulle (géotextile, géomembrane).

Pieu, poutre qui peut transmettre au maillage des efforts normaux et de cisaillement (fondation profonde).

III.8.8 Boulon, structure avec résistance à la traction qui possède une interface de comportement radoucissant qui simule le coulis d'ancrage.

III.9 MODELES DE COMPORTEMENT

Après avoir présenté le code de calcul, nous allons maintenant décrire brièvement les modèles de comportement de sol, et les éléments d'interface permettant d'introduire des non-linéarités

géométriques qui peuvent être rencontrées au cours de la résolution des problèmes.

Un certain nombre de modèles de comportement sont disponibles dans le logiciel, que l'on peut classer en trois groupes : le modèle nul, les modèles élastiques et les modèles plastiques :

- le modèle nul : il est utilisé pour représenter des zones de sol excavées,
- les modèles élastiques : le modèle élastique linéaire et isotrope et le modèle élastique transversalement isotrope,
- les modèles plastiques avec entre autres :
 - 1) le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb,
 - 2) le modèle élastoplastique avec écrouissage de Cam Clay.

Tous les modèles sont implémentés en utilisant le même algorithme numérique incrémental : à partir de l'état de contrainte du pas précédent et de l'incrément de déformation totale du pas de temps actuel, l'incrément de contrainte correspondant est calculé et le nouvel état de contrainte est alors déterminé.

Il est possible d'introduire de nouvelles lois de comportement mécaniques dans le logiciel Flac. Cela est possible avec **Flac2D** par l'intermédiaire du langage de programmation interne au logiciel (langage **FISH**). En **3D**, le modèle doit être implémenté en langage **C++**, puis compilé en un fichier **DLL** (**D**ynamic **L**ink **L**ibrary). Cette méthode est également utilisable pour Flac2D. Dans certain cas, cette dernière solution, est nettement plus efficace que la programmation en **FISH** en terme de temps de calcul.

III.9.1 Le modèle élastique linéaire isotrope : Loi de Hooke dans Flac

Les lois de comportement relient les sollicitations appliquées σ_{ij} à la réponse en déformations des matériaux ε_{ij} . Dans le cas de l'élasticité linéaire isotrope le tenseur de déformations est relié au tenseur des contraintes, et l'expression la plus courante est donnée par la relation de Hooke qui adopte les formes établies dans l'équation **III.8** et dans l'équation **III.9**. Avec δ_{ij} l'indice de Kronecker.

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (\text{III.8})$$

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{(1+\nu)} \varepsilon_{ij} - \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (\text{III.9})$$

Dans le code de calcul Flac, l'écriture des relations de comportement utilise les modules volumiques et de cisaillement plutôt que le module d'Young et le coefficient de Poisson, les relations entre ces divers paramètres sont résumées dans le Tableau **III.2**.

Tableau III.2. Relations entre constantes élastiques (d'après Leipholz, 1974).

| Couple de paramètres utilisés | Expression des paramètres | | | |
|-------------------------------|-------------------------------|--------------------|-------------------------------|------------------------------|
| | Module de cisaillement G | Module d'Young E | Module volumique K | Coefficient de Poisson ν |
| G, E | G | E | $\frac{GE}{9G-3E}$ | $\frac{E-2G}{2G}$ |
| G, K | G | $\frac{9GK}{3K+G}$ | K | $\frac{3K-2G}{2(3K+G)}$ |
| G, ν | G | $2G(1+\nu)$ | $\frac{2G(1+\nu)}{3(1-2\nu)}$ | ν |
| E, K | $\frac{3KE}{9K-E}$ | E | K | $\frac{3K-E}{6K}$ |
| E, ν | $\frac{E}{2(1+\nu)}$ | E | $\frac{E}{3(1-2\nu)}$ | ν |
| K, ν | $\frac{3K(1-2\nu)}{2(1+\nu)}$ | $3K(1-2\nu)$ | K | ν |

III.9.2 Le modèle Elasto-Plastique de Mohr-Coulomb dans Flac3D

Un comportement de type élastique linéaire isotrope ne peut être utilisé qu'en première approche car il ne permet pas de prendre en compte de déformations irréversibles. La plupart des matériaux sont en effet élastoplastiques, leur comportement est caractérisé par l'apparition de déformations élastiques et, de déformations irréversibles. La décomposition usuelle mais qui n'est pas forcément la seule est donnée dans l'équation III.10.

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (\text{III.10})$$

Avec ε les déformations totales, ε^e les déformations élastiques et ε^p les déformations plastiques. Les modèles élasto-plastiques sont basés sur trois notions fondamentales : la surface de charge, la règle d'écrouissage et la règle d'écoulement. Nous allons maintenant exposer les bases pour chacune de ces notions.

III.9.2.1 Notion de surface de charge

La surface de charge divise l'espace des contraintes en deux parties :

- L'intérieur de la surface de charge correspond à un état de déformations réversibles (élastiques).
- La surface de charge en elle-même correspond à un état de déformations pouvant se décomposer de la manière suivante : une partie réversible comme précédemment et une partie de déformations irréversibles (plastique).

La frontière entre ces deux domaines est caractérisée par une fonction scalaire f appelée fonction de charge :

$$f(\sigma_{ij}, \lambda, A_i) \quad (\text{III.11})$$

Avec :

σ_{ij} : tenseur des contraintes.

λ : Paramètre d'écrouissage isotrope en général fonction des déformations plastiques.

A_i : paramètre d'écroissage cinématique.

Trois cas de figure se présentent donc :

- $f < 0$ Intérieur de la surface, ce domaine est élastique.
- $f < 0$ Les déformations élastiques peuvent être éventuellement accompagnées de déformations plastiques.
- $f < 0$ Etat de contraintes physiquement impossible en élasto-plasticité.

Lorsque le point représentatif de l'état des contraintes atteint la surface de charge $f=0$ deux cas de comportement élasto-plastiques sont possibles :

- a) La surface de charge n'évolue pas et l'expression de la surface de charge ne contient donc pas de paramètre d'écroissage.
- b) La surface de charge évolue au cours du chargement (modèle élasto-plastique avec écroissage).

III.9.2.2 Notion de règle d'écroissage

Afin de mieux comprendre la notion d'écroissage, nous allons nous placer dans le cas d'un essai de traction ou de compression uniaxiale (Figure III.13).

Le long du chemin OA le comportement est élastique, c'est à dire que quand on décharge on revient en O . Le point A , représentant le point limite au delà duquel on n'a plus le comportement élastique correspond à une contrainte caractéristique dite "seuil" de plasticité initial ou "limite élastique". Après l'avoir franchi, et si étant au point B par exemple, on décharge, le chemin de déchargement ne sera pas BAO mais BCD . La déformation qui reste $OD = \varepsilon^p$ est une déformation irréversible, dite plastique. On est donc entré dans le domaine plastique. Si on recharge, le chemin sera DEF , F étant le prolongement du chemin OAB . Il rejoint alors le chemin du premier chargement.

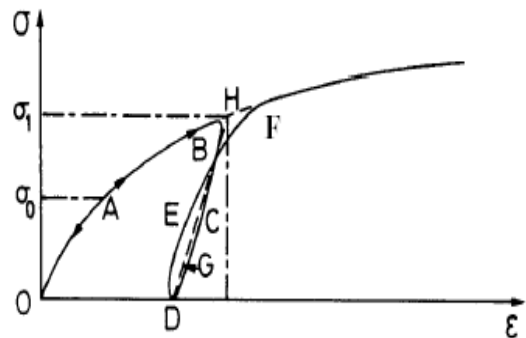


Figure III.13 : Essai de compression ou de traction uniaxiale d'un matériau.

On peut assimiler en général la courbe $BCDEF$ à la droite DGH et admettre que les déformations sont réversibles le long de cette ligne. Le nouveau seuil de plasticité est alors le point H qui est plus élevé que le précédent (A). Cette élévation du seuil de plasticité s'appelle écroissage. Le domaine élastique d'un matériau dépend donc de l'état d'écroissage du matériau (équivalent à l'état de chargement), la frontière de ce domaine est donnée par l'Équation III.10. L'écroissage du matériau se traduit par l'évolution de la surface du seuil de plasticité. On

introduit donc une ou plusieurs variables supplémentaires, appelées variables d'écroissage. Ces variables peuvent être choisies de façon arbitraire à condition qu'elles permettent de traduire l'évolution de l'état interne du milieu qui a subi des déformations plastiques. Ces variables peuvent être par exemple des scalaires fonction des déformations plastiques comme pour le modèle de Cam-Clay (Roscoe & Burland [1968], Schofield & Wroth [1968]) qui utilise la déformation volumique plastique comme paramètre d'écroissage, ou bien des tenseurs par exemple ε_{ij}^p .

En général, on peut distinguer trois catégories de loi d'écroissage :

- La théorie de l'écroissage isotrope de Taylor & Quinney [1931] qui admet que dans le domaine élastique intérieur au critère de plasticité se transforme par homothétie de centre O pendant l'écroissage (Figure III.14).

Il correspond au cas où la surface de charge subit une dilatation ou une contraction uniforme. L'écroissage dans ce cas est caractérisé par une variable scalaire

- La théorie de l'écroissage cinématique de Prager [1955] qui propose que le domaine élastique se translate dans l'espace des contraintes.

L'écroissage dans ce cas est caractérisé par une variable tensorielle définissant le centre de la surface de charge.

- La théorie de l'écroissage mixte qui est une combinaison des deux théories précédentes pour permettre la création d'un modèle « anisotrope cinématique ».

La surface de charge se translate et se dilate uniformément dans toutes les directions.

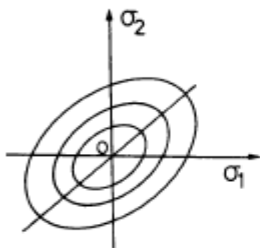


Figure III.14 : Modèle d'écroissage isotrope.

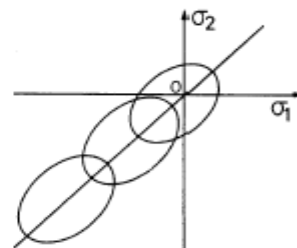


Figure III.15 : Modèle d'écroissage cinématique.

III.9.2.3 Notion de loi d'écoulement

L'incrément de déformation plastique est caractérisé par sa direction et son amplitude, la direction de l'incrément de déformation plastique est perpendiculaire à la surface définissant le potentiel plastique $g(\sigma_{ij})=0$. La forme générale de l'incrément de déformation plastique est donnée par l'Équation III.11, le détail du calcul de cette variable n'est pas donné ici, mais il peut être trouvé dans divers ouvrages relatant de la plasticité.

Le multiplicateur plastique :

$$\varepsilon_{ij}^{\cdot P} = \dot{\lambda} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \tag{III.12}$$

Avec $\dot{\lambda} \geq 0$

L'équation (III.12) est celle de normalité en déformations plastiques.

En général $f = g + \text{constante}$, la loi est dite associée lorsque f et g sont confondues, pour un état de contrainte σ_{ij} tel que $f = 0$, deux cas sont possibles :

➤ 1er cas : $f(\sigma_{ij}, \lambda) = 0$; $\frac{\partial f(\sigma_{ij}, \lambda)}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} < 0$; $d = d^e$ et donc $d^P = 0$

C'est un cas de décharge et l'incrément de contrainte est dirigé vers l'intérieur du domaine élastique actuel.

➤ 2ème cas : $f(\sigma_{ij}, \lambda) = 0$; $\frac{\partial f(\sigma_{ij}, \lambda)}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} > 0$; $d = d^e + d^P$

C'est un cas de chargement et l'incrément de contrainte est dirigé vers l'extérieur du domaine élastique actuel.

Nous allons maintenant présenter le modèle élasto-plastique utilisé dans notre étude.

Le modèle de **Mohr-Coulomb** est un modèle souvent utilisé pour représenter la rupture par cisaillement dans les sols et les roches tendres.

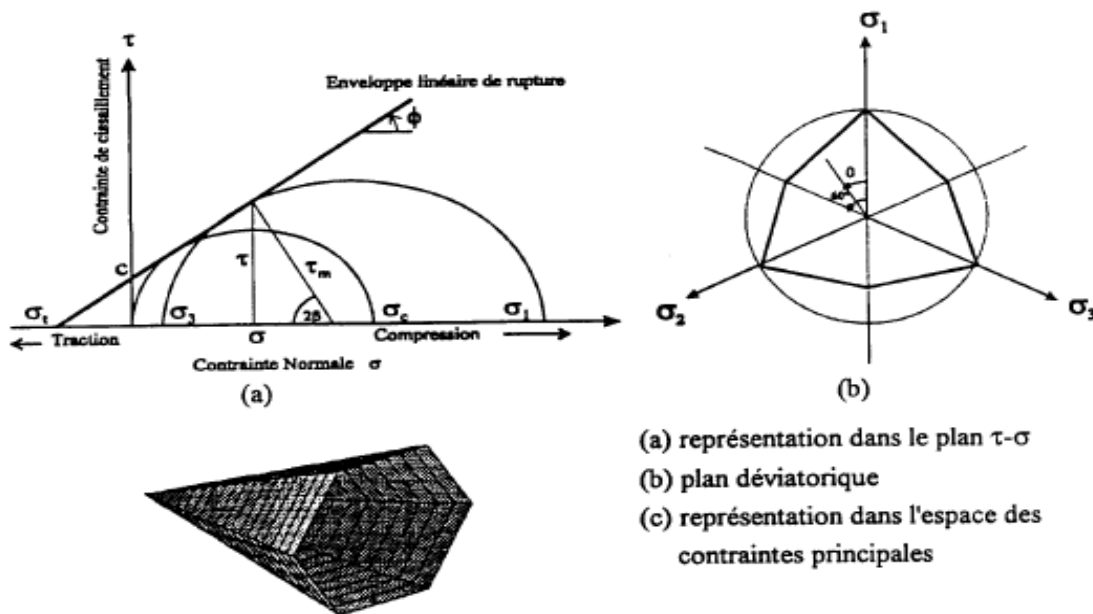


Figure III.16 : Critère de rupture de Mohr-Coulomb (Lee, 1994).

La surface de charge pour ce modèle correspond à un critère Mohr-Coulomb (rupture en cisaillement) avec critère supplémentaire de rupture par traction. La position d'un point de contrainte sur cette surface est contrôlée selon une règle non associée pour la rupture en cisaillement et une règle associée pour la rupture en traction. Tout champ de contraintes peut être exprimé en termes de contraintes principales σ_1 , σ_2 , σ_3 (Figure III.17) et déformations principales ε_1 , ε_2 et ε_3 . La convention de signe dans Flac, attribuant des valeurs *négatives* à la compression, et *positives* à la traction.

Le critère de rupture dans le modèle Flac2D est Mohr-Coulomb composée avec critère de rupture en traction. Les contraintes principales sont ordonnées de la manière suivante :

$$\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3$$

(III.13)

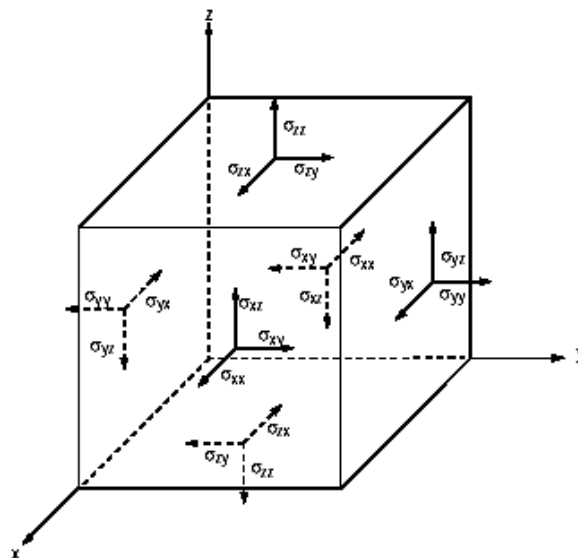


Figure III.17 : Convention de signe des contraintes principales induites dans un élément.

L'enveloppe de rupture (aussi appelée surface de charge) de Mohr-Coulomb (Figure III.18) est définie du point A au point B par la relation suivante, qui fait intervenir les caractéristiques de résistance au cisaillement du matériau :

$$f' = \sigma_1 - \sigma_3 N_\varphi + 2c\sqrt{N_\varphi}$$

(III.14)

Du point de B au point C, la rupture est contrôlée par la résistance à la traction du matériau σ_1 :

$$f_1 = \sigma_3 - \sigma' \quad (III.15)$$

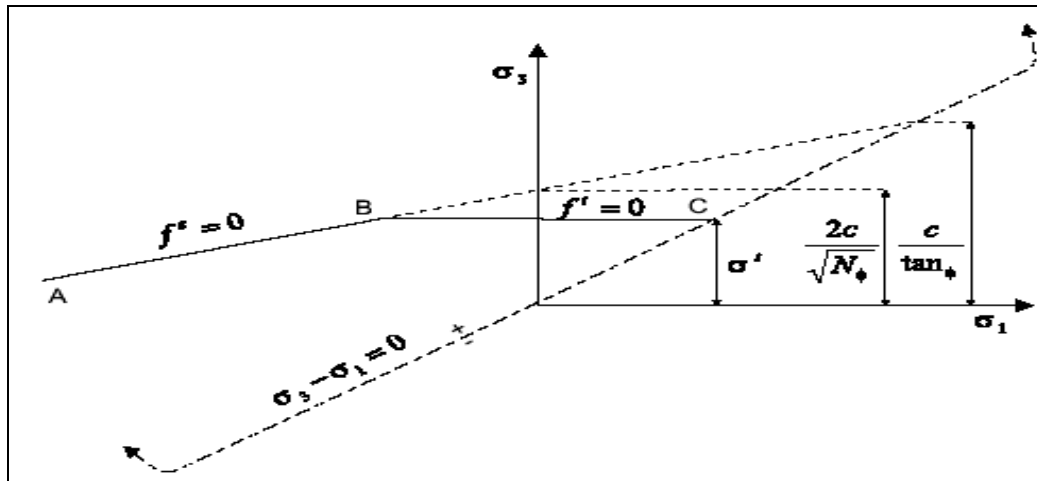


Figure III.18 : Critère de rupture de Mohr-Coulomb.

Où φ est l'angle de frottement, c , la cohésion, σ' , la résistance à la traction et

$$N_{\varphi} = \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} \quad (\text{III.16})$$

La résistance à la traction du matériel ne peut pas dépasser la valeur de σ_3 correspondant au point d'intersection des lignes droites $f^s = 0$ et $\sigma_1 = \sigma_3$ dans le plan $f(\sigma_1, \sigma_3)$. On donne cette valeur maximale :

$$\sigma'_{\max} = \frac{c}{\tan \varphi} \quad (\text{III.17})$$

Dans le domaine plastique, une loi d'écoulement définit le comportement du matériau lorsque les déformations sont irréversibles. La fonction de potentielle plastique est décrite au moyen de deux fonctions g^s et g' , la fonction g^s correspond à une loi non associée et a la forme :

$$g^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_{\psi} \quad (\text{III.18})$$

Avec :

$$N_{\psi} = \frac{1 + \sin(\psi)}{1 - \sin(\psi)} \quad (\text{III.19})$$

Où ψ est l'angle de dilatance du matériau.

La fonction g' correspond à une règle d'écoulement associée et est écrite :

$$g' = -\sigma_3 \quad (\text{III.20})$$

➤ Paramètres du modèle

Ce modèle est appelé par la commande *Mod M*, les paramètres sont donnés par la commande *prop* comme suit :

1. bulk : module du volume, K ;
2. shear : module de cisaillement, G ;
3. cohesion : cohésion du sol ;

4. friction : angle de frottement interne ;
5. dilation : angle de dilatance, ψ ;
6. tension : contrainte limite de traction.

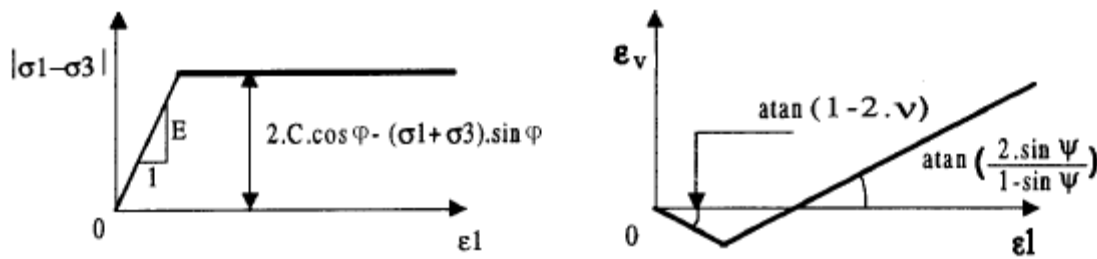


Figure II.19 : Critère de Mohr-Coulomb.

Un autre paramètre peut éventuellement entrer en ligne de compte σ_t , contrainte de rupture par traction, ce qui correspond à l'introduction d'un critère supplémentaire (avec sa propre loi d'écoulement) et modifie ainsi le modèle initial de Mohr Coulomb qui ne tient pas compte de ce paramètre.

III.9.3 Modèle de comportement de l'interface

Les éléments d'interface sont utilisés pour représenter de manière simplifiée le comportement des joints ou les couches minces, et les liaisons entre éléments de structure et éléments de sol/roche.

Flac3D représente des interfaces comme collections d'éléments triangulaires (éléments d'interface), dont chacun est défini par trois nœuds (nœuds d'interface). Des éléments d'interface peuvent être créés à n'importe quel emplacement dans l'espace. Généralement, des éléments d'interface sont fixés à une face de surface de zone ; deux⁶⁵éléments triangulaires d'interface sont définis pour chaque face quadrilatérale de zone.

Des nœuds d'interface sont alors créés automatiquement à chaque sommet d'élément d'interface. Quand une autre surface de modèle entre en contact avec un élément d'interface, le contact est détecté au nœud d'interface, et est caractérisé par des rigidités normales et le cisaillement, et des propriétés de glissement.

La relation fondamentale de contact est définie entre le nœud d'interface et une face de surface de zone, également connus sous le nom de *face de cible*. La direction normale de la force d'interface est déterminée par l'orientation de la face de cible.

Le modèle constitutif est défini par un critère de résistance au cisaillement de **Coulomb** qui limite la force de cisaillement agissante à un nœud d'interface, des rigidités normales et de cisaillement, contraintes de traction et cisaillement, et un angle de dilatance qui cause une augmentation de la force normale effective sur la facette cible après que la limite de résistance de cisaillement soit atteinte. La Figure III.20 illustre les composantes du modèle constitutif agissant au nœud d'interface (P).

Les contacts d'interface sont détectés seulement aux nœuds d'interface et les forces de contact sont transférées seulement aux nœuds d'interface. Les propriétés d'interface sont associées à chaque nœud ; les propriétés peuvent varier du nœud au nœud.

Par défaut, l'effet de *pression interstitielle* est inclus dans le calcul d'interface en employant la contrainte effective comme la base pour la condition de glissement.

➤ **Choix des propriétés mécaniques**

L'attribution des propriétés mécaniques (en particulier rigidité) à une interface dépend de la manière dans laquelle l'interface est employée. D'une manière générale les valeurs recommandées par les auteurs de Flac consistent à prendre K_n et K_s dix fois plus élevés que la raideur équivalente de la zone voisine la plus raide. La rigidité apparente d'une zone dans la direction normale est :

$$\max \left[\frac{\left(k + \frac{4}{3} G \right)}{\Delta z_{\min}} \right] \tag{III.21}$$

Où : K et G sont le module volumique et de cisaillement respectivement ; et Δz_{\min} est la plus petite dimension dans la direction normale (voir Figure III.21). La notation Max [] indique que la valeur maximale sur toutes les zones adjacentes à l'interface doit être employée.

Figure II.21. Dimension de la zone utilisée pour le calcul des raideurs (Itasca Flac3D).

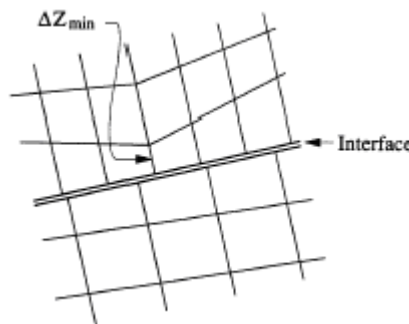


Figure II.21 : Dimension de la zone utilisée pour le calcul des raideurs (Itasca Flac3D).

Cette recommandation permet de ne pas pénaliser les temps de calcul lors de la prise en compte d'une interface.

Les propriétés mécaniques des joints sont conventionnellement dérivées de tests en laboratoire (c'est-à-dire de cisaillement direct et tests triaxiaux), ces essais peuvent fournir des propriétés

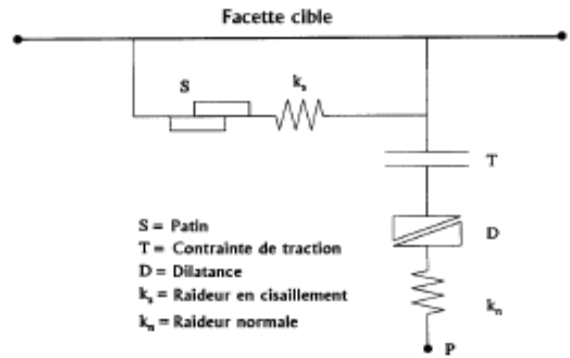


Figure II.20 : Détail des composants d'un élément d'interface (Itasca Flac3D).

physiques pour l'angle de frottement, la cohésion, l'angle de dilatance et traction limite, aussi bien que les rigidités normales et de cisaillement.

➤ **Paramètres du modèle**

Les paramètres à définir sont :

1. cohésion : cohésion de l'interface ;
2. dilation : angle de dilatance de l'interface ;
3. friction : angle de frottement de l'interface ;
4. K_n : rigidité normale ;
5. K_s : rigidité de cisaillement;
6. tension : contrainte limite de traction.

III.10 CONCLUSION

La modélisation numérique de l'écoulement autour d'un écran étanche à l'aide d'un code de calcul aux différences finies ou, aux éléments finis nécessite une modélisation nécessairement approchée d'une réalité complexe. Cela conduit à faire un certain nombre de choix qui concernent aussi bien les paramètres de l'outil numérique que le modèle de comportement utilisé.

Pour simuler l'écoulement autour d'un écran étanche, nous avons retenu le code de calcul Flac. La discrétisation en différences finies suivant l'approche de Wilkins [1964] et, la résolution explicite en éléments lagrangiens lui permettent de simuler des problèmes fortement non linéaires (modules de sols, interfaces), de géométrie complexe (tunnels non circulaires, éléments de soutènement représentés par des coques) avec une bonne stabilité numérique.

L'exploitation des résultats d'un calcul tridimensionnel nécessite une large gamme de représentations graphiques pour l'examen et la représentation des résultats à chaque étape de l'analyse, le code Flac3D donne la possibilité de la définition rapide des vues et sorties graphiques à partir de l'interface graphique.

La décision d'élaborer un modèle tridimensionnel dépend certes largement de critères économiques, mais elle doit aussi tenir compte du degré d'erreur qu'est prêt à accepter l'ingénieur lorsqu'il réalise des calculs bidimensionnels alors qu'il sait que le problème est véritablement tridimensionnel. Les techniques proposées pour introduire certain effet tridimensionnel dans les modèles plans réduisent l'écart, mais peuvent parfois ignorer certains phénomènes d'interactions et conduisent à des résultats plus conservateurs que la réalité.

Néanmoins, les calculs numériques tridimensionnels commencent à faire partie de la vie des ingénieurs géotechniciens et les publications se multiplient dans ce domaine.

Les progrès réalisés en matière de moyens informatiques, d'algorithmes de résolution rapides et efficaces, et de pré- et post-processeur graphique conviviaux et performants devraient aider ce type d'analyse à s'imposer dans les années à venir.

Finalement, et en conséquence de la complexité mathématique des problèmes l'existence et l'unicité de la solution ne peuvent être démontrées qu'avec des hypothèses restrictives peu applicables à des problèmes réels. Une connaissance expérimentale préalable du problème est toujours indispensable à la formulation mathématique et pour une fiabilité des prévisions numériques (Ingel, Ryhming & R. Goougnot, 2002).

Ce chapitre a été donc l'occasion de présenter l'outil numérique qui sera employé dans la suite du travail. La validation du modèle numérique sera présentée au cours des chapitres suivants.

Chapitre IV

SIMULATION DECOUPLEE DES PHASES DE TRAVAUX DANS LE CAS ELASTIQUE

CHAPITRE IV : SIMULATION DECOUPLEE DES PHASES DE TRAVAUX DANS LE CAS ELASTIQUE

IV.1 INTRODUCTION

En se limitant au domaine *élastique*, ce chapitre présente l'effet de la présence de nappe phréatique sur les ouvrages souterraine en cours d'exécutions à travers quelques exemples d'application de la procédure de calcul *découplée*. On commence d'abord par des exemples simples *unidimensionnels*, on s'intéresse ensuite aux cas plus complexes pour étudier les chargements différés sur le soutènement des tunnels (en conditions bidimensionnelles) et l'effet de la réparation d'une partie du soutènement (en conditions tridimensionnelles). Le but est de démontrer comment cette procédure découplée peut être mise en œuvre avec le code Flac.

II.2 SIMULATION DECOUPLEE DES PHASES DE TRAVAUX DANS LE CAS ELASTIQUE – EXEMPLES UNIDIMENSIONNELS

On présente ici quelques exemples d'application de l'approche découplée pour simuler les phases de travaux les plus souvent rencontrées lors de la construction des ouvrages de soutènement. On considère d'abord des problèmes *unidimensionnels* pour lesquels une solution analytique peut être trouvée sans difficulté. On montre ensuite comment retrouver cette solution *analytique* par une voie numérique avec le code Flac.

On s'intéressera d'abord à la modélisation des situations à court et à long terme, puis à la phase transitoire. Le but est de proposer, pour chacune des phases de travaux courantes dans le domaine des soutènements, une technique de simulation numérique (éventuellement plusieurs), en exposant clairement la technique de simulation numérique retenue et en précisant les limites de validité de l'approche proposée.

IV.2.1 Rabattement de la nappe

Un des aspects importants du comportement des ouvrages de soutènement pendant leur construction est l'effet des mouvements de la nappe phréatique. Ces mouvements peuvent avoir une origine naturelle : ils peuvent être liés à la variation du niveau d'une rivière voisine ; ils peuvent aussi être une conséquence d'opérations de pompage d'eau souterraine (pour l'irrigation, par exemple) ou une disposition destinée à faciliter la réalisation de travaux (il est courant d'abaisser le niveau de la nappe lorsque l'on réalise une tranchée ou une excavation pour améliorer leur stabilité).

IV.2.1.1 Position du problème

On considère une couche de sol horizontale, d'épaisseur D , qui repose sur un substratum rigide et imperméable. Dans la configuration initiale, la couche est entièrement *saturée*. Le niveau de la nappe est confondu avec la face supérieure de la couche : la pression du fluide est égale à la pression atmosphérique sur le plan $z = D$. (NGUYEN PHUONG D., 2003)

On suppose que la nappe est “ rabattue ”, c’est à dire que le niveau de la surface sur laquelle la pression du fluide est égale à la pression atmosphérique est abaissé à la cote $z = H$ (avec $H < D$). Au-dessous du niveau de la nappe, le sol est toujours saturé ; au-dessus de ce niveau, l’espace poreux est occupé par de l’air et non plus par de l’eau. Dans ce qui suit, on définit la charge hydraulique par $h = p/\gamma_w + z$, où p désigne la pression de fluide et γ_w le poids volumique de l’eau. Les charges hydrauliques initiales et finales sont donc celles représentées sur la **Figure IV.1**.

Dans la réalité, il existe une zone non saturée au-dessus du niveau de la nappe, dans laquelle l’espace poreux n’est pas occupé par un seul fluide (l’air ou l’eau), mais où les deux fluides coexistent. L’existence de cette zone non saturée est due au fait que le fluide remonte au-dessus du niveau de la nappe par capillarité.

Le comportement mécanique de cette zone ne peut être décrit par la théorie des sols saturés considérée ici. Mais, d’une part, l’étendue de cette zone dépend du sol considéré (les effets de capillarité sont quasiment négligeables dans un sable propre) et, d’autre part, la zone non saturée est en fait scindée en deux zones : une zone dans laquelle le degré de saturation est très élevé (supérieur à 95%), et dont le comportement peut être considéré en première approximation comme voisin de celui du milieu saturé, et une zone où le degré de saturation est beaucoup plus faible, avec une zone de transition d’extension très réduite, dans laquelle le degré de saturation chute brutalement.

Nous ferons ici l’hypothèse que l’approximation consistant à négliger l’étendue de la zone non saturée permet d’obtenir une estimation raisonnable du tassement de la couche résultant du rabattement de la nappe.

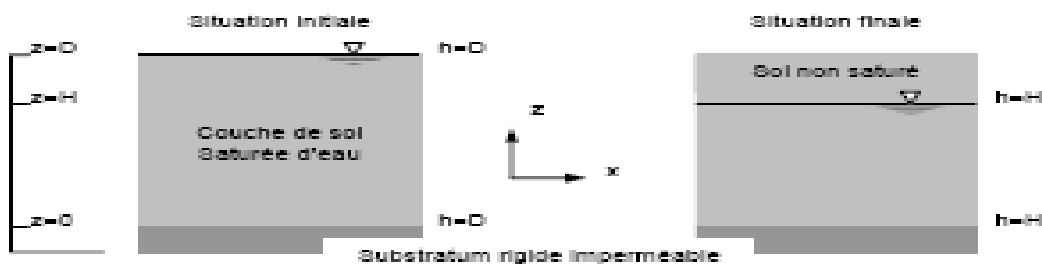


Figure IV.1 : Rabattement de la nappe. (NGUYEN PHUONG D., 2003)

IV.2.1.2 Résolution analytique du problème

La résolution analytique du problème consiste à étudier les champs de contraintes et de pression dans les situations *initiale* et *finale* du problème ainsi que le tassement du sol. Il est à noter que l’on ne précise pas comment on passe de la situation initiale à la situation finale : on ne peut donc pas étudier le régime transitoire.

IV.2.1.2.1 Situation initiale des champs de contraintes et de pression

On suppose que, dans la situation initiale, le squelette et le fluide sont au repos. L'équation de conservation de masse de fluide se réduit à $\text{div } v = 0$, et on déduit alors de la loi de Darcy que le champ de pression du fluide initiale p^0 vérifie :

$$\text{grad } p^0 - \gamma_w e_z = 0$$

La surface libre de la nappe est au sommet de la couche ($z = D$), la pression du fluide y est donc nulle, on obtient immédiatement :

$$p^0 = (D - z)\gamma_w$$

D'autre part, on fait l'hypothèse que la direction verticale est une direction principale du champ de contraintes initial, et qu'il présente une symétrie de révolution autour de cette direction :

$$\sigma^0 = \sigma^0_z e_z \otimes e_z + \sigma^0_z (e_x \otimes e_x + e_y \otimes e_y)$$

L'équation d'équilibre s'écrit :

$$\text{Div } \sigma^0 - \gamma e_z = 0$$

où $\gamma = \gamma^s a + \gamma^f a$ désigne le poids volumique de la couche de sol saturée d'eau, égal à la somme des poids volumiques partiels $\gamma^f a = \gamma_w n$ du fluide et $\gamma^s a = \gamma_s (1 - n)$ du squelette (n est la porosité). La condition mécanique sur la limite supérieure de la couche (surface libre) s'écrit :

$$\sigma^0 . e_z = 0 \text{ sur le plan } z = D$$

Compte tenu de cette condition à la limite, la projection de l'équation d'équilibre sur la direction verticale donne immédiatement la contrainte verticale σ^0_z dans la couche :

$$\sigma^0_z = -\gamma (D - z)$$

et la contrainte horizontale σ^0_x dans la couche est donnée par :

$$\sigma^0_x = K_o \sigma^0_z - p^0 = K_o (\sigma^0_z + p^0) - p^0$$

où K_o est le *coefficient de poussée des terres* au repos. On trouve donc :

$$\sigma^0_x = K_o \sigma^0_z - (1 - K_o) p^0 = [K_o - (1 - K_o) \gamma_w / \gamma] \sigma^0_z$$

IV.2.1.2.2 Situation finale

On se place maintenant dans la situation "à long terme" en supposant qu'au bout d'un temps suffisamment long, on parvient à nouveau à une situation où le fluide et le squelette sont immobiles. La vitesse du fluide est *nulle*, et on obtient le champ de pression par la loi de Darcy. On prendra garde au fait que, désormais, le fluide saturant n'est plus le même dans les zones au-dessus et au-dessous de la nappe, c'est à dire pour $0 < z < H$ et pour $H < z < D$. Considérant la masse volumique de l'air comme négligeable, et en écrivant que la pression des deux fluides est nulle $p^\alpha = 0$ au niveau du toit de la nappe $z = H$, on obtient :

$$p^\alpha = 0 \quad \text{pour } H < z < D$$

$$p^\alpha = 0 = (H - z) \gamma_w \text{ pour } 0 < z < H$$

Les hypothèses précédentes permettent de découpler le problème *hydraulique* du problème *mécanique* et de calculer le champ de pression p indépendamment du champ de contraintes σ . Il s'agit maintenant de résoudre le problème mécanique, dans lequel le champ de pression est connu, et où ζ et ε sont respectivement le champ de déplacements et de déformations du squelette.

L'équation d'équilibre s'écrit :

$$\text{div } \sigma - \gamma e_z = 0$$

et la loi de comportement :

$$\sigma - \sigma_0 = \lambda_0 \text{tr} \varepsilon I + 2\mu \varepsilon - (p - p^0) I ;$$

avec les conditions aux limites suivantes :

$$\underline{\zeta} = 0 \quad \text{sur le plan } z = 0$$

$$\sigma \cdot e_z = 0 \quad \text{sur le plan } z = D$$

Il est important de rappeler que le poids volumique du milieu poreux est différent au-dessous et au-dessus de la nappe :

$$\gamma = \gamma_s (1-n) \quad \text{pour } H < z < D$$

$$\gamma = \gamma_a^s + \gamma_a^f = \gamma_s (1-n) + \gamma_w n \quad \text{pour } 0 < z < H$$

Compte tenu des *symétries* que présente la géométrie du problème, il est raisonnable de supposer que le déplacement est vertical et ne dépend que de la coordonnée verticale z :

$$\zeta = \zeta(z) e_z$$

Le champ de déformations s'écrit donc :

$$\varepsilon = \varepsilon(z) e_z \otimes e_z \text{ avec } \varepsilon(z) = \partial \zeta(z) / \partial z$$

d'où l'on conclut que le champ de contraintes σ est de même forme que le champ de contraintes initial σ^0 :

$$\sigma = \sigma_z(z) e_z \otimes e_z + \sigma_x(z) (e_x \otimes e_x + e_y \otimes e_y)$$

La projection de l'équation d'équilibre sur la verticale, compte tenu des conditions aux limites et de la continuité de la contrainte verticale sur le plan $z = H$ donne :

$$\partial \sigma_z / \partial z = \gamma_a^s \text{ d'où } \sigma_z = -\gamma_a^s (D - z) \quad H < z < D$$

$$\partial \sigma_z / \partial z = \gamma_a^s + \gamma_a^f \text{ d'où } \sigma_z = -\gamma_a^s (D - H) - (\gamma_a^s + \gamma_a^f) (H - z) \quad 0 < z < H$$

La loi de comportement s'écrit alors :

$$\sigma_z - \sigma_z^0 = (\lambda_0 + 2\mu) \varepsilon - (p - p^0).$$

À partir des champs de pression initiale et finale, on obtient :

$$p^\alpha - p^0 = -(D - z) \gamma_w \quad H < z < D$$

$$p^\alpha - p^o = (H - z) \gamma_w - (D - z) \gamma_w = - (D - H) \gamma_w \quad 0 < z < H$$

On obtient par ailleurs, ainsi à partir des champs de contraintes initial et final :

$$\sigma_z - \sigma_z^o = -\gamma_a^s (D - z) + (\gamma_a^s + \gamma_a^f) (D - z) = \gamma_a^f (D - z) \quad H < z < D$$

$$\sigma_z - \sigma_z^o = -(\gamma_a^s + \gamma_a^f) (H - D) + \gamma_a^s (D - H) = \gamma_a^f (D - H) \quad 0 < z < H$$

Ce qui donne, pour la contrainte effective verticale :

$$\sigma_z' - \sigma_z^o = - (1 - n) \gamma_w (D - z) \quad H < z < D$$

$$\sigma_z' - \sigma_z^o = - (1 - n) \gamma_w (D - H) \quad 0 < z < H$$

Et finalement :

$$\varepsilon = -(1 - n) \gamma_w \frac{1}{\lambda_0 + 2\mu} (D - Z) \quad H < z < D$$

$$\varepsilon = -(1 - n) \gamma_w \frac{1}{\lambda_0 + 2\mu} (D - H) \quad 0 < z < H$$

On détermine pour finir la contrainte effective horizontale :

$$\sigma_x' - \sigma_x^o = -(1 - n) \gamma_w \frac{\lambda_0}{\lambda_0 + 2\mu} (D - Z) \quad H < z < D$$

$$\sigma_x' - \sigma_x^o = -(1 - n) \gamma_w \frac{\lambda_0}{\lambda_0 + 2\mu} (D - H) \quad 0 < z < H$$

Le diagramme des *contraintes* et des *pressions* dans la couche de sol est présenté sur la **Figure IV.2**.

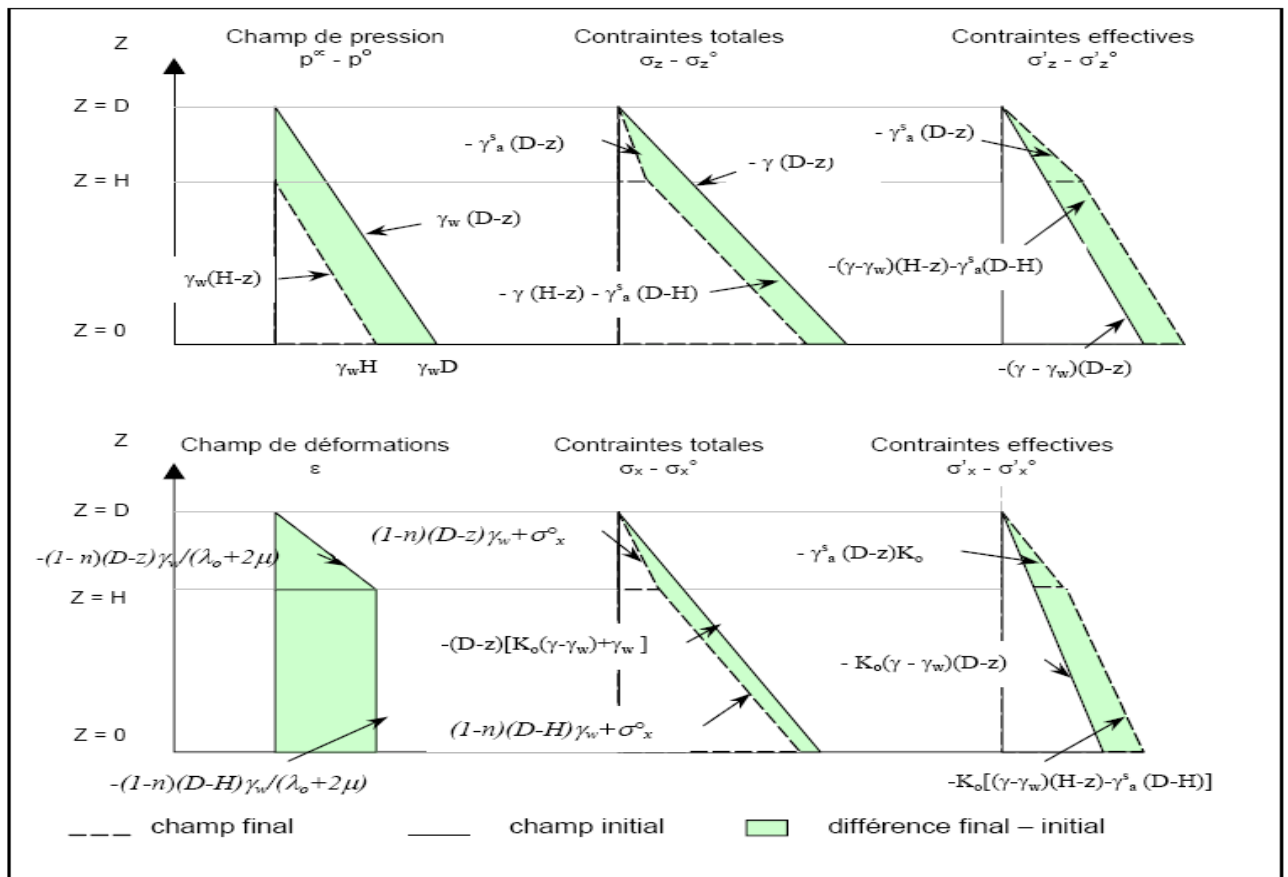


Figure IV.2 : Diagramme des contraintes et des pressions dans la couche de sol. (NGUYEN PHUONG D., 2003)

On note que la déformation dans la direction verticale est négative, et donc le rabattement de la nappe se traduit par un tassement de la couche de sol.

Le champ de déplacement s’obtient en intégrant la déformation verticale. Compte tenu de la condition limite et de la continuité de ζ en $z = H$, on obtient :

$$\zeta = -(1-n)\gamma_w \frac{1}{2(\lambda_0 + 2\mu)} (2D - z)z \quad H < z < D$$

$$\zeta = -(1-n)\gamma_w \frac{1}{\lambda_0 + 2\mu} z(D - H) \quad 0 < z < H$$

Ce qui conduit finalement à la valeur suivante du tassement de la surface de la couche :

$$\zeta(z = D) = -(1-n)\gamma_w \frac{1}{2(\lambda_0 + 2\mu)} (D^2 - H^2)$$

IV.2.1.3 Résolution numérique découplée

Dans cette section, on montre comment il est possible de résoudre le problème numériquement dans le code Flac. On montre aussi que, suivant l’option choisie dans le jeu de données, on peut obtenir comme résultat du calcul l’état final des contraintes effectives ou totales.

IV.2.1.3.1 Modèle de calcul numérique en Flac

Les analyses complètes du couplage *hydromécanique* quasi-statique en Flac3D sont souvent

inutiles. Il y a de nombreuses situations dans lesquelles quelque niveau de *découplage* peut être exécuté pour simplifier l'analyse et *accélérer* les calculs. **Trois** facteurs principaux peuvent aider dans la sélection d'une approche particulière :

1. Le rapport entre l'échelle du temps de la simulation et le temps du processus de la diffusion ;
2. La nature de la perturbation imposée (*écoulement* ou *mécanique*) au processus de couplage ; et
3. Le rapport de l'écoulement à la rigidité du sol.

Les augmentations de la pression interstitielle peuvent être contrôlés (utilisant une fonction *FISH*, par exemple) est utilisé pour augmenter les contraintes normales totales avant de faire des calculs en équilibre mécanique. Les densités de masse saturées et non saturées nécessiteront aussi d'être ajustées si la surface de l'eau a été déplacée dans le maillage, et la simulation est menée en dehors de la configuration de l'écoulement.

IV.2.1.3.2 Modélisation du changement de la pression

Diverses situations (prise en compte d'une variation du champ de température dans un matériau thermoélastique, modélisation d'une pression de gonflement, mais aussi calcul de déplacements élastiques associés à un chargement et des déformations plastiques données par exemple) conduisent à résoudre des problèmes du type de celui posé par la prise en compte de la variation du champ de pression, de la forme :

$$\begin{aligned} \operatorname{div} \delta\sigma + f &= 0 \\ \delta\sigma &= A\varepsilon + \tau \end{aligned}$$

Où τ désigne un champ de tenseur donné, f le champ de forces volumiques s'exerçant sur la structure étudiée et où l'on suppose pour simplifier qu'il n'y a pas d'efforts imposés sur le bord du domaine étudié (cette hypothèse est en fait essentielle ; si elle n'est pas vérifiée, le raisonnement est plus compliqué). On montre sans peine que pour tout champ de vitesses virtuelles \hat{u} , on a :

$$\int \varepsilon : A : \hat{\varepsilon} dV = \int f \cdot \hat{u} dV - \int \tau : \hat{\varepsilon} dV$$

Le premier terme définit une forme bilinéaire (vis-à-vis des champs de déplacement réel ζ et virtuel \hat{u}), tandis que le membre de droite est linéaire vis-à-vis de \hat{u} . Cette démarche permet, dans le cadre de la méthode des *éléments finis*, de se ramener à un système d'équations du type :

$$K.U = F + F_\tau$$

Où U est le vecteur des déplacements nodaux et où dans le membre de droite figurent deux termes associés respectivement à la densité volumique d'efforts extérieurs f et au champ de contraintes donné τ .

Dans certains calculs, la distribution des *pressions interstitielles* est importante seulement parce qu'elle est utilisée dans le calcul des contraintes effectives à tous les points dans le système. Par exemple, dans la modélisation de la stabilité des pentes, il peut être donné la surface de l'eau fixée. Pour représenter ce système par Flac, il est suffisant de spécifier la distribution des pressions interstitielles qui n'est pas affecté par les déformations mécaniques qui peuvent se produire.

Parce qu'aucun changement dans les pressions interstitielles n'est impliqué, nous n'avons pas besoin de configurer le maillage pour l'écoulement souterrain. La commande *WATER* ou *INITIAL pp* peut être utilisée pour spécifier la distribution des pressions interstitielles hydrostatiques initiales au-dessous de la surface phréatique fixée donnée (ou bien, une fonction de *FISH* peut être utilisée pour générer la distribution des pressions interstitielles statiques exigée). La densité de l'eau doit être donnée (avec la commande *WATER Density*), et les densités *sèche* et *saturée* du matériau appropriées sont données par l'utilisateur au-dessus et au-dessous de la surface de l'eau, respectivement.

La distribution des *pressions interstitielles* correspond à un état initial pour lequel il n'y a aucune force. Elle reste constante et n'est pas affectée par les déformations mécaniques. L'écoulement n'a pas lieu. L'influence de cette distribution des pressions interstitielles est en rupture dans le matériau qui dépend des contraintes effectives moyennes.

IV.2.1.3.3 Modélisation de l'effet de changement de poids volumique

Le rabattement de la nappe fait apparaître deux zones séparées par la surface de la nappe dont les poids volumiques sont différents. La première correspond à la couche de sol *saturé* située au-dessous de la nappe avec le poids volumique $\gamma = \gamma_s(1-n) + \gamma_w n$, et la deuxième correspond à la couche de sol non saturée située au-dessus de la nappe avec le poids volumique $\gamma = \gamma_s(1-n)$. Le chargement appliqué sur la structure entre la situation initiale et la situation actuelle est donc une force volumique $\gamma_w n$ (analogue à un poids volumique) dirigée vers le haut s'exerçant sur la partie supérieure (*non saturée*) de la couche. Ces forces sont prises automatiquement en considération dans la formulation Flac. Cela peut être montré comme suit.

En Flac, l'équilibre est exprimé utilisant les contraintes totales:

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho_s g_i = 0 \quad (IV.3)$$

Où ρ_s est la densité (charge saturée), et g_i est le vecteur de gravité. La densité *non drainé* peut être exprimée en termes de densité *drainée* ρ_d et densité de l'eau ρ_w , utilisant l'expression :

$$\rho_s = \rho_d + n s \rho_w \quad (IV.4)$$

Où n est la porosité, et S la saturation. La définition des contraintes effectives est :

$$\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} - p \delta_{ij} \quad (IV.5)$$

La substitution de l'Eq. (IV.4) et (IV.5) dans Eq. (IV.3) donne, après quelques manipulations :

$$\frac{\partial \sigma'_{ij}}{\partial x_j} + \rho_d g_i - (1-n) \frac{\partial p}{\partial x_i} - n \gamma_w \frac{\partial \phi}{\partial x_i} = 0 \quad (\text{IV.6})$$

Où on a introduit le poids volumique de l'eau γ_w , et la charge piézométrique ϕ comme :

$$\gamma_w = \rho_w g \quad (\text{IV.7})$$

$$\phi = \frac{P}{\rho_w g} - \frac{x_k g_k}{g} \quad (\text{IV.8})$$

Et g est le vecteur de gravité.

Dans l'Eq (IV.6), le terme $\rho_d g_i$ peut être associé avec le poids du solide $(1-n) \frac{\partial p}{\partial x_i}$ avec flottabilité (*buoyancy*) et $n \gamma_w \frac{\partial \phi}{\partial x_i}$ avec les forces d'infiltration (résistances).

Poids du sol Nous considérons tout d'abord l'équilibre de la couche sèche. La densité sèche du matériau est attribuée, et la saturation est initialisée à zéro (la valeur de la saturation par défaut est 1 dans le mode *CONFIG fluid*). Le calcul de l'écoulement est bloqué, et le calcul mécanique est permis. La valeur du module volumique de l'eau est mise à zéro pour prévenir toute génération de pressions interstitielles sous les déformations volumiques pour cette étape. Le modèle est calculé à l'équilibre. Par intégration de l'Eq. (IV.3) appliquée au milieu *sec*, nous obtenons :

$$\sigma_{zz}^{(1)} = -\rho_d g(H - z) \quad (\text{IV.9})$$

IV.2.1.3.4 Prise en compte des contraintes initiales en Flac

La simulation ci-dessus conduit à calculer l'incrément des contraintes entre les situations initiale et finale (après rabattement). En pratique, il est intéressant de pouvoir exploiter les contraintes totales et pas seulement leur variation entre les deux situations.

- Pour établir les conditions initiales pour l'analyse des contraintes effectives, on utilise la commande *WATER Table* ou *INITIAL pp*, ou les fonctions *FISH* pour établir des pressions interstitielles en écoulement permanent. Spécifier la densité humide correcte aux zones au-dessous de la surface de l'eau, et densité sèche aux zones au-dessus.
- l'approche de **découplage** hydromécanique est recommandée pour les systèmes de pressions interstitielles et doit être utilisée avec soin si $R_k \gg \gg 1$. Notons que la valeur ajustée pour M^a (ou K^a_f) pendant le calcul de l'écoulement seulement devrait satisfaire l'Eq. (IV.10) afin que le couplage des diffusivités soient correct.

$$M^a = \frac{1}{\frac{1}{M} + \frac{\alpha^2}{k + \frac{4}{3}G}} \quad (\text{IV.10})$$

- Notons que, pour $R_k \gg \gg 1$, si M^a (ou K^a_f) est ajusté pour réduire $R_k = 20$, la réponse du temps

sera proche (typiquement dans 5%) à cela pour M infini (ou K_f).

IV.2.1.3.5 Résultats de calcul numérique Flac3D

On présente dans cette partie le résultat numérique pour les valeurs suivantes des différents paramètres :

- épaisseur de la couche de sol $D = 10$ m,
- coefficient de pression des terres au repos $K_0 = 0,5$,
- porosité $n = 0,3$,
- module d'Young drainé $E = 100$ MPa,
- coefficient de Poisson $\nu = 0,3$,
- poids volumique du fluide $\gamma_w = 10$ kN/m³.

La **Figure IV.3** représente les *contraintes verticales effectives et totales finales* en fonction de la *profondeur* ; la **Figure IV.4** donne le *déplacement vertical* par le code Flac.

Ces résultats correspondent parfaitement à la solution analytique donnée en **IV.2.1.2.2**.

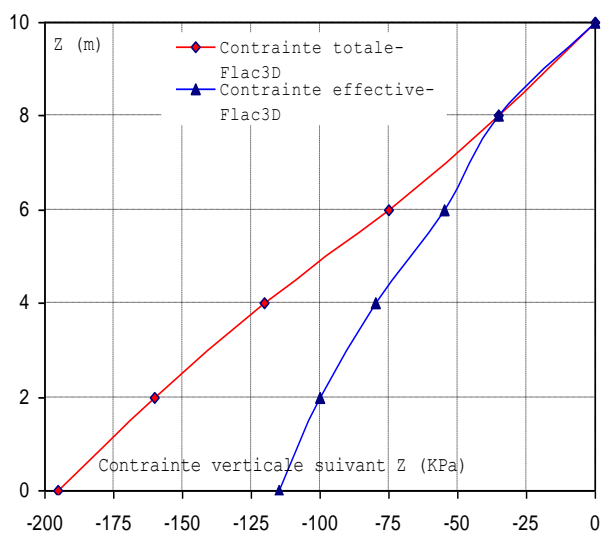


Figure IV.3 : Diagramme de contraintes totales et effectives verticales suivant la hauteur z .

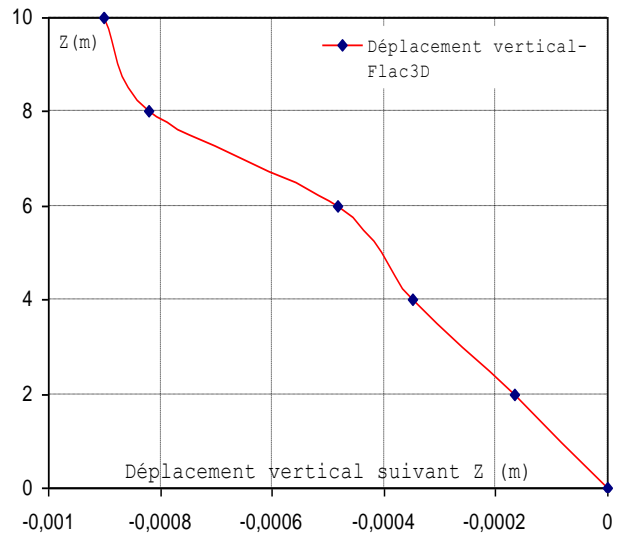


Figure IV.4 : Déplacements verticaux suivant la hauteur z de la couche de sol.

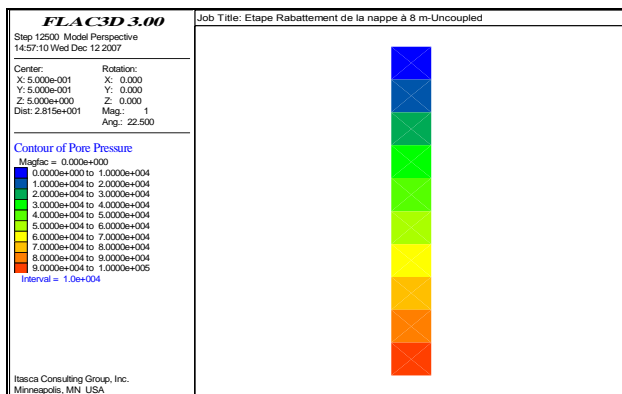


Figure IV.5 : Champ des pressions interstitielles.

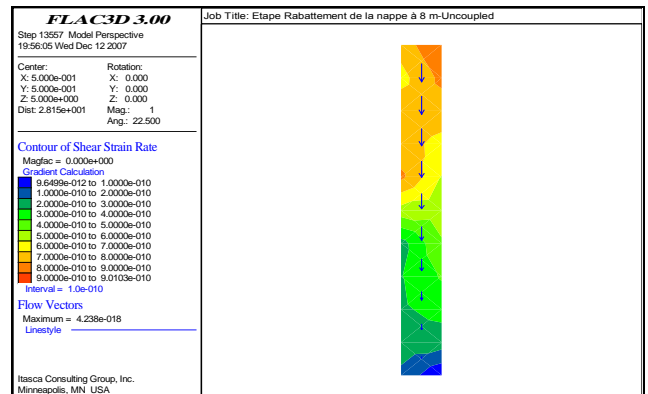


Figure IV.6 : Vecteurs d'écoulement de l'eau.

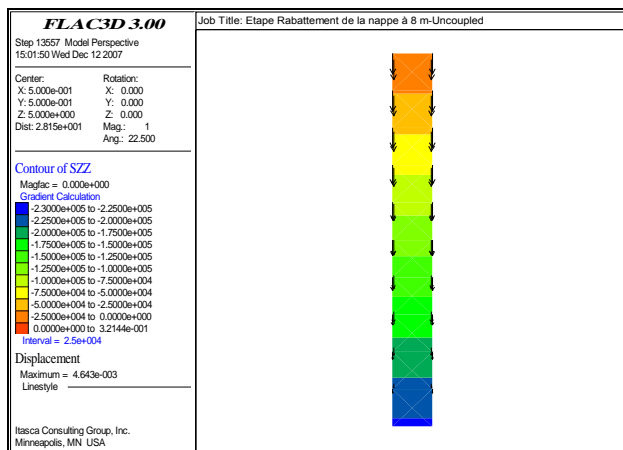


Figure IV.7 : Champs des contraintes verticales totales et vecteurs de déplacements verticaux (Tassement de la couche).

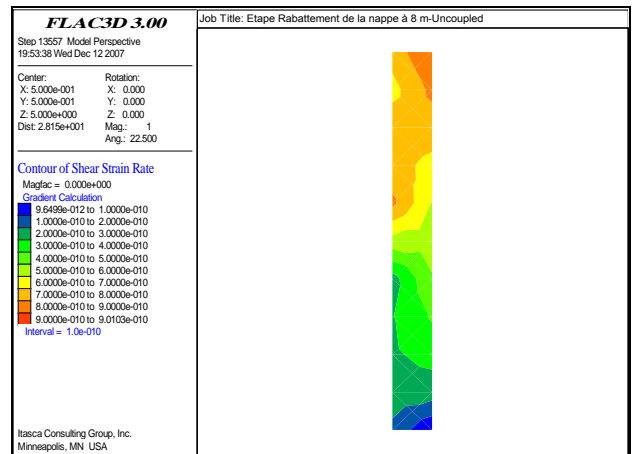


Figure IV.8 : Champs des déformations max (Gonflement de la couche).

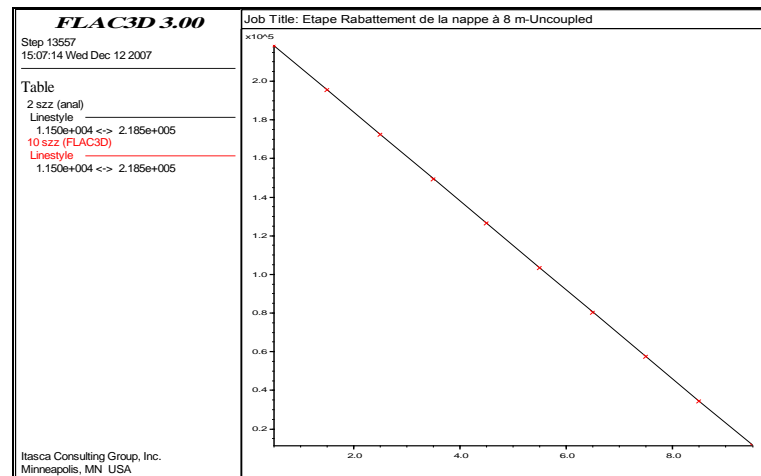


Figure IV.9 : Diagramme de contraintes totales verticales numérique et analytique suivant la hauteur z . On remarque une concordance **parfaite** entre la solution analytique et le calcul numérique des contraintes totales par le code Flac. En outre, le temps de calcul est petit et acceptable pour ces problèmes unidimensionnels.

IV.2.2 Effet d'un écoulement vertical permanent

On regarde maintenant une situation un peu différente, dans laquelle, après rabattement de la nappe, une condition d'écoulement est volontairement imposée. Cette situation peut correspondre à une opération de pompage permanent pour assécher le fond d'une excavation dans une couche de sol alimentée par une rivière par exemple.

IV.2.2.1 Position du problème

On considère une couche de sol, supposée *élastique* linéaire *isotrope*, initialement horizontale, d'épaisseur D , qui repose sur un substratum rigide. Dans la configuration *initiale*, la couche est entièrement *saturée* et submergée. Le niveau de la nappe est supposé supérieur au niveau du terrain naturel : la pression du fluide est égale à la pression atmosphérique sur le plan $z = H$.

On suppose ensuite que le niveau de la surface sur laquelle la pression du fluide est égale à la pression atmosphérique est abaissé à la surface de la couche de sol $z = D$ ($D < H$). Au dessous du niveau de la nappe, le sol est toujours saturé ; une condition d'écoulement est créée en imposant une charge hydraulique égale à $h = D + d$ au niveau $z = 0$ ($D + d \leq H$ et $d \geq 0$).

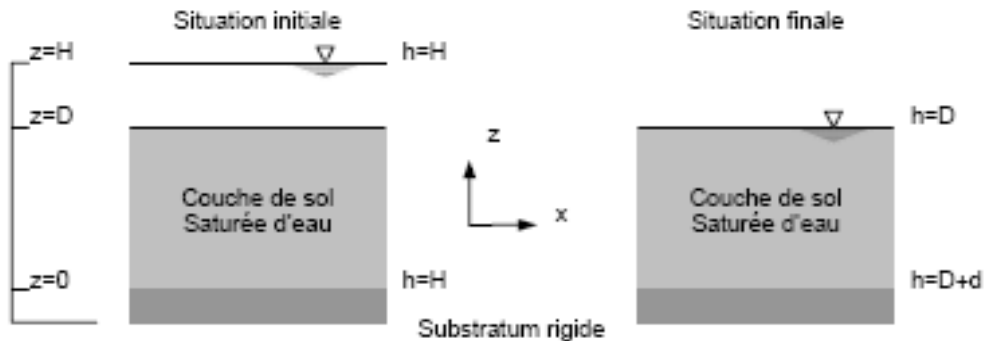


Figure IV.10 : Situation d'écoulement vertical permanent (NGUYEN PHUONG D., 2003).

IV.2.2.2 Résolution analytique du problème

On peut facilement trouver la solution analytique du problème en suivant la démarche présentée dans l'exemple précédent. La seule différence réside dans la détermination du champ de pression à « long terme ». (NGUYEN PHUONG D., 2003).

À « long terme », le squelette est à nouveau immobile mais il existe un écoulement permanent qui se traduit par un gradient de charge hydraulique. L'équation de conservation de la masse d'eau s'écrit :

$$\text{div } v = 0$$

En utilisant la loi de Darcy : $\gamma_w v = k (-\text{grad } p + \gamma_w e_z)$, on parvient à :

$$\text{div } (k \text{ grad } p) = 0$$

Considérant la condition limite du fluide à la surface libre ($z = D$) et à la base de la couche ($z = 0$), le champ de pression à long terme est donné par :

$$p = (1 - z/D)(D + d)\gamma_w$$

La variation de la pression dans la couche de sol est déterminée par :

$$p - p^* = (1 - z/D) (D + d) \gamma_w - (H - z) \gamma_w = -\gamma_w [(H - D - d) + z d/D]$$

La variation de contrainte totale verticale est obtenue par intégration de l'équation d'équilibre :

$$\sigma_z - \sigma_z^0 = -\gamma(D - z) + \gamma(D - z) + (H - D) \gamma_w = \gamma_w (H - D)$$

La variation de contrainte effective verticale est donc donnée par :

$$\sigma_z' - \sigma_z'^0 = \gamma_w d (D - z)/D$$

et l'on obtient finalement le champ de déformations :

$$\varepsilon = \gamma_w d (D - z)/D (\lambda_0 + 2 \mu)$$

ainsi que la variation de contrainte effective horizontale :

$$\sigma_x' - \sigma_x^{\circ} = \lambda_o \gamma_w d(D - z)/D(\lambda_o + 2 \mu)$$

Le diagramme des *contraintes* et des *pressions* dans la couche de sol peut être représenté de la manière suivante :

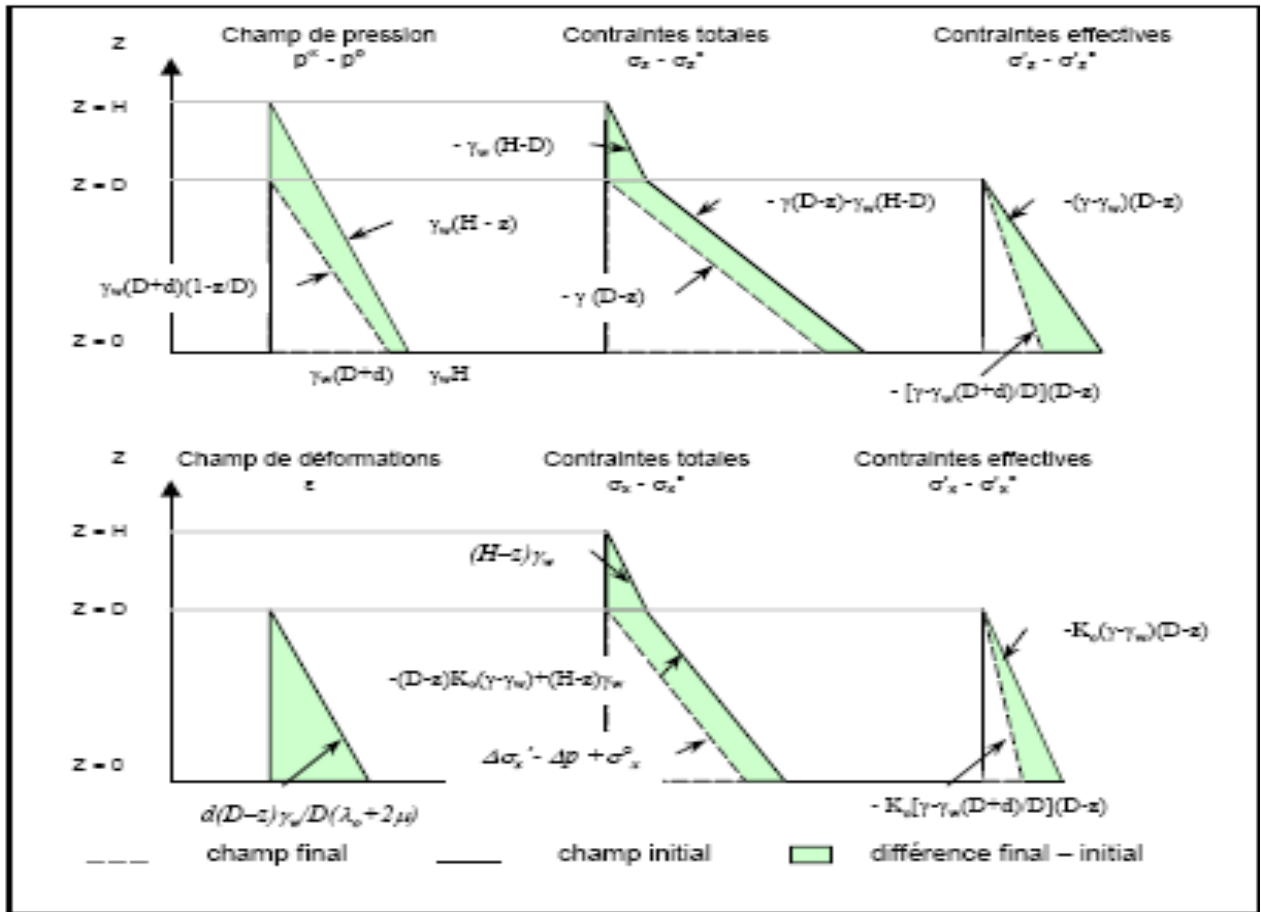


Figure IV.11 : Diagramme de contraintes et pression du problème d'écoulement (NGUYEN PHUONG D., 2003).

La déformation dans la direction verticale est *positive* et le rabattement de la nappe avec une condition d'écoulement permanent se traduisent donc par un gonflement de la couche de sol. Il est intéressant de noter que si d est nul, il n'y a pas de déformation ($\varepsilon = 0$) : la baisse du niveau d'eau au-dessus de la couche sans une condition d'écoulement imposée ne produit aucune déformation.

Pour le champ de déplacement, on obtient :

$$\xi = \gamma_w d z(D - z)/D(\lambda_o + 2 \mu)$$

ce qui conduit finalement à la valeur suivante du gonflement à la surface de la couche :

$$\xi(z = D) = \gamma_w d D/2(\lambda_o + 2 \mu)$$

IV.2.2.3 Forces d'écoulement, facteur déstabilisateur

L'équation d'équilibre s'écrit en contraintes effectives :

$$\text{div } \delta\sigma' - \gamma_w \text{grad } h = 0 ;$$

Les conditions aux limites s'écrivent :

$$\begin{aligned} \xi &= 0 && \text{au niveau de } z = 0 \\ \sigma e_z &= 0 && \text{au niveau de } z = D \end{aligned}$$

La formulation du problème en contraintes effectives fait apparaître une densité de forces de volume - $\gamma_w \text{grad } h$ dues à l'écoulement. Dans le cas où un régime d'écoulement permanent existe, cette force est souvent identifiée comme un facteur de déstabilisateur (Atwa, 1996). En comparant la solution du problème avec le cas où la charge hydraulique à l'état actuel est hydrostatique ($d=0$), on voit bien que le gonflement de la couche de sol est lié au gradient de charge imposé, donc aux forces d'écoulement.

IV.2.2.4 Résolution numérique découplée du problème

On considère une couche de sol caractérisée par :

- une épaisseur $D = 10$ m ;
- une porosité $n = 0,3$;
- un comportement élastique avec un module d'Young drainé $E = 100$ MPa et un coefficient de Poisson $\nu = 0,3$;
- le poids volumique du fluide $\gamma_w = 10$ kN/m³.

La nappe est rabattue de $h = H = 12$ m au niveau $h = D = 10$ m en maintenant la charge hydraulique à $z = 0$ égale à : $h = D + d = 12$ m. On trouve un gonflement en surface de :

$$\xi(z = D) = \underline{7,4286 \cdot 10^{-4} \text{ m}}$$

Les contraintes effectives verticale et horizontale (en kPa) sont données par :

$$\begin{aligned} \sigma_z' - \sigma_z^{\circ} &= 0,2 \gamma_w (D - z) \\ \sigma_x' - \sigma_x^{\circ} &= 0,0857 \gamma_w (D - z) \end{aligned}$$

ainsi que les contraintes totales :

$$\begin{aligned} \sigma_z - \sigma_z^{\circ} &= 2 \gamma_w \\ \sigma_x - \sigma_x^{\circ} &= 0,1143 \gamma_w z + 8,57 \end{aligned}$$

Le calcul numérique est réalisé en contraintes totales avec le code Flac en *uni-dimension* en configuration tridimensionnelle, en considérant que le sol est élastique. Trois ensembles de chargement sont à distinguer. Le *premier* correspond au déchargement de la couche de sol due à une perte de la hauteur d'eau au-dessus de la surface de terrain. Le *deuxième* rend compte du changement de la *pression interstitielle* due au *rabattement* de la nappe. Le *troisième* réalise l'initialisation du champ de contraintes en absence de toute déformation.

Les **figures IV.12** et **IV.13** représentent le diagramme de contraintes totales verticales et de déplacement suivant une coupe verticale. Ces résultats de calcul correspondent parfaitement à la

solution analytique.

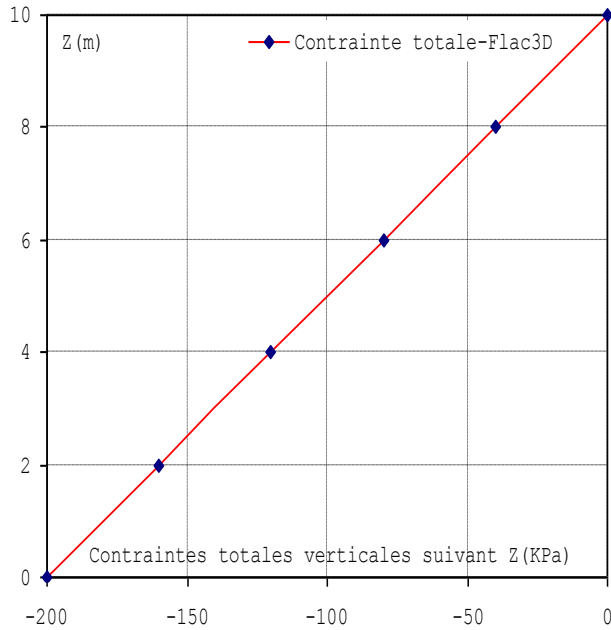


Figure IV.12. Contraintes totales verticales suivant la coordonnée z (situation finale).

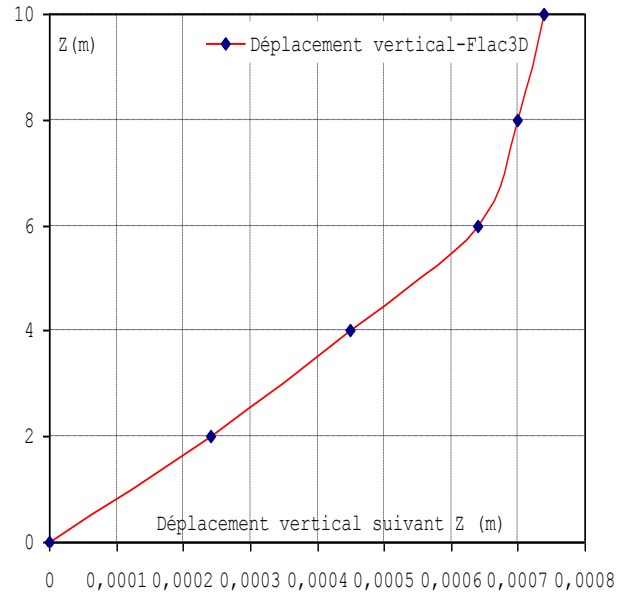


Figure IV.13 : Déplacement vertical suivant la coordonnée z (situation finale).

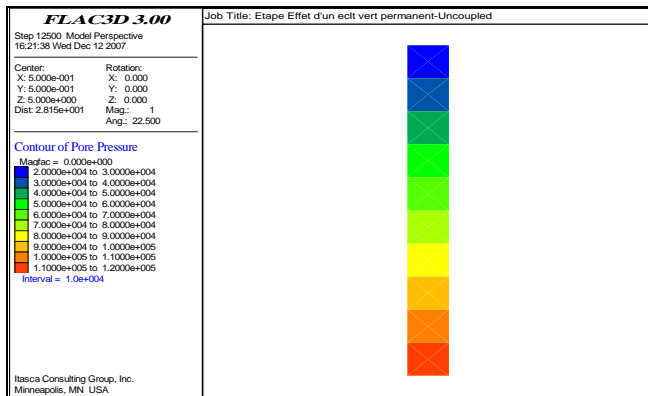


Figure IV.14 : Champs des pressions interstitielles.

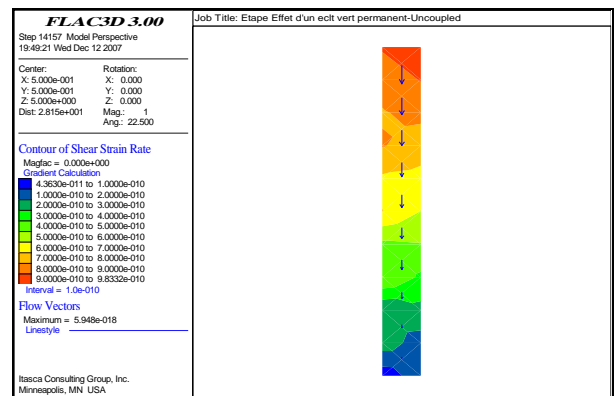


Figure IV.15 : Vecteurs de l'écoulement de l'eau.

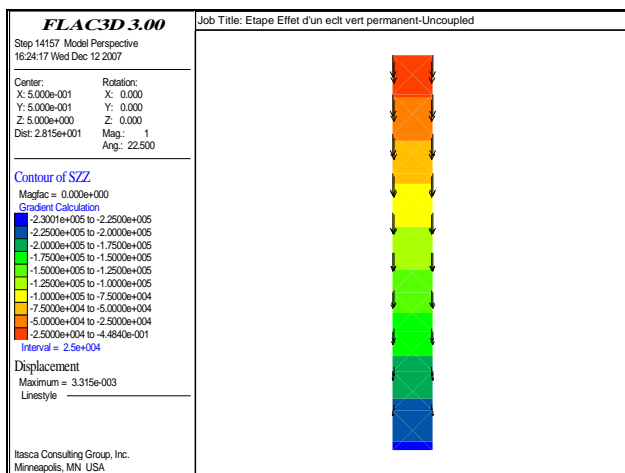


Figure IV.16 : Champs de contraintes verticales totales et vecteurs de déplacements verticaux (Tassement de la couche).

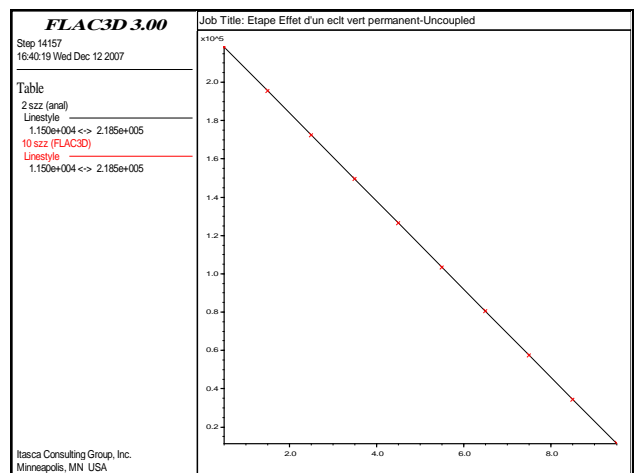


Figure IV.17 : Diagramme de contraintes totales verticales numérique et analytique suivant la hauteur z.

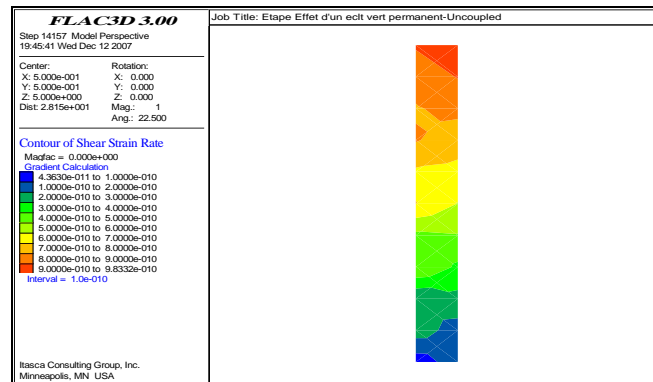


Figure IV.18 : Champs des déformations max (Gonflement de la couche).

IV.2.3 Excavation et l'évolution de la pression dans le temps

Dans les deux exemples précédents, on a traité deux types de problèmes souvent rencontrés dans la construction des ouvrages de soutènement : le *rabattement de la nappe* et *l'effet d'un écoulement*. Il est indispensable d'ajouter à cela *l'effet de l'excavation* et de regarder le problème de l'évolution de la *pression hydraulique* en fonction du temps. On regardera le problème en trois situations : à *court terme*, à *long terme* et en *transitoire*. La solution *analytique* du problème est recherchée et elle est confrontée à la solution numérique *découplée*.

IV.2.3.1 Position du problème

On considère une couche de sol *élastique* linéaire *isotrope*, initialement horizontale, d'épaisseur H , qui repose sur un substratum supposé rigide et *impermeable*.

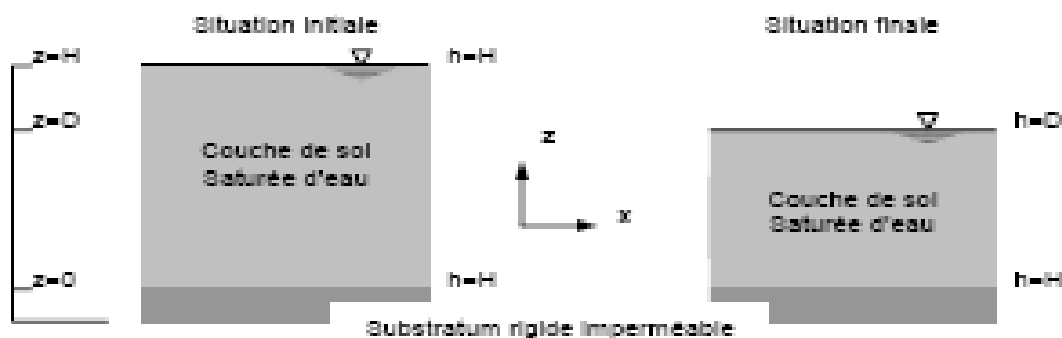


Figure IV.19 : Situation avant et après l'excavation (NGUYEN PHUONG D., 2003).

On vient ensuite excaver le massif en abaissant le niveau de la nappe en même temps jusqu'au niveau $z = D$. Ce cas d'étude correspond au comportement du fond d'une excavation au-dessus d'une couche qui maintient la charge hydraulique $h = H$ sur le plan $z = 0$.

IV.2.3.2 Résolution analytique du problème

Par souci de validation du modèle numérique *découplé* pour résoudre le problème, dans ce paragraphe, on développe la solution analytique complète pour les trois situations considérées : à *court terme*, à *long terme* et en *situation transitoire*.

IV.2.3.2.1 Situation initiale des champs de contrainte et de pression

On montre comme en IV.2.1.2 que les champs de *pressions* et de *contraintes* sont donnés par :

$$p^0 = (H - z)\gamma_w$$

$$\sigma_z^0 = -\gamma(H - z); \sigma_z^0 = (K_0 - (1 - K_0)\gamma_w / \gamma)\sigma_z^0$$

IV.2.3.2.2 Situation à court terme

On se place maintenant à court terme, c'est-à-dire après un intervalle de temps suffisamment court après l'excavation pour que le sol soit en condition non drainée.

En désignant par σ^{0+} et p^{0+} , respectivement les champs de contraintes (totales) et de pression dans la couche de sol à court terme, la formulation du problème consiste à écrire l'équation d'équilibre :

$$\text{div } \sigma - \gamma e_z = 0$$

et la loi de comportement :

$$\sigma^{0+} - \sigma^0 = \lambda_0 \text{tr } \varepsilon 1 + 2\mu\varepsilon - (p^{0+} - p^0)1 \quad (\text{IV.11})$$

ainsi que les conditions aux limites mécaniques aux niveaux $z = 0$ et $z = D$.

Comme l'échange de fluide n'a pas encore lieu dans la couche de sol, on peut écrire :

$$p^{0+} - p^0 = -K_w / n \text{tr } \varepsilon \quad (\text{IV.12})$$

et donc :

$$\sigma^{0+} - \sigma^0 = (k_w / n + \lambda_0) \text{tr } \varepsilon 1 + 2\mu\varepsilon$$

Cette expression fait apparaître le coefficient non drainé de Lamé $\lambda = \lambda_0 + K_w/n$, où K_w est le module de compressibilité de fluide et n est la porosité du sol :

$$\sigma^{0+} - \sigma^0 = \lambda \text{tr } \varepsilon 1 + 2\mu\varepsilon \quad (\text{IV.13})$$

Il nous reste à établir les conditions aux limites mécaniques :

$$\underline{\xi} = 0 \quad \text{sur le plan } z = 0$$

$$\sigma n = 0 \quad \text{sur le contour d'excavation } z = D$$

Compte tenu des symétries du problème, il est raisonnable de supposer que le champ de déplacement est invariant par translation dans le plan horizontal et dirigé selon la direction verticale :

$$\xi = \xi(z) e_x$$

Le champ de déformations s'écrit donc :

$$\varepsilon = \varepsilon(z) e_z \otimes e_z \text{ avec } \varepsilon(z) = \partial \xi(z) / \partial z$$

et ainsi, le champ de contraintes σ prend la forme :

$$\sigma = \sigma_z e_z \otimes e_z + \sigma_x (e_x \otimes e_x + e_y \otimes e_y)$$

La projection de l'équation d'équilibre sur la verticale donne :

$$\partial \sigma_z / \partial z = \gamma e_z \text{ d'où } \sigma_z^{0+} = -\gamma(D - z)$$

En introduisant ce champ de contraintes dans la loi de comportement (IV.13) on obtient :

$$\sigma_z^{0+} - \sigma_z^0 = (\lambda + 2\mu) \varepsilon = \gamma(H - D)$$

d'où le champ de déformations à court terme :

$$\varepsilon^{nd} = \gamma \frac{1}{\lambda + 2\mu} (H - D)$$

et la contrainte sur la direction horizontale :

$$\sigma_x^{0+} - \sigma_x^0 = \gamma \frac{\lambda}{\lambda + 2\mu} (H - D)$$

La déformation dans la direction verticale est positive. À court terme, l'excavation jusqu'au niveau $z = D$ se traduit donc par un **gonflement** de la couche de sol.

Compte tenu de la condition limite de ξ en $z = 0$, on obtient la valeur suivante du déplacement à la surface de la couche :

$$\xi(z = D) = \gamma \frac{(H - D)}{(\lambda + 2\mu)} D$$

Le diagramme des contraintes et des déformations dans la couche de sol peut se représenter de la manière suivante :

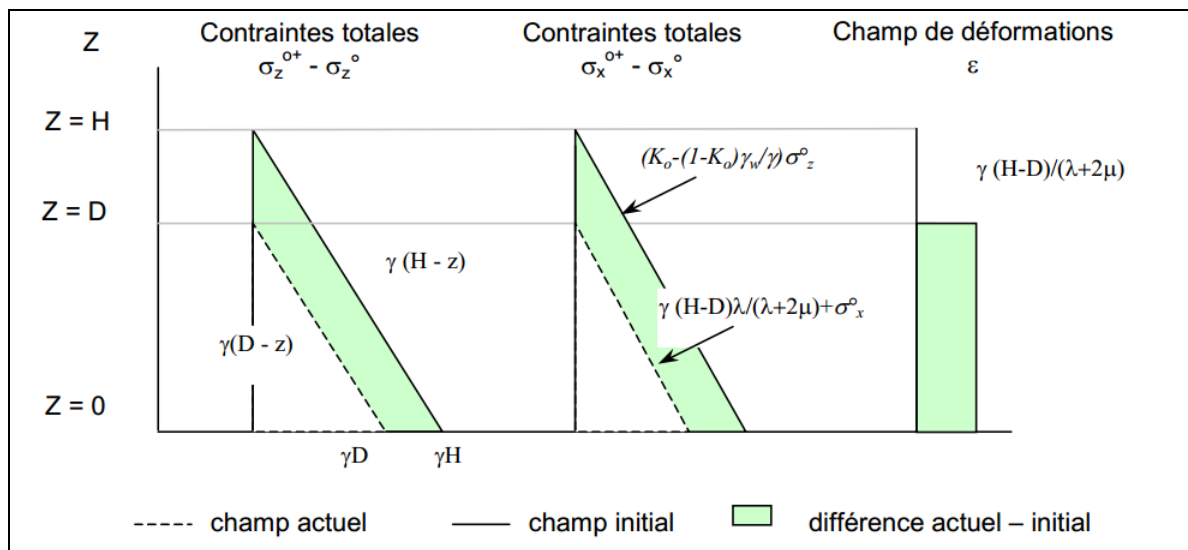


Figure IV.20 : Diagramme des contraintes et des déformations dans la couche de sol à court terme.

On a donc résolu le problème *mécanique* indépendamment du *champ de pression*. On calcule ensuite le champ de pression à court terme en utilisant l'équation (IV.12) :

$$p^{0+} = -k_w / n \gamma \frac{1}{\lambda + 2\mu} (H - D) + \gamma_w (H - z)$$

On constate que, à court terme, l'excavation de la couche de sol jusqu'au niveau $z = D$ conduit à des déformations volumiques positives $tr\varepsilon \geq 0$ dans le sol et une variation de pression négative. La pression va ensuite évoluer dans le temps jusqu'à un état permanent sous l'effet de l'écoulement.

IV.2.3.2.3 Situation à long terme

On se place maintenant à *long terme*, c'est-à-dire qu'on suppose qu'au bout d'un temps suffisamment long, on parvient à nouveau à une situation où le squelette du sol est immobile et l'écoulement du fluide est *permanent*.

On calcule la pression à long terme comme en IV.2.2.2 :

$$p^\alpha = (1 - z/D)H\gamma_w$$

La résolution du problème mécanique est analogue à celle du IV.2.2.2 et donne :

$$\begin{aligned} \sigma_z^\alpha - \sigma_z^0 &= \gamma(H-D); & \hat{p}^\alpha - p^0 &= (1 - \tilde{H}/D)\gamma_w z; \\ \varepsilon^\alpha &= \frac{\gamma(H-D) - \gamma_w \frac{(H-D)}{D} z}{\lambda_0 + 2\mu}; \end{aligned}$$

et le déplacement vertical à la surface de la couche vaut :

$$\xi^\alpha(z=D) = \left(\gamma - \frac{\gamma_w}{2} \right) \frac{D(H-D)}{(\lambda_0 + 2\mu)}$$

IV.2.3.2.4 Problème transitoire - évolution du champ de pression

On s'intéresse maintenant à l'évolution du champ de pression interstitielle et des déformations dans le temps. Le problème de l'évolution de la pression hydraulique en tenant en compte des déformations du sol dans le cas unidimensionnel est un problème classique et la solution peut être trouvée dans de nombreux ouvrages. La particularité du problème qu'on pose ici réside dans le fait qu'à l'état final, le champ de pression n'est pas hydrostatique mais correspond à un écoulement permanent.

Le problème posé se formule de la manière suivante :

$$\begin{aligned} \operatorname{div} \sigma - \gamma e_z &= 0 && \text{(équation d'équilibre)} \\ \delta \sigma &= \lambda_0 \operatorname{tr}(\varepsilon)I + 2\mu \varepsilon - \delta p I && \text{(loi de comportement)} \\ \partial(\operatorname{tr} \varepsilon)/\partial t + n/K_w \partial p/\partial t + \operatorname{div} v &= 0 && \text{(conservation de masse d'eau)} \\ v &= -k \operatorname{grad} h && \text{(loi de Darcy)} \end{aligned}$$

Auquel on ajoute les conditions aux limites mécaniques :

$$\begin{aligned} \xi &= 0 \text{ sur le plan } z = 0 \\ \sigma n &= 0 \text{ sur le contour d'excavation } z = D \end{aligned}$$

Ainsi que les conditions aux limites hydrauliques :

$$\begin{aligned} h &= H \quad \text{sur le plan } z = 0 \\ h &= D \quad \text{sur le contour d'excavation } z = D \end{aligned}$$

L'équation de diffusion peut se mettre sous la forme :

$$\frac{\partial \phi_w}{\partial t} = c_m \Delta(\phi_w)$$

Où l'on a posé :

$$c_m = k \frac{k_w}{n\gamma_w} \frac{\lambda_0 + 2\mu}{\lambda + 2\mu} \quad (\text{coefficient } t \text{ de consolidation})$$

Dans le problème unidimensionnel étudié ici, il résulte de l'équation d'équilibre que l'on a :

$$\delta\sigma_z = \sigma_z - \sigma_z^0 = \gamma(H - D) \quad \forall z$$

et la loi de comportement donne alors :

$$\delta\sigma_z = (\lambda_0 + 2\mu)\varepsilon - \delta p$$

ce qui conduit à :

$$\varepsilon = \frac{\gamma(H - D) + \delta p}{\lambda_0 + 2\mu}$$

En reportant dans l'équation de diffusion écrite avec φ_w , on obtient :

$$\frac{\partial(\delta p)}{\partial t} = c_m \Delta(\delta p)$$

Il s'agit d'intégrer cette équation différentielle avec la condition initiale à court terme ($t = 0^+$):

$$\delta p(t = 0^+) = p^{0+} - p^0 = -\frac{K_w}{n} \frac{\gamma(H - D)}{\lambda + 2\mu}$$

et les conditions aux limites :

$$\begin{aligned} \delta p(z = D) &= D - H \\ \delta p(z = 0) &= 0 \end{aligned}$$

Il sera commode d'utiliser les grandeurs adimensionnelles suivantes :

$$p = \delta p / \delta p^{0+} \quad ; \quad \tau = t / T_c \quad \text{et} \quad x = z / D$$

On rappelle que T_c est le temps caractéristique du problème, défini par : $T_c = D^2/cm$.

On pose encore :

$$p^\alpha = \delta p^\alpha / \delta p^{0+} (z/D) = \frac{\gamma_w n (\lambda + 2\mu)}{\gamma k_w} x = ax$$

Il est facile de voir que l'on a :

$$\partial(p^\alpha) / \partial \tau = \partial^2(p^\alpha) / \partial x^2 = 0$$

On pose enfin :

$$P = Q + P^\alpha$$

Le problème d'évolution prend finalement la forme suivante :

$$\partial(Q) / \partial \tau = \partial^2(Q) / \partial x^2 \quad (\text{IV.14})$$

$$Q(x = 1, t > 0) = 0 \quad (\text{IV.15})$$

$$Q(x = 0, t > 0) = 0 \quad (\text{IV.16})$$

$$Q(x, t=0^+) = 1 - ax \quad (\text{IV.17})$$

On cherche des solutions particulières de (IV.14) de la forme $f(x).g(\tau)$ avec :

$$f(x) = A \cos(\alpha x) + B \sin(\alpha x) \quad (\text{IV.18})$$

$$g(\tau) = \exp(-\alpha^2 \tau) \quad (\text{IV.19})$$

En tenant compte des conditions (IV.15) et (IV.16), on a :

$$A = 0 \quad \text{et} \quad \alpha = k\pi$$

La construction de la solution (IV.18), (IV.19) sous forme de série donne :

$$Q(x, \tau) = \sum_{k=1}^{\infty} B_k \sin(k\pi x) \exp[-\pi^2 k^2 \tau]$$

On détermine les coefficients B_k à l'aide de la condition initiale (IV.17), en multipliant les deux termes de l'égalité par $\sin(k'\pi x)$ et en intégrant sur $[0, 1]$. En utilisant les trois identités suivantes :

$$\int_0^1 \sin(k\pi x) \cdot \sin(k'\pi x) dx = 0 \quad \text{si } k \neq k'$$

$$= 1/2 \quad \text{si } k = k',$$

$$\int_0^1 \sin(k\pi x) dx = \frac{1 - (-1)^k}{k\pi}$$

$$\int_0^1 x \sin(k\pi x) dx = \frac{(-1)^{k+1}}{k\pi}$$

on trouve :

$$B_k = \frac{2\{1 - (-1)^k + a(-1)^k\}}{k\pi}$$

Finalement, la pression hydraulique est donnée par :

$$\frac{\delta p(z, t) p}{p^{0+}} = \sum_{k=1}^{\infty} \frac{2\{1 - (-1)^k + a(-1)^k\}}{k\pi} \sin\left(\pi k \frac{z}{D}\right) \exp\left(-\pi^2 k^2 \frac{t}{T_c}\right) + a\left(\frac{z}{D}\right)$$

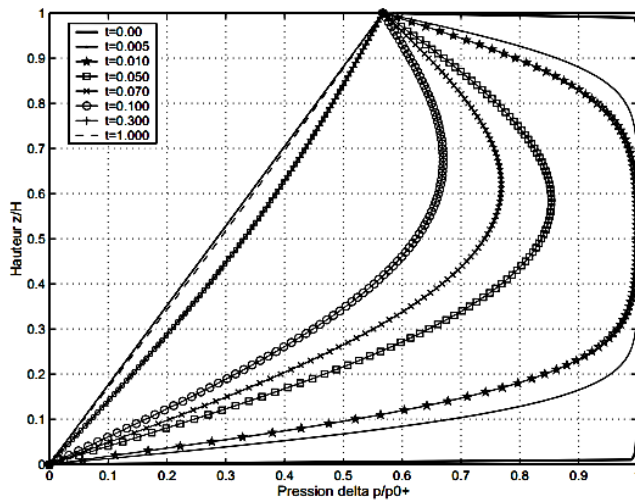


Figure IV.21 : Solution analytique en pression $\delta p/\delta p^{0+}$ en fonction de la hauteur z .

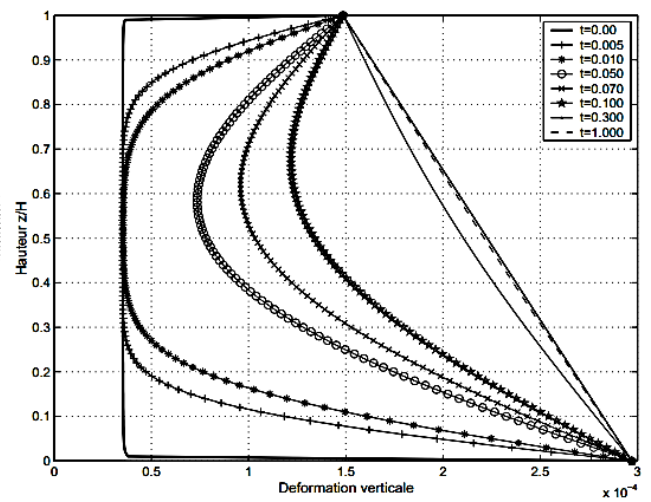


Figure IV.22 : Solution analytique en déformation ε_z en fonction de la hauteur z .

En reportant ce champ de pression dans le problème mécanique, on obtient les déformations dues à la variation de la pression :

$$\varepsilon = \frac{(p - p^{0+})}{\lambda_0 + 2\mu}$$

Les **figures (IV.21) et (IV.22)** présentent la solution *analytique* sous forme du rapport $\delta p(z,t)/\delta p^{0+}$ et l'évolution des déformations correspondantes dans le temps et la profondeur z .

Il est intéressant de noter qu'à l'état final, les déformations sont données par :

$$\varepsilon = \frac{\gamma \frac{k_w/n}{\lambda + 2\mu} (H - D) - \gamma_w \frac{(H - D)}{D} z}{\lambda_0 + 2\mu}$$

Ce champ de déformations doit être cumulé avec les déformations calculées à court terme, ce qui nous conduit à :

$$\varepsilon^{fn} = \varepsilon^{nd} + \varepsilon$$

soit :

$$\varepsilon^{fn} = \frac{\gamma(H - D) - \gamma_w \frac{(H - D)}{D} z}{\lambda_0 + 2\mu}$$

Finalement, on obtient la valeur suivante du déplacement à la surface de la couche :

$$\xi(z = D) = (\gamma - \frac{\gamma_w}{2}) \frac{(H - D)D}{(\lambda_0 + 2\mu)}$$

On retrouve donc la solution découplée à long terme calculée dans la section **(IV.2.3.2.3)**.

IV.2.3.3 Résolution numérique découplée du problème

Les calculs numériques sont réalisés pour une couche de sol caractérisée par :

- une épaisseur $H = 12$ m et $D = 10$ m après l'excavation ;
- une porosité $n = 0,2$;
- un coefficient de pression des terres au repos $K_o = 0,5$;
- des caractéristiques du sol en condition drainés $E = 100$ MPa et $\nu = 0,3$;
- un module de compression de fluide $K_w = 2000$ MPa ;
- le poids volumique du fluide $\gamma_w = 10$ kN/m³ ;
- la perméabilité du sol est supposée égale à 10^{-5} m/s.

Le calcul numérique est réalisé avec le code Flac3D puis comparé avec le module MCNL CESAR-LCPC en configuration *bidimensionnelle* (NGUYEN PHUONG D., 2003), en considérant que le sol est élastique. Le calcul est réalisé en contraintes totales. Le chargement considéré est constitué par le poids propre de la couche de sol, les efforts d'excavation et la variation de la pression hydraulique.

Les calculs numériques sont réalisés en cinq étapes successives :

- La *première* étape est une initialisation de l'état de contraintes dans le massif à l'aide de la commande Ini et Fix ou Apply du code Flac.
- La *deuxième* étape simule la réponse à court terme de la couche de sol sous les efforts d'excavation. Le calcul est réalisé en utilisant les caractéristiques à court terme de la couche de sol à l'aide du Flac. Les résultats sont ensuite stockés pour utilisation dans l'étape de calcul suivante.
- La *troisième* étape permet de calculer le champ de surpression généré à court terme à partir du champ de déplacements issu du calcul à court terme. Cette opération est réalisée à l'aide des commandes du code Flac.
- La *quatrième* étape est un calcul de diffusion pour chercher l'évolution du champ de pression dans le temps. Cette étape est réalisée avec un champ de charge hydraulique initiale correspondant à celui généré à court terme par les efforts d'excavation.
- Dans la *cinquième* étape, ce champ de charge hydraulique est introduit dans le calcul mécanique pour déterminer les déplacements à l'instant étudié. Le calcul est réalisé avec des caractéristiques à long terme du sol.

Il est important de noter que, dans le calcul de diffusion réalisé dans le but de déterminer le champ de pression hydraulique en état transitoire, le coefficient S du terme $\partial h/\partial t$ dans l'équation de conservation de la masse d'eau est corrigé pour obtenir le bon temps caractéristique : $T_c = D^2/cm$

On prend :

$$s = k / c_m = \frac{n\gamma_w}{k_w} \frac{\lambda + 2\mu}{\lambda_0 + 2\mu}$$

IV.2.3.4 Confrontation à la solution analytique

Les résultats des calculs à court terme et à long terme sont rapportés dans le Tableau IV.1. On constate une assez bonne concordance avec la solution analytique.

Tableau IV.1. Confrontation des résultats numériques avec la solution analytique

| | Court terme | | | Long terme | | |
|---|-----------------------|-----------------------|----------------------|------------|---------|---------|
| | Analy | CESAR | FLAC | Analy | CESAR | FLAC |
| Temps caractéristique T_c (s) | - | - | - | 744 | 744 | 744 |
| Déplacement $\xi_{(z=D)}$ | $3.947 \cdot 10^{-5}$ | $3.943 \cdot 10^{-5}$ | $3.64 \cdot 10^{-5}$ | 0.00223 | 0.00221 | 0.00215 |
| Pression hydraulique P(Kpa) | 39.469 | 39.430 | 35 | 20 | 20 | 20 |
| Contrainte verticale $\sigma_z (z=0)$ | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 |
| Contrainte Horizontale $\sigma_x (z=0)$ | 39.696 | 39.681 | 38.2 | 39.699 | 39.681 | 39.2 |

Les figures IV.23 et IV.24 présentent respectivement l'évolution de la pression δp (sur le plan $z = 4,5$ m) et des déplacements à la surface de la couche de sol résultant du calcul numérique découplé en régime *transitoire*. La confrontation avec la solution analytique montre que l'erreur est *acceptable* dans ce cas d'étude.

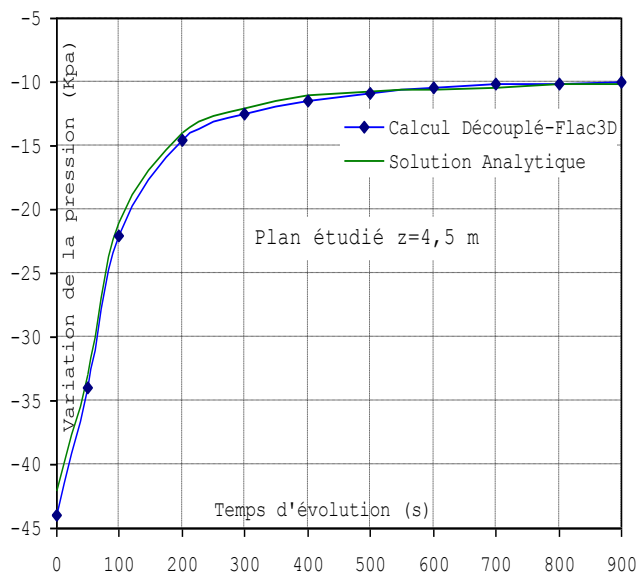


Figure IV.23 : Confrontation des résultats de calcul de la variation de la pression sur le plan $z=4.5$ m en régime transitoire.

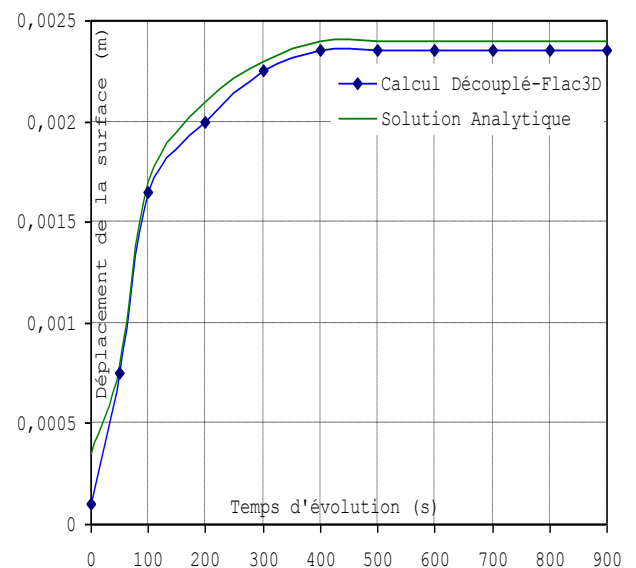


Figure IV.24 : Confrontation des résultats de calcul des déplacements à la surface en régime transitoire.

Résultats Flac3D uni-dimension

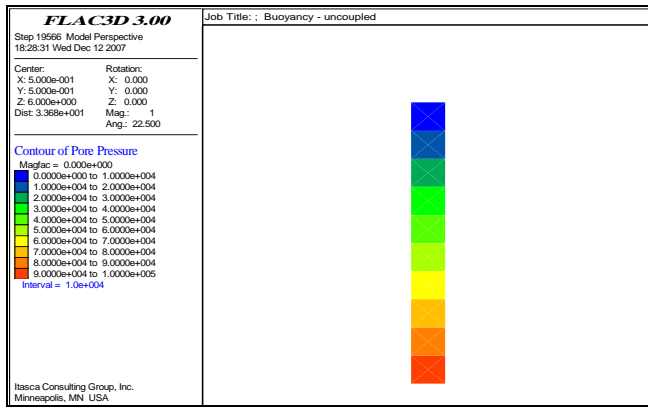


Figure IV.25 : Champs des pressions interstitielles.

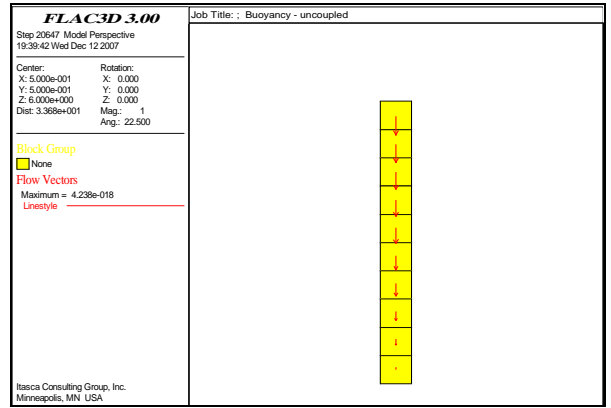


Figure IV.26 : Vecteurs d'écoulement de l'eau.

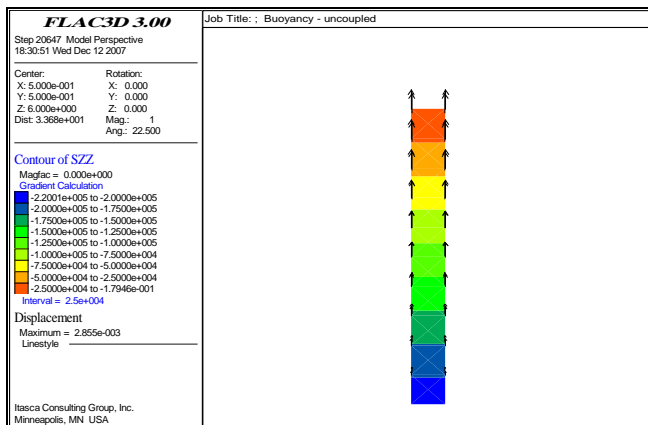


Figure IV.27 : Champs des contraintes verticales totales et vecteurs de déplacements verticaux (Gonflement de la couche).

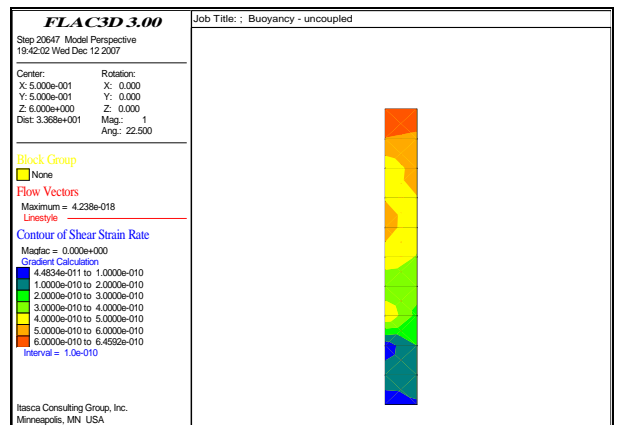


Figure IV.28 : Champs des déformations max (Gonflement de la couche).

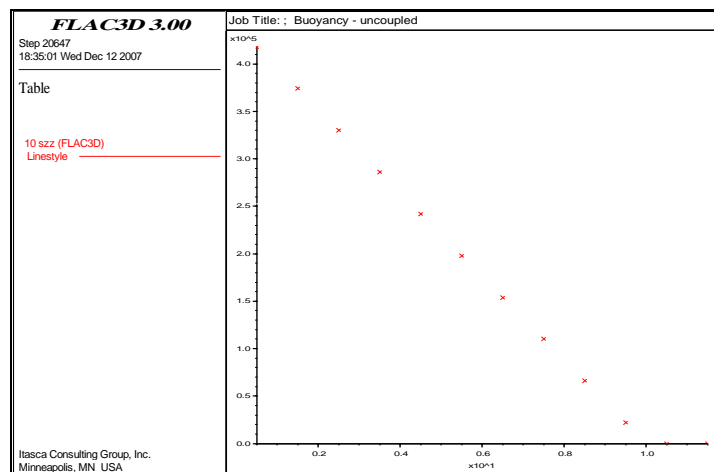


Figure IV.29 : Diagramme de contraintes totales verticales numérique suivant la hauteur z.

IV.2.4 Conclusions - remarques

Ces études, à travers des cas en conditions *unidimensionnelles* simulant les phases de travaux les plus souvent rencontrées ont montré comment il est possible de prendre en compte les *effets hydrauliques* par une procédure *découplée*. Ces effets peuvent être les *mouvements de la nappe*

(IV.2.1), l'effet de *forces d'écoulement* (IV.2.2), la combinaison d'une *excavation* et d'une condition de *pompage en fond de fouille* (IV.2.3).

Limitée au comportement *élastique* du sol, la confrontation des résultats numériques à la solution analytique s'avère **satisfaisante**. On présente dans la suite des applications de la procédure découplée à des problèmes plus réalistes.

IV.3 APPLICATION AU CHARGEMENT DES REVÊTEMENTS DE TUNNEL DUS AUX VARIATIONS DE PRESSION D'EAU

Dans la partie précédente, on a regardé l'application des calculs découplés dans des cas simples, unidimensionnels pour simuler des phases de construction couramment rencontrées dans les ouvrages géotechniques. Dans cette partie, on étudie une application plus complexe de ce processus de calcul au cas du chargement sur le revêtement d'un tunnel dû à la variation de la pression hydraulique liée à l'excavation.

IV.3.1 Introduction

Le dimensionnement des revêtements de tunnels repose sur l'estimation des efforts qui s'exercent sur eux. L'une des approches couramment utilisées est la méthode du *solide composite*. Elle repose sur une modélisation mécanique du revêtement et du terrain comme des milieux continus et permet de tenir compte des particularités géométriques et géotechniques de l'ouvrage ainsi que des différentes phases de réalisation. En pratique, elle est souvent utilisée en considérant une coupe en section transversale du tunnel et du terrain encaissant. Le caractère *tridimensionnel* du processus de creusement du tunnel est introduit au moyen de la méthode de convergence-confinement (Panet, 1995) qui permet de simuler l'avancement du front par l'intermédiaire d'un paramètre adimensionnel λ caractérisant les efforts d'excavation à appliquer sur le bord de la galerie dans les différentes phases de calcul. Dans cette représentation *bidimensionnelle* par Flac2D, le caractère *tridimensionnel* est pris en compte au moyen de la méthode de *relaxation*.

Cette approche doit être complétée par une étude du comportement différé du massif à long terme autour du tunnel. En pratique, la prise en compte de l'évolution à long terme des efforts dans le revêtement du tunnel est cependant peu courante. Cette évolution dépend de l'évolution des matériaux constituant le revêtement, du fluage des terrains, des phénomènes de gonflement (dans certaines roches) et de l'évolution du régime *hydraulique*. On s'intéresse ici plus particulièrement à ce dernier phénomène.

Parmi les études sur le sujet, on pourra se reporter à Atwa (1996), qui a réalisé des calculs couplés pour étudier l'évolution des tassements de surface à long terme due à la consolidation autour des tunnels, en s'intéressant particulièrement à l'influence de la perméabilité du revêtement. Benamar (1996) a pris en compte les couplages *hydromécaniques* pour étudier le lien entre la vitesse

d'avancement du front de taille et les contraintes calculées dans le revêtement à la fin de la construction.

On discute dans la suite les sollicitations dans le revêtement induites par les évolutions de la pression du fluide dans le massif, et au moyen de les prendre en compte dans un calcul numérique *découplé*. Les résultats obtenus sont comparés avec les méthodes couramment utilisées pour prendre en compte la charge d'eau dans le calcul des sollicitations imposées au revêtement.

IV.3.2 Position du problème

On considère un tunnel creusé dans un massif *saturé*. La construction est modélisée en deux étapes :

- l'excavation du tunnel, que l'on simulera en appliquant sur le contour de la zone excavée un déconfinement total (ce qui correspond au cas où le revêtement serait mis en place loin derrière le front de taille) ;
- la pose du revêtement proprement dite. Compte tenu du choix fait à l'étape précédente pour le taux de déconfinement, le revêtement n'est pas chargé à l'issue de la construction (on néglige son poids propre).

À l'issue de la construction, il règne dans le terrain un champ de pression interstitielle qui résulte du déconfinement lié à l'excavation, donc différent de la pression hydrostatique initiale. À long terme, on suppose en première analyse que la pression redevient hydrostatique, et on se propose de calculer les *efforts* dans le revêtement du tunnel.

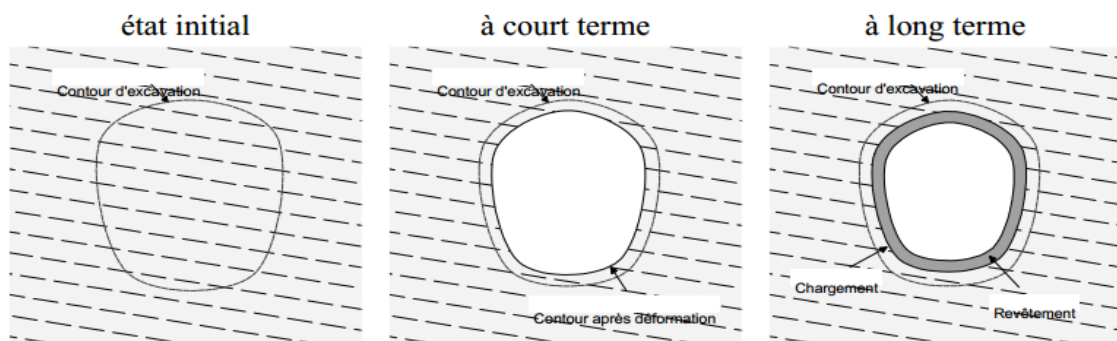


Figure IV.30 : États initial, à court terme et à long terme.

Dans la suite, on ne s'intéresse qu'à la situation à court terme, immédiatement après l'excavation, et à la situation à long terme, après rétablissement de la pression hydrostatique. L'analyse est conduite en supposant que le terrain encaissant peut être modélisé comme un milieu *élastique*.

IV.3.2.1 Formulation du problème à court terme

On suppose qu'il règne initialement dans le massif de sol un champ de contraintes géostatique σ^o et un champ de pression p^o hydrostatique. On étudie tout d'abord la situation immédiatement après l'excavation ($t=0^+$), en considérant que le creusement est suffisamment rapide pour que l'évolution du terrain soit non drainée. On note σ^{o+} et p^{o+} les champs de contraintes et de pression à court terme

dans le massif. On désigne par $\delta\sigma = \sigma^{0+} - \sigma^0$ et $\delta p = p^{0+} - p^0$ les variations du champ de contraintes et de pression entre cette configuration et la configuration initiale. La formulation du problème est la suivante :

$$\text{div } \delta\sigma = 0 \quad (\text{équation d'équilibre})$$

$$\delta\sigma = (\lambda_0 + k_w/n) \text{tr}(\varepsilon) \mathbf{1} + 2\mu\varepsilon \quad (\text{loi de comportement})$$

$$\delta p = -k/n \text{tr} \varepsilon \quad (\text{conservation de la masse d'eau en conditions non drainées})$$

à laquelle on ajoute les conditions aux limites mécaniques :

$$\xi = 0 \quad \text{sur le plan } z=0$$

$$\delta\sigma n = -\sigma^0 n \quad \text{sur le contour de l'excavation}$$

L'excavation du tunnel cause une perturbation des champs de contraintes et de déformations, qui se traduit par une perturbation du champ de pression hydraulique. Le problème peut être résolu numériquement avec des caractéristiques mécaniques non drainées. Cette perturbation de la pression se dissipe ensuite au cours du temps après la pose du revêtement ; jusqu'au rétablissement de l'état hydrostatique.

IV.3.2.2 Problème à long terme

L'évolution de la surpression se traduit par une redistribution des contraintes dans le massif entre la situation à court terme après l'excavation et la situation à long terme. La prise en compte de la variation de la pression du fluide dans un milieu poreux élastique est analogue à la prise en compte d'une variation de température dans un milieu thermoélastique ; elle passe par la définition d'un champ de forces volumiques associées à la variation de pression entre les instants considérés. Cette variation est égale à $-\delta p$ si l'on suppose que, à long terme, la pression revient à sa valeur initiale hydrostatique (en réalité, si le revêtement n'est pas imperméable, le champ de pression atteint un état stationnaire qui ne coïncide pas avec l'état hydrostatique de départ, mais que l'on peut obtenir au moyen d'un calcul hydraulique découplé).

Comme on l'a montré dans la section **IV.2**, le code Flac2D dispose d'une option permettant de prendre en compte ce type de chargement dans un calcul *découplé*, dans lequel le comportement élastique linéaire est cette fois décrit par les modules drainés :

$$\delta\sigma = \lambda_0 \text{tr}(\varepsilon) \mathbf{1} + 2\mu\varepsilon - \delta p \mathbf{1} \quad (\text{loi de comportement})$$

Le rétablissement de la pression se traduit par une déformation du terrain, qui est gênée par la présence du revêtement du tunnel, plus rigide que lui. Il en résulte une mise en charge du revêtement, qui est l'objet des discussions qui suivent.

IV.3.3 Modélisation numérique découplée et comparaison avec le mode couplé par Flac2D

Les calculs ont été réalisés en configuration *bidimensionnelle*. Dans le but d'étudier l'influence de la géométrie du tunnel sur la redistribution du chargement sur le revêtement due à la variation de la pression, deux maillages ont été considérés : le premier contient un tunnel *circulaire* et le deuxième contient un tunnel *non circulaire*. Le diamètre du tunnel est de 10 m et l'axe se trouve à une profondeur de 25 m.

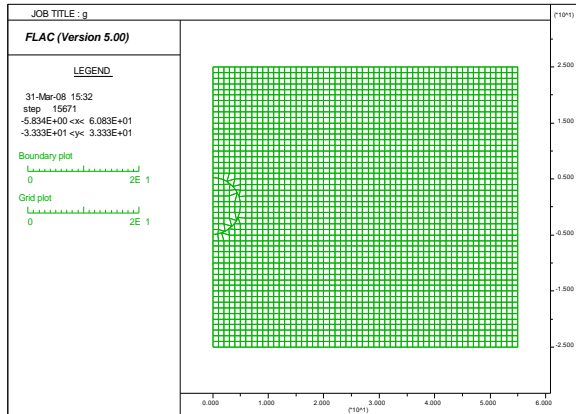


Figure IV.31 : Maillage utilisé pour le calcul numérique (cas d'un tunnel circulaire). Flac2D.

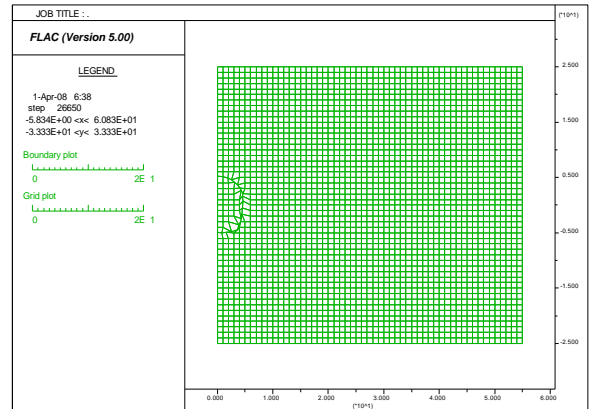


Figure IV.32 : Maillage utilisé pour le calcul numérique (cas d'un tunnel non circulaire). Flac2D.

Les caractéristiques mécaniques et hydrauliques utilisées pour les calculs sont présentées dans le Tableau IV.2.

Tableau IV.2. Caractéristiques mécaniques utilisées pour les calculs numériques.

| | Court terme | Long terme |
|--|-------------|------------|
| Module d'Young (kPa) | 115238.10 | 100000 |
| Coefficient de Poisson | 0.498 | 0.3 |
| Poids volumique du sol γ (kN/m ³) | | 20 |
| Poids volumique de l'eau γ_w (kN/m ³) | | 10 |
| Module de compressibilité de l'eau (MPa) | | 2000 |
| Porosité de la couche de sol | | 0.2 |

On récapitule rapidement la marche à suivre pour réaliser la simulation décrite ci-dessus avec Flac2D. Partant d'un maillage comptant trois groupes (intérieur du tunnel, revêtement, terrain), on enchaîne les trois étapes suivantes :

- la première étape consiste à chercher l'état des contraintes et des déplacements à court terme. On réalise un calcul *non drainé*, avec le code Flac2D, en adoptant pour le terrain un comportement *élastique linéaire isotrope* avec des paramètres « non drainés », l'intérieur du tunnel étant constitué d'éléments auxquels on attribue un *module nul*. Le chargement imposé est un chargement surface de type forces d'excavation (commande *Model null* du code Flac2D), avec un taux de

déconfinement égal à 1 (100%);

- la deuxième étape consiste à relire le fichier de résultats issu du calcul précédent pour calculer la pression aux nœuds du maillage. Ce calcul nécessite, l'utilisation de la fonction FISH "EXTRAP.FIS" pour extrapoler les variables de la zone-basée aux nœuds du maillage.
- la troisième étape consiste à calculer les déplacements induits par la variation de la pression à long terme, à l'aide d'un calcul mécanique (avec la commande *Set Mech On*), dans lequel le chargement est un champ de pression de fluide, la réponse mécanique qui résulte de la variation de pression interstitielle est calculée. Le mode de calcul d'écoulement est *bloqué* et le module volumique de l'eau est mis à *zéro*. Le mode de calcul mécanique est *permis* en faisant des calculs en déformations larges.

L'état initial des contraintes est spécifié supposant qu'aucun écoulement n'est présent. La densité de du sol inscrite dans le Tableau IV.2 est considérée d'être la valeur non saturée, et supposant une valeur de 10 m/sec^2 pour la gravité, la contrainte totale verticale calculée au fond du modèle (profondeur de 50 m) est alors -1.1 MPa. Une variation linéaire basée sur cette valeur est entrée pour les contraintes yy , en utilisant la commande *InSitu Initial*. Les composantes des contraintes xx et les contraintes zz sont aussi entrées, basé sur le rapport des pressions des terres au repos, $K_o = 0.5$, donc, $S_{xx}=S_{zz}= S_{yy}*0.5= -0.55 \text{ MPa}$. On calcule l'état initial des contraintes. Le modèle devrait être très près d'un état de l'équilibre. Pour assurer qu'une distribution des contraintes uniformes est développée dans le modèle, l'option *Solve Initial Equilibrium as elastic model* est sélectionnée.

Après que l'état de l'équilibre soit calculé, la distribution des contraintes initiales est vérifiée. On note que, par défaut, le champ des contraintes n'étendent pas aux limites du modèle parce que les contraintes sont calculées dans les centres des zones (*centroids*). Cependant, la fonction FISH "EXTRAP.FIS" peut être utilisée pour extrapoler les variables de la zone-basée aux nœuds du maillage. La fonction FISH est entrée et exécutée pour écrire les composantes des contraintes yy dans les variables du maillage ex 1. Les valeurs extrapolées des contraintes yy sont calculées et stockées dans les variables du maillage ex 2.

En revanche, comme l'on a évoqué dans la section IV.2, la prise en compte d'un comportement élastoplastique dans un calcul découplé est plus **délicate**. Il est alors nécessaire de réaliser un calcul couplé, à l'aide du mode de calcul hydromécanique couplé de Flac2D, mais la mise en œuvre est moins simple que celle d'un calcul découplé.

IV.3.4 Résultats du calcul des efforts induits dans le revêtement -Flac2D-

Les figures IV.33 et IV.34 montrent le champ de pression à court terme calculé avec la procédure précédente, pour un champ de contraintes initiales dans le massif géostatique avec un coefficient de poussée des terres au repos de $K_o=0,5$ pour un tunnel *circulaire* et *non circulaire*. On montre que la variation de pression ne varie pas de manière simple sur le bord de l'excavation (à noter que la

charge hydraulique initiale est uniforme et prend la valeur $h = 50$ m où $P=500000$ Pa =500 kPa.

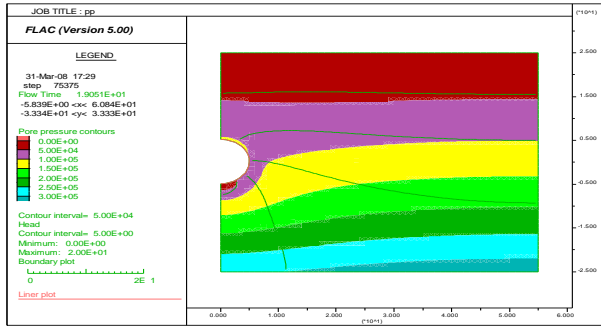


Figure IV.33 : Distribution de la charge hydraulique à court terme due à l'excavation (cas d'un tunnel circulaire).

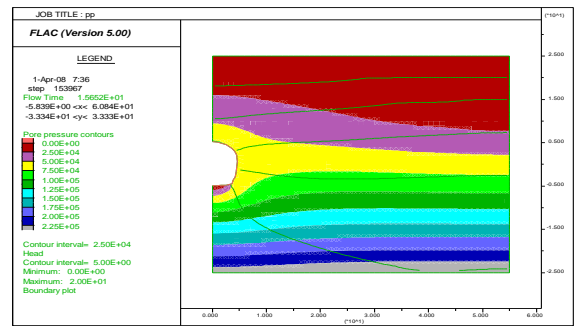


Figure IV.34 : Distribution de la charge hydraulique à court terme due à l'excavation (cas d'un tunnel non circulaire).

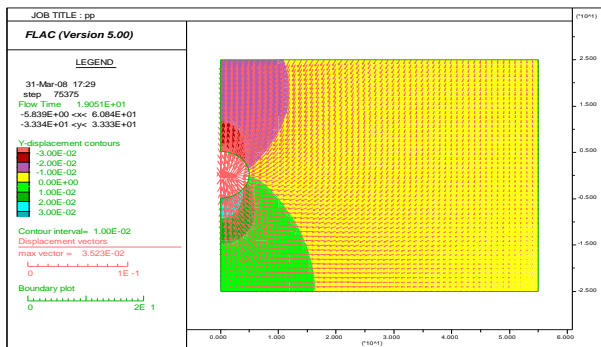


Figure IV.35 : Champ et vecteurs de déplacements dans le maillage après installation du revêtement du tunnel circulaire.

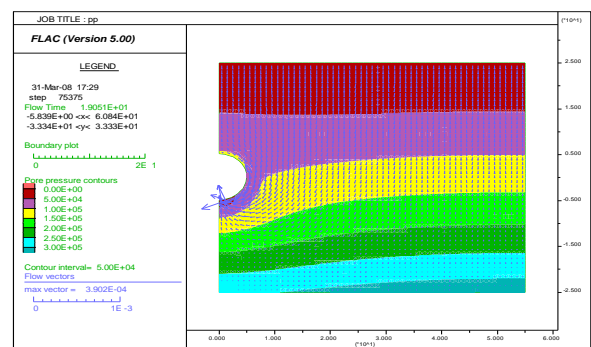


Figure IV.36 : Champ de pressions interstitielles et vecteurs d'écoulement dans le maillage après installation du revêtement tunnel circulaire.

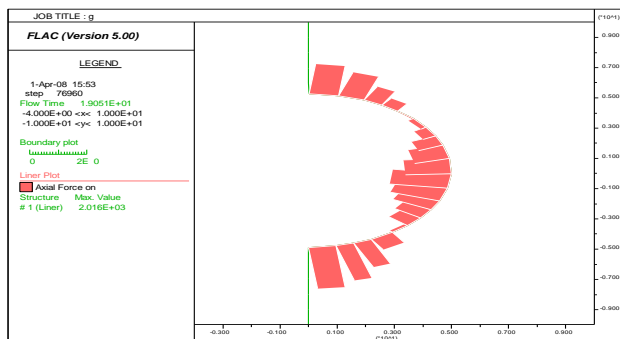


Figure IV.37 : Effort normal sur le revêtement du tunnel circulaire.

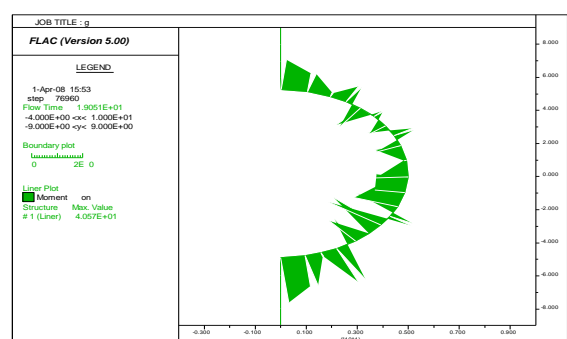


Figure IV.38 : Moment fléchissant sur le revêtement du tunnel circulaire.

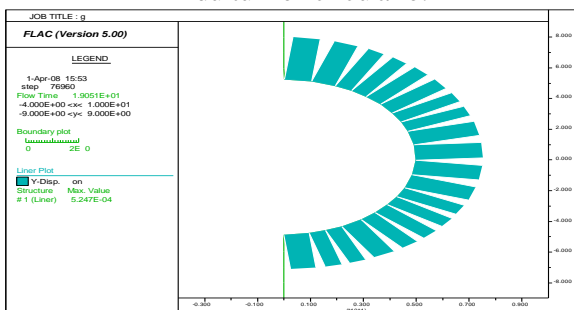


Figure IV.39 : Déplacements verticaux sur le revêtement du tunnel circulaire.

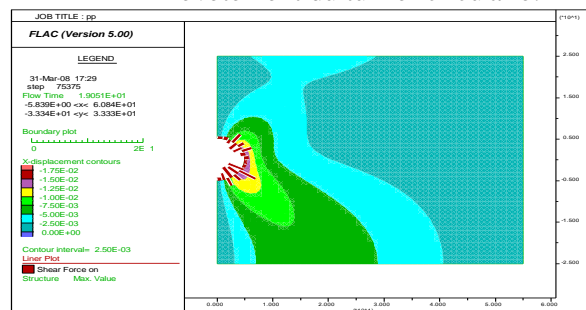


Figure IV.40 : Champ de déplacements horizontaux dans le maillage et force de cisaillement sur le revêtement du tunnel circulaire.

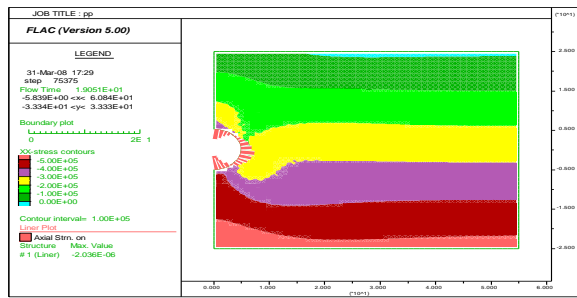


Figure IV.41 : Champ de contraintes totales horizontales dans le maillage et déformation du revêtement du tunnel circulaire.

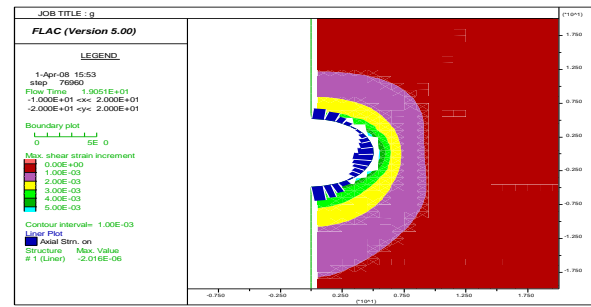


Figure IV.42 : Champ de déformations du sol dans le maillage et déformation du revêtement du tunnel circulaire.

Note : Il est intéressant de remarquer que, dans le cas où la pression initiale du sol sur le contour de la cavité est uniforme ($K_o=1$), le chargement d'excavation n'induit aucune variation de volume et donc pas de variation de la pression.

Les figures II.44 et II.45 montrent la distribution de la charge hydraulique à court terme calculée par la solution découplée sur la coupe EF à 0,5 mètres du contour d'excavation. Une comparaison avec une solution couplée (à l'aide du mode de calcul hydromécanique couplé du code Flac2D) donne une concordance parfaite dans le cas d'un tunnel circulaire et moins bonne dans le cas d'un tunnel non circulaire.

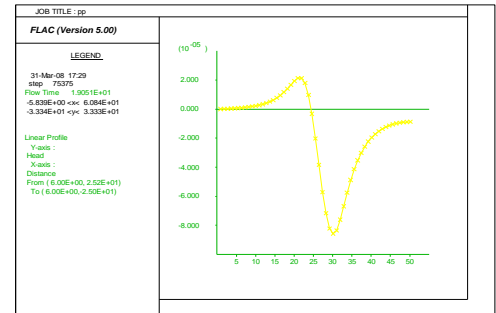


Figure IV.43 : Distribution de la charge hydraulique à court terme sur la coupe EF. Graphe Profile. (Cas du tunnel circulaire).

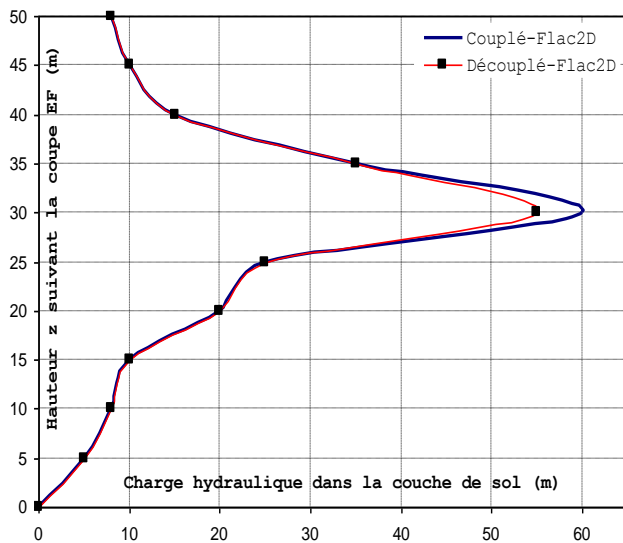


Figure IV.44 : Distribution de la charge hydraulique à court terme sur la coupe EF. (Cas du tunnel circulaire).

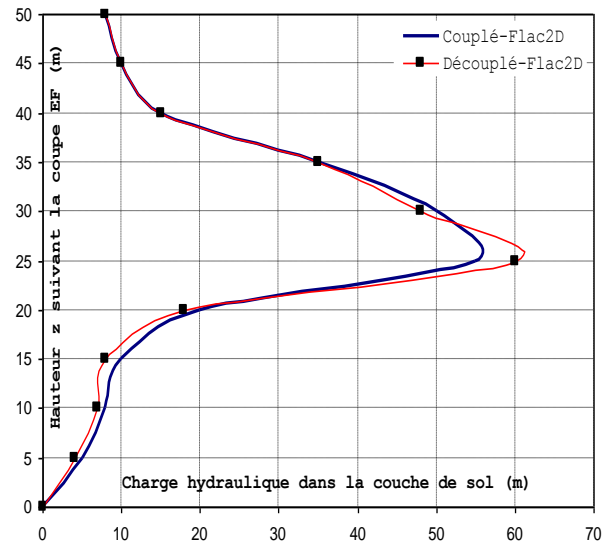


Figure IV.45 : Distribution de la charge hydraulique à court terme sur la coupe EF. (Cas du tunnel non circulaire).

Les figures IV.46 et IV.47 présentent la contrainte normale à long terme sur le revêtement dans le cas des tunnels circulaire et non circulaire. Cette correction due à l'effet hydraulique à long terme est de 60 kPa pour une contrainte effective horizontale initiale de l'ordre de 130 kPa (à 25m de profondeur pour $K_o=0,5$).

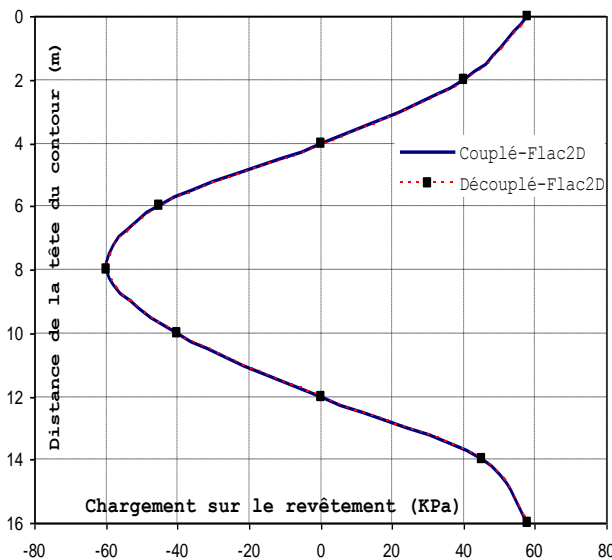


Figure IV.46 : Contrainte normale sur le revêtement due à la variation de la pression (Cas du tunnel circulaire).

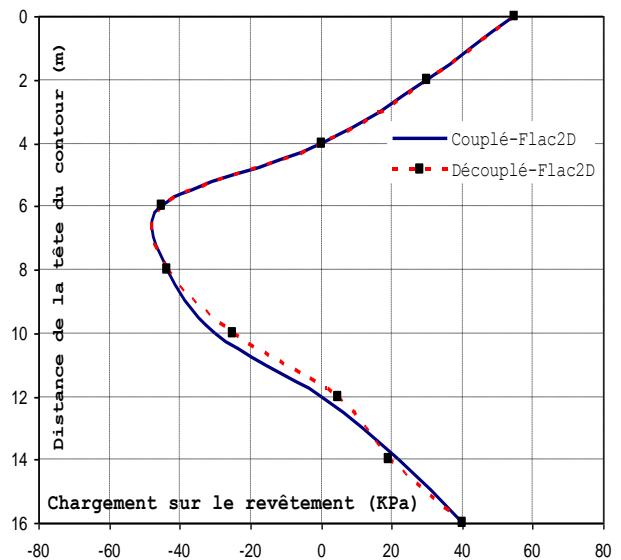


Figure IV.47 : Contrainte normale sur le revêtement due à la variation de la pression (Cas du tunnel non circulaire).

Les figures IV.48 et IV.49 présentent le déplacement vertical de la surface du massif dû à la variation de la pression interstitielle à long terme dans le cas des tunnels circulaire et du tunnel non circulaire.

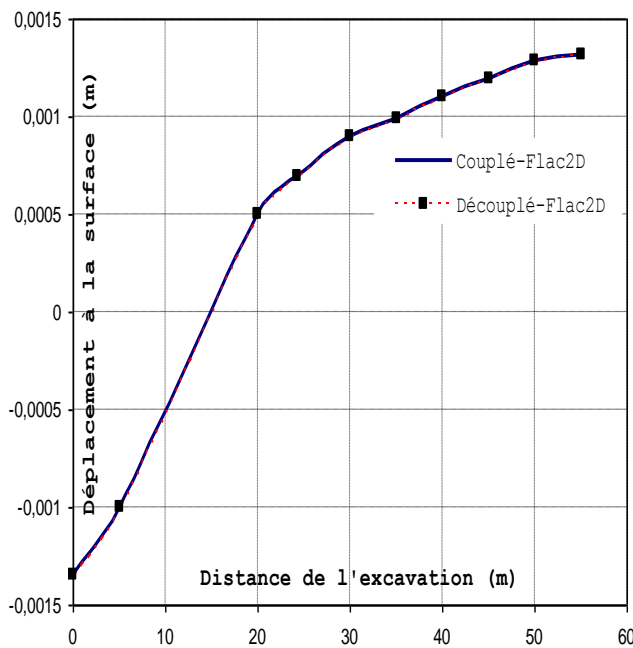


Figure IV.48 : Déplacement vertical de la surface du massif. (Cas du tunnel circulaire).

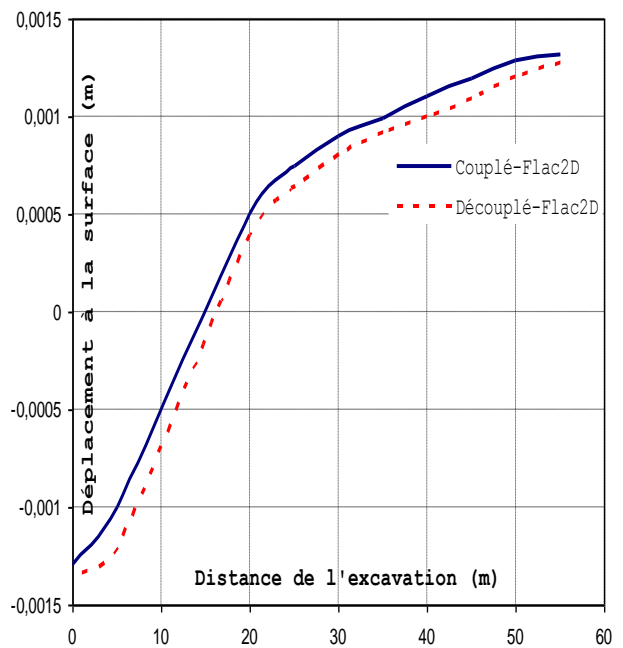


Figure IV.49 : Déplacement vertical de la surface du massif. (Cas du tunnel non circulaire).

Sur les figures IV.46, IV.47, IV.48 et IV.49, on peut constater que la solution *découplée* présentée dans le paragraphe précédent donne une concordance parfaite avec les résultats issus d'un calcul couplé (avec le mode de calcul hydromécanique *couplé* du code Flac2D) dans le cas du tunnel circulaire. Dans le cas du tunnel non circulaire, la concordance est **moins** satisfaisante.

IV.3.5 Application directe de la charge hydraulique et option relaxation

IV.3.5.1 Comparaison avec l'application d'une pression hydrostatique

Une façon simple de prendre en compte l'effet différé de l'évolution du champ de pression est d'appliquer une pression hydrostatique supplémentaire sur le revêtement. Cette pression est simulée dans Flac2D par la fonction FISH APPLY_GAP_PRESS.Fis appliquée sur le revêtement du béton. Sur les **figures IV.51** à **IV.54**, on compare le chargement sur le revêtement et les déplacements à la surface obtenus par cette méthode avec ceux donnés par l'approche précédente.

On voit que l'application d'une pression de type hydrostatique conduit à *surestimer légèrement* le chargement sur le revêtement et *sous-estimer légèrement* les déplacements à la surface du massif. Cette étape de simulation est exécutée dans deux étapes (comme une analyse "découplée"). D'abord, un calcul seulement de l'écoulement est exécuté pour établir la distribution des *pressions interstitielles*.

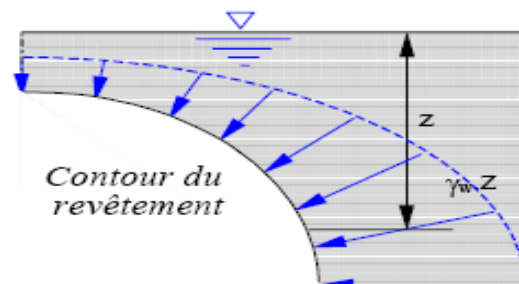


Figure IV.50 : Chargement de type hydrostatique.

Puis, un calcul seulement *mécanique* est exécuté pour établir le changement dans l'état des *contraintes* et le chargement dans le revêtement dû à la pression de l'eau qui agit sur le revêtement (*liner*). Pour la surface de l'eau localisée à $y = 25$ m dans ce modèle (0 m au-dessous de la surface), et le fond du modèle situé à $y = -25$ m, la pression interstitielle varie linéairement de zéro à $y = 25$ m à 1.1 MPa à $y = -25$ m.

Le mode de calcul mécanique est bloqué, et le calcul de l'écoulement est permis.

La distribution des pressions interstitielles devrait correspondre à un état de l'écoulement permanent. Quelques pas de calcul sont nécessaires à satisfaire l'écoulement permanent dû à la variation dans le zonage (*zoning*). L'option *Run Solve* est exécutée pour calculer cet état.

En **premier** lieu, lorsque le niveau de l'eau est changé, l'eau est rétablie partout dans le sol et le revêtement imperméable en béton. La pression agit sur ce revêtement est appliquée utilisant l'option *InSitu Apply*.

En deuxième lieu, afin d'appliquer une pression au revêtement en béton, on utilise une fonction *FISH* qui calcule les forces aux nœuds de revêtement (*liner nodes*) qui correspondent à la pression de l'eau. La fonction, "APPLY_GAP_PRESS.FIS, exécute cette opération. Cette fonction accède les variables des éléments du revêtement (*liner-element*) associées avec le revêtement en béton. Le fichier "STR.FIN" est utilisé pour identifier et accéder aux plusieurs données structurelles.

Les forces dans les directions x et y sont calculées correspondant à la pression de l'eau à la profondeur de chaque nœud de revêtement le long du revêtement en béton. Ces forces sont alors

ajoutées aux forces nodales aux emplacements de la compensation (*offset locations*) identifiés par les symboles \$kndlo1 pour la force appliquée en x , et \$kndlo2 pour la force appliquée en y .

“APPLY GAP PRESS.FIS” est exécutée. Trois paramètres de données sont nécessaires pour cette fonction: $y wtab$, la coordonnée y de la surface de l'eau; $tuncen x$, la coordonnée x du centre de tunnel, et $tuncen y$, la coordonnée y du centre de tunnel.

Après l'exécution de “APPLY_GAP_PRESS.FIS”, le nouvel état de l'équilibre est calculé.

IV.3.5.2 Confrontation des résultats

On présente sur les **figures IV.51 à IV.54** une comparaison des résultats des différents moyens utilisés pour prendre en compte cet effet *hydraulique*: le calcul découplé (§IV.4.4), le calcul avec l'application d'une pression hydrostatique sur le revêtement (§IV.3.5.1), le calcul avec l'utilisation de la commande la fonction FISH APPLY_GAP_PRESS.Fis, et le calcul avec prise en compte du couplage (avec le mode de calcul hydromécanique *couplé* du code Flac2D).

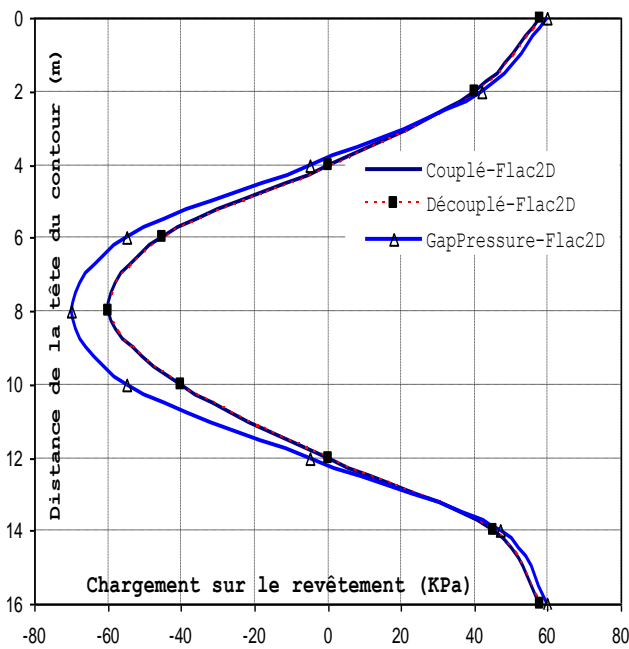


Figure IV.51 : Contrainte normale sur le revêtement due à la variation de la pression (cas du tunnel circulaire).

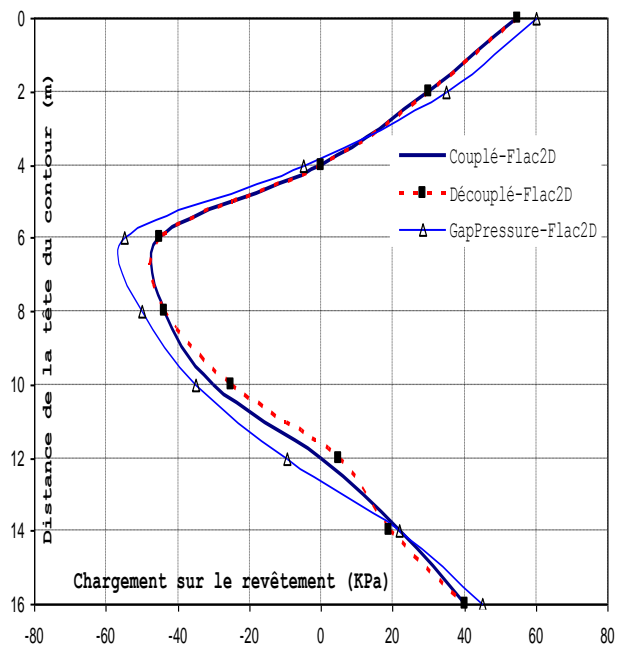


Figure IV.52 : Contrainte normale sur le revêtement due à la variation de la pression (cas du tunnel non circulaire).

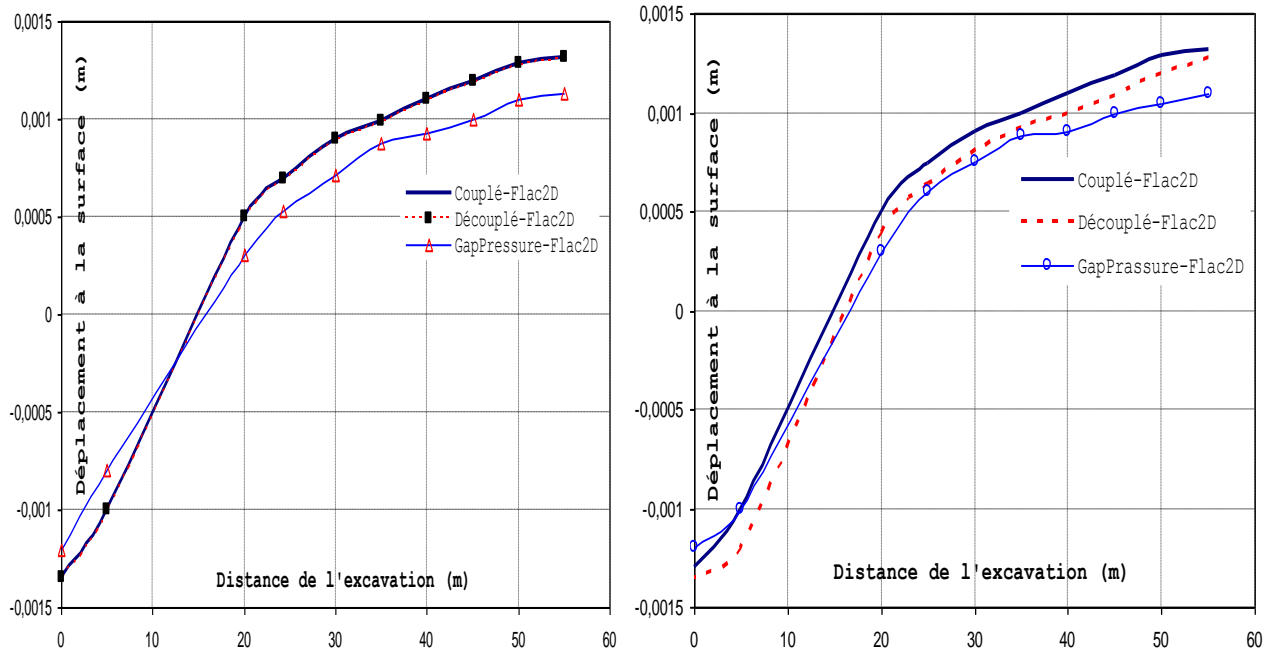


Figure IV.53 : Déplacement vertical de la surface du massif (cas du tunnel circulaire). **Figure IV.54 :** Déplacement vertical de la surface du massif (cas du tunnel non circulaire).

IV.3.6 Cas du revêtement semi-perméable

Jusque-là, on a considéré que le revêtement du tunnel est parfaitement imperméable, de sorte que le champ de pression hydraulique à long terme peut être considéré comme hydrostatique. En réalité, il peut arriver que le revêtement ne soit pas imperméable. Le tunnel constitue donc dans ce cas un drain permanent et le champ de pression à long terme atteint un état stationnaire qui n'est pas hydrostatique. La prise en compte de cet effet dans le calcul découplé se réalise en rajoutant un calcul de diffusion pour déterminer le champ de pression à long terme en fonction de la perméabilité du revêtement.

Dans ce cas, on note que le revêtement est suffisamment poreux. L'eau exerce une pression sur le revêtement ; cette pression cause des efforts normaux pour se développer dans le revêtement (*liner*). Le revêtement semi-perméable est installé en utilisant l'option *Structure Liner*. Ses propriétés sont attribuées dans l'option *Structure SeProp*. Donc, l'eau est rétablie partout dans le sol et le revêtement semi-perméable, La pression appliquée au revêtement semi-perméable est appliquée utilisant l'option *InSitu Apply*.

Les **figures IV.55** et **IV.56** montrent les déplacements à la surface du massif ainsi que la contrainte normale sur le revêtement due à la variation de la pression interstitielle à long terme pour différentes perméabilités du revêtement. La perméabilité a une influence primordiale sur des déplacements, mais il n'en est pas de même pour le chargement sur le revêtement.

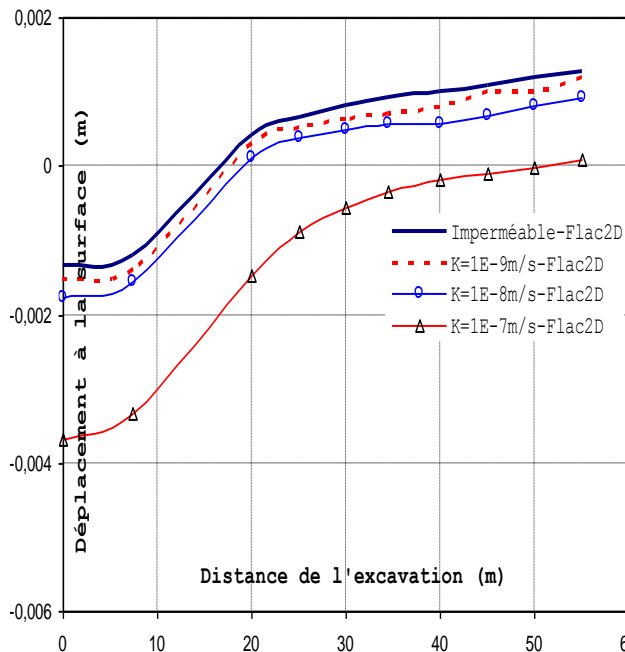


Figure IV.55 : Déplacement vertical de la surface du massif (cas du tunnel circulaire) en fonction de la perméabilité du revêtement (m/s).

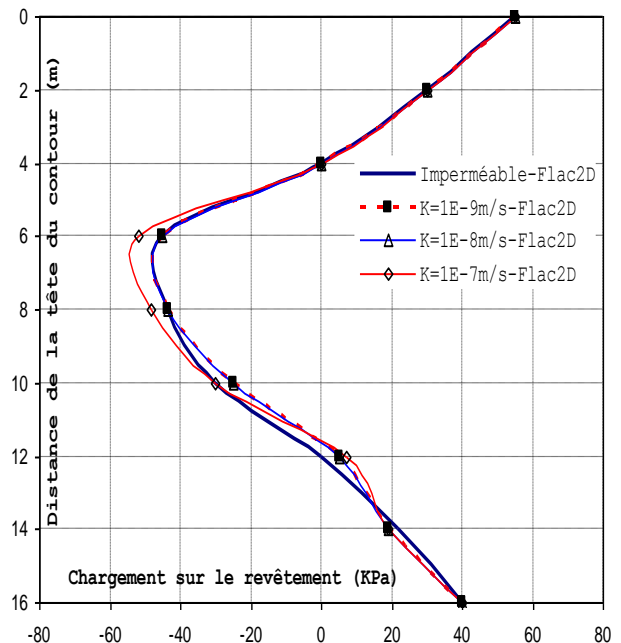


Figure IV.56 : Contrainte normale sur le revêtement (cas du tunnel circulaire) en fonction de la perméabilité du revêtement (m/s).

IV.3.7 Influence du taux de déconfinement

Le caractère tridimensionnel du processus de creusement du tunnel est introduit dans la configuration *bidimensionnelle* au moyen du taux de déconfinement λ définissant les efforts d'excavation à appliquer sur le bord de la galerie en fonction du degré d'avancement du front de taille (Panet, 1995).

Avant l'arrivée du front de taille, l'état des contraintes dans le massif correspond à l'état naturel initial et le taux de déconfinement λ est nul. Au fur et à mesure que le front approche de la section étudiée, le taux de déconfinement augmente jusqu'à la valeur $\lambda = 1$, obtenue à une certaine distance après le passage du front.

Dans la situation intermédiaire $0 < \lambda < 1$, la perturbation du champ de déformations et de pression à court terme est calculée en appliquant sur le contour de l'excavation un déconfinement partiel donné par $\lambda\sigma^0$. Le chargement sur le revêtement est ensuite calculé en appliquant un chargement correspondant au reste du déconfinement des efforts $(1 - \lambda)\sigma^0$ puis les efforts dus à la variation du champ de la pression interstitielle présentés ci-dessus.

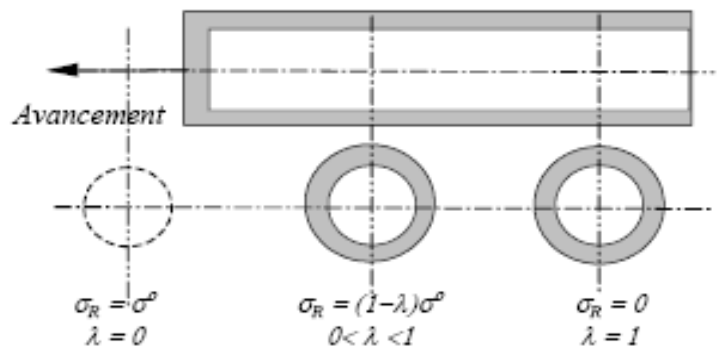


Figure IV.57 : Variation du taux de déconfinement.

Dans l'analyse précédente, on a supposé que le déconfinement est total ($\lambda = 1$) avant la mise en place du revêtement. On discute ici l'influence du paramètre λ .

Influence du taux de déconfinement (relaxation) en Flac2D

L'effet d'avancement de tunnel est simulé en Flac2D en décontractant les tractions qui agissent le long de la périphérie du tunnel. Les tractions de la relaxation peuvent être reliés à la fermeture du tunnel qui, plutôt, peut être été en rapport avec la distance de la face d'un avançant tunnel - par exemple, voir Panet (1979).

Pour ce cas, les tractions de tunnel se sont relaxées par 50% ($\lambda = 0.5$), 70% ($\lambda = 0.7$), 90% ($\lambda = 0.9$) et à 100% ($\lambda = 1$). Une fonction FISH, *relax_hist*, est utilisée pour contrôler le taux de relaxation (déconfinement). Trois variables FISH sont entrées pour cette fonction: *ninc* spécifie l'augmentation (incrément) du pas sur laquelle les tractions se sont relaxées ; *rstart* est le multiplicateur initial pour les valeurs de la traction; et *rstop* est le multiplicateur pour les valeurs de traction après que les pas *ninc* soient complétés. Pour une 50% relaxation, *rstart* = 1.0, *rstop* = 0.5, 70% : *rstop* = 0.3, 90% : *rstop* = 0.1 et 100% : *rstop* = 0 et nous réduisons les tractions sur un intervalle de *ninc* = 100. La valeur de l'augmentation est choisie telle que les effets inertiels sont minimisés.

La fonction FISH *apply_rf*, est utilisée pour appliquer des tractions le long des limites de tunnel. Les forces de réaction sont calculées d'abord en fixant les limites des nœuds du maillage, utilisons les commandes *APPLY xvelocity=0* et *APPLY yvelocity=0*, et prenons *STEP 1* pour exécuter le calcul. Alors, la fonction retrouve les forces de réaction *x* et *y* aux nœuds des limites du tunnel sélectionnés et attribue ces forces comme tractions (avec un signe opposé) aux mêmes nœuds de la limite, utilisons les commandes *APPLY xforce* et *APPLY yforce*. Le mot-clé *history* est utilisé pour réduire linéairement les tractions entre les limites traction-multipliées (*rstart* et *rstop*) sur l'intervalle *ninc* spécifié dans la fonction *FISH relax_hist*.

Les variables entrées de la fonction FISH pour *apply rf* sont limitées des nœuds *i* et *j* pour les limites de tunnel. Dans ce cas, *ib ap* = 21, *ie ap* = 31, *jb ap* = 6 et *je ap* = 26. Ces valeurs peuvent être identifiées du tracé du maillage qui inclut les numéros des nœuds.

Après l'exécution de *apply_rf*, on refixe la vitesse *x* des nœuds au sommet et au fond du tunnel ; la condition de fixation a été enlevée pendant l'exécution de la fonction. On sélectionne aussi le mode du calcul de grande déformation, et vérifions les déplacements au sommet du modèle et autour de la périphérie de tunnel. La fonction FISH "VERT_CLOSURE.FIS" est exécuté pour vérifier la fermeture/ouverture verticale (*vertical closure/opening*) calculé comme la différence entre le *déplacement vertical* à la couronne et inverse du tunnel. Avant de faire des calculs, l'application des forces appliquées autour du tunnel devrait être vérifiée en créant un tracé de forces appliquées.

Nous résolvons pour la solution de l'équilibre à 50%, 70%, 90% et 100% de relaxation des tractions de tunnel. La commande *APPLY* implantée dans *apply_rf* relaxe les tractions de tunnel pendant le calcul, et un nouvel état de l'équilibre est trouvé.

Installation du revêtement et relaxation des Tractions de Tunnel 100%

Les chargements du tunnel sont maintenant relaxés complètement autour du tunnel. La fonction FISH "RELAX.FIS" est encore exécuté avec $rstart = 1.0$, $rstop = 0.0$, et $ninc = 100$. Les tractions sont réduits alors 100% en exécutant "APPLY_RF.FIS" encore sur la même rangée des nœuds comme auparavant. La nouvelle solution de l'équilibre à 100% de la relaxation est trouvée utilisant *Run Solve*.

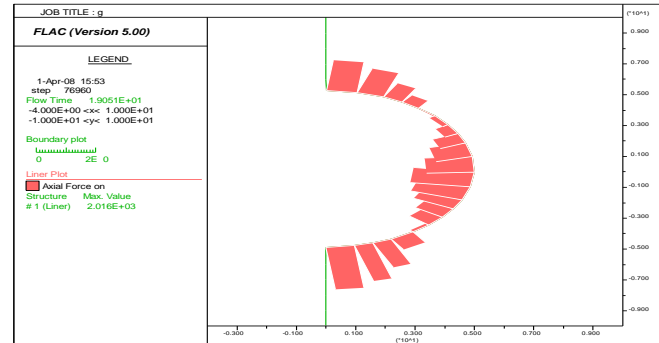


Figure IV.58 : Efforts normaux (axial forces) appliqués sur le revêtement après 100 % de relaxation des chargements du tunnel.

Tolérances : différences entre les opérations petites et larges Déformations

Lorsque les sous-maillages déformés sont apportés en contact (exemple, deux maillages générés par la commande GEN Circle), il peut y avoir des effets de confusion. En mode *petite déformation*, une tolérance de 10^{-4} plus grande que la dimension de la zone est utilisée pour le contact, ie, si le nœud est dans la tolérance, il sera reconnu comme en contact. Dans le mode *déformation large*, la tolérance est *nulle*, ie quelques mouvements doivent avoir place avant que le contact réellement se produit. Quelques nœuds ne peuvent pas être capables de toucher le maillage opposant à cause de la nature discrète du maillage (**Figure IV.59**). Dans ce cas, plusieurs points touchants seront trouvés pour prévenir un maillage de pénétrer à l'intérieur de l'autre, mais la distribution locale des contraintes sera plutôt irrégulière, due aux points isolés du contact. Quelques problèmes avec le maillage irrégulier peuvent se produire si le mode de solution est changé dans le mode mi-exécution (*mid-run*) de la petite à la déformation large (due à la tolérance différente dans les deux modes).

Si les coordonnées du modèle sont très larges et les dimensions des zones sont petites, il est possible que l'interface ne soit pas reconnue lorsque le modèle est exécuté en petite déformation. Si les interfaces ne sont pas reconnues, ou si l'initialisation des contraintes n'installe pas les contraintes de l'interface, donc on utilise la commande *SET tollint* pour augmenter la tolérance à une valeur supérieure à 10^{-4} . Il faut noter que la tolérance ne doit pas dépasser 0.1. (Manuel Flac2D)

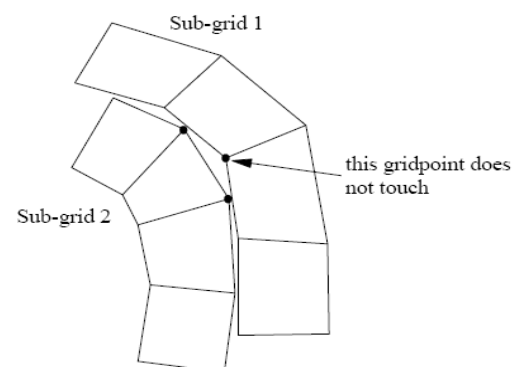


Figure IV.59 : Points qui ne se touchent pas dans le maillage irrégulier. Manuel Flac2D.

La **Figure IV.60** présente une comparaison des résultats du chargement sur le revêtement issus des calculs avec prise en compte de la variation de pression à long terme (AVP) pour $\lambda = 1$ et $\lambda = 0,5$ et sans prise en compte de la variation de la pression à long terme (SVP) avec $\lambda = 0,5$. On voit bien que le calcul sans prise en compte de la variation de pression sous-estime le chargement sur le revêtement. La **Figure IV.61** montre l'influence de la variation du taux de déconfinement sur le

chargement du revêtement dans les calculs avec prise en compte de la variation de pression à long terme. Plus le taux de déconfinement est petit, plus le chargement sur le revêtement à long terme lié à la variation de pression est petit, et le chargement à long terme lié au déconfinement est grand, et donc le chargement total est grand.

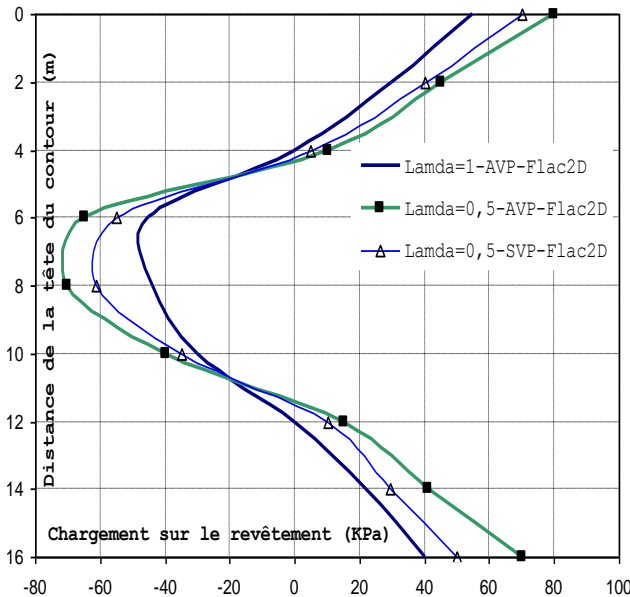


Figure IV.60 : Contrainte normale sur le revêtement (kPa) avec (AVP) et sans (AVP) prise en compte de la variation de la pression.

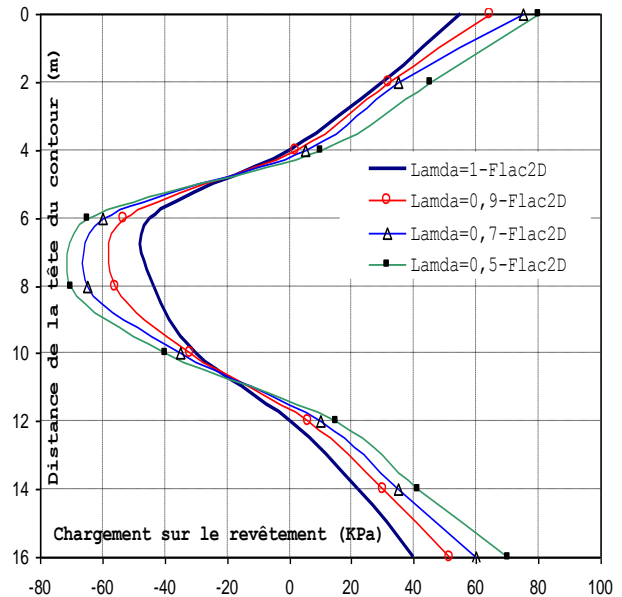


Figure IV.61 : Contrainte normale sur le revêtement (kPa) en fonction du taux de déconfinement.

IV.3.8 Conclusion - perspectives

L'évolution à long terme du champ de pression autour d'un tunnel induit un chargement différé sur le revêtement. Dans cette section, on a montré comment il est possible de le prendre en compte dans les calculs découplés par Flac.

Du point de vue des efforts obtenus, ces calculs donnent une correction du chargement due à l'effet hydraulique à long terme de 60 kPa pour une contrainte initiale σ'_h de l'ordre de 130 kPa. Par ailleurs, une comparaison du chargement sur le contour du revêtement et des déplacements à la surface montre que l'estimation calculée en appliquant de manière forfaitaire une pression hydrostatique sur le revêtement peut *surestimer* légèrement le chargement sur le revêtement ainsi que *sous-estimer* légèrement les déplacements à la surface du massif. Il est donc nécessaire de prendre en compte la variation de la pression hydraulique à long terme.

Enfin, la démarche pour prendre en compte la variation de pression dans les calculs *découplés* est simple à mettre en œuvre, même pour des problèmes complexes.

IV.4 APPROCHE SIMPLIFIEE DE LA REPARATION DES REVETEMENTS DE TUNNEL

On s'intéresse ici au problème de la réparation du revêtement de tunnel. Dans cette étude, le processus de réparation d'une partie du revêtement de tunnel est simulé par des calculs numériques *découplés* en condition bi- et tridimensionnelle. L'influence de la variation de la pression est prise

en compte à l'aide de la commande Ini PP ; Fix PP ; Variation et Apply PP du code Flac.

IV.4.1 Position du problème

La réparation des tunnels revêtus nécessite parfois une démolition du revêtement sur toute son épaisseur et sur une longueur variable. La démolition et la remise en état du revêtement engendrent une redistribution des contraintes dans le revêtement. Cette redistribution est le résultat d'un processus complexe, et le problème nécessite une étude *tridimensionnelle*. Dans cette partie du travail, on montre comment il est possible d'utiliser des calculs *mécaniques* en bidimensionnel et en tridimensionnel pour prendre en compte la contribution du champ de pression à cette redistribution de contraintes.

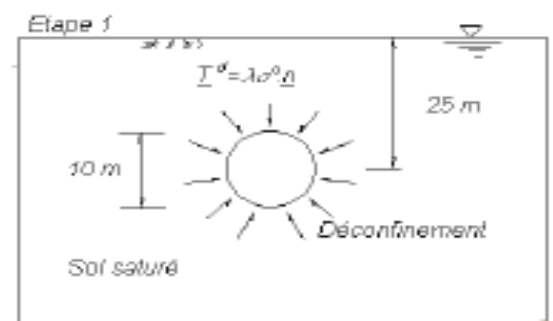
Le sol est supposé *saturé*, la nappe est à la surface du massif, le revêtement du tunnel est parfaitement *imperméable*. Le calcul est réalisé en *deux* phases : on détermine d'abord l'état de contraintes et le chargement sur le revêtement avant la réparation. On modélise ensuite la destruction du revêtement, qui cause une perturbation des champs de contraintes et de pression ; puis la mise en charge du nouveau revêtement sous l'effet du retour à une pression hydrostatique dans le massif.

IV.4.2 Modélisation numérique découplée bidimensionnelle avec Flac2D

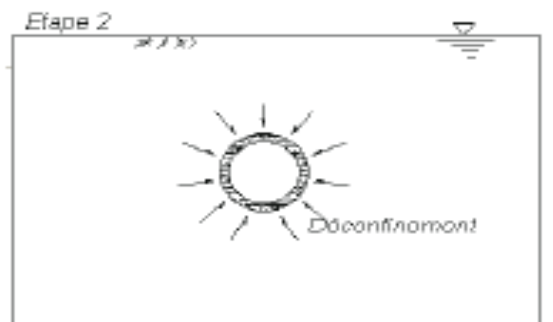
IV.4.2.1 Construction du jeu de données

La modélisation bidimensionnelle est réalisée en considérant une coupe transversale du tunnel. L'état initial des contraintes dans le massif est supposé géostatique avec $K_0=0,5$. Le calcul se réalise en **cinq** étapes : les trois premières modélisent la construction et les deux dernières la réparation.

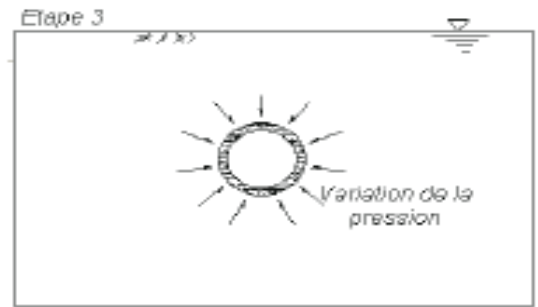
- La première étape simule l'excavation dans le massif. On calcule l'état de contraintes et déformations à court terme en utilisant les caractéristiques « non drainées » du terrain immédiatement après l'ouverture du tunnel. Le caractère tridimensionnel du phasage d'exécution et de la vitesse d'excavation du tunnel est introduit au moyen du taux de déconfinement $\lambda_I = 0,5$ (par les fonctions FISH : Relax.fis et Apply_rf.Fis).



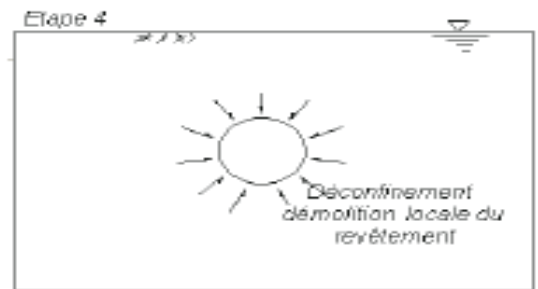
- La deuxième étape simule la mise en chargement du revêtement après le bétonnage : On applique le reste du déconfinement (taux de déconfinement égal à $1-\lambda_I$). Le calcul est à nouveau conduit avec les paramètres non drainés.



- Les deux premières étapes créent une perturbation de la charge hydraulique. On suppose que cette surpression redevient hydrostatique à long terme. La troisième étape calcule la redistribution des contraintes et les déplacements qui en résultent à l'aide de la commande Ini PP ; Fix PP ou Apply PP du code Flac2D (voir paragraphe précédent). Ce calcul est réalisé avec les caractéristiques drainées.



- La quatrième étape simule la démolition du revêtement en appliquant des forces de déconfinement à l'extrados du revêtement démolé. Le champ de contraintes utilisé pour calculer les charges correspondantes est issu de la troisième étape. Le caractère *tridimensionnel* (l'influence de la longueur de revêtement détruite) est introduit au moyen du paramètre λ_2 . Dans un premier temps, le paramètre λ_2 est pris égal à 1,0.



Dans cette étape de cette analyse, une partie du revêtement est supprimée pour représenter la dégradation du revêtement (*liner*). Les éléments du revêtement (éléments 1 à 3) sont supprimés.

La charge normale définitive dans le revêtement en béton, après qu'une partie du revêtement soit démolie, est montrée dans la Figure II.62. L'effort maximum correspond à une contrainte normale (*axial stress*) d'approximativement 220 kPa=0.22 MPa.

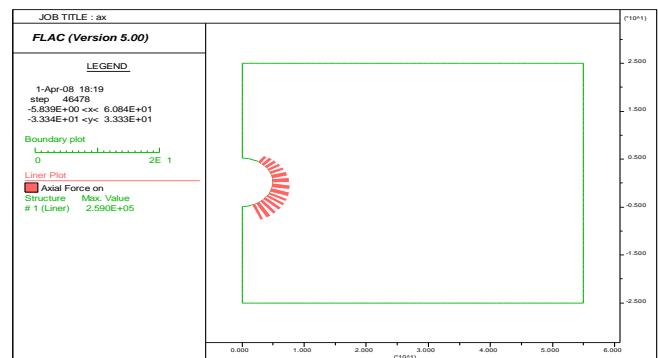
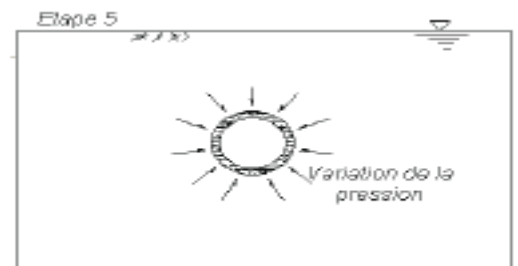


Figure IV.62 : Efforts normaux (axial forces) appliqués sur le revêtement en béton après démolition d'une partie du revêtement.

- La cinquième étape modélise la mise en place du nouveau revêtement et l'effet de la variation de la pression. Le calcul est similaire à l'étape 3. À l'issue de cette étape de calcul, on détermine l'état de contraintes final dans le massif ainsi que le chargement final sur le nouveau revêtement. Dans cette étape, on ajoute les segments et leurs propriétés de la partie déjà démolie dans l'étape 4.



Le massif est supposé *élastique* avec les caractéristiques mécaniques suivantes :

Tableau IV.3. Caractéristiques mécaniques et hydrauliques utilisées pour les calculs numériques.

| Caractéristiques du terrain | Valeurs |
|--|---------|
| Module d'Young du sol en conditions drainées E (MPa) | 100 |
| Coefficient de Poisson en conditions drainées ν | 0.3 |
| Porosité n (%) | 0.2 |
| Module de compression du fluide K_w (MPa) | 2000 |
| Poids volumique du sol γ (kN/m ³) | 20 |
| Poids volumique de l'eau γ_w (kN/m ³) | 10 |
| Module d'Young non drainé du sol E^{nd} (MPa) | 115.24 |
| Coefficient de Poisson en conditions non drainées ν^{nd} | 0.4981 |
| Module d'Young du béton E^b (MPa) | 10000 |
| Coefficient de Poisson du béton | 0.2 |

IV.4.2.2 Résultats de calcul avec Flac2D

Après la démolition du revêtement pour la réparation, on constate une modification des contraintes dans le massif. En effet, les efforts de déconfinement $(1-\lambda_1)\sigma^o$ doivent être supportés par le sol autour de l'excavation. Les figures IV.63 et IV.64 présentent l'évolution des contraintes moyennes dans le massif autour de l'excavation avant et après la destruction du revêtement. On constate que la démolition sur toute l'épaisseur du revêtement cause une variation du champ de contraintes dans le massif.

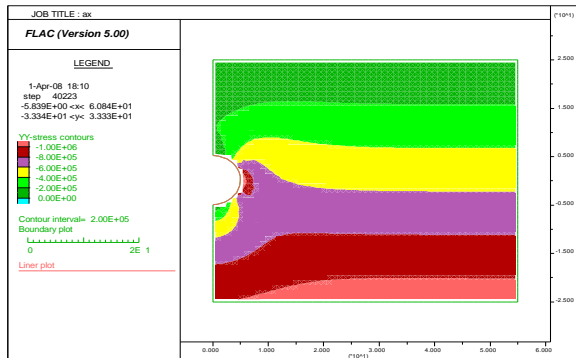


Figure IV.63 : Isovaleurs des contraintes moyennes dans le massif avant la destruction locale du revêtement.

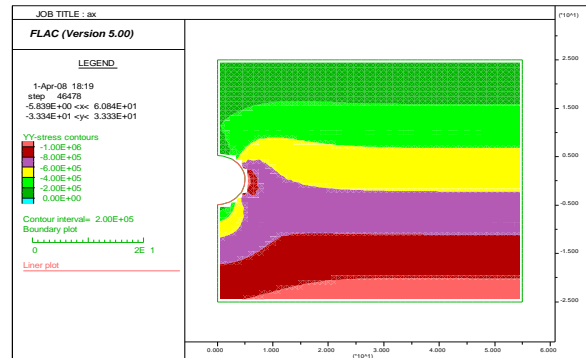


Figure IV.64 : Isovaleurs des contraintes moyennes dans le massif après la destruction locale du revêtement.

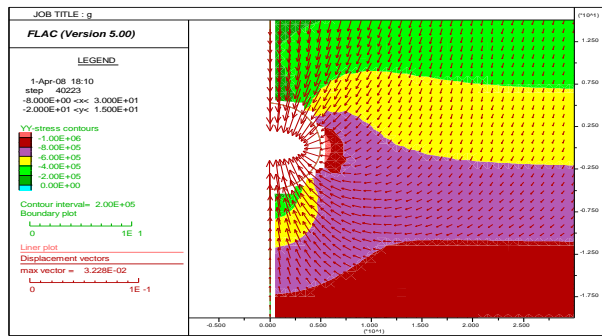


Figure IV.65 : Champ et vecteurs du déplacement vertical dans le massif avant la destruction locale du revêtement.

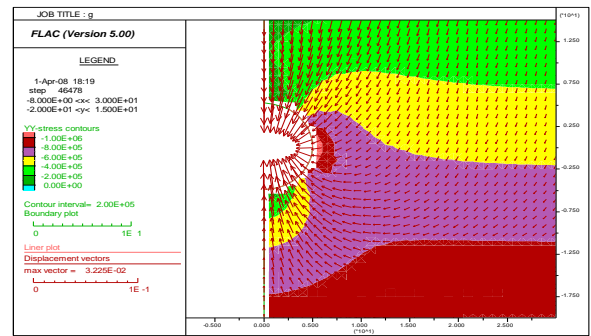


Figure IV.66 : Champ et vecteurs du déplacement vertical dans le massif après la destruction locale du revêtement.

Cette variation du champ de contraintes engendre une perturbation du champ de pression dans le massif qui ensuite redevient hydrostatique. Le chargement sur le nouveau revêtement n'est dû qu'au retour de la pression à une distribution hydrostatique ; il est beaucoup moins important qu'avant la réparation. Notons que, dans un calcul classique (sans prise en compte des effets hydrauliques), le chargement s'exerçant sur la partie du revêtement qui a été réparée serait nul.

Les figures IV.65 et IV.66 montrent le tassement de la surface du sol (vecteurs déplacement verticaux) causé par la redistribution des contraintes dans le massif avant et après la réparation du revêtement du tunnel. Le tassement (déplacement de la surface du sol) dans l'état final est plus important que dans l'état à court terme.

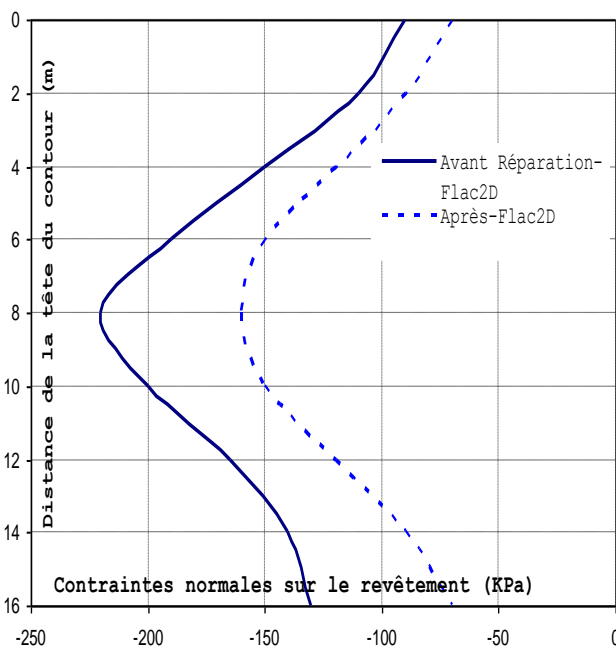


Figure IV.67 : Distribution des contraintes normales sur le contour du revêtement (kpa) avant la démolition ainsi qu'à l'état final.

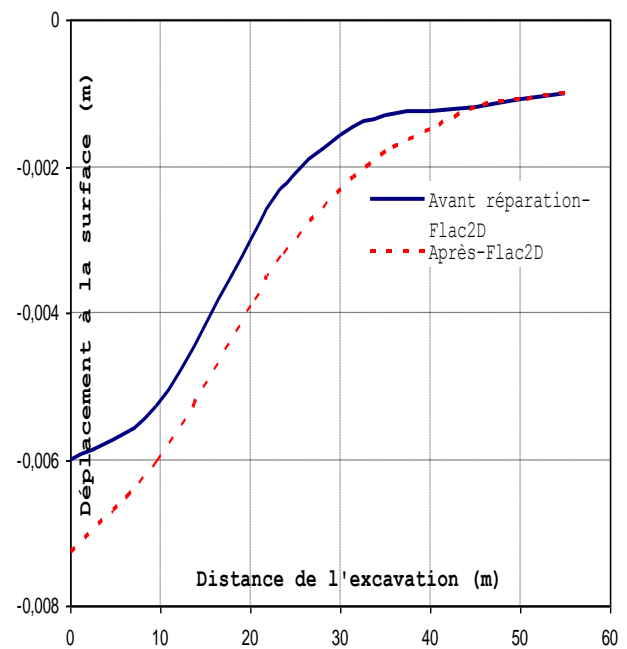


Figure IV.68 : Déplacement à la surface du massif après la démolition locale du revêtement (à court terme) et l'état final.

Les figures IV.67 et IV.68 montrent respectivement la variation de la pression sur le revêtement en béton avant et après la réparation ainsi que les déplacements à la surface causés par les travaux de

réparation.

IV.4.2.3 Influence du taux de déconfinement

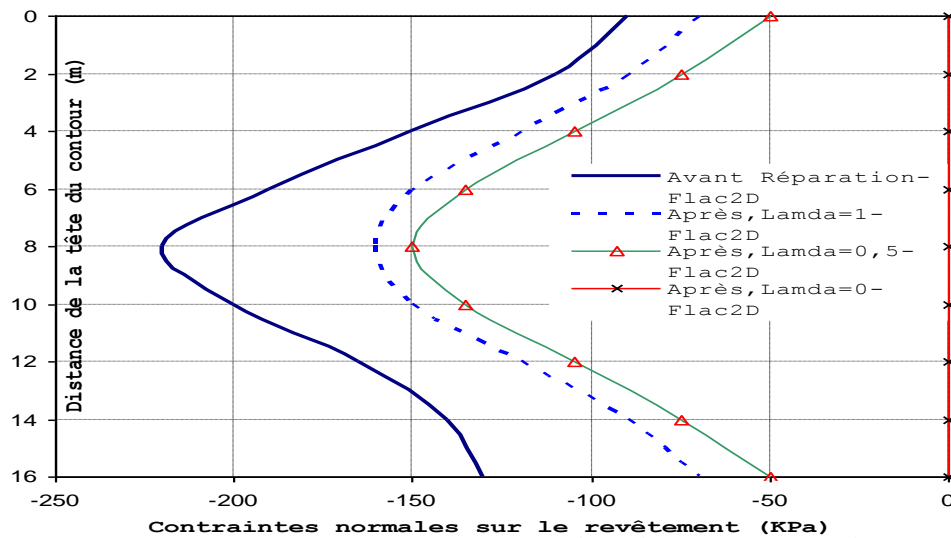


Figure IV.69 : Distribution des contraintes normales (kpa) dans le revêtement sur le contour d'excavation (λ_2 varie de 0 à 1). Flac2D.

Pour prendre en compte le fait que la zone réparée a une longueur finie, on introduit un taux de déconfinement partiel λ_2 pour simuler l'étape de démolition du revêtement existant. Plus la valeur du taux de déconfinement (Panet, 1995) associé à la démolition du revêtement λ_2 est proche de 1, plus la perturbation de la pression n'est importante. Le chargement final sur le nouveau revêtement sera donc plus important. Ceci est montré par les résultats des calculs sur la **Figure IV.69**, le paramètre λ_2 variant de 1 à 0 obtenus par la relaxation en Flac2D. On constate sur la **Figure IV.69** une diminution de la pression sur le nouveau revêtement quand λ_2 varie de 1 à 0.

IV.4.2.4 Conclusions - remarques

Les calculs qui précèdent montrent comment il est possible d'utiliser un calcul *mécanique* simple pour prendre en compte l'effet de **l'eau** dans un problème complexe, celui de la réparation du soutènement des tunnels.

Le chargement sur le revêtement du tunnel avant la réparation résulte des efforts de déconfinement correspondant au paramètre $(1-\lambda_1)$ et de l'effet des forces volumiques dues à la variation de la pression hydraulique dans le massif. Suite à la démolition locale du revêtement, ce chargement est reporté sur le sol autour de l'excavation et les parties du revêtement adjacentes. Ceci cause une perturbation du champ de la pression hydraulique dans le massif. Après la pose du nouveau revêtement, la pression revient à un état hydrostatique. Le chargement final sur le revêtement réparé traduit l'effet des forces volumiques dues à cette variation de la pression hydraulique. La prise en compte de ce phénomène dans le calcul numérique montre que le chargement sur le nouveau revêtement après réparation est moins important qu'avant la réparation (voir **Figure IV.67**).

Cependant, le calcul *bidimensionnel* ne donne pas la variation du chargement sur la partie du

revêtement qui n'a pas été réparée. De plus, la détermination du paramètre λ_2 est délicate.

IV.4.3 Modélisation numérique tridimensionnelle avec Flac3D

On a vu dans la partie précédente que la destruction locale du revêtement et sa reconstruction engendrent une perturbation des champs de contraintes et de pression de l'eau, et une redistribution du chargement entre le sol et le revêtement. Dans les calculs *bidimensionnels*, le caractère tridimensionnel du problème est pris en compte au moyen de fonctions FISH du code Flac2D Relax.Fis et Apply_rf.Fis pour spécifier des paramètres λ_1 et λ_2 , dont la détermination n'est pas simple. Il est donc intéressant d'utiliser une modélisation *tridimensionnelle* pour analyser le problème.

IV.4.3.1 Construction du jeu de données

Le calcul *tridimensionnel* est pris en compte en utilisant le maillage représenté sur la **Figure IV.71** basé sur le schéma de la **Figure IV.70**, en raison de la symétrie on prend seulement *un quart* du modèle. Les caractéristiques du massif et du béton sont les mêmes que celles utilisées dans les calculs bidimensionnels. Le revêtement est supposé parfaitement imperméable. La démolition du revêtement sera réalisée sur une longueur $L=10$ m, donc avec un paramètre $L/D=1$. Dans un deuxième temps, on fera varier ce paramètre pour voir son influence sur la redistribution des contraintes et des pressions dans le massif. Ce modèle 3D contient 912 zones et 1950 nœuds, le revêtement est constitué de 48 éléments de structure de type (*liner*) de 50 nœuds.

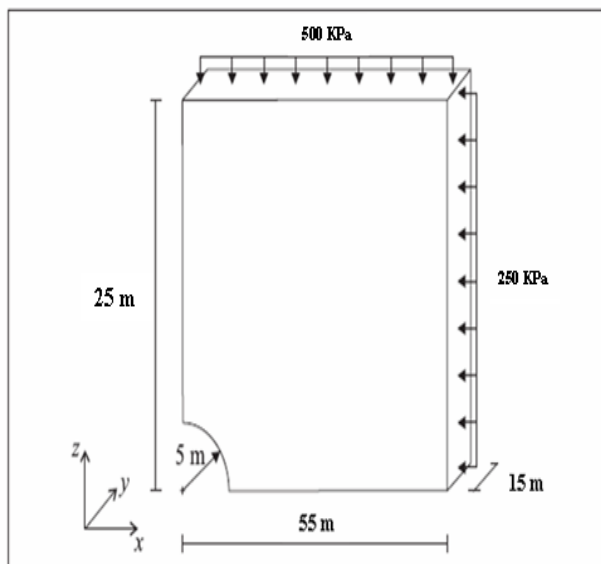


Figure IV.70 : Géométrie et chargement du modèle tridimensionnel.

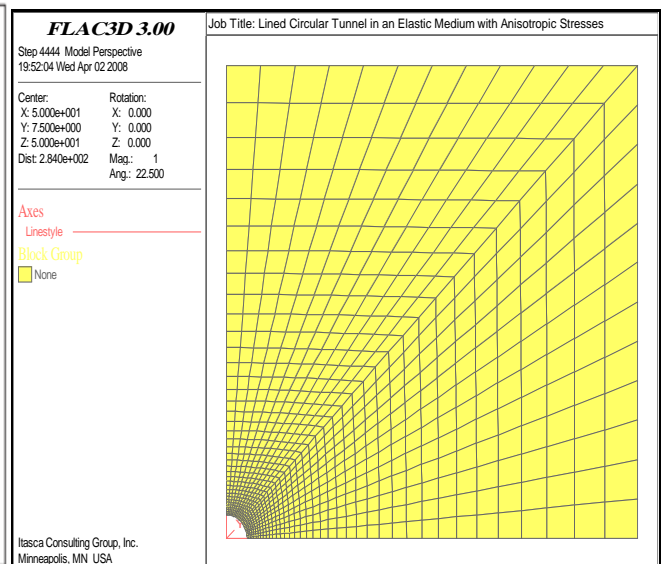


Figure IV.71 : Maillage raffiné (un quart du modèle) pour les calculs tridimensionnels.

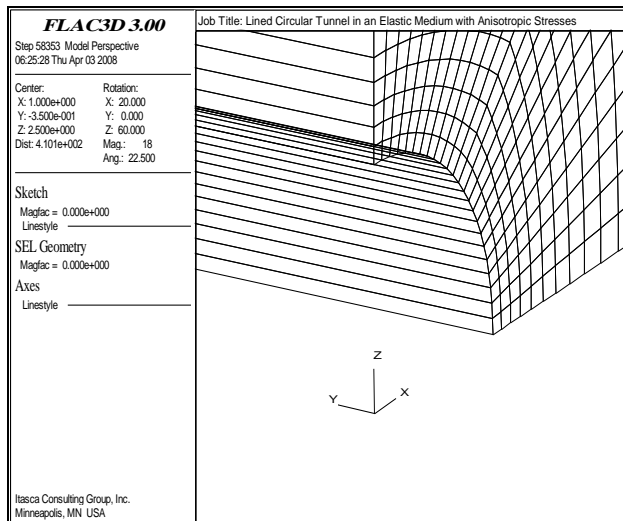


Figure II.72 : Modèle Flac3D sans installation du revêtement.

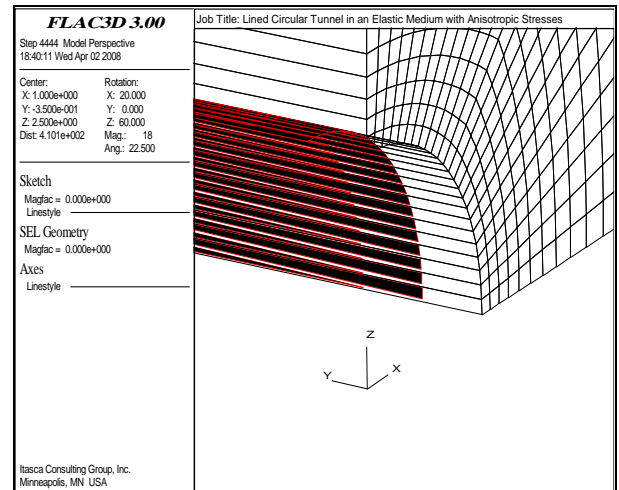


Figure IV.73 : Modèle Flac3D avec installation du revêtement

Les calculs sont réalisés en **cinq** étapes pour simuler les différents états avant et après la réparation (voir aussi le paragraphe précédent) :

- Les trois premières étapes sont destinées à déterminer le chargement sur le revêtement avant la réparation, qui résulte du déconfinement $(1-\lambda)\sigma^o$ et du rétablissement d'une pression hydrostatique dans le massif. Dans ce calcul, le taux de déconfinement λ est supposé égal à 0,5.
- Les deux dernières étapes simulent l'effet de la démolition locale du revêtement et de sa reconstruction. Le chargement final sur le nouveau revêtement est le résultat de l'effet de la variation de la pression hydraulique, qui redevient hydrostatique à long terme.

Les résultats confirment ceux des calculs bidimensionnels. On voit de plus une augmentation des contraintes finales dans le revêtement autour de la zone réparée. Cette augmentation se concentre près de la réparation et diminue quand on s'éloigne. Ainsi, on constate une diminution considérable de l'état de contraintes dans le nouveau revêtement, ainsi qu'une augmentation des contraintes dans le revêtement non réparé et une forte concentration des contraintes à la frontière entre les deux parties (figures IV.74 et IV.75).

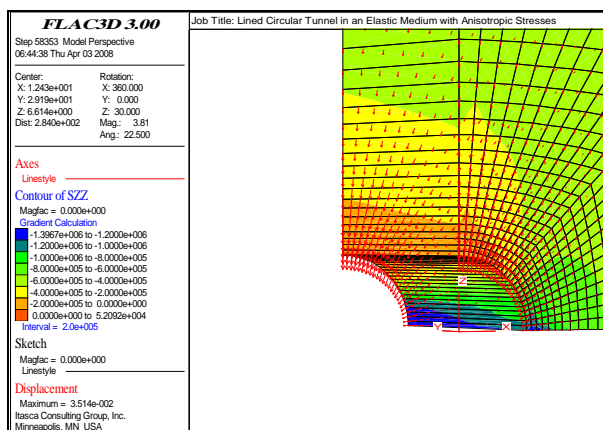


Figure IV.74 : Distribution des contraintes moyennes sur le revêtement avant la destruction du revêtement.

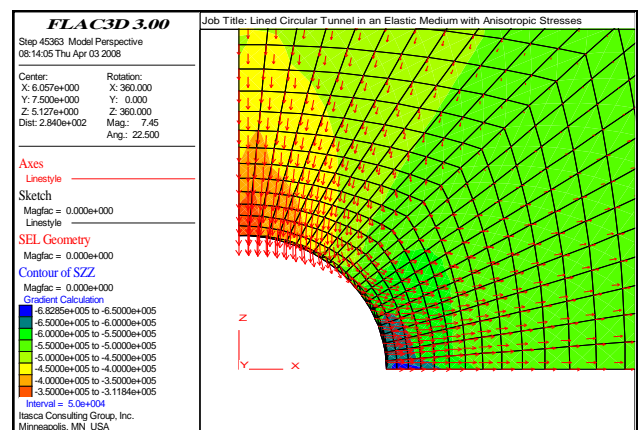


Figure IV.75 : Distribution des contraintes moyennes sur le revêtement après la réparation du revêtement.



Figure IV.76 : Coupes longitudinales EF et AB suivant l'axe (OY).

Les deux figures IV.77 et IV.78 présentent la redistribution des contraintes normales sur le revêtement après la réparation, par rapport à l'état d'avant la réparation sur les deux coupes EF et AB respectivement. On constate bien une augmentation de l'état de contraintes dans la partie non réparée et une diminution dans la partie du nouveau revêtement.

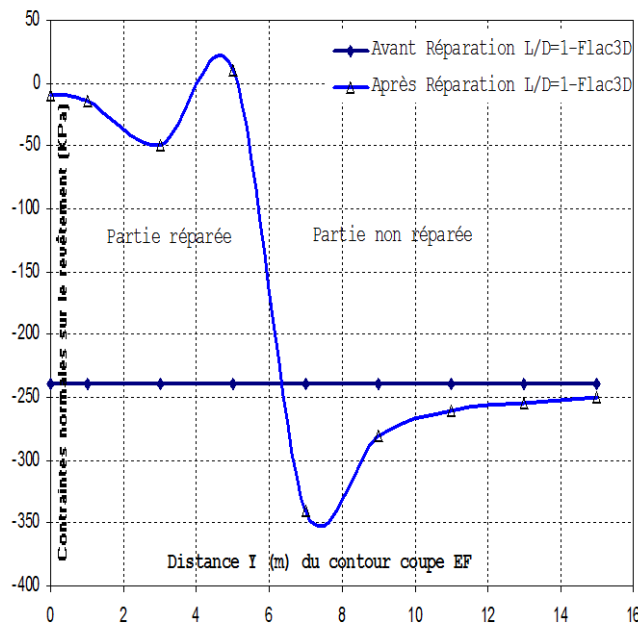


Figure IV.77 : Distribution des contraintes normales sur la coupe longitudinale EF.

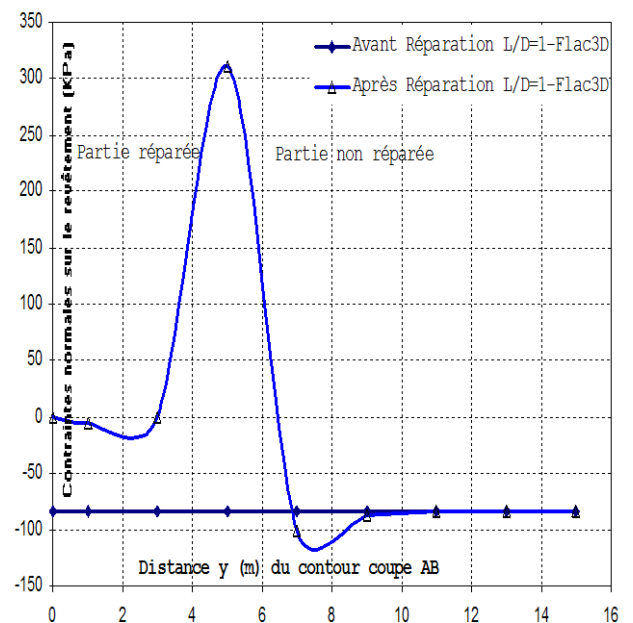


Figure IV.78 : Distribution des contraintes normales sur la coupe longitudinale AB.

IV.4.3.2 Influence de la longueur de la zone en réparation L/D

Dans cette partie du travail, on cherche à analyser l'influence de la longueur de la zone en réparation, caractérisée par le rapport de la longueur de revêtement réparé sur le diamètre du tunnel L/D . Quatre valeurs de L ont été adoptées : $L=2,5m$; $L=10m$ et $L=15m$ correspondant à L/D valant : 0,25 ; 1,0 et 1,5.

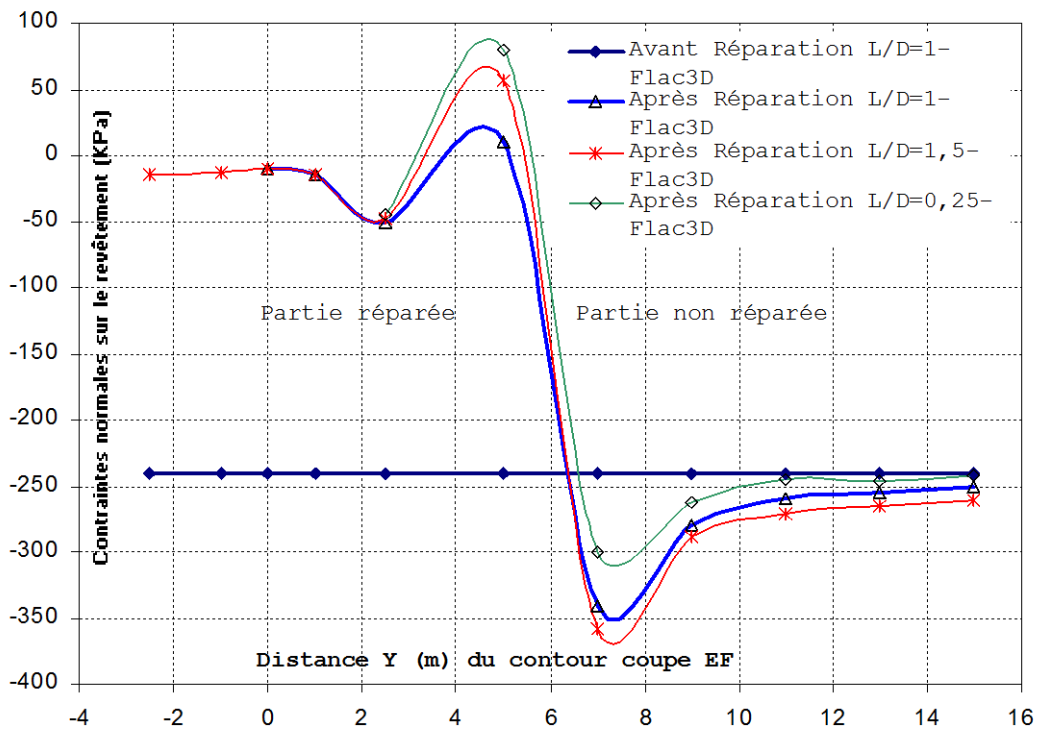


Figure IV.79 : Distribution des contraintes normales sur la coupe longitudinale EF avec L/D : 0.25 ; 1.0 ; 1.5. Flac3D.

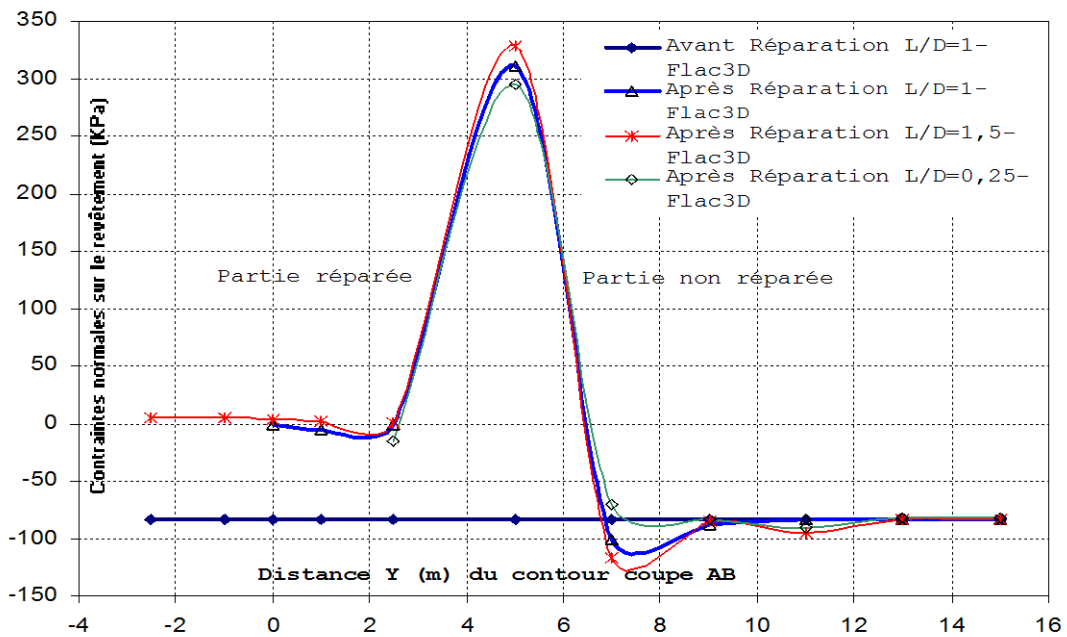


Figure IV.80 : Distribution des contraintes normales sur la coupe longitudinale AB avec L/D : 0.25 ; 1.0 ; 1.5. Flac3D.

Les résultats sont présentés sous forme des courbes de variation des contraintes normales sur les deux coupes longitudinales AB et EF (définies sur la **Figure IV.76**). On constate qu'une *augmentation* de la longueur réparée conduit logiquement à une *augmentation* du chargement sur la partie de revêtement non réparée (**figures IV.79** et **IV.80**).

IV.4.4 Comparaison aux résultats analytiques

IV.4.4.1 Cas sans prise en compte de l'eau dans le modèle (sol sec)

On suppose dans ce cas, que le revêtement est installé simultanément avec l'excavation à l'existence du champ de contraintes. Les déplacements du revêtement et les contraintes internes (en terme d'effort normal et moment), et les contraintes du contact d'interface, sont calculés sous les conditions de déformation plane pour les deux conditions aux limites d'aucun glissement fixe -no slip- (aucun déplacement du cisaillement relatif) et plein glissement -full slip- (aucune transmission de contrainte de cisaillement) à l'interface du sol-revêtement. Ces valeurs calculées sont comparées avec la solution analytique d'Einstein et Schwartz, 1979.

IV.4.4.1.1 Solution analytique

La solution analytique (Einstein et Schwartz, 1979) est exprimée utilisant la notation dans la **Figure IV.81**. Les déplacements du revêtement consistent de composantes radiale, U_s , et tangentielle, V_s . Les contraintes internes consistent en un effort normal, T , et un moment fléchissant, M . Les contraintes du contact de l'interface consistent en une composante normale σ_R , et de cisaillement $\tau_{R\theta}$.

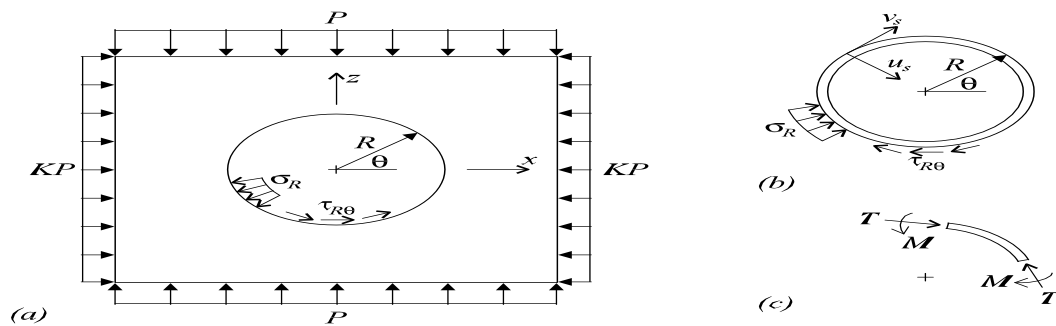


Figure IV.81 : Notation pour la solution analytique : (a) sol ; (b) revêtement de tunnel ; et (c) sens positif des contraintes internes dans le revêtement.

Solution Aucun glissement (No-Slip Solution) - Pour cette solution, la condition de limite de l'interface consiste en aucun déplacement de cisaillement relatif entre le sol et le revêtement. Cette solution est donnée dans Eqs. (IV.20) à (IV.22).

$$u_s = \frac{PR(1+\nu)}{E} \left\{ \frac{1}{2}(1+K)a_0^* + \frac{1}{2}(1-K)[4(1-\nu)b_2^* - 2a_0^*] \cos 2\theta \right\} \quad (\text{IV.20})$$

$$v_s = \frac{PR(1+\nu)}{E} \left\{ -(1-K)[a_2^* + (1-2\nu)b_2^*] \sin 2\theta \right\}$$

$$T = \frac{PR}{2} \left\{ (1+K)(1-a_0^*) + (1-K)[1+2a_2^*] \cos 2\theta \right\} \quad (\text{IV.21})$$

$$M = \frac{PR^2}{2} \left\{ \frac{1}{2}(1-K)[(1-2a_2^* + 2b_2^*) \cos 2\theta] \right\}$$

$$\sigma_R = \frac{P}{2} \left\{ (1+K)(1-a_0^*) - (1-K)[1-6a_2^* + 4b_2^*] \cos 2\theta \right\} \quad (\text{IV.22})$$

$$\tau_{R\theta} = \frac{P}{2} \left\{ (1-K) [1 + 6a_2^* - 2b_2^*] \sin 2\theta \right\}$$

Où :

θ = emplacement anguleux (dans le sens inverse des aiguilles d'une montre selon l'horizontal);

R = rayon de tunnel ;

P = contrainte verticale ;

K = coefficient de poussée des terres au repos ;

E = module de Young du sol ;

ν = coefficient de poisson du sol, et

a_0^*, a_2^*, b_2^* = coefficients dimensionnels (voir Eq. (IV.23)).

$$a_0^* = \frac{C^* F^* (1-\nu)}{C^* + F^* + C^* F^* (1-\nu)}$$

$$a_2^* = \beta b_2^*$$

$$b_0^* = \frac{C^* (1-\nu)}{2[C^* (1-\nu) + 4\nu - 6\beta - 3\beta C^* (1-\nu)]}$$

(IV.23)

$$\beta = \frac{(6 + F^*)C^* (1-\nu) + 2F^* \nu}{3F^* + 3C^* + 2C^* F^* (1-\nu)}$$

où C^* , F^* = rapport de compressibilité et flexibilité, respectivement (voir Eq. (IV.24)).

$$C^* = \frac{ER(1-\nu_s^2)}{E_s A_s (1-\nu^2)} \quad (IV.24)$$

$$F^* = \frac{ER^3(1-\nu_s^2)}{E_s I_s (1-\nu^2)}$$

où E_s = Module de Young du revêtement ;

ν_s = Coefficient de poisson du revêtement ;

A_s = aire moyenne du revêtement par unité de longueur du tunnel
(pour le revêtement d'épaisseur constante t , $A_s = t$) ; et

I_s = moment d'inertie du revêtement par unité de longueur du tunnel
(pour le revêtement d'épaisseur constante t , $I_s = t^3/12$).

Solution plein glissement (Full-Slip Solution)- Pour cette solution, la condition de limite de l'interface consiste en aucune transmission de contrainte de cisaillement entre le sol et le revêtement. Cette solution est donnée dans Eqs. (IV.25) à (IV.27).

$$u_s = \frac{PR(1+\nu)}{E} \left\{ \frac{1}{2} (1+K) a_0^* - (1-K) [(5-6\nu) a_2^* - (1-\nu)] \cos 2\theta \right\} \quad (IV.25)$$

$$v_s = \frac{PR(1+\nu)}{E} \left\{ \frac{1}{2}(1-K) \left[(5-6\nu)a_2^* - (1-\nu) \right] \sin 2\theta \right\}$$

$$T = \frac{PR}{2} \left\{ (1+K)(1-a_0^*) + (1+K) \left[1-2a_2^* \right] \cos 2\theta \right\} \quad (\text{IV.26})$$

$$M = \frac{PR^2}{2} \left\{ (1-K) \left[1-2a_2^* \right] \cos 2\theta \right\}$$

$$\sigma_R = \frac{P}{2} \left\{ (1+K)(1-a_0^*) - (1-K) \left[3-6a_2^* \right] \cos 2\theta \right\} \quad (\text{IV.27})$$

$$\tau_{R\theta} = 0$$

Où : a_0^*, a_2^* = coefficients dimensionnels (voir Eq. (IV.28)).

$$a_0^* = \frac{C^* F^* (1-\nu)}{C^* + F^* + C^* F^* (1-\nu)} \quad (\text{IV.28})$$

$$a_2^* = \frac{(F^* + 6)(1-\nu)}{2F^* (1-\nu) + 6(5-6\nu)}$$

où C^*, F^* = rapport de compressibilité et flexibilité, respectivement (voir Eq. (IV.24)).

IV.4.4.1.2 Modélisation numérique tridimensionnelle avec Flac3D

Le modèle Flac3D simule dans ce cas une tranchée mince d'un tunnel circulaire dans un sol élastique infini avec un champ de contraintes préexistant anisotrope biaxiales sous les conditions de déformations planes. La géométrie du modèle Flac3D est montrée dans la **Figure IV.71**. Les limites sont placées à une distance de **20** fois le rayon de tunnel pour se rapprocher de limites infinies. Les contraintes in-situ sont installées dans toutes les zones, et aussi appliquées comme charges qui agissent sur les limites lointaines. Les conditions de déformation planes sont mises en vigueur en incluant une tranchée mince de dol dans la direction y et imposant les conditions aux limites symétriques sur ces deux surfaces. Les conditions aux limites symétriques sont aussi imposées sur les plans à $x = 0$ et $z = 0$. Pour les nœuds du maillage, cela nécessite de maintenir à zéro le déplacement normal au plan. Pour les nœuds, cela exige de maintenir à zéro le déplacement normal au plan et à zéro la rotation des deux axes qui s'allongent dans le plan. (Les conditions nodales appropriées sont imposées par réalignant et fixant les systèmes des nœuds-locaux appropriés, et spécifiant aussi les conditions adéquates de la fixité de vitesse.

Le maillage Flac3D contient une seule couche de zones dans la direction y, et elle est raffinée en se déplaçant loin du tunnel (voir la **Figure IV.71**). Le raffinement du maillage est contrôlé par la variable du *nzone* qui dénote le nombre de zones le long de la limite de tunnel. Les éléments de structure du revêtement avec un modèle raffiné est attaché aux faces de zone qui s'allongent le long de la limite de tunnel (voir la **IV.73**). Chaque élément de structure du revêtement (linerSEL) utilise

les éléments de coque fini DKT-CST. Les rigidités de l'interface sol-revêtement (k_n et k_s) sont choisies utilisant l'Eq. (IV.29) dans les Éléments Structuraux (manuel Flac3D), et augmenter la valeur par un facteur de **100** comme suggéré dans le texte au-dessous de cette équation. (Nous confirmerons que le critère de petite déformation de l'interface est rencontré pour notre modèle ci-dessous.)

L'attribution des propriétés mécaniques (en particulier rigidité) à une interface dépend de la manière dans laquelle l'interface est employée. D'une manière générale les valeurs recommandées par les auteurs de Flac consistent à prendre K_n et K_s **dix** fois plus élevés que la raideur équivalente de la zone voisine la plus raide. La rigidité apparente d'une zone dans la direction normale est :

$$\max \left[\frac{\left(k + \frac{4}{3} G \right)}{\Delta z_{\min}} \right] \quad (\text{IV.29})$$

Où : K et G sont le module volumique et de cisaillement respectivement ; et Δz_{\min} est la plus petite dimension dans la direction normale (voir **Figure IV.82**). La notation Max [] indique que la valeur maximale sur toutes les zones adjacentes à l'interface doit être employée.

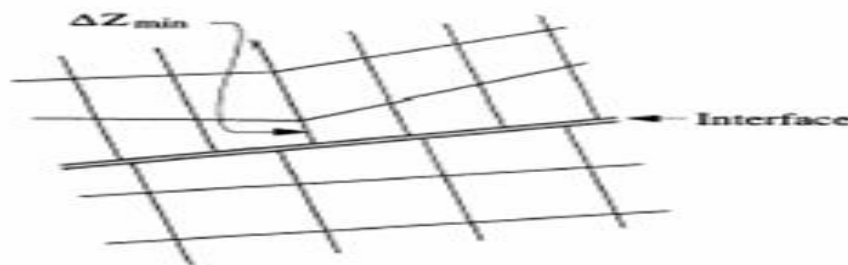


Figure IV.82. Dimension de la zone utilisée pour le calcul des raideurs (Itasca Manuel Flac).

Cette recommandation permet de ne pas pénaliser les temps de calcul lors de la prise en compte d'une interface.

Il faut noter que l'équation (IV.29) est strictement appliquée seulement pour une surface plane soumise à une pénétration normale. Si la surface est courbée, comme le cas d'une excavation circulaire, la rigidité apparente doit être augmentée la valeur par un facteur de **10** à **100** (Manuel Flac3D).

IV.4.4.1.3 Résultats et Discussion - Estimation Qualitative

On confirme que la déformation de l'interface est petite relative à la déformation de la zone (et donc confirme que les rigidités élastique de l'interface, k_n et k_s , sont assez grandes) en traçant les déplacements des points du maillage et les nœuds à la couronne (*crown*) de tunnel et ligne circonférentielle (*springline*) (voir la **Figure IV.83**). Le déplacement relatif entre les points du maillage (*gridpoints*) et les nœuds sont petits comparés avec le déplacement des points du maillage.

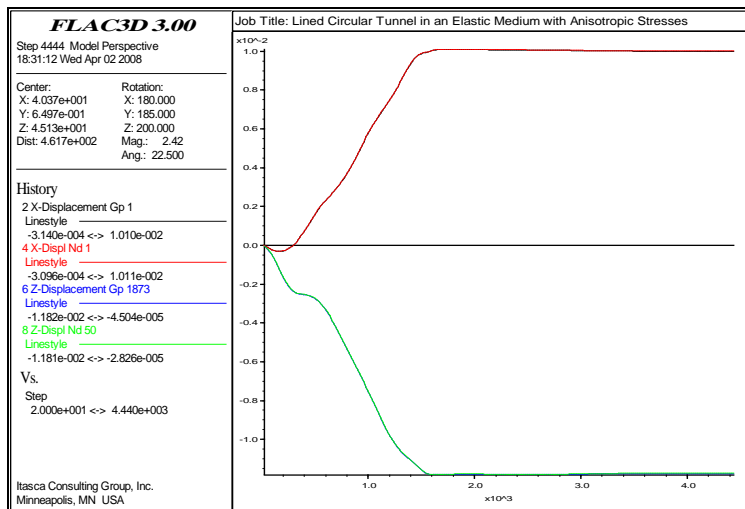


Figure IV.83 : Déplacements des points du maillage et nœuds à la couronne de tunnel (Gp 109, Nd 14) et ligne circconférentielle (Gp 1, Nd 1) pour le cas sans glissement.

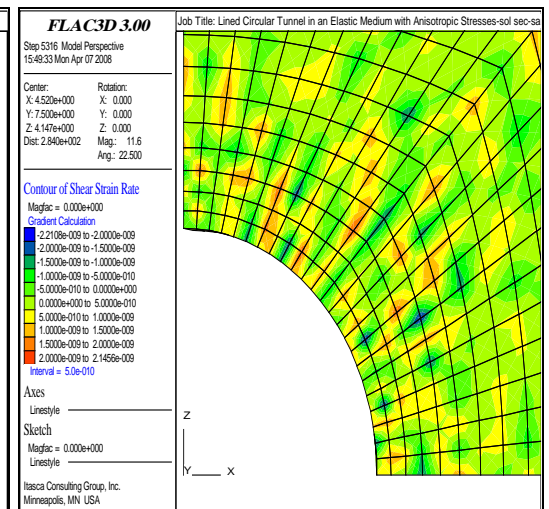


Figure IV.84 : Champ de déformation du sol avant installation du revêtement.

Si le modèle est exécuté *sans* revêtement (en faisant bloquer dans le programme par les (;) les commandes du revêtement SEL liner, SEL node et HISTORY sel node), la couronne (*crown*) de tunnel et ligne circconférentielle (*springline*) les deux se déplacent vers l'intérieur (voir la **Figure IV.86**). Les déplacements Max du sol sont importants ($U_{Max (SOL)}=3.910 \cdot 10^{-2}$ m). Lorsque le revêtement est installé, la couronne de tunnel se déplace encore vers l'intérieur, mais la ligne circconférentielle de tunnel se déplace à l'extérieur (voir la **Figure IV.88**), ($U_{Max (SOL)}= 1.175 \cdot 10^{-2}$ m et $U_{Max (SEL)}=1.174 \cdot 10^{-2}$ m), parce que le revêtement résiste aux mouvements du sol intérieur. Si le revêtement est permis à glisser à l'interface revêtement-sol (en mettant la propriété de revêtement de cs_{soh} égale à zéro), un mouvement de cisaillement relatif (*relative shearing motion*) se produit entre le revêtement et le sol et augmente les déplacements $U_{Max (SOL)}= 1.402 \cdot 10^{-2}$ m et $U_{Max (SEL)}= 1.385 \cdot 10^{-2}$ m (voir la **Figure IV.90**).

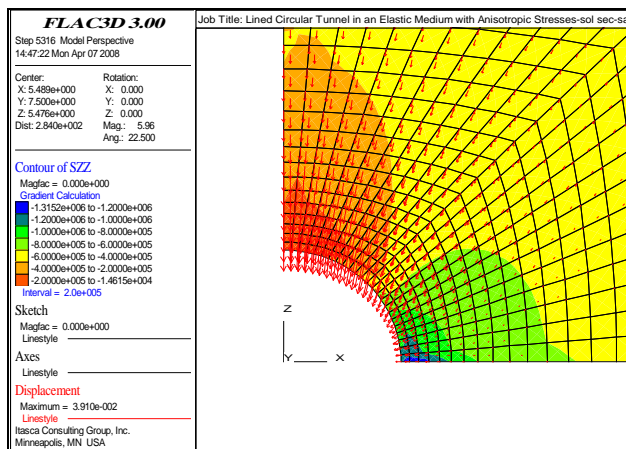


Figure IV.85 : Champ de contraintes verticales totales et vecteur de déplacements dans le modèle avant l'installation du revêtement.

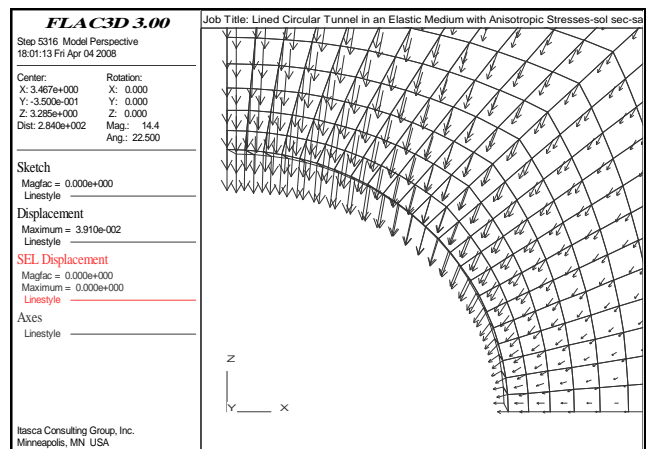


Figure IV.86 : Champ de déplacements du sol avant installation du revêtement. Flac3D. $U_{Max (sol)}=3.910 \cdot 10^{-2}$ m.

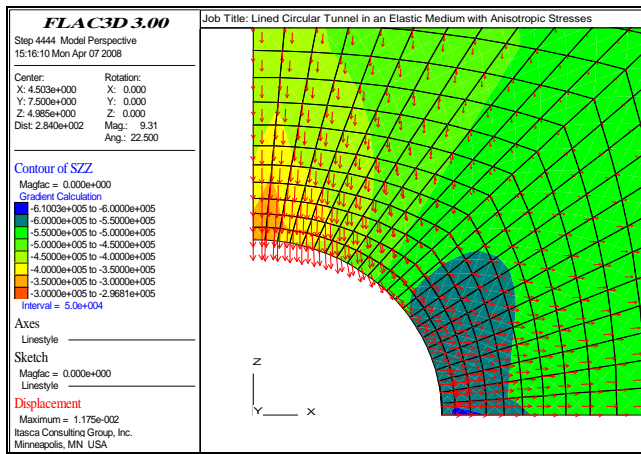


Figure IV.87 : Champ de contraintes verticales totales et vecteur de déplacements dans le modèle après l'installation du revêtement. Flac3D. Sans glissement.

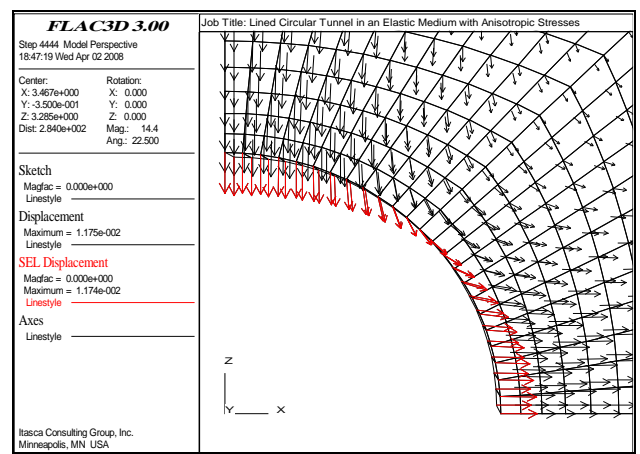


Figure IV.88 : Champ de déplacements du sol après installation du revêtement. Flac3D. $U_{Max}(SOL)=1.175e-2$ m et $U_{Max}(SEL)=1.174 e-2$ m. Sans glissement.

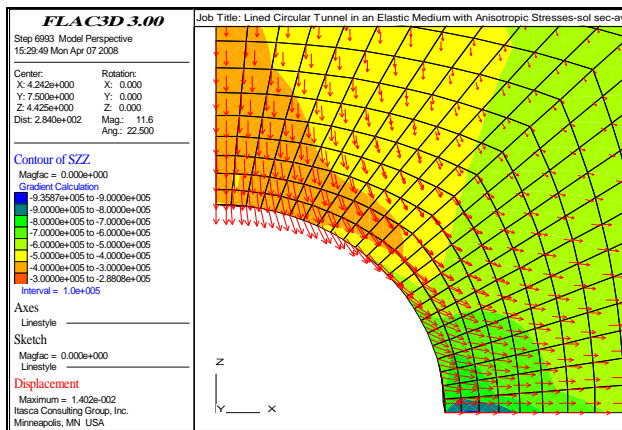


Figure IV.89 : Champ de contraintes verticales totales et vecteur de déplacements dans le modèle après l'installation du revêtement. Avec glissement.

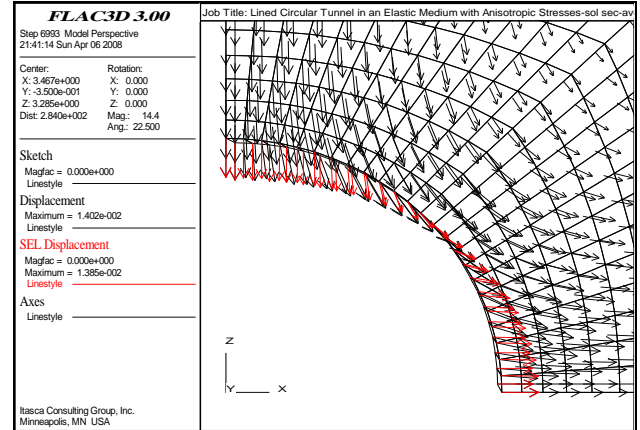


Figure IV.90 : Champ de déplacements du sol après installation du revêtement. Flac3D. $U_{Max}(SOL)=1.402e-2$ m et $U_{Max}(SEL)=1.385 e-2$ m. Avec glissement.

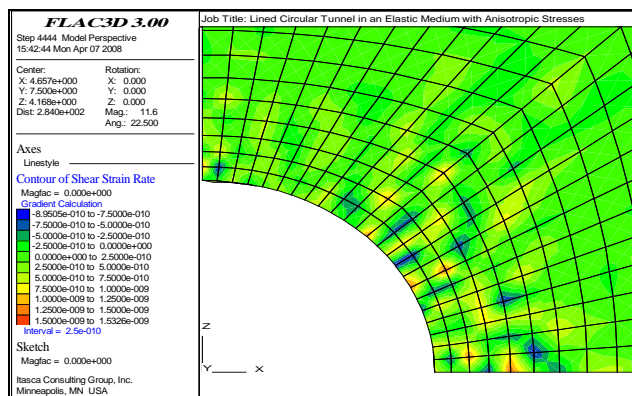


Figure IV.91 : Champ de déformation du sol après installation du revêtement. Sans glissement.

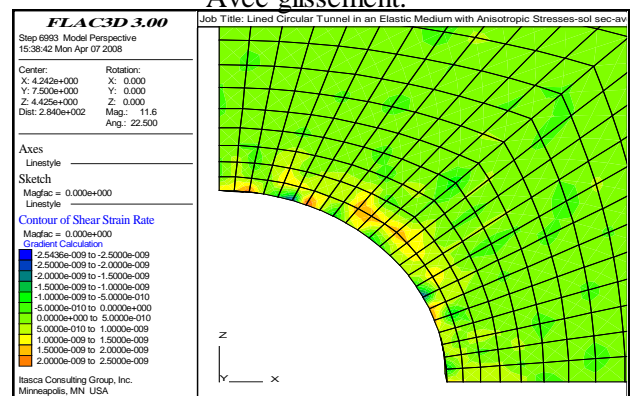


Figure IV.92 : Champ de déformation du sol après installation du revêtement. Avec glissement.

Ces figures montrent que :

- Les SZZ (avec glissement) $>$ SZZ (sans glissement), mais SZZ (avec glissement) $<$ SZZ (sans revêtement).

- Les déformations (avec glissement) > aux déformations (sans glissement), mais < aux déformations (sans revêtement).

Avec : *SZZ*: Contraintes totales verticales.

L'effort normal, T , et le moment fléchissant, M , dans le revêtement pour les deux cas no-slip et full-slip sont montrés dans les **figures IV.93 à IV.96**. Lorsque le revêtement est permis à glisser, l'effort normal devient plus uniforme (constant) et le moment fléchissant *augmente légèrement*. Nous définissons un système de coordonnées de la surface du revêtement dont l'axe x se trouve le long de l'axe de tunnel (dans la direction globale y), et l'axe z est normal au mis surface de coque (dirigée vers l'intérieur). Cela correspond à la direction $surf_x = (0, 1, 0)$ pendant la procédure de la récupération des contraintes. (Le système de la coordonnée de la surface doit être spécifié). En termes de ce système, l'effort normal correspond avec la contrainte de la membrane résultant, N_y , et le moment fléchissant correspond avec la contrainte fléchissant résultant, M_y . Dans ces graphes, le revêtement est orienté tel qui est gauche à droite correspond avec l'emplacement angulaire θ dans la solution analytique (*closed-form solution*) qui varie de zéro à quatre-vingt-dix degrés (90°). Notons que ces valeurs de N_y et M_y sont de signe du contraire aux valeurs de T et M de la solution analytique. (N_y positif étend la coque, et M_y positif produit de contrainte positive à la fibre externe (*outer fiber*) sur le côté de la coque défini par la direction z positive du système de la surface).

Les contraintes du contact de l'interface σ_R et $\tau_{R\theta}$ pour les deux cas 'no-slip' et 'full-slip' sont montrées dans les **figures IV.97 à IV.100**. Les contraintes normales positives indiquent la séparation, et cette convention est opposée de celle de la solution analytique. Les graphes de contraintes de cisaillement représentent seulement la magnitude - la direction peut être imprimée ou peut être accédée par les fonctions `FISH sl_rstr dir`.

Résultats du cas sans prise en compte de l'eau dans le modèle Flac3D direction $surf_x = (0, 1, 0)$

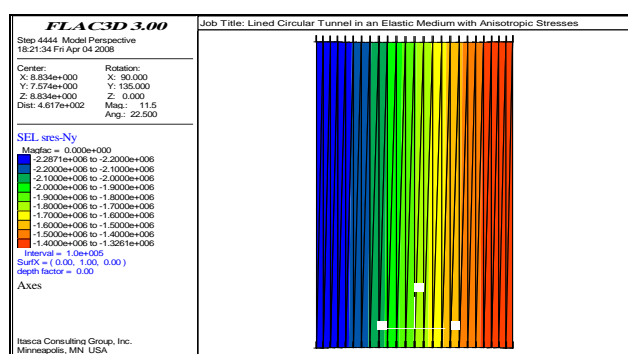


Figure IV.93 : Effort normal dans le revêtement. (Axial thrust in liner). Sans glissement.

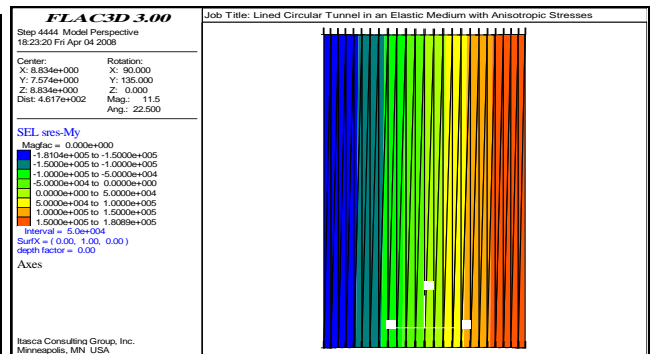


Figure IV.94 : Moment fléchissant dans le revêtement (Bending moment in liner). Sans glissement.

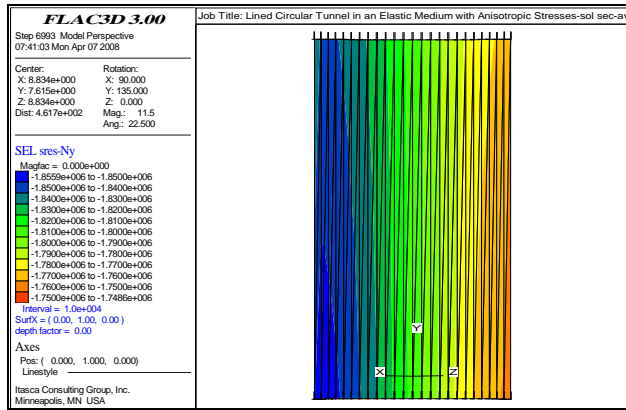


Figure IV.95 : Effort normal dans le revêtement. Avec glissement.

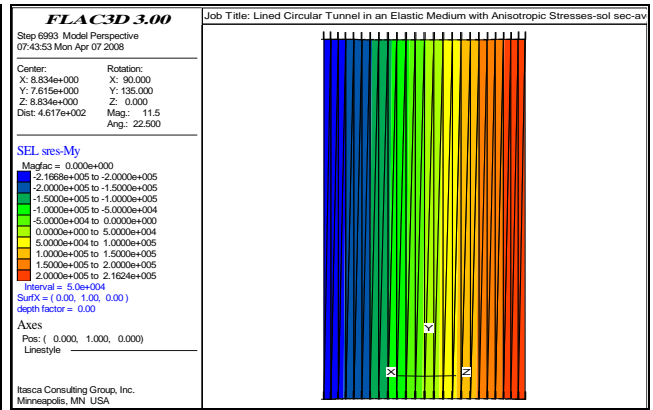


Figure II.96 : Moment fléchissant dans le revêtement. Avec glissement.

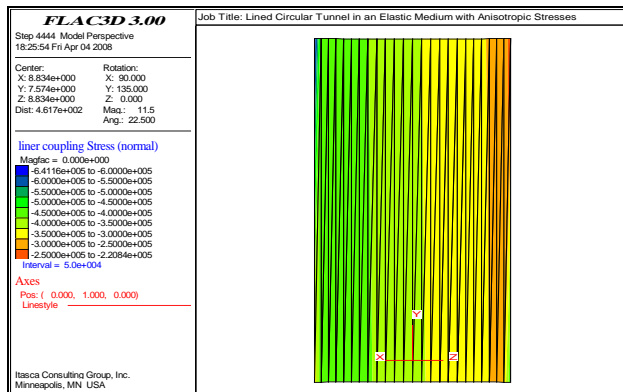


Figure IV.97 : Contrainte normale de contact de l'interface. Sans glissement.

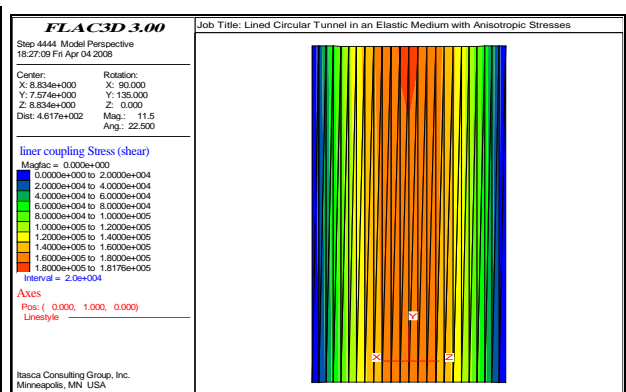


Figure IV.98 : Contrainte de cisaillement de contact de l'interface. Sans glissement.

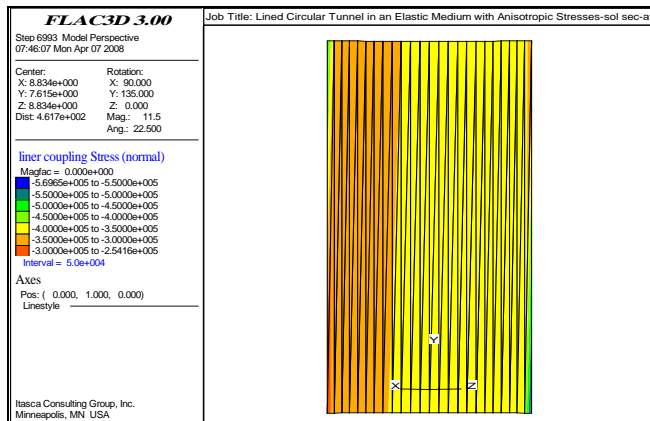


Figure IV.99 : Contrainte normale de contact de l'interface (Interface normal contact stress). Avec glissement.

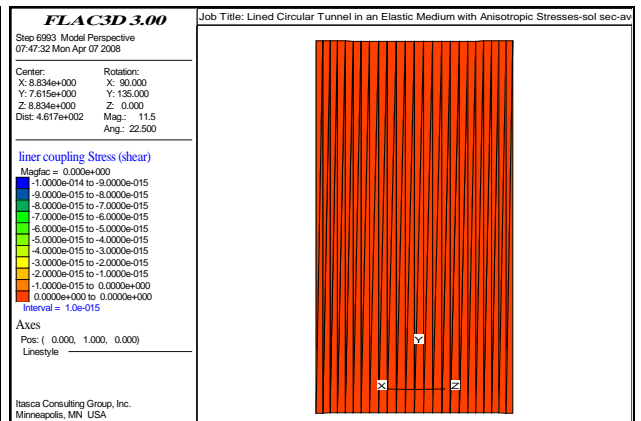


Figure IV.100 : Contrainte de cisaillement de contact de l'interface (Interface shear contact stress). Avec glissement.

Une comparaison **quantitative** des déplacements du revêtement, les contraintes internes et contraintes du contact de l'interface avec les solutions analytiques pour le cas **sans** prise en compte de l'effet de l'eau (les deux cas no-slip et full-slip) est montrée dans les **figures IV.101** à **IV.109**. Les fonctions FISH du fichier de données (*COMPARE.DAT*) extraient les valeurs nécessaires du modèle Flac3D (*LINER.SAV*) et les comparent avec les valeurs analytiques. La solution analytique des deux cas no-slip et full-slip est utilisée en mettant les variables FISH no slip à 1 ou 0,

respectivement. Les déplacements du revêtement (U_s et V_s) sont attribués aux nœuds utilisant la fonction du *nd_rdisp*. Les contraintes internes (T et M) sont attribuées aux centroids du revêtement utilisant la fonction du *sst sres*. Aussi, Les contraintes du contact de l'interface (σ_R et $\tau_{R\theta}$) sont attribuées aux centroids du revêtement en calculant la valeur moyenne des trois spiral couplées (*coupling springs*) aux nœuds du revêtement utilisant la fonction *sl rstr*.

Pour les deux cas no-slip et full-slip, les réponses comparent bien avec la solution analytique. Les déplacements du revêtement égalent la solution analytique, avec une erreur maximale d'approximativement 2% à la couronne de tunnel. L'effort normal égale la solution analytique, avec une erreur maximale d'approximativement 1.2%. Les contraintes du contact de l'interface égalent la solution analytique loin des fins modélisées (θ égale à 0 et 90 degrés). Il y a une erreur d'approximativement 10% aux emplacements de la fin (voir les graphes dans les **figures IV.104** et **IV.109**) qui due à la non-symétrie du maillage. L'aire attribuée aux deux nœuds à chaque fin n'est pas la même, parce que c'est l'addition d'un tiers de l'aire de chaque **linerSEL** qui utilise le nœud. À chaque fin, un nœud a deux fois l'aire de l'autre, et cela affecte le calcul des contraintes tel que le résultat est non-symétrique. On note que les deux graphes joignent la solution analytique, et que leur valeur moyenne égale la solution analytique.

Le moment fléchissant égale aussi la solution analytique ; cependant, l'erreur maximale est approximativement 12%, avec la solution calculée qui sous-estime régulièrement la valeur analytique. La raison pour ce comportement n'est pas sue ; cependant, il peut résulter de la manière dont les nœuds sont reliés aux zones Flac3D. Le mouvement translationnel des nœuds est imposé par le champ de déformation de zones, mais le mouvement rotationnel des nœuds est libre - les rotations se développent en réponse au mouvement translationnel imposé par la déformation de zones. Bien que le système de zone-coque reproduise les déplacements translationnels corrects (notons que la fermeture (*close*) égale des déplacements du revêtement avec la solution analytique qui vérifie que la rigidité du système total est correcte), les zones n'imposent aucune sorte de mouvement rotationnel sur les nœuds. Les éléments de coque sont forcés à égaler le champ translationnel correct (à chaque nœud), imposant de cette façon une forme linéaire à la structure de coque, qu'alors résulte du champ rotationnel qui correspond avec cette forme. La précision améliorée dans le calcul du moment peut exiger la précision de plus haut ordre dans le champ rotationnel. Ce n'est pas clair comment cela peut être accompli, parce que les degrés de liberté rotationnel ne sont pas présents dans une représentation continue, et les calculer du champ de déformation de zone, qui est linéaire sur chaque zone, serait équivalent à l'approximation qui se produisait déjà dans chaque élément de coque. Par conséquent, il devrait être gardé dans l'esprit que les contraintes fléchissant résultant calculées par les éléments de coque lorsqu' ils sont attachés aux zones peuvent avoir tendance à sous-estimer les vraies valeurs par autant de 12%.

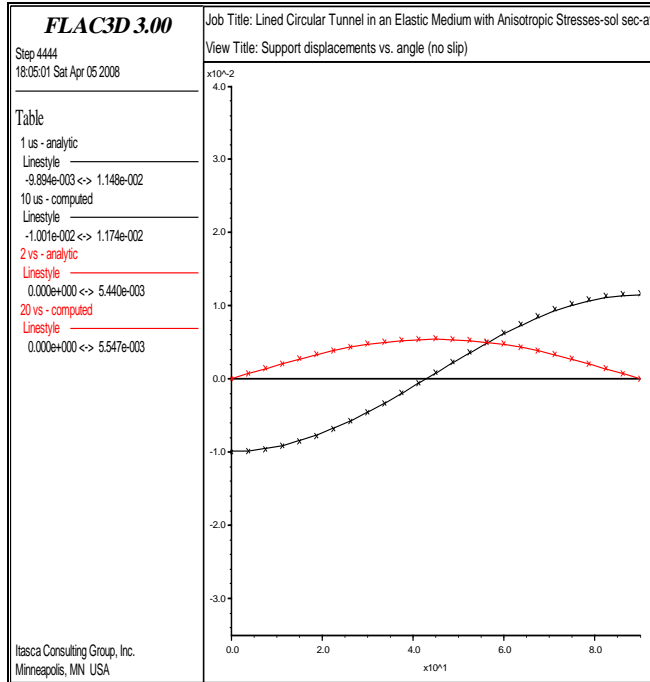


Figure IV.101 : Déplacements radial et tangentiel du revêtement en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques. Sans glissement.

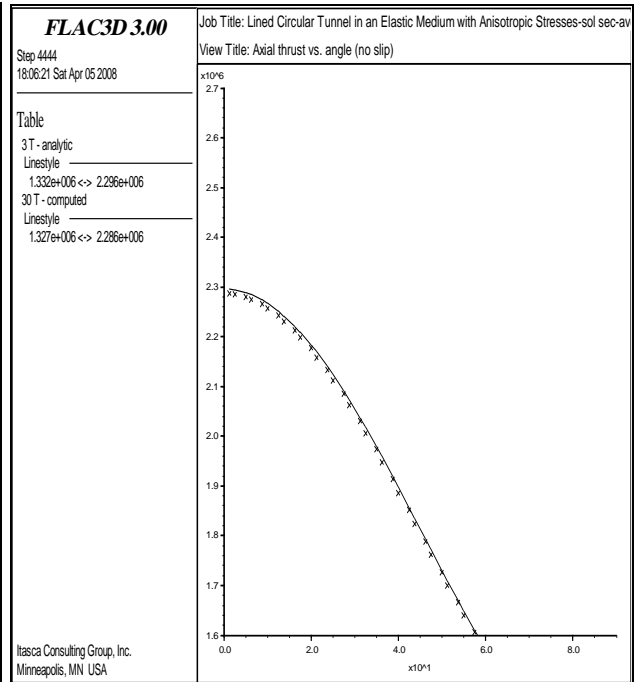


Figure IV.102 : Effort normal du revêtement en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques. Sans glissement.

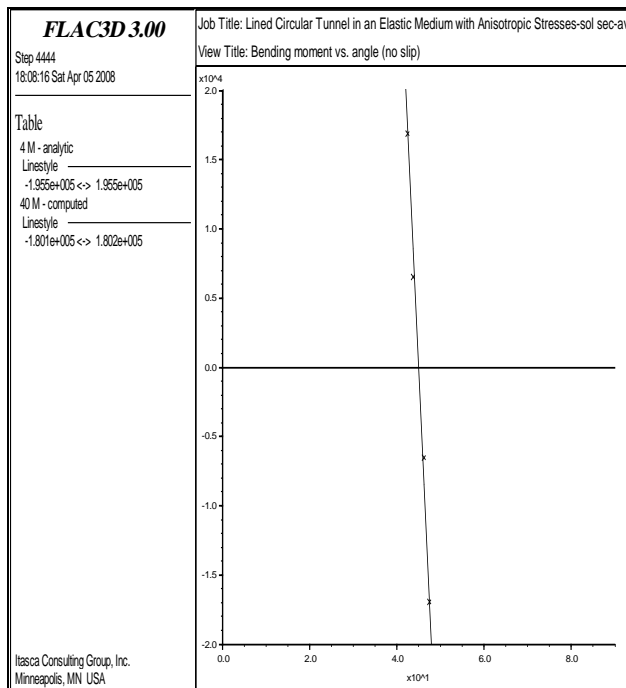


Figure IV.103 : Moment fléchissant en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques). Sans glissement.

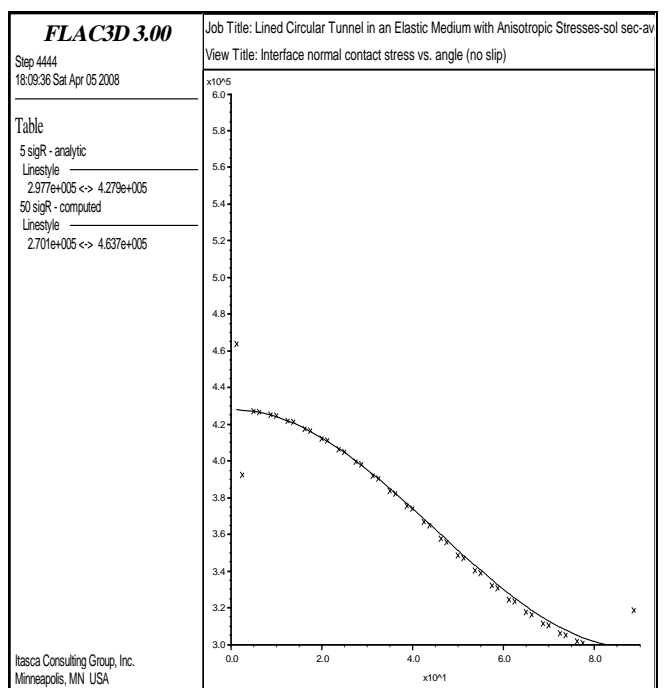


Figure IV.104 : Contrainte normale de l'interface du contact en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques). Sans glissement.

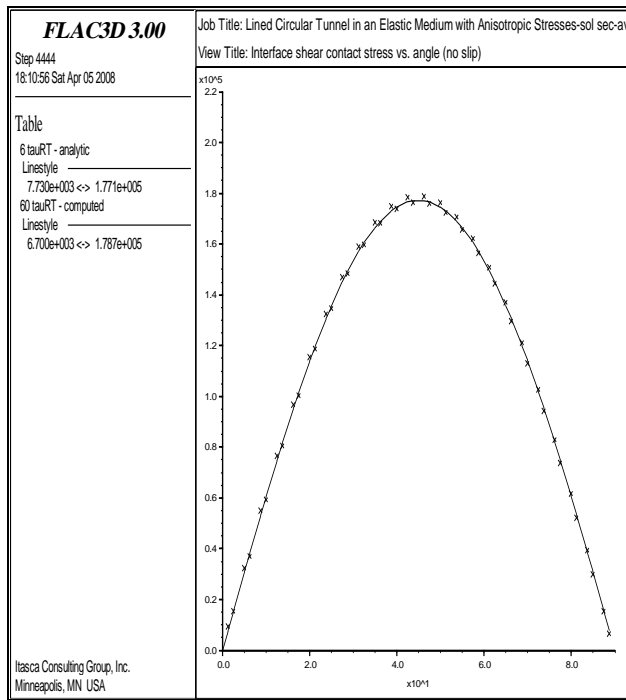


Figure IV.105 : Contrainte de cisaillement de contact de l'interface en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques). Sans glissement.

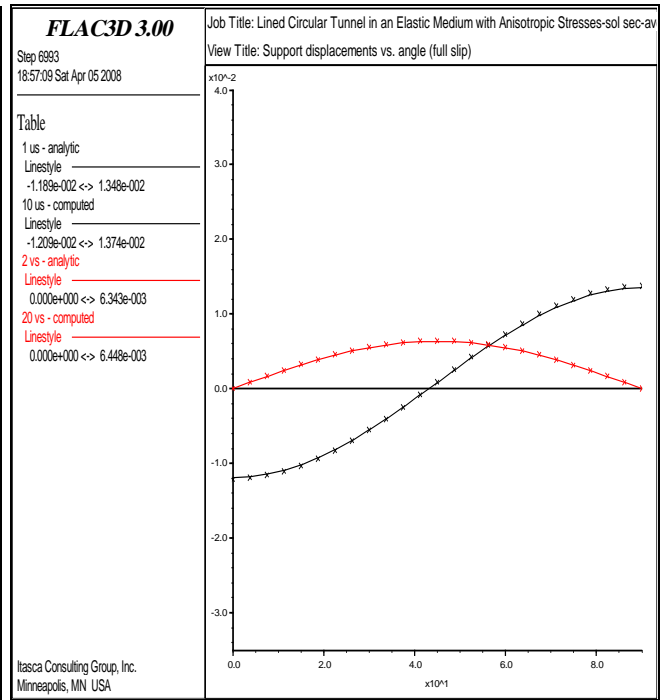


Figure IV.106 : Déplacements radial et tangentiel du revêtement en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques). Avec glissement.

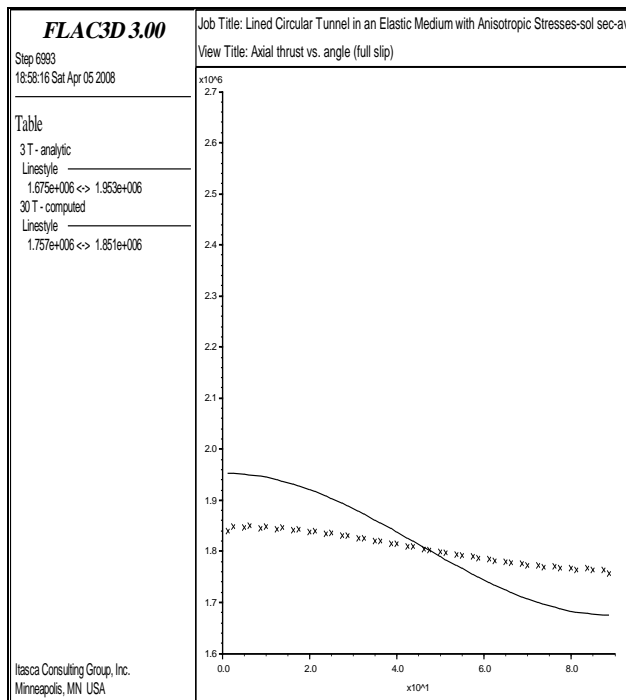


Figure IV.107 : Effort normal du revêtement en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques). Avec glissement.

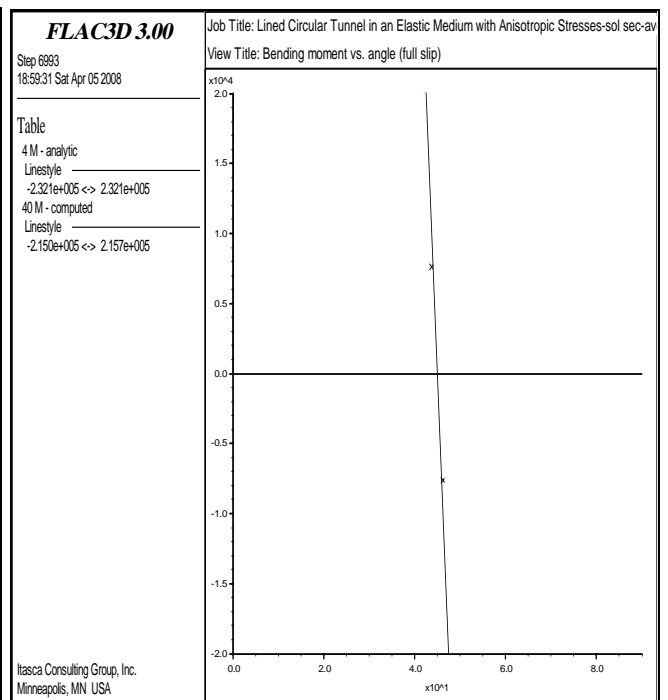


Figure IV.108 : Moment fléchissant en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques). Avec glissement.

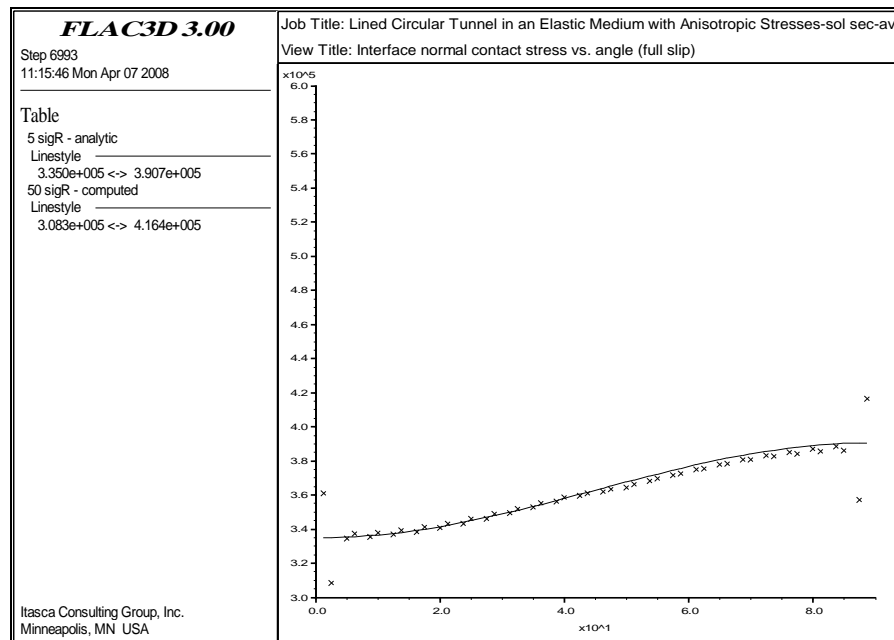


Figure IV.109 : Contrainte normale de contact de l'interface en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques). Avec glissement.

IV.4.4.2 Cas Avec prise en compte de l'eau dans le modèle

IV.4.4.2.1 Calculs couplés et découplés

Une façon simple de prendre en compte l'effet différé de l'évolution du champ de pression est d'appliquer une pression initiale dans le sol et sur le revêtement. Cette pression est simulée dans le code Flac3D par les commandes *Ini PP* et *Fix PP* ou *Apply PP*.

Donc, cette simulation numérique est exécutée dans deux modes de calcul (comme une analyse « *couplée* » et "*découplée*").

Calculs couplés

Cette simulation est exécutée en une seule étape (comme une analyse "*couplée*"). Les deux calculs écoulement (Fluid) et mécanique (Mech) se font simultanément par les commandes *Set Flow On* et *Set Mech On*.

Calculs découplés

Cette simulation est exécutée dans deux étapes (comme une analyse "*Découplée*"). D'abord, un calcul seulement de l'écoulement est exécuté pour établir la distribution des *pressions interstitielles*. Puis, un calcul seulement mécanique est exécuté pour établir le changement dans l'état des *contraintes* et le chargement dans le revêtement dû à la pression de l'eau qui agit sur le revêtement. Pour la surface de l'eau localisée à $z = 25$ m dans ce modèle (0 m au-dessous de la surface du sol), et le fond du modèle situé à $z = 0$ m, la pression interstitielle varie linéairement de *zéro* à $z = 25$ m et à $250\,000\text{ Pa} = 0.25\text{ MPa} = (\rho * g * h)$ à $z = 0$ m.

Le mode de calcul mécanique est bloqué, et le calcul de l'écoulement est permis.

La distribution des pressions interstitielles devrait correspondre à un état de l'écoulement permanent ie à long terme. Des pas de calcul sont nécessaires à satisfaire l'écoulement permanent dû à la variation dans le zonage. La commande *Solve Set Mech Off* est exécutée pour calculer cet état.

La réponse mécanique qui résulte de la distribution des pressions interstitielles est calculée dans un second temps. Le mode de calcul d'écoulement est bloqué. Le mode de calcul mécanique est permis dans ce cas. Ces calculs montrent comment il est possible d'utiliser un calcul mécanique simple pour prendre en compte l'effet de l'eau dans un problème complexe, celui de la réparation du soutènement des tunnels.

Enfin, la démarche pour prendre en compte la variation de pression dans les calculs découplés est simple à mettre en œuvre, même pour des problèmes complexes.

Une comparaison avec la solution couplée (à l'aide du mode de calcul hydromécanique couplé du code Flac3D) donne une concordance **parfaite** dans ce cas de tunnel circulaire en 3D et les calculs mécaniques prennent un laps du temps **moins** comparés aux calculs couplés ; pour les deux modes de calcul les déplacements $U_{Max (SOL)} = 1.471 \cdot 10^{-2}$ m et $U_{Max (SEL)} = 1.469 \cdot 10^{-2}$ m. Néanmoins, on a constaté que les calculs découplés seulement de l'écoulement, *Set Mech off*, nécessitent beaucoup de temps pour arriver à l'état d'équilibre (écoulement permanent à long terme). Par conséquent, dans l'étude paramétriques afin d'avoir la réponse mécanique qui résulte de la distribution des pressions interstitielles, on a fait recours aux calculs *couplés* qui sont mieux adaptés dans ce cas.

Les **figures IV.112** et **IV.116** montrent respectivement la variation de la pression interstitielle sur le revêtement en béton ainsi que les vecteurs écoulements dans le modèle *avant* et *après* installation du revêtement.

Les **figures IV.115** et **IV.118** montrent le tassement de la surface du sol et déplacements du revêtement (vecteurs déplacement verticaux) causés par la redistribution des contraintes dans le massif avant et après la réparation du revêtement du tunnel. Les déplacements dans l'état *sans* revêtement sont *plus importants* que dans l'état *avec* revêtement.

IV.4.4.2 Résultats et Discussion - Estimation Qualitative

Nous confirmons aussi dans ce cas que la déformation de l'interface est petite relative à la déformation de la zone (et donc confirme que les rigidités élastique de l'interface, k_n et k_s , sont assez grandes) en traçant les déplacements des points du maillage et les nœuds à la couronne de tunnel et ligne circonférentielle (voir la **Figure IV.110**). Le déplacement relatif entre les points du maillage et les nœuds sont petits comparés avec le déplacement des points du maillage.

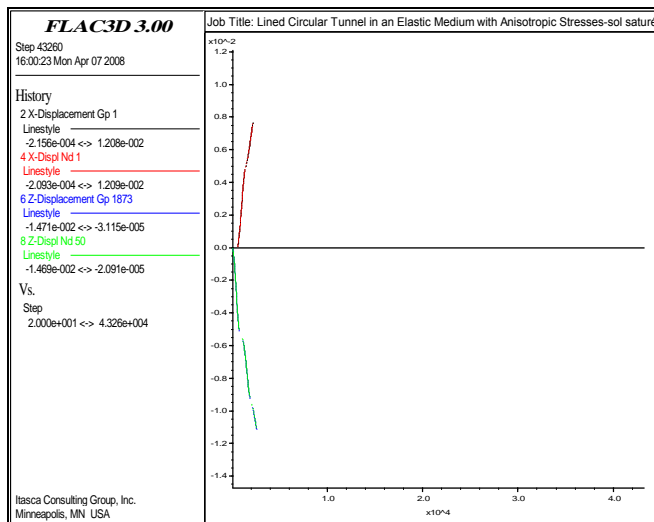


Figure IV.110 : Déplacements des points du maillage (gridpoints) et nœuds à la couronne (crown) de tunnel (Gp 109, Nd 14) et ligne circonférentielle (springline) (Gp 1, Nd 1) pour le cas Sans glissement.

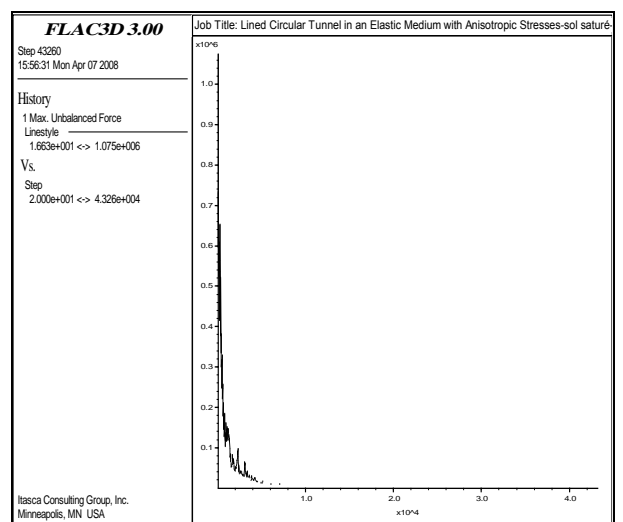


Figure IV.111 : Forces Max de non équilibre (Maximum Unbalanced Force) Temps de calcul à l'équilibre. Sans glissement.

IV.4.4.2.1 Sans installation du revêtement (démolition)

Résultats hydrauliques

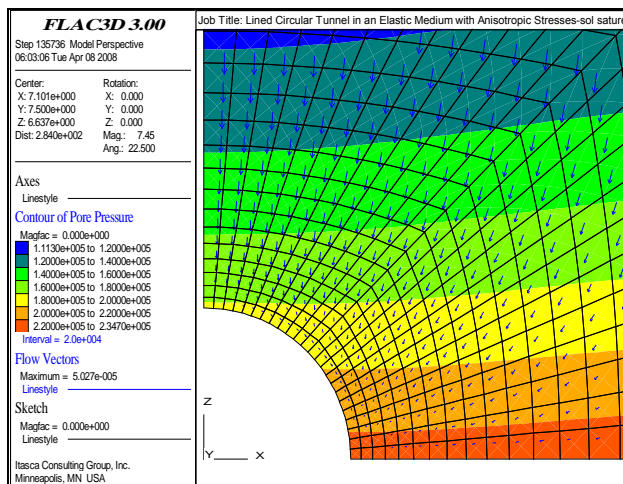


Figure IV.112 : Champ de pressions interstitielles et vecteurs d'écoulement dans le modèle avant l'installation du revêtement.

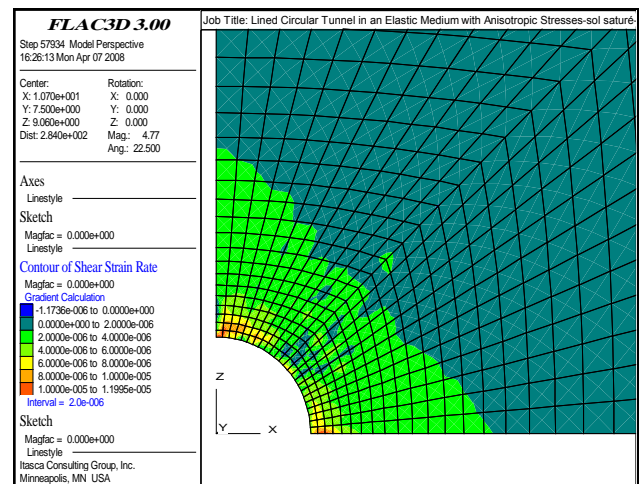


Figure IV.113 : Champ de déformation du sol avant installation du revêtement.

Résultats mécaniques

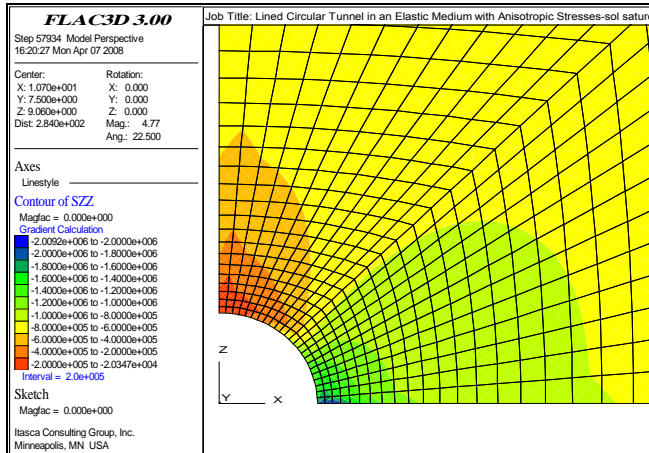


Figure IV.114 : Champ de contraintes verticales totales et vecteurs de déplacements dans le modèle avant l'installation du revêtement.

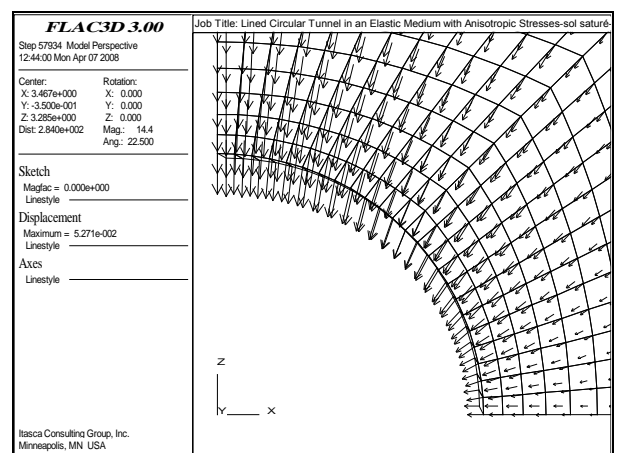


Figure IV.115 : Champ de déplacements du sol avant installation du revêtement.
 $U_{Max (sol)} = 5.271 \text{ e-}2 \text{ m.}$

IV.5.4.2.2 Avec installation du revêtement

Résultats hydrauliques

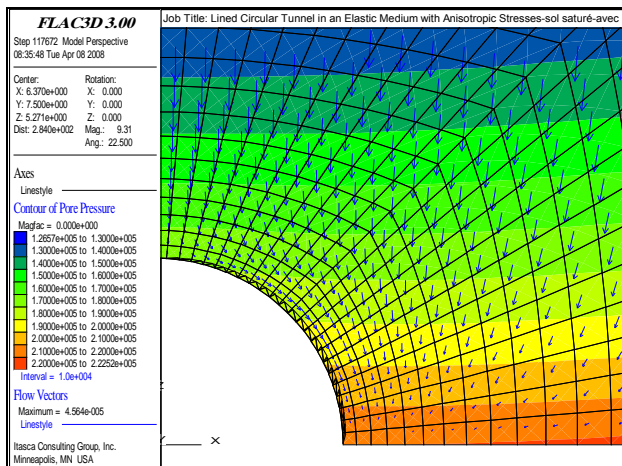


Figure IV.116 : Champ de pressions interstitielles et vecteurs d'écoulement dans le modèle après l'installation du revêtement. Sans glissement.

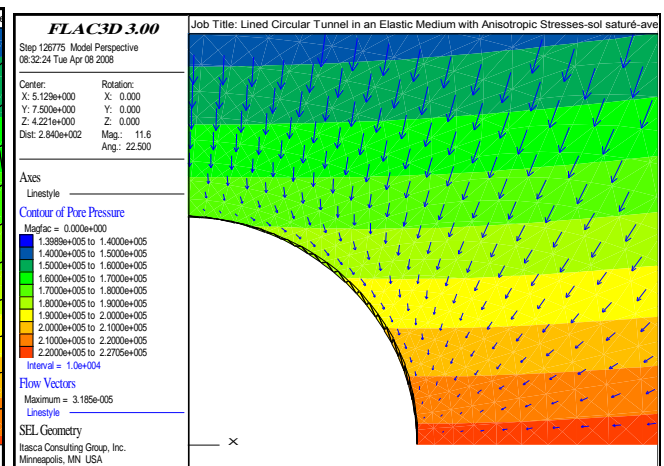


Figure IV.117 : Champ de pressions interstitielles et vecteurs écoulement dans le modèle après l'installation du revêtement. Avec glissement.

Résultats mécaniques

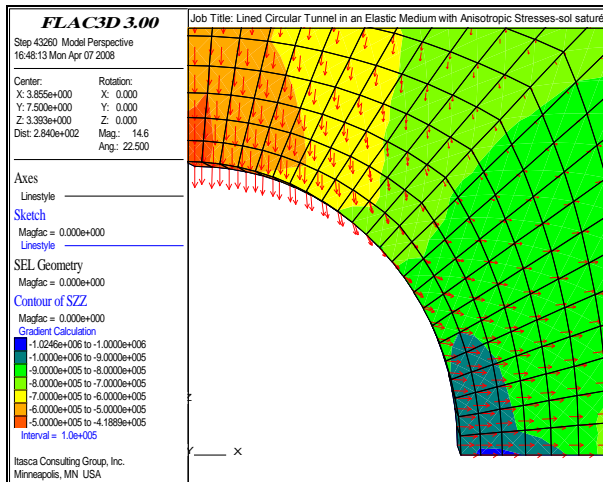


Figure IV.118 : Champ de contraintes verticales totales et vecteurs de déplacements dans le modèle après l'installation du revêtement. Sans glissement.

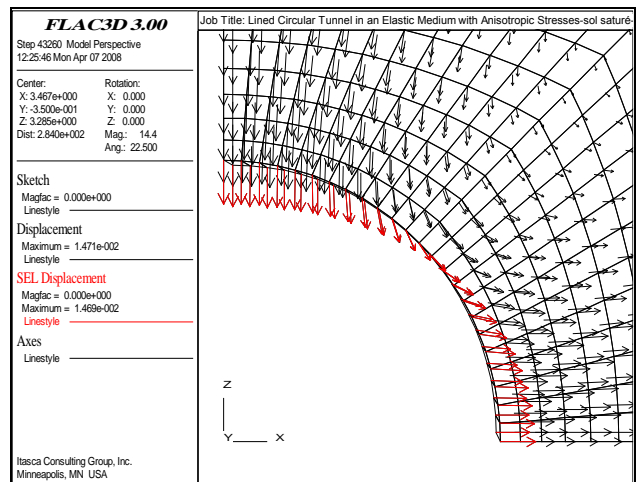


Figure IV.119 : Champ de déplacements du sol après installation du revêtement. $U_{Max(SOL)}=1.471e-2$ m et $U_{Max(SEL)}=1.469 e-2$ m. Sans glissement.

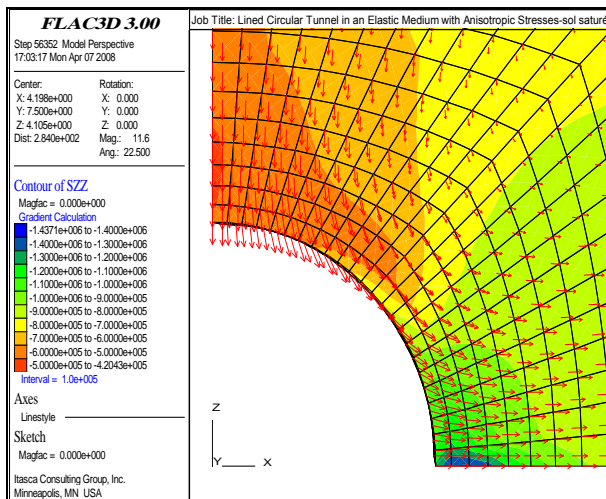


Figure IV.120 : Champ de contraintes verticales totales et vecteurs de déplacements dans le modèle après l'installation du revêtement. Avec glissement.

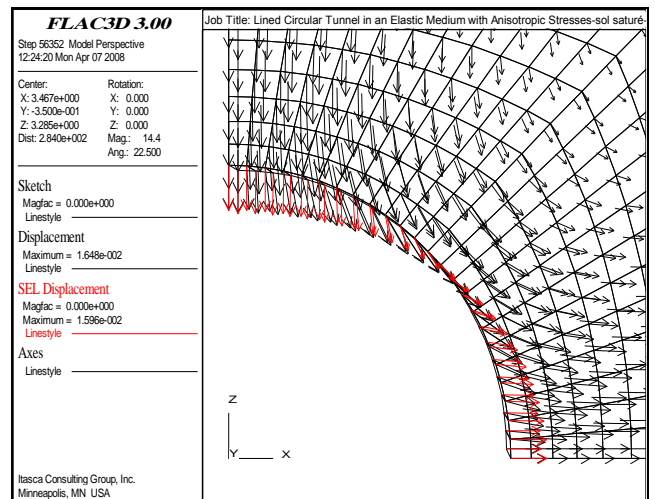


Figure IV.121 : Champ de déplacements du sol après installation du revêtement. $U_{Max(SOL)}=1.648 e-2$ m et $U_{Max(SEL)}=1.596 e-2$ m. Avec glissement.

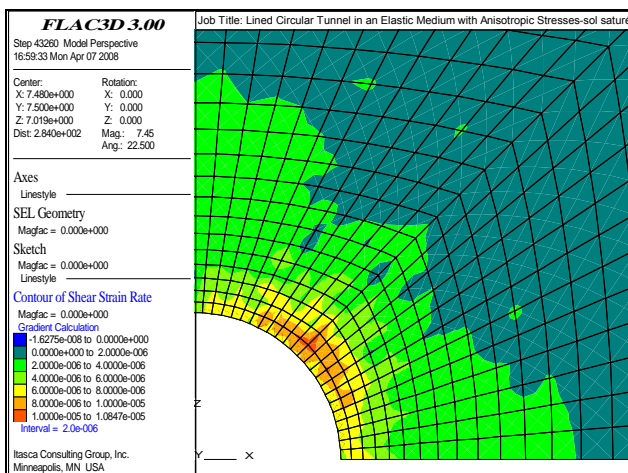


Figure IV.122 : Champ de déformation du sol après installation du revêtement. Sans glissement.

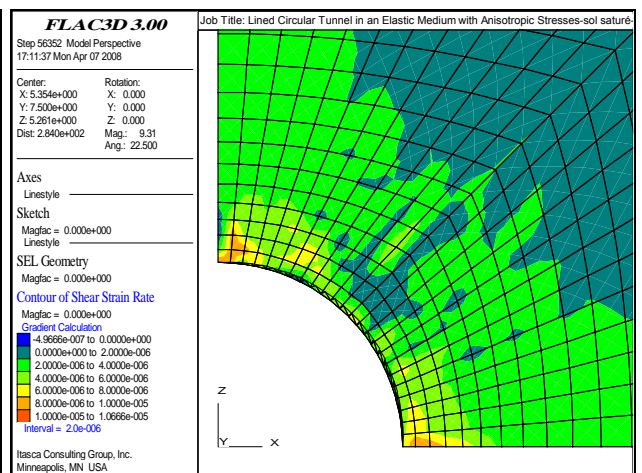


Figure IV.123 : Champ de déformation du sol après installation du revêtement. Avec glissement.

Ces résultats montrent que dans le cas **sans** revêtement, l'effet d'écoulement est très remarqué sur l'excavation et les vecteurs d'écoulement se dirigent vers la fouille et qui risquent de causer de ruine du tunnel en engendrant un grand effet mécanique marquée par les contraintes totales verticales et déplacements importants du sol ($U_{Max (SOL)}=5.271 \cdot 10^{-2}$ m), la couronne de tunnel et ligne circonférentielle les deux se déplacent vers l'intérieur (voir la **Figure IV.115**). En revanche, l'installation du revêtement intercepte l'écoulement dans la partie de l'excavation et le parcours d'écoulement se concentre le long du limite de tunnel, dans ces cas, la couronne de tunnel se déplace ($U_{Max (SOL)}= 1.471 \cdot 10^{-2}$ m et $U_{Max (SEL)}= 1.469 \cdot 10^{-2}$ m) encore vers l'intérieur, mais la ligne circonférentielle de tunnel se déplace à l'extérieur (voir la **Figure IV.118**), parce que le revêtement résiste aux mouvements du sol intérieur. Si le revêtement est permis à se glisser à l'interface revêtement-sol (en mettant la propriété de revêtement de *cs scoh* égale à zéro), un mouvement de cisaillement relatif (*relative shearing motion*) se produit entre le revêtement et le sol et augmente les déplacements $U_{Max (SOL)}= 1.648 \cdot 10^{-2}$ m et $U_{Max (SEL)}= 1.596 \cdot 10^{-2}$ m (voir la **Figure IV.121**).

Ces **figures** montrent aussi que :

- Les *PP* (Avec glissement) > *PP* (Sans glissement), mais *PP* (Avec glissement) < *PP* (sans revêtement).
- Les *SZZ* (Avec glissement) > *SZZ* (Sans glissement), mais *SZZ* (Avec glissement) < *SZZ* (sans revêtement).
- Les déformations (Avec glissement) > aux déformations (Sans glissement), mais déformations (Avec glissement) < aux déformations (sans revêtement).

Avec : *PP* : Pressions interstitielles de l'eau, *SZZ* : Contraintes totales verticales.

Le rétablissement de la pression se traduit par une déformation du terrain, qui est gênée par la présence du revêtement du tunnel, plus rigide que lui. Ces déformations sont plus importantes dans les cas sans installation du revêtement, en outre, elles sont plus importantes dans le cas en présence de l'eau que le cas sans prise en compte de l'effet de l'eau, et ces déformations se concentrent au voisinage du revêtement.

Les résultats confirment ceux des calculs *bidimensionnels*. On voit de plus une augmentation des contraintes finales dans le revêtement autour de la zone réparée. Cette augmentation se concentre près de la réparation et diminue quand on s'éloigne. Ainsi, on constate une diminution considérable de l'état de contraintes dans le nouveau revêtement, ainsi qu'une augmentation des contraintes dans le revêtement non réparé et une forte concentration des contraintes à la frontière entre les deux parties.

IV.4.4.2.3 Comparaison quantitative avec la solution analytique avec eau

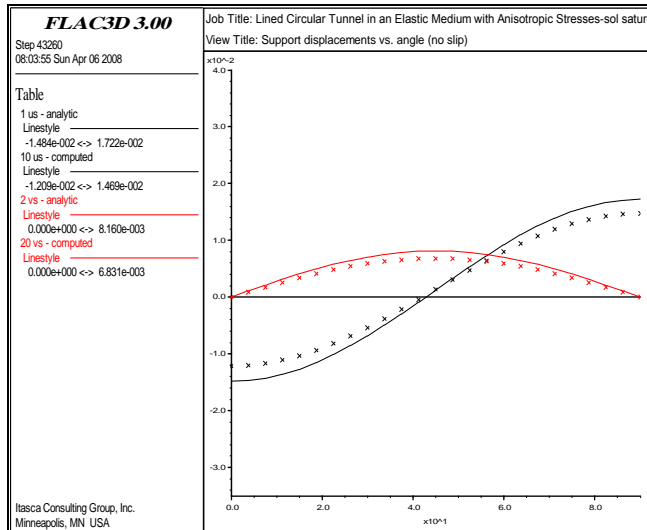


Figure IV.124 : Déplacements radial et tangentiel du revêtement en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques). Sans glissement.

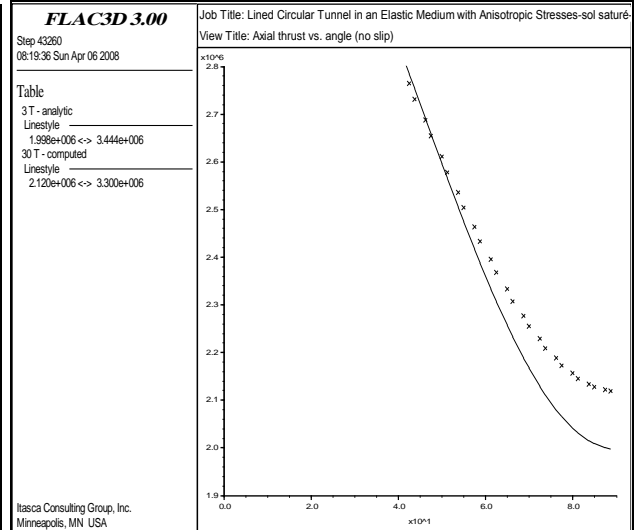


Figure IV.125 : Effort normal du revêtement en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques). Sans glissement.

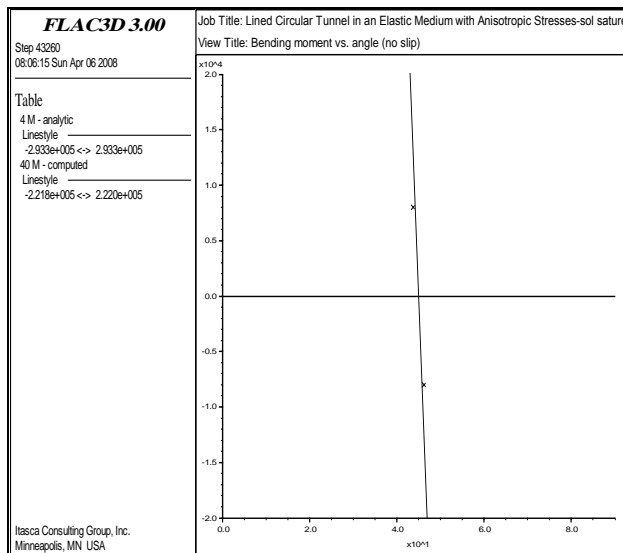


Figure IV.126 : Moment fléchissant en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques). Sans glissement.

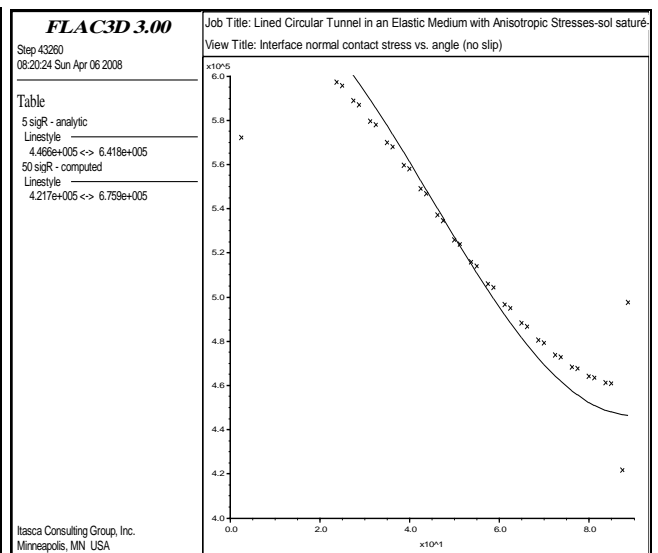


Figure IV.127 : Contrainte normale de l'interface du contact en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques). Sans glissement.

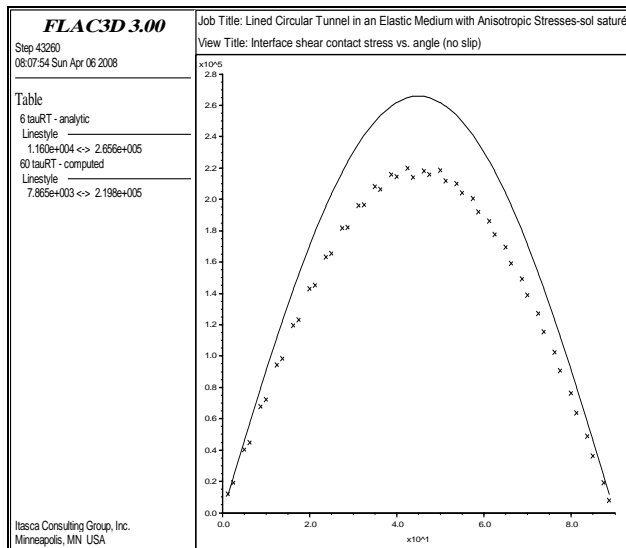


Figure IV.128 : Contrainte de cisaillement de contact de l'interface en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques). Sans glissement.

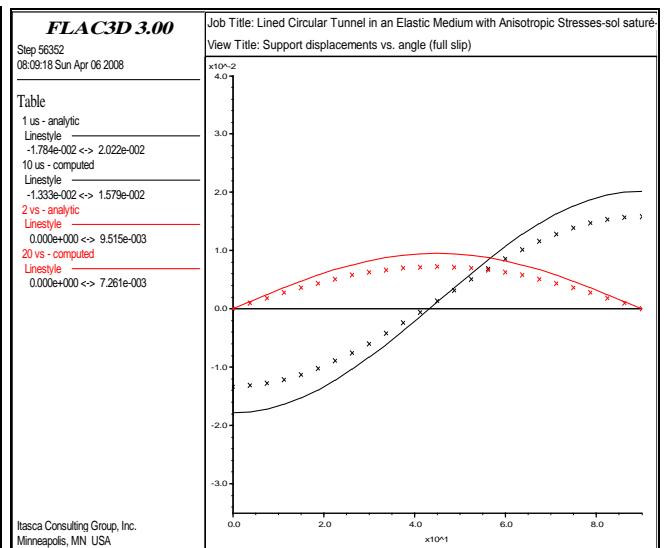


Figure IV.129 : Déplacements radial et tangentiel du revêtement en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques). Avec glissement.

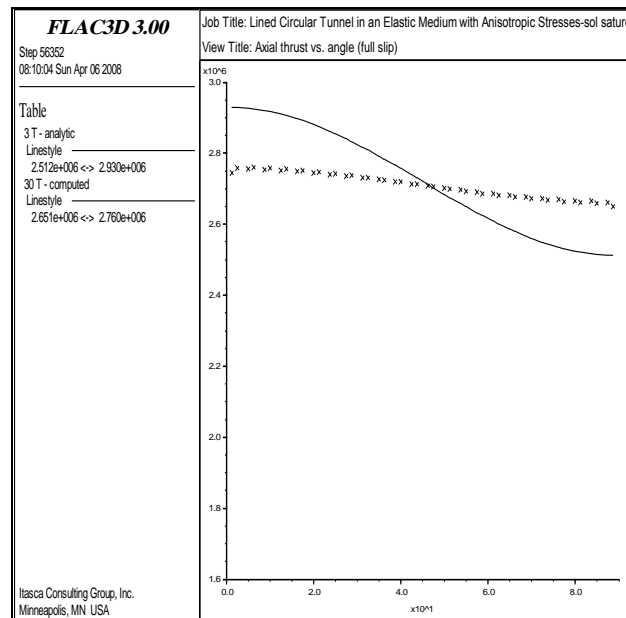


Figure IV.130 : Effort normal du revêtement en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques). Avec glissement.

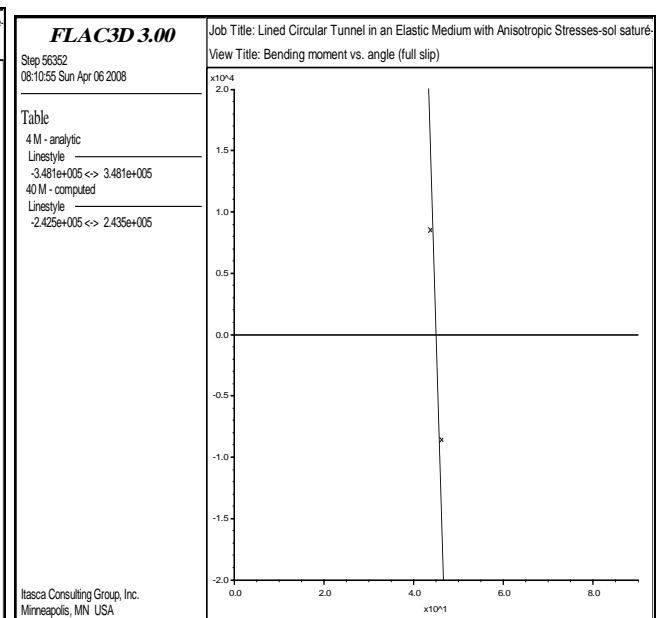


Figure IV.131 : Moment fléchissant en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques). Avec glissement.

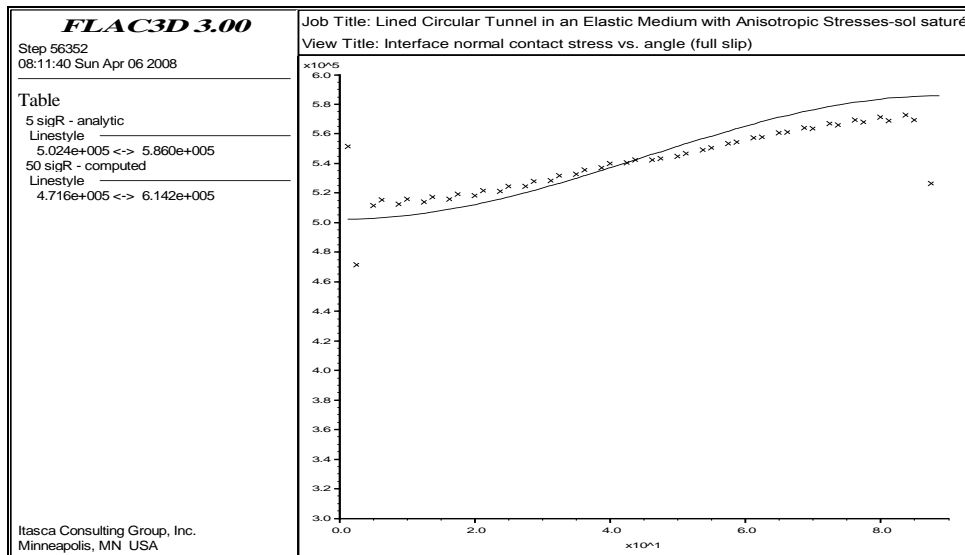


Figure IV.132 : Contrainte normale de contact de l'interface en fonction de l'angle (valeurs calculées et analytiques). Avec glissement.

IV.4.4.3 Comparaison qualitative et quantitative entre les cas Sans et Avec prise en compte de l'effet de l'eau

❖ La comparaison entre les deux cas *sans* et *avec* prise en compte de l'effet de l'eau dans le modèle, montre que l'effet de l'eau (variation des pressions interstitielles) est très marquée dans un sol saturé, car les contraintes totales augmentent à cause des pressions interstitielles qui se règnent dans le sol, et par conséquent, les résultats mécaniques : *déplacements du sol, contraintes sur le revêtement, efforts et moments* sont plus grands que le cas sans eau.

Le rétablissement de la pression se traduit par une déformation du terrain, qui est gênée par la présence du revêtement du tunnel, plus rigide que lui. Ces déformations sont plus importantes dans les cas sans installation du revêtement, en outre, elles sont plus importantes dans le cas en présence de l'eau que le cas sans prise en compte de l'effet de l'eau, et ces déformations se concentrent au voisinage du revêtement.

Tableau IV.4. Comparaison des déplacements Max du sol et du revêtement pour les deux cas : Sans eau et Avec eau.

| Cas étudiés | Sans revêtement | Avec revêtement | | | |
|-------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|
| | U _{Max(SOL)} (m) | No slip (1) | | Full slip (0) | |
| | | U _{Max(SOL)} (m) | U _{Max(SEL)} (m) | U _{Max(SOL)} (m) | U _{Max(SEL)} (m) |
| Sans eau | 3.910 e-2 | 1.175 e-2 | 1.174 e-2 | 1.402 e-2 | 1.385 e-2 |
| Avec eau | 5.271 e-2 | 1.471 e-2 | 1.469 e-2 | 1.648 e-2 | 1.596 e-2 |

Avec U_{Max (SOL)} : Déplacement Max du sol et U_{Max (SEL)} : Déplacement Max du revêtement.

❖ À l'issue de la construction avec prise en compte de l'effet de l'eau, il règne dans le terrain (saturé) un champ de pression interstitielle qui résulte du déconfinement lié à l'excavation, donc différent de la pression hydrostatique initiale. À long terme, on a supposé en première analyse que la pression redevient hydrostatique (état d'équilibre de l'écoulement permanent), et en calculant les *efforts* et *moments* dans le revêtement du tunnel.

❖ L'excavation du tunnel en présence de l'eau cause une perturbation des champs de contraintes et de déformations, qui se traduit par une perturbation du champ de pression hydraulique. Le problème peut être résolu numériquement avec le mode *couplé* ou *découplé* du code Flac3D. Cette perturbation de la pression se dissipe ensuite au cours du temps après la pose du revêtement ; jusqu'au rétablissement de l'état hydrostatique (état d'équilibre). Le rétablissement de la pression se traduit par une déformation du terrain, qui est gênée par la présence du revêtement du tunnel, plus rigide que lui. Il en résulte une mise en charge du revêtement, qui a été l'objet des discussions précédentes. (Cela confirme bien les constatations des représentations graphiques obtenues par les sorties graphiques du code Flac3D)

❖ Du point de vue des efforts obtenus, ces calculs donnent une correction du chargement due à l'effet hydraulique à long terme pour une contrainte initiale σ'_h . Par ailleurs, une comparaison du chargement sur le contour du revêtement et des déplacements à la surface montre que l'estimation calculée en appliquant une pression hydraulique sur le revêtement induit des efforts et déplacements plus importants que dans le cas sans prise en compte de l'effet de l'eau. Il est donc nécessaire de prendre en compte la variation de la pression hydraulique à long terme pour un sol saturé.

❖ Le chargement sur le revêtement du tunnel avant la réparation résulte des efforts de déconfinement correspondant au paramètre $(1-\lambda_I)$ et de l'effet des forces volumiques dues à la variation de la pression hydraulique dans le massif avec prise en compte de l'effet de l'eau. Suite à la démolition locale du revêtement, ce chargement est reporté sur le sol autour de l'excavation et les parties du revêtement adjacentes. Ceci cause une perturbation du champ de la pression hydraulique dans le massif. Après la pose du nouveau revêtement, la pression revient à un état hydrostatique. Le chargement final sur le revêtement réparé traduit l'effet des forces volumiques dues à cette variation de la pression hydraulique. La prise en compte de ce phénomène dans le calcul numérique montre que le chargement sur le nouveau revêtement après réparation est moins important qu'avant la réparation.

❖ Une comparaison **quantitative** des déplacements du revêtement, les contraintes internes et

contraintes du contact de l'interface avec les solutions analytiques pour le cas *sans* prise en compte de l'effet de l'eau (sol sec) (les deux cas no-slip et full-slip) montre que pour les deux cas, les réponses comparent bien avec la solution analytique. Dans le cas *avec* prise en compte de l'effet de l'eau dans le modèle (sol saturé), les résultats obtenus montrent que l'effet de l'écoulement est traduit par l'augmentation des contraintes totale verticales dans le sol et par conséquent l'augmentation des valeurs des déplacements du revêtement, les contraintes internes et contraintes du contact de l'interface. Quant, à la comparaison quantitative avec la solution analytique, ces résultats concrétisés par les graphes ci-dessus, montrent que les résultats numériques dans ce cas sont moins convergents à la solution analytique que dans le cas du sol sec. Cela, peut être justifié par le fait que les solutions analytiques sont calculés directement par les formules de Einstein et Schwartz, 1979, tandis que les résultats numériques tiennent compte la stabilisation du modèle numérique ie l'état d'équilibre de l'écoulement permanant à long terme, ce qui n'est pas facile à atteindre surtout par les calculs couplés.

IV.4.4.4 Etude paramétrique

IV.4.4.4.1 Influence du module volumique du fluide (eau) K_w (Pa)

Dans le but de voir l'influence du module volumique du fluide (eau) K_w sur les résultats de déplacements Max du sol et du revêtement (SEL), nous avons fait des calculs en mode hydrodynamique *couplé* avec le cas no slip (1) et full slip (0) en variant les valeurs de $K_w = 0, 10^4, 10^7$ et $2 \cdot 10^9$ Pa. On fixe $C=1e20$ Pa et la perméabilité $K_{Flac}=1e-8$ m/s, donc, les paramètres adimensionnels sont : $K_w/C=0, 1e4/1e20, 1e7/1e20$ et $2e9/1e20 = 0, 1e-16, 1e-13, 2e-11$.

Les valeurs des déplacements Max obtenues sont :

Avec $U_{Max (SOL)}$: Déplacement Max du sol et $U_{Max (SEL)}$: Déplacement Max du revêtement.

Tableau IV.5. Influence du module volumique du fluide (eau) K_w (Pa).

| Cohésion du revêtement C (Pa) | Module de l'eau K_w (Pa) | Paramètre adimensionnel K_w/C | No slip (1) | | Full slip (0) | |
|--|----------------------------------|---------------------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| | | | $U_{Max (SOL)}$ (m) | $U_{Max (SEL)}$ (m) | $U_{Max (SOL)}$ (m) | $U_{Max (SEL)}$ (m) |
| 1e20 | 0 (sec) | 0 | $1.175 \cdot 10^{-2}$ | $1.174 \cdot 10^{-2}$ | $1.170 \cdot 10^{-2}$ | $1.169 \cdot 10^{-2}$ |
| 1e20 | 1e4 | 1e-16 | $1.763 \cdot 10^{-2}$ | $1.761 \cdot 10^{-2}$ | $2.103 \cdot 10^{-2}$ | $2.077 \cdot 10^{-2}$ |
| 1e20 | 1e7 | 1e-13 | $1.756 \cdot 10^{-2}$ | $1.755 \cdot 10^{-2}$ | $2.093 \cdot 10^{-2}$ | $2.068 \cdot 10^{-2}$ |
| 1e20 | 2e9 | 2e-11 | $1.471 \cdot 10^{-2}$ | $1.469 \cdot 10^{-2}$ | $1.648 \cdot 10^{-2}$ | $1.596 \cdot 10^{-2}$ |

Pour $K_w=0$, c'est le cas *sans* eau (sol sec), pour cela $U_{Max (K_w=0)} < U_{Max}$ avec eau.

Il en résulte que :

- 1- Plus que K_w *augmente* plus que les déplacements Max du sol et du revêtement *diminuent*.
- 2- Plus que K_w *augmente* plus que le temps de calcul *augmente*.
- 3- En Flac3D, la convergence de calculs en 3D est obtenue pour un module volumique du fluide (eau) $K_w = 10000 \text{ Pa} = 1e4 \text{ Pa}$. Et le contraire pour $K_w = 2e9$ qui nécessite beaucoup de temps de calcul.

IV.4.4.4.2 Influence de la Perméabilité du sol K (m/s)

Dans le but de voir l'influence de la perméabilité du sol K sur les résultats de déplacements Max du sol et du revêtement (SEL), nous avons fait des calculs en mode hydrodynamique **couplé** avec no slip (1) et full slip (0) en variant les valeurs de $K_{Réelle} = 10^2, 10^{-2}, 10^{-4}, 10^{-8}, 10^{-10}$ et 10^{-13} m/s correspondant à $K_{Flac} = 10^{-3}, 10^{-6}, 10^{-8}, 10^{-12}, 10^{-14}$ et 10^{-17} m/s. Afin d'accélérer les calculs pour arriver à la convergence du modèle numérique, on a pris le paramètre adimensionnel : $K_w/C = 1e4/1e20 = e-16$. Et $K_w = 1e4$ pour accélérer les calculs. Les valeurs des déplacements Max obtenues sont :

Avec $U_{Max (SOL)}$: Déplacement Max du sol et $U_{Max (SEL)}$: Déplacement Max du revêtement.

Tableau IV.6. Influence de la Perméabilité du sol K (m/s).

| Perméabilité du sol K_{Flac} (m/s) | No slip (1) | | Full slip (0) | |
|--|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| | $U_{Max (SOL)}$ (m) | $U_{Max (SEL)}$ (m) | $U_{Max (SOL)}$ (m) | $U_{Max (SEL)}$ (m) |
| 1e-3 | $1.763 \cdot 10^{-2}$ | $1.761 \cdot 10^{-2}$ | $2.103 \cdot 10^{-2}$ | $2.077 \cdot 10^{-2}$ |
| 1e-6 | $1.763 \cdot 10^{-2}$ | $1.761 \cdot 10^{-2}$ | $2.103 \cdot 10^{-2}$ | $2.077 \cdot 10^{-2}$ |
| 1e-8 | $1.763 \cdot 10^{-2}$ | $1.761 \cdot 10^{-2}$ | $2.103 \cdot 10^{-2}$ | $2.077 \cdot 10^{-2}$ |
| 1e-12 | $1.763 \cdot 10^{-2}$ | $1.761 \cdot 10^{-2}$ | $2.103 \cdot 10^{-2}$ | $2.077 \cdot 10^{-2}$ |
| 1e-14 | $1.763 \cdot 10^{-2}$ | $1.761 \cdot 10^{-2}$ | $2.103 \cdot 10^{-2}$ | $2.078 \cdot 10^{-2}$ |
| 1e-17 | $1.763 \cdot 10^{-2}$ | $1.761 \cdot 10^{-2}$ | $2.103 \cdot 10^{-2}$ | $2.077 \cdot 10^{-2}$ |

Il en résulte que :

- 1- Pour les deux cas no slip et full slip, les déplacements Max du sol $U_{Max (SOL)}$ et du revêtement $U_{Max (SEL)}$ restent *constants* quelque soit la valeur de la perméabilité K du sol.
- 2- Pour les deux cas, on a constaté que plus K *augmente* plus que le temps de calcul *diminuent*.

IV.4.4.4.3 Influence de la cohésion du revêtement C (Pa)

On a étudié aussi l'influence la cohésion du revêtement C sur les résultats de déplacements Max du sol et du revêtement (SEL), en faisant des calculs en mode hydromécanique **couplé** avec no slip (1) et full slip (0) en prenant les valeurs de $C = 0$ et $C = 1e20 \text{ Pa}$ avec $K_w = 2 \cdot e9$. Les valeurs des

déplacements Max obtenues sont :

Avec $U_{Max (SOL)}$: Déplacement Max du sol et $U_{Max (SEL)}$: Déplacement Max du revêtement.

Tableau IV.7. Influence de la Cohésion du revêtement C.

| Module de l'eau K_w (Pa) | Cohésion du revêtement C (Pa) | Paramètre adimensionnel C/K_w | No slip (1) | | Full slip (0) | |
|-------------------------------|----------------------------------|------------------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| | | | $U_{Max (SOL)}$ (m) | $U_{Max (SEL)}$ (m) | $U_{Max (SOL)}$ (m) | $U_{Max (SEL)}$ (m) |
| 2e9 | 0 | 0 | / | / | 1.648 e-2 | 1.596 e-2 |
| 2e9 | 1e20 | 0.5e11 | 1.471 e-2 | 1.469 e-2 | / | / |

Il en résulte que :

- 1- Plus que C *augmente* plus que les déplacements Max du sol et du revêtement *diminuent*.
- 2- Plus que C *augmente* plus que le temps de calcul *augmentent*.

IV.4.5 Conclusions et remarques

Le problème des chargements différés sur le soutènement des tunnels, et des effets de la réparation d'une partie du revêtement, sont des problèmes d'un **grand** intérêt pratique mais relativement **peu** abordés en raison de leur complexité surtout en mode hydromécanique *couplé* qui nécessitent de **grands** temps de calcul. On a essayé de proposer ici une première approche simplifiée de ces problèmes, qui montre que la modélisation numérique peut permettre de fournir des éléments de réflexion intéressants.

Les calculs ont été réalisés en configuration *tridimensionnelle*. Dans le but d'étudier l'influence de la cohésion de revêtement sur la redistribution du chargement sur le revêtement due à la variation de la pression, deux cas ont été considérés : les deux conditions aux limites : Sans glissement -*no slip*- (aucun déplacement du cisaillement relatif) et Avec glissement -*full slip*- (aucune transmission de contrainte de cisaillement) à l'interface du sol-revêtement. La comparaison entre les deux cas montre que pour le cas *Sans glissement* les déplacements $U_{Max (SOL)} = 1.471 \cdot 10^{-2}$ m et $U_{Max (SEL)} = 1.469 \cdot 10^{-2}$ m), et si le revêtement est permis à glisser à l'interface revêtement-sol cas de *Avec glissement*, un mouvement de cisaillement relatif se produit entre le revêtement et le sol et *augmente* les déplacements $U_{Max (SOL)} = 1.648 \cdot 10^{-2}$ m et $U_{Max (SEL)} = 1.596 \cdot 10^{-2}$ m (voir la **Figure IV.121**).

Une comparaison **quantitative** des déplacements du revêtement, les contraintes internes et contraintes du contact de l'interface avec les solutions analytiques pour le cas *sans* prise en compte de l'effet de l'eau (les deux cas *sans* et *avec glissement*) montre que pour les deux cas, les réponses comparent **bien** avec la solution analytique.

L'étude présentée ici avait donc pour but d'illustrer les applications possibles des calculs *découplés* pour la prise en compte du couplage hydromécanique et d'étudier l'influence du temps de calcul : elle est donc comparée au mode de calcul *couplé* (à l'aide du mode de calcul hydromécanique couplé du code Flac3D). Une comparaison avec cette dernière donne une concordance **parfaite** dans ce cas de tunnel circulaire en 3D et les calculs mécaniques prennent un laps du temps moins comparés aux calculs couplés. Toutefois, on a constaté que les calculs découplés seulement de l'écoulement c-à-d *Set Mech off*, nécessitent beaucoup de temps pour arriver à l'état d'équilibre (écoulement permanent à long terme). Par conséquent, dans l'étude paramétriques afin d'avoir la réponse mécanique qui résulte de la distribution des pressions interstitielles, on a fait recours aux calculs couplés qui sont mieux adaptés dans ce cas. Cette étude paramétrique intéressante, montre que le module volumique de l'eau K_w est le paramètre le plus intéressant qui a une grande influence sur le temps de calculs numériques 3D qui augmente considérablement avec l'augmentation de la valeur de K_w , en outre, de point de vu déplacement Max du sol et de revêtement, ces valeurs augmentent aussi avec l'augmentation de K_w . En Flac3D, la convergence de calcul en 3D est obtenue pour un module volumique du fluide (eau) $K_w = 10000 \text{ Pa} = 1e4 \text{ Pa}$. Et le contraire pour $K_w = 2e9$ qui nécessite beaucoup de temps de calcul. En plus, l'influence de la cohésion revêtement est aussi importante et qui montre que les déplacements Max du sol et de revêtement **diminuent** avec l'augmentation de C . Quand, à la perméabilité k du sol, les calculs numériques obtenus montrent que ce paramètre ne présente pas une influence remarquable ni sur le temps de calcul ni sur les déplacements Max du sol et du revêtement

Enfin, le problème reste ouvert et pourrait notamment justifier une approche *tridimensionnelle couplée* complète pour un sol *non élastique*, qui n'a pas été entreprise dans le cadre de ce travail, qui s'intéresse plutôt aux soutènements d'excavation dans un milieu **hétérogène** plus compliqué qu'un milieu élastique (*comportement élastoplastique de Mohr Coulomb*).

IV.5 CONCLUSION

Avant de mettre en œuvre des modélisations *couplées* d'une façon détaillée, nous nous sommes attachés à montrer comment la procédure de calcul *découplée* peut être mise en œuvre et à retrouver la solution analytique de quelques problèmes unidimensionnels en élasticité.

La confrontation des résultats numériques avec la solution analytique d'une part, et les résultats d'une application du logiciel CESAR-LCPC obtenue par NGUYEN PHUONG D. en 2003 s'avère satisfaisante, et la mise en œuvre pratique avec Flac que nous avons décrite en détail, s'avère très simple.

En dernier lieu, on s'est attaché à mettre en œuvre cette approche *découplée* pour étudier les chargements différés sur le soutènement des tunnels et l'effet de la réparation d'une partie du soutènement. Les résultats montrent que les variations de la pression de l'eau dans le sol jouent un rôle *très important* sur la redistribution des *contraintes*, mais l'approche reste limitée au cas *élastique*, ce qui n'est pas satisfaisant. Les calculs *mécaniques* découplés donne une concordance **parfaite** avec les calculs couplés, tandis que les calculs *d'écoulement* découplés en 3D prennent beaucoup de temps pour arriver à la stabilisation des pressions interstitielles dans le modèle (état d'équilibre), par conséquent, dans ce cas, les calculs *couplés* sont mieux adaptés que les calculs découplés.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSIONS GENERALE

Le problème des chargements différés sur le soutènement des tunnels, et des effets de la réparation d'une partie du revêtement, sont des problèmes d'un grand intérêt pratique mais relativement peu abordés en raison de leur complexité surtout en mode hydromécanique couplé qui nécessitent de grands temps de calcul. On a essayé de proposer ici une première approche simplifiée de ces problèmes, qui montre que la modélisation numérique peut permettre de fournir des éléments de réflexion intéressants.

Cependant, pour atteindre le but visé nous avons divisé notre travail en quatre chapitres.

Le premier chapitre a été consacré à la description du milieu poreux, ces caractéristiques physiques et morphologiques. Ces paramètres sont nécessaires pour aborder le phénomène des écoulements dans les milieux poreux.

Nous avons mis en évidence, dans ce même chapitre, les lois régissant la circulation des liquides dans les sols, celle de Darcy qui présente une base de l'hydrodynamique souterraine. L'écoulement de l'eau dans un milieu poreux, est régi par une équation différentielle du second ordre (équation de Laplace), pour sa résolution nous avons recours aux méthodes numériques.

Dans un deuxième chapitre, nous avons passé en revues les travaux antérieurs dans le domaine des écoulements autour et envers les tunnels. Nous avons abordé le chapitre par la description des problèmes liés à l'écoulement des eaux vers les ouvrages souterrains. Ensuite, nous avons cité quelques observations de chantiers des tunnels et les problèmes hydrauliques rencontrés au cours de la réalisation, ainsi que les solutions adoptées par les ingénieurs. Une deuxième partie de ce chapitre a été consacrée à la description des différentes approches analytiques, expérimentales et numériques traitant l'hydrodynamique souterraine.

Le troisième chapitre de cette thèse comporte la description de l'outil numérique utilisé. Le code de calcul FLAC 3D (**F**ast **L**agrangien **A**nalysis of **C**ontinua) en différences finies

développé par la société Américaine ITASCA Consulting Group. Il a été utilisé tant pour nos simulations *bidimensionnelles*, axisymétriques que *tridimensionnelles* de l'écoulement souterraine. Il permet à l'utilisateur de tester ses idées, d'introduire ses propres modèles de comportement et de modéliser les séquences de construction.

Le quatrième et dernier chapitre comporte quelques applications de calcul couplés et découplés pour la prise en compte des effets hydromécaniques sur les ouvrages souterrains en cours de réalisation, plus particulièrement les tunnels. Dans un premier temps, nous avons testé la fiabilité de l'outil numérique utilisé à l'aide d'une étude comparative entre les résultats du code de calcul FLAC en unidimensionnel et bidimensionnel avec celles analytique d'une part et les résultats d'une application du logiciel CESAR-LCPC obtenue par NGUYEN PHUONG D. en 2003. Les résultats de comparaisons montrent que l'outil numérique utilisé est très fiable.

Un calcul en mode couplé et découplé a été réalisé avec FLAC en configuration tridimensionnel sur les tunnels circulaire et non circulaire. Une comparaison de cette dernière avec les résultats analytiques donne une concordance parfaite dans ce cas de tunnel circulaire et les calculs mécaniques prennent un laps du temps moins comparés aux calculs couplés.

Donc, on s'est attaché à mettre en œuvre l'approche découplée pour étudier les chargements différés sur le soutènement des tunnels et l'effet de la réparation d'une partie du soutènement. Les résultats montrent que les variations de la pression de l'eau dans le sol jouent un rôle *très important* sur la redistribution des *contraintes*, mais l'approche reste limitée au cas élastique.

REFERENCE
BIBLIOGRAPHIQUE

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- AKAMA, Y., KITAMURA, T., KOJO, H. (1988)**, On the behaviour of groundwater around a tunnel during excavation in unconsolidated sandstone, Cong. Int., Tunnels and Water, Madrid, Vol. 1, pp. 49-56.
- ARAVIN, V. N., NUMEROV, S. N. (1965)**, Theory of fluid flow in undeformable porous media, Daniel Davey, New-York.
- ATWA M., LECA E., MAGNAN J.M., (2000)**, Analyse des écoulements d'eau autour des tunnels en construction et à long terme. ERLPC, GT68.
- ATWA, M., (1996)**, Analyse numérique des écoulements d'eau et de la consolidation des sols autour des tunnels creusés dans l'argile. Hydrologie. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- BENAMAR I. (1996)**, Etude des effets différés dans les tunnels profonds. Thèse Doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 205p.
- BILLAUX, D. & CUNDALL, P. (1993)**. Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments Lagrangiens. Revue française de Géotechnique 63, 9 – 21.
- BOULTON, N. S. (1954)**, Unsteady radial flow to a pumped well allowing for delayed yield from storage, Int. Ass. Sei. HydroL, Assemblée générale, Rome, Vol 2, pp. 472-482.
- CARLIER M., (1980)**. Hydraulique Générale et Appliquée. Edition Luis Jean, 1980.
- CASSAN M.,(1993)**. Aide-Mémoire d'Hydraulique Souterraine. Presses des Ponts et Chaussées, 1993, pp 17, 20.
- CASTANY G., (1982)**. Principes et méthode de l'hydrogéologie. Dunod, paris, pp 68, 80.
- CEDERGREN, H. R., (1977)**, Seepage, drainage and flow net, John Wiley.
- CHENG, Y. M., TSUI, Y. (1993)**, An efficient method for the free surface seepage flow problems, Computers and Geotechnics, Vol. 15, pp. 47-62.
- CIVIDINI A., GIODA, G., (1984)**, An approximate F. E. analysis of seepage with a free surface, Int. J. of num. and anal. meth. in geomech., Vol. 8, pp. 549-566.
- CLOUGH, G. W., SHIRASUNA, T., FINNO, R. J.(1985)**, Finite element analysis of advanced shield tunneling, Sème Cong. Int., Num. Meth. in Geomech., Nagoya, Vol. 2, pp. 1167-1174.
- COLOMBO, A., RESTELLI, A.B., ARINI, E., MONGILARDÍ, E., GERVASI, F. (1988)**, Problems caused by the water table in lot 2B of line 3 of the Milan subway, Cong. Int. Tunnels and Water, Madrid, Vol. 1, pp. 399-407.
- CRITCHFIELD, J. W., MCDONALD, J. F. (1990)**, Downtown in soft ground, Civil Engineering, Vol. 60, n° 2, pp. 36-39.
- CURTET, R., DAS GUPTA, A., SANTON, L. (1964)**, Etude d'un drain d'interception placé dans une nappe d'eau souterraine, C. R. Acad. Se. Paris, t. 259, pp. 722-725.

- CURTET, R., RUBY, P. (1960)**, Contribution à l'étude du drainage. Etude par analogies du comportement d'un drain d'interception dans quelques cas particuliers, 6^{eme} Journée de l'hydraulique, Nancy, Rapport n° 11, pp. 231-236.
- DESCOEUDRES, F., RYBISAR, J. (1987)**, Ecoulement d'une nappe libre vers un tunnel. Journée d'étude de la Société Suisse de Mécanique des sols, L'eau dans les massifs rocheux et dans les ouvrages souterrains, Bienne, 7 Mai, pp.3-7.
- DONNAN, W. W. (1959)**, Drainage of agricultural lands using interceptor lines, Journal of the Irrigation and Drainage Division, ASCE, March 1959, pp. 13-23.
- DUPUIT, J. (1863)**, Etudes théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux dans les canaux couverts et à travers les terrains perméables, Dunod, Paris, 304 pages.
- EGGER, P. (1988)**, Ground improvement measures for crossing a large heavily water-bearing fault zone, Cong. Int., Tunnels and Water, Madrid, Vol. 2, pp. 985-990.
- Einstein, H. H., C. W. Schwartz, (1979)**. Simplified Analysis for Tunnel Supports. J. Geotech. Engr. Div., 105 (GT4): 499-518, 1979.
- Encyclopédie Universelle**. Edition 1996.
- EUVRAR., (1990)**. Résolution numérique des équations aux dérivées partielles de la physique, de la mécanique et des sciences de l'ingénieur. Différences finies, éléments finis et méthode des singularités. 2^{ème} Edition, Masson, Paris ; 1990.
- FERY F. & JIROUSEK J., (1967)**. Analyse des structures et milieux continus. Méthode des éléments finis. 1^{ère} Edition, presses polytechniques et universitaires Romandes, Lausanne, Vol, 6 ; 2001.
- FINN, W. D. L.**, Finite element analysis of seepage through dams, ASCE, Vol. 93, SM 6, pp. 41-48.
- FREEZE, R. A. (1967)**, The continuity between groundwater flow systems and flow in the unsaturated zone, 6th Symposium of hydrology, Saskatchewan, pp. 205-232.
- FREEZE, R. A. (1969)**, The mechanism of natural groundwater recharge and discharge, Water Resources Research, Vol. 5, n° 4, pp. 153-171.
- FUJITA, F., HORI, M., INQUE, T. (1988)**, Tunnel excavation in water bearing ground and in an area of limestone caves, Cong. Int., Tunnels and Water, Madrid, Vol. I, pp. 433-440.
- HABIB P., (1997)**. Génie Géotechnique. Application de la mécanique des sols et des roches. Edition MARKETING / ELLIPSES, 1997, pp 15, 26.
- HARR M.E., (1962)**. Groundwater and Seepage. Mc GRAW – HILL BOOK COMPANY, New york, pp 14-15..
- HUMBERT, P. (1984)**, Application de la méthode des éléments finis aux écoulements en milieux poreux, Bull, de Uaison LPC, n° 132, pp. 21-37.

- Itasca (2011a).** FLAC®(Version 7.0) explicit continuum modeling of nonlinear material behavior in 2D [Computer software]. Minneapolis, MN: Itasca Consulting Group.
- ITASCA CONSULTING GROUP, Inc.** FLAC2D Manual version 4.00. Minneapolis, Minnesota, 2002.
- Itasca Consulting Group, Inc.** Flac2D Manual version 5.0. Minneapolis, Minnesota, 2005.
- ITASCA CONSULTING GROUP, Inc.** FLAC3D Manual version 2.1. Minneapolis, Minnesota, 2002.
- JANSSON, G. (1978),** Problems associated with heavy water leakage during construction of large area tunnels in granite, limestone and chalk, Proc. Int. Symp., Tunnelling under difficult conditions, Tokyo, pp. 187-192.
- JORGE, G.R., MQUXAUX, J. (1978),** Prevention problems in difficult tunnelling conditions by use of specialized techniques, Int. Symp., Tunnelling under difficult conditions, Tokyo, Annexe B-2-2.
- KATEBI, H., REZAEI, A. H., & HAJIALILUE-BONAB, M. (2013).** The influence of surface buildings and ground stratification on lining loads applying the finite element method. Electronic Journal of Geotechnical Engineering, 18, 1845–1861.
- KATEBI, H., REZAEI, A. H., HAJIALILUE-BONAB, M., & Tarifard, A. (2015).** Assessment the influence of ground stratification, tunnel and surface buildings specifications on shield tunnel lining loads (by FEM). Tunnelling and Underground Space Technology, 49, 67–78.
- KELLER, J., ROBINSON, A.R. (1959),** Laboratory research on interceptor drains, Journal of the Irrigation and Drainage Division, ASCE, Sept. 1959, pp.25-40.
- LAPORTE, H. (1988),** Problèmes rencontrés lors du percement du tunnel du LEP, Cong. Int., Tunnels and Water, Madrid, Vol. I, pp. 501-509.
- LECA, E., ATWA, M., ANTAO, A. (1995),** Etude de variante par la méthode de prédécoupage mécanique pour le lot Ne 1C (Tunnel de Tataiguille) du prolongement de la ligne TGV Sud-Est, Rapport EP 325104.
- LEE, I.-M., & Nam, S.-W. (2001).** The study of seepage forces acting on the tunnel lining and tunnel face in shallow tunnels. Tunnelling and Underground Space Technology, 16, 31–40.
- LO, K. W., KARUNARATNE, G. P., LEE, S. L. (1984),** Instrumentation of a sewer tunnel in weak Singapore soils, Cong. Int., Case histories in Geotechnical Engineering, St Louis (E.V.), Vol. 3, pp. 1473-1476.
- METREVELI V.** Hydrogéologie et phénomène de transport. Office des publications universitaires ; Alger, pp1-3.
- NEUMAN, S. P., WITHERSPOON, P. A. (1971a),** Variational principles for fluid flow in porous media, ASCE, Vol. 97, EM 2, pp. 359-374.

- NGUYEN PHUONG D. (2003).** Modélisation numérique des soutènements d'excavation, Thèse de doctorat, ENPC.
- OTEO, C. S., CARRILERO, R., PASTOR, A. (1988),** Failure in a tunnel excavated under an old river in Madrid, Cong. Int., Tunnels and Water, Madrid, Vol I, pp. 565-571.
- PANET M., (1995).** Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement. Presses de l'école Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 177 p.
- PELLET, F., DESCOEUDRES, F., EGGER, P. (1993),** The effect of water seepage forces on the stability of an experimental microtunnel. Can. Géotech. J., Vol. 30, pp. 363-369.
- POLUBAMNOVA-KOCHINA (1962),** Theory of Ground Water Movement, traduit du russe par J.M. Roger de Wiest, Princeton University Press, 613 pages.
- POLUBAMNOVA-KOCHINA (1962),** Theory of Ground Water Movement, traduit du russe par J.M. Roger de Wiest, Princeton University Press, 613 pages.
- RICHARDS, L A . (1931),** Capillary conduction of liquids through porous medium, Physics 1, pp. 318-333.
- ROMANOV, A.V. (1959),** Méthodes de calcul de l'écoulement vers les ouvrages de drainage (en russe). Revue Voprosy filtratsionnykh raschetov, Recueil III.
- ROMANOVA, E. J. (1956),** Influence de la fissuration du tapis d'étanchéité amont sur les écoulements sous un barrage (en russe), Revue Voprosy filtratsionnykh raschetov, Recueil II.
- RUBIN, J. (1968),** Theoretical analysis of two dimensional transient flow of water in unsaturated and partly unsaturated soils, Soil Sei. Soc. Amer. Proc, Vol 32, n° 5, p. 607.
- SAOTOME, T. (1988),** Influence of water inflow for tunnelling and countermeasures, Cong. Int., Tunnels and Water, Madrid, Vol. 1, pp. 597-604.
- SATO, K., IIZAWA, M. (1983),** Fundamental study on unsteady flow around underground cavern in unconfined groundwater, Proc. of the Japanese Society of Civil Engineering, n°.337, Septembre 83, p. 213-220.
- SCHNEEBELI G., (1987).** Hydraulique souterraine. 12ème Edition Eyrolle, Paris.
- SCHNEEBELI G., (1966).** Hydraulique souterraine. Eyrolle, Paris.
- SCHNEEBELI, G. (1967),** Hydraulique souterraine, Eyrolles, Paris, 362 pages.
- SHIN, J. H., ADDENBROOKE, T. I., & POTTS, D. M. (2002).** A numerical study of the effect of groundwater movement on long-term tunnel behaviour. Geotechnique, 52, 391–403.
- Shin, J. H., Potts, D. M., & Zdravkovic, L. (2005).** The effect of porewater pressure on NATM tunnel linings in decomposed granite soil. Canadian Geotechnical Journal, 42, 1585–1599.
- SKIKER, A. (1995),** Stabilité du front de taille d'un tunnel creusé par la méthode du prédécoupage mécanique, Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale de Nantes, 181 pages.

- STARFIELD A.M., CUNDALL P.A. (1988)**, towards a methodology for rock mechanics modeling. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 25, n° 3, pp. 99-106.
- TALICHET, G. (1988)**, Congélation pour creusement d'un tunnel piétons à la station Bellecour, métro de Lyon, *Cong. Int., Tunnels and Water, Madrid*, Vol. 1, pp. 613-617.
- TAYLOR, R. L., LUTHIN, J. N. (1969)**, Computer methods for transient analysis of water-table aquifers, *Water Resources Research*, Vol. 5, n° 1, pp. 144-152.
- THEIS , C. V. (1935)**, The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using groundwater storage, *Trans. Amer. Geophys. Union*, Vol. 16, pp. 519-524.
- TODD, D. K. (1959)**, *Groundwater hydrology*, John Wiley and Sons, Londres, 336 pages.
- VARLET H., (1966)**. Barrages & Réservoir. Tome III. Edition Eyrolles.
- VAUCLIN, M., KHANJI, D., VACHAUD, G. (1976)**, Etude expérimentale et numérique du drainage et de la recharge des nappes à surface libre, avec prise en compte de la zone non saturée, *Journal de Mécanique*, Vol. 15, n° 2, pp.307-348.
- WESLEY, L.D. (1994)**, The use of consolidometer to estimate settlement in residual soils, 13ème Cong. Inter. Mécanique des Sols et Travaux de Fondations, New Delhi, pp. 929-934.
- WITHERSPOON, P. A., JAVANDEL, L, NEUMAN, S. P. (1968)**, Use of the finite element method in solving transient flow problems in aquifer systems, *The use of analog and digital computers in Hydrology*, IASH Publication, Vol. 2, n°81, pp. 687-697.
- XUN, G, (1988)**, Water inflow in tunnelling and its treatment, *Cong. Int., Tunnels and Water, Madrid*, Vol. 2, pp. 699-705.
- YOKOYAMA, A. (1978)**, Tunnelling under high water pressure in soft ground, *Symp. Int., Tunnelling under difficult conditions*, Tokyo, Annexe B-2-3.
- Zadjaoui A., (2000)**. Etude des écoulements autour des tunnels : analyse bibliographique et modélisation numérique. Mémoire de Magister. Univ. Abou bekr Belkaid. Tlemcen Algérie.
- ZELLER, J. (1954)**, Comparaison de l'efficacité des drains et des tranchées à l'aide d'essais sur modèles, *Publication de l'Ass. Int. d'hydrologie*, n° 37, pp. 478-493.
- ZELLER, J. (1954)**, Comparaison de l'efficacité des drains et des tranchées à l'aide d'essais sur modèles, *Publication de l'Ass. Int. d'hydrologie*, n° 37, pp. 478-493.
- ZIDOUH (1993)**, Analyse des écoulements survenus sur le chantier Météor de la RATP, Rapport de stage DESS de l'Université Pierre et Marie Curie (Paris VI).