

UNIVERSITÉ DU QUÉBEC À CHICOUTIMI

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À
L'UNIVERSITÉ DU QUÉBEC À CHICOUTIMI
COMME EXIGENCE PARTIELLE
DE LA MAÎTRISE EN SCIENCES DE LA TERRE

par

Stéphane Poirier

ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DU COMPORTEMENT DE LA PRESSION
INTERSTITIELLE ET DE SON INFLUENCE SUR LE COMPORTEMENT PHYSICO-
MÉCANIQUE D'UN MATÉRIAU POREUX INTACT OU FRACTURÉ PAR ESSAIS
TRIAxiaux NON-DRAINÉS

JUILLET 1996



Mise en garde/Advice

Afin de rendre accessible au plus grand nombre le résultat des travaux de recherche menés par ses étudiants gradués et dans l'esprit des règles qui régissent le dépôt et la diffusion des mémoires et thèses produits dans cette Institution, **l'Université du Québec à Chicoutimi (UQAC)** est fière de rendre accessible une version complète et gratuite de cette œuvre.

Motivated by a desire to make the results of its graduate students' research accessible to all, and in accordance with the rules governing the acceptance and diffusion of dissertations and theses in this Institution, the **Université du Québec à Chicoutimi (UQAC)** is proud to make a complete version of this work available at no cost to the reader.

L'auteur conserve néanmoins la propriété du droit d'auteur qui protège ce mémoire ou cette thèse. Ni le mémoire ou la thèse ni des extraits substantiels de ceux-ci ne peuvent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

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

RÉSUMÉ

Le comportement physique et mécanique des massifs rocheux est grandement influencé par la présence d'eau sous pression à l'intérieur des pores et des discontinuités structurales. Lorsque des changements rapides se produisent dans l'état des contraintes et des déformations du massif ou lorsque l'eau ne peut s'échapper ou entrer dans le massif à cause d'un mauvais drainage, la contractance ou la dilatance du massif saturé produit une augmentation ou une diminution de la pression interstitielle (u) de l'eau. Différentes conditions sont susceptibles d'influencer cette variation de pression interstitielle et c'est dans le but de mieux les identifier que plusieurs séries d'essais triaxiaux non-drainés ont été réalisées sur des échantillons cylindriques de béton, matériau qui simule bien le comportement physico-mécanique de grès poreux. Pour bien distinguer l'influence qu'exerce les pores et les fractures dans cette variation de la pression interstitielle, des essais ont été effectués sur des échantillons intacts ou comportant une fracture inclinée de 30° à 40° par rapport à l'axe de l'échantillon.

Les résultats obtenus indiquent que la résistance du matériau intact et celle du matériau fracturé obéissent à la loi des contraintes effectives, $\sigma' = \sigma - u$. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb représente bien le comportement à la rupture du matériau intact alors que le modèle LADAR est le meilleur pour modéliser la résistance au cisaillement des fractures. Dans des conditions non-drainées, la pression u induite à la rupture est positive, produisant une diminution de la résistance de ces fractures comparée à un état drainé.

La réponse des déformations du matériau intact à l'application progressive d'un déviateur des contraintes, $(\sigma_1 - \sigma_3)$, indique que le modèle de fracturation fragile de Bieniawski (1967) s'applique au matériau. En ce sens, l'augmentation de $(\sigma_1 - \sigma_3)$ produit initialement une diminution du volume (contractance) qui se poursuit jusqu'à l'étape de propagation instable de la fracturation. Dès cet instant, le volume augmente et cette augmentation se poursuit au-delà de la rupture.

La réponse de u à l'augmentation de $(\sigma_1 - \sigma_3)$ suit l'évolution du volume: u augmente de façon non-linéaire jusqu'à la propagation instable de la fracturation et diminue par la suite jusqu'à devenir nulle. Par contre, lorsque σ_3 est élevée (13.8 MPa), la diminution de u s'arrête avant que u ne soit nulle. Ce phénomène est interprété comme étant causé par la plasticité du matériau. À cause de l'augmentation de la résistance du système à se fissurer, plus $(\sigma_3)_0$ est élevé, plus u_i max est élevée.

Durant la phase de contractance du matériau (u augmente), la valeur de $(\sigma'_3)_0$ a une influence directe sur le taux de variation de u à la suite de l'augmentation de $(\sigma_1 - \sigma_3)$ (paramètre \bar{A} de Skempton (1954)). Durant cette phase, la valeur de \bar{A} varie entre 0.015 et 0.42 et est proportionnelle à la valeur de $(\sigma'_3)_0$ qui varie entre 0.43 MPa et 5.65 MPa. Par contre, durant la phase de dilatance (u diminue), le comportement du matériau n'est pas influencé par les conditions de confinement car \bar{A} évolue de la même façon pour tous les essais et elle atteint un plateau à - 0.3.

Tout comme les échantillons intacts, les échantillons fracturés ont démontré que le comportement de u est intimement lié à celui du volume. L'application d'un déviateur des contraintes produit initialement une phase d'augmentation de u . Celle-ci se produit dans la phase de mobilisation du frottement. Pour des conditions de contraintes semblables, les échantillons fracturés ont induit une pression u légèrement supérieure à celle des échantillons intacts. Cette différence est causée par la fermeture des épontes de la fracture. À la suite de la mobilisation du frottement, la phase de mobilisation de la rugosité marque le début de la diminution progressive de u . Parfois, u se stabilise vers la fin de la phase de destruction de la rugosité, indiquant que la dilatance diminue progressivement dans cette phase.

Tout comme pour les essais intacts, l'augmentation de u est proportionnelle à la valeur de $(\sigma'_3)_0$. Par contre, la diminution de u est si variable entre les essais qu'il est impossible d'observer, avec certitude, l'influence qu'exerce $(\sigma'_3)_0$. L'augmentation et la diminution de u est très variable d'une fracture à l'autre, ce qui démontre l'influence qu'exerce la rugosité (différente entre les fractures) sur l'évolution de u .

L'évolution du paramètre \bar{A} d'une fracture est variable. Par contre, la valeur maximale atteinte par le paramètre \bar{A} se situe entre 0.01 et 0.3 et elle est proportionnelle à la valeur de $(\sigma'_3)_0$ qui varie entre 0.3 MPa et 4.06 MPa.

Une conceptualisation de la trajectoire des contraintes des échantillons intacts et fracturés permet de schématiser l'évolution de la trajectoire pour un environnement non-drainé. Pour les échantillons intacts, le facteur dominant l'évolution de la trajectoire des contraintes est l'état de contrainte initial (σ_1 et σ_3). Pour les échantillons fracturés, les facteurs dominant sont la contrainte normale à la fracture et la morphologie, quoique l'influence qu'exerce ce dernier facteur demeure entièrement empirique puisqu'il n'a pu être évalué au cours de cette étude.

ABSTRACT

The physical and mechanical behavior of a rock mass is radically influenced by pore water pressure inside the pores and structural discontinuities. During rapid changes in the state of stress or deformation of a rock mass or when water cannot flow in or out of the rock mass because of a limited drainage, the contractancy or the dilatancy of the saturated rock mass produces an increase or a decrease of the pore water pressure (u). Several factors can influence this pore pressure variation. In order to identify these factors, several series of undrained triaxial tests have been performed on concrete samples, which is a good material to simulate the physico-mechanical behavior of porous sandstones. In order to distinguish the influence exerted by pores and fractures on this variation of pore pressure, series of tests have been performed on intact samples and on samples containing a fracture inclined at 30° to 40° to the sample axis.

Results indicate that the strength of the intact or fractured material obeys the effective-stress law, $\sigma' = \sigma - u$. The Mohr-Coulomb strength criterion is suitable to represent the behavior of the intact material at failure and the LADAR criterion is valid to model the shear strength of fractures. For undrained conditions, there is a positive build up of pore pressure in the fractured samples, decreasing the strength of these fractures compared to drained conditions.

The intact material deformation due to a progressive increase of deviatoric stress ($\sigma_1 - \sigma_3$) indicates that the mechanism of brittle fracture developed by Bieniawski (1967) is valid for this material. An increase in deviatoric stress initially produces a volume decrease (contractancy) until the unstable fracture propagation initiates. At this moment, the volume starts to increase (dilatancy) and this increase continues beyond failure.

The response of u to an increase of ($\sigma_1 - \sigma_3$) follows the evolution of the volume: u increases non-linearly until the unstable fracture propagates and then decreases until u reaches zero. For high σ_3 (13,8 MPa), the decrease of u stops before zero. This phenomenon is interpreted to be caused by the material plasticity condition reached at this state of stress. Because of the increase in the resistance to fracturing, higher values of u_i max are attained for higher values of $(\sigma'_3)_0$.

During the material contraction phase (u increases), the value of $(\sigma'_3)_0$ has a direct influence on the variation rate of u for an increase of ($\sigma_1 - \sigma_3$) (that is the \bar{A} coefficient of

Skempton (1954)). During this phase, the value of \bar{A} varies from 0.015 to 0.42 and is proportional to $(\sigma'_3)_0$ which varies from 0.43 MPa to 5.65 MPa. During the dilation phase (u decreases), the material behavior is not influenced by the confining conditions because the evolution of \bar{A} is the same for all tests and reaches a constant value of - 0.3.

Similarly to the intact material, the fractured samples showed that the behavior of u is closely related the volume change. The application of a deviatoric stress initially produces an increasing phase for u . This process is active during the friction mobilization phase. For similar stress conditions, the fractured samples have showed induced a slightly higher value of u than that induced in intact samples. This difference is caused by the fracture faces closure. After the friction mobilization phase, the roughness is mobilized and this corresponds to the beginning of a progressive decrease of u . In some cases, u stabilizes at the end of the roughness destruction phase, indicating that the dilatancy progressively decreases during this phase.

Similarly to the intact samples, the increase of u in fractured samples is proportional to the value of $(\sigma'_3)_0$. The decrease is so different from every tests that it is impossible to observe, with no doubt, the influence exerted by $(\sigma'_3)_0$. The increase and decrease in u is very different from one sample to the other, this is probably mainly due to the influence exerted by the roughness which is different for each fracture.

The evolution of the \bar{A} coefficient for a fracture is variable. The maximum value of \bar{A} varies from 0.01 to 0.3 and is proportional to the value of $(\sigma'_3)_0$ which varies from 0.3 MPa to 4.06 MPa.

A stress path conceptualization for both intact and fractured material permits to schematize the stress path evolution for an undrained environment. For the intact material, $(\sigma_1 - \sigma_3)$ is the major factor controlling the stress path. For fractured material, the major factors are the normal stress and the morphology. The influence exerted by the morphology remains to be entirely empirical because it has not been evaluated in this study.

REMERCIEMENTS

L'auteur tient à témoigner toute sa gratitude et son profond respect pour son directeur de mémoire, Dr. Guy Archambault, pour ses nombreux conseils, sa disponibilité et son inaltérable bonne humeur. L'auteur lui est également très reconnaissant pour le soutien financier (particulièrement au moment de la rédaction) sans lequel les travaux n'auraient pu être réalisés aussi rapidement. L'auteur tient également à remercier son co-directeur de mémoire, Dr. Alain Rouleau, pour ses conseils et ses suggestions apportés tout au long des travaux et plus particulièrement durant la correction du mémoire.

L'auteur est reconnaissant de l'aide financière que lui a procuré la bourse du FCAR provenant du Gouvernement du Québec et celle de la Fondation Thomas-Léon-Tremblay, organisme privé de Chicoutimi. Sans cette aide financière, ce projet n'aurait pas été entamé.

L'auteur tient également à remercier le Dr. Joëlle Riss de l'Université de Bordeaux I et le Dr. Sylvie Gentier et M. Christophe Poinclou du BRGM d'Orléans pour la supervision des travaux qui ont permis la caractérisation de la morphologie des échantillons fracturés. Ce stage d'une durée de deux mois a été réalisé à partir des ententes Québec-France et a été subventionné par le CIES.

L'auteur souhaite de plus remercier M. Marcel Lapointe sans lequel le volet expérimental n'aurait pu être réalisé avec autant de minutie et de plaisir, et M. Jean-Yves Madec qui l'a aidé au montage des diverses composantes électroniques.

Les nombreuses discussions effectuées avec les membres du Groupe de recherche HYDRO-MEC de l'Université du Québec à Chicoutimi, particulièrement Rock Flamand, ont permis de mettre mes connaissances à l'épreuve et d'agrémenter le projet de recherche.

Enfin, l'auteur désire témoigner toute sa gratitude et son affection envers sa conjointe, Hélène, pour son encouragement et le réconfort qu'elle lui a procurés tout au long de ses études universitaires. Il en va de même pour sa mère, Thérèse, qui fût un exemple de courage et une source d'inspiration.

À vous tous, merci et soyez assurez de toute ma gratitude et mon appréciation.

TABLE DES MATIÈRES

RÉSUMÉ	i
ABSTRACT.....	iii
REMERCIEMENTS.....	v
TABLE DES MATIÈRES	vii
LISTE DES FIGURES.....	x
LISTE DES TABLEAUX.....	xiv
NOMENCLATURE	xv
1.0 INTRODUCTION.....	1
1.1 Problématique.....	1
1.2 Revue des travaux antérieurs	2
1.3 Objectifs et méthodologie de l'étude.....	7
2.0 MATÉRIAU, ÉQUIPEMENT ET PROTOCOLE EXPÉRIMENTAL	9
2.1 Matériau.....	9
2.2 Propriétés physico-mécaniques.....	11
2.3 Équipement.....	15
2.3.1 Presse et dispositif triaxial (essais triaxiaux non-drainés).....	15
2.3.2 Système de mesure des déformations.....	16
2.3.3 Acquisition des données des essais triaxiaux.....	19
2.4 Protocole expérimental	21
2.4.1 Essais triaxiaux non-drainés sur matériau intact	21
2.4.2 Essais triaxiaux non-drainés sur matériau fracturé.....	25

3.0	ESSAIS TRIAXIAUX AVEC PRESSION INTERSTITIELLE RÉALISÉS SUR LES ÉCHANTILLONS INTACTS.....	27
3.1	Influence de la pression interstitielle sur la résistance en compression.....	27
3.2	Relations entre la pression interstitielle induite et les déformations pour un état non-drainé	29
3.3	Pression interstitielle induite par l'application d'un déviateur des contraintes pour un état non-drainé.....	31
3.4	Résultats des essais triaxiaux non-drainés sur le matériau intact	33
3.4.1	Variation de la pression interstitielle en fonction des déformations	34
3.4.2	Pression interstitielle induite par l'application d'un déviateur des contraintes	38
3.4.3	Coefficient de pression interstitielle \bar{A}	46
4.0	ESSAIS TRIAXIAUX NON-DRAINÉS SUR LE MATÉRIAU FRACTURÉ.....	57
4.1	Résultats des essais triaxiaux non-drainés sur le matériau fracturé.....	58
4.1.1	Variation des contraintes ($\sigma_1 - \sigma_3$) et u en fonction des déformations	60
4.1.2	Pression interstitielle induite par l'application d'un déviateur des contraintes.....	71
4.1.3	Coefficient de pression interstitielle \bar{A}	73
5.0	MODÉLISATION ET CONCEPTUALISATION.....	79
5.1	Résistance au cisaillement des fractures.....	79
5.2	Modélisation de la résistance au cisaillement.....	82
5.3	Conceptualisation de la génération de pression interstitielle et du comportement mécanique des essais triaxiaux non-drainés	93
5.3.1	Échantillons intacts	94
5.3.2	Échantillons fracturés.....	101
6.0	CONCLUSION	109
	RÉFÉRENCES	115

ANNEXE 1	120
ANNEXE 2	135

LISTE DES FIGURES

Figure 1. Variation de la résistance entre le matériau sec et le matériau saturé ($u = 0$). Les points représentent la résistance pour une même valeur de σ_3	12
Figure 2. Courbe enveloppe de Mohr des échantillons secs et saturés.....	13
Figure 3. Montage expérimental.....	16
Figure 4. Contraintes effectives à la rupture des échantillons intacts.....	28
Figure 5. Mécanisme de fracturation fragile des roches en compression multiaxiale (d'après Bieniawski (1967)).	30
Figure 6. Essai triaxial non-drainé effectué sur le grès de Berea. $\sigma_3 = 13.8$ MPa, $u_0 = 6.9$ MPa (modifiée de Heck (1972)).....	31
Figure 7. Résultats expérimentaux des essais triaxiaux non-drainés effectués sur le matériau intact.....	35
Figure 8. Pression interstitielle induite par l'application d'un déviateur des contraintes....	39
Figure 9. Pression interstitielle induite par l'application d'un déviateur des contraintes. (a) Grès de Berea (modifiée de Bruhn (1972)), (b) grès de Lyons (modifiée de Ohnishi (1973)).	40
Figure 10. État des contraintes effectives dans les échantillons intacts non-drainés (a) à la propagation stable des fractures (début de la dilatance) et (b) à la propagation instable des fractures (u_i max).....	41
Figure 11. Pression interstitielle maximale induite (u_i max) en fonction de la pression de confinement effective initiale $(\sigma'_3)_0$	42

Figure 12. Pression interstitielle induite par l'application d'un déviateur des contraintes sur le grès de Kayanta lorsque $(\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$ est maintenu constant (modifiée de Dropek <i>et al.</i> (1978)).	43
Figure 13. Pression interstitielle induite à la rupture (u_{if}) en fonction de la pression de confinement effective initiale $(\sigma'_3)_0$.	45
Figure 14. Évolution du coefficient \bar{A} ($\Delta u_i / \Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$) en fonction du déviateur des contraintes et de la pression de confinement effective initiale, $(\sigma'_3)_0$, pour les échantillons intacts.	49
Figure 15. Comparaison de l'évolution du coefficient \bar{A} ($\Delta u_i / \Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$) entre les séries d'essais triaxiaux non-drainés réalisés sur les échantillons intacts.	50
Figure 16. Schéma illustrant les relations entre les paramètres u_i , \bar{A} et ε_v au cours de l'évolution du déviateur des contraintes $(\sigma_1 - \sigma_3)$.	51
Figure 17. État des contraintes effectives à la rupture des échantillons intacts sur un plan incliné de 30° par rapport à la direction de σ_1 .	54
Figure 18. État des contraintes effectives durant les essais triaxiaux non-drainés effectués sur les échantillons fracturés. La droite représente le seuil d'initiation de la dilatance du matériau intact. L'augmentation ou la diminution de la pression interstitielle s'observe sur la trajectoire des courbes par une diminution ou une augmentation de la valeur de σ'_3 .	61
Figure 19. Résultats expérimentaux des essais triaxiaux non-drainés effectués sur le matériau fracturé.	63
Figure 20. Essais de cisaillement direct à rigidité normale constante ($K = 30$ kN/mm) effectué sur une fracture présente dans un grès (d'après Lechnitz (1985)).	64
Figure 21. Pression interstitielle induite par l'application d'un déviateur des contraintes sur des échantillons fracturés du grès de Lyons en fonction de la contrainte de confinement initiale $(\sigma'_3)_0$ (modifiée de Ohnishi (1973)).	69
Figure 22. Dilatance produite par un glissement (U) sur la surface d'une fracture (a) lisse ($i = 0^\circ$) et (b) rugueuse ($i = 20^\circ$).	69
Figure 23. Pression interstitielle induite par l'application d'un déviateur des contraintes sur les échantillons fracturés.	72

Figure 24. Évolution du coefficient \bar{A} ($\Delta u_i / \Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$) en fonction du déviateur des contraintes et de la pression de confinement effective initiale, $(\sigma'_3)_0$, pour les échantillons fracturés.	74
Figure 25. Comparaison de l'évolution du coefficient \bar{A} ($\Delta u_i / \Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$) entre les séries d'essais triaxiaux non-drainés réalisés sur les échantillons fracturés.	75
Figure 26. Diminution de l'angle de dilatance (i) à la suite du cisaillement des aspérités.	77
Figure 27. Trajectoire des contraintes empruntées par les échantillons fracturés non-drainés.....	80
Figure 28. Estimation de l'angle de frottement solide du matériau à partir des résultats obtenus des essais triaxiaux effectués sur le matériau intact et fracturé.....	85
Figure 29. Comparaison de la résistance des fractures avec celle estimée à l'aide du modèle LADAR pour des inclinaisons d'aspérités de $i = 10^\circ$, $i = 20^\circ$ et $i = 30^\circ$ et du modèle de Barton pour un $JRC = 8$	91
Figure 30. Trajectoire des contraintes des échantillons intacts calculées sur un plan incliné à 30° par rapport à la direction de σ_1	95
Figure 31. Conceptualisation de l'évolution de la trajectoire des contraintes pour un environnement non-drainé.	99
Figure 32. Conceptualisation de la trajectoire des contraintes dans les échantillons fracturés pour un environnement non-drainé.....	105
Figure A1. Calibrage du LVDT à l'aide des cales de précision.....	121
Figure A2. Compressibilité axiale du montage triaxial. Les données ont été mises à zéro à 13 350 N.	122
Figure A3. Système de mesure des déplacements latéraux; (a) schéma d'une poutre en porte-à-faux, (b) schéma des connections électriques et du circuit électrique.....	125
Figure A4. Calibrage des poutres en porte-à-faux à l'aide des cales de précision.....	128
Figure A5. Essai de calibrage comparant les déformations latérales mesurées par les poutres et les jauges à l'intérieur de la cellule triaxiale.....	129

Figure A6. Essai de calibrage comparant les déformations latérales mesurées par paire de poutres et les jauges à l'intérieur de la cellule triaxiale.	131
Figure A7. Calibrage du capteur de pression de la presse.	133
Figure A8. Structure hiérarchique des sous-programmes appelés par le programme principal («Acquisition des Données»).....	137
Figure A9. «Front Panel» du programme principal («Acquisition des Données»).....	140
Figure A10. «Block Diagram» du programme principal («Acquisition des Données»).....	141
Figure A11. Icône du sous-programme «Traitement des Données» et position des différentes connections représentant les variables d'entrée et de sortie.	145
Figure A12. «Front Panel» du sous-programme («Traitement des Données»).....	146
Figure A13. «Block Diagram» du sous-programme («Traitement des Données»).....	147
Figure A14. Signal électrique numérisé par la carte d'acquisition de données à une vitesse de 100 <i>scans</i> /sec. (a) signal brut et (b) signal filtré (moyenne du signal brut effectuée à tous les dixièmes de seconde).....	148

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1. Propriétés physico-mécaniques du matériau étudié.....	12
Tableau 2. Programme expérimental des échantillons intacts.....	33
Tableau 3. Programme expérimental des échantillons fracturés.....	59
Tableau 4. Évaluation du paramètre z_2 et du JRC des fractures.....	89
Tableau A1. Zones de voltage permises par la carte AT-MIO-16X et précision des lectures correspondantes.....	136
Tableau A2. Variables d'entrée du programme principal.....	139
Tableau A3. Variables d'entrée du sous-programme «Traitement des Données».....	145

NOMENCLATURE

σ_1	: contrainte principale majeure
σ_2	: contrainte principale intermédiaire (égale à σ_3)
σ_3	: contrainte principale mineure (confinement)
$(\sigma_1 - \sigma_3)$: déviateur des contraintes
$\Delta\sigma_1$: variation de σ_1
$\Delta\sigma_3$: variation de σ_3
σ'_1	: contrainte principale majeure effective
σ'_3	: contrainte principale mineure (confinement) effective
σ'_{1f}	: contrainte principale majeure effective à la rupture
σ'_{3f}	: contrainte principale mineure (confinement) effective à la rupture
$(\sigma'_3)_0$: pression de confinement effective au début de l'essai
σ_c	: résistance en compression uniaxiale
σ_t	: résistance en tension (compression diamétrale)
σ_T	: contrainte normale à la transition fragile-ductile
σ ou σ_n	: contrainte normale
σ' ou σ'_n	: contrainte normale effective
τ	: contrainte de cisaillement
u	: pression interstitielle
u_i	: pression interstitielle induite
$u_i \text{ max}$: pression interstitielle induite maximum
u_{if}	: pression interstitielle induite à la rupture (de l'échantillon)
u_0	: pression interstitielle corrigée pour un état initial hydrostatique

$u_{dép}$: pression interstitielle au début de l'essai
u_{cor}	: correction apportée à $u_{dép}$ pour obtenir la valeur de u_0
ε_v	: déformation volumique
$\varepsilon_{v \text{ pores}}$: déformation volumique des pores
ε_r	: déformation latérale
$\varepsilon_{r \text{ 1-3}}$: déformation latérale enregistrée par les poutres 1-3
$\varepsilon_{r \text{ 2-4}}$: déformation latérale enregistrée par les poutres 2-4
$\varepsilon_{r \text{ fract.}}$: déformation latérale de la fracture
ε_a	: déformation axiale
Δl	: déplacement axial
Δr	: déplacement latéral
U	: déplacement en cisaillement sur une fracture
V	: déplacement normal sur une fracture
i	: inclinaison des aspérités rugueuses
θ	: angle entre la direction de la normale au plan moyen d'une fracture et σ_1
a_s	: rapport de surface de cisaillement
\dot{v}	: taux de dilatation à la rupture
JRC	: coefficient de rugosité de fracture
JCS	: résistance à la compression de la surface de fracture
l	: longueur de l'échantillon
r	: rayon de l'échantillon
E	: module d'élasticité (Young)
ν	: coefficient de Poisson
1/K	: compressibilité du squelette poreux
1/K _s	: compressibilité des grains formant le squelette poreux
α	: porosité de bordure ou coefficient de pression interstitielle
η	: porosité

- k : conductivité hydraulique
- K : rigidité normale d'une fracture
- \bar{A} : taux de variation de pression interstitielle pour un accroissement de $(\sigma_1 - \sigma_3)$
(Skempton (1954))
- B : taux de variation de pression interstitielle pour un accroissement de $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$
(Skempton (1954))
- c : cohésion
- ϕ ou ϕ_0 : angle de frottement interne
- ϕ_μ : angle de frottement entre deux surfaces lisses
- ϕ_f ou Φ_b : angle de frottement de base
- ω : inclinaison de la trajectoire des contraintes

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1.1 Problématique

Les massifs rocheux sont des milieux discontinus, divisés en blocs de dimensions variables par diverses structures géologiques telles que les joints, les failles, les contacts lithologiques et la schistosité. Les comportements physique et mécanique de ces massifs dépendent des propriétés physico-mécaniques de la roche intacte et des discontinuités structurales. Sous le toit de la nappe d'eau souterraine, les pores et les fissures de la roche intacte ainsi que les joints et les failles sont généralement saturés d'eau. Comme les propriétés chimiques et physiques (e.g. compressibilité) de l'eau sont différentes de celles de l'air (qui autrement sature les pores et les diverses interstices du massif), la réponse mécanique d'un massif rocheux à l'application de charges devrait théoriquement être influencée par la présence d'eau dans ces vides. En effet, plusieurs auteurs, dont Lane (1970), ont démontré l'importance de la présence d'eau, avec ou sans pression, sur la stabilité de talus, de fondations et de butée de barrage en arc, et dans les phénomènes de subsidence régionale associée au pompage d'eaux souterraines.

1.2 Revue des travaux antérieurs

Une quantité appréciable d'essais triaxiaux ont été réalisés sur différents types de roches intactes (ignées, métamorphiques et sédimentaires), plus ou moins poreuses, soumises à la présence d'eau dans les pores sous des conditions drainées ou non-drainées. Ces travaux démontrent des variations des propriétés physiques et mécaniques des roches étudiées par rapport à des conditions à sec, interprétées comme étant dues aux interactions physico-chimiques entre l'eau et les constituants de la roche (Terzaghi, 1945; Serdengecti et Boozer, 1961; Aldrich, 1969; Parate, 1973), mais également aux effets de la pression d'eau (Terzaghi, 1945; Robinson, 1959; Handin *et al.*, 1963; Aldrich, 1969; Dropek *et al.*, 1978). Cette pression interstitielle peut être causée par la hauteur de la colonne d'eau au dessus d'un point considéré dans la roche ou par un changement permanent ou transitoire de l'état de contrainte appliqué. Contrastant avec le nombre de travaux effectués sur les roches intactes, il existe très peu d'études pour lesquelles des essais triaxiaux ont été effectués sur des roches fracturées soumises à des pressions interstitielles. La rareté des études réalisées dans ce domaine ne semble pas provenir d'un manque d'appréciation de l'importance du problème, bien au contraire, mais plutôt d'une plus grande complexité de ce type d'essai.

L'effet des pressions interstitielles sur le comportement mécanique des roches (intactes et fracturées) est bien connu depuis que Terzaghi (1945) a introduit le concept des contraintes effectives dans lequel la contrainte effective (σ') agissant sur un élément de

roche est celle appliquée (σ) moins la valeur de la pression interstitielle (u) présente dans les pores:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (\text{éq. 1.1})$$

Plusieurs matériaux ont démontré qu'ils obéissent à la loi des contraintes effectives (Robinson, 1959; Handin *et al.*, 1963; Aldrich, 1969, Dropek *et al.*, 1978). De façon générale, il s'agit de matériaux poreux ayant une conductivité hydraulique élevée. Par contre, certaines roches (peu poreuses et de faible perméabilité) démontrent un comportement qui s'écarte de la loi de Terzaghi (Skempton, 1961; Handin *et al.*, 1963; Nur et Byerlee, 1971) et suivent une loi dans laquelle l'effet de la pression interstitielle n'est que partielle:

$$\sigma' = \sigma - \alpha \cdot u \quad (\text{éq. 1.2})$$

α = porosité de bordure

$\alpha = 1 - K/K_s$ (Nur et Byerlee, 1971)

$1/K$ = compressibilité du squelette poreux

$1/K_s$ = compressibilité des grains formant le squelette poreux

Robinson et Holland (1969) ont expliqué que la loi des contraintes effectives de Terzaghi n'était valable que dans le cas exceptionnel où la porosité de bordure est unitaire ($\alpha = 1$). Comme, il est raisonnable de supposer que les joints possèdent une telle porosité

Jaeger et Cook, 1969; Bruhn, 1972). Malgré ces efforts, ces modèles se sont avérés insatisfaisants dans plusieurs cas, ceci étant causé en grande partie par l'anisotropie de plusieurs paramètres dépendant des contraintes hydrostatiques appliquées et par la présence de facteurs difficilement pondérables lors de l'exécution de ce type d'essai. Pour ce qui est du paramètre \bar{A} , quelques expressions ont été développées (Scott, 1963; Lambe, 1969; Ohnishi, 1973) mais leur degré d'empirisme en font des modèles dont l'application demeure limitée. Ohnishi (1973) semble celui qui a obtenu le plus de succès en modifiant le modèle de Scott (1963). La complexité de la détermination du paramètre \bar{A} provient du caractère imprévisible de la dilatance des roches lorsqu'elles sont soumises à un déviateur des contraintes.

Tel qu'observé par Deklotz *et al.* (1968), Aldrich (1969), Adachi (1974) et Poirier *et al.* (1994), l'évolution de la pression interstitielle reflète l'évolution de la variation du volume de roches soumise à un déviateur des contraintes et cette évolution répond adéquatement aux mécanismes de rupture fragile des roches proposé par Bieniawski (1967).

Comme Ohnishi (1973) l'a démontré, le comportement de la pression interstitielle induite dans une roche fracturée n'est pas le même que dans une roche intacte lorsque soumise à un état non-drainé. Dans le but d'évaluer les conséquences possibles qu'aura un joint sur l'évolution de la pression interstitielle, il est important d'évaluer certains

paramètres concernant sa morphologie afin d'estimer son caractère contractant et dilatant lorsque soumis à un effort de cisaillement. On peut présumer que la présence d'un joint aura pour effet d'accentuer les variations (positives ou négatives) de la pression interstitielle. Jusqu'à présent, aucune étude ne porte sur le jumelage entre la morphologie d'un joint, son comportement en cisaillement et la pression interstitielle induite et ce, malgré l'importance de la question. En effet, si un joint démontre un comportement contractant jusqu'à la rupture, la pression interstitielle positive induite aura tendance à diminuer sa résistance au cisaillement («contractancy softening») par rapport à celle d'un joint drainé. Par contre, si le joint démontre un caractère dilatant à la rupture, la diminution de la pression interstitielle produira une augmentation de la résistance du joint à cet instant («dilatancy hardening»).

La résistance au cisaillement de joints sous des conditions à sec a été l'objet de nombreuses études au cours des vingt dernières années. Malgré tout, aucun modèle théorique n'a pu être développé à ce jour. Dans le but de surmonter cette lacune, quelques modèles empiriques ont été formulés mais aucune vérification n'a été effectuée afin de quantifier l'effet de la pression interstitielle. Généralement, on assume que la loi de Terzaghi est applicable, mais un régime de contrainte non-drainé risque de compliquer cette simplification car dans cette situation, la pression interstitielle varie en fonction de la contractance/dilatance. Ladanyi et Archambault (1970) ont proposé un modèle de cisaillement à l'intérieur duquel la dilatance joue un rôle prépondérant sur la résistance des

joints. Comme ce modèle a été développé dans un état à sec, il sera intéressant de vérifier s'il demeure valable pour la résistance au cisaillement des échantillons fracturés non-drainés, le tout en relation avec la morphologie et la dilatance mesurée.

1.3 Objectifs et méthodologie de l'étude

L'objectif principal poursuivi par ce travail est d'approfondir les connaissances existantes sur l'interaction entre le comportement mécanique des roches (intactes ou fracturées) et les variations de pression interstitielle induites lorsqu'un déviateur des contraintes est appliqué à un environnement non-drainé. Le terme interaction est choisi puisque le comportement mécanique (via la dilatance/contractance) exerce un rôle prépondérant sur les variations de la pression interstitielle alors que ces variations de pression interstitielle influencent à leur tour le comportement mécanique en modifiant l'état des contraintes effectives présent.

Afin de bien comprendre les différents mécanismes susceptibles de se produire, certains travaux préliminaires ont été réalisés. C'est pour cela qu'un système de mesure des déformations latérales a été développé afin d'évaluer les déformations volumiques du matériau. De plus, un système d'acquisition de données a été installé afin de pouvoir capter les différents signaux provenant des instruments de mesure.

L'étude a été réalisée par étapes successives. Une première série d'essais triaxiaux non-drainés a été réalisée sur le matériau intact afin de déterminer les différents mécanismes produisant les variations de pression interstitielle pour ce type de matériau. Entre autres, cette série d'essais a permis de confirmer les résultats obtenus par d'autres auteurs et d'apporter certaines observations originales. Une deuxième série d'essais triaxiaux non-drainés a été réalisée sur le matériau fracturé. Celle-ci, combinée aux résultats de la première série, a permis d'approfondir les connaissances sur le cisaillement de fractures rugueuses. De plus, une comparaison de la résistance de ces fractures à des modèles existants a permis d'évaluer l'effet de la pression interstitielle sur le comportement mécanique. Enfin, à la lumière des résultats obtenus à partir des deux séries d'essais triaxiaux non-drainés, une approche globale est proposée afin d'interpréter les interactions observées entre le comportement mécanique et les variations de pression interstitielle induite.

CHAPITRE 2

MATÉRIAU, ÉQUIPEMENT ET PROTOCOLE EXPÉRIMENTAL

2.1 Matériau

La réalisation du programme expérimental s'est effectuée sur du béton de ciment. Ce matériau est utilisé fréquemment comme matériau de simulation de la roche car il a l'avantage de posséder une bonne homogénéité de ses propriétés telles que la porosité, la composition, le degré de fissuration et d'altération, etc. À l'inverse des roches, le béton est fabriqué selon les caractéristiques exigées par l'utilisateur.

À partir de lames minces, on note que le matériau utilisé se compose principalement de trois classes granulométriques de particules: 0.5 mm, 0.15 mm et 0.05 mm. Elles sont agencées de façon homogène pour que les plus petites particules emplissent une partie des vides qui se trouvent entre les plus grosses. La pâte de ciment sert de lien entre les diverses particules. La porosité se retrouve principalement à l'interface des grains et forme une série de chenaux interdigités.

Ce matériau se compare à un grès poreux par l'agencement de ses particules et sa porosité. Outre l'équivalence de ces deux caractéristiques, les facteurs de similitudes (« π -factors») du béton utilisé doivent être du même ordre de grandeur que ceux du prototype (grès) (Einstein *et al.* (1970)). Ces facteurs sans dimension sont: (σ_c/σ_t) et (E/σ_c) . Une compilation d'essais de laboratoire réalisée par Lama et Vutukuri (1978) a permis de calculer la valeur des facteurs de similitude de différents grès poreux. Ainsi, (σ_c/σ_t) varie entre 9 et 50 alors que (E/σ_c) varie entre 80 et 360. Deere et Miller (1966) ont déterminé que (E/σ_c) variait entre 125 et 425. Comme $(\sigma_c/\sigma_t)=9.16$ et $(E/\sigma_c)=392$ pour le béton, la comparaison entre ce dernier et un grès poreux demeure valable.

Le béton utilisé, fabriqué à Cambridge (Ontario) par Bartonville Building Stone, est distribué sous forme de blocs rectangulaires de 59.7 cm x 27.9 cm x 10.2 cm. Pour obtenir les éprouvettes intactes du matériau étudié, des cylindres de 10.2 cm de longueur et 5.2 cm de diamètre sont forés à partir des blocs de béton. Pour les échantillons possédant une discontinuité (joint), une fracture développée en tension est préalablement induite dans le matériau avant le forage. La longueur moyenne des échantillons est de 10.2 cm pour les essais uniaxiaux et triaxiaux et 3.81 cm pour les essais de compression diamétrale (brésilien). Les deux facettes circulaires des échantillons sont polies de façon à rectifier les défauts et à diminuer le frottement agissant au contact entre les échantillons et les diverses pièces

d'équipement utilisées. Une description détaillée de la préparation des échantillons est présentée dans un autre rapport (Poirier, 1993).

2.2 Propriétés physico-mécaniques

Des travaux antérieurs réalisés par Poirier (1993) ont permis de déterminer les propriétés physico-mécaniques du matériau utilisé dans cette étude. Cette caractérisation a été réalisée à partir de nombreuses séries d'essais de divers types: compression uniaxiale avec ou sans jauges de déformation, compression diamétrale (essai brésilien) et compression triaxiale. À ceux-ci se sont ajoutés des essais de perméabilité effectués à l'aide d'un perméamètre à écoulement radial. L'énumération des procédures à suivre pour la réalisation de ce dernier type d'essai se retrouve dans les travaux de Denis (1991).

Une liste des propriétés physico-mécaniques du matériau est présentée au tableau 1. Tel que mentionnée par Poirier *et al.* (1994), la présence d'eau (sous des conditions drainées) dans les pores et les micro-fissures influence significativement les propriétés physiques et mécaniques du matériau. On note une diminution de la résistance en compression uniaxiale (σ_c) de 36 % (sec: 33.42 MPa; saturé: 21.34 MPa) et de la résistance en tension (σ_t) de 53 % (sec: 3.65 MPa; saturé: 1.7 MPa). Sous différentes conditions de pression de confinement (σ_3), la résistance en compression est réduite d'environ 10 MPa lorsque le matériau est saturé d'eau (figure 1).

Tableau 1. Propriétés physico-mécaniques du matériau étudié.

Propriété	Échantillons secs	Échantillons saturés d'eau
σ_c (rés. comp. uniaxiale)	33.42 MPa	21.34 MPa
σ_t (résistance en tension)	3.65 MPa	1.7 MPa
E (module de Young)	13 103 MPa	10 345 MPa
ν (coefficient de Poisson)	0.161	0.178
c (cohésion)	14.96 MPa	8.0 MPa
ϕ (angle de friction interne)	30°	32.5°
η (porosité)	-----	21 %
k (conductivité hydraulique)	-----	1.35 x 10 ⁻⁸ m/s

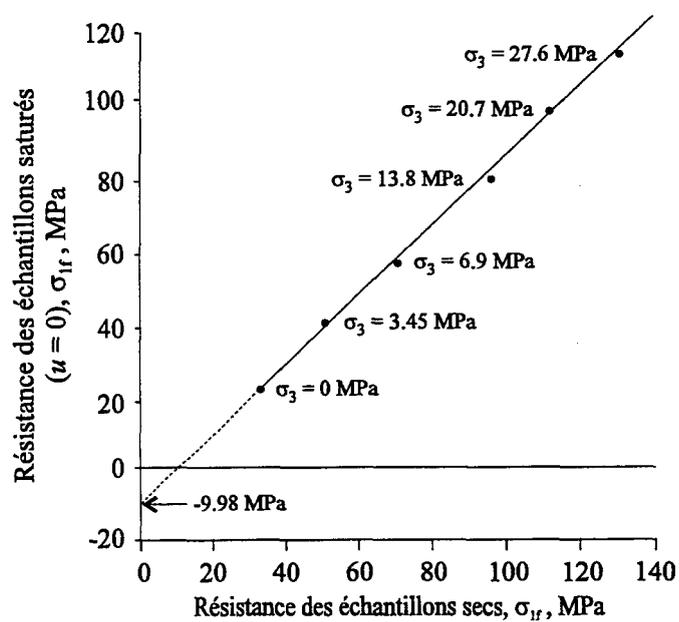


Figure 1. Variation de la résistance entre le matériau sec et le matériau saturé ($u = 0$). Les points représentent la résistance pour une même valeur de σ_3 .

Sur un diagramme de Mohr (figure 2), on note une diminution de la valeur de la cohésion (c) (sec: 14.96 MPa; saturé: 8.0 Mpa) et une légère augmentation de l'angle de frottement interne (ϕ) (sec: 30° ; saturé: 32.5°). La valeur de ces deux derniers paramètres (c et ϕ) est différente de celle mentionnée par Poirier *et al.* (1994) puisqu'un réajustement s'est avéré nécessaire à la suite des résultats obtenus à partir des essais triaxiaux non-drainés.

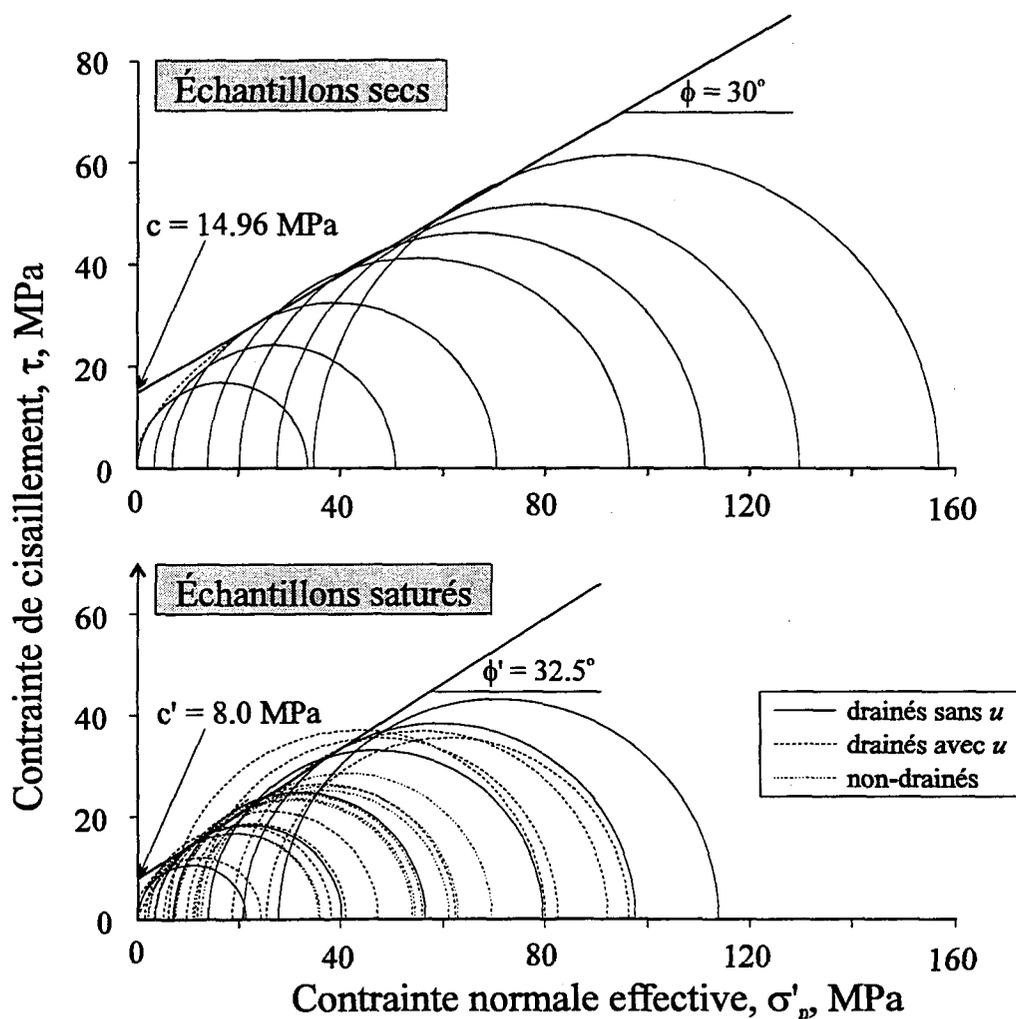


Figure 2. Courbes enveloppe de Mohr-Coulomb des échantillons secs et saturés.

L'influence de la présence d'eau sur les constantes élastiques du matériau se traduit par une diminution de 21 % du module de Young (E) (sec: 13103 MPa; saturé: 10345 MPa) et d'une augmentation du coefficient de Poisson (ν) (sec: 0.161; saturé: 0.178). Des observations semblables ont été faites sur différents types de roche par Terzaghi (1945), Serdengecti et Boozer (1961), Aldrich (1969) et Parate (1973).

Différentes hypothèses peuvent être émises afin d'expliquer ces variations du comportement physico-mécanique, mais il est fort probable qu'elles soient le résultat d'effets physico-chimiques causés par l'eau sur les divers constituants du matériau: corrosion du ciment liant la matrice poreuse, lubrification des plans de glissement et changement de l'énergie de surface libre. De plus, il est possible que des changements rapides à l'état de contrainte appliqué n'aient pas laissé le temps au système de se drainer et qu'une faible pression interstitielle se soit créée malgré la conductivité hydraulique relativement élevée du matériau ($k = 10^{-8}$ m/s). Ceci pourrait expliquer la forte diminution de la résistance en tension (σ_t) du matériau lorsqu'il est saturé. En effet, s'il se crée une pression interstitielle durant la compression diamétrale des disques de béton, celle-ci aura pour effet d'augmenter la contrainte de tension effective appliquée aux parois puisqu'elle agit en tension dans les discontinuités structurales ($-\sigma' = -\sigma - u$). Comme la résistance en tension est très faible (3.65 MPa), une légère pression interstitielle induite aurait pour effet de provoquer une rupture à un niveau de contraintes (en tension) plus faibles. De plus, une

légère pression interstitielle induite augmente la capacité du matériau à se déformer latéralement, faisant ainsi augmenter la valeur du coefficient de Poisson (ν).

2.3 Équipement

Une description détaillée de l'équipement utilisé lors de la réalisation des essais uniaxiaux, brésiliens et triaxiaux drainés est fournie par Poirier (1993). Faisant suite à ces travaux, six séries d'essais triaxiaux non-drainés ont été réalisés sur le matériau intact ou fracturé. La description du montage expérimental réalisé pour cette partie est détaillée dans les sections suivantes.

2.3.1 Presse et dispositif triaxial (essais triaxiaux non-drainés)

Tous les essais triaxiaux non-drainés ont été réalisés sur une presse hydraulique de marque Tinius Olsen super L d'une capacité maximale de 534 000 N (120 000 lbf). La cellule triaxiale (figure 3), la pompe hydraulique et le cylindre de transfert de pression interstitielle sont les mêmes que ceux utilisés dans les travaux de Poirier (1993).

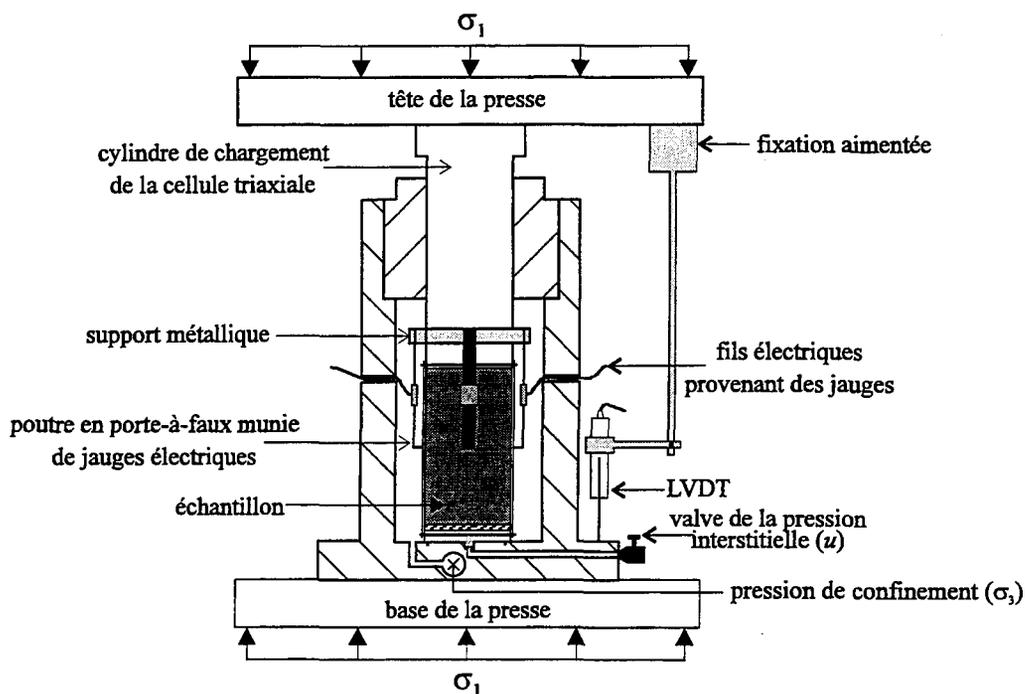


Figure 3. Montage expérimental.

2.3.2 Système de mesure des déformations

Le déplacement axial (Δl) subi par les échantillons est déterminé à partir d'un LVDT («Linear Variable Differential Transducer»). Celui-ci est attaché sur la tête de la presse à l'aide d'une fixation aimantée et la base de la cellule triaxiale lui sert de point d'appui (figure 3). Des essais de calibrage ont été réalisés sur des éprouvettes munies de jauges afin de comparer les déformations mesurées par les deux systèmes. Il s'est avéré que les déplacements mesurés par le LVDT sont trop grands, produisant une surestimation de la valeur des déformations calculées comparée à celle mesurée par les jauges électriques. Cette différence serait causée principalement par la compressibilité des différentes interfaces

(échantillon-platine, échantillon-pierre poreuse, platine-pierre poreuse, etc.) qui composent le montage et aux déformations du bâti de la presse. La différence entre les deux systèmes de mesure décroît rapidement avec l'application de la charge axiale pour atteindre un seuil bilinéaire entre 4 450 N (1 000 lbf) et 244 750 N (55 000 lbf). Suite à ces observations, les déformations mesurées à partir du LVDT ont été corrigées en tenant compte de la force axiale appliquée. L'annexe 1 explique de façon détaillée les essais de calibrage effectués et les corrections apportées.

Les déplacements latéraux (Δr) ont été déterminés à partir d'un système de mesure s'inspirant de ceux développés par Herget *et al.* (1973) et de Dropek *et al.* (1978). Il consiste en quatre poutres en porte-à-faux espacées de 90° et montées sur un support métallique (collier), lui-même fixé sur le cylindre de chargement de la cellule (figure 3). Le point d'appui de chaque poutre se trouve à la mi-hauteur de l'échantillon et repose sur la gaine de latex qui l'entoure. Faisant suite à certaines complications rencontrées lors de la réalisation des essais, il arrive parfois qu'il n'y ait que trois ou deux poutres fonctionnelles pour les essais réalisés sur le matériau intact. Pour les essais effectués sur le matériau fracturé, uniquement trois poutres ont été utilisées. Deux d'entre elles ont été placées dans la direction du glissement.

Le fonctionnement de ces poutres est très simple. Les déplacements latéraux créés par les déformations latérales subies par l'échantillon produisent une flexion dans les poutres, induisant une différence de potentiel dans les deux jauges électriques collées sur chacune d'elles. Comme pour le LVDT, cette différence de potentiel est directement proportionnelle aux déplacements (latéraux) subis par l'échantillon. Des détails supplémentaires sur ce système de mesure de déplacement se trouvent à l'annexe 1. Comme pour le LVDT, des essais de calibrage ont été effectués sur les poutres (annexe 1). Peu importe la méthode de calibrage (petites cales précises) ou glissement sur une fracture lisse (sciée), le déplacement déterminé à l'aide des poutres s'est avéré exact. Par contre, l'exactitude des mesures obtenues par ce système semble être affectée à divers degrés par différents facteurs liés à l'environnement qui prévaut durant les essais. Des discussions concernant l'exactitude de ce système de mesure se retrouvent à l'annexe 1.

Ce système de mesure des déformations latérales offre l'avantage de permettre la détermination des déplacements dans les domaines pré- et post-rupture. Dans le domaine pré-rupture, une mesure en quatre (4) points procure une valeur moyenne relativement précise du déplacement radial. Tel que mentionné par Poirier *et al.* (1994), il existe une faible variation spatiale du déplacement latéral dans les zones pré-élastique et élastique, mais des différences notables sont observées dans la zone de propagation des fractures (stable et instable) du modèle de fracturation fragile des roches de Bieniawski (1967). Dans le domaine post-rupture, en particulier pour les essais préalablement fracturés, chacune des

poutres suit l'évolution du déplacement de la fracture initiée dans le matériau. À partir de la position du point d'appui des poutres par rapport à cette fracture, les règles de la trigonométrie permettent d'estimer les déplacements normal et tangentiel qu'a subis cette fracture et ainsi d'estimer la dilatance du joint.

Les déformations axiale (ε_a), latérale (ε_r) et volumique (ε_v) ont été calculées de la façon suivante:

$$\varepsilon_a = \Delta l / l$$

$$\varepsilon_r = \Delta r / r$$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_a + \varepsilon_{r,1-3} + \varepsilon_{r,2-4}$$

où: Δl : déplacement axial

Δr : déplacement latéral

l : longueur de l'échantillon

r : rayon de l'échantillon

$\varepsilon_{r,1-3}$: déformation latérale enregistrée par les poutres 1 et 3

$\varepsilon_{r,2-4}$: déformation latérale enregistrée par les poutres 2 et 4

2.3.3 Acquisition des données des essais triaxiaux

La méthode d'acquisition des données a évolué au cours du programme expérimental suite à l'achat d'un système d'acquisition de données. Toutes les séries d'essais triaxiaux qui ont précédé les essais non drainés ont utilisé une table traçante comme moyen d'enregistrement des signaux électriques. Par ce système, chaque capteur (force axiale,

pression de confinement, pression interstitielle et déplacement axial) est rattaché à une plume qui trace le voltage en fonction du temps. Ensuite, la numérisation des signaux nécessite l'analyse visuelle des quatre courbes aux instants jugés opportuns.

L'utilisation d'un système d'acquisition de données (électronique) pour les essais triaxiaux non-drainés a permis non seulement une meilleure définition et l'augmentation du nombre de signaux captés, mais également une diminution du temps requis pour leur analyse. Le système, le montage et la programmation sont expliqués en détail à l'annexe 2. La carte d'acquisition (AT-MIO-16X fabriquée par la compagnie National Instruments) a été incluse dans une des fentes 16 bit disponibles dans l'ordinateur (486 DX2-66 MHz). Cette carte permet l'acquisition, sous des conditions optimales, d'un maximum de 16 canaux à une fréquence maximale de 100 000 Hz chacun. Le logiciel LabVIEW[®] (également de la compagnie National Instruments) a été utilisé pour adresser la carte d'acquisition. Ce logiciel utilise un langage de programmation graphique (langage G) ne nécessitant que la connexion visuelle (à l'écran) de différents icônes représentant les différentes structures de programmation usuelles. Le programme réalisé pour cette étude permet l'acquisition en continue des huit signaux électriques (force axiale, pressions de confinement et interstitielle, LVDT et 4 poutres) à une fréquence de 100 Hz (100 acquisitions par seconde). Une certaine flexibilité a été incluse dans la programmation afin de permettre certaines options pour l'obtention de données précises (filtres numériques) et transformées avant l'enregistrement (calculs de conversion et de mise à zéro) qui s'effectue simultanément avec

l'acquisition des données. En très peu de temps un essai peut être acquis et analysé à l'aide de différents logiciels d'analyse. De plus, la visualisation instantanée du déroulement de l'essai permet de déceler rapidement les erreurs ayant pu se glisser et d'apporter les correctifs qui s'imposent.

2.4 Protocole expérimental

Une description détaillée des étapes requises pour réaliser les essais uniaxiaux, brésiliens et triaxiaux drainés est fournie dans les travaux de Poirier (1993). Par contre, il est nécessaire de préciser certaines étapes qui ont dû être ajoutées au protocole expérimental déjà existant (essais triaxiaux drainés) afin de réaliser les essais triaxiaux non-drainés.

2.4.1 Essais triaxiaux non-drainés sur matériau intact

La première étape consiste d'abord à saturer les diverses composantes vides de la cellule triaxiale dans lesquelles l'eau circulera. Le boyau muni du capteur de pression d'eau est complètement saturé d'eau distillée et désaérée en prenant soin de placer la tête du capteur vers le sol afin de permettre à toutes les bulles d'air emprisonnées à l'intérieur de celui-ci de s'échapper. Ensuite, la cellule est basculée (environ 35°) afin d'y connecter le boyau sans perdre d'eau. Le conduit d'eau qui se trouve dans la base de la cellule est saturé à l'aide d'une seringue munie d'un long tube. Au même moment, la cellule est secouée

énergiquement afin de faciliter la sortie de bulles d'air qui pourraient être emprisonnées. La deuxième composante de la cellule à saturer est le conduit d'eau passant au centre du cylindre de chargement de la cellule. Pour ce faire, la tête de la cellule est appuyée sur la pompe hydraulique afin de dégager l'orifice du conduit. La saturation s'effectue en secouant énergiquement le cylindre de chargement de la cellule tout en injectant de l'eau à l'aide de la seringue munie du long tube.

Ensuite, l'échantillon est déposé sur le cylindre de chargement de la cellule. Cet échantillon a été préalablement saturé pour une période minimale de 48 heures à l'intérieur d'une cloche sous vide (environ -0.69 MPa (-100 Psi)) contenant de l'eau distillée et désaérée. Une pierre poreuse et une plaque amovible sont placées sur l'autre extrémité de l'échantillon. Celui-ci est recouvert d'une membrane de latex afin d'assurer qu'il ne soit pas en contact avec l'huile qui lui sert de confinement. Un surplus d'eau est injecté entre l'échantillon et la membrane afin de s'assurer que les diverses composantes du système soient bien saturées.

Lorsque l'échantillon est en place, les poutres sont fixées à leur endroit respectif sur le support métallique. Au même moment, une vérification de leur bon fonctionnement est effectuée. Ensuite, les fils électriques des poutres sont fixés sur les parois de l'échantillon à l'aide de ruban adhésif en prenant soins de ne pas obstruer la course des poutres. L'échantillon est inséré dans la cellule en prenant garde de ne pas coincer les fils

électriques. Pour ce faire, le deuxième manipulateur se sert de baguettes de bois ou de petites curettes de dentiste. Enfin, la cellule est vissée en s'assurant que la tête n'effectue aucune rotation pour ne pas déplacer les fils électriques qui se trouvent à l'intérieur.

Les prochaines étapes relèvent de la mise en route de l'essai. Avant de débiter l'essai, toutes les composantes (huit) sont mises à zéro à l'aide d'un programme développé à cet effet. Une charge axiale initiale est appliquée sur la tête de la cellule avant de l'emplier avec de l'huile. Ceci s'est avéré nécessaire car dans certains cas, de l'huile sous pression se glissait entre la base de la cellule et la plaque amovible appuyée sur la pierre poreuse, exerçant une force ascendante qui tend à soulever l'ensemble comprenant l'échantillon. Plus la pression de confinement est élevée, plus la force axiale initiale doit être élevée. Une fois la cellule remplie d'huile, la force axiale et les pressions de confinement et interstitielle sont graduellement augmentées jusqu'aux valeurs initiales requises pour l'essai. On doit s'assurer que la pression interstitielle demeure toujours inférieure à celle du confinement afin d'éviter un gonflement vers l'extérieur de la membrane de latex, ce qui aurait pour effet de la sectionner. À partir de ce moment, le système d'acquisition est démarré. Après l'analyse des deux premières séries ($\sigma_3 = 2.76$ MPa et 8.28 MPa), la période de l'essai où les contraintes sont augmentées jusqu'aux valeurs initiales s'est révélée très utile pour déceler certaines erreurs susceptibles de se produire dans cette phase. C'est pour cela qu'à partir de la troisième série d'essais ($\sigma_3 = 13.8$ MPa), l'acquisition des données a été

déclenchée avant la montée de la force axiale et des pressions de confinement et interstitielle.

Durant la montée de la pression interstitielle, la vis située sur le côté de la tête de la cellule est dévissée de un ou deux tours. Ceci permet au surplus d'eau ajouté de pouvoir s'écouler librement vers l'extérieur du système, permettant une dernière fois l'augmentation du degré de saturation. Différentes méthodes ont été proposées afin d'assurer une saturation complète du système (Deklotz *et al.*, 1968; Bruhn, 1972; Adachi, 1974). Celles utilisées pour cette étude (saturation sous vide et circulation d'eau sous pression) sont considérées suffisantes pour assurer une saturation complète du système. La vis est fermée après environ cinq minutes d'écoulement, période suffisante pour qu'un débit constant d'eau s'écoule par cette ouverture. Ensuite, la valve de drainage est fermée. Si la pression interstitielle ne chute pas, c'est que la saturation est complète. Par contre, si elle chute, c'est que le système n'est pas totalement saturé ou qu'il existe une fuite d'eau. Dans ce cas, on doit ouvrir à nouveau la vis et la valve de drainage jusqu'à ce que la pression interstitielle demeure stable lors de l'application de l'état non-drainé. À partir de ce moment, la charge axiale est augmentée graduellement jusqu'à la rupture de l'échantillon.

2.4.2 Essais triaxiaux non-drainés sur matériau fracturé

Le protocole expérimental des échantillons fracturés soumis à un état non-drainé est semblable à celui des échantillons intacts. Avant de saturer les échantillons sous vide, un ruban adhésif nervuré (ruban à tuyauterie) d'une largeur de deux centimètres est utilisé pour maintenir une faible cohésion entre les deux épontes de la fracture.

La montée des contraintes jusqu'à l'état initial désiré est différente. En effet, comme la résistance d'une fracture est relativement faible pour de faibles confinements mais qu'il est nécessaire d'appliquer une force axiale avant l'application du confinement (voire section 2.3.1), une force axiale de 445 N (100 lbf) est d'abord appliquée sur la tête de la cellule. Cette force est suffisante pour maintenir l'échantillon en place lors de la saturation de la cellule avec de l'huile mais insuffisante pour entraîner la rupture de l'échantillon. Une fois la cellule emplie d'huile, l'état de contrainte appliqué est presque hydrostatique jusqu'aux contraintes initiales désirées; une différence approximative de 0.35 MPa (50 psi) est maintenue entre la contrainte axiale (force axiale/aire) et la contrainte de confinement lors de la montée. La pression interstitielle est appliquée en même temps que la pression de confinement en s'assurant toujours qu'elle ne lui soit jamais supérieure.

Par la suite, les procédures applicables aux échantillons intacts ont été respectées. Il est important de préciser que de façon similaire à la dernière série d'essais triaxiaux sur

matériau intact, l'acquisition des données s'est faite du début (aucune contrainte appliquée) jusqu'à la fin des essais.

CHAPITRE 3

ESSAIS TRIAXIAUX AVEC PRESSION INTERSTITIELLE RÉALISÉS SUR LES ÉCHANTILLONS INTACTS

3.1 Influence de la pression interstitielle sur la résistance en compression

L'influence de la pression interstitielle a été évaluée par le biais d'essais triaxiaux drainés et non-drainés. Dans le premier cas, l'eau peut circuler librement de l'intérieur vers l'extérieur de l'échantillon et vice versa au gré de la diminution (contraction) ou de l'augmentation (dilatance) du volume de la structure poreuse. Dans ce cas, le volume d'eau dans l'échantillon varie continuellement mais la pression interstitielle demeure constante. Par contre, sous des conditions non-drainées, l'eau est prisonnière de la structure poreuse de la roche. Dans ce cas, la pression interstitielle augmente ou diminue au gré de la diminution (contraction) ou de l'augmentation (dilatance) du volume de la structure poreuse de la roche. Pour cette condition de drainage, on suppose que l'eau peut circuler librement à l'intérieur de l'échantillon mais non à l'extérieur de celui-ci.

Plusieurs échantillons ont été testés sous diverses conditions de pression de confinement, de pression interstitielle et de drainage (drainé ou non-drainé) afin de vérifier

l'application de la loi des contraintes effectives énoncée par Terzaghi ($\sigma' = \sigma - u$). Une description détaillée des essais drainés est donnée dans Poirier (1993) alors que la description des essais non-drainés sera le sujet de la section 3.4.

En comparant la contrainte effective principale maximale à la rupture (σ'_{1f}) à la contrainte effective principale minimale à la rupture (σ'_{3f}) (figure 4), on s'aperçoit que la loi des contraintes effectives de Terzaghi est valable peu importe si les échantillons sont drainés (avec ou sans pression interstitielle) ou non-drainés. C'est donc la contrainte de confinement effective à la rupture qui contrôle la résistance du matériau, en accord avec les observations faites sur plusieurs autres roches poreuses (Robinson, 1959; Serdengeçti et Boozer, 1961; Handin *et al.*, 1963; Murrell, 1965; Aldrich, 1969; Bruhn, 1972; Dropek *et al.*, 1978).

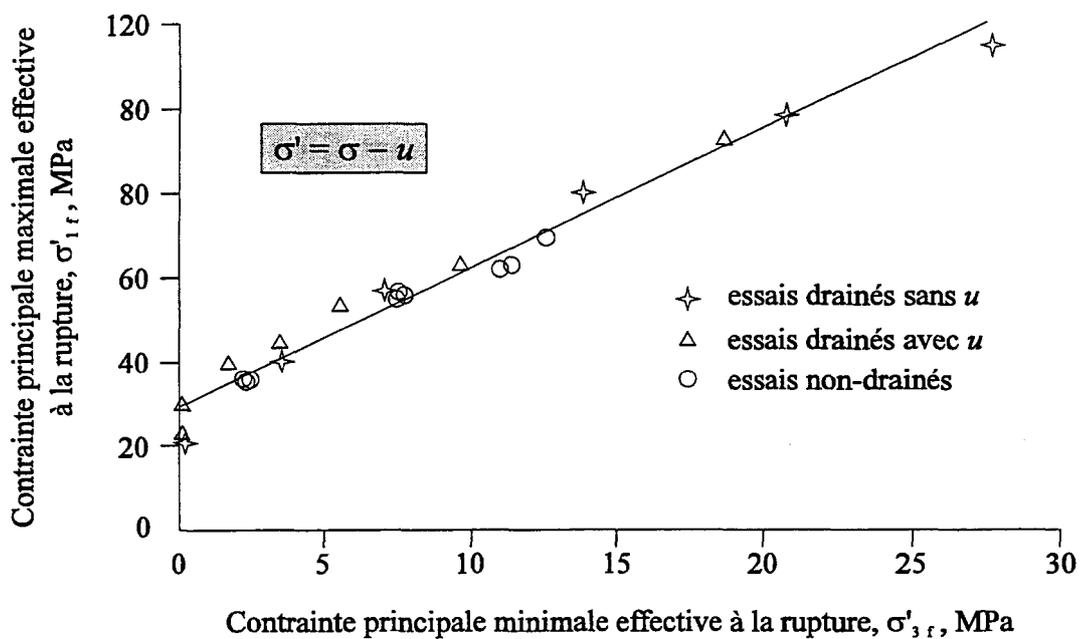


Figure 4. Contraintes effectives à la rupture des échantillons intacts.

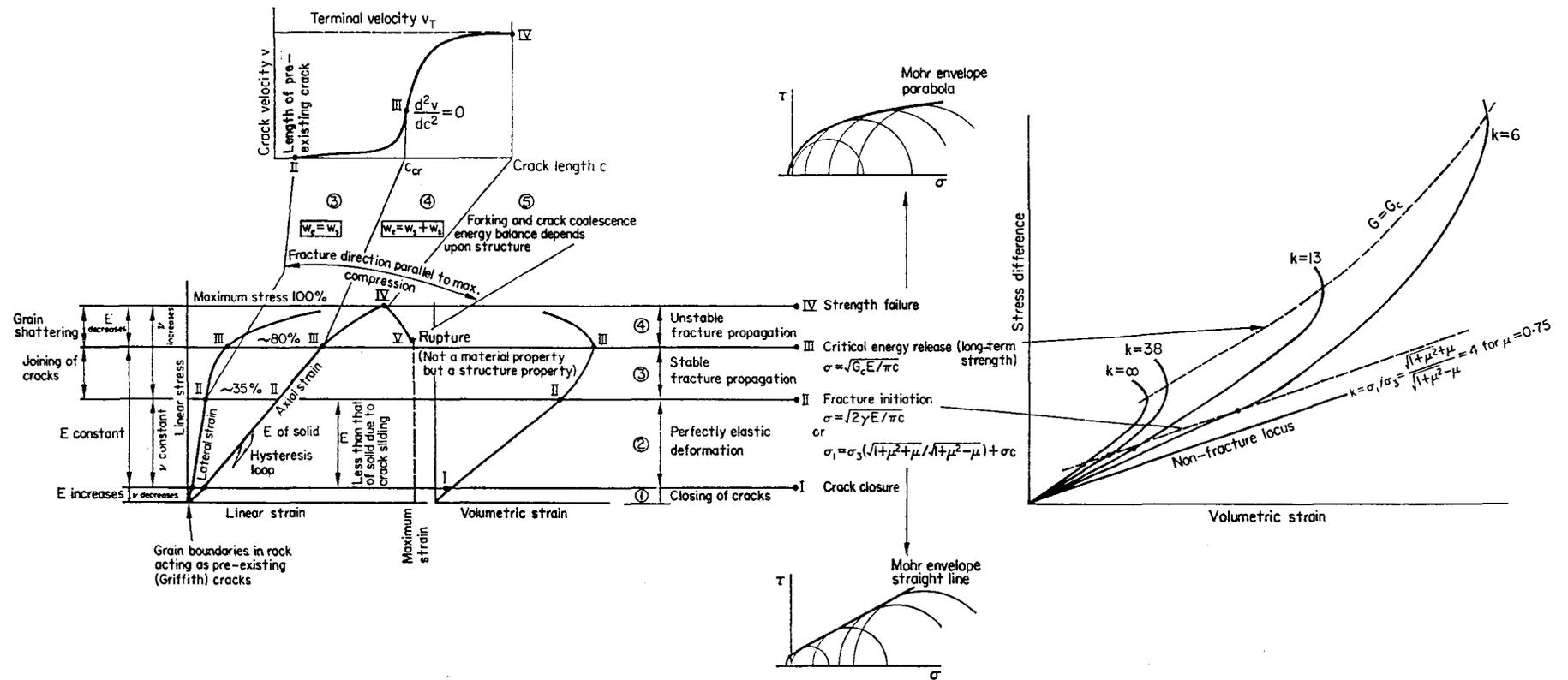


Figure 5. Mécanisme de fracturation fragile des roches en compression multiaxiale (d'après Bieniawski (1967)).

À ce concept de fracturation fragile, Heck (1972) a superposé une courbe illustrant les variations de la pression interstitielle induite en fonction des déformations subies par la roche. En se basant sur l'hypothèse que les déformations subies par la roche entière sont approximativement égales à celles subies par les pores (Geertsma, 1957), la pression interstitielle devrait augmenter lorsque l'échantillon se contracte (étapes I à III) et diminuer lorsqu'il se dilate (étapes IV et V). Également, le taux de variation de la pression interstitielle induite devrait être proportionnel au taux de dilatance ou de contractance de

l'échantillon. La figure 6 illustre les travaux réalisés par Heck (1972), confirmant les hypothèses émises. Par contre, comme l'hypothèse de Geertsma (1957) n'est valable que pour les déformations élastiques, il devient difficilement acceptable d'associer les pressions interstitielles induites aux déformations volumiques de la roche dans la zone pré- et post-élastique.

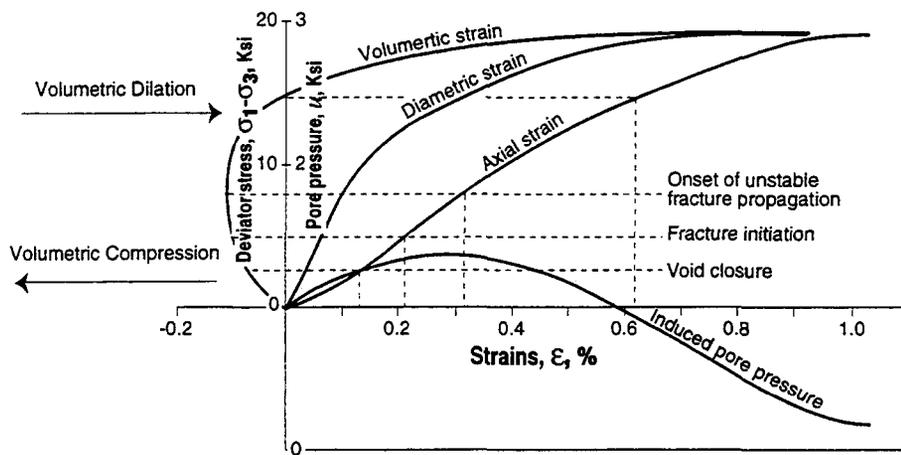


FIGURE 6. Essai triaxial non-drainé effectué sur le grès de Berea. $\sigma_3 = 13.8$ MPa, $u_0 = 6.9$ MPa (modifiée de Heck (1972)).

3.3 Pression interstitielle induite par l'application d'une contrainte déviatorique pour un état non-drainé

Lorsque le drainage ne peut s'effectuer, l'application d'une contrainte mécanique sur une roche saturée et compressible produit une variation de la pression de l'eau contenue dans la structure poreuse. Comme une modification de la pression interstitielle change l'état de contrainte effective appliqué et par le fait même, le comportement de la roche, il est donc important d'établir une relation entre la variation de pression interstitielle et un changement

de l'état de contrainte appliqué. À cet effet, Skempton (1954) a développé pour les sols une équation empirique de la forme suivante:

$$u_i = B \cdot [\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (\text{éq. 3.1})$$

$$u_i = B \cdot \Delta\sigma_3 + \bar{A} \cdot (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3), \text{ où } \bar{A} = A \cdot B \quad (\text{éq. 3.2})$$

Dans l'équation 3.2, les paramètres B et \bar{A} représentent respectivement les coefficients de pression interstitielle induite par une variation de la contrainte hydrostatique ($\Delta\sigma_3$) et du déviateur des contraintes ($\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$). Comme la pression de confinement demeure constante durant la réalisation d'un essai triaxial non-drainé ($\Delta\sigma_3 = 0$), cette étude ne portera que sur l'évaluation du paramètre \bar{A} .

L'étude de la variation de la pression interstitielle lors de l'application d'un déviateur des contraintes est utilisée de façon courante afin de surmonter les difficultés inhérentes aux mesures des déformations subies par la roche. En fait, la pression interstitielle ne varie pas sous l'application d'une contrainte mais plutôt parce que le volume des pores varie. En comparant les variations de pression interstitielle aux variations du déviateur des contraintes, la complexité du système est simplifiée mais la compréhension de celui-ci diminue. Par contre, comme il n'existe pas de système de mesures directes de la variation du volume des pores dans une cellule triaxiale durant un essai non-drainé, il est courant de comparer la pression interstitielle induite au déviateur des contraintes appliqué.

3.4 Résultats des essais triaxiaux non-drainés sur le matériau intact

Le programme expérimental réalisé sur le matériau intact comprend trois séries de trois essais triaxiaux non-drainés. Les valeurs de la pression de confinement (σ_3) et de la pression interstitielle initiale (u_0) sont indiquées au tableau 2. Le calcul des déformations axiale, latérale et volumique est décrit à la section 2.2.2.

Tableau 2. Programme expérimental des échantillons intacts.

n° série	σ_3 (MPa)	n° d'éch.	$(\sigma_1 - \sigma_3)_0$ (MPa)	$u_{dép}$ (MPa)	u_{cor} (MPa)	u_0 (MPa)
1	2.76	E_113	3.58	0.46	0.03	0.43
		E_99	3.50	0.82	0.05	0.77
		E_100	2.01	1.40	0.07	1.33
2	8.28	E_101	1.97	0.99	0.03	0.96
		E_102	1.30	2.72	0.12	2.60
		E_103	1.19	4.43	0.14	4.29
3	13.82	E_106	2.45	1.53	0.1	1.43
		E_108	3.84	1.26	0.15	1.11
		E_111	16.84	4.12	1.8	2.32
		E_112	8.58	6.39	0.74	5.65

Comme l'état de contrainte initial n'est pas exactement hydrostatique ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$), une correction (u_{cor}) a été apportée aux valeurs de pression interstitielle de départ ($u_{dép.}$) afin de compenser la perte de pression interstitielle qui aurait été induite autrement si le chargement avait débuté à $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$. La pression interstitielle initiale (u_0) est:

$$u_0 = u_{dép} - u_{cor} \quad (\text{éq. 3.3})$$

La valeur de la correction apportée (u_{cor}) dépend du déviateur des contraintes initial $(\sigma_1 - \sigma_3)_0$ et du taux d'augmentation de la pression interstitielle sous l'application d'un déviateur des contraintes. On peut voir au tableau 2 que les corrections apportées sont généralement minimales lorsqu'on les compare aux valeurs de pression interstitielle induite. Seuls les essais E_111 et E_112 ont nécessité l'application d'un déviateur des contraintes initial plus élevé car la forte pression de confinement appliquée a produit certaines complications.

3.4.1 Variation de la pression interstitielle en fonction des déformations

Les résultats obtenus à partir des différents essais triaxiaux non-drainés sont présentés à la figure 7. Ce type de représentation ($\sigma_1 - \sigma_3$, u , ε_r , et ε_v - vs- ε_a), comparé à celui de la figure 6, permet une comparaison directe entre les déformations volumiques et la pression interstitielle.

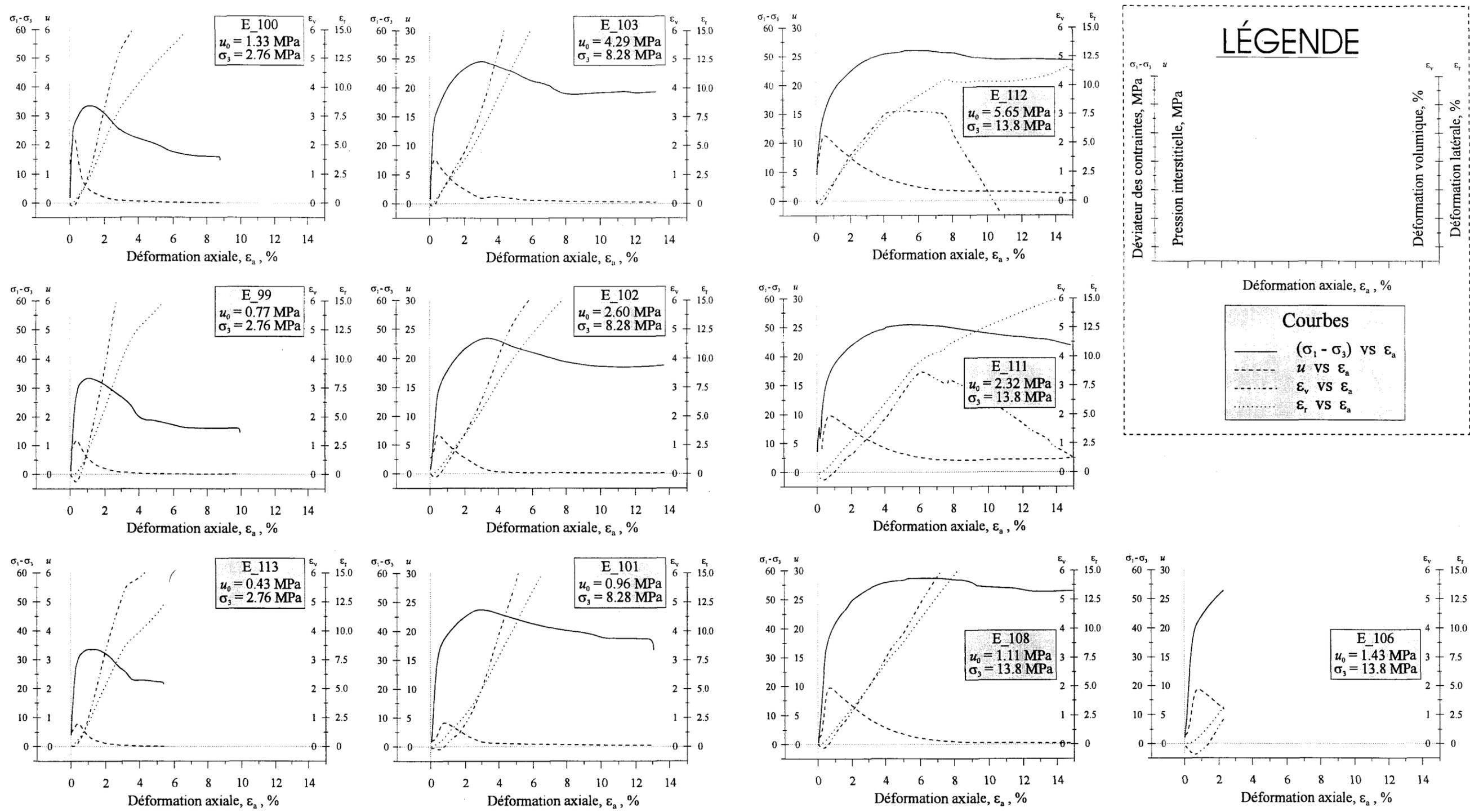


Figure 7. Résultats expérimentaux des essais triaxiaux non-drainés effectués sur le matériau intact.

Tout comme l'a observé Heck (1972), la pression interstitielle augmente lorsque le volume diminue et elle diminue lorsque le volume augmente (figure 7), en conformité avec le principe de fracturation fragile de Bieniawski (1967). Par contre, il existe parfois un mauvais synchronisme entre l'instant où la pression interstitielle se met à chuter (u_i max) et celui où la fracturation devient instable (ϵ_v min). Lorsque ce phénomène se produit, ϵ_v min précède toujours u_i max. Quelques raisons peuvent expliquer cette situation qui semble, à prime abord, anormale. La première provient de l'hypothèse émise par Geertsma (1957) mentionnant que les déformations du volume des pores ($\epsilon_{v \text{ pores}}$) sont équivalentes aux déformations du volume de l'échantillon (ϵ_v). Si cette condition ne s'applique pas au matériau utilisé, comparer la pression interstitielle à ϵ_v (comme nous le faisons dans cette étude) biaise l'interprétation que nous faisons des résultats. De plus, l'hypothèse de proportionnalité entre $\epsilon_{v \text{ pores}}$ et ϵ_v n'est valable que pour les déformations élastiques. Or, dans cette partie des déformations, la pression interstitielle répond adéquatement aux prévisions: *i.e.* elle augmente alors que le volume diminue. Donc, le déphasage entre u_i max et ϵ_v min se produit principalement entre l'initiation et la propagation instable de la fracturation. Dans ce domaine, les déformations ne sont pas de nature élastique et l'hypothèse de proportionnalité entre $\epsilon_{v \text{ pores}}$ et ϵ_v n'est plus valable.

Deuxièmement, il est important de se questionner sur la précision des systèmes de mesure de déformations (LVDT et poutres) entrant dans le calcul de ϵ_v . Dans l'éventualité d'une imprécision des systèmes de mesure et puisque ϵ_v min survient toujours avant u_i max

lorsque les deux événements ne sont pas synchrones, soit que le LVDT ne mesure pas suffisamment de déplacements, soit que le système de poutres en mesure trop. Après maints calibrages, il ne plane aucun doute sur la précision du LVDT et des poutres (annexe 1). Par contre, il se pourrait que l'espace restreint à l'intérieur de la cellule triaxiale nuise au bon fonctionnement des poutres. Les fils qui se trouvent entre la paroi de la cellule et les poutres entrent probablement en contact avec certaines poutres, induisant un surplus de potentiel électrique indissociable de celui créé par les déplacements. Également, la précision des poutres ($\pm 0.018 \text{ mPo}$ ou $\pm 18 \times 10^{-6} \text{ Po/Po}$) n'est pas réellement suffisante pour la mesure des petits déplacements susceptibles de se produire dans la zone élastique. De plus, les poutres mesurent les déplacements de façon ponctuelle, ne permettant pas de tenir compte d'une éventuelle hétérogénéité des déplacements à la surface de l'échantillon causée principalement par les variations minéralogiques. Cette dernière considération s'est révélée plausible au moment du calibrage alors qu'il existait une plus faible variation dans les mesures des poutres lorsqu'une éprouvette d'aluminium était utilisée à la place d'un échantillon de béton.

En omettant l'échantillon E_113 (qui démontre un comportement très anormal pour les déformations radiales au début du chargement), la déformation volumique minimum (ε_v min) enregistrée pour les différents essais se situe entre -0.07 et -0.37 %. Due à la relativité des résultats obtenus à partir des poutres, il n'est pas possible d'établir de relation entre ε_v min et les autres paramètres (u , σ_3 , σ_1). Par contre, comme le phénomène causant cette

relativité sera le même pour les essais fracturés (chapitre 5), la comparaison entre les valeurs de ε_v min obtenues dans les deux types d'essais sera possible.

Malgré ces diverses sources d'imprécision, les résultats obtenus ici concordent relativement bien avec les résultats obtenus par Heck (1972) et l'évolution de la pression interstitielle peut donc s'expliquer à partir du modèle de fracturation fragile développé par Bieniawski (1967).

3.4.2 Pression interstitielle induite par l'application d'un déviateur des contraintes

La figure 8 illustre la pression interstitielle induite en fonction du déviateur des contraintes appliqué et servira de base aux discussions qui vont suivre dans cette section. Pour chaque courbe, le calcul de la pression interstitielle induite (u_i) s'effectue comme suit:

$$u_i = u - u_0 \quad (\text{éq. 3.4})$$

où: u : pression interstitielle à tout instant

u_0 : pression interstitielle initiale

La figure 8 montre que la pression de confinement joue un rôle prépondérant sur le comportement de la pression interstitielle induite. Généralement, plus la valeur du confinement effectif initial $(\sigma'_3)_0$ est élevée, plus la pression interstitielle induite est élevée.

Des résultats similaires ont été observés par Bruhn (1972) et Ohnishi (1973) et sont présentés à la figure 9. Comme le mentionne Ohnishi (1973), l'augmentation du confinement effectif initial $(\sigma'_3)_0$ augmente la résistance du système à se fissurer. Sous l'application d'un déviateur des contraintes identique au-delà de la zone élastique, un échantillon soumis à une forte valeur de confinement effectif se dilatera moins et aura une plus forte pression interstitielle induite qu'un échantillon soumis à une faible pression de confinement effectif. Seuls les échantillons de la première série ($\sigma_3 = 2.76$ MPa) ne semblent pas adhérer parfaitement à cette règle. Ceci pourrait être dû à la faible différence de $(\sigma'_3)_0$ entre chaque essai et aux faibles pressions (confinement et interstitielle) utilisées.

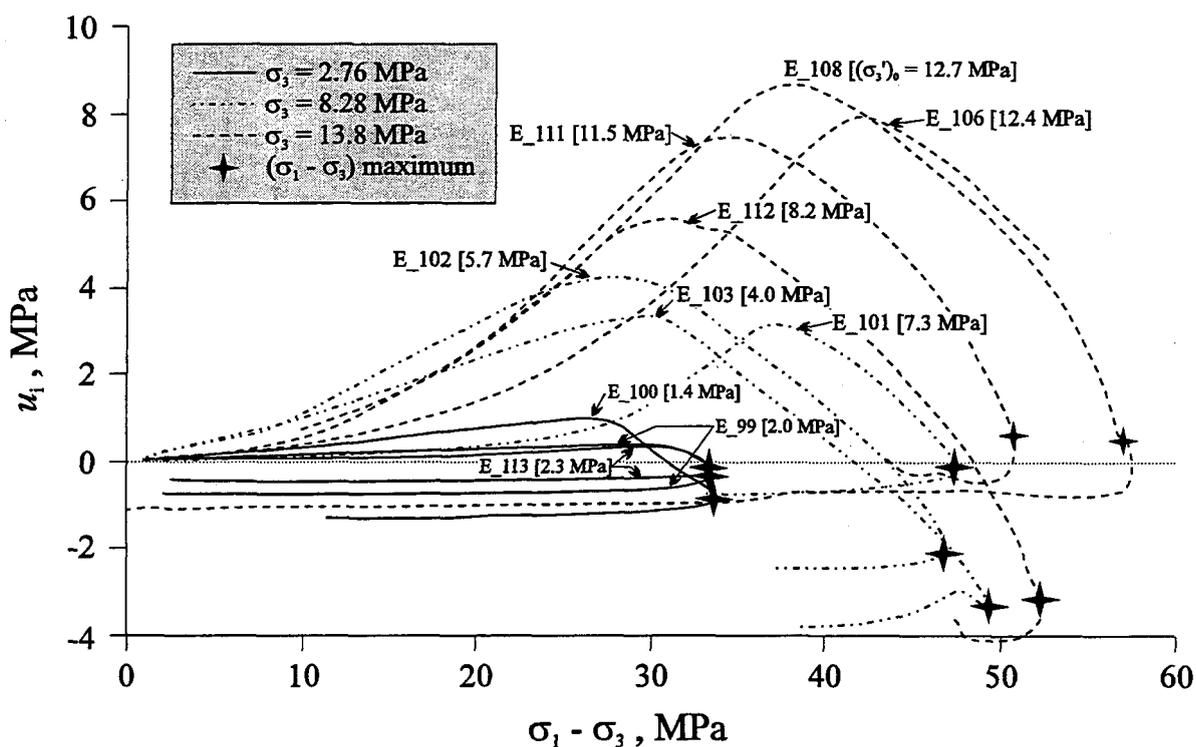


Figure 8. Pression interstitielle induite par l'application d'un déviateur des contraintes.

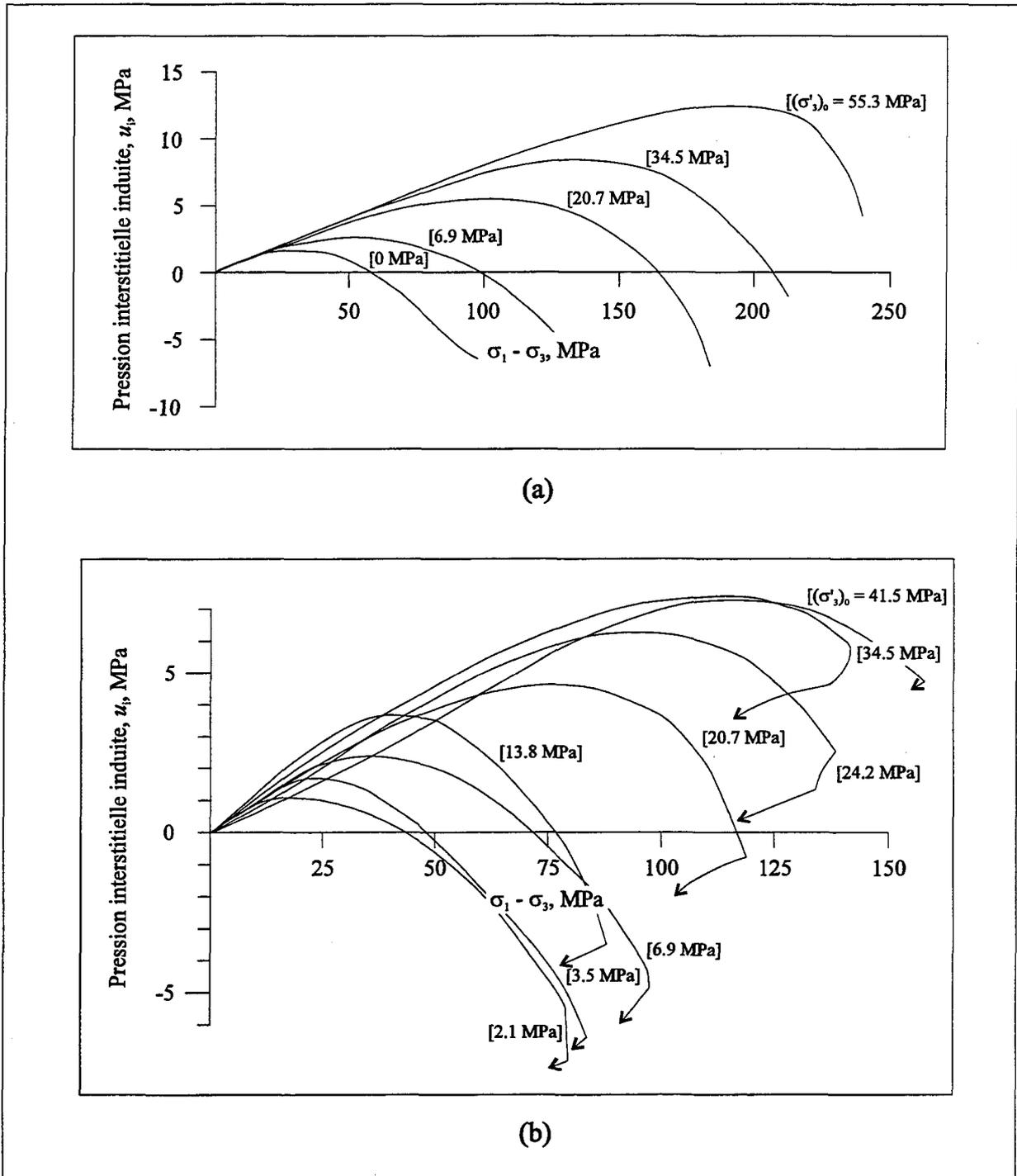


Figure 9. Pression interstitielle induite par l'application d'un déviateur des contraintes. (a) Grès de Berea (modifiée de Bruhn (1972)), (b) grès de Lyons (modifiée de Ohnishi (1973)).

L'augmentation de la pression de confinement effective (σ'_3) augmente la contrainte axiale effective (σ'_1) nécessaire pour atteindre les seuils de propagation stable et instable de la fracturation (figure 10 a et b). Comme cette contrainte axiale additionnelle produit une plus grande diminution du volume des pores, la valeur maximale de la pression interstitielle induite, u_i max augmente. La figure 11 montre qu'il existe une relation linéaire entre $(\sigma'_3)_0$ et u_i max, relation qu'ont également observée Aldrich (1969) et Bruhn (1972) sur le grès de Berea. Cette relation linéaire prend tout son sens en observant les contraintes effectives à cet instant (figure 10 b). Peu importe les conditions de contraintes initiales et la vitesse d'augmentation de la pression interstitielle, u_i max sera atteint lorsque $\sigma'_1 > 4.13 \cdot \sigma'_3 + 24.09$. De même, il n'y aura pas de propagation stable de la fracturation (début de la dilatance) tant que $\sigma'_1 < 3.86 \cdot \sigma'_3 + 19.64$ (figure 10 a). Ce n'est donc pas la valeur de confinement effectif initial $(\sigma'_3)_0$ qui contrôle la valeur de u_i max mais plutôt l'état de contrainte effective prévalant lors du chargement.

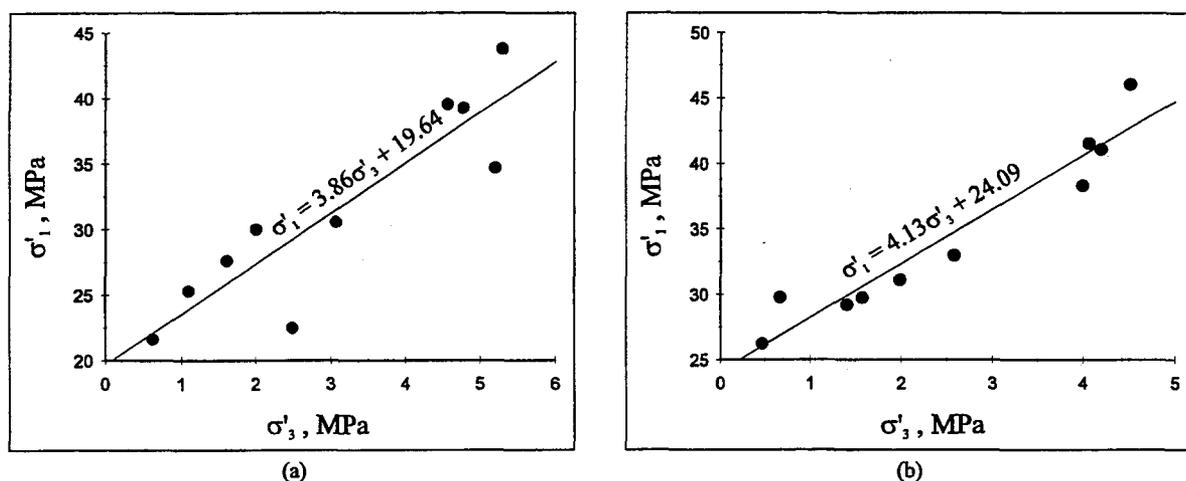


Figure 10. État des contraintes effectives dans les échantillons intacts non-drainés (a) à la propagation stable des fractures (début de la dilatance) et (b) à la propagation instable des fractures (u_i max).

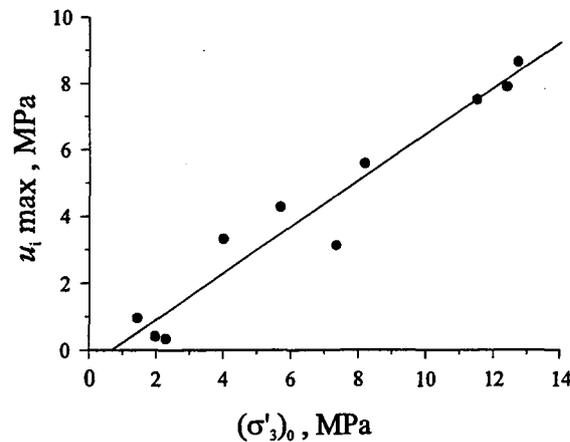


Figure 11. Pression interstitielle maximale induite ($u_i \text{ max}$) en fonction de la pression de confinement effective initiale $(\sigma'_3)_0$.

Avant de poursuivre avec l'analyse de la pression interstitielle induite par l'application d'un déviateur des contraintes, il est important de se questionner sur le degré de saturation atteint par les échantillons avant le chargement. Contrairement aux résultats d'essais effectués sur d'autres matériaux (figure 9), l'augmentation de la pression interstitielle sous l'application d'un déviateur des contraintes n'est pas linéaire dès le début mais plutôt parabolique dans les premiers instants du chargement (e.g. échantillons E_101 et E_106). La faible augmentation de la pression interstitielle au départ pourrait représenter une zone transitoire où la saturation de l'échantillon augmente jusqu'au moment où elle est totale. Cet instant correspondrait au début de la linéarité de la courbe. C'est ce qui expliquerait la différence entre les courbes des échantillons E_106 et E_108 qui ont été réalisés sous des conditions initiales identiques. D'ailleurs, ces deux mêmes essais démontrent une augmentation semblable de la pression interstitielle au-delà de la section parabolique de la

courbe. Par contre, la relation linéaire des essais de Ohnishi (1973) est discutable puisque on retrouve seulement les courbes de 8 essais à la figure 9 (b) alors que 21 essais ont été réalisés. Les résultats de ce dernier (annexe 6.1 de sa thèse) démontrent d'ailleurs des différences notables de la valeur de u_i max pour des essais réalisés sous des conditions (σ_3 et u_0) identiques. De plus, Dropek *et al.* (1978) ont observé qu'une relation linéaire n'est pas toujours présente entre la variation de la pression interstitielle et l'augmentation du déviateur des contraintes (figure 12) et ce, malgré la saturation totale de l'échantillon. Les différents arguments présentés au cours de ce paragraphe démontrent à quel point il est difficile de s'assurer que la saturation des échantillons soit complète. Par contre, comme le maximum de précaution a été utilisé afin de saturer les échantillons, les erreurs entraînées par une saturation partielle (si cela s'est produit) sont, sans doute, minimales.

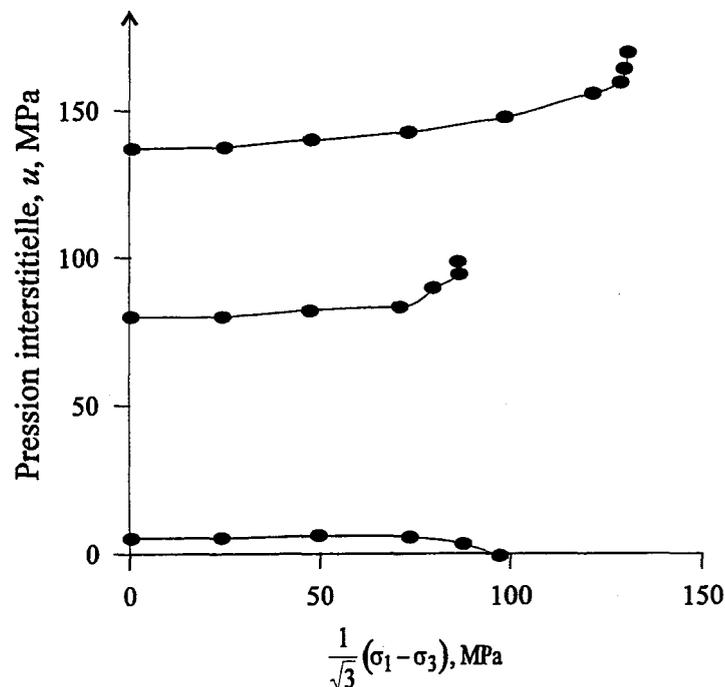


Figure 12. Pression interstitielle induite par l'application d'un déviateur des contraintes sur le grès de Kayanta lorsque $(\sigma_1 + 2\sigma_3)$ est maintenu constant (modifiée de Dropek *et al.* (1978)).

À l'intérieur d'une même série (σ_3 identique), la portion linéaire des courbes se prolongeant jusqu'à u_i max est caractérisée par une pente semblable, $\Delta u_i / \Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$ (figure 8). De plus, pour tous les essais, il existe une similitude entre les pentes des courbes comprises entre u_i max et la rupture. Ces deux dernières observations feront l'objet d'une discussion ultérieure puisque cette pente donne le paramètre \bar{A} de Skempton.

En comparant les séries entre elles (figure 8), plus la valeur de σ_3 est élevée, plus la pression interstitielle augmente rapidement sous l'application d'un déviateur des contraintes. Il est probable que ce phénomène soit le résultat d'un retardement de la dilatance causé par une plus grande pression de confinement. De plus amples vérifications demeurent nécessaires.

La figure 8 indique également que la pression interstitielle induite à la rupture est soit négative ou positive et que ceci dépend de la valeur du confinement effectif initial. Bruhn (1972) et Ohnishi (1973) ont observé (figure 9) que la pression interstitielle induite à la rupture augmentait avec le confinement effectif initial, $(\sigma'_3)_0$, et qu'elle passait d'une valeur négative à positive à partir d'une valeur de confinement seuil. Selon Bruhn (1972), ce seuil représenterait la pression de confinement nécessaire pour atteindre l'état d'isotropie mécanique (fermeture des micro-fissures). Pour les grès de Lyons (Ohnishi) et Berea (Bruhn), cette transition se produit à 19.35 MPa et 34.5 MPa. Hormis les résultats de la

première série d'essais triaxiaux, la pression interstitielle induite à la rupture tend à augmenter avec le confinement effectif initial (figure 13) et la pression seuil se situe approximativement à 9 MPa. La dispersion des points à la figure 13 (semblable à celle de Ohnishi) démontre que la pression interstitielle induite à la rupture n'est pas uniquement contrôlée par $(\sigma'_3)_0$ mais plutôt par plusieurs paramètres. Après la rupture de l'échantillon, la pression interstitielle varie très peu puisqu'elle est presque nulle et qu'une succion (u négative) ne peut être enregistrée par le capteur de pression. Ainsi, la valeur de $u_{i f}$ ne peut être inférieure à $-u_0$. C'est ce qui explique pourquoi les valeurs de $u_{i f}$ de la première série ne sont pas plus faibles puisque les pressions interstitielles utilisées n'étaient que de 0.43, 0.77 et 1.33 MPa.

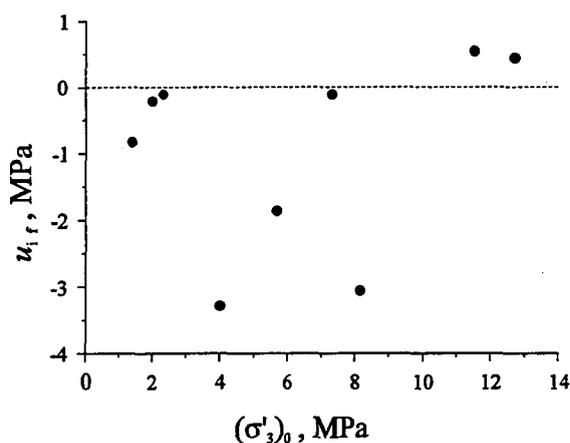


Figure 13. Pression interstitielle induite à la rupture ($u_{i f}$) en fonction de la pression de confinement effective initiale $(\sigma'_3)_0$.

3.4.3 Coefficient de pression interstitielle \bar{A}

Le paramètre \bar{A} de Skempton est couramment utilisé en mécanique des sols et représente la variation de la pression interstitielle sous l'application d'un déviateur des contraintes ($\Delta u / \Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$). Comme la pression de confinement (σ_3) est maintenue constante durant la réalisation d'un essai triaxial ($\Delta\sigma_3 = 0$), le paramètre \bar{A} représente en réalité la variation de la pression interstitielle due aux changements apportés à la contrainte axiale, *i.e.* $\bar{A} = \Delta u / \Delta\sigma_1$. Pour chaque série d'essais triaxiaux non-drainés, l'évolution du paramètre \bar{A} est représentée à la figure 14 en fonction de l'augmentation du déviateur des contraintes alors que la figure 15 constitue une combinaison de tous les essais réalisés. La figure 16 schématise l'évolution de \bar{A} , ε_v et u_i en fonction de $(\sigma_1 - \sigma_3)$. Cette représentation permet d'associer le comportement de \bar{A} à celui de ε_v et u_i (déjà vus aux sections 3.4.1 et 3.4.2) et permet d'interpréter les variations de \bar{A} en fonction des mécanismes de fracturation fragile détaillés à la section 3.2.

La première série d'essais triaxiaux (figure 14a) est caractérisée par une valeur constante de \bar{A} (0.015 à 0.04) pour des valeurs du déviateur des contraintes comprises entre 4 et 28 MPa. Ensuite, \bar{A} chute rapidement à un rythme semblable pour les trois essais. L'échantillon E_100 semble atteindre un second plateau à une valeur approximative

de $\bar{A} = -0.3$. On s'aperçoit que la diminution de la valeur de \bar{A} correspond à la propagation stable de la fracturation ou plutôt à l'initiation de la dilatance (telle que mentionnée dans la section précédente (3.4.2)). De plus, \bar{A} devient nul lorsque débute la propagation instable de la fracturation (u_i max). À partir de cet instant, la pression interstitielle induite diminue et la valeur de \bar{A} change de signe (positif à négatif) et diminue. On peut donc affirmer, d'après la figure 14 a, que plus le confinement effectif initial $(\sigma'_3)_0$ est élevé, plus la contrainte nécessaire pour initier la dilatance est élevée. La même relation existe entre $(\sigma'_3)_0$ et le moment où la pression interstitielle induite est maximale ($\bar{A} = 0$). Comme les raisons expliquant ce phénomène ont été décrites à la section 3.4.1, elles ne seront pas énumérées dans cette partie.

La seconde série (figure 14 b) montre une plus grande variabilité de la valeur de \bar{A} dans la partie pré-dilatance. En effet, alors que dans cette section la valeur de \bar{A} de l'échantillon E_103 demeure constante à 0.1, celle de l'échantillon E_102 croit de 0.1 à 0.2 du début jusqu'à approximativement $(\sigma_1 - \sigma_3) = 11$ MPa. Ensuite, elle se stabilise à 0.2. Par contre, la valeur de \bar{A} de l'échantillon E_101 est très faible (0.01 à 0.05) entre $(\sigma_1 - \sigma_3) = 4.5$ et 24 MPa, et augmente rapidement jusqu'au début de la dilatance pour atteindre une valeur de 0.3. Il a été mentionné à la section 3.4.2 que cet échantillon n'était probablement que partiellement saturé au début de l'essai, ce qui expliquerait l'augmentation continue de \bar{A} . Malgré tout, il est fort probable que la saturation totale ait été atteinte avant le début

de la dilatance (malgré la croissance de \bar{A} jusqu'à ce point). Comme pour la première série, après que la dilatance ait débuté, le rythme de diminution de \bar{A} est semblable pour les trois essais. De plus, la valeur de \bar{A} atteint un plateau à des valeurs comprises entre -0.25 et -0.35 pour ensuite chuter jusqu'à la rupture. Pour les échantillons E_101 et E_102, les valeurs du déviateur des contraintes nécessaires pour initier la dilatance et atteindre u_i max sont inversement proportionnelles à la valeur de $(\sigma'_3)_0$. Cette différence entre cette série et la première réside dans le fait que la valeur de \bar{A} de l'échantillon E_102 est plus élevée que l'échantillon E_103. Ainsi, la contrainte effective diminue rapidement au cours de cet essai, atteignant le seuil de dilatance plus rapidement.

La troisième série (figure 14 c) démontre une augmentation graduelle de la valeur de \bar{A} passant de 0.03 au début du chargement à 0.42 au début de la dilatance. Cette augmentation est la même pour les trois essais. L'échantillon E_106 démontre un retard dans l'augmentation de la valeur de \bar{A} car, comme il en fût question à la section 3.4.2, la saturation n'était probablement pas totale au début. Comme pour les deux premières séries, le rythme de diminution de \bar{A} est semblable pour les trois essais une fois le seuil de dilatance atteint. De plus, la valeur de \bar{A} atteint un plateau situé approximativement à -0.3 pour ensuite diminuer rapidement jusqu'à la rupture. Plus la valeur de $(\sigma'_3)_0$ est élevée, plus le déviateur des contraintes doit être élevé pour initier la dilatance ou atteindre u_i max.

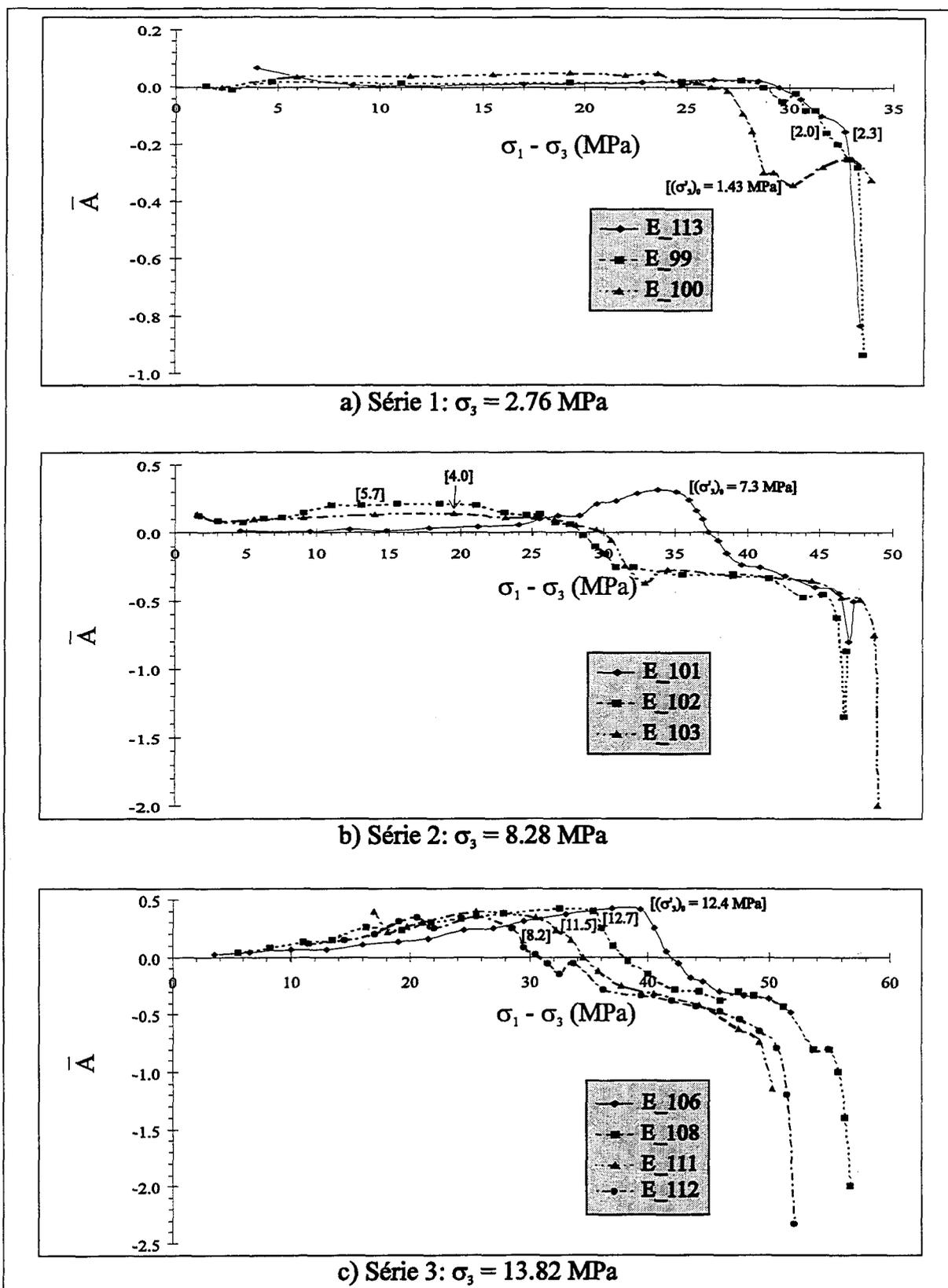


Figure 14. Évolution du coefficients \bar{A} ($\Delta u_i / \Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$) en fonction du déviateur des contraintes et de la pression de confinement effective initiale, $(\sigma'_3)_0$, pour les échantillons intacts.

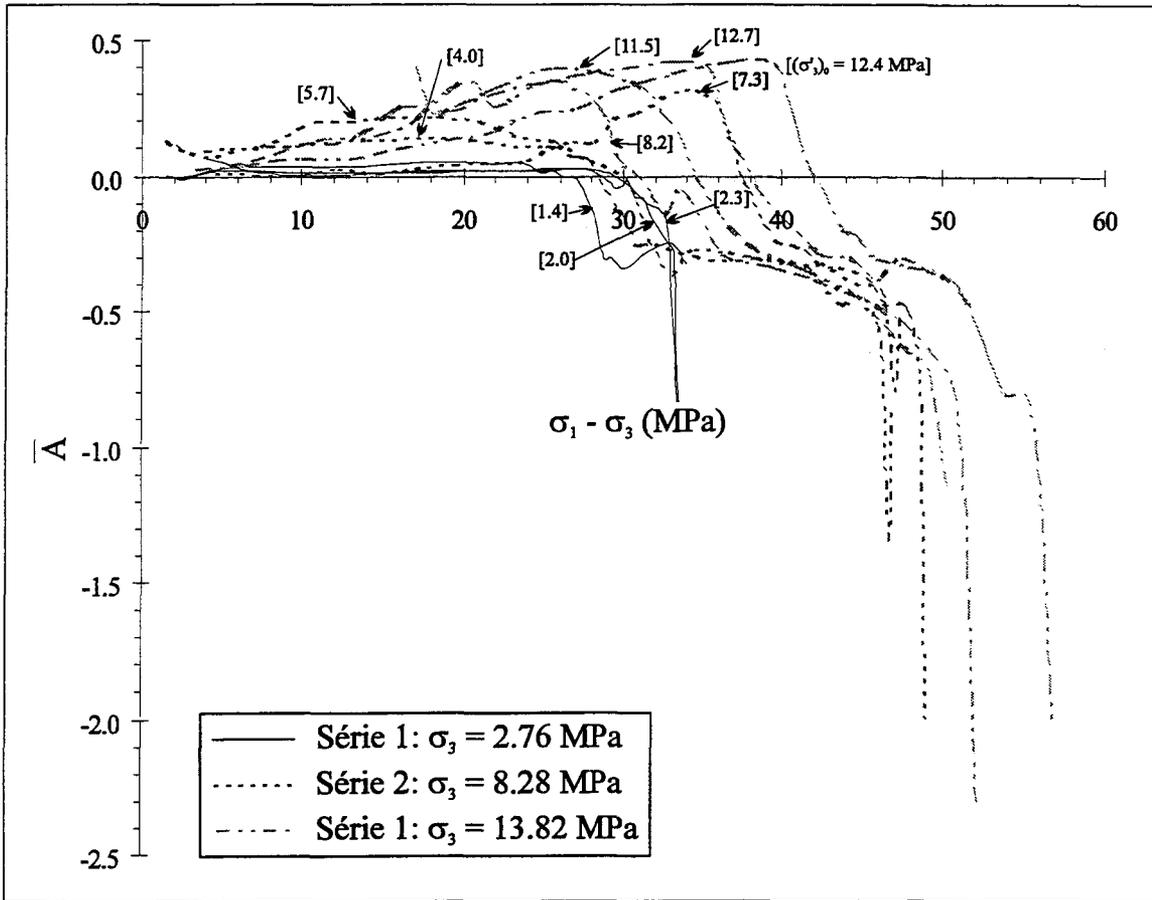


Figure 15. Comparaison de l'évolution du coefficient \bar{A} ($\Delta u_i / \Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$) entre les séries d'essais triaxiaux non-drainés réalisés sur les échantillons intacts.

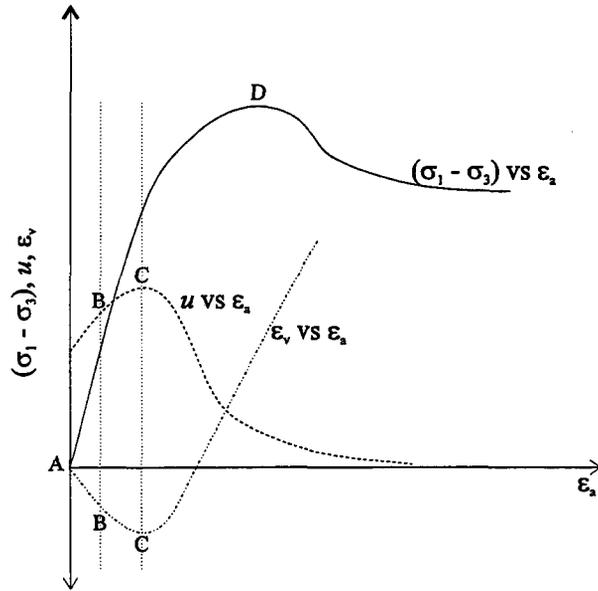
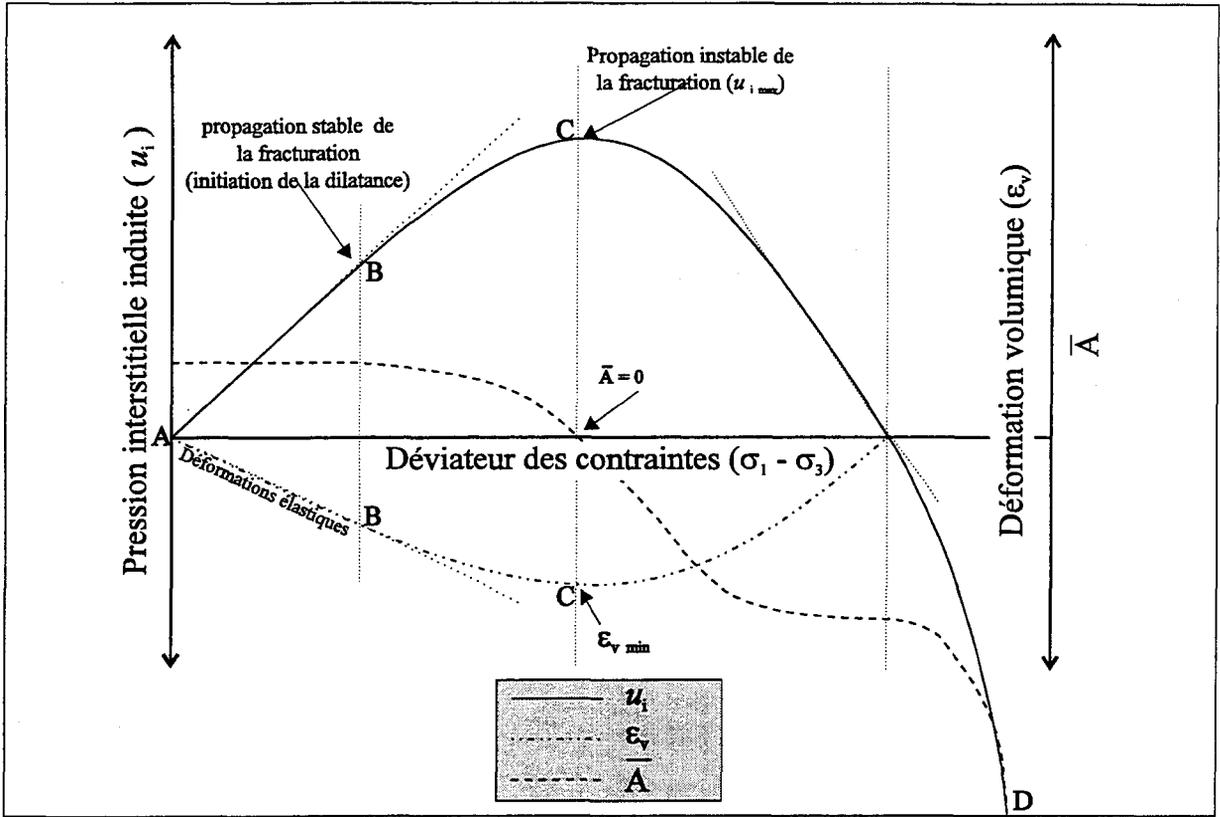


Figure 16. Schéma illustrant les relations entre les paramètres u_i , \bar{A} et ϵ_v au cours de l'évolution du déviateur des contraintes ($\sigma_1 - \sigma_3$).

Jusqu'à maintenant, aucune explication théorique ne permet d'interpréter l'augmentation graduelle du paramètre \bar{A} à l'intérieur même des essais de la troisième série. Par contre, il apparaît que ce phénomène se produise lorsque $(\sigma'_3)_0 > 7$ MPa. Cette constatation est également valable pour l'échantillon E_101 de la seconde série. Malgré que l'augmentation graduelle de \bar{A} ne soit pas anormale, il est important de saisir la cause de ce phénomène.

La diminution progressive de la valeur du confinement effectif (σ'_3) dans la section de contractance (causée par l'augmentation de la pression interstitielle) ne peut expliquer ce phénomène puisque la contractance d'un matériau poreux diminue avec la diminution de (σ'_3) , ce qui devrait faire diminuer la valeur de \bar{A} et non l'augmenter. De plus, il est improbable qu'il s'agisse d'un problème de saturation car dans l'ensemble des deux autres séries, ce problème ne s'est probablement produit qu'une seule fois sur six essais (E_101) alors que les quatre essais de la troisième série démontrent un phénomène croissant de la valeur de \bar{A} dans la section contractante. Enfin, comme $\bar{A} = A \cdot B$ (équation 3.2), l'augmentation de \bar{A} pourrait être due à un accroissement de B durant l'augmentation des contraintes. Bruhn (1972) et Ohnishi (1973) ont démontré que la valeur de B diminue avec l'augmentation de la contrainte hydrostatique ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$). Il est fort probable qu'il en est de même pour l'augmentation de $(\sigma_1 - \sigma_3)$, ce qui implique que la valeur de \bar{A} devrait diminuer plutôt que d'augmenter comme on l'observe.

Par contre, un phénomène pourrait expliquer ce changement dans l'évolution du paramètre \bar{A} . La figure 7 montre que le comportement du matériau passe d'un état de déformation fragile à plastique avec l'augmentation de la valeur du confinement (σ_3). En effet, la première série démontre une chute importante des contraintes suivant le pic de ($\sigma_1 - \sigma_3$) alors que le déviateur des contraintes de la troisième série ne diminue presque pas. La deuxième série démontre un comportement intermédiaire entre les deux autres séries. La figure 17 représente l'état des contraintes effectives à la rupture et la limite fragile-ductile du matériau. La valeur de la compression uniaxiale (σ_c) a été choisie comme limite fragile-ductile telle que défini par Goodman (1976). Une fois de plus on observe que la première série s'est rompue de façon fragile alors que la troisième s'est rompue plastiquement. Cette différence correspond également à des observations faites sur les échantillons puisque la première série d'essais démontre des évidences de rupture fragile (failles et fractures) alors que la troisième série démontre des évidences de rupture plastique (forme de baril et lignes caractéristiques de Lüder). Il est donc probable que l'état de plasticité soit responsable de l'augmentation graduelle du paramètre \bar{A} . Bien que les phénomènes de plasticité pure se produisant dans un matériau compact soit relativement bien connus, il en est autrement des phénomènes complexes susceptibles de se produire à l'intérieur d'un matériau poreux non-drainé (poroplasticité). Ismail et Murrell (1976) ont élaboré un modèle schématique apportant certaines précisions sur les mécanismes susceptibles de se produire dans de telles situations mais plusieurs incertitudes subsistent à ce jour.

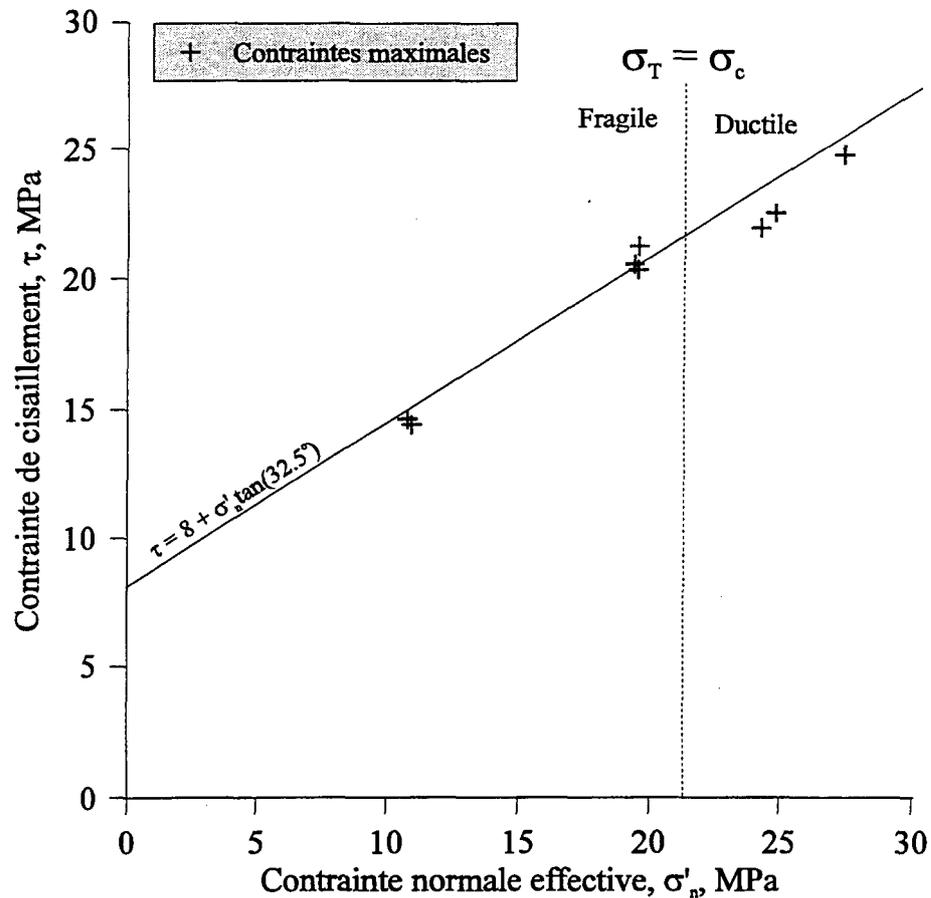


Figure 17. État des contraintes effectives à la rupture des échantillons intacts sur un plan incliné de $\theta = 30^\circ$ par rapport à la direction de σ_1 .

Plusieurs constatations peuvent être mentionnées à partir des résultats provenant des trois séries d'essais réalisés. En les comparant (figure 15), on s'aperçoit que plus la valeur de la pression de confinement (σ_3) est élevée, plus la valeur de \bar{A} atteinte est élevée. Cette observation est très pertinente puisque la pression interstitielle induite par l'application d'un déviateur des contraintes sera beaucoup plus grande pour des conditions de pression de confinement élevée que pour de faibles pressions. Il est donc important d'effectuer des essais aux conditions réelles du terrain (σ_3 et u) afin d'évaluer correctement quelle pourrait

être la pression interstitielle induite par d'éventuelles modifications apportées aux conditions de contraintes *in situ*.

Pour les dix essais réalisés, la section comprise entre le début du chargement et l'initiation de la dilatance possède une valeur de \bar{A} variant de 0.015 à 0.42 (figure 15). Ensuite, l'augmentation du déviateur des contraintes diminue la valeur de \bar{A} jusqu'à ce qu'elle se stabilise à des valeurs variant de -0.25 et -0.35. Ce plateau est atteint pour un déviateur des contraintes se situant entre 32 à 45 MPa. La section 5.3.1 explique la signification physique de ce plateau. Au-delà de ce plateau, l'augmentation de $(\sigma_1 - \sigma_3)$ fait chuter rapidement la valeur de \bar{A} jusqu'à ce que l'échantillon se rupture. De ces constatations, on voit que les conditions initiales de confinement effectif, $(\sigma'_3)_0$, et les variations de la pression interstitielle ont une influence sur le comportement contractant du matériau. En effet, plusieurs différences dans les valeurs du paramètre \bar{A} (variations locales et générales) sont observées dans cette section (du début du chargement jusqu'à ce que \bar{A} se mette à diminuer). Par contre, le comportement dilatant (dès que \bar{A} chute) du matériau ne semble pas influencé par la valeur du confinement effectif, puisque dans cette section plusieurs similitudes sont observées (diminution semblable \bar{A} et stabilité de \bar{A} à ≈ -0.30) pour les différents essais réalisés.

En comparant les valeurs du coefficient \bar{A} à d'autres roches, on s'aperçoit que celles du matériau utilisé sont beaucoup plus élevées. Par exemple, les valeurs maximales (début du chargement) et minimales (à la rupture) du paramètre \bar{A} du grès de Lyons (Ohnishi 1973) sont 0.15 et -0.2 alors que pour le matériau utilisé au cours de cette étude, le paramètre \bar{A} varie entre 0.42 et -2.5. Il est difficile d'expliquer pourquoi la valeur maximale de \bar{A} du grès de Lyons ne soit pas plus élevée que celle du béton puisque sa compressibilité ($1/K = 3(1 - 2\nu) / E$) est plus élevée que celle du béton. En effet, la compressibilité du grès de Lyons est: $3(1 - 2 \cdot 0.26) / 2\,500 \text{ MPa} = 0.000576 \text{ MPa}^{-1}$ alors que celle du béton est: $3(1 - 2 \cdot 0.18) / 10\,345 \text{ MPa} = 0.000186 \text{ MPa}^{-1}$. Les valeurs négatives plus élevées du béton seraient dues à un caractère probablement plus dilatatant. Il est fort probable que le type de matériau utilisé par Ohnishi (1973) ne soit pas un très bon matériau de simulation car ses propriétés physiques ne sont pas représentatives de grès normaux. En effet, la résistance en compression uniaxiale et le module de Young du grès de Lyons sont très faibles ($\sigma_c = 1.58 \text{ MPa}$ et $E = 2\,500 \text{ MPa}$) et les facteurs de similitude ne sont pas représentatifs des grès: $(E/\sigma_c) = 1582$ et $(\sigma_c/\sigma_t) = 1.7$. Rappelons que la valeur de (E/σ_c) pour les grès se situe entre 80 et 425 (Deere et Miller (1966)) et celle de (σ_c/σ_t) entre 9 et 50. D'ailleurs, le matériau utilisé par Ohnishi provient de blocs ayant servi de matériau de construction à un édifice durant un siècle et présente un caractère friable et mou (Annexe 5.1 de Ohnishi, 1973).

CHAPITRE 4

ESSAIS TRIAXIAUX NON-DRAINÉS SUR LE MATÉRIAU FRACTURÉ

Comme nous l'avons vu dans les chapitres précédents, les pressions interstitielles changent de façon significative le comportement du matériau intact. Alors qu'une quantité appréciable de travaux ont été réalisés sur des roches intactes, peu de travaux ont couplé l'effet des pressions interstitielles au comportement des roches fracturées. Comme l'ont démontré Byerlee (1967 et 1975) et Roeloffs *et al.* (1979), la loi des contraintes effectives est applicable à la résistance en frottement de fractures de faible rugosité (formées par un trait de scie). Par contre, il n'existe aucune étude de ce genre réalisée sur des fractures de rugosité variable où la résistance ne dépend pas uniquement du frottement mais également de la morphologie, de l'angularité (i) et de la résistance au cisaillement des aspérités des surfaces de la fracture. De plus, aucune étude ne porte sur l'évolution de la pression interstitielle induite suite à l'application de contraintes mécaniques à un matériau rocheux possédant une fracture rugueuse et non-drainée.

4.1 Résultats des essais triaxiaux non-drainés sur le matériau fracturé

Le programme expérimental réalisé sur le matériau fracturé est sensiblement le même que celui élaboré pour les échantillons intacts (tableau 3). Le principal objectif poursuivi par cette série d'essais est de comparer le comportement de leur pression interstitielle à celui des échantillons intacts. Deux des trois séries d'essais triaxiaux non-drainés ont été réalisées approximativement aux mêmes conditions initiales (σ_3 et u_0) que celles des échantillons intacts. Comme le comportement mécanique d'une roche fracturée est sensiblement le même que celui d'une roche intacte lorsque la contrainte normale à la fracture est élevée, la série pour laquelle $\sigma_3 = 13.82$ MPa a été remplacée par une série intermédiaire (aux deux premières) où $\sigma_3 = 5.53$ MPa. De plus, une forte pression de confinement aurait restreint la dilatance produite lors du cisaillement de la fracture.

Comme ce fût le cas pour les échantillons intacts, l'état de contrainte initial appliqué n'était pas hydrostatique. Afin de contrer ces erreurs, une correction a été apportée à la pression interstitielle de départ. La méthode du calcul de la pression interstitielle initiale (u_0) est la même que celle décrite à la section 3.4. Les valeurs de la pression de confinement (σ_3) et de la pression interstitielle initiale (u_0) sont indiquées au tableau 3.

Tableau 3. Programme expérimental des échantillons fracturés.

n° série	σ_3 (MPa)	n° d'éch.	θ (*)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_0$ (MPa)	$\mu_{dép}$ (MPa)	μ_{cor} (MPa)	μ_0 (MPa)
1	2.76	E_54	62°	0.50	0.31	0.01	0.30
		E_123	57°	0.52	0.85	0.04	0.81
		E_116	58°	0.86	1.42	0.07	1.35
2	5.53	E_51	59°	0.59	0.56	0	0.56
		E_58	60°	1.03	1.71	0.22	1.49
		E_119	60°	0.49	2.78	0.04	2.74
3	8.28	E_49	55°	1.08	0.84	0.07	0.77
		E_46	53°	1.68	2.49	0.30	2.19
		E_48	59°	1.37	4.20	0.14	4.06

* angle entre la direction de σ_1 et l'axe normal au plan moyen de la fracture

Avant de poursuivre avec l'analyse des résultats, il est important de bien saisir la signification des variations de la pression interstitielle mesurées. L'augmentation de la pression interstitielle d'un échantillon fracturé est causée par la compressibilité du squelette poreux et celle de la fracture. Par contre, les diminutions de pression interstitielle observées ne sont causées que par la dilatance se produisant dans la fracture à moins que l'état de

contraintes effectives appliqué n'ait atteint et dépassé le seuil d'initiation de la dilatance mentionné à la section 3.4.2. La figure 18 montre que l'état de contrainte appliqué n'a atteint ce seuil que lors de la réalisation des essais de la troisième série. Pour celle-ci, l'état de contrainte dans les échantillons E_46 et E_48 n'a que légèrement progressé au-delà du seuil, limitant ainsi la quantité de dilatance produite dans le matériau intact des épontes. De plus, la dilatance (diminution de l'augmentation de u) de ces deux échantillons a débuté avant d'atteindre le seuil d'initiation de la dilatance, démontrant que celle produite par la fracture a joué un rôle déterminant. Partant de ces constatations, nous croyons donc qu'il est juste de supposer que la dilatance produite dans tous les échantillons fracturés ne provient que de la fracture. Il importe de mentionner que ces observations demeurent valables lorsqu'on tient compte de la dispersion des points autour de la droite d'initiation de la dilatance observée à la figure 10.

4.1.1 Variation des contraintes ($\sigma_1 - \sigma_3$) et u en fonction des déformations

Bien qu'il soit commun pour les fractures de représenter l'état des contraintes sous forme de contraintes normales (σ) et de cisaillement (τ) en fonction des déplacements en cisaillement (U) et normal (V), la représentation graphique de ces essais sera la même que celle utilisée pour les essais intacts dans le but de faciliter la comparaison entre les deux types d'essais.

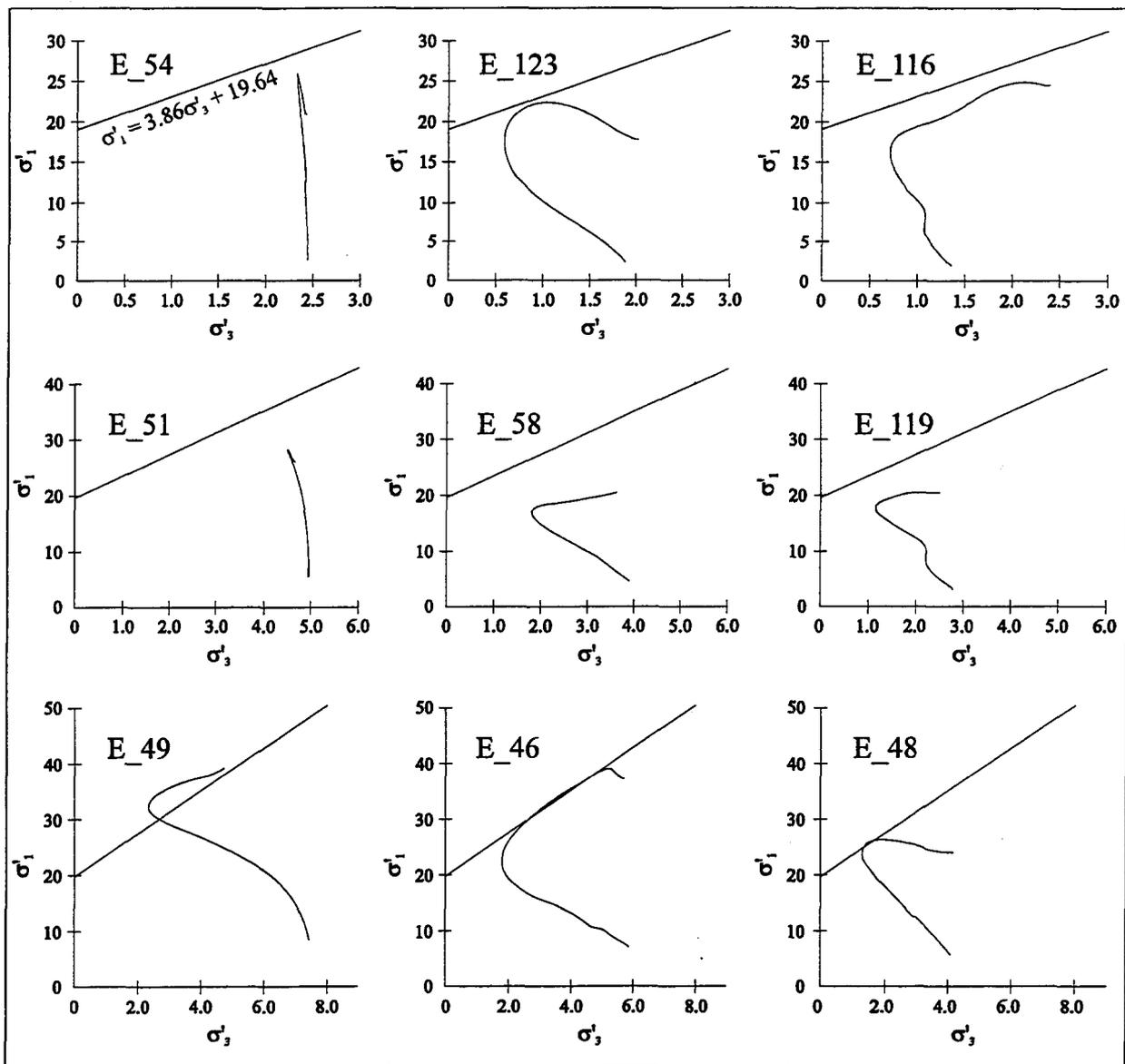


Figure 18. État des contraintes effectives durant les essais triaxiaux non-drainés effectués sur les échantillons fracturés. La droite représente le seuil d'initiation de la dilatance du matériau intact. L'augmentation ou la diminution de la pression interstitielle s'observe sur la trajectoire des courbes par une diminution ou une augmentation de la valeur de σ'_3 .

La figure 19 présente les résultats des neuf (9) essais triaxiaux non-drainés réalisés sur le matériau fracturé. Sur cette figure, les déformations latérales, orthogonales à la direction

du glissement de la fracture, sont présumées négligeables pour l'état de contrainte appliqué. De cette façon, les déformations volumiques (ε_v) calculées sont: $\varepsilon_v = \varepsilon_{r \text{ fract.}} - \varepsilon_a$.

Généralement, la courbe ($\sigma_1 - \sigma_3$) vs ε_a est caractérisée par la présence de deux sommets (figure 19). La compressibilité axiale ($\varepsilon_a / (\sigma_1 - \sigma_3)$) précédant l'atteinte du premier sommet est beaucoup plus faible que celle précédant le deuxième sommet. L'allure de ces courbes est similaire aux courbes τ -vs- U d'essais de cisaillement à rigidité normale constante (figure 20). Ce type d'essai simule le régime de contrainte présent durant le cisaillement d'une fracture dont la dilatance (ouverture de la fracture) est restreinte (e.g. glissement d'un bloc de roche au toit d'une ouverture souterraine). On représente généralement la rigidité normale par un ressort de rigidité K . L'augmentation de la force normale due à la dilatance est: $\Delta F = K \cdot \Delta V$ et l'augmentation de la contrainte normale est: $\Delta \sigma_n = \Delta F / A$ où A représente l'aire de la fracture.

L'analogie peut être faite entre les essais triaxiaux non-drainés et les essais de cisaillement à rigidité normale constante car dans les deux cas, la contrainte normale augmente lorsqu'une dilatance se produit. En effet, pour les essais non-drainés, la dilatance produit une diminution de la pression interstitielle et la contrainte normale effective augmente.

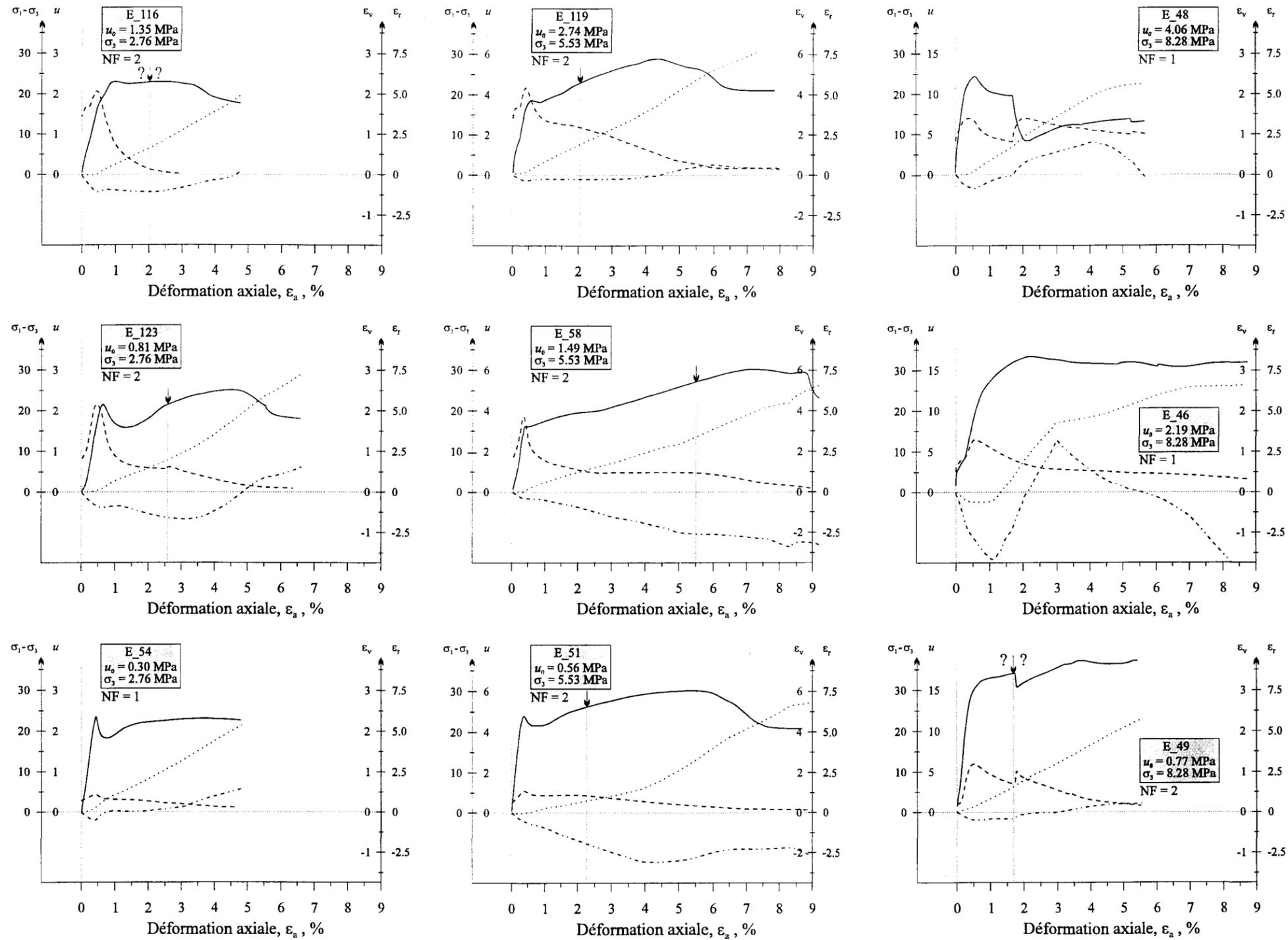


Figure 19. Résultats expérimentaux des essais triaxiaux non-drainés effectués sur le matériau fracturé.

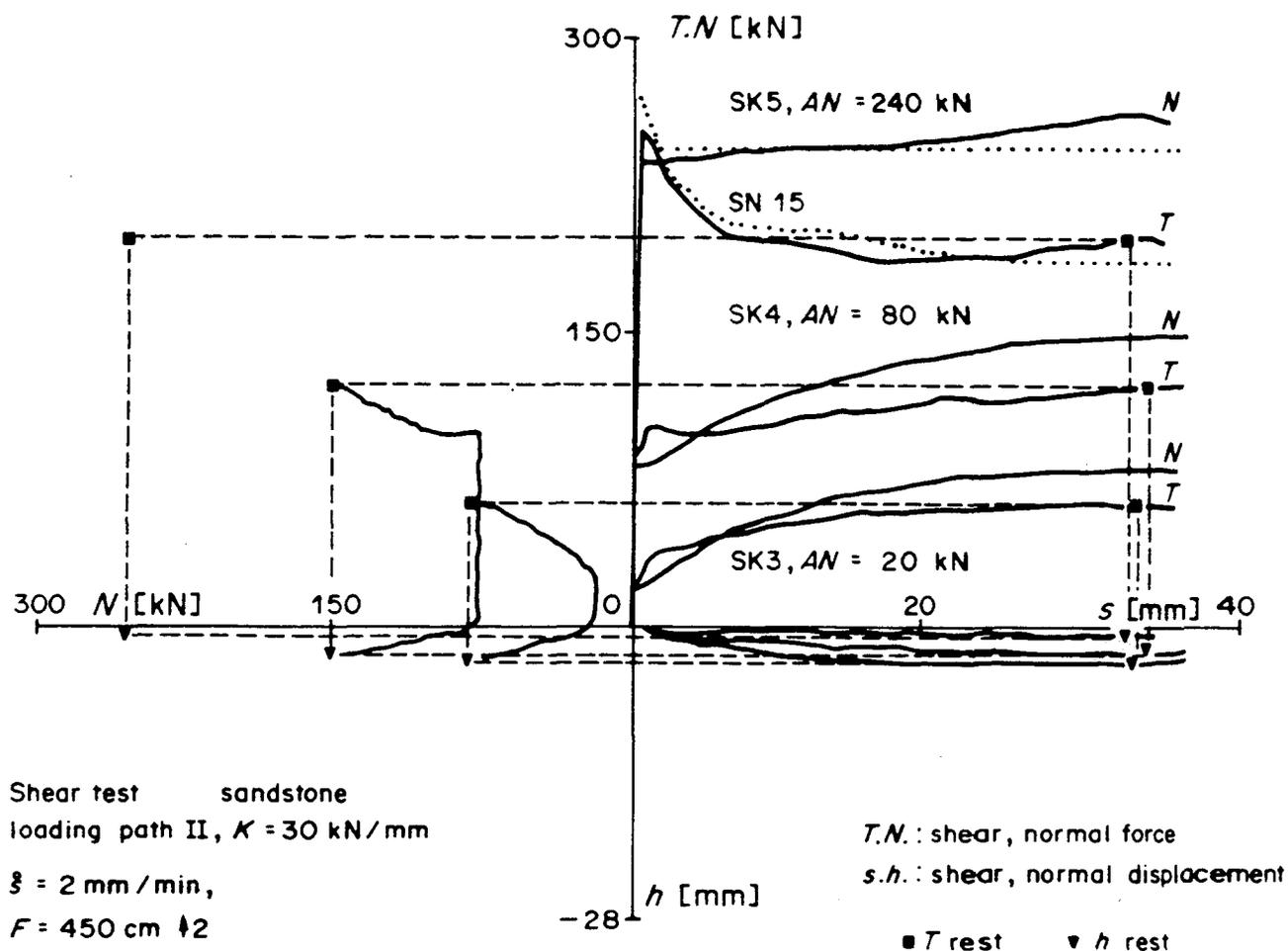


Figure 20. Essai de cisaillement direct à rigidité normale constante ($K = 30 \text{ kN/mm}$) effectué sur une fracture présente dans un grès (d'après Leichnetz (1985)).

Sur les différentes courbes $(\sigma_1 - \sigma_3)$ vs ϵ_a de la figure 19, le premier sommet correspond à la résistance au cisaillement de la fracture et le palier correspond à la résistance au frottement de la fracture. L'augmentation de la contrainte de cisaillement à la suite du palier se produit à cause de l'augmentation de la contrainte normale qui augmente la résistance au frottement à la surface de la fracture. Cette augmentation des contraintes se poursuit jusqu'à ce que l'état de contrainte soit suffisant pour produire une seconde fracture conjuguée à la première (inclinée à 30° par rapport à σ_1 mais de direction opposée à la

première fracture). Les échantillons qui ont démontré la présence de deux fractures lors du démontage de l'essai triaxial portent la mention **NF = 2** (figure 19).

Il est difficile de déterminer à quel moment s'initie la deuxième fracture. Par contre, sachant qu'une fracture commence à se développer avant que l'état de contrainte n'atteigne la résistance du matériau intact, $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ (chapitre 3), on peut affirmer que l'initiation de la seconde fracture se produit entre le début de la remontée des contraintes suivant le premier sommet, et l'atteinte du deuxième sommet. Lorsqu'on observe la figure 19, on note que la pression interstitielle se stabilise et qu'elle se remet à chuter au delà de la résistance au cisaillement (premier sommet) de plusieurs essais qui ont développé une seconde fracture (e.g. E_123, E_51, E_58 et E_119). Le phénomène de stabilisation est normal et s'explique par une diminution graduelle de la dilatance causée par la destruction progressive des aspérités rugueuses durant le cisaillement et le remplissage des vides par le matériel cisailé (boue de faille). De plus, la dilatance et le chargement des contraintes à angle sur la fracture produisent une augmentation de la contrainte normale, diminuant par le fait même la dilatance. Par contre, la reprise de la diminution de u pourrait être créée par un phénomène dilatant autre que celui de la fracture, tel que l'initiation et la propagation instable de la fracturation dans le matériau intact (chapitre 3). C'est pourquoi l'apparition de ce phénomène est interprétée comme étant le début de la formation de la seconde fracture.

Dans ce qui va suivre, l'analyse du comportement de la pression interstitielle des échantillons fracturés sera consacrée uniquement à la partie se rapportant au glissement sur la fracture (avant la formation de la seconde fracture).

Tout comme les essais sur échantillons intacts l'ont démontré, l'évolution de la pression interstitielle au cours du chargement triaxial correspond au comportement contractant/dilatant de la roche. Ainsi, lorsque ε_v diminue, u augmente et vice versa. Par contre, en comparaison avec les résultats des essais intacts, cette relation semble beaucoup plus étroite pour ces essais. Ainsi, il est fréquent d'observer que les deux événements u_{\max} et $\varepsilon_{v \min}$ soient synchrones. Cette meilleure relation est principalement due au fait que les poutres se situent exactement à l'endroit où les déformations latérales se produisent (dans la direction du glissement), ce qui n'est pas le cas pour les essais intacts: la bande où se concentrent les déformations radiales est totalement inconnue au départ lorsque les poutres sont mises en place. De cette façon, lorsqu'un glissement significatif se produit à la surface des aspérités de la fracture, les poutres enregistrent immédiatement la valeur exacte du déplacement. Comme un glissement augmente l'espace entre les deux épontes (dilatance), la pression interstitielle diminue simultanément. D'ailleurs, la chute de u est toujours associée à la brusque augmentation de la déformation latérale ($\varepsilon_{r \text{ fract.}}$). La valeur de $\varepsilon_{v \min}$, dans la partie de l'essai qui précède la formation d'une deuxième fracture, varie entre -0.17 % et -0.45 % (en omettant l'échantillon E_46).

La figure 19 montre qu'un épisode d'augmentation de pression interstitielle se produit toujours au début du chargement de la fracture et ce, approximativement jusqu'à ce que la courbe $(\sigma_1 - \sigma_3)$ -vs- ε_a ne soit plus linéaire. Cette zone est communément appelée zone de mobilisation du frottement. Dans cette zone, de faibles déplacements se produisent sur la surface des aspérités des épontes. Il se produit parfois de la contractance dans cette zone mais ce n'est pas toujours le cas comme l'a observé Flamand (1994). Les mécanismes physiques qui se produisent dans cette zone ne sont pas encore bien connus. Quoi qu'il en soit, toutes les fractures testées démontrent un caractère contractant dans cette zone puisqu'une pression interstitielle positive y a été induite. Il est certain que cette situation soit causée par l'augmentation de la contrainte normale qui se produit durant le chargement effectué à angle par rapport à la fracture et ce, malgré l'augmentation de la pression interstitielle qui tend à diminuer cet effet (adoucissement de contractance).

Il est particulièrement intéressant d'observer que l'augmentation de la pression interstitielle n'est pas progressive jusqu'à u_i max comme pour les échantillons intacts mais qu'il existe également quelques petites fluctuations (dépressions) locales. C'est le cas notamment des échantillons E_46, E_116 et E_119. Malheureusement, seulement l'échantillon E_46 démontre une variation du comportement de ε_v au même instant. Malgré cette absence d'information, ces faibles fluctuations locales sont probablement dues à des épisodes dilatants causés par des glissements temporaires sur les aspérités dont l'intensité se situe sous la limite de détection des poutres.

Suivant la phase de mobilisation du frottement, une phase de mobilisation de la rugosité se produit jusqu'à ce que les contraintes atteignent la résistance de la fracture. Cette phase entraîne une dilatance à la surface de la fracture qui est causée principalement par une augmentation des déplacements qui se produisent sur la surface des aspérités de la fracture. On note à la figure 19 que la pression interstitielle diminue dans cette zone, confirmant l'épisode dilatant. Dans cette phase, l'augmentation de la contrainte normale est plus importante que dans la phase de mobilisation du frottement puisque la diminution de la pression interstitielle produit une augmentation de la contrainte normale (durcissement de dilatance) qui se superpose à celle causée par l'inclinaison de la fracture. Donc, une fracture drainée aura un comportement dilatant plus grand qu'une fracture non-drainée puisque, contrairement à une fracture non-drainée, la contrainte normale à la fracture n'augmente pas avec la production de dilatance

Des travaux réalisés par Ohnishi (1973) sur des fractures lisses (sciées) ont démontré que la contractance (augmentation de u) peut se produire jusqu'à la rupture (figure 21). Cette différence obtenue par Ohnishi (1973) serait uniquement due à l'absence d'aspérités anguleuses à la surface des fractures testées par ce dernier. La figure 22 est un schéma comparant la variation de volume créé par un glissement pré-rupture sur les parois de deux fractures dont l'inclinaison des aspérités (par rapport au plan de cisaillement) est 0° (lisse) et 20° (rugueuse). Il est clair que pour un même déplacement en cisaillement (U) susceptible de se produire avant la rupture, il n'y aura aucune dilatance de créée, et donc

aucune diminution de u , lorsque la fracture est lisse (Ohnishi) alors qu'il en est autrement lorsque la fracture est rugueuse (cette étude).

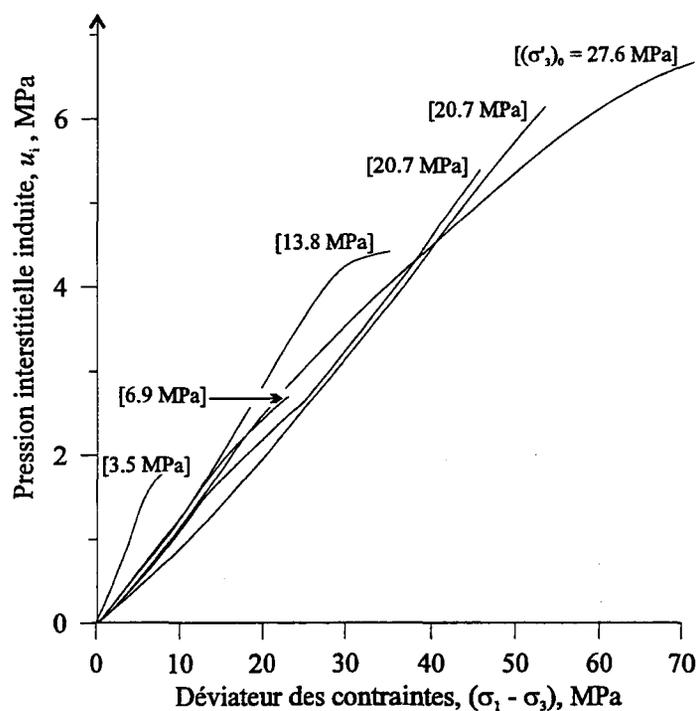


Figure 21. Pression interstitielle induite par l'application d'un déviateur des contraintes sur des échantillons fracturés du grès de Lyons en fonction de la contrainte de confinement effective initiale, $(\sigma'_3)_0$ (modifiée de Ohnishi (1973)).

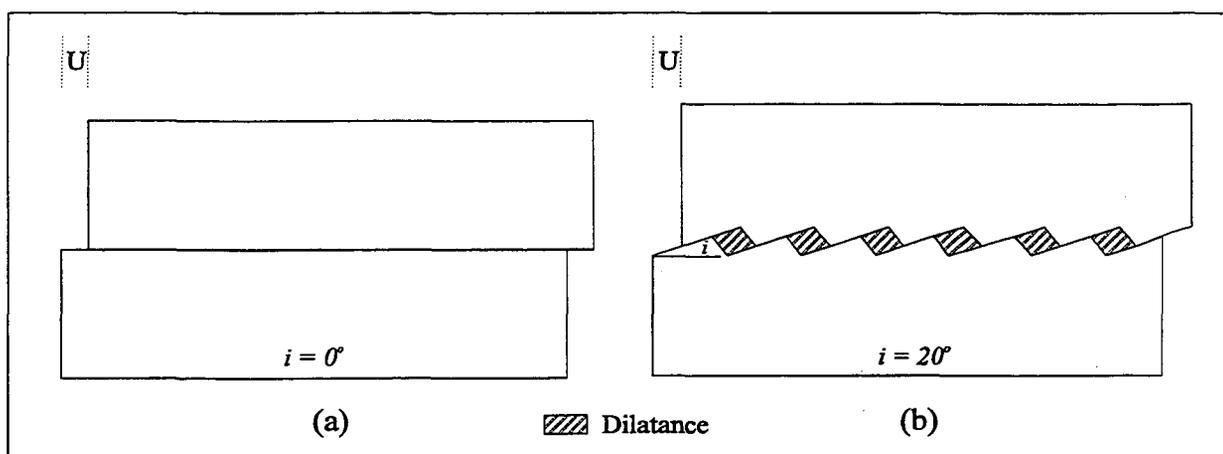


Figure 22. Dilatance produite par un glissement (U) sur la surface d'une fracture (a) lisse ($i=0^\circ$) et (b) rugueuse ($i=20^\circ$).

Suivant la phase de mobilisation de la rugosité, la rugosité à la surface de la fracture est progressivement détruite. Les aspérités rugueuses sont graduellement cisillées et l'angularité (i) mobilisée lors du cisaillement diminue. Les travaux de Flamand (1993) ont démontré que le maximum de dilatance se produit approximativement lorsque la contrainte de cisaillement atteint la valeur de la résistance au cisaillement. La poursuite du cisaillement produit ultérieurement une diminution du taux de dilatance causée par la diminution progressive de l'angularité (i) mobilisée. En associant le comportement du taux de dilatance des résultats de Flamand (1994) au taux de diminution de la pression interstitielle de la figure 19, on observe que ce dernier se comporte approximativement de la même façon que le taux de dilatance pour les deux premières séries: *i.e.* le taux de diminution de u est maximum au pic de $(\sigma_1 - \sigma_3)$, il diminue par la suite et devient approximativement nul juste avant que la seconde fracture s'initie. Au lieu de diminuer progressivement comme la dilatance augmente progressivement, la pression interstitielle se stabilise à cause de l'augmentation progressive de la contrainte normale causée par l'inclinaison de la fracture, restreignant ainsi la production de dilatance. Les fractures testées avec la plus forte valeur de $(\sigma'_3)_0$ (troisième série) ne semblent pas adhérer parfaitement à cette règle puisque le moment où le taux de diminution de la pression interstitielle est maximum précède l'instant où se produit la rupture.

4.1.2 Pression interstitielle induite par l'application d'un déviateur des contraintes

La figure 23 illustre l'évolution de la pression interstitielle induite par l'application d'un déviateur des contraintes. La méthode utilisée pour calculer la valeur de u_i est la même que celle exprimée à la section 3.4.2. De cette figure, on remarque que l'évolution de la pression interstitielle diffère d'un essai à l'autre. En effet, certains essais démontrent un accroissement de pression interstitielle constant du début jusqu'à u_i max (E_48 et E_58). Par contre, d'autres voient l'augmentation de leur pression interstitielle freinée (elle chute même légèrement) pour un instant avant d'atteindre u_i max (E_46, E_116 et E_119), alors que certains montrent une augmentation de pression interstitielle asymptotique ou parabolique (E_49, E_123) jusqu'à u_i max. Enfin, deux essais (E_51, E_54) démontrent une très faible augmentation de leur pression interstitielle à la suite de l'augmentation du déviateur des contraintes. Au-delà de la valeur u_i max, avant et après la rupture, la diminution de la pression interstitielle diffère d'un essai à l'autre.

Des essais effectués par Ohnishi (1973) sur des fractures produites à l'aide d'une scie sont présentés à la figure 21. On y voit clairement qu'il existe peu de variation dans l'évolution de la pression interstitielle pour ce type de morphologie (lisse). Comme la morphologie des fractures diffère d'un échantillon à l'autre dans la présente étude, il est certain qu'elle exerce un rôle prépondérant sur l'évolution de la pression interstitielle. Une

étude approfondie de la morphologie des fractures utilisées permettra probablement de mieux comprendre l'évolution de la pression interstitielle.

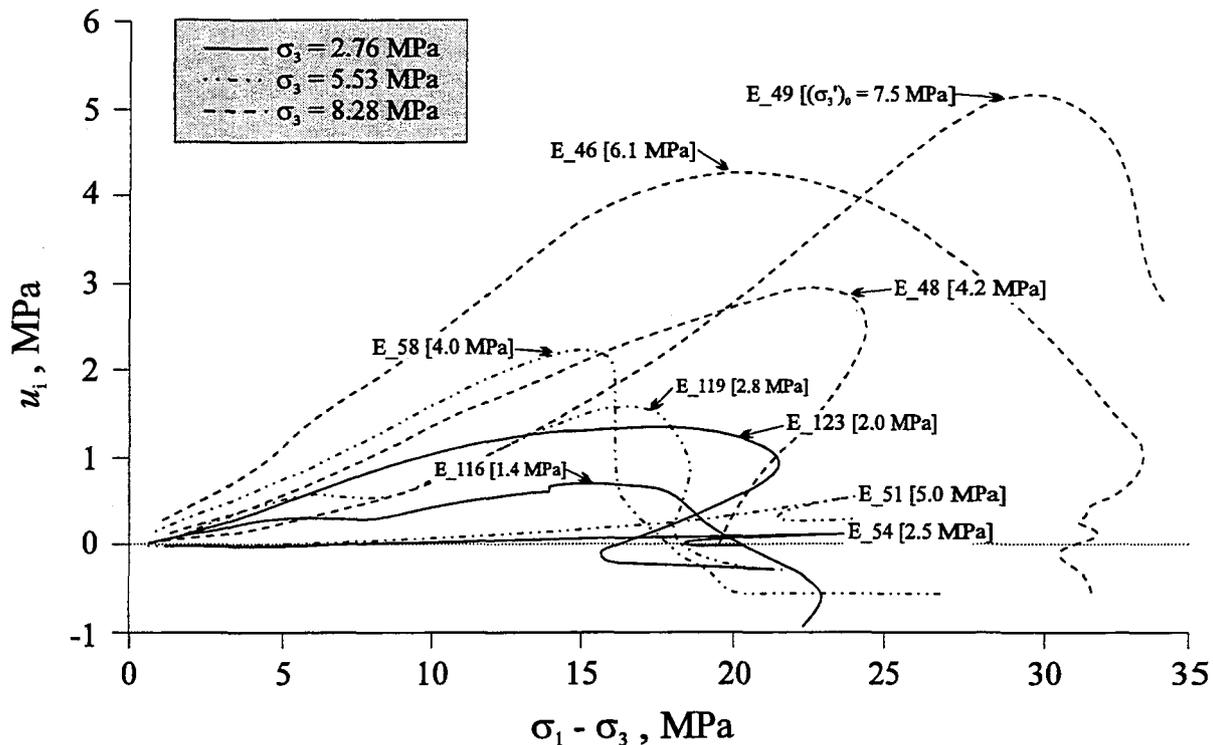


Figure 23. Pression interstitielle induite par l'application d'un déviateur des contraintes sur les échantillons fracturés.

Il existe également un lien direct entre la pression interstitielle induite et la valeur du confinement effectif initial ($(\sigma'_3)_0$). Généralement, plus la valeur de $(\sigma'_3)_0$ est élevée, plus la pression interstitielle induite maximale ($u_i \text{ max}$) est élevée. Il en va de même pour le taux d'augmentation de la pression interstitielle induite ($\Delta u_i / \Delta(\sigma_1 - \sigma_3) = \bar{A}$). Ces dernières constatations peuvent s'expliquer en se basant sur le fait que plus la pression de confinement est élevée, plus la contrainte normale à la fracture est élevée. Ainsi, les épontes de la fracture ont plus de difficulté à se dilater, augmentant par le fait même la pression

interstitielle induite. De plus, ce lien avec $(\sigma'_3)_0$ se produit à cause de l'augmentation de la difficulté à produire des fissures dans le matériau intact qui forme les épontes (section 3.4.2). Au-delà de u_i max, la diminution de la pression interstitielle induite (u_i) varie d'un essai à l'autre et il n'est pas possible d'attribuer l'effet direct de σ'_3 sur la diminution de u_i . Il est donc plausible que la morphologie des fractures joue un rôle prépondérant sur le comportement de u_i au-delà de la mobilisation du frottement (u_i max).

4.1.3 Coefficient de pression interstitielle \bar{A}

Il est difficile de définir une relation générale caractérisant l'évolution du coefficient \bar{A} des éprouvettes fracturées. Contrairement aux travaux de Ohnishi (1973), l'évolution de \bar{A} n'est pas régulière mais plutôt très variable (figures 24 et 25). Encore une fois, ces différences reflètent le caractère rugueux des fractures testées au cours de cette étude. Néanmoins, il est possible de dégager trois comportements fondamentaux. Ceux-ci ne sont pas présents dans tous les essais et il se manifestent à divers niveaux de contrainte ($\sigma_1 - \sigma_3$). Ces trois comportements sont:

- 1) La valeur de \bar{A} est relativement constante et positive. Il se produit parfois de brèves périodes de diminution/augmentation
- 2) diminution lente et relativement constante de la valeur de \bar{A}
- 3) diminution rapide de la valeur de \bar{A}

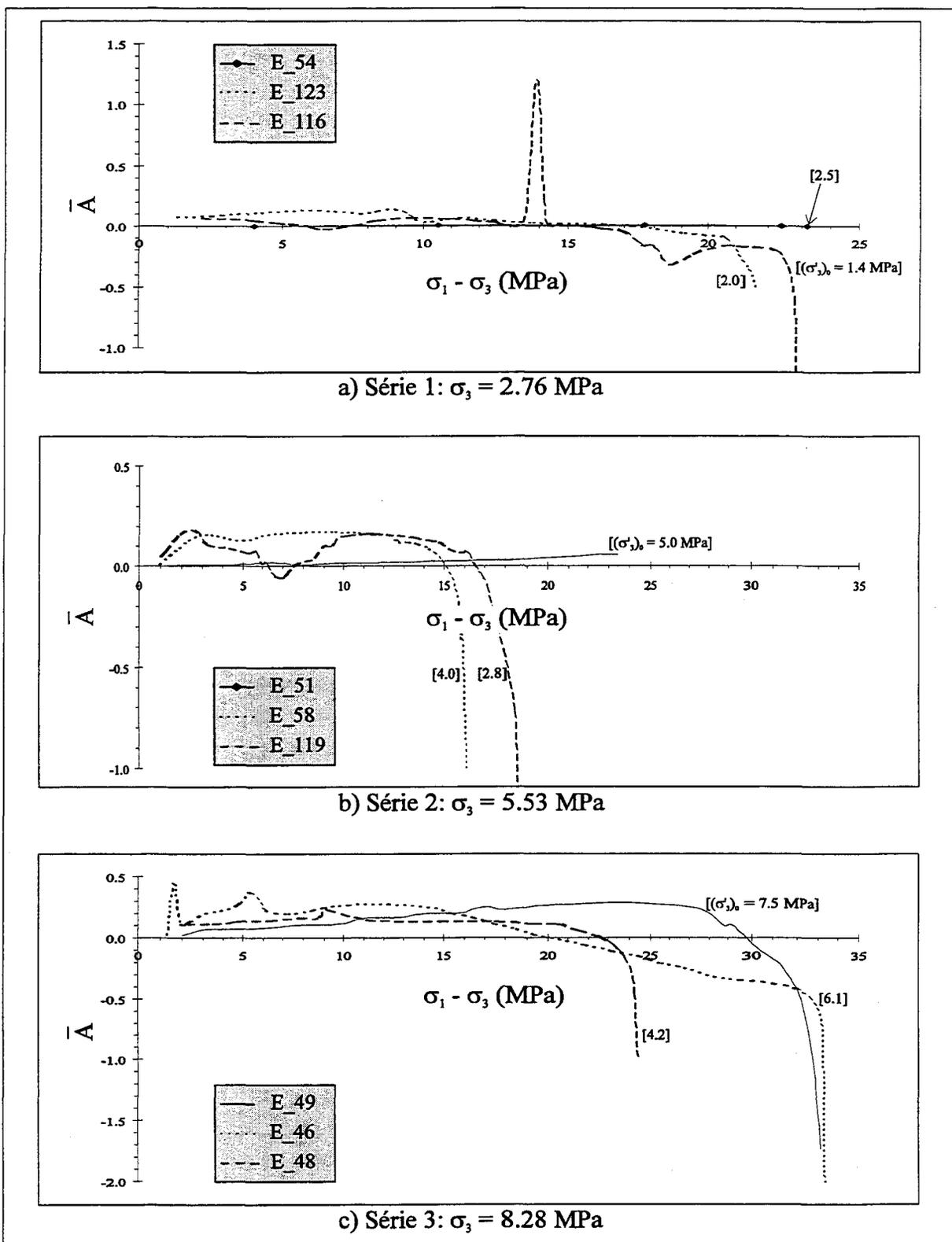


Figure 24. Évolution du coefficient \bar{A} ($\Delta u_i / \Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$) en fonction du déviateur des contraintes et de la pression de confinement effective initiale, $(\sigma'_3)_0$, pour les échantillons fracturés.

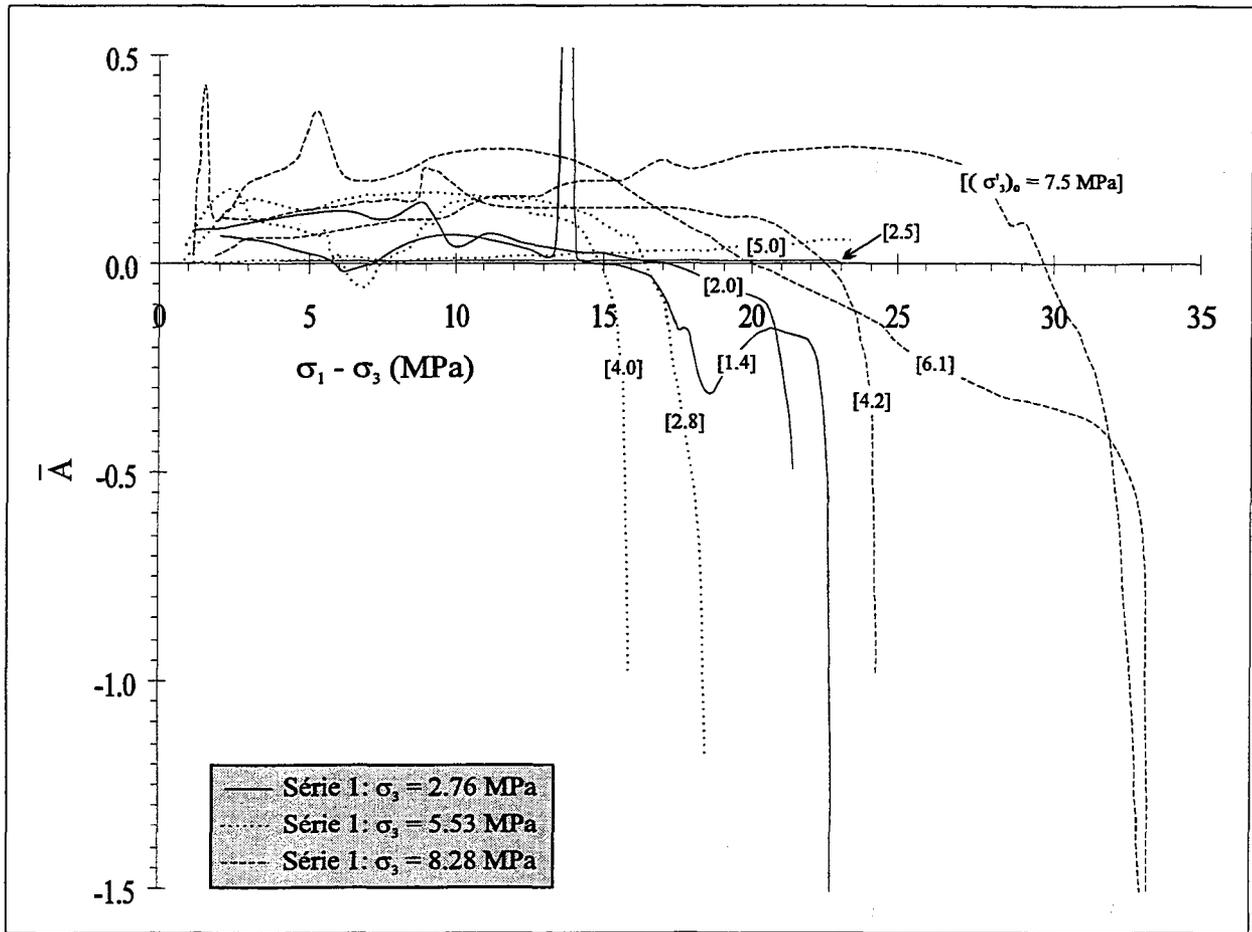


Figure 25. Comparaison de l'évolution du coefficient \bar{A} ($\Delta u_i / \Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$) entre les séries d'essais triaxiaux non-drainés réalisés sur les échantillons fracturés.

Le premier comportement (valeur constante de \bar{A}) serait attribuable à la fermeture progressive des pores et de l'espace entre les épontes à la suite de l'augmentation de $(\sigma_1 - \sigma_3)$. Cette section correspond à la mobilisation du frottement. Comme il en a été question précédemment (section 4.1.1), les diminutions temporaires de \bar{A} seraient attribuables à de brefs épisodes dilatants causés par des glissements temporaires sur les aspérités. D'autre part, le court épisode d'augmentation de \bar{A} (après la diminution) serait une période de

réajustement. D'ailleurs, suivant ces brèves chutes, la valeur de \bar{A} redevient égale à celle qui prévalait avant cette diminution.

Pour sa part, le deuxième comportement (diminution lente) serait causé par le glissement progressif des épontes correspondant à la mobilisation de la rugosité. Cette diminution varie d'un échantillon à l'autre pour différentes raisons telles que la morphologie des surfaces et l'état de contrainte effective appliqué. Comme ils sont différents d'un échantillon à l'autre, les phénomènes de glissement sur la surface des aspérités rugueuses ou leur cisaillement ne se produisent pas au même moment et avec la même intensité. Ainsi, des conditions favorables au glissement sur les aspérités auront tendance à produire plus de dilatance (et ainsi \bar{A} diminue plus rapidement) que des conditions favorables au cisaillement des aspérités. En effet, lorsque les aspérités rugueuses sont cisailées, l'angle de glissement mobilisé diminue, entraînant par le fait même une diminution de la dilatance induite. L'agrandissement d'une aspérité à la figure 26 illustre ce phénomène alors que l'angle mobilisé diminue et passe d'une valeur i_1 à i_2 ($i_1 > i_2$).

Enfin, le troisième comportement (diminution rapide) est associé aux grands déplacements qui se produisent sur la surface de la fracture au moment de la rupture de l'échantillon.

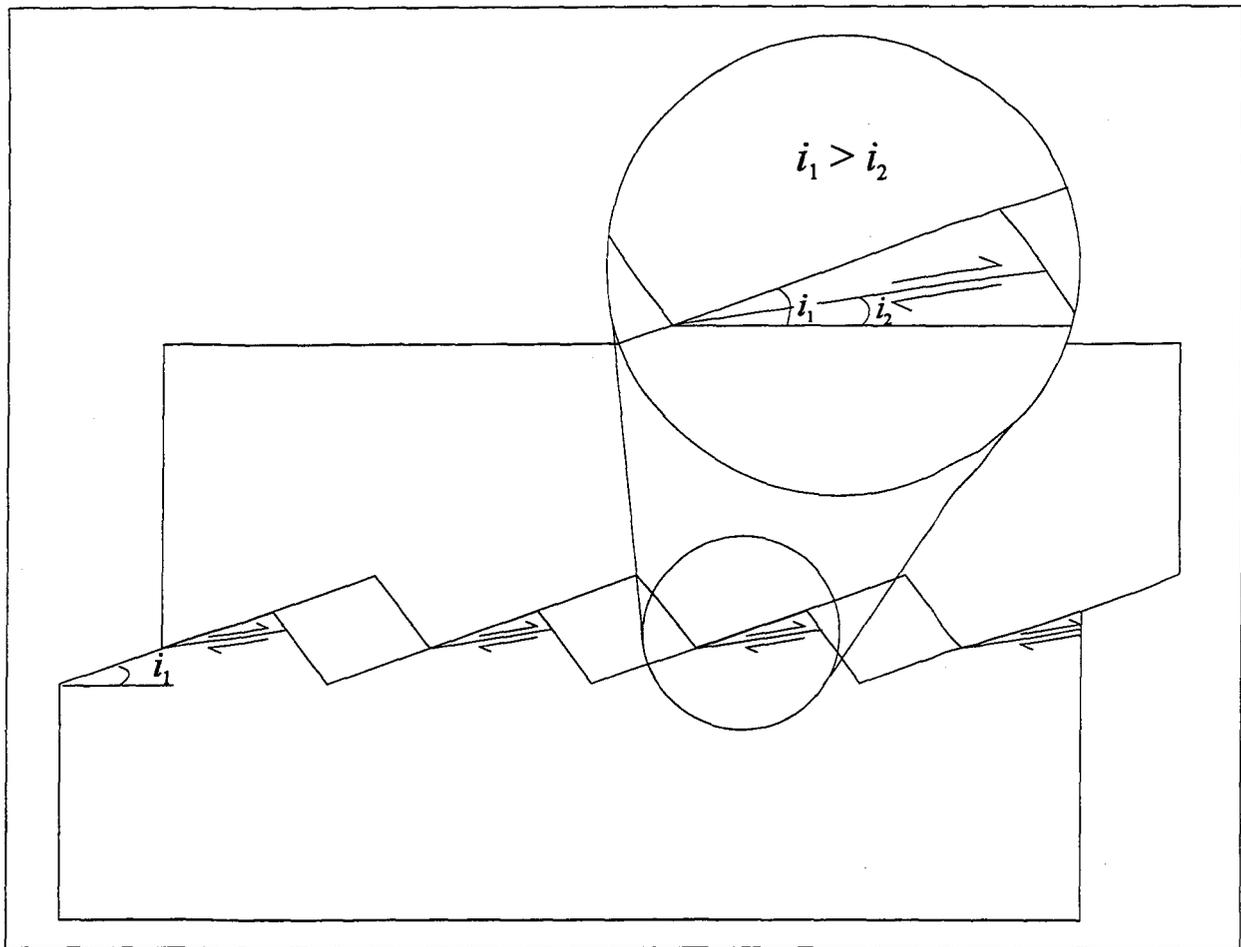


Figure 26. Diminution de l'angle de dilatance (i) à la suite du cisaillement des aspérités.

La représentation graphique de l'évolution du paramètre \bar{A} au-delà de la rupture a été tentée mais ce type de représentation n'est pas adéquate dans cette section. En effet, dans cette zone, le paramètre \bar{A} ne cesse d'alterner entre les côtés positifs et négatifs durant le cisaillement car il est fréquent que le déviateur des contraintes diminue puis augmente. Par contre, la valeur de \bar{A} diminue et tend vers 0 durant la progression du cisaillement. Ceci indique que la dégradation progressive de la surface empêche la dilatance de se produire.

Cependant, il n'est pas possible d'observer de relation distincte entre la valeur de σ_3 et le paramètre \bar{A} au-delà de la rupture.

Du début du chargement jusqu'à l'initiation de la dilatance (diminution de \bar{A}), la valeur de \bar{A} se situe approximativement entre 0.01 et 0.3 (figure 25). Généralement, plus $(\sigma'_3)_0$ est élevé, plus la valeur maximale de \bar{A} est élevée. Cette dernière constatation se produit parce que les fractures ont plus de difficulté à se dilater lorsque le confinement effectif est élevé.

CHAPITRE 5

MODÉLISATION ET CONCEPTUALISATION

5.1 Résistance au cisaillement des fractures

À partir des résultats provenant des essais triaxiaux non-drainés réalisés sur les échantillons fracturés, il est possible d'évaluer la résistance au cisaillement des différentes fractures testées. Le diagramme de Mohr illustrant la trajectoire des contraintes et la résistance au cisaillement des fractures est illustré à la figure 27. Le calcul des contraintes normales effectives (σ'_n) et de cisaillement (τ) agissant sur les différents plans s'effectue comme suit:

$$\sigma'_n = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} + \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cdot \cos(2\theta) \quad (\text{éq. 5.1})$$

$$\tau = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cdot \sin(2\theta) \quad (\text{éq. 5.2})$$

où: $\sigma'_{1,3} = \sigma_{1,3} - u$ = contrainte axiale et de confinement effective

θ = angle entre la direction de σ_1 et la direction normale au plan moyen de la fracture

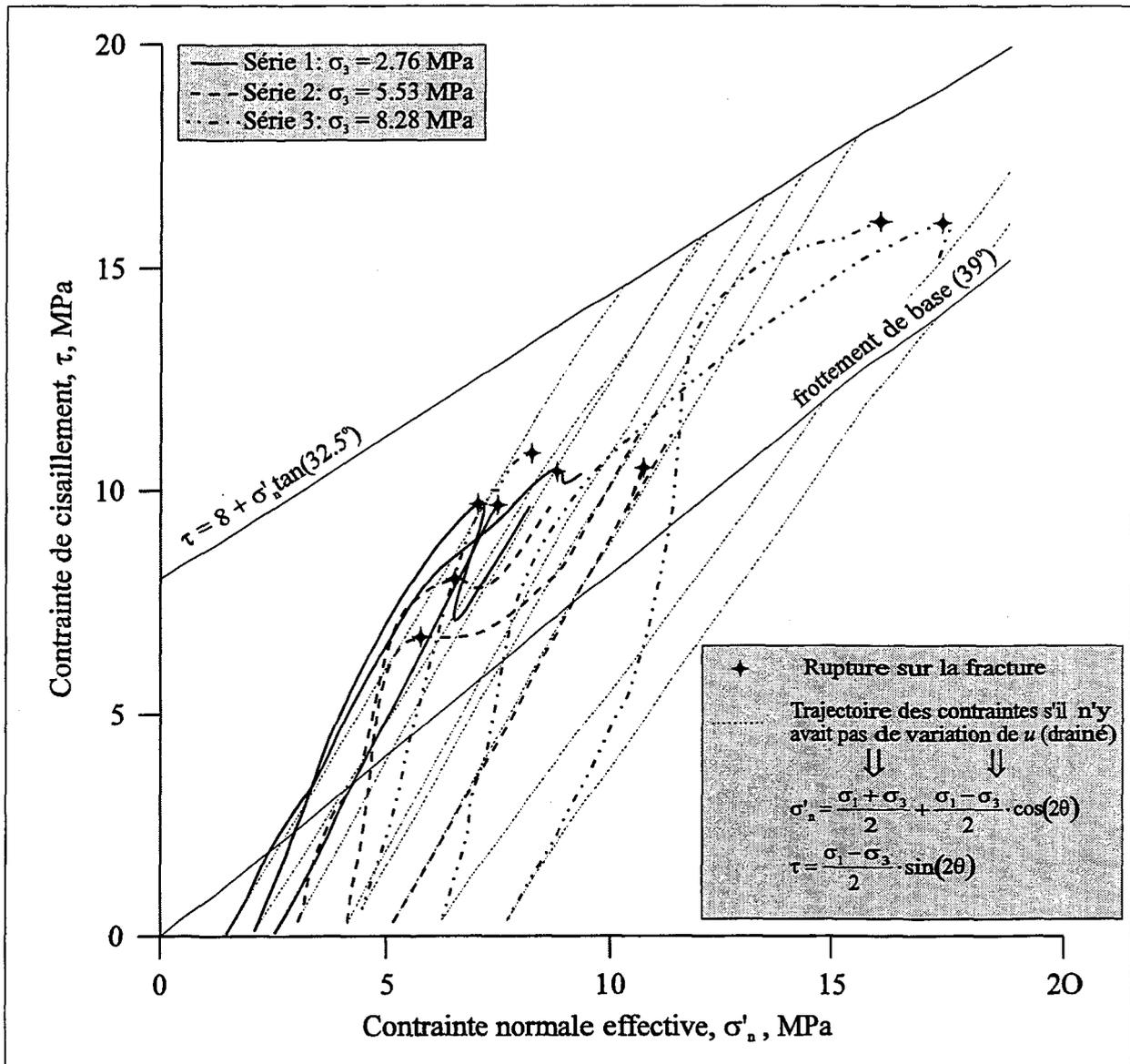


Figure 27. Trajectoires des contraintes empruntées par les échantillons fracturés non-drainés.

De la figure 27, on note que la résistance au cisaillement tend à augmenter avec l'augmentation de la contrainte normale effective (σ'_n). De plus, la résistance du matériau fracturé est toujours inférieure à celle du matériau intact, représentée par sa courbe enveloppe.

Comme le déviateur des contraintes exprimé sous forme de contraintes totales ou effectives est le même ($(\sigma'_1 - \sigma'_3) = (\sigma_1 - u) - (\sigma_3 - u) = (\sigma_1 - \sigma_3)$), seule la valeur de la contrainte normale effective calculée (équation 5.1) est influencée par la présence de pression interstitielle. Ainsi, de par le principe des contraintes effectives, une augmentation de u diminue la contrainte normale effective au plan de rupture alors qu'une diminution de u l'augmente. Sachant que la résistance d'une fracture est intimement liée à la valeur de la contrainte normale appliquée, les variations de pression interstitielle jouent donc un rôle prépondérant sur la résistance des fractures. Ce phénomène est bien connu en mécanique des roches et est appelé durcissement de dilatance («dilatancy hardening») lorsque u diminue et ramollissement de contractance («contractancy softening») lorsque u augmente. En observant les valeurs de la pression interstitielle au début du chargement et au moment de la rupture, tous les essais non-drainés (sauf l'échantillon E_116) ont démontré une pression interstitielle induite (u_i) positive (figure 23). Cet état de drainage crée donc un ramollissement de contractance et par le fait même une diminution de la résistance des fractures rugueuses non-drainées par rapport à celle de fractures (identiques) drainées. Par contre, lorsqu'on observe le comportement de la pression interstitielle avant et au moment de la rupture, on s'aperçoit qu'elle chute de façon significative (figure 23). Ce phénomène produit donc un durcissement de dilatance juste avant la rupture, augmentant la valeur de σ'_n et par le fait même la résistance au cisaillement. Ce phénomène s'observe bien sur la

figure 27 alors que dans la plupart des essais la valeur de σ'_n augmente rapidement avant la rupture.

Non seulement les variations de pression interstitielle influencent la résistance en faisant varier la contrainte normale appliquée, mais probablement aussi en modifiant la trajectoire qu'empruntent les contraintes. La figure 27 démontre qu'il existe passablement de différences entre les trajectoires de contraintes empruntées par les essais non-drainés et celles qu'ils auraient dûes suivre s'ils avaient été réalisés dans des conditions drainées (droites pointillées).

5.2 Modélisation de la résistance au cisaillement

Différents modèles ont été élaborés dans le but de prévoir la résistance mécanique de fractures rocheuses (Patton, 1966; Ladanyi et Archambault, 1970; Barton, 1973). Le modèle LADAR a la particularité de reconnaître l'importance de la dilatance sur la résistance au cisaillement de surfaces irrégulières. L'équation de la résistance au cisaillement de ce modèle prend la forme suivante:

$$\tau = \frac{\sigma \cdot (1 - a_s) \cdot \left(\dot{v} + \tan \phi_\mu \right) + a_s \cdot (\sigma_n \tan \phi_o + \eta \cdot c)}{1 - (1 - a_s) \cdot \dot{v} \cdot \tan \phi_f} \quad (\text{éq. 5.3})$$

où: σ_n : contrainte normale (maintenue constante durant l'essai)

a_S : rapport de surface de cisaillement

\dot{v} : taux de dilatation à la rupture

ϕ_μ : angle de frottement entre deux surfaces lisses

ϕ_f : angle de frottement de base

ϕ_0 : angle de frottement interne (déterminé par la courbe enveloppe de Mohr (figure 2))

c : cohésion du matériau (déterminée par la courbe enveloppe de Mohr (figure 2))

η : degré d'enchevêtrement à la rupture

Dans cette équation, les paramètres a_S et \dot{v} varient en fonction de la contrainte normale appliquée. Ainsi, lorsque σ_n est faible, les paramètres a_S et \dot{v} vont tendre: $a_S \rightarrow 0$ et $\dot{v} \rightarrow \tan i$, où i dénote l'inclinaison moyenne des aspérités. Par contre, pour de fortes valeurs de σ_n , équivalentes à la pression de transition fragile-ductile (σ_T) telle que définie par Mogi (1966), l'accroissement de volume est empêché et les paramètres a_S et \dot{v} vont tendre: $a_S \rightarrow 1$ et $\dot{v} \rightarrow 0$. Il est courant d'attribuer à σ_T la valeur de la résistance en compression uniaxiale (σ_c) (Goodman (1976)). Jusqu'à maintenant, il n'existe toujours pas de relation théorique exprimant la valeur de a_S et \dot{v} pour des contraintes autres que $\sigma_n = 0$ et $\sigma_n = \sigma_T$ mais Ladanyi et Archambault (1970) ont développé une équation empirique de la forme suivante:

$$a_S = 1 - \left(1 - \frac{\sigma_n}{\eta \cdot \sigma_T}\right)^L \quad (\text{éq. 5.4})$$

$$\dot{v} = \left(1 - \frac{\sigma_n}{\eta \cdot \sigma_T}\right)^K \cdot \tan i \quad (\text{éq. 5.5})$$

Les coefficients K et L sont empiriques et se déterminent expérimentalement. Comme les valeurs de ces coefficients n'ont pas été évaluées au cours de cette étude, celles déterminées (expérimentalement) par Ladanyi et Archambault (1970) seront utilisées, soient: $K = 4$ et $L = 1.5$. Il est important de mentionner que ces valeurs ne sont utilisées qu'à titre indicatif puisqu'aucun lien réel ne peut être établi entre les essais réalisés par ces auteurs et ceux de cette étude. Qui plus est, s'il existe un lien entre la valeur de ces coefficients et la morphologie des fractures (ce qui est fort probable), leurs valeurs devraient varier d'une fracture à l'autre.

La valeur du paramètre ϕ_μ de l'équation 5.3 n'a pu être évaluée au cours de cette étude car aucun essai de cisaillement sur fracture lisse n'a été réalisé. Malgré tout, il est possible d'utiliser les résultats de certains essais afin d'évaluer approximativement la valeur de ce paramètre. En effet, lorsque les essais triaxiaux intacts (drainés ou non) atteignent un niveau de contrainte constant après de grandes déformations ($\epsilon_a > 5\%$), le frottement à la surface de la ou des failles produites au moment de la rupture de l'échantillon agit comme mécanisme de déformation à cet instant. De même, le palier de contrainte atteint par les échantillons fracturés indiquera la résistance en frottement de leur surface. La figure 28 illustre les cercles de Mohr des contraintes présentes dans les différents essais durant l'intervalle où les contraintes (σ_1 et σ_3) demeurent constantes (seuil de frottement). Les étoiles représentent l'état de contrainte présent à la surface de la fracture des échantillons fracturés lorsqu'un palier de contrainte est atteint avant la production d'une seconde fracture (voir section 4.1).

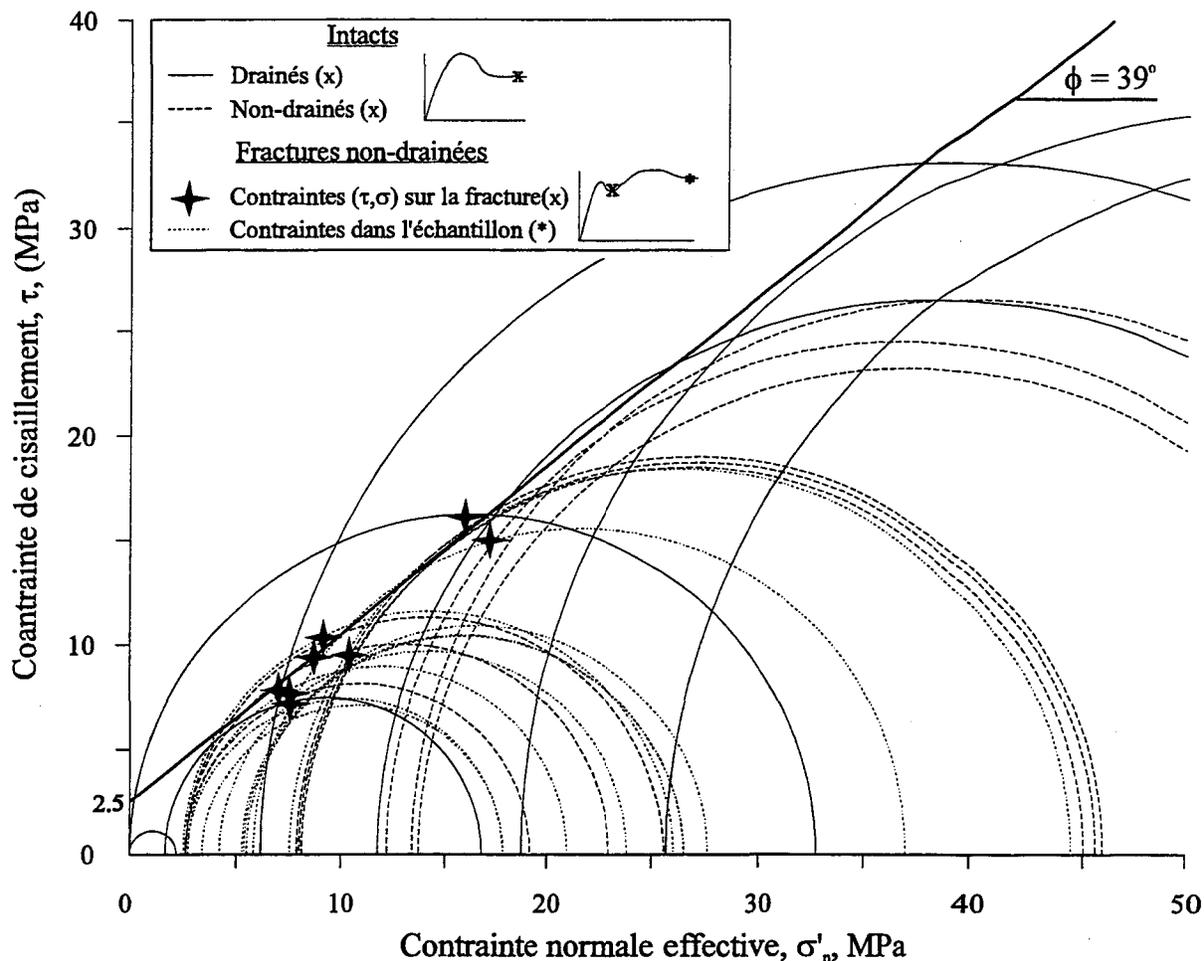


Figure 28. Estimation de l'angle de frottement solide du matériau à partir des résultats obtenus des essais triaxiaux effectués sur le matériau intact et fracturé.

On observe sur cette figure que l'angle de frottement (ϕ) est 39° et qu'il existe une cohésion (c) de 2.5 MPa. Or, si la frottement était le seul facteur résistant, il ne devrait pas y avoir de cohésion. Il est possible que les déplacements s'étant produits soient insuffisants pour détruire toutes les aspérités et qu'une rugosité non-négligeable existe toujours sur la surface de glissement des discontinuités. Einstein *et al.* (1970) ont démontré que malgré cette cohésion apparente, l'angle de frottement obtenu de cette façon est essentiellement le

même que celui déterminé à partir de surfaces lisses. Malgré tout, cette valeur de 39° s'apparente bien à la valeur qu'a obtenue Byerlee (1975) (40°) sur différents matériaux (roches sédimentaires, ignées et métamorphiques) et celle observée par Ladanyi et Archambault (1970) (39°) sur de la brique. Comme il n'existe pas de relation entre ϕ_f et ϕ_μ pour des surfaces irrégulières, la relation $\phi_f = \phi_\mu$ (valable pour de faibles contraintes normales et une géométrie régulière des aspérités) sera utilisée. Enfin, comme l'état de contrainte effective présent à la surface des fractures semble répondre adéquatement au même critère de frottement ($c = 2.5 \text{ MPa}$ et $\phi = 39^\circ$) que les autres essais (intacts), il est juste de prétendre que la loi des contraintes effectives ($\sigma' = \sigma - u$) s'applique aux fractures testées.

À cause de sa simplicité, le modèle de résistance au cisaillement de fractures développé par Barton (1973) a été abondamment utilisé en ingénierie. L'équation de ce modèle est la suivante:

$$\tau = \sigma'_n \cdot \tan \left[(\text{JRC}) \cdot \log_{10} \left(\frac{\text{JCS}}{\sigma'_n} \right) + \Phi_b \right] \quad (\text{éq. 5.6})$$

- où: σ'_n : contrainte normale effective
 JRC : coefficient de rugosité de fracture («Joint Roughness Coefficient»)
 JCS : résistance à la compression de la surface de fracture («Joint Compression Strength»)
 $\Phi_b = \phi_\mu$: angle de frottement de base (39°)

La popularité de ce modèle provient de la facilité à déterminer la valeur du JRC. En effet, une des méthodes permettant de déterminer la valeur du JRC consiste à comparer les profils d'une fracture aux profils types décrits par Barton et Choubey (1977). Généralement, quelques profils sont effectués sur la fracture à l'aide d'un peigne métallique et le JRC de la fracture est calculé à partir des différentes valeurs estimées.

Afin d'éviter la subjectivité de l'estimation du JRC par comparaison aux profils types, Tse et Cruden (1979) et Yu et Vayssade (1991) proposent différentes relations entre la valeur du JRC et différents paramètres de rugosité déterminés à partir de l'analyse des courbes types numérisées. Ces relations sont obtenues à partir de régressions linéaires de y (JRC) en x (paramètre de rugosité). D'après ces auteurs, une des deux meilleures corrélations est obtenue pour le coefficient z_2 qui représente la racine carrée de la moyenne quadratique de la dérivée première de $z(x)$:

$$z_2 = \left[\frac{1}{L} \int_0^L \left(\frac{dz}{dx} \right)^2 dx \right]^{1/2} = \left[\frac{1}{N(\Delta x)} \sum_{i=1}^N (z_{i+1} - z_i)^2 \right]^{1/2} \quad (\text{éq. 5.7})$$

où: $z(x)$: élévation du profil par rapport à la ligne de référence

L : longueur projetée du profil sur la ligne de référence

Δx : intervalle d'échantillonnage

N : nombre d'élévations évaluées

Yu et Vayssade (1991) ont observé qu'il existe une relation directe entre l'équation des droites de régression et l'intervalle d'échantillonnage. Ainsi, l'équation de la droite de régression du JRC en fonction de z_2 pour un intervalle d'échantillonnage de 0.5 mm est:

$$\text{JRC} = 61.79(z_2) - 3.47 \quad (\text{éq. 5.8})$$

L'acquisition des données (élévation $z(x)$) a été effectuée à partir du rugosimètre de laboratoire décrit par Gentier (1987) sur des répliques de béton correspondant aux neuf fractures testées. L'élévation de neuf ou dix profils, espacés de 5.1 mm, a été enregistrée en continu dans la direction du cisaillement. La base du moule de béton de chaque réplique sert de plan de référence pour déterminer l'élévation $z(x)$ et elle est orientée de manière à ce que la surface de chacune des fractures soit horizontale (déterminée visuellement). Les profils de chacune des répliques sont par la suite numérisés à pas constant de 0.5 mm pour permettre le calcul des différents paramètres de rugosité. Le tableau 4 présente la valeur de z_2 (moyenne de tous les profils) et le JRC (calculé d'après l'équation 5.8) correspondant aux 9 fractures utilisées pour les essais triaxiaux. La valeur du JRC des neuf fractures se situe entre 7.21 et 8.9 et la moyenne égale 7.9. Poirier (1993) a obtenu une valeur moyenne de JRC égale à 8 pour ces mêmes fractures en comparant leurs profils de rugosité, obtenus par la méthode du peigne, aux profils types de Barton et Choubey (1977). Cette concordance des résultats justifie l'utilisation de l'équation 5.8.

Tableau 4. Évaluation du paramètre z_2 et du JRC des fractures.

n° d'échantillon	nb de profils	nb total de points numérisés	z_2	JRC
E_54	10	1393	0.177	7.21
E_123	9	1193	0.199	8.53
E_116	10	1312	0.197	8.41
E_51	9	1353	0.182	7.51
E_58	10	1476	0.185	7.69
E_119	9	1324	0.185	7.69
E_49	10	1225	0.205	8.90
E_46	10	1137	0.186	7.75
E_48	10	1227	0.179	7.33

Le paramètre JCS du modèle de Barton (éq. 5.6) dépend du degré d'altération des épontes de la fracture. Lorsqu'elles ne sont pas altérées, la valeur du JCS égale la résistance en compression uniaxiale du matériau (σ_c). Par contre, lorsqu'elles sont altérées, la valeur du JCS diminue pour ne représenter qu'une fraction de σ_c . Pour les fractures utilisées, l'altération des épontes est nulle et par conséquent la valeur du JCS égale σ_c .

La figure 29 représente l'expression graphique du modèle LADAR pour les trois catégories d'inclinaison d'aspérités ($i=10^\circ$, $i=20^\circ$, $i=30^\circ$) susceptibles d'être mobilisées lors du cisaillement ainsi que le modèle de Barton. La trajectoire des contraintes effectives des essais fracturés est également superposée à ce graphique. Il apparaît que pour de faibles contraintes normales effectives ($\sigma'_n < 10$ MPa), le modèle LADAR permet de prévoir avec

justesse la résistance au cisaillement des fractures testées malgré une certaine surévaluation de la résistance entre $\sigma_n = 6$ et 7 MPa. De plus, d'après ce modèle, les aspérités mobilisées possèdent des inclinaisons se situant entre 5° et 35° , le tout conforme aux mesures obtenues dans le rapport préliminaire de Laffrechine (1995). Par contre, lorsque $\sigma'_n > 10$ MPa, le modèle surestime la valeur de la résistance. Comme plusieurs paramètres utilisés (K , L , η et ϕ_f) sont arbitraires, il est difficile de déterminer avec exactitude lequel (ou lesquels) de ces paramètres cause(nt) ce mauvais ajustement lorsque $\sigma'_n > 10$ MPa. Par contre, il est clair que les essais E_49 et E_46 démontrent une trajectoire de contraintes très différente de celle des autres essais. Rappelons que cette augmentation de σ'_n est causée par un phénomène de durcissement de dilatance produit par une chute rapide de la pression interstitielle avant la rupture (section 4.2). Il est donc probable que ces changements de trajectoire (qui se produisent près de la rupture) influencent la résistance des fractures.

La résistance au cisaillement estimée à partir du modèle de Barton sous-estime la résistance au cisaillement observée sur les fractures (figure 29). En effet, la résistance obtenue de ce modèle est semblable à celle du cisaillement résiduel obtenue par l'angle de frottement de base (39°). Des observations similaires ont été obtenues par Flamand (1994). Le modèle de Barton ne semble donc pas adéquat pour prédire une juste valeur de la résistance au cisaillement de fractures. Par contre, son emploi en ingénierie ne représente aucun danger puisqu'en sous estimant la résistance, il augmente par le fait même le facteur de sécurité.

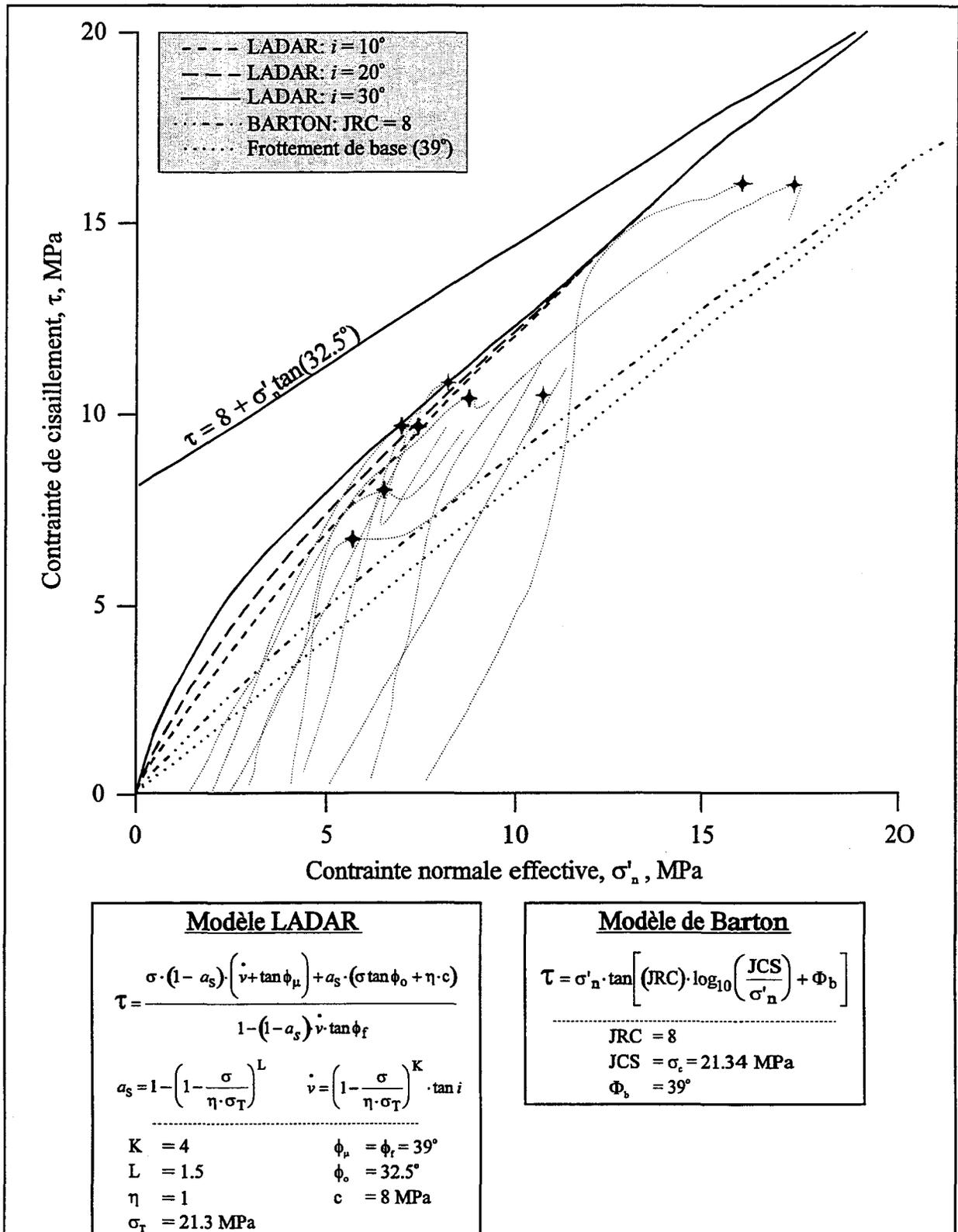


Figure 29. Comparaison de la résistance des fractures avec celle estimée à l'aide du modèle LADAR pour des inclinaisons d'aspérités de $i = 10^\circ$, 20° et 30° et du modèle de Barton pour un JRC = 8.

L'emploi des modèles LADAR et celui de Barton pour l'évaluation de la résistance des fractures testées ne peut être réalisé que sur une base descriptive puisque ces modèles n'ont pas été développés pour des conditions de chargement triaxial non-drainé. De plus, ces deux modèles se basent sur la dilatance produite durant le cisaillement (via les paramètres à composante angulaires i et JRC) alors que les essais réalisés au cours de cette étude ont permis de mesurer les variations de volume (ou de pression interstitielle). Comme il n'existe aucune relation d'établie entre les variations de volume et les paramètres i et JRC, l'emploi de ces modèles doit demeurer essentiellement descriptif.

Malgré le fait que l'évaluation de la résistance à partir du modèle LADAR ne soit que descriptive, ce modèle estime de façon satisfaisante la résistance au cisaillement des fractures rugueuses testées durant cette étude. Bien que ce modèle ait été formulé pour des surfaces à géométrie régulière et en l'absence d'eau (et de u), il semble qu'il soit également adéquat pour évaluer la résistance au cisaillement de fractures de rugosité variable sous des conditions non-drainées (u variable) en autant que la loi des contraintes effectives ($\sigma' = \sigma - u$) soit appliquée. Bien sûr, il reste beaucoup de travail à faire afin d'obtenir un modèle dépourvu d'empirisme. Entre autre chose, il serait important d'établir une relation directe entre les paramètres a_s , \dot{v} , σ'_n et la morphologie de la fracture. Par exemple, il est raisonnable d'imaginer que plus σ'_n sera élevée, moins l'inclinaison des aspérités mobilisées sera élevée puisque les plus inclinées seront probablement cisailées. Ceci aura

un effet direct sur les valeurs de a_s et \dot{v} mais aussi sur la valeur de la pression interstitielle induite lorsque le drainage n'est pas possible. De plus, il serait important de déterminer l'influence de la trajectoire des contraintes effectives menant à la rupture afin de mieux comprendre le rôle que jouent les variations de pression interstitielle sur la résistance de fractures non-drainées ou de fractures soumises à une rigidité normale (K_n) variable.

5.3 Conceptualisation de la génération de pression interstitielle et du comportement mécanique des essais triaxiaux non-drainés

L'interaction entre les variations de pression interstitielle et le comportement mécanique a été discutée jusqu'à maintenant d'un point de vue phénoménologique. En ce sens, les mécanismes générateurs de pression interstitielle ont été identifiés individuellement pour les échantillons intacts et fracturés (chapitres 3 et 4). Également, il s'est avéré que la loi des contraintes effectives s'appliquait aussi bien aux échantillons intacts que fracturés.

Les prochaines sections seront consacrées à la conceptualisation de la génération de pression interstitielle et du comportement mécanique des échantillons intacts et fracturés. Pour ce faire, chacune des observations formulées précédemment sera conjointement analysée afin d'élaborer un modèle qualitatif exprimant les phénomènes susceptibles de se produire sous des conditions précises.

5.3.1 Échantillons intacts

Il a été démontré au chapitre 3 que l'évolution de la pression interstitielle répond adéquatement au modèle de fracturation fragile énoncé par Bieniawski (1967). Ainsi l'application d'un déviateur des contraintes sur un échantillon produit une diminution de son volume (contractance) se traduisant par une phase d'augmentation de la pression interstitielle composée de deux épisodes distincts. Premièrement, la pression interstitielle augmente de façon linéaire jusqu'à ce que la dilatance s'initie. Dans cette épisode, plus la valeur du confinement effectif initial $(\sigma'_3)_0$ est élevée, plus le taux d'augmentation de la pression interstitielle $(\Delta u_i / (\sigma_1 - \sigma_3))$ l'est aussi. Ensuite, le taux d'augmentation de la pression interstitielle chute graduellement jusqu'à ce que la pression interstitielle induite soit maximale. Cette diminution se produit lorsque l'état de contrainte effective atteint le seuil d'initiation de la dilatance. Pour le matériau utilisé, l'initiation de la dilatance se produit approximativement lorsque $\sigma'_1 = 3.86\sigma'_3 + 19.64$.

L'étape de propagation instable de la fracturation marque le début de la phase de diminution de la pression interstitielle. Dès cet instant, le taux de dilatance (causé par la fissuration) excède celui de la contractance (des fissures et des pores). Cette diminution de pression interstitielle a un effet majeur sur le comportement mécanique de la roche puisqu'elle crée un phénomène de durcissement de contractance qui augmente la résistance du matériau.

La figure 30 montre la trajectoire suivie par les contraintes lors de l'application de la charge axiale. La droite pointillée, adjacente aux différents essais, illustre la trajectoire qu'auraient dû suivre les contraintes s'il n'y avait pas eu de pression interstitielle induite (essai drainé). L'orientation de cette trajectoire correspond à celle d'un plan incliné de 30° par rapport à la direction de σ_1 et se fonde sur l'inclinaison approximative des fractures principales observée sur les échantillons.

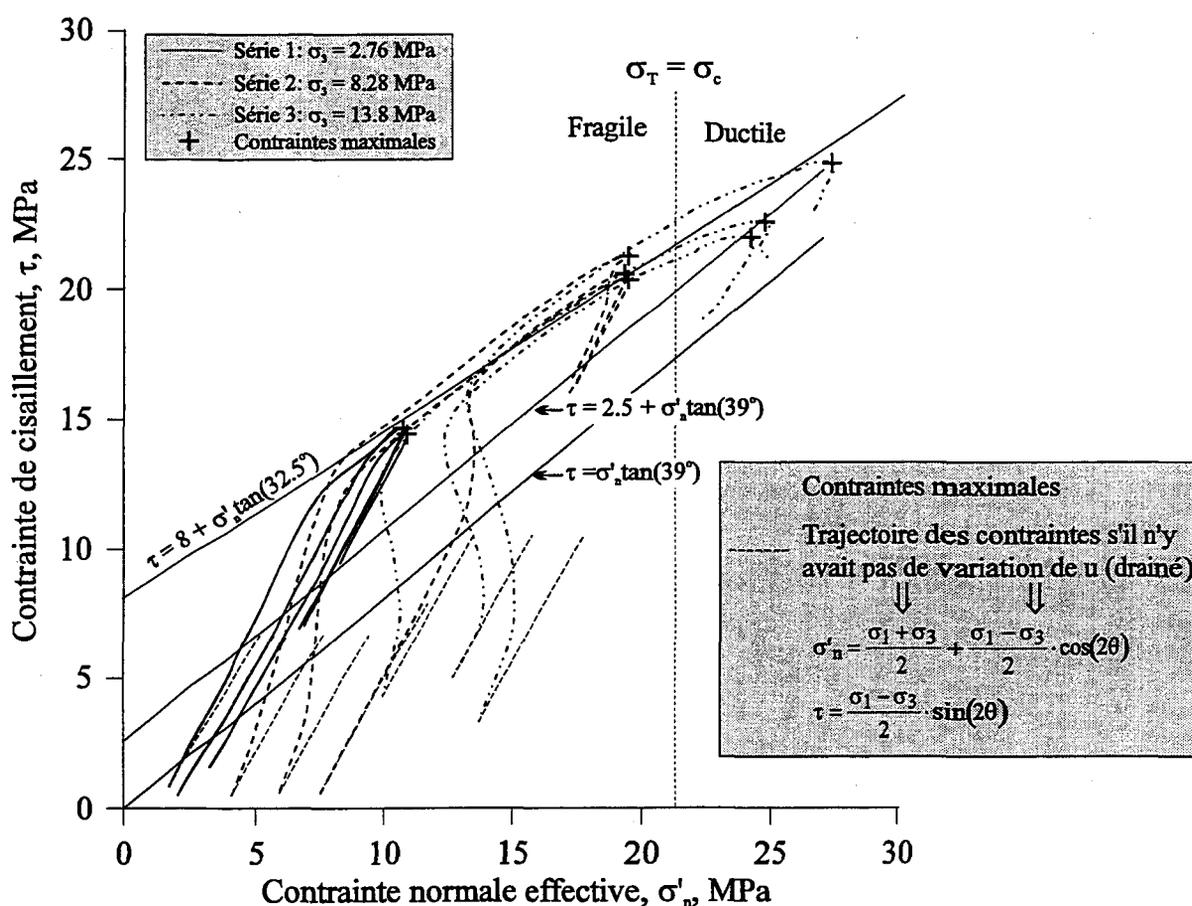


Figure 30. Trajectoire des contraintes des échantillons intacts calculées sur un plan incliné de $\theta = 30^\circ$ par rapport à la direction de σ_1 .

On observe sur cette figure que la pression interstitielle commence à diminuer lorsque l'état de contrainte dans les échantillons est à proximité de la courbe enveloppe de Mohr. Dès cet instant, la diminution de pression interstitielle est telle que le durcissement de dilatance empêche d'atteindre la rupture de l'échantillon. En autant que la diminution de u soit suffisante pour assurer la stabilité de l'échantillon, l'état de contrainte progresse tangentiellement à la courbe enveloppe de Mohr. Cette progression des contraintes de tous les essais sur la courbe enveloppe pourrait expliquer pourquoi le taux de diminution de u est semblable pour tous les échantillons entre l'instant où u chute et la rupture de l'échantillon (figures 8 et 15). La figure 7 montre que quelques instants avant la rupture, le taux de diminution de u s'estompe rapidement. Il est fort probable qu'à cet instant, le durcissement de dilatance ne suffit plus à assurer la cohésion de l'échantillon et que celui-ci doit se rompre.

On peut voir, d'après la trajectoire des contraintes, que la diminution de pression interstitielle est très faible, voire nulle, après que la rupture se soit produite. Cette constatation s'observe également à la figure 7. Également, l'état de contrainte se dirige vers la droite de frottement résiduel déterminée à partir de la figure 28. Pour les deux premières séries d'essais, la pression interstitielle diminue très peu après la rupture non pas parce qu'il ne se produit pas de dilatance mais plutôt parce que u est presque nulle et qu'une éventuelle succion n'a pu être mesurée à l'intérieur de l'échantillon. Il semble donc que plus la pression interstitielle maximale soit élevée, plus l'échantillon est susceptible de subir un

durcissement de dilatance important. Cette constatation s'observe bien entre les deux premières séries (figure 30) sachant que la pression interstitielle maximale atteinte dans la première série varie entre 0.8 et 2.3 MPa alors qu'elle se situe entre 4.1 et 7.6 MPa pour la seconde série.

De par ces constatations et sachant que les conditions de confinement effectif initial $(\sigma'_3)_0$ contrôle l'augmentation de la pression interstitielle (chapitre 3), il apparaît que deux échantillons soumis à la même valeur de $(\sigma'_3)_0$ n'auraient probablement pas la même résistance puisque celui ayant la plus forte valeur de u subirait un durcissement de dilatance plus important. Bien sûr, comme il ne s'agit que d'une hypothèse, il serait intéressant de la vérifier expérimentalement.

Contrairement aux deux premières séries, la troisième démontre que le durcissement de dilatance ne se prolonge pas jusqu'à ce que la pression interstitielle devienne presque nulle. En effet, dans cette série, deux essais sur trois ont conservé une pression interstitielle positive au-delà de la rupture (figure 7). Or, cette série est celle ayant probablement atteint l'état de rupture plastique (chapitre 3). On peut également voir sur la figure 30 que l'état de contrainte à la rupture se situe dans la zone plastique. L'absence de variation de la pression interstitielle au-delà de la rupture témoigne d'un caractère non-dilatant du matériau lorsqu'il se comporte de façon plastique. Cette observation est en accord avec certains travaux réalisés sur des sables saturés déformés de façon plastique (Baladi et Rohani, 1979; Lade,

1978). Un échantillon possédant une forte valeur de u ne subira donc pas un durcissement de dilatance jusqu'à ce que u devienne nulle mais plutôt jusqu'à ce qu'il atteigne l'état de déformation plastique où le taux de variation de u est nul.

La figure 31 représente schématiquement l'évolution de la trajectoire des contraintes susceptible de se produire dans un environnement non-drainé. Ce schéma se base sur le comportement mécanique du matériau pour les trois états de déformation rencontrés au cours de cette étude: élastique et plastique.

La courbe 1 de la figure 31 illustre la trajectoire des contraintes d'un essai triaxial lorsque la valeur de $(\sigma'_n)_0$ se situe entre 0 et $0.5\sigma_T$ (points A). Cette situation correspond aux deux premières séries. Pour cet état de contrainte, l'application d'un déviateur des contraintes augmente graduellement la valeur de la pression interstitielle jusqu'à ce que la propagation instable de fractures se produise (point B) à un niveau de contrainte légèrement inférieur à la courbe enveloppe du matériau. Cette augmentation de u se traduit par une inclinaison de la courbe $>60^\circ$. Plus la valeur de $(\sigma'_3)_0$ est élevée, plus l'inclinaison est prononcée. Celle-ci semble parfois augmenter durant le chargement.

Ensuite, il se produit une phase de diminution de u . Celle-ci entraîne une diminution de l'inclinaison de la courbe $<60^\circ$ et emmène l'état de contrainte sur la courbe enveloppe. Malgré ce fait, le durcissement de dilatance empêche la rupture de l'échantillon et la

trajectoire des contraintes se déplace le long de la courbe enveloppe jusqu'à ce que $u \cong 0$ ou jusqu'à ce que le taux de diminution de u soit insuffisant pour empêcher la rupture de l'échantillon ($\Delta u / \Delta(\sigma_1 - \sigma_3) \cong 0$).

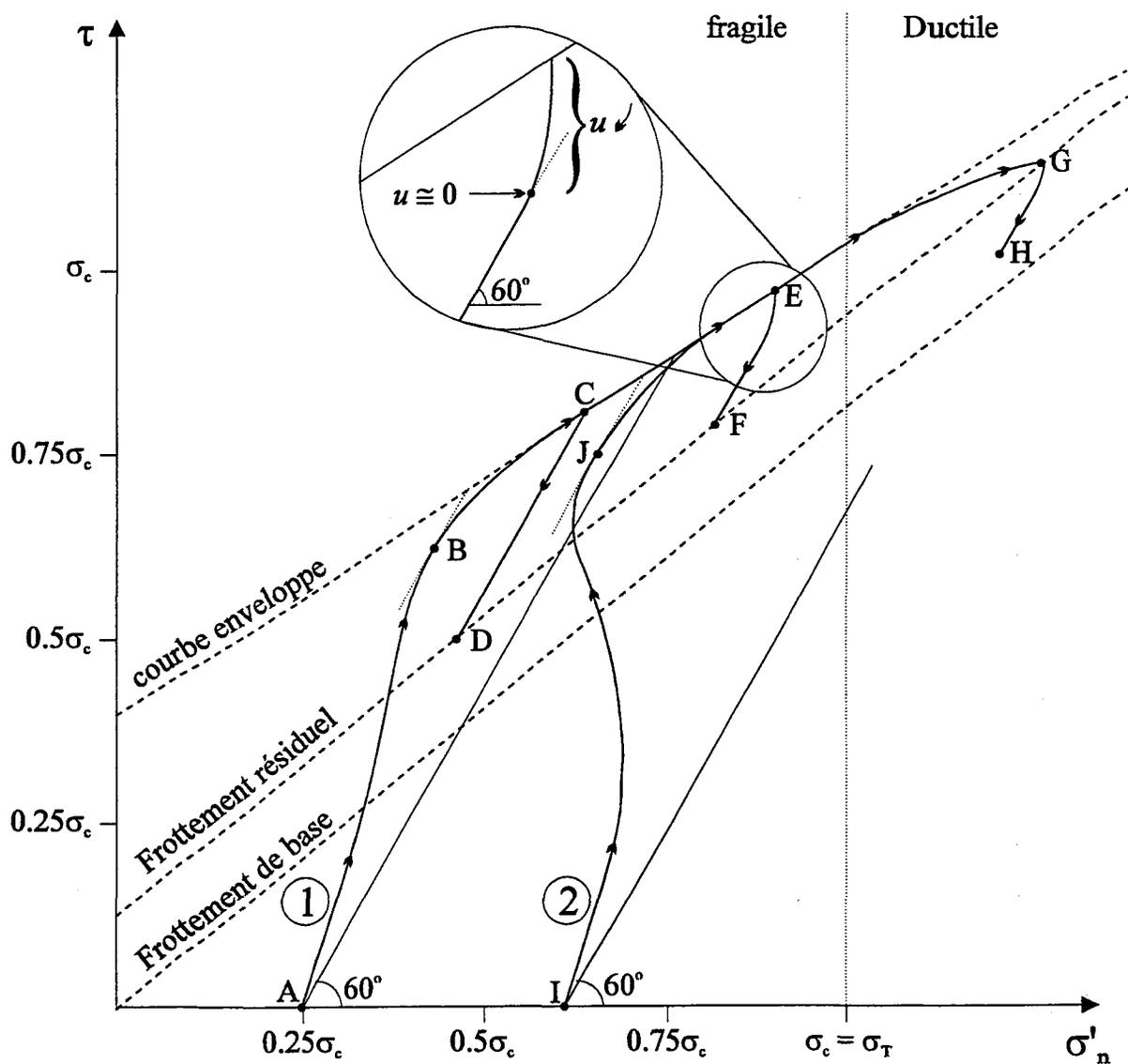


Figure 31. Conceptualisation de l'évolution des contraintes dans les échantillons intacts pour un environnement non-drainé.

En prenant pour acquis que la loi des contraintes effectives s'applique au matériau, des échantillons ayant le même état de contrainte effectif initial (mais dont l'état de contrainte initial diffère) vont se rompre à différents endroits sur la courbe enveloppe. En effet, comme la pression interstitielle induite (u_i) sera la même pour tous les échantillons, plus la pression interstitielle initiale (u_0) sera élevée, plus la pression interstitielle maximale ($u_{\max} = u_0 + u_i$) sera élevée et la quantité de dilatance nécessaire pour obtenir $u \cong 0$ augmentera. Or cette augmentation de dilatance ne peut se produire qu'en déplaçant l'état de contrainte le long de la courbe enveloppe du matériau (points C et E). Par la suite, les contraintes diminuent jusqu'à la droite du frottement résiduel en suivant une trajectoire de contraintes inclinée à 60° (points D et F). Il arrive parfois que la pression interstitielle ne soit pas nulle à la rupture et que la diminution de u se poursuive légèrement au-delà de la rupture. Dans ce cas, la valeur de l'inclinaison de la trajectoire des contraintes est légèrement supérieure à 60° .

Lorsque la quantité de dilatance nécessaire pour obtenir $u \cong 0$ est trop importante, l'état de contrainte se dirige progressivement vers la zone de rupture plastique. À la limite fragile-ductile, la trajectoire des contraintes bifurque jusqu'à ce que l'état de contrainte atteigne la droite du frottement résiduel. À cet endroit, le taux de dilatance est presque nul ($\Delta u / \Delta(\sigma_1 - \sigma_3) \cong 0$) et il ne se produit plus de durcissement de dilatance. L'échantillon a alors atteint sa résistance maximale (point G). Par la suite, l'état de contrainte diminue et se stabilise à mi-chemin entre la droite du frottement résiduel et celle du frottement de base (point H).

Comme l'état de contrainte diminue plutôt que de se stabiliser au point G, on ne peut parler de plasticité parfaite. Il est probable que l'état de contrainte correspondant à cette région ne se situe que dans la zone de transition fragile-ductile. D'ailleurs, la limite $\sigma_T = \sigma_c$ n'est qu'un des différents critères prévoyant la limite fragile-ductile.

La courbe 2 de la figure 31 illustre la trajectoire des contraintes d'un essai triaxial lorsque la valeur de $(\sigma'_n)_0$ (points I) se situe au-delà de $0.5\sigma_T$. Pour un tel état de contrainte initial, la valeur de u_{\max} ne semble pas permettre de rupture fragile obligeant l'état de contrainte à progresser graduellement vers la zone de transition fragile-ductile. Lorsque u augmente, l'angle qu'effectue la trajectoire des contraintes est beaucoup plus élevé que lorsque $(\sigma'_n)_0 < 0.5\sigma_T$. Également, son taux d'augmentation s'accroît progressivement. Enfin, lorsque u diminue (point J), la trajectoire des contraintes suit les points E-G-H et les mécanismes présents sont les mêmes que ceux décrits précédemment.

5.3.2 Échantillons fracturés

Contrairement aux échantillons intacts, il est difficile de déterminer les causes exactes des variations de pression interstitielle dans les échantillons fracturés puisque la valeur du confinement effectif (σ'_3) n'est pas le seul facteur déterminant (ce qui est par contre le cas pour les échantillons intacts). En effet, il s'est avéré que la morphologie de la fracture joue un rôle très important sur l'évolution de u (chapitre 4). Cependant, il n'a pas été possible de

quantifier l'influence qu'exerce la morphologie puisqu'aucune analyse morphologique détaillée n'a été effectuée sur les fractures utilisées. La conceptualisation proposée pour les échantillons fracturés sera donc développée en tenant compte de (σ'_3) et de la morphologie et sera essentiellement descriptive à cause du manque de connaissance de l'influence qu'exerce la morphologie sur le comportement de u .

Dans la phase de mobilisation du frottement, tous les essais effectués ont démontré une augmentation de leur pression interstitielle à la suite de l'application d'un déviateur des contraintes. Comme il en a été question au début du chapitre 4, cette augmentation de pression interstitielle est causée par une diminution du volume (contractance) qui se produit dans le matériau intact formant les épontes et dans la fracture. Il est impossible de quantifier avec précision l'augmentation de pression interstitielle causée uniquement par la fracture. Par contre, il est clair que les fractures ont permis l'induction d'une pression interstitielle supplémentaire lorsqu'on compare, pour un même état de contrainte initial, les échantillons intacts aux échantillons fracturés (figures 8 et 23).

Malgré la présence de nombreuses fluctuations, plus la valeur de $(\sigma'_3)_0$ est élevée, plus u augmente rapidement avec l'accroissement de $(\sigma_1 - \sigma_3)$ (paramètre \bar{A} , figure 24). Cette observation est principalement due à l'augmentation de la résistance des pores (dans la partie intacte) à se dilater (chapitre 3). Le surplus de pression interstitielle provoqué par la

fracture est probablement causé par l'augmentation de la contrainte normale à la fracture qui diminue l'espace entre les épontes et restreint la dilatance. Sous forme de trajectoire de contrainte, ce phénomène se caractérise par une augmentation de l'inclinaison de la trajectoire lorsque (σ_3) augmente (figure 27).

La phase de mobilisation du frottement est un épisode contractant puisqu'il s'est induit une pression interstitielle supplémentaire dans les échantillons fracturés. Il importe donc de se demander quelles sont les caractéristiques morphologiques qui risquent d'influencer ce comportement. Le degré d'enchevêtrement et l'aire de contact sont probablement les deux caractéristiques dominantes et dépendent en partie de la régularité de la morphologie et de la contrainte normale appliquée. Plus elle est régulière et plus la contrainte normale est élevée, plus le degré d'enchevêtrement et l'aire de contact risquent d'être élevés. De cette façon, la pression interstitielle devrait augmenter moins rapidement car la fracture aura moins tendance à se contracter. Donc, plus la morphologie de la fracture est régulière et la contrainte normale est élevée, moins l'augmentation de la pression interstitielle produite par la fracture sera importante. L'augmentation de l'inclinaison de la trajectoire des contraintes devrait ainsi être moins importante dans ce cas.

C'est également la rugosité à la surface de la fracture qui est responsable des fluctuations de pression interstitielle dans la phase de mobilisation de la rugosité. Il s'agit probablement de glissements épisodiques à la surface des aspérités qui produisent une

quantité de dilatance parfois supérieure à la contractance (la pression interstitielle diminue légèrement pour les échantillons E_116 et E_119). Il est probable que ce phénomène risque de se produire surtout lorsque l'angle des aspérités mobilisés (i) est petit. La présence de ce phénomène devrait diminuer avec l'augmentation de la contrainte normale car elle augmente la résistance au glissement.

Le segment A-B de la figure 32 schématise la trajectoire des contraintes d'un échantillon fracturé dans la zone de mobilisation du frottement. Cette fracture ne possède aucune caractéristique morphologique particulière (sinon qu'elle doit être rugueuse) ou état de contrainte initial particulier, mais certaines caractéristiques susceptibles d'influencer le comportement de la trajectoire des contraintes sont mentionnées. Dans cette phase, l'augmentation de la pression interstitielle est causée par la contractance de la partie intacte des épontes et de la fracture.

Dans la partie intacte des épontes, plus l'état de contrainte initial est élevé, plus la pression interstitielle augmente rapidement sous l'application d'un déviateur des contraintes à cause d'une plus grande résistance des pores à se dilater. Ainsi, l'inclinaison de la trajectoire des contraintes est plus élevée pour un état de contrainte initial élevé. L'induction de u de la partie intacte dépend également de la porosité. En effet, un matériau non-poreux ne pourrait induire de pression interstitielle.

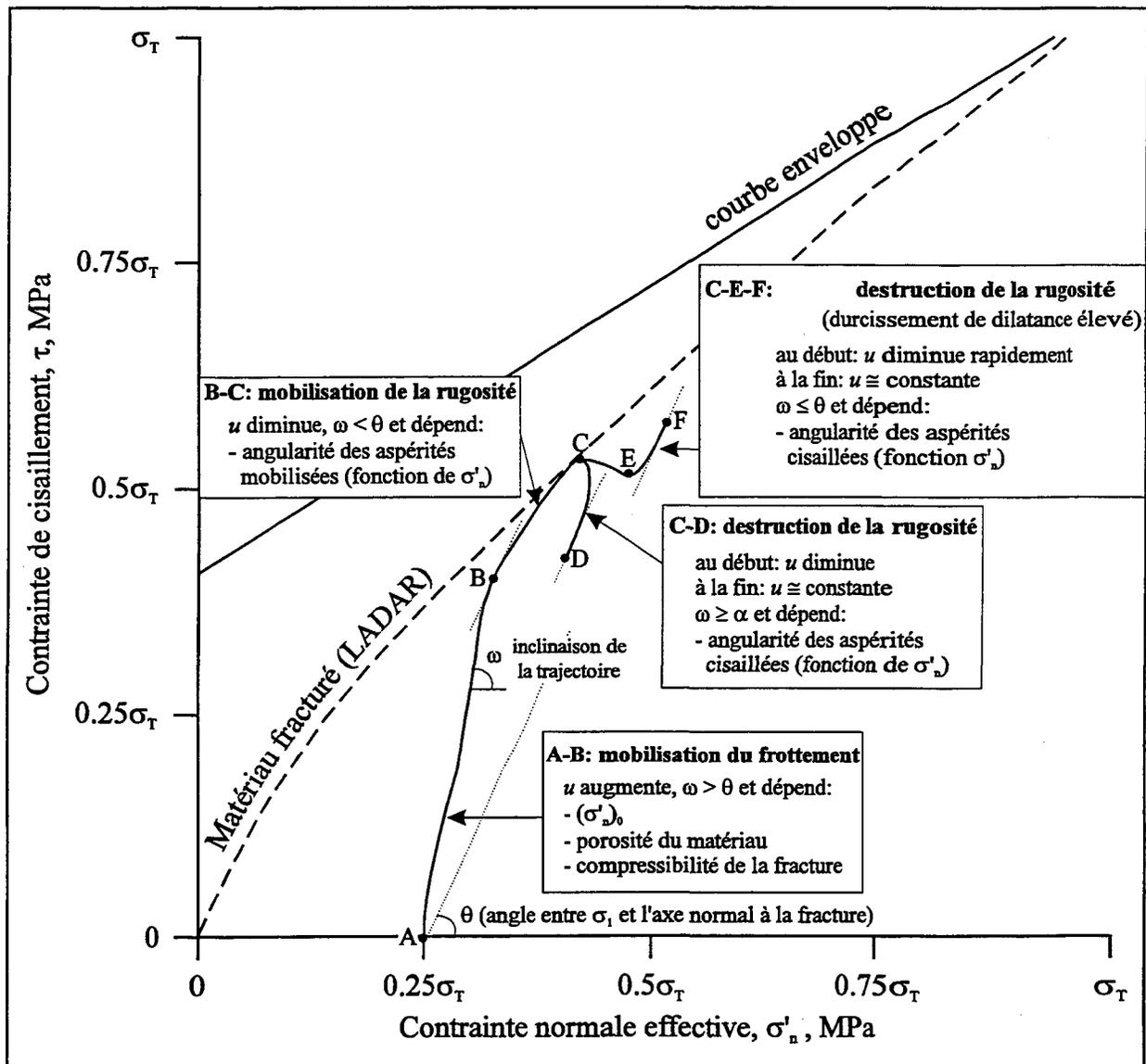


Figure 32. Conceptualisation de l'évolution des contraintes dans les échantillons fracturés pour un environnement non-drainé.

Pour la fracture, l'augmentation de l'état de contrainte initial diminue probablement la quantité de pression interstitielle induite car la compressibilité d'une fracture diminue avec l'augmentation de la contrainte. Ainsi, l'inclinaison de la trajectoire devrait diminuer avec

l'augmentation de l'état de contrainte. La morphologie exerce également un rôle sur la compressibilité. Plus une fracture est rugueuse, plus elle devrait être compressible et l'inclinaison de la trajectoire des contraintes devrait donc augmenter. Il est probable que cet effet s'atténue avec l'augmentation de l'état de contrainte initial. En fin, l'inclinaison de la trajectoire des contraintes n'est pas toujours linéaire à cause de certains réajustements qui se produisent sur la surface rugueuse.

Dans la phase de mobilisation de la rugosité, tous les essais effectués ont démontré une diminution de leur pression interstitielle et celle-ci est entièrement attribuable à la dilatance de la fracture (voir section 4.1). Dans cette phase, le glissement s'effectuant sur les aspérités rugueuses augmente graduellement l'espace entre les parois de la fracture et fait chuter la pression interstitielle. La distribution de l'angularité des aspérités et l'état de contrainte appliqué (particulièrement la contrainte normale) sont probablement les facteurs qui déterminent la dilatance (ou la diminution de u) qui se produit dans la fracture.

La figure 27 démontre que la trajectoire des contraintes n'est pas la même d'un échantillon à l'autre dans la phase de mobilisation de la rugosité. Comme la diminution de u est entièrement causée par la dilatance de la fracture (section 4.1), l'allure de la trajectoire des contraintes sera contrôlée par la morphologie de la fracture. Par exemple, un taux de dilatance élevé (mobilisation d'aspérités à forte angularité) augmentera rapidement la contrainte normale (car u diminue rapidement) et abaissera l'inclinaison de la trajectoire.

Par contre, comme cette caractéristique n'est pas la seule susceptible d'influencer le comportement des trajectoires, il est impossible de les interpréter avec justesse. Peut importe l'état de contrainte appliqué, il n'apparaît pas de différence majeure dans le comportement de la trajectoire des contraintes.

La segment B-C de la figure 32 schématise la trajectoire des contraintes d'un échantillon fracturé dans la zone de mobilisation de la rugosité. Le début de la phase de mobilisation de la rugosité est marqué par une inclinaison de la trajectoire des contraintes inférieure à celle qui aurait été empruntée pour un état drainé. L'inclinaison dépend des caractéristiques morphologiques et de l'état de contrainte appliqué mais cette relation n'a pu être établie. La fin de cette phase se produit lorsque l'état de contraintes effectives atteint la résistance au cisaillement de la fracture. Le modèle LADAR a été choisi pour représenter le critère de rupture car il illustre bien le comportement du matériau testé (section 5.2). Entre le début et la fin de la phase de mobilisation de la rugosité, l'inclinaison de la trajectoire peut légèrement varier. Ce phénomène correspond à des réajustements qui se produisent durant la progression du cisaillement.

Dans la phase de destruction de la rugosité, tous les essais effectués ont démontré une diminution de leur pression interstitielle. Dans cette phase, le glissement s'effectue toujours sur les aspérités rugueuses qui sont graduellement cisillées à cause de l'augmentation progressive de l'état de contrainte à leur surface. Ce phénomène provoque une diminution

de l'angularité mobilisée et par le fait même de la dilatance à un tel point qu'elle devient parfois nulle. Progressivement, l'inclinaison de la trajectoire des contraintes devient parallèle à celle d'une fracture drainée (figure 27). Il arrive parfois que le durcissement de dilatance provoque une remontée de l'état de contrainte.

La figure 32 schématise la trajectoire des contraintes d'un échantillon fracturé dans la zone de destruction de la rugosité. Selon l'intensité du durcissement de dilatance qui se poursuit, l'inclinaison de la trajectoire des contraintes va progressivement se diriger vers celle d'une fracture drainée (trajectoire C-D). À cause d'un important durcissement de dilatance et de l'état de chargement triaxial, il arrive quelquefois que l'état de contrainte se remet à augmenter. Lorsque ce phénomène se produit, la trajectoire est généralement parallèle à celle d'une fracture drainée au moment où les contraintes augmentent (trajectoire C-E-F).

CHAPITRE 6

CONCLUSION

Les objectifs poursuivis par cette étude étaient:

- 1) Développer un système de mesure des déformations latérales à l'intérieur d'une cellule triaxiale;
- 2) Approfondir les connaissances existantes sur l'interaction entre le comportement mécanique et les variations de pression interstitielle de roches intactes et fracturées.

Quatre poutres en porte-à-faux ont été fixées sur le cylindre de chargement de la cellule triaxiale à l'aide d'un support métallique. Chacune de ces poutres est munie de jauges électriques de déformation permettant l'évaluation des déplacements latéraux de l'échantillon dans la cellule. Il apparaît, à la suite des nombreux essais triaxiaux réalisés, que ce système de mesure ne permet pas de mesurer précisément les déplacements qui se produisent dans l'échantillon durant l'augmentation de l'état des contraintes. L'imprécision des mesures résulte principalement du déplacement de l'échantillon à l'intérieur de la cellule triaxiale. Toutefois, les échantillons fracturés ont démontré des mesures de déplacement latéral plus justes que les échantillons intacts car les poutres étaient placées directement dans la direction du déplacement latéral maximal (axe de l'ouverture de la

fracture) alors qu'il n'était pas possible de déterminer cette direction dans les échantillons intacts puisqu'il est impossible de prédire la position de la zone de concentration des déformations.

Les résultats obtenus à partir des essais triaxiaux effectués sur le matériau intact ont permis de constater que le matériau utilisé répond adéquatement au concept de fracturation fragile de Bieniawski (1967). C'est ainsi qu'une augmentation de la pression interstitielle a été observée dans les phases contractantes du concept et qu'une diminution de la pression interstitielle a été observée dans les phases dilatantes.

Le comportement de l'augmentation de la pression interstitielle dans les échantillons intacts et la résistance sont directement influencés par la valeur du confinement effectif (σ'_3). La valeur maximale de la pression interstitielle induite ($u_i \text{ max}$) dépend de l'état des contraintes effectives (σ'_1 et σ'_3) qui prévaut durant l'essai. De plus, le taux de diminution de la pression interstitielle est indépendant de la valeur du confinement.

Dans le but de prévoir la quantité de pression interstitielle induite par l'application d'un déviateur des contraintes, le paramètre \bar{A} de Skempton (1954) a été évalué pour les essais intacts. Lorsque la valeur de $(\sigma'_3)_0 < 7 \text{ MPa}$, le paramètre \bar{A} est approximativement constant du début du chargement jusqu'à l'initiation de la dilatance alors qu'il augmente

graduellement lorsque la valeur de $(\sigma'_3)_0 > 7$ MPa. Du début du chargement jusqu'à l'initiation de la dilatance la valeur de \bar{A} est directement liée à celle de $(\sigma'_3)_0$. Après l'initiation de la dilatance, tous les essais démontrent une diminution semblable de la valeur de \bar{A} et atteignent ensuite un palier. Dans cet épisode du chargement, la valeur de $(\sigma'_3)_0$ ne semble pas influencer le comportement de \bar{A} .

Le comportement de la pression interstitielle des échantillons fracturés est fondamentalement différent de celui des échantillons intacts. Pour un état de contrainte initial semblable, les échantillons fracturés induisent une pression interstitielle plus élevée que les échantillons intacts. L'évolution de la pression interstitielle est difficilement descriptible car il existe plusieurs variations locales probablement dues au caractère irrégulier des fractures. La pression interstitielle augmente dans la phase de mobilisation du frottement pour ensuite chuter au début de la phase de mobilisation de la rugosité (avant la rupture) et devenir stable à la fin de la phase de destruction de la rugosité. De façon générale, la valeur de $u_i \text{ max}$ est fonction de celle de $(\sigma'_3)_0$. Le paramètre \bar{A} des fractures illustre bien le caractère imprévisible de l'évolution de la pression interstitielle par ses nombreux changements et ses irrégularités. Dans la phase d'augmentation de la pression interstitielle, la valeur de \bar{A} est fonction de celle de $(\sigma'_3)_0$.

Une modélisation de la résistance au cisaillement des fractures testées a été réalisée. Il semble que la résistance des fractures puisse être déterminée par le modèle LADAR malgré que ce modèle n'ait pas été développé pour des fractures dont les aspérités sont irrégulières. La conceptualisation de l'évolution de la trajectoire des essais triaxiaux intacts ou fracturés a permis de schématiser l'évolution des contraintes avant et après la rupture des échantillons ou de la fracture. Les diverses conditions susceptibles d'influencer la trajectoire ont été prises en considération. Ainsi, les échantillons intacts seront surtout influencés par la valeur de $(\sigma'_3)_0$ et u_i max alors que les échantillons fracturés seront dépendants de la contrainte normale et de la rugosité de la fracture.

Bien que cette étude ait permis de faire la lumière sur un certain nombre de phénomènes physico-mécaniques propres aux environnements influencés par les pressions interstitielles, il subsiste néanmoins plusieurs interrogations, particulièrement pour les roches fracturées. Il serait important de déterminer la relation qui existe entre la distribution des aspérités d'une fracture irrégulière et les aspérités mobilisées durant le cisaillement. La contrainte normale appliquée joue certainement un rôle important dans la sélection de ces aspérités. Une meilleure compréhension du phénomène de cisaillement des aspérités serait également profitable.

Il serait intéressant d'adapter le modèle LADAR à des conditions de cisaillement sur des fractures irrégulières. Les paramètres de ce modèle ne sont pas adaptés pour ce genre de situation et son emploi demeure essentiellement qualitatif pour cette situation.

Les pressions interstitielles ont été et seront toujours une préoccupation majeure dans le développement de travaux effectués dans les massifs rocheux. L'état des contraintes dans la croûte terrestre est généralement en équilibre avec le milieu rocheux mais il existe certaines situations d'instabilité comme en témoignent les tremblements de terre. Toutes perturbations de l'état des contraintes effectives peut amener un massif rocheux à la rupture malgré sa stabilité originale. En effet, une rupture peut se produire par l'augmentation des contraintes mais aussi par l'augmentation de la pression interstitielle résultante de la compaction du massif rocheux. Ces modifications dans l'état des contraintes peuvent se produire par la réalisation d'ouvrages tels que l'édification d'un barrage ou d'une digue ou la création d'ouvertures souterraines telles que les tunnels et les galeries. Il importe de mentionner que l'inondation de bassins ou l'augmentation du niveau de réservoirs naturels à la suite de la construction d'un barrage ou d'une digue produisent une augmentation de la pression interstitielle équivalente à l'augmentation du niveau du toit de la nappe d'eau. La présence de faibles tremblements de terre suivant l'augmentation du niveau de l'eau de ces bassins naturels (*e.g.* le Lac St-Jean) ou artificiels témoigne de la création d'instabilités.

Il est donc important de tenir compte des pressions interstitielles dans le design et l'édification d'ouvrages et d'apporter les correctifs qui s'imposent pour augmenter leur stabilité. Diverses méthodes peuvent être employées, mentionnons seulement le boulonnage, l'ancrage, l'injection de coulis de béton dans les discontinuités, la pose de drains qui diminuent la pression interstitielle et la pose de revêtement étanches.

RÉFÉRENCES

- Adachi, K. 1974. Influence of Pore Water Pressure on the Engineering Properties of Intact Rock. Thèse de doctorat, University of Illinois at Urbana-Champaign, Illinois.
- Aldrich M. J. 1969. Pore pressure effects on Berea sandstone subjected to experimental deformation. Geological Society of America Bulletin, 80 : 1577-1586.
- Baladi, G.Y. et Rohani, B. 1979. Elastic-plastic model for saturated sand. Journal of the Geotechnical Engineering Division, GT4 : 465-480.
- Barton, N. R. 1973. Review of a new shear strength criterion for rock joints. Engineering Geology, 7 : 287-332.
- Bieniawski, Z.T. 1967. Mechanism of brittle fracture of rock: Part I- theory of the fracture process. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 4 : 395-406.
- Biot, M.A. 1941. General theory of three-dimensional consolidation. Journal of Applied Physics, 12 : 155-164.
- Bishop, A.W. 1966. Soils and soft rocks as engineering materials. Inaugural Lecture, Imperial College of Science and Technology, London, 6 : 289-313.
- Bruhn, R.W. 1972. A Study of the Effect of Pore Pressure on the Strength and Deformability of Berea Sandstone in Triaxial Compression. Department of the Army, Missouri River Division, Corps of Engineers, Division Laboratory, Omaha, Nebraska. Technical Report MRDL 1-72.
- Byerlee, J.D. 1967. Frictional characteristics of granite under high confining pressure. Journal of Geophysical Research, 72(14) : 3639-3648.
- Byerlee, J.D. 1975. The fracture strength and frictional strength of Weber sandstone. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanical Abstracts, 12 : 1-4.

- Deere, D.U. et Miller, R.P. 1966. Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock. Air Force Weapons Laboratory, Kirkland, New-Mexico, USA, Report n° AFWL-TR-65-16.
- Deklotz, E.J., Heck, W.J. et Aldrich, M.J. 1968. Development of Equipment for Studying Pore Pressure Effects in Rock. Department of the Army, Missouri River Division, Corps of Engineers, Division Laboratory, Omaha, Nebraska. Technical Report MRDL 3-68.
- Denis, C. 1991. Perméamétrie des carottes de forage de Ville-Mercier: procédures et résultats. Centre d'Études sur les Ressources Minérales, Québec, Canada. Cahier 91-3.
- Dropek, R.K., Johnson, J. N. et Walsh, J.B. 1978. The Influence of Pore Pressure on the Mechanical Properties of Kayanta Sandstone. *Journal of Geophysical Research*, 83(B6) : 2817-2824.
- Einstein, H.H., Nelson, R.A., Bruhn, R.W. et Hirschfeld, R.C. 1970. Model Studies of Jointed-Rock Behavior. Compte rendu de la 11^e conférence sur la mécanique de roches: Rock Mechanics - Theory and Practice. University of California, Berkeley, California, 16 au 19 juin 1969. *Éditeur*: W.H. Somerton. American Institute of Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineers, New-York. pp. 83-103.
- Flamand, R., Archambault, G., Gentier, S., Riss, J. et Rouleau, A. 1994. An Experimental Study of the Shear Behavior of Irregular Joints Based on Angularities and Progressive Degradation of the Surfaces. Compte rendu de la 47^e conférence canadienne de géotechnique: La nature multidisciplinaire de la géotechnique. Halifax, Nouvelle-Écosse, 21 au 23 septembre 1994. pp. 253-262.
- Geertsma, J. 1957. The Effect of Fluid Pressure Decline on Volumetric Changes of Porous Rocks. *Transactions of the American Institute of Mining Engineering*, 210 : 331-340.
- Gentier, S. 1987. Morphologie et comportement hydromécanique d'une fracture naturelle dans le granite sous contrainte normale; étude expérimentale et théorique. Document du B.R.G.M. n° 134, B.R.G.M., Orléans, France.
- Goodman, R.E. 1976. *Methods of Geological Engineering*. West Publishing Co. 473 p.
- Handin, J., Hager, R.V., Friedman, M. et Feather, J.N. 1963. Experimental deformation of sedimentary rock under confining pressure: Pore pressure tests. *Bulletin of the American Association of Petroleum Geologists*, 47(5) : 717-755.

- Heck, W.J. 1972. Development of Equipment for Studying Pore Pressure Effects in Rock. *Compte rendu du 10^e symposium de mécanique des roches: Basic and Applied Rock Mechanics*. University of Texas, Austin, Texas, mai 1968. *Éditeur*: K.E. Gray. American Institute of Mining Engineering, New-York. pp. 243-266.
- Herget, G., Unrug, K. et Capozio, N. 1973. Shear Strength and Failure Strains of Geological and Artificial Fractures in Siderite Under Triaxial Conditions. Ministère de l'énergie, des mines et des ressources, direction des mines, centre des recherches minières, Canada, rapport interne n° 73/61.
- Ismail, A.A.H. et Murrell, S.A.F. 1976. Dilatancy and strength of rocks containing pore water under undrained conditions. *Geophysical Journal of the Royal Astronomical Society*, 44 : 107-134.
- Jaeger, J. et Cook, N. 1969. *Fundamentals of Rock Mechanics*. Chapitre 8: Fluid Pressure and Flow in Rocks. Chapman et Hall, London. pp. 195-214.
- Ladanyi, B. et Archambault, G. 1970. Simulation of Shear Behavior of a Jointed Rock Mass. *Compte rendu de la 11^e conférence sur la mécanique de roches: Rock Mechanics - Theory and Practice*. University of California, Berkeley, California, 16 au 19 juin 1969. *Éditeur*: W.H. Somerton. American Institute of Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineers, New-York. pp. 105-125.
- Lade, P. 1978. Prediction of undrained behavior of sand. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, GT6 : 721-735.
- Lambe, T.W. et Whitman, R.V. 1969. *Soil mechanics*. John Wiley & Sons, 553 p.
- Laffrechine, K. 1995. *Analyse morphologique de surfaces de fractures: Essais de cisaillement*. Laboratoire de géomécanique, Université de Bordeaux I, Bordeaux, France. 22 p.
- Lama, R.D. et Vutukuri, V.S. 1978. *Handbook on mechanical properties of rocks*. Bay Village, Oh : Trans tech.
- Lane, K.S. 1969. Pore pressure on Berea sandstone subjected to experimental deformation: Discussion. *Geological Society of America Bulletin*, 80: 1587-1590.

- Lane, K.S. 1970. Engineering Problems Due to Fluid Pressure in Rock. *Compte rendu du 11^e symposium de mécanique des roches: Rock Mechanics - Theory and Practice.* University of California, Berkeley, California, 16 au 19 juin 1969. *Éditeur:* W.H. Somerton. American Institute of Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineers, New-York. pp. 501-540.
- Leichnetz, W. 1985. Mechanical properties of rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanical Abstracts*, 22 : 313-321.
- Mogi, K. 1966. Pressure dependence of rock strength and transition from brittle fracture to ductile flow. *Bulletin of the Earthquake Research Institute, University of Tokyo*, 44 : 215-232.
- Murrell, S.A.F. 1965. The effect of triaxial stress systems on the strength of rocks at atmospheric temperature. *Geophysical Journal of the Royal Astronomical Society*, 10 : 231-281.
- Nur, A. et Byerlee, J.D. 1971. An exact effective stress law for elastic deformation of rock with fluids. *Journal of Geophysical Research*, 76(26) : 6414-6419.
- Ohnishi, Y. 1973. Laboratory Measurement of Induced Water Pressures in Jointed Rocks. Thèse de doctorat, University of California, Berkeley, California.
- Parate, N.S. 1973. Influence of water on the strength of limestone. *Transactions of the American Institute of Mining Engineering*, 254 : 127-131.
- Patton, F.D. 1966. Multiple Modes of Shear Failure in Rock. *Compte rendu du 1^{er} congrès de la société internationale de mécanique des roches, Lisbonne, Portugal.* Volume 1, pp. 509-513.
- Poirier, S. 1993. Comportement hydromécanique d'un matériau rocheux et caractérisation de fractures rocheuses. *Projet de fin d'études à l'Université du Québec à Chicoutimi, Québec, Canada.*
- Poirier, S., Archambault, G. et Rouleau, A. 1994. Experimental Testing of Pore Water Influences on Physico-Mechanical Properties of a Porous Rock Analog Material. *Compte rendu de la 47^e conférence canadienne de géotechnique: La nature multidisciplinaire de la géotechnique.* Halifax, Nouvelle-Écosse, 21 au 23 septembre 1994. pp. 418-427.
- Robinson, L.H. 1959. The effect of pore and confining pressure on the failure process in sedimentary rock. *Quarterly of the Colorado School of Mines*, 54 : 177-199.

- Robinson, L.H. et Holland, W.E. 1970. Some Interpretation of Pore Fluid Effects in Rock Failure. *Compte rendu du 11^e symposium de mécanique des roche: Rock Mechanics - Theory and Practice*. University of California, Berkeley, California, 16 au 19 juin 1969. *Éditeur*: W.H. Somerton. American Institute of Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineers, New-York. pp. 105-125.
- Roeloffs, E.A., Wang, H.F., Cheung, L.S. et Haimson, B.C. 1979. Monotonic and Cyclic Pore Pressure Loading of Sawcut Sandstone. *Compte rendu du 20^e symposium de mécanique des roches*, Austin, Texas, 4 au 6 juin 1979. pp. 179-184.
- Scott, R. 1963. Principles of Soil Mechanics. Section 6.7: Pore Pressures Developed in Soils by Applied Stresses. Addison-Wesley Publishing Company. pp. 267-275.
- Serdengecti, S. et Boozer, G.D. 1961. The Effects of Strain Rate and Temperature on the Behavior of Rocks Subjected to Triaxial Compression. *Compte rendu du 4^e Symposium sur la mécanique des roches*. *Éditeur*: H.L. Hartman. Pensilvania State University. Bulletin of the Mineral Industries Experiment Station, 76 : 83-97.
- Skempton, A.W. 1954. The pore pressure coefficient A and B. *Géotechnique*, 4 :143-147.
- Skempton, A.W. 1961. Effective Stress in Soils, Concrete and Rocks. *Compte rendu de la conférence: Pore Pressure and Suction in Soils*. Conférence organisée par: British National Society of the International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering at the Institution of Civil Engineers, Londre, Butterworth, 30 et 31 mars 1960. pp. 4-16.
- Terzaghi, K. 1945. Stress conditions for the failure of saturated concrete and rock. *Compte rendu de l'ASTM*, 45 : 777-792.
- Tse, R. et Cruden, D.M. 1979. Estimating joint roughness coefficients. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanical Abstracts*, 16 : 303-307.
- Yu, X. et Vayssade, B. 1991. Joint profiles and their roughness parameters. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanical Abstracts*, 28(4) : 333-336.

ANNEXE 1

CALIBRAGE DES SYSTÈMES DE MESURE

A1.1 Calibrage du LVDT

Le calibrage du LVDT (*Linear Variable Differential Transducer*), illustré à la figure 3, a été effectué à l'aide de cales de précision fabriquées par la compagnie *Kuroda Gauge Manufacturing LTD*. Ces cales ont une précision de ± 0.0001 mm. Elles sont déposées entre la tige du LVDT et un morceau de marbre poli, et le voltage correspondant est enregistré (avec le système d'acquisition de données). Il importe de mentionner que le LVDT a d'abord été fixé perpendiculairement au plan du marbre, à l'aide d'un niveau, sur un support métallique stable afin de s'assurer que les déplacements mesurés par le LVDT correspondent à l'épaisseur vraie des cales de précision.

La figure A1 illustre les résultats du calibrage du LVDT à partir des cales de précision. La régression linéaire du déplacement en fonction du voltage indique 15.0×10^{-3} mm/mVolt.

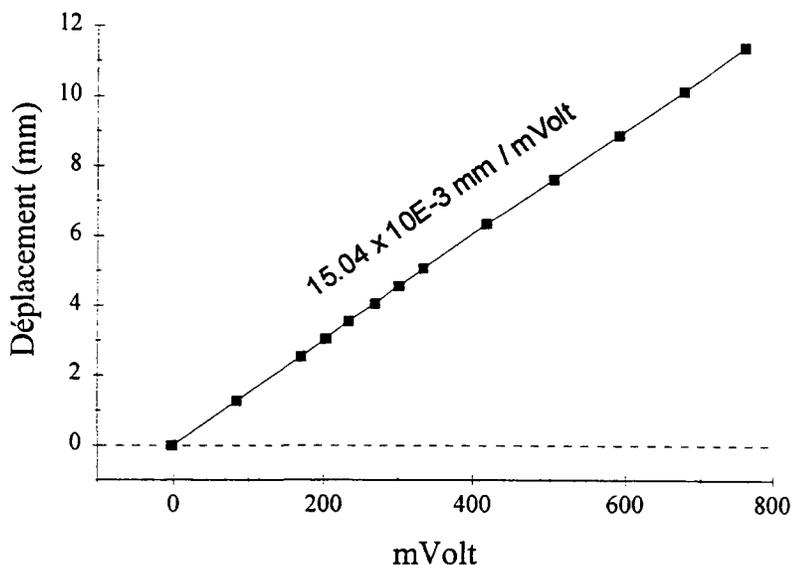


Figure A1. Calibrage du LVDT à l'aide des cales de précision.

Les déplacements mesurés par le LVDT durant un essai triaxial ne sont pas uniquement dus à la déformation de l'échantillon de béton mais également à la compressibilité axiale du montage. Celle-ci provient principalement de l'espace entre les diverses interfaces et diminue avec la contrainte normale appliquée. Afin de pouvoir quantifier avec exactitude ce surplus de déplacement enregistré par le LVDT, des jauges de déformation électriques ont été collées sur un cylindre d'aluminium d'une longueur de 12.5 cm et d'un diamètre de 5 cm. La différence de déplacement mesurée entre les deux systèmes de mesure (LVDT et jauges) en fonction du chargement axial correspond à la compressibilité du montage.

L'échantillon d'aluminium a d'abord été placé dans la cellule triaxiale avec toutes les composantes qui ont été utilisées lors de la réalisation des essais triaxiaux sur le matériau

intact ou fracturé. Cependant, aucune pression de confinement n'a été appliquée car les trous dans la paroi de la cellule triaxiale par lesquels les fils des jauges électriques passent n'ont pas été colmatés. Une charge axiale a été appliquée en paliers successifs jusqu'à 244 750 N (55 000 lbf). Le déplacement axial (mesuré à l'aide du LVDT) et les déformations axiales (mesurées à l'aide des jauges) ont été notés pour chacun des paliers.

La figure A2 illustre la compressibilité axiale (mm/N) des différentes composantes du montage triaxial. Le déplacement axial causé par cette compressibilité ($\Delta l_{\text{montage}}$) s'obtient en soustrayant du déplacement axial mesuré par le LVDT (Δl_{LVDT}) la valeur obtenue par les jauges (Δl_{jauges}). Cette dernière valeur s'obtient en multipliant la déformation axiale mesurée par les jauges ($\Delta \epsilon l$) par la longueur de l'échantillon (l).

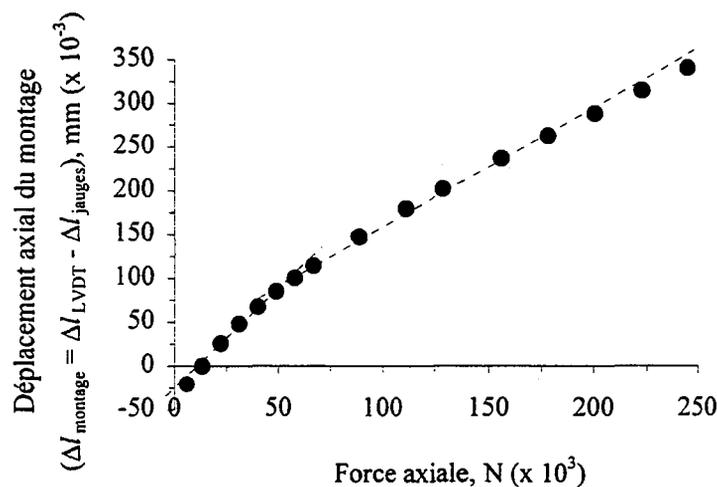


Figure A2. Compressibilité axiale du montage triaxial.
Les données ont été mises à zéro à 13350 N.

D'après la figure A2, on voit que la compressibilité axiale des différentes composantes du montage triaxial n'est pas linéaire de 0 à 244 750 N (55 000 lbf). En effet, de 4 450 N (1000 lbf) à 57 850 N (13 000 lbf), le montage se déforme approximativement de 2.122×10^{-3} mm pour chaque tranche de 1 000 N appliquée. Par contre, entre 57 850 N et 244 750 N, la déformation du système équivaut approximativement à 1.258×10^{-3} mm par tranche de 1 000 N appliquée.

À la lumière de ces résultats, la déformation axiale subie par l'échantillon est:

$$\varepsilon_l = \frac{\Delta l_{\text{corrigé}}}{l}$$

où: $\Delta l_{\text{corrigé}} = \Delta l_{\text{LVDT}} - \Delta l_{\text{montage}}$

$$\Delta l_{\text{montage}} (\text{mm}) = \left\{ \begin{array}{l} 2.122 \times 10^{-6} \text{ mm/N} \cdot F_{\text{axiale}} (\text{N}), \quad 0 \leq F_{\text{axiale}} \leq 57\,850 \text{ lbf} \\ 0.123 \text{ mm} + 1.258 \times 10^{-6} \text{ mm/N} \cdot (F_{\text{axiale}} - 57\,850), \quad 57\,850 < F_{\text{axiale}} \leq 244\,750 \text{ lbf} \end{array} \right\}$$

Les corrections qui s'imposent ont été apportées aux calculs de toutes les déformations axiales présentées comme résultats dans les chapitres 2 à 5 de ce mémoire.

A1.2 Fabrication et calibrage des poutres en porte-à-faux

A1.2.1 Fabrication des poutres en porte-à-faux

Les poutres en porte-à-faux ont été fabriquées pour pouvoir enregistrer en continu la déformation latérale des échantillons intacts et la dilatance des échantillons fracturés. Le design de ces poutres s'est inspiré de celles utilisées par Herget *et al.* (1973) et Dropek *et al.* (1978). Il a été nécessaire de développer un système de mesure adéquat pour l'intensité des déformations susceptibles de se produire dans des échantillons intacts et fracturés.

Il est préférable que les poutres soient flexibles lorsque les déplacements envisagés sont importants (tels que ceux susceptibles de se produire après la rupture des échantillons intacts ou lors du chargement d'échantillons fracturés) parce qu'elles n'opposeront aucune résistance aux déplacements latéraux. C'est pour cette raison que les poutres ont été fabriquées à partir de minces feuilles de cuivre. Également, le cuivre est suffisamment élastique pour éviter d'atteindre la plasticité durant la flexion.

Le schéma des poutres est présenté à la figure A3 (a) et A3 (b). Elles font 102 mm de longueur par 12.7 mm de largeur. Le point d'appui consiste en une vis émoussée et soudée au travers d'une des extrémités de chaque poutre. L'autre extrémité est également trouée pour permettre le positionnement des poutres sur le support métallique.

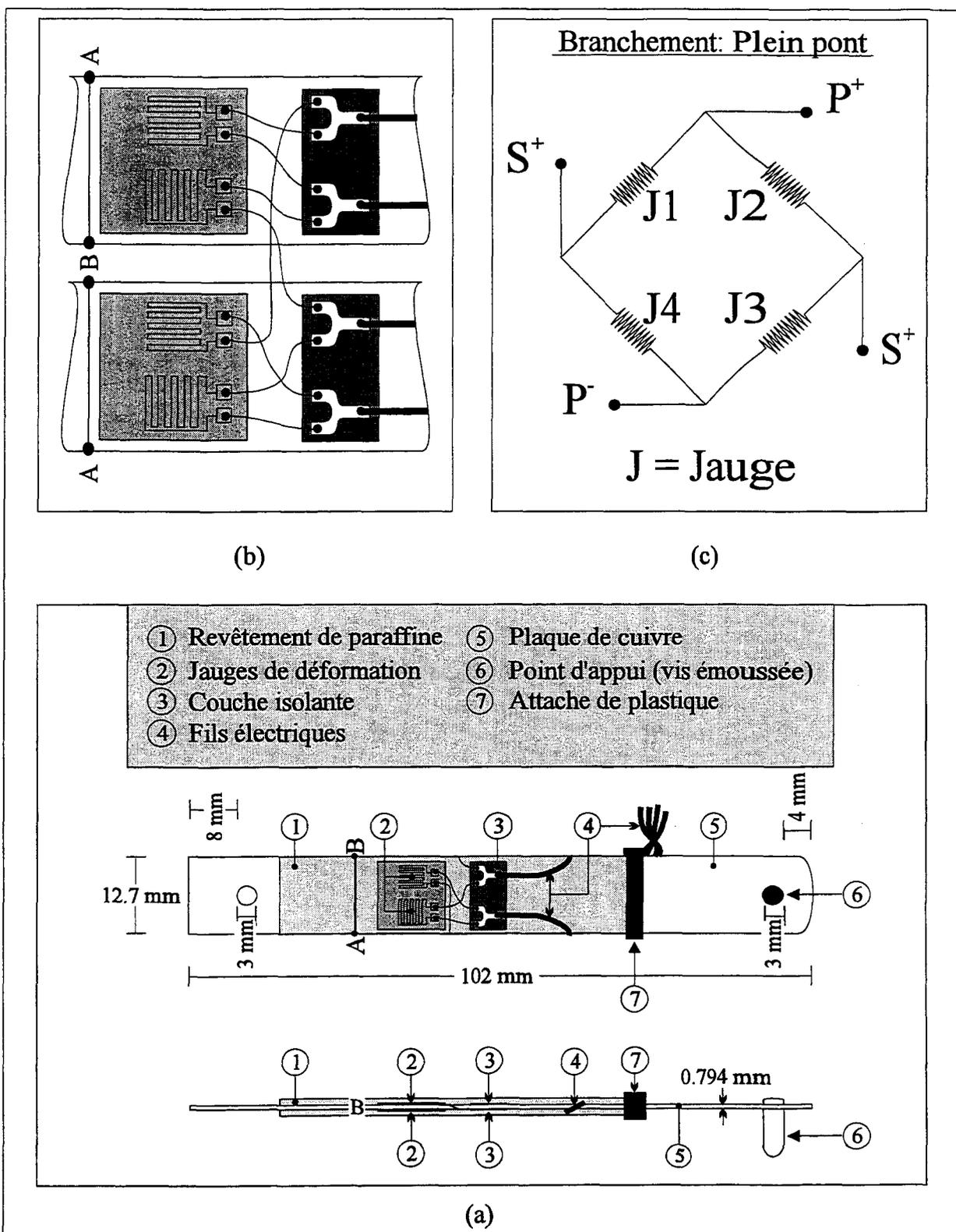


Figure A3. Système de mesure des déplacements latéraux; (a) schéma d'une poutre en porte-à-faux, (b) schéma des connexions électriques et (c) circuit électrique.

Deux jauges de déformation sont collées sur chaque face des poutres. Elles ont été fabriquées aux États-Unis par *Micro-Measurements Division* (modèle CEA-09-125UT-350). Elles mesurent les déformations dans les axes longitudinal et transversal des poutres. Elles ont été collées près du point d'encastrement des poutres sur le support métallique car c'est à cet endroit que le maximum de déformation se produit, maximisant par le fait même le signal électrique transmis. Les quatre jauges sont connectées selon un plein pont (figure A3 (c)). Cette façon de les connecter maximise le signal électrique capté parce qu'il permet d'additionner la valeur absolue du signal électrique de chaque composante des jauges.

Une couche de paraffine recouvre les jauges et les fils électriques (figure A3 (a) et A3 (b)). Elle empêche que de l'huile ne vienne en contact avec les jauges et elle permet de stabiliser les fils électriques. Lors de la fabrication du prototype, une couche de silicone a été utilisée mais les déformations enregistrées par les jauges étaient retardées. En effet, durant le calibrage de cette poutre, il existait un décalage de quelques secondes entre le moment où une cale de précision était placée et la stabilité du signal électrique. Il est probable que la rigidité du silicone retardait les déformations.

A1.2.2 Calibrage des poutres en porte-à-faux

Les poutres en porte-à-faux ont été calibrées à l'aide des cales de précision utilisées pour le calibrage du LVDT. Afin d'éviter des modifications de leur comportement, elles ont

été calibrées alors qu'elles étaient fixées sur le support métallique qui entoure le cylindre de chargement de la cellule triaxiale. Les cales de précision ont été déposées entre le point d'appui de chaque poutre et un bloc d'acier de 5 cm de côtés. Les quatre faces de ce bloc étaient installées de manière à ce qu'elles soient perpendiculaires à la direction du déplacement des poutres. Ainsi, le déplacement enregistré correspond à l'épaisseur vraie des cales.

La figure A4 illustre le calibrage des quatre poutres à l'aide des cales de précision. La valeur de la constante de calibrage des poutres varie entre 2.71×10^{-3} mm / mVolt et 3.05×10^{-3} mm / mVolt. Des essais de calibrage ont été effectués durant et à la fin des essais pour vérifier la stabilité de la constante de calibrage des poutres. Aucune variation significative n'a été observée.

Tout comme ce fût le cas pour le LVDT, la précision des poutres n'est pas garantie de l'exactitude des mesures puisque l'environnement auquel sont soumis les poutres est susceptible d'induire des imprécisions. Durant les essais de mesure de la compressibilité axiale du système, les jauges de déformation posées sur l'échantillon d'aluminium indiquaient non seulement les déformations axiales que l'échantillon subissait durant le chargement mais également les déformations latérales. Une comparaison de ces dernières aux déplacements mesurés par les poutres donne un aperçu de l'intensité des interférences susceptibles de se produire. Il est important de mentionner que comme il n'y a pas de

pression de confinement pour écraser la gaine de latex durant ces essais, le point d'appui des poutres a été placé directement sur l'échantillon pour éviter que la compressibilité de la gaine influence les résultats. Pour ce faire, quatre petits trous ont été effectués sur la gaine.

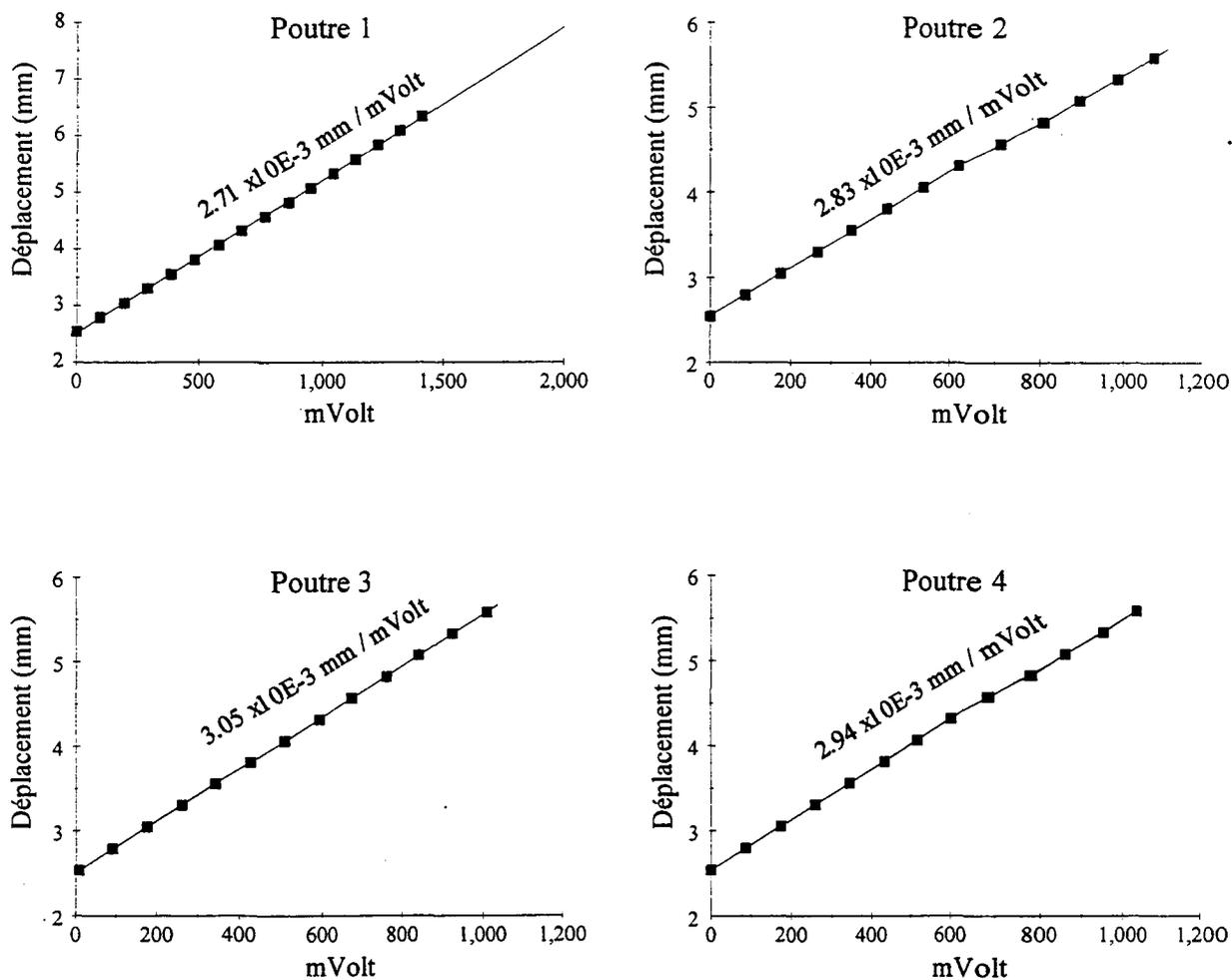


Figure A4. Calibrage des poutres en porte-à-faux à l'aide des cales de précision.

La figure A5 illustre l'évolution des déplacements latéraux mesurés par les poutres en fonction des déformations latérales mesurées par les jauges de deux essais de calibrage. On observe que les déplacements latéraux ne sont pas les mêmes pour les quatre poutres. Or,

comme le matériau est homogène, ils devraient être les mêmes peu importe la direction (ou la poutre). Qui plus est, il arrive parfois que les déplacements enregistrés soient négatifs, ce qui ne devrait jamais se produire puisque la compression uniaxiale ne produit que des déformations latérales en extension. Enfin, il arrive fréquemment que lorsqu'une poutre se déplace de façon anormalement rapide (par rapport aux autres), la poutre qui lui est opposée se déplace lentement, voir même de façon négative.

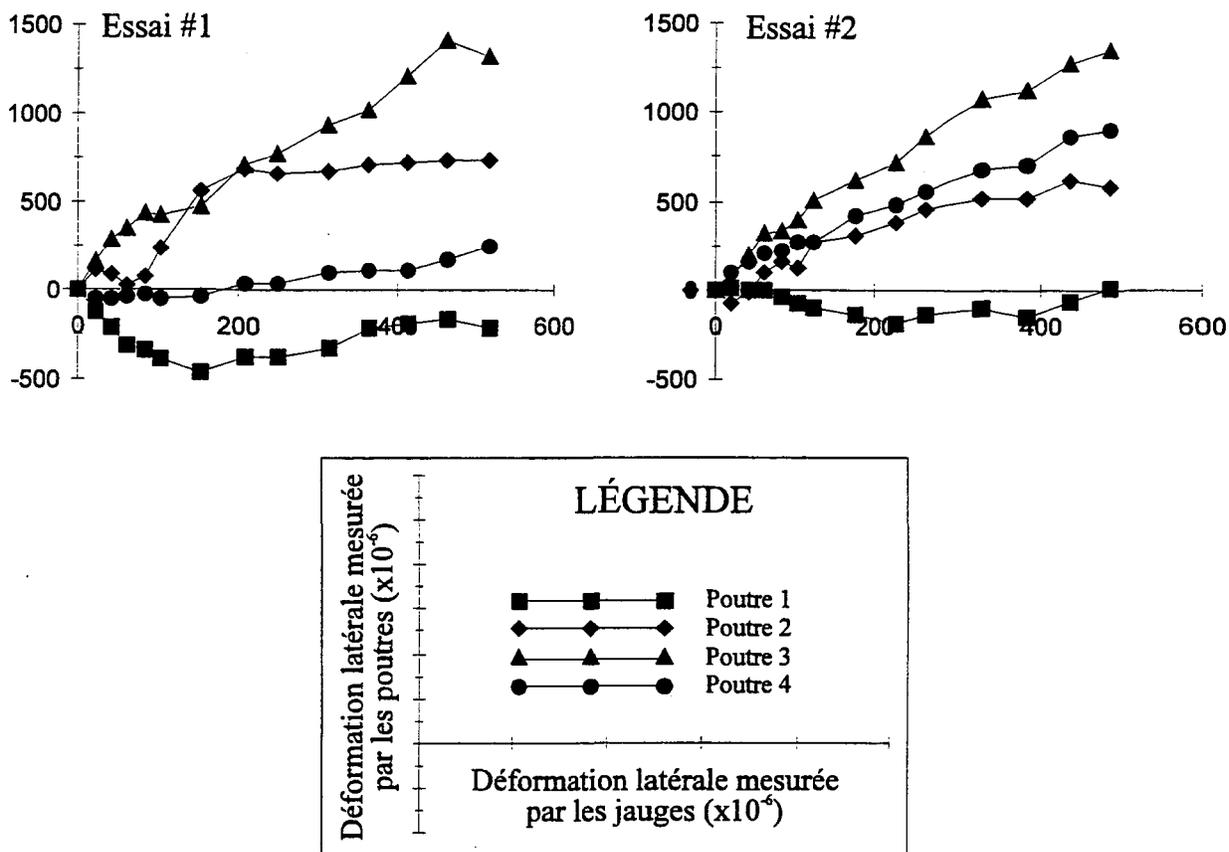


Figure A5. Essais de calibration comparant les déformations latérales mesurées par les poutres et les jauges à l'intérieur de la cellule triaxiale.

À la lumière de ces observations, il apparaît que l'échantillon se déplace légèrement à la surface du cylindre de chargement de la cellule triaxiale. C'est ce qui explique pourquoi les paires de poutres opposées (poutres 1 et 3 et poutres 2 et 4) ont un comportement inverse: lorsqu'une se déplace rapidement, l'autre se déplace lentement ou négativement. Le calcul des déformations latérales à partir des paires de poutres opposées permet de diminuer l'erreur causée par le déplacement de l'échantillon car le surplus de déplacement enregistré par une poutre est contrebalancé par le manque de l'autre. Par contre, comme la valeur absolue du déplacement enregistré par chacune des poutres n'est pas la même, le calcul des déformations latérales par paire de poutres ne sera pas exact.

La figure A6 illustre les déformations latérales par paire de poutres en fonction des déformations latérales enregistrées par les jauges. On y voit que les déformations calculées par paire de poutres s'ajustent mieux aux déformations obtenues à partir des jauges (comparé aux valeurs calculées par poutre (figure A5)). Par contre, il apparaît que la méthode des paires surestiment la valeur des déformations latérales car la progression des déformations augmente généralement plus rapidement que celle des déformations estimées par les jauges.

À partir des données enregistrées par chacune des poutres, il serait possible d'obtenir la valeur exacte des déformations subies par l'échantillon grâce aux règles de la trigonométrie. Par contre, comme la plupart des essais triaxiaux intacts possédaient moins de quatre

poutres fonctionnelles et que tous les essais triaxiaux fracturés ne possédaient que deux poutres, cette correction n'a pas été apportée. Comme le calcul des déformations latérales semble meilleur lorsque déterminé à partir de paires de poutres, le calcul des déformations latérales à partir des poutres n'a été effectué que sur les paires de poutres actives. Celles qui étaient seules n'ont pas été retenues dans le calcul des déformations latérales et volumiques.

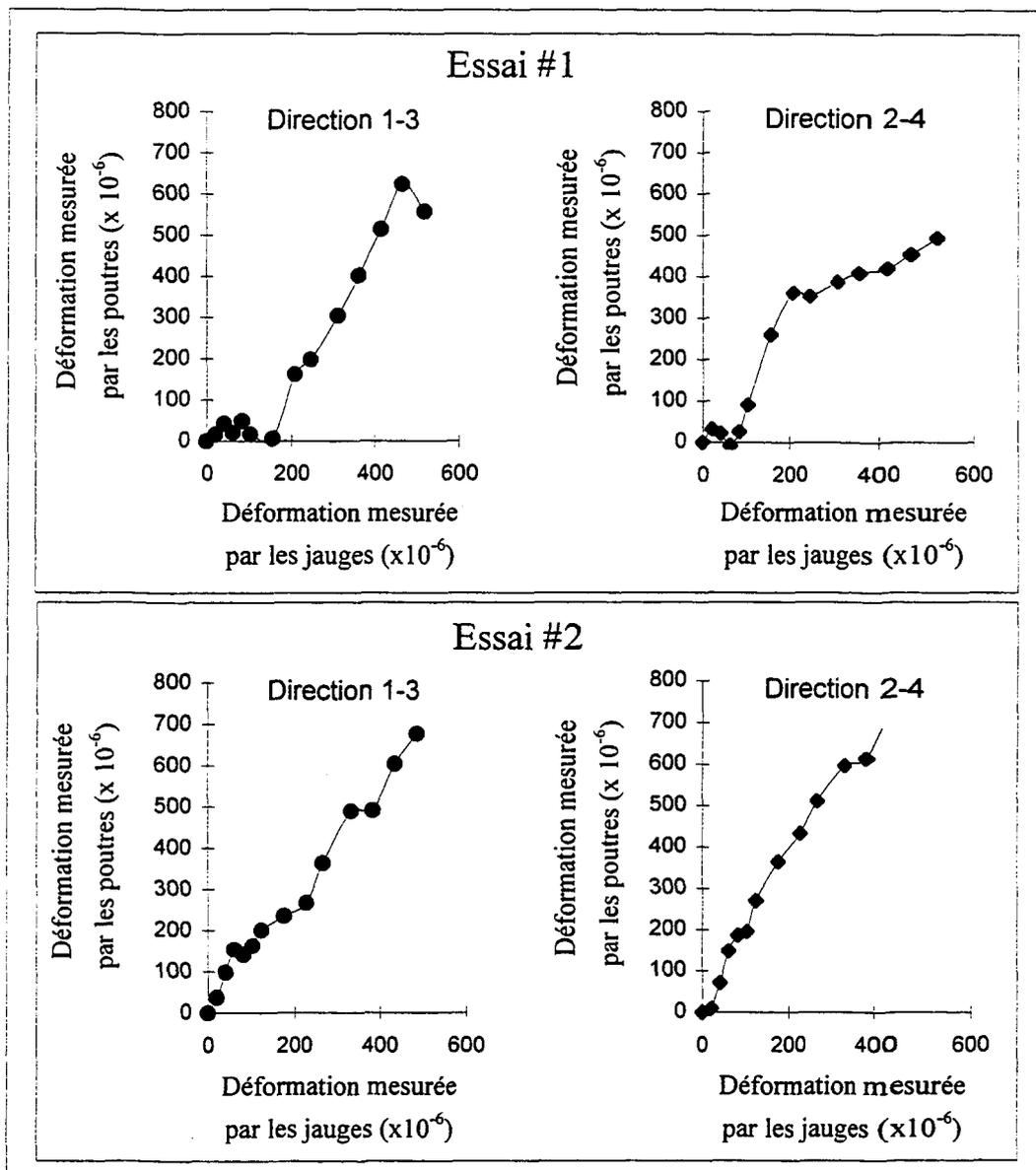


Figure A6. Essai de calibration comparant les déformations latérales mesurées par paires de poutres et les jauges à l'intérieur de la cellule triaxiale.

Une autre cause pourrait expliquer la différence de déformation mesurée entre les poutres et les jauges. En effet, il est probable que le libre déplacement des poutres soit entravé par la présence de fils électriques à l'intérieur de la cellule. À cause du type de construction du système de poutres et de l'espace restreint à l'intérieur de la cellule, il est impossible qu'il n'y ait pas de fils électriques entre les poutres et la paroi interne de la cellule. Par contre, en augmentant l'espace entre les poutres et la paroi interne de la cellule, cette situation serait probablement réglée. Il est possible d'atteindre cet objectif de diverses manières: 1) acheter (ou fabriquer) une cellule triaxiale dont le volume intérieur est plus grand; 2) diminuer l'épaisseur des parois en meulant l'intérieur de la cellule actuelle (Il faudrait diminuer la pression de confinement admissible pour garder un facteur de sécurité raisonnable); 3) meuler le cylindre de chargement de la cellule et fabriquer un nouveau support métallique pour les poutres. Cette dernière solution comporte les désavantages d'obliger une diminution du diamètre des échantillons (et par le fait même la longueur) et d'induire une force axiale (vers le haut) sur le cylindre de chargement avec l'huile sous pression à cause de la surface de contact ainsi créée. Il va sans dire que ces trois options sont présentées par ordre de préférence.

A1.3 Calibrage des capteurs de pression

A1.3.1 Capteur de pression de la force axiale

L'enregistrement de la force axiale s'est faite à partir d'un capteur de pression relié au système hydraulique de la presse. Le capteur de pression a été calibré en enregistrant le voltage (à l'aide du système d'acquisition de données) correspondant à l'application de diverses forces axiales déterminées à l'aide du cadran de la presse. La figure A7 illustre le calibrage du capteur de pression de la force axiale. La régression linéaire de la force axiale en fonction du voltage indique 59.2 N / mVolt.

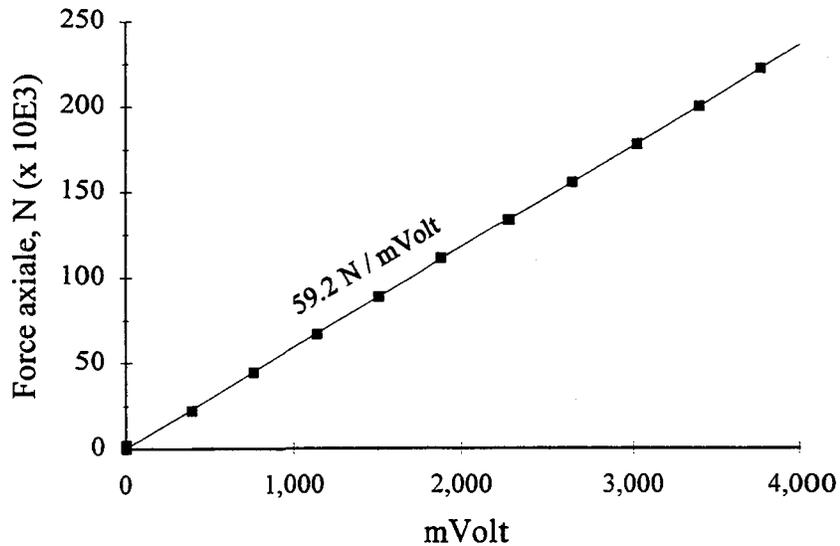


Figure A7. Calibrage du capteur de pression de la presse.

A1.3.2 Calibrage des capteurs de pression de confinement et interstitielle

Il n'a pas été nécessaire de calibrer les capteurs de pressions de confinement et interstitielle puisque les constantes de calibrage sont fournies à leur achat. Selon le fabricant (*Trans-metric*, modèle P27EH), la zone de validité du capteur de pression de confinement utilisé se situe entre 0 et 34.5 MPa (0 - 5 000 Psi) et le signal électrique correspondant à cette zone varie de 0 à 5 Volts. La précision de ce capteur est approximativement $\pm 1 \%$ et la constante de calibrage de ce capteur est 6.9×10^{-3} MPa / mVolt (1 psi / mVolt). Quant au capteur de pression interstitielle, il a été fabriqué par la compagnie *Ashcroft* (modèle K1). Sa zone de validité se situe entre 0 et 13.8 MPa (0 - 2 000 Psi) et le signal électrique correspondant varie entre 0 et 10 Volts. La précision de ce capteur est $\pm 1 \%$ et la constante de calibrage est 1.38 MPa / mVolt (0.2 psi / mVolt).

ANNEXE 2

ACQUISITION DES DONNÉES

A2.1 Carte d'acquisition de données

La carte d'acquisition de données utilisée a été fabriquée par la compagnie *National Instruments*. Le modèle utilisé, AT-MIO-16-X, est très performant et permet l'acquisition simultanée de plusieurs signaux électriques à une fréquence élevée. Les principales caractéristiques de cette carte sont:

- elle convertit le signal analogue (électrique) en signal digital 16-bit
- la vitesse d'acquisition maximale est de 100 000 échantillons / seconde
- 16 canaux peuvent être enregistrés lorsque les signaux sont branchés en mode référencé («*single-ended*») et 8 canaux en mode différentiel

De plus, cette carte permet de sélectionner la zone de validité du voltage pour permettre une plus grande précision. Le tableau A1 indique les zones de voltage permises et la précision de la lecture effectuée par la carte.

Tableau A1. Zones de voltage permises par la carte AT-MIO-16X et précision des lectures correspondantes.

Configuration	Gain	Zone de lecture du voltage	Précision
0 - 10V	1	0 - 10 V	152.59 μ V*
	2	0 - 5 V	76.29 μ V
	5	0 - 2 V	30.52 μ V
	10	0 - 1 V	15.26 μ V
	20	0 - 500 mV	7.63 μ V
	50	0 - 200 mV	3.05 μ V
	100	0 - 100 mV	1.53 μ V
-10 V - +10 V	1	-10 V - 10 V	305.18 μ V
	2	-5 V - 5 V	152.59 μ V
	5	-2 V - 2 V	61.04 μ V
	10	-1 V - 1 V	30.52 μ V
	20	-500 mV - 500 mV	15.26 μ V
	50	-200 mV - 200 mV	6.10 μ V
	100	-100 mV - 100 mV	3.05 μ V
<p>* la précision correspond à la zone de validité du voltage divisée par 2^{16} (carte de 16 bit). Ainsi pour le premier cas (0 - 10 V), la précision est: $10 \text{ V} / 2^{16} = 152.59 \mu\text{V}$.</p>			

A2.2 Programmation

La programmation de la carte d'acquisition de données a été effectuée à l'aide du logiciel LabVIEW[®] développé par la compagnie *National Instruments*. Ce logiciel fonctionne par programmation graphique (langage G). Tout comme les autres langages de programmation, le langage G permet d'effectuer diverses tâches allant du calcul à la lecture/écriture de fichiers en passant par la représentation graphique et la simulation

numérique. L'avantage de ce type de programmation est qu'il n'exige pas de l'utilisateur une connaissance parfaite d'un code rigoureux. En fait, il suffit de relier (à l'aide de fils) différentes structures de programmation graphique (que l'on crée ou qui existent déjà (macros)) afin de permettre au flot d'informations de circuler entre les différentes structures. Tout comme les autres langages de programmation, LabVIEW® permet l'utilisation de macros (sous-programmes) afin de limiter l'étendu du programme principal. À titre d'exemple, la figure A8 représente la hiérarchie des programmes utilisés pour effectuer l'acquisition des données. Le programme principal (icône 3XE 2) fait appel à cinq sous-programmes, représentés par leurs icônes respectifs. Trois de ces sous-programmes font appel à d'autres sous-programmes et ainsi de suite jusqu'à ce qu'on atteigne des programmes de base (dernière rangée d'icônes).

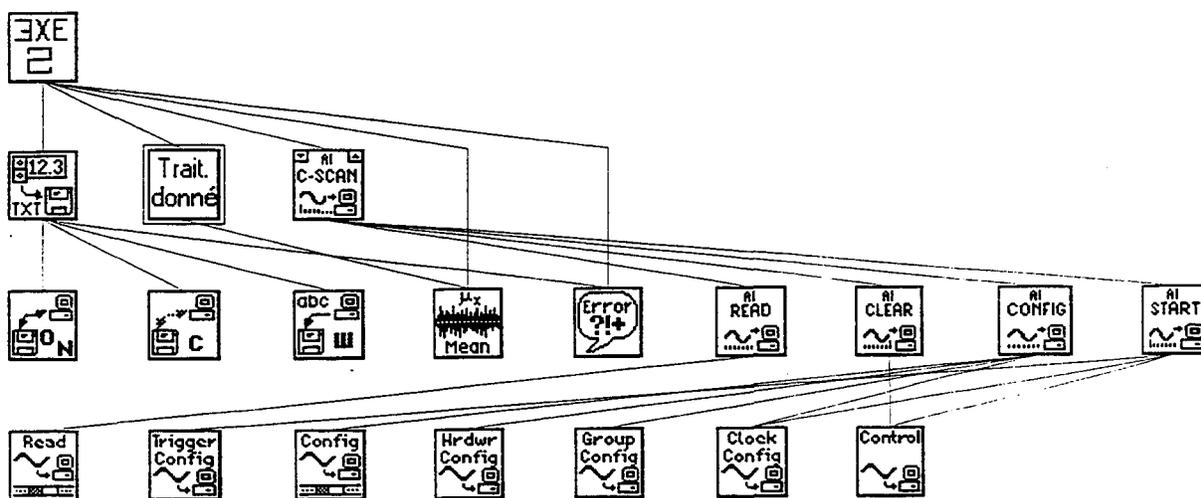


Figure A8. Structure Hiérarchique des sous-programmes appelés par le programme principal («Acquisition des Données»).

Il existe deux niveaux de représentation dans le logiciel LabVIEW®. Le premier niveau («*Front Panel*») représente les différentes variables d'entrée et de sortie (figure A9). Par exemple, c'est à ce niveau que l'on spécifiera le nombre de canaux à lire, la limite du voltage, le nom du fichier dans lequel les données seront enregistrées, etc. C'est également à ce niveau que l'évolution des signaux sera représentée sous forme de graphiques continus («*strip charts*») ou X-Y. Le deuxième niveau («*Block Diagram*») représente graphiquement la structure du programme (figure A10). À chacune des variables du «*Front Panel*» correspond un «*terminal*» (petit rectangle) dans le «*Block Diagram*» que l'on peut relier à d'autres structures de programmation pour effectuer une séquence logique d'opérations.

A2.2.1 Programme principal

Le «*Front Panel*» du programme principal est présenté à la figure A9. Les variables d'entrée sont: ***Device, Canaux, Buffer size, Nb. Scans, Nb. de scans/sec, input limits, nom du fichier et Arrêt/Marche***. Les variables en sortie sont: ***Graphique 1, Graphique 2, Graphique 3, σ_1 , σ_3 et u*** . Une définition de chacune des variables d'entrée et leurs valeurs se trouvent au tableau A2.

Tableau A2. Variables d'entrée du programme principal.

Variable	Description
<i>Device</i>	Représente le numéro de la carte d'acquisition dans l'ordinateur. Comme il n'y en qu'une, sa valeur est toujours égale à 1.
Canaux	Matrice 1-D indiquant la séquence de mesure du voltage (synonyme: <i>scan</i>). 0:7 indique que la carte doit mesurer le voltage des canaux 0, 1, 2, ..., 7. Les signaux électriques branchés sur chacun des canaux sont: canal 0 = σ_1 , canal 1 = σ_3 , canal 2 = u , canal 3 = LVDT, canal 4 = poutre 4, canal 5 = poutre 3, canal 6 = poutre 2, canal 7 = poutre 1.
<i>Nb. scans/sec</i>	Nombre de <i>scans</i> effectués par la carte à chaque seconde (100).
<i>Buffer size</i>	Mémoire allouée à l'entreposage des données (voltages) avant qu'elle ne soient lues par le programme (1000). Un <i>Buffer</i> de dimension 1 entrepose les voltages obtenus par un <i>scan</i> (8 valeurs).
<i>Nb. Scans</i>	Nombre de <i>scans</i> lus dans le <i>Buffer</i> au cours de chaque itération (100).
<i>input limits</i>	Limite du voltage de chaque canal (canal 0 = [-5, 5], canal 1 = [0, 2], canal 2 = [0, 10], canal 3 = [0, 2], canal 4 = [-2, 2], canal 5 = [-2, 2], canal 6 = [-2, 2], canal 7 = [-2, 2].
nom du fichier	Nom du fichier dans lequel le temps et les paramètres physiques sont enregistrés (EXXXU.TXT , où XXX est le numéro de l'échantillon).
Arrêt/Marche	Arrête ou continue l'acquisition des données.

Comme le montre le «*Block Diagram*» (figure A10), le programme principal fait appel à trois sous-programmes: «*AI Continuous Scan*», «*Traitement des Données*» et «*Write to Spreadsheet File*». Le premier («*AI Continuous Scan*») permet l'acquisition des voltages sans interruption. Quant à lui, le sous-programme «*Traitement des Données*» permet la conversion des voltages en pression, force axiale et déplacement selon les

constantes de calibrage déterminées à l'Annexe I. Enfin, le sous-programme «Write to Spreadsheet File» effectue l'enregistrement des données dans un fichier sur le disque dur de l'ordinateur. Les sous-programmes «AI Continuous Scan» et «Write to Spreadsheet File» sont des programmes développés par National Instruments.

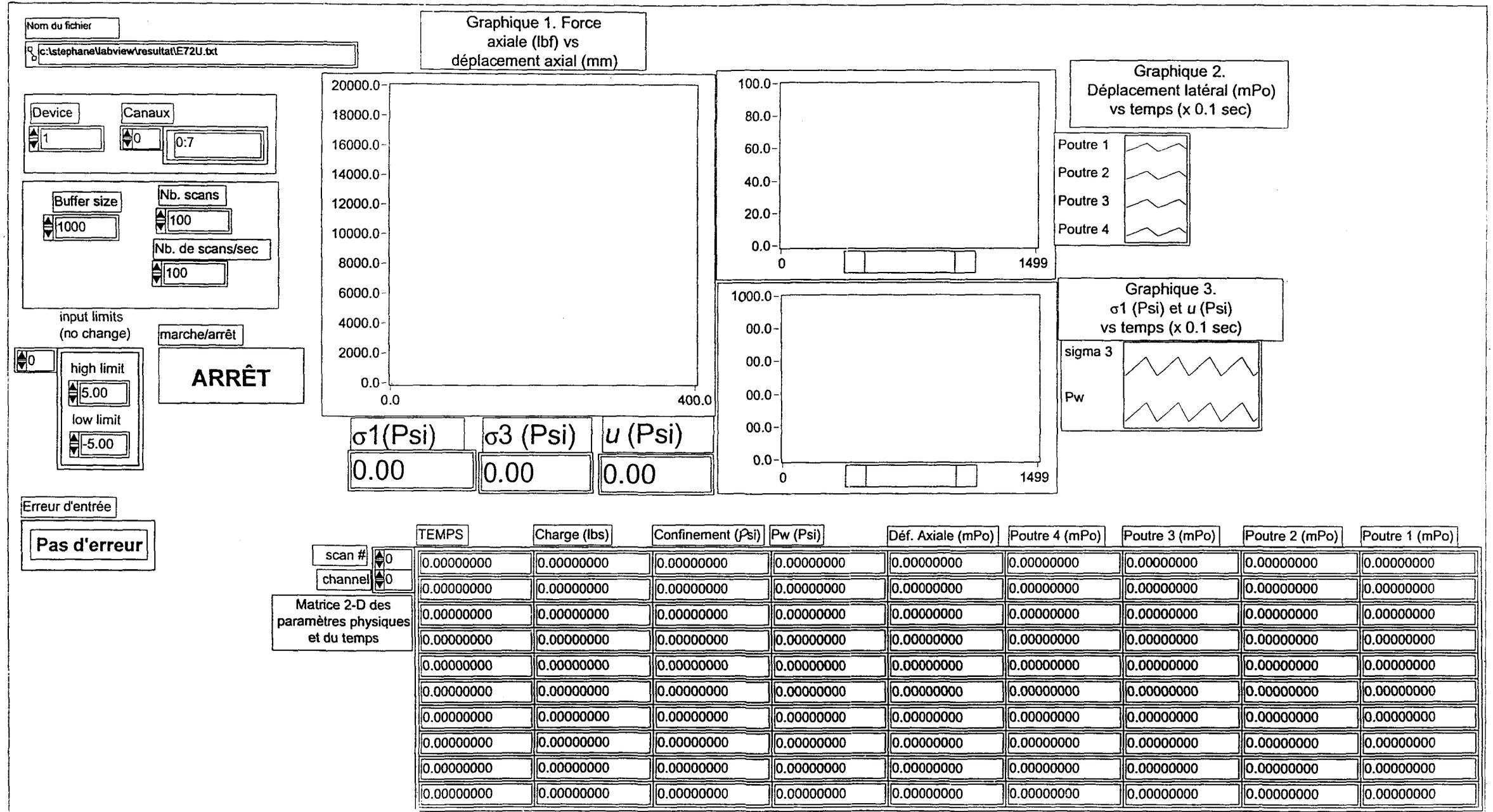


Figure A9. «Front Panel» du programme principal («Acquisition des Données»).

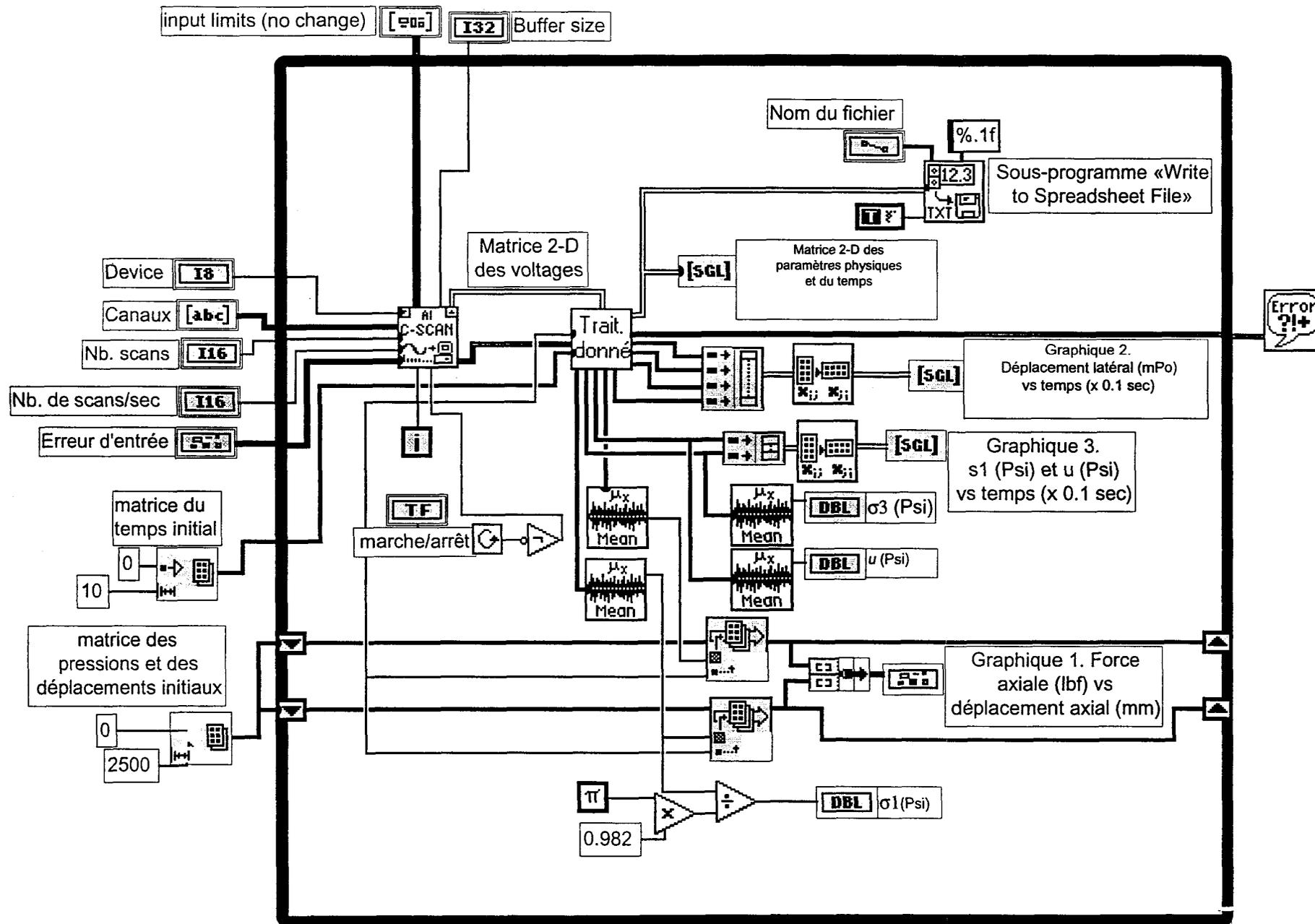


Figure A10. «Block Diagram» du programme principal («Acquisition des Données»).

Ces trois sous-programmes sont placés à l'intérieur d'une boucle «*while loop*» qui exécute les opérations qui se trouvent à l'intérieur tant que la condition de contrôle (bouton **Arrêt/Marche** du «*Front Panel*») n'est pas faux (bouton à Arrêt).

Avant le début de la première itération, la valeur des différentes variables en entrée est acheminée en bordure de la boucle. À la première itération, ces valeurs sont acheminées à leur sous-programme respectif. C'est ainsi que l'acquisition est démarrée à une vitesse de 100 *scans*/seconde (**nb. scans/sec = 100**). À tous les centièmes de seconde, le voltage des huit canaux (1 *scan*) est entreposé dans le *Buffer*. Après 1 seconde, 100 *scans* sont lus dans le *Buffer* (**nb. scans = 100**) et les valeurs du voltage sont acheminées au sous-programme «*Traitement des Données*» qui effectue la conversion des voltages. Ensuite, les données converties sont acheminées vers le sous-programme «*Write to Spreadsheet File*» qui les enregistre dans le fichier portant le nom de la variable **nom du fichier**.

Les valeurs converties sont également acheminées individuellement pour obtenir les trois représentations graphiques qui se trouvent sur le «*Front Panel*». Le graphique de la force axiale vs le déplacement axial utilise la moyenne de ces deux variables à chaque itération car elles ne montrent pas de variation significative au cours d'une seconde. Les différentes opérations effectuées entre la sortie des valeurs du sous-programme «*Traitement des Données*» et les «*terminal*» des trois graphiques permettent d'ajuster le format des

données aux exigences des différents graphiques utilisés (**Graphique 1** = représentation en X-Y et **Graphique 2 et 3** = représentation en continue «*strip chart*»).

La moyenne des trois pressions (σ_1 , σ_3 , et u) est calculée à la fin de chaque itération et est acheminée aux trois variables en sortie σ_1 , σ_3 , et u . Cette représentation des valeurs aide les opérateurs à effectuer le chargement des échantillons sous contraintes hydrostatiques.

Comme 100 *scans* sont lus à chaque itération et que la vitesse d'acquisition est 100 *scans/seconde*, une itération dure approximativement 1 seconde en supposant que les différents calculs et opérations s'effectuent en très peu de temps. Il en résulte que le *Buffer* se vide (ou presque) à la fin de chaque itération. C'est ce qui explique pourquoi la dimension du *Buffer* choisie est si petite (1000), laissant plus de mémoire disponible à l'ordinateur pour effectuer les opérations.

Au cours des itérations suivantes, les données sont enregistrées à la suite des autres à l'intérieur du fichier et elles sont ajoutées aux trois graphiques. Lorsqu'on décide de terminer l'acquisition des données, il suffit d'appuyer sur le bouton **Marche/Arrêt** pour qu'il adopte la position Arrêt.

A2.2.2 Sous-programmes «*AI Continuous Scan*» et «*Write to Spreadsheet File*»

Ces programmes étant fournis par National Instruments lors de l'achat du logiciel LabVIEW[®], il est suggéré de se référer au «*Data Acquisition VI Reference Manual*» pour le sous-programme «*AI Continuous Scan*» et au «*User Manual*» pour le sous-programme «*Write to Spreadsheet File*».

A2.2.3 Sous-programme «*Traitement des Données*»

Le sous-programme «*Traitement des Données*» sert à convertir les voltages en pression, en force et en déplacement. La figure A11 illustre l'icône de ce sous-programme et les fils (connections) correspondant aux variables en entrée et en sortie de ce programme. Quant à elle, la figure A12 illustre le «*Front Panel*» de ce sous-programme. Les variables en entrée sont: **Matrice 2-D des Voltages, Matrice du Temps, (i) du Programme Principal** et les variables en sortie sont: **Matrice 2-D des Paramètres Physiques et du Temps, Force Axiale, σ_3 , u , LVDT, Poutre 1, Poutre 2, Poutre 3 et Poutre 4**. Une description des variables d'entrée est présentée au tableau A3.

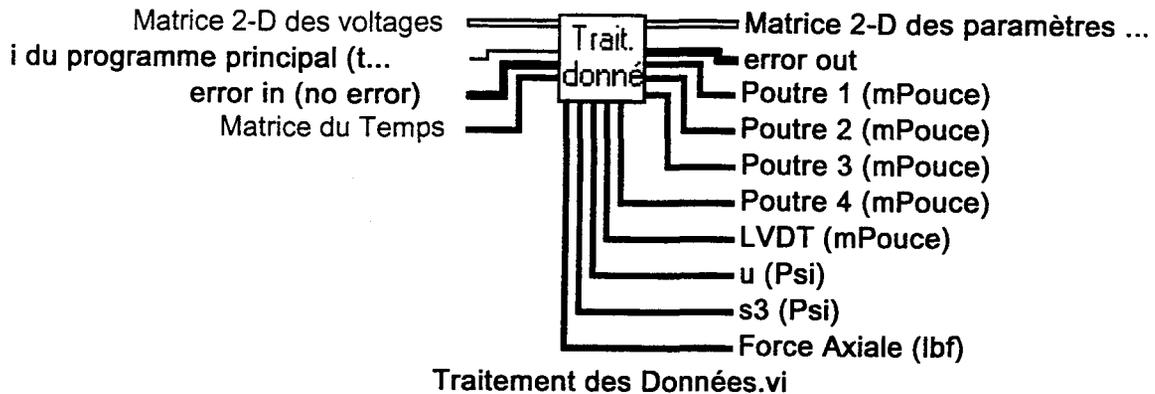


Figure A11. Icône du sous-programme «Traitement des Données» et position des différentes connections représentant les variables d'entrée et de sortie.

Tableau A3. Variables d'entrée du sous-programme «Traitement des Données».

Variable	Description
Matrice 2-D des Voltages	Matrice de 8 colonnes par 100 lignes contenant les voltages lus dans le <i>Buffer</i> par le programme principal au cours de cette itération
Matrice du Temps	Matrice 1-D contenant 10 valeurs égales à 0
Temps de la dernière acquisition	Temps (en seconde) de la dernière acquisition de l'itération précédente ($i - 1$)

La figure A13 illustre le «*Block Diagram*» du sous-programme «Traitement des Données». Ce sous-programme a trois fonctions principales: 1) filtrer les voltages, 2) calculer les paramètres physiques et 3) calculer le temps correspondant à chaque acquisition.

Matrice 2-D des voltages		scan # <input type="text" value="0"/>		<input type="text" value="0.00000"/>	<input type="text" value="0.00000"/>
channel <input type="text" value="0"/>		<input type="text" value="0.00000"/>	<input type="text" value="0.00000"/>		
Matrice du Temps		<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0.00"/>		
i du programme principal (temps écoulé depuis le début de l'acquisition (s))					
<input type="text" value="0.00"/>					
error in (no error)					
no error		code <input type="text" value="0"/>			
source		<input type="text"/>			
error out					
no error		code <input type="text" value="0"/>			
source		<input type="text" value="My Data Processing"/>			
Valeurs en sortie					
Force Axiale (lbf)			σ_3 (Psi)		
<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0.00"/>		<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0.00"/>	
u (Psi)			LVDT (mPouce)		
<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0.00"/>		<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0.00"/>	
Poutre 1 (mPouce)			Poutre 2 (mPouce)		
<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0.00"/>		<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0.00"/>	
Poutre 3 (mPouce)			Poutre 4 (mPouce)		
<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0.00"/>		<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0.00"/>	

Figure A12. «Front Panel» du sous-programme «Traitement des Données».

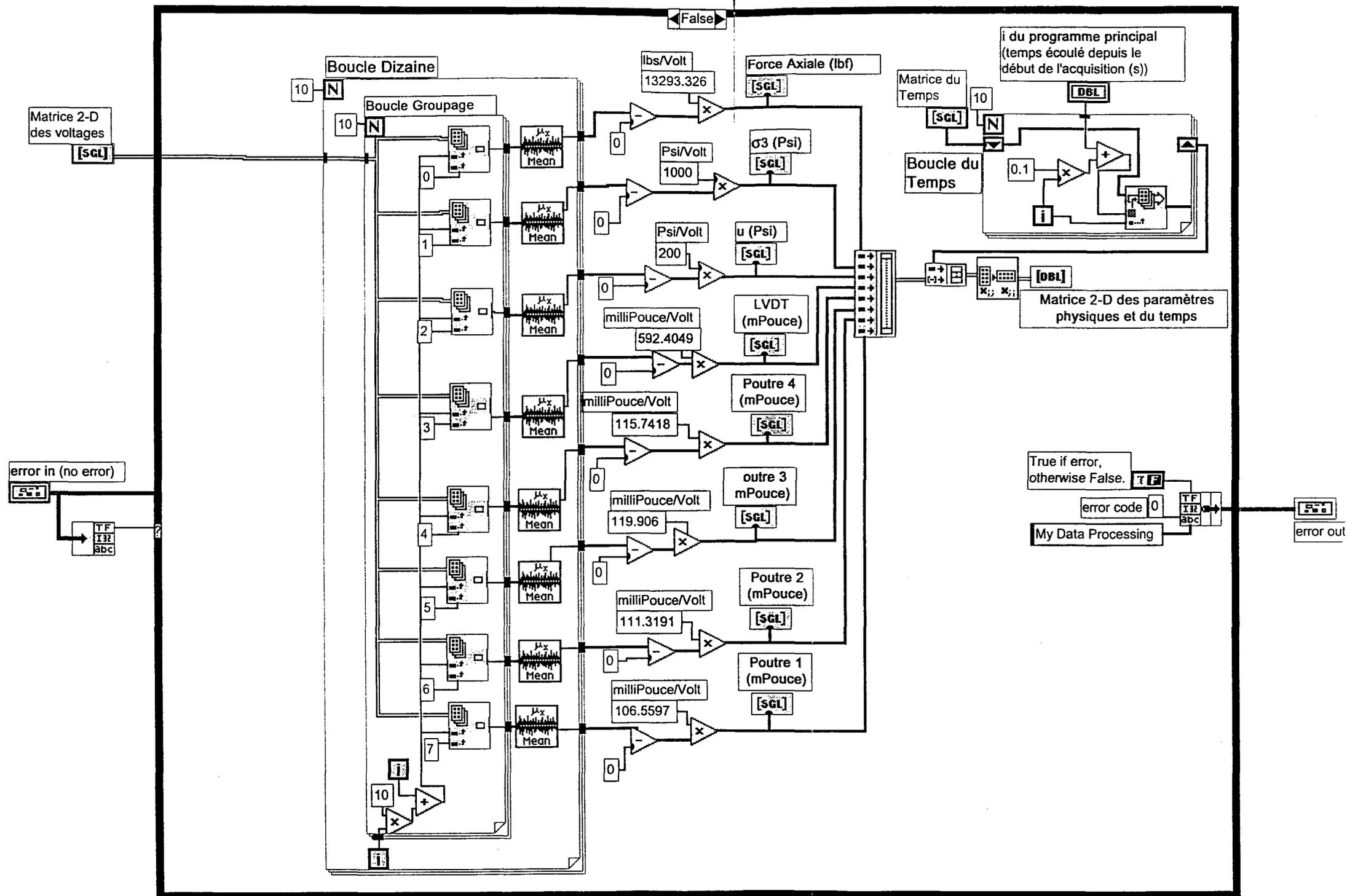
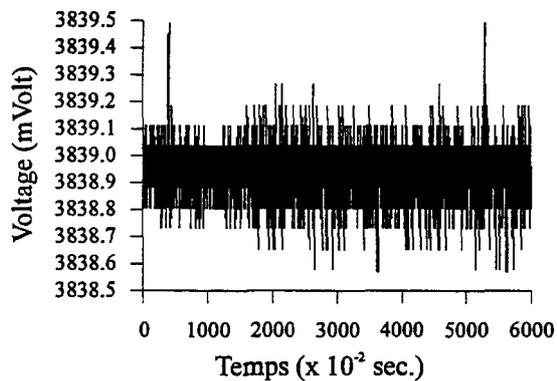
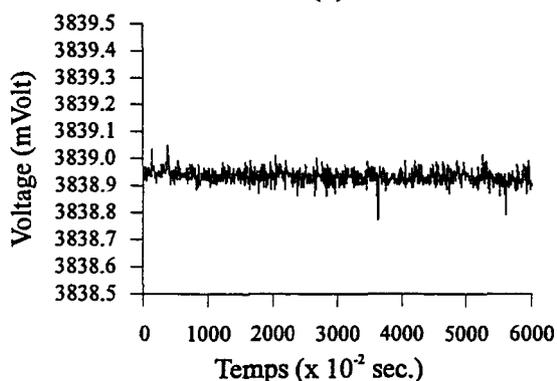


Figure A13. «Block Diagram» du sous-programme «Traitement des Données».

Le filtrage des voltages a été rendu nécessaire à cause de l'existence d'un bruit (variation dans le temps du signal électrique) d'environ ± 1 mVolt à la sortie des signaux électriques. La figure A14 (a) représente l'acquisition d'un signal électrique, affecté par le bruit, pour une période de 60 secondes à une vitesse de 100 *scans*/seconde.



(a)



(b)

Figure A14. Signal électrique numérisé par la carte d'acquisition de données à une vitesse de 100 *scans*/sec. (a) signal brut et (b) signal filtré (moyenne du signal brut effectuée à tous les dixièmes de seconde).

Différents filtres numériques ont été utilisés pour diminuer l'importance du bruit existant. Entre autre, le filtre du type *Butterworth* s'est avéré efficace mais la réponse de ce type de filtre n'est pas adéquate aux changements rapides du signal électrique. De plus, ce filtre effectue un lissage important des données. Par contre, en effectuant une moyenne

mobile à tous les groupes de dix valeurs, le bruit est considérablement réduit et correspond approximativement à ± 0.1 mVolt (figure A14 (b)). On obtient ainsi une valeur moyenne du signal à tous les dixièmes de seconde. Cette moyenne ne produit pas de lissage significatif des données puisque pour cet intervalle de temps (1/10 sec.), la variation des déplacements et des pressions est très faible.

À la figure A13, le filtrage des signaux est effectué à l'aide de deux boucles «*For Loop*». Elles permettent de calculer la moyenne des dix groupes de (dix) valeurs. La boucle **Dizaine** indique à la boucle **Groupage** d'effectuer la moyenne de la $i^{\text{ème}}$ dizaine de valeurs des huit signaux électriques. Ensuite, les dix valeurs moyennes de chaque signal sont mises à zéro et multipliées à leur constante de calibrage. Pour déterminer la valeur des voltages (toutes égales à zéro sur la figure A13) à soustraire des signaux pour les mettre à zéro, il suffit d'effectuer une période d'acquisition avant le chargement et de noter le voltage de chaque signal. La valeur des variables: **Force Axiale**, σ_3 , u , **LVDT**, **Poutre 1**, **Poutre 2**, **Poutre 3** et **Poutre 4** correspond aux 8 groupes de voltage mis à zéro et multipliés par leur constante de calibrage. Enfin, ces 8 variables sont regroupées ensemble pour former une matrice 2-D de 10 colonnes et 8 lignes, les colonnes étant les valeurs moyennes et les lignes les différents signaux

0. Chaque 0 est remplacé par le temps (seconde) correspondant à la première acquisition de chaque dizaine dont la moyenne a été effectuée. Comme chacune des itérations du programme principal équivaut à une seconde (100 *scans* à 100 *scans/sec.*), la valeur de son indice *i* égale au temps écoulé depuis le début de l'acquisition. C'est ainsi que la première des dix moyennes se voit attribuée un temps (en seconde) égal à la valeur de l'itération (*i*) du programme principal + 0*0.1 sec., la deuxième, *i* du programme principal + 1*0.1, ..., et la dixième, *i* du programme principal + 9*0.1. Ainsi, lors de la première itération du programme principale, la matrice du temps égale: [0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9] seconde. À la deuxième itération du programme principal, la matrice du temps égale: [1, 1.1, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5, 1.6, 1.7, 1.8, 1.9] seconde et ainsi de suite.

La matrice 2-D des paramètres physiques est ajoutée à la matrice du temps. La première ligne de cette nouvelle matrice correspond donc au temps et les autres lignes aux paramètres physiques. Cette matrice est ensuite transposée pour obtenir une matrice 2-D de 9 colonnes et 10 lignes, la première colonne étant le temps et les autres les paramètres physiques. Cette nouvelle matrice correspond à la variable: **Matrice des Paramètres Physiques et du Temps.**