20 JUIN 1997

ÉCOLE
POLYTECHNIQUE

ÉLABORATION D'UN MODÈLE DE PRÉDICTION DES CONTRAINTES IN-SITU DANS LE NORD-OUEST QUÉBÉCOIS

par

Robert Corthésy, Denis E. Gill
Département de génie minéral, École Polytechnique

Maria Helena Leite
Département de génie civil, École Polytechnique

gratuit

En collaboration avec l'IRSST

et les mines

Doyon
Francoeur
Kiena
Louvicourt

Avril 1997

Tous droits réservés. On ne peut reproduire ni diffuser aucune partie du présent ouvrage, sous quelque forme que ce soit, sans avoir au préalable l'autorisation écrite des auteurs.

Dépot légal, avril 1997
Bibliothèque nationale du Québec
Bibliothèque nationale du Canada

Élaboration d'un modèle de prédiction des contraintes in-situ dans le nord-ouest québécois (EPM/RT-97/11)

Robert Corthésy, Denis E. Gill (génie minéral)
Maria Helena Leite (génie civil)

Pour se procurer une copie de ce document, s'adresser:

Les Éditions de l'École Polytechnique
École Polytechnique
Case postale 6079, Succursale A
Montréal (Québec) H3C 3A7
Téléphone: (514) 340-4473
Télécopie: (514) 340-3734

Compter 0,10 $ par page et ajouter 3,00 $ pour la couverture, les frais de poste et la manutention.
Regler en dollars canadiens par chèque ou mandat-poste au nom de l'École Polytechnique.

Nous n'honorerons que les commandes accompagnées d'un paiement, sauf s'il y a entente préalable dans le cas d'établissements d'enseignement, de sociétés ou d'organismes canadiens.

SOMMAIRE

La connaissance des contraintes naturelles qui prévalent dans les massifs rocheux est un prérequis indispensable pour la conception sécuritaire et économique des excavations dans les massifs rocheux comme on en retrouve dans les exploitations minières souterraines.

Comme les forces tectoniques sont l'une des principales source de contraintes naturelles dans le Bouclier canadien et qu'il n'existe pas encore de loi permettant de les quantifier, la seule façon fiable de les connaître demeure la mesure directe de ces dernières avec des techniques plus ou moins sophistiquées. Certains chercheurs se sont attardés à colliger les résultats de ces mesures et les ont utilisés pour produire des modèles de prédiction basés sur leur traitement statistique. Ces modèles de prédiction sont très populaires auprès des exploitants miniers puisqu'ils permettent, de façon économique, d'obtenir une partie des paramètres dont ils ont besoin. Le problème de tels modèles de prédiction est qu'ils sont caractérisés par une dispersion relativement importante des données à partir desquelles ils sont produits. Il en résulte une grande incertitude sur les valeurs qu'ils prédisent, autant en termes d'intensité que de direction des contraintes principales. Cette dispersion résulte de causes naturelles, les contraintes étant très affectées par la variabilité de la déformabilité de la roche et par la répartition plus ou moins aléatoire des structures géologiques qui caractérisent les massifs rocheux. En général, pour une profondeur donnée, plus les points de mesure sont éloignés les uns des autres, plus l'on peut s'attendre à des différences dans les contraintes mesurées. Une autre source de dispersion vient de ce que les mesures sur lesquelles sont basés les modèles de prédiction ne présentent pas toutes les critères de qualité qu'elles devraient avoir.

Les étapes suivantes ont donc été le fil conducteur de ce projet:

- Produire une base de données en limitant la localisation des mesures à une région géologique précise (le long de la faille de Cadillac);
- s'assurer le plus possible de la qualité des données utilisées;
- réaliser des mesures de contraintes à des profondeurs auxquelles aucune information fiable n'est disponible avec une technique éprouvée;
- produire le modèle de prédiction et le comparer aux autres modèles actuellement utilisés;
- proposer une méthodologie fiable pour la réalisation de mesures de contraintes afin de minimiser les sources non naturelles de dispersion des données.

Le modèle proposé est résumé dans le tableau suivant. Des régressions polynomiales de degré 2 se sont avérées efficaces pour représenter la diminution de gradient de contrainte observée avec la profondeur. Les orientations des contraintes principales majeures et intermédiaires sont respectivement NE-SW pour σ_1 et NW-SE pour σ_2, ces contraintes étant dans un plan relativement horizontal. La contrainte principale mineure quant à elle est à peu près confondue avec la contrainte verticale.

Modèle proposé

Contrainte MPa	Relation polynomiale de degré 2 avec x = profondeur en m	Coefficient de corrélation
σ_1 (majeure)	$(-2.3631E\text{-}5*x^2 + .073914*x) \pm 8.0$	0.91
σ_2 (intermédiaire)	$(-1.4769E\text{-}5*x^2 + .047188*x) \pm 7.3$	0.86
σ_3 (mineure)	$(-5.6454E\text{-}6*x^2 + .022233*x) \pm 4.5$	0.82
σ_v (verticale)	$(4.8610E\text{-}6*x^2 + .015684*x) \pm 3.85$	0.86

Une comparaison avec un modèle de prédiction publié pendant notre étude par Canmet et couvrant le territoire auquel nous nous sommes intéressés démontre que le modèle que nous proposons est plus sécuritaire autant pour les instabilités de type structurale que pour les instabilités par excès de contraintes.

Enfin, les recommandations du présent rapport indiquent que l'incertitude qui caractérise les modèles de prédiction des contraintes rendent indispensable la conduite de mesures en place lorsque vient l'étape de la conception finale des excavations. Cette recommandation s'accompagne, en annexe, d'une proposition de méthodologie qui permet de garantir la qualité des résultats obtenus de campagnes de mesure de contraintes.

TABLE DES MATIÈRES

Sommaire i
Table des matières iii
1. Introduction 1
1.1 Définition du problème 1
1.2 Objectifs du projet 1
2. Méthodologie 2
2.1 Origines des contraintes naturelles et in situ 2
2.1.1 Les contraintes naturelles 2
2.1.2 Les contraintes in situ 3
2.2 Besoin de connaître les contraintes 3
2.3 Les principes de mesure 4
2.4 Choix des méthodes à utiliser dans le contexte minier québécois 5
2.4.1 Technique du *Doorstopper* modifié (mesure de déformations en fond de trou) ... 7
2.4.2 Exemple de résultats 7
2.5 Dernier modèle de prédiction publié 8
3 Résultats 11
3.1 Données utilisées pour l'élaboration du modèle 11
3.2 Mesures réalisées au cours de l'année 1995 12
3.3- Élaboration du modèle 13
4. Discussion 17
4.1 Dispersion des résultats 17
4.2 Comparaison du modèle proposé avec le modèle de Arjang (1996) 18
5.Conclusions 21
5.1 Applicabilité des résultats 21
5.2 Retombées du projet 22
Remerciements 22
Références 22
Annexe A : Méthodologie de mesure permettant le contrôle de qualité A-1

1. INTRODUCTION

1.1 Définition du problème

À chaque année, des dizaines d'accidents, parfois mortels, surviennent dans des mines québécoises, à cause d'instabilités au pourtour d'excavations souterraines. Plus de la moitié des accidents mortels dans les mines québécoises sont causés par des instabilités. Ces instabilités sont soit instantanées et violentes (coups de terrain) ou encore se produisent de façon lente suite à une rupture progressive du massif rocheux. Dans un cas comme dans l'autre, des masses plus ou moins importantes de roche se détachent des parois excavées, mettant en danger la sécurité des mineurs. Un élément essentiel requis dans la prédiction de ces instabilités est l'état de contraintes qui prévaut dans le massif avant que les excavations ne soient réalisées. De plus, la mesure des variations de contraintes est un outil indispensable pour le suivi du comportement des ouvrages.

De façon générale, lors des études d'ingénierie des projets miniers, des modèles numériques (éléments finis, éléments frontières etc...) sont utilisés pour prédire l'occurrence d'instabilités autour des excavations projetées. Outre les propriétés mécaniques de la roche et des discontinuités géologiques, ces modèles requièrent l'introduction des contraintes agissant dans le massif rocheux préalablement à l'excavation des cavités. Puisqu'il s'agit le plus souvent de modèles bidimensionnels, les composantes verticale et horizontale de ces contraintes sont requises.

L'approche usuelle consiste à postuler que la contrainte verticale est égale au poids des terres au repos et que la contrainte horizontale est égale à la poussée latérale des terres, soit une fraction de la contrainte verticale, cette fraction étant fonction du coefficient de Poisson du massif. Comme l'état de contrainte qui prévaut dans la région du Nord-Ouest québécois est fortement affecté par le tectonisme, l'hypothèse des terres au repos ne s'applique absolument pas, les contraintes horizontales étant généralement beaucoup plus importantes que celles prédites par ce modèle, ce qui entraîne un design non sécuritaire.

Une alternative beaucoup plus valable, quoiqu'elle comporte des limitations, consiste à utiliser un modèle de prédiction des contraintes préalables. Ces modèles sont des compilations, sous forme graphique ou autres, des données de mesure de contraintes disponibles dans la littérature se rapportant à la province géologique où se situe le projet minier. Pour une profondeur donnée, on dispose alors des valeurs extrêmes (maximum et minimum) et moyennes des composantes de contraintes verticale et horizontale.

De tels graphiques sont disponibles pour le Nord-Ouest québécois et le Nord-Est ontarien. Toutefois, pour ce qui est des données disponibles dans le Nord-Ouest du Québec, elles sont d'une part, peu nombreuses et comportent des zones importantes peu explorées, surtout au-delà de 300 m. De plus, ces mesures montrent une dispersion importante dont l'origine peut provenir d'un manque d'uniformité dans la façon dont les mesures ont été réalisées.

1.2 Objectifs du projet

Le projet consiste à réaliser des mesures de contraintes avec une technique éprouvée, dans des mines du Nord-Ouest québécois situées le long de la faille de Cadillac dans des zones et à des profondeurs où de telles mesures n'ont jamais été effectuées. Ces mesures, une fois compilées et combinées aux données déjà disponibles, permettent de proposer un modèle de prédiction des contraintes pouvant être utilisé dans les étapes préliminaires du design des excavations souterraines. Lors de ces étapes, les zones montrant un potentiel d'instabilité peuvent être étudiées plus en détail, ce qui doit inclure des mesures de contrainte dans la zone critique. Ces mesures seront conduites ou commandées par l'exploitant minier. En relation avec ce dernier point, un deuxième objectif du projet consiste à proposer une méthodologie permettant de garantir la qualité des mesures obtenues. Cette méthodologie, présentée en annexe, est celle qui a été utilisée lors des travaux de terrain reliés au présent projet.

Le modèle de prédiction proposé est donc un outil important qui permet à l'ingénieur d'introduire des données plus réalistes dans son modèle de design et par conséquent, d'identifier plus efficacement les zones où la sécurité des mineurs est menacée.

2. MÉTHODOLOGIE

La méthodologie suivie dans ce projet est conséquente à une série de d'énoncés et de définitions faisant l'objet des sections qui suivent.

2.1 Origines des contraintes naturelles et in situ

2.1.1 Les contraintes naturelles

Les contraintes naturelles présentes dans les massifs rocheux proviennent de deux sources principales. La première est la gravité, c'est-à-dire l'effet de l'accélération terrestre sur la masse rocheuse. Cet effet s'amplifie avec la profondeur, puisqu'il s'agit d'un effet cumulatif, chaque élément sous-jacent supportant le poids de l'élément sus-jacent. L'effet s'amplifie aussi avec une augmentation du poids volumique de la roche, les roches plus denses générant des forces plus grandes lorsque soumises à un même champ gravitaire.

Aux effets de la gravité, viennent s'ajouter les effets des forces tectoniques, dont l'origine vient des mouvements des plaques tectoniques, elles-mêmes entraînées par les courants de convection présents dans le magma. Ces forces varient en intensité et en direction en fonction de nombreux paramètres, dont la lithologie, la topographie et la position géographique. La superposition des effets de la gravité et des forces tectoniques n'est pas seule responsable des contraintes naturelles que l'on retrouve dans les massifs rocheux. En effet, ces derniers ne sont pas continus mais sont constitués d'un assemblage de blocs délimités par des discontinuités qui s'étendent de l'échelle microscopique (microfissures) à l'échelle continentale (failles). Ces discontinuités ont pour effet de modifier la continuité des champs de déplacement et de force et

par conséquent, la distribution des contraintes à l'intérieur du massif, créant des zones de concentration et de relâchement de contraintes. Ces discontinuités peuvent aussi contenir de l'eau, qui aura aussi pour effet, de modifier l'état de contrainte.

L'hétérogénéité de déformabilité, que l'on peut définir comme une variation spatiale des propriétés de déformabilité de la roche, est aussi une cause de la dispersion des contraintes à l'intérieur des massifs rocheux. Tout comme les discontinuités, les hétérogénéités se retrouvent de l'échelle microscopique à l'échelle continentale.

Enfin, l'anisotropie de déformabilité, que l'on peut définir comme une variation de déformabilité en fonction de l'orientation suivant laquelle on la mesure et qui, elle aussi, se retrouve à différentes échelles, a aussi une influence sur la distribution des contraintes à l'intérieur de la masse rocheuse.

Si la gravité et les forces tectoniques sont à la source des contraintes naturelles présentes dans les massifs rocheux, d'autres phénomènes, eux aussi naturels, ont pour effet de modifier ces contraintes en partant de l'échelle microscopique jusqu'à l'échelle continentale. Nous comprenons alors pourquoi il est très difficile d'extrapoler des mesures de contraintes faites en un point précis et à une échelle donnée du massif rocheux, sans prendre en considération les phénomènes naturels qui peuvent modifier la grandeur et l'orientation de ces contraintes.

2.1.2 Les contraintes in situ

Les contraintes in situ sont une modification à l'état de contraintes naturelles, causée par l'intervention de l'homme.

L'excavation d'une galerie, d'un chantier ou d'un forage, va modifier l'état de contrainte autour de cette excavation. En fait, on peut assimiler la présence d'une excavation à une hétérogénéité du massif rocheux, où l'on passe de la déformabilité de ce dernier à la déformabilité de l'air, l'excavation agissant comme une inclusion d'une très grande déformabilité. Il est important de tenir compte de l'influence des excavations sur le champ de contraintes naturelles lorsque l'on cherche à mesurer ces dernières. Il est possible d'effectuer la mesure hors de la zone d'influence de l'excavation, ou encore, de corriger la mesure en tenant compte de la perturbation que l'excavation entraîne, ceci n'étant possible que si la géométrie de l'excavation est relativement simple et que la loi de comportement du massif rocheux et les paramètres qui y sont associés sont bien connus.

2.2 Besoin de connaître les contraintes

De la même façon que le dimensionnement d'une colonne supportant un édifice nécessite la connaissance de la charge qu'elle aura à supporter, la conception des excavations souterraines nécessite la connaissance des contraintes in situ avant qu'elles ne soient percées, puisque la

grandeur, l'orientation et la distribution des contraintes autour de ces cavités dépendront, entres autres mais avant tout, du champ de contraintes pré-excavation.

La connaissance a priori de l'état de contrainte dans le massif rocheux permet d'établir la géométrie et l'orientation optimales des excavations afin de limiter la quantité de soutènement à mettre en place et de diminuer les risques d'instabilités structurales (le long de discontinuités) ou par excès de contraintes (rupture de la roche intacte). Cette optimisation de la géométrie des excavations permet donc une stabilité naturelle accrue et diminue les coûts et inconvénients associés au soutènement, aux accidents, aux pertes d'équipement, aux pertes de minerai et à la dilution.

Une autre utilité à la mesure des contraintes absolues est de vérifier si le modèle de design ou les hypothèses à la base de ce modèle sont valables ou non, en comparant la réponse du massif rocheux en termes de distribution de contraintes mesurées autour de l'excavation par rapport à la distribution prévue par le design. S'il existe un écart, c'est que la loi de comportement ou les paramètres associés à cette loi ne sont pas adéquats ou encore que les contraintes naturelles n'ont pas été mesurées ou évaluées correctement. Ce suivi du comportement des excavations fait partie de la méthodologie du design en mécanique des roches.

Enfin, à n'importe quel moment au cours de la vie d'une excavation souterraine, il est possible de mesurer les contraintes in situ à des endroits bien précis où des problèmes d'instabilité peuvent ou semblent vouloir survenir, puisque, comme il a été mentionné précédemment, la connaissance de l'état de contrainte est essentielle pour les analyses de stabilité.

2.3 Les principes de mesure

Le choix des techniques de mesure de contrainte est aussi varié que les résultats que l'on peut en obtenir. Afin d'illustrer cette variété, voici quelques éléments d'information tirés du ***Guide des méthodes de mesures de contraintes dans les roches dures*** (Corthésy et al. 1993).

Comme nous le savons, le concept de contrainte est immatériel, les contraintes ne sont pas observables. Toutefois leur présence ou une variation de celles-ci entraîne des effets observables sur la matière, tels que des changements de forme ou de volume, des changements de propriétés mécaniques, électriques ou optiques. Des techniques permettant d'observer et de quantifier ces phénomènes à l'intérieur des massifs rocheux ont donc été développées et des modèles d'interprétation permettant de relier l'ampleur des phénomènes observés aux contraintes en place ont été élaborés. Afin de simplifier la revue des très nombreuses méthodes de mesure de contraintes in situ, il est préférable de les regrouper. Le critère de classement le plus approprié est certes le principe mis à profit par chacune des techniques. Dans cette optique, nous définissons quatre catégories:

i) Les techniques basées sur le principe du rétablissement.
ii) Les techniques basées sur le principe de la récupération.

iv) Les autres techniques; ces dernières, souvent qualifiées d'exotiques, font appel à une diversité de principes et ont, la plupart du temps, un champ d'application limité ou qui sont encore à l'étape du développement.

Le tableau 1, présente les différentes techniques utilisées. Elles sont classées par catégorie. Il ne s'agit pas d'une liste exhaustive, mais plutôt d'une liste des techniques qui ont déjà été employées avec un certain succès.

Tableau 1 : Liste des principales techniques de mesures de contraintes

Principe du rétablissement	Vérin plat - vérin plat conventionnel - "small flat jack"
Principe de récupération	Broches Variation de diamètre de forages - Cellule USBM - Cellule à quatre palpeurs - Cellule de l'université de Liège - Cellule japonaise - Cellule du CERCHAR Déformations à la paroi de forages - Cellule de CSIR - Cellule CSIRO - Cellule SSPB - Cellule LUH - "Borehole slotter" - "Jack fracturing" Déformations en fond de forage - Cellule "doorstopper" - Cellule CEJM - Cellule hémisphérique
Fracturation	- Fracturation hydraulique - Fracturation dilatométrique - "Borehole breakouts" - Remaniement des carottes
Autres principes	Vélocité sonique Effet Kaiser Déformations différées

2.4 Choix des méthodes à utiliser dans le contexte minier québécois

Le contexte minier québécois peut être caractérisé par plusieurs éléments qui lui sont propres. Le groupe d'éléments qui nous intéresse ici est celui qui définit le contexte géomécanique au sens large, c'est-à-dire, la structure géologique, l'état de contrainte et les caractéristiques mécaniques de la roche, qui englobent les relations contrainte-déformation et la résistance de la roche intacte et des discontinuités.

Nous retrouvons au Québec plusieurs mines peu profondes, où la structure géologique développée a un effet sur la distribution des contraintes à l'intérieur du massif rocheux, celle-ci étant moins uniforme que celle que l'on retrouve dans les massifs intacts ou peu fissurés. Dans ce type de milieux, les contraintes sont généralement peu élevées. Les techniques requérant un surcarottage (cellules triaxiales CSIR, CSIRO et USBM) sont mal adaptées aux massifs fracturés étant donnée la longueur importante de carotte intacte requise pour réaliser une mesure avec ces techniques. Nous retrouvons aussi des mines où l'on exploite le plus souvent des gisements caractérisés par une très grande rigidité, qui agissent comme des inclusions rigides et dans lesquelles les contraintes se concentrent. Ces roches sont peu fracturées à l'état naturel mais des problèmes de rupture des carottes "discing", avec des plans de fracturation perpendiculaires à leur axe, se présentent, particulièrement si la carotte que l'on cherche à récupérer comporte déjà un trou, comme c'est le cas pour les techniques de mesure nécessitant un surcarottage. Ces particularités rendent particulièrement critique le choix d'une méthode de mesure

Les principaux critères qui doivent guider ce choix sont les suivants:

- qualité du massif rocheux
- localisation des points de mesure
- conditions environnementales (présence d'eau, températures extrêmes)
- disponibilité de l'expertise
- disponibilité de l'équipement
- disponibilité du budget
- intensité anticipée des contraintes
- type de tenseur de contrainte requis (2D ou 3D)
- fiabilité de la technique
- sensibilité de la technique

Il est donc important de bien identifier les besoins et les conditions de terrain que l'on anticipe avant de procéder au choix d'une technique. Il faut ensuite s'assurer de la disponibilité de l'expertise, des équipements et des budgets. Les techniques que nous croyons les mieux adaptées aux applications minières dans le contexte défini plus haut, sont les techniques basées sur le principe de récupération pour les raisons suivantes. Plusieurs de ces techniques sont parmi les plus anciennes et ont déjà fait leurs preuves dans de nombreuses mines à travers le monde y compris dans les mines canadiennes et québécoises. Elles permettent toutes d'avoir accès à des points précis situés à l'intérieur du massif rocheux ce qui est un avantage lorsqu'il s'agit de mesurer les contraintes pour régler un problème identifié à une zone particulière. Ces techniques

font généralement appel à de l'équipement couramment utilisé sur les sites miniers, comme les foreuses au diamant, et une campagne de mesures de contrainte peut facilement être intégrée à une campagne d'exploration visant à établir les réserves. Ces techniques sont celles qui, lorsque utilisées correctement, donnent les résultats les plus précis et il est possible de valider de différentes façons la qualité de ces mesures

2.4.1 Technique du *Doorstopper* modifié (mesure de déformations en fond de trou)

Dans le cadre du projet de recherche de l'IRSST, dont fait l'objet le présent rapport, nous avons retenu une technique qui est, à notre avis, la plus flexible, la plus fiable et la plus économique qui soit. Il s'agit de la technique du *Doorstopper* modifié. Cette technique a été mise au point au laboratoire de mécanique des roches de l'École Polytechnique de Montréal par les auteurs de ce rapport. Nous pouvons résumer les avantages de cette technique comme suit:

Une technique flexible qui permet des mesures:	-dans des massifs fracturés. -où l'état de contrainte élevé produit du "discing". -dans des trous inondés. -dans des trous profonds. -très rapprochées les unes des autres dans un même forage, ce qui est un avantage dans les zones où le gradient de contrainte est élevé ou dans les massifs très hétérogènes,
Une technique économique:	-un seul diamètre de forage (NQ) est requis (disponible en Abitibi) -une cellule peu coûteuse.
Une technique fiable:	-modèle de calcul des contraintes qui tient compte de l'hétérogénéité, de l'anisotropie et de la non linéarité des relations contrainte-déformation. -le suivi de la température, d'une jauge de référence et des déformations en fond de trou pendant le relâchement des contraintes permet un contrôle de qualité inégalé avec d'autres techniques.

L'annexe A rapporte de façon plus détaillée la méthodologie du doorstopper modifié et met en lumière les éléments qui en font la technique qui permet d'établir des critères de qualité ne pouvant être obtenus avec d'autres techniques de mesure.

2.4.2 Exemple de résultats

Afin d'illustrer la qualité des mesures qu'il est possible d'obtenir avec la technique du doorstopper modifié, un exemple tiré de la campagne de mesure de l'été 1995 dans le cadre du projet de l'IRSST est donné à la figure suivante. Deux éléments permettent d'évaluer la qualité de cette meure. Le premier est le mariage parfait des invariants de déformation obtenus en faisant

la somme de deux déformations mesurées à 90 degrés l'une de l'autre. L'autre élément est la stabilité de la jauge de référence qui permet de juger de la stabilité du module d'acquisition pendant l'essai. On peut remarquer aussi que la température n'a varié que de 1 degré Celsius pendant l'essai. Les effets de cette variation, même faible, peuvent êtres corrigés au moment du traitement des données. Ces résultats sont possibles grâce à l'utilisation du MAI (Module Acquisiteur Intelligent) mis au point au laboratoire de mécanique des roches de Polytechnique en collaboration avec Hydro-Québec et la compagnie Solutions Temps Réel.

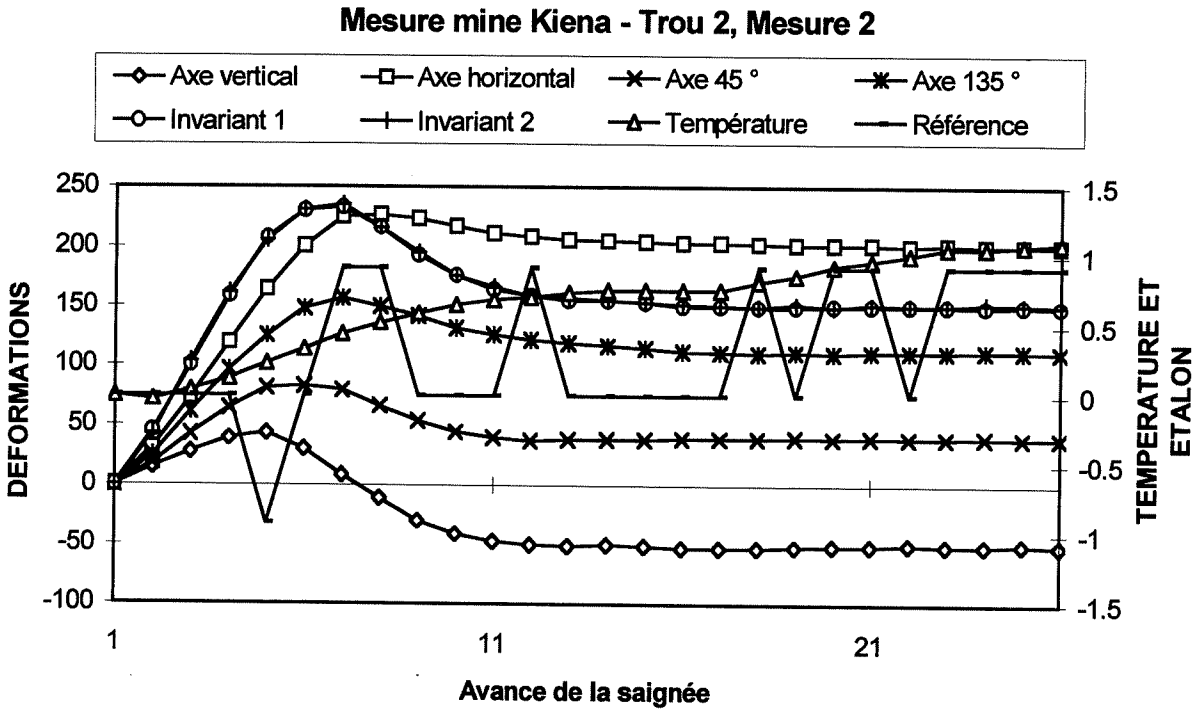


Figure 1: Exemple de mesure de contrainte obtenu avec le *Doorstopper* modifié

2.5 Dernier modèle de prédiction publié

Arjang (1996) a publié une mise à jour d'un modèle de prédiction des contraintes dans ce qu'il appelle le district minier de l'Abitibi. Cette mise à jour comporte une nouveauté par rapport aux modèles précédents (Arjang, 1989; Herget, 1986) dans le sens où elle se limite cette fois à une région géologique plus restreinte, se ralliant ainsi au concept de régionalisation énoncé dans notre proposition de projet soumise à l'IRSST en 1994. Ce concept énonce que le contexte géologique a une influence non négligeable sur la distribution des contraintes naturelles dans les massifs rocheux et qu'en principe, des mesures de contraintes réalisées en des points de plus en plus éloignés auront tendance, à profondeur égale, à être de moins en moins corrélées.

Le district étudié par Arjang est limité à l'est par la province du Grenville et à l'ouest par la sous-province de Kapuskasing. Les données utilisées par ce dernier proviennent de 19 mines

étendues entre Chibougamau au nord-est et Timmins à l'ouest. Les profondeurs couvertes vont de 60 m à 2005 m. La sélection des données utilisées dans son modèle se fait en fonction d'un critère de contrôle de qualité particulier. Tout d'abord, la contrainte verticale mesurée est comparée à la valeur calculée en supposant le chargement gravitaire seul (aucun effet du tectonisme). Si les deux valeurs s'approchent (intervalle de 5% par rapport à la tendance centrale) la mesure est considérée. De plus, Arjang énonce que les valeurs élevées de contrainte horizontale sont rejetées, l'hypothèse qu'elles sont induites par la présence d'excavations étant faite, mais non vérifiée. Cette discrimination des données est très discutable puisqu' il n'est pas indiqué de quelle façon on identifie des contraintes "élevées". Enfin, certaines des données utilisées par Arjang pour son modèle sont issues de rapports dans lesquels il est clairement indiqué qu'il ne s'agit probablement pas de contraintes naturelles mais de contraintes éventuellement affectées par la présence d'excavations. Le tableau 1 qui suit présente les données utilisées par Arjang dans son modèle.

Tableau 1

Données utilisées par Arjang pour son modèle du district minier d'Abitibi

*Mine Ville	Profondeur m	sigma1 MPa	azimut degrés	plongée degrés	sigma2 MPa	azimut degrés	Plongée degrés	sigma3 MPa	azimut degrés	plongée degrés	sigmaV MPa
*Selbaie Joutel	70	3.4	165	19	1.4	15	68	-0.5	258	10	1.6
	180	6.9	312	10	3.3	34	1	1.8	128	80	2.0
	180	11.7	304	4	4.3	214	3	2.0	90	85	2.1
	180	11.7	132	3	6.8	227	57	6.6	40	34	6.6
	290	14.7	312	12	6.9	213	35	5.6	238	52	6.4
*Eldrich Évain QC											
	115	12.3	79	18	6.3	340	26	1.2	200	58	3.1
	115	9.4	294	6	6.1	25	15	3.3	184	74	3.5
	276	22.2	275	18	9.0	9	11	5.7	129	69	7.4
	276	19.6	62	8	11.1	326	35	2.7	164	54	5.8
*Ansil Noranda QC											
	1220	53.2	226	10	19.4	7	77	10.8	135	8	20.3
	1220	40.6	232	1	25.2	141	49	15.7	324	41	21.1
	1340	58.9	281	4	44.2	13	29	22.9	183	61	28.1
*Corbet Lac Dufault QC											
	665	47.4	47	0	32.9	137	0	17.8	0	90	17.9
*Bousquet 2 Cadillac QC											
	190	14.3	34	6	7.0	303	12	4.8	152	76	5.0
	190	19.1	35	0	14.4	125	11	7.2	303	79	7.4
*Dumagami Cadillac QC											
	900	57.2	44	21	36.8	138	11	10.5	256	66	17.7
	900	51.8	46	0	35.8	136	3	19.0	300	86	19.1

Tableau 1 (suite)

*Mine Ville	Profondeur m	sigma1 MPa	azimut degrés	plongée degrés	sigma2 MPa	azimut degrés	plongée degrés	sigma3 MPa	azimut degrés	plongée degrés	SigmaV MPa
*Kiena Val d'Or QC											
	170	4.7	207	10	1.4	302	24	1.3	95	64	1.3
	170	8.1	32	1	3.5	302	11	2.7	122	79	2.7
	170	7.9	195	3	4.4	105	3	2.6	325	85	2.6
	170	9.9	254	13	6.2	344	4	2.2	92	77	2.4
	273	13.1	59	5	8.0	151	20	4.9	316	69	5.3
*Sigma Val d'Or QC											
	1142	59.6	182	48	35.5	256	30	20.4	119	51	29.7
	1142	57.6	6	9	39.6	222	42	16.2	106	46	27.7
	1142	47.1	9	11	35.3	268	41	24.7	112	46	30.3
*Chimo Louvicourt QC											
	710	51.9	7	20	31.8	100	7	16.1	206	67	21.0
*Louvicourt Louvicourt QC											
	655	27.5	130	0	16.5	220	0	7.8			
	655	35.7	130	0	26.3	220	0	14.9			
*Lac Shortt Desmaraisville QC											
	132	29.4	120	12	16.2	215	21	5.7	1	66	5.7
	132	27.3	117	21	19.8	212	14	5.5	333	65	5.5
	132	34.0	100	14	18.8	192	8	10.5	312	74	10.5
	290	48.3	130	7	20.7	225	34	10.6	29	55	10.6
*Isle-Dieu Matagami QC											
	430	32.5	202	10	13.0	306	56	9.7	106	32	12.6
*Norita Matagami QC											
	714	70.5	157	19	67.5	76	23	19.7	30	59	19.7
*Copper Rand Chibougamau QC											
	806	42.9	241	2	29.2	341	77	19.8	150	12	28.8
	1078	36.0	68	7	27.8	337	6	21.8	205	81	21.1
	1078	63.7	275	4	35.0	7	16	29.6	172	74	30.1
*Joe Mann Chibougamau QC											
	365	26.4	236	2	13.8	145	22	11.1	332	68	11.5
	365	25.0	228	3	11.3	127	73	10.2	320	15	11.3
	556	28.9	178	4	17.4	85	14	11.6	288	74	12.1
	556	26.9	336	9	17.9	67	5	12.4	351	84	12.9
	716	51.2	330	2	44.8	61	13	20.1	230	77	21.4

Dans ce tableau et ceux qui suivent, la convention utilisée veut que les contraintes positives sont de compression, les azimut sont mesurés suivant la convention d'arpentage soit le nord à 0 degrés et les angles mesurés suivant le sens horaire. La plongée est considérée positive vers le haut.

Le modèle de prédiction de Arjang (1996) obtenu des données du tableau 1 se résume dans le tableau suivant :

Tableau 2
Modèle proposé par Arjang (1996) dans le district minier d'Abitibi

Contrainte	Ordonnée à l'origine MPa	Gradient (pente) MPa/m	Coefficient de corrélation
σ_1 (majeure)	12 ± 2.0	0.0366 ± 0.0022	0.90
σ_2 (intermédiaire)	6.1 ± 1.7	0.0253 ± 0.0017	0.88
σ_3 (mineure)	1.2 ± 4.0	0.0190 ± 0.0041	0.92
σ_v (verticale)		0.0253	

Il est à noter que Arjang propose une régression linéaire pour l'ensemble des données. Les orientations des contraintes principales σ_1 et σ_2 relevées sont très variables. Seule σ_3 montre une certaine consistance, étant orientée suivant une tendance sub-verticale. Ces valeurs sont sensiblement les mêmes que celles publiées pour l'ensemble du bouclier canadien par Herget(1986) et Arjang (1989). Ce modèle comporte une ordonnée à l'origine relativement importante pour σ_1 et σ_2, soit 12 et 6 MPa respectivement. Les intervalles ± présentés au tableau 2 indiquent l'intervalle de confiance associé aux paramètres de la régression et ne doivent pas être confondus avec la dispersion des valeurs de contrainte auxquelles on peut s'attendre.

Si l'on se réfère aux données publiées par Herget (1986) et Arjang (1989), pour l'ensemble des mesures effectuées dans le Bouclier canadien, il ressort assez clairement que la distribution des contraintes est de type polynomiale, malgré que les auteurs proposent une distribution linéaire après avoir tenté d'ajuster un modèle bilinéaire, sans que ce dernier n'améliore le coefficient de corrélation. Notons qu'un modèle bilinéaire présente une fonction non-continue qui n'est pas en accord avec la relative continuité de la distribution des contraintes.

3. RÉSULTATS

3.1 Données utilisées pour l'élaboration du modèle

Bien qu'il y ait eu des mesures de contraintes exécutées in situ dans les mines du Québec avant 1980, les plus anciennes qu'il est possible de documenter datent de 1984. Situation surprenante si on considère que parmi les techniques de mesures utilisées de nos jours, certaines existaient déjà à la fin des années 60.

Comme il a été mentionné précédemment, nous nous sommes limités, dans une première analyse, aux données relatives aux mines qui longent la faille de Cadillac, partant du principe voulant que ces mesures présentent une meilleure corrélation. Ces données proviennent de trois sources. La première est les mesures réalisées dans le cadre du projet, la deuxième de données obtenues suite à une cueillette de données auprès des mines et la troisième d'une partie des données présentées au tableau 1.

3.2 Mesures réalisées au cours de l'année 1995

Des mesures de contrainte à l'aide de la technique du doorstopper modifié ont été menées à différentes profondeurs dans quatre mines s'étendant d'est en ouest le long de la faille de Cadillac (Corthésy et al., 1996 a, 1996 b, 1996 c, 1996 d). La raison justifiant la réalisation de telles mesures dans le cadre du projet est de disposer de résultats que l'on pourrait qualifier de *résultats étalon*, puisqu'ils sont obtenus avec les techniques de mesure et d'interprétation des résultats les plus sophistiquées. En effet, la technique du doorstopper modifiée est celle qui requiert le minimum d'hypothèses non vérifiées pour le calcul des contraintes et qui permet aussi de valider la qualité des mesures. Les mines visitées en 1995 sont, par ordre chronologique des campagnes de mesure, Kiena, Louvicourt, Doyon et Francoeur. Le tableau 3 présente la localisation et la chronologie des campagnes de mesure.

Tableau 3

Localisation et chronologie des mesures réalisées dans le cadre du projet

Mine	Profondeur des mesures	Dates de réalisation	Nombre de mesures
Kiena	810 m	9 au 16 mai 1995	6
Louvicourt	855 m	24 au 29 mai 1995	3
Doyon	525 m	13 au 17 juin 1995	3
Francoeur	687 m	13 au 17 août 1995	6

Les rapports techniques reliés à ces campagnes de mesure dans le cadre du projet sont joints à l'annexe B du présent document. Le tableau 4, résume les résultats obtenus de ces campagnes de mesure

Tableau 4

Résultats des mesures réalisées dans le cadre du projet

*Mine Ville	Profondeur m	sigma1 MPa	azimut degrés	plongée degrés	sigma2 MPa	azimut degrés	plongée degrés	sigma3 MPa	azimut degrés	Plongée degrés	sigmaV MPa
*Kiena Val d'Or	810	61.2	206	2	44.9	296	2	26.0	346	87	26.0
*Louvicourt Louvicourt	855	35.3	249	27	27.6	343	9	3.3	90	61	10.7
*Doyon Rouyn	525	22.5	268	12	6.5	194	53	3.2	169	34	6.2
*Fancoeur Arntfield	687	21.9	230	5	13.4	320	10	10.2	113	79	10.4

En combinant les données du tableau 4 avec les données déjà disponibles le long de la faille de Cadillac, (Corthésy et al, 1996, 1993, 1986; Arjang, 1996, 1989, 1988 a, 1988 b, 1987; Falmagne, 1989) nous obtenons la base de données à partir de laquelle notre modèle va être élaboré. Le tableau 5 présente par ordre croissant de profondeur, les valeurs utilisées dans l'élaboration de notre modèle.

Tableau 5

Données utilisées dans l'élaboration du modèle

*Mine	Profondeur M	sigma1 MPa	azimut degrés	plongée degrés	sigma2 MPa	azimut degrés	plongée degrés	sigma3 MPa	azimut degrés	plongée degrés	sigmaV MPa
Louvem	80	8.25			1.41		-3.7				1.33
Kiena	170	4.7	207	10	1.4	302	24	1.3	95	64	1.3
Kiena	170	8.1	32	1	3.5	302	11	2.7	122	79	2.7
Kiena	170	7.9	195	3	4.4	105	3	2.6	325	85	2.6
Kiena	170	9.9	254	13	6.2	344	4	2.2	92	77	2.4
Bousquet 2	190	14.3	34	6	7.0	303	12	4.8	152	76	5.0
Bousquet 2	190	19.1	35	0	14.4	125	11	7.2	303	79	7.4
Bousquet 2	190	16.7	45	0	10.8	135	0	6	135	90	6.2
Kiena	273	13.1	59	5	8.0	151	20	4.9	316	69	5.3
Doyon	525	22.5	268	12	6.5	194	53	3.2	169	34	6.2
Louvicourt	655	27.5	130	0	16.5	220	0	7.8	100	89	7.8
Lac Dufault	665	47.4	47	0	32.9	137	0	17.8	0	90	17.9
Francoeur	687	21.9	230	5	13.4	320	10	10.2	113	79	10.4
Chimo	710	51.9	7	20	31.8	100	7	16.1	206	67	21.0
Louvicourt	755	52.3	193	8	30.2	295	10	15.9	66	77	17.0
Kiena	810	61.2	206	2	44.9	296	2	26.0	346	87	26.0
Louvicourt	855	35.3	249	27	27.6	343	9	3.3	90	61	10.7
Dumagami	900	57.2	44	21	36.8	138	11	10.5	256	66	17.7
Dumagami	900	51.8	46	0	35.8	136	3	19.0	300	86	19.1
Dumagami	900	58			39			15			
Sigma	1142	59.6	182	48	35.5	256	30	20.4	119	51	29.7
Sigma	1142	57.6	6	9	39.6	222	42	16.2	106	46	27.7
Sigma	1142	47.1	9	11	35.3	268	41	24.7	112	46	30.3
Ansil	1220	53.2	226	10	19.4	7	77	10.8	135	8	20.3
Ansil	1220	40.6	232	1	25.2	141	49	15.7	324	41	21.1
Ansil	1340	58.9	281	4	44.2	13	29	22.9	183	61	28.1

3.3- Élaboration du modèle

Les données du tableau 5, lorsque portées en graphique, permettent d'établir les tendances suivant lesquelles les différentes composantes de contrainte sont distribuées en fonction de la profondeur. Nous avons remarqué, en effectuant des régressions linéaires sur des ensembles de données comportant des groupes de meures faites à plus faible profondeur, que les gradients de contraintes ont tendance à être plus élevés à ces faibles profondeurs. Plus nous introduisons des

mesures faites à des profondeurs importantes, plus les gradients diminuent. Ceci indique qu'une relation linéaire n'est pas adéquate pour représenter l'évolution des contraintes avec la profondeur. Nous avons donc effectué des régressions de type polynôme de degré 2, qui nous ont donné des coefficients de corrélation légèrement plus élevés que ceux obtenus avec les régressions linéaires.

Cette petite différence dans la qualité de l'ajustement des données n'est toutefois pas un élément ayant une grande signification. Ce qui est beaucoup plus important est de noter qu'un tel modèle reflète bien l'augmentation du gradient de contrainte avec la diminution de la profondeur. Si nous prenons les autres modèles publiés pour le Bouclier canadien où une relation linéaire est utilisée, c'est l'ordonnée à l'origine qui compense pour la faible valeur des gradients proposés.

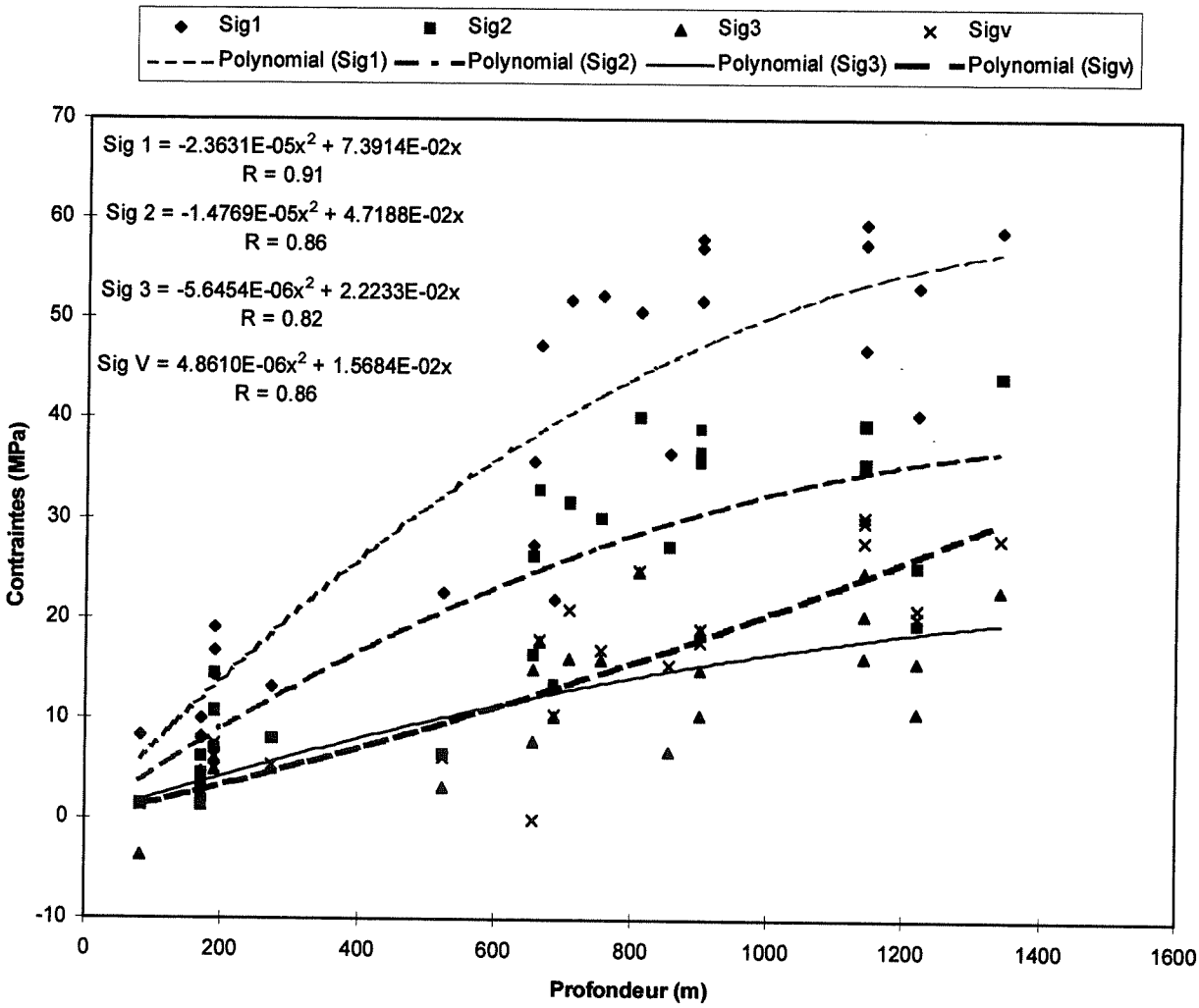


Figure 2: Modèle de prédiction des contraintes

Pour notre modèle, nous avons donc proposé des relations polynomiales avec une ordonnée à l'origine nulle. La différence de coefficient de corrélation entre l'imposition d'une ordonnée nulle et non nulle pour les polynômes est de moins de 1% et cette approche semble plus cohérente avec les données disponibles. Le tableau 6 qui suit résume les paramètres du modèle proposé. Les coefficients de corrélation quoique relativement élevés, indiquent malgré tout qu'une certaine dispersion caractérise les valeurs observées. On remarque que le signe négatif du facteur multiplicateur de la profondeur élevée au carré, indique une diminution du gradient de contrainte avec la profondeur pour σ_1, σ_2 et σ_3 respectivement. Seule la composante verticale de contrainte montre une faible augmentation de gradient avec la profondeur. Les valeurs qui suivent le symbole $\pm$ correspondent à une erreur-type (standard error).

Tableau 6 : Modèle proposé

Contrainte MPa	Relation polynomiale de degré 2 avec x = profondeur en m	Coefficient de corrélation
σ_1 (majeure)	$(-2.3631E\text{-}5*x^2 + .073914*x) \pm 8.0$	0.91
σ_2 (intermédiaire)	$(-1.4769E\text{-}5*x^2 + .047188*x) \pm 7.3$	0.86
σ_3 (mineure)	$(-5.6454E\text{-}6*x^2 + .022233*x) \pm 4.5$	0.82
σ_v (verticale)	$(4.8610E\text{-}6*x^2 + .015684*x) \pm 3.8$	0.86

En ce qui concerne l'orientation des contraintes, les stéréogrammes suivants indiquent les tendances observées. La contrainte principale majeure est sub-horizontale avec une tendance NE-SW, la contrainte intermédiaire est aussi sub-horizontale avec une tendance NW-SE alors que la contrainte principale mineure est quasi-verticale.

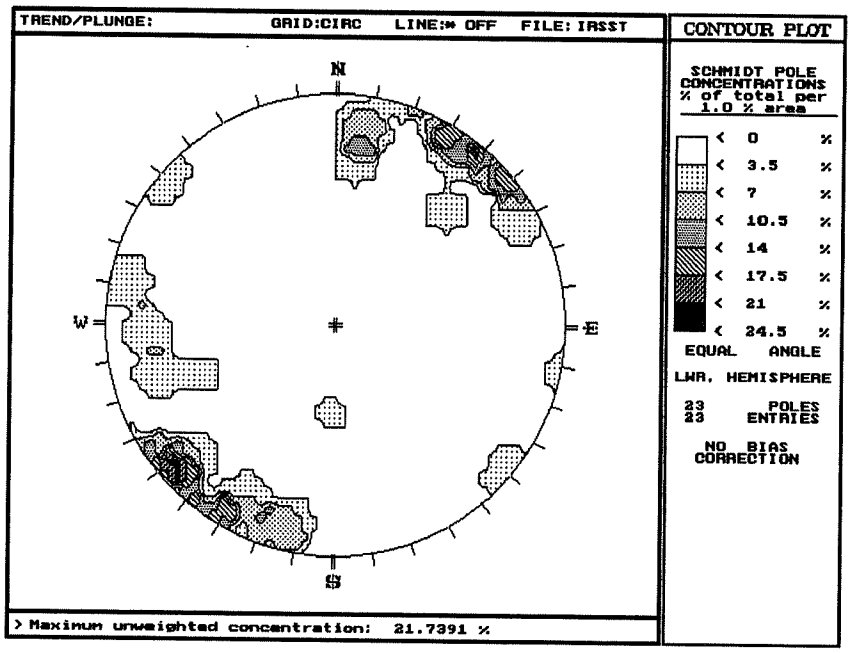


Figure 3: Orientation de la contrainte principale majeure

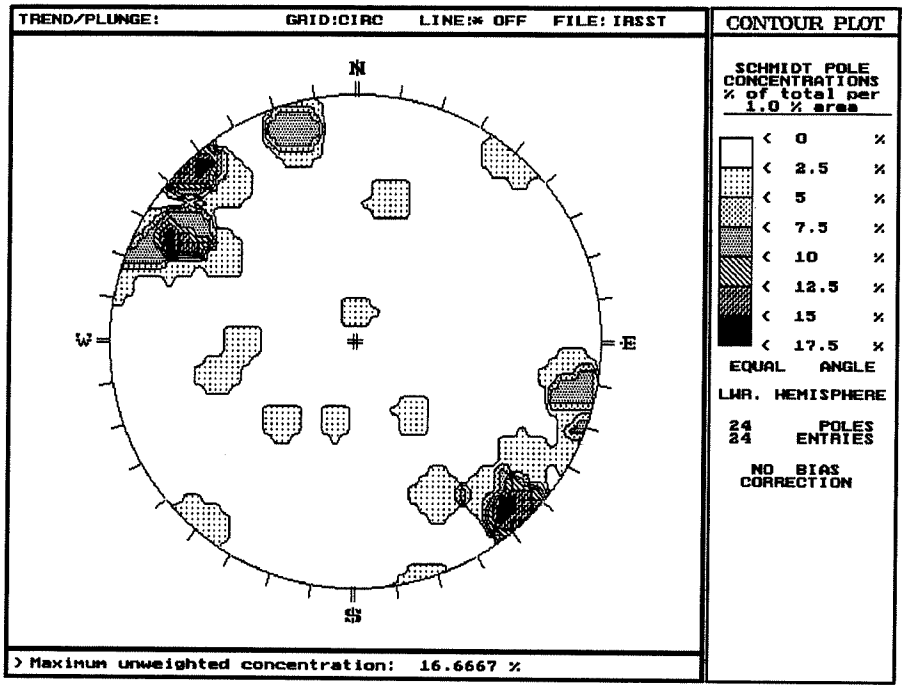


Figure 4: Orientation de la contrainte principale intermédiaire

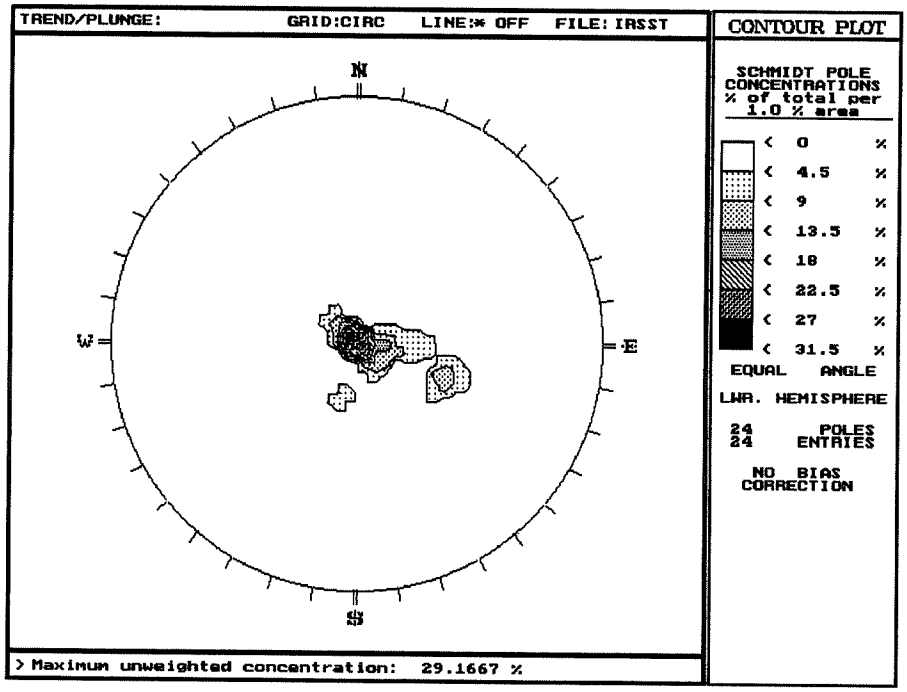


Figure 5: Orientation de la contrainte principale mineure

4. Discussion

4.1 Dispersion des résultats

Les figures 2 à 5 illustrent clairement que les contraintes mesurées présentent une dispersion non négligeable de leur intensité et de leur orientation. Cette dispersion est caractérisée par l'erreur-type qui suit le symbole ± dans le tableau 6. L'erreur type représente la valeur moyenne d'écart entre les valeurs observées et le modèle proposé (qui représente une moyenne).

Cette dispersion provient de la combinaison de plusieurs causes. Premièrement, il y a les causes naturelles. À la lumière de ce qui a été énoncé précédemment, il n'y a pas de raison de croire que les contraintes doivent être identiques à une profondeur donnée. La variation spatiale des structures géologiques et des propriétés des roches affecte à la fois l'intensité et la direction des contraintes. Deuxièmement il y a les causes induites. Nous pouvons citer entre autres le fait que les mesures puissent avoir été conduites dans la zone d'influence d'une excavation même si ceci n'est pas rapporté dans les rapports. Enfin, il y a le fait que le résultat des mesures ne représente pas réellement les contraintes au point de mesure. Ceci peut découler de la combinaison de plusieurs choses. Citons par exemple:

- Utilisation d'hypothèses inadéquates quant au comportement de la roche pour le calcul des contraintes (anisotropie, non-linéarité, hétérogénéité).

- Utilisation d'hypothèses inadéquates quant aux contraintes (orientation des contraintes principales, homogénéité du champ de contrainte).

- Mauvaise utilisation de la technique de mesure (mauvais collage, appareils de mesure mal calibrés, effets parasites de l'environnement, erreurs de calcul).

- Absence ou mauvais contrôle de qualité.

Il est impossible de savoir à quel point les données mesurées par des tiers sur différents sites miniers sont affectées par ces sources d'erreur ou de dispersion. Toutefois, certains rapports auxquels nous avons eu accès nous indiquent que des hypothèses non vérifiées ont souvent été utilisées. Nous avons toutefois tenté d'éliminer les mesures ne respectant pas certains critères.

En ne prenant que les résultats de mesures que nous avons effectuées avec la méthodologie proposée (technique du doorstopper modifié) il est possible de ne faire ressortir que les causes naturelles de dispersion. Par exemple, les mesures réalisées à Louvicourt aux niveaux 755 et 855 ont été faites par les auteurs du présent rapport. Nous remarquons au tableau 5 que les contraintes du niveau 855 sont plus faibles que celles mesurées au niveau 755, soit environ 17, 3, et 12 MPa de moins pour σ_1, σ_2 et σ_3 respectivement. Quant aux orientations, elles sont aussi passablement différentes. Un autre exemple encore plus frappant de la dispersion de contraintes que l'on peut observer, vient des mesures faites à la mine Kiena dans le cadre du projet. Si l'on se réfère au rapport interne # EPM/RT-96/06 (annexe B), on peut voir les résultats des mesures partielles

bidimensionnelles dans le trou 1 où les mesures 1-1 et 1-2 , réalisées à quelques cm l'une de l'autre, donnent une différence de contrainte principale secondaire de 13 MPa. Dans ce cas, tous les critères de qualité que nous nous sommes fixés ont été respectés et rien ne permet de douter des résultats. Ce dernier exemple illustre bien la variabilité reliée à des causes naturelles que l'on peut retrouver dans l'intensité des contraintes mesurées.

4.2 Comparaison du modèle proposé avec le modèle de Arjang (1996)

Quoique de nombreuses données identiques aient été utilisées dans le modèle de Arjang (1996) et le modèle que nous proposons, ces modèles diffèrent passablement. Tout d'abord, nous avons un modèle qui se distingue par la loi de distribution proposée et qui permet, sans avoir de discontinuité à l'origine, de reproduire la diminution de gradient de contrainte observée avec l'augmentation de profondeur. Tout d'abord, si nous comparons les erreurs-types du modèle de Arjang avec le modèle proposé, nous voyons, d'après les données du tableau 7, qu'un meilleur ajustement des données est obtenu avec le modèle proposé. Cette amélioration est causée, d'une part, par l'utilisation d'un modèle qui s'ajuste mieux aux données disponibles et d'autre part, au fait de s'être limité à une zone proche d'une structure géologique majeure.

Tableau 7

Comparaison des erreurs type entre le modèle de Arjang et le modèle proposé

Contrainte	Erreur type (MPa) Modèle de Arjang	Erreur type (MPa) Modèle proposé	Différence en faveur du modèle proposé
σ_1	10.0	8.0	20%
σ_2	9.3	7.3	22%
σ_3	4.6	4.5	2%
σ_V	4.4	3.8	13%

La figure 6 permet de visualiser à partir des tendances centrales proposées pour les deux modèles, de tirer quelques conclusions. Le modèle de Arjang apparaît en lignes pleines alors que le modèle proposé est représenté par les lignes tiretées. Nous constatons tout d'abord qu'en prenant les valeurs moyennes, le modèle de Arjang surestime les contraintes σ_1 et σ_2 pour des profondeurs allant jusqu'à 400 m. Puis les contraintes sont sous-estimées jusqu'à environ 1100 m, qui est à la limite d'applicabilité du modèle de 1200 m. Pour les contraintes σ_3 et σ_V (qui sont à toutes fins pratiques confondues), le modèle de Arjang les surestime tout le temps d'environ 1 MPa à de faibles profondeurs en allant de façon croissante à 6 MPa à 1200 m. À première vue, on pourrait croire que le modèle de Arjang est plus sécuritaire, mais si l'on considère le rapport σ_1/σ_3 obtenu des deux modèles, on peut voir à la figure 7, qu'à partir d'une profondeur d'environ 300 m, le modèle de Arjang sous-estime ce rapport, qui définit le potentiel de développement

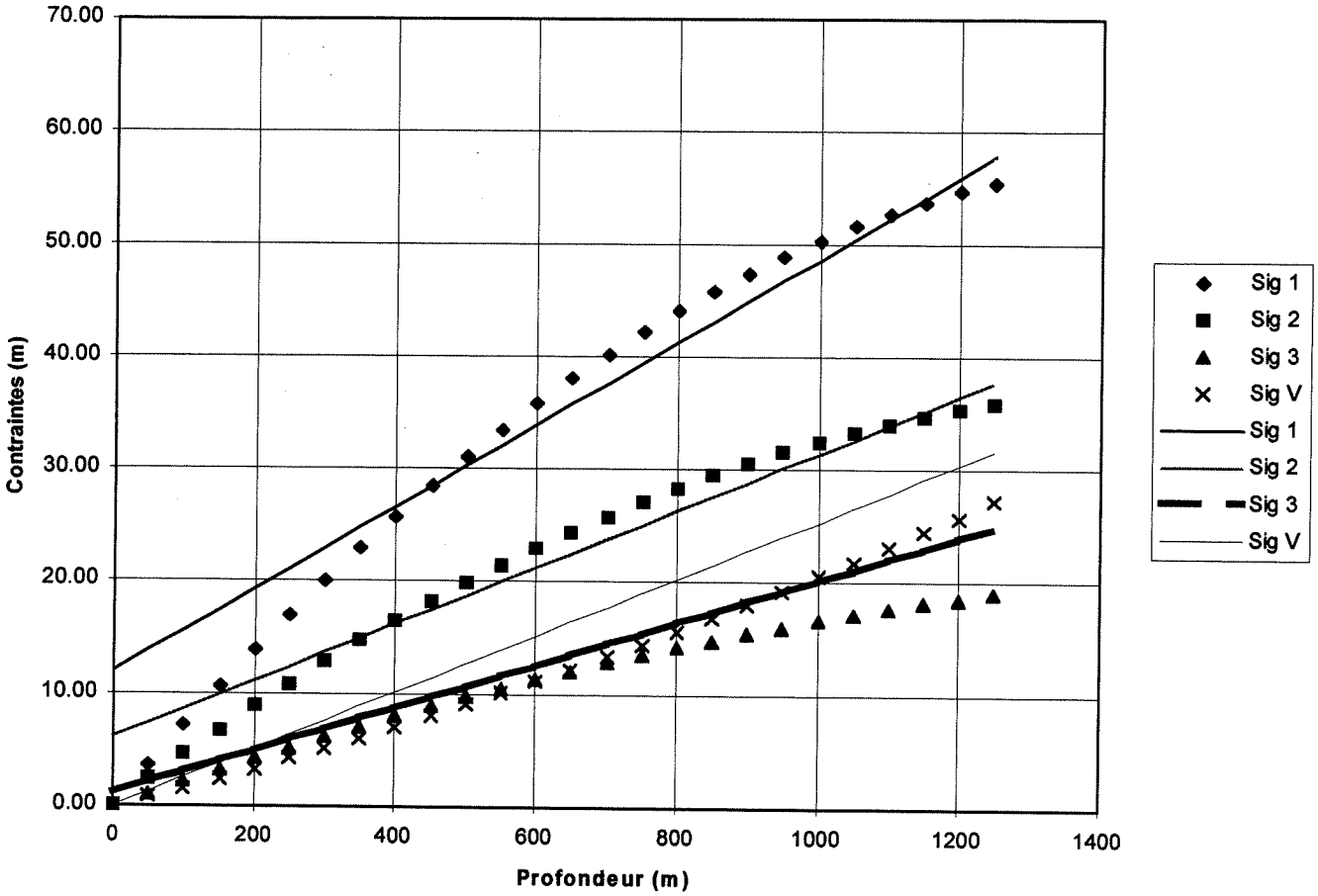


Figure 6 : Comparaison des tendances centrales du modèle de Arjang avec le modèle proposé

de zones instables où des ruptures par excès de contrainte peuvent se produire. Rappelons qu'autour d'une excavation de section quelconque, plus le rapport des contraintes σ_1/σ_3 dans le plan perpendiculaire à l'axe de l'excavation augmente, plus des zones instables peuvent se développer. Notre modèle prévoit un rapport supérieur à trois jusqu'à une profondeur d'environ 1100 m alors qu'avec le modèle de Arjang, cette situation ne se présente que jusqu'à 400 m, une profondeur où les ruptures par excès de contrainte sont plutôt rares. En conséquence, le modèle proposé est plus sécuritaire.

Qui plus est, il a été démontré par Gill et al. (1991) que pour les instabilités de type structurales que l'on retrouve près de la surface, des contraintes horizontales plus élevées ont un effet stabilisateur sur les blocs de roche pouvant se détacher du massif. Nous pouvons penser par exemple aux instabilités des piliers de surface (catastrophe de Belmoral) où une contrainte horizontale élevée a un effet stabilisateur au contact épontes-pilier.

Pour ces faibles profondeurs, le modèle de Arjang (1996) surestime les contraintes horizontales ou sub-horizontales σ_1 et σ_2 ainsi que le rapport σ_1/σ_3. L'utilisation du modèle de Arjang plutôt que du modèle proposé nous place donc encore une fois, du côté non sécuritaire pour les instabilités de type structurales pour des profondeurs inférieures à 400 m.

Pour ce qui touche aux orientations des contraintes principales, nous retrouvons une plus faible dispersion avec le modèle proposé qu'avec le modèle de Arjang. Cette relative homogénéité des orientations est sans doute un effet du regroupement des contraintes autour de la structure géologique majeure qu'est la faille de Cadillac.

On constate en effet que l'orientation moyenne de cette structure se situe sur un axe est-ouest. La contrainte principale majeure étant orientée avec un azimut d'environ 40 à 50 degrés, nous retrouvons un angle, qui du point de vue mécanique de la rupture, est tout à fait compatible entre la zone de cisaillement (faille) et σ_1. Ceci indiquerait que le régime de contrainte qui prévalait à l'époque de la formation de la faille de Cadillac a laissé des traces qui sont encore mesurables aujourd'hui.

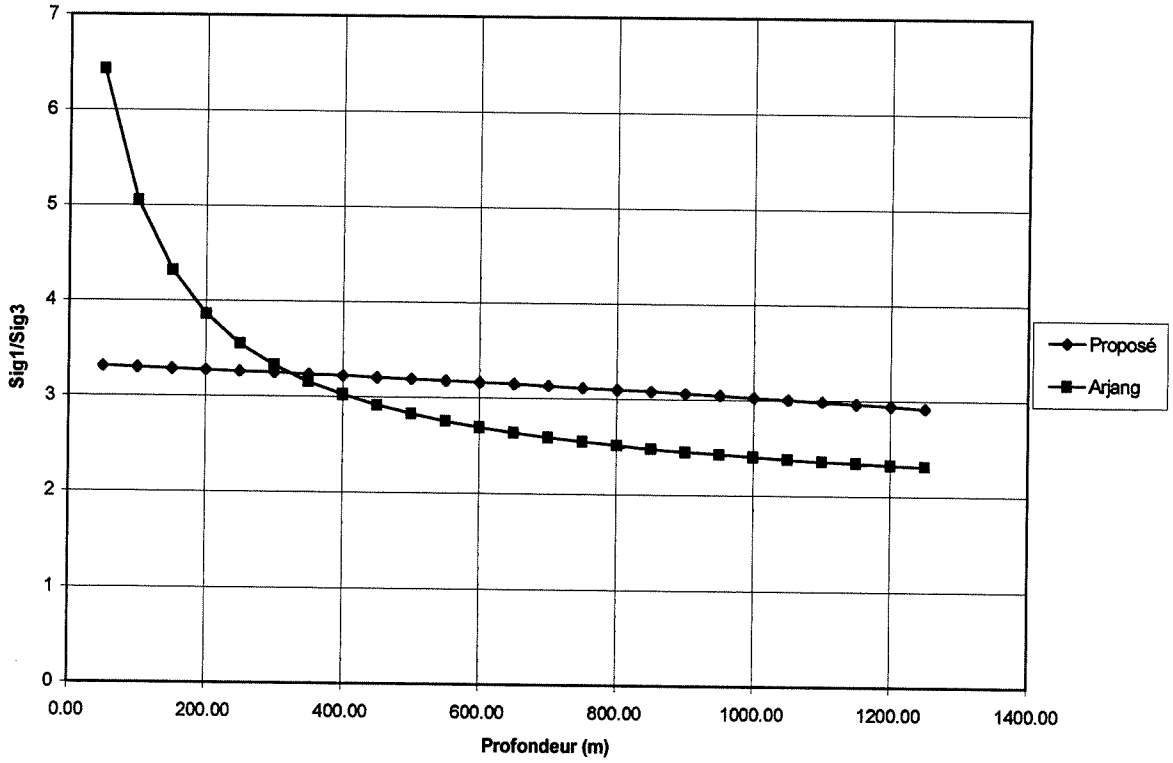


Figure 7: Comparaison du rapport σ_1/σ_3 entre le modèle de Arjang (1996) et le modèle proposé

5. CONCLUSIONS

Les résultats obtenus dans le cadre de ce projet de recherche de l'IRSST, démontrent deux choses. Premièrement, l'écart entre le régime de contraintes qui semble prévaloir au Québec le long de la faille de Cadillac et les valeurs de contraintes naturelles proposées dans le modèle de Arjang (1996) est relativement important et place l'exploitant minier du côté non sécuritaire pour ce qui est de l'évaluation de la stabilité des excavations. En effet, le modèle de Arjang est non sécuritaire à la fois pour les faibles profondeurs où l'occurrence d'instabilités de type structurales est plus probable et pour les plus grandes profondeurs (supérieures à 400 m) où les instabilités par excès de contrainte sont plus susceptibles de se produire.

Deuxièmement, la dispersion des contraintes (réelle ou induite par les techniques de mesure utilisées) est importante et renforce l'opinion des auteurs de ce travail voulant que le modèle de prédiction proposé ici, est avant tout un outil de travail pour le design préliminaire des excavations et ne saurait, en aucun cas, remplacer la conduite de mesures de contraintes sur le site. Toutefois, si ces données sont utilisées pour la conception finale, nous croyons que ces dernières représentent plus fidèlement le régime de contrainte qui prévaut le long de la faille de Cadillac et qu'elles ont l'avantage, de placer le concepteur du côté sécuritaire par rapport aux modèles utilisés jusqu'ici.

5.1 Applicabilité des résultats

Le modèle de prédiction des contraintes présenté dans ce rapport permet d'estimer avec une certaine précision la grandeur et l'orientation des contraintes principales. Le modèle peut être utilisé pour faire des interpolations entre 0 et 1200 m. Il ne serait pas prudent de s'en servir à des profondeurs supérieures à 1200 m, sans avoir des données de terrain fiables pour le valider au-delà de cette cote.

Le modèle proposé se limite aussi aux mines situées le long de la faille de Cadillac, les autres mines ayant été éliminées du modèle.

De plus, il est nécessaire d'insister sur le fait que des modèles de prédiction tel que celui qui est proposé dans le cadre de ce projet, ne doivent être utilisés que pour des fins de design préliminaire et que rien ne saurait remplacer la réalisation de mesures en place. Cette mise en garde est une conséquence de la variabilité importante des intensités et à un degré moindre des orientations des contraintes naturelles.

Enfin, si de telles mesures sont réalisées, il est primordial de disposer d'une méthodologie permettant de valider la qualité des mesures réalisées. Un exemple d'une telle méthodologie et la mise en lumière des points importants permettant de valider la qualité des mesures est présenté à l'annexe A du présent rapport. Les exploitants miniers pourront, au moment de commander des mesures de contrainte, exiger un minimum de contrôle de qualité sur la réalisation des mesures.

5.2 Retombées du projet

Les retombées éventuelles de ce projet seront, suite à la diffusion des résultats à travers le réseau des mines situées le long de la faille de Cadillac, que ces dernières vont disposer d'un outil de design préliminaire mieux adapté au contexte géomécanique qui prévaut dans la région étudiée. Cet outil doit permettre de réaliser des design préliminaires d'excavations souterraines plus sécuritaires et plus économiques, puisque les instabilités autour des excavations ont des conséquences non seulement sur la sécurité des travailleurs mais aussi sur la rentabilité des exploitations minières en minimisant les pertes de temps et d'équipements, la dilution et en améliorant la récupération de minerai.

De plus, les informations incluses dans l'annexe A devraient permettre aux exploitants miniers d'être plus exigeants au niveau de la qualité des travaux de mesure de contraintes qu'ils font réaliser par différents organismes ou bureaux de consultants. Si une qualité minimale est exigée, les données futures permettront de disposer d'une base de données de bonne qualité pour la mise à jour et l'extension de modèles de prédiction de contraintes en éliminant la dispersion des résultats induite par des mesures de mauvaise qualité.

Remerciements

Les chercheurs associés à ce projet tiennent à remercier l'IRSST pour le financement qui leur a été accordé. Ils tiennent aussi à remercier les mines qui ont participé aux mesures, en défrayant les coûts associés au forage au diamant. Il s'agit, par ordre alphabétique, des mines Doyon, Francoeur, Louvicourt et Kiena.

Références

Arjang, B., (1996), In situ ground stresses in the Abitibi Mining District, CIM Bulletin, Vol 89, no 995, pp.65-71.

Arjang, B., (1989), Pre-mining stresses at some hard rock mines in the Canadian Shield, Proceeding of the 30 th U.S. rock Mechanics Symposium, pp.545-551.

Arjang, A. (1988 a): Ground stresses at the Eldrich-Flavel Mine, Québec, Division Report MRP/MRL 88-59 (TR), Canmet, 10 p.

Arjang, A. (1988 b): Pre-mining ground stress at the Bousquet/Dumagami Mines, Cadillac, Québec, Division Report MRP/MRL 88-132 (TR), Canmet, 12 p.

Arjang, A. (1987): Ground stresses at La Mine Bousquet, Québec. Division Report MRP/MRL 87-147 (TR), Canmet, 9 p.

Corthésy, R. (1986): Mesures de contraintes in situ Mine Chimo, Société minière Louvem. Rapport soumis au Service de Technologie Minière, CRM, 11 p.

Corthésy, R., Leite, M.H., Gill, D.E. (1996 a). "Mesures de contraintes in-situ à la mine Francoeur Projet IRSST". Rapport technique EPM/RT-96/09, 45 p.

Corthésy, R., Leite, M.H., Gill, D.E. (1996 b). "Mesures de contraintes in-situ à la mine Doyon Projet IRSST". Rapport technique EPM/RT-96/08, 36 p.

Corthésy, R., Leite, M.H., Gill, D.E. (1996 c). "Mesures de contraintes in-situ à la mine Louvicourt Projet IRSST. Rapport technique EMP/RT-96/07, 37 p.

Corthésy, R., Leite, M.H., Gill, D.E. (1996 d). "Mesures de contraintes in-situ à la mine Kiena Projet IRSST". Rapport technique EPM/RT-96/06, 37 p.

Corthésy, R., Leite, M.H. (1993): Mesure de contraintes in situ/Projet Aur-Louvicourt. Rapport, Centre de Développement Technologique, École Polytechnique, 50 p.

Corthésy, R., Leite, M.H., Gill, D.E., (1996): Mesure de contraintes in situ - Mine Louvicourt. Rapport, Centre de Développement Technologique, École Polytechnique, 50 p.

Corthésy, R., Gill, D.E., Ouellet J., 1993, Méthodes de mesure des contraintes dans les massifs de roches dures, Publié par le Centre de Recherches Minérales, Ministère de l'énergie et des ressources, 101 p.

Falmagne, V. (1989): Document manuscrit envoyé à D.E. Gill le 9 janvier 1989 portant sur des mesures de contraintes faites à Mine Ansil, Div. Lac Dufault, Minnova Inc.

Gill, D.E., Matte, S., Fortin, M., Papantonopoulos, C., (1991) : The study of potential structural instabilities in tunels. Proc. 9th Annual Canadian Tunnelling Conference, Montréal, pp.119-129.

Herget, G. (1986): Change of ground stresses with depth in the Canadian Shield. Proc. Int Sympp. Rock Stess and Rock Stress Measurements, Stockholm, pp. 61-

ANNEXE A

LA MESURE DES CONTRAINTES IN-SITU: COMMENT EN ASSURER LA QUALITÉ

LA MESURE DES CONTRAINTES IN-SITU: COMMENT EN ASSURER LA QUALITÉ

1- Introduction

Il est reconnu par tous les spécialistes de la mécanique des roches que la connaissance des caractéristiques des contraintes in-situ est indispensable pour procéder à la conception des excavations dans les massifs rocheux et pour éventuellement procéder à leur suivi après leur réalisation. Les excavations que nécessite et produit l'exploitation d'un gisement ne font pas exception.

Les contraintes naturelles présentes dans les massifs rocheux proviennent de deux sources principales. La première est la gravité, c'est-à-dire, l'effet de l'accélération terrestre sur la masse rocheuse. Cet effet s'amplifie avec la profondeur, puisqu'il s'agit d'un effet cumulatif, chaque élément sous-jacent supportant le poids de l'élément sus-jacent. L'effet s'amplifie aussi avec une augmentation du poids volumique de la roche, les roches plus denses générant des forces plus grandes lorsque soumises à un même champ gravitaire. Notons que la gravité génère aussi bien des contraintes verticales qu'horizontales. Aux effets de la gravité, viennent s'ajouter très fréquemment dans les massifs de roches dures les effets des forces tectoniques, dont l'origine vient des mouvements des plaques tectoniques. Ces forces varient en intensité et en direction en fonction de nombreux paramètres, dont la lithologie, la topographie et la position géographique.

Si les effets de la gravité sont prévisibles, il en est autrement de ceux des forces tectoniques. Par conséquent, la façon la plus fiable de connaître les caractéristiques des contraintes in-situ est de procéder à des mesures.

Une contrainte est une notion mathématique et ne peut pas être mesurée directement. On peut toutefois en mesurer ses effets comme les déformations ou les déplacements et revenir aux

contraintes par calculs en faisant intervenir les propriétés du matériau dans lequel les mesures sont faites. L'exécution de mesures de contraintes in-situ suit ce processus.

L'expérience montre que trop souvent les rapports produits par ceux qui ont exécuté des campagnes de mesures de contraintes in-situ dans les mines comportent certes des grandeurs de contraintes principales et des orientations d'axes principaux, mais ne comportent presque jamais les vérifications qui assureraient la qualité de ces résultats. En conséquence, il n'est pas surprenant que les opérateurs de mines, parfois surpris par les valeurs montrées dans ces rapports, ne leur ont pas toujours, à juste titre, accordé leur confiance.

Conscients de ce problème, les chercheurs du Laboratoire de mécanique des roches de l'École Polytechnique ont mis au point une méthodologie qui leur permet d'assurer la qualité des résultats des mesures qu'ils exécutent. Les premières étapes des travaux qui ont permis d'élaborer cette méthodologie ont été franchies à la fin des années 70 (Gill et Dubé, 1979). Au fil des ans et selon les disponibilités financières, la méthodologie a été raffinée. Presque un millier de mesures in-situ de contraintes relatives et absolues, ont été effectuées par ces chercheurs durant cette période. Les principales facettes et étapes de cette méthodologie ont été vérifiées en laboratoire sur des modèles physiques (Corthésy, 1982, 1989; Corthésy et al., 1994).

Les chercheurs qui ont mis au point cette méthodologie, appellée dans la suite méthodologie du «*doorstopper* modifié», se sont rendus compte dès le début de leurs travaux qu'ils ne pouvaient pas offrir la même assurance de qualité avec toutes les techniques de mesure. Une enquête menée au Laboratoire de mécanique des roches de l'École Polytechnique (Gill, 1990) a permis d'identifier les techniques qui ont été utilisées dans les mines québécoises depuis le début des années 80. Ces techniques sont la cellule triaxiale du CSIR, la cellule triaxiale du CSIRO, le *borehole déformation gauge* et la cellule biaxiale du CSIR ou *doorstopper*. Dans certaines mines du groupe Noranda, des prototypes de *borehole slotter* 2D et 3D ont aussi été utilisés. Les techniques triaxiales CSIR et CSIRO ont l'avantage de ne nécessiter qu'un seul forage pour le calcul des contraintes en 3D. Toutefois, la mise en œuvre de ces techniques s'avère selon notre expérience beaucoup plus compliquée et coûteuse que l'utilisation du «*doorstopper* modifié». Le

borehole deformation gauge quant à lui possède les inconvénients des deux autres types de cellules (complexité de mise en œuvre) sans en avoir les avantages (trois forages sont requis pour obtenir le tenseur 3D). Enfin, le *borehole slotter,* malgré son énorme potentiel, en est encore à l'étape de prototype. Les auteurs de cette annexe ont identifié la technique du *doorstopper* comme étant la seule qui permettait d'introduire dans la méthodologie de mesure, tous les critères d'assurance de qualité, compte tenu de l'état actuel des connaissances dans ce vaste domaine. Il a fallu pour ce faire néanmoins modifier la cellule; c'est pourquoi on l'identifie « *doorstopper* modifié » et elle est maintenant disponible commercialement. La présente annexe a pour objectif de montrer comment il est possible d'assurer une qualité minimale à des résultats de mesure de contraintes in-situ lorsque ces dernières sont exécutées à l'aide du « *doorstopper* modifié ». Les points d'assurance impliquent :

- l'enregistrement en continu des déformations récupérées lors de la saignée;
- le contrôle en continu de la saisie des données;
- le contrôle en continu de la température aux points de mesure;
- la détermination de la relation contrainte-déformation aux points de mesure par essais sur les carottes produites par les saignées;
- des modèles d'interprétation permettant au besoin d'introduire les non-linéarité et/ou l'anisotropie de la relation contrainte- déformation.

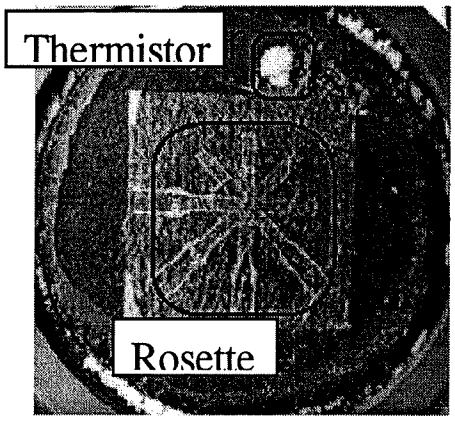
Tout au long de cette annexe, il est présumé que l'objectif des mesures de contraintes implique toujours la connaissance des contraintes absolues ou relatives dans les trois dimensions. C'est d'ailleurs ce qui est habituellement recherché par les exploitants de mines.

2- La mesure de contraintes in-situ avec le « *doorstopper* modifié »

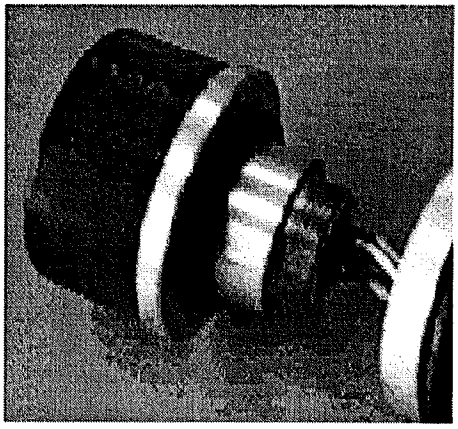
Avant d'élaborer sur les points d'assurance de qualité énoncés précédemment, il est nécessaire de décrire sommairement la cellule « *doorstopper* modifié », le module d'acquisition intelligent (MAI) et le mode opératoire de terrain suivi lors de l'exécution de mesures.

2.1- La cellule « *doorstopper* modifié »

La technique du *doorstopper* a été proposée par Leeman (1967). Le *doorstopper* est une cellule comportant essentiellement quatre jauges à fils résistants. Cette cellule, scellée au centre du fond d'un trou de forage lors de la réalisation de mesures de contraintes in situ, est construite de façon à ce qu'il soit possible d'y brancher et d'y débrancher les conducteurs permettant la lecture des jauges.



(A)



(B)

Figure 1 : Cellule «*doorstopper* modifié»

Pour produire un « *doorstopper* modifié », on scelle d'abord un *thermistor* dans une niche usinée à la face rosette des cellules *doorstopper* conventionnelles, à proximité des grilles des jauges de mesure de déformation. Les conducteurs du *thermistor* sont enfilés dans un trou foré dans la cellule et ils rejoignent les bornes des jauges de déformation; le trou est subséquemment bouché avec une pâte de silicone. Ce *thermistor* (figure 1 A) permet le suivi de la température lors des mesures. Dans un deuxième temps, on ajoute autour de la partie avant de la gaine des cellules un anneau de plastique de 3 mm d'épaisseur (la figure 1 A) afin d'accroître l'aire des cellules en

contact avec la roche et de fixer ces dernières plus solidement (amélioration du taux de succès). En troisième lieu, on colle au dos de la partie avant des cellules l'assise en aluminium (figure 1 B) qui reçoit le MAI (module d'acquisition intelligent), instrument qui fait la saisie en continu des données lors des mesures. Finalement, on soude aux terminaux des jauges de déformation et du *thermistor* les connecteurs requis par le MAI. Un joint d'étanchéité torique (*o ring*) permet d'isoler les composants électroniques de l'humidité (figure 1 B).

2.2- Le module d'acquisition intelligent (MAI)

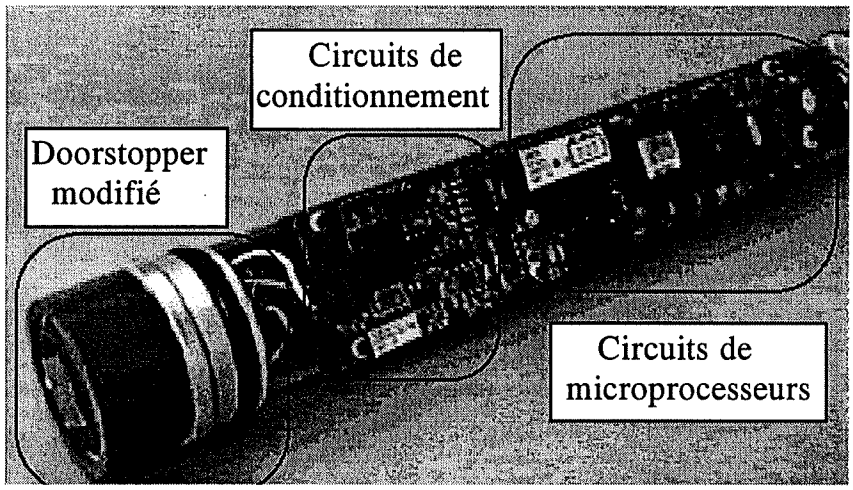


Figure 2 : Module acquisiteur intelligent ouvert

Le MAI (figure 2) est un module d'acquisition de données fond de trou, programmable et réutilisable. Il a été conçu afin de pouvoir procéder à des mesures en continu des déformations récupérées lors de la saignée sans avoir à maintenir un câble électrique dans le train de tiges de forage. Une description détaillée de cet appareil est donnée par Leite et al., (1996a). Contenu dans un cylindre étanche d'environ 30 cm de longueur et de diamètre légèrement supérieur à celui des cellules « *doorstopper* modifié », il se fixe directement sur ces dernières grâce à l'assise qu'on leur a ajoutée lors des modifications. Fonctionnant sur piles et possédant une

autonomie minimale de quatre heures, il comporte six canaux de saisie. Quatre de ces derniers sont raccordés aux quatre jauges de déformation. Le cinquième canal est utilisé pour le *thermistor* alors que le sixième canal est relié à une résistance étalon.

Les connections entre le MAI et les différents capteurs des cellules sont du type quart-de-pont dans le cas de mesures de contraintes in situ absolues. Les conducteurs n'ayant que quelques centimètres de longueur, les effets parasites sont négligeables.

À l'extrémité opposée à celle qui se fixe à la cellule « *doorstopper* modifié », le MAI comporte un réceptacle qui permet d'y ficher un câble de communication raccordé à un ordinateur. C'est avec cet ordinateur que le MAI est programmé au moment où il est requis de faire la saisie de données. Le MAI est programmé et utilisé dans un environnement Windows. La figure 3 est un exemple de fenêtre qui apparaît à l'écran en cours de programmation.

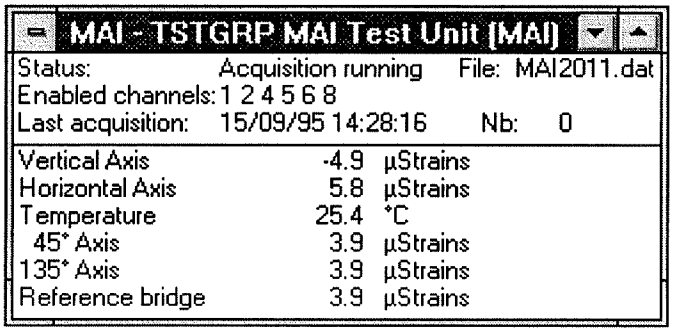


Figure 3 : Exemple de fenêtre de programmation.

Dans les cas de mesures de variations de contraintes in situ dans le temps, il faut utiliser une autre variété de MAI. Pour des raisons de compensation thermoélectrique, les connections aux différents capteurs des cellules sont, avec cette variété de MAI, en demi-pont, la compensation provenant d'une deuxième cellule scellée sur un disque d'Invar. Ces MAI doivent être alimentés par une source externe étant donné que la saisie des données s'étale sur plusieurs mois.

2.3- Le mode opératoire de terrain

Conventionnellement, il est nécessaire de procéder à des mesures dans trois trous de forage (calibre NX ou NQ) non parallèles. Il est de loin préférable que ces trous soient convergents et que les mesures soient faites à l'intérieur d'un volume de quelques mètres cubes de roches. Les trous peuvent être dans un même plan.

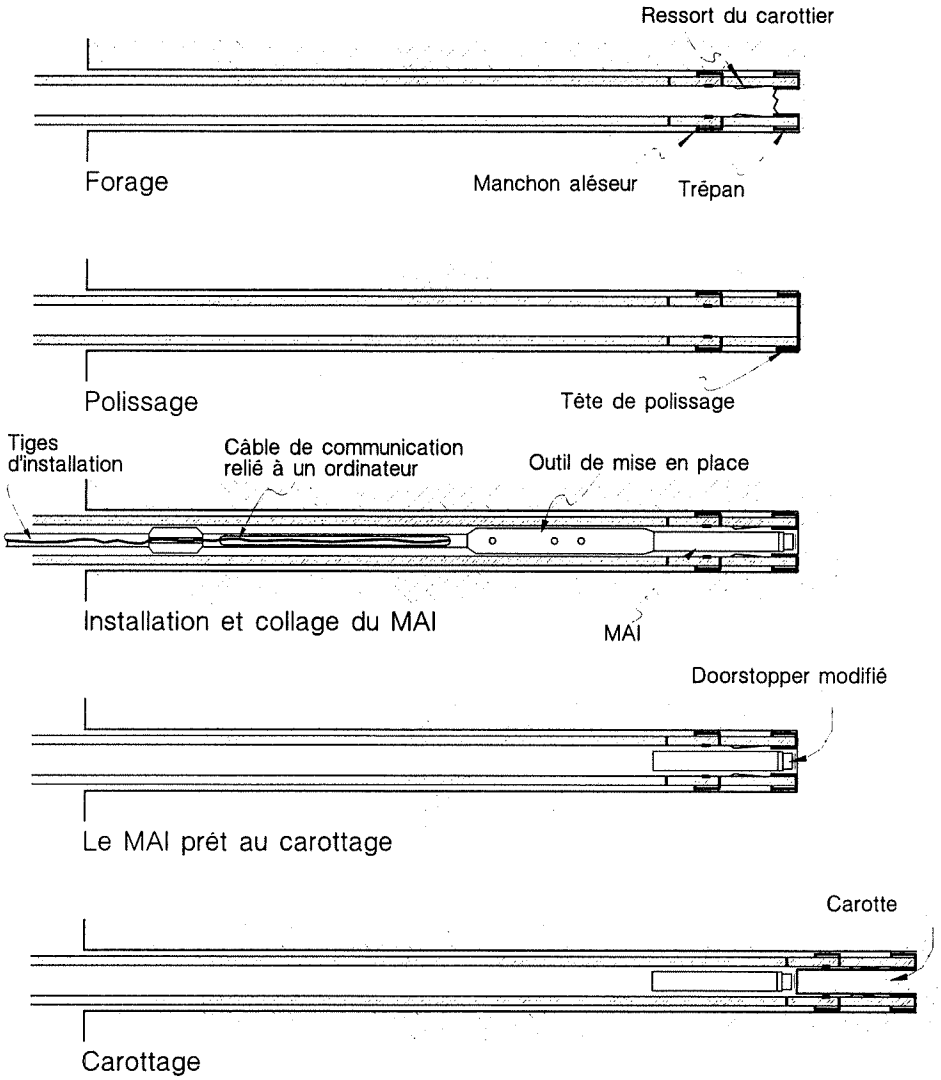


Figure 4 : Séquence des opérations de terrain pour le « *doorstopper* modifié »

Un premier trou est foré jusqu'à quelques centimètres du point de mesure (voir figure 4a). Le fond du trou est poli à l'aide d'un jeu d'outils spéciaux (voir figure 4b). La qualité du fond de trou est contrôlée par la prise d'empreintes à l'aide d'une pâte à modeler protégée par une fine pellicule de plastique. Lorsque la qualité de la surface est satisfaisante, il faut nettoyer le fond du trou. Pour obtenir une bonne adhésion de la cellule sur la surface de la surface de la roche, celle-ci doit être très propre, sèche et libre de toute trace d'huile.
En orientant les trous de forage légèrement vers le haut (5 degrés par exemple), on évite la sédimentation des copeaux de roche dans le fond des trous et on facilite l'asséchage. Le nettoyage et l'assèchement se fait à l'aide d'une éponge imbibée d'acétone et fixée à l'extrémité d'un train de tiges.

Suite au nettoyage et à l'assèchement du fond du trou, le train de tiges de forage est remis dans le trou, avec un tube carottier conventionnel. Une cellule "*doorstopper* modifié" est montée sur un MAI. Après avoir connecté le câble de communication du MAI avec l'ordinateur, l'ensemble MAI-cellule "*doorstopper* modifié" est fixé à l'outil de mise en place. Puis, l'outil de mise en place est introduit dans le train de tiges de forage et poussé vers le fond du trou à l'aide d'un train de tiges spéciales, en s'assurant que le câble de communication demeure raccordé. À environ 30 cm avant d'atteindre le fond du trou, l'ensemble MAI-cellule "*doorstopper* modifié" est orienté selon la direction désirée à l'aide d'un appareil électronique précis à ±1° (*Sperry AngleStar Protractor System*) solidaire de l'outil de mise en place. La cellule est subséquemment mise en contact avec le fond du trou et une légère pression est maintenue sur la cellule en laissant l'outil de mise en place dans le forage pour toute la durée de la prise de la colle (voir figure 4c).

La durée de la prise varie de 1 à 4 heures selon le type de colle utilisée et la température. Si le trou peut être bien asséché et si la température est de l'ordre de 15 degrés Celsius, le type de colle utilisé alors nécessite un temps de prise de 1 heure. Si le trou ne peut pas être asséché, le type de colle utilisé alors requiert un temps de prise allant jusqu'à 4 heures.

Lorsque la prise de la colle est complétée, le MAI est programmé à l'aide de l'ordinateur raccordé au câble de communication. Cette programmation implique la mise à zéro des jauges et

de la jauge étalon et la sélection de l'intervalle de lecture des jauges (typiquement à toutes les 5 secondes). Dès que la programmation est terminée, le câble de communication est détaché du MAI en retirant du trou l'outil de mise en place. À compter de ce moment, le MAI fonctionne de façon autonome (voir figure 4d).

On fait ensuite circuler l'eau de forage une quinzaine de minutes dans le trou afin de stabiliser les conditions de température en fond de trou. On procède à la saignée d'environ 10 centimètres après ce temps d'attente ; la carotte est alors bien insérée dans le ressort du carottier. À la fin de la saignée, on coupe l'alimentation en eau de forage et on attend encore une quinzaine de minutes avant de retirer le train de tiges du trou afin de permettre à la roche à proximité du fond de trou de revenir à sa température initiale. Le morceau de carotte sur lequel l'ensemble MAI-cellule "*doorstopper* modifié" est scellé est recouvré en retirant le train de tiges du trou de forage.

Le MAI est rebranché à l'ordinateur à l'aide du câble de communication et ce dernier récupère automatiquement les données saisies. Le MAI est détaché de la cellule et peut être utilisé pour une autre mesure.

Le module acquisiteur note et enregistre aussi automatiquement tout événement comme une baisse de tension des circuits d'alimentation ou une interruption temporaire de la communication. De cette façon, il est possible de détecter et documenter d'éventuels problèmes pouvant survenir pendant une session d'acquisition.

Le mode opératoire qui vient d'être décrit est répété dans les deux autres trous de forage. Le calcul des caractéristiques du tenseur de contrainte fait intervenir, entre autres, l'ensemble des résultats de mesure.

3- Enregistrement en continu des données lors des saignées

Les six canaux de saisie de données du MAI sont utilisés comme suit:

- mesure des déformations récupérées rendues par les jauges des cellules lors des saignées ;
- mesure de la jauge de température;
- mesure de la jauge étalon.

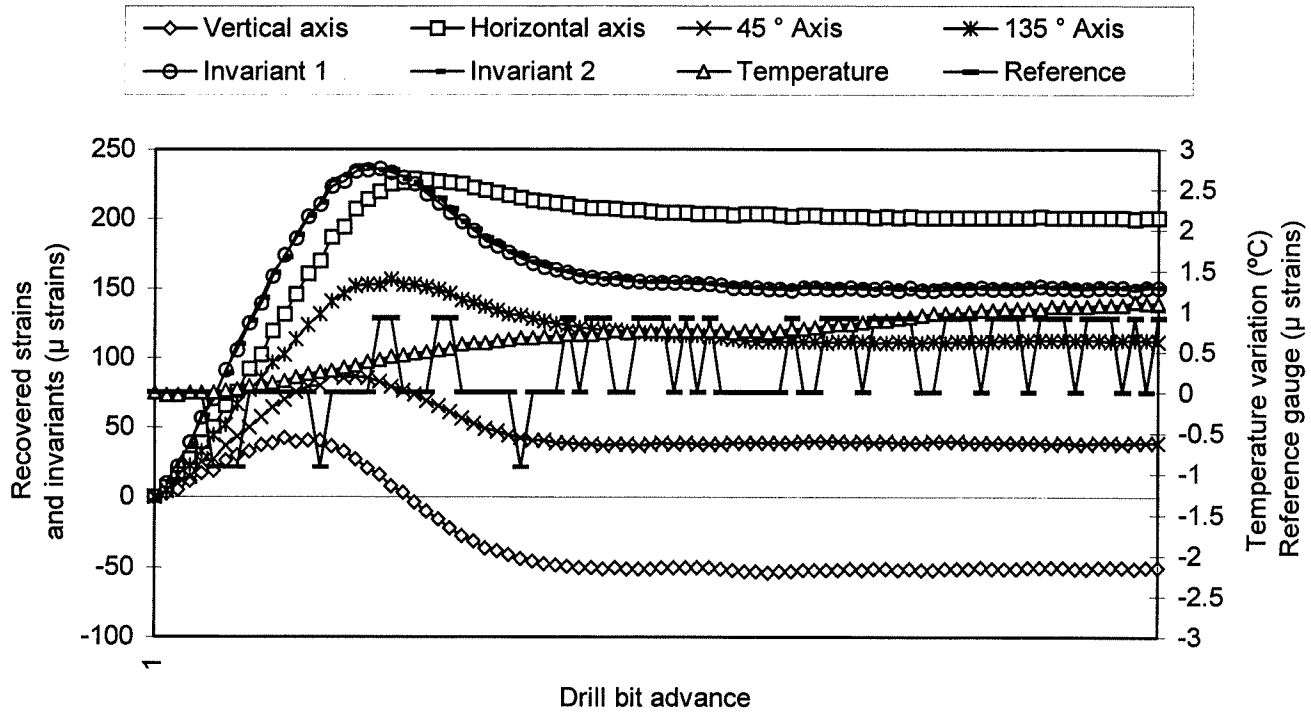


Figure 5 - Courbes de récupération, avec enregistrement des déformations des invariants de déformation, de la température et de la jauge étalon.

3.1- La stabilité du MAI

La mesure de la résistance de précision garantit la stabilité du système d'acquisition de données fond de trou (MAI) quelles que soient les conditions d'utilisation. Les données saisies avec ce sixième canal ne doivent pas montrer de variations supérieures à quelques micro-déformations (1 micro-déformation = 10^{-6} po/po ou mm/mm). On peut voir à la figure 5 une courbe typique de la résistance de précision lue durant l'exécution d'une saignée lors d'une mesure de contraintes in-situ.

La figure 6 montre la stabilité de l'appareil sur une période de 8 mois, lorqu'utilisé pour la mesure des variations de contraintes. On peut y voir que la jauge étalon a montré une dérive d'environ -9 micro-déformations sur cette période de temps. Une bonne part de la stabilité vient de ce que dans le MAI, les fils conducteurs des jauges ne mesurant que quelques cm, les effets parasites (effets d'antenne et thermiques) des fils plus longs propres aux autres techniques, sont éliminés, d'où une amélioration notable de la qualité des mesures.

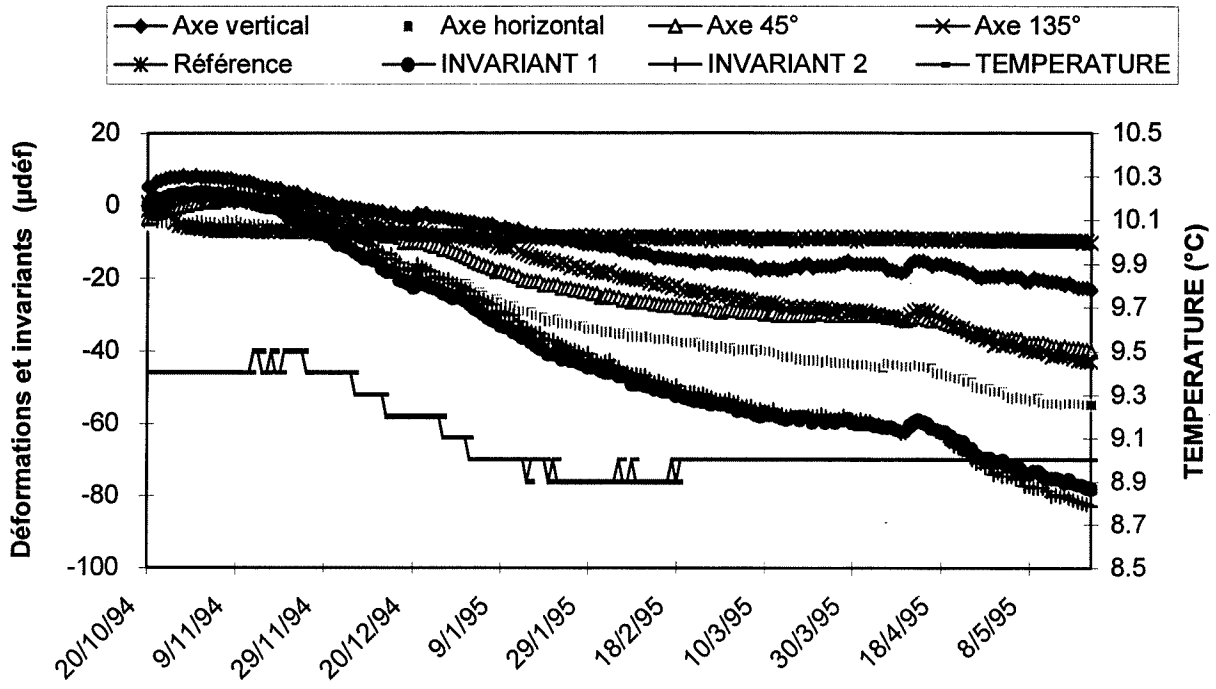


Figure 6 : Exemple de résultats obtenus pour la mesure de variation de contraintes avec le MAI.

3.2- Les variations de température

Les variations de température aux points où sont scellées les cellules "*doorstopper* modifié" lors de la réalisation de mesures de contraintes, sont causées par l'eau de forage. En effet, cette eau est de température généralement différente de celle de la roche des massifs. La mesure de la température en continu à l'interface cellule-roche préalablement à la saignée, durant cette dernière et subséquemment, permet de corriger les effets électro-thermiques et mécano-thermiques sur les courbes de déformations récupérées.

3.3- Les courbes de récupération en continu

La mesure en continu des déformations récupérées durant la progression de la saignée demeure, d'après plusieurs (Gill et al., 1987; Blackwood, 1976), le seul moyen de poser un diagnostic sur la qualité de la mesure. Ce diagnostic se pose en comparant les courbes obtenues lors de l'exécution de saignées aux courbes produites par modélisation numérique ou obtenues sur les modèles physiques. À ce sujet, les *borehole deformation gauge* et les cellules CSIRO permettent, dans leur version conventionnelle, de suivre l'évolution des déplacements ou des déformations récupérées pendant le relâchement des contraintes. Toutefois, ceci nécessite le passage d'un câble de conducteurs dans le train de tiges de forage pendant le surcarottage. Cette opération a souvent pour effet une diminution de la qualité des mesures puisque les mouvements et vibrations du câble sont transmises aux capteurs. Il arrive même que le câble se coince dans le train de tiges et arrache complètement la cellule.

4- Le contrôle des effets de la température aux points de mesure

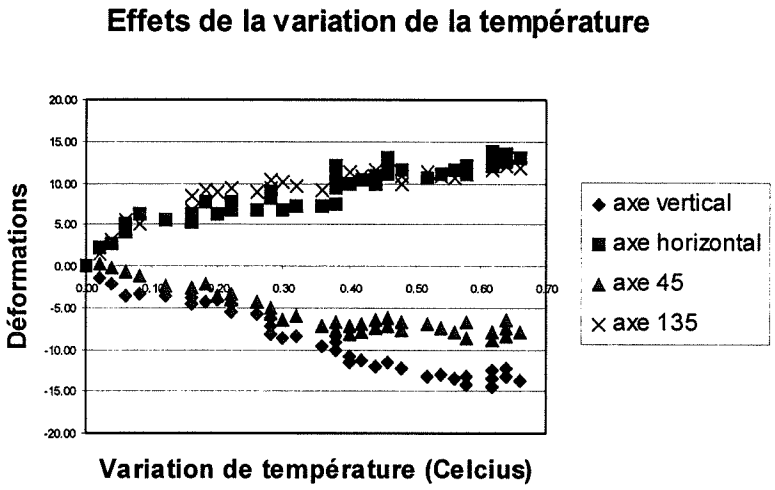


Figure 7 : Variation de déformations en fonction de la température

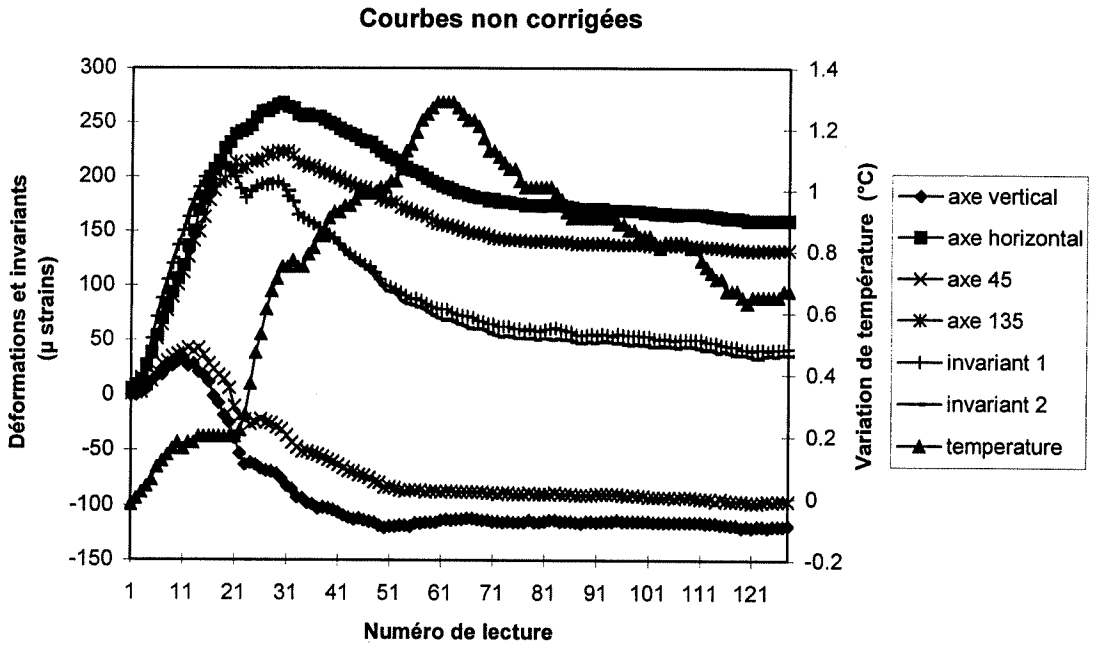


Figure 8 : Courbes de récupération non corrigées

Le suivi de la température est important si l'on veut corriger les effets parasites de la température au point de mesure. Le suivi des températures permet, entre autres, d'effectuer des corrections sur les courbes de récupération de déformations qui, comme il a été mentionné, peuvent alors servir d'outil de diagnostic sur la qualité de la mesure. Les variations de température au point de mesure pendant la période initiale de circulation de l'eau de même que les variations de température enregistrées une fois la saignée terminée, sont utilisées pour établir des facteurs de correction reliant la réponse des jauges à la variation de température comme montré à la figure 7. Ces facteurs, qui sont les pentes des droites de la figure 7, permettent alors de passer des courbes de récupération non corrigées pour les effets de température (figure 8) aux courbes de récupération corrigées comme celles présentées à la figure 9. Ces corrections tiennent compte à la fois des effets électro-thermiques et mécano-thermiques sur la mesure des déformations en fond de trou. En comparant les courbes des figures 8 et 9 nous voyons une amélioration de l'ajustement des invariants de même qu'une meilleure stabilité des déformations une fois le relâchement de contrainte terminé.

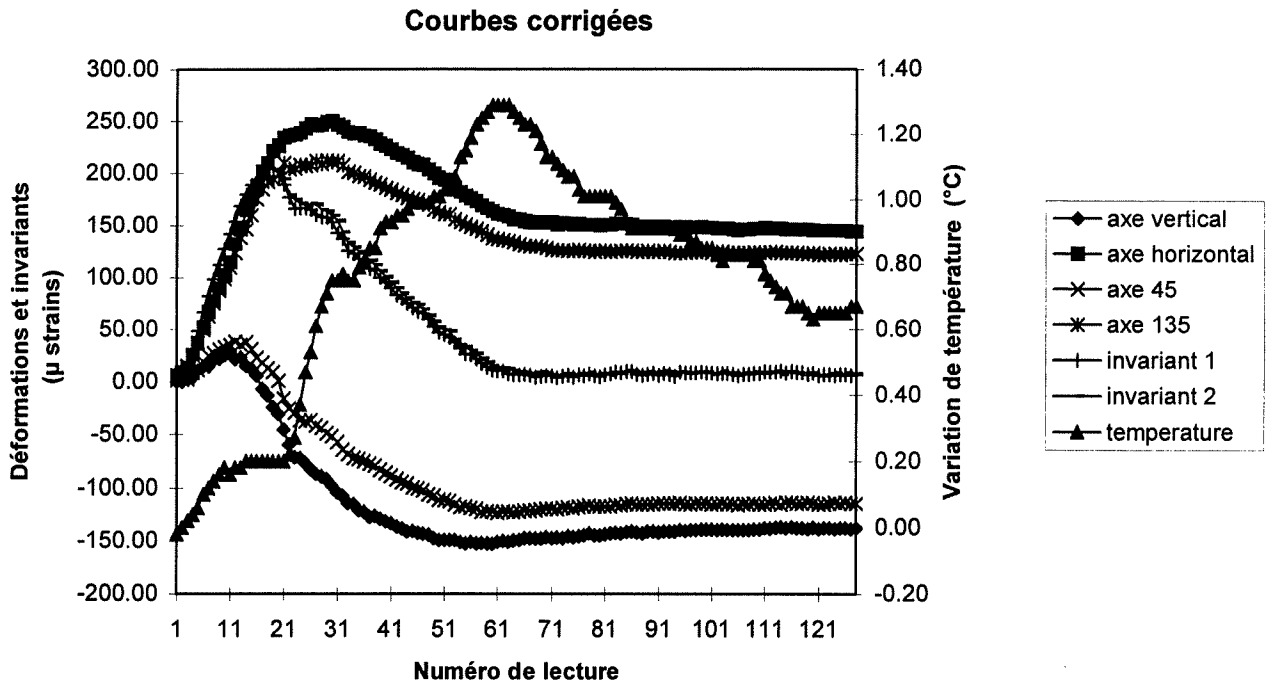


Figure 9 : Courbes de récupération corrigées pour les effets thermiques

5- La prise en ligne de compte de l'hétérogénéité des roches

Les roches sont des matériaux hétérogènes. Leurs propriétés mécaniques varient de point en point. Il faut composer avec ce fait même lorsqu'on procède à des mesures de contraintes in situ. C'est pourquoi il faut déterminer, pour procéder au calcul des contraintes à partir des déformations récupérées au cours des mesures, les constantes de déformabilité de la roche au point de mesure par essais sur la carotte produite par la saignée. La détermination de ces constantes implique la conduite d'un essai de compression biaxiale isotrope et la conduite d'un essai de compression diamétrale.

Afin d'illustrer l'importance d'utiliser les bons paramètres de déformabilité, nous avons simulé par éléments finis, des mesures de contrainte sur une surface découpée dans un milieu hétérogène.

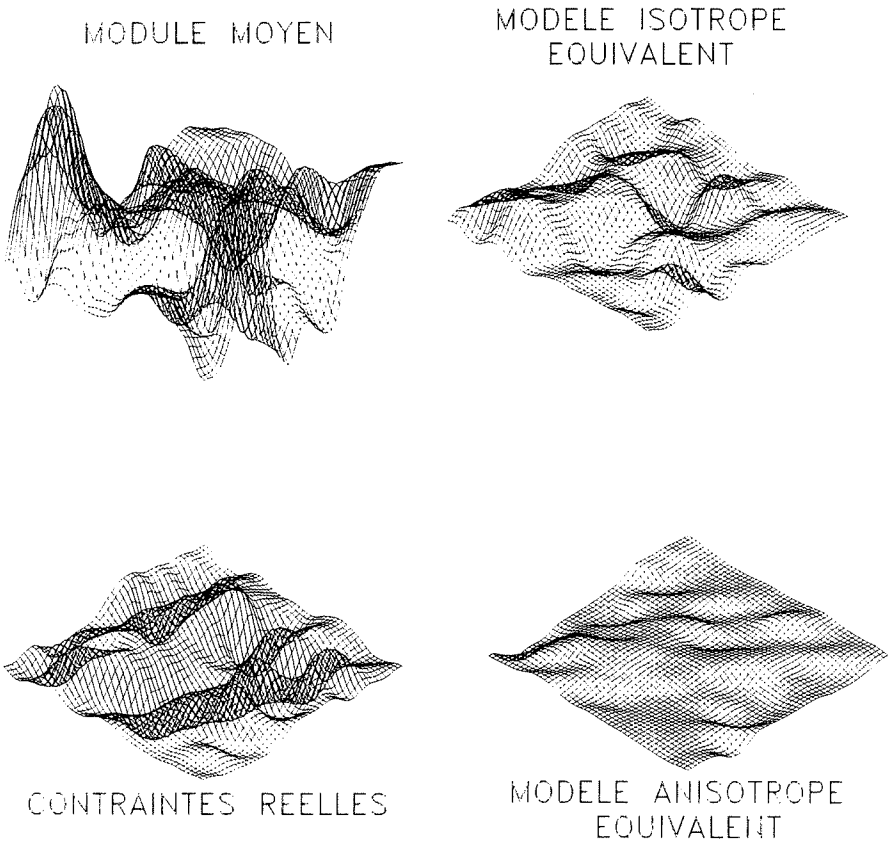


Figure 10 : Influence du choix des paramètres de déformabilité sur la dispersion des contraintes en milieu hétérogène

La surface identifiée "contraintes réelles" représente comme des élévations les intensités de contrainte calculées en différents points du plan. Ces contraintes dites réelles, sont les contraintes calculées par les éléments finis à partir des déformations générées par la simulation en prenant les modules réels du matériau. La surface identifiée "modèle anisotrope équivalent" représente les contraintes calculées à partir des mêmes déformations, mais en utilisant un module de déformabilité obtenu suivant la méthodologie proposée pour le "*doorstopper* modifié". L'effet en est un de diminution de la dispersion des contraintes, sans qu'aucun biais ne soit introduit dans le calcul de la moyenne des contraintes. Cette diminution de la dispersion des contraintes à pour conséquence de permettre le calcul d'une valeur moyenne du tenseur de contrainte avec un meilleur indice de précision. La figure 10 montre aussi que le cas identifié

"module moyen" est le pire en termes de dispersion des contraintes. C'est ce qui se produit si l'on caclule les contraintes en prenant un module déterminé à partir d'un essai conventionnel de compression uniaxiale. Non seulement la dispersion augmente mais la valeur moyenne des contraintes est biaisée.

Les équipements nécessaires pour la conduite de ces essais étant facilement transportables, il peut être parfois avantageux de les effectuer sur le site des mesures car la mesure des propriétés de déformabilité alors que la roche a une teneur en eau et une température proches de celles existant en place, minimise les effets de l'environnement sur les propriétés des roches.

5.1- L'essai de compression biaxiale isotrope

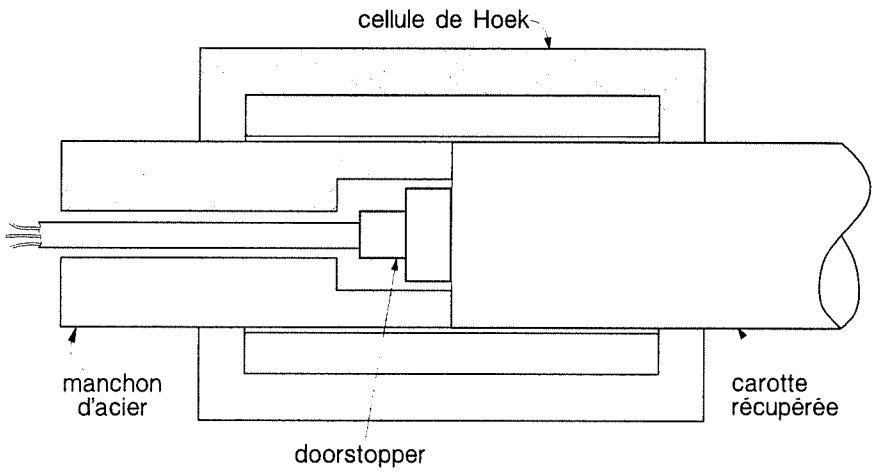


Figure 11 : Montage de l'essai de compression biaxiale isotrope

Le cylindre de roche récupéré après la saignée, cylindre sur lequel se trouve collé la cellule "*doorstopper* modifié", est introduite dans une cellule triaxiale de type Hoek de calibre approprié (voir figure 11). L'extrémité du morceau de carotte sur laquelle se trouve la cellule doit être à l'intérieur de la cellule, l'autre extrémité peut dépasser. L'espace laissé libre par le morceau de carotte à l'intérieur de la cellule est occupé par un cylindre d'acier évidé de diamètre extérieur

égal à celui de la carotte. Le diamètre intérieur de ce dernier permet le passage des conducteurs du système d'acquisition de données. Le joint entre le cylindre d'acier et le morceau de carotte est scellé avec du ruban adhésif afin de protégé la membrane de la cellule triaxiale. Pour plus de sûreté, l'ensemble est maintenu solidaire à l'aide d'une serre de menuisier. L'essai consiste à appliquer une pression biaxiale isotrope sur la carotte en augmentant la pression d'huile dans la cellule triaxiale et à mesurer les déformations qui en résultent à l'aide du "*doorstopper* modifié". Le chargement se fait graduellement jusqu'à une pression suffisante pour établir sans équivoque les diverses constantes décrivant la relation contrainte-déformation, que le comportement soit élastique linéaire ou non et isotrope ou anisotrope planaire sauf les coefficients de Poisson. Ces derniers s'obtiennent de l'essai de compression diamétrale.

5.2- L'essai de compression diamétrale

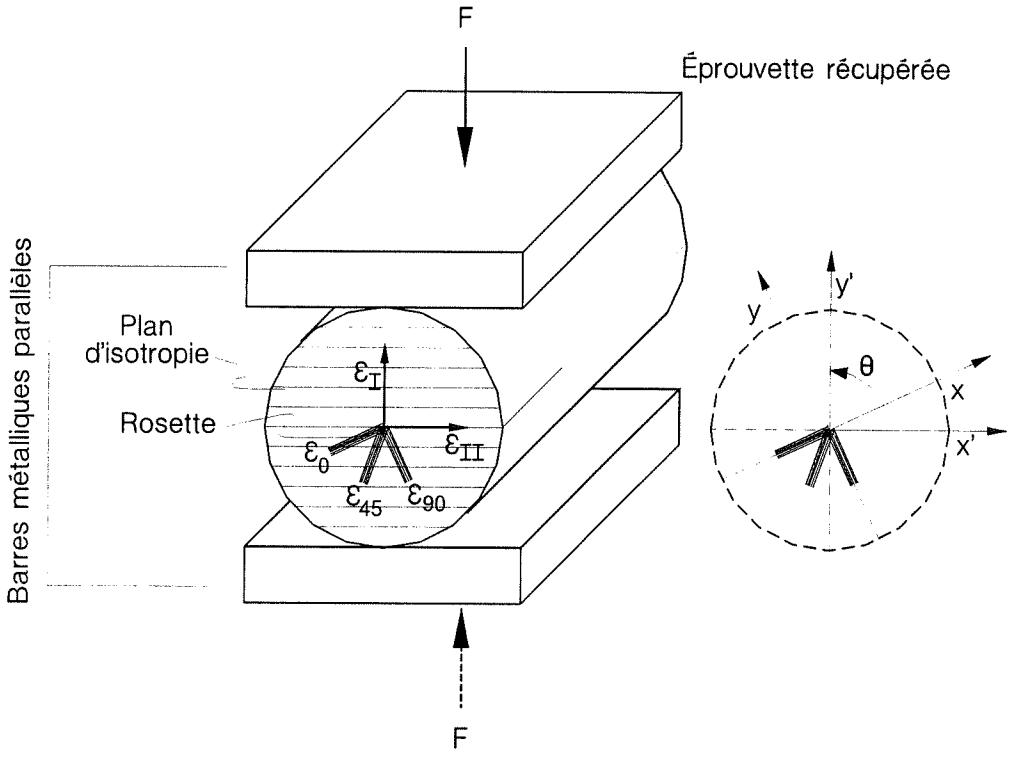


Figure 12 : Montage de l'essai de compression diamétrale

L'essai de compression diamétrale consiste à charger le cylindre de roche récupéré après la saignée suivant deux génératrices diamétralement opposées (voir figure 12), les déformations qui en résultent étant mesurées à l'aide du "*doorstopper* modifié". Il faut limiter la charge appliquée afin d'éviter la rupture en tension de la carotte mise en charge. Lorsque les résultats obtenus de l'essai de compression biaxiale isotrope montrent que la roche est anisotrope, la compression diamétrale doit être faite dans la direction de la déformation principale maximale observée alors. Le modèle de calcul du coefficient de Poisson tient compte de l'influence de l'anisotropie sur la distribution des contraintes dans la carotte.

6- Modèles de calcul des contraintes

Les roches montrent un comportement élastique lorsque les contraintes qu'elles portent sont relâchées malgré que leur relation contrainte-déformation soit souvent non linéaire et/ou anisotrope. Les coubes présentées à la figure 13 sont les relations pression appliquée-déformations, mesurées par les 4 jauges du "*doorstopper* modifié" lors de l'essai de compression biaxiale isotrope. Si la roche était isotrope, les 4 courbes seraient confondues puisque

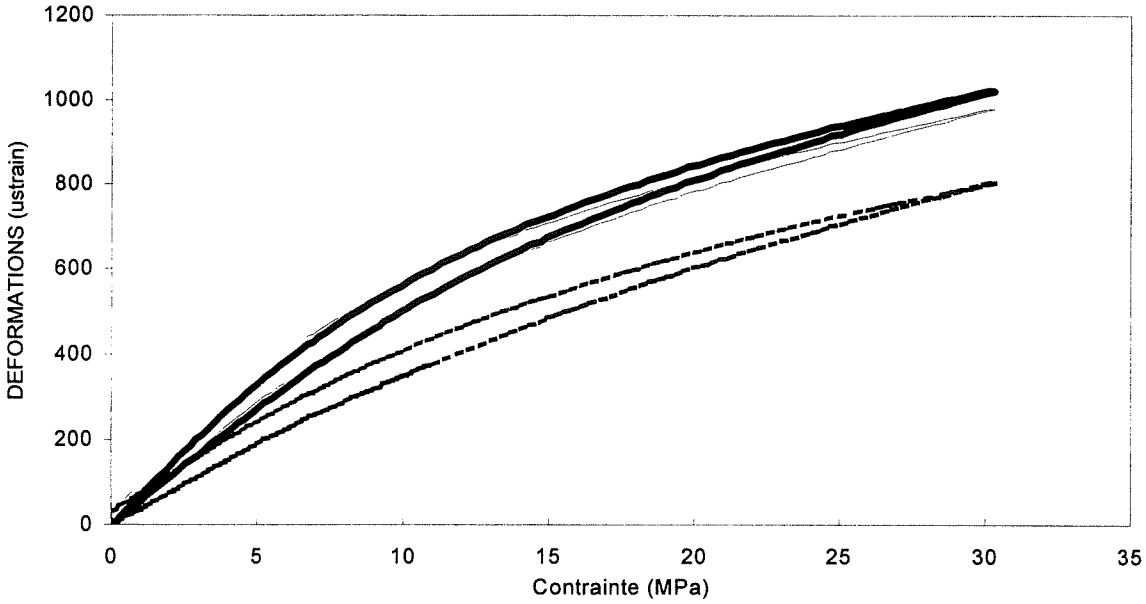


Figure 13 : Relations pression-déformation en compression biaxiale isotrope d'une roche anisotrope non linéaire.

les contraintes sont égales sous chacune des jauges. Comme les déformations sont différentes, l'anisotropie est mise en évidence par cette différence de déformations. Quant à la non linéarité, elle est aussi mise en évidence à la figure 13. Ce sont les microcraquelures que les roches renferment qui sont responsables de cette particularité. La fermeture de ces microcraquelures suite à la mise en charge explique l'augmentation de la rigidité de la roche. Si elles montrent une orientation préférentielle, les microcraquelures engendrent aussi de l'anisotropie. L'anisotropie planaire, souvent appelée l'isotropie transversale, est le type d'anisotropie le plus souvent utilisé pour représenter le comportement des roches (Rahn 1984).

Le modèle de calcul des contraintes à partir des déformations récupérées suite aux saignées doit donc permettre d'introduire au besoin cette non-linéarité et/ou cette anisotropie de la relation contrainte-déformation si on désire le moindrement de rigueur et de réalisme dans les calculs.

L'anisotropie complique passablement les choses car elle est responsable de la présence de phénomènes de deuxième ordre dans la relation contrainte-déformation. Les phénomènes de premier ordre sont ceux qui font que la déformation volumique est fonction de la contrainte moyenne et que les déformations déviatoriques sont fonctions des contraintes déviatoriques. Les phénomènes de deuxième ordre sont ceux qui font qu'il y a une portion de la déformation volumique qui dépend des contraintes déviatoriques et qu'une portion des déformations déviatoriques qui dépend de la contrainte moyenne.

Le modèle de calcul présenté par Corthésy et al. (1993b) est le seul qui permette, actuellement, de tenir compte simultanément de l'anisotropie de la non-linéarité des relations contrainte-déformation présentes à l'échelle de la mesure. Les paramètres requis dans ce modèle sont obtenus à partir de la recharge des carottes récupérées suite à la saignée et sur lesquelles se trouvent collés les *doorstopper*.

Corthésy et al. (1993b) montrent avec des calculs réalisés à partir de cas réels de mesure, les erreurs qui sont introduites dans le calcul des contraintes si les caractéristiques du comportement de la roche sont négligées. A titre d'exemple, des erreurs de plus de 40% sont

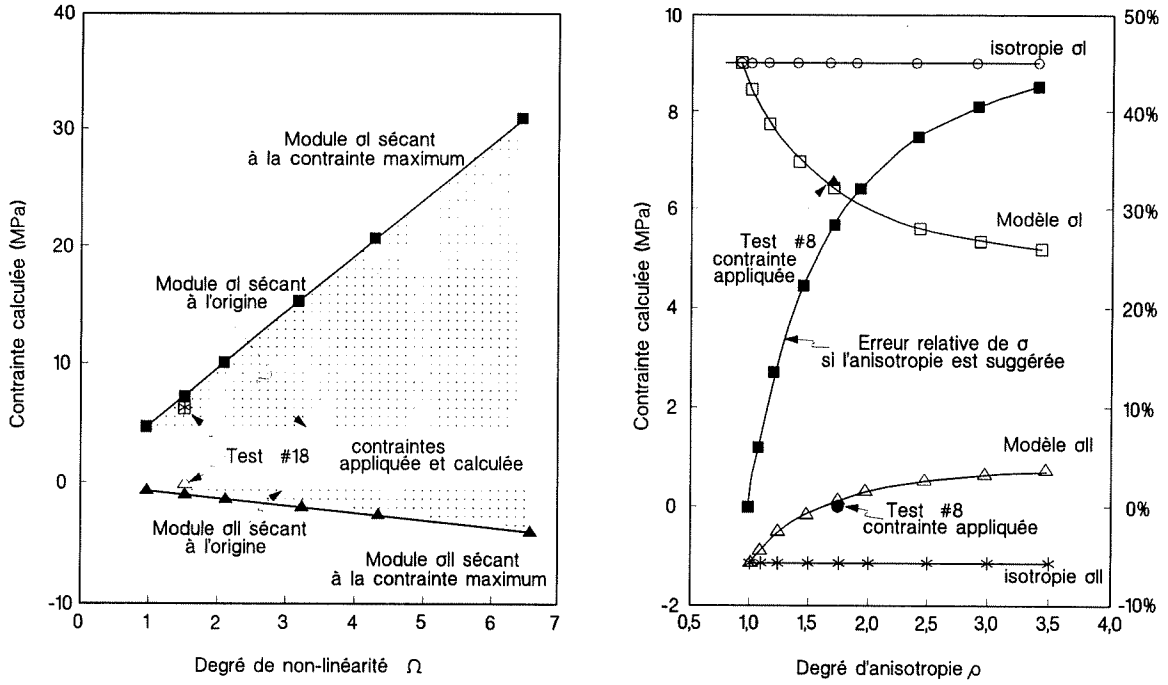


Figure 14 : Influence de la non-linéarité et de l'anisotropie sur les contraintes calculées

introduites sur le calcul des intensités des contraintes et des erreurs d'orientation de plus de 180° si on néglige l'anisotropie alors que des erreurs de plus de 50% sont introduites en ignorant la non-linéarité. La figure 14 illustre ce propos. La figure de gauche illustre l'influence de la non-linéarité. Plus le facteur A est élevé, plus le matériau est non-linéaire. La zone ombrée indique les valeurs possibles que peuvent prendre les contraintes calculées en fonction du choix de module sécant qui est fait sur un diagramme contrainte-déformation. La figure de droite indique quant à elle, les erreurs qui sont faites sur les intensités des contraintes calculées lorsque l'anisotropie est ignorée.

7- Méthode RPR

Un des inconvénnients de la technique du *doorstopper* conventionnel est le fait que jusqu'à récemment une seule mesure ne permet de calculer aucune des composantes du tenseur de contraintes et que trois trous sont nécessaires pour l'obtention du tenseur 3D. En 1994, Corthésy et al., (1994), ont proposé un nouveau concept dans le calcul des contraintes avec des techniques basées sur le principe de récupération. Il s'agit d'une méthode appelée RPR pour Rapport Pic Récupération. Cette méthode permet une amélioration dans la qualité des mesures de contrainte puisqu'elle donne une équation supplémentaire pour le calcul des contraintes lorsqu'elles sont faites dans des roches que l'on peut considérer isotropes et linéaires. À partir d'une seule mesure, il est possible de calculer 4 des 6 composantes du tenseur de contraintes, alors que sans cette méthode, aucune information n'est disponible, à moins de faire des hypothèses non vérifiées (diminution de la qualité des mesures). Voici pourquoi: Les équations reliant les contraintes en fond de trou aux contraintes naturelles sont les suivantes:

$$\sigma''_x = H_1\sigma_x + H_2\sigma_y + H_3\sigma_z \tag{1}$$

$$\sigma''_y = H_1\sigma_y + H_2\sigma_x + H_3\sigma_z \tag{2}$$

$$\tau''_{xy} = (H_1 - H_2)\ \tau_{xy} \tag{3}$$

où σ''_x,σ''_y, τ''_{xy} sont les composantes de contraintes en fond de trou et σ_x, σ_y, σ_z and τ_{xy} sont les composantes de contraintes naturelles. Les facteurs de concentration de contraintes en fond de trou, H_1, H_2 et H_3 sont donnés par les relations empiriques suivantes (Rahn, 1984):

$$H_1 = 1.32 + .08\nu(1+\nu) \tag{4}$$

$$H_2 = -0.12 + 0.18\nu(1 + 2.55\nu) \tag{5}$$

$$H_3 = -1.09(0.33 + \nu) \tag{6}$$

Si σ_z est connue, les contraintes dans le plan perpendiculaire à l'axe du trou peuvent être déterminées. Sinon, aucune information ne sera disponible pusqu'il y a plus d'inconnues que d'équations. Afin d'obtenir une équation supplémentaire, on définit le paramètre RPR (Rapport Pic Récupération) comme suit:

$$RPR(\nu) = \frac{D_r}{D_p} \tag{7}$$

où D_r est la moyenne des invariants de déformations récupérées et D_p est la moyenne des invariants de déformations au pic obtenues pendant le relâchement des contraintes par surcarottage, tel que montré à la figure 15. Ce paramètre est fonction uniquement du coefficient

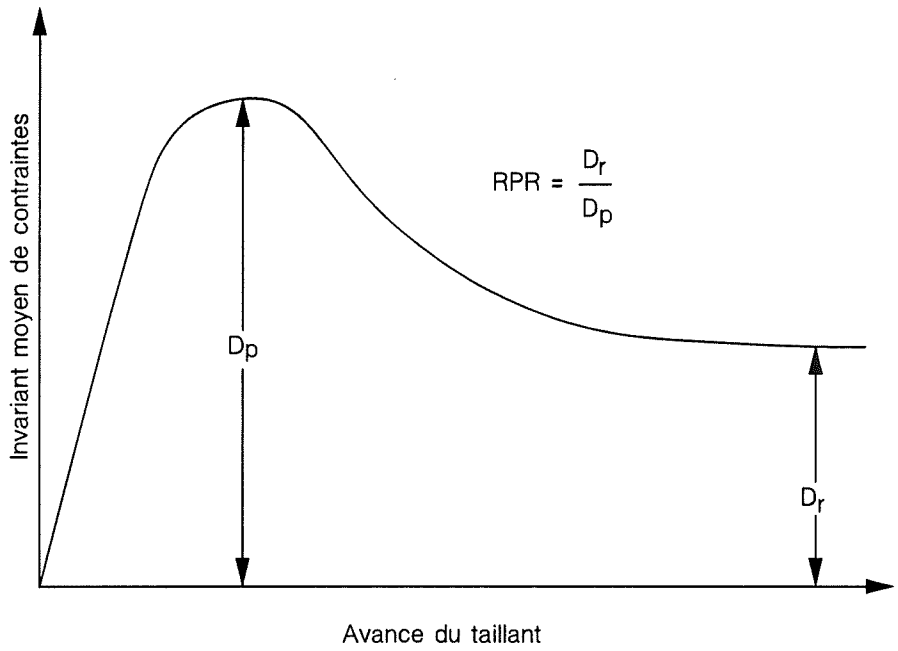


Figure 15 : Définition du RPR sur la courbe de récupération

de Poisson. Le paramètre SR (de l'anglais, *Stress Ratio*) est défini comme:

$$SR = 2\frac{\sigma_z}{\sigma_x + \sigma_y} \tag{8}$$

où σ_x, σ_y et σ_z sont les contraintes naturelles définies plus haut. La relation entre les paramètres SR et RPR fourni une quatrième équation qui, avec les équations 1 à 3, forme un système de 4 équations à quatre inconnues. Ces relations sont présentées sous forme graphique à la figure 16. Pour plus de détails sur l'obtention de ces relations, le lecteur peut se référer à Corthésy et al. (1994) et Leite et al., (1996b). L'applicabilité de ce modèle est en voie d'être étendue aux roches anisotropes et non linéaires.

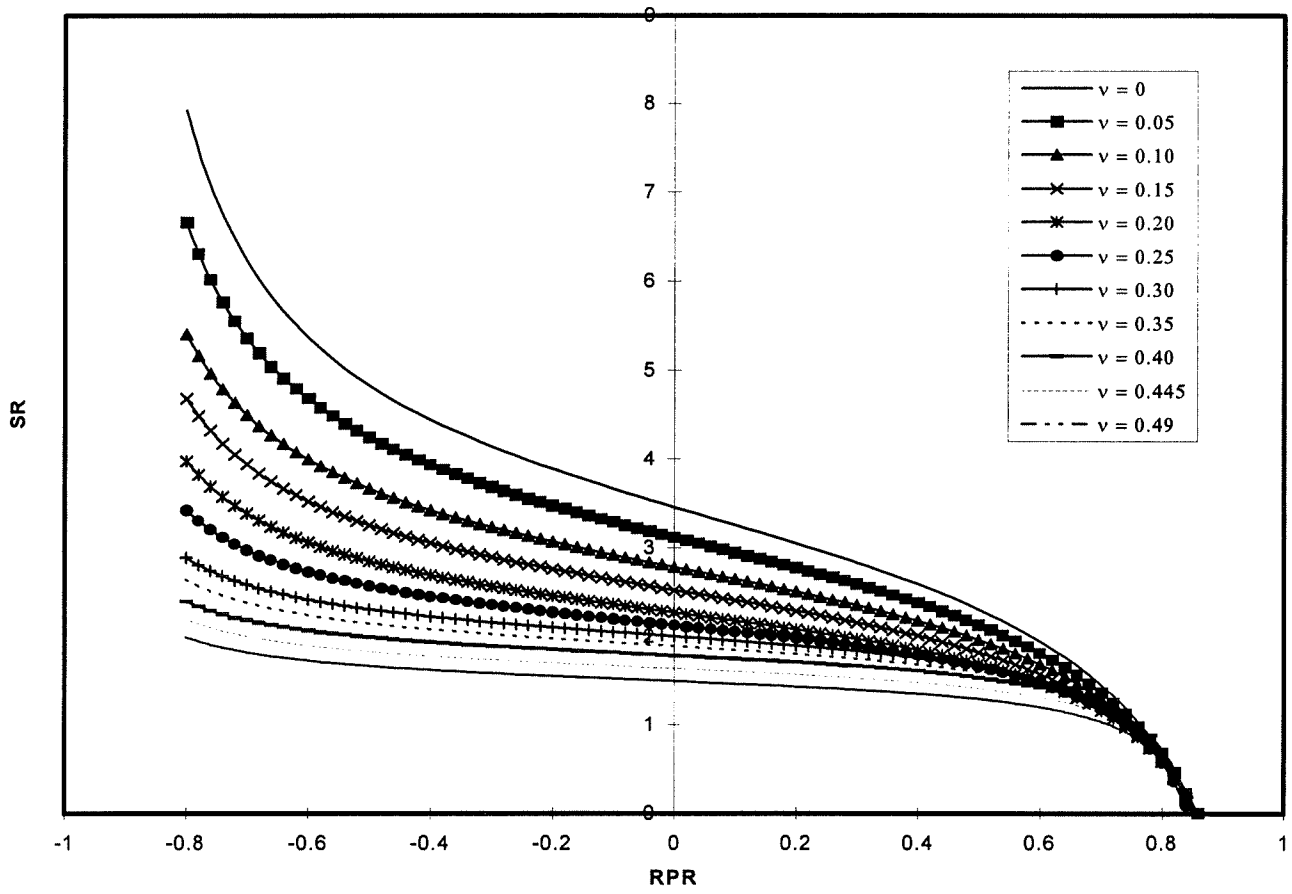


Figure 16 – Relations RPR-SR en fonction du coefficient de Poisson

8- Conclusions

Dans cette annexe nous avons tenté de mettre en lumière les différents aspects techniques et mathématiques dont il faut tenir compte pour assurer une qualité aux valeurs de contraintes obtenues de campagnes de mesure en place. Les points à retenir sont:

- Le choix d'une technique adaptée aux conditions géologiques (le *doorstopper* est la technique la plus universelle);
- Le choix d'une technique qui permette le suivi des déformations ou des déplacements récupérés;
- S'assurer que le système de lecture sera stable;
- S'assurer que les effets thermiques soient considérés de façon adéquate;
- Obtenir les paramètres de déformabilité au point de mesure par la recharge des carottes ou des manchons utilisés pour la mesure en place afin de considérer l'hétérogénéité des roches;
- Tenir compte de l'anisotropie et de la non-linéarité présentes dans la majorité des roches;
- Maximiser la redondance des données (méthode RPR) afin d'obtenir une meilleure représentativité statistique des résultats obtenus.

Références

Blackwood, R.L., (1976) "An instrument to measure the complete stress field in soft rock or in coal in a single ope ration", Proc. of the ISRM Symp. on Investigation of stress in rock and advances in stress measurements, Johannesburg, pp. 17-22.

Corthésy, R., (1982), "Une méthode analytique pour le calcul des contraintes dans des roches anisotropes et non-linéaires avec la technique du *doorstopper*", mémoire de maîtrise, département de génie minéral, Ecole Polytechnique de Montréal, 66 pp.

Corthésy, R., (1989), La mesure des contraintes dans le sel gemme, thèse de doctorat, département de génie minéral, Ecole Polytechnique de Montréal, 400 pp.

Corthésy, R., Gill, D.E., Leite, M.H. (1991). "The effects of heterogeneity on pointwise stress measurements", Proc. of the Third International Conference on residual stresses, Tokushima, Japan, pp. 405-410.

Corthésy, R., Gill, D.E., Ouellet, J. (1993a). "Méthodes de mesure des contraintes dans les massifs de roches dures", Pub. by Centre de Recherches Minérales, Ministère de l'énergie et des ressources, 101 p.

Corthésy, R., Gill, D.E., Leite, M.H. (1993b). "An integrated approach to rock stress measurement in anisotropic non linear elastic rock", Int. J. Rock Mech. Min. Sci., vol. 30, no. 3, pp. 395-411.

Corthésy, R., Leite, M.H., He, G., Gill, D.E. (1994). "The RPR method for the *doorstopper* technique; Four or six stress components from one or two boreholes", Int. J. Rock Mech. Min. Sci., vol. 31, no. 5., pp. 507-516.

Gill, D.E, Dubé, P.B, (1979), Mesures de pressions de terrains sur l'emplacement de la centrale nucléaire Gentilly-3, préparé par le département de génie minéral pour le compte de la société Hydro-Québec.

Gill, D.E., Cothésy, R., Ouellet, J., Dubé, P.B., Nguyen, D., (1987) "Improvements to standard doorstopper and Leeman cell stress measuring techniques", Proc. 2nd Int. Symp. On Field Measurements in Rock Mech., Kobe, vol. 1, pp. 75-83.

Gill, D.E., (1990) Compilation des données de mesure de contraintes dans les mines du Québec, rapport interne, département de génie minéral.

Leeman, E.R., (1967) "The doorstopper and triaxial rock stress measuring instruments developped by the CSIR", J. of the South Afr. Inst. of Min.& Metall., vol. 69, no 7, pp. 305-339.

Leite, M.H., Corthésy, R., Gill, D.E., St-Onge, M., Nguyen, D. (1996a). "The IAM - A down-the-hole data logger conditionner for the modified doorstopper technique". 2nd North American Rock Mechanics Symposium, Montréal, pp. 897-904.

Leite, M.H., Corthésy, R., Gill, D.E. (1996b). "Field application of the RPR in situ stress calculation model". 2nd North American Rock Mechanics Symposium, Montréal, pp. 921-927.

Rahn, W., (1984) "Stress concentration factors for the interpretation of doorstopper stress measurements in anisotropic rocks", Int. J. of Rock Mech. Min. Sci., vol. 21, pp. 313-326.

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL
3 9334 00171561 2

École Polytechnique de Montréal
C.P. 6079, Succ. Centre-ville
Montréal (Québec)
H3C 3A7