

Sécurité des outils, des machines et des procédés industriels

Études et recherches

RAPPORT R-594



**Développement d'une approche
pour estimer la résistance des roches dures
à l'échelle du bloc unitaire**

Richard Simon



Solidement implanté au Québec depuis 1980, l'Institut de recherche Robert-Sauvé en santé et en sécurité du travail (IRSST) est un organisme de recherche scientifique reconnu internationalement pour la qualité de ses travaux.

NOS RECHERCHES

Mission *travaillent pour vous !*

Contribuer, par la recherche, à la prévention des accidents du travail et des maladies professionnelles ainsi qu'à la réadaptation des travailleurs qui en sont victimes.

Offrir les services de laboratoires et l'expertise nécessaires à l'action du réseau public de prévention en santé et en sécurité du travail.

Assurer la diffusion des connaissances, jouer un rôle de référence scientifique et d'expert.

Doté d'un conseil d'administration paritaire où siègent en nombre égal des représentants des employeurs et des travailleurs, l'IRSST est financé par la Commission de la santé et de la sécurité du travail.

Pour en savoir plus

Visitez notre site Web ! Vous y trouverez une information complète et à jour.

De plus, toutes les publications éditées par l'IRSST peuvent être téléchargées gratuitement. www.irsst.qc.ca

Pour connaître l'actualité de la recherche menée ou financée par l'IRSST, abonnez-vous gratuitement au magazine Prévention au travail, publié conjointement par l'Institut et la CSST.
Abonnement : 1-877-221-7046

Dépôt légal

Bibliothèque et Archives nationales
2009

ISBN : 978-2-89631-335-8 (version imprimée)

ISBN : 978-2-89631-336-5 (PDF)

IRSST - Direction des communications
505, boul. De Maisonneuve Ouest
Montréal (Québec)
H3A 3C2
Téléphone : 514 288-1551
Télécopieur : 514 288-7636
publications@irsst.qc.ca
www.irsst.qc.ca
Institut de recherche Robert-Sauvé
en santé et en sécurité du travail,
janvier 2009



Sécurité des outils, des machines et des procédés industriels

Études et recherches

 RAPPORT R-594

Développement d'une approche pour estimer la résistance des roches dures à l'échelle du bloc unitaire

Avis de non-responsabilité

L'IRSST ne donne aucune garantie relative à l'exactitude, la fiabilité ou le caractère exhaustif de l'information contenue dans ce document. En aucun cas l'IRSST ne saurait être tenu responsable pour tout dommage corporel, moral ou matériel résultant de l'utilisation de cette information.

Notez que les contenus des documents sont protégés par les législations canadiennes applicables en matière de propriété intellectuelle.

*Richard Simon,
Département des génies civil, géologique
et des mines - École Polytechnique de Montréal*

Avec la collaboration de Desheng Deng

 Cliquez recherche
www.irsst.qc.ca

Cette publication est disponible
en version PDF
sur le site Web de l'IRSST.

CONFORMÉMENT AUX POLITIQUES DE L'IRSS

Les résultats des travaux de recherche publiés dans ce document
ont fait l'objet d'une évaluation par des pairs.

RÉSUMÉ

Une campagne d'essais a été réalisée sur trois sites (40 m, 70 m et 130 m) de la mine laboratoire de CANMET à Val-d'Or, Québec afin d'estimer la résistance en compression uniaxiale à l'échelle du bloc unitaire. Des forages au diamant de différents calibres (AQ, BQ, NQ et HQ) ont été réalisés parallèlement à chacun des sites étudiés. Les carottes de forage récupérées ont ensuite été testées en laboratoire en compression uniaxiale avec mesure du module de déformation.

Les résultats des essais ont montré une réduction de la résistance moyenne variant de 14 à 30% et du module de déformation moyen de 4 à 7% lorsque l'on passe du calibre AQ au calibre HQ. Des mesures du module de déformation ont été réalisées in situ dans les trous de calibre NQ à l'aide d'un dilatomètre. Ces mesures ont montré des valeurs moyennes du module de déformation inférieures à celles estimées par les approches usuelles basées sur les classifications géomécaniques.

À partir des résultats, deux approches ont été utilisées pour permettre l'estimation de la résistance à l'échelle du bloc unitaire. La première approche proposée par Aubertin et al. (2001) est basée sur une approche statistique et utilise la moyenne et l'écart-type observés sur des essais sur les éprouvettes de dimension standard (calibre NQ, diamètre de 50 mm). La résistance à l'échelle du bloc unitaire obtenue avec cette approche est de l'ordre de 18 à 21% de la résistance moyenne obtenue sur les éprouvettes de dimension standard.

La deuxième approche proposée utilise la relation d'échelle du module de déformation déterminée à l'aide de la mesure au dilatomètre et le module des éprouvettes de dimension standard. Les paramètres de cette relation d'échelle du module de déformation sont ensuite utilisés pour estimer les paramètres de la relation d'échelle de la résistance en compression uniaxiale. La résistance à l'échelle du bloc unitaire obtenue avec cette approche est de l'ordre de 15% de la résistance moyenne obtenue sur les éprouvettes de dimension standard.

REMERCIEMENTS

Ce projet a été réalisé grâce à la contribution financière de l'Institut de Recherche Robert-Sauvé en Santé et Sécurité du Travail (IRSST) et du Laboratoire des mines et des sciences minérales de CANMET. Les auteurs tiennent également à remercier le personnel de la Mine-Laboratoire de CANMET pour leur collaboration à ce projet et leur grande disponibilité, M. Denis Labrie du Laboratoire des mines et des sciences minérales de CANMET à Ottawa qui a supervisé les forages et les essais au dilatomètre, et le personnel de la mine-école de la commission scolaire de Val-d'Or qui a réalisé les forages au diamant. Finalement, les auteurs tiennent à remercier Michel Aubertin et Li Li du département des génies civil, géologique et des mines de l'École Polytechnique pour la révision du rapport.

TABLE DES MATIÈRES

Résumé.....	i
Remerciements.....	iii
Table des matières	v
1. Introduction.....	1
1.1 Excavations à échelle réduite.....	2
1.2. Objectifs de l'étude.....	2
2. Les effets d'échelle	5
2.1 Estimation des effets d'échelle	5
2.2 Approches usuelles	7
3. Le critère de rupture $MSDP_u$	11
3.1 Effets d'échelle dans le critère $MSDP_u$	12
3.2 Limitation de l'approche.....	13
4. Travaux de terrain et de laboratoire	17
4.1 Méthodologie	17
4.2 Site situé à 40 m de profondeur	19
4.3 Site situé à 70 m de profondeur	25
4.4 Site situé à 130 m de profondeur	31
5. Estimation de la résistance à l'échelle du bloc unitaire	37
5.1 Analyse des résultats.....	37
5.2 Approche statistique	43
5.3 Approche basée sur le dilatomètre.....	45
6. Discussion et conclusion.....	51
Références.....	53
Annexe A : Fiche descriptive du dilatomètre Probex	57

1. INTRODUCTION

Lors de l'exploitation des gisements miniers, les travailleurs peuvent être exposés à de nombreuses situations présentant des risques d'accident. Parmi celles-ci, les chutes de terrain demeurent encore aujourd'hui une cause importante des accidents mortels et autres accidents graves dans les mines (Anon. 1993, APSM 2001). Même si les connaissances dans le domaine de la mécanique des roches et du contrôle de terrain se sont améliorées dans les dernières décennies, la situation pourrait devenir plus critique dans le futur. En effet, l'épuisement des ressources minérales près de la surface mène à une exploitation plus en profondeur avec une productivité associée qui se doit d'être encore plus compétitive. Ceci engendre des difficultés supplémentaires et des risques accrus au niveau de la stabilité des excavations. Ainsi, puisque les contraintes présentes dans le massif rocheux augmentent pratiquement linéairement avec la profondeur, celles-ci peuvent devenir critiques et mener à des ruptures importantes près des excavations minières (Aubertin et Gill 1988, Simon et al. 1998).

Pour évaluer les risques de rupture par excès de contraintes, l'ingénieur en contrôle de terrain doit faire appel à un certain nombre d'outils et de techniques d'analyse. Traditionnellement, les ingénieurs miniers voulant s'assurer de la stabilité des ouvertures procèdent à des analyses du comportement du massif rocheux à partir de modèles constitutifs et numériques idéalisés, qui dans certains cas, sont peu représentatifs de la réalité. Par exemple, on utilise souvent pour analyser la stabilité des ouvertures, des modèles bidimensionnels (2D), alors que la géométrie réelle de l'excavation et l'état de contrainte induit autour de celle-ci est tridimensionnel. Cette approche, qui peut généralement être sécuritaire, engendre néanmoins une incertitude sur l'état des contraintes induites. Par ailleurs, l'utilisation d'un critère de rupture 2D, également couramment utilisé, n'est adéquate que pour une situation similaire à celle rencontrée en laboratoire lors des essais visant à déterminer les propriétés des matériaux. Cette situation n'est toutefois que rarement rencontrée près des excavations. Il est donc préférable lors d'analyses détaillées de stabilité des ouvertures, d'utiliser des modèles tridimensionnels.

Les progrès technologiques récents ont permis le développement de logiciels pouvant maintenant calculer en trois dimensions les contraintes induites autour d'excavations à géométrie plus complexes, très souvent rencontrées dans les exploitations souterraines. Combinés à la nouvelle capacité des ordinateurs, ces logiciels permettent à l'ingénieur minier de construire des modèles 3D plus représentatifs de la situation réelle sur le terrain. Ces outils permettent donc d'améliorer la fiabilité des analyses de stabilité.

Pour compléter son analyse et vérifier la stabilité, l'ingénieur doit toutefois pouvoir comparer les résultats des calculs de contraintes induites avec un critère de rupture qui soit multiaxial et qui puisse représenter adéquatement le massif rocheux. Récemment, un critère de rupture multiaxial relativement simple (appelé MSDP_u) a été développé et qui permet de représenter adéquatement le comportement des principaux types de roches et matériaux rocheux que l'on peut rencontrer dans les exploitations minières (Aubertin et Simon, 1998, Aubertin et al. 1999, 2000, 2002).

1.1 EXCAVATIONS À ÉCHELLE RÉDUITE

Dans les exploitations souterraines, on peut retrouver un certain nombre d'excavations dont les dimensions sont réduites par rapport aux galeries de mine et aux chantiers. Ces excavations, qui ont une section droite souvent inférieure à 5 à 10 m², sont utilisées pour permettre le passage de travailleurs ou d'équipement (monteries), pour le transport de la roche brisée (chutes à minerai et à stérile) et du remblai (hydraulique ou en pâte) ou pour servir d'apport de ventilation et de sorties de secours (puits). La stabilité de ces excavations est complexe à analyser, car les approches existantes permettant de décrire la résistance des roches ont été développées soit pour la roche intacte (à l'échelle des essais en laboratoire) ou pour les massifs rocheux (à l'échelle des chantiers). L'échelle à laquelle se situent ces excavations est plutôt une échelle intermédiaire entre ces deux dernières, usuellement appelée bloc unitaire (où les discontinuités géologiques telles les diaclases et les failles n'ont pas ou peu d'influence). La stabilité de ces ouvrages (souvent verticaux) lors de la construction est cruciale pour les travailleurs à cause de l'espace restreint de travail. Une fois la construction terminée, la stabilité de ces ouvrages reste également essentielle même si aucun travailleur n'y circule (tels que les chutes) car l'on cherchera généralement à réhabiliter l'excavation après l'instabilité, ce qui peut amener à travailleurs à circuler de nouveau dans ces excavations.

Pour évaluer la stabilité de ces excavations de taille réduite, l'ingénieur doit pouvoir estimer la résistance de la roche à la bonne échelle. Les approches usuelles en mécanique des roches négligent les effets d'échelle pour les excavations à échelle réduite. Ceci a pour conséquence que les propriétés suggérées par ces approches sont largement surestimées pour ce type d'excavation, ce qui peut présenter un risque pour la sécurité des travailleurs. Pour évaluer la résistance à cette échelle, l'ingénieur n'a d'autres choix que d'effectuer de nombreux essais à différentes échelles afin de bien caractériser la baisse de résistance en fonction du volume impliqué. Toutefois, dans bien des cas, une telle approche n'est pas réalisable à cause de la difficulté à récolter un grand nombre d'échantillons et des coûts impliqués.

1.2. OBJECTIFS DE L'ÉTUDE

L'objectif premier de ce projet est donc d'évaluer s'il est possible d'obtenir une estimation fiable de la réduction de résistance par des moyens plus pratiques et économiques, qui permettrait l'analyse de la stabilité des excavations de petites dimensions.

Pour réaliser cet objectif, on se propose d'étudier les liens qui existent entre la résistance en compression uniaxiale et les propriétés de déformation élastique des roches dures. Plusieurs auteurs (Gijón et Gonzalez de Vallejo 1991, Pells 1993, Palchik 1999) ont noté un lien entre le module de déformation élastique et la résistance en compression uniaxiale. Bien qu'un module de déformation élevé ne soit pas garant d'une résistance élevée, la résistance et le module sont contrôlés essentiellement par les mêmes phénomènes. À l'échelle de la roche intacte, le module de déformation est affecté par la présence de pores et de microfissures qui sont plus déformables

que les grains formant la matrice. De la même façon, ces imperfections contribuent à réduire la résistance de la roche.

Au niveau des effets d'échelle, le module de déformation présente le même type de relation que la résistance. Par ailleurs, si on regarde le type de relation d'échelle proposée par différents auteurs dans la littérature (e.g. Nicholson et Bieniawski 1990, Hoek et Brown 1988, Hoek et al. 2002), on remarque une grande similitude entre ces relations. Toutefois, puisque les massifs rocheux ne sont pas réellement des milieux élastiques, on peut s'attendre à ce que les ratios du module de déformation E_m/E (module du massif / module de la roche) et de la résistance σ_{cm}/σ_c (résistance en compression du massif / résistance de la roche) ne soient pas identiques. Ainsi, ces ratios pourraient plutôt être liés par la relation suivante (Aubertin et al. 2001):

$$\sigma_{cm}/\sigma_c = (E_m/E)^q \quad (1.1)$$

où selon certains résultats (Tsoutrelis et Exadaktylos 1993, Singh et al. 1997), l'exposant q pourrait varier entre 0,5 et 3. La figure 1.1 montre un exemple de résultats d'essais présentant la variation de la résistance et du module de déformation sur un granite. On peut remarquer que la pente des deux courbes n'est pas totalement identique.

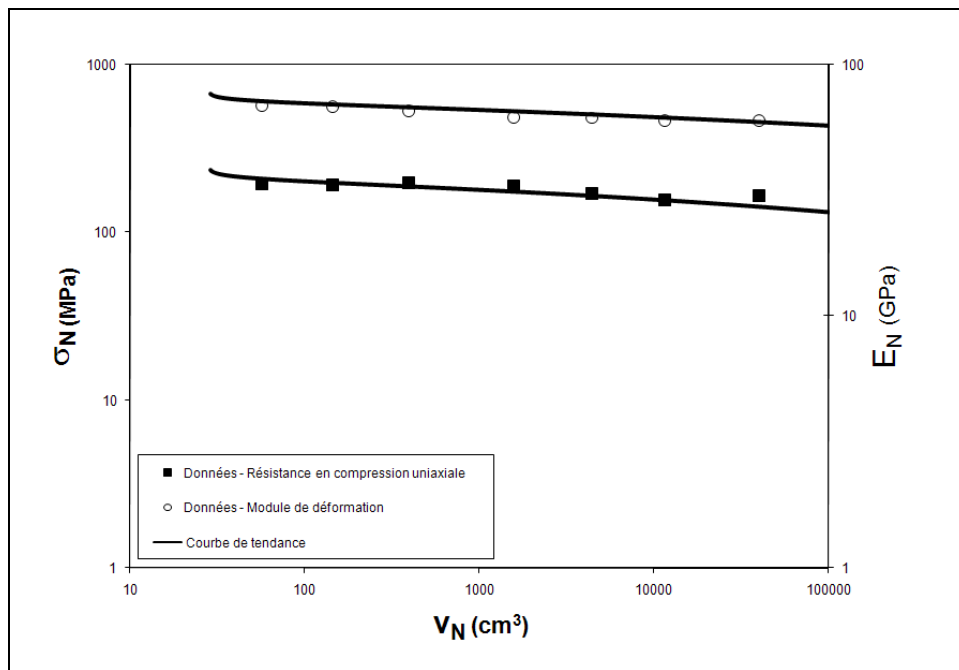


Figure 1.1 : Variation des propriétés mécaniques selon le volume de l'éprouvette (données de Jackson et Lau 1990).

Par contre, si l'on réussit à évaluer que les relations d'échelle pour le module de déformation et la résistance suivent une tendance similaire, il serait théoriquement possible de déterminer la résistance à l'échelle du bloc unitaire (i.e. un massif sans discontinuité géologique) à partir des modules de déformation plutôt que des résistances. Le rapport σ_{cm}/σ_c serait alors estimé à l'aide du ratio E_L/E_i où E_L est le module de déformation à l'échelle du bloc unitaire et E_i à l'échelle

d'une éprouvette de roche standard. Pour déterminer le module de déformation à l'échelle du bloc unitaire, des mesures in situ à l'aide d'essais au dilatomètre pourraient être utilisées.

Il est reconnu que les essais avec ce type d'instrumentation se situent à une échelle intermédiaire entre les essais en laboratoire et les essais à l'échelle du massif rocheux (Wittke 1990). Par ailleurs, des résultats obtenus lors de travaux récents (Simon 2002) avec le dilatomètre ont donné des résultats intéressants. Dans une étude sur le sautage adouci (Simon 2002), des essais à l'aide d'un dilatomètre ont été réalisés dans une galerie d'une mine souterraine québécoise dans des trous de diamètre de 76 mm. Les carottes récupérées dans ces trous ont ensuite été testées en laboratoire pour connaître la résistance et le module de déformation. Environ quarante mesures au dilatomètre ont été réalisées. Les résultats ont donné un rapport des modules de déformation (dilatomètre/laboratoire) variant entre 0,35 et 0,60. Ces résultats sont peut-être une indication que le dilatomètre pourrait être utilisé pour déterminer le ratio des résistances puisque les valeurs proposées par divers auteurs pour celui-ci varient entre 0,1 et 0,5.

L'utilisation du dilatomètre pourrait alors être une alternative économique et pratique pour compléter l'évaluation des paramètres nécessaire à la quantification de la résistance du bloc unitaire et du massif rocheux.

Pour tenter d'évaluer les corrélations possibles entre la variation de la résistance et la variation du module de déformation selon le volume impliqué, des forages au diamant de différentes dimensions ont été réalisés au printemps et à l'automne 2005 à la mine laboratoire de CANMET à Val-d'Or. Des trous de dimension AQ, BQ, NQ et HQ, longs de 6-8 m, ont été forés parallèlement à trois sites différents de la mine, soit aux niveaux 40 m, 70 m et 130 m de la mine. Des mesures au dilatomètre ont été réalisées dans les trous de dimension NQ aux trois sites par Labrie et al (2006). Les carottes de forage récupérées ont ensuite été acheminées au laboratoire de mécanique des roches de l'École Polytechnique. Un programme exhaustif d'essais en compression uniaxiale avec mesures de déformation a été réalisé pour les carottes de chacun des trous forés.

Dans ce rapport, on expose au chapitre 2 l'influence des effets d'échelle sur les roches et massifs rocheux. Le chapitre 3 introduit le critère de rupture $MSDP_u$ qui est utilisé dans cette étude pour évaluer la résistance des roches. Le chapitre 4 présente les travaux de terrain qui ont été réalisés dans cette étude, ainsi que les résultats d'essais en laboratoire. Le chapitre 5 présente l'analyse des résultats et propose différentes approches pour estimer la résistance à l'échelle du bloc unitaire. Une discussion des résultats et des approches proposées termine le rapport.

2. LES EFFETS D'ÉCHELLE

Les roches et massifs rocheux sont des matériaux au comportement mécanique complexe. En raison de leur formation originelle de nature chaotique et leur transformation au cours des ères géologiques, les roches peuvent démontrer des comportements géotechniques très variés et variables, avec des propriétés qui sont hétérogènes, anisotropes, non linéaires et dépendantes du volume impliqué, des conditions de chargement (durée, orientation, vitesse, etc.), et de l'environnement (température, humidité, infiltrations, etc.). La roche étant un amalgame de grains de différents minéraux de différentes formes et dimensions, plus ou moins bien cimentés entre eux, il est inévitable que son comportement mécanique soit très variable.

Une des particularités du comportement mécanique des roches est la variation des propriétés selon le volume impliqué. On parle alors d'effets d'échelle. La figure 2.1 présente schématiquement cet effet d'échelle pour la résistance. À l'échelle de la roche, on remarque que la résistance diminue avec l'augmentation du volume jusqu'à une valeur limite où l'augmentation de volume n'a plus d'incidence. Ce volume est alors appelé bloc unitaire ou Élément de Volume Représentatif (RVE; Representative Volume Element). À l'échelle du massif rocheux, où l'on retrouve généralement une certaine densité de diaclases (joints), la chute de résistance est encore plus marquée. On peut également observer que la résistance n'est pas continue. Effectivement, dès lors qu'on retrouve un nouveau type d'imperfection (microfissures et pores lorsqu'on passe du grain à la roche, et diaclases, failles lorsqu'on passe au massif rocheux), il en résulte une chute importante de la résistance qui sera contrôlée essentiellement par la présence de ce défaut. Bien qu'usuellement moins marqué, le module de déformation élastique présente une relation similaire. En ce qui a trait au coefficient de Poisson, il est d'usage courant de considérer que l'effet d'échelle sera négligeable, bien que le passage du bloc unitaire au massif rocheux puisse également affecter ce paramètre.

La raison principale qui explique cet effet d'échelle est la présence de défauts (microfissures, pores, etc.) à l'intérieur de la roche. C'est principalement le nombre et l'ampleur de ces défauts qui contrôlent les propriétés mécaniques du matériau (effet du maillon faible dans la résistance d'une chaîne). Ainsi, plus le volume de l'échantillon augmente, plus la probabilité de retrouver un défaut important dans l'échantillon augmente, ce qui affectera la valeur moyenne obtenue.

2.1 ESTIMATION DES EFFETS D'ÉCHELLE

Lors de la caractérisation du massif rocheux, les dimensions des échantillons récoltés ont une influence importante sur les résultats obtenus. La figure 2.2 présente sur une échelle logarithmique, l'influence du volume de l'échantillon recueilli selon les carottages standard. La mesure à l'aide du dilatomètre pourrait également être à une échelle supérieure à celle du bloc unitaire. Mentionnons que pour les essais de laboratoire, l'American Society for Testing and Materials (ASTM) recommande un diamètre d'éprouvette de 50 mm (ASTM 1998), soit l'équivalent d'un forage NQ.

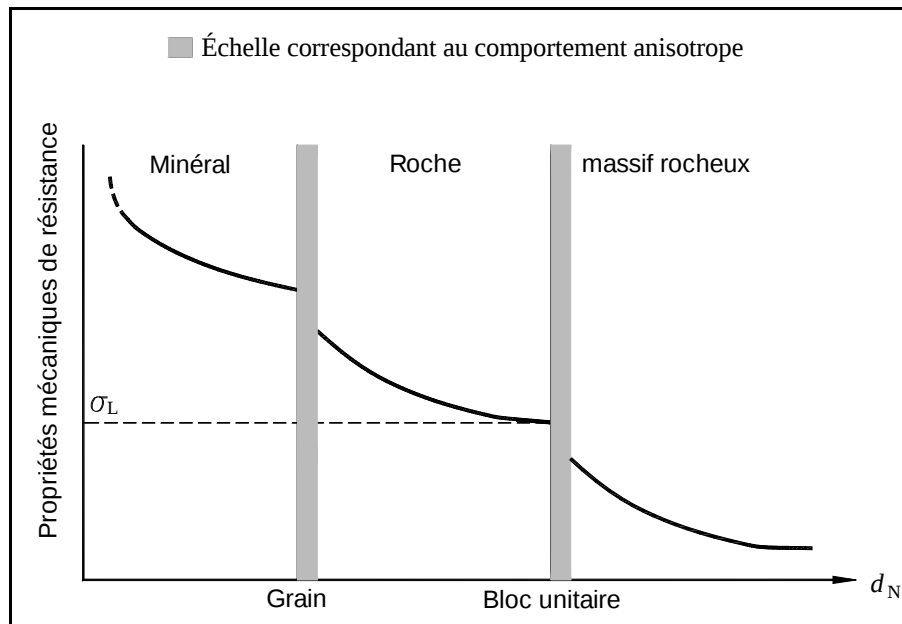


Figure 2.1 : Effet d'échelle sur les propriétés mécaniques; d_N: dimension, σ_L: résistance du bloc unitaire (d'après Aubertin et al. 2000).

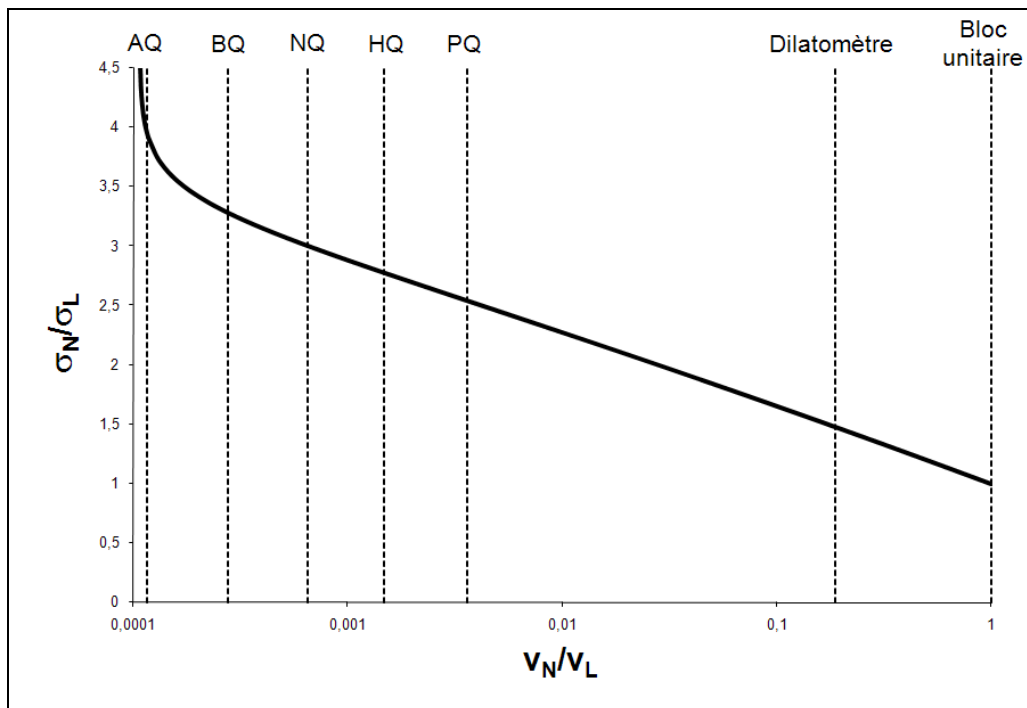


Figure 2.2 : Représentation schématique de la variation de la résistance d'une roche dure selon le volume impliqué; σ_N , V_N : résistance et volume de l'échantillon; σ_L , V_L : résistance et volume du bloc unitaire. Les volumes des échantillons selon le type de forage au diamant et le volume impliqué dans l'essai au dilatomètre est également indiqué (le diamètre standard des carottes récupérées est: AQ = 27 mm, BQ = 36 mm, NQ = 48 mm, HQ = 63 mm, PQ = 85 mm).

Les effets d'échelle sont plus marqués pour les matériaux très fragiles, et décroissent lorsque l'on passe d'un comportement fragile à semi-fragile, et disparaissent pour un comportement ductile (parfaitement plastique). L'influence de l'échelle sur la résistance est aussi plus prononcée en tension uniaxiale qu'en compression uniaxiale, et peut être réduite substantiellement en appliquant une forte contrainte de confinement lors d'un essai de compression triaxiale.

La résistance d'une roche diminue jusqu'à ce que la dimension de l'échantillon devienne égale à celle du bloc unitaire de dimension d_L . Pour un tel volume, l'effet d'échelle disparaît presque totalement, ce qui signifie qu'une dimension supérieure à d_L n'influence plus la résistance, à moins que de nouveaux types de défauts n'apparaissent (tel que des diaclases dans le massif rocheux). La résistance du matériau σ_L à l'échelle d_L peut être aussi faible que 5 à 30% de la résistance σ_S mesuré à petite échelle en laboratoire sur un échantillon de dimension d_S , selon les caractéristiques du matériau et l'état de contrainte (e.g. Jackson et Lau 1990, Sridevi et Sitharam 2000).

Afin de bien déterminer les effets d'échelle, il est alors nécessaire d'effectuer des essais sur des échantillons de différentes dimensions. Ceci peut toutefois s'avérer assez dispendieux et augmenter de façon importante les coûts associés à la caractérisation.

2.2 APPROCHES USUELLES

La détermination des propriétés mécaniques à l'échelle du massif rocheux utilise usuellement les propriétés obtenues en laboratoire pour la roche intacte pour une dimension standard (diamètre de 50 mm), avec lesquelles on extrapole à l'échelle du massif rocheux à l'aide de relations empiriques basées sur les classifications géomécaniques.

Résistance

L'une des principales raisons expliquant la popularité du critère de rupture de Hoek et Brown (Hoek et Brown 1980, 1988, 1997) est que les auteurs ont été parmi les premiers à proposer une réduction des paramètres selon la valeur de la classification géomécanique. Ce critère de rupture s'exprime par :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_i \sigma_c \sigma_3 + s \sigma_c^2} \quad (2.1)$$

où σ_1 et σ_3 sont respectivement les contraintes principales majeure et mineure, σ_c est la résistance en compression uniaxiale, m_i et s sont des paramètres dépendant du matériau. Pour une roche intacte testée en laboratoire, $s = 1$. Pour tenir compte de l'effet d'échelle, le paramètre m_i est remplacé par m . Les paramètres m et s sont fonction de la classification GSI (Hoek et al. 1997):

$$\frac{\overline{m}}{m_i} = \exp\left(\frac{\overline{\text{GSI} - 100}}{28}\right) \quad (2.2)$$

$$s = \exp\left(\frac{\text{GSI} - 100}{9}\right) \quad (2.3)$$

où GSI est égal à la version de 1976 de la cote RMR (Bieniawski 1976, 1984, 1989), ou est égal à la cote RMR – 5 de la version 1989 de cette classification géomécanique. Mentionnons toutefois que les auteurs recommandent de n'utiliser leur critère de rupture que pour les conditions suivantes (Hoek et al. 1997):

- aucune famille de diaclases ou;
- trois familles de diaclases et plus.

Déformation

L'utilisation des propriétés mécaniques des roches déterminées en laboratoire pour estimer celles de portions de massifs rocheux, fait appel à des modèles d'extrapolation. Dans le cas du module de déformation élastique (ou pré-pic), de nombreux modèles empiriques basés sur les classifications géomécaniques ont été proposés. Les plus utilisées sont celles de Bieniawski (1978), de Serafim et Pereira (1983) et de Nicholson et Bieniawski (1990). Le tableau 2.1 dresse une liste de plusieurs relations proposées dans la littérature.

Le module obtenu selon que l'on utilise l'une ou l'autre de ces relations peut varier de façon importante. Par exemple, pour les conditions suivantes : RQD = 70, RMR = GSI = 60, Q = 6, E_i = 50 GPa, C_0 = 100 MPa, les modules de déformation du massif extrapolés varient de 10 à 33 GPa avec une valeur moyenne de 18 GPa. Dans une évaluation exhaustive de plusieurs modèles réalisée par Gokceoglu et al. (2003), les relations proposées par Nicholson et Bieniawski (1990) et Kayabasi et al. (2003) sont celles qui ont présenté la meilleure corrélation entre la prédiction et des mesures in situ.

Le principal problème de ces approches est qu'elles tiennent compte de l'influence des discontinuités géologiques pour réduire les propriétés mécaniques, mais elles ne tiennent pas compte de la réduction des propriétés mécaniques selon le volume impliqué lorsque l'on passe du volume standard en laboratoire au volume du bloc unitaire. Ainsi, lorsque le massif obtient une cote géomécanique élevée, les propriétés mécaniques extrapolées du massif sont très près ou égales à celles obtenues sur un échantillon de 50 mm de diamètre. La figure 2.3 montre l'évolution des relations de Nicholson et Bieniawski (1990) pour le module de déformation du massif et de Hoek et Brown (1980, 1988, 1997) pour la résistance en fonction de la cote géomécanique RMR. On peut voir que lorsque la cote atteint sa valeur maximale de 100 (correspondant à un massif sans diaclases, i.e. identique au bloc unitaire), les propriétés

mécaniques sont identiques à celle d'une éprouvette de 50 mm testée en laboratoire. Or, les figures 1 et 2 indiquent bien que les propriétés du bloc unitaire sont bien en deçà de ces valeurs. Les approches usuelles ne seraient donc pas sécuritaires pour des massifs peu fracturés, et pourraient amener à une surestimation de la résistance du massif rocheux.

Tableau 2.1. Relations empiriques pour la détermination du module de déformation du massif rocheux.

Auteurs	Paramètres requis	Limitations	Équation
Deere et al. (1969)	E_i et RQD	$RQD \geq 60$	$E_m = E_i [(0.0231 RQD) - 1.32]$
Bieniawski (1978)	RMR	$RMR > 50$	$E_m = 2 RMR - 100$
Serafim et Pereira (1983)	RMR	$RMR \leq 50$	$E_m = 10^{(RMR-10)/40}$
Kulhawy et Goodman (1987)	E_i , K_n et S		$E_m = E_i \left(1 + \frac{E_i}{S + K_n} \right)^{-1}$
Nicholson et Bieniawski (1990)	E_i et RMR		$E_m = \frac{E_i}{100} \left[0.0028 RMR^2 + 0.9 \exp \left(\frac{RMR}{22.82} \right) \right]$
Mitri et al. (1994)	E_i et RMR		$E_m = E_i [0.5 (1 - (\cos (\pi * RMR/100)))]$
Hoek et Brown (1997)	GSI et C_0	$C_0 \leq 100$ MPa	$E_m = \sqrt{\frac{C_0}{100}} 10^{(GSI-10)/40}$
Barton (2002)	Q et C_0		$E_m = 10 Q_c^{1/3}$; $Q_c = Q * C_0 / 100$
Kayabasi et al. (2003) Gokceoglu et al. (2003)	E_i , C_0 RQD et WD		$E_m = 0.001 \left[\frac{E_i}{C_0} \frac{(1 + 0.01 RQD)}{WD} \right]^{1.5528}$
Zhang et Einstein (2004)	E_i , RQD		$E_m = E_i \left[10^{0.0186 RQD - 1.91} \right]$

E_m : module de déformation du massif (GPa); E_i : module de déformation de la roche intacte (GPa); C_0 : résistance en compression uniaxiale de la roche intacte (MPa); RMR, GSI, Q, RQD: cote des classifications géomécaniques; S: espacement moyen des diaclases (m); K_n : Rigidité normale des diaclases (GN/m³) WD: indice du degré d'altération des diaclases variant entre 1 (intactes) et 2 (complètement altérées).

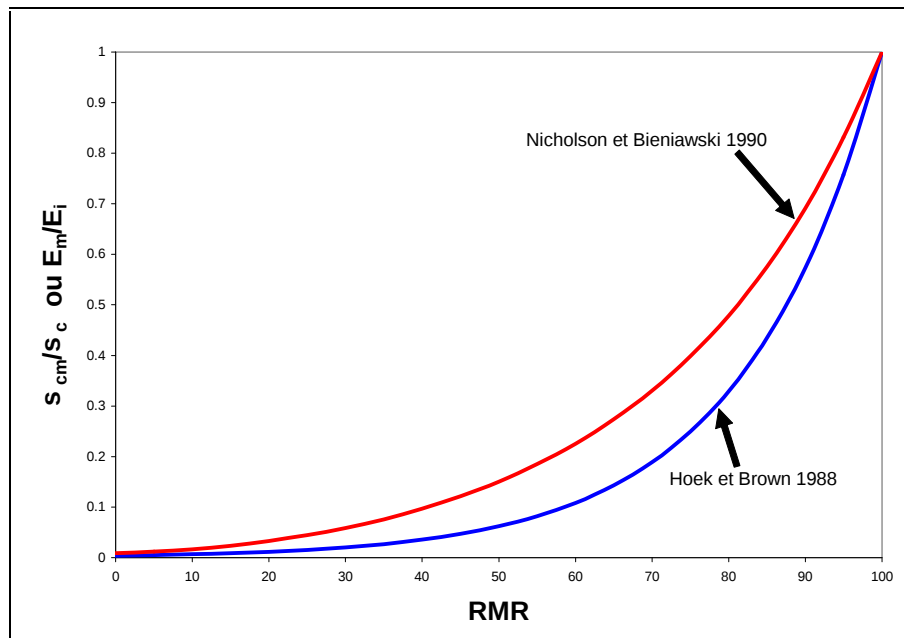


Figure 2.3 : Évolution des propriétés mécaniques du massif rocheux selon la valeur de la cote géomécanique RMR. La relation de Nicholson et Bieniawski 1990 s'applique au module de déformation alors que la relation de Hoek et Brown 1988 s'applique à la résistance. σ_{cm} : résistance en compression uniaxiale du massif, σ_c : résistance en compression uniaxiale d'une éprouvette de dimension standard (diamètre de 50 mm), E_m : module de déformation du massif, E_i : module de déformation d'une éprouvette de dimension standard.

3. LE CRITÈRE DE RUPTURE MSDP_U

Le critère MSDP_U (pour Mises-Schleicher et Drucker-Prager Unifié) est un critère de rupture qui permet de définir dans l'espace tridimensionnel la surface de résistance ultime des matériaux (Aubertin et al. 1999, 2000, 2002). Ce critère a été utilisé avec succès pour différents types de matériaux (tels que les roches dures peu poreuses, les roches tendres poreuses, la fonte et le plâtre) et peut tenir compte des effets d'échelle et de temps. La même formulation a également été utilisée pour déterminer le seuil d'initiation de l'endommagement (Aubertin et Simon 1997). Les principaux éléments du critère sont présentés dans ce qui suit.

La formulation multiaxiale est déterminée (dans l'espace usuel des invariants de contraintes) par ce qui suit :

$$\sqrt{J_2} - F_0 F_\pi = 0 \quad (3.1)$$

Ici, F_0 donne la forme et position de la surface de rupture dans le plan $\sqrt{J_2} - I_1$ (I_1 est le premier invariant du tenseur de contraintes σ_{ij} ; J_2 est le second invariant du tenseur de contraintes déviatoriques S_{ij}), alors que F_π définit la même surface dans le plan des contraintes octaédriques (plan π). Les deux fonctions peuvent être définies par:

$$F_0 = \left[\alpha^2 (I_1^2 - 2\tilde{a}_1 I_1) + \tilde{a}_2^2 - a'_3 \langle I_1 - I_c \rangle^2 \right]^{1/2} \quad (3.2)$$

$$F_\pi = \frac{b}{\left[b^2 + (1 - b^2) \sin^2(45^\circ - 1.5\theta) \right]^{1/2}} \quad (3.3)$$

Les principaux paramètres de ces fonctions peuvent être obtenus des équations suivantes :

$$\alpha = \frac{2\sin\phi}{\sqrt{3}(3 - \sin\phi)} \quad (3.4)$$

$$\tilde{a}_1 = \left(\frac{\tilde{\sigma}_c - \tilde{\sigma}_t}{2} \right) - \left(\frac{\tilde{\sigma}_c^2 - (\tilde{\sigma}_t / b)^2}{6\alpha^2 (\tilde{\sigma}_c + \tilde{\sigma}_t)} \right) \quad (3.5)$$

$$\tilde{a}_2 = \left\{ \left(\frac{\tilde{\sigma}_c + (\tilde{\sigma}_t / b^2)}{3(\tilde{\sigma}_c + \tilde{\sigma}_t)} - \alpha^2 \right) \tilde{\sigma}_c \tilde{\sigma}_t \right\}^{1/2} \quad (3.6)$$

$$a'_3 = a_3 (1 - \Gamma) \quad (3.7)$$

$$\tilde{\sigma}_c = \Gamma \sigma_c \quad (3.8)$$

$$\tilde{\sigma}_t = \Gamma \sigma_t \quad (3.9)$$

Dans l'équation (3.2), les deux premiers termes de la partie de droite ont été initialement définis pour des roches peu poreuses. Le dernier terme permet l'extension du critère aux roches poreuses qui peuvent être amenées à la rupture même sous de fortes contraintes hydrostatiques, lorsque I_1 excède la valeur limite I_c . Dans le cas de roches dures peu poreuses, le paramètre a_3 est nul.

Une représentation schématique du critère $MSDP_u$ est présentée à la figure 3.1, pour F_0 (fig.3.1a) et F_π (fig.3.1b) avec $\Gamma = 1$, montrant l'influence des différents paramètres. Ici, θ représente l'angle de Lode défini dans le plan des contraintes octaédriques (π) ($-30^\circ \leq \theta \leq 30^\circ$). Pour des roches isotropiques soumises à des essais en compression triaxiale conventionnelle (CTC), le critère devient pratiquement le critère de Mises-Schleicher à faible contrainte moyenne et se rapproche de la formulation de Drucker-Prager (avec une pente α) à haute contrainte moyenne (Aubertin et Simon 1998, Aubertin et al. 1999).

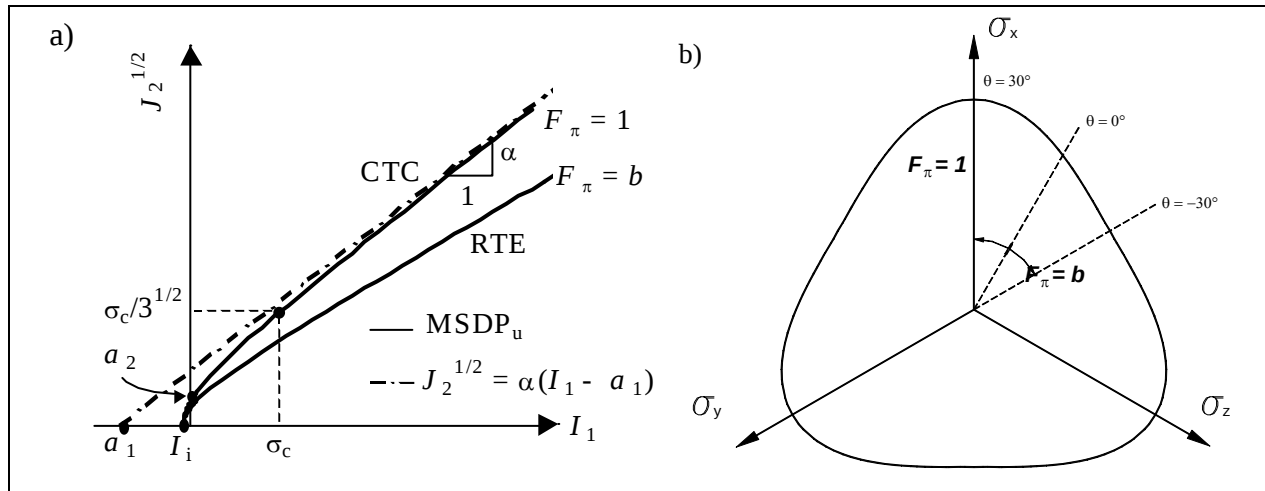


Figure 3.1: Représentation schématique du critère $MSDP_u$ (pour $\Gamma = 1$ et $I_1 < I_c$): a) dans le plan $\sqrt{J_2} - I_1$, CTC: compression triaxiale conventionnelle ($\theta = 30^\circ$), RTE: extension triaxiale ($\theta = -30^\circ$); b) dans le plan π (d'après Aubertin et al., 2000).

Dans les équations précédentes, les paramètres α , a_1 et a_2 sont obtenus à partir des propriétés de base du matériau: σ_c et σ_t , les résistances en compression uniaxiale et en tension (en valeur absolue); ϕ , l'angle de friction ($\phi \cong \phi_r$ ou ϕ_b , les angles de friction résiduelle ou de base). Les autres composantes incluses dans la formulation sont a_3 et I_c définis dans le plan $\sqrt{J_2} - I_1$ et b dont le sens est illustré à la figure 2b. Typiquement, $0,7 \leq b \leq 1$ mais dans la majorité des cas, il a été observé que $b \cong 0,75$ pour les roches peu poreuses. Le paramètre Γ est défini un peu plus loin.

3.1 EFFETS D'ÉCHELLE DANS LE CRITÈRE $MSDP_u$

Pour inclure les effets d'échelle dans le critère $MSDP_u$, une approche basée sur le concept de l'endommagement en milieu continu CDM (*continuum damage mechanics* en anglais) a été

utilisée (Aubertin et al. 2000). La correction des propriétés mécaniques du massif rocheux se fait à l'aide d'un paramètre de continuité Γ défini par :

$$\Gamma = 1 - D \quad (3.10)$$

où le paramètre Γ peut être obtenu à partir des classifications géomécaniques par :

$$\Gamma = \Gamma_{100} \left[0.5 \left(1 - \cos \frac{\pi \text{RMR}}{100} \right) \right]^p \quad (3.11)$$

avec
$$\Gamma_{100} = \frac{\sigma_{cL}}{\sigma_c} \quad (3.12)$$

Ici, σ_{cL} est la résistance en compression uniaxiale à grande échelle (ou bloc unitaire), σ_c est la résistance en compression uniaxiale obtenue en laboratoire sur des éprouvettes de dimensions normalisées, p variant de 2 à 3 et Γ_{100} représente le paramètre de continuité pour une valeur de classification géomécanique RMR (Bieniawski 1973, 1989) de 100 (i.e. sans diaclases). Mentionnons que l'équation 3.11 est inspirée de la relation proposée par Mitri et al. (1994). La principale différence avec cette approche est qu'elle inclut un paramètre pour tenir compte de l'effet d'échelle (Γ_{100}), ce qui est négligé avec les approches classiques en mécanique des roches. Ainsi, selon ces approches, un massif rocheux ayant une cote RMR de 100 aurait les mêmes propriétés qu'une éprouvette de roche en laboratoire. Toutefois, de nombreux résultats provenant de la littérature démontrent clairement que les propriétés mécaniques diminuent avec le volume, jusqu'à une valeur limite. Ainsi, la valeur de σ_{cL} (résistance du massif rocheux avec RMR = 100) est usuellement de l'ordre de 0,1 à 0,5 σ_c avec une valeur moyenne tournant autour de 0,2 à 0,3 σ_c . La figure 3.2 illustre la variation du paramètre de continuité en fonction de la cote RMR. Sur cette figure, on retrouve également les valeurs proposées par deux approches couramment utilisées en contrôle de terrain, soit celle de Nicholson et Bieniawski (1990) pour le module de déformation du massif et Hoek et Brown (1988) pour la résistance du massif. Il est possible de remarquer une similitude des fonctions pour les valeurs de la cote RMR inférieures à 80. Passée cette valeur, la fonction proposée par Aubertin et al. (2000) plafonne à la valeur de Γ_{100} alors que les fonctions de Nicholson-Bieniawski et de Hoek-Brown plafonnent à une valeur unitaire. L'écart entre les fonctions de Nicholson-Bieniawski et de Hoek-Brown et celle du critère MSDP_u est lié à l'effet d'échelle sur la roche intacte. Plus de détails sur le critère peuvent être trouvés dans l'article de Aubertin et al. (2000).

3.2 LIMITATION DE L'APPROCHE

Pour pouvoir utiliser le critère MSDP_u pour évaluer la stabilité des excavations, l'ingénieur en contrôle de terrain doit donc déterminer certaines propriétés de la roche et du massif rocheux. Les valeurs de résistance en tension σ_t et en compression uniaxiale σ_c et l'angle de frottement ϕ peuvent être facilement obtenue par une campagne d'essais en laboratoire sur des éprouvettes de roche récupérées de forages au diamant. La valeur de la cote RMR peut également être

facilement mesurée sur le terrain à partir de levées géologiques couramment effectuées dans les exploitations minières.

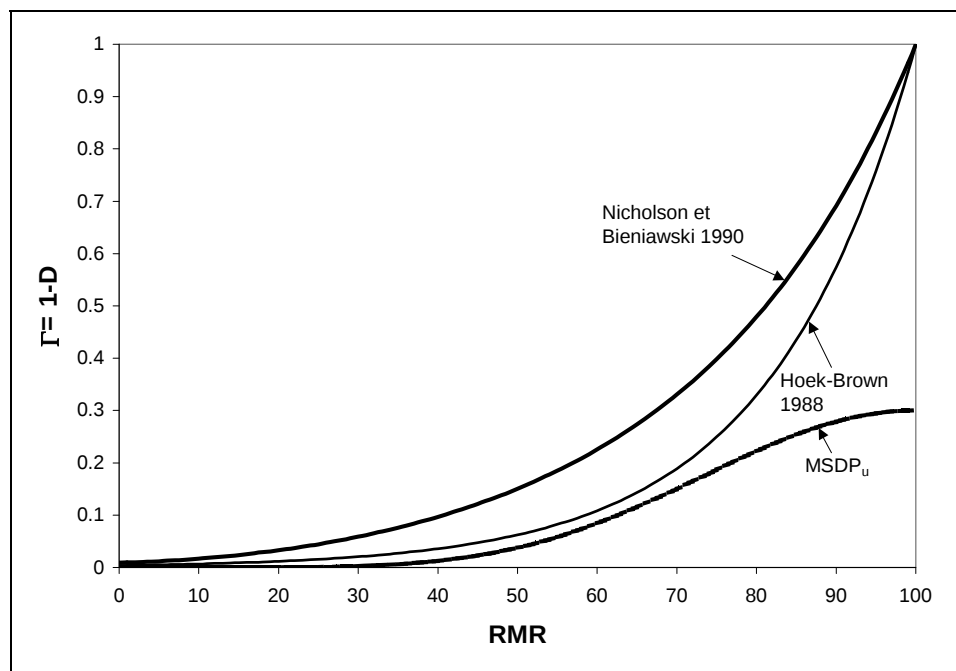


Figure 3.2: Valeur du paramètre de continuité Γ en fonction du RMR ($\Gamma_{100} = 0,3$). La relation proposée par Nicholson et Bieniawski est utilisée pour le module de déformation alors que celles de Hoek-Brown et $MSDP_u$ sont reliées à la résistance.

Le principal problème réside alors dans la détermination de la résistance à l'échelle du bloc unitaire, représenté par le paramètre Γ_{100} . En effet, celui-ci nécessite alors de récupérer et de tester la résistance d'échantillons de différentes dimensions sur les différents types de roche présents dans la mine. Cela peut alors représenter des coûts importants en plus de présenter des difficultés logistiques pour récupérer des échantillons représentatifs de différentes dimensions en quantités suffisantes pour satisfaire les critères de précision statistique. Récemment, une approche statistique a été proposée pour estimer ce paramètre (Aubertin et al. 2001, 2002). Toutefois, cette approche n'a pas été réellement validée jusqu'à présent. Par ailleurs, l'estimation de ce paramètre peut amener une incertitude importante sur la résistance anticipée soit à l'échelle du bloc unitaire ou du massif selon le critère $MSDP_u$, tel que le démontre la figure 3.3. On peut voir à la fig. 3.3b que la différence entre les courbes (pour des valeurs anticipées de Γ_{100}) est importante. L'utilisation du critère $MSDP_u$ pour le design d'excavation, bien qu'aussi sécuritaire que les autres approches existantes pour les massifs rocheux, pourrait néanmoins résulter en un design non sécuritaire si la valeur de Γ_{100} est surestimée, avec les risques que cela représente pour les travailleurs. Il serait donc très utile de pouvoir déterminer la valeur de ce paramètre de façon plus précise.

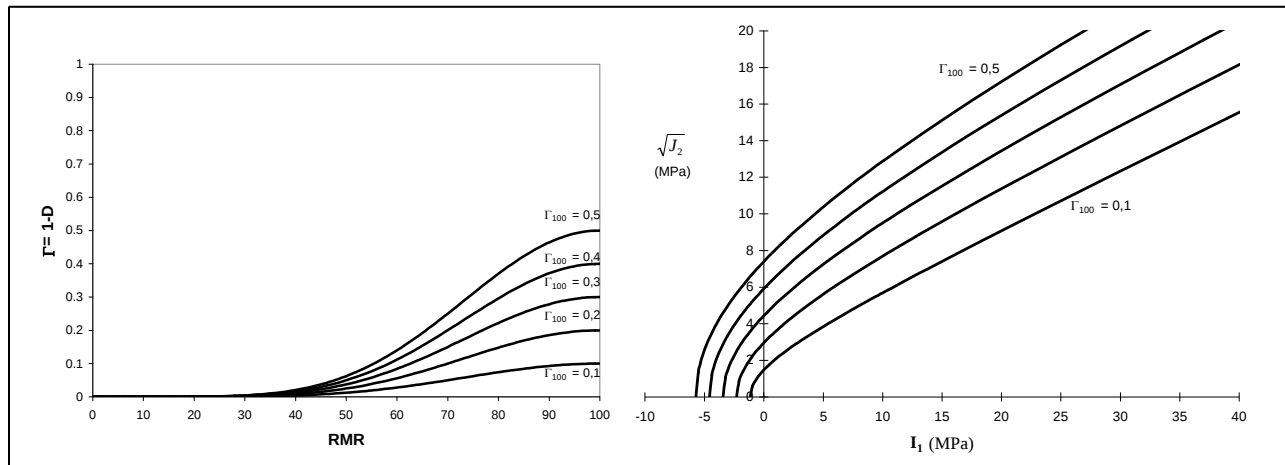


Figure 3.3: Influence de la valeur de Γ_{100} sur: a) la valeur de Γ , b) la résistance en CTC du massif rocheux selon le critère $MSDP_u$ (avec $RMR = 80$, $\sigma_c = 130$ MPa, $\sigma_t = 12$ MPa, $\phi = 40^\circ$).

4. TRAVAUX DE TERRAIN ET DE LABORATOIRE

Pour tenter d'évaluer les corrélations possibles entre la variation de la résistance et la variation du module de déformation selon le volume impliqué, des forages au diamant de différentes dimensions ont été réalisés au printemps et à l'automne 2005 à la mine laboratoire de CANMET à Val-d'Or. Des trous de dimension AQ, BQ, NQ et HQ, longs de 6-8 m, ont été forés parallèlement à trois sites différents de la mine, soit aux niveaux 40 m, 70 m et 130m de la mine. Des mesures au dilatomètre ont été réalisées dans les trous de dimension NQ aux trois sites par Labrie et al (2006). Les carottes de forage récupérées ont ensuite été acheminées au laboratoire de mécanique des roches de l'École Polytechnique. Un programme exhaustif d'essais en compression uniaxiale avec mesures de déformation a été réalisé sur les carottes de chacun des trous forés.

4.1 MÉTHODOLOGIE

4.1.1 Essais en laboratoire

Le programme d'essais en laboratoire consiste en des essais de compression uniaxiale avec mesure de déformation. L'objectif de ces essais est de déterminer la contrainte nécessaire pour atteindre la rupture de l'échantillon et de déterminer les paramètres élastiques des échantillons.

Ces essais ont été effectués selon la norme ASTM D2938-95 provenant de « l'American Society for Testing and Materials ».

Les échantillons utilisés pour ces essais sont des carottes de forage de type AQ, BQ, NQ et HQ ayant un diamètre respectif de 30 mm, 37 mm, 48 mm et 64 mm avant rectification, dont la longueur correspond de 2 à 2,5 fois le diamètre. Les carottes ont été récupérées des différents sites testés de la mine laboratoire de CANMET et acheminées à l'École Polytechnique.

Les parois ainsi que les extrémités sont rectifiées à l'aide d'un tour de meulage pour les rendre lisses et parfaitement orthogonales afin d'atteindre la norme ASTM D4543-85 (1991). Le rapport de la différence du diamètre de chaque extrémité de la carotte divisé par le diamètre moyen doit être inférieur à 0,0043. Ce rapport donne la vérification de la perpendicularité des sections droites à l'axe de l'éprouvette. En ce qui a trait à la vérification de l'état de la surface latérale, la déformation maximale tolérée est de 0,50 mm d'amplitude. Des jauges à résistance électrique de type CEA de 6.4 mm de longueur ont été collées à la paroi des éprouvettes pour mesurer les déformations. Des fils électriques soudés aux jauges sont reliés au système d'acquisition de données.

Les éprouvettes ont ensuite été testées au laboratoire de mécanique des roches du département des génies civil, géologique et des mines de l'École Polytechnique. Lors de l'essai, l'éprouvette

est chargée sur son axe jusqu'à la rupture. Le suivi des déformations axiales et diamétrales en fonction de la charge est enregistré dans le système d'acquisition de données.

4.1.2 Essais au dilatomètre

Des essais au dilatomètre ont été réalisés à l'intérieur de cinq (5) forages répartis entre les trois sites d'essai, pour déterminer le module de déformation du roc en place. Le dilatomètre est un instrument que l'on insère à l'intérieur d'un trou de forage et qui permet d'appliquer une pression importante sur la paroi du trou. L'appareil permet également de déterminer la déformation de la paroi, ce qui permet de déterminer un module de déformation pour une portion du massif rocheux. Le volume impliqué dans cet essai est donc plus grand que celui des essais réalisés en laboratoire. Cet aspect sera traité au prochain chapitre. Les essais ont été réalisés à l'intérieur du forage NQ-B au niveau 40 m et des forages NQ-A et NQ-B aux niveaux 70 et 130 m.

Les forages localisés au niveau 40 m ayant été réalisés dans un secteur où le massif avait été endommagé par le sautage lors de la création des ouvertures adjacentes, il a été en effet décidé de limiter les essais uniquement au forage principal 40 NQ-B de 10 mètres de longueur. De plus, la géologie à cet endroit étant similaire à celle du niveau 130 m et compte tenu des nombreux essais effectués à cet endroit, l'effort s'avérait quelque peu redondant et le risque encouru n'était pas justifié en raison de l'endommagement des forages. Trente-six (36) essais au dilatomètre et vingt-six (26) vérifications de la rigidité du système auront été effectués pendant les quatre (4) quarts de travail qu'auront duré les essais. L'équipement utilisé, la procédure suivie et les résultats obtenus lors du programme d'essai sont décrits brièvement à l'intérieur des paragraphes suivants (Labrie et al. 2006).

Instrument utilisé et procédure d'essai suivie (Labrie et al. 2006)

Le dilatomètre de marque ROCTEST, modèle Probex-1, a été utilisé pour les essais [Roctest, 1992] – voir en annexe pour une vue générale de l'équipement utilisé –. L'essai au dilatomètre tel que pratiqué à l'intérieur de trous de forage consiste à appliquer une pression continue et constante à la paroi de ces derniers, et à mesurer la déformation résultante. La pression sur la paroi est exercée à l'aide d'une sonde hydraulique déformable, ou sonde dilatométrique, de calibre légèrement inférieur à celui du forage. Le volume de fluide injecté pour gonfler la sonde et déformer le massif est, après correction, la mesure de la déformation de ce dernier. Cinq ou six paliers de chargement consécutifs, ou pressions de gonflement, suffisent pour déterminer la courbe Pression exercée - Volume de fluide injecté pour déformer le massif, à la profondeur d'essai donnée. Cette courbe est similaire à la courbe contrainte-déformation du matériau obtenue lors d'essais de compression réalisés en laboratoire. Le chargement est parfois répété à quelques reprises pour vérifier le comportement élastique du roc, et dépister tout effet de durcissement lié au rechargement.

Tous les essais réalisés à l'intérieur du programme ont été effectués avec un chargement unique continu, sans rechargement, de façon à procéder au plus grand nombre d'essais possible. Les essais ont été réalisés lors de quatre (4) quarts de travail, entre le 31 octobre et le 3 novembre 2005.

Dans un premier temps, l'instrument était monté en température par l'exécution d'une série de cinq pompes consécutives avec un volume de fluide injecté d'environ 350 cm cube. Par la suite, trois ou quatre essais étaient effectués pour vérifier la rigidité de base du système, ou constante de déformation de l'instrument. L'étape de vérification était terminée lorsque deux courbes identiques étaient obtenues. Les essais en forage étaient alors réalisés. Une fois ces derniers complétés, ou arrivé à la fin du quart, l'instrument était retiré des forages et deux nouvelles vérifications de rigidité étaient effectuées. Tous les résultats auront été corrigés pour tenir compte de la légère dérive, ou variation de rigidité, observée lors de la réalisation des essais.

Les essais ont été interprétés en suivant la procédure suggérée par le fabricant (Roctest, 1992). Le module de déformation est donné par l'équation suivante :

$$E_{\text{IN-SITU}} = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot (V_0 + \Delta V_M) \cdot (1 / (A - C)) \quad (4.1)$$

Dans cette équation, $E_{\text{IN-SITU}}$ représente le module de déformation du roc en place, exprimé en MPa, ν , le coefficient de Poisson, V_0 , le volume initial de la sonde, en centimètre cube (cc), ΔV_M , l'accroissement de volume moyen de la sonde, en centimètre cube (cc), A , l'inverse de la pente de la courbe Pression exercée - Volume injecté, en cc/MPa, et C , la constante de rigidité du système, en cc/MPa. Le coefficient de Poisson utilisé lors du calcul est le coefficient déterminé lors des essais de compression uniaxiale réalisés en laboratoire. Les matériaux forés et les forages utilisés lors du programme d'essai étant relativement homogènes sur toute leur longueur – les différents faciès géologiques présents ont montré relativement peu d'influence sur le coefficient de Poisson à l'échelle des forages –, la valeur moyenne du coefficient déterminé pour chacun des forages a été utilisée lors de l'interprétation des essais au dilatomètre.

Les modules de déformation déterminés ont été obtenus par régression linéaire sur la partie de la courbe Pression exercée - Volume injecté comprise entre 6.9 et 24.1 MPa (1000 et 3500 psi). Cette dernière pression est la pression maximale atteinte lors des essais. Le coefficient de régression linéaire est le plus souvent supérieur à 0.998.

4.2 SITE SITUE À 40 M DE PROFONDEUR

La figure 4.1 présente une vue en plan du site de forage. Quatre forages de calibre AQ, BQ, NQ et HQ ont été réalisés pour récupérer les échantillons de roches. Un cinquième forage de calibre NQ (NQB sur la figure 4.1) a été réalisé pour effectuer les essais au dilatomètre. Deux unités géologiques principales ont été identifiées le long des forages, soit une granodiorite légèrement cisailée et silicifiée présente sur les 4 premiers mètres, et une granodiorite à grain fin à moyen, légèrement foliée et cisailée après 4.5 m de forage (Labrie et al. 2006). Les carottes de forage

récupérées de chacun des trous ont été testées en compression uniaxiale avec mesures de déformation.

Résistance en compression uniaxiale

Le tableau 4.1 présente les résultats de la résistance en compression uniaxiale (C_0). On remarque une réduction de la résistance moyenne lorsque le diamètre des échantillons augmente. Cette réduction est beaucoup plus prononcée entre le calibre NQ et HQ qu'entre les autres calibres. La figure 4.2 présente la variation de la résistance en fonction du diamètre (fig. 4.2a) et du volume moyen des échantillons (fig. 4.2b). On peut observer que la réduction de la valeur moyenne semble suivre une courbe non linéaire qui pourrait se diriger vers une asymptote, tel que supposé dans l'estimation de l'effet d'échelle. Les valeurs obtenues pour le calibre NQ semblent plus élevées que la tendance observée par les autres dimensions. Lorsque l'on compare les valeurs moyennes obtenues, on remarque que la résistance des éprouvettes de diamètre HQ ne vaut que 71% de la résistance moyenne du diamètre AQ et 78% de la résistance moyenne du diamètre NQ. Considérant que le calibre NQ est plus ou moins le diamètre standard recommandé par l'ASTM (soit 50 mm), les approches usuelles auraient mené à une surestimation de la résistance du bloc unitaire.

Module de déformation élastique

Lors des essais de compression uniaxiale, le suivi des déformations axiales et latérales a été réalisé à l'aide de jauges électriques collées sur les éprouvettes de roches. Le module de déformation élastique est défini comme étant la pente tangente de la courbe contrainte-déformation mesurée à un niveau de contrainte égal à 50 % de la résistance ultime (C_0). Le tableau 4.2 présente les résultats obtenus pour le module de déformation. La figure 4.3 présente la variation de la résistance en fonction du diamètre (fig. 4.3a) et du volume moyen des échantillons (fig. 4.3b). On remarque une réduction du module lorsque le diamètre et le volume augmentent sauf pour le calibre HQ où l'on observe une légère augmentation. La corrélation de l'effet d'échelle est moins bonne dans ce cas-ci. Cela peut être dû à plusieurs facteurs, comme la faible différence dans la valeur des modules moyens, et le fait que l'on a une variation de la roche le long du profil.

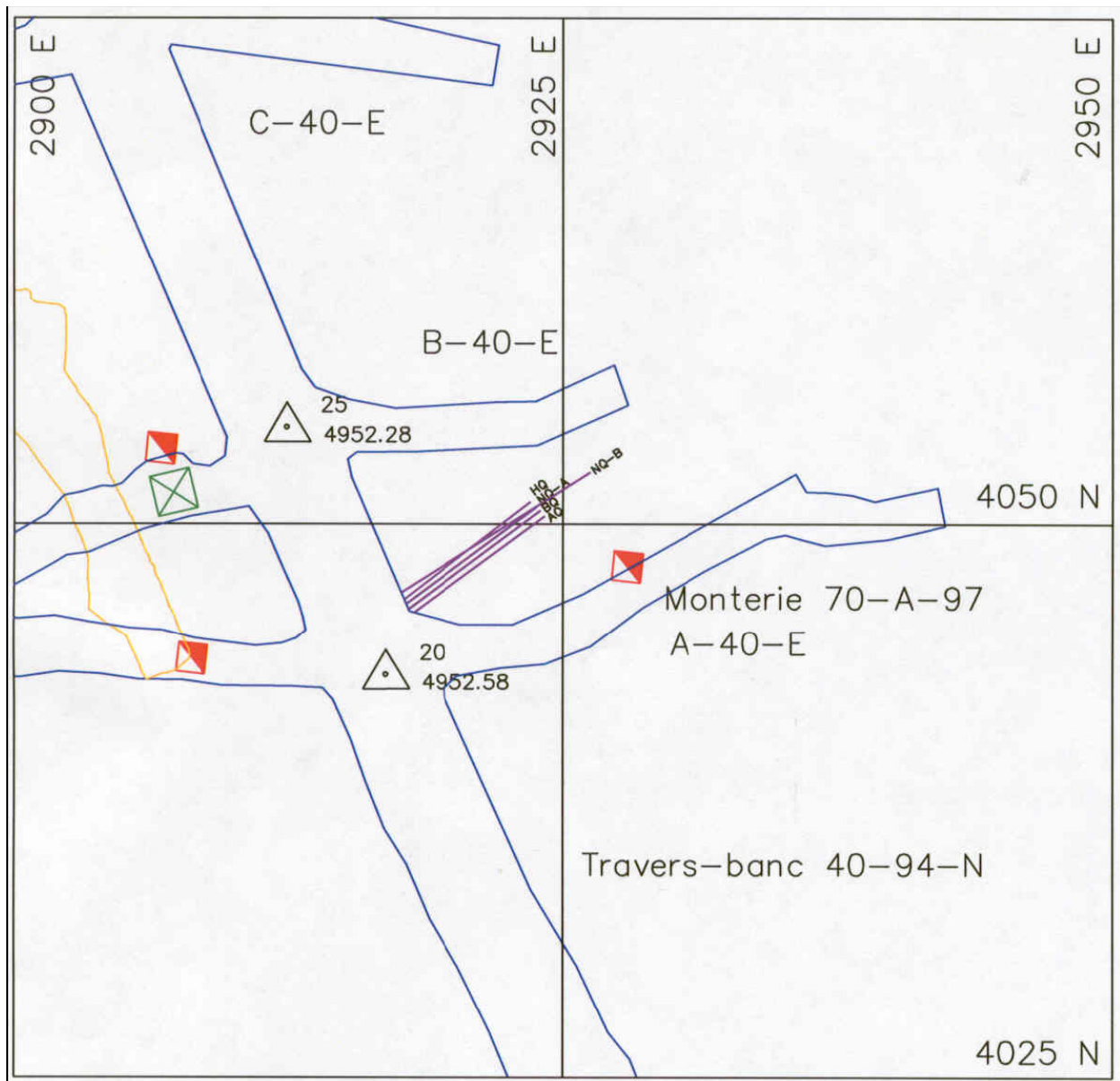


Figure 4.1 : Site des forages du niveau 40 (tirée de Labrie et al. 2006).

Mesures au dilatomètre

Labrie et al. (2006) ont effectué des mesures au dilatomètre dans le trou de calibre NQ. Le dilatomètre effectue une pression sur une longueur de 46 cm à l'intérieur du trou. Le tableau 4.3 présente les résultats des modules de déformation mesurés à l'aide du dilatomètre. On peut observer que les valeurs du module de déformation obtenues sont très inférieures aux valeurs obtenues en laboratoire avec une moyenne de 22 GPa comparativement à environ 70 GPa. Cette différence peut s'expliquer par la différence importante des volumes impliqués et par la présence de discontinuités géologiques dans le massif qui réduisent la rigidité du massif dans l'essai au dilatomètre.

Tableau 4.1 Résistance en compression uniaxiale des échantillons du site 40 m

Distance (m)	Type de roche	Résistance en compression uniaxiale C_0 (MPa)			
		AQ ($\phi = 30$ mm)	BQ ($\phi = 36$ mm)	NQ ($\phi = 47$ mm)	HQ ($\phi = 63$ mm)
0-1	Granodiorite silicifiée	216.5	118.7	117.6	
1-2	Granodiorite silicifiée	148.2	105.3	42.1	56.0 60.5
2-3	Granodiorite silicifiée	84.9	88.5	153.5	59.7
3-4	Granodiorite silicifiée	85.1			
4-5	Granodiorite cisailée	120.8	124.2	132.8	65.6
5-6	Granodiorite cisailée	125.2	99.7	105.84	113.6
6-7	Granodiorite cisailée	74.1	106.4	113.9 57.3	92.8
7-8	Granodiorite cisailée	87.3	119.1	101.6 97.6	125.9
	Moyenne (MPa)	116.7	108.8	104.8	82.0
	Écart-type (MPa)	27.4	9.3	23.0	30.0
	Coefficient de variation (Écart-type/Moyenne x 100)	23	8.5	22	37

Tableau 4.2 Modules de déformation élastique des échantillons du site 40 m

Distance (m)	Type de roche	Module de déformation élastique E (GPa)			
		AQ ($\phi = 30$ mm)	BQ ($\phi = 36$ mm)	NQ ($\phi = 47$ mm)	HQ ($\phi = 63$ mm)
0-1	Granodiorite silicifiée	73.0	73.3	73.9	
1-2	Granodiorite silicifiée	88.0	75.4	62.3	72.2 75.8
2-3	Granodiorite silicifiée	74.6	70.4	69.0	69.6
3-4	Granodiorite silicifiée	74.7			
4-5	Granodiorite cisailée	69.0	69.2	70.1	67.5
5-6	Granodiorite cisailée	81.4	71.6	65.5	69.6
6-7	Granodiorite cisailée	69.9	69.9	66.7 66.1	67.6
7-8	Granodiorite cisailée	70.9	69.7	68.6 64.2	69.1
	Moyenne (GPa)	74.8	71.4	67.4	70.2
	Écart-type (GPa)	5.8	2.5	4.0	3.1
	Coefficient de variation (Écart-type/Moyenne x 100)	8	4	6	4

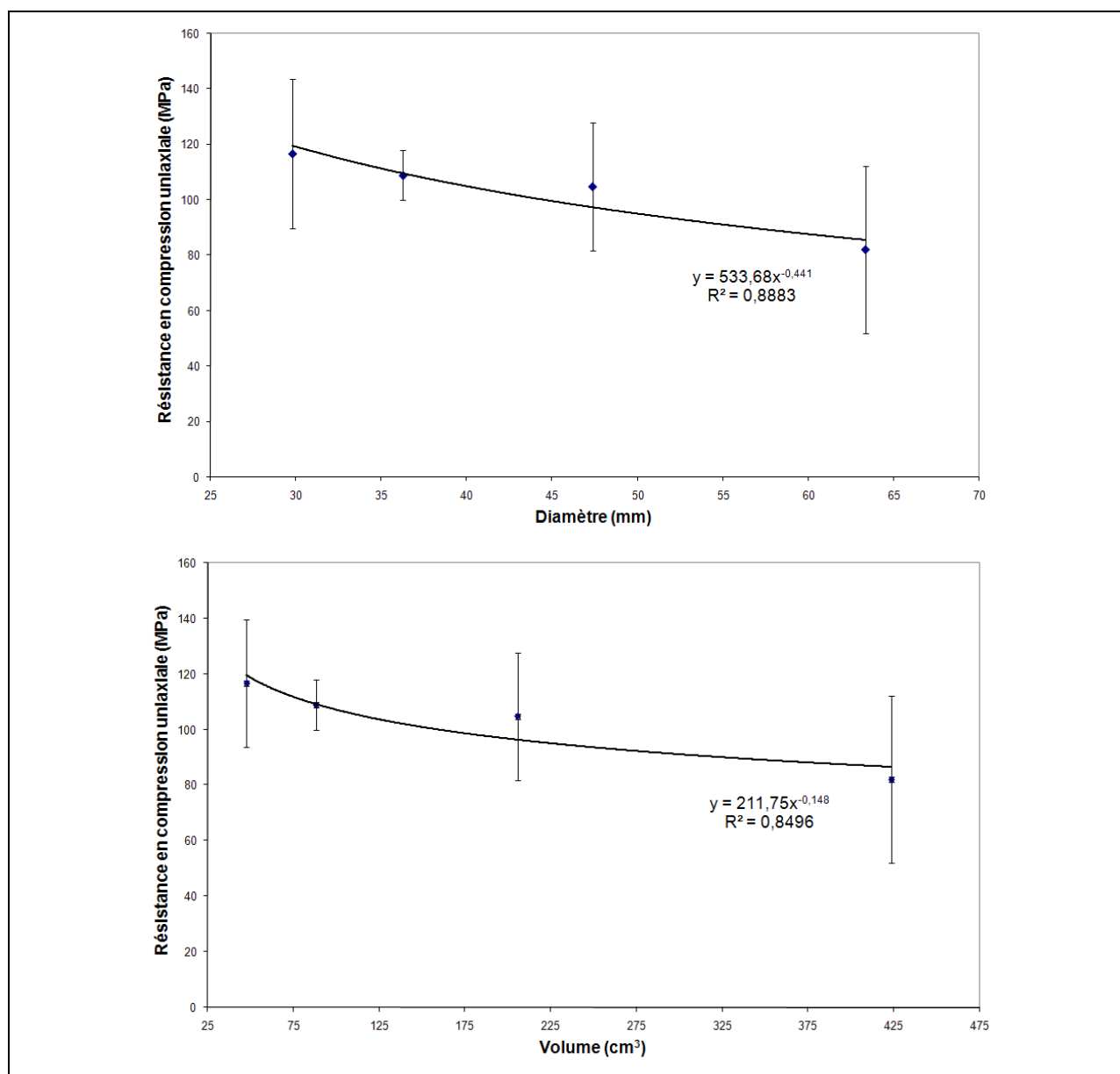


Figure 4.2 : Variation de la résistance en compression uniaxiale du site 40 m en fonction a) du diamètre et b) du volume des échantillons testés.

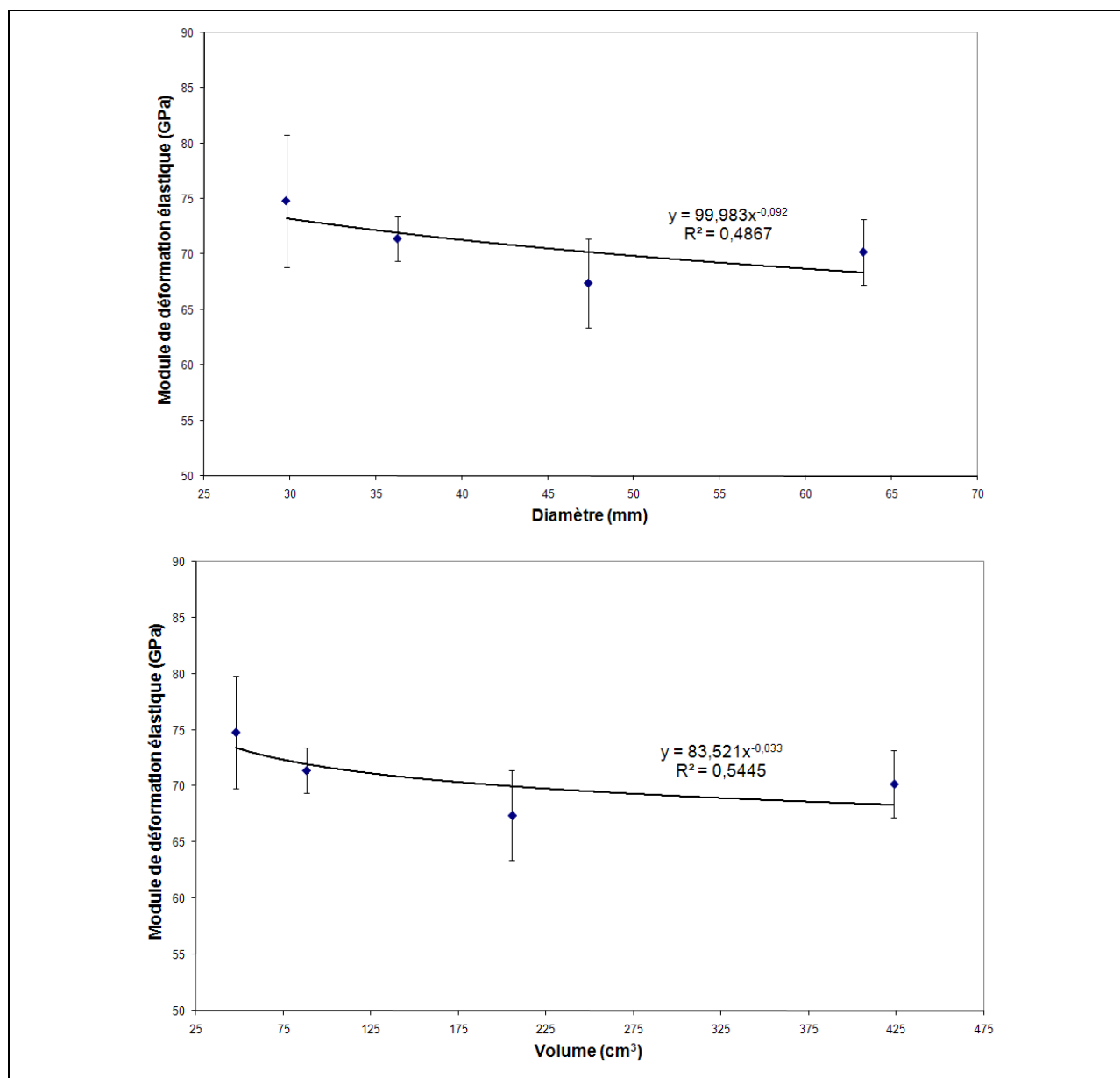


Figure 4.3 : Variation du module de déformation élastique du site 40 m en fonction a) du diamètre et b) du volume des échantillons testés.

Tableau 4.3 Modules de déformation mesurés à l'aide du dilatomètre au site 40 m (d'après Labrie et al. 2006)

Distance (m)	Type de roche	Module de déformation (GPa)
2.2 – 2.7	Granodiorite silicifiée	20.7
4.2 – 4.7	Granodiorite cisailée	14.8
4.9 – 5.4	Granodiorite cisailée	18.3
6.0 – 6.5	Granodiorite cisailée	23.6
7.0 – 7.5	Granodiorite cisailée	26.5
8.5 – 9.0	Granodiorite cisailée	24.3
	Moyenne (GPa)	21.5
	Écart-type (GPa)	4.0
	Coefficient de variation (Écart-type/Moyenne x 100)	18

4.3 SITE SITUE À 70 M DE PROFONDEUR

La figure 4.4 présente une vue en plan du site de forage. Ici également, cinq forages de calibre AQ, BQ, 2 x NQ et HQ ont été réalisés pour récupérer les échantillons de roches. Des essais au dilatomètre ont été réalisés dans les trous de calibre NQ. La roche est une granodiorite à grain moyen à grossier (Labrie et al. 2006). Les carottes de forage récupérées de chacun des trous ont été testées en compression uniaxiale avec mesures de déformation.

Résistance en compression uniaxiale

Les éprouvettes ont été préparées à partir de carottes de forage et ont ensuite été testées en compression uniaxiale. Le tableau 4.4 présente les résultats de la résistance en compression uniaxiale (C_0). On remarque une réduction de la résistance moyenne lorsque le diamètre des échantillons augmente. Cette réduction est beaucoup plus prononcée entre le calibre NQ et HQ qu'entre les autres calibres. La figure 4.5 présente la variation de la résistance en fonction du diamètre (fig. 4.5a) et du volume moyen des échantillons (fig. 4.5b). On peut observer ici également que la réduction de la valeur moyenne semble suivre une courbe non linéaire qui pourrait se diriger vers une asymptote. Lorsque l'on compare les valeurs moyennes obtenues, on remarque que la résistance des éprouvettes de diamètre HQ ne vaut que 86 % de la résistance moyenne du diamètre AQ et 98 % de la résistance moyenne du diamètre NQ.

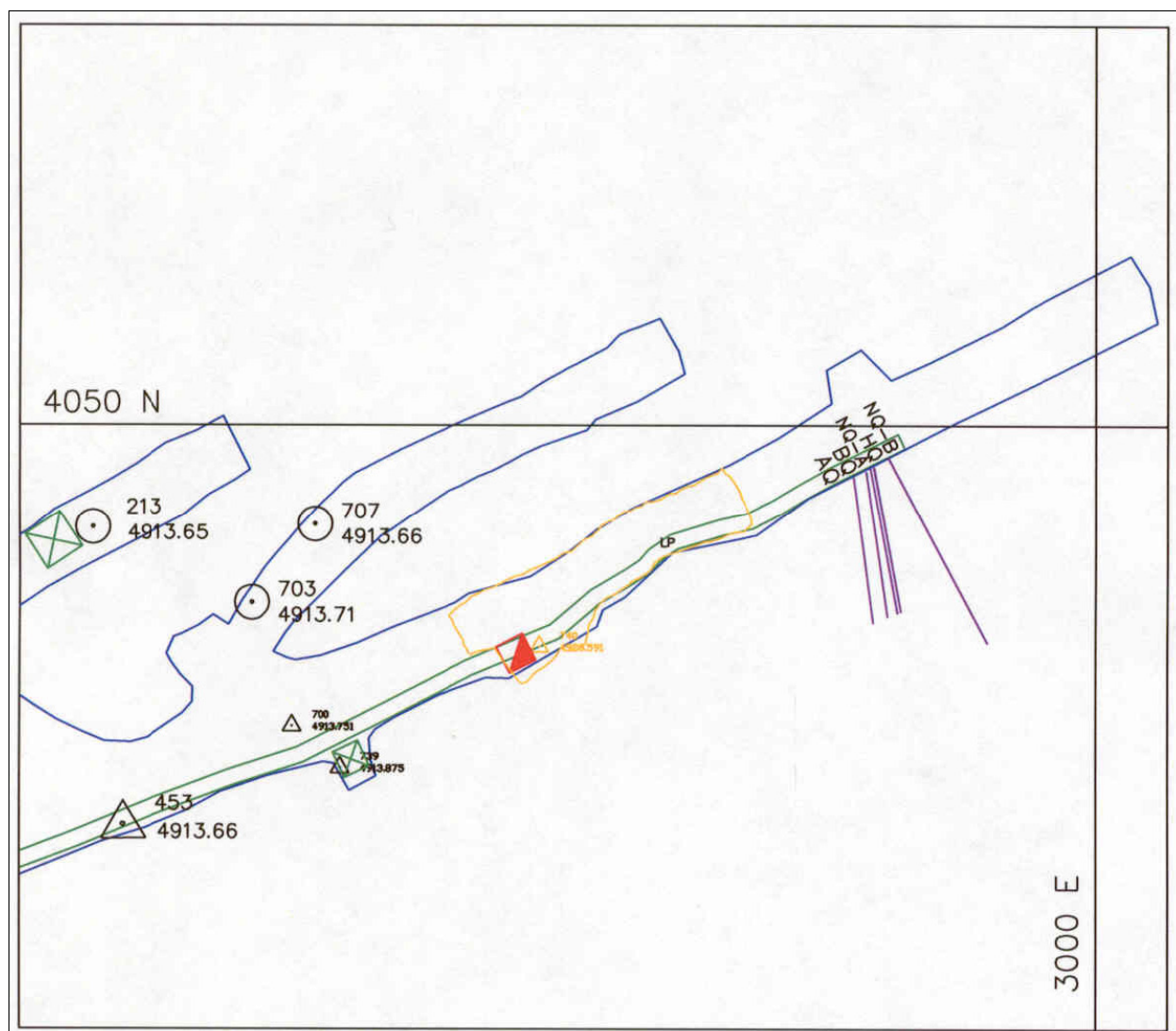


Figure 4.4 : Site des forages du niveau 70 (tirée de Labrie et al. 2006).

Module de déformation élastique

Le tableau 4.2 présente les résultats obtenus pour le module de déformation. La figure 4.6 présente la variation de la résistance en fonction du diamètre (fig. 4.6a) et du volume moyen des échantillons (fig. 4.6b). On remarque une réduction du module lorsque le diamètre et le volume augmentent sauf pour le calibre HQ où l'on observe une légère augmentation. La corrélation de l'effet d'échelle est moins bonne dans ce cas-ci. Cela peut être dû à plusieurs facteurs, comme la faible différence dans la valeur des modules moyens.

Mesures au dilatomètre

Labrie et al. (2006) ont effectué des mesures au dilatomètre dans les trous de calibre NQ (A et B). Le tableau 4.6 présente les résultats des modules de déformation mesurés à l'aide du dilatomètre. On peut observer que les valeurs du module de déformation obtenues sont très inférieures aux valeurs obtenues en laboratoire avec une moyenne de 29 GPa comparativement à environ 75 GPa.

Tableau 4.4 Résistance en compression uniaxiale des échantillons du site 70 m

Distance (m)	Type de roche	Résistance en compression uniaxiale C_0 (MPa)			
		AQ ($\phi = 30$ mm)	BQ ($\phi = 36$ mm)	NQ ($\phi = 47$ mm)	HQ ($\phi = 63$ mm)
0-1	Granodiorite	158.9	136.7	154.5	149.6
1-2	Granodiorite	188.9	162.2	133.7	188.3
2-3	Granodiorite	214.4 221.0	217.3		197.8
3-4	Granodiorite		215.2 213.5	185.9 225.9 199.4*	163.1
4-5	Granodiorite	203.5	179.9	137.3	73.6
5-6	Granodiorite	191.5	107.8	236.9	
6-7	Granodiorite	167.9		142.6	207.1
7-8	Granodiorite	179.0		176.7 154.1 117.5*	
	Moyenne (MPa)	190.6	176.1	166.6	163.25
	Écart-type (MPa)	21.8	33.5	38.4	48.9
	Coefficient de variation	11.4	19.0	23.1	30.0

* tirée de Labrie et al. 2006

Tableau 4.5 Modules de déformation élastique des échantillons du site 70 m

Distance (m)	Type de roche	Module de déformation élastique E (GPa)			
		AQ ($\phi = 30$ mm)	BQ ($\phi = 36$ mm)	NQ ($\phi = 47$ mm)	HQ ($\phi = 63$ mm)
0-1	Granodiorite	66.9	61.1	66.0	63.1
1-2	Granodiorite	82.4	73.3	65.4	83.2
2-3	Granodiorite	77.4 86.4	80.3		87.6
3-4	Granodiorite		82.9 86.3	81.1 82.6 80.8*	72.9
4-5	Granodiorite	82.2	83.7	77.6	64.0
5-6	Granodiorite	74.5	70.6	82.5	
6-7	Granodiorite	79.7		71.5	81.0
7-8	Granodiorite	77.5		70.5 75.2 72.2*	
	Moyenne (GPa)	78.4	76.9	75.0	75.3
	Écart-type (GPa)	5.9	9.0	6.3	10.3
	Coefficient de variation	7.5	11.7	8.5	13.7

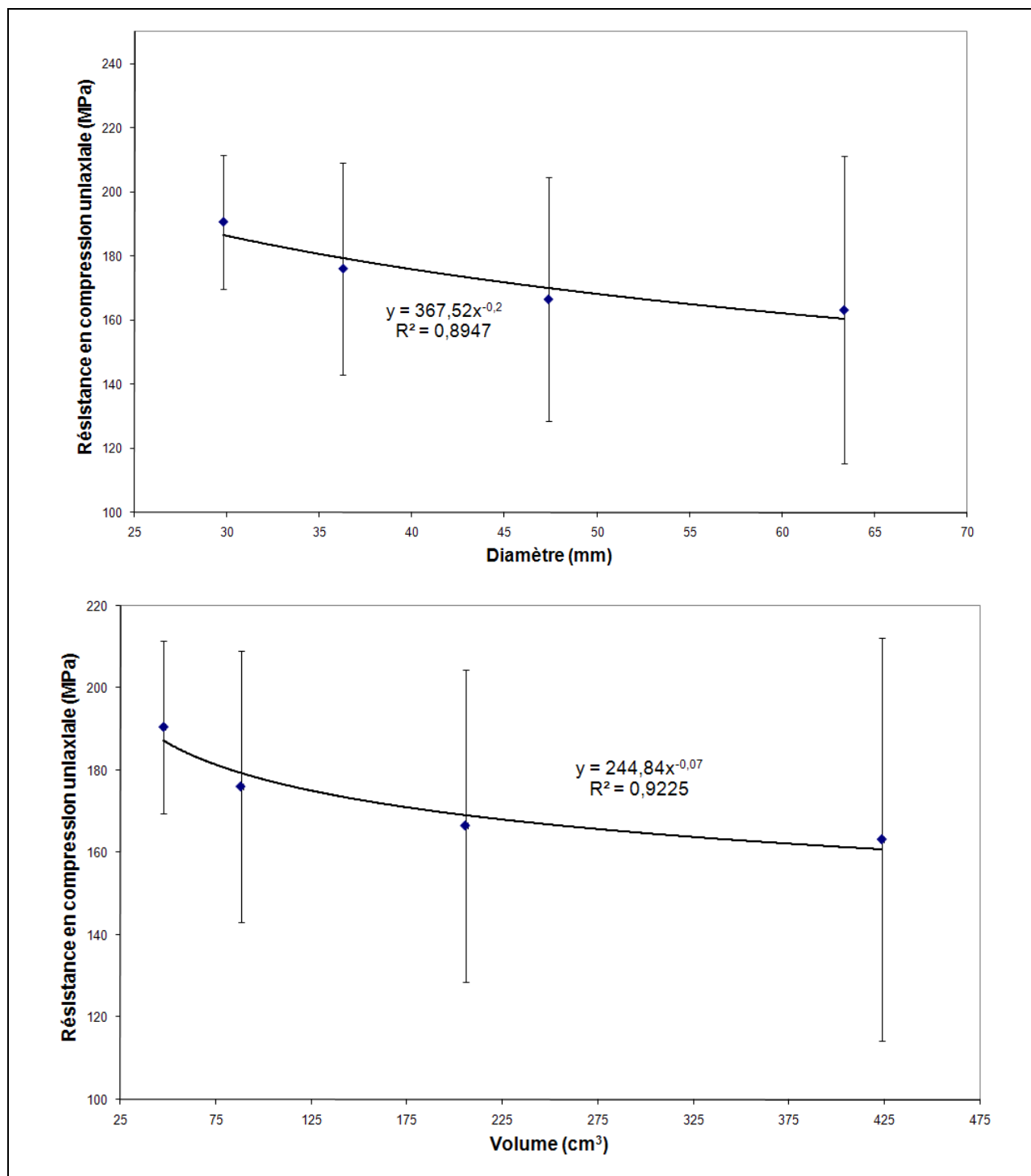


Figure 4.5 : Variation de la résistance en compression uniaxiale du site 70 m en fonction a) du diamètre et b) du volume des échantillons testés.

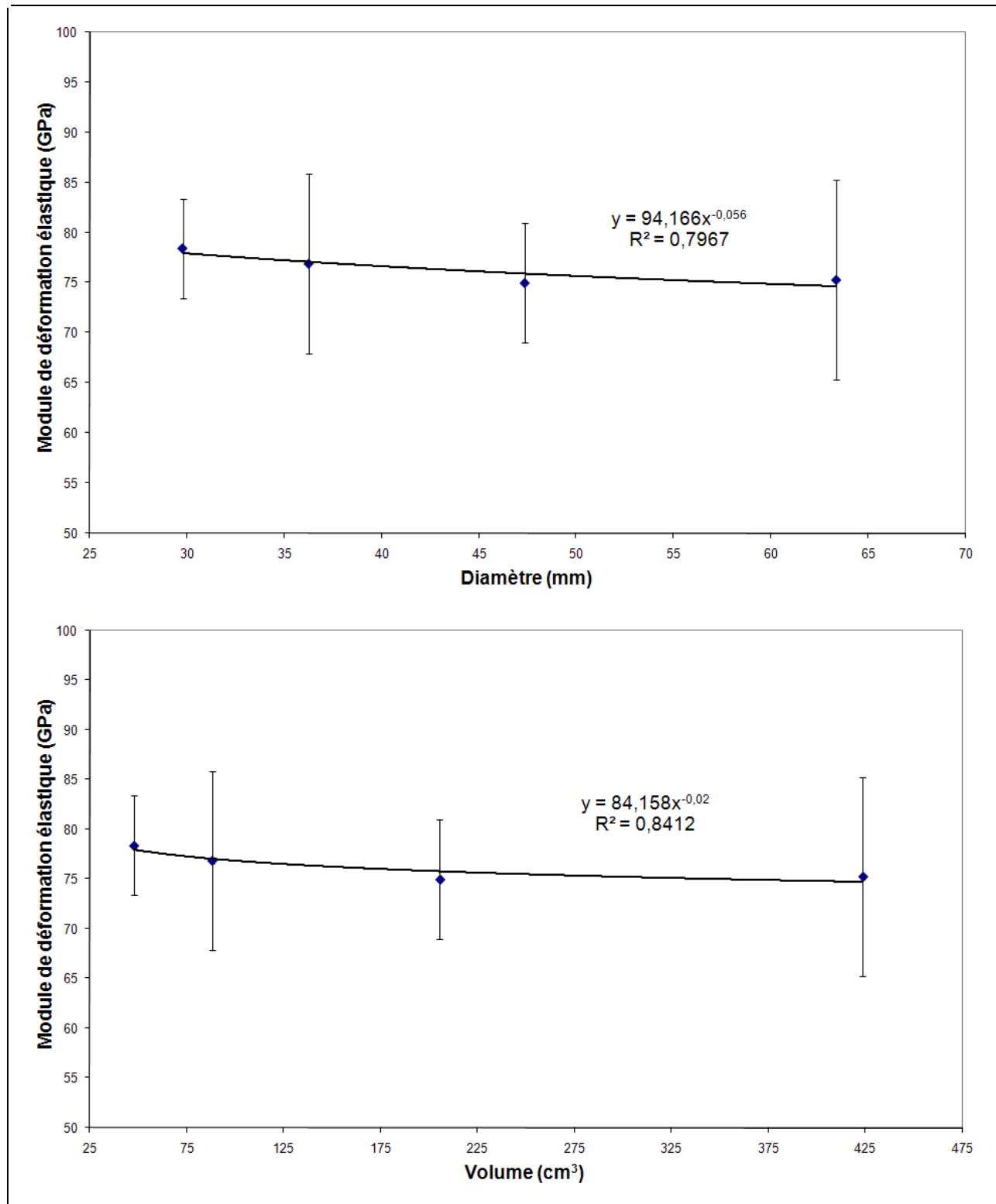


Figure 4.6 : Variation du module de déformation élastique du site 70 m en fonction a) du diamètre et b) du volume des échantillons testés.

Tableau 4.6 Modules de déformation mesurés à l'aide du dilatomètre au site 70 m (d'après Labrie et al. 2006)

Distance (m)	Type de roche	Module de déformation (GPa) Trou NQA	Module de déformation (GPa) Trou NQB
1.5 - 2.0	Granodiorite	30.8	21.8
2.5 - 3.0	Granodiorite	35.8	24.9
3.5 - 4.0	Granodiorite	36.3	25.7
4.5 - 5.0	Granodiorite	27.6	27.2
5.5 - 6.0	Granodiorite	28.9	24.3
7.5 - 7.0	Granodiorite	27.2	26.6
7.5 - 8.0	Granodiorite		29.9
8.5 - 9.0	Granodiorite		33.9
8.9 - 9.4	Granodiorite		30.7
	Moyenne (GPa)	28.8	
	Écart-type (GPa)	4.2	
	Coefficient de variation (Écart-type/Moyenne x 100)	14.5	

4.4 SITE SITUE À 130 M DE PROFONDEUR

La figure 4.7 présente une vue en plan du site de forage. Ici également, cinq forages de calibre AQ, BQ, 2 x NQ et HQ ont été réalisés pour récupérer les échantillons de roches. Des essais au dilatomètre ont été réalisés dans les trous de calibre NQ. Deux unités géologiques principales ont été identifiées le long des forages, soit une granodiorite à grain fin à moyen, légèrement foliée et cisailée présente sur les 4 premiers mètres, et une granodiorite légèrement cisailée et silicifiée après 5.5 m de forage (Labrie et al. 2006). Les carottes de forage récupérées de chacun des trous ont été testées en compression uniaxiale avec mesures de déformation.

Résistance en compression uniaxiale

Les éprouvettes ont été préparées à partir de carottes de forage et ont ensuite été testées en compression uniaxiale. Le tableau 4.7 présente les résultats de la résistance en compression uniaxiale (C_0). On remarque ici également une réduction de la résistance moyenne lorsque le diamètre des échantillons augmente. La figure 4.8 présente la variation de la résistance en fonction du diamètre (fig. 4.8a) et du volume moyen des échantillons (fig. 4.8b). On peut observer que la réduction de la valeur moyenne semble suivre une courbe non linéaire qui pourrait se diriger vers une asymptote, tel que supposé dans l'estimation de l'effet d'échelle. La corrélation entre les résultats est excellente. Lorsque l'on compare les valeurs moyennes obtenues, on remarque que la résistance des éprouvettes de diamètre HQ ne vaut que 71 % de la résistance moyenne du diamètre AQ et que 90 % de la résistance moyenne du diamètre NQ. Considérant que le calibre NQ est plus ou moins le diamètre standard recommandé par l'ASTM (soit 50 mm), les approches usuelles auraient mené ici également à une surestimation de la résistance du bloc unitaire.

Module de déformation élastique

Le tableau 4.8 présente les résultats obtenus pour le module de déformation. La figure 4.9 présente la variation de la résistance en fonction du diamètre (fig. 4.9a) et du volume moyen des échantillons (fig. 4.9b). On remarque une réduction du module lorsque le diamètre et le volume augmentent. La corrélation de l'effet d'échelle est assez bonne dans ce cas-ci. On observe une réduction de 7 % de la valeur moyenne du module lorsque le diamètre passe de 30 mm (AQ) à 63 mm (HQ).

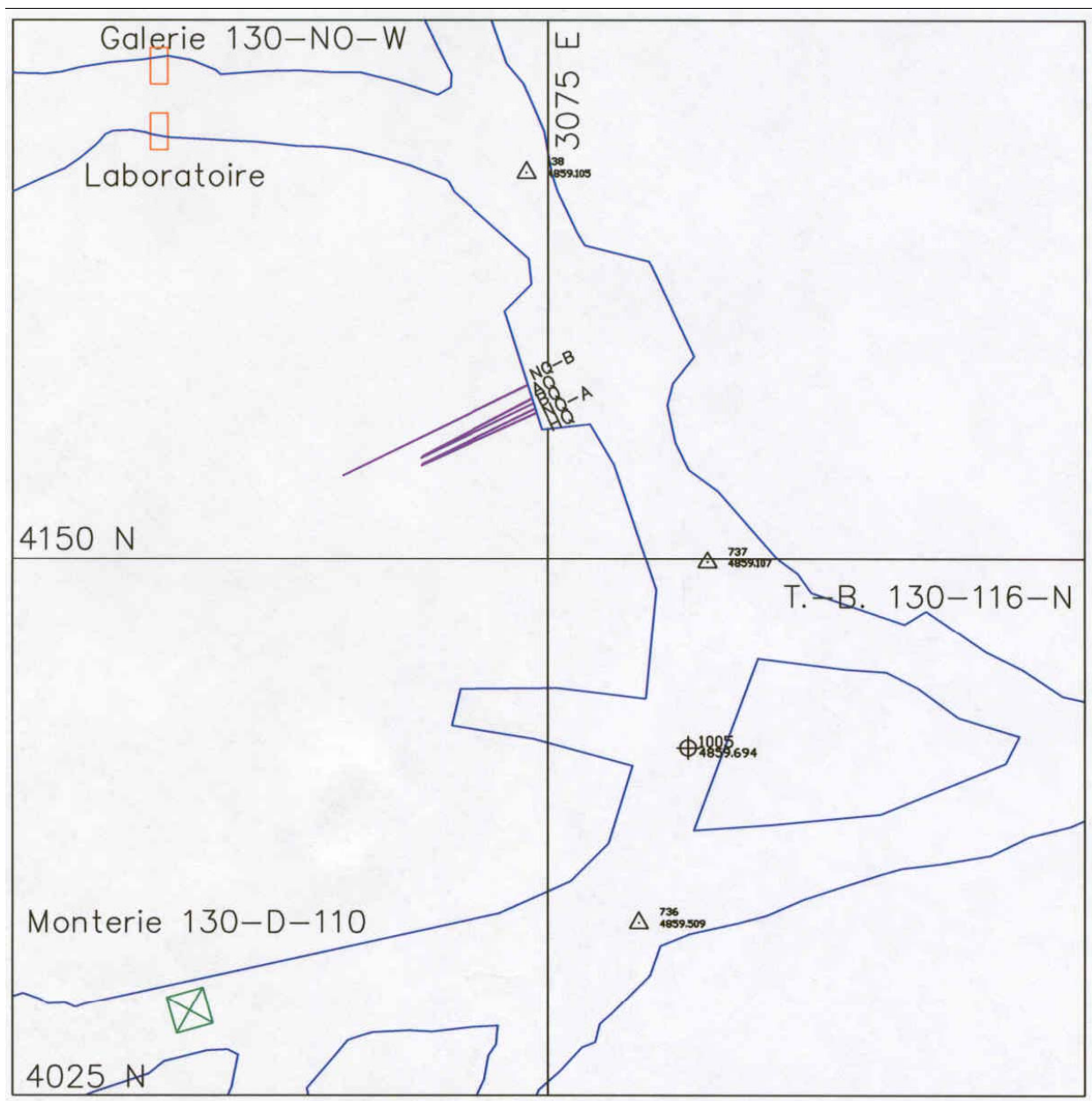


Figure 4.7 : Site des forages du niveau 130 (tirée de Labrie et al. 2006).

Mesures au dilatomètre

Labrie et al. (2006) ont effectué des mesures au dilatomètre dans les trous de calibre NQ (A et B). Le tableau 4.9 présente les résultats des modules de déformation mesurés à l'aide du dilatomètre. On peut observer que les valeurs du module de déformation obtenues sont très inférieures aux valeurs obtenues en laboratoire avec une moyenne de 28 GPa comparativement à environ 73 GPa.

Tableau 4.7 Résistance en compression uniaxiale des échantillons du site 130 m

Distance (m)	Type de roche	Résistance en compression uniaxiale C_0 (MPa)			
		AQ ($\phi = 30$ mm)	BQ ($\phi = 36$ mm)	NQ ($\phi = 47$ mm)	HQ ($\phi = 63$ mm)
0-1	Granodiorite cisaillée	165.7	196.2	171.8	136.4
1-2	Granodiorite cisaillée	144.1	145	175.1	133.1
2-3	Granodiorite cisaillée		173.1	167.1	144.2
3-4	Granodiorite cisaillée	155.2	148.5	123.4	147.7
4-5	Granodiorite cisaillée	157.6	95.2	92.2	139.6
5-6	Granodiorite cisaillée	215.3	163.9	116.3	80.8 51.2
6-7	Granodiorite silicifiée			85.1	
7-8	Granodiorite silicifiée			132.9	
	Moyenne (MPa)	167.6	153.7	133.0	119.0
	Écart-type (MPa)	27.8	34.1	38.2	37.5
	Coefficient de variation (Écart-type/Moyenne x 100)	16.6	22.2	28.7	31.5

Tableau 4.8 Modules de déformation élastique des échantillons du site 130 m

Distance (m)	Type de roche	Module de déformation élastique E (GPa)			
		AQ ($\phi = 30$ mm)	BQ ($\phi = 36$ mm)	NQ ($\phi = 47$ mm)	HQ ($\phi = 63$ mm)
0-1	Granodiorite cisaillée	69.6	72.1	74.5	72.4
1-2	Granodiorite cisaillée	71.1	71.7	73.3	71.9
2-3	Granodiorite cisaillée	91.5	71.2	75.3	72.4
3-4	Granodiorite cisaillée	72.1	76.9	74.2	71.0
4-5	Granodiorite cisaillée	78.4	76.0	75.3	70.4
5-6	Granodiorite cisaillée	77.5	71.3	70.5	72.1
6-7	Granodiorite silicifiée	69.6		68.4	70.5
7-8	Granodiorite silicifiée			69.4	
	Moyenne (GPa)	76.7	73.2	72.6	71.5
	Écart-type (GPa)	8.1	2.5	2.6	0.9
	Coefficient de variation (Écart-type/Moyenne x 100)	10.5	3.5	3.6	1.2

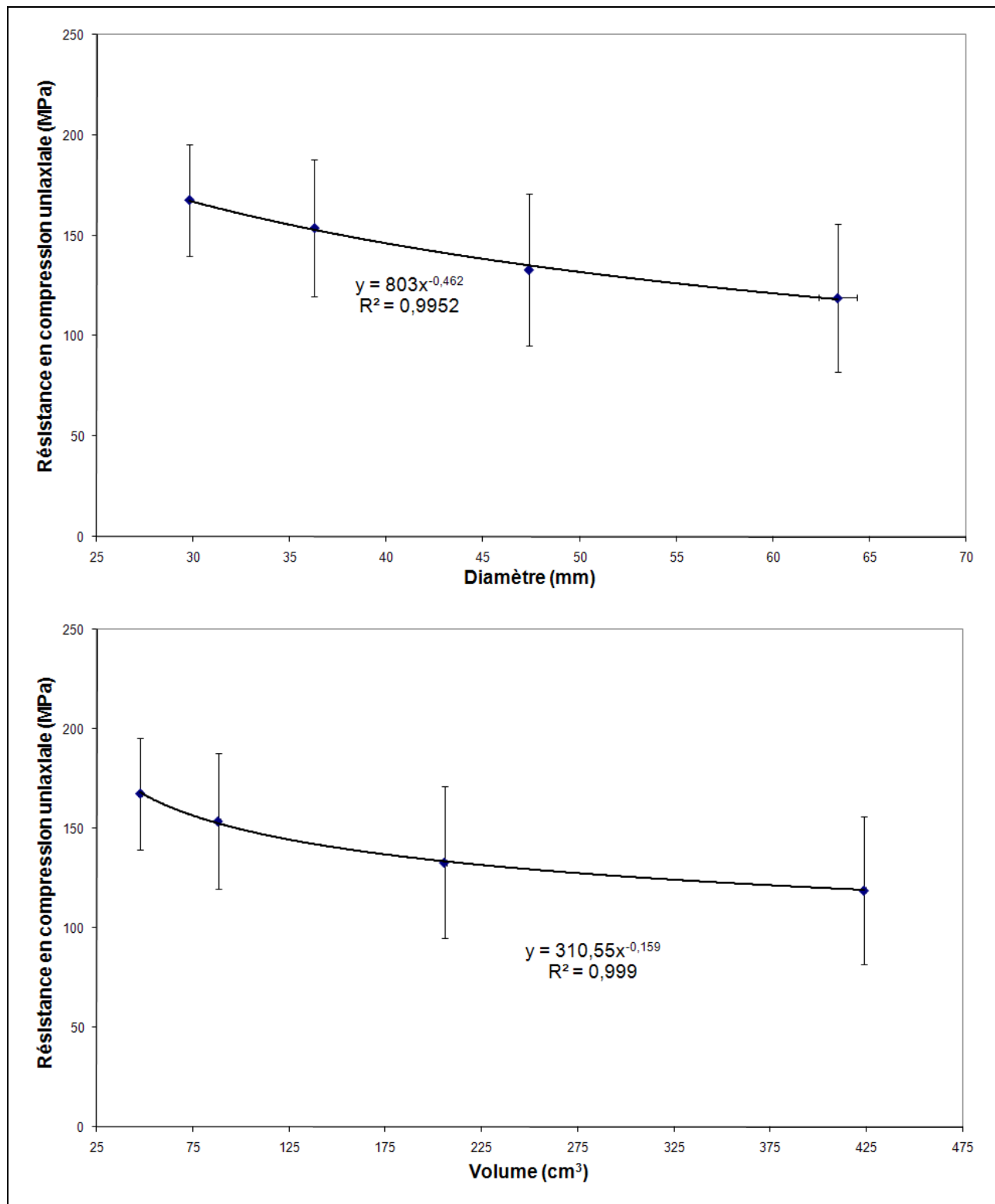


Figure 4.8 : Variation de la résistance en compression uniaxiale du site 130 m en fonction a) du diamètre et b) du volume des échantillons testés.

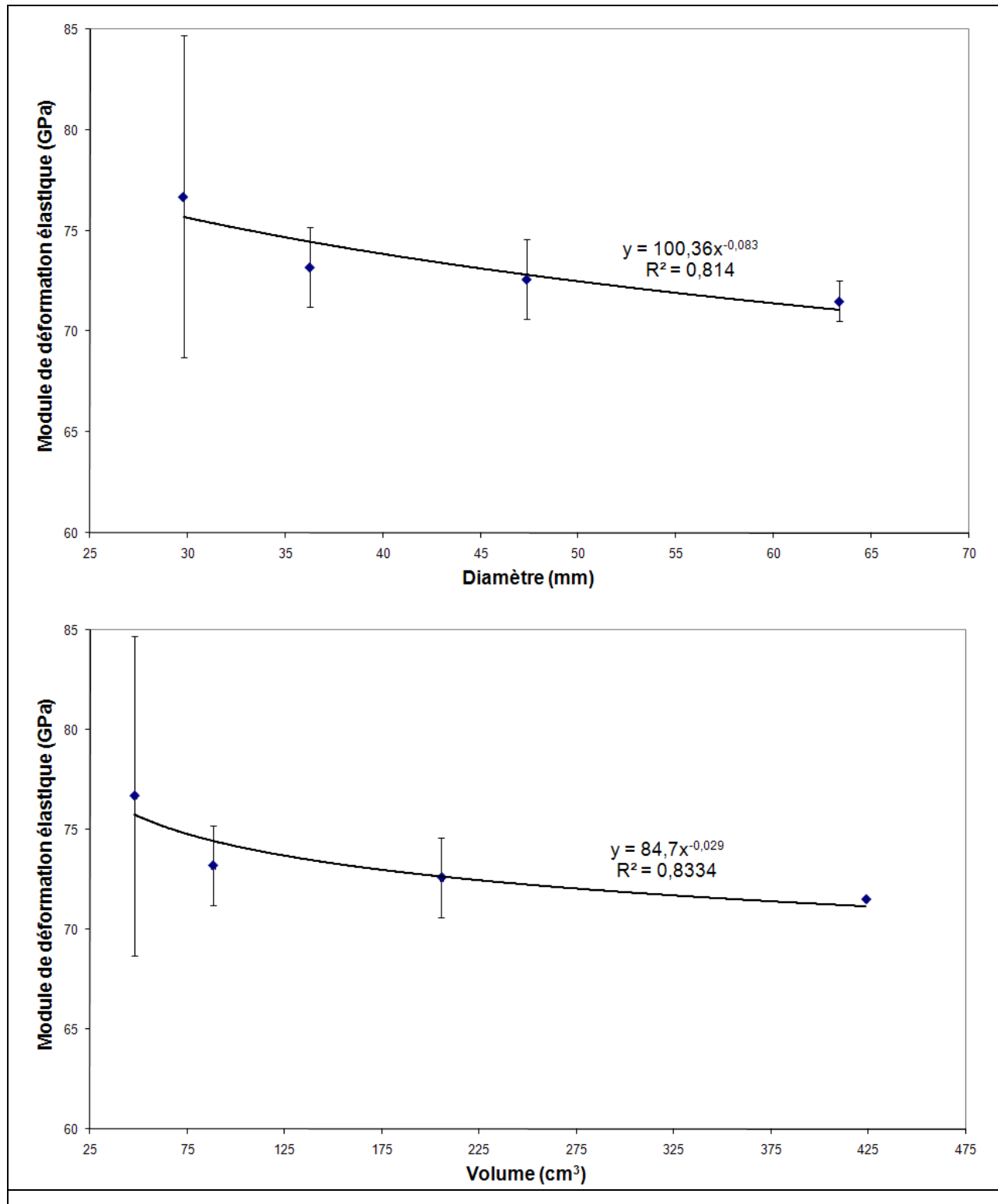


Figure 4.9 : Variation du module de déformation élastique du site 130 m en fonction a) du diamètre et b) du volume des échantillons testés.

Distance (m)	Type de roche	Module de déformation (GPa) Trou NQA	Module de déformation (GPa) Trou NQB
1.5 - 2.0	Granodiorite cisaillée	26.1	33.2
2.5 - 3.0	Granodiorite cisaillée	25.2	29.0
3.5 - 4.0	Granodiorite cisaillée	27.2	28.8
4.5 - 5.0	Granodiorite cisaillée	24.5	25.3
5.5 - 6.0	Granodiorite silicifiée	26.5	28.9
6.5 - 7.0	Granodiorite silicifiée		29.5
7.5 - 8.0	Granodiorite silicifiée		30.3
8.5 - 9.0	Granodiorite silicifiée		27.4
9.5 - 10.0	Granodiorite silicifiée		24.9
	Moyenne (GPa)	27.6	
	Écart-type (GPa)	2.5	
	Coefficient de variation (Écart-type/Moyenne x 100)	9	

5. ESTIMATION DE LA RÉSISTANCE À L'ÉCHELLE DU BLOC UNITAIRE

Ce chapitre débute par une analyse des résultats obtenus. Deux approches sont ensuite développées pour estimer la résistance à l'échelle du bloc unitaire. La première approche est basée sur une analyse statistique et la seconde utilise les essais en laboratoire sur les carottes de dimension standard (50 mm) combinés à aux mesures au dilatomètre.

5.1 ANALYSE DES RÉSULTATS

Essais en laboratoire

La section précédente a montré que la valeur moyenne de la résistance en compression uniaxiale et du module de déformation élastique décroissait avec l'augmentation du volume. Les figures 5.1 et 5.2 présentent cet effet d'échelle normalisé par la valeur du diamètre standard (50 mm ou calibre NQ) selon le diamètre et le volume respectivement. On peut remarquer que l'effet d'échelle est beaucoup plus prononcé pour la résistance en compression uniaxiale que pour le module de déformation. La corrélation obtenue est généralement acceptable. Le site 130 m présente la meilleure corrélation au niveau des résultats.

Essais à l'aide du dilatomètre

Les résultats des essais au dilatomètre ont montré que les valeurs des modules élastiques mesurés in situ sont très inférieures aux mesures faites en laboratoire. Il est généralement reconnu que les mesures réalisées à l'aide de cet instrument sont à une échelle intermédiaire entre celles des carottes testées en laboratoire et celle du massif rocheux. Au chapitre 2, plusieurs relations empiriques ont été présentées pour estimer le module de déformation à l'échelle du massif rocheux (tableau 2.1). Ces relations sont utilisées ici pour comparaison. Le tableau 5.1 présente les relations qui pouvaient être utilisées. Les valeurs des classifications géomécaniques (RQD, RMR et Q) ont été déterminées par Labrie et al. (2006). Les valeurs des autres propriétés mécaniques utilisées (C_0 et E_i) sont les moyennes des essais réalisés sur les carottes de diamètre NQ (diamètre standard ± 50 mm).

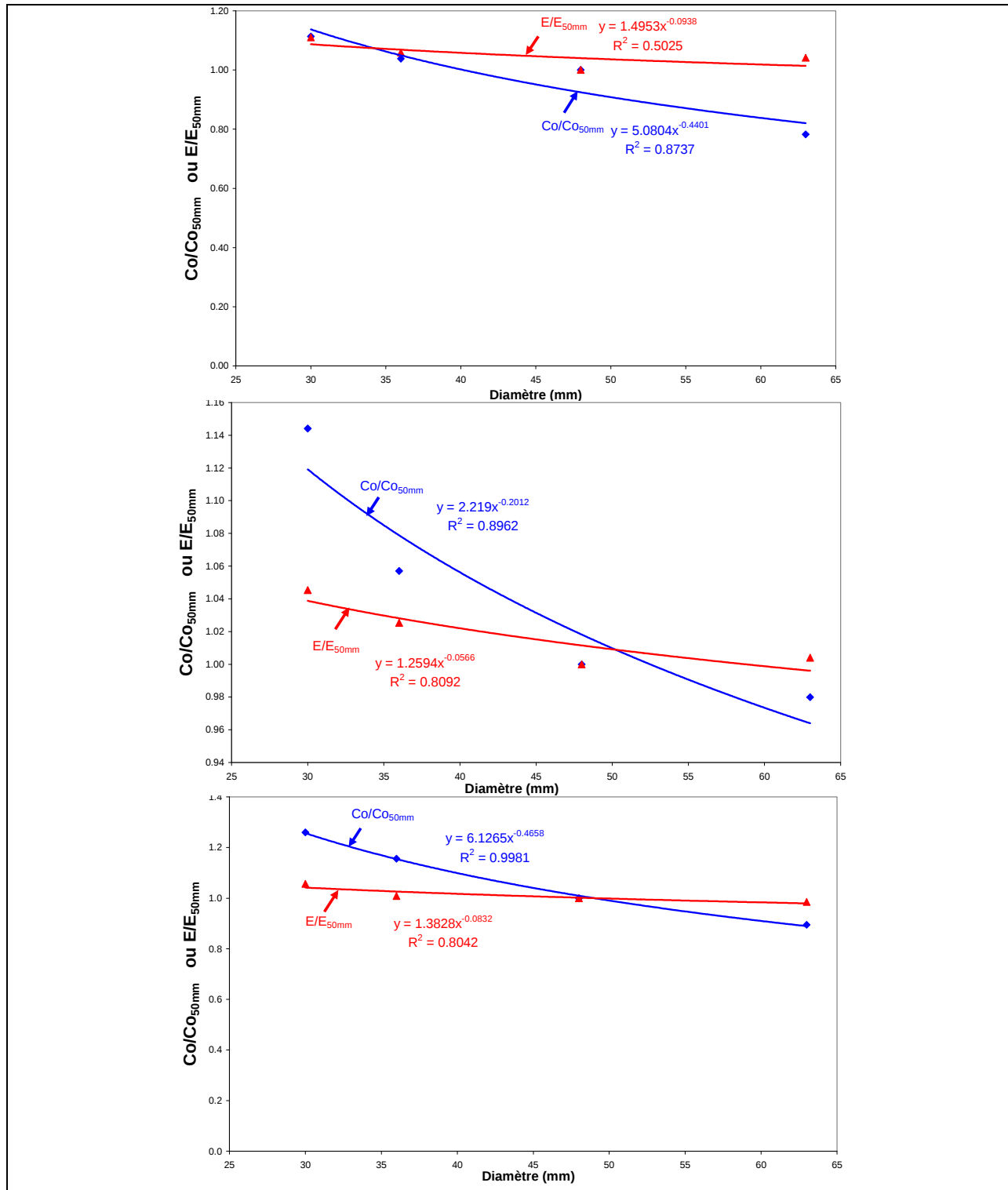


Figure 5.1 : Variation de la résistance moyenne en compression uniaxiale et du module moyen de déformation élastique normalisé par la dimension standard (50 mm) selon le diamètre a) site 40 m b) site 70 m c) site 130 m.

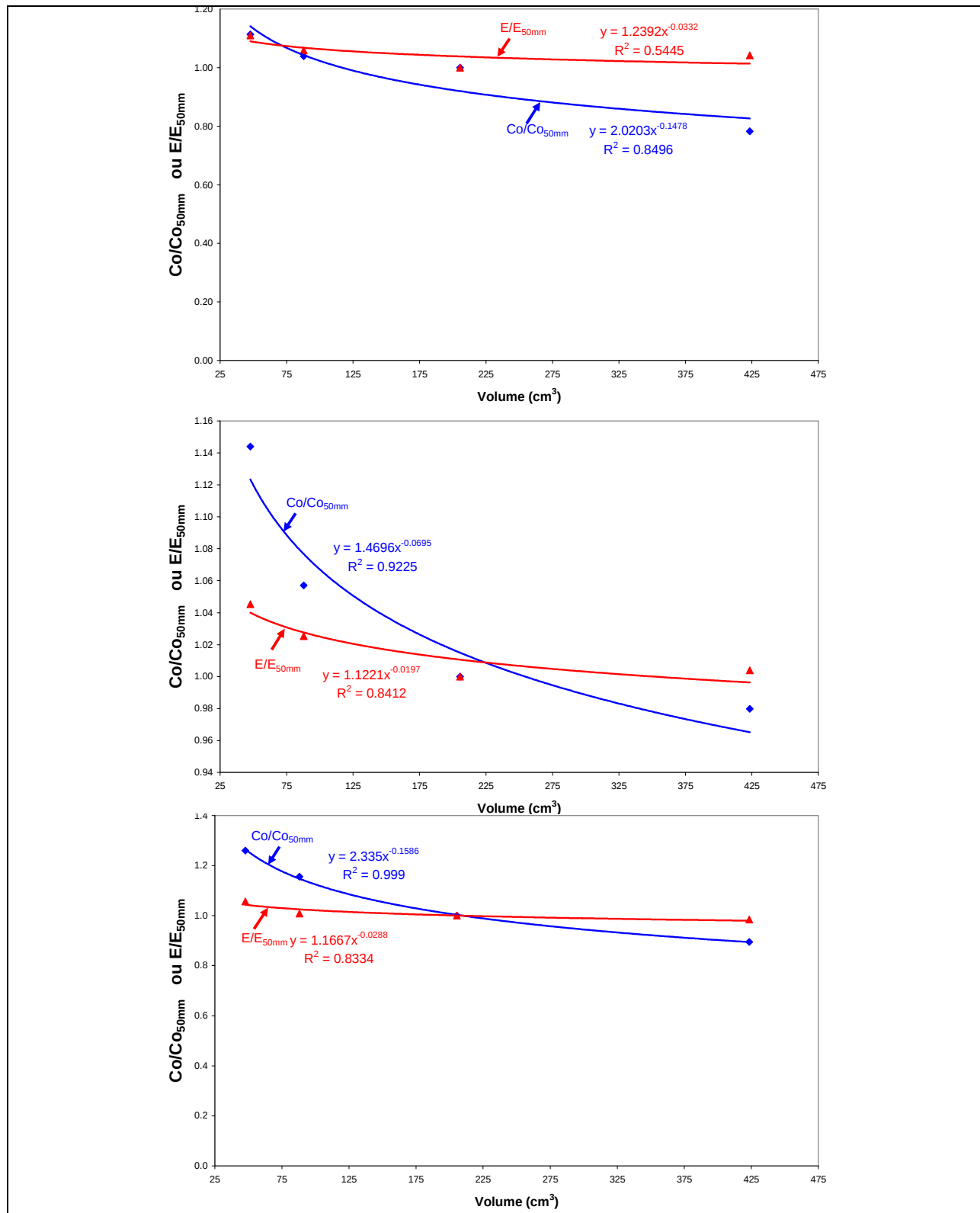


Figure 5.2 : Variation de la résistance moyenne en compression uniaxiale et du module moyen de déformation élastique normalisé par la dimension standard (50 mm) selon le volume a) site 40 m b) site 70 m c) site 130 m.

Tableau 5.1 Estimation du module de déformation du massif rocheux selon diverses approches

Auteurs	Paramètres requis	Équation	Module de déformation du massif (GPa)		
			40 m	70 m	130 m
Deere et al. (1969)	E_i et RQD	$E_m = E_i [(0.0231 \text{ RQD}) - 1.32]$	56.3	60.9	58.5
Bieniawski (1978)	RMR	$E_m = 2 \text{ RMR} - 100$	51.0	58.0	55.0
Nicholson et Bieniawski (1990)	E_i et RMR	$E_m = \frac{E_i}{100} \left[0.0028 \text{ RMR}^2 + 0.9 \exp\left(\frac{\text{RMR}}{22.82}\right) \right]$	27.4	34.6	31.7
Mitri et al. (1994)	E_i et RMR	$E_m = E_i [0.5 (1 - (\cos(\pi * \text{RMR}/100)))]$	57.9	67.1	63.9
Barton (2002)	Q et C_0	$E_m = 10 Q_c^{1/3}$; $Q_c = Q * C_0 / 100$	28.8	33.8	34.4
Zhang et Einstein (2004)	E_i , RQD	$E_m = E_i [10^{0.0186 \text{ RQD} - 1.91}]$	45.1	48.1	45.9

$\text{RQD}^{40} = 93.3$, $\text{RQD}^{70} = 92.3$, $\text{RQD}^{130} = 92$; $\text{RMR}^{40} = 75.5$, $\text{RMR}^{70} = 79$, $\text{RMR}^{130} = 77.5$; $Q^{40} = 22.8$, $Q^{70} = 23.1$, $Q^{130} = 30.7$, (d'après Labrie et al. (2006)); $\text{GSI} = \text{RMR}$; $E_i^{40} = 67.4 \text{ GPa}$, $E_i^{70} = 75 \text{ GPa}$, $E_i^{130} = 72.6 \text{ GPa}$; $C_0^{40} = 105 \text{ MPa}$, $C_0^{70} = 105 \text{ MPa}$, $C_0^{130} = 167 \text{ MPa}$, $C_0^{130} = 133 \text{ MPa}$.

Les mesures réalisées à l'aide du dilatomètre ont donné des valeurs 21.5, 28.8 et 27.6 GPa pour les sites 40, 70 et 130 m respectivement. On peut remarquer que les valeurs obtenues selon les diverses approches pour le massif sont largement supérieures à celle obtenue avec le dilatomètre (pour une échelle intermédiaire). La surestimation du module varie de 15 % à 170 %. L'approche qui amène les valeurs le plus près des mesures est celle proposée par Nicholson et Bieniawski (1990) avec une surestimation de 15 à 27 %.

Le volume impliqué dans une mesure au dilatomètre est toutefois inconnu et peut être fonction de l'état de contrainte in situ. Wittke (1990) suggère d'utiliser la relation suivante pour estimer le volume impliqué (V_d) :

$$V_d = 6 \pi l d^2 \quad (5.1)$$

Le dilatomètre utilisé applique une pression sur une longueur de 46 cm, dans un trou de 76 mm de diamètre. Le volume impliqué dans cet essai serait donc selon Wittke (1990) de $50\,083 \text{ cm}^3$. Pour vérifier cette valeur, un modèle numérique élastique (figure 5.3) a été construit à l'aide du logiciel de différences finies FLAC 2D et 3D (Itasca 2002). Les résultats d'analyses élastiques réalisées (figure 5.4) ont montré que le volume influencé par l'essai au dilatomètre était de l'ordre de $141\,000 \text{ cm}^3$.

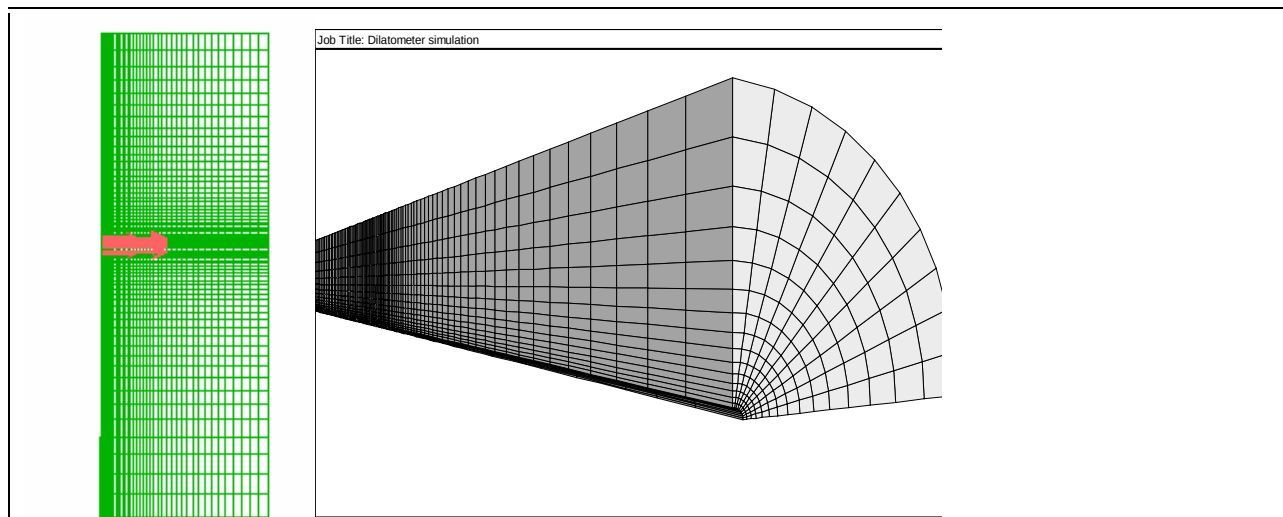


Figure 5.3 Modèles numériques 2D et 3D construits à l'aide du logiciel FLAC (Itasca 2002) pour simuler l'essai au dilatomètre.

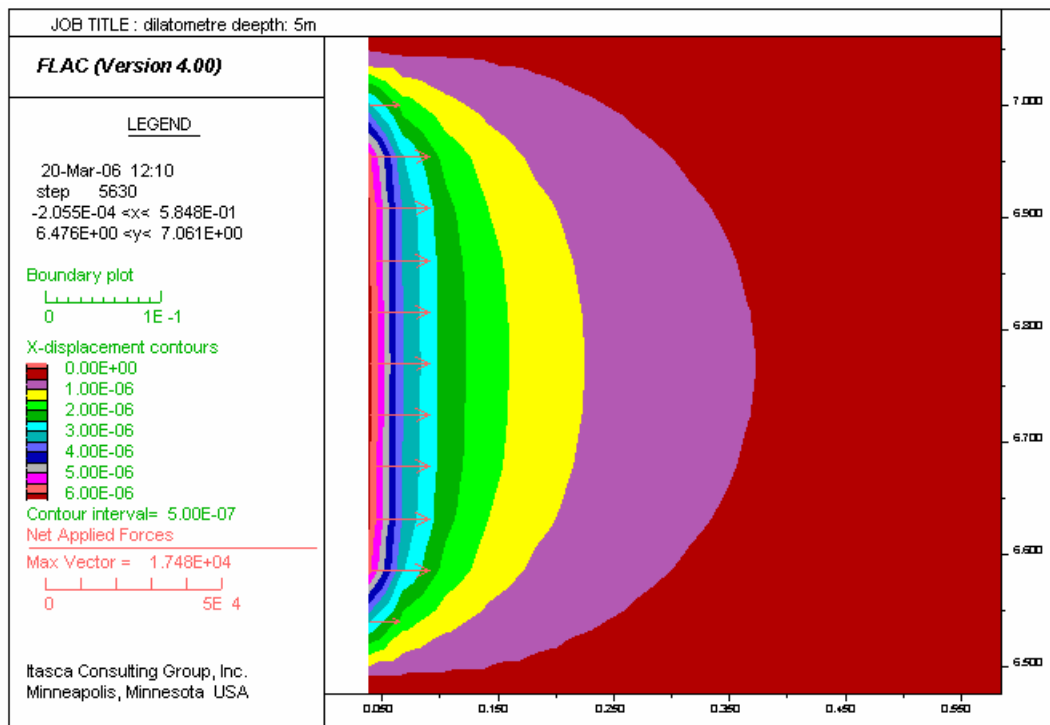


Figure 5.4 Isocontours des déformations de l'essai au dilatomètre simulé à l'aide du logiciel FLAC (Itasca 2002).

La figure 5.5 présente la variation du module de déformation en fonction du volume impliqué pour les trois sites. On peut remarquer que malgré le coefficient de corrélation élevé (dû principalement au fait qu'une des valeurs est beaucoup plus élevée que les autres), que les mesures au dilatomètre ne suivent pas la tendance des mesures obtenues par les essais en laboratoire. Cela est probablement dû au fait que les discontinuités géologiques ont contribué à la déformation lors de l'essai au dilatomètre. On se retrouve donc avec une tendance qui n'est pas continue, tel qu'illustré à la figure 2.1.

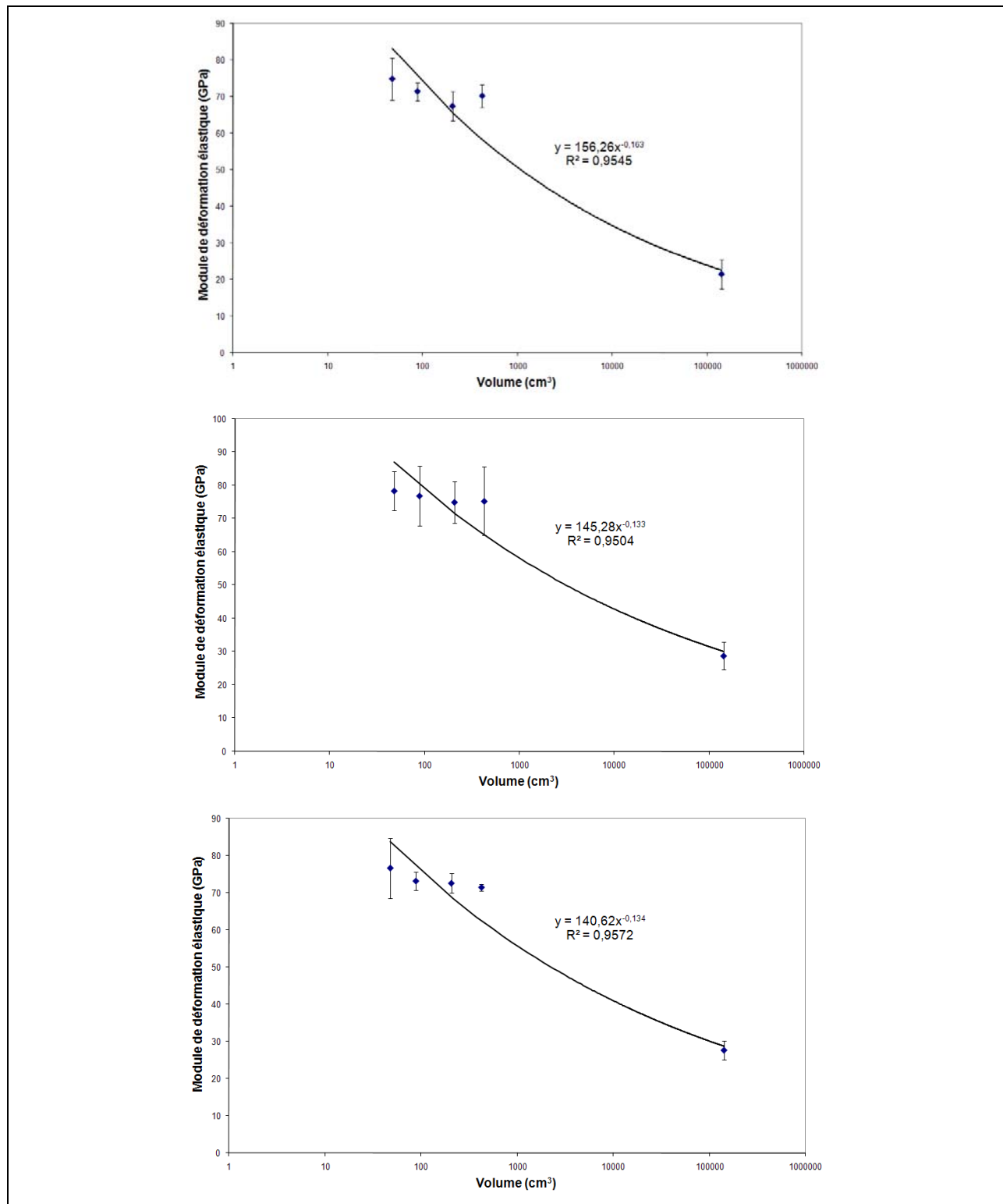


Figure 5.5 Variation du module de déformation en fonction du volume impliqué a) site 40 m b) site 70 m c) site 130 m (mesures au dilatomètre tirées de Labrie et al. 2006).

5.2 APPROCHE STATISTIQUE

Les bases de cette approche ont été proposées par Aubertin et al. (2001, 2002). L'approche est basée sur la notion que l'effet d'échelle est essentiellement causé par la probabilité qu'un défaut important soit rencontré augmente lorsque le volume de l'échantillon augmente. Lorsque le volume est assez important, la probabilité de rencontrer un tel défaut convergera vers 100 %.

Pour déterminer la résistance à une échelle (d_N) donnée, Aubertin et al. (2002) ont proposé la relation suivante :

$$\sigma_N = \sigma_L + (\sigma_S - \sigma_L) \left\langle \frac{d_L - d_N}{d_L - d_S} \right\rangle^\lambda \quad (5.2)$$

où σ_N est la résistance d'une éprouvette de diamètre d_N , σ_S est la résistance à petite échelle (d_S), σ_L est la résistance à l'échelle du bloc unitaire (d_L), λ est un exposant qui contrôle la non-linéarité de la courbe et $\langle \cdot \rangle$ est donné par $\langle x \rangle = (x + |x|)/2 \geq 0$. Ceci dernier paramètre signifie que si $d_N > d_L$, la valeur de $\langle \cdot \rangle$ est égale à 0. La figure 5.6 présente l'influence des différents paramètres sur l'allure de la courbe (d_{50} représente la résistance d'une éprouvette standard de 50 mm de diamètre).

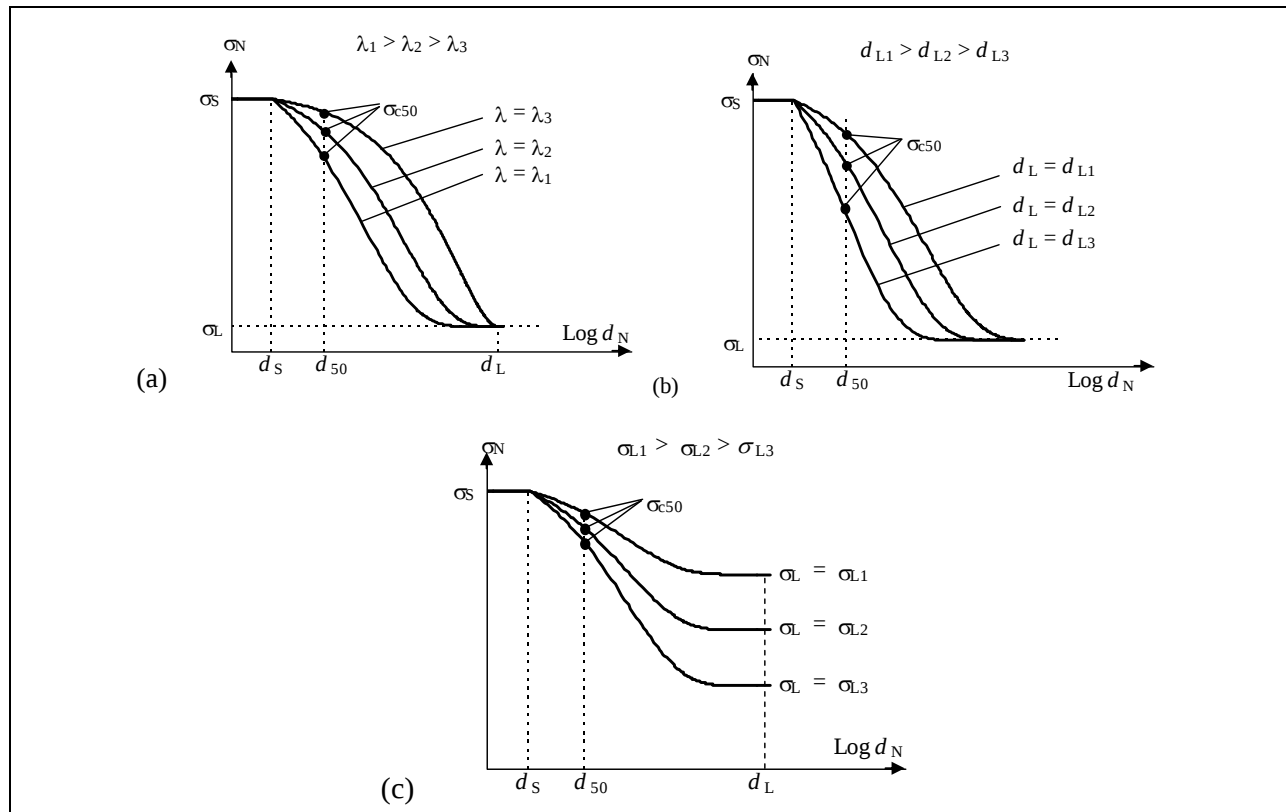


Figure 5.6. Influence des paramètres λ (a), d_L (b), et σ_L (c) sur la relation d'échelle (Équ. 5.2) décrivant la résistance des roches intactes (tirée de Li et al. 2007).

L'utilisation de l'Équation 5.2 requiert que la valeur de cinq paramètres soit estimée : σ_S , σ_L , d_S , d_L et λ . Ces paramètres peuvent soit être déterminés par une campagne d'essai ou par une approche statistique. Pour estimer la résistance à grande échelle, la relation suivante est proposée (Aubertin et al. 2001) :

$$\sigma_{CL} = x_1(\bar{\sigma}_{c50} + x_2 S_0) \quad (5.3)$$

où σ_{CL} est la résistance en compression uniaxiale à grande échelle, $\bar{\sigma}_{c50}$ est la résistance moyenne en compression uniaxiale observée sur des éprouvettes de dimension standard (50 mm), S_0 est l'écart-type correspondant aux essais, x_1 et x_2 sont des paramètres statistiques (plus de détails sont donnés dans Aubertin et al. 2001). Cette équation a été utilisée par Li et al. (2001) pour une analyse des données relative au tunnel du laboratoire URL d'Énergie Atomique Canada, et les valeurs de $x_1 \cong 0.08$ et $x_2 \cong 5$ à 6 ont été déterminées. Les mêmes valeurs sont utilisées ici.

Pour déterminer σ_S , une approche statistique simple a été développée (Li et al. 2007). Cette approche part de l'hypothèse que pour une probabilité assez faible (qui dépend du nombre d'essais n réalisés), la limite statistique supérieure de la résistance est supposée alors correspondre à la résistance à petite échelle. Cette estimation est donnée par la relation :

$$\sigma_{CS} = \bar{\sigma}_c + \frac{t_{\alpha/2, v}}{\sqrt{n-1}} S_0 \quad (5.4)$$

Cette équation s'applique à une population aléatoire (échantillon) qui présente une distribution de type normale. Dans l'équation 5.4, la valeur de $t_{\alpha/2, v}$ et σ_{CS} (i.e. σ_S en compression uniaxiale) dépend de l'intervalle de confiance choisi ($1-\alpha$) (ou probabilité cumulative) et du degré de liberté v ($=n-1$). Ici, $\bar{\sigma}_c$ est la valeur moyenne de la résistance en compression uniaxiale obtenue d'un minimum d'essais en laboratoire et S_0 est l'écart-type correspondant. Le paramètre statistique de la loi de Student $t_{\alpha/2, v}$ est défini à l'aide de l'équation suivante (e.g. Spiegel 1961, Buntinas & Funk 2005):

$$\int_{-t_{\alpha/2}}^{t_{\alpha/2}} t(v) d\rho = 1 - \alpha \quad (5.5)$$

où t est la fonction de distribution de Student.

Les travaux de Li et al. (2007) ont montré que les paramètres d_S et d_L prennent pratiquement les mêmes valeurs pour différents types de roches (à grain fin). Ils sont donc utilisés comme des constantes dans l'application de l'Équation 5.2. Les valeurs proposées pour les dimensions de petite et grande échelle sont donc de $d_S = 5$ mm et $d_L = 2000$ mm, respectivement. La valeur de l'exposant λ peut être déterminée à partir des résultats. Lorsqu'une seule valeur est disponible, Li et al. (2007) suggèrent d'utiliser la valeur $\lambda = 20$.

Le tableau 5.2 présente les valeurs obtenues pour les résistances à petite et grande échelle à l'aide des équations 5.3 à 5.5.

Tableau 5.2 Valeurs de la résistance à petite et grande échelle pour un intervalle de confiance de 99.9%

Site	n	$\bar{\sigma}_c$ (MPa)	S_0 (MPa)	σ_L (MPa)	Γ_{100}	$t_{\alpha/2, v}$	σ_s (MPa)
40 m	9	104.8	23.0	18.5	0.177	5.041	145.8
70 m	11	166.6	38.4	30.2	0.181	4.587	222.3
130 m	8	133.0	38.2	27.4	0.206	5.408	211.1

La figure 5.7 montre l'allure de l'effet d'échelle selon l'équation 5.2 pour les trois sites. Les valeurs de l'exposant λ sont de 20, 15 et 23 pour les sites 40 m, 70 m et 130 m respectivement. On peut voir que l'approche proposée couvre bien les résultats expérimentaux obtenus.

5.3 APPROCHE BASÉE SUR LE DILATOMÈTRE

La section 5.1 a montré que le volume impliqué dans la mesure au dilatomètre est relativement important. Il est donc vraisemblable que les discontinuités géologiques aient une influence sur la mesure obtenue. La valeur mesurée est donc influencée par le module de déformation à grande échelle et par la valeur de la classification géomécanique. Pour trouver la valeur du module à grande échelle, on peut utiliser de manière inverse l'Équation 3.11. Le module de déformation à grande échelle E_L serait alors obtenu par :

$$E_L = \frac{E_D}{\left[0.5 \left(1 - \cos \frac{\pi \text{RMR}}{100} \right) \right]^p} \quad (5.6)$$

où E_D est la mesure du module de déformation à l'aide du dilatomètre. L'indice p dans ce cas-ci est égal à 1, ce qui rend l'influence du dénominateur identique à la relation proposée par Mitri et al. (1994) pour le module de déformation.

En utilisant les valeurs des cotes RMR mesurées sur les sites 40, 70 et 130 m soit 75.5, 79, 77.5 respectivement, on obtient les valeurs de E_L de 25.0, 32.2 et 31.4 GPa respectivement. La figure 5.8 montre la variation de la résistance en compression uniaxiale et du module de déformation en fonction du diamètre.

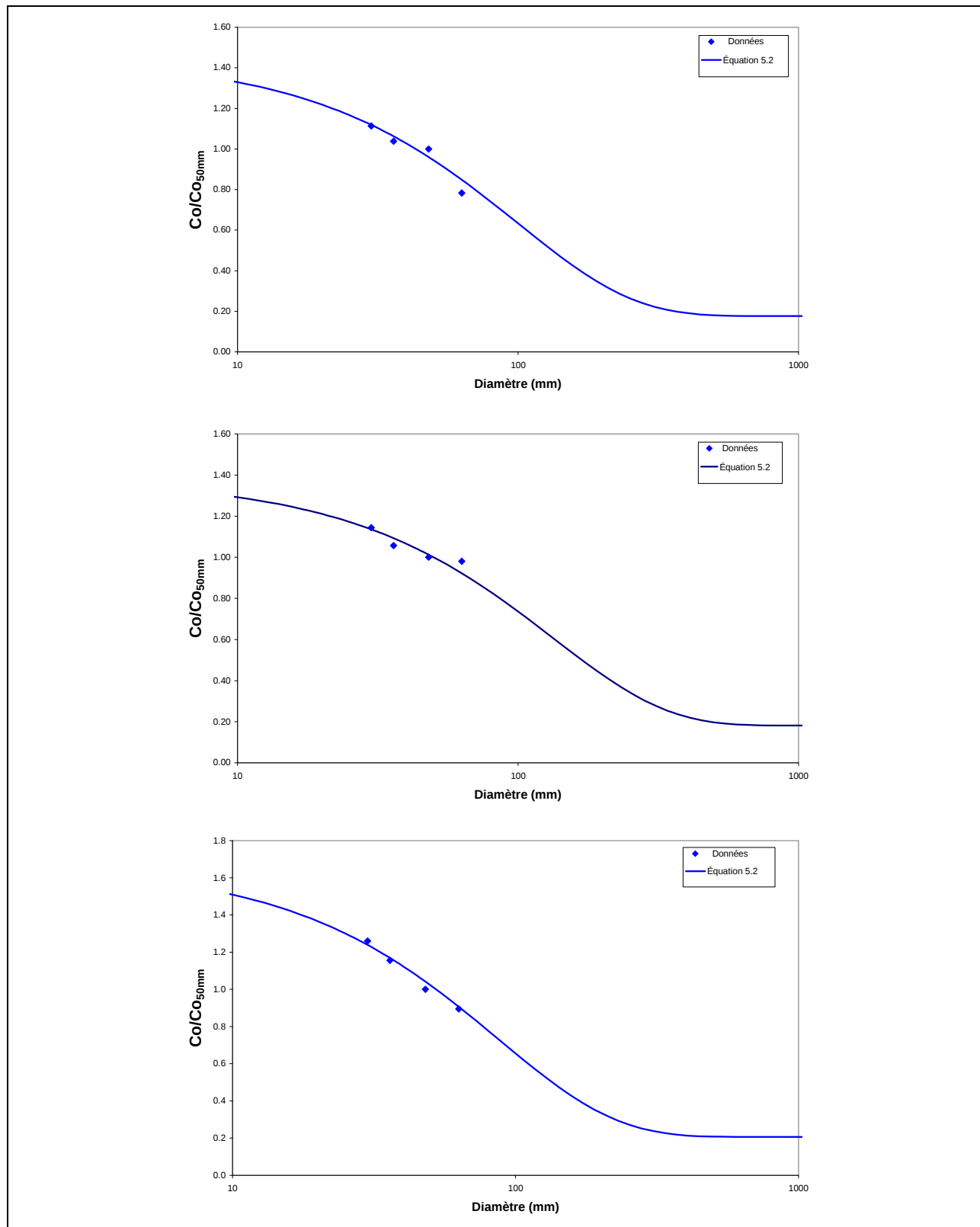


Figure 5.7 : Variation de la résistance en compression uniaxiale et effet d'échelle selon l'Équation 5.2 et les données du tableau 5.2 a) site 40 m $\lambda = 20$ b) site 70 m $\lambda = 15$ c) site 130 m $\lambda = 23$.

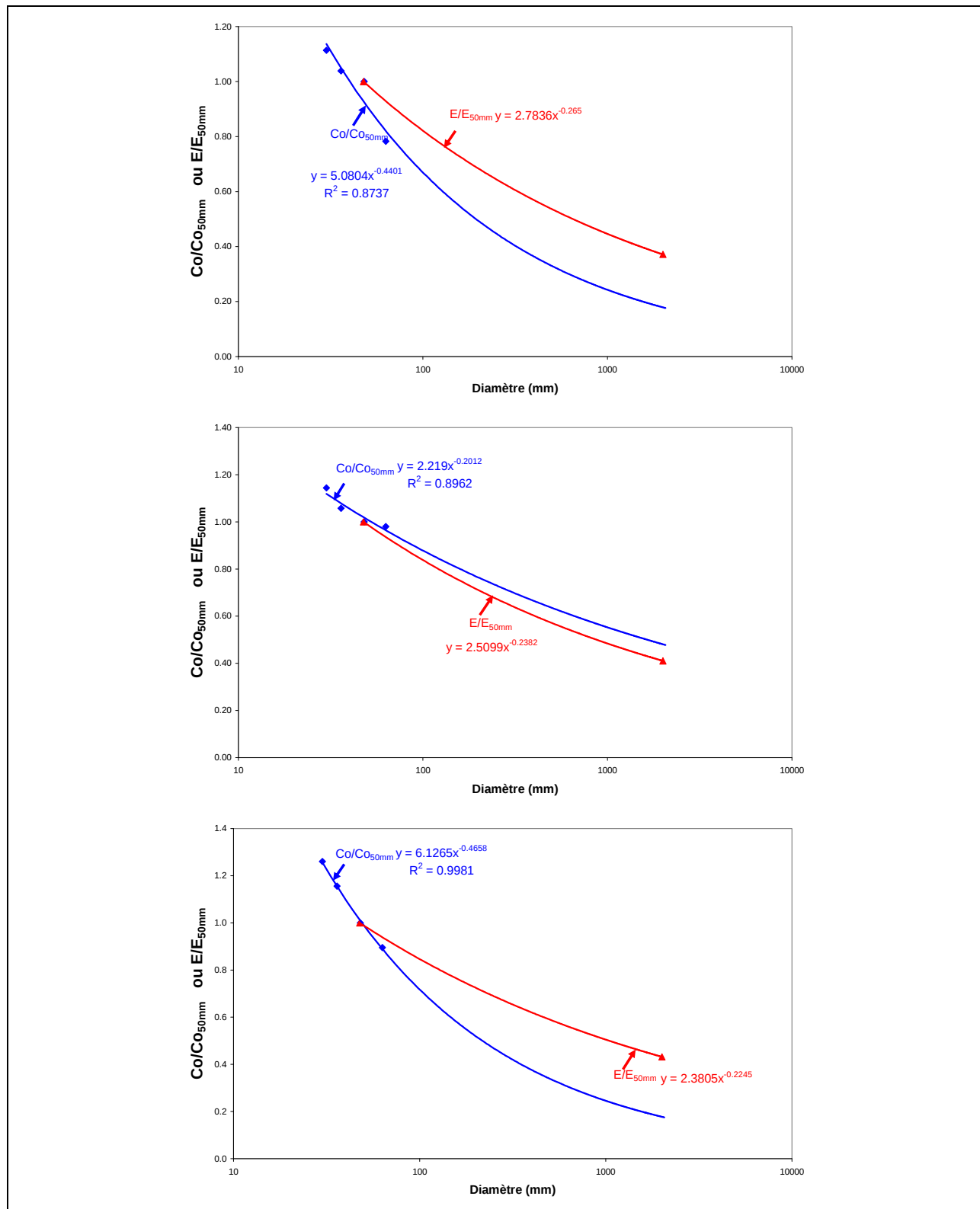


Figure 5.8 : Variation de la résistance en compression uniaxiale et du module de déformation a) site 40 m b) site 70 m c) site 130 m.

On peut ensuite utiliser la valeur du module du calibre NQ ($E_{50\text{mm}}$) et du dilatomètre pour trouver une courbe de tendance de type :

$$\frac{E}{E_{50\text{mm}}} = m_1 * d^{-m_2} \quad (5.7)$$

où d est le diamètre. Pour le module à grande échelle, il est supposé que le diamètre effectif est identique à l'approche statistique de la section 5.2, soit 2000 mm.

On peut déterminer le même type de courbe de tendance pour la variation de la résistance en compression uniaxiale :

$$\frac{\sigma_L}{C_0(50\text{mm})} = c_1 * d^{-c_2} \quad (5.8)$$

Après l'analyse des courbes de tendance obtenues pour les différents sites, les relations empiriques suivantes sont proposées :

$$c_1 = m_1^2 \quad (5.9)$$

$$c_2 = \sqrt{m_2} \quad (5.10)$$

On peut ensuite déterminer la valeur de la résistance en compression uniaxiale à grande échelle σ_L en intégrant les équations 5.9 et 5.10 dans l'équation 5.8 avec $d = 2000$ mm. Le tableau 5.3 présente les résultats de la résistance en compression uniaxiale à grande échelle déterminée avec cette approche.

Tableau 5.3 Valeurs de la résistance à grande échelle obtenues à l'aide des mesures au dilatomètre

Site	m_1	m_2	c_1^*	c_2^*	σ_L (MPa)	Γ_{100}
40 m	2.784	0.265	7.751	0.515	16.2	0.155
70 m	2.510	0.238	6.300	0.488	25.7	0.154
130 m	2.381	0.225	5.669	0.474	20.5	0.154

* calculé à l'aide des équations 5.9 et 5.10.

On remarque que les valeurs de σ_L obtenues avec cette approche sont légèrement inférieures aux valeurs obtenues par l'approche statistique avec une valeur de Γ_{100} inférieure de 3 à 5 %. La figure 5.9 compare les résultats obtenus selon les deux approches proposées avec les résultats expérimentaux. On peut voir que particulièrement pour les sites 40 m et 130 m, les approches proposées correspondent assez bien avec les courbes de tendance tirées des résultats en laboratoire pour la résistance à grande échelle.

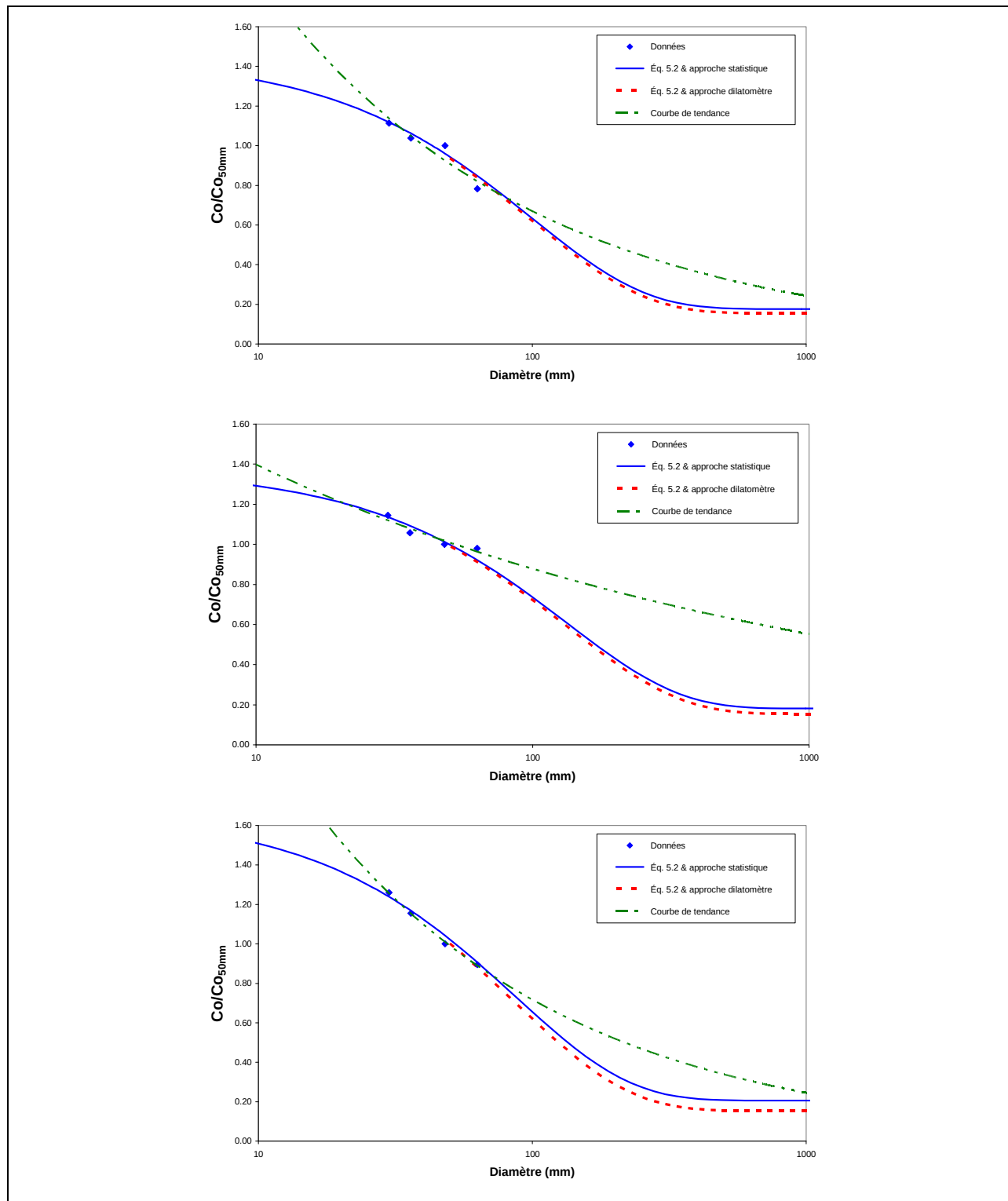


Figure 5.9 : Variation de la résistance en compression uniaxiale selon différentes approches a) site 40 m b) site 70 m c) site 130 m.

6. DISCUSSION ET CONCLUSION

Les résultats obtenus dans cette étude semblent indiquer que les propriétés mécaniques (résistance en compression uniaxiale et module de déformation) présentent des effets d'échelle. Ils indiquent également que la résistance à l'échelle du bloc unitaire peut être très inférieure à la résistance obtenue sur les éprouvettes de dimension standard.

Les mesures au dilatomètre ont montré que les modules de déformation mesurés in situ étaient également inférieurs aux valeurs extrapolées à l'aide des différentes approches proposées dans la littérature. Ces résultats montrent que les approches usuelles peuvent être erronées, car elles ne tiennent compte que de la présence de discontinuités géologiques pour réduire les valeurs des propriétés mécaniques. Les modules mesurés in situ montrent que les approches usuelles peuvent largement surestimer la valeur du module de déformation. En effet, les différentes approches ont mené à des modules de déformation moyens supérieurs d'au moins 75 % par rapport aux mesures au dilatomètre. Ces résultats semblent donc confirmer l'hypothèse qu'une approche en deux étapes pour tenir compte des effets d'échelle est plus adéquate.

Pour évaluer la résistance en compression uniaxiale à l'échelle du bloc unitaire, deux approches ont été proposées. La première approche est basée sur une probabilité statistique où l'on cherche à déterminer la plus faible valeur de la résistance à partir de la moyenne et de l'écart-type observés de la résistance sur un nombre suffisant d'échantillons de dimension standard (avec un diamètre de 50 mm). Comme le note Li et al. (2007), un nombre minimum d'essais doivent être cependant réalisés (normalement un minimum de 10 essais selon Gill et al. 2003) pour refléter la variabilité naturelle des propriétés des roches. Par ailleurs, mentionnons que l'équation 5.3 pour déterminer la valeur de σ_L peut être considérée comme étant empirique bien qu'elle ait été initialement déterminée par une analyse statistique de données (Aubertin et al. 2001) qui incluait l'évaluation de la marge d'erreur pour la moyenne et l'écart-type observés. À ce stade-ci cependant, il ne semble pas pratique d'utiliser cette marge d'erreur pour la résistance à grande échelle (comme c'est le cas pour la détermination de la valeur de la résistance à petite échelle avec l'équation 5.4) car ces valeurs dépendent trop du nombre d'essais réalisés, spécialement lorsque n est faible comme dans cette étude (Li et al. 2007). Cela signifie que quelques essais supplémentaires ou en moins pourrait faire basculer la valeur de σ_{CL} vers une valeur irréaliste. Il semblait donc préférable d'utiliser l'équation 5.3 plutôt qu'une approche identique à celle de l'équation 5.4 (Li et al. 2007).

La deuxième approche est basée sur l'utilisation de mesures du module de déformation à l'aide d'un dilatomètre. Cette approche suppose qu'il existe un lien entre l'effet d'échelle sur la résistance et celle du module de déformation. Cela pourrait ne pas être le cas pour certains types de roches. Dans cette approche, on présume que le module mesuré est celui d'une échelle suffisamment grande pour évaluer le module à grande échelle. L'ampleur de la réduction du module observé dans cette étude semble indiquer que c'est le cas ici, avec un ratio de E_d/E_{50mm} variant de 0.37 à 0.43, ce qui est inférieur au ratio du module du massif sur la dimension standard E_m/E_{50mm} estimé selon différentes approches empiriques (tableau 5.1). Par ailleurs, la détermination des équations empiriques 5.9 et 5.10 repose sur un nombre très limité de cas.

Toutefois, les valeurs obtenues pour ces paramètres avec ces équations sont inférieures aux valeurs déterminées à partir des résultats d'essais sur les différents diamètres de roches testés, ce qui rend l'approche sécuritaire dans ce cas-ci.

On peut constater que la réduction de la résistance selon les deux approches proposées est du même ordre de grandeur avec une valeur moyenne de Γ_{100} (σ_L/σ_{c50mm}) de 0.19 pour l'approche statistique et 0.15 pour l'approche à l'aide du dilatomètre. L'ampleur de la réduction de la résistance selon les deux approches est similaire à d'autres résultats publiés dans la littérature (e.g. Jahns 1966, Bieniawski 1968, Pratt et al. 1972, Herget et Unrug 1974, Singh 1981, Swolfs 1983, Natau et al. 1983, 1995). Toutefois, d'autres études de cas sont nécessaires afin de valider ces deux approches.

Différents travaux pourraient être réalisés pour aider à la validation des approches proposées dans ce rapport. On énumère ici quelques pistes qui pourraient être explorées :

- Tester des échantillons de dimension supérieure à HQ (64 mm). On peut remarquer sur les figures du chapitre 5 (e.g. 5.5) qu'il n'y a pas de données entre les volumes 425 et 140 000 cm³. Des essais sur des échantillons de plus grande dimension permettraient de réduire l'incertitude sur les extrapolations développées. De tels essais n'ont pas été réalisés dans cette étude par contrainte budgétaire.
- Augmenter le nombre de sites testés afin de s'assurer que les approches sont valables pour d'autres types de géologie. D'autres mines pourraient être étudiées.
- Réaliser des essais in situ à plus grande échelle comme des essais de charge portante afin de déterminer le module de déformation à plus grande échelle.
- Réaliser des études de cas sur des sites où le volume impliqué correspond (ou est près) du volume du bloc unitaire afin de vérifier la validité des approches.

Dans cette étude, des forages au diamant de différents calibres (AQ, BQ, NQ et HQ) ont été réalisés à trois emplacements de la mine laboratoire de CANMET à Val-d'Or, Québec. Les échantillons de roche récupérés ont ensuite été testés en compression uniaxiale pour évaluer la réduction de la résistance et du module de déformation en fonction du volume impliqué. Des mesures in situ du module de déformation à l'aide d'un dilatomètre ont ensuite été réalisées dans les trous de calibre NQ. À partir de ces résultats, deux approches ont été utilisées pour estimer la résistance à l'échelle du bloc unitaire.

RÉFÉRENCES

- Al-Shayea N.A. (2004): Effects of testing methods and conditions on the elastic properties of limestone rock. *Engineering Geology* 74: 139–156.
- Anon. (1993): Un aperçu des accidents mortels dus aux chutes de terrain. C.R. 8^e Colloque en contrôle de terrain, AMQ, Val d'Or, 11 p.
- APSM (2001): Statistiques de l'APSM sur les accidents dans les mines. Document présenté au comité en contrôle de terrain de l'AMQ.
- ASTM 1998. Annual Book of ASTM Standards. American Society for Testing and Materials, Section 4, Soil and Rocks, vol. 04.08.
- Aubertin, M., Gill, D.E. (1988): Une méthodologie d'évaluation du potentiel de coups de terrain dans les mines d'Abitibi. Colloque sur le Contrôle de Terrain (AMMQ), Val d'Or.
- Aubertin, M. & Simon, R. (1996): A multiaxial failure criterion that combines two quadric surfaces. In M. Aubertin, F. Hassani & H. Mitri (eds), *Rock Mechanics: Tools and Techniques in Rock Mechanics*, Rotterdam: Balkema, 2, 1729-1736.
- Aubertin, M., Simon, R. (1997): A damage initiation criterion for low porosity rocks. Proc. 36th U.S. Symposium on Rock Mech., *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.*, 34, Paper No. 017.
- Aubertin, M., Simon, R. (1998): Un critère de rupture multiaxial pour matériaux fragiles. *Revue canadienne de génie civil*, 25, 277-290.
- Aubertin, M. Li, L., Simon, R., Khalfi, S.E. (1999): Formulation and application of a short-term strength criterion for isotropic rocks. *Canadian Geotechnical Journal*, 36, 947-960.
- Aubertin M., Li L., Simon R. (2000): A multiaxial stress criterion for short term and long term strength of isotropic rock media. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*. 37, 1169-1193.
- Aubertin, M., Li, L., Simon, R. (2001): Evaluating the large scale strength of rock mass with the MSDP_u criterion. *Rock Mechanics in the National Interest: Proc. 38th U.S. Rock Mech. Symp.*, Elsworth et al. (eds), Balkema, vol.2, 1209-1216.
- Aubertin, M. (2001): Notes du cours MIN3210 Mécanique des roches et contrôle de terrain. École Polytechnique de Montréal, (inédites).
- Aubertin, M., Li, L., Simon, R. (2002): *Effet de l'endommagement sur la stabilité des excavations souterraines en roches dures*. Rapport final présenté à l'Institut de recherche Robert-Sauvé en santé et sécurité du travail du Québec (IRSST), Projet 98-004.
- Barton, N. 2002. Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 39, 185–216.
- Bieniawski, Z.T. 1968. The effect of specimen size on com-pressive strength of coal. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 5: 325-335.
- Bieniawski, Z.T. (1973): Engineering classification of jointed rock masses. *The Civil Engineer in S. Afr.*, 15, 335-344.
- Bieniawski Z.T. 1978. Determining rock mass deformability: experience from case histories. *Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr*; 15 : 237–47.
- Bieniawski, Z.T. 1984. *Rock Mechanics Design in Mining and Tunnelling*. A.A. Balkema.
- Bieniawski ZT. 1989. *Engineering rock mass classification*. New York: Wiley.
- Buntinas, M. & Funk, G.M. 2005. *Statistics for the Sciences*. Belmont: Thomson.

- Deere, D.U., Merritt, A.H., Coon, R.F. 1969. Engineering Classification of In-Situ Rock. Technical Report AFWL-TR-67-144, Kirtland Air Force Base, New Mexico.
- Gijón, M.F., Gonzalez de Vallejo, L.I. (1991): Stress-strain relationships in the analysis of the failure process of weak rock masses. Proc. 7th International Congress of rock mechanics, Aachen, Balkema, vol. 1, 225-230.
- Gill, D.E., Corthésy, R. & Leite, M.H. 2003. Les valeurs pratiques des propriétés mécaniques des roches. Rapport technique EPM-RT-2005-03, École Polytechnique de Montréal.
- Gokceoglu, C., Sonmez, H., Kayabasi, A. 2003. Predicting the deformation moduli of rock masses. Int J Rock Mech Min Sci., 40, 701–710.
- Herget, G. & Unrug, K. 1974. In-situ strength prediction of mine pillars based on laboratory tests. In Advances in Rock Mechanics: Proceedings of the Third Congress of the International Society for Rock Mechanics, 1-7 September 1974, Denver, Colorado II(A): 150-155. Washington, D.C.: National Academy of Sciences.
- Hoek, E., Brown, E.T., (1988): The Hoek-Brown Failure Criterion - a 1988 Update. Proc. 15th Can. Rock Mech. Symp., 31-38.
- Hoek E., Brown E.T. 1997. Practical estimates of rock mass strength. Int J Rock Mech Min Sci, 34(8), 1165–1186.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., Corkum, B. (2002): Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition. *Mining and tunnelling innovation and opportunity*, Hammah et al. (eds), Proc. NARMS-TAC 2002, vol. 1, 267-273.
- Itasca Consulting Group, inc. 2002. FLAC - Fast Lagrangian Analysis of Continua, User's Guide. Minneapolis, MN: Itasca
- Jackson, R., Lau, J.S.O. (1990): The effect of specimen size on the laboratory mechanical properties of Lac du Bonnet grey granite. *Scale Effects in Rock Masses*, Pinto da Cunha (ed.), Balkema, 165-174.
- Jahns, H. 1966. Measuring the strength of rock in situ at an increasing scale. In Proceeding of the 1st International Congress on Rock Mechanics, Lisbon 1: 477-482. ISRM.
- Kayabasi, A., Gokceoglu, C., Ercanoglu, M. 2003. Estimating the deformation modulus of rock masses: a comparative study. Int J Rock Mech Min Sci., 40, 55–63.
- Kulhawy, F.H., Goodman, R.E. 1987. Foundations in rocks. Ground Engineer's Reference Book. Bell (ed.), Butterworths, 55/1-55/13.
- Labrie D., Conlon B., Anderson T., Boyle R.F. (2004): Measurement of in situ deformability in hard rock. *Comptes rendus 57ième Congrès canadien de géotechnique*, Article G11.46, sur CD-Rom, session 8F, 9-16.
- Labrie, D., Anderson, T. Judge, K. Conlon, B. (2006) : Essais de déformabilité à la mine-laboratoire Val-d'Or, Québec, Canada. Rapport LMSM-CANMET 05-058 (RC).
- Li, L., Aubertin, M. & Simon, R. 2001. Stability analyses of underground openings using a multiaxial failure criterion with scale effects. In Sijing W., Bingjun F. & Zhongkui L. (eds), *Frontiers of Rock Mechanics and Sustainable Development in the 21st Century*: ISRM Int. Symp./2nd Asian Rock Mech. Symp. (ISRM 2001-2nd ARMS): 251-256. Rotterdam: Balkema.
- Li, L., Aubertin, M., Simon, R., Deng, D., Labrie, D. (2007) Influence of scale on the uniaxial compressive strength of brittle rock. Proc. 2nd Canada-USA Rock Mech. Symp. Vancouver, (à paraître).

- Mitri H.S., Edrissi R., Henning J. 1994. Finite element modelling of cablebolted stopes in hardrock ground mines. Presented at the SME Annual Meeting. Albuquerque: New Mexico, 94-116.
- Natau, O., Fliege, O., Mutcher, Th. & Stech, H.J. 1995. True triaxial tests of prismatic large scale samples of jointed rock masses in laboratory. In Proceedings of the 8th International Congress on Rock Mechanics, Tokyo 1: 353-8.
- Nicholson, G.A., Bieniawski, Z.T. (1990): A nonlinear deformation modulus based on rock mass classification. *Int. J. Min. Geol. Engng.*, 8(3), 181-202.
- Palchik, V. (1999): Influence of porosity and elastic modulus on uniaxial compressive strength in soft brittle porous sandstones. *Rock Mech. and Rock Engng*, 32(4), 303-309.
- Pells, P.J.N. (1993): Uniaxial strength testing. In *Comprehensive rock engineering : principles, practice & projects*, Hudson (ed.), Pergamon Press, vol. 3, 67-85.
- Rajmenya P.K., Singh U.K., Rathore S.S. (2004): A new model to estimate rock mass strength accounting for the scale effect. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 41: 1013-1021.
- Serafim J.L., Pereira J.P. 1983. Considerations on the geomechanical classification of Bieniawski. In: Proceedings of the Symposium on Engineering Geology and Underground Openings, Lisboa, Portugal, 1133-1144.
- Natau, O.P., Froehlich, B.O. & Mutschler, T.O. 1983. Recent development of the large scale triaxial test. In Proceedings of the 5th Congress of the International Society for Rock Mechanics: A65-A74. Rotterdam: Balkema.
- Simon, R., Aubertin, M., Gill, D.E. (1998): *Guide d'évaluation du potentiel de coups de terrain dans les mines à l'aide de la méthode ERP*. Rapport final présenté à l'Institut de Recherche en Santé et Sécurité au Travail (IRSST), IRSST Rapport R-182.
- Simon, R. (2002): *Étude de l'effet du sautage adouci sur la fracturation des parois d'une excavation souterraine*. Rapport présenté à l'Institut de recherche Robert-Sauvé en santé et en sécurité du travail (IRSST), R-310, 86 p.
- Singh, M.M. 1981. Strength of rock, Chapter 5, Physical Properties of Rocks and Minerals. In Y.S. Touloukian, W.R. Judd & R.F. Roy (eds), McGraw-Hill/CINDAS Data Series on Material Properties II-2: 83-121. McGraw-Hill Book Co.
- Singh, B., Viladkar, M.N., Samadhiya, N.K., Mehrotra, V.K. (1997): Rock mass strength parameters mobilized in tunnels. *Tunnel. & Undergr. Space Technol.*, 12(1): 47-54.
- Spiegel, M.R. 1961. Schaum's Outline of Theory and Problems of Statistics. New York: Schaum Publishing Company.
- Sridevi J., Sitharam T.G. (2000): Analysis of strength and moduli of jointed rocks. *Geotechnical and Geological Engineering* 18: 3-21.
- Swolfs, H.S. 1983. Aspects of the size-strength relationship of unjointed rocks. In C.C. Mathewson (ed), *Rock Mechanics: Theory, Experiment, Practice*, Proc. 24th U.S. Symp. Rock Mech.: 501 - 510. Assoc. Engng. Geologists.
- Tsoutrelis, C.E., Exadaktylos, G.E. (1993): Effect of rock discontinuities on certain rock strength and fracture energy parameters under uniaxial compression. *Geotech. & Geol. Eng.*, 11:81-105.
- Wittke, W. (1990): *Rock Mechanics: Theory and applications with case histories*. Springer-Verlag.
- Zhang, L., Einstein, H.H. 2004. Using RQD to estimate the deformation modulus of rock masses. *Int. J Rock Mech. Min. Sci.* 41, 337-341.

ANNEXE A : FICHE DESCRIPTIVE DU DILATOMÈTRE PROBEX

BOREHOLE DILATOMETER

Model PROBEX



APPLICATIONS

The PROBEX dilatometer is a radially expandable borehole probe used to determine in situ the modulus of elasticity of soft and hard rocks. The PROBEX operates in 76 mm (N size) boreholes and has a maximum working pressure of 30 000 kPa. It may also be used to measure the creep properties of materials such as salt or potash. The ease of operation and the reliable method of measurement and interpretation are the direct result of many years of experience with borehole pressuremeters.

DESCRIPTION

The dilatometer test is a loading test run inside a borehole with a radially expandable cylindrical probe.

The PROBEX determines the deformations by measuring the total volume change of the probe. This method is the same well-proven method used with the pressuremeter. It provides a mean modulus value of a large volume of rock, contrary to the use of callipered probes which can be affected by local heterogeneities.

The volume changes of the probe are measured by monitoring the displacement of a piston. This configuration eliminates the parasitic expansion of the tubing and pumping system.

FEATURES

- High capacity
- May be used in deep boreholes
- Test in "N" size boreholes
- Easy to operate

The PROBEX consists of:

- An inflatable membrane mounted on a steel core
- A hydraulic module comprising a dual piston and cylinder assembly, to inflate and deflate the membrane
- A measuring module containing a linear transducer, which monitors the injected volume
- The hydraulic and electrical lead lines
- A hydraulic hand pump and pressure gauge
- A digital readout
- A pressure transducer

TEST AND INTERPRETATION

The leads are threaded inside a B size casing or equivalent that is used to lower the probe to test depth. For tests in stable shallow boreholes, the probe can be set in place using standard drill rods with the leads fastened to the rod string. The tests are stress controlled. Increments of pressure are applied in stages using the hand pump. The compressibility of the probe is determined by calibration tests ran in a thick-wall cylinder.

The method used to interpret the data is the same one used to reduce pressuremeter data. It is based on Lamé's equations and yields a mean modulus of deformation for the rock mass tested.

SPECIFICATIONS

PROBE

Diameter

Minimum (deflated)	73 mm
Maximum (inflated)	82.5 mm

Loading

Maximum pressure	30 000 kPa
Effective length	460 mm

READOUT – Model ACCULOG-iX

Function Volume and pressure indicator

Display Digital (LCD)

Power Supply Rechargeable battery pack

RESOLUTION

Diametrical change 0.1 cc

Pressure measurement 0.25 % F.S.

