

Jan 2010 6739

50376
1995
405

THÈSE

Présentée à

L'UNIVERSITÉ DES SCIENCES ET TECHNOLOGIES DE LILLE

LABORATOIRE DE MÉCANIQUE DE LILLE (URA CNRS 1441)

en vue de l'obtention du grade de

DOCTEUR DE L'U.S.T.L.
EN GÉNIE CIVIL

Par

HAJI SOTOUDEH Mohammad



ÉTUDE EXPÉRIMENTALE ET MODÉLISATION DU COUPLAGE HYDROMÉCANIQUE DE JOINTS ROCHEUX

Soutenu le 7 décembre 1995
devant la commission d'examen formée de :

MM. HENRY J. P.	USTL	Président du jury
PIGUET J. P.	ENSMN	Rapporteur
BOULON M.	UJFG	Rapporteur
COUSSY O.	ENPC	Examineur
LEBON P.	ANDRA	Examineur
SIBAÏ M.	LML	Examineur

A l'aube un homme part en voyage pour quelque affaire avec ses élèves. Sur le chemin leur apparaît quelque chose qui se dresse devant eux et dont ils ne peuvent discerner la nature car il ne fait pas encore clair. L'homme se retourne vers ses élèves et leur demande, aux un et aux autres, ce qu'il en est. Le premier dit: " je ne sais ". Le second dit: " je ne sais et n'ai aucun moyen de le savoir ". Le troisième dit: " Il est inopportun d'examiner ce que c'est, car le lever du jour va nous le révéler. Si c'est quelque chose de terrible, cela disparaîtra au grand jour. Si c'est autre chose, la nature en sera clairement discernable à nos yeux ".

Aucun d'eux n'avait atteint à la connaissance. Le premier parce qu'il était ignorant, le second parce qu'il était démuné et n'avait aucun moyen de savoir, le troisième parce qu'il était paresseux et se satisfaisait de son ignorance. Mais le quatrième ne donna pas de réponse. Il se tint face à la chose, puis se mit à marcher dans sa direction. Quand il parvint auprès, il découvrit qu'il s'agissait d'une citrouille que surmontait un épais enchevêtrement d'il ne savait quoi. Alors il sut qu'un homme vivant, pleinement libre de lui-même, ne pouvait rester en ce lieu jusqu'à ce qu'un tel enchevêtrement se soit formé sur sa tête, et il aperçut du coup que c'était là un objet inanimé dressé sur le chemin. De plus, il ne pouvait être certain qu'il n'y eut pas place cachée pour quelque fumier. Aussi s'approcha-t-il tout près, frappant du pied jusqu'à ce qu'il sentit le sol. Quant il n'eut plus aucun doute, il revint vers son maître et lui rapporta ce qu'il en était

d'après Henry (1978).

AL-BIROUNI - *L'Iran* -

TABLE DES MATIÈRES

Avant-propos.	VI
NOTATION	VII
INTRODUCTION.	1
2 ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE.	4
2.1 MODÉLISATION D'UN JOINT.	5
2.1.1 Rugosité.	5
2.1.2 Ouverture.	9
2.1.3 Modélisation fractale de la rugosité et de l'ouverture.	12
2.1.4 Corrélation entre aspérités et surface en contact.	17
2.2 COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES JOINTS SOUS CHARGEMENT NORMAL.	18
2.3 MODÉLISATION DE L'ÉCOULEMENT DANS LES JOINTS.	25
2.3.1 L'écoulement dans les joints : ses phénomènes et sa modélisation.	25
2.3.2 Modèles numériques d'écoulement.	33
2.4 COUPLAGE HYDROMÉCANIQUE.	37
2.4.1 Cas des milieux poreux.	37
2.4.2 Cas des milieux fracturés.	38
2.5 CONCLUSION.	49
3 TECHNIQUES EXPÉRIMENTALES.	51
3.1 RAPPELLES SUR LES MÉTHODES EXPÉRIMENTALES UTILISÉES POUR L'ÉTUDE DE COMPORTEMENTS HYDROMÉCANIQUES DES JOINTS.	52
3.2 DESCRIPTION DU DISPOSITIF MIS AU POINT.	52
3.2.1 Préparation des éprouvettes.	52
3.2.2 Équipement des échantillons.	54
3.2.3 Appareillages.	54
3.3 ESSAIS PRÉLIMINAIRES A L'ÉTABLISSEMENT D'UN PROTOCOLE D'ESSAI.	60
3.3.1 Mesures des pressions interstitielles.	60
3.3.2 Mesures des déplacements.	63
3.3.3 Mesure du débit.	63
3.3.4 Discussion générales et conclusion.	67

3.4 CHEMINS DE CHARGEMENT ET PROTOCOLES D'ESSAI.	67
3.4.1 Essais d'écoulement (dit troisième type d'essais) sous pression de confinement imposée.	67
3.4.2 Essais d'écoulement (dit troisième type d'essais) sous pression d'injection donnée.	70
3.4.3 Essais d'écoulement (dit troisième type d'essais) avec variation de la pression de sortie.	70
3.4.4 Essais de comportement mécanique du joint (dit premier type d'essais).	70
3.4.5 Essais de couplage (essai à pression de fluide constante et imposée, dit deuxième type d'essais).	70
4 RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX SUR TROIS ROCHES.	73
4.1 RÉSULTATS DES ESSAIS SUR LE GRANITE.	
4.1.1 Introduction et caractéristiques pétrographiques, physiques et mécaniques du granite utilisé.	73
4.1.2 Comportement mécanique.	74
4.1.3 Comportement mécanique avec couplage de la pression interstitielle: résultats expérimentaux du "deuxième type" d'essai.	82
4.1.4 Comportement hydromécanique et l'écoulement dans le joint : résultats expérimentaux du "troisième type d'essais".	84
4.2 RÉSULTATS DES ESSAIS SUR UN MARBRE.	95
4.2.1 Introduction et caractéristiques pétrographiques, physiques et mécaniques du marbre utilisé.	95
4.2.2 Comportement mécanique sous contrainte normale, sans pression interstitielle: résultats expérimentaux du "premier type d'essais".	95
4.2.3 Comportement mécanique avec couplage de la pression interstitielle: résultats expérimentaux du "deuxième type" d'essais.	97
4.2.4 Comportement hydromécanique et conductivité du joint : résultats expérimentaux du "troisième type" d'essais.	99
4.3 RÉSULTATS SUR LE JOINT D'UN SCHISTE.	110
4.3.1 Introduction et caractéristiques pétrographiques, physiques et mécaniques du schiste étudié.	110
4.3.2 Comportement mécanique sous contrainte normale, sans pression interstitielle: résultats expérimentaux de "premier type" d'essais.	110
4.3.3 Comportement mécanique d'un joint saturé sous contrainte normale avec pression interstitielle: résultats expérimentaux du "deuxième type" d'essais.	110
4.3.4 Comportement hydromécanique et la conductivité du joint: Résultats expérimentaux des essais d'écoulement dans le joint. ("troisième type d'essais").	112
4.4 Conclusion.	119

5 MODÉLISATION.	122
5.1 MODÉLISATION DU COMPORTEMENT MÉCANIQUE DE TROIS ROCHES SOUS LA CONTRAINTE NORMALE SANS PRESSION INTERSTITIELLE.	122
5.2 MODÉLISATION DU COUPLAGE HYDROMÉCANIQUE PRESSION INTERSTITIELLE - CONTRAINTE NORMALE POUR LE JOINT ROCHEUX SANS GRADIENT.	125
5.2.1 Les concepts expérimentaux et le coefficient de pression effective.	125
5.2.2 Modélisation du couplage hydromécanique du joint sous contrainte normale et pression interstitielle uniforme pour les trois roches.	127
5.3 MODÉLISATION DU COUPLAGE HYDROMÉCANIQUE PRESSION INTERSTITIELLE - CONTRAINTE NORMALE POUR LE JOINT ROCHEUX AVEC GRADIENT HYDRAULIQUE.	133
5.4 CONCLUSION.	139
CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVE	142
RÉFÉRENCE	144

Avant-propos.

Si je pense à mes devoirs, si je pense à mes plaisirs, si je pense à la possibilité de la récompense du plus honorable travail du monde, si j'envisage les exigences de ma culture, et si je peux appuyer dans mes possibilités modestes, la cause éternelle de Dieu pour être généreux et gratifiant, il ne me reste plus qu'à remercier tous ceux qui m'ont aidé à développer mes sciences et peut être, à partir de cela, mettre à l'abri ma conscience ; qu'il est facile de remercier dans cette circonstance!

En premier lieu, je voudrais exprimer ici toute ma gratitude et ma reconnaissance à Monsieur le Professeur Jean-Pierre Henry, directeur de thèse attentif, pour avoir su stimuler mes réflexions par sa rigueur et sa curiosité intellectuelle, qui m'a soutenu et encouragé bien au-delà de ces travaux, et qui me fait le grand honneur de présider ce jury.

Je sais gré à Monsieur Jack-Pierre Piguët, Directeur du Laboratoire de Mécanique des Terrains de l'E.N.S.M.N. et Professeur à l'Institut National Polytechnique de Lorraine, et à Monsieur Marc Boulon, Professeur à l'Université Joseph Fourier de Grenoble, de l'intérêt qu'ils témoignent à mon travail en acceptant de le juger.

Je remercie Monsieur Olivier Coussy, Professeur à l'École Nationale des Ponts et Chaussées et à l'École Polytechnique, et également Monsieur Patrick Lebon de l'ANDRA pour l'honneur qu'ils me font de participer au jury de cette thèse.

Je remercie également Monsieur Malek Sibai, pour sa participation à la direction de ce travail et son amitié dont j'ai profité pendant toute la durée de ma thèse et pour sa participation au jury.

Je souhaite également remercier :

Monsieur Eric Morel, Directeur du Département Génie Civil de l'E.U.D.I.L.,

Monsieur Isam Shahrour, Professeur de l'E.C.L., et Directeur du Département de Mécanique des sols du L.M.L.

Monsieur Jian Fu Shao, Professeur de l'E.U.D.I.L., pour l'aide et les conseils précieux qu'il m'a toujours amicalement apportés.

J'adresse mes remerciements à l'ensemble de mes collègues du Laboratoire de Mécanique de Lille, de l'E.U.D.I.L., de l'E.C.L., de l'Administration, qui m'ont encouragé et aidé quotidiennement à plusieurs titres, par leurs compétences respectives et par leur bienveillance.

Les travaux présentés dans ce mémoire ont été effectués au sein du Département des Matériaux Fragiles et de Structure du Laboratoire de Mécanique de Lille. C'est le moment d'exprimer à ce titre, mon amitié et mes remerciements les plus sincères à l'ensemble des ingénieurs, des techniciens et du personnel, pour leur aide dans la mise au point de mes essais.

Je suis très reconnaissant à mon entourage, de m'avoir supporté avec tant de patience et de gentillesse, au cours de cette thèse, et plus particulièrement dans sa phase terminale.

... à tout ceux qui croient en l'homme

et l'aident à le connaître

et gardent sa connaissance utile.

et
à tout ceux qui m'ont converti à
moi même.

NOTATION

A	= le premier paramètre d'ajustement de Goodman
a	= le taux de la surface en contact
ACF	= la fonction d'auto corrélation
AR	= pas moyen de rugosité
A _w	= pas moyen de l'ondulation des aspérités
b	= le taux de la surface non-contacté ou le taux de la réaction de la pression interstitielle
D	= le diamètre
D _h	= 2e = le diamètre hydraulique
E	= l'ouverture totale
e	= l'ouverture relative du joint
e _m	= l'ouverture moyenne
e _{oh}	= l'ouverture hydraulique initiale sous charge nulle
e _r	= l'ouverture résiduelle du joint après le déplacement maximal du
g	= l'accélération de pesanteur.
H	= la charge hydraulique.
J	= le gradient hydraulique
JCS	= la résistance à la compression des parois de joint
JR	= l'indice de la rugosité de Barton (Joint Roughness Coefficient)
k	= la conductivité
K _n	= la raide normale du joint
K _{ni}	= la raideur initiale.
L1	= le déplacement en bas
L2	= le déplacement au milieu
L3	= le déplacement en haut
L	= le déplacement moyenne
l	= la longueur
n(e)	= la fonction de la densité de distribution
P ₁	= la pression en bas de l'échantillon
P ₂	= la pression interstitielle au niveau bas de l'échantillon
P ₃	= la pression interstitielle au niveau haut de l'échantillon
P ₄	= la pression en haut de l'échantillon
P	= la pression
P _c	= la pression de confinement
P _{eff}	= la pression effective
P _f	= la pression interstitielle ou la pression de fluide.
Q	= le débit
q	= le débit normalisé d'unité de largeur, sollicité par unité du gradient hydraulique
R	= amplitude moyenne de la rugosité (Rugosité)
R _a	= écart moyen arithmétique par rapport à la ligne moyenne :
RL	= l'indice de rugosité linéaire
R _{max}	= amplitude maximale de rugosité
R _q	= la racine carrée de la moyenne des carrées des hauteurs z(x).
SF	= la fonction de structure
T	= la transmissivité intrinsèque
t	= le deuxième paramètre d'ajustement de Goodman
V	= la fermeture ou le déplacement du joint
V _i	= la fermeture initiale à la contrainte initiale de σ_i donnée.
V _{it}	= la vitesse
v _{itm}	= vitesse moyenne,
V _m	= la référence du déplacement maximal pour le premier type d'essais
V _r	= la fermeture irréversible après déchargement

$V_{réf}$ = la référence de déplacement final du joint pour le troisième type d'essais
 W = amplitude moyenne de l'ondulation des aspérités
 z_m = côte moyenne du plan moyen de la fracture

α = paramètre d'ajustement du comportement mécanique de joint.
 α_{ex} et α_{ey} = les coefficients de corrélation d'ouvertures dans les directions x et y
 α_{zx} et α_{zy} = les coefficients de corrélation des côtes dans les directions x et y
 β = paramètre d'ajustement du comportement mécanique de joint.
 ε = déformation axiale
 φ = l'indice de la raideur d'aspérité à la pression confinement donnée
 μ = viscosité dynamique
 ν = la viscosité cinématique du fluide (0,01 stock pour l'eau à 20°C)
 σ = la contrainte
 σ_c = la résistance en compression uni axiale de la matrice rocheuse.
 σ_e = écart type d'ouverture
 σ_i = la contrainte normale initiale
 σ_n = la contrainte normale
 σ_z = écart type des côtes
 ω = le taux de surface en contact supplémentaire par rapport à l'état initial
 ζ = le facteur de la pression effective

ABSTRACT :

This study is devoted to the experimental study and the modelisation of the hydromechanical coupling of rock joint. It consists on three parts.

In the first part, we present the experimental device designed in our laboratory (L.M.L. URA 1441 CNRS). This apparatus enables us to study the hydromechanical behavior of an isolated closed joint under normal stress. Comparing with other existing devices, it permits the measurement of pore pressure within the joint, which is a new advance in this topic.

In the second part, we present the experimental results on three types of rock joints : granit, marble and schist. We present the evolution of the joint's aperture, the forces applied on the surfaces of joint during the flow influence on the joint aperture.

In the last part a model which describes the hydromechanical coupling under normal stress and constant pore pressure is proposed. A model of the hydromechanical coupling in normal stress conditions and hydrolic gradient is also developed. Thus we can simulate the non-linearity of the curves of hydraulic charge between the face of injection and the face of drainage. This non-linearity is due to variation of aperture.

RESUME :

Les recherches présentées dans ce mémoire concernent l'étude expérimentale et la modélisation du couplage hydromécanique de joints rocheux. Ce travail peut être décomposé en trois parties.

La première partie consiste en la présentation du dispositif expérimental conçu et réalisé au sein du Laboratoire de Mécanique de Lille. Ce montage nous a permis de travailler sur le comportement hydromécanique d'un joint isolé, très fermé et sous sollicitations normales. L'avantage de notre dispositif par rapport aux montages existants est de connaître l'évolution et la distribution de la pression interstitielle dans le joint.

La deuxième étape aborde la présentation des résultats expérimentaux sur trois types de joints rocheux : granite, marbre et schiste. Les résultats obtenus ont permis de déterminer : l'évolution de l'épaisseur de joints, les forces appliquées sur les surfaces des joints durant l'écoulement, l'influence de l'écoulement sur l'ouverture du joint et enfin, de présenter un concept de la pression effective plus adapté aux joints rocheux.

Dans la troisième étape, nous avons proposé d'une part une modélisation du couplage hydromécanique sous contrainte et pression interstitielle constante, et d'autre part une modélisation du couplage hydromécanique sous contrainte normale et gradient hydraulique. D'après ces modèles nous avons pu mettre en évidence la non-linéarité des courbes de pente de charge hydraulique due à la variation de l'ouverture et la surface en contact.

INTRODUCTION

1-INTRODUCTION

Un massif rocheux est constitué d'une matrice plus ou moins poreuse et d'un réseau de fissuration ou de fractures. Ces discontinuités, exprimées à l'échelle de l'ouvrage considéré, ont une influence prépondérante sur les caractéristiques du massif, c'est à dire sur ses comportements mécanique et hydraulique.

Pour pouvoir étudier le comportement global du massif, il faut donc étudier le comportement du réseau de fissuration ou de fracture, notamment lorsque la matrice est faiblement poreuse.

Pour la modélisation de la conductivité et du comportement hydromécanique des massifs fissurés, deux approches sont envisageables :

La première est de considérer le massif comme un milieu poreux "homogénéisé". Ce type d'approche est plus réaliste lorsqu'il y a la présence d'un réseau de fractures dont la distribution spatiale est plus ou moins uniforme et avec une densité volumique élevée.

La deuxième approche est de prendre en compte le réseau réel de fractures ou éventuellement des joints équivalents remplaçant plusieurs fractures d'une famille. Chaque joint est en général modélisé avec des parois parallèles dont la distance (ouverture) moyenne variera avec les contraintes, et une rugosité qui décrira la nature du joint. Expérimentalement, il faut étudier tout d'abord un élément d'une famille de ce réseau, élément qui pourra être considéré comme représentatif, avant de l'intégrer dans la structure. Cette approche permet de représenter les caractéristiques de l'écoulement dans chaque fracture élémentaire du système, mais elle demande en revanche de connaître avec précision les propriétés et la position dans l'espace de chacune des fractures. Les développements actuels s'attachent d'une part à mieux cerner et décrire les réseaux et les champs de fractures, notamment à partir de méthodes stochastiques et fractales et d'autre part à mieux connaître le comportement hydraulique et hydromécanique des fractures isolées.

Une comparaison entre ces approches est présentée par Braester (1988).

Le problème essentiel que l'on retrouve ensuite dans les deux approches est la détermination des premières des modèles par des essais in situ.

Notre étude se place dans la seconde approche précédemment présentée. Nous avons travaillé sur l'étude du comportement hydromécanique d'un joint isolé en nous restreignant aux joints non remplis et très fermés et en nous limitant aux sollicitations normales à ce joint.

Les modèles de couplage hydromécanique sont actuellement bien développés du point de vue théorique, en milieu poreux continu avec des lois de comportement plus ou moins complexe de la partie squelette. Par contre, en ce qui concerne les milieux fissurés ou fracturés, les modèles de couplage sont encore d'un usage très limité et pour la plupart très récents. Nous montrerons d'ailleurs qu'il ne s'agit pas de modèles de couplage mais de modèles hydrauliques prenant en compte la variation " d'ouverture du joint" en fonction des contraintes appliquées.

Les raisons de la faiblesse des modèles hydromécaniques en milieu fracturé relèvent d'une part des très grandes difficultés de description des discontinuités, et d'autre part de la mauvaise connaissance des phénomènes hydrauliques et hydromécaniques dans les fractures individuelles.

Dans ce travail à base expérimentale, nous essaierons de développer et d'améliorer les concepts et paramètres nécessaires pour modéliser le comportement hydromécanique d'un joint isolé.

Concrètement les objectifs de ce travail sont les suivants :

- obtenir des données expérimentales précises (pression dans le joint, variation d'ouverture, vitesse d'écoulement..) sur les écoulements dans des joints de rugosité variable,
- étudier les effets mécaniques sur l'écoulement et la pression interstitielle dans les joints,
- apporter une contribution à la modélisation de la conductivité ou de la transmissivité intrinsèque de joints rocheux sollicités par une contrainte normale et un gradient hydraulique,
- étudier expérimentalement et modéliser le couplage hydromécanique de joints rocheux saturés sous contrainte normale et pression interstitielle uniformes.

De nombreuses études et recherches ont déjà été effectuées dans le domaine de la conductivité des milieux fissurés et des joints isolés. Un résumé bibliographique de ces travaux est présenté dans le chapitre 2. On remarquera qu'aucune d'entre elles ne proposent encore de formulation simple et universelle, applicable à la majorité des cas rencontrés, car les résultats sont souvent très dépendants des hypothèses d'essais et des caractéristiques propres de la structure du matériau d'expérimentation utilisé. En outre le couplage réel des sollicitations hydraulique et mécanique n'est pas abordé de manière généralisable.

Le chapitre 3 donne les détails du dispositif conçu au sein du Laboratoire de Mécanique de Lille et les conventions générales de nos trois types d'essais de base retenus. Nos trois types d'essais de base sont :

- essais de chargement /déchargement de la contrainte normale sur la surface de joint sans pression interstitielle, dit "premier type d'essais",
- essais de chargement/déchargement de la pression interstitielle sous contrainte normale constante ou encore l'essai non-drainé. Cet ensemble d'essais est appelé "deuxième type d'essais",
- essais d'écoulement sous contraintes normales et gradients hydrauliques imposés, dit "troisième type d'essais".

Le chapitre 4 est consacré à la présentation des divers résultats des essais mécanique et hydraulique pour les trois types d'essais. En ce qui concerne les milieux, nous avons choisi des joints de granite, de marbre et de schiste pour les granulométries différentes et plus particulièrement avec des rugosités différentes de ces joints.

Dans le chapitre 5 nous avons tenté d'ordonner nos observations expérimentales pour introduire les concepts nécessaires pour décrire le comportement hydromécanique des joints rocheux. Il présente aussi les divers aspects du "couplage hydromécanique" pour un joint isolé.

Chapitre 2

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE.

2. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Pour pouvoir décrire le comportement global du massif, il faut reconstituer le réseau de fissuration. Cette reconstitution géométrique peut être obtenue par différentes méthodes : "discrete fracture network" en 2-D ou 3-D, [Kulatilake (1990), Long et al. (1982 & 1987), Rouleau & Gale (1987), Villaescusal (1990), Cacas (1986 et 1989)], modèle de disques de Baecher (1983) et ses versions rectangulaires, [Straford (1990), Herbert (1992)], fractures polygonales quelconques de Bennani (1990) et enfin, description par blocs, [Rode (1991), Asof (1991) etc...].

L'étude statistique à partir d'exemples de forages (carotte ou puits) d'un massif fracturé, nous permet de quantifier les concepts suivants : nombre des groupes de fractures, espacement, longueur, densité volumique (nombre des joints / volume), l'orientation et les distributions pour chaque groupe de joints. Chaque groupe ou famille de fractures est représenté par un joint isolé dont les éléments et propriétés essentiels sont, la rugosité, l'ouverture, le remplissage et divers comportements vis à vis des charges mécaniques ou hydrauliques.

Rappelons que notre objectif est d'étudier plus particulièrement le comportement hydromécanique d'un joint tiré d'une famille. Aussi nous ne présenterons en détail ici que ce qui est relatif au joint lui-même. Le comportement hydromécanique d'un joint fait intervenir les propriétés mécaniques de ce joint (seules les sollicitations normales seront prises en compte), les propriétés du fluide et enfin la nature du couplage.

2.1 MODELISATION D'UN JOINT

Les caractéristiques essentielles d'un joint isolé sont : sa forme, sa taille, sa rugosité, son ouverture, le remplissage et ses différents comportements aux sollicitations. On note que les comportements mécanique et hydraulique ont fait l'objet de nombreux travaux.

La forme et la taille des joints naturels sont importantes pour la description du massif mais ne nous intéressent pas ici. Comme notre étude est limitée aux joints très fermés et non remplis, nous limiterons la bibliographie à la rugosité, l'ouverture et aux comportements mécanique et hydraulique du joint.

2.1.1 Rugosité

Le concept de la rugosité de surface peut être approché par trois voies distinctes.

La première approche est la représentation de la rugosité par ses caractéristiques statistiques. La deuxième approche est la représentation par ses caractéristiques fractales et la troisième approche est la représentation par les caractéristiques mécaniques.

L'état de surface et les définitions qui la concernent, sont données, dans la norme française NF E 05-015/05-018, par les critères statistiques suivants :

$$\text{Amplitude moyenne de l'ondulation : } w = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{i=n} w_i \quad (2-1)$$

$$\text{Pas moyen de l'ondulation : } Aw = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{i=n} (Aw)_i \quad (2-2)$$

$$\text{Amplitude moyenne de la rugosité (Rugosité) : } R = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{i=n} R_i \quad (2-3)$$

$$\text{Pas moyen de rugosité : } A_R = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (A_R)_i \quad (2-4)$$

Amplitude maximale de rugosité : R_{\max}

Ecart moyen arithmétique par rapport à la ligne moyenne :

$$R_a = \frac{1}{L} \int_0^L (y_R - R_p) dx_R \quad R_a = \frac{1}{L} \int_0^L (y_R - R_p) dx_R \quad (2-5)$$

La figure 2.1 montre les paramètres de ces critères. Le nombre des critères de profil sont de 18 selon la norme AFNOR (1978).

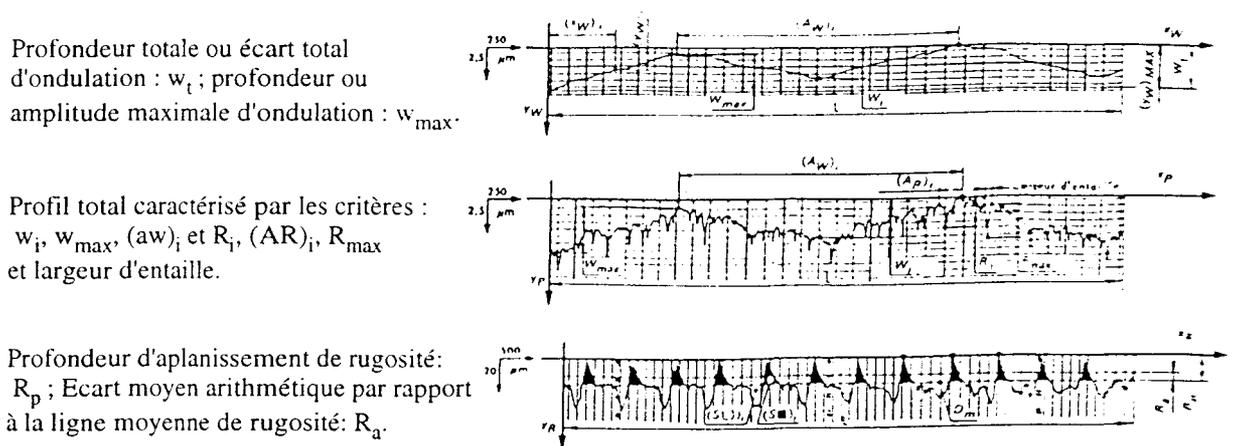


Figure 2.1: présentation des paramètres caractérisant les défauts de surface AFNOR (1987)

Le tableau 2.1 présente le classement des défauts de surface dont seuls les défauts de surface d'ordre 3 et 4 concernent la rugosité.

Gentier (1986) a consacré une bonne partie de sa thèse à l'étude morphologique de la surface de joints rocheux. Elle a ajouté, à ces paramètres, la racine carrée de la moyenne des carrés des hauteurs $z(x)$,

$$R_q = \left(\frac{1}{L} \int_0^L z^2(x) dx \right) \quad \text{ou} \quad R_q = \left(\frac{1}{n \Delta x} \sum_{i=1}^n z_i^2 \Delta x_i \right)^{1/2} \quad (2-6)$$

Tous ces critères sont définis sur un seul profil de surface. Pour qu'ils soient des paramètres de surface, Gentier a défini pour chaque paramètre, la moyenne des paramètres de quelques profils unidirectionnels *comme le critère de surface dans cette direction*.

En mécanique des joints rocheux les paramètres R_a et R_q sous les dénominations CLA (Central Line Average) et MSV (Mean Square Value) respectivement, sont utilisés. Parfois à la place de MSV on utilise sa racine RMS (Root Mean Square).

Parmi d'autres paramètres, deux fonctions statistiques semblent plus caractéristiques :

N° D'ORDRE	DÉSIGNATION	ILLUSTRATION	SURFACE SPÉCIFIÉE		SURFACE RÉELLE	
			DESSIN D'EXÉCUTION	SIGNIFICATION PAR RAPPORT À LA FONCTION (*)	MOYENS D'ÉVALUATION DES SURFACES MESURÉES (*) PAR EXPLORATION	
					D'UNE SURFACE globale ou limitée	D'UN PROFIL total ou partiel
1	ÉCART DE FORME ET DE POSITION Exemple : • rectitude, • circularité, • parallélisme, • etc.		<p>PRESCRIPTION GÉOMÉTRIQUE (Voir NF E 04-121)</p>	<p>1^{er} et 2^e ordres</p> <ul style="list-style-type: none"> — Influencé sur : <ul style="list-style-type: none"> • Frottement de Cisaillement et de Roulement • Résistance au Matriage • Etanchéité Dynamique et Statique • Résultat des mesurages • etc 	<ul style="list-style-type: none"> — Portée au marbre — Tampon — Bague — etc. 	<ul style="list-style-type: none"> — PALPAGE - en continu : <ul style="list-style-type: none"> • Lunette autocollimétrique • Comparateur • Machine à mesurer, etc. — PALPAGE - en concave : <ul style="list-style-type: none"> • Appareil électronique à capteur (palpeur-touche ou aiguille) • Boîte à lumière, etc.
2	ONDULATION (périodique)		<p>SYMBOLISATION DES ÉCARTS GÉOMÉTRIQUES DU 2^e AU 4^e ORDRE (Voir NF E 05-015)</p>	<ul style="list-style-type: none"> — créent • usure • grippage — diminuent : <ul style="list-style-type: none"> • durée de vie des organes • etc 	<ul style="list-style-type: none"> — Echantillon de comparaison vis-tactile : estimation de l'ondulation et de la rugosité des pièces traitées — Microscopie stéréoscopique 	<ul style="list-style-type: none"> — Microscopie à coupe optique — Appareil électronique à capteur Palpeur : <ul style="list-style-type: none"> • Touche • Aiguille
3	STRIE, SILLON (périodique ou pseudo-périodique)			<p>3 et 4 influent sur :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Ecoulement des Fluides • Etanchéité Dynamique et Statique • Revêtement (Peinture) • Dépôt Electrolytique • Résistances aux Efforts Alternés • etc. 	<ul style="list-style-type: none"> — Echantillon de comparaison vis-tactile : estimation de la rugosité — Rugométrie : <ul style="list-style-type: none"> • Pneumatique • Capacimétrique — Divers appareils optiques 	<ul style="list-style-type: none"> — Microscopie à coupe optique — Microscopie interférentielle — Appareil électronique à capteur : Palpeur-aiguille
4	ARRACHEMENT, MARQUE D'OUTIL ET FENTE, PIQURE, etc. (spériodique)				<ul style="list-style-type: none"> — Microscopie stéréoscopique — Microscopie électronique 	

Tableau 2.1: défauts de surface classés par nature AFNOR (1978)

la fonction d'auto corrélation (ACF) : $ACF = \frac{1}{L} \int_0^L z(x)z(x + \Delta x)dx$ (2-7)

et

la fonction de structure (SF) : $SF = \frac{1}{L} \int_0^L [z(x) - z(x + \Delta x)]^2 dx$ (2-8)

Un autre indice de rugosité est la rugosité linéaire R_L . L'indice de rugosité linéaire est le rapport de la longueur vraie du profil (L_t) sur la longueur de sa projection sur le plan de référence (L)

$$R_L = \frac{L_t}{L} \quad (2-9)$$

Benjelloun Z. (1991) dans sa thèse n'a utilisé que R_{max} , R_L , CLA, et RMS.

Barton et Bandis (1983) ont défini un paramètre assez particulier pour la rugosité, paramètre noté JRC (Joint Roughness Coefficient) (Fig. 2.2). JRC peut être qualifié de "rugosité mécanique" parce qu'il est défini à partir d'un essai de glissement des épontes l'une sur l'autre et il est relié à certains paramètres de comportement mécanique du joint tel que la résistance à la compression simple de la matrice, la résistance à la compression des parois du joint et l'angle de glissement.

La rugosité peut être quantifiée par son influence sur les différents comportements du joint ou par rapport à certaines propriétés de la surface telles que la hauteur locale des aspérités, l'ouverture, et même la transmissivité.

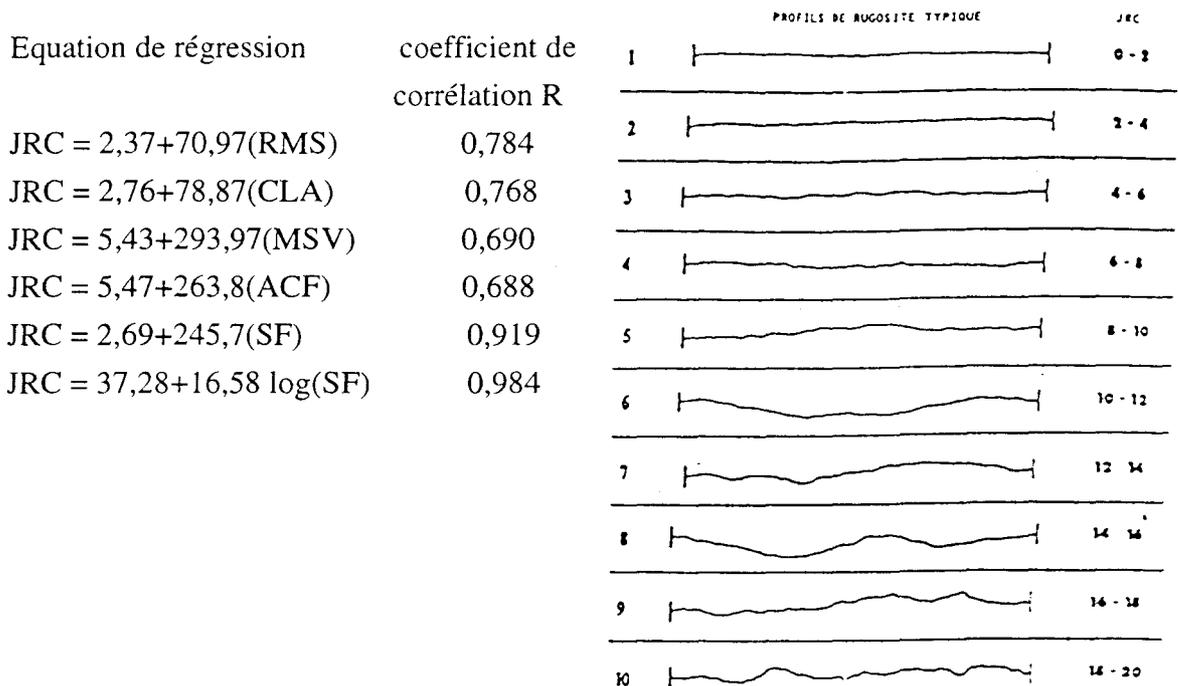


Figure 2.2 : valeurs typiques de JRC d'après Barton et ses relations avec les différents critères de rugosité. [Tse et al d'après Gentier (1986)].

La rugosité de surface peut être modélisée avec l'une des ces approches. Voici quelques modèles de la rugosité :

- 1- Les modèles des tuyaux de rugosité sont seulement significatifs pour le calcul du débit et du transport. La surface du joint est remplacée par un réseau de tuyaux unidimensionnel. Il peut être une véritable grille [Long (1991)], ou comme des écailles de poisson [Dershowitz (1984)].
- 2- Les modèles fractals de rugosité sont nombreux. Certains parmi eux sont basés sur la méthode fractale d'interpolation de Fournier (1982). Pourtant n'importe quel procédé fractal de génération d'aspérités avec un intervalle continu de valeurs, peut être utilisé pour la définition fractale de la rugosité [Pyrak-Nolte (1988)]. Brown et al. (1985) ont utilisé un modèle fractal de rugosité pour chaque surface du joint. Cette méthode a été étendue par Wang et al (1988). La dimension fractale de ce modèle peut être calculée par ajustement de courbe.
- 3- Les modèles statistiques de rugosité se présentent sous forme d'histogramme de hauteur d'aspérités ou d'ouvertures dans certaines références.

- 4- Les modèles anisotropes et non-stationnaires de rugosité peuvent présenter d'une part les joints avec des aspérités moins rugueuses à proximité des intersections par exemple, et d'autre part les changements de propriétés avec la direction.

La planéité de la surface des joints est une autre caractéristique qui peut être implantée avec n'importe quel modèle conceptuel de description spatiale [Dershowitz (1993)]. Les modèles les plus courants sont :

- les surfaces de fractures planes,
- Les surfaces de fractures dentelées,
- Les surfaces de fractures sinusoïdales.

2.1.2 Ouverture

La géométrie des vides est très variable entre les surfaces du joint. Généralement une moyenne des ouvertures de ces vides est définie comme étant l'ouverture de joint. Il y a différentes définitions d'ouverture équivalentes : Tsang (1992 a) a présenté un certain nombre de ces définitions.

La variation d'ouverture et l'ouverture efficace du joint, qui est la partie d'ouverture qui participe effectivement à l'écoulement dans le joint [Barton (1986), Gale (1987)] sont reliés à la fermeture-ouverture mécanique du joint [Gangi (1978), Walsh (1981), Tsang et al. (1981), Gale (1987)].

La plupart des auteurs précédents ont proposé différents types de distribution de l'ouverture, par exemple log-normale, normale, ou exponentielle. Tsang (1987 a) en utilisant les données expérimentales de Billaux et Gentier (1984), a trouvé une fonction de densité de distribution $n(e)$ de type gamma avec un seul paramètre e_m (ouverture maximale) sous la forme :

$$n(e) = \frac{1}{e_m^2} \text{Exp} \left(-\frac{e}{e_m} \right) \quad (2-10)$$

Tsang (1984) a aussi envisagé une distribution Gaussienne de la forme :

$$n(e) = \frac{1}{(2\pi)^{1/2} \sigma} \text{Exp} \left(-\frac{(e - e_m)^2}{2\sigma^2} \right) \quad (2-11)$$

avec σ écart type, ou une autre distribution qui est non symétrique sous la forme :

$$n(e) = \frac{\beta}{(1/\beta) - \text{Exp}(-\beta e_m) / \beta - e_m \text{Exp}(-\beta e_m)} (e_m - e) \text{Exp}(-\beta(e_m - e)) \quad (2-12)$$

e_m est l'ouverture maximale (figure 2.3) et β un paramètre caractéristique du joint. Il suppose que sous une contrainte normale supplémentaire il y aura une fermeture de l'ordre de (Δe) ; toutes les ouvertures plus petites que Δe seront supposées nulles et une nouvelle distribution des ouvertures par la translation d'origine, peut être obtenue. D'après l'auteur, le taux de surface en contact supplémentaire par rapport à l'état initial ω , sera :

$$\omega = \left(\int_0^{\Delta e} n(e) de \right) / \left(\int_0^{\infty} n(e) de \right) \quad (2-13)$$

D'après Tsang (1992), un des aspects non résolus de l'écoulement dans le joint est l'effet de la variabilité de l'ouverture.

Le modèle des plus proches voisins, développé par Smith (1979), est destiné à modéliser les variations spatiales dans un champ aléatoire et statistiquement homogène dans lequel la dépendance stochastique est locale et dans l'espace, multidirectionnelle. Ce modèle statistique en ce qui concerne la géométrie des vides, nécessite les données et mesures statistiques suivantes :

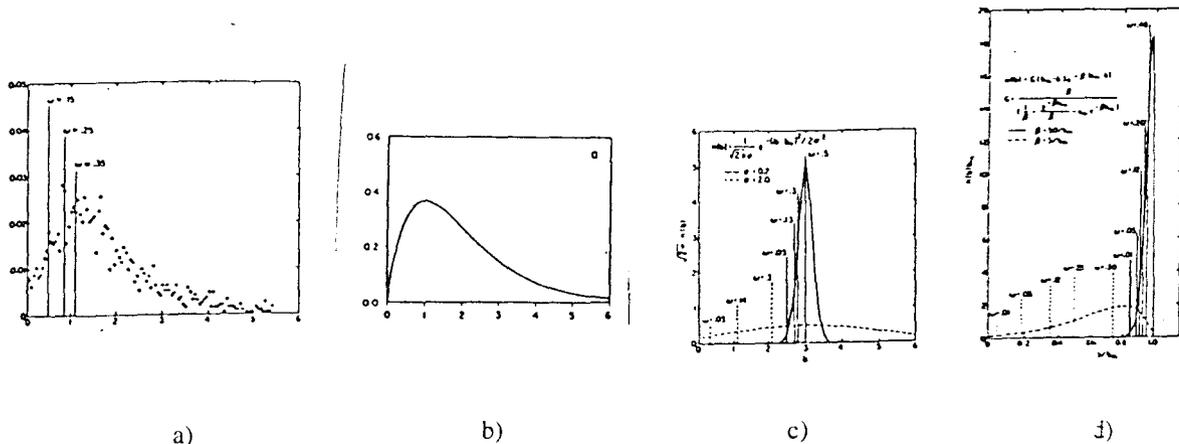


Figure 2.3 : a et b densité de la distribution d'ouverture par 10 sets de profilométrie Billaux (1984) ; c et d les distributions de Tsang (1984).

- z_m , côte moyenne du plan moyen de la fracture;
- σ_z , écart type des côtes;
- α_{zx} et α_{zy} , coefficients de corrélation des côtes dans les directions x et y;
- e_m , ouverture moyenne;
- σ_e , écart type d'ouverture;
- α_{ex} et α_{ey} , coefficients de corrélation d'ouvertures dans les directions x et y.

ce qui fait un ensemble de 6 paramètres.

Une procédure détaillée de génération d'ouverture avec ce modèle, est présentée par Lin (1994).

Barton (1985) propose une relation empirique entre l'ouverture hydraulique, l'ouverture mécanique et le coefficient de rugosité JRC.

Il est très difficile d'obtenir une description expérimentale complète de la géométrie du vide [Billaux (1990)]. Pour mesurer des ouvertures de joints, différentes méthodes sont utilisées, notamment la rugosimétrie par Gentier (1986), l'injection de l'air par Gale (1987), l'aire des gouttes de l'eau dont le volume est connu, entre les vides, par Hakami (1988 et 1992), et les courbes contrainte-déplacement par Iwano (1993) et Boulon (1993).

La technique la plus couramment utilisée est la prise de profils de chacune des épontes de la fracture à l'aide d'un rugosimètre et de les comparer [Bandis (1983), Zongqi (1983), Barton (1985), Gentier (1986)].

Une autre technique a été tentée à l'université de Berkeley [Pyrac-Nolte (1987)]. Il s'agit de l'injection d'un métal à bas point de fusion, dans la fracture. Des coupes de l'empreinte de chaque éponte de la fracture permettent la mesure de profils. Un calage des différents profils obtenus d'une éponte, donne une description précise du joint. Après numérisation des images des deux épontes, par superposition des épontes on peut obtenir une carte des vides. Cette procédure est très délicate et une petite erreur peut complètement altérer l'image obtenue.

Le moulage du vide par une résine est une autre technique [Billiaux(1990)]. La résine peut être injectée par un trou au centre de l'échantillon, ou par ses côtés, ou simplement être coulée sur une éponte avant placement de l'autre. Les empreintes peuvent être prises aux différents niveaux de contrainte, ce qui permet d'étudier l'évolution de la géométrie des vides en fonction de la variation du champ de contraintes (Fig. 2.4).

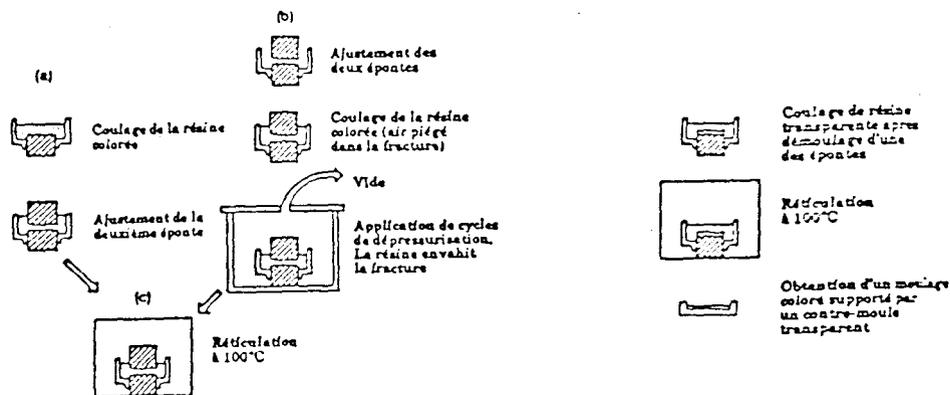


Figure 2.4 : technique d'obtention des empreintes [Billiaux (1990)].

Quand la réticulation se termine, l'empreinte obtenue est démoulée. Une image numérique est enregistrée par une caméra vidéo placée au-dessus du moulage alors qu'une source lumineuse puissante éclaire l'autre côté.

Le résultat est une carte de 512 x 512 pixels pour chacune desquels est mesuré un niveau de gris compris entre 0 et 255. Chaque pixel présente un carré de 0,26 mm de côté. Après la correction de biais dû à la non-uniformité de la source de lumière, une carte des épaisseurs sera obtenue par ajustement d'une échelle d'épaisseurs en fonction des niveaux de gris. La figure 2.5 donne un exemple d'histogramme obtenu pour les épaisseurs.

Tsang (1981) a proposé deux descriptions pour la géométrie de fracture, la première est par les aspérités et la deuxième par les vides (figure 2.6). Il utilise le modèle des vides pour une simulation du comportement mécanique sous contraintes normales et le modèle d'aspérités pour la simulation d'écoulement dans le joint (détails, dans la partie modélisation hydromécanique de ce chapitre).

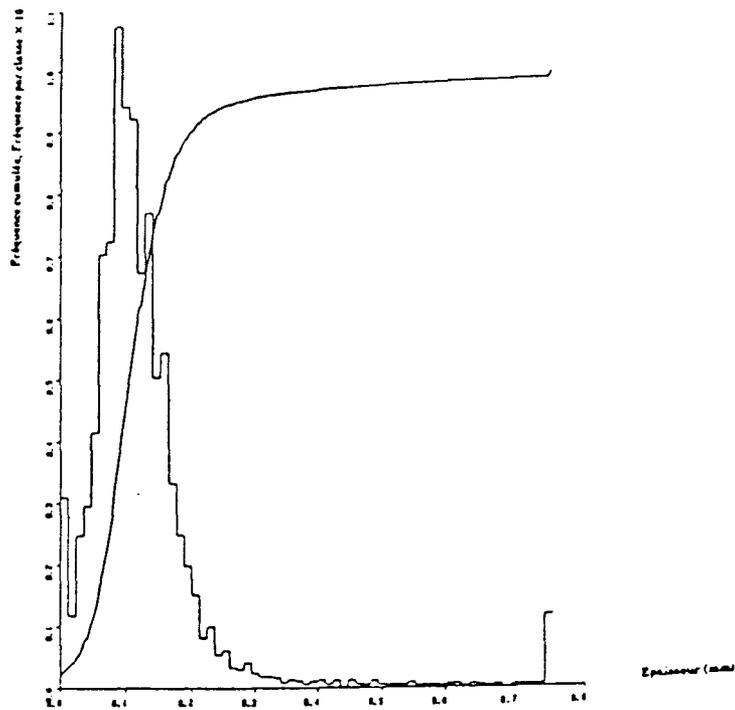


Figure 2.5 : Histogramme et histogramme cumulé des épaisseurs [Billaux (1990)].

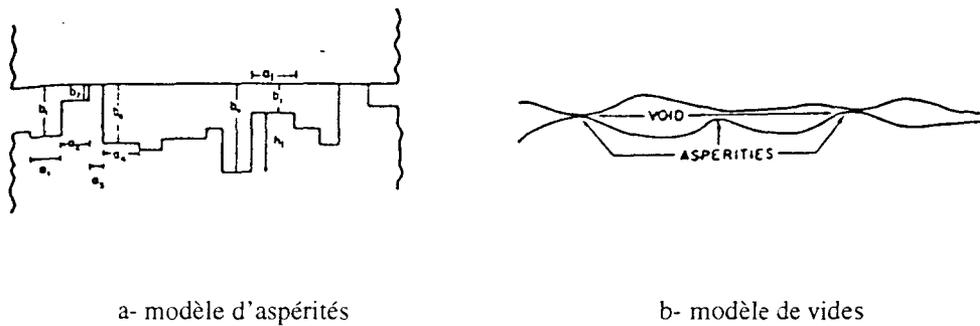


Figure 2.6 : Les modèles d'ouverture du joint [Tsang (1981)].

2.1.3 Modélisation fractale de la rugosité et de l'ouverture.

La géométrie fractale comme une nouvelle description de dimension naturelle, est essentiellement due aux travaux de Mandelbrot(1967). Gentier (1976) résume cette théorie sur trois concepts de base traduits par le sous-titre du livre de Mandelbrot :

- **Forme** : Tous les objets fractals ont en commun une très grande irrégularité géométrique, objets qui, s'ils ne présentent pas des discontinuités physiques, sont discontinus au sens géométrique du terme, c'est-à-dire que la courbe de son contour n'est pas dérivable et son dérivé n'est pas continu en tous les points. C'est la raison pour Mandelbrot de créer le terme "objet fractal". Un objet est dit fractal s'il est raisonnable et utile de le représenter mathématiquement par un ensemble fractal quelque soit l'échelle d'observation.

- Dimension fractale : La dimension fractale est la caractéristique principale de tout objet fractal. Il y a plusieurs notions de dimension fractale. Mandelbrot utilise la technique de l'élément de mesure (r) pour calculer la longueur d'une série des courbes irrégulière (côtes maritimes).

Avec cette technique, pour mesurer la longueur d'une courbe irrégulière on peut choisir un segment de longueur r , (l'élément de mesure) et compter le nombre de segments qui peuvent couvrir la longueur de courbe L . Le nombre de segments multiplié par la longueur de dévideur, sera la longueur de la courbe. Plus l'élément de mesure sera petit, plus la courbe réalisée par la succession de segments sera proche de la courbe réelle. La relation entre L et r est :

$$L(r) \propto r^{1-D} \quad (2-14)$$

D est appelé dimension fractale.

- Hasard : Les modèles fractals peuvent être classés en deux catégories :

- les modèles déterministes, tel que la courbe Von Koch, qui sont réguliers. Ils résultent d'un processus déterministe.
- les objets fractals naturels, qui sont très irréguliers. Un des modèles mathématiques le plus performant pour simuler de tels objets est le hasard au sens des probabilités.

Les objets fractals naturels sont le résultat d'influences multiples qui ne peuvent être suivies et reproduites en détail. Ainsi pour les modèles fractals des objets naturels, on lui attribue la possibilité d'engendrer l'irrégularité d'une façon aussi intense que les divers mécanismes ayant contribué au façonnement de l'objet réel et ceci avec la même importance à toutes les échelles. Aussi un objet naturel pourra éventuellement être représenté par un ensemble fractal si le nombre de mécanismes mis en oeuvre pour son façonnement est tel que l'on ne puisse pas les distinguer les uns des autres. La complexité résultante est alors reproduite par hasard.

Huang (1992), a approché des profils de joints de diorite et quartzite avec un tel modèle. La méthode propose de développer une série reliée des transformations que chacune trace une petite copie d'image finale par rapport à l'image originelle. La probabilité était mise dans les transformations, et était utilisée pour relier le point actuel à son successeur. On prend des nombres finis de paires (x_i, F_i) , $i = 1, 2, \dots, N$. Les transformations ont les formes suivantes :

$$W_i \begin{pmatrix} x \\ y \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} a_i & 0 \\ c_i & d_i \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x \\ y \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} e_i \\ f_i \end{pmatrix} \quad (2-15)$$

avec

$$a_i = \frac{(x_i - x_{i-1})}{(x_N - x_0)}, \quad e_i = \frac{(x_N x_{i-1} - x_i x_0)}{(x_N - x_0)}, \quad c_i = \frac{(F_i - F_{i-1})}{(x_N - x_0)}, \quad f_i = \frac{(x_N F_{i-1} - F_i x_0)}{(x_N - x_0)}$$

Ces N transformations permettent de générer un profil auto similaire. L'ensemble des (d_i) , peut être calculé extérieurement et la dimension fractale de la fonction d'interpolation est donnée par Barnley (1988) :

$$D = 1 + \frac{\log \left(\sum_{i=1}^N |d_i| \right)}{\log(N)} \quad (2-16)$$

Cette méthode est applicable au profil auto similaire avec une dimension fractale égale (Figure 2.7). Huang (1992) a présenté aussi plusieurs méthodes de calculs de dimension fractale de profils naturels. Après l'étude de différents profils et comparaison entre différents paramètres de chaque profil de surface, il conclut que la dimension fractale utilisée comme un paramètre invariant par rapport à l'échelle d'observation, ne peut pas être garantie. Malgré tout, la dimension fractale utilisée comme paramètre de surface, peut apporter des informations utiles.

Une géométrie fractale peut être auto reliée (self affine) ou auto similaire (self similaire). d'après Mandelbrot (1983), un profil est auto similaire quand il apparaît statistiquement analogue quelque soit l'échelle de profil, par contre, un profil est auto relié quand il est nécessaire d'appliquer des échelles différentes dans deux directions perpendiculaires, pour qu'ils apparaissent statistiquement analogues. D'après Brown (1987 a), un profil auto relié (self affine), est plus utile pour la modélisation des surfaces de fractures. Par contre, Power (1991) a conclu que la topographie des surfaces de fractures est la plupart du temps, non stationnaire et auto similaire (self similaire).

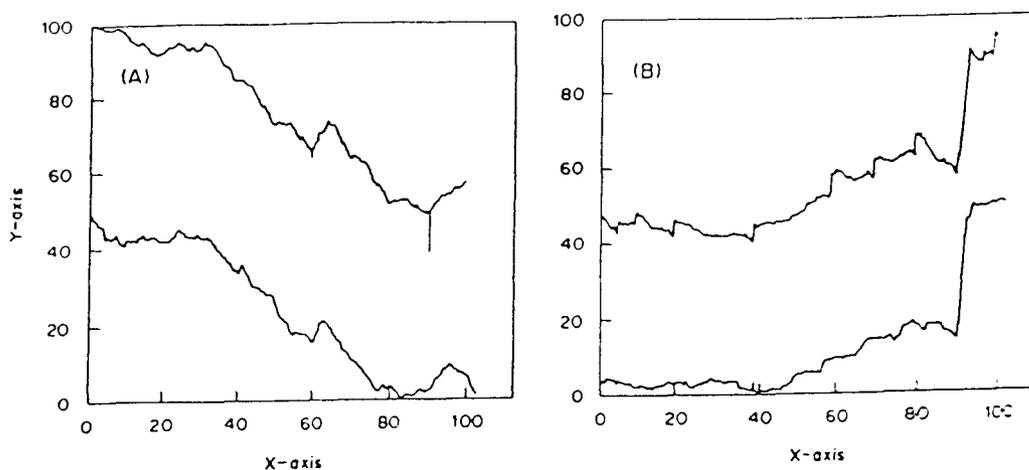


Figure 2.7 : comparaison entre les profils, fractal déterministe (en haut) et profil du joint a- diorite avec $D=1.29$ et b- quartzite avec $D=1.33$ [Huang et al. (1992)].

Kumar (1991) a étudié la relation entre les caractéristiques fractales des hauteurs des dents de deux surfaces du joint avec celles de l'ouverture. Il conclut à l'existence d'une dimension fractale pour la hauteur de dents de la surface, et n'approuve pas que l'ouverture est aussi une dimension fractale.

En tout cas, la dimension de l'ouverture dépendra de la corrélation entre les deux surfaces. Il a présenté des expressions mathématiques pour le développement de l'ouverture entre les surfaces non corrélées, partiellement corrélées et des surfaces analogues déplacées. Enfin il considère que les caractéristiques d'ouverture peuvent être dépendantes de celles des surfaces du joint et de leur corrélation.

Dans le rapport préliminaire sur le projet de validation du code "discrete-fracture flow code" Uchida (1993) calcule une dimension fractale variable entre 1.3 et 2.1 pour les profils des fractures dans son site (Kamaishi). D'après lui, ceci signifie que la surface est non-fractal.

Pour le moment, la théorie fractale est utilisée pour donner des informations supplémentaires sur des profils de surfaces ou sur l'ouverture de fracture : les caractéristiques fractales de ces éléments n'apparaissent pas dans les modèles de comportement, mécanique ou hydraulique de fracture.

Xie (1993) a présenté quelques travaux concernant l'application du concept fractal dans la mécanique des roches. Parmi eux les modèles fractals de la rugosité et du profil des aspérités seront présentés ici. Lee (1990) a calculé la dimension fractale de 10 profils types de l'indice JRC de la rugosité. Il présente une relation empirique entre le JRC et la dimension fractale sous la forme

$$JRC = -0,87804 + 37,7844[(D - 1) / 0,015] - 16,9304[(D - 1) / 0,015]^2 \quad (2-17).$$

La figure 2.8 montre la relation entre JRC et la dimension fractale.

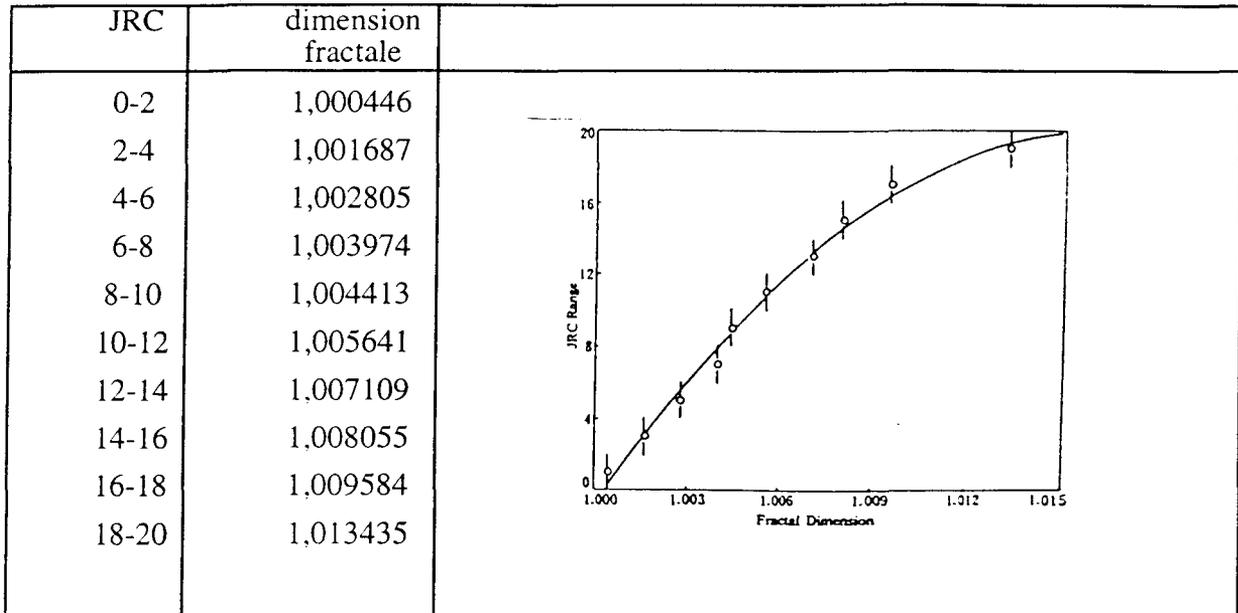


Figure 2.8 : Relation entre JRC et la dimension fractale [Lee (1990)].

Xie (1993), en utilisant les définitions de la hauteur moyenne et de la longueur moyenne d'aspérités suivantes :

$$h_m = 1/M \sum_i^M h_i \quad L_m = 1/M \sum_i^M L_i \quad (2-18)$$

propose un modèle fractal du profil de surface. Il pense que la fracture est un objet fractal et la différence entre une faille et une fracture est ses échelles. Avec cette hypothèse, il trouve que les joints naturels ont des constructions similaires à des courbes de Koch. Pour la recréation des profils naturels il a généralisé le générateur des courbes de Koch (Figure 2.9) en remplaçant (h) et (L) par (h_m) et (L_m) ce qui nous donne un modèle fractal de profils.

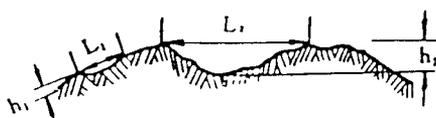


Table 15.10. λ^* , L^* and fractal dimension estimates of computer-generated fractal Brownian motions.

Theoretical fractal dimension	L^*	λ^*	Predicted fractal dimension
1.20	6.0	3.9714	1.119
1.40	6.0	3.590	1.369

Figure 2.9 : Le générateur généralisé des courbes de Koch pour la simulation des profils

On peut calculer la dimension fractale des courbes de Koch par la relation :

$$D = \log 4 / \log \left[2 \left(1 + \cos \tan^{-1} 2h / L \right) \right] \quad (2-19)$$

D'autres auteurs ont proposé aussi des approximations pour le JRC, à partir de la théorie fractale. Tse & Cruden (1979) ont proposé un ajustement empirique entre les caractéristiques d'aspérité et le JRC. Les équations (2-20) et (2-21) donnent leur proposition

$$Z_2 = \left[1 / \left(M(Dx)^2 \right) \sum_{i=1}^M (h_{i+1} - h_i)^2 \right]^{1/2} \quad (2-20)$$

$$JRC = 32,20 + 32,47 \log Z_2 \quad (2-21)$$

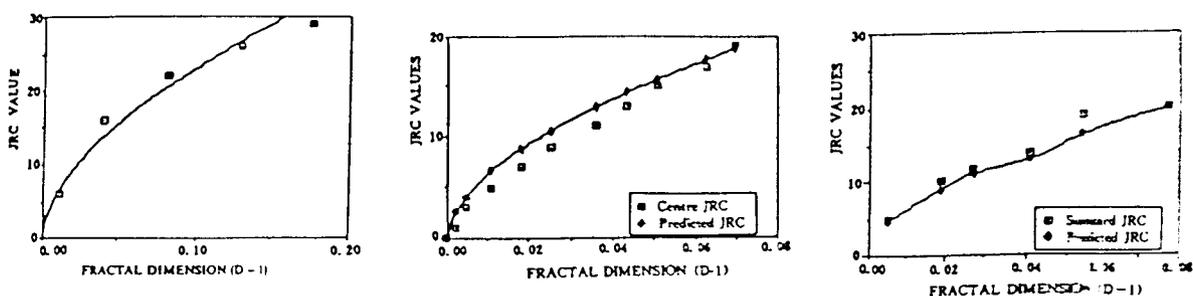
Le paramètre M représente le nombre d'intervalles dans lesquels les hauteurs d'aspérités étaient mesurées, h est la hauteur d'aspérité, (Dx) est l'intervalle de la mesure d'aspérité et Z_2 est la racine carrée de la moyenne de carrée de premier dérivé de profil.

Xie (1993) a appliqué ses propositions et l'équation (2-19) aux profils de Venkatachalam (1985), pour calculer le JRC et la dimension fractale de ces profils. Il a trouvé une relation entre JRC et la dimension fractale (figure 2.10 a) sous la forme :

$$JRC = 85,2671(D - 1)^{0,5679} \quad (2-22).$$

On a examiné cette relation avec des profils définissant le JRC de Barton utilisé par Bamford (1978). Les dimensions fractales sont calculées par la relation (2-22). Une comparaison entre les résultats obtenus et la prédiction de JRC avec la relation (2-25) est donnée par la figure 2.5 b. Pour plus d'assurance une combinaison des six profils de Barton (1987), et Barla (1985), est examinée de la même manière et les résultats sont présentés sur la figure 2.10 c.

Xie conclut que les résultats obtenus montrent l'utilité de la dimension fractale pour l'estimation de JRC et que seulement les paramètres longueur moyenne et la hauteur moyenne des aspérités sont suffisants pour cette estimation.



(1985).

al.(1978).

et Barla (1985).

Figure 2.10 : Relation entre JRC et la dimension fractale [Xie (1993)].

Turk et al. (1987), ont utilisé un autre indice de rugosité dit angle de rugosité. Défini par le rapport entre la longueur de projection de profil L_d et sa longueur réelle L_t :

$$\cos(i) = L_d / L_t \quad (2-23).$$

Si la longueur de projection d'une dent est l'élément de mesure, pour l'évaluation de la dimension fractale on peut montrer que :

$$L_t = L_d^D \quad (2-24)$$

alors on a :

$$\cos(i) = L_d^{(1-D)} \quad (2-25)$$

ou dans une manière générale :

$$\cos(i) = (CL_d)^{(1-D)} \quad (2-26)$$

avec C constant. C'est le modèle fractal de l'angle de rugosité. D'après Xie, les angles donnés par cette relation ne sont pas en bonne concordance avec d'autres types du calcul d'angle de rugosité.

Jusqu'à présent il existe quatre méthodes différentes de détermination de la dimension fractale : la méthode de l'élément de mesure, la méthode des carrés, la méthode spectrale et la méthode de l'élément de mesure modifié (pour plus de détails voir Xie (1993)). Miller (1990) a appliqué ces méthodes à un jeu de profils et ses résultats sont présentés dans le tableau 2.2. Les dimensions fractales dans ce tableau sont : D_b calculé par la méthode des carrés, D_d calculé par la méthode de l'élément de mesure, D_m calculé par la méthode de l'élément de mesure modifié et D_s calculé par la méthode spectrale. Il semblerait que ces différentes méthodes ne donnent pas des résultats concordants.

profil	A	B	C	D	E	F	G	H	J
Dimension fractale									
D_s	1,258	1,246	1,202	1,191	1,383	1,309	1,263	1,274	1,124
D_b	1,099	1,158	1,118	1,159	1,143	1,122	1,136	1,146	1,041
D_d	1,161	1,192	1,193	1,094	1,261	1,155	1,182	1,183	1,084
D_m	1,129	1,123	1,157	1,103	1,199	1,128	1,200	1,103	1,058

Tableau 2.2 : Calcul de la dimension fractale par différentes méthodes [Miller (1990)].

2.1.4 Corrélation entre aspérités et surface en contact.

La géométrie des vides est bien dépendante de la rugosité et la corrélation de surfaces du joint Swan, G. (1983). Brown (1986). Il y a divers concepts dus à la corrélation entre les parois du joint. Parmi eux, le taux de surface en contact par Iwai (1976) et Bandis (1983), la production d'une réplique de la géométrie du chemin d'écoulement et l'aspérité, par Pyrak-Nolte (1987) et Gentier (1986 et 1989), et la taille et la distribution de l'ouverture par Hakami (1988) et Billaux (1990) sont étudiés ou réalisés.

Les méthodes des mesures sont très différentes. Iwai a utilisé une méthode similaire à "impressograph" et proposé des taux de surface en contact de l'ordre de 0,1-0,2 pour le granit, et 0,25-0,35 pour le marbre à contrainte normale de 20 MPa. Bandis et al (1983) ont mis une très fine bande de plastique entre les lèvres de joints avant de les compresser. D'après ces empreintes, des surfaces en contact composent de 40 à 70% de surface totale de joint à contrainte normale très élevée.

Pyrak-Nolte (1987), a utilisé la technique d'injection du métal pour l'étude de géométrie des vides et la surface en contact. Il a maintenu les aspérités d'un joint de "quartz monzonite" sur une contrainte constante et une température proche du point de fusion du métal (un alliage avec le point de fusion de 160°-190° F).

Avec une pression d'injection constante les vides sont remplis. La contrainte normale et la pression d'injection sont maintenues jusqu'à solidification du métal. En ouvrant le joint, chaque moitié du joint prend une partie des empreintes des vides. Pour avoir les empreintes complètes des vides, les deux parties sont examinées par le microscope électronique scanographique (scanning electron microscope SEM), et des techniques de photographie.

Les images des deux surfaces sont composées par un analyseur d'images, pour avoir une évaluation quantitative de l'image composée. Les résultats de ses travaux sont présentés sur la figure 2.11.

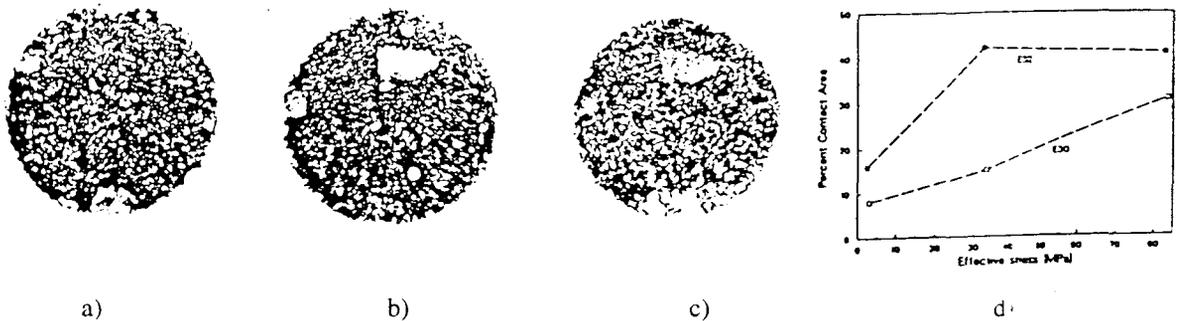


Figure 2.11 : La micrographie d'un morceau de l'échantillon E30 sur trois contraintes effectives de a) 3MPa b) 33MPa c) 85 MPa (les blancs sont des métaux); d) la fonction de la surface en contact par rapport à la contrainte effective pour les échantillons E30 et E32 obtenues par l'image analyseur. Pyrak-Nolte (1987).

Lin (1994) a fait un calcul numérique pour évaluer la surface en contact à différents confinements. Les résultats de ces calculs sont montrés sur la figure 2.12.

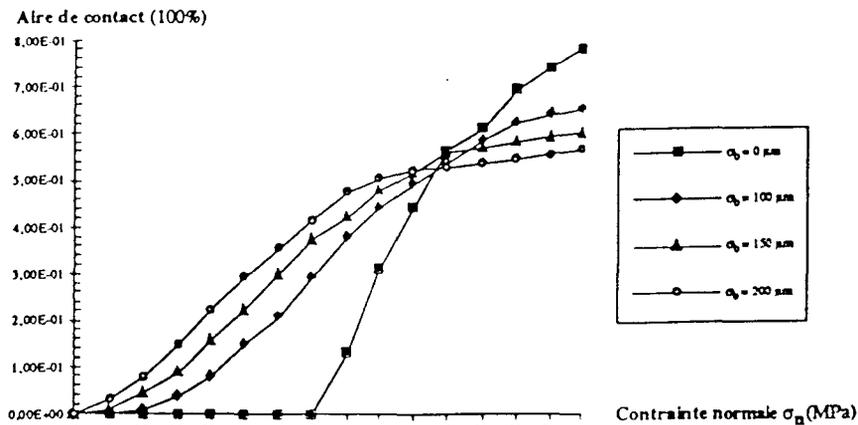


Figure 2.12 : le taux de l'aire en contact en fonction de la contrainte normale, Lin (1994).

2.2 COMPORTEMENT MECANIQUE DES JOINTS SOUS CHARGEMENT NORMAL

Le comportement mécanique d'un joint non soumis à une pression de fluide a été étudié et modélisé par beaucoup d'auteurs notamment Goodman (1976), Bandis (1983), Genzer (1986), Saeb (1990) etc..

Goodman (1974) a introduit plusieurs paramètres pour pouvoir modéliser le comportement mécanique du joint rocheux. Le premier est la raideur normale introduite par Goodman et al. (1968), qui est la pente de la courbe contrainte normale (σ_n) par rapport au déplacement normal (V). A ce paramètre, on ajoute (V_m), la fermeture maximale.

Les expériences de Goodman montrent que la fermeture maximale (V_m) peut être plus petite que l'ouverture maximale initiale qui est l'écart maximal entre les aspérités de surface du joint. Il montre que la relation contrainte normale-déplacement normal n'est pas linéaire.

Cette non-linéarité a été confirmée par d'autres travaux : Iwai (1976), Gentier (1986), bien que Hungr et al. (1978) aient donné des relations $(\sigma_n), (\Delta V_j)$ linéaires à faible (σ_n) . Ils ont attribué ce comportement à l'état de pré-compression du joint ; Snow (1972) a noté que le comportement non linéaire du joint est lié à la consolidation normale du joint (cette condition est équivalente à la consolidation normale de l'argile).

D'après Goodman (1974), les facteurs principaux qui peuvent influencer les déplacements normaux du joint sont le taux de surface en contact, la rugosité, la raideur d'aspérité et les caractéristiques des matériaux remplissant le joint.

Pour l'étude du comportement mécanique des joints rocheux, Bandis et al (1983) ont réalisé 64 essais sur des joints bien emboîtés et une série d'essais sur des joints moins bien emboîtés. Les caractéristiques du milieu, et des joints sont présentés dans le tableau 2.3. Les conclusions importantes tirées de ces études sont les suivantes :

- les observations actuelles sur les déformations d'une grande variété de joints naturels, sont du même ordre que celles effectuées antérieurement sur des joints artificiels.
- le comportement du joint sous contrainte normale dépend de l'état pré-consolidation. Tous les essais ont montré une relation similaire et non-linéaire entre contraintes-normales (σ_n) et déplacements-normaux (V) quelque soit l'état d'emboîtement des joints.

Différentes propositions de relations analytiques de (σ_n-V) ont été examinées. Shehata (1972) a considéré une relation semi-logarithmique. Celle-ci est valable pour la partie à contrainte faible ou à contrainte élevée. Mais la relation perd sa linéarité pour les contraintes moyennes. Goodman a proposé un ajustement de la courbe hyperbolique (1974) sous la forme :

$$\sigma_n = \left(\frac{V}{V_m - V} \right) \sigma_i + \sigma_i \quad (2-27)$$

relation qui peut être présentée sous la forme :

$$V = V_m - (V_m \sigma_i) \frac{1}{\sigma_n} \quad (2-28)$$

où (σ_i) est la contrainte normale initiale.

La courbe de (V) en fonction de $(1/\sigma_n)$ montre une grande non-linéarité. Pour qu'elle soit mieux ajustable, Goodman (1976) a modifié sa proposition de la façon suivante :

$$\frac{\sigma_n - \sigma_i}{\sigma_i} = A \left[\frac{V}{V_m - V} \right]^t \quad (2-29)$$

L'introduction des paramètres supplémentaires de (A) et (t) permet un ajustement correct des courbes expérimentales (σ_n-V) . Une comparaison entre ces propositions est présentée par la figure 2.13.

En partant de la relation hyperbolique :

$$\frac{\varepsilon}{\sigma} = \alpha - \beta \varepsilon \quad (2-30)$$

type et N°	description générale	érosion	R	γ KN/m ³	σ_t MPa	σ_c MPa	E GPa	JCS MPa	a_j mm	JRC	JRA mm
IF (3)	Schiste: bien emboîté et clivage plané	F	50.6	27.7	14.9	159	66	175	-0.1	4.5	0.80-0.93
CP (1)	Schiste: les surfaces sont décolorés à jaune marron	MW	42.5	27.82	14.9	159	66	122	0.15	5.3	1.2
CP (3)	Schiste: mal emboîté avec léger film de calcite et "limonite"	W	36.8	27.05	14.9	159	66	77	0.5	6-6.8	0.95-1.5
VJ (2)	"Dolerite": peu de décoloration vers jaune marron	F-SW	47.5-49	29	17.3	165	78	167-182	0.15-0.2	6.1-8.8	0.9-1.65
VJ (3)	"Dolerite": mal emboîté, couvert par "limonite"	W	32.4-36.9	26.75-26.92	17.3	165	78	60-76	0.5-0.6	6-8.7	1-2.7
BP&VJ (11)	Calcaire: bien emboîté	F-SW	49.1-50.2	26.65-27.27	10.6	152	49	152-170	0.2-0.25	5.5-11.4	1-3.4
BP & VJ (5)	calcaire: bien emboîté, les surfaces sont poreuses et totalement décolorées vers gris	MW	40.6-45	26.8-26.97	10.6	152	49	94-120	0.20	5.8-15	1.6-7.8
VJ (5)	Calcaire: mal emboîté, les surfaces sont couvertes par des matériaux érodés	W	23.6-30.5	25.2-25.68	10.6	152	49	35-50	0.4-0.5	5-15	1.1-8.2
AF (5)	"Siltstone": rugueux, bien emboîté	F	47.5	24.2	6.3	84	28.5	105	0.15	8-1.8	2.5-4.5
BP (5)	"Siltstone": mal emboîté, partiellement décoloré	MW W	29.3-39.3	23.6-23.8	6.3	84	28.5	42-67	0.6	6.1-7.5	1.6-2.2
BP & VJ (8)	"Sandstone": bien emboîté, surface fraîche ou avec une très légère couche d'oxyde de fer	F-SW	38.8-44.4	24.1-24.75	5.1	78	24	74-95	0.2-0.25	5.4-11.9	0.8-3.8
BP & VJ (9)	"Sandstone": mal emboîté, surface partiellement ou totalement décolorée	MW	30.1-36	23.8-23.92	5.1	78	24	44-58	0.25	5.1-14.1	0.9-5.4
BP (4)	"Sandstone": mal emboîté, bien érodée	W	19.0-22.2	19.9	5.1	78	24	22-25	0.4-0.6	5-6	0.9-1.8

Les types des joints: IF= le joint provoqué toute le long d'un joint naturel naissant; CP= clivage plan; VJ= vertical joint; BP= joint horizontal; AF= extension artificielle fracture.
L'état d'érosion: F= fraîche ($\sigma_c/JCS=1$); SW= peu érodé ($\sigma_c/JCS<1.2$); MW= érosion modérée ($1.2<\sigma_c/JCS<2$); W= érodé ($\sigma_c/JCS>2$).
Caractéristiques de roche intacte: σ_c =la résistance en compression; σ_t =la résistance en extension; E=le module de Young.
La résistance des parois du joint: R=indice de "Schmidt hammer (L-type) test"; JCS=moyenne de résistance en compression calculée par la relation $\log_{10} JCS=0,00088\gamma R+1,01$.
La géométrie du joint: JRC= coefficient de la rugosité du joint obtenu par l'essai de cisaillement direct dans états JCS/ $\sigma_n=2000$; JRA=moyenne de l'amplitude de rugosité; a_j =moyenne d'ouverture mesurée par indicateur "feeler gauges"

Tableaux 2.3: caractéristiques physique de quelques joints d'après Barais (1983)

utilisée pour l'ajustement en mécanique des sols, des courbes contrainte-déformation du sol, [Kondner (1963), Duncan (1970)] où α et β sont des constantes, (σ) une contrainte déviatorique et (ϵ) une déformation axiale, Bandis (1983), a traduit le comportement des joints sous la forme :

$$\sigma_n = \frac{V}{\alpha - \beta V} \quad \text{ou encore} \quad \frac{V}{\sigma_n} = \alpha - \beta V \quad (2-31)$$

Des courbes d'ajustements de données expérimentales par la relation 2.31 sont données sur la figure 2.13. Par ailleurs, on notera que :

$$(K_{ni}) = 1/\alpha \quad \text{et} \quad (V_m) = \alpha/\beta \quad (2-32)$$

où (V_m) est la fermeture maximale et (K_{ni}) est la raideur initiale. Ainsi la raideur normale peut être obtenue aisément à partir de la relation (2-33) :

$$K_n = \frac{\partial \sigma_n}{\partial V} = \frac{1}{\alpha \left(1 - \frac{\beta}{\alpha} V\right)^2} = \frac{K_{ni}}{\left(1 - \frac{V}{V_m}\right)^2} \quad (2-33)$$

et le comportement du joint peut être représenté par la relation

$$V = \frac{\sigma_n \alpha}{1 + \sigma_n \beta} = \frac{\sigma_n V_m}{K_{ni} V_m + \sigma_n} \quad (2-34)$$

Goodman (1976) a suggéré que le chemin de déchargement de la courbe de la contrainte-déplacement repasse essentiellement par le même chemin que la roche intacte. Pourtant la forme de la courbe de déchargement reste toujours non linéaire et des relations du type (2-29) ou (2-31) peuvent modéliser le déchargement.

Si le joint est chargé avec une très grande contrainte normale, les courbes de déchargement dans les différents cycles ne varient pas beaucoup.

Pour le joint déboîté, de bons ajustements des courbes expérimentales sont obtenus par une relation de la forme :

$$\log \sigma_n = p + q \Delta V_j \quad (2-35)$$

p et q sont des paramètres du modèle. Pourtant, ceci donne des valeurs plus grandes à (σ_j) que celles des expériences. Le résumé de ces ajustements est présenté dans le tableau 2.4. Ce tableau présente les intervalles et les moyennes de la fermeture maximale (V_m) et la raideur normale initiale (K_{ni}) pour les phases de chargements des différents cycles.

L'étude de (V_m) montre que pour la même valeur d'épaisseur initiale du joint (e_i), le déplacement maximum du joint dépend de la résistance à la compression des parois de ce joint (JCS). Une relation empirique a été proposée sous la forme :

$$V_m = C \left(\frac{JCS}{e_i} \right)^D \quad (2-36)$$

Globalement (V_m) est une variable de l'indice d'ouverture initial, de la résistance en compression des parois de joint (JCS) et du coefficient de rugosité du joint (JRC). Une relation empirique de type

$$V_m = A + B(\text{JRC}) + E \left(\frac{\text{JCS}}{e_i} \right)^F \quad (2-37)$$

a été adaptée aux données expérimentales. Ces relations sont valables pour des valeurs de (JRS) comprises entre 5 et 15, de (JCS) entre 22 et 182 MPa et de e_i entre 0,10 et 0,60 mm.

On peut aussi établir une relation empirique entre la raideur initiale et ces paramètres :

$$K_{ni} = -7,15 + 1,75(\text{JRC}) + 0,02 \left(\frac{\text{JCS}}{e_i} \right) \quad (2-38)$$

La relation entre la fermeture maximale et l'ouverture moyenne initiale ne semble pas évidente. Les mesures de l'ouverture moyenne initiale sont comprises entre 0,3 et 0,9 mm et se concentrent autour de 0,7. Une approximation de (e_i) peut être donnée par la relation empirique suivante :

$$e_i = \frac{\text{JRC}}{5} \left(0,2 \frac{\sigma_c}{\text{JCS}} - 0,1 \right) \quad (2-39)$$

où (σ_c) est la résistance en compression uniaxiale de la matrice rocheuse. La relation entre la fermeture maximale (V_m) et la fermeture irréversible après déchargement (V_p) est également obscure. Si on peut la déterminer, le déchargement pourrait être simulé par les paramètres du chargement en remplaçant (V_m) par ($V_m - V_r$).

Dans les relations empiriques de Bandis (1983), 2-36 jusqu'à 2-39, les paramètres A, B, C, D et E sont des paramètres d'ajustement des courbes expérimentales.

Il existe un certain nombre d'approches qui essaient d'expliquer le comportement mécanique du joint sous contrainte normale, en faisant intervenir les caractéristiques mécaniques de la matrice rocheuse et la géométrie de la fracture.

Sur la base du "modèle de Hertz" Greenwood et Williamson (1966) ont modélisé l'écrasement d'une surface rugueuse contre une surface plane (figure 2.14 a). Ils ont relié la contrainte normale à la hauteur des aspérités par :

$$\sigma_n = \frac{4}{3} \beta^{4/3} N E' \int_d^{\infty} (z-d)^{3/2} \phi(z) dz \quad (2-40)$$

avec

β : rayon moyen des sommets d'aspérités,

N : nombre d'aspérités,

E' : valeur effective du module d'élasticité, obtenue par la relation,

$1/E' = (1-\nu_1^2)/E_1 + (1-\nu_2^2)/E_2$, (les paramètres sont présentés sur la figure 2.14b).

z : hauteur d'aspérité par rapport au plan moyen de référence.

d : distance entre la surface plane et la surface de référence.

$\Phi(z)$: densité de probabilité des hauteurs d'aspérité.

Les type des roches et l'état d'éradation	JCS MPa	N.des joints	première cycle				deuxième cycles				troisième cycle			
			K_{ni} (MPa/mm)		V_m (mm)		K_{ni} (MPa/mm)		V_m (mm)		K_{ni} (MPa/mm)		V_m (mm)	
			gammm	moy.	gammm	moy.	gammm	moy.	gammm	moy.	gammm	moy.	gammm	moy.
schiste														
fraich	175	3	24,1-46,5	35	0,019-0,058	0,039	98-344,3	181,1	0,015-0,034	0,027	185,2-424,4	266,2	0,015-0,035	0,027
érodation modérée	142	1	-	13,1	-	0,106	-	69	-	0,046	-	235,5	-	0,039
érodé	77	3	11,6-13,8	12,7	0,29-0,384	0,331	19,1-40	32,6	0,095-0,207	0,146	49,5-77,6	63,6	0,069-0,165	0,118
Dolerite														
fraich	167-182	2	21,7-26,7	24,2	0,084-0,117	0,101	59-75,3	67,1	0,045-0,061	0,053	102,9-119,4	111,2	0,042-0,092	0,067
érodé	60-76	3	8,1-13,1	10,8	0,151-0,325	0,381	11-29,5	30,0	0,077-0,133	0,100	37,5-130,1	80,1	0,067-0,175	0,109
Limestone														
fraich ou peu érodé	152-170	11	7,9-30,6	18,8	0,068-0,114	0,091	53,9-133,5	85,3	0,021-0,053	0,042				
érodation modérée	94-120	5	4,9-70,2	30,1	0,07-0,156	0,116	25,7-90,7	51,7	0,026-0,087	0,06	53,3-168,4	98,9	0,019-0,077	0,040
érodé	35-53	5	3,8-12,9	8,5	0,307-0,525	0,373	39,8-49,4	44,2	0,07-0,124	0,115	42,5-65,2	56,9	0,059-0,114	0,079
siltstone														
fraiche	105	5	14,0-25,9	18,9	0,117-0,152	0,135	21,8-64,2	43,9	0,039-0,099	0,072	21,8-69,7	53,5	0,040-0,096	0,063
érodation modérée	67	2	10,5-11,2	10,8	0,281-0,339	0,310	20,0-21,6	20,8	0,132-0,277	0,205	19,9-25,9	22,9	0,13-0,237	0,184
érodé	44	3	6,9-14,2	10,4	0,500-0,523	0,514	27,0-28,6	27,8	0,101-0,106	0,104	29,0-40,9	35	0,12-0,105	0,113
sandstone														
Fraich ou peu érodé	68-95	8	3,6-22,7	17,8	0,128-0,360	0,170	11,8-31,9	23,1	0,137-0,156	0,145	18,3-62,1	38,2	0,024-0,096	0,054
érodation modérée	64-88	9	4,3-25,6	9,3	0,199-0,380	0,31	8,8-20,9	14,9	0,061-0,156	0,101	11,8-11,8	26,7	0,057-0,139	0,089
érodé	37	1	2,3-1,7	3,1	0,37-0,557	0,469	9,13	11,3	0,066-0,196	0,131	11,3-19,9	15,6	0,061-0,095	0,080

Tableaux 2.4 : Résumé des K_{ni} et V_m des joints s'emboîtés (le contraint initial $\sigma_{ni}= 1$ kPa), Bandis et al. (1983).

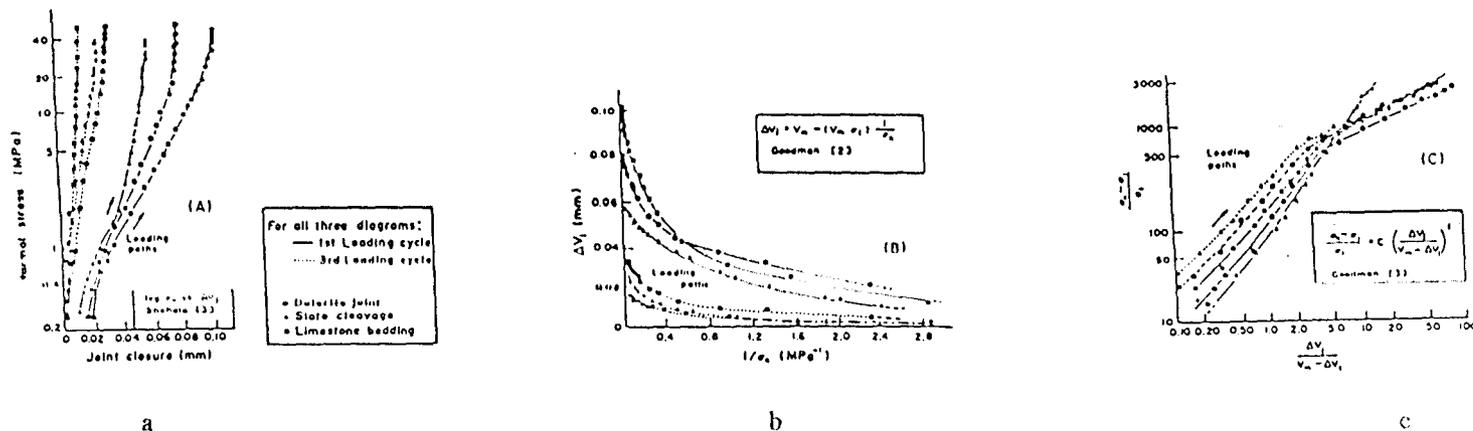


Figure 2-18: Comparaison entre les différents types d'ajustement des courbes contrainte normale-déplacement Bandis (1983)

Les hypothèses qui ont conduit à cette conclusion sont les suivantes :

- la surface rugueuse nominale plate a des aspérités qui sont considérées, au moins à leur sommet, comme sphériques,
- tous les sommets des aspérités ont le même rayon de courbure,
- le comportement individuel de chaque aspérité est fixé par les relations de Hertz.

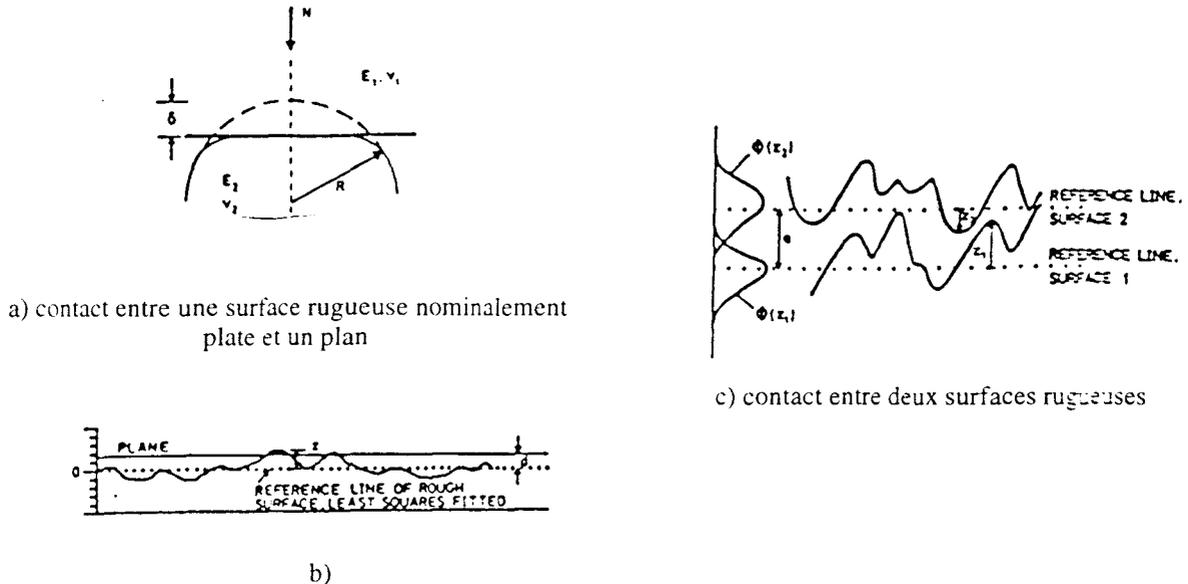


Figure 2.14 : Les paramètres du modèle de Greenwood et al. Saeb (1989).

Puisque les équations de Hertz font intervenir les caractéristiques élastiques des matériaux on est obligé de définir une limite élastique pour un chargement normal. Ces hypothèses montrent les limites de ce modèle.

Greenwood et Tripp (1971), ont présenté le cas du contact entre deux surfaces nominale rugueuses. Ils ont montré que :

$$\sigma_n = 4,74\beta^{3/2}\eta^2 E' \int_e^\infty (z_s - e)^{5/2} \Phi_s(z_s) dz_s \quad 2-41)$$

avec :

z_s : somme des hauteurs des aspérités de deux surfaces,

e : distance entre les plans de références des deux surfaces.

$\Phi_s(z_s)$: densité de probabilité des sommes des hauteurs d'aspérités,

η : densité surfacique des pics des aspérités.

Dans ce modèle, les hypothèses du modèle précédent sont reprises et il est supposé, en outre que toutes les aspérités sont identiques et convexes, et que tout contact entre deux aspérités se fera symétriquement par rapport aux centres des deux aspérités considérées avec des positions complètement pré-définies.

Gentier (1986) a présenté un modèle d'aspérités appelé modèle à "dent confinée". La fracture est assimilée à deux épontes, l'une plane indéformable et l'autre dotée de dents de hauteur variable. On considère que la différence de hauteur entre deux dents voisines est faible : en conséquence les dents chargées seront toujours entourées par des dents non chargées qui exerceront sur la plus grande partie de la hauteur des dents chargées, une pression de confinement.

2.3 MODELISATION DE L'ÉCOULEMENT DANS LES JOINTS

2.3.1- L'écoulement dans les joints : ses phénomènes et sa modélisation.

La plupart des auteurs ont tenté de modéliser l'écoulement dans les joints par l'écoulement dans un vide à parois parallèles [Snow (1965), Louis (1969), Gale (1975 et 1990), Iwai (1976), Witherspoon (1980), Engelder (1981), Raven (1985), Gentier (1986), Asgian (1988), Hakami (1988), Locomt (1989), Billaux (1990), Benjelloun (1991), Lin (1994) (figure 2.15)].

En régime laminaire, l'écoulement dans un vide à parois parallèles basé sur les équations de Navier-Stokes, peut s'écrire (fluide newtonien) :

$$Q = \frac{b}{R} \frac{g}{12\nu} e^3 J \quad (2-42)$$

$$v_m = \frac{b}{R} \frac{g}{12\nu} e^3 J \quad (2-43)$$

avec

- Q : débit par unité de largeur de la section perpendiculaire à la direction d'écoulement,
- v_m : vitesse moyenne,
- J : gradient hydraulique,
- ν : viscosité cinématique ($\mu = \nu \rho$, μ viscosité dynamique, ρ densité),
- g : accélération de la pesanteur,
- b : degré de séparation Par unité de largeur, la bande perméable est égale à $b \leq 1$.
(on admet que la répartition des surfaces en contact dans la fracture est indépendante de la section perpendiculairement à l'écoulement). Pour les parois sans contacts, $b=1$,
- R : fonction de la rugosité ; pour les parois lisses (rugosité relative $k / D_h \leq 0.033$), $R = 1$ et on retrouve la loi de Poiseuille (Carlier, 1972). Pour les parois rugueuses ($k / D_h > 0.033$), $R = 1 + 8,8(k/D_h)^{1,5}$. on retrouve la loi empirique de Louis (1967).
- $D_h (= 2e)$ est le diamètre hydraulique.

La relation 2.42 est communément appelée "loi cubique". La relation 2.43 peut encore s'écrire sous la forme de loi de Darcy :

$$v_m = kJ \quad (2-44)$$

avec

$$k = bge^2J/12R\nu \quad (2-45)$$

Avec k perméabilité hydraulique. On peut donc passer de la loi d'écoulement à la loi de diffusion hydraulique par la relation précédente.

On définit la conductivité intrinsèque (T) du joint par :

$$T = \nu k e / g \quad (2-46)$$

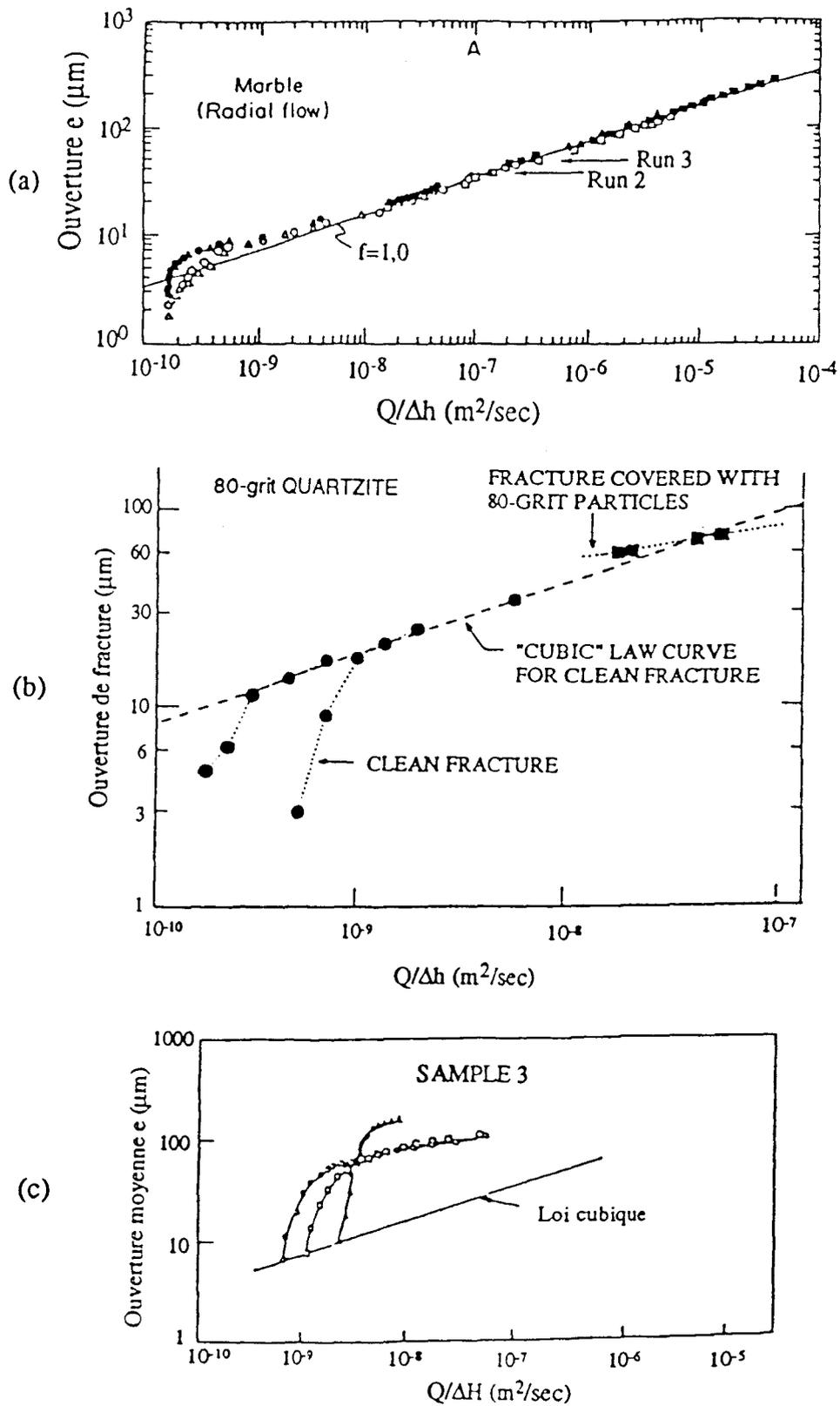


Figure 2.15 : Etudes expérimentales de l'écoulement dans les joints rocheux
 a- granite [Raven et Gale (1985)],
 b- quartzite [Engelder et Scholz (1981)],
 c- marbre [Witherspoon et al. (1980)].

k_f est dépendant des caractéristiques géométriques du joint. Si on prend $g = 10\text{m/s}^2$ et $\nu = 0,01$ stoke à 20°C pour l'eau, les relations précédentes nous permettent d'exprimer le débit normalisé q (en mm^2/s)

$$q = (Q \text{ total}/l/J) = 10^4 T \quad (2-47)$$

où T est en mm^3 .

Les problèmes fondamentaux de cette modélisation sont :

- Que représente une ouverture e en regard des aspérités du joint et des contacts des épontes ?
- Comment prendre en compte le fait qu'en tout point le vecteur vitesse ne reste pas parallèle du fait de la présence des contacts (effet de chenalisation) ?
- Comment tenir compte de l'effet totalement 3D de l'écoulement (vides différents et d'épaisseurs variables) ?

Detournay (1979) a résumé toutes ces difficultés dans un paramètre (C_R) et proposé la relation :

$$T = C_R^3 (e_{0h} - V)^3 \quad (2-48)$$

où V représente la fermeture du joint sous contrainte normale et e_{0h} l'ouverture hydraulique initiale sous charge nulle ; le terme $(e_{0h} - V)$ désigne l'ouverture hydraulique. Les deux inconnues e_{0h} et C_R peuvent être calculées à partir de la régression entre la racine cubique de la transmissivité intrinsèque T et la fermeture V .

Tsang (1981a) à partir des résultats expérimentaux de Iwai (1976), pour un $b/R = 1$ a remplacé la relation (2-43) par la relation :

$$Q_x = \frac{W}{L} \frac{\rho g}{12\mu} \left[\langle e^3 \rangle_x^{1/3} \frac{1}{\langle \frac{1}{e^2} \rangle_y} \right] (\Delta H) \quad (2-49)$$

où le symbole $\langle \rangle$ représente une moyenne arithmétique des grandeurs et H est la charge hydraulique en hauteur de l'eau. $\langle e^3 \rangle_x$ est une moyenne d'ouverture sur la largeur (W) de l'échantillon et dans le terme $\langle \frac{1}{e^2} \rangle_y$ est une moyenne d'ouverture sur la longueur (L) de l'échantillon.

Tsang a en fait remplacé le terme empirique de (b/R) par une procédure analytique. Les détails de son raisonnement sont les suivants. On sait que la vitesse d'écoulement laminaire permanent d'un fluide visqueux incompressible dans une fracture composée de deux parois parallèles lisses, obéit à l'équation

$$v = -\frac{\rho g}{12\mu} e^2 \nabla H \quad (2-50)$$

Pour les fractures rugueuses, la rugosité peut être prise en compte par une fonction d'ouverture $e(x,y)$. On suppose que la relation (2-50) est applicable localement donc la vitesse locale sera :

$$v(x, y) = -\frac{\rho g}{12\mu} e^2(x, y) \nabla H \quad (2-51)$$

La conservation de la masse de fluide incompressible pour l'écoulement permanent nous impose $\nabla \cdot v = 0$ et on obtient :

$$\nabla \cdot \left(-\frac{\rho g}{12\mu} e^2(x, y) \nabla H \right) = 0 \quad (2-52)$$

Pour le modèle de rugosité présenté sur les figures 2.16 et 2.6a, dans les directions x et y du joint, le débit dans la direction de l'écoulement pour un point de x_0 est :

$$Q(x_0) = \int_0^w V(x_0, y) e(x_0, y) dy = -\frac{\rho g}{12\mu} \frac{dH}{dx} \Big|_{x_0} \int_0^w e(x_0, y) dy = -\frac{\rho g}{12\mu} \frac{dH}{dx} \Big|_{x_0} \sum_j a_j e_j \quad (2-53)$$

alors :

$$Q(x_0) = -\frac{\rho g}{12\mu} \frac{dH}{dx} \Big|_{x_0} W \langle e^3 \rangle_{x_0} \quad \text{avec} \quad \langle e^3 \rangle_{x_0} = \frac{\sum_j a_j e_j^3}{\sum_j a_j} = \frac{\sum_j a_j e_j^3}{W} \quad (2-54)$$

Les paramètres non-définis sont représentés sur la figure 2.16.

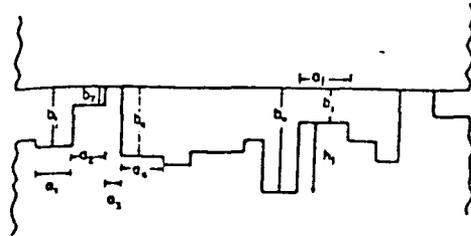


Figure 2.16 : Les paramètres du modèle d'aspérité du joint Tsang (1981).

La relation (2-54) est la loi cubique du joint dont l'ouverture, pour un x_0 donné, est variable dans la direction perpendiculaire à l'écoulement. Le débit moyen à x_0 est équivalent au débit d'un joint avec l'ouverture uniforme de $e = \langle e^3(x_0, y) \rangle_{x_0}^{1/3}$ ($\langle \rangle$ signifie moyenne).

Maintenant on prend les effets de la variation d'ouverture dans la direction d'écoulement. La vitesse dans la direction x pour un y donné égal à y_0 , est :

$$V(x, y_0) = -\frac{\rho g}{12\mu} e^2(x, y_0) \frac{dH}{dx} \Big|_{y_0} \quad (2-55)$$

et $\nabla \cdot V = 0$ nous impose

$$-\frac{\rho g}{12\mu} e^2(x, y_0) \frac{dH}{dx} \Big|_{y_0} = U \quad (2-56)$$

U est une constante, qui peut être reliée au débit à y_0 donné, et quel que soit x, par la relation

$$U = \frac{Q(x)}{w \prec e^3(x, y_0) \succ_{y_0}^{1/3}} \quad (2-57)$$

Si le joint de longueur L est soumis à une pression H(0) à $x=0$ et à pression H(L) à $x=L$, l'utilisation de la relation (2-55) donne :

$$\int_0^L dH(x) = \int_0^L \frac{-12U\mu}{\rho g e^2(x, y_0)} dx = \frac{-12U\mu}{\rho g} \sum_j \frac{a_j}{e_j^2} = \frac{-12U\mu L}{\rho g} \left\langle \frac{1}{e^2} \right\rangle_{y_0} = [H(L) - H(0)] \quad (2-58)$$

Les relations (2-57) et (2-58) conduisent à :

$$Q = \frac{-W}{L} \frac{\rho g}{12\mu} \prec e^3 \succ_{x_0}^{1/3} \frac{1}{\prec 1/e^2 \succ_{y_0}} [H(L) - H(0)] \quad (2-59)$$

$$\text{avec } \left\langle \frac{1}{e^2} \right\rangle_y = \frac{1}{L} \sum_j \frac{a_j}{e_j^2}$$

Pour arriver à cette équation, Tsang, comme il le dit lui même, a été obligé de faire des entorses à la rigueur mathématique. Par exemple, la relation (2-51) est le résultat de la résolution des équations aux dérivées partielles de Navier-Stokes pour les parois parallèles, donc, son application locale à des parois avec ouverture variable est une extrapolation. En outre, la connaissance de la fonction d'ouverture $e(x, y)$, est loin d'être assurée. Tout cela semble dire que la relation (2-59) est bien loin d'être intrinsèque et/ou facilement utilisable. Tsang l'a utilisée à sa propre manière, laquelle sera présentée dans la partie du couplage hydromécanique.

Tsang a proposé d'autres modèles composés de canaux : "channel model of flow through fractured media" (1987a), "variable aperture channel model" (1988), "two-dimentional strongly heterogenous permeable medium" (1989). Dans le modèle de canaux on remplace les fractures d'un milieu par des canaux et l'écoulement dans le milieu, est réalisé par un réseau de ces canaux (figure 2.17). Il présente une méthode statistique de génération de la largeur des canaux à partir des données statistiques des ouvertures. Il calcule le débit par la relation (2-60) et le temps de passage du fluide pour chaque canal en divisant le volume total des canaux par le débit, avec la relation (2.61)

$$q_i = \frac{1}{\mu} \left(\sum_j \frac{12\Delta x}{e_{i,j}^3} \right)^{-1} \lambda (P_1 - P_2) \quad (2-60) \quad t_i = \frac{\mu}{(P_1 - P_2)} \left(\sum_j e_{i,j} \Delta x \right) \left(\sum_j \frac{12\Delta x}{e_{i,j}^3} \right) \quad (2-61)$$

Il considère que la distribution de largeur de canaux à une distance donnée, est la même fonction que la longueur ($\Delta x = \lambda$ figure 2.17).

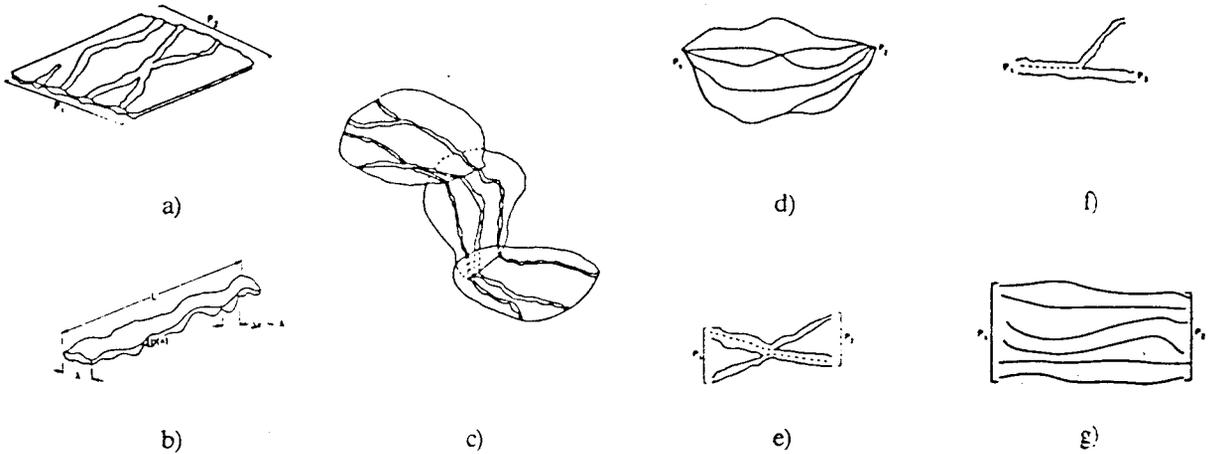
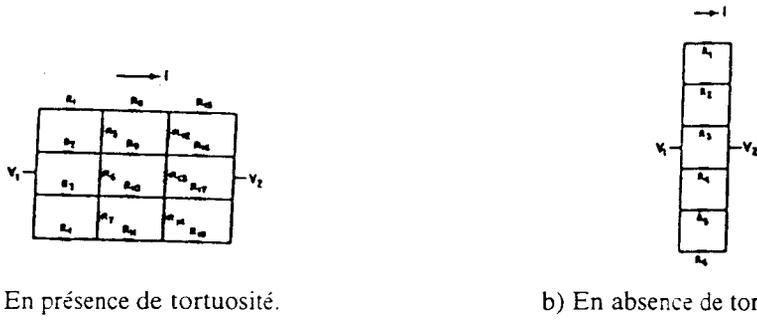


Figure 2.17 : a) Représentation de l'écoulement dans une fracture par des canaux. b) Un canal. c) Les canaux dans les milieux fracturés. d) e) f) Différentes compositions des canaux g) Un ensemble de canaux indépendants équivalent conceptuellement à l'écoulement représenté par d) [Tsang (1987a)].

Tsang a également considéré qu'entre le front d'injection et le front de drainage, la charge hydraulique n'était pas linéaire par le fait de la variation d'épaisseur ce qui est un avantage très important de ces modèles. La distribution de pression dans chaque canal est donnée par la relation

$$P(x) = P_1 - (P_1 - P_2) \int_0^x \frac{d(x)}{e^3(x)} \left(\int_0^L \frac{dx}{e^3(x)} \right)^{-1} \quad (2-62)$$

Tsang (1984) a modélisé, par des canaux, les chemins d'écoulement dans un joint seul. Ainsi il a réalisé une étude numérique sur les effets de tortuosité (chenalisation). Il a remplacé les canaux par des résistances électriques de valeur égale à $1/(e^3)$.



a) En présence de tortuosité. b) En absence de tortuosité.

Figure 2.18 : Circuit équivalent pour décrire l'écoulement dans un joint rugueux [Tsang (1984)].

Ainsi il montre que les effets de la tortuosité varient avec la variation des caractéristiques de rugosité. Ces effets prennent une grande amplitude particulièrement quand la surface en contact augmente ou que l'ouverture diminue. Il montre bien que les petites ouvertures peuvent localement diminuer considérablement la charge hydraulique, et que la tortuosité peut diminuer de plusieurs ordres, la conductivité de la fracture.

Neuzil et al. (1981), ont proposé une loi cubique modifiée :

$$\frac{Q}{\Delta h} = C \int_0^{\infty} e^3 n(e) de = C \langle e^3 \rangle \quad (2-63)$$

où $n(e)$ est la densité de distribution des ouvertures. L'expression 2-63 est correcte si l'ouverture ne varie que dans la direction perpendiculaire au gradient hydraulique.

Engelder (1981) a remplacé la relation (2-46) par la relation :

$$Q = \left\{ \frac{W_n - \left[W_0 + (E' A \sigma_0)^{1/2} \exp\left(\frac{e_0 - e}{2s}\right) \right]}{2} \right\} \frac{\rho g e^3 dp}{12\mu dx} \quad (2-64)$$

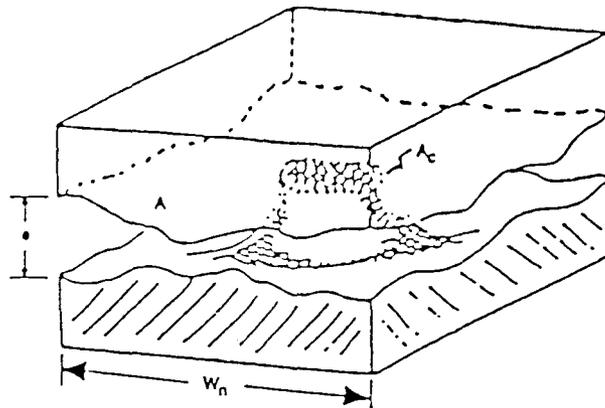


Figure 2.19 : Schéma de la géométrie d'une fracture rocheuse [Engelder et Sholz (1981)].

avec

- W_n : largeur nominale de la fracture (figure 2.19);
- W_0 : section transversale de contact à pression nulle;
- s : écart-type de la topographie des surfaces de fractures;
- σ_0 : pression normale effective de référence;
- E' : valeur moyenne des modules élastiques au contact de Hertz;
- e : ouverture entre deux surfaces d'une fracture;
- e_0 : ouverture à σ_0 ;
- r : densité du fluide;
- g : accélération de la pesanteur;
- μ : viscosité du fluide;
- dp/dx : gradient hydraulique dans la direction d'écoulement;
- A : surface du plan de la fracture.

Glass (1991), a développé un modèle expérimental pour évaluer certains paramètres nécessaires au problème d'écoulement. Ses dispositifs expérimentaux consistent en un "rotating test stand (RTS)", des "analogue fracture test cells" et des "digital imaging and processing equipment". Ces dispositifs lui permettent d'imposer ou mesurer des caractéristiques telles que la topologie de surface, la micro rugosité, l'aspérité et la distribution d'ouverture, les conditions limites de l'écoulement ou avoir une réplique transparente de la fissure.

L'interaction de la matrice était prise en compte. Pour aider à mieux voir les gouverneurs physiques essentiels de l'interaction des fractures et la matrice, on a utilisé le modèle de milieux poreux et le modèle "discret joint network". Lui a conclu que pour sa complète fracture

système, le modèle "discret joint network" n'a pas de résultats réalistes et pour une prochaine étape il cherche un équivalent crédible des propriétés hydrauliques.

Kobayashi (1992) et Ohnishi (1988) ont proposé le modèle d'écoulement suivant :

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \left\{ \frac{k_{1ij}}{\mu} \left(\frac{\partial p_1}{\partial x_i} + \rho_f g_j \right) \right\} = (n_1 s_{r1} \beta_p + C_{c1}) \frac{\partial p_1}{\partial t} - \frac{\Gamma}{\rho_f} \quad (2-65)$$

avec p : la pression de l'eau, n : la porosité, S_r : degré de saturation, μ : la viscosité cinématique de l'eau, ρ_f : la densité de l'eau, g : l'accélération de la pesanteur, β_p : la compressibilité de l'eau, C_{c1} : la capacité spécifique d'humidité avec définition du $\frac{\partial \theta}{\partial p}$ et θ : contenu volumique de l'eau, Γ : le rapport de la masse de fluide qui fuit du block vers la fracture. L'indice 1 signifie la porosité initiale ou l'état initial du milieu. Le paramètre de la fuite Γ , est présenté par

$$\Gamma = \alpha \frac{k_1 \rho_f}{\mu} (p_1 - p_2) \quad (2-66)$$

α est un paramètre non-dimensionnel qui dépend de la longueur moyenne et de la surface spécifique de la fracture. C'est le paramètre du calage du modèle. L'équation de continuité pour une fracture plane est présentée par un milieu bidimensionnel. Alors l'équation gouverneur d'écoulement du fluide sera :

$$\frac{\partial}{\partial \xi_i} \left\{ \frac{k_{2ij}}{\mu} \left(\frac{\partial p_2}{\partial \xi_i} + \rho_f g_j \right) \right\} = S_2 \frac{\partial p_2}{\partial t} + \frac{\Gamma}{\rho_f} \quad (2-67)$$

où ξ_i et la coordonnée bidimensionnelle locale définie dans le plan de la fracture, S_2 est l'indice du magasinage et k_{2ij}/μ est la transmissivité de la fracture. Dans ce modèle des petites fractures incluses dans un block de roche sont considérées comme une partie dans laquelle l'eau sera stockée et coulée vers la fracture voisine, et les pores de block entourés par des petites fissures sont considérés comme le milieu dans lequel la diffusion se produit.

Un autre modèle envisageable d'écoulement est l'utilisation de tuyaux. La vitesse moyenne d'écoulement Poiseuille, pour un tuyau de diamètre (e), est donné par la relation $V_{\text{moy}} = \frac{ge^2}{32\nu}$ J. Pour le calcul de l'ouverture moyenne hydraulique Kikuchi (1993), a utilisé cette hypothèse. A partir des essais de chargement hydraulique constant, il propose la relation :

$$e = \sqrt[3]{\frac{128\nu LQ}{A\tau\pi gJ}} \quad (2-68)$$

où L est la longueur du joint, Q est le débit injecté, $(A\tau)$ est la surface ouverte de la fracture, et e est l'ouverture moyenne hydraulique. Cette relation, comme la loi d'écoulement dans les parois parallèles propose un débit proportionnel au cube d'ouverture moyenne, la seule différence est le coefficient de proportionnalité.

2.3.2 Modèles numériques d'écoulement.

Les approches numériques sont utilisées pour étudier la complexité de l'écoulement dans une fracture ayant des ouvertures variables.

Tsang et al. (1987b), discrétisent le plan de la fracture, en plots. La fracture est alors représentée par de petites plaques parallèles avec des ouvertures variables, et des parois imperméables. Pour prendre en compte la variation d'ouverture, une ouverture effective e_{eff} entre deux éléments adjacents est définie (figure 2.20) :

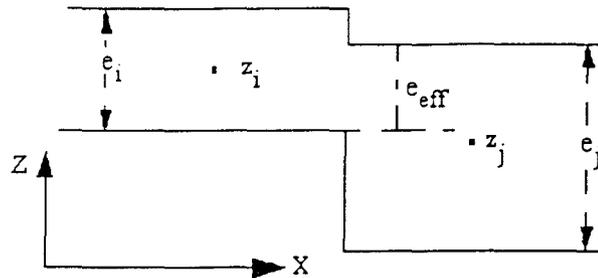


Figure 2.20 : Définition de l'ouverture hydraulique effective.

$$e_{eff} = \min\left[z_i + \frac{e_i}{2}, z_j + \frac{e_j}{2}\right] - \max\left[z_i - \frac{e_i}{2}, z_j - \frac{e_j}{2}\right] \quad (2-69)$$

La résistance hydraulique R_{ij} peut être calculée de la façon suivante :

$$1/R_{ij} = 0, \text{ si } e_{eff} \leq 0 \quad (2-70)$$

et si $e_{eff} > 0$:

$$R_{ij} = \frac{1}{2e_{eff}} \frac{\Delta x}{\Delta y} \left(\frac{1}{k_i} + \frac{1}{k_j} \right) \quad \text{dans la direction X,} \quad (2-71)$$

$$\text{et } R_{ij} = \frac{1}{2e_{eff}} \frac{\Delta y}{\Delta x} \left(\frac{1}{k_i} + \frac{1}{k_j} \right) \quad \text{dans la direction Y} \quad (2-72)$$

$$\text{où } k_i = \frac{\rho g}{12\mu} e_i^2, \quad k_j = \frac{\rho g}{12\mu} e_j^2 \quad (2-73)$$

Ce n'est que l'application de la loi d'écoulement laminaire entre deux plaques parallèles lisses dont l'effet de la variation d'ouverture fait intervenir e_{eff} sans que cette variable ne soit introduite de façon rigoureuse dans les calculs d'écoulement.

Moreno (1988), a calculé la résistance hydraulique par les relations :

$$R_{ij} = 6\mu \frac{\Delta x}{\Delta y} \left(\frac{1}{e_i^3} + \frac{1}{e_j^3} \right) \quad \text{et,} \quad R_{ij} = 6\mu \frac{\Delta y}{\Delta x} \left(\frac{1}{e_i^3} + \frac{1}{e_j^3} \right) \quad (2-74)$$

dans les directions X et Y respectivement. C'est la moyenne des résistances hydrauliques des plaques adjacentes. L'expression 2.74 n'est pas une solution analytique non plus : on suppose que la résistance à l'écoulement varie inversement avec le cube d'ouverture. La solution pour l'écoulement peut être alors obtenue en résolvant un réseau de résistances électriques équivalentes. Avec ces définitions, la relation entre le champ des pressions et le débit (Q) peut s'écrire :

$$P_i - P_j = Q_{ij} R_{ij} \quad (2-75)$$

Si l'on écrit l'équation de continuité pour chaque élément :

$$\sum_j Q_{ij} = \sum_j \frac{P_i - P_j}{R_{ij}} = 0 \quad (2-76)$$

on obtient un système de n équations avec n inconnues (les P_i) dont n, est le nombre des éléments. Les équations obtenues sont indépendantes, le système peut donc être résolu. Lin (1994) a réalisé quelques applications de ce modèle.

Ces résultats montrent que l'écoulement se produit dans les chemins à faible résistance (figure 2.21) et mettent en évidence le phénomène de chenalisation de l'écoulement dans une fracture.

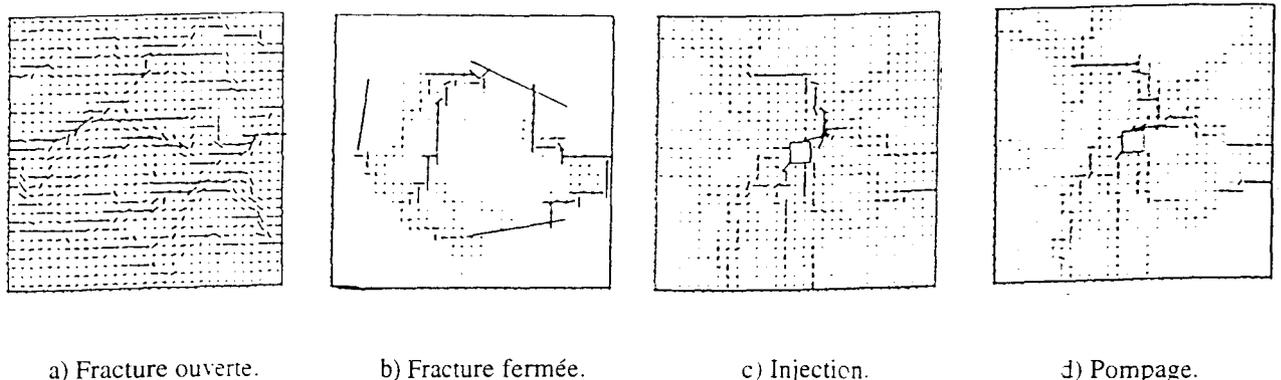


Figure 2.21 : Les chemins d'écoulement [Lin (1994)].

En plus, avec les conditions aux limites présentées sur la figure 2.22, pour $P_1 - P_2 = 0,1 \text{ MPa}$, il montre que l'écart du débit obtenu par ce modèle et la loi cubique est faible, quand l'écart-type des ouvertures est faible, par contre, cet écart entre les débits, augmente considérablement avec l'augmentation de l'écart type des ouvertures.

Brown (1987) a étudié le même problème en utilisant la méthode des éléments finis. Il applique l'équation de Reynolds à deux surfaces légèrement non parallèles. Il utilise un maillage bidimensionnel dans un modèle fractal pour créer la rugosité des surfaces.

Ces résultats montrent que, quand le taux de surface en contact augmente, la répartition d'écoulement sur la surface de fracture perd son uniformité et devient tortueux (figure 2.23).

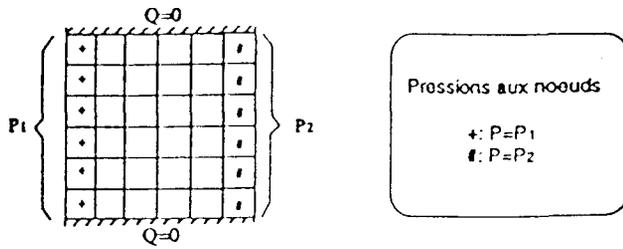


Figure 2.22 : Condition aux limites d'écoulement [Lin (1994)].

Ecart-type de l'ouverture mm	Débit total Loi cubique $Q_t(\text{cm}^3/\text{s})$	Débit total modèle $Q_t(\text{cm}^3/\text{s})$
0	134,429	134,429
10	133,297	129,571
50	135,488	108,225
100	153,116	83,227
200	243,724	51,595
500	1210,490	18,824

Tableau 2.5 : Comparaison des résultats de calcul [Lin (1994)].

Il a comparé ces calculs avec ceux de la loi cubique en remplaçant l'ouverture hydraulique par l'ouverture moyenne des parois, et il a trouvé un rapport de 0,7-0,9 entre les deux résultats.

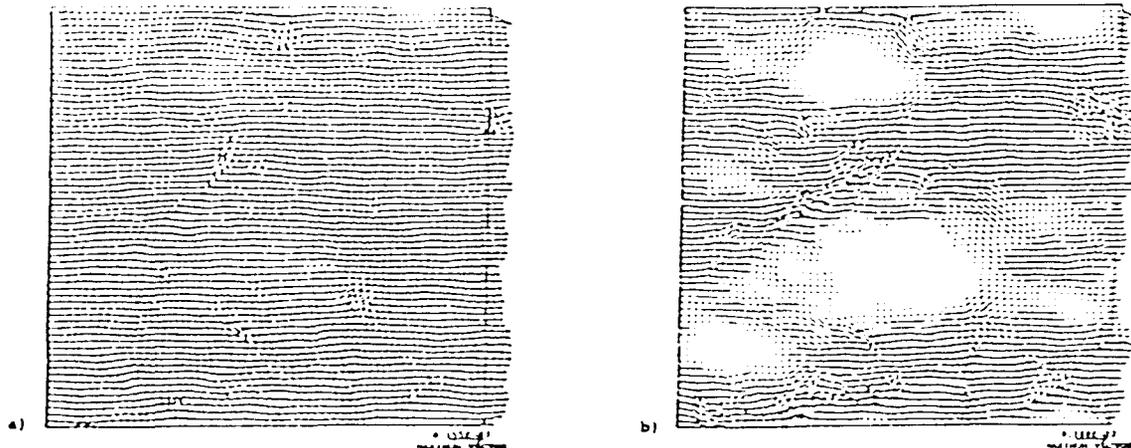


Figure 2.23 : Chemins d'écoulement dans une fracture (a) avec des surfaces séparées ($e_m=1,3\sigma_e$) et (b) même fracture avec des surfaces en contact ($e_m=4\sigma_e$). (e_m est l'ouverture moyenne et (σ_e) est écart-type d'ouverture, [Brown (1987)].

Billaux (1990) par la technique de moulage (figure 2.4), prend les empreintes des vides et fabrique une carte de géométrie des vides. A partir d'un algorithme on passe de cette carte à un réseau de chenaux (figure 2.24). Il suppose que les hauteurs des vides après un déplacement x des épontes dû aux contraintes, est la hauteur à contrainte nulle moins x . Ainsi on a une carte des vides pour chaque niveau de déplacement.

Il a pris les résultats expérimentaux de Gentier (1986) et a examiné la loi cubique et une loi linéaire de transmissivité (on considère que du fait de la rugosité et de la tortuosité, la perméabilité intrinsèque du vide ne dépend pas de son épaisseur, alors la transmissivité dépend linéairement de l'ouverture) sous les formes $T = ge^3/12v$ et $T = ke$, (avec k = perméabilité de la fracture) successivement. Les résultats sont montrés dans le tableau 2.6. Malheureusement il ne propose pas une épaisseur équivalente pour l'ensemble des vides.

La procédure pour obtenir le réseau de chenaux est très longue et comprend de nombreuses hypothèses. L'interprétation des résultats est alors difficile et nécessite de la prudence.

Chen (1990), a utilisé la méthode des éléments frontières en 3D pour calculer le déplacement et la perméabilité d'un joint rocheux.

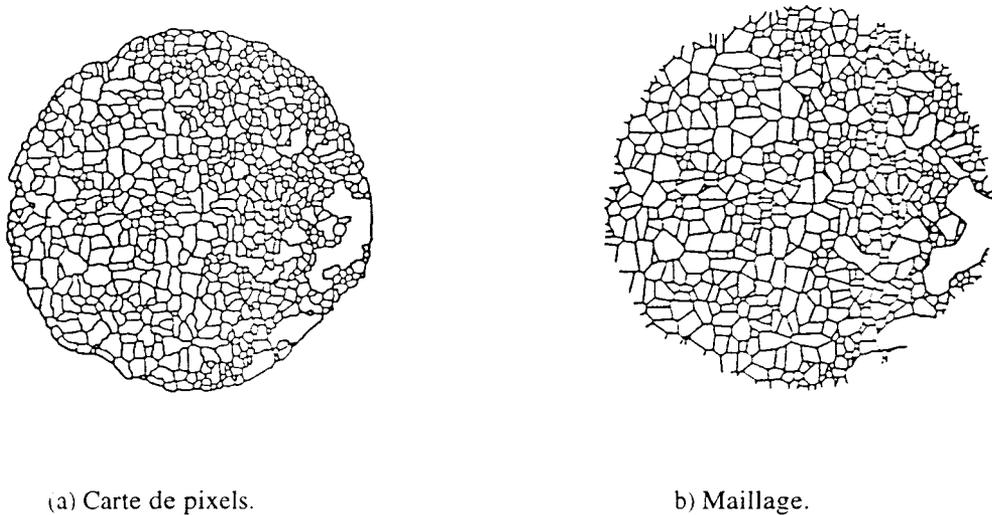


Figure 2.24 : Réseau d'écoulement pour un rapprochement de 50 µm [Billiaux (1990)].

Il discrétise le plan du joint en éléments carrés, dont les ouvertures sont générées statistiquement. A partir du calcul élastique du déplacement il estime la répartition des zones de contact. Connaissant la distribution de zones de contact, il calcule la perméabilité moyenne des fractures avec la méthode des éléments frontières. D'après Lin (1994) ces simplifications semblent très discutables.

rapprochement µm	charge d'injection expérience (m)	charge d'injection hypothèse linéaire (m)	charge d'injection hypothèse cubique (m)
50	3.16	3,16 (calage)	3,16 (calage)
70	6.06	6,14	4,96
88	12.5	12.4	12.1

Tableau 2. 6 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et des simulations Billiaux (1990).

Amadei (1992) a appliqué la méthode de la transformation intégrale de Daly (1981), Pour prédire l'écoulement laminaire en régime permanent dans les fractures rectangulaires avec des distributions arbitraires d'ouvertures et des morphologies quelconques de surfaces de fractures. Un modèle fractal génère la morphologie des surfaces de fractures (figure 2.25).

Les résultats montrent que pour les joints avec une dimension fractale comprise entre 2,0 et 2.3 le débit estimé est de 65 à 95 pour-cent de celui obtenu par la loi cubique (effets de rugosité).

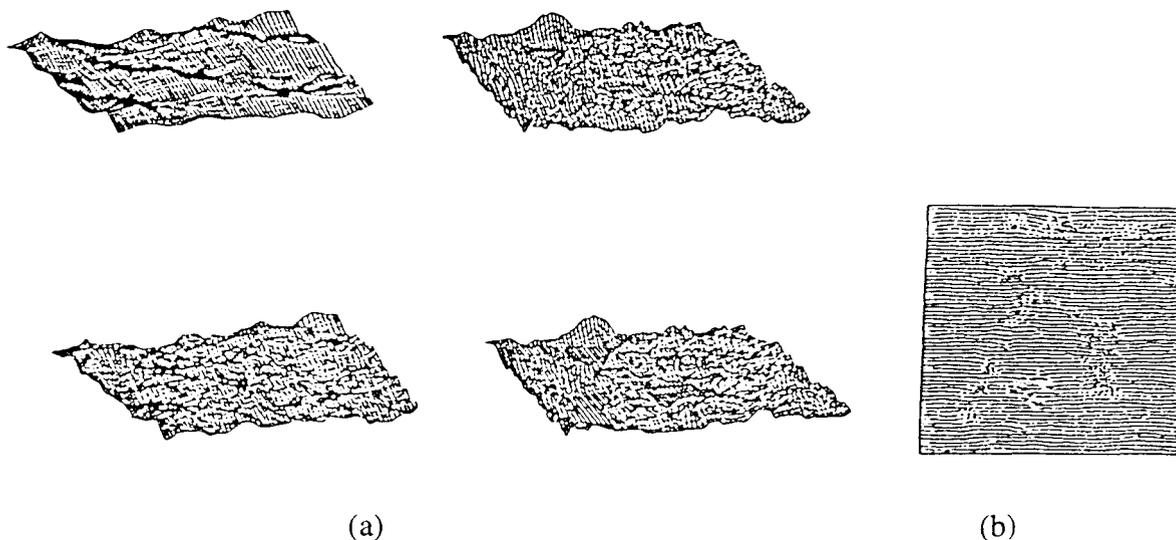


Figure 2.25 : (a) Un type de surface générée par un modèle fractal; (b) Un type du champ de vitesse d'écoulement [Amadei et Wibowo (1992)].

2.4 COUPLAGE HYDROMECHANIQUE

2.4.1 Cas des milieux poreux

Pour bien comprendre le couplage hydromécanique, rappelons brièvement les résultats sur les milieux poreux avec un comportement élastique de la matrice. Le couplage est décrit par trois étapes principales :

Tout d'abord, on suppose qu'un matériau continu équivalent sec (sans pression interstitielle), élastique, linéaire et isotrope avec caractéristiques élastiques E_B et ν_B peut représenter le milieu poreux. De la même façon, on admet que la matrice prise indépendamment, est continue, isotrope et linéairement élastique avec les caractéristiques E_M et ν_M . Ainsi le comportement de chacun peut être exprimé par la relation de Hooke, sous la forme :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{\sigma_{ij}}{2G} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (2.77)$$

où :

$$G = \frac{E}{1 - 2\nu} \quad \text{et} \quad \sigma_{kk} = \text{trace du tenseur de contrainte}$$

Ensuite, par l'exigence de l'équilibre, l'état de contrainte auquel le matériau poreux est soumis (d'une part, un champ de contrainte $\underline{\sigma}$ et d'autre part, une pression de pore P_f), est décomposé en une composante purement hydrostatique (1) et une composante déviatorique (2).

La composante (1) résulte du chargement hydrostatique de la matrice solide exclusivement (avec la pression P_f) donc :

$$\varepsilon_{ij}^1 = -\frac{P_f}{3K_M} \delta_{ij} \quad \text{où} \quad K_M = \frac{E_M}{3(1-2\nu_M)} \quad (2.78)$$

K_M est le module de compressibilité hydrostatique du squelette.

La composante (2) résulte elle, de la déformation du matériau équivalente sec auquel on applique l'état de contrainte $\underline{\sigma} + P_f$, soit :

$$\varepsilon_{ij}^2 = -\frac{1+\nu_B}{E_B} (\sigma_{ij} + P_f \delta_{ij}) - \frac{\nu_B}{E_B} (\sigma_{kk} + 3P_f) \delta_{ij} \quad (2.79)$$

Pour obtenir la déformation globale, il suffit de sommer (2.78) et (2.79), ce qui conduit après simplification à :

$$\varepsilon_{ij} = -\frac{1+\nu_B}{E_B} \sigma_{ij} - \frac{\nu_B}{E_B} \sigma_{kk} \delta_{ij} + \left(\frac{1}{K_B} - \frac{1}{K_M} \right) \frac{P_f}{3} \delta_{ij} \quad (2.80)$$

$$\text{où} \quad K_B = \frac{E_B}{3(1-2\nu_B)} \quad K_B \text{ est le module de compressibilité du matériau équivalent.}$$

Enfin, le calcul de la variation de volume total (matrice + pores), complète le couplage. Elle peut être aisément calculée à partir de la loi de Hooke. En effet, la déformation volumique est telle que :

$$\varepsilon_k = \sum_k \varepsilon_{kk}$$

soit:

(2.81)

$$\varepsilon_k = \frac{\Delta V_B}{V_B} = \frac{1}{K_B} \left(\frac{\sigma_{kk}}{3} + P_f \right) - \frac{P_f}{K_M}$$

On voit clairement que l'interaction des sollicitations mécaniques (le champ de contrainte et la pression interstitielle) est aussi bien respectée que le couplage géométrique au moment du calcul de la variation de volume totale. Alors qu'en ce qui concerne le comportement hydromécanique de milieux fracturés, les soins équivalents, ni au niveau de couplage des sollicitations mécaniques, ni au niveau de couplage géométrique, n'est pas respecté aussi rigoureusement.

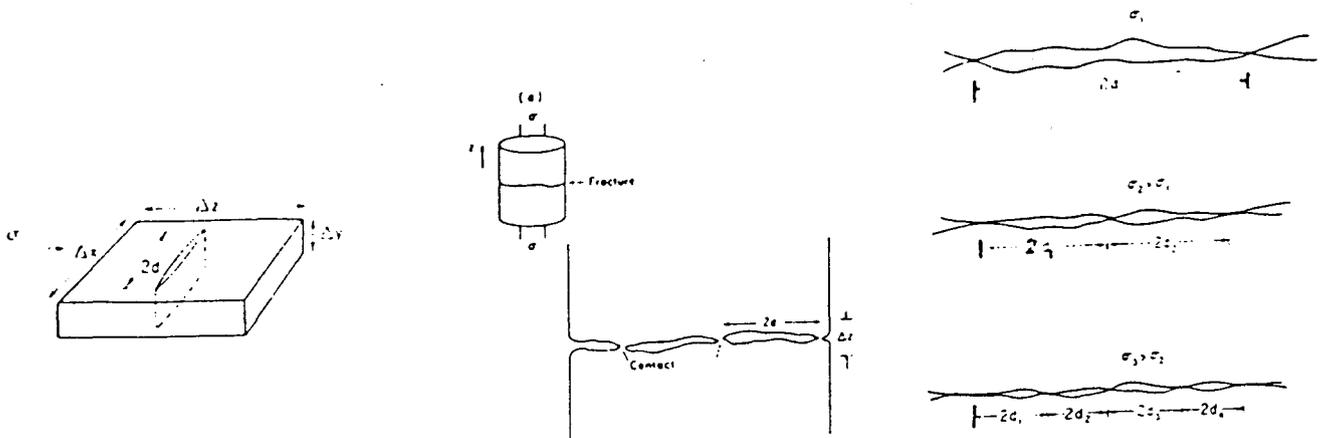
2.4.2 Cas des milieux fracturés

Tsang (1981) pour trouver une relation hydromécanique de type $Q = Q(\sigma)$, a poursuivi le chemin ci-après. On prend les données expérimentales de déplacement-chargement normal (Iwai 1976, sur le marbre, le granite et le basalte).

Supposons que dans le modèle des vides, (figure 2.26), ΔZ soit l'épaisseur qui, autour de lui, fait passer du module de Young de la matrice intacte (E) au module effectif E_{eff} . (E) et (E_{eff}) peuvent être calculés pour chaque contrainte normale à l'aide de données expérimentales (pour une fracture d'ouverture de quelques centièmes de centimètre à l'ordre du centimètre). On peut montrer que :

$$\frac{E_{\text{eff}}}{E} = 1 - \frac{4\pi \langle d^3 \rangle}{\bar{u}} \approx 1 - \frac{\pi M \langle (2d)^2 \rangle \langle d \rangle}{A \Delta Z} \approx 1 - \frac{\pi \langle d \rangle}{\Delta Z} \quad (2-82)$$

avec M, nombre des vides dans ses représentations schématiques ; d, longueur de vide ; A, surface du vide. Cette équation nous permet de calculer la longueur moyenne $2 \langle d \rangle$ relative au vide (le signe $\langle \rangle$ représente la moyenne de son argument).



(a) Une fracture typique sous contrainte normale.

(b) La représentation d'une fracture par des vides.

(c) La déformation des vides sous la contrainte croissante.

Figure 2.32 : Modélisation d'une fracture par l'ensemble des vides [Tsang (1981)].

On peut imaginer que (N_c), le nombre total d'aspérités en contact est inversement proportionnel à $2 \langle d \rangle$ alors, on obtient la courbe de N_c en fonction de V (déplacement normal). On propose un modèle d'aspérité montré sur les figures 2.16 et 2.6a ; si $n(h)$ dénote la distribution de fréquences des hauteurs des aspérités. On aura :

$$N_c(V) = \int_{e_0 - V}^{e_0} n(h) dh \quad (2-83)$$

$n(h)$ peut alors être évalué par dérivation de $N_c(V)$ (e_0 est l'ouverture maximale). Connaissant $n(h)$ la distribution d'ouverture sera connue par les relations :

$$e = (e_0 - V) \quad \text{si } h < (e_0 - V) \quad \text{et} \quad e = 0 \quad \text{si } h > (e_0 - V) \quad (2-84)$$

Cela nous permet de calculer l'ouverture moyenne de fracture. Reprenons la loi d'écoulement (2-59), pour l'écoulement dans la direction x. Elle peut être réduite à :

$$Q_x = \frac{W}{L} \frac{\rho g}{12\mu} \langle e^3 \rangle (H(0) - H(x)) \quad (2-85)$$

L'ouverture moyenne pour un déplacement donné, est calculée par la relation :

$$\frac{\langle e^3(V, \sigma) \rangle = \left[\int_0^{e_0 - V} (e_0 - V - h)^3 n(h) dh \right]}{\int_0^{e_0} n(h) dh} \quad (2-86)$$

Si le rapport de surface en contact et de surface totale de fracture,

$$\omega = N_c(V) / N_c(e_0) \quad (2-87)$$

pour une certaine contrainte, est connu, la définition de (ω) nous permet de calculer la valeur de (e_0). Iwai a estimé expérimentalement les valeurs de (ω) pour un granite (de l'ordre de 0,1-0,2) et pour un marbre (de l'ordre de 0,25-0,35) à 20 Mpa de contrainte normale.

Pour ajuster une courbe sur données expérimentales de $N_c(V)$, il nous faut une courbe, tout d'abord croissante et ensuite avec une dérivée $n(h)$, permettant d'évaluer analytiquement les intégrales que l'on trouve pour calculer l'ouverture moyenne. D'après ces conditions, on peut proposer les relations :

$$N_c(V) = N_c(0) + \alpha(V)^\beta \quad \text{et} \quad n(h) = \alpha\beta(e_0 - h)^{\beta-1} \quad (2-88)$$

Les résultats de cette modélisation sont montrés sur la figure 2.27.

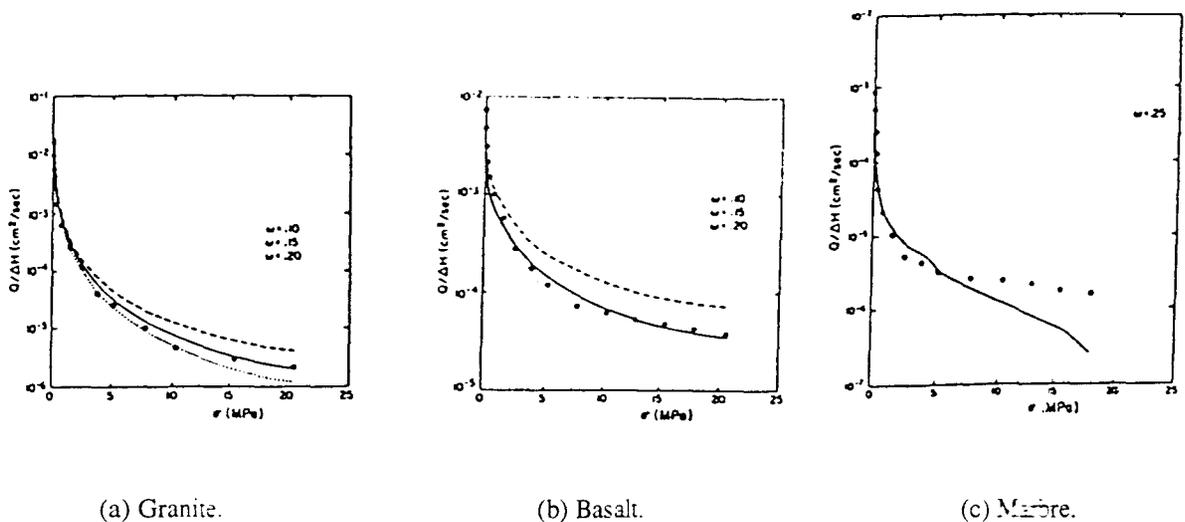


Figure 2.27 : Les relations entre l'écoulement et la contrainte normale [Tsang (1981)].

Ce modèle ne tient pas compte des effets de la pression interstitielle (donc du couplage) mais sans aucun paramètre d'ajustement avec les données des essais d'écoulement, donne une très bonne concordance entre ces prédictions et les données expérimentales de l'écoulement.

Elliott (1985), a réalisé des essais hydromécaniques sur différents échantillons de granite. La figure 2.28 montre la comparaison entre ces données expérimentales et les modèles proposés par Tsang et Witherspoon (1981), Walsh (1981) et Gale (1982). Les deux dernières sont de la forme :

$$\sqrt[3]{\frac{k}{k_0}} = 1 - \sqrt{\frac{h}{e_0}} \operatorname{Ln}\left(\frac{P}{P_0}\right) \quad \text{Walsh(1981)} \quad (2-89)$$

$$k = \beta \sigma^\alpha \quad \text{Gale (1982)} \quad (2-90)$$

Les modèles de Gale et Walsh nécessitent au moins un essai d'écoulement pour déterminer les paramètres des modèles et l'ouverture initiale.

Le modèle de Tsang présenté ci-dessus est basé sur les données statistiques et la géométrie des vides et, à présent, n'a pas besoin d'essais d'écoulement pour caler le modèle. Les difficultés président dans l'obtention de la relation de surface en contact avec la contrainte normale.

Elliott (1985) confirme la validité de la modélisation de type Goodman (1976) pour le comportement du joint. Pour la validation de la loi cubique, il a utilisé un modèle de type Detournay (1980). Elliott (1985) pense que pour valider la loi cubique, l'application d'un facteur de condition du joint est indispensable. Ce facteur est relié à la surface en contact, la rugosité, la persistance du joint, le remplissage du joint, l'histoire de chargement mécanique, la manipulation d'échantillon, les effets d'échelle et les effets de la température.

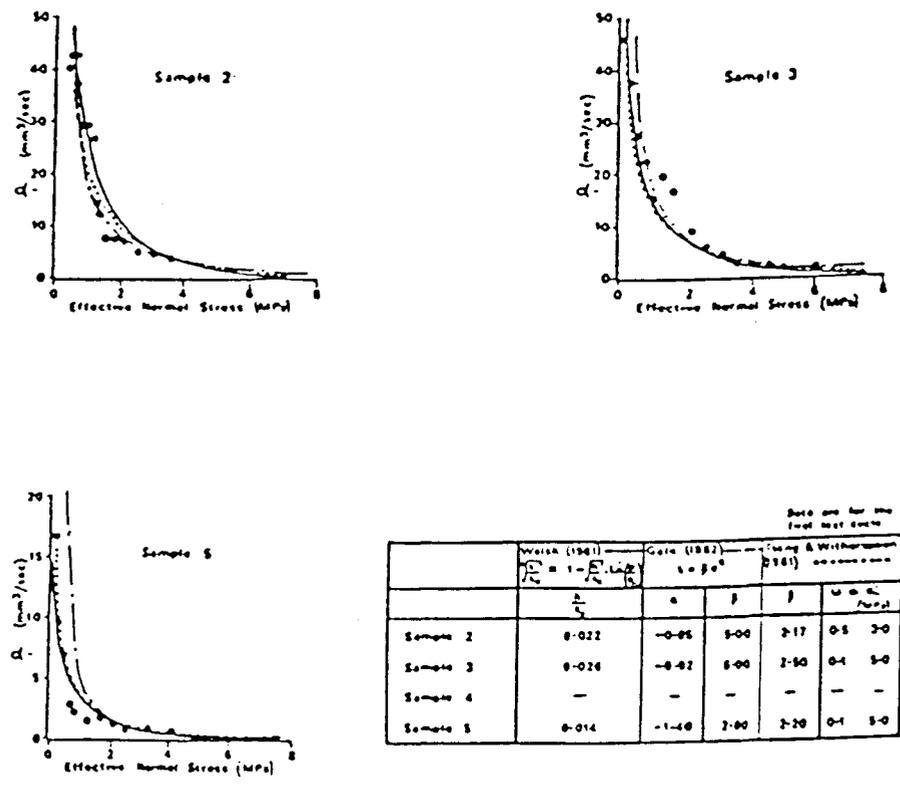


Figure 2.28 : Les relations débit-contrainte effective.

L'autre paramètre indispensable est l'ouverture initiale. Le Tableau 2.7 donne la comparaison de l'ouverture initiale et le facteur de joint, entre différents essais expérimentaux.

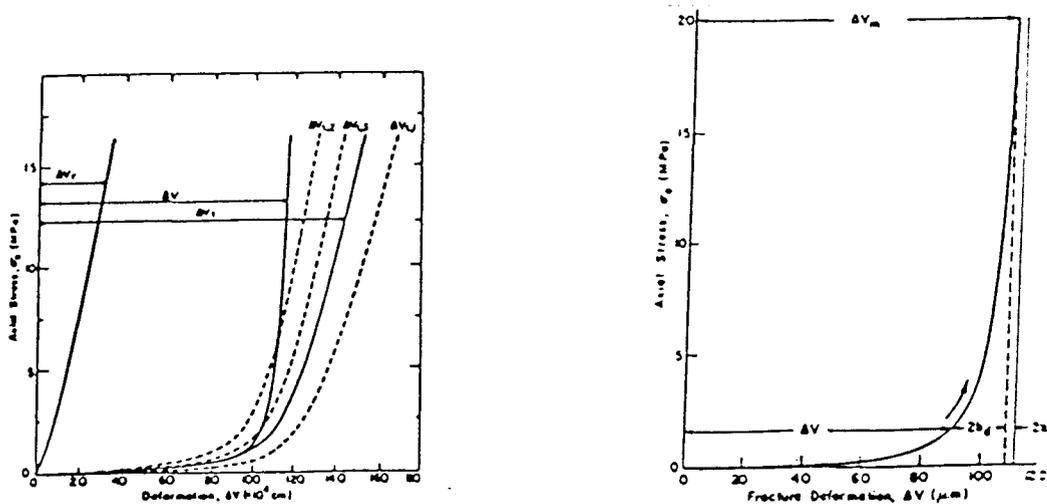
Elliott estime que parmi les différents modèles de contrainte effective-débit, le modèle statistique de Tsang (1981) est le plus utile.

La source de données	Joint	Cycles N°	Le facteur de la condition du joint			L'ouverture initiale (µm)		
			1	2	3	1	2	3
Elliott (1985)	Naturel	2	1,26	-	-	169	-	-
		3	0,80	-	-	102	--	-
		4	13,3	2390	-	168	414	-
		5	1,03	199	-	86	205	-
Witherspoon (1980)	Artificiel	1	-	3,2	-	-	127	-
Gale (1980)	Naturel	41	74	167	-	252	221	-
		42	12	10	8	173	151	149
		40	0,8	40	-	205	187	-
	Artificiel	9	0,07	0,39	5,71	424	154	104
		10	11,8	63,3	-	497	195	-
		33	4,04	7,31	7,5	327	196	170
		34	30	81,1	-	283	269	-

Tableau 2.7 : Comparaison du facteur d'état du joint entre différents essais [Elliott (1985)].

Pour l'étude de la validité de la loi cubique, Witherspoon (1980) a réalisé une série d'essais sur des joints de basalte, de granite et de marbre. Le chapitre 3.1 donne une description résumée de ces échantillons et dispositifs.

Les deux types d'écoulement (parallèle et radial) sont étudiés. Il a également trouvé une courbe contrainte-déplacement parfaitement non-linéaire. Les mesures de déplacements obtenues par des capteurs de déplacement placés en différents points sont bien distinctes (Figure 2.29a). D'après Witherspoon, la détermination de l'ouverture du joint est l'un des problèmes les plus critiques. La moyenne des réponses de différents LVDT était utilisée comme le paramètre de déplacement du joint.



a) Les mesures du déplacement par différents LVDT.

b) Les différents paramètres de modèle du comportement mécanique

Figure 2.29 : Les résultats expérimentaux du comportement mécanique [Witherspoon (1980)].

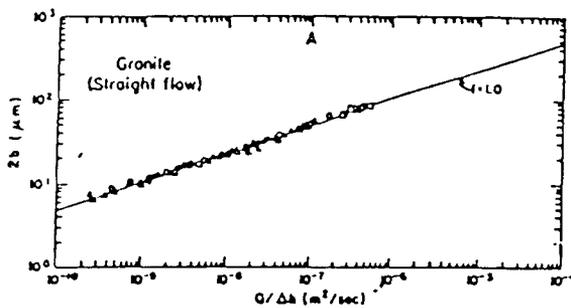
Dans le cas d'écoulement parallèle cette valeur est calculée par la relation :

$$V = \frac{1}{2} \left(V_{t,1} + \frac{V_{t,2} + V_{t,3}}{2} \right) - V_r \quad (2-91)$$

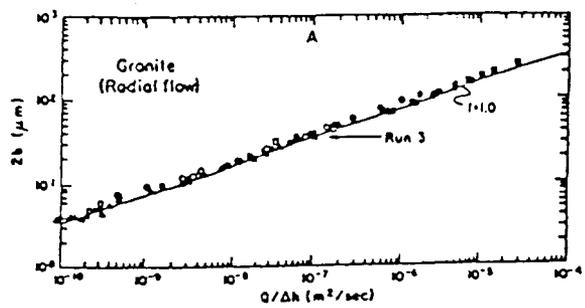
V_r est la contribution du déplacement de la matrice intacte. L'ouverture induite du joint ($2b_d$) à chaque niveau de la contrainte normale était calculée par la relation $2b_d = V_m - V$, V_m est la fermeture maximale du joint. L'ouverture totale est $2b = 2b_d + 2b_r$ où $2b_r$ est l'ouverture résiduelle à la contrainte maximum.

Les résultats des essais de conductivité sont présentés sur la figure 2.30. Ces essais sont réalisés avec une pression d'injection faible correspondant à 20 mètres d'eau pour les premier et deuxième cycles et à 5 mètres d'eau pour le troisième cycle. Pour l'étude analytique, dans le premier cycle, il a pris une loi d'écoulement sous la forme :

$$Q/\Delta h = C(2b_d + 2b_r)^n \quad (2-92)$$



a) L'écoulement parallèle.



b) L'écoulement radial.

Figure 2.30 : Comparaison des données expérimentales et de la loi cubique pour un joint de granite [Witherspoon (1980)].

où ses inconnues sont (n) et ($2b_r$). Witherspoon ne se prononce pas sur le paramètre (C), mais il semblerait que ce paramètre soit calculé d'après les propositions de type Louis (1969) ou Lomize (1951), ce qui est discutable. En tout cas, les deux paramètres sont déterminés par la méthode moindre carrés. Les résultats de ces calculs sont présentés dans le tableau 2.5a. On voit bien que la valeur de (n) est égale à 3 avec un écart maximum de 3% .

Avec ces résultats, il considère que la loi cubique est bien valable et il peut alors aborder les effets de la rugosité. Il reprend la loi cubique sous la forme :

$$Q/\Delta h = (C/f) (2b_d + 2b_r)^3 \quad (2-93)$$

où cette fois ci, ses inconnues sont l'ouverture résiduelle ($2b_r$) et le facteur de la rugosité (f). Les résultats obtenus par la méthode de moindre carrés, sont présentés par le tableau 2.5b. Dans ce tableau, l'ouverture résiduelle calculée était définie par l'application de la loi d'écoulement laminaire à l'état de fermeture maximale.

Witherspoon, dans sa démarche analytique, ne fait pas intervenir les effets de la surface en contact, mais fait remarquer son existence. Il conclut que la loi cubique sous la forme de l'équation (2-93) est valable et le paramètre qui a le plus d'influence sur la conductivité, est l'ouverture du joint.

Roche	Cycle	n moindre carrée	L'ouverture résiduelle		f	L'ouverture résiduelle	
			Moindre carrée μ	Calculé μ		Moindre carrée μ	Calculée μ
Granite écoulement parallèle	1	3,04	9	7,9	1,21	8,8	7,9
	2	3,03	6,7	6,7	1,15	6,6	6,7
	3	3,01	11,6	11,4	1,04	11,6	11,4
Granite écoulement radial	1	3,07	5,1	4,4	1,49	4,8	4,4
	2	3,04	4	3,2	1,29	3,8	3,2
	3	3,06	13,1	10,9	1,32	12,4	10,9
Basalte écoulement radial	1	3,08	10,5	10,0	1,45	9,8	10,0
	2	3,10	10,8	10,4	1,65	9,9	10,4
	3	3,02	9,1	9,8	1,1	8,7	9,8
Marbre écoulement radial	1	3,06	2,5	4	1,36	2,2	4
	2	3,06	2,2	4	1,36	1,8	4
	3	3,01	18,2	18,1	1,05	18,2	18,1
a) Résultats d'ajustements pour calculer le (n) et le (2b _p)					b) Résultats du calcul pour (f)		

Tableau 2.8 : Résultats d'analyse des essais conductivité [Witherspoon (1980)].

Barton (1985), entre l'ouverture hydraulique équivalente (e_h), et l'ouverture mécanique (e_m) mesurée par chargement mécanique et la valeur initiale du JRC (JRC_0), propose une relation sous la forme :

$$e_h = (e_m)^2 / (JRC_0)^{2,5} \quad (2-94)$$

Boulon (1993), propose un modèle dont les hypothèses sont les suivantes :

- la distribution initiale de l'ouverture hydraulique avant un chargement quelconque, suit une loi puissance [figure (2-31a)] :

$$e_h = y^n e_{hm0} \quad (2-95)$$

- la variation de l'ouverture hydraulique est directement reliée à la variation de fermeture mesurée par l'essai du chargement mécanique.

$$de_h = -d(V) \text{ si } e_h > -d(V) \quad (2-96)$$

- à cause du chargement sur les aspérités, celles-ci s'écrasent et produisent des déplacements irréversibles. Les ouvertures plus petites que la fermeture irréversible vont disparaître et vont produire une diminution du volume d'ouverture équivalent au volume de matériel écrasé.
- pour une petite partie de largeur ($2dl = 2ldy$), la loi cubique est applicable donc :

$$d\left(\frac{Q}{\Delta H}\right) = \frac{\rho g}{12\mu L} e_h^3 (2ldy) \quad (2-97)$$

- le débit total à l'état initial, est

$$\left(\frac{Q}{\Delta H}\right) = \frac{1}{3n+1} \frac{2l\rho g}{12\mu L} e_{hm0}^3 \quad (2-98)$$

- après une fermeture de (βe_{hm0} , $\beta = 1 - \alpha$, figure 2.31b) et avec les hypothèses précédentes le débit sera réduit à :

$$\left(\frac{Q}{\Delta H}\right) = \frac{\rho g (2l)}{12 \mu L} e_{hm0}^3 \left[\frac{1}{3n+1} - \frac{3\beta}{2n+1} + \frac{3\beta^2}{n+1} - \beta^3 - \beta^{\frac{n+1}{n}} \left(\frac{1}{3n+1} - \frac{3}{2n+1} + \frac{3}{n+1} - 1 \right) \right] \quad (2-99)$$

Dans ce modèle, on considère que les matériaux écrasés vont remplir les ouvertures et créer une réduction de l'ouverture supplémentaire (figure 2.31b). La diminution de l'ouverture sera prise en compte par une réduction de α égal à

$$\Delta \alpha = - \frac{n \beta^{1+1/n}}{(n+1)(1-\beta^{1/n})} \quad (2-100)$$

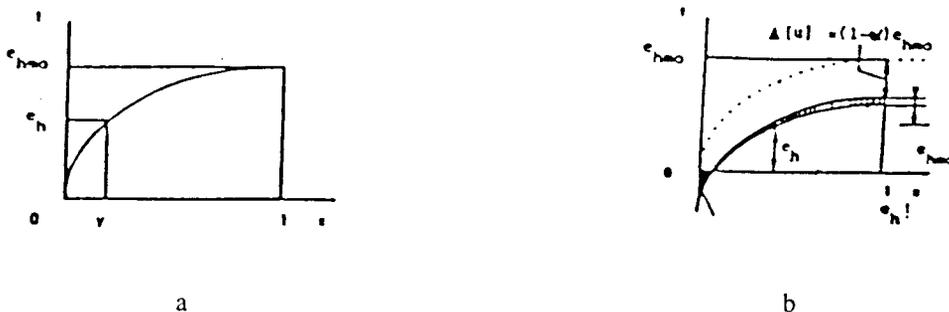


Figure 2.31 : a- La distribution initiale de l'ouverture. b- La variation de l'ouverture due à la fermeture [Boulon et al. (1993)].

Dans ce modèle, les inconnues sont (n) et (e_{hm0}), qui peuvent être définies à partir d'essais expérimentaux d'écoulement.

La pression effective sur la surface du joint est un des aspects intéressants relié à l'interaction entre la pression du confinement et la pression interstitielle.

Bernabe (1986), a donné une définition générale de la pression effective : pour une propriété donnée de (D) dans un milieu sous pression du confinement P_c et la pression interstitielle de P_i , la pression effective (P_{eff}) doit satisfaire la relation :

$$D(P_c - P_i) = D(P_{eff}, 0) \quad (2-101)$$

Il pense que la forme très simple de $P_{eff} = P_c - P_i$ n'est pas satisfaisante dans la plupart des cas et doit être remplacée par une relation de type :

$$P_{eff} = P_c - \alpha P_i \quad (2-102)$$

où α , qui varie entre 0 et 1, dépend de différents facteurs, notamment de la porosité, de la géométrie des vides et leur arrangement, de la pression du confinement et de la pression interstitielle.

Dans un état donné, si δD_c montre la variation de propriété D_c due à la variation de la pression du confinement avec la pression interstitielle constante, et δD_i montre la variation de D due à la variation de pression interstitielle avec la pression du confinement constante, on peut montrer :

$$\alpha = - (\delta D_i / \delta D_c) \quad (2-103)$$

Bernabe a cherché les valeurs de α pour la conductivité de deux types différents de granite. Il a mesuré la conductivité des échantillons de 1,9 cm de diamètre et 2,5 cm de hauteur soumis à la pression de confinement et la pression interstitielle. Les résultats de ces essais sont montrés sur la figure 2.32.

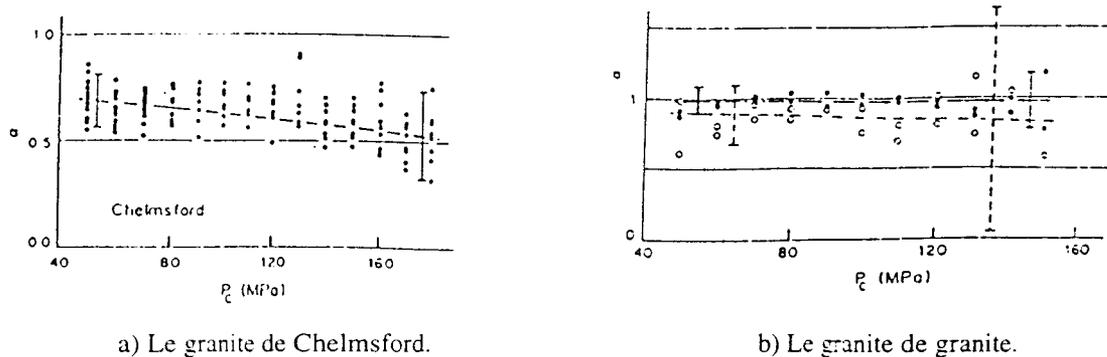


Figure 2.32 : α vis à vis de la pression confinement [Bernabe (1986)].

Vouille (1982), propose un ajustement de type :

$$T = k_f e = A \frac{\sigma}{B} \quad (T = \text{transmissivité intrinsèque}) \quad (2-104)$$

ce qui implique une relation linéaire entre la fermeture et la contrainte normale.

Gale (1982), propose un autre type d'ajustement sous la forme :

$$k = \beta \sigma^\alpha \quad (k = \text{conductivité}) \quad (2-105)$$

Barton (1985), propose une relation empirique entre l'ouverture hydraulique, l'ouverture mécanique et son coefficient de rugosité et applique la loi cubique avec cette ouverture hydraulique. Alors il utilise l'ouverture hydraulique comme un facteur de correction ou coefficient d'ajustement.

Cook (1988) a présenté une autre version de la relation (2-42) en prenant en compte l'effet de la contrainte, l'ouverture mécanique du joint et l'aire de contact, sous la forme :

$$Q = \frac{\rho g e_h^3}{12\mu} \frac{dp}{dx} \frac{1-a}{\tau(1+a)} = \frac{\rho g}{12\mu} \frac{dp}{dx} e_0^3 \left(1 + \ln \epsilon^2\right)^3 \frac{\epsilon^2}{2-\epsilon} \quad (2-106)$$

avec $\epsilon = \frac{e}{e_0}$, $\tau = \frac{e_0}{e}$ où,

- e : l'ouverture moyenne du joint à contrainte donnée,
- eh : l'ouverture hydraulique,
- e0 : l'ouverture moyenne à contrainte 0,
- a : le taux de surface en contact du joint,
- τ : la tortuosité du joint.

Pyrak-Nolte (1987), a pris une puissance quelconque pour le terme d'ouverture pour la modélisation de ses résultats expérimentaux à la place de la loi cubique. La relation est de la forme :

$$Q = Q_{\infty} + C(d_{\max} - d)^n \quad (2-107)$$

avec

- Q_{∞} : le débit à la fermeture totale,
- C : facteur d'ajustement,
- d_{\max} : déplacement maximal.

La figure 2.33 montre le résultat de cette modélisation :

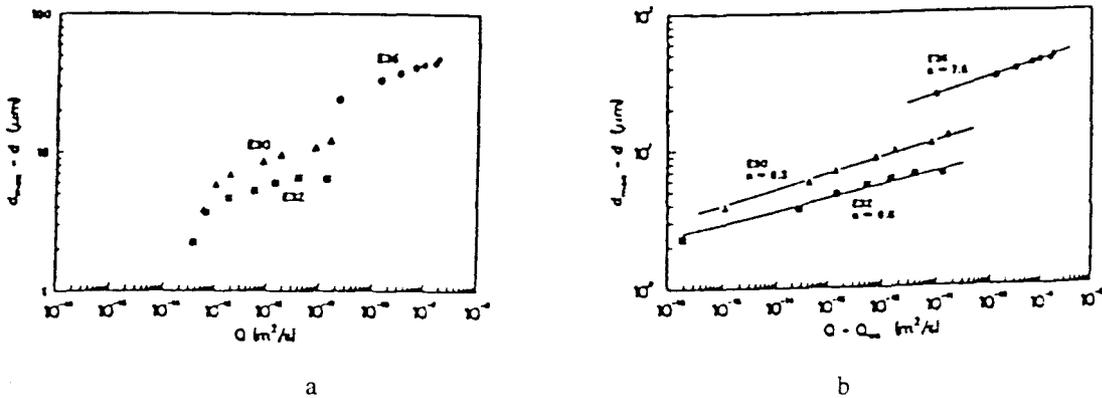


Figure 2.33 : a- Le déplacement du joint vis à vis du débit normalisé. b- La modélisation de ces résultats [Pyrak-Nolte (1987)].

Pyrak-Nolte (1990), à partir de ces résultats expérimentaux propose un autre modèle (figure 2.34). D'après lui, quand on écrase les aspérités du joint et à cause de la conservation de la masse des dents écrasées, la géométrie de la fracture change. Ce changement entraîne une déviation entre les observations expérimentales de la relation de débit-l'ouverture mécanique, et de la loi cubique.

Il a proposé un modèle nommé "stratified percolation model" pour expliquer cette différence. De plus, à partir des études de l'écoulement biphasique de deux fluides à densité et viscosité égales et avec une tension superficielle différente, il a distingué deux phases de l'écoulement.

D'après lui, l'écoulement multiphasique, commence avec la saturation des vides. Il l'a appelé la phase mouillée (wetting phase). La deuxième phase appelée non mouillée (non wetting), dans laquelle l'écoulement s'introduit dans la plus grande ouverture et progressivement occupe des ouvertures moins grandes.

Quand la phase non mouillée est permise pour les plus petites ouvertures, éventuellement ils fabriquent un chemin connecté qu'occupe l'ouverture critique entre les grandes ouvertures connectées et l'écoulement commence. Ainsi les deux phases d'écoulement sont en train d'écouler dans la fracture.

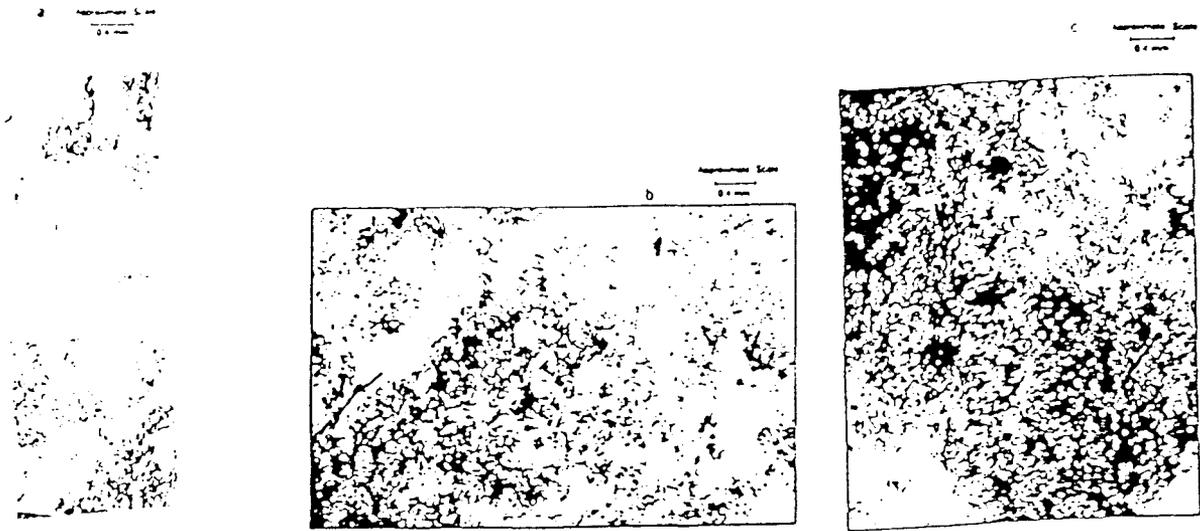
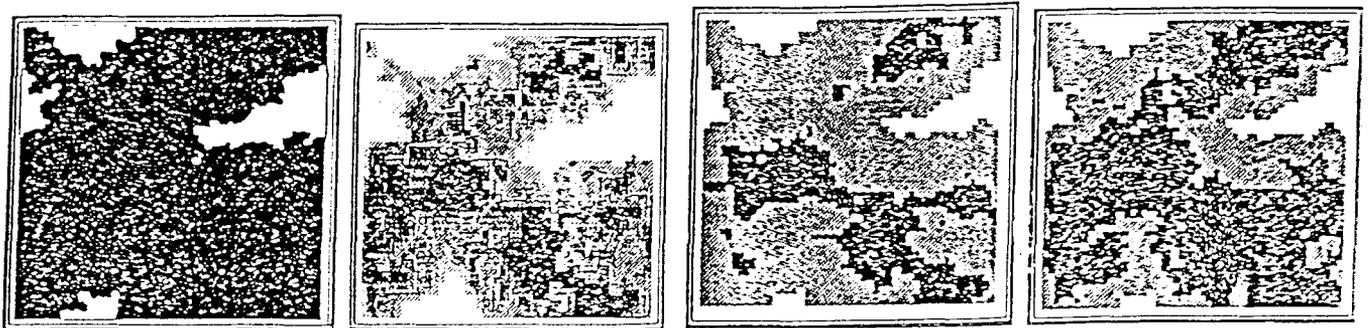


Figure 2.34 : L'empreinte micrographique d'une fracture naturelle en pression effective de (a) 3 MPa; (b) 33 MPa; et (c) 85 MPa par la technique d'injection de Wood. [Pyrak-Nolet (1990)].

Quand la phase non mouillée pour les plus petites ouvertures est permise, il coupe le passage de la phase mouillée qui cessera de couler et seulement l'écoulement non mouillé s'écoule au travers de la fracture (Fig 2-35). Il a proposé le modèle suivant pour la phase mouillée.

$$Q_w \propto \left\{ e_{wc1}^3 [s_w - s_{wc1}]^{1,9} \right\} + \left\{ e_{wc2}^3 [s_w - s_{wc2}]^{1,9} \right\} \quad (2-108)$$

avec les indices : w signifie la phase mouillée, c signifie critique, et Q est le débit : s est la surface normalisée par rapport de la surface totale de la fracture, e est l'ouverture : les indices 1 et 2 signifient première et dernière ouverture critique.



(a) Les régions blanches montrent des surfaces en contact, et les régions noires montrent que le flux est possible. (b) Les contours des ouvertures du joint (a). Chaque unité de contour est 20 unités de l'ouverture. (c) L'écoulement en noir dès 102 unités d'ouverture, la phase mouillée en gris et la surface en contact en blanc. (d) L'écoulement en noir dès 56 unités d'ouverture, la phase mouillée en gris et la surface en contact en blanc.

Figure 2.35 : Le modèle stratifié des vides (a et b), et le modèle d'écoulement dans les joints riveux (c et d). [Pyrak-Nolet (1990)].

Mais pour la phase non mouillée il propose un modèle sous la forme :

$$Q_{nw} \propto e^{3s_{nwc1}} [s_{nw} - s_{nwc1}] \quad (2-109)$$

nw signifie non-mouillée.

2.5 CONCLUSION

L'objectif du présent chapitre était de faire le point sur l'état actuel de la recherche sur les joints rocheux et mettre au point la suite du travail. On peut en retenir les points suivants:

Quelque soit le modèle des milieux fracturés, pour qu'il soit complet, la modélisation des joints composant le milieu est indispensable. Le comportement global du milieu est directement lié à des caractéristiques et des comportements de ce joint. La modélisation géométrique de ce joint, comprenant la forme, la taille, la rugosité et l'ouverture, est très difficile et peu semblant entre les différentes méthodes.

En outre, les comportements mécanique et hydromécanique sont bien dépendants de la constitution géométrique du joint. Donc, ces comportements au niveau de la modélisation reprennent toutes les divergences qui existent dans les concepts géométriques.

Parmi les caractéristiques géométriques pour l'étude du comportement hydromécanique des joints isolés sous contrainte normale, la rugosité et l'ouverture sont les plus importants.

Pour chacun de ces éléments il existe plus de 5 modèles et définitions tout à fait différents. Alors, le nombre des modèles envisageables pour la modélisation de chaque comportement comprenant ces éléments sont au moins la multiplication du nombre des modèles pour chaque élément par le nombre des éléments intervenant dans le comportement envisagé. Ce qui donne une énorme possibilité de modélisation et explique l'existence de diverses approches.

Pour la modélisation géométrique du joint (la géométrie des vides et de la rugosité) deux approches sont proposées. La première est par les données statistiques et la méthode stochastique. La deuxième approche est par la théorie fractale. En ce qui concerne la théorie fractale, les données bibliographiques ne donnent pas encore une convergence de vue entre les différentes études. Par contre les méthodes statistiques semblent plus performantes.

Les différents modèles hydrauliques et hydromécanique, ont une existence parallèle est jusqu'à maintenant il n'existe pas un modèle qui puisse présenter une préférence particulière et s'imposer aux autres. Le développement d'études expérimentales fines sur le comportement hydromécanique du joint sous contrainte normale nous semble un point de départ très important pour la validation des modèles.

Les modélisations du comportement mécanique applicable au joint naturel sont généralement empiriques. D'après les études expérimentales, les déplacements normaux de différents points d'un joint sous contraintes normales données sont différentes, il est donc nécessaire d'effectuer des moyennes de mesures. La taille et les nombres et les lieux de mesures, influencent la moyenne de mesures des déplacements. Alors l'établissement d'une convention d'essai sera nécessaire. L'absence de cette convention a réduit la comparaison des différents travaux.

La géométrie des vides et la rugosité des surfaces, dans la plupart des modèles contrainte normale-déplacement normal, n'apprennent pas directement. Ces modèles sont des ajustements de courbes mais ils restent capables de décrire le comportement sous cette sollicitation. Par contre le comportement hydromécanique est directement relié à la géométrie des vides et à la rugosité des surfaces. Donc, parfois les propriétés hydromécaniques telles que la conductivité, sont servies pour la modélisation de ces caractéristiques géométriques.

L'interaction de la pression interstitielle et la contrainte normale ou le couplage hydromécanique a capté l'attention de plusieurs chercheurs. Mais malgré son importance la quantité des travaux réalisés et la qualité des résultats obtenus semblent bien insuffisants.

La perméabilité des joints rocheux était bien étudiée. Dans les modélisations de la perméabilité, l'ouverture de joint (quelque soit la distribution d'ouverture) se manifeste avec un seul paramètre. Il était montré que la perméabilité est proportionnelle à une certaine puissance de l'ouverture. La mesure de cette puissance a fait l'objet de différentes recherches et il semble qu'une puissance de trois (loi cubique) pour l'ouverture soit acceptable. La proposition d'une puissance de trois pour l'ouverture dans sa relation avec la conductivité dans les différentes recherches est suffisamment satisfaisante pour que cette proposition puisse être retenue.

Chapitre 3
TECHNIQUES EXPERIMENTALES

3 TECHNIQUES EXPERIMENTALES.

3.1 RAPPEL SUR LES METHODES EXPERIMENTALES UTILISEES POUR L'ETUDE DE COMPORTEMENTS HYDROMECANQUES DES JOINTS.

Pour les études expérimentales du comportement hydromécanique de joints, deux types d'écoulement sont envisageables, l'écoulement radial et l'écoulement parallèle.

L'écoulement radial est établi dans une fracture plane, perpendiculaire à l'axe d'une éprouvette généralement cylindrique. Une des demi-éprouvettes est percée d'un trou. Avec ce type de dispositif on peut réaliser soit un écoulement convergent, soit un écoulement divergent. Pour établir un écoulement radial convergent, le fluide est injecté sur le pourtour de l'éprouvette et évacué par le trou [Vouille (1982)]. L'écoulement divergent est par contre réalisé par injection du fluide dans le trou [Gale (1982) et Gentier (1986)].

Les avantages de ce dispositif résident dans la facilité de réaliser l'écoulement. Mais il possède un inconvénient majeur dans la mesure où le calcul des paramètres, lesquels sont souvent définis pour un écoulement parallèle.

Pour établir un écoulement parallèle dans les parois d'un joint d'une éprouvette, le fluide est injecté sur une face et est récupéré au niveau de la face opposée [Louis (1967) Iwai (1976), Detournay (1979), Hakami (1988), Pyrak-Nolte (1987)]. Ce dispositif a le problème de l'étanchéité des deux autres côtés. De façon générale, la procédure de préparation des éprouvettes dans ce cas est plus longue et plus difficile (figure 3.1 et 3.2).

3.2 DESCRIPTION DU DISPOSITIF MIS AU POINT.

Les études bibliographiques nous ont amenés à deux choix importants.

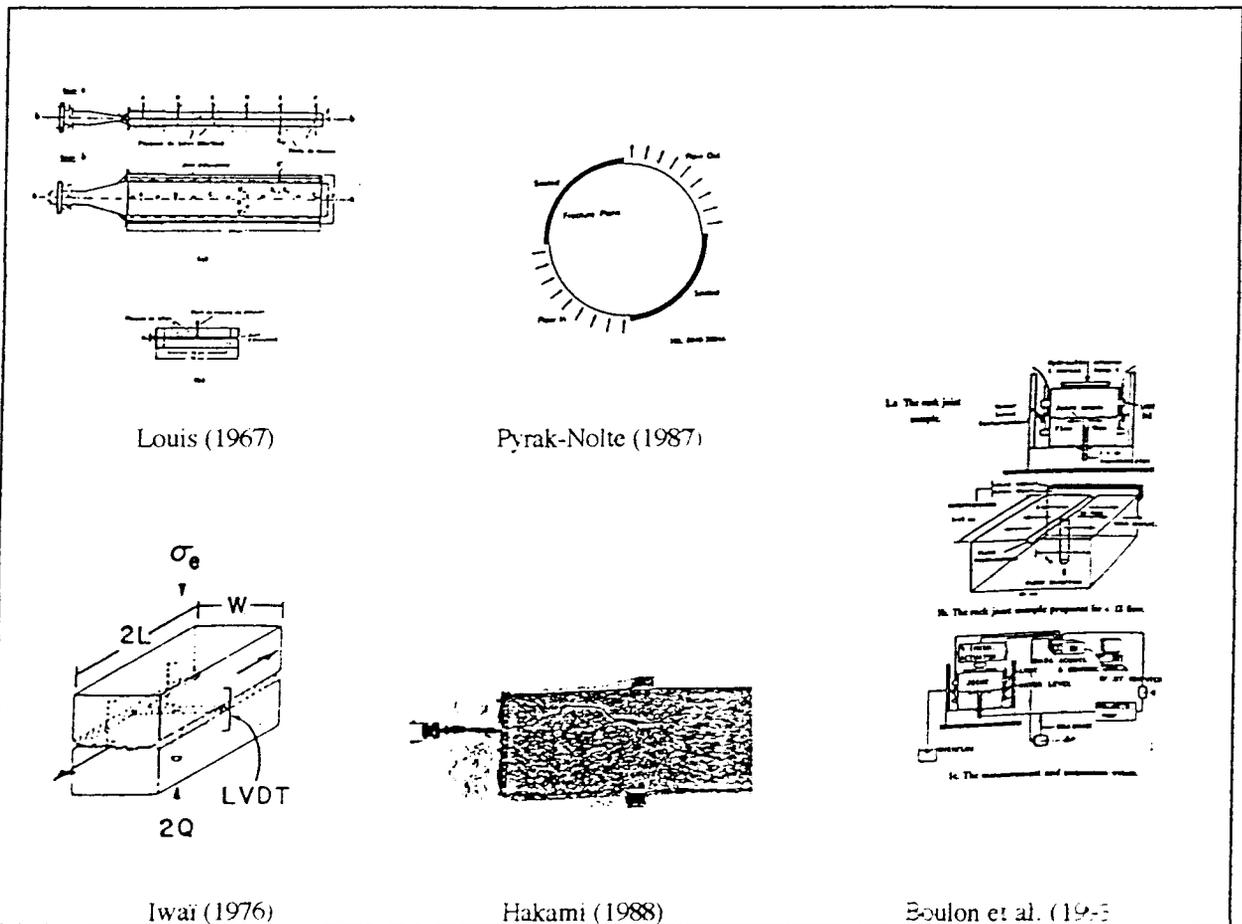
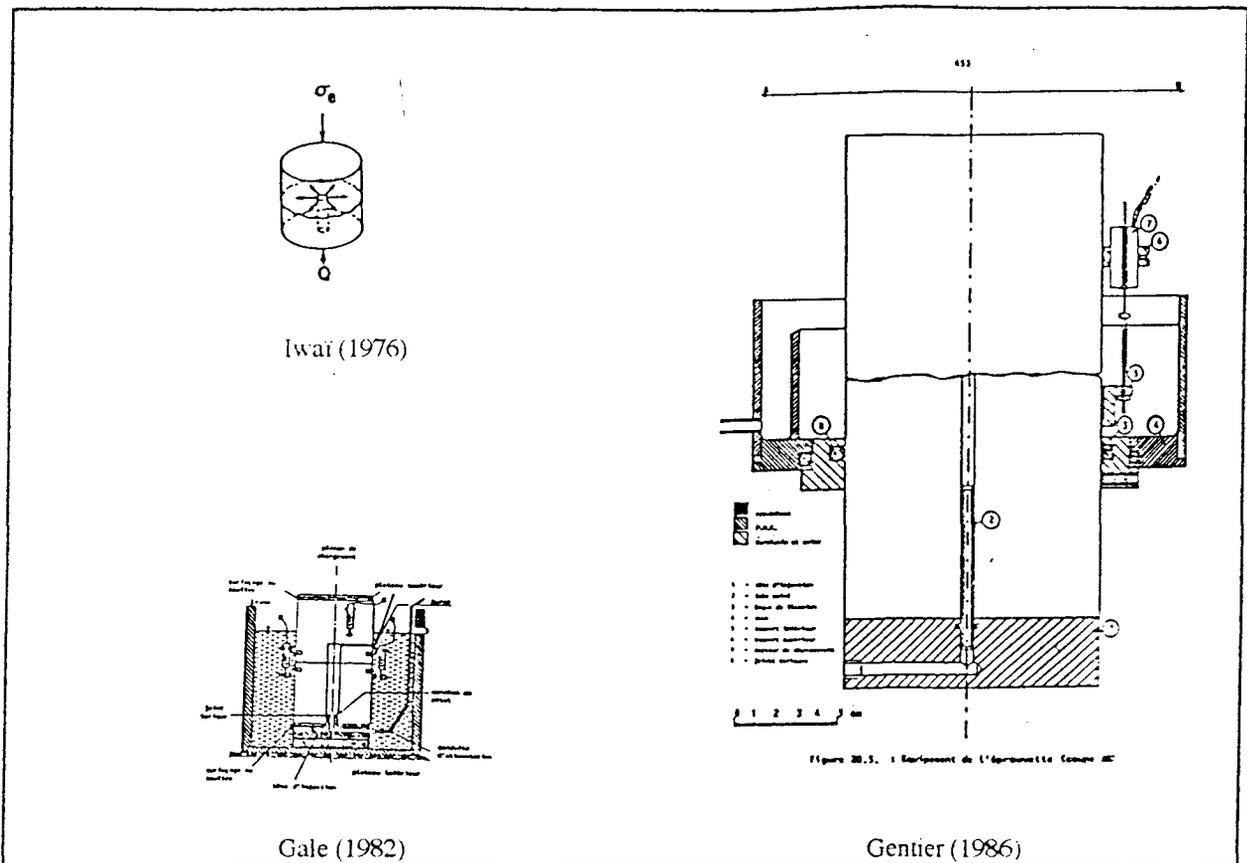
Premièrement, pour avoir des résultats facilement interprétables (sans introduire un modèle pour interpréter les résultats expérimentaux), nous avons décidé d'établir un écoulement parallèle.

Deuxièmement, nous avons décidé d'appliquer la contrainte normale par l'intermédiaire d'une pression de fluide, ce qui assure parfaitement l'uniformité du chargement normal. Pour tous les dispositifs existants, la charge normale est appliquée par une presse, or, l'on connaît bien les difficultés pour réaliser mécaniquement un chargement uniforme. En outre, le comportement du joint sous chargement normal montre que celui-ci est très sensible aux chargements normaux et qu'une grande partie de sa déformation s'effectue sous les premiers 5 MPa de contrainte normale : en considérant que la non uniformité des parois du joint va induire de légères rotations des surfaces de chargement extérieur de l'échantillon et que la raideur du joint est nettement plus faible que la raideur de la matrice, on peut mettre en doute l'uniformité de la distribution de la contrainte normale dans ce type de chargement mécanique, notamment aux faibles chargements.

Ces choix rendent la réalisation du dispositif plus complexe mais par contre, permettront de disposer de mesures plus convenables et plus fiables.

3.2.1 Préparation des éprouvettes.

Les échantillons sont prélevés par carottage. Ces échantillons cylindriques de 65 mm de diamètre sont coupés à longueur de 10-12 cm.



Ces dimensions assez importantes nous assurent d'être protégés contre les effets d'échelle et de pouvoir prendre en compte tous les effets de rugosité et de tortuosité. Le parallélisme des bases de l'échantillon est obtenu par rectification.

Le joint (dans notre travail les mots "joint", "fissure" et "fracture" sont équivalents) est créé par essai Brésilien, réalisé sous presse à faible vitesse de chargement (10^{-5} mm/s). Cette opération est très délicate car l'essai doit être stoppé dès la naissance de la fissure. On obtient alors un échantillon longitudinalement fissuré (photo 3.1).

3.2.2- Equipement des échantillons.

Après la préparation de l'échantillon et **sans séparation** de deux demi-cylindres deux trous de diamètre 3,5 mm sont forés jusqu'au joint pour mesurer localement la pression du fluide. Le raccordement aux capteurs de pression s'effectuera par l'intermédiaire de tubes métalliques collés à l'araldite dans ces trous.

Quatre jauges d'extensométrie (2 longitudinales, 2 transversales) sont collées au centre de l'échantillon le plus parallèlement possible au joint : ces jauges mesureront la déformation de la matrice en cours d'essai.

Après la mise en place des embases, les interfaces échantillon / embases et également la trace de la fissure sur la surface latérale du cylindre, sont recouvertes avec une bande de téflon puis d'une couche de silicone. Ensuite toutes ces traces sont protégées par une bande de téflon épais et dur pour éviter que la gaine extérieure ne soit perforée sous l'effet de la pression de confinement contre la fissure. Une gaine souple classique recouvre l'ensemble de ce dispositif (photo 3.2).

Les déplacements du joint sont mesurés en trois endroits par des capteurs LVDT montés en opposition. Les noyaux des capteurs de déplacement traversent toutes les couches d'étanchéité et sont en contact direct avec la surface de roche. Les corps des capteurs de déplacement (LVDT) sont fixés par un support métallique (photo 3.3).

Cet équipement nous permet d'évaluer :

- la variation d'ouverture-fermeture du joint,
- l'évolution de champ de contrainte de matrice à cause de l'écoulement,
- La courbe de perte de charge hydraulique (évolution et distribution de la pression du fluide),
- la variation du débit ; en fonction de la variation de la pression d'injection du fluide (charge hydraulique) et du chargement normal du joint (pression du confinement).

L'apparence des surfaces de joints rocheux après la réalisation des essais, est montrée sur la photo 3.4. La photo 3.5 montre un autre échantillon gainé avec des passages de fluide et électrique.

3.2.3 Appareillages.

Le dispositif expérimental, représenté par la figure 3.3, comprend :

- Une cellule haut pression (200 MPa) de grand taille (diamètre intérieur 250 mm, hauteur intérieure 350 mm, photo 3.6),

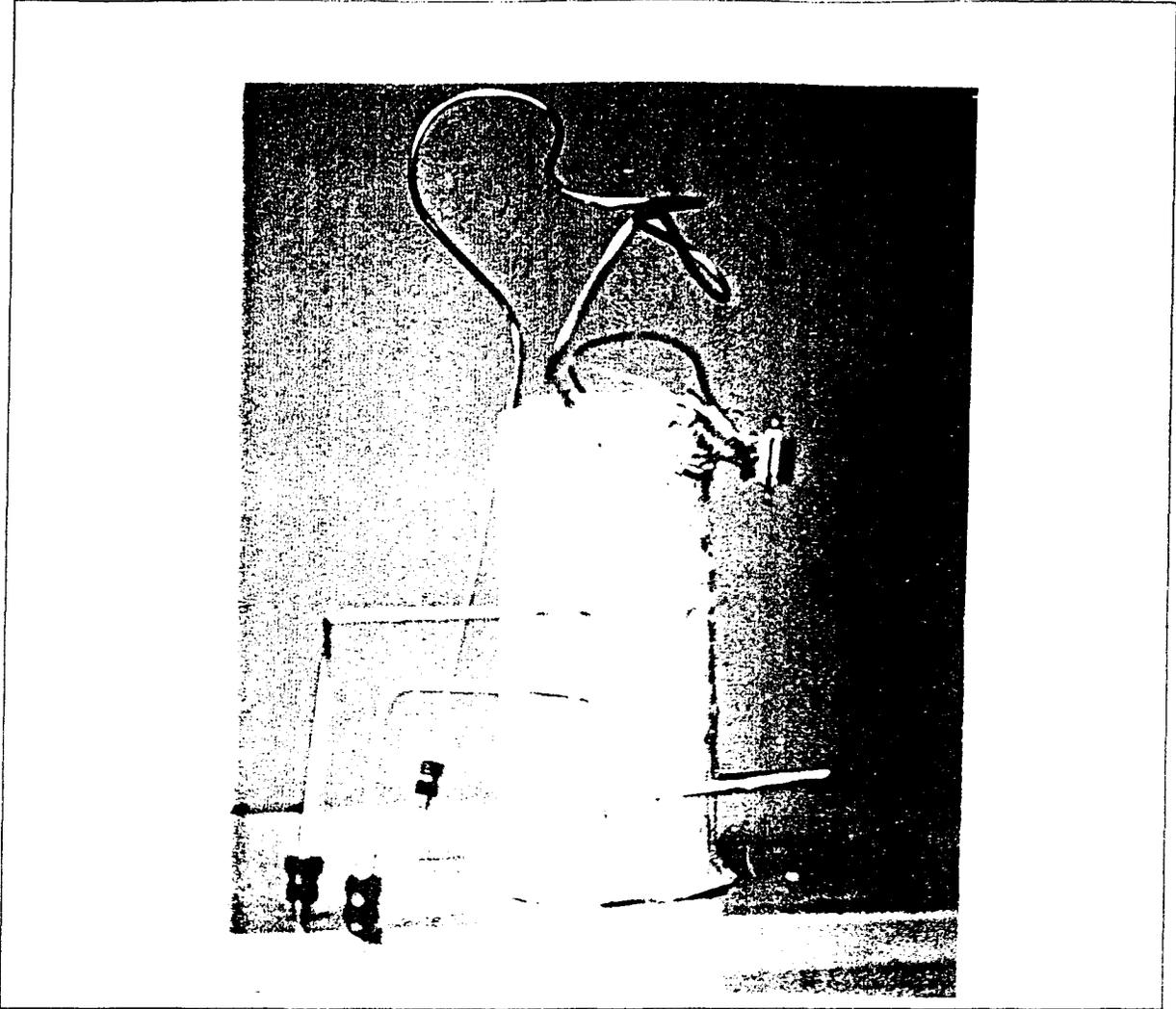


Photo 3.5: Echantillon garni dans tous les passages de fluides et électriques.

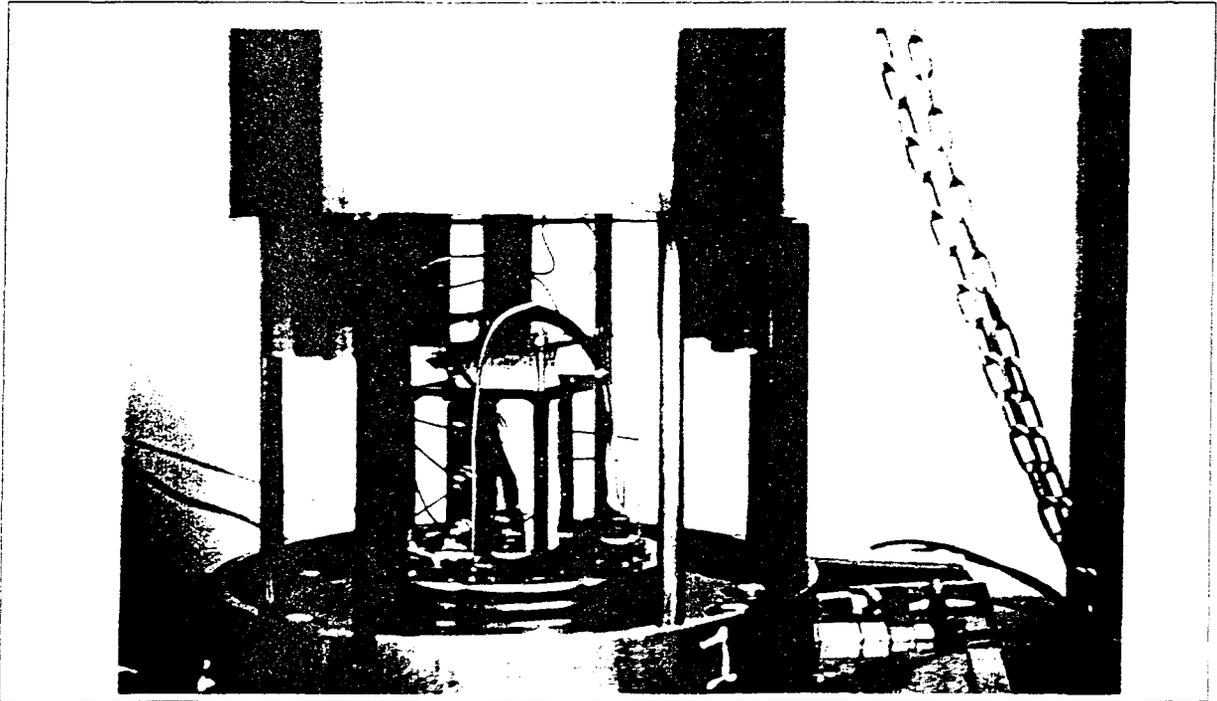


Photo 3.6: Echantillon placé dans la ve

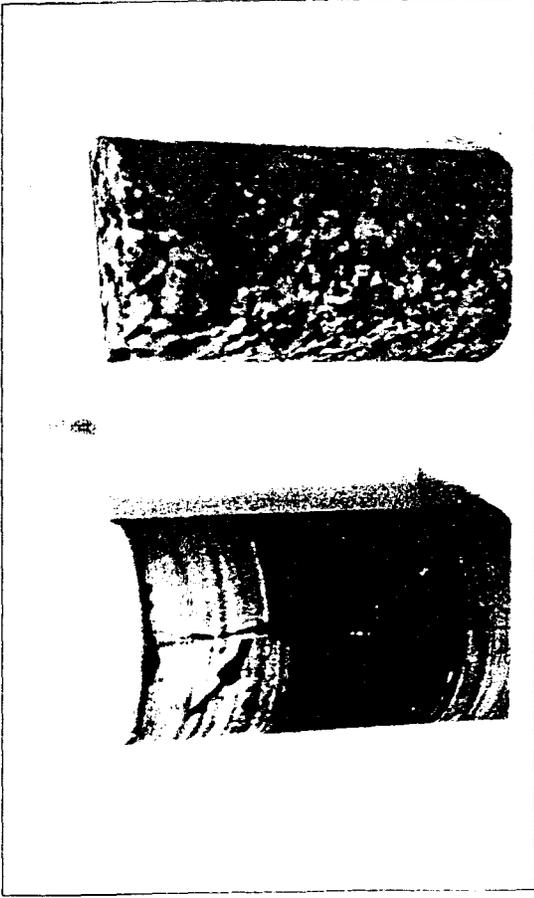


Photo 3.1. L'apparence d'échantillons fissurés.

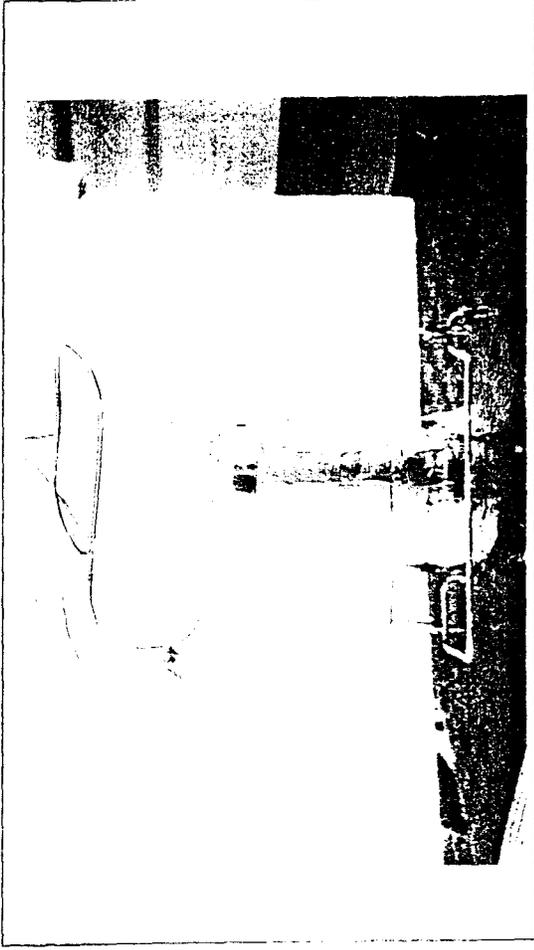


Photo 3.2. Échantillon garni avec tous les passages de fluide et électrique.

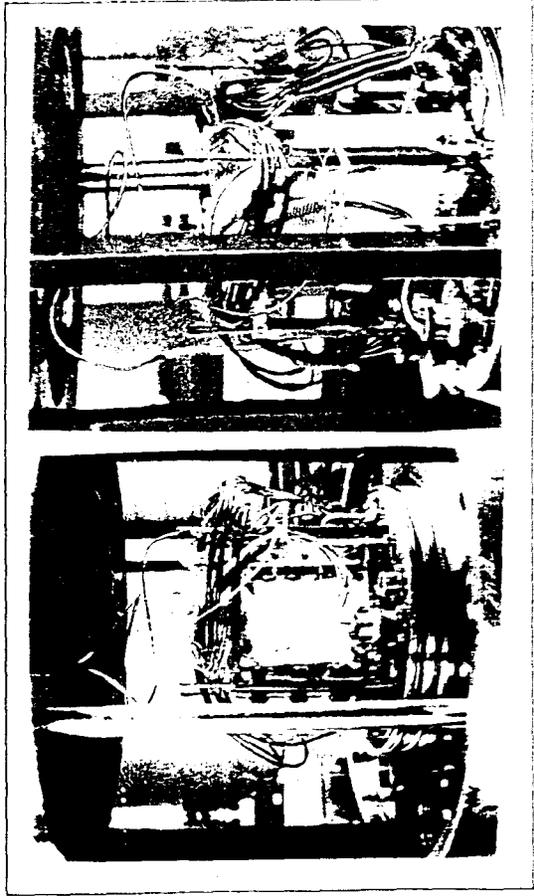


Photo 3.3. Raccordements de U.V.E. jauges et capteurs de pression d'échantillons avec ses supports métalliques, placés dans la cellule.

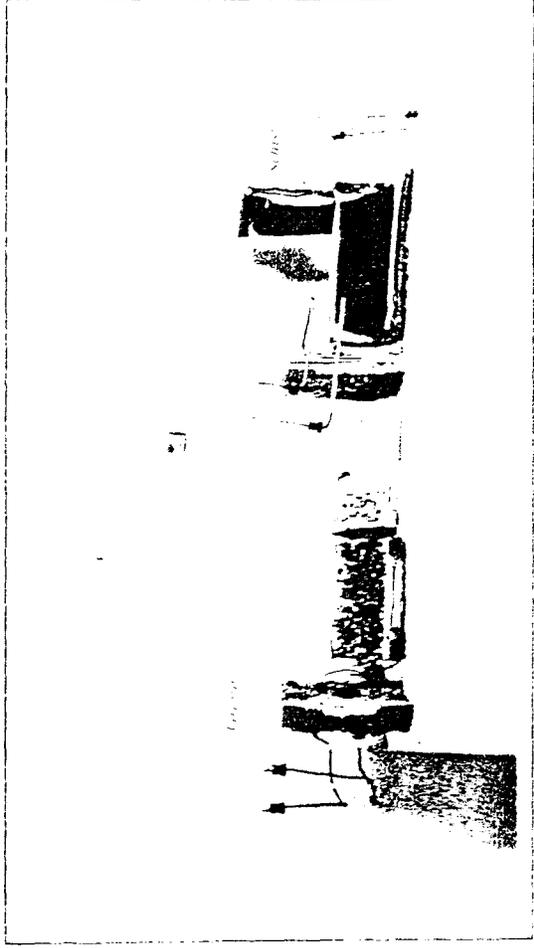


Photo 3.4. L'apparence des surfaces d'échantillons après la réalisation des essais. Les deux demi-cylindres sont séparés.

- Deux pompes Gilson de modèle 303 équipé par des modules manométriques Gilson 802C, pour la régulation des pressions de confinement, et d'injection du fluide dans le joint, avec conjointement, les mesures de pression de confinement et de pression d'injection,
- Une centrale d'acquisition de données Vishay 4000 avec des tiroirs d'extensométrie et de capteur LVDT, nous permettent l'acquisition simultanée des pressions, des déformations, des déplacements et du temps,
- Un tableau de capillaires calibrés avec différents diamètres (3,5 et 10 mm) sera utilisé pour la mesure du volume de fluide injecté et expulsé.

La Vue générale de ce dispositif est montrée sur la photo 3.7.

Le module manométrique contrôle les limites inférieures et supérieures de la pression tout en affichant la pression instantanée de pompage. Le module manométrique est équipé d'une sortie 1 volt pour 60 MPa. qui nous a permis d'enregistrer les pressions instantanées de l'injection et du confinement.

La pompe Gilson accepte différentes têtes de pompage avec des capacités de pompage maximales de 5 cm³/min jusqu'à 100 cm³/min (tableau 3.1).

	Tête de la pompe	Débit maximal (ml/min) ou volume (ml).	Débit minimal ml/min.	Pression maximale (MPa)
Pompe Gilson modèle 303	5S	5	0,005	60
	10S	10	0,01	60
	25S	25	0,025	28
	50S	50	0,05	14
	50RS	50	0,05	14
	100S	100	0,1	-
	100RS	100	0,1	-
Module 802 C	-	-	-	60

Tableau 3.1 : Caractéristiques techniques du système de pompage.

Les embases supérieure et inférieure servent à l'injection du fluide d'un côté du joint et à l'évacuation de l'autre côté. Ces deux embases assurent l'uniformité d'injection et d'évacuation du fluide.

Les déplacements sont mesurés par les capteurs du déplacement (LVDT). Ces capteurs de déplacement (LVDT) sont de la marque "RDP Transducers Worldwide" et du type D5/40G. Son intervalle de validité linéaire est $(1 \pm 0,04)$ mm et sa répétition est de 0,25 μ avec un coefficient de sensibilité à la température de 0,01% / c°.

Les capteurs de la pression de fluide sont de marque "Lucas Schaevitz" du modèle P1021-0.005 avec la limite supérieure du 15 MPa. Leurs caractéristiques sont : non-linéarité $\pm 0,12\%$; le hystérésis - 0.03% .

Les jauges d'extensométries sont de marque Kyowa et de type KF-10-C1-11 avec une sensibilité de 0,20% à 24°C (figure 3.4).

La photo 3.8 montre la vue générale de la cellule hydrostatique.

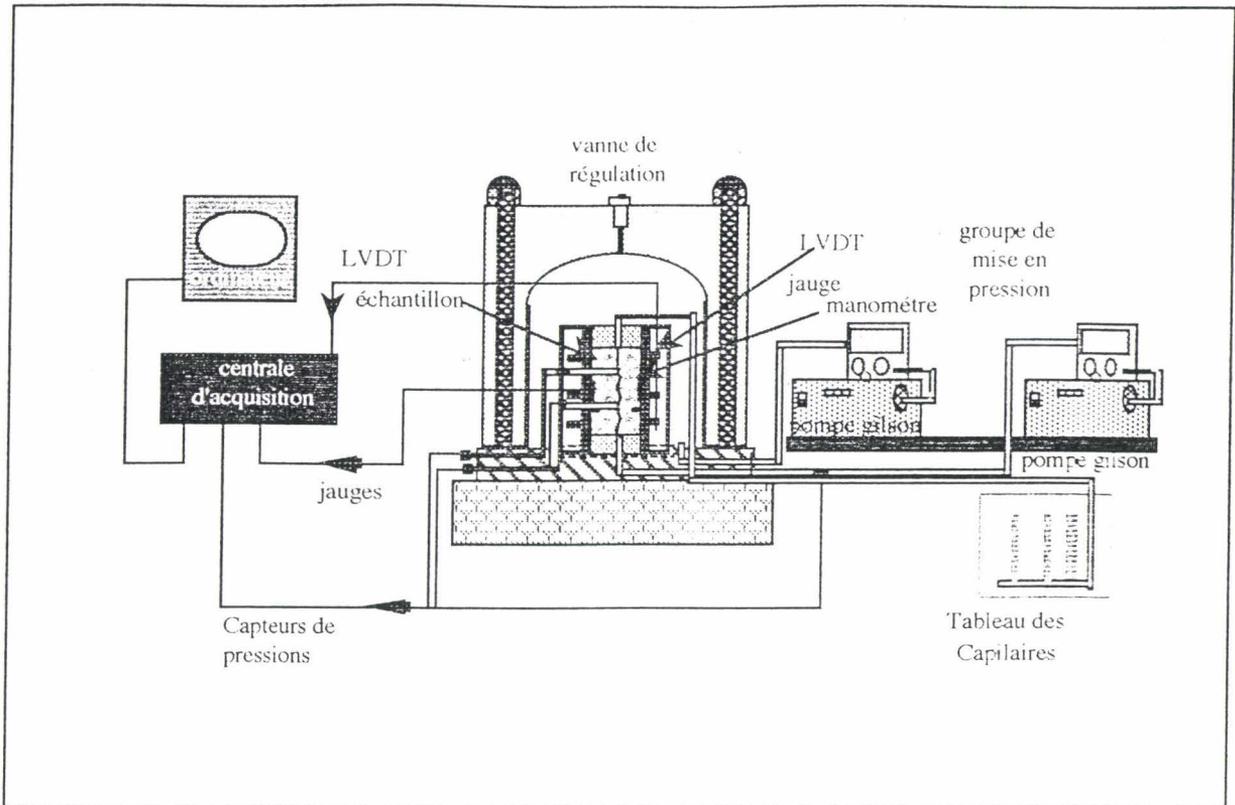


Figure 3.3: Le dispositif expérimental d'essais.

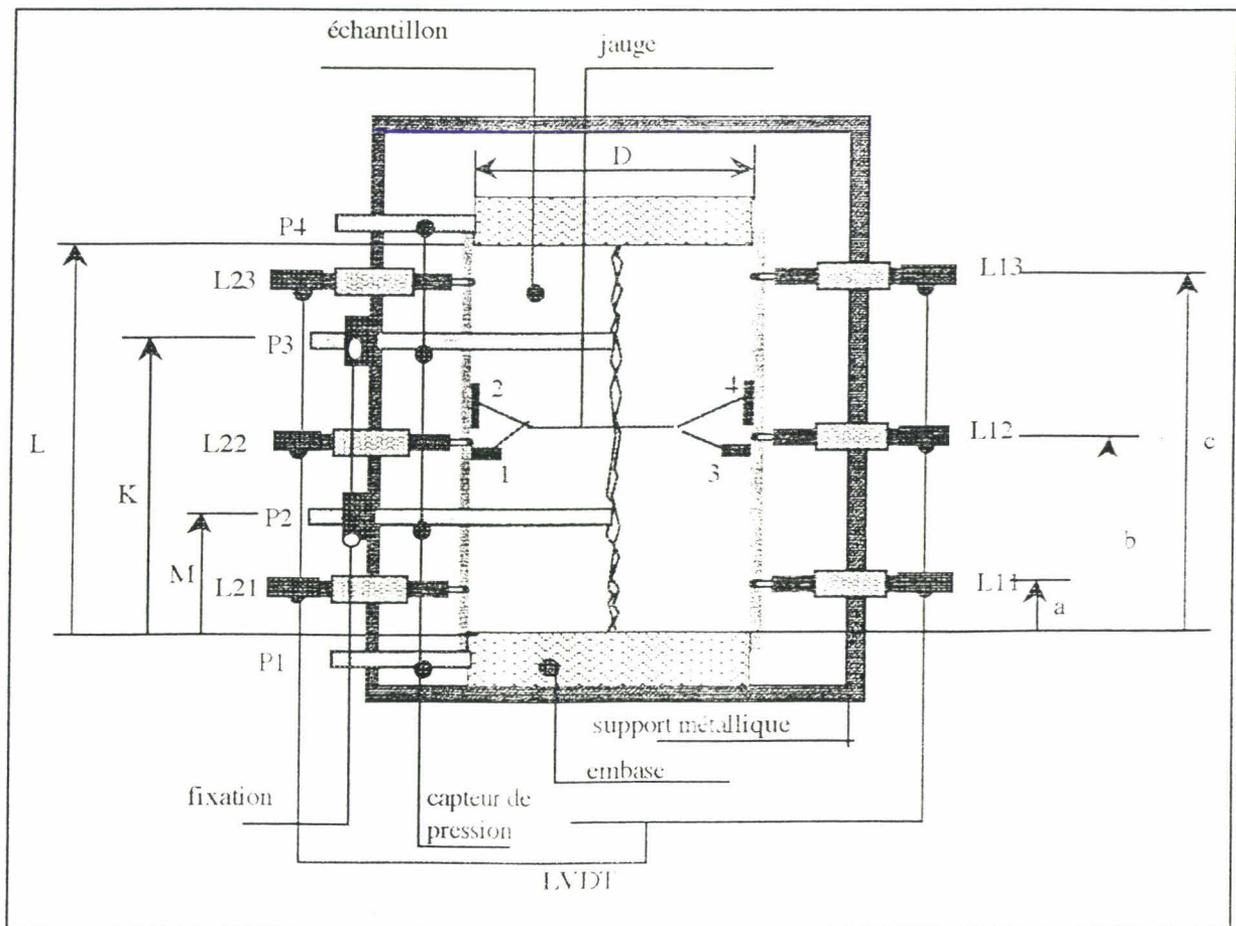


Figure 3.4: Equipement de l'échantillon

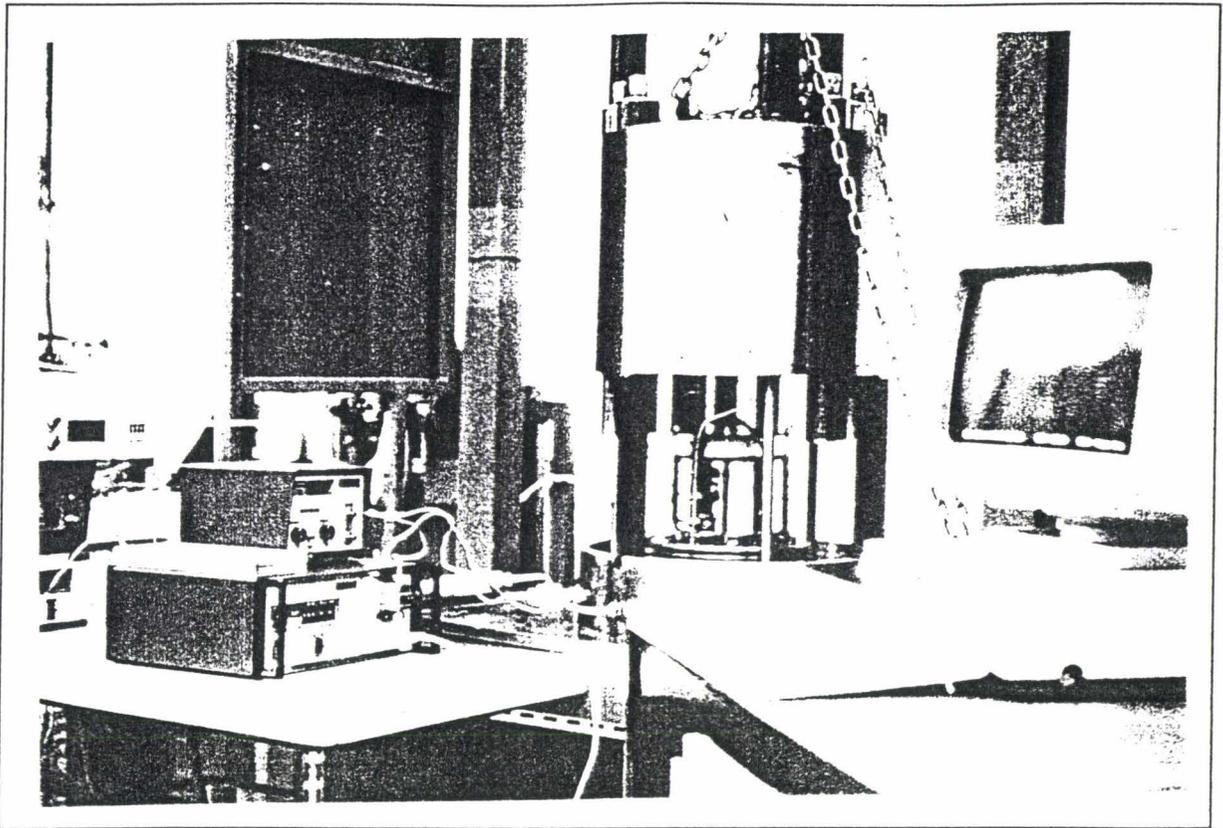


Photo 3.7: Dispositif expérimental.

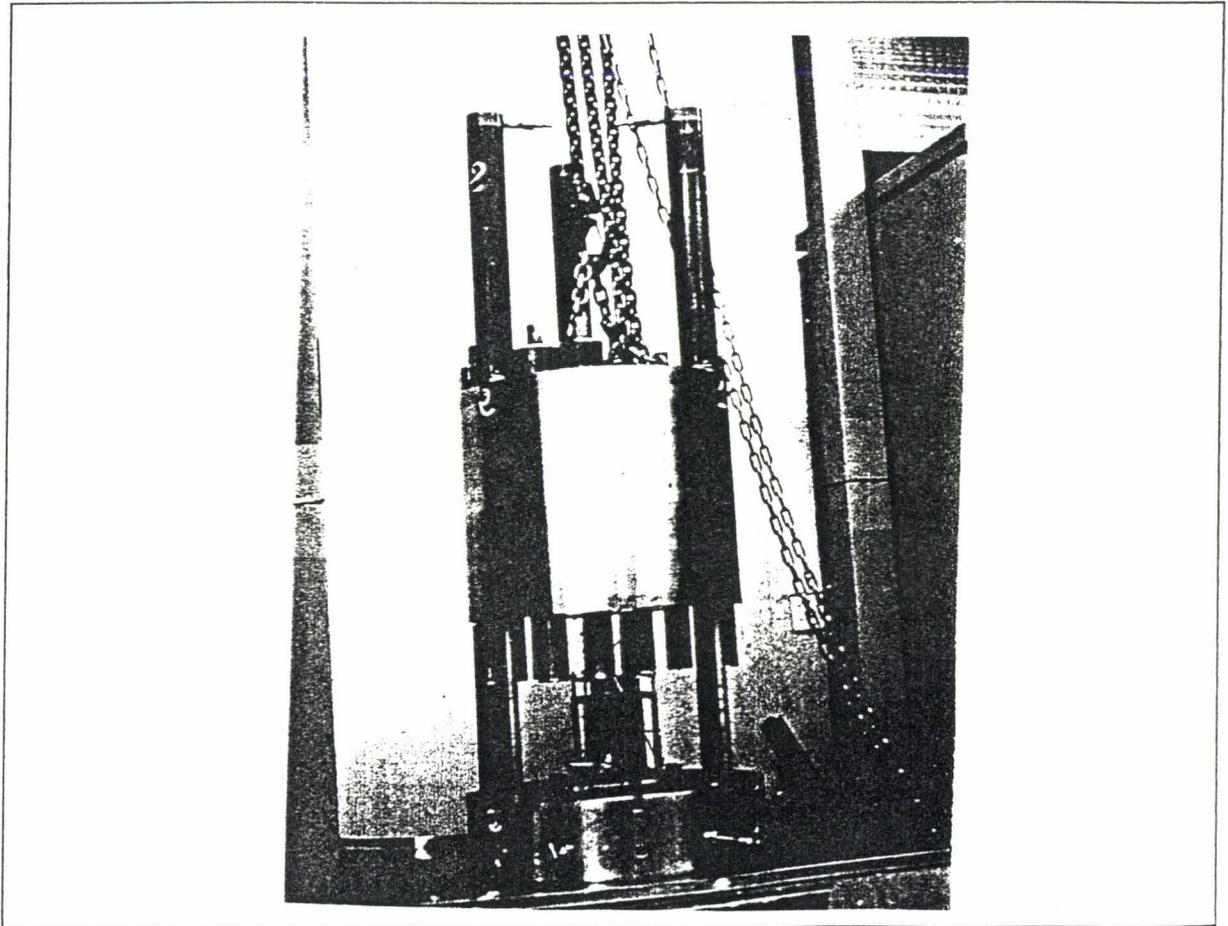


Photo 3.8: Vue générale de la cellule.

3.3 ESSAIS PRELIMINAIRES A L'ETABLISSEMENT D'UN PROTOCOLE D'ESSAI.

3.3.1 Mesures des pressions interstitielles.

La pression du fluide exige une grande attention pour deux raisons. Premièrement, elle affecte considérablement le comportement mécanique du joint. Cette interaction entre la pression de fluide et la contrainte normale a été remarquée par plusieurs auteurs. Deuxièmement, la loi de conductivité et de comportement hydromécanique du joint dépend de la courbe de perte de charge hydraulique.

La pression du fluide varie entre la pression d'injection et la pression du drainage. Cette variation de la pression du fluide peut changer l'ouverture tout le long du joint. Dans ce cas, la courbe de perte de charge hydraulique ne sera plus linéaire comme pour un joint à parois parallèles (écoulement laminaire). L'absence d'étude expérimentale de mesures de pression du fluide, nous a conduits à faire de l'étude de la pression du fluide, un des nos objectifs principaux de notre travail.

La réalisation de la mesure de la pression du fluide sans trop de perturbation du chemin d'écoulement, est un point essentiel. Une série d'essais a été réalisée pour contrôler l'efficacité de notre montage et la réponse des capteurs de pression sur un échantillon de granite muni d'un seul capteur de pression. Le détail de l'échantillon et de la position du capteur est montrée par la figure 3.5. La figure 3.6 montre un deuxième échantillon granitique avec deux prises de pression au milieu de l'éprouvette et avec trois capteurs du déplacement (LVDT) pour l'étude des réponses de ces capteurs.

Quelques essais d'écoulement à différentes pressions du confinement ont été réalisés. Des résultats d'essais pour une pression de confinement de 15 MPa sont donnés par les figures 3.7 à 3.10.

La figure 3.7 montre la réponse du capteur de pression en fonction des changements de pression d'injection (Dans le graphique, il est reporté la pression d'injection moins 3 Mpa). On a remarqué les points suivants :

- 1- La variation de la pression interstitielle est rapidement lue par le capteur, bien que le débit soit très faible. Le volume des tuyaux de raccordement a donc peu d'influence sur la réponse du capteur (figures 3.8 et 3.9).
- 2- Lorsque la pression d'injection est constante, on voit des petites fluctuations de la pression dans le joint. Ces fluctuations sont peut-être dues aux petites fluctuations de la pression d'injection. Malgré tout, on peut facilement trouver une pression de fluide moyenne caractérisant l'état stable pour l'écoulement. Donc on peut vérifier ainsi la stabilisation de l'écoulement et donner une valeur de la pression interstitielle.
- 3- Entre les minutes 17 à 25, les sauts de pression d'injection ont été importants : on constate alors que la stabilisation s'établit plus lentement et deuxièmement, des changements irréguliers se produisent. La source de cette irrégularité vient sans doute d'un changement lent de la géométrie des vides dû au frottement des épontes du joint. Ceci nous montre l'intérêt d'effectuer des changements lents de la pression d'injection (figure 3.10).

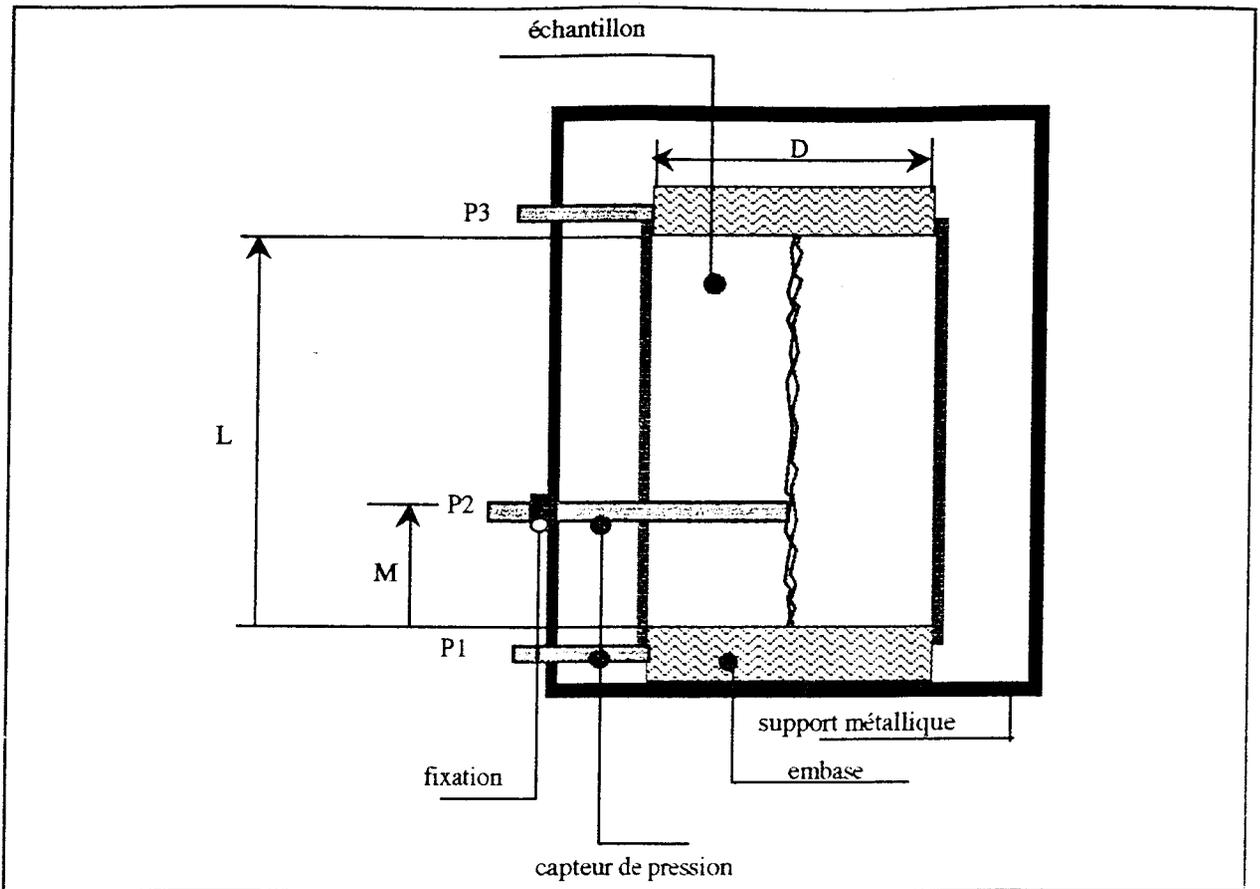


Figure 3.5: Echantillon et équipement d'essai 1 ($D=64$ $L=109,45$ $M=43,5$ mm)

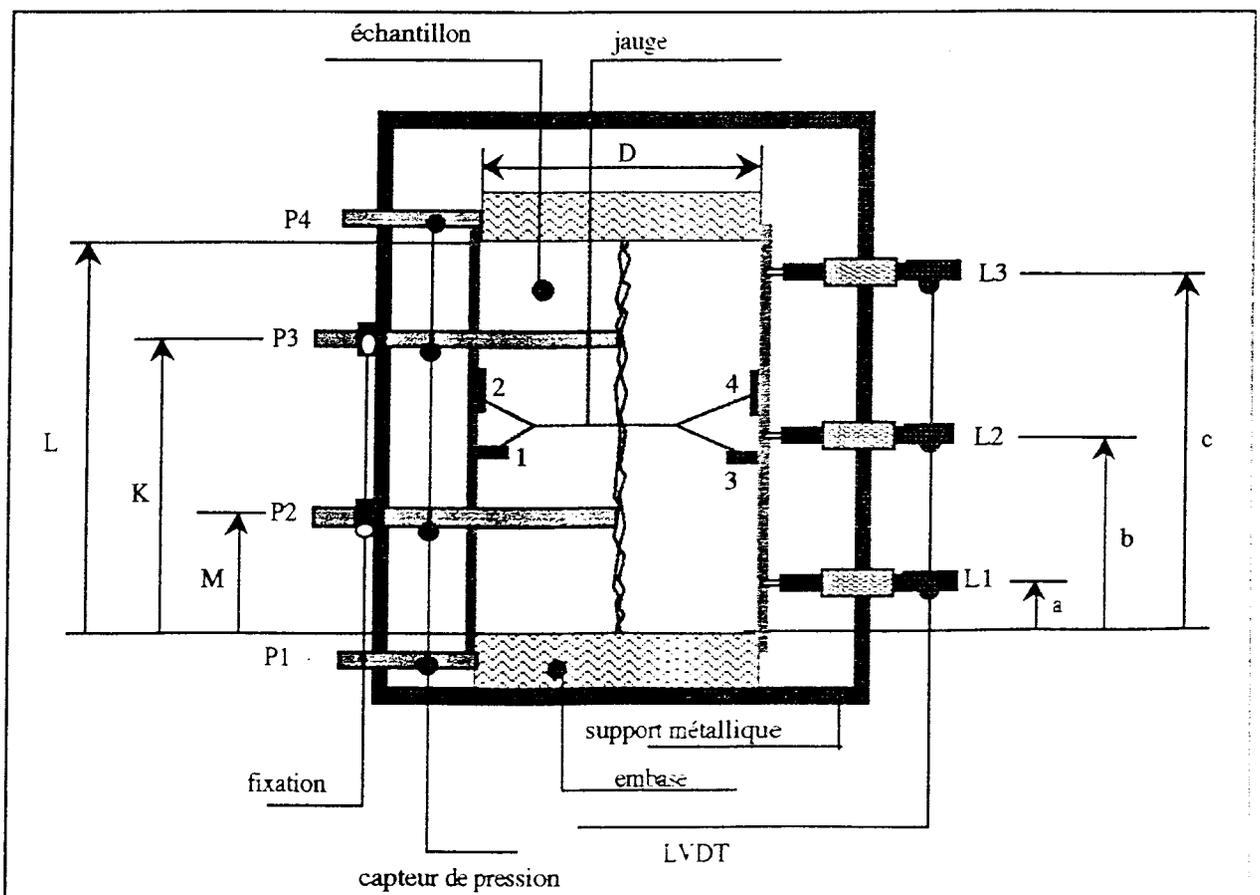


Figure 3.6: Echantillon et équipement d'essai 2. ($D= 64$, $L=113,5$ $K=79,5$ $M=45,92$ $a=12$ $b=52$ $c=92$ mm)

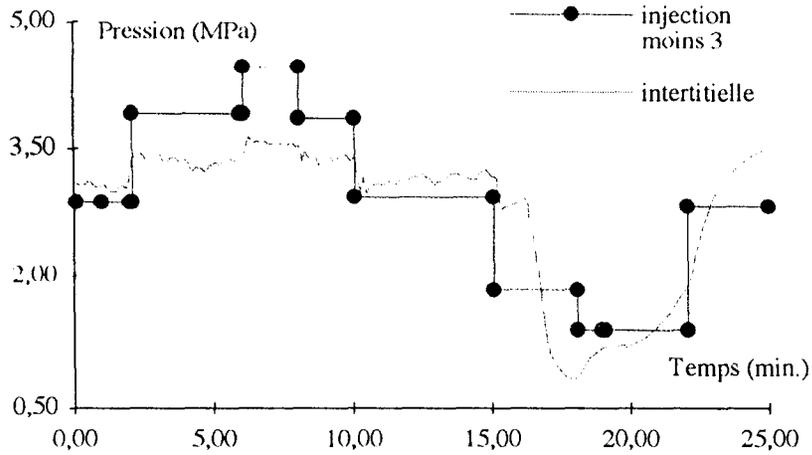


Figure 3.7: Mesure de la pression du fluide et mise au point des capteurs de pression.

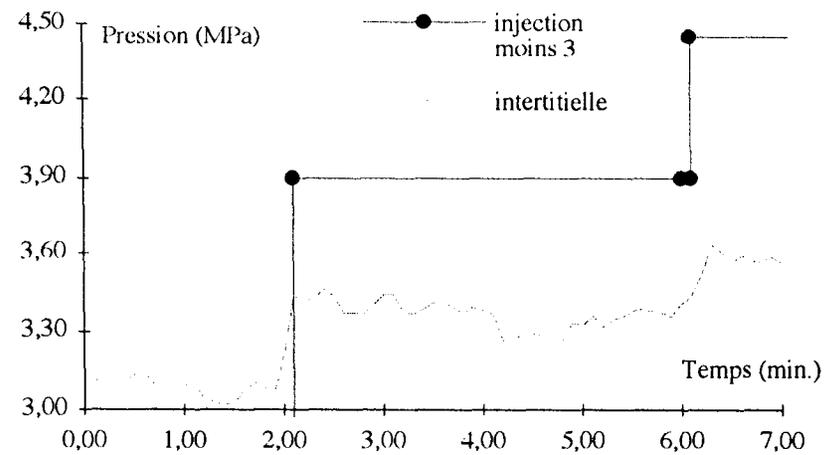


Figure 3.8: Variation de la pression interstitielle en fonction du temps.

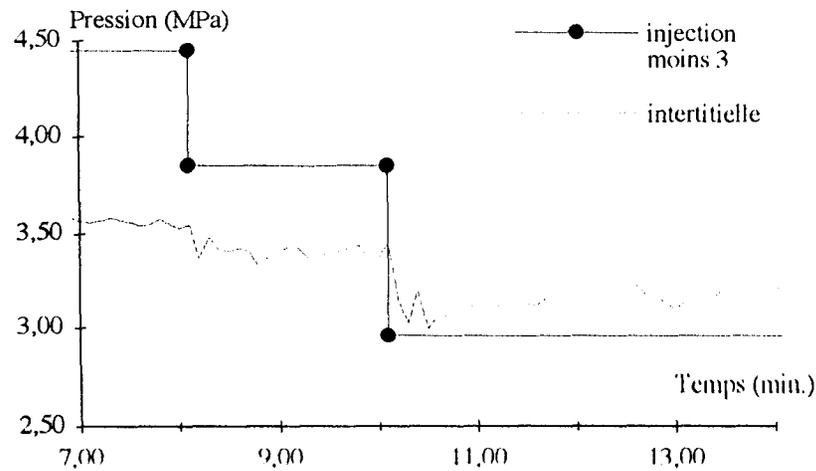


Figure 3.9: Variation de la pression interstitielle en fonction du temps.

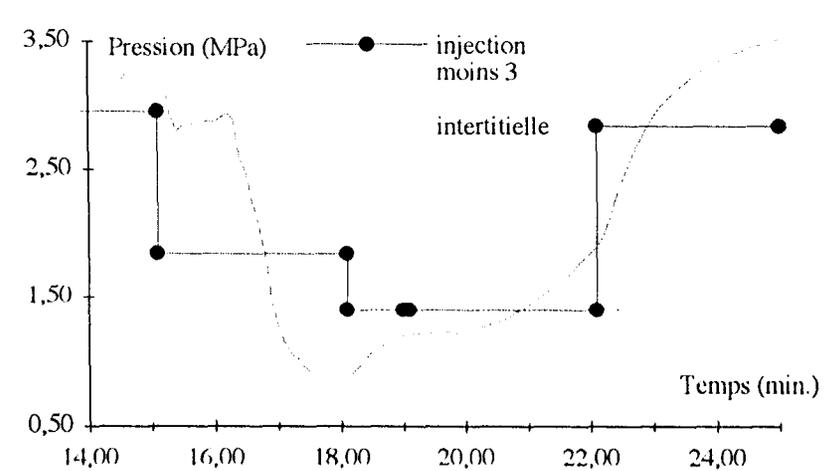


Figure 3.10: Variation de la pression interstitielle en fonction du temps.

3.3.2- Mesures des déplacements

Connaissant le comportement des capteurs de pression, pour mesurer le déplacement du joint nous avons réalisé une deuxième série d'essais. L'équipement et la définition de l'échantillon granitique sont montrés à la figure 3.6.

Initialement on avait pensé fixer une moitié de l'échantillon par les tuyaux de capteurs de pression sur un support métallique. Trois capteurs du déplacement (LVDT) fixés sur l'autre côté de ce support métallique mesuraient le déplacement du joint. Nous avons imaginé que la fixation de la première moitié de l'échantillon sur deux points fixes serait suffisante pour assurer l'immobilité de cette moitié d'échantillon. Les déformations de la matrice étaient mesurées par deux jauges longitudinales et deux jauges transversales (figure 3.6).

Nous avons réalisé différents essais à 2, 3, 5, 10 et 15 MPa de pression de confinement. A chaque confinement le joint était injecté à une pression d'injection minimum nécessaire pour obtenir un débit, puis cette pression d'injection était augmentée jusqu'au maximum de capacité d'injection (débit) de la pompe.

Les enregistrements simultanés des pressions d'injection, de confinement et du fluide en trois points, des réponses des capteurs de déplacement (LVDT) et des jauges aux confinements 5, 10 et 15 MPa sont montrées sur les figure 3.11 à 3.22.

A la pression du confinement du 5 MPa, la figure 3.11 montre les réponses synchronisées des différents capteurs.

La figure 3.12 montre l'évolution de la pression interstitielle au début de l'écoulement. On voit bien que la pression du fluide en un point donné du joint, augmente relativement rapidement (dans les 5 minutes) sous pression d'injection constante, elle attend alors un maximum et reste constante. Ainsi on peut aussi constater l'état permanent d'écoulement. La situation ne change que par variation d'ouverture ou variation de la pression d'injection.

La figure 3.13 montre plus précisément la déformation de la matrice rocheuse. On voit que le champ de déformations est nettement affecté par l'écoulement.

Enfin, la figure 3.14 donne les déplacements du joint à trois niveaux différents. On peut remarquer que les trois déplacements ne sont pas égaux et qu'ils varient clairement quand la pression de fluide varie.

Les huit figures suivantes montrent des résultats semblables pour les pressions de confinement de 10 et 15 MPa.

Ensuite quelques cycles de chargement-déchargement sans injection de fluide ont été réalisés (figure 3.23). On remarque que les réponses des capteurs du déplacement placés à des niveaux différents ne sont pas identiques. Ceci exige donc une convention pour la mesure des déplacements du joint dans ce type de test pour prendre en considération les effets de taille de l'échantillon et les nombres de points de mesure du déplacement : dans la suite du travail, la moyenne des trois mesures sera prise comme le déplacement du joint dans cet essai.

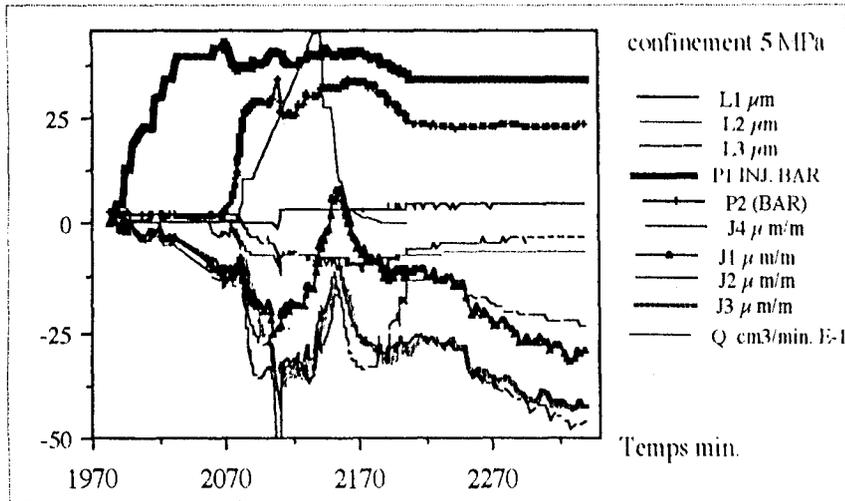


Figure 3.11: Réponses des différents capteurs en fonction du temps (pression de confinement = 5 MPa).

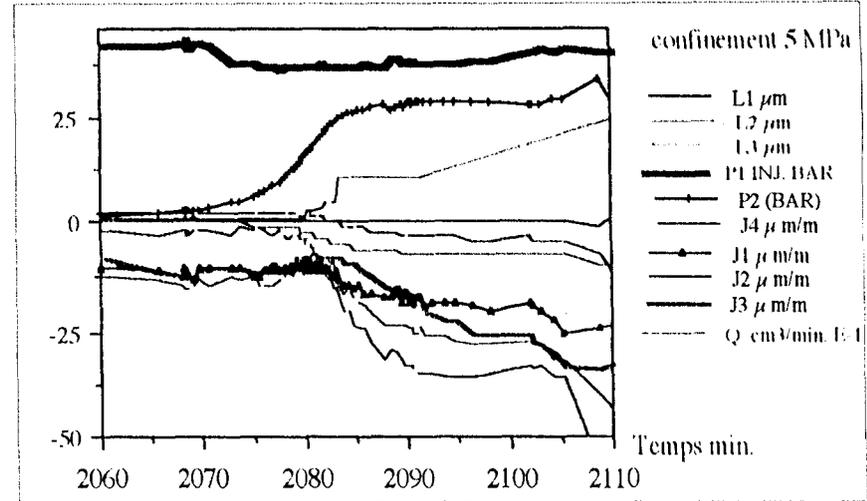


Figure 3.12: Réponses des différents capteurs en fonction du temps au moment d'installation de l'écoulement (pression de confinement = 5 MPa).

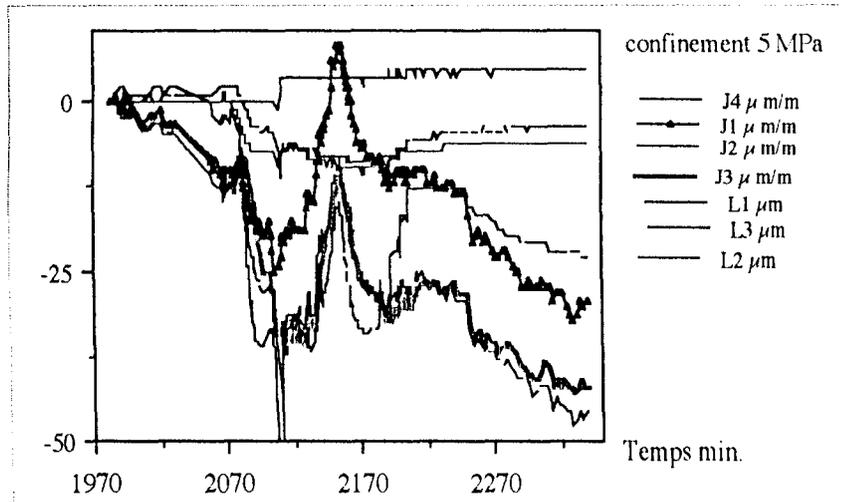


Figure 3.13: Variation des déformations de la matrice rocheuse et des déplacements de joint en fonction du temps (pression de confinement = 5 MPa).

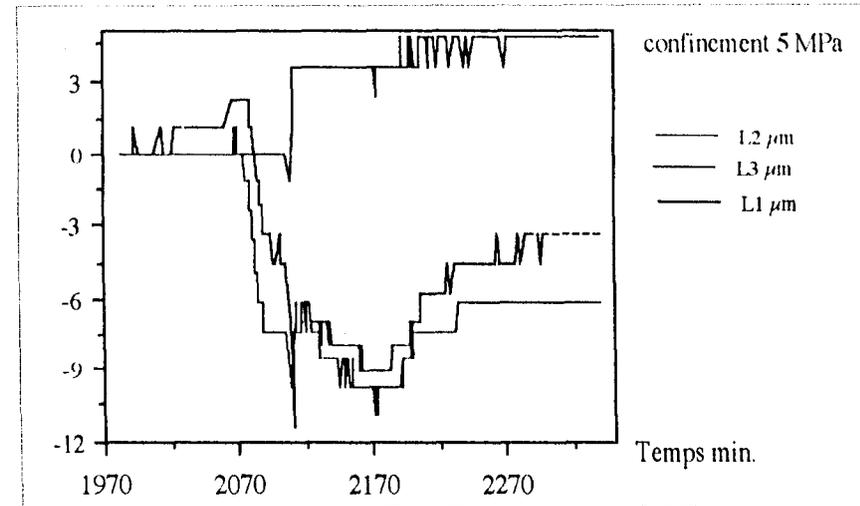


Figure 3.14: Variation des déplacements de joint en fonction du temps (pression de confinement = 5 MPa).

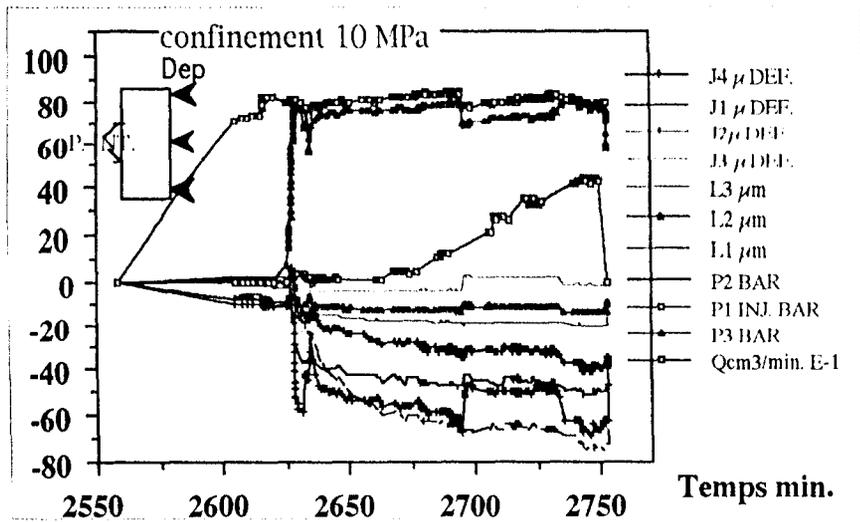


Figure 3.15: Réponses des différents capteurs en fonction du temps (pression de confinement = 10 MPa).

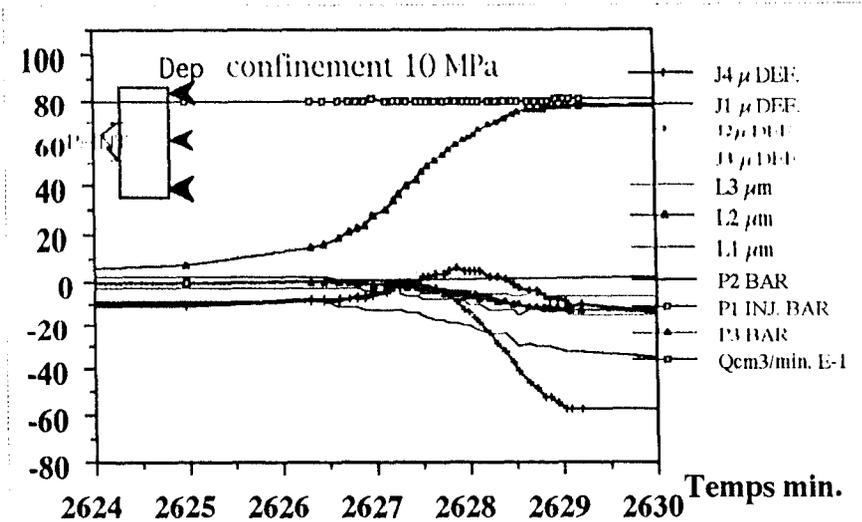


Figure 3.16: Réponses des différents capteurs en fonction du temps au moment d'installation de l'écoulement (pression de confinement = 10 MPa).

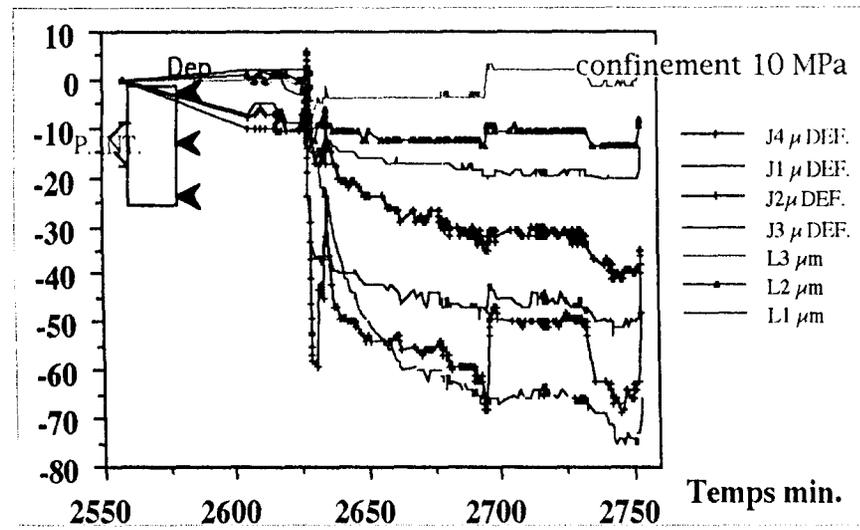


Figure 3.17: Variation des déformations de la matrice rocheuse et des déplacements de joint en fonction du temps (pression de confinement = 10 MPa).

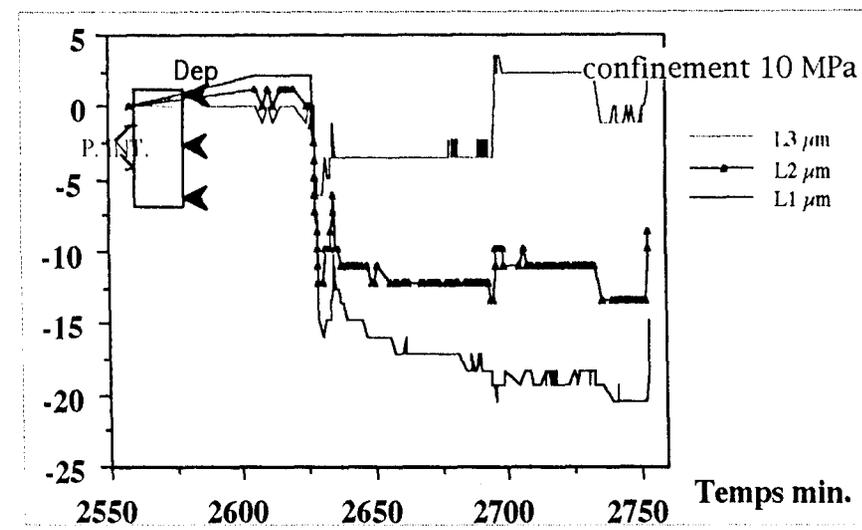


Figure 3.18: Variation des déplacements de joint en fonction du temps (pression de confinement = 10 MPa).

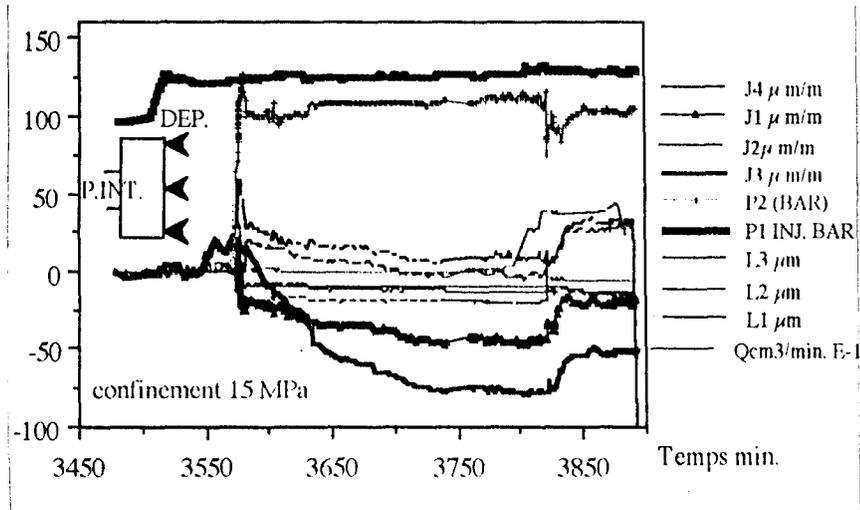


Figure 3.19: Réponses des différents capteurs en fonction du temps (pression de confinement = 15 MPa).

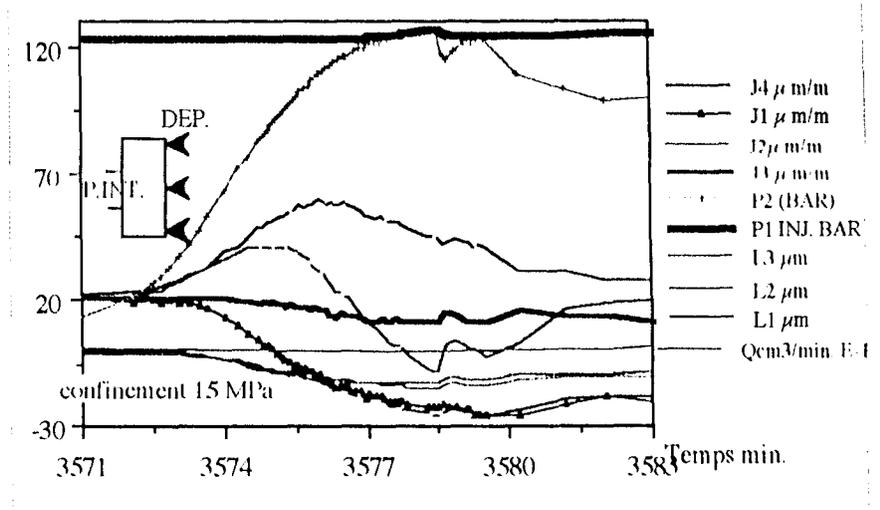


Figure 3.20: Réponses des différents capteurs en fonction du temps au moment d'installation de l'écoulement (pression de confinement = 15 MPa).

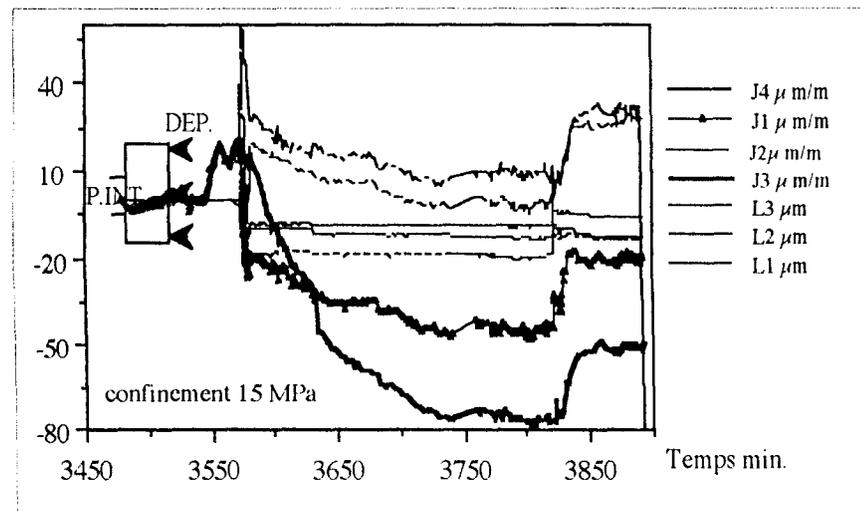


Figure 3.21: Variation des déformations de la matrice rocheuse et des déplacements de joint en fonction du temps (pression de confinement = 15 MPa)

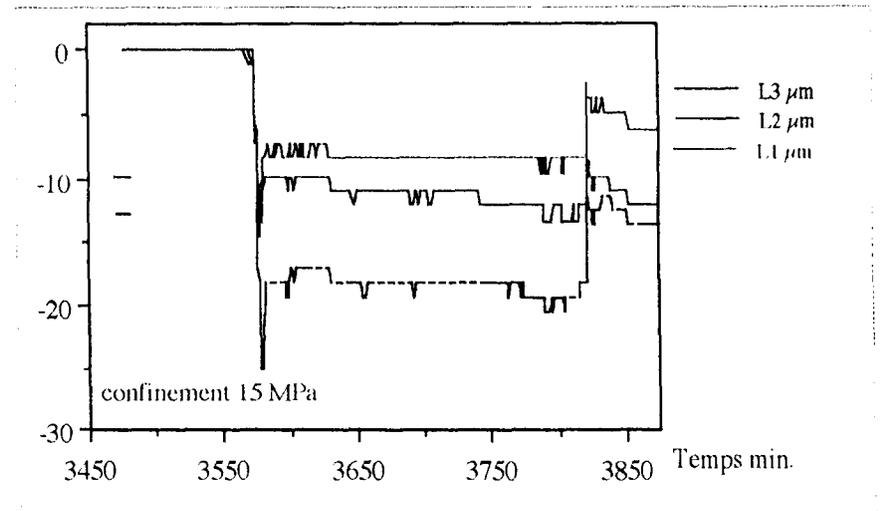


Figure 3.22: Variation des déplacements de joint en fonction du temps (pression de confinement = 15 MPa).

3.3.3- Mesure du débit.

Rappelons que la mesure de débit s'effectue par l'intermédiaire de tubes en verre calibré. Au début de chaque injection, les capillaires (3, 5 et 10 mm de diamètre) sont remplis d'eau en ouvrant le réservoir d'eau. Lors de l'injection d'eau dans le joint, la hauteur du fluide est lue sur les capillaires entre deux enregistrements des données par le système d'acquisition, ce qui nous permet de calculer le débit injecté.

Ce débit a été attribué au moment du deuxième enregistrement des données. Pour les débits faibles le volume de l'eau expulsé était mesuré en même temps par un autre capillaire de 3 mm de diamètre pour assurer la fiabilité de mesure.

Les résultats des mesures du débit sont présentés sur les figures 3.11, 3.15 et 3.19. Ces mesures sont totalement satisfaisantes bien qu'étant manuelles.

3.3.4- Discussion générale et conclusion.

Ces essais préliminaires nous ont montré la faisabilité d'exécuter par notre dispositif, les mesures souhaitées. Un des objectifs importants est la mesure du déplacement du joint : les résultats montrent que l'amplitude du déplacement est très petite (de l'ordre du micron) et que tout petit mouvement de la moitié fixe de l'échantillon dans l'essai 2 peut créer des erreurs non négligeables. Ainsi, pour le dispositif final, nous avons préféré installer trois autres capteurs de déplacement montés en opposition aux trois capteurs de déplacement existants pour s'affranchir de tout mouvement parasite.

La figure 3.24 montre la vitesse d'écoulement laminaire à parois lisses à différentes températures pour un gradient hydraulique de 0,1 MPa (la viscosité dépend de la température). Elle montre que, pour nos échantillons, avec des hauteurs de moins de 12 cm, même pour les ouvertures d'un micron le temps prévu est suffisant pour atteindre l'état d'écoulement permanent.

Pour conserver une bonne étanchéité, on doit avoir toujours une valeur $(P_c - P_i)$ plus grande que 0,5 MPa. La limite pour la pression d'injection est de 15 MPa correspondant uniquement au choix des capteurs de pression. Le comportement du joint sous chargement normal peut être étudié jusqu'au 60 MPa de pression de confinement.

Plusieurs paramètres comme l'ouverture du joint, l'aspérité et le rapport entre deux surfaces de joint ne peuvent pas être facilement imposés sur un échantillon donné et surtout entre deux échantillons. Les déplacements, les pressions de fluide et les débits mesurés montrent des irréversibilités dans les différents cycles de chargement-déchargement effectués. Ainsi la reproductibilité des essais reste aléatoire.

3.4- CHEMINS DE CHARGEMENT ET PROTOCOLES D'ESSAI

Après la préparation de l'échantillon, la mise au point du dispositif expérimental et la connexion de l'ensemble des capteurs avec le système d'acquisition, on remplit la cellule d'huile. Après 20 minutes de stabilisation, tous les capteurs sont mis à zéro.

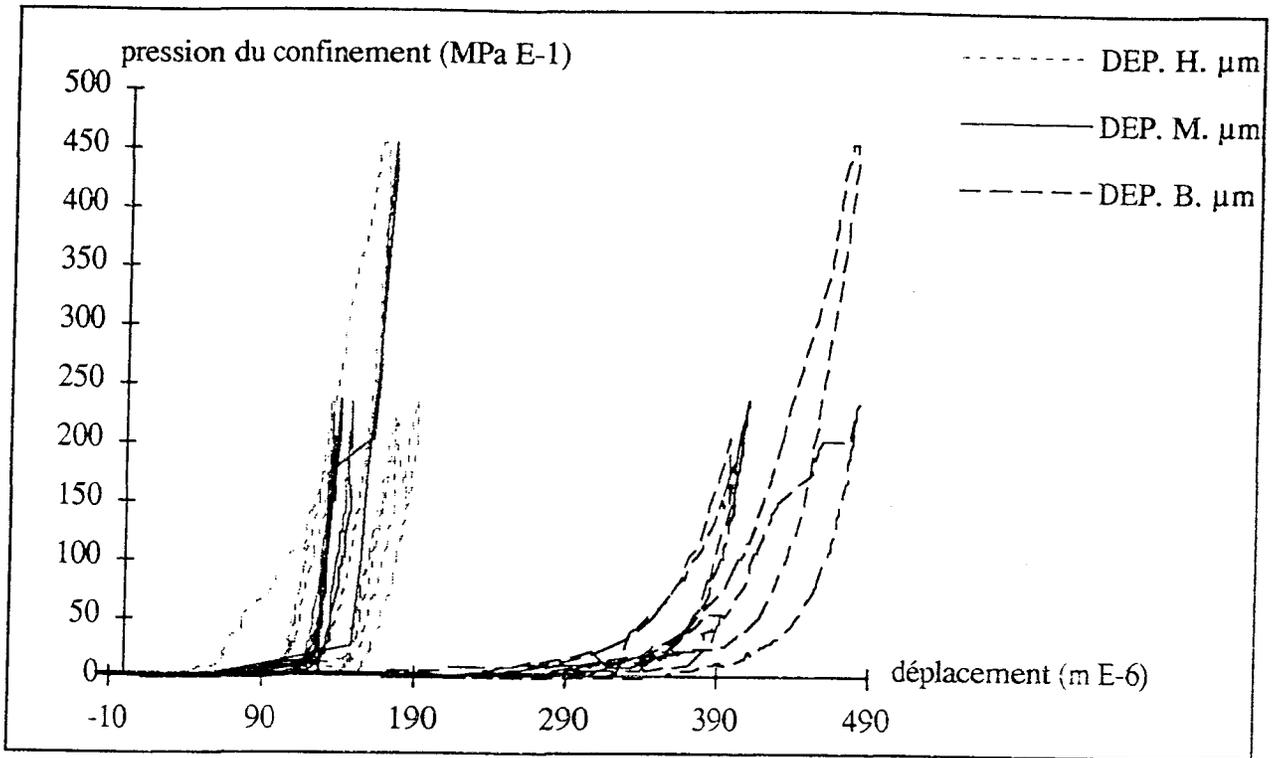


Figure 3.23: réponses des LVDT à la chargement normale du joint granitique.

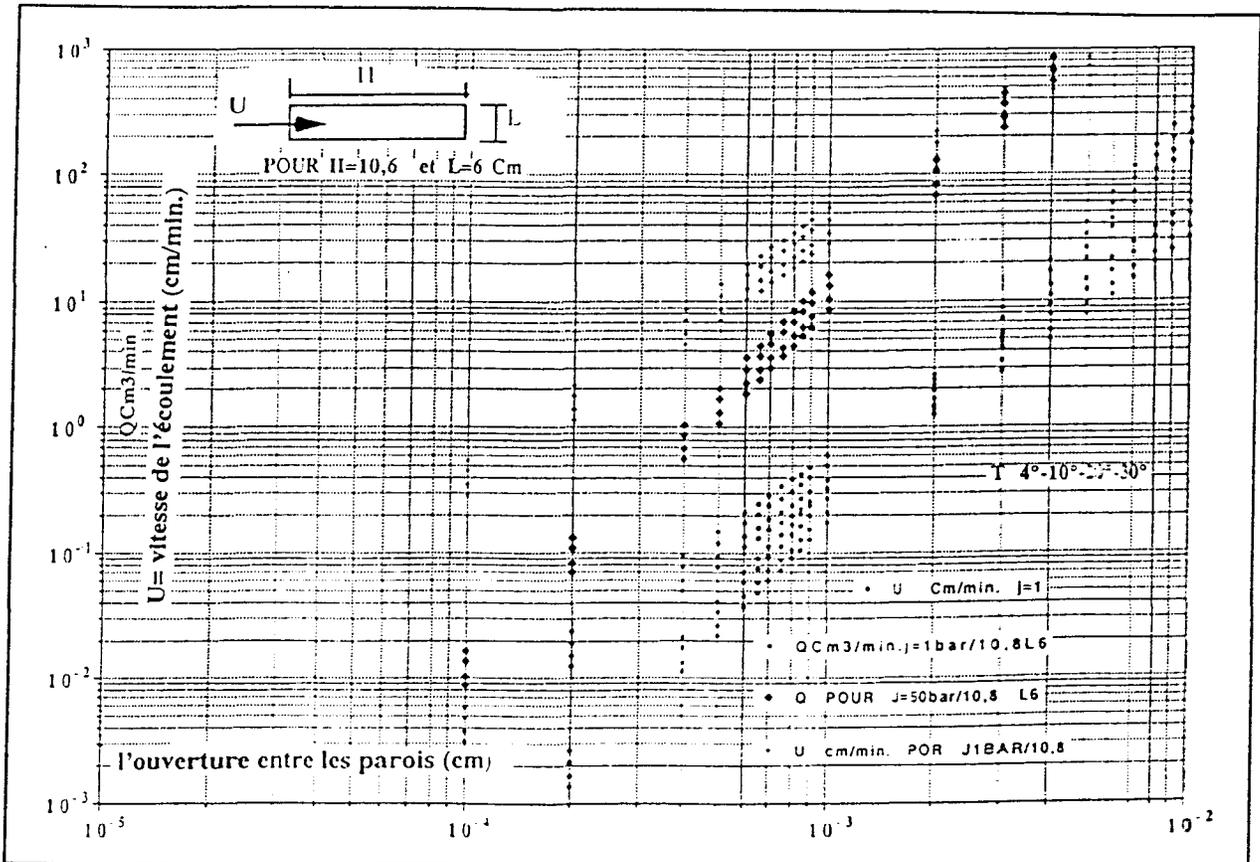


figure 3.24: Le débit et la vitesse d'écoulement laminaire entre des parois parallèles et lisses à 4-10-20-30 C° respectivement du bas vers le haut de chaque légende.

3.4.1 Essais d'écoulement (dit troisième type d'essais) sous pression de confinement imposée.

On commence par faire croître la pression hydrostatique du confinement jusqu'à 1 MPa en enregistrant les réponses des capteurs chaque dixième de MPa d'accroissement de la pression de confinement. Sous 1 MPa du confinement on commence à injecter le fluide (eau) sous pression de 0,1 MPa. Pour être certain de la saturation du joint, on attend d'avoir un débit d'injection égal au débit d'évacuation. On poursuit l'essai sur le chemin présenté ci-dessous (dans la mesure du possible). Dans ce cycle des essais, on fait un balayage de pressions d'injection pour une pression de confinement donnée selon le programme suivant :

- la pression de confinement est fixée à 1 MPa et la pression d'injection prendra les valeurs successives : 0,1 - 0,2 et 0,5 MPa. On continue avec le même chemin de la pression d'injection mais dans l'ordre décroissant. Ainsi, on termine un cycle d'injection à la pression de confinement donnée.
- la pression de confinement est fixée à 1,5 MPa et la pression d'injection prendra les valeurs successives : 0,1 - 0,2 - 0,5 - 0,7 et 1 MPa. On continue avec le même chemin de pression d'injection mais dans l'ordre décroissant.
- la pression de confinement est fixée à 2 MPa et la pression d'injection prendra les valeurs successives : 0,1 - 0,2 - 0,5 - 1 et 1,5 MPa. On continue avec le même chemin de pression d'injection mais dans l'ordre décroissant.
- la pression de confinement est fixée à 2,5 MPa et la pression d'injection prendra les valeurs successives : 0,1 - 0,2 - 0,5 - 1,5 et 2 MPa. On continue avec le même chemin de pression d'injection mais dans l'ordre décroissant.
- la pression de confinement est fixée à 3 MPa et la pression d'injection prendra les valeurs successives : 0,1 - 0,2 - 0,5 - 1 - 2 et 2,5 MPa. On continue avec le même chemin de pression d'injection mais dans l'ordre décroissant.
- la pression de confinement est fixée à 5 MPa et la pression d'injection prendra les valeurs successives : 0,1 - 0,5 - 1 - 2 - 3 - 4 et 4,5 MPa. On continue avec le même chemin de pression d'injection mais dans l'ordre décroissant.
- la pression de confinement est fixée à 7,5 MPa et la pression d'injection prendra les valeurs successives : 0,1 - 0,5 - 1 - 3 - 6 - 6,5 et 7 MPa. On continue avec le même chemin de pression d'injection mais dans l'ordre décroissant.
- la pression de confinement est fixée à 10 MPa et la pression d'injection prendra les valeurs successives : 0,1 - 0,5 - 1 - 5 - 7 - 8 - 9 et 9,5 MPa. On continue avec le même chemin de pression d'injection mais dans l'ordre décroissant.
- la pression de confinement est fixée à 15 MPa et la pression d'injection prendra les valeurs successives : 0,1 - 0,5 - 1 - 3 - 5 - 10 - 12 - 13 - 14 et 14,5 MPa. On continue avec le même chemin de pression d'injection mais dans l'ordre décroissant.
- les essais seront poursuivis avec les pressions de confinement de 15,5 - 16 - 17 - 17,5 - 18 - 20 MPa sans injection.

Après cette partie de pression du confinement croissante, on commence un chemin décroissant dans l'ordre inverse du chemin croissant pour la pression de confinement, et pour chaque pression du confinement, dès 15 MPa, on effectue le même parcours croissant et décroissant de la pression d'injection.

On termine cette première série d'essais en mettant la pression d'injection et la pression du confinement à zéro.

Pour un ensemble de la pression du confinement et la pression d'injection donnée on vérifie la stabilisation de l'écoulement par la stabilisation simultanée des pressions du fluide (P_1 - P_4) et le débit. Chaque injection dure en moyenne 20 minutes. Avant chaque changement de la pression de confinement, la pression d'injection sera mise au zéro et on attend 10 minutes avant le changement de pression de confinement.

Pour chaque injection le débit sera calculé par la mesure du volume de l'eau évacué, entre deux enregistrements, avec les capillaires. Ce débit sera attribué au moment du deuxième enregistrement.

A la fin de chaque cycle d'essais et particulièrement à la fin du premier cycle d'essais, on trouve plusieurs phénomènes irréversibles sur l'ouverture ou les déplacements du joint. Donc la réalisation de cycles supplémentaires pour l'étude des effets irréversibles sur les caractéristiques hydromécaniques du joint s'avère nécessaire. Nous avons fait deux ou trois cycles selon cette procédure.

3.4.2 Essais d'écoulement (dit troisième type d'essais) sous pression d'injection donnée

Après les cycles de balayage de la pression d'injection sous pression de confinement imposée, nous avons réalisé des balayages de la pression de confinement sous des pressions d'injection imposées

On augmente la pression du confinement jusqu'à 5 MPa, puis on établit un écoulement avec une pression d'injection relativement élevée (4,5 MPa). On continue les essais avec la pression d'injection constante et avec les pressions de confinement suivantes : 6, 7, 8, 9, et 10 MPa. Après réalisation de l'essai à la pression du confinement de 10 MPa, la pression d'injection sera augmentée jusqu'à 9 MPa et une série des essais avec cette pression d'injection et des pressions de confinement 10, 11, 12, 13, 14, et 15 MPa sera réalisée. Ces essais nous montreront si le chemin de chargement a des effets sur l'écoulement.

3.4.3 Essais d'écoulement (dit troisième type d'essais) avec variation de la pression de sortie

Dans les essais de balayage d'une pression de confinement par différentes pressions d'injection et de balayage d'une pression d'injection par différentes pressions du confinement, la pression de sortie du fluide est toujours égale à zéro. Les essais préliminaires nous ont montré que dans tous les cas, l'ouverture peut bien être effectuée par la pression du fluide aussi est-il important de faire varier la pression de sortie pour en voir les conséquences sur l'écoulement.

Plusieurs essais de ce type sont réalisés dans cette troisième partie d'essais. Les essais de ces trois premières parties de travail peuvent être considérés comme des essais drainés.

3.4.4 Essais de comportement mécanique du joint (dit premier type d'essais)

Dans la quatrième partie des essais de ce travail, nous nous sommes intéressés au comportement mécanique du joint sous chargement normal (pression du fluide nulle dans le joint). Pour le premier cycle de ce type d'essais, les données seront prises à partir des essais précédents lorsque la pression d'injection est nulle. C'est en effet le premier chargement du joint.

On obtiendra les cycles suivants de chargement-déchargement du joint en gardant la pression d'injection nulle. En augmentant la pression du confinement jusqu'à 3 MPa, les réponses des capteurs sont enregistrées au pas de 0,1 MPa, puis au confinement de 3 MPa jusqu'à 5 MPa avec un pas de 1 MPa et enfin entre 5 MPa et 40 MPa avec un pas de 2 MPa.

On termine ce cycle par un déchargement avec une procédure inverse d'acquisition ce qui nous donne un cycle du comportement mécanique avec pression interstitielle nulle. Dans cette quatrième partie du travail on réalisera trois cycles de cet essai. Ce type d'essai sera appelé essai du comportement mécanique avec pression interstitielle nulle.

3.4.5 Essais de couplage (essai à pression de fluide constante et imposée, dit deuxième type d'essais).

Enfin, dans la cinquième partie des essais de ce travail, nous avons pensé étudier le comportement du joint sous chargement normal mais avec la pression interstitielle. Ces types d'essais seront les essais à pression de fluide constante et imposée.

Avec les pressions du confinement et injection du zéro, on augmente la pression du confinement jusqu'à 5 MPa et on ferme le robinet du drainage. On applique une pression interstitielle uniforme de 1 MPa dans toute la longueur du joint et on enregistre les réponses des capteurs. Ensuite, on enregistre les réponses des capteurs à 2 et 3 MPa. entre 3 et 4,5 MPa de la pression du fluide l'enregistrement des données sera effectué à chaque 0,1 MPa d'augmentation de la pression interstitielle. Ensuite, on fait un chemin de retour aux mêmes points pour terminer un cycle (essai non-drainé à confinement du 5 MPa).

Cet essai sera répété 2 ou trois cycles. Les essais à pression du fluide imposée seront aussi réalisés pour les confinements de 10, 15 et 20 MPa dans deux ou trois cycles. Les données seront enregistrées pour les pressions du fluide de zéro jusqu'au 1,5 MPa moins de la pression du confinement à chaque MPa d'augmentation de la pression du fluide et au-delà de ce point à chaque 0,1 MPa d'augmentation de la pression du fluide.

L'augmentation de la pression du fluide sera arrêtée au 0,5 MPa inférieure de la pression du confinement qui, pendant tout l'essai, reste constant, ensuite, le chemin de la diminution de la pression du fluide sera réalisé dans le même ordre.

Chapitre 4

**RESULTATS EXPERIMENTAUX SUR
TROIS ROCHES.**

4- RESULTATS EXPERIMENTAUX SUR TROIS ROCHES.

Pour atteindre nos objectifs à savoir les études sur :

- le comportement mécanique du joint sous sollicitation normale,
- l'interaction entre la contrainte normale et la pression interstitielle,
- le comportement hydromécanique et la conductivité des joints sous contrainte normale,

nous avons choisi d'effectuer des essais sur des joints de rugosité différentes : granite, marbre et schiste. Les effets les plus difficiles à contrôler sont sans doute les effets dus à la variation de la géométrie de l'aspérité. C'est la raison du choix de joints à aspérités différentes. Le joint granitique avec des grands grains est très rugueux. Le marbre, avec des grains plus petits, a des joints relativement moins rugueux et le schiste a des joints tout à fait lisses.

La réalisation de trois types d'essais sont envisagés.

- **Premier type d'essais** : *essais sans pression interstitielle*. Ce sont des essais pour l'étude de la fermeture de joint sous chargement normale sans pression interstitielle. L'une des difficultés majeures de ce type d'essais est l'application d'une contrainte normale réellement uniforme sur le joint.

Dans la plupart des études antérieures, la contrainte normale était appliquée par une presse d'où la difficulté de réalisation d'une contrainte uniforme en présence d'un joint. C'est pourquoi nous avons décidé d'appliquer cette contrainte par un confinement de fluide lequel assure parfaitement l'uniformité de la charge normale appliquée sur le joint.

- **Deuxième type d'essais** : *essais de couplage*. Pour la réalisation de ce type d'essais l'échantillon est soumis à une pression de confinement et à une pression interstitielle uniforme dont les valeurs peuvent être contrôlées par deux pompes différentes. Tout d'abord la pression de confinement sera appliquée. Sous ce confinement constant la variation de la fermeture due à la variation de la pression interstitielle sera étudiée. On peut répéter cette expérience à différentes pressions du confinement.

- **Troisième type d'essais** : *essais d'écoulement*. Dans ce type d'essais, on peut établir un écoulement sous une contrainte donnée et on peut faire varier la pression de confinement, la pression d'injection du fluide dans le joint ou la pression de drainage.

Ce type d'essais peut servir à l'étude de la conductivité et du champ de pression interstitielle donc le comportement hydromécanique du joint dans son état le plus général. Pour la réalisation de ce type d'essais, notre dispositif dispose d'une particularité importante : estimation expérimentale de la courbe de perte de la charge hydraulique par mesure des pressions interstitielles en quatre différents niveaux du joint.

Nous rappelons que les joints sont obtenus par la technique de l'essai Brésilien, ce sont donc des joints frais. Les deux demi-cylindres n'ont pas été séparés et les surfaces des joints n'ont été soumises à aucun déplacement.

4.1- RESULTATS DES ESSAIS SUR LE GRANITE.

Le premier joint étudié était un joint granitique dont les dimensions et les positions des équipements de l'échantillon sont donnés par la figure 4.1.1.

Le granite utilisé est un granite qui provient de Tenelles, (mine de Fanay, Haute-Vienne). Ce granite a des gros grains. La dimension moyenne des grains est d'environ 0,7 mm. On trouve des grains de quartz jusqu'à 2 mm et des grands prismes de feldspaths. La composition chimique de ce granite est à peu près SiO₂ : 66%, Al₂O₃ : 1,6%, Fe₂O₃ : 4%, MnO : 1%, MgO : 2%, CaO : 3%, Na₂O : 3%, K₂O : 4%, TiO₂ : 1%.

D'après Skoczylas (1994), les caractéristiques physiques et mécaniques de ce granite sont : porosité 2%, coefficient de Poisson 0,22, module d'incompressibilité drainé 49700 MPa (donc un module d'élasticité de l'ordre de 83500 Mpa), et perméabilité intrinsèque de $2 \times 10^{-19} \text{m}^2$ à 10 MPa de pression de confinement et $1 \times 10^{-19} \text{m}^2$ à 40 MPa de pression de confinement.

La photo 4.1.1 montre l'apparence de l'aspérité de ce joint.

4.1.2- Comportement mécanique.

Pendant les essais préliminaires, on s'aperçoit de quelques difficultés pour décrire le comportement mécanique du joint (figure 3.23). La première difficulté est la différence entre les mesures aux différents niveaux du joint de l'échantillon.

Cette différence oblige à faire une étude sur la taille de l'échantillon et le nombre de mesures des déplacements pour pouvoir relever tous les effets locaux. Une moyenne de ces mesures sera prise comme déplacement du joint.

D'autres difficultés viennent de l'accumulation des effets d'irréversibilité et d'amplification des phénomènes hystérésis. Ces difficultés diminuent considérablement la reproductibilité des différents cycles de chargement-déchargement.

Pour faciliter la description du comportement, il nous paraît utile de définir les termes suivants :

- **Contrainte initiale** : désigne la précharge nécessaire pour l'emboîtement des deux demi-cylindres. Cette précharge est au-dessous de 0,5 MPa. Les déplacements du joint sous ce chargement sont très différents des différents emplacements du joint et des différents cycles car les capteurs de déplacements (LVDT) enregistrent des modifications locales de l'ouverture dues à l'emboîtement du joint.

- **Fermeture initiale** : désigne la fermeture du joint sous la contrainte initiale. En général, pour tous les joints, on trouve une grande déformation (de l'ordre de 30% de la fermeture totale) pour un petit chargement normal (de l'ordre du 0,5 Mpa) au début et à la fin des cycles chargement-déchargement.

Cette déformation est très différente entre les mesures des différents capteurs de déplacements (LVDT) et entre les moyennes de différents cycles. En outre la fermeture varie avec le temps après la décharge totale. Tout ceci rend difficile la maîtrise de la déformation et par conséquent, sa signification précise. Donc pour augmenter la répétition des mesures entre les différents capteurs de déplacements et entre les différents cycles de chargement-déchargement, on négligera la déformation initiale : l'état de référence de déplacement sera effectué à la contrainte initiale.

- **Fermeture résiduelle** : désigne la fermeture du joint permanente après un cycle de chargement lorsque le joint a été soumis au maximum à sa contrainte initiale.

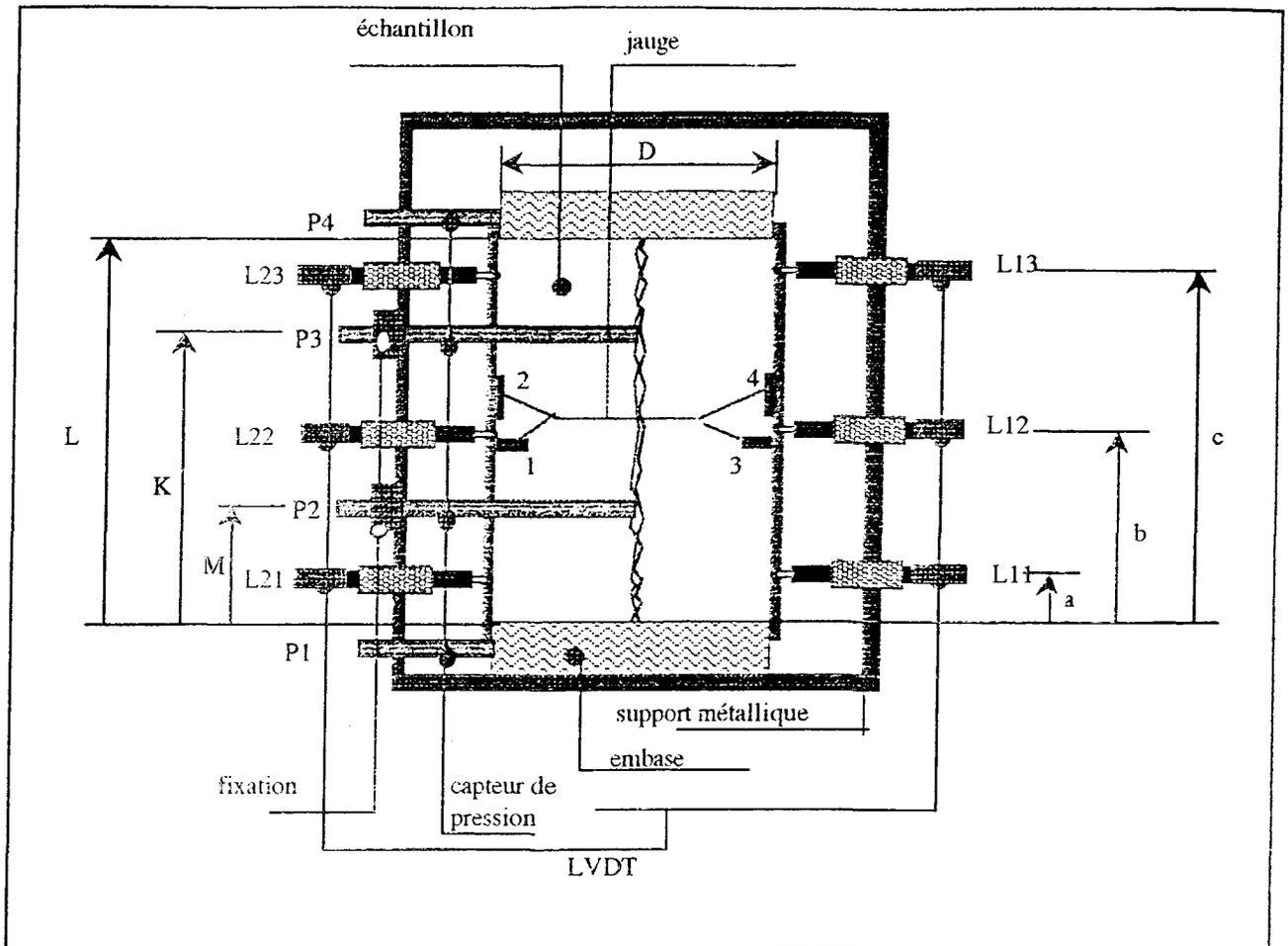


Figure 4.1.1: Equipement de l'éprouvette.
 $D=64$ $L=113,5$ $K=69,6$ $M=35$ $a=12$ $b=52$ $c=92$ tous en mm

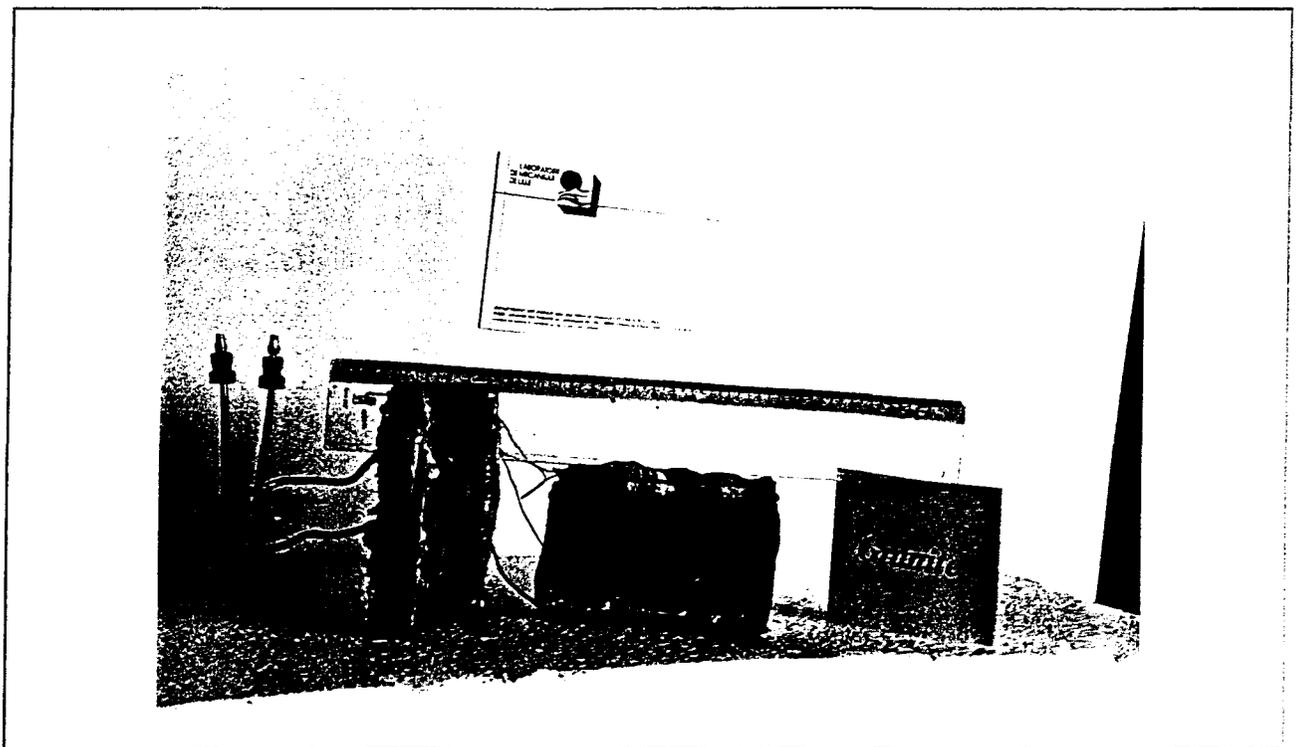


Photo 4.1.1: Apparence de l'aspérité du joint granitique

- **Fermeture maximale** : désigne la fermeture du joint au delà de laquelle les réponses de l'éprouvette fracturée sont purement élastiques et linéaires avec un module comparable à celui de la roche intacte dans le même domaine de contrainte. Donc, en augmentant la contrainte normale et en déduisant la contribution du déplacement due à la déformation de la matrice rocheuse, la fermeture du joint, calculée pour l'éprouvette, n'évolue plus.

a) Comportement mécanique sous contrainte normale : résultat expérimentaux du "premier type d'essais".

Les essais de comportement mécanique sans pression du fluide ont été réalisés sur l'échantillon fracturé et instrumenté par variation de la pression de confinement. Cette pression de confinement est une pression d'huile laquelle assure parfaitement l'uniformité de la contrainte normale appliquée sur la surface du joint.

La figure 4.1.2 représente les déplacements enregistrés par les 6 capteurs de déplacements opposés deux à deux, dans trois cycles de chargement-déchargement. On constate que :

- les courbes de contrainte-déplacement sont non linéaires,
- les déplacements sont très importants pour les faibles niveaux de contrainte, puis la pente diminue régulièrement en fonction de la contrainte,
- la pente de la courbe contrainte-déplacement devient constante à partir des niveaux de contrainte d'environ 15 MPa.

Au départ et au confinement nul, tous les capteurs de déplacements sont mis à zéro. On trouve la courbe contrainte-déplacement à droite et la courbe contrainte-déformation de la matrice granitique à gauche. Les courbes de la déformation montrent des modifications locales des contraintes au début et à la fin de chaque cycle du chargement-déchargement. Mais après emboîtement du joint elle reprend l'allure générale de la courbe contrainte-déformation de la matrice granitique.

A la fin du troisième cycle d'essai, après de la décharge totale du confinement, les déplacements du joint sont enregistré pendant 48 heures sous contrainte nulle. Les résultats sont montrés sur la figure 4.1.3. Ces courbes indiquent que, pendant un certain temps après la décharge totale, le joint continue à s'ouvrir. Donc l'état du départ de chaque cycle dépend du temps d'attente après le déchargement total. Pour avoir le degré de réversibilité des déplacements et les effets de cette variation de la fermeture, l'essai a été répété dans trois nouveaux cycles montrés sur la figure 4.1.4.

Les déplacements, après décharge totale, étaient enregistrés encore une fois pendant 48 heures. Les résultats sont les mêmes que la première expérience (figure 4.1.5). Ces résultats montrent que les déplacements du joint, sous faible confinement, sont des déplacements d'emboîtement du joint donc très dépendants du lieu de mesure et peu reproductibles entre les différents cycles d'essai. On peut conclure que l'état initial, à confinement nul, n'est pas une bonne référence pour les déplacements.

Ainsi, on voit l'utilité d'introduire un état de référence pour les déplacements du joint sous une contrainte non nulle dite contrainte initiale (emboîtement). Cette contrainte sera la plus petite contrainte de début d'essai induisant des courbes de contrainte-déplacement suffisamment superposables. Ces courbes (définies par rapport à l'état initial pour la deuxième série de trois cycles de chargement-déchargement) sont montrées sur la figure 4.1.6.

Dans les courbes contrainte-déplacement présentées, les déplacements intègrent ceux du joint, de la matrice rocheuse et du montage. Pour en déduire le déplacement attribué uniquement au joint trois procédures ont été envisagées :

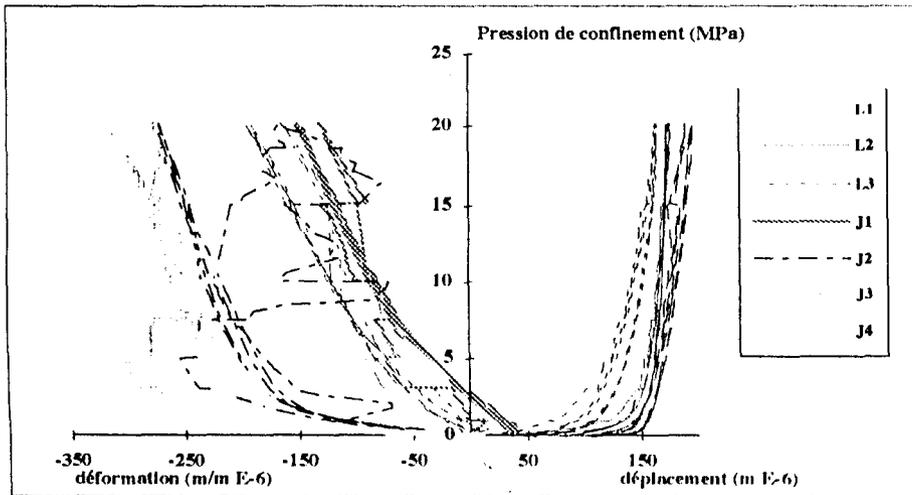


Figure 4.1.2: Fermeture du joint sous contrainte normale.
Première série de chargement-déchargement avant correction (contrainte initiale = 0).

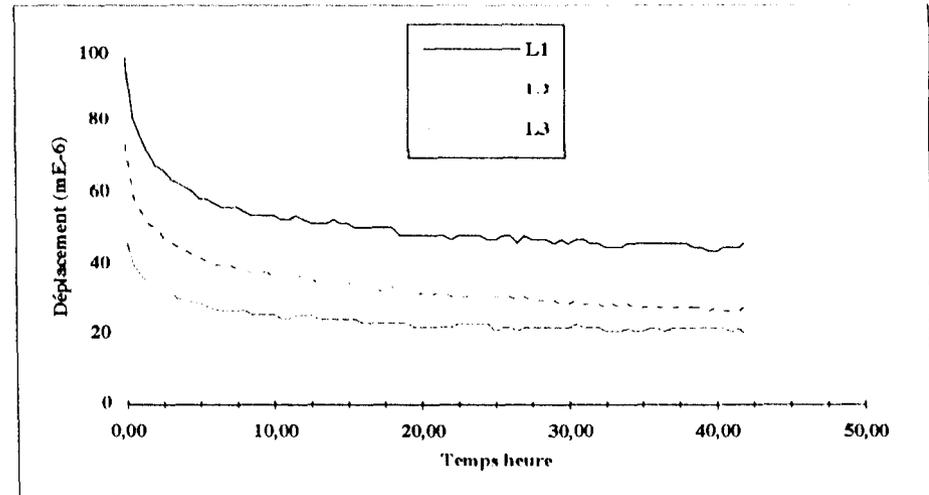


Figure 4.1.3: Stabilité de déplacement du joint après la première série de chargement-déchargement à pression de confinement = 0.

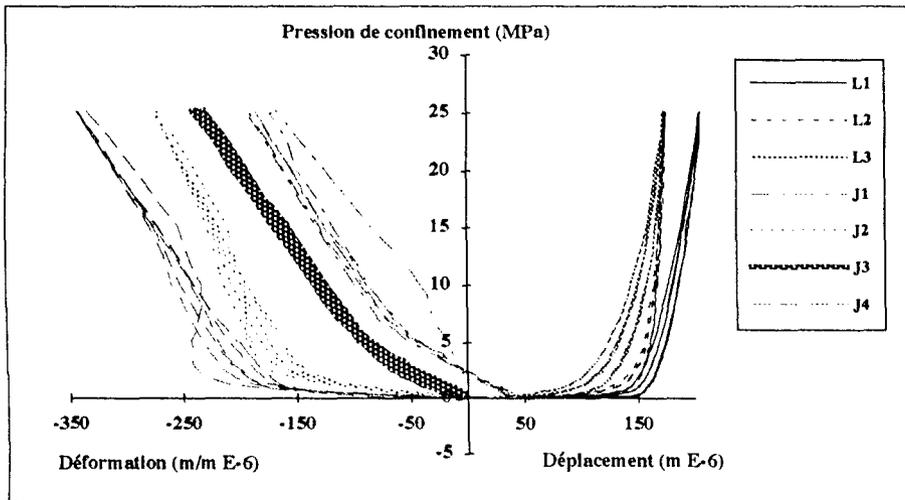


Figure 4.1.4: Fermeture du joint sous contrainte normale.
deuxième série de chargement-déchargement avant correction (contrainte initiale = 0).

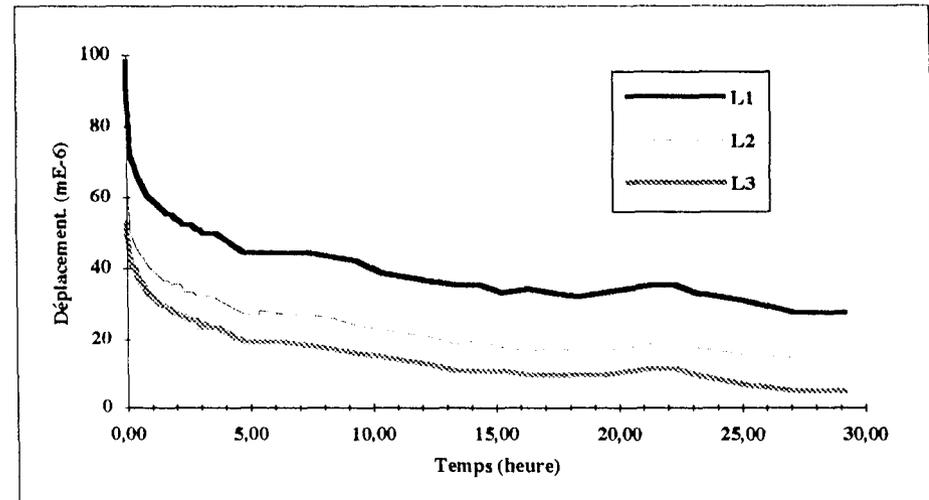


Figure 4.1.5: Stabilité de déplacement du joint après la deuxième série de chargement-déchargement à pression de confinement = 0.

En premier lieu, on peut répéter l'essai avec un échantillon non fracturé de même diamètre. Les réponses des capteurs de déplacement intègrent alors l'ensemble des effets de la matrice granitique et du dispositif expérimental ; par différence on en déduit le déplacement du joint.

La deuxième procédure consiste à connaître le comportement de la matrice rocheuse et du montage expérimental. En ce qui concerne les déplacements du montage nous avons utilisé des barreaux d'acier de longueur 150 mm dont les caractéristiques sont bien connues. Pour connaître le comportement de la matrice, un échantillon instrumenté par des jauges, a également été soumis à un essai de compressibilité. Les résultats sont donnés par la figure 4.1.7.

D'après ces résultats on peut simuler la compressibilité de la matrice par une relation donnée ci-dessous et calée par la méthode des moindres carrés.

$$\sigma = A \varepsilon + B \varepsilon^2 \quad (4-1)$$

On peut maintenant étudier les effets du joint seul, la fermeture du joint par rapport à son état initial, ΔL_J peut être aisément déterminé par :

$$\Delta L_J = \Delta L_C - D \Delta \varepsilon_m + L \Delta \varepsilon_A \quad (4-2)$$

avec :

- ΔL_C : fermeture lue par les capteurs de déplacement durant l'essai réel,
- D : diamètre de l'échantillon,
- $\Delta \varepsilon_m$: déformation de la matrice rocheuse,
- $\Delta \varepsilon_A$: déformation du barreau d'acier,
- L : longueur du support (cadre d'acier) des capteurs de déplacement.

En troisième lieu, on sait que certains joints se ferment complètement à partir d'un seuil de contrainte normale et que le comportement de montage est linéaire. Donc, pour les roches qui dans le domaine d'essai ont un comportement linéaire, dès le seuil de fermeture totale du joint, la partie linéaire à la fin du courbe contrainte-déplacement global, donne les déplacements du montage et de la roche saine. Dans ce cas il suffit de déterminer la pente de la partie linéaire à la fin de l'essai, ce qui permet de calculer les déplacements dus à la matrice rocheuse et au montage, sous une contrainte quelconque.

Les courbes contrainte-déplacement global seront corrigées par la première procédure qui paraît la plus fiable. La deuxième et la troisième procédure seront utilisées pour contrôler les résultats obtenus. Les courbes corrigées sont données sur la figure 4.1.8. On voit que ces courbes se terminent par une asymptote quasi verticale.

On remarque également que les déplacements aux trois niveaux de mesure ne sont pas identiques. Plusieurs auteurs [Ivai (1976), Gentier (1986)] montrent aussi une non-égalité des déplacements aux différents points de mesure. Nous avons pris une moyenne arithmétique des mesures pour exprimer le comportement du joint (figure 4.1.9).

Pour ce joint granitique les courbes comprennent deux parties ; la première partie en dessous de la contrainte de 15 Mpa, montre principalement les déplacements du joint, la deuxième partie de la courbe, concerne des contraintes supérieures à 15 MPa : après déduction des déplacements dus à la matrice rocheuse et au montage, le déplacement du joint tend vers zéro et la courbe devient verticale. Ainsi la fermeture ne change pratiquement plus. Cette fermeture correspond à la fermeture maximale du joint.

Les déplacements initiaux et résiduels des trois capteurs pour trois cycles de chargement déchargement en deux séries des mesures sont montrés dans le tableau 4.1.1.

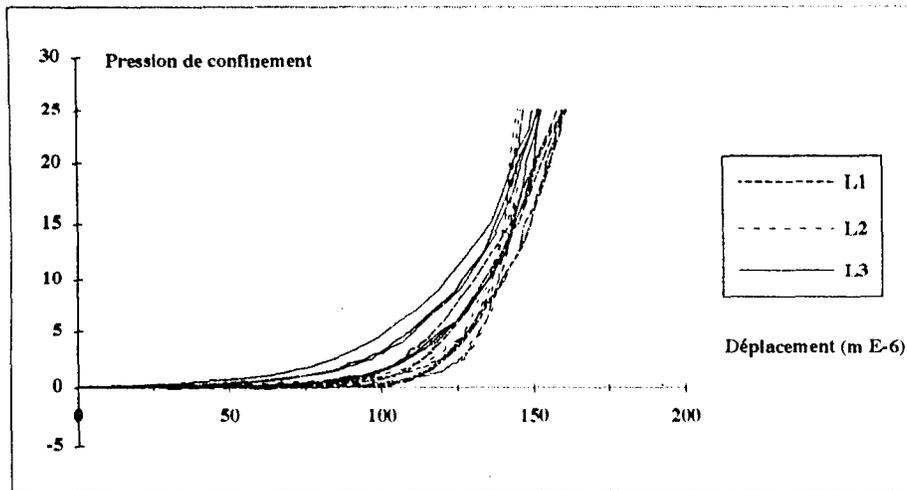


Figure 4.1.6: Fermeture du joint sous contrainte normale.
Deuxième serie de chargement-déchargement avant correction (contrainte initiale = 0).

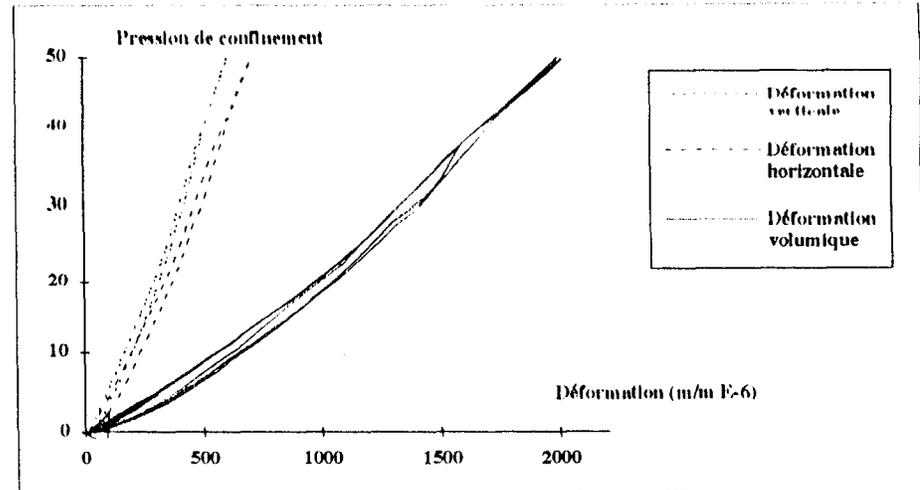


Figure 4.1.7: Réponses des jauges sous chargement hydrostatique
(Echantillon non-fracturé.)

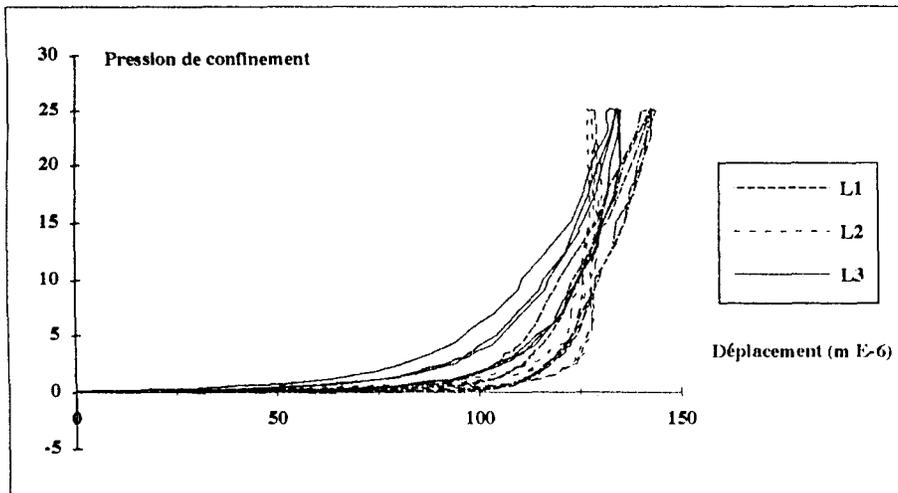


Figure 4.1.8: Fermeture du joint sous contrainte normale.
Deuxième serie de chargement-déchargement après correction (contrainte initiale = 0).

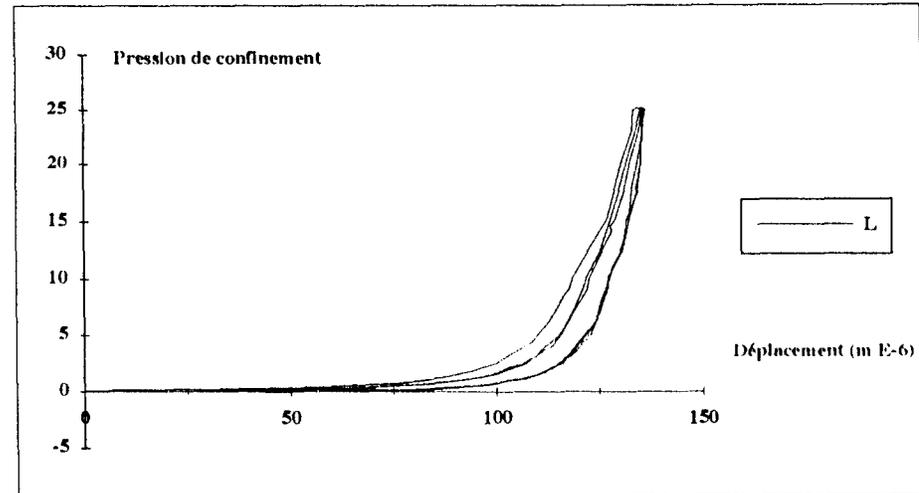


Figure 4.1.9: Fermeture moyenne du joint sous contrainte normale.
Deuxième serie de chargement-déchargement après correction (contrainte initiale = 0).

Contrainte initiale →			0 MPa				0,25 MPa	
Series	Cycle	Déplacement	initiale μ.m	résiduelle	résiduelle après 6 heure	résiduelle après 40 heure	initiale	résiduelle
1	1	L1	0	93			87	55
		L2	0	68			63	55
		L3	0	44			33	45
		L	0	68			61	52
	2	L1	93	99			130	59
		L2	68	71			103	60
		L3	44	47			63	51
		L	68	72			96	57
	3	L1	99	114	57	46	132	58
		L2	71	84	40	27	103	59
		L3	47	54	27	20	66	52
		L	72	84	41	31	100	57
2	1	L1	0	42			53	50
		L2	0	33			42	51
		L3	0	24			22	45
		L	0	33			39	49
	2	L1	42	34			75	47
		L2	33	25			59	44
		L3	24	22			39	40
		L	33	27			58	44
	3	L1	34	58	9	-13	72	41
		L2	25	45	8	-5	60	45
		L3	22	32	3	-8	40	40
		L	27	45	7	-9	57	42

Tableau 4.1.1 : Fermetures initiale et résiduelle pour les première et deuxième séries des essais type 1.

Les déplacements résiduels après 48 heures de relaxation au confinement zéro des deux séries sont également donnés dans le tableau précédent. Ces paramètres pour une contrainte initiale de 0,25 MPa sont indiqués dans ce même tableau.

Tous les déplacements sont corrigés et pour les trois niveaux de la deuxième série de mesures sont présentés sur les figures 4.1.10, 4.1.11 et 4.1.12.

Le tableau 4.1.1 montre que les paramètres caractéristiques du comportement mécanique par rapport à une contrainte initiale zéro ne sont pas reproductibles dans les différents cycles.

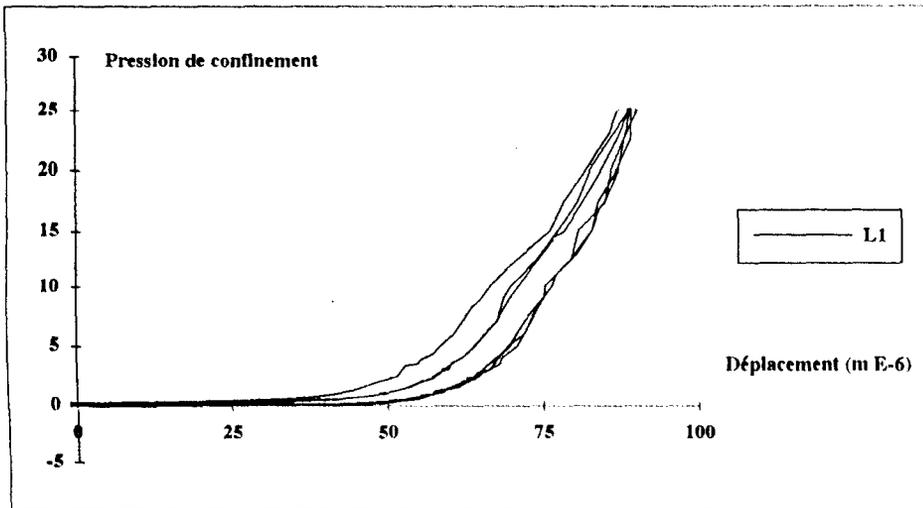


Figure 4.1.10: Fermeture du joint sous contrainte normale (réponse de L1). Deuxième série de chargement-déchargement après correction (contrainte initiale = 0,25 MPa).

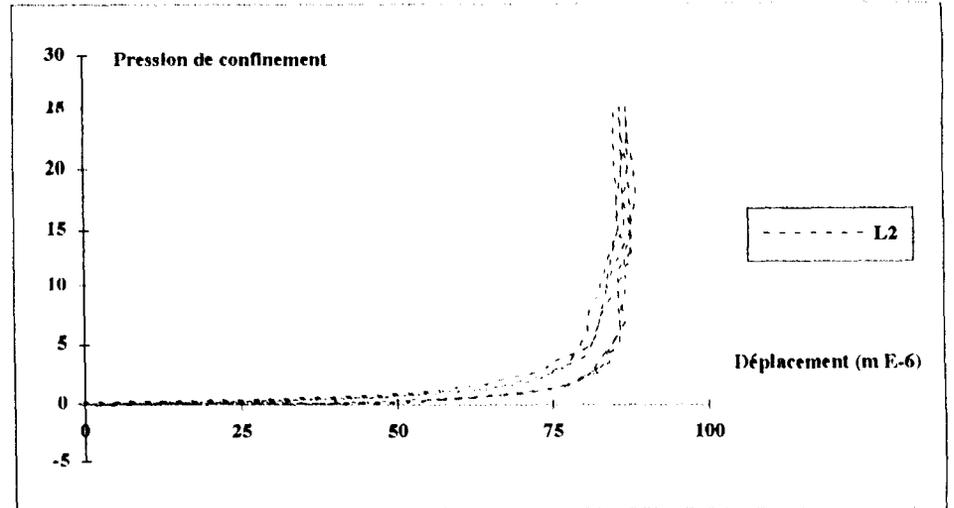


Figure 4.1.11: Fermeture du joint sous contrainte normale (réponse de L2). Deuxième série de chargement-déchargement après correction (contrainte initiale = 0,25 MPa).

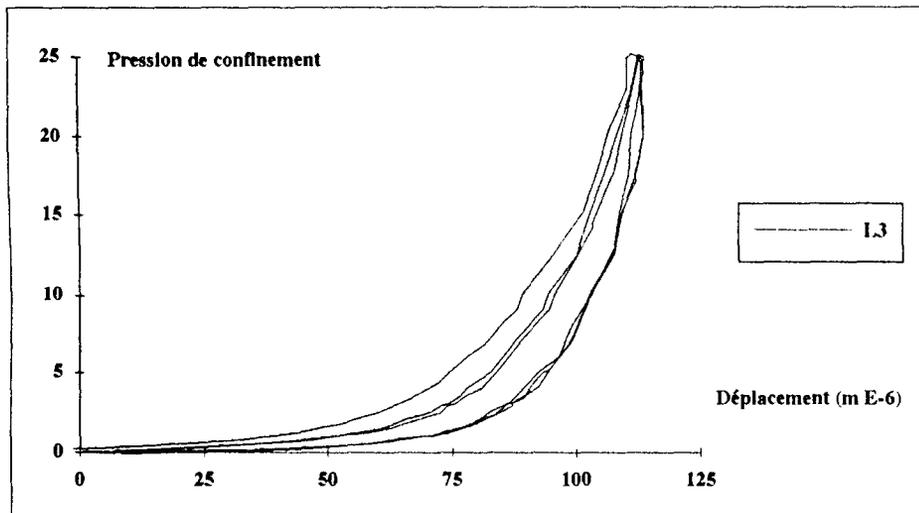


Figure 4.1.12: Fermeture du joint sous contrainte normale (réponse de L3). Deuxième série de chargement-déchargement après correction (contrainte initiale = 0,25 MPa).

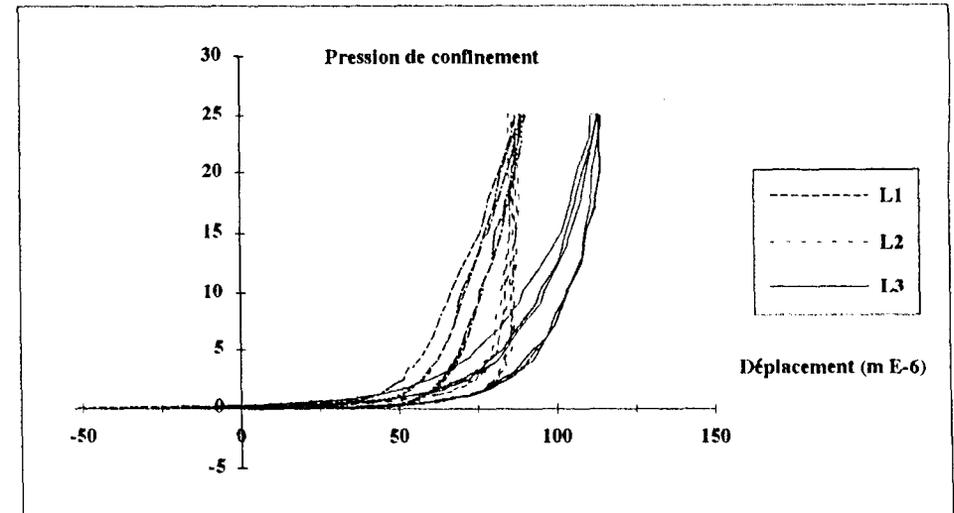


Figure 4.1.13: Fermeture du joint sous contrainte normale (comparaison de L1, L2 et L3). Deuxième série de chargement-déchargement après correction (contrainte initiale = 0,25 MPa).

Par contre, une contrainte initiale de 0,25 Mpa donne une reproductibilité suffisante à ces paramètres aux trois mesures de niveaux différents d'un cycle et pour les trois cycles et également dans les deux séries des essais.

Autrement dit, l'évaluation des déplacements par rapport à la fermeture dû au confinement initial, rend les valeurs absolues des déplacements plus significatives et plus reproductibles. La figure 4.1.13 montre les déplacements du joint par rapport à la contrainte initiale de 0.25 MPa.

On remarque que les déplacements à différents niveaux d'échantillon restent toujours différents mais la dispersion des valeurs de ces déplacements, à chaque endroit, a considérablement diminué. Ainsi les dispersions sont nettement inférieures à celles citées par d'autres auteurs.

Sylvie Gentier (1986), a remarqué que les courbes contrainte-déplacement d'un capteur à l'autre pouvaient être très différentes. La variation entre elles peut atteindre 200% bien que l'allure des courbes se ressemblent parfaitement. Dans nos essais la fermeture maximale n'est pas aussi variable et ceci peut être lié au fait que le chargement est appliqué par une pression de fluide et non par une presse.

Nous avons déjà dit que la moyenne arithmétique des trois mesures sur le joint est susceptible d'être plus représentative du déplacement de joint. Les figures 4-14, 4-15 et 4-16 montrent les moyennes des déplacements pour trois cycles de la deuxième série de chargement-déchargement et la figure 4.1.17 montre une comparaison entre elles.

On voit ainsi que pour les deuxième et troisième cycles de chargement par rapport au premier cycle des déplacements irréversibles apparaissent. Par contre les deuxième et troisième cycles de chargement-déchargements sont parfaitement ressemblants. Les déplacements résiduels de trois décharges sont aussi comparables. En outre une comparaison entre les moyennes des déplacements avant et après le changement de référence (figures 4.1.9 et 4.1.17, contrainte initiale nulle et égale à 0,25 MPa respectivement), montre que les courbes obtenues pour la contrainte initiale de 0,25 MPa ne sont qu'un déplacement des courbes obtenues pour la contrainte initiale nulle.

La fermeture maximale par rapport à une contrainte initiale de 0.25 MPa atteint 96 μ . On remarquera qu'après une pression de confinement de 15 MPa, le joint semble bien fermé. Pourtant on sait que certains vides restent ouverts jusqu'à l'écrasement de la roche.

Ceci nous mène à l'idée d'une "ouverture résiduelle" du joint à la fermeture maximale, qui joue un rôle important en conductivité du joint.

b) Comportement mécanique d'un joint saturé sous contraintes normales avec pression interstitielle: résultats expérimentaux du "deuxième type d'essais".

Nos études expérimentales sur la conductivité des joints nous ont montré une interaction entre la contrainte normale et la pression interstitielle en sollicitant l'ouverture du joint. En outre le manque d'une formulation claire de la pression effective appropriée aux joints rocheux nous a conduits à mettre en oeuvre une série d'essais spécifiques afin de trouver une description objective de l'interaction contrainte normale-pression interstitielle pour ces joints.

La pression interstitielle réduit la force appliquée sur la surface du joint : c'est la notion de contrainte effective. La grandeur de la force opposée à la contrainte normale due à la pression interstitielle, dépend de la surface accessible au fluide interstitiel. Il est donc important de pouvoir expérimentalement mesurer la surface non accessible au fluide dans un état de contrainte donné ou plus généralement mesurer le taux de la pression interstitielle en opposition avec la pression de confinement.

Pour réaliser un essai de couplage nous allons employer des procédures expérimentales utilisées pour les milieux poreux :

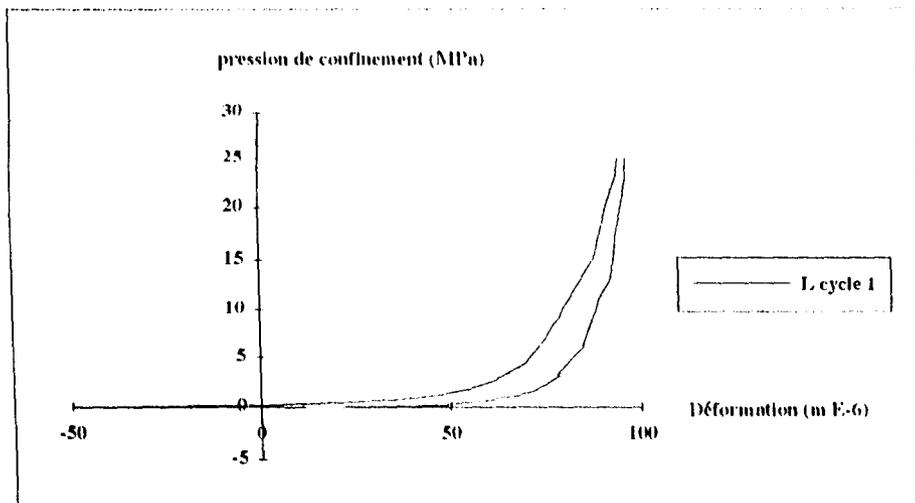


Figure 4.1.14: Fermeture du joint sous contrainte normale. Premier cycle de deuxième série de chargement-déchargement après correction (contrainte initiale = 0,25 MPa).

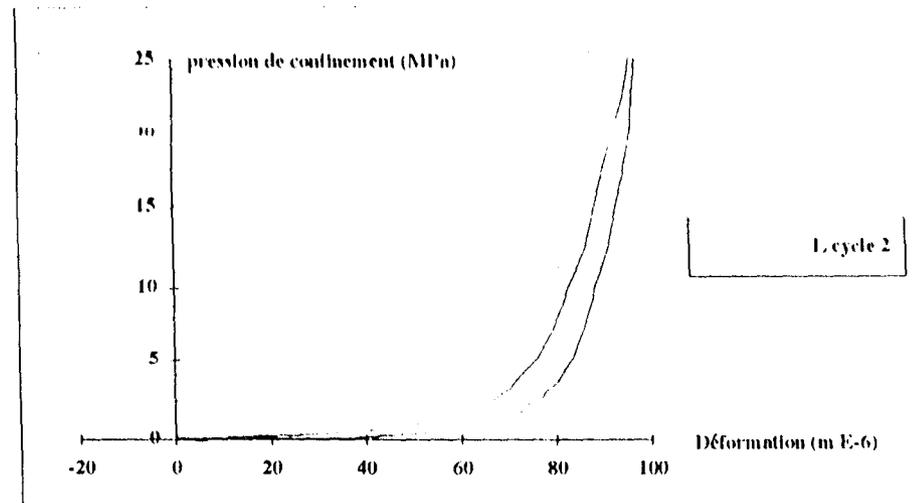


Figure 4.1.15: Fermeture du joint sous contrainte normale. Deuxième cycle de deuxième série de chargement-déchargement après correction (contrainte initiale = 0,25 MPa).

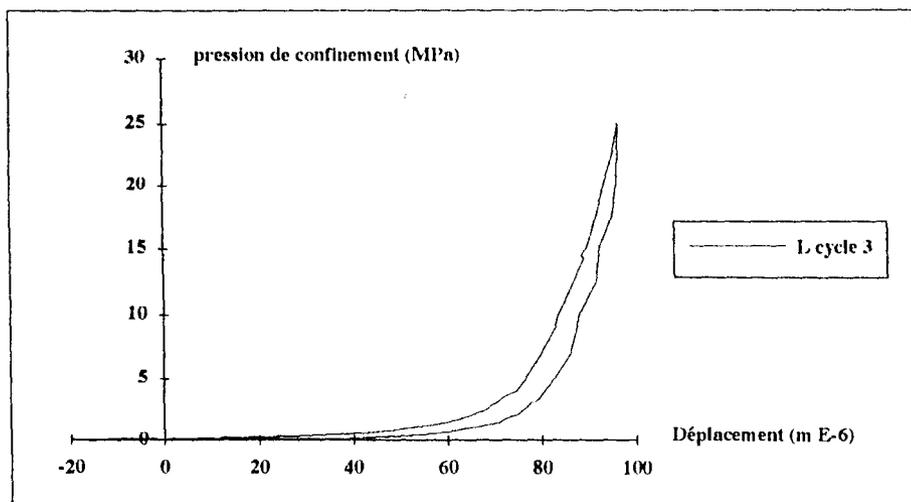


Figure 4.1.16: Fermeture du joint sous contrainte normale. Troisième cycle de deuxième série de chargement-déchargement après correction (contrainte initiale = 0,25 MPa).

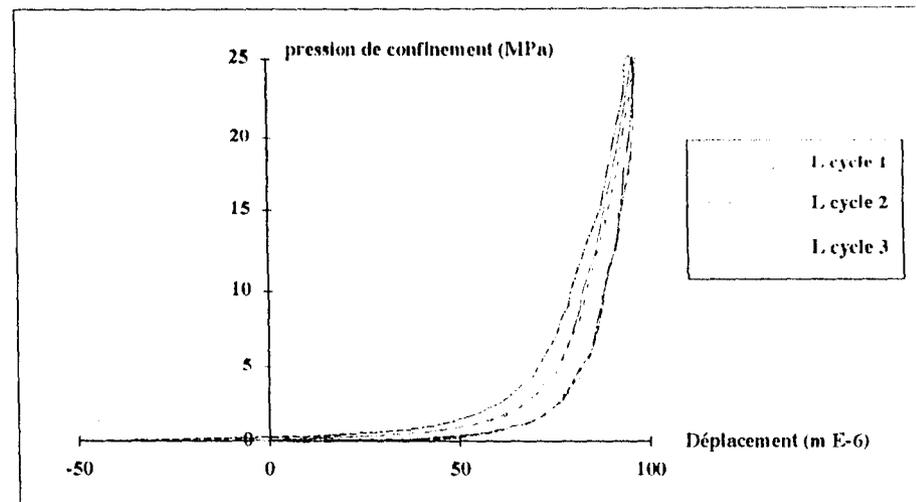


Figure 4.1.17: Fermeture du joint sous contrainte normale. Comparaison entre les 3 cycles de deuxième série de chargement-déchargement après correction (contrainte initiale = 0,25 MPa).

- on augmente la pression de confinement jusqu'à une valeur donnée puis on la garde constante. La courbe contrainte-déplacement obtenue est alors le comportement mécanique du joint sans pression interstitielle. Puisque dans ce premier type d'essai, la pression interstitielle est nulle, la courbe est aussi la courbe de pression effective-déplacement du joint en chargement lorsque la pression est nulle.
- ensuite on procède à une augmentation pas à pas et uniforme de la pression interstitielle dans le joint jusqu'à une valeur légèrement inférieure à la pression de confinement de la fin de l'étape précédente.

Pour chaque augmentation de chargement, on enregistre le déplacement. La courbe de déplacement en fonction de la pression effective apparente (pression du confinement moins pression interstitielle), nous donne une courbe qui a la même allure que la courbe de déchargement de la pression effective-déplacement.

On peut également imposer une pression interstitielle, inférieure à la pression de confinement. Cette pression interstitielle peut être diminuée étape par étape jusqu'à décharge totale de la pression interstitielle. Pour chaque pas le déplacement est enregistré.

La courbe du déplacement en fonction de la pression effective apparente (pression de confinement moins pression interstitielle), nous donne une courbe qui a même allure que la courbe de chargement de la pression effective-déplacement.

Au prochain chapitre nous montrerons que ces comparaisons permettent, avec certaines hypothèses, de déterminer le taux de surface en contact du joint (ou le taux de surface accessible au fluide) à des pressions interstitielles et confinement donnés, et finalement de décrire le couplage hydromécanique du joint rocheux.

Pour le granite, ces essais ont été réalisés aux confinements de 7,5 et 15 MPa. La figure 4.1.18 montre les déplacements du joint dus à ces chargements. Pour le premier cycle d'essais de couplage à 7,5 MPa de confinement (figure 4.1.19), on a commencé à appliquer la pression interstitielle. Après que la pression interstitielle atteigne 7,4 MPa, la phase du déchargement de la pression interstitielle commence. Quand ce cycle est terminé, la fermeture du joint est plus grande qu'au début de l'essai.

La courbe du déplacement en fonction de la pression effective apparente (figure 4.1.19) a la même allure que celle obtenue lors des essais sans pression interstitielle dans ces chemins croissant et décroissant.

Le deuxième cycle d'essai commence après ce premier cycle par un chemin décroissant et à la fin d'essai on retrouve la même fermeture maximale qu'à la fin du premier cycle. Pour le troisième essai seulement le chemin croissant a été réalisé donc les courbes commencent à une pression interstitielle maximale (7,4 MPa) et cet essai se termine par la décharge de cette pression.

Cet essai confirme l'allure des courbes obtenues précédemment et la fermeture maximale flotte entre les valeurs trouvées par le premier cycle d'essais.

Après cet essai, la pression du confinement a été portée à 15 MPa et deux essais de décharge de la pression interstitielle de 14,4 MPa jusqu'à zéro ont été réalisés (figure 4.1.20). Les déplacements obtenus lors de ces essais sont présentés en fonction de la "pression effective apparente" (pression de confinement moins pression interstitielle).

Après ces essais, comparons les courbes pression effective apparente-déplacement avec celles à pression interstitielle du nulle. Cette comparaison est présentée sur la figure 4.1.21. Les courbes ont la même allure mais ne sont pas superposables.

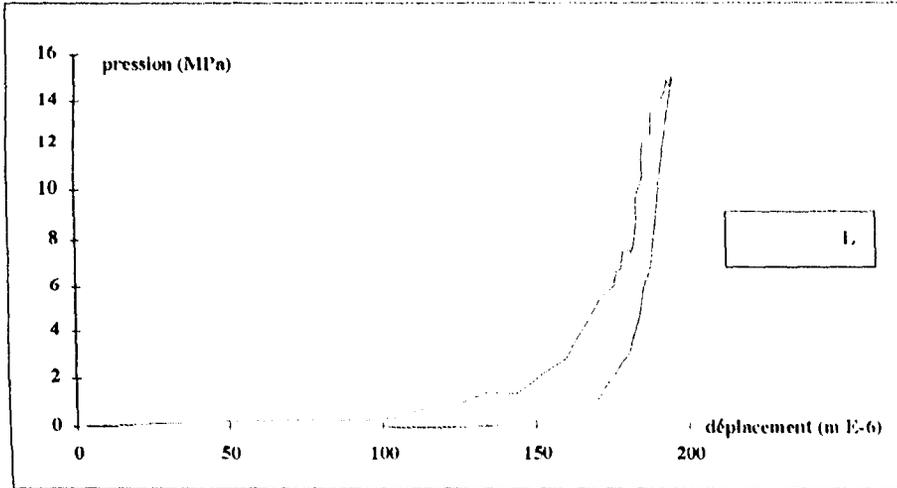


Figure 4.1.18: Variation du déplacement en fonction de la pression de confinement. La pression interstitielle = 0 (premier type d'essais).

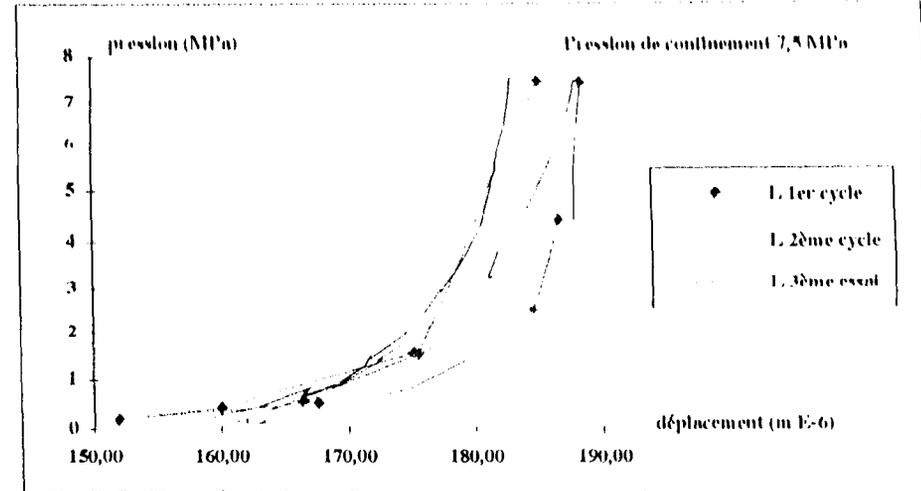


Figure 4.1.19: Variation du déplacement en fonction de la pression de confinement moins la pression interstitielle. Deuxième type d'essais (pression de confinement 7,5 MPa)

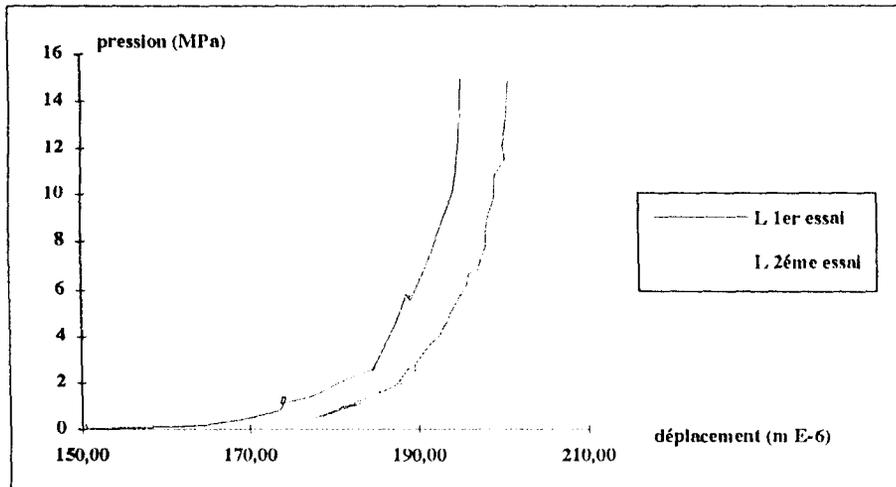


Figure 4.1.20: Variation du déplacement en fonction de la pression de confinement moins la pression interstitielle. A pression de confinement constant = 15 MPa et à pression interstitielle décroissante.

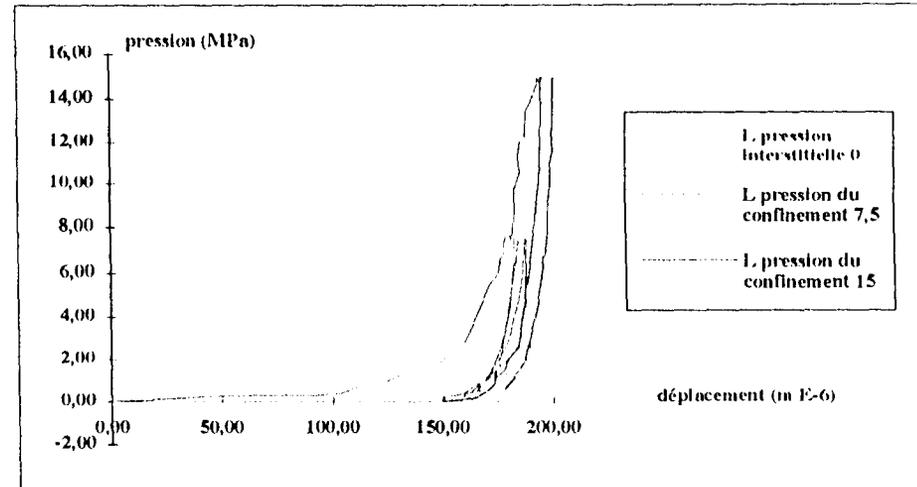


Figure 4.1.21: Comparaison entre les premiers et les deuxièmes types d'essais

On constate une différence systématique entre les courbes des deux types des essais, ce qui montre que la formulation de Terzaghi pour la pression effective dans les joints n'est pas valable.

c) Comportement hydromécanique et l'écoulement dans le joint : résultats expérimentaux du "troisième type d'essais".

Considérant la géométrie variable des vides entre les deux parois du joint, la première chose qui nous a interpellé pour la conductivité du joint, et sa variation sous la contrainte normale, a été le profil de pression interstitielle. La seconde, a été la notion d'ouverture du joint qui représente l'ensemble des vides et leur relation entre eux. Ces préoccupations se manifestent clairement dans notre dispositif, lequel met un accent particulier sur les mesures d'ouverture et de pressions interstitielles.

Essais d'injection à pression de confinement donnée

A une pression du confinement donnée, les injections sont possibles jusqu'à 1 MPa voire 0,5 MPa en dessous de la pression du confinement.

Puisque la démarche et les résultats obtenus se ressemblent, nous allons présenter les détails de la démarche et les résultats pour les essais à 10 MPa de pression de confinement sur les figures 4.1.22 jusqu'à 4.1.29. Les figures 4.1.22 à 4.1.25 vont servir pour la vérification d'état permanent des écoulements. Les figures 4.1.26 à 4.1.29 montrent les variations de différentes mesures.

Des essais similaires ont été réalisés aux pressions de confinement de 1; 3; 5; 7,5, 10 et 15 MPa et après le traitement des données sont présentés sur les figures 4.1.30 à 4-33 en fonction de la pression d'injection.

Enfin les figures 4-34 à 4-37 présentent les profils des pressions interstitielles des essais.

Pour commencer les essais d'injection à 10 MPa de confinement, tous les capteurs de pression interstitielle sont mis à zéro. La pression du confinement est ensuite augmentée jusqu'à 10 MPa. La pression d'injection de premier essai est 0,5 MPa et il est suivi par les essais d'injection à 1, 2, 3, 5, 6, 7, 8, 9 et 9,5 MPa. Nous appelons ces essais, les essais d'écoulement à confinement constant à chemin croissant de pression d'injection.

Ensuite sans changement de pression de confinement, les essais sont poursuivis aux pressions d'injection de 9, 8, 7, 6, 5, 4, 3, 2, et 1 MPa. Ces essais consistent le chemin décroissant de pression d'injection à 10 MPa de la pression de confinement.

Les réponses synchronisées des capteurs de déplacements (LVDT), des jauges de pression interstitielle, de pression d'injection et de pression de confinement sont présentées sur les figures 4.1.22 à 4.1.25.

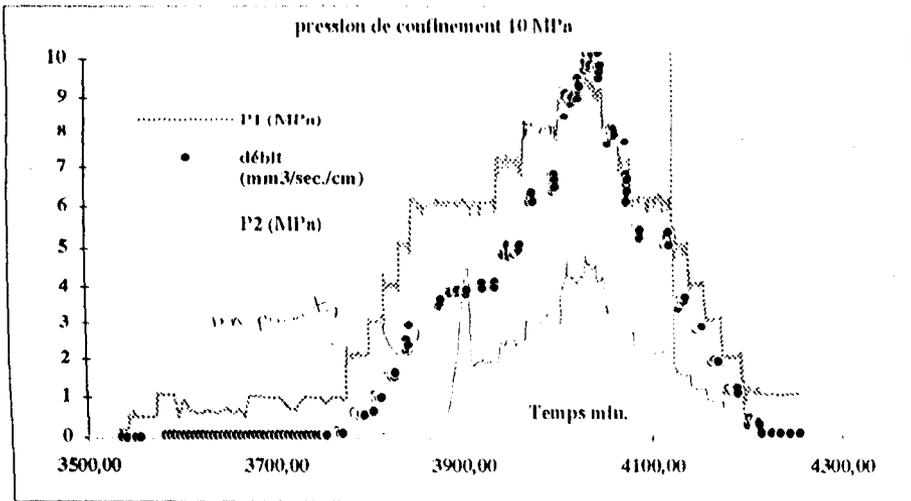


Figure 4.1.22: Vérification de la stabilité de la pression d'injection (P1) et de la pression interstitielle de (P2). Pression de confinement = 10 MPa.

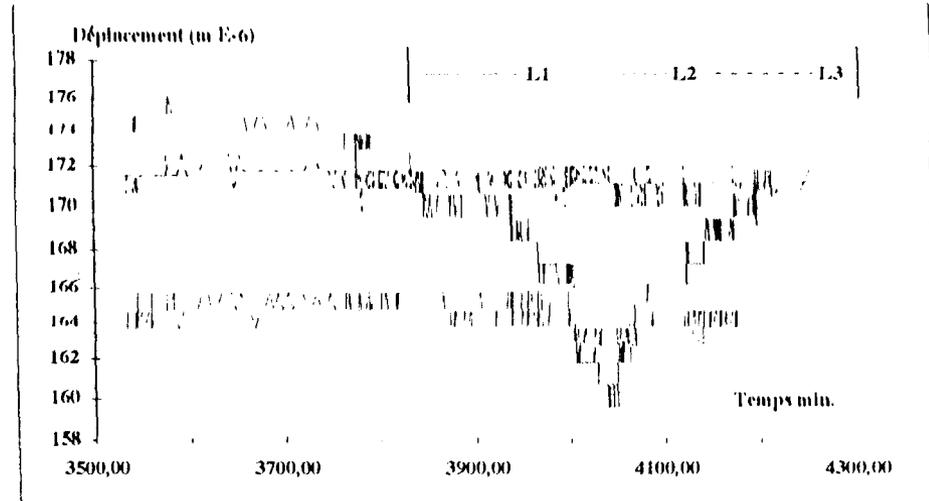


Figure 4.1.23: Evolution des déplacements (L1, L2 et L3) par rapport à une référence prise au départ des essais d'injections à confinement de 10 MPa.

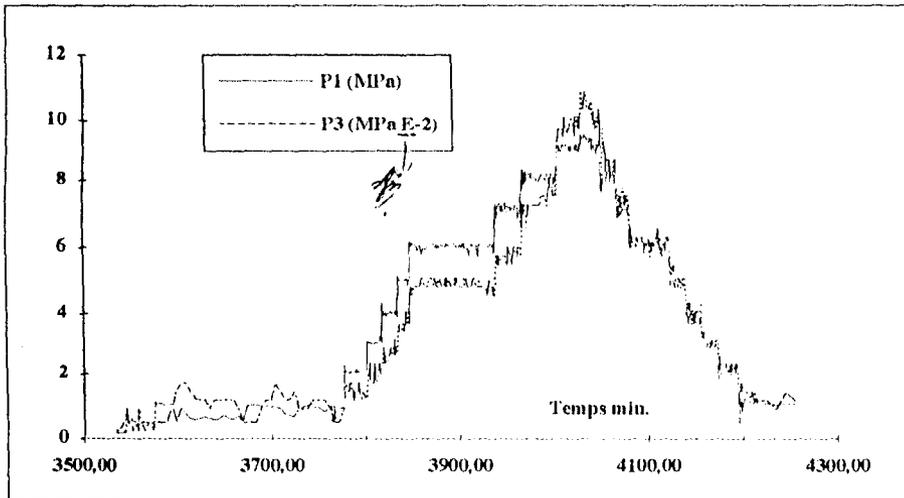


Figure 4.1.24: Comparaison entre P1 et P3 pour l'essai à pression de confinement = 10 MPa.

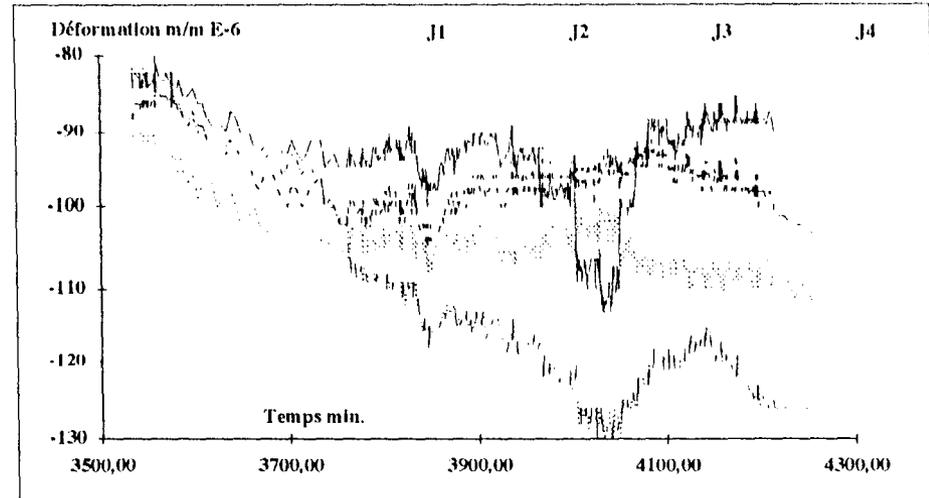


Figure 4.1.25: Réponses des jauges pour différentes pressions d'injections à pression de confinement constante = 10 MPa.

Les figures précédentes montrent que la distribution des surfaces en contact change en fonction des pressions interstitielles et donc, modifie la distribution locale du champ de déformation de la matrice rocheuse.

Dans le cas d'un écoulement laminaire entre parois parallèles, avec une géométrie homogène et constante de l'ouverture, le profil de pression interstitielle est évidemment linéaire donc la sollicitation hydraulique peut être identifiée par le gradient hydraulique. Par contre, dans nos essais on ignore pour le moment, la forme de ce profil (courbe de la perte de charge hydraulique). En conséquence, la sollicitation hydraulique de chaque essai sera identifiée par les pressions d'injection et de drainage qui s'applique aux extrémités du joint. En ajoutant la pression de confinement, on aura la configuration des sollicitations qui sera également le repère de présentation de chaque essai.

Le débit sera présenté par rapport à ce repère mais on peut le normaliser par rapport à l'unité de la largeur perpendiculaire à la direction de l'écoulement. Si on veut comparer les résultats expérimentaux des essais sur différents échantillons il faut se rappeler que les charges hydrauliques s'appliquent à la longueur de chaque échantillon, laquelle n'est pas tout à fait constante d'un essai à l'autre.

Pour les essais à la pression de confinement de 10 MPa présentés ici, la pression de drainage était nulle et la pression d'injection peut représenter les essais. Après vérification d'obtention de l'état permanent pour chaque injection, le débit, les déplacements, les pressions interstitielles et les déformations de cet essai sont mesurées. Les résultats obtenus ainsi, en fonction de la pression d'injection sont présentés sur les figures 4.1.26 à 4.1.29.

Les courbes de couleur claire donnent les résultats du chemin croissant et les courbes de couleur foncée, ceux de chemin décroissant de la pression d'injection. La figure 4.1.26 montre la variation des déformations de la matrice granitique. Elle ne révèle pas grand chose sinon que les déplacements transversaux flottent dans un intervalle pour chaque essai et cet intervalle est constant et réversible pour différentes injections. Par contre, les déformations longitudinales flottent dans un intervalle qui varie par rapport à la pression d'injection. Dans tous les cas, ces images montrent que l'injection dans le joint affecte les déformations de la matrice et met en évidence le changement de la surface en contact du joint.

b) Effet d'écoulement sur l'ouverture du joint

Les déplacements à différents niveaux du joint granitique sous un confinement de 10 MPa en fonction de la pression d'injection sont donnés par la figure 4.1.27. La fermeture du joint en haut de l'échantillon (L_3), ne varie pas de façon significative en fonction de l'écoulement, ni dans le chemin croissant, ni dans le chemin décroissant de pression d'injection.

Au milieu de l'échantillon le déplacement (L_2) ne varie qu'à partir de 8 MPa de pression d'injection et sa variation reste très limitée (au maximum deux microns en injection de 9.5 MPa). Par contre, en bas de l'échantillon le déplacement (L_1) réagit très vite au changement de la pression d'injection. On peut constater une ouverture de 16 microns pour une pression d'injection de 9.5 MPa. Le joint paraît plus ouvert (jusqu'à 5 microns) dans le chemin décroissant par rapport au chemin croissant de pression d'injection à la même pression d'injection.

La première comparaison entre les trois mesures de déplacements, montre que les valeurs de (L_1) sont très sensibles à la variation de la pression d'injection tandis que pour les autres points, on ne constate pas de grandes variations de déplacements.

Rappelons que la pression interstitielle est égale à la pression d'injection en bas de l'échantillon et inférieure à la moitié de la pression d'injection au milieu de l'échantillon. En outre et de manière générale, le joint reste plus ouvert dans le chemin décroissant par rapport au chemin croissant de pression d'injection.

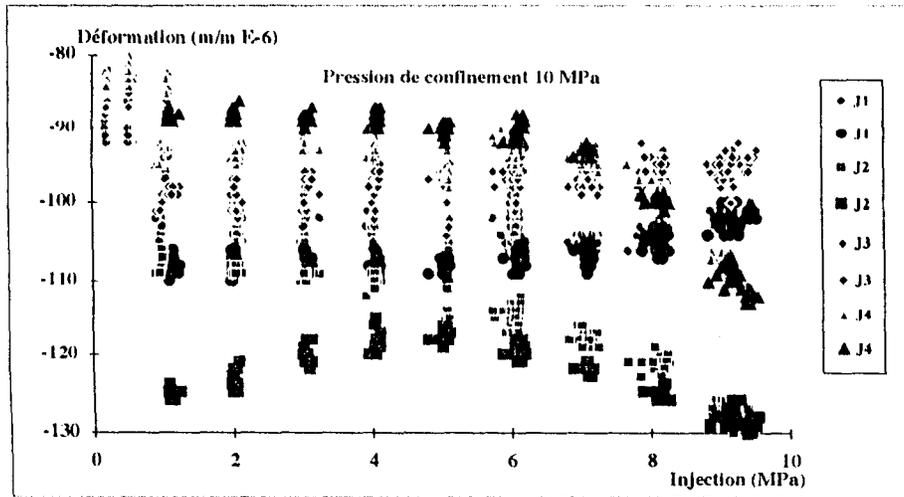


Figure 4.1.26: Variation des déformations en fonction de la pression d'injection. Les couleurs claires montrent le chemin croissant et les couleurs foncées montrent le chemin décroissant de pression d'injection.

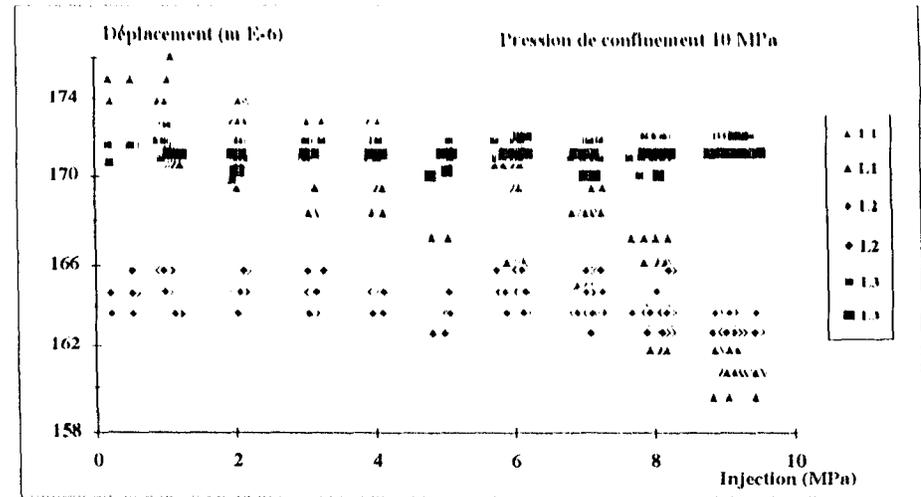


Figure 4.1.27: Variation des déplacements en fonction de la pression d'injection. Les couleurs claires montrent le chemin croissant et les couleurs foncées montrent le chemin décroissant de pression d'injection.

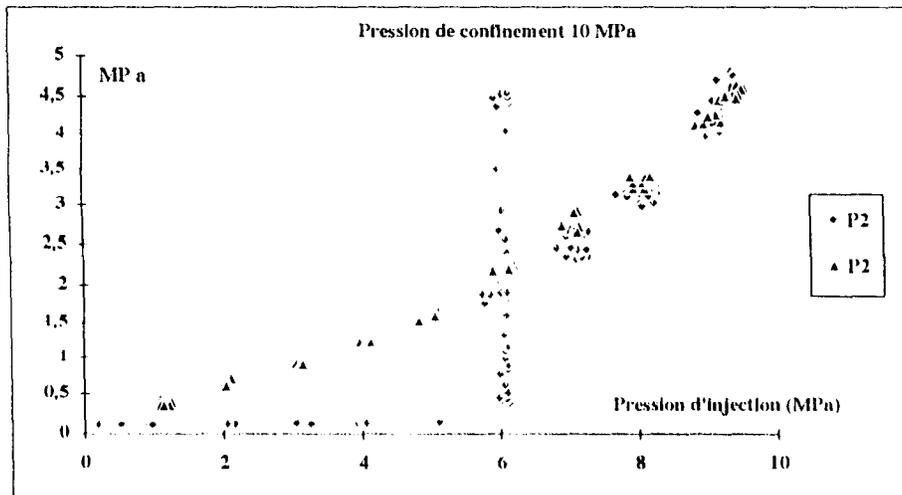


Figure 4.1.28: Variation de P2 en fonction de la pression d'injection. Les couleurs claires montrent le chemin croissant et les couleurs foncées montrent le chemin décroissant de pression d'injection.

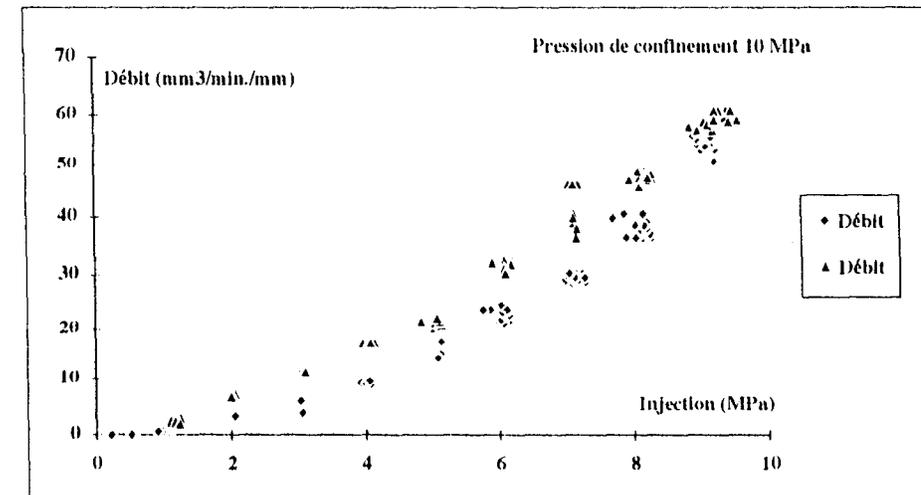


Figure 4.1.29: Variation du débit en fonction de la pression d'injection. Les couleurs claires montrent le chemin croissant et les couleurs foncées montrent le chemin décroissant de pression d'injection.

Des essais similaires sont réalisés avec d'autres pressions de confinement notamment de 1 ; 3 ; 5 ; 7,5 et 15 MPa. Ces essais sont aussi réalisés avec des pressions de drainage nulles et la direction des écoulements était du bas vers le haut. L'ensemble des déplacements enregistrés au niveau bas (L_1) et au milieu (L_2) de l'échantillon en fonction de la pression d'injection, reportés sur les figures 4.1.30 et 4.1.31 respectivement. Chaque courbe est attribuée à un confinement constant. Elles ont la même allure que pour les essais à 10 MPa de pression de confinement. Les déplacements au niveau haut de l'échantillon (L_3) n'ont pas varié durant tous les tests.

Ces essais révèlent deux points importants. Tout d'abord la géométrie des vides entre les aspérités des surfaces du joint peut être affectée par la pression interstitielle. La variation de la géométrie des vides change l'ouverture moyenne du joint et ainsi, influence le comportement mécanique du joint. En outre, les points de liaison entre les vides change aussi, ceci a une double influence sur la conductivité du joint et sur les grandeurs locales des pressions interstitielles.

c) Débit et conductivité du joint

A chaque sollicitation de l'échantillon par les pressions de confinement, d'injection et de drainage et une fois que l'état de l'écoulement est stationnaire, le débit est calculé par la mesure du volume de fluide évacué dans un temps donné. Les résultats de ces calculs pour les essais à une pression de confinement de 10 MPa, sont présentés sur la figure 4.1.29. La pression de drainage pour tous les essais était nulle. Les données du chemin croissant de la pression d'injection sont présentées à côté des données du chemin décroissant de pression d'injection. Des courbes similaires obtenues aux autres confinements sont présentées sur la figure 4.1.33.

Dans tous les essais, les débits du chemin décroissant de pression d'injection sont plus grands que celui du chemin croissant. Un autre point commun entre les essais aux différents confinements est une grande partie linéaire de la courbe débit-pression d'injection. C'est à la fin de chaque courbe (pression du confinement moins pression d'injection < 2 MPa) que ces courbes perdent leur linéarité. En outre, on remarque que l'augmentation de la pression de confinement induit une forte réduction du débit.

d) Profil de la pression interstitielle

L'échantillon granitique a une hauteur de 113,5 mm. Le premier capteur de la pression interstitielle (P_2) était installé à 35 mm et le deuxième capteur (P_3) à 69,5 mm du bas de l'échantillon. Cette configuration non symétrique des points de mesure est prise pour deux raisons : tout d'abord, dans le cas d'une variation rapide de la pression interstitielle au voisinage du point d'injection, on capte des données qui montrent ces variations plus efficacement. Ensuite, dans l'hypothèse d'une perte de charge hydraulique linéaire, pour les injections du bas ($P_1 =$ pression d'injection) avec un drainage libre ($P_4 = 0$) on va trouver $P_2 = 69,2 \% P_{\text{injection}}$ et $P_3 = 38,8 \% P_{\text{injection}}$, par contre, si l'on injecte en haut de l'échantillon ($P_4 =$ pression d'injection) avec drainage libre ($P_1 = 0$) on trouve $P_2 = 30,8 \% P_{\text{injection}}$ et $P_3 = 61,2 \% P_{\text{injection}}$ ainsi la linéarité peut être vérifiée sur six points du profil.

Nous allons commencer la présentation des résultats expérimentaux par les essais à 10 MPa de pression de confinement. Les figures 4.1.22 et 4.1.24 donnent des valeurs inférieures à 50 % de la pression d'injection pour P_2 et de l'ordre de 1 % de la pression d'injection pour P_3 . Pourtant, particulièrement la figure 4.1.25, avec des valeurs très faibles de P_3 , montre que les capteurs sont sensibles à la variation de pression d'injection et par conséquent, que l'on peut se fier à ces mesures.

La variation de P_2 en fonction de la pression d'injection est présentée sur la figure 4.1.23. Les valeurs de P_2 , dans le chemin croissant et jusqu'à la pression d'injection de 6 MPa, restent inférieures à 0,5 MPa. A ce moment, on voit une augmentation rapide de P_2 qui se stabilise à 2,5 MPa. De 6 à 9,5 MPa de la pression d'injection, P_2 reste un peu inférieure à 50 % de la pression d'injection.

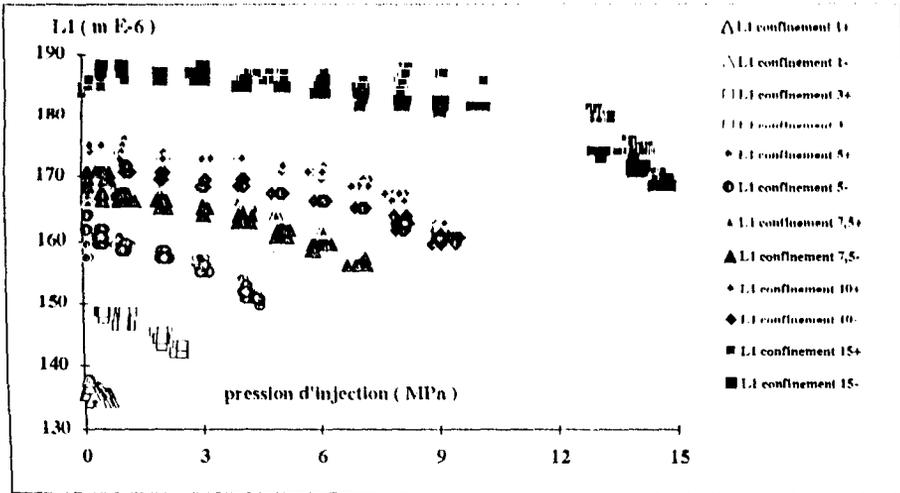


Figure 4.1.30: Variation de L1 en fonction de la pression d'injection (Pression de drainage = 0). Les signes (+) et (-) montrent les chemins croissants et décroissants de pression d'injection.

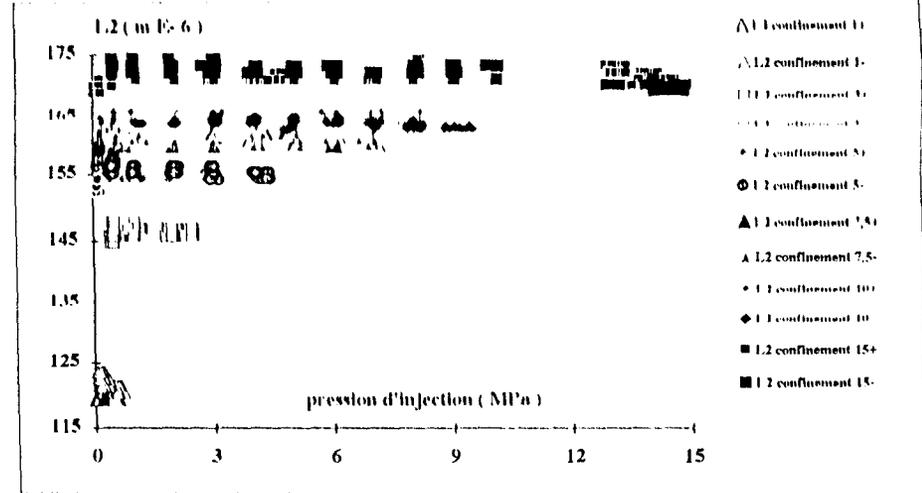


Figure 4.1.31: Variation de L2 en fonction de la pression d'injection (Pression de drainage = 0). Les signes (+) et (-) montrent les chemins croissants et décroissants de pression d'injection.

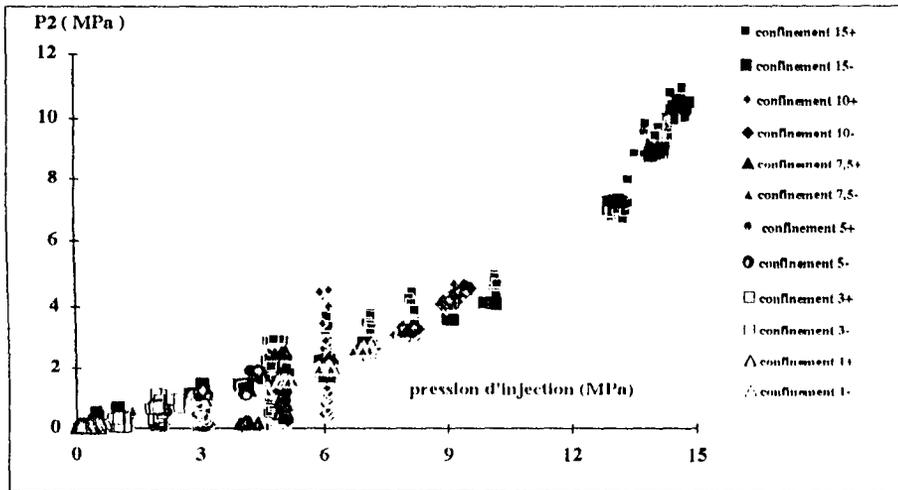


Figure 4.1.32: Variation de P2 en fonction de la pression d'injection (Pression de drainage = 0). Les signes (+) et (-) montrent les chemins croissants et décroissants de pression d'injection.

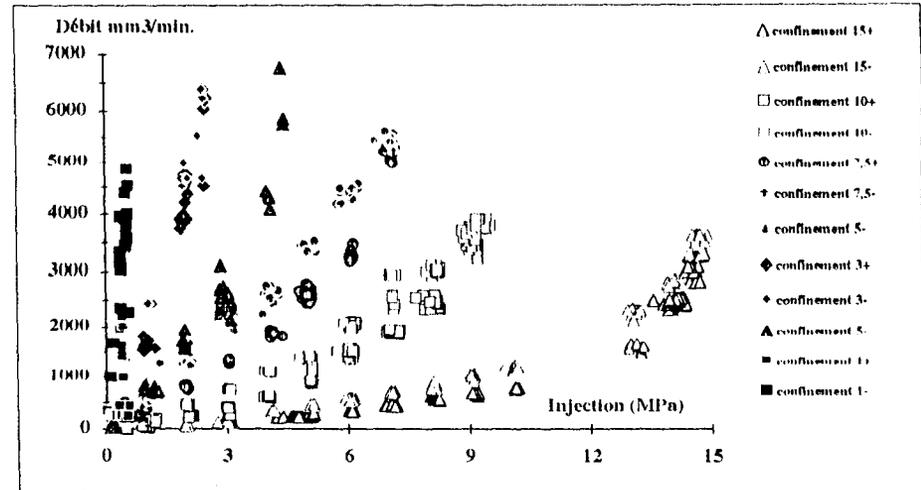


Figure 4.1.33: Variation de débit en fonction de la pression d'injection (Pression de drainage = 0). Les signes (+) et (-) montrent les chemins croissants et décroissants de pression d'injection.

Les valeurs de P_2 dans le chemin décroissant sont un peu supérieures aux valeurs du chemin croissant, avec une variation régulière jusqu'à la pression d'injection nulle. La figure 4.1.32 présente ces mêmes courbes obtenues pour d'autres pressions de confinement. On trouve une parfaite similitude des allures de courbes. Le changement instantané de P_2 dans le chemin croissant de pression d'injection à certaines pressions d'injection, apparaît aussi dans un autre confinement. En ce qui concerne la pression P_3 , elle reste toujours très faible et cela quel que soit la pression de confinement.

Pour affiner nos observations et généraliser les remarques présentées à propos des pressions interstitielles, nous avons lancé des essais supplémentaires en changeant la pression de drainage dans les chemins croissants ou décroissant de pression d'injection. Une fois ces essais terminés, on a changé la direction de l'écoulement et répété les essais. Quelques profils de pressions interstitielles ainsi obtenues par 4 points de mesures dans l'état permanent d'écoulement pour différentes injections aux pressions de confinement de 5 ; 7,5 ; 10 et 15 MPa sont montrés sur les figures 4.1.34 à 4.1.37.

Les profils des pressions interstitielles à la pression de confinement de 5 MPa (relativement faible) montrent que, pratiquement, la variation de pression interstitielle s'effectue entre P_1 et P_3 (figure 4.1.34). En ce qui concerne la pression P_2 , jusqu'à 3 MPa d'injection dans le chemin croissant des pressions d'injection, celle-ci reste faible (phénomène déjà décrit). Après 4,5 MPa, la pression P_2 atteint une valeur telle que le profil $P_1P_2P_3$ soit linéaire. Dans le chemin décroissant des pressions d'injection, P_2 reste très proche des valeurs d'un profil linéaire entre P_1 et P_3 .

La figure 4.1.35 montre les profils des pressions interstitielles obtenues pendant les essais à 7,5 MPa de pression de confinement. Ces profils commencent par les profils d'injection en bas à 4, 5, 6 et 7 MPa avec la pression de drainage nulle ($P_1 > P_4$). Les valeurs de P_2 sont à peu près égales à celles correspondant à une distribution linéaire de pression entre P_1 et P_3 , par contre les valeurs de P_3 restent toujours très faibles. A 7 MPa de pression d'injection, on a augmenté la pression de drainage. Immédiatement, on voit l'augmentation de P_3 et pratiquement la variation de pression s'effectue entre P_1 et P_3 . En conséquence, on peut conclure que les liaisons entre le front de drainage (P_4) et le point de mesure de (P_3), ont lieu par des vides de grande dimension (peu de résistance hydraulique). Par contre, les ouvertures liées entre le front d'injection (P_1) et le point de mesure de (P_3) ont des petites dimensions et /ou les liaisons entre eux ne sont pas bien développées. Pour concrétiser ces remarques on peut regarder les profils lors de l'injection en haut ($P_4 > P_1$).

Pour les injections de 3, 4 et 5 MPa et pression de drainage nulle, la perte de charge hydraulique entre (P_4) et (P_3), et entre (P_2) et (P_1) et les valeurs de (P_2) sont très faibles. A 6 MPa de pression d'injection, la pression (P_2) a un saut instantané et à 7 MPa de pression d'injection, il n'y a pratiquement plus de perte de charge hydraulique entre (P_4) et (P_2) et la totalité de cette charge, s'effectue entre (P_2) et (P_1). Avec cette pression d'injection en haut de l'échantillon, on a augmenté la pression de drainage à 3, puis à 5 et 6,3 MPa : la situation reste inchangée. Evidemment, les remarques précédentes sont confirmées.

Nous avons continué ces essais avec des confinements plus élevés. On voit une parfaite répétition des situations d'essais à 5 MPa, à 10 MPa de confinement sur la figure 4.1.36 et celles de 7,5 MPa, à 15 MPa de confinement sur la figure 4.1.37. Ces essais ont changé radicalement notre vision à propos du champ de pression interstitielle et de sa mesure. On sait que la distribution de la pression interstitielle entre le front d'injection et le front de drainage du joint dépend de la géométrie des vides et de la relation entre eux, donc, localement on s'attend à avoir un champ de pression interstitielle aussi irrégulier que la géométrie des vides. D'après les résultats obtenus, on remarque une sensibilité des profils de pression interstitielle à la variation de chargement hydraulique ou au confinement. C'est la manifestation claire de la relation entre géométrie des vides et les différentes sollicitations appliquées.

En outre, on ne trouve pas une grande ressemblance entre les profils de même charge hydraulique et de pression de confinement mais avec des directions différentes de l'écoulement. Ainsi, nos mesures restent toujours sous l'influence des effets locaux de vides et la généralisation des mesures doit être faite avec beaucoup de précaution.

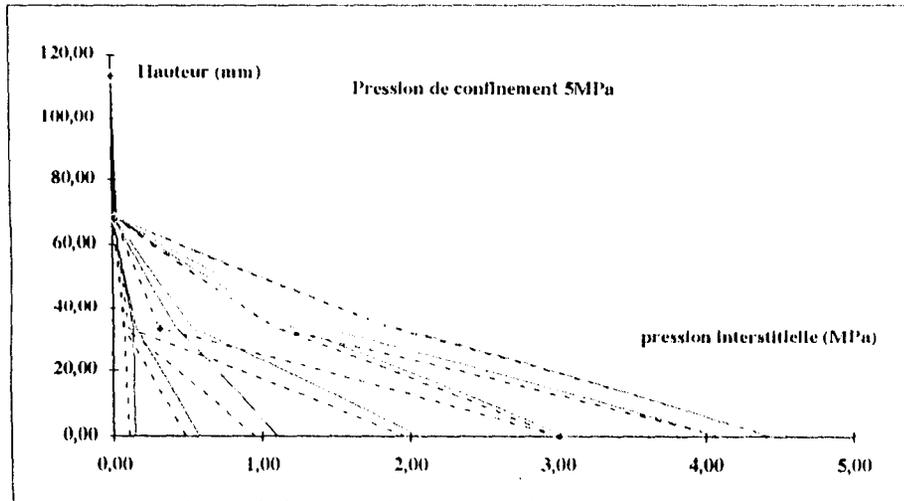


Figure 4.1.34: Réponses des capteurs de pressions entre la position d'injection et la position de drainage pour différentes pressions d'injections. Pression de confinement = 5 MPa.

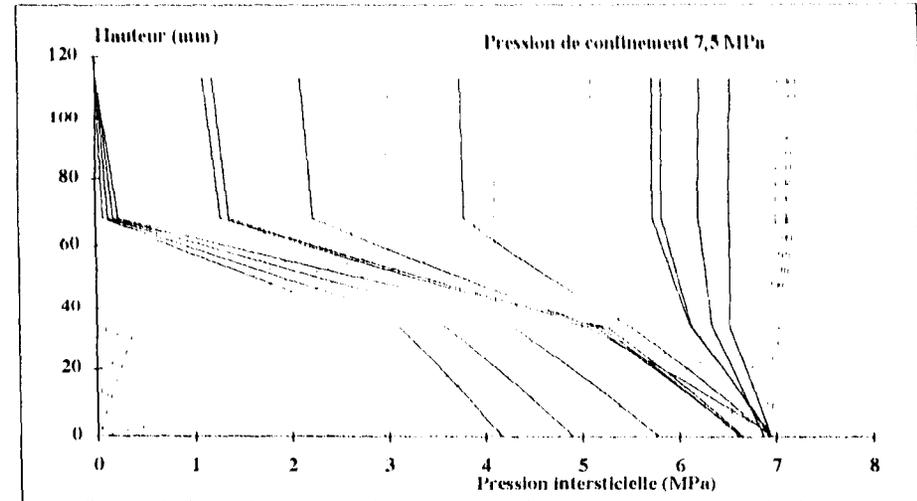


Figure 4.1.35: Réponses des capteurs de pressions entre la position d'injection et la position de drainage pour différentes pressions d'injections. Pression de confinement = 7,5 MPa.

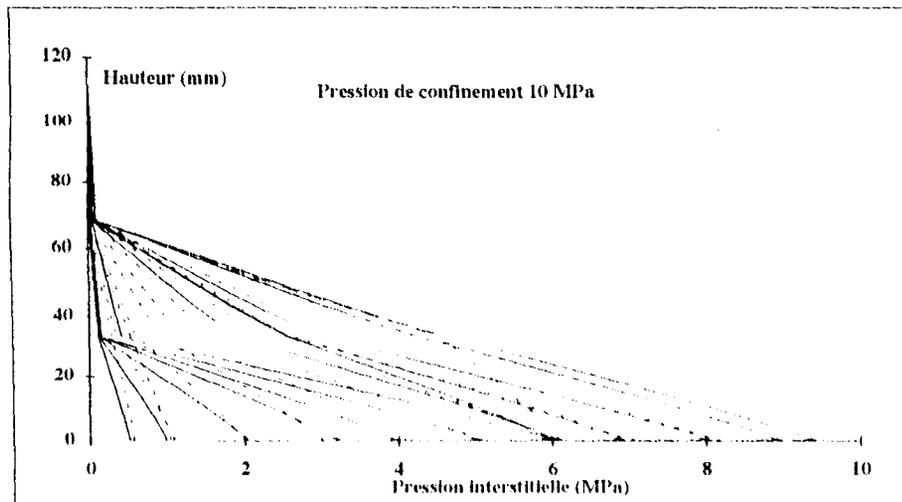


Figure 4.1.36: Réponses des capteurs de pressions entre la position d'injection et la position de drainage pour différentes pressions d'injections. Pression de confinement = 10 MPa.

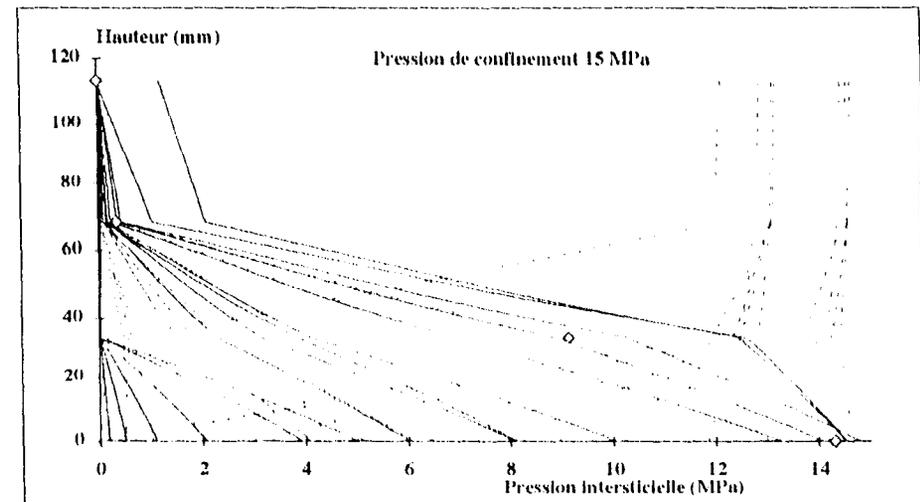


Figure 4.1.37: Réponses des capteurs de pressions entre la position d'injection et la position de drainage pour différentes pressions d'injections. Pression de confinement = 15 MPa.

4.2- RESULTATS DES ESSAIS SUR UN MARBRE

Le deuxième joint étudié était un joint de marbre dont les dimensions et les positions des équipements de l'échantillon sont données par la figure 4.2.1

4.2.1- Introduction et caractéristiques pétrographiques, physiques et mécaniques du marbre utilisé.

Le marbre utilisé est le marbre de St. Pons. D'après Gordo (1990) ce marbre du Gothlandien est caractérisé par une teneur de 98% de CaCO_3 , d'une porosité de 2,5% et d'une granulométrie assez serrée avec une taille moyenne de grains d'environ 250 μ . Le module d'Young de 62000 MPa et le coefficient de Poisson de 0,26 sont constants entre 5 et 40 MPa de pression de confinement. La photo 4.2.1 montre l'apparence et l'aspérité de ce joint.

4.2.2- Comportement mécanique sous contrainte normale, sans pression interstitielle : résultats expérimentaux du "premier type d'essais"

Le premier et le deuxième cycles de chargement-déchargement du joint de ce marbre ont été réalisés au cours des essais d'écoulement. Les cycles suivants ont été effectués après la décharge du deuxième cycle. Il est bien connu que les effets d'irréversibilité d'une partie des fermetures ont lieu principalement au cours du premier cycle. Puisqu'après ce premier cycle ces effets irréversibles ne sont quasiment plus présents, nous avons préféré réaliser les essais du "troisième type" au cours de ce premier cycle. Ainsi pour dégager les caractéristiques mécaniques du joint au cours de cet essai et malgré l'interaction des sollicitations mécanique et hydraulique, nous prendrons les résultats correspondant au comportement mécanique du joint lorsque la pression interstitielle est nulle lors des essais du "troisième type".

Les déplacements mesurés par les capteurs de déplacement sont montrés sur la figure 4.2.2. Les remarques effectuées sur le joint granitique sont retrouvées :

- les déplacements à contrainte normale imposée, pour les différents cycles, ne sont pas égaux pour le chemin croissant et le chemin décroissant,
- les courbes de contrainte déplacement sont fortement non-linéaires,
- les déplacements augmentent très rapidement sous faibles niveaux de contrainte (1-2 MPa de pression du confinement).
- l'asymptote de la courbe contrainte-déplacement apparaît autour d'une valeur de 15 MPa de la contrainte normale.

Les procédures de mesures et de calculs sont les mêmes que celles utilisées pour le joint granitique. La moyenne des mesures aux trois niveaux de l'échantillon est donnée par la figure 4.2.3. Cette figure montre aussi les courbes contrainte-déplacements de ce joint après correction. Ainsi, on obtient les courbes de comportement mécanique pour le premier type d'essais.

Les déplacements corrigés du joint sous 4 cycles de chargement-déchargements sont montrés sur la figure 4.2.4. Pour comparer les différents cycles, il nous faut faire une remarque entre le premier et le deuxième cycle. Au début du chargement du premier cycle, l'augmentation du déplacement n'est pas aussi forte que pour le cycle suivant ; de même le déplacement résiduel de ce premier cycle est faible aussi, par rapport au cycle suivant. Une explication peut être donnée à partir des conditions d'essais.

En effet, au cours du premier cycle et à cause de la forte conductivité du joint et de l'insuffisance du débit d'injection de la pompe, nous n'avons pas pu imposer une pression d'injection élevée (0,1 MPa de pression d'injection sous 15 MPa de pression de confinement et utilisant le débit maximum de la pompe). Donc, en attente d'une tête plus puissante pour la pompe, le déchargement était réalisé à 15 MPa de pression de confinement.

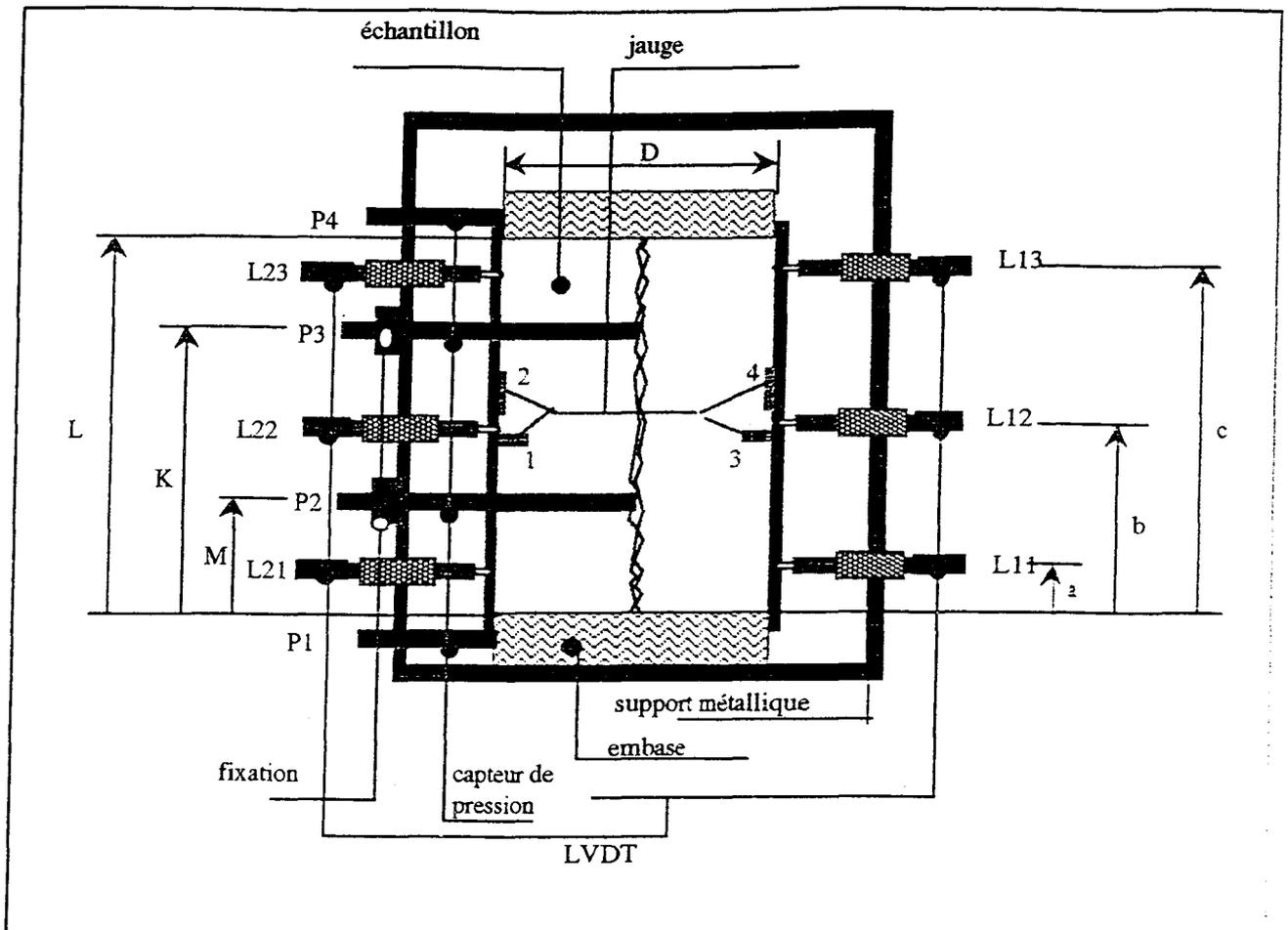


Figure 4.2.1: Equipement de l'éprouvette.
 $D=64,5$ $L=114,5$ $K=56,6$ $M=22,8$ $a=12$ $b=52$ $c=92$ tous en mm

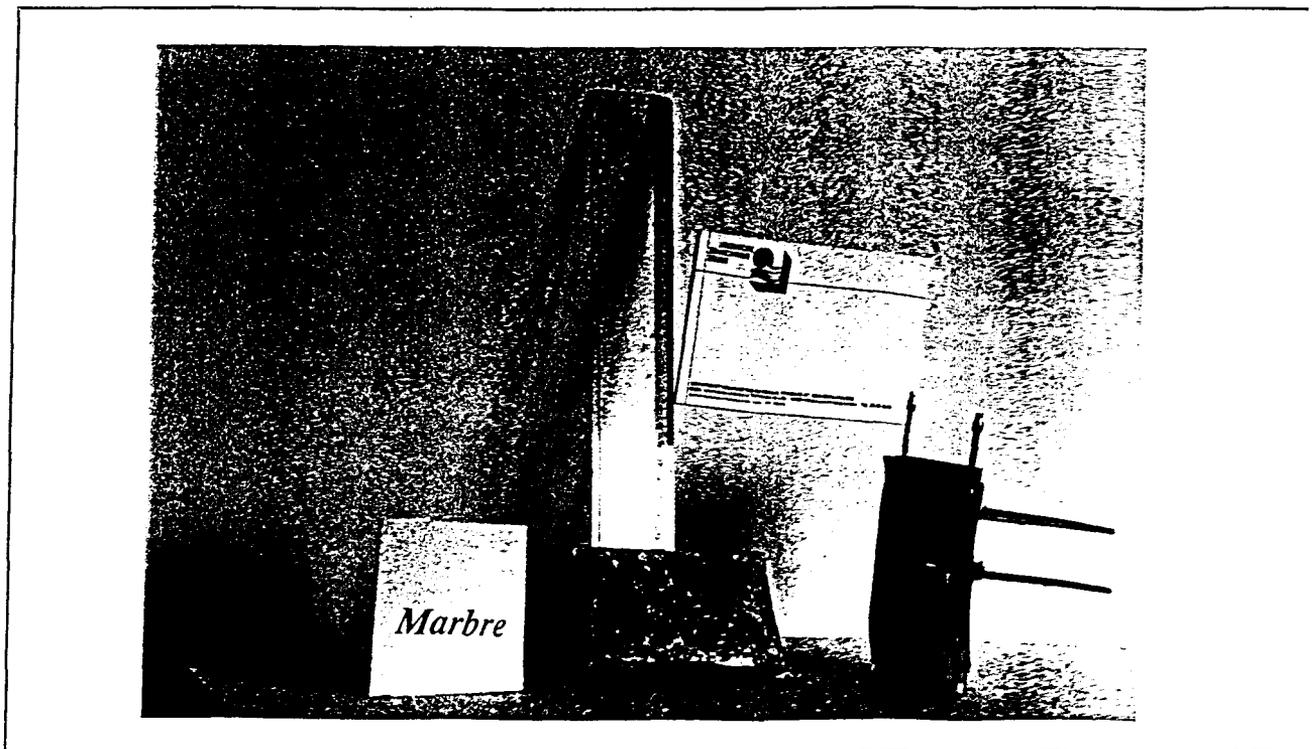


Photo 4.2.1: Apparence de l'aspect de joint du marbre

Par contre, pendant le deuxième cycle d'essai, et à cause des déplacements résiduels du premier cycle et du changement de capacité de la tête d'injection de la pompe, la sollicitation hydraulique a pu être réalisée régulièrement. En conséquence l'effet de lubrification du fluide entre les surfaces du joint a mieux fonctionné et l'emboîtement du joint a été mieux réalisé. Ainsi, le déplacement initial et le déplacement résiduel sont fortement augmentés : en outre, il ne faut pas oublier que la pression de confinement de ce second cycle a atteint la valeur de 35 MPa avant déchargement.

Puisque le premier cycle ne montre pas clairement l'emboîtement du joint au début du chargement, les courbes contrainte normale-déplacements du joint par rapport à la contrainte initiale de 0.25 MPa du deuxième cycle sont montrées sur la figure 4.2.5. Les cycles suivants reprennent l'allure ordinaire des cycles chargement-déchargement déjà observée pendant les essais de "premiers type" du joint granitique.

Les déplacements initiaux et les déplacements résiduels aux trois niveaux des capteurs de déplacement (L1, L2, L3) et les moyennes de déplacement (L), pour les trois cycles (2, 3 et 4) de chargement-déchargement par rapport aux contraintes initiales, nulle et 0,25 MPa du deuxième cycle, sont données dans le tableau 4.2.1.

Contrainte initiale →			0 MPa			0.25 MPa	
	Cycle	Déplacement	initiale	résiduelle	résiduelle après 6 heures	initiale	résiduelle
Marbre	2	L1	0	64	45	22	74
		L2	0	81	46	12	98
		L3	0	92	50	17	118
		L	0	79	47	17	97
	3	L1	45	19		71	33
		L2	46	19		62	46
		L3	50	30		73	69
		L	47	23		70	51
	4	L1	64	-9		92	4
		L2	65	6		83	31
		L3	80	6		102	43
		L	70	1		93	27

Tableau 4.2.1 : Fermeture initiale et résiduelle du joint de marbre pour les essais de type 1.

4.2.3- Comportement mécanique avec couplage de la pression interstitielle : résultats expérimentaux du "deuxième type" d'essais.

Le "deuxième type" d'essais (essais de couplage) a été réalisé au cours du déchargement de quatrième cycle du premier type d'essais. La courbe contrainte normale-déplacement de ce cycle est donnée par la figure 4.2.6.

La procédure d'essais est la même que celle suivie pour le joint granitique. Les résultats de deux essais à 10 et à 15 MPa de la pression du confinement sont donnés par la figure 4.2.7 et résultats d'essais à 20 et à 25 MPa de pression du confinement par la figure 4.2.8. Ces courbes montrent la variation des déplacements en fonction de la contrainte effective apparente (pression de confinement moins la pression interstitielle).

Ces essais étaient commencés par une pression interstitielle nulle (chemin de déchargement) et après avoir atteint la pression interstitielle maximale, le chemin de chargement était réalisé (diminution de la pression interstitielle). La figure 4.2.9 montre une comparaison entre le quatrième cycle d'essais sans pression interstitielle et les essais de couplage.

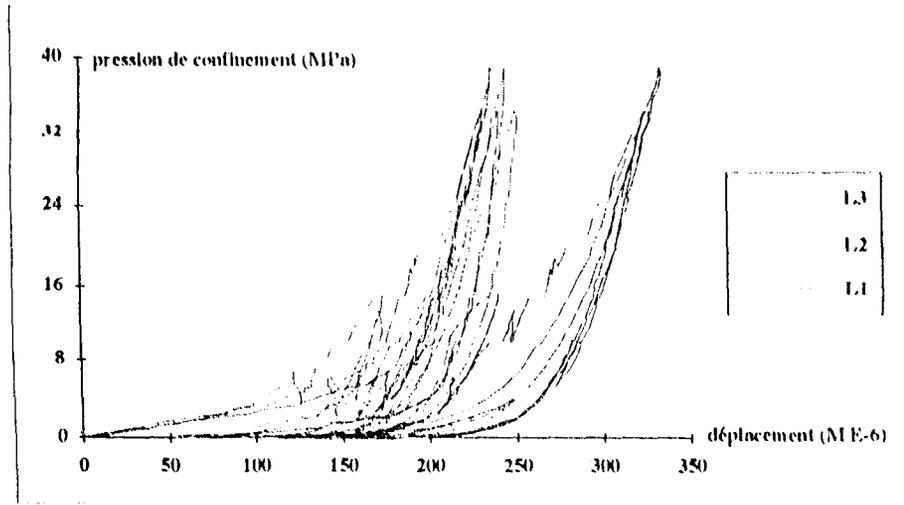


Figure 4.2.2: Variation des déplacements (L.1, L.2 et L.3) en fonction de la pression de confinement.

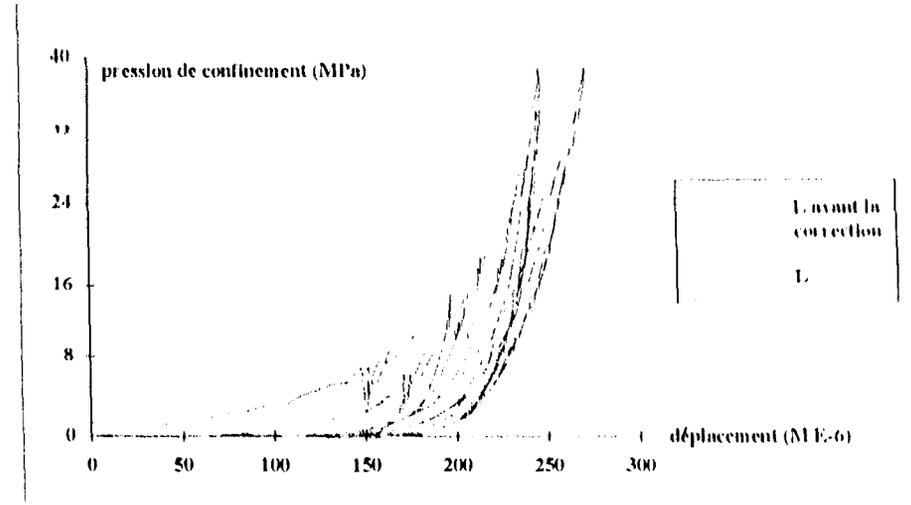


Figure 4.2.3: Variation de la moyenne de déplacements et la moyenne de déplacements corrigés du joint en fonction de la pression de confinement.

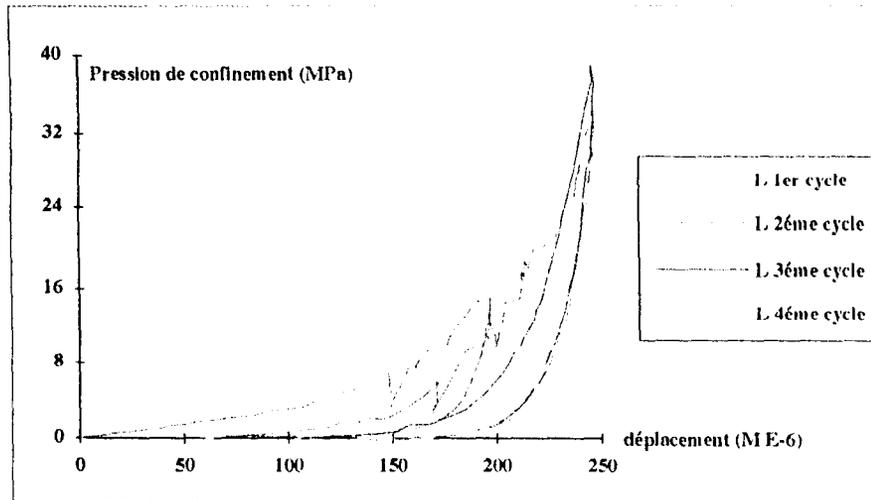


Figure 4.2.4: Variation des déplacements en fonction de la pression de confinement pour 4 cycles de chargement-déchargements (pression de confinement initiale = 0).

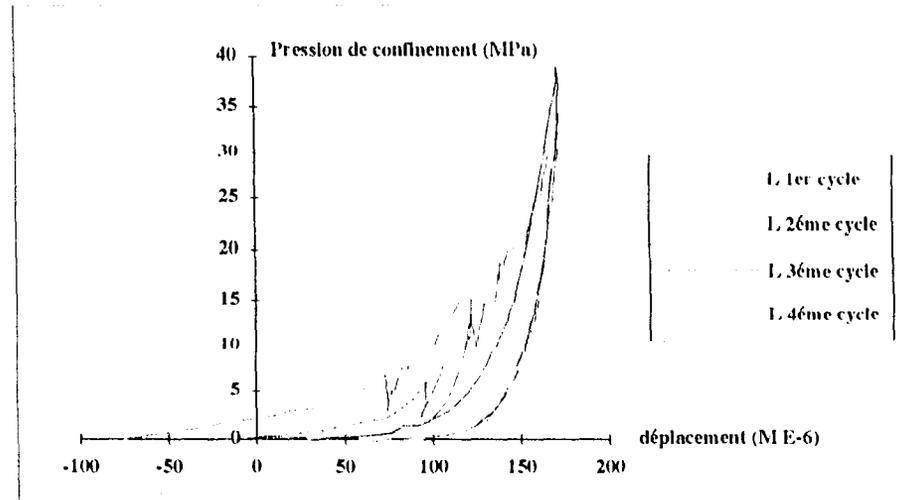


Figure 4.2.5: Variation des déplacements en fonction de la pression de confinement pour 4 cycles de chargement-déchargements (pression de confinement initiale = 0,25 MPa).

On constate que malgré la similitude des allures des courbes, celles-ci ne sont pas confondues, ce qui indique la nécessité d'une définition correcte de la pression effective afin que les courbes pression effective-déplacement, quelque soient la pression de confinement et la pression interstitielle, deviennent confondues.

4.2.4- Comportement hydromécanique et conductivité du joint : résultats expérimentaux du "troisième type" d'essais.

Le premier échantillon a perdu très vite son étanchéité. La deuxième éprouvette nous a surpris par sa conductivité élevée. Voici les résultats des essais sur cet échantillon.

a) Essais d'injection à pression de confinement donnée.

Nous avons commencé le troisième type d'essais, sur le joint du marbre, sous la pression de confinement de 1 MPa. L'injection de l'eau était du bas vers le haut ($P_1 > P_4$) de l'éprouvette. Avec le débit maximum de la pompe (5 cm³/min) nous n'avons pu imposer que 0,01 MPa de pression d'injection. Nous avons espéré qu'en augmentant la pression du confinement pouvait imposer des pressions d'injection plus élevées. Le tableau 4.2.2 montre que cela n'a pas été possible.

Confinement (MPa)	1	2	3	5	7.5	10	15
Injection (MPa)	0,009	0,011	0,017	0,02	0,04	0,05	0,09
Drainage (MPa)	0	0	0	0	0	0	0

Tableau 4.2.2 : La capacité maximale d'injection de la pompe pour la première série d'essais de l'écoulement pour le joint du marbre.

En attendant d'avoir une pompe plus puissante nous nous sommes contentés d'étudier les résultats de cette série, ce qui donnera le comportement hydraulique du joint sous faibles pressions d'injection et faibles gradients hydrauliques.

En effet, parfois dans la littérature on rencontre les notions d'écoulement laminaire et d'écoulement turbulent dans les parois parallèles. Ces états d'écoulement sont distingués par le nombre de Reynolds.

Puisque l'ouverture du joint est variable, même dans la situation permanente de l'écoulement, le nombre de Reynolds est variable selon l'endroit et pour un chemin donné. L'écoulement peut dépasser le seuil de turbulence et revenir en deçà plusieurs fois. Ainsi, il faut être prudent pour qualifier l'écoulement.

Pourtant, on peut imaginer que l'état de l'écoulement à faible gradient hydraulique est plus proche de l'état laminaire et par contre en augmentant le gradient hydraulique l'écoulement devient de plus en plus turbulent. Puisque la différence entre ces états d'écoulement est fondamentale il nous paraît intéressant de vérifier expérimentalement cette hypothèse.

Les résultats de ces essais sont reportés dans les figures 4.2.10 à 4.2.13. Les figures 4.2.10 et 4.2.11 montrent, à titre d'exemple, la qualité de la stabilité des pressions d'injection et des écoulements pour les essais sous confinement de 10 et 15 MPa respectivement. Les pertes de charge hydraulique entre P1 et P3 sont très faibles ce qui est très étonnant. La comparaison entre ces figures montre qu'en augmentant la pression du confinement et pour différentes pressions d'injections cet effet a survécu.

La figure 4.2.12 montre la variation du débit pour différentes pressions d'injection sous 15 MPa de confinement. La figure 4.2.13 donne les résultats d'ensemble des essais aux différentes pressions de confinement.

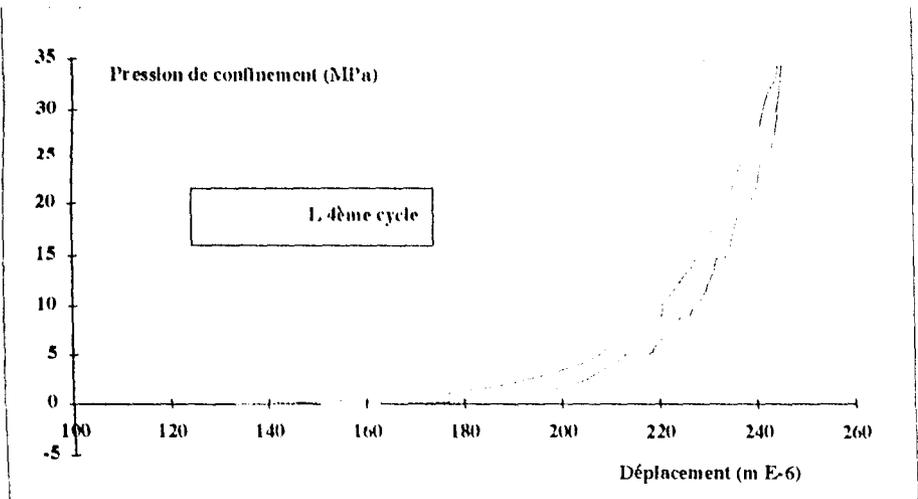


Figure 4.2.6: Variation du déplacement de joint en fonction de la pression de confinement en quatrième cycle (pression interstitielle = 0).

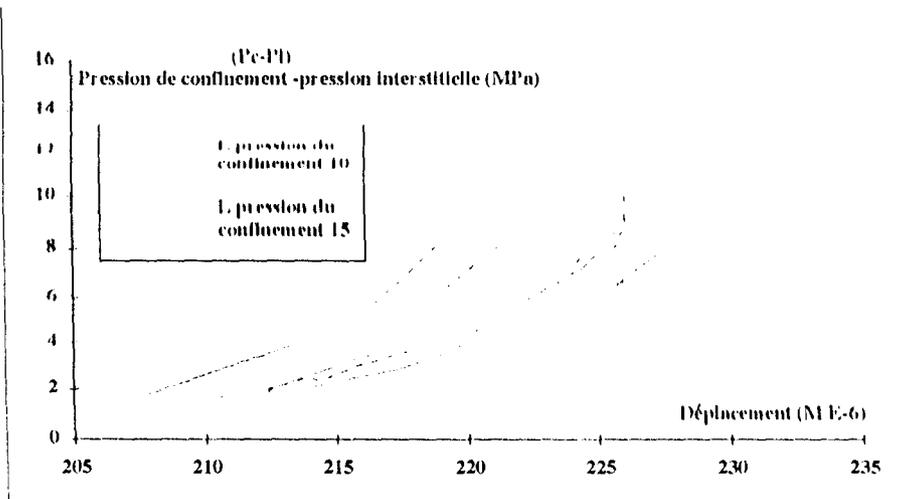


Figure 4.2.7: Variation du déplacement de joint en fonction de "la pression de confinement moins la pression de fluide".

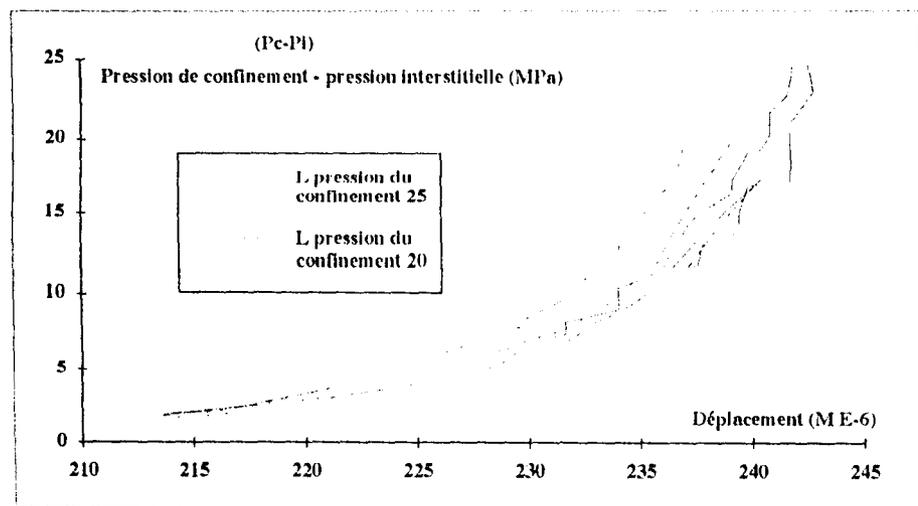


Figure 4.2.8: Variation du déplacement de joint en fonction de "la pression de confinement moins la pression de fluide".

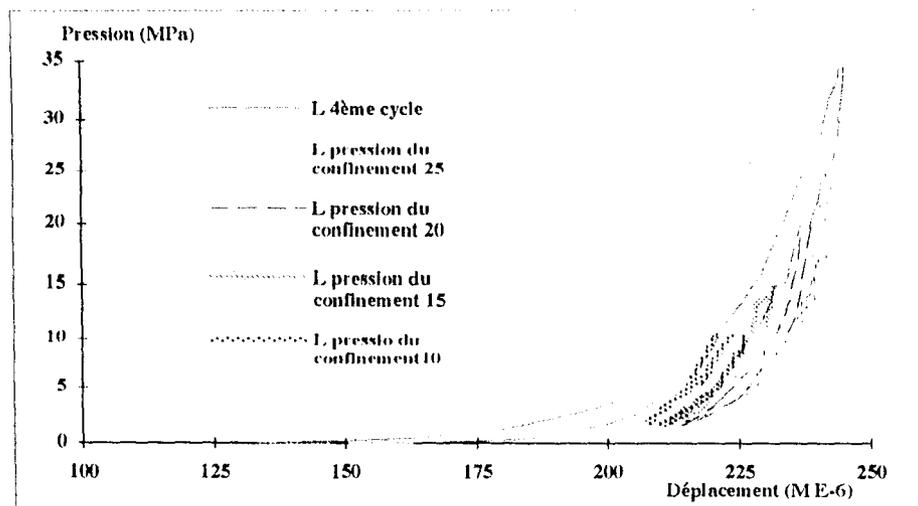


Figure 4.2.9: Comparaison entre les premiers et les deuxièmes types d'essais.

On voit que le rapport entre le débit et le gradient hydraulique est pratiquement linéaire, donc on peut conclure que pour les joints avec la géométrie des vides plus ou moins uniforme lorsque les pressions interstitielles sont faibles devant la pression du confinement, le rapport entre la conductivité et le gradient hydraulique est linéaire.

Nous avons repris les essais d'injection sur ce joint, avec une pompe de plus gros débit ce qui nous a permis de réaliser les essais d'injection avec des pressions d'injection plus élevées et dans le protocole prévu. Les résultats sont présentés de la même façon que les essais du joint granitique.

A titre d'exemple les figures 4.2.14 à 4.2.17 montrent la stabilité et les réponses des différents capteurs au cours d'essai à 5 MPa de confinement. A partir des données d'état permanent de l'écoulement vérifiées par ces figures, les figures 4.2.18 et 4.2.19 représentent le déplacement et le débit en fonction de la variation de la pression d'injection, pour différents essais d'écoulement vers le bas et vers le haut avec la pression de drainage égale à zéro.

Les figures 4.2.20 et 4.2.21 montrent le déplacement relatif et le débit de ces essais sous pression d'injection constante en fonction de la variation de la pression de drainage.

Du début jusqu'à la minute 3640 de l'essai, l'injection est du bas vers le haut, ($P1 > P4$). Dans cette partie d'essai, la distribution des pressions interstitielles est la même que pour les faibles pressions d'injection (figures 4.2.10 et 4.2.11) c'est à dire une perte de charge négligeable entre P1 et P3 et seulement un amorçage de la charge hydraulique entre P3 et P4.

A partir de la minute 3640 et jusqu'à la fin de l'essai, les injections ont été réalisées du haut vers le bas de l'échantillon ($P1 < P4$). Pour le confinement de 5 MPa, les réponses des capteurs pour cette partie d'essai sont désignées par un (*). Par ce changement de direction d'injection, nous avons voulu vérifier deux choses : existe-t-il une dépendance de la conductivité du joint en fonction de la direction de l'écoulement et ensuite éclaircir la distribution des pressions interstitielles. La figure 4.2.14 montre, après le changement de la direction de l'écoulement, que les pressions P4 (injection) et P3 sont très proches et que les pressions P2 et P1 (drainage) sont pratiquement égales, donc, que la forme de la distribution de pression interstitielle a évolué.

La figure 4.2.16 montre en plus que le débit d'écoulement, sous les mêmes sollicitations hydrauliques dans la direction du haut vers le bas, est toujours inférieur à celui obtenu dans l'autre direction.

A propos de la mesure des pressions interstitielles, nous avons trouvé le même rapport entre P4 et P3 d'un côté et entre P2 et P1 de l'autre côté pour les essais sous autre confinement. Par exemple, la figure 4.2.17 reporte nos mesures à différents moments des essais sous 10 MPa de pression de confinement. On peut facilement vérifier que, pour ces essais avec l'injection du haut vers le bas, P4 et P3 aussi bien que P2 et P1 sont proches (figures 4.2.22 à 4.2.25).

Des procédures semblables nous ont permis d'établir les courbes analogues pour les essais aux autres pressions de confinements. Ainsi les figures 4.2.26 et 4.2.27 montrent les variations du débit et du déplacement en fonction de la pression d'injection, pour les essais avec la pression de drainage nulle et les figures 4.2.28 et 4.2.29 représentent le débit et le déplacement en fonction de la pression de drainage pour les essais avec pression d'injection constante. Ces figures résument les résultats d'ensemble des essais du "troisième type" pour le marbre sous pressions de confinement, d'injection et de drainage variables.

b) Effets de l'écoulement sur l'ouverture du joint.

Les premières remarques, à propos du déplacement du joint du marbre dû à l'écoulement viennent des essais sous 5 MPa de pression de confinement (figure 4.2.15). Au début des essais et jusqu'à la minute 3640, les injections sont du bas vers le haut. Le maximum des déplacements à la minute 3640 correspond à la pression d'injection maximale. Les capteurs L1 et L2 montrent plus de 20 μ de déplacement alors que le déplacement obtenu par le capteur L3 est négligeable.

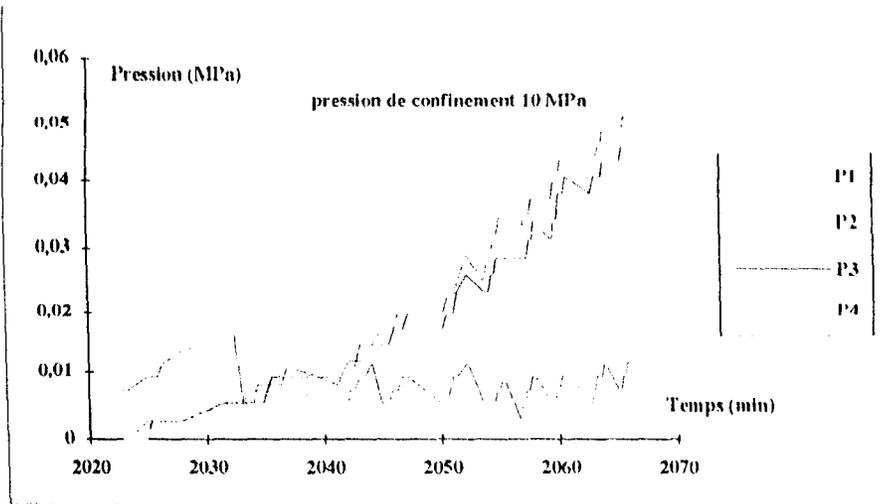


Figure 4.2.10: Variation des pressions interstitielles en fonction du temps. Les pressions d'injections sont faibles et la pression de confinement = 10 MPa.

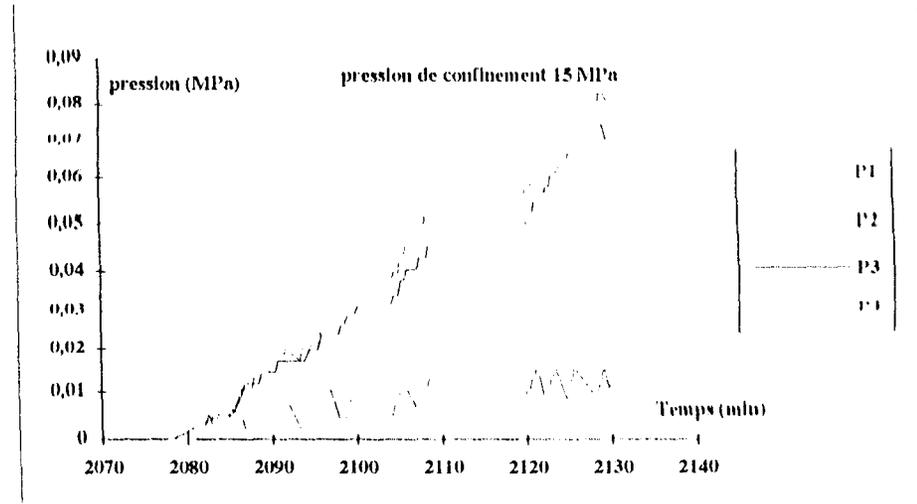


Figure 4.2.11: Variation des pressions interstitielles en fonction du temps. Les pressions d'injections sont faibles et la pression de confinement = 15 MPa.

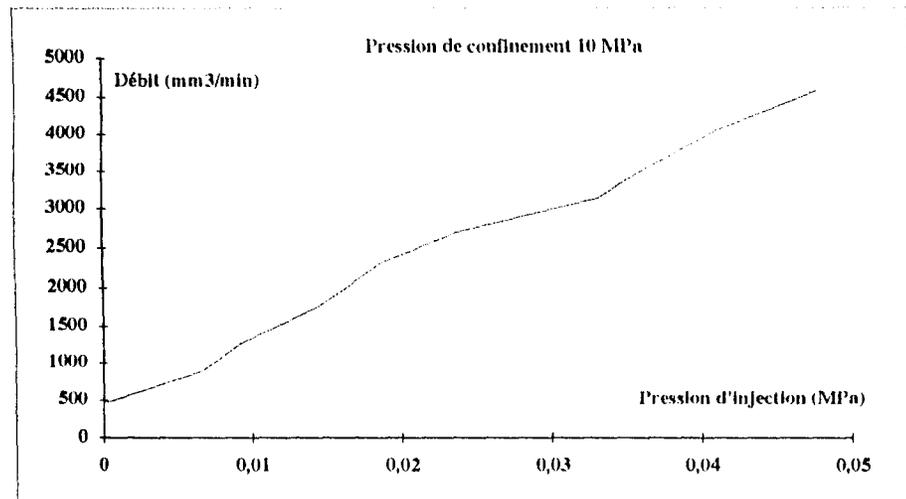


Figure 4.2.12: Variation du débit en fonction de la pression d'injection. Les pressions d'injections sont faibles et la pression de confinement = 10 MPa.

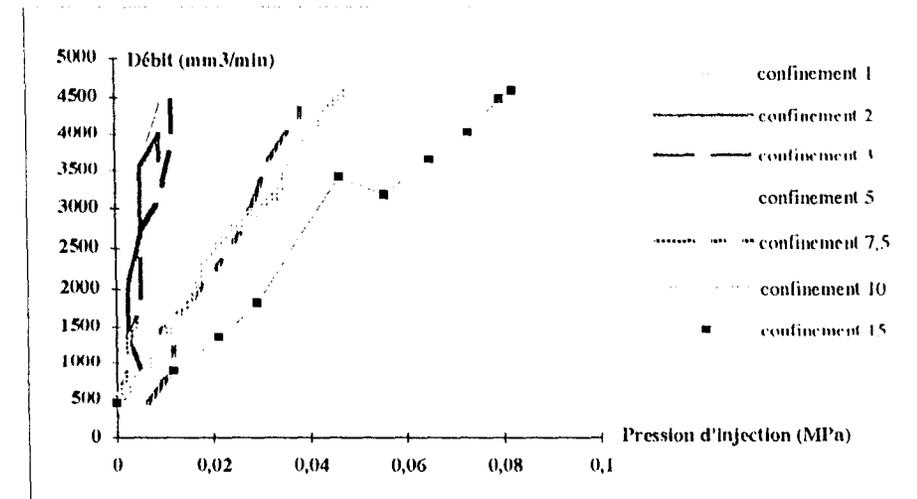
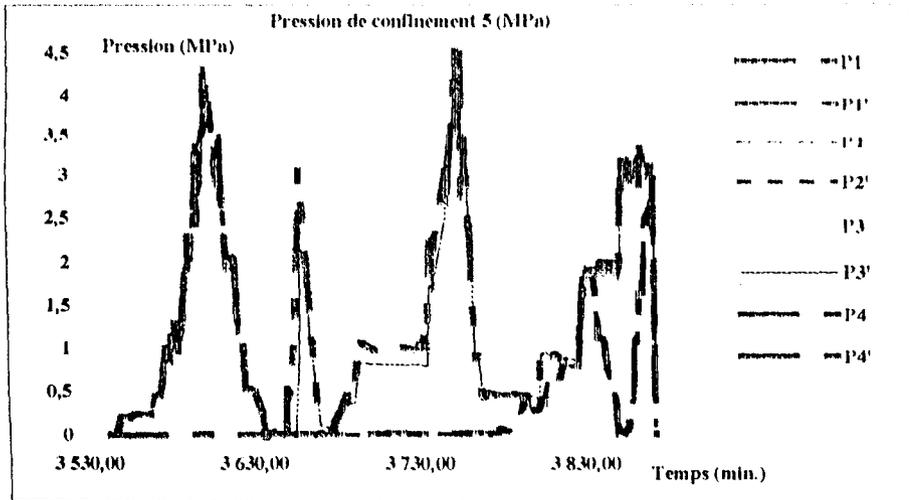
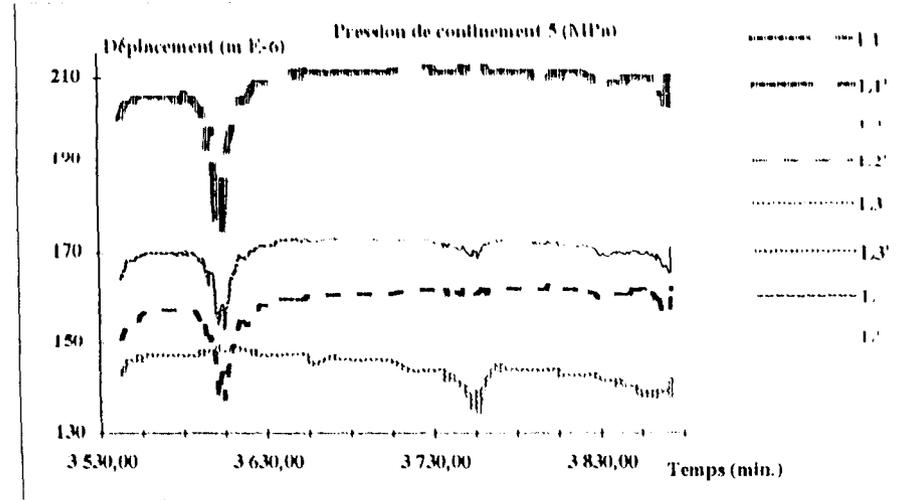


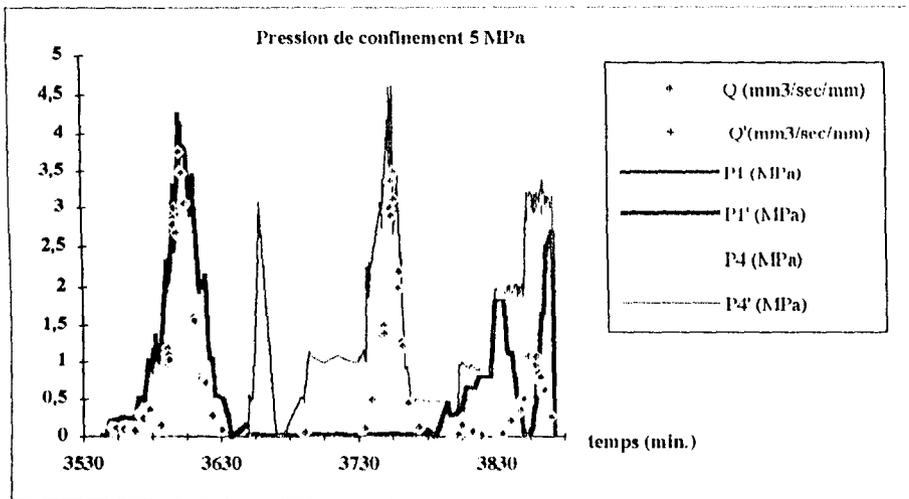
Figure 4.2.13: Variation du débit en fonction de la pression d'injection pour différentes pressions de confinements. pressions du fluide sont faibles.



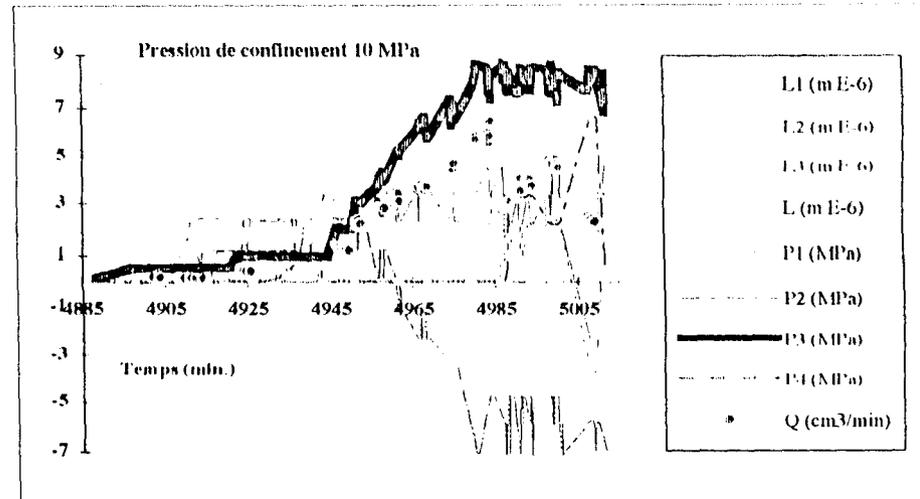
Figures 4.2.14: Variation de la pression d'injection et des pressions interstitielles en fonction du temps. Pression de confinement = 5 MPa.



Figures 4.2.15: Variation relative des déplacements en fonction du temps (confinement = 5 MPa)



Figures 4.2.16: Variation du débit et des pressions interstitielles en fonction du temps. Pression de confinement = 5 MPa.



Figures 4.2.17: Variation du débit, des déplacements et des pressions interstitielles en fonction du temps. Pression de confinement = 10 MPa.

De la minute 3640 jusqu'à la fin de l'essai, les injections ont été faites du haut vers le bas. Pour la même pression d'injection, à la minute 3755, on constate seulement environ 10μ de déplacement au niveau du capteur L3.

Les évolutions des déplacements en fonction de la pression d'injection, avec une pression de drainage nulle, sont données par la figure 4.2.18. Ces déplacements pour les essais sous pression d'injection constante, en fonction de la pression de drainage, sont reportés sur la figure 4.2.20. Ces figures montrent plus clairement notre remarque. Rappelons que dans la première partie, la pression interstitielle donnée par P1, P2 et P3 sont proches de la pression d'injection tandis que, pour la deuxième partie des essais, les pressions P4 et P3 sont pratiquement égales. Donc le déplacement du joint dû à l'écoulement et sa moyenne, dépend non seulement de la quantité de la sollicitation hydraulique mais également de la distribution des pressions interstitielles.

D'après la figure 4.2.27, et pour les essais d'écoulement du haut vers le bas sous différentes pressions de confinement et à pression du drainage nulle, les déplacements restent négligeables. Par contre, pour les essais d'écoulement à un confinement donné pendant que la pression du confinement et la pression d'injection restent constantes (particulièrement pour les essais avec la pression d'injection proche de la pression de confinement), la variation du déplacement due à l'écoulement en fonction de la variation de la pression de drainage, devient importante (figure 4.2.29).

c) Profil de pression interstitielle.

Les mesures de pressions interstitielles pour les différents essais sont reportées sur les figures 4.2.22, 4.2.23, 4.2.24, et 4.2.25 sous les pressions de confinement de 5, 10, 15, et 20 MPa respectivement. D'après ces résultats, pour les injections du bas vers le haut la perte de charge hydraulique entre P1 et P3 est très faible. En outre, en changeant la direction de l'écoulement, nous avons trouvé des petites différences entre P4 et P3 d'un côté et entre P2 et P1 de l'autre côté et ceci, quelque soit la pression du confinement.

En conclusion, les résultats obtenus nous ont persuadés que la mesure de pression interstitielle est dépendante du point de mesure (local) sans qu'un profil global puisse être obtenu. Donc les pressions interstitielles sont très dépendantes des irrégularités géométriques et la distribution locale des pressions interstitielle peut être irrégulière.

d) Débit et conductivité du joint.

Les mesures de débit pour chaque valeur de pression de confinement peuvent être représentées sous deux formes. Pour les essais avec pression de drainage constante, le débit est présenté en fonction de la pression d'injection. Par contre, pour les essais sous pression d'injection constante, le débit est présenté en fonction de la pression de drainage.

Pour les essais sous 5 MPa de pression de confinement, les résultats sont donnés par les figures 4.2.19 et 4.2.21. La figure 4.2.19 montre que le changement de direction d'injection induit un changement radical des mesures de pression interstitielle et de la distribution mais qu'il n'a pas une influence importante sur la conductivité du joint car les débits mesurés dans les deux cas sont comparables. La variation du débit en fonction de la pression de drainage reportée sur la figure 4.2.21 (la pression d'injection est constante) a une allure linéaire. C'est peut-être dû aux pressions d'injection relativement faibles qui n'ont pas provoqué des changements radicaux des ouvertures du joint.

Ce type de courbes, pour l'ensemble des essais à différentes pressions de confinement, est reporté sur les figures 4.2.26 et 4.2.23.

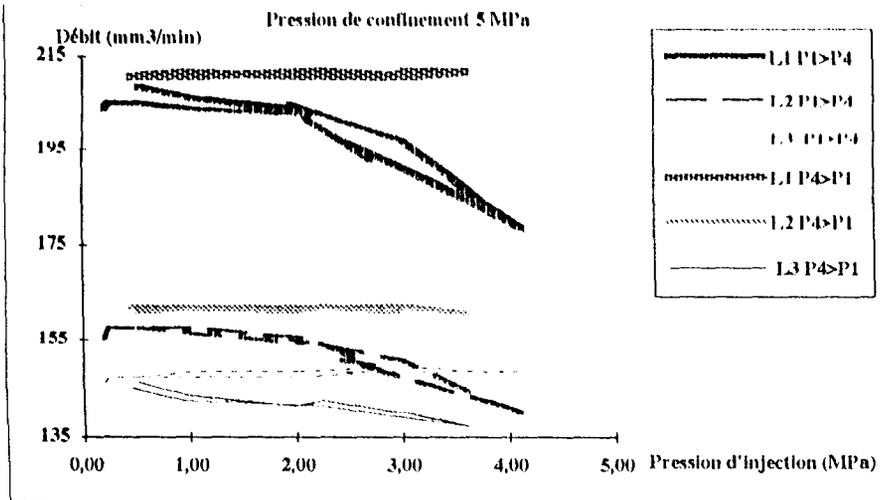


Figure 4.2.18: Variation du déplacement de joint en fonction de la pression d'injection. La pression de confinement = 5 MPa et la pression de drainage = 0.

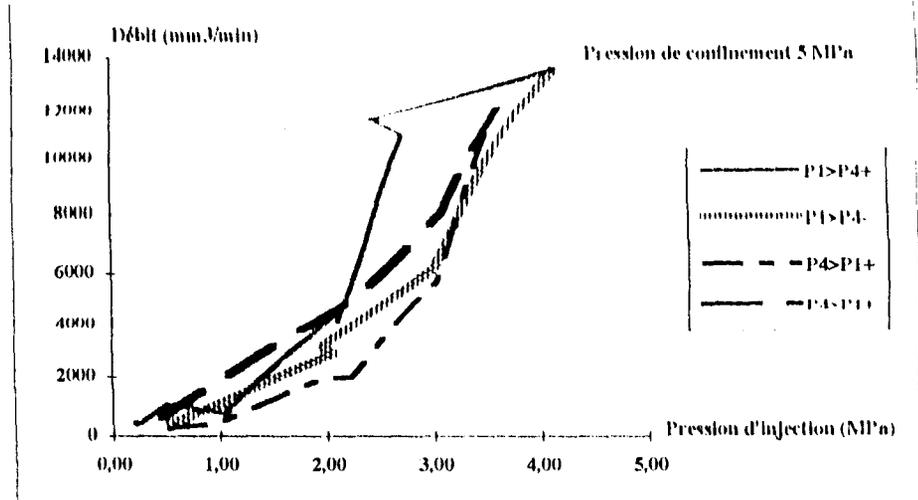


Figure 4.2.19: Variation du débit en fonction de la pression d'injection. La pression de confinement = 5 MPa et la pression de drainage = 0.

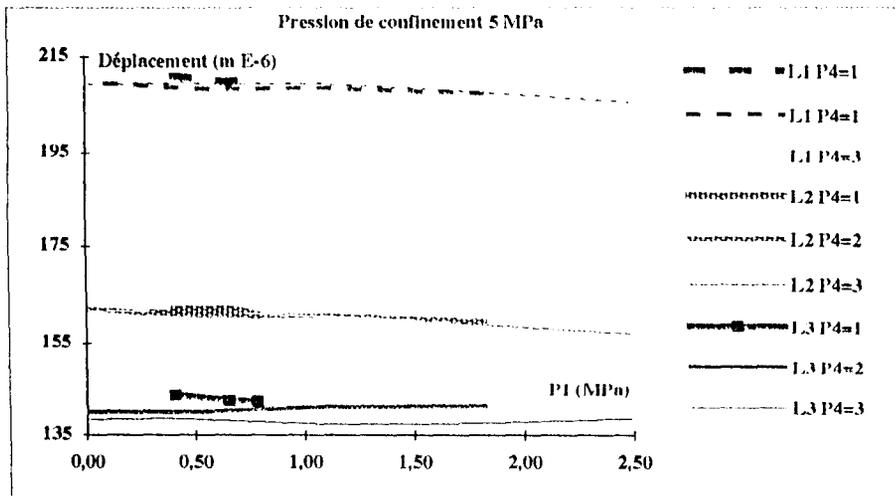


Figure 4.2.20: Variation du déplacement en fonction de la pression de drainage. La pression d'injection est constante. (pression de confinement = 5 MPa).

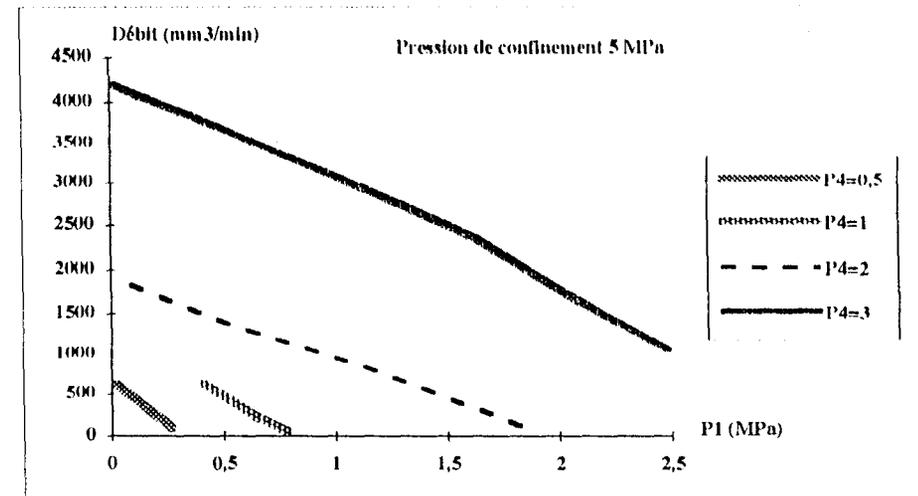
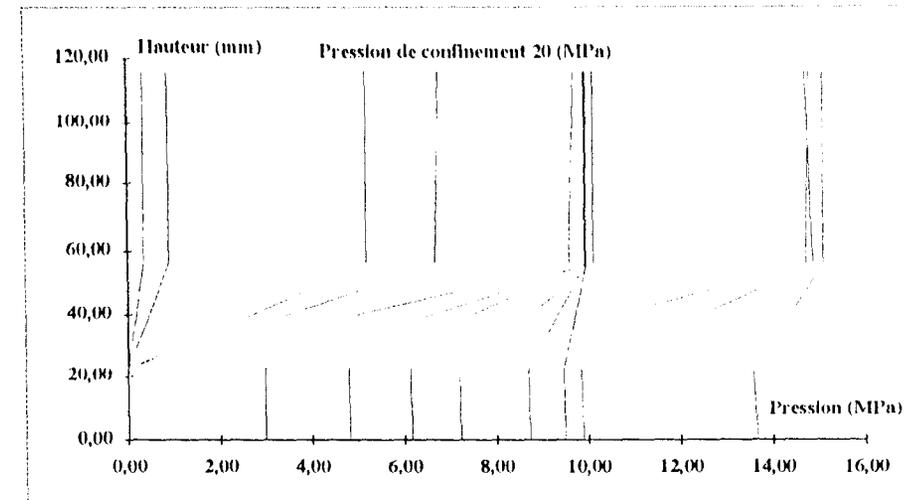
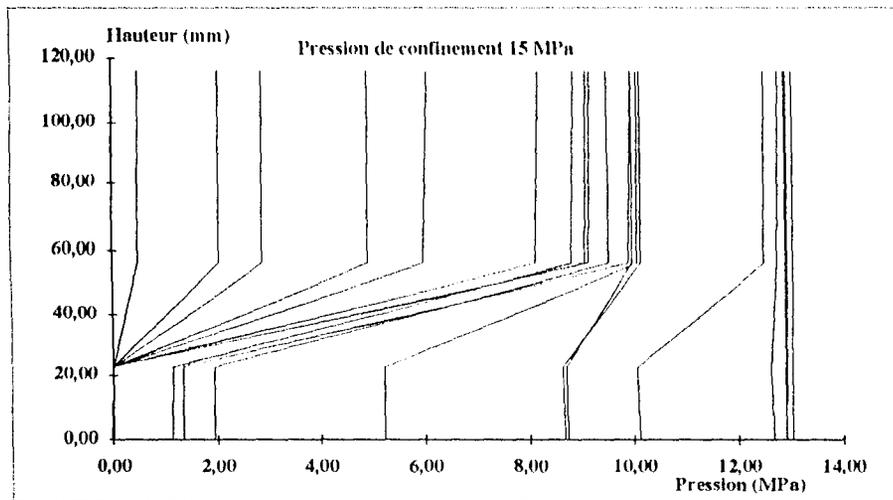
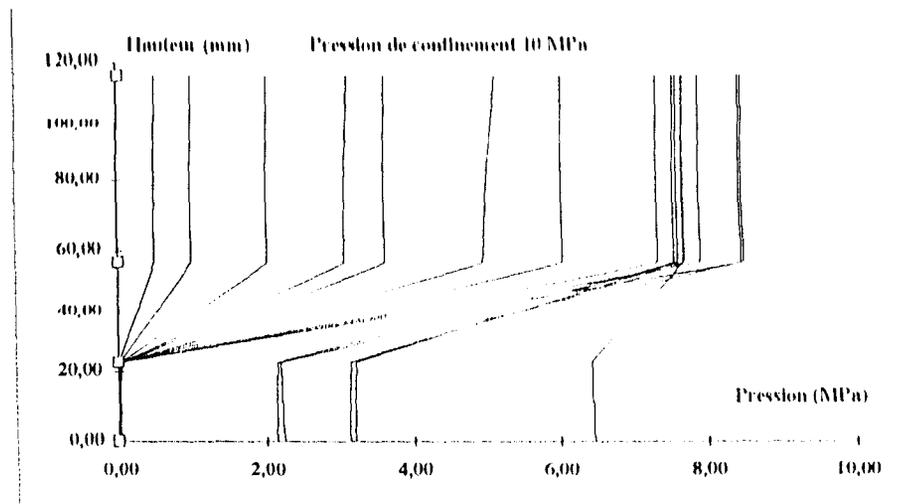
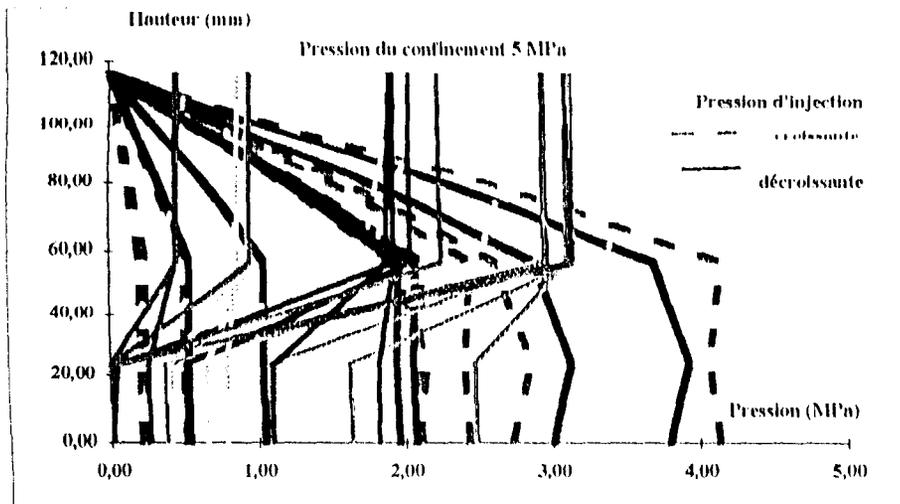


Figure 4.2.21: Variation du débit en fonction de la pression de drainage. La pression d'injection est constante. (pression de confinement = 5 MPa).



La figure 4.2.26 montre la variation du débit en fonction de la variation de pression d'injection, la pression de drainage étant nulle, et chaque courbe se distingue par la pression de confinement. On constate une diminution rapide du débit en augmentant la pression de confinement. En outre, la pente des courbes entre 2 et 10 MPa de pression de confinement a un changement rapide tandis que cette pente, à partir de 10 MPa de pression de confinement, semble se stabiliser. Puisque la pente de ces courbes peut être un indice de la conductivité intrinsèque du joint, sa variation radicale indique un changement de la nature même de la résistance du joint à l'écoulement du fluide. Ainsi, on voit que la conductivité intrinsèque du joint est bien sensible à la variation géométrique des vides du joint. Il est clair qu'en augmentant la pression de confinement non seulement l'ouverture du joint diminue, mais également la surface en contact des aspérités du joint augmente. Ainsi, on voit une nouvelle source de résistance à l'écoulement du fluide dans le joint.

Sur la figure 4.2.29, la variation du débit est reportée en fonction de la pression de drainage puisque pour ces essais, la pression d'injection est gardée constante. Chaque courbe est désignée par sa pression de confinement et sa pression d'injection. L'allure des courbes est comparable à celles des essais homologues sur le granite.

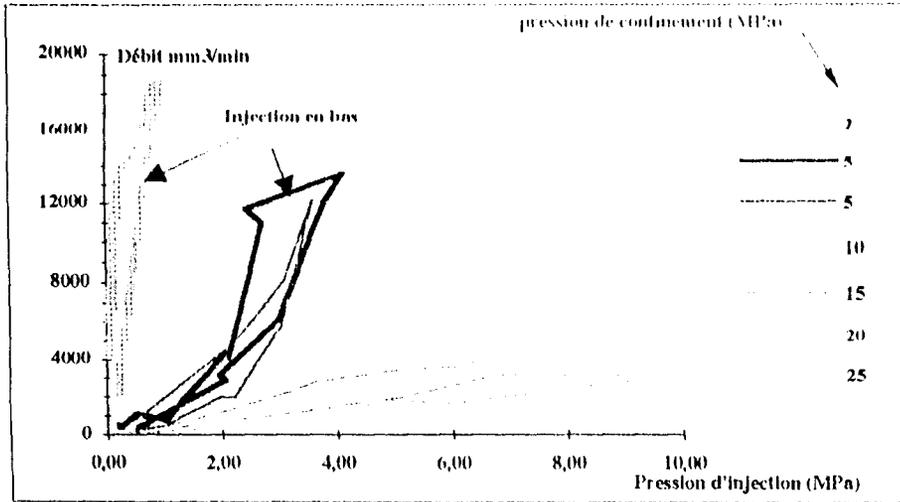


Figure 4.2.26: Variation du débit en fonction de la pression d'injection. Pour chacune des courbes, la pression de confinement, est constantes. (Pression de drainage = 0).

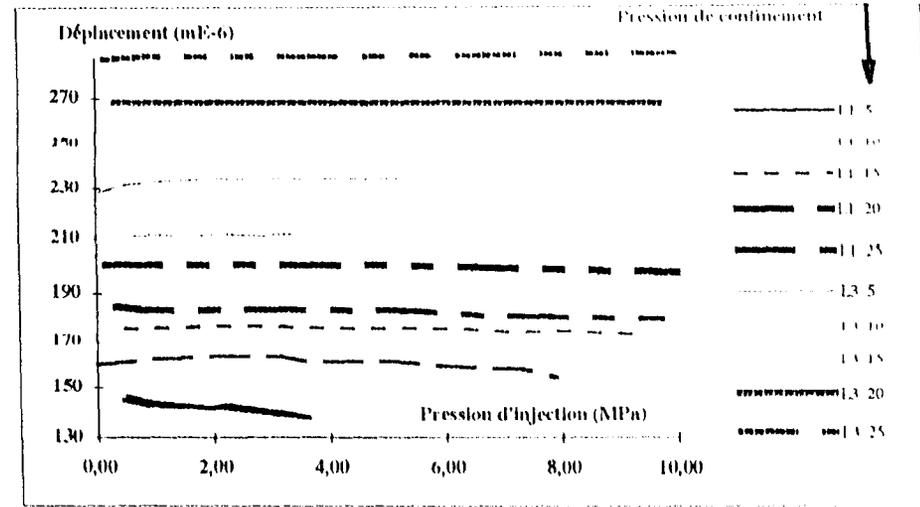


Figure 4.2.27: Variation des déplacements en fonction de la pression d'injection. Pour chacune des courbes, la pression de confinement, est constantes. (Pression de drainage = 0).

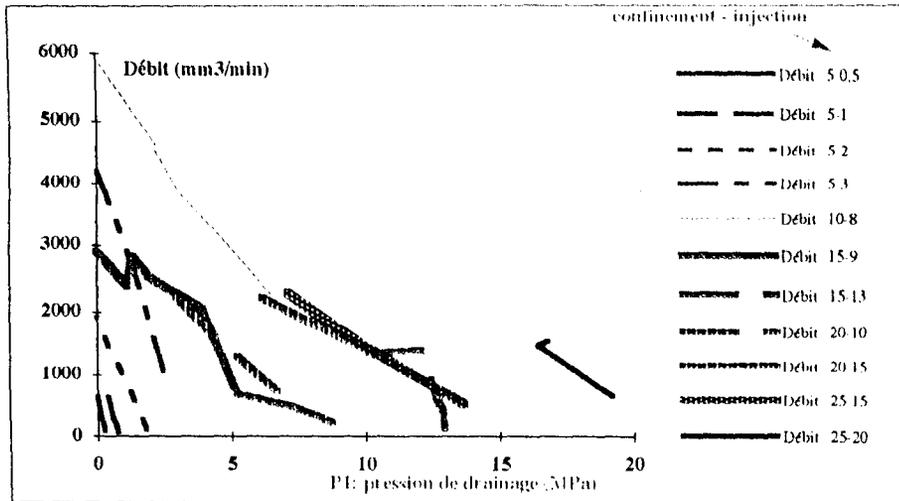


Figure 4.2.28: Variation du débit en fonction de la pression de drainage. Pour chacune des courbes, la pression d'injection et la pression de confinement, sont constantes.

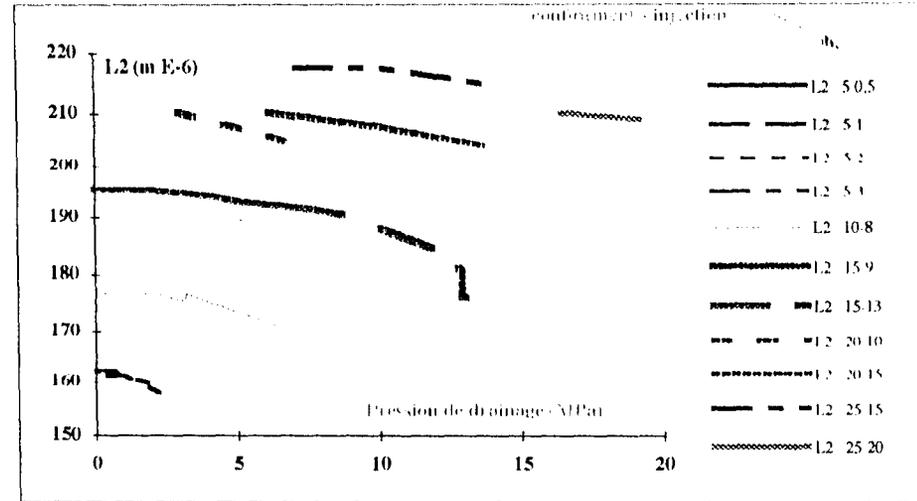


Figure 4.2.29: Variation du déplacement de (L2) en fonction de la pression de drainage. Pour chacune des courbes, la pression d'injection et la pression de confinement, sont constantes.

4.3- RESULTATS SUR LE JOINT D'UN SCHISTE.

Le troisième joint étudié était un joint de schiste dont les dimensions et les positions des équipements de l'échantillon sont données par la figure 4.3.1

4.3.1- Introduction et caractéristiques pétrographiques, physiques et mécaniques du schiste étudié.

La troisième roche étudiée est un schiste ardoisier provenant de la carrière de Trélazé (Maine et Loire). Il est daté de l'Ordovicien moyen. Ses caractéristiques étaient étudiées expérimentalement par A. Hammade (1992) et étaient présentées dans sa thèse.

La structure d'un schiste ardoisier est caractérisée par son anisotropie structurale due essentiellement à la schistosité. Il est isotrope dans le plan perpendiculaire au plan de schistosité, donc, son comportement est isotrope transverse [Laqueche (1985)]. Ces modules élastiques entre 0 et 40 MPa de la pression de confinement sont de l'ordre de : $E_1 = 42000$ MPa, $E_2 = 115000$ MPa, $\nu_{12} = 0,13$ et $\nu_{21} = 0,35$ et $\nu_{23} = 0,17$ et $G_{12} = 14500$ MPa.

La génératrice d'échantillon et le plan de la fissure sont parallèles au plan de schistosité. La photo 4.3.1 montre l'apparence de l'aspérité de ce joint.

4.3.2- Comportement mécanique sous contrainte normale, sans pression interstitielle : résultats expérimentaux de "premier type" d'essais.

Les réponses des capteurs de déplacement aux trois niveaux différents, pendant trois cycles de chargement-déchargement sont donnés la figure 4.3.2. La moyenne des mesures des trois niveaux après corrections des déplacements dus à la déformation de la matrice rocheuse et au montage est donnée par la figure 4.3.3. Donc ces courbes sont les courbes contrainte normale-déplacements du joint de schiste.

La figure 4.3.4 montre les trois cycles séparés de chargement-déchargement de ce joint sous l'effet de la contrainte normale. Les essais de deuxième et troisième types sont réalisés au cours du premier cycle de chargement-déchargement.

L'allure des courbes pour ce type de joint, est semblable à celle des joints précédents. Pourtant, l'écart entre le premier cycle et les cycles suivants est plus faible que pour les joints de granite et de marbre. Ces cycles décrits par rapport à un état initial de 0.25 MPa du premier chargement sont représentés sur la figure 4.3.5.

Les déplacements résiduels de ces cycles et aux trois niveaux de l'échantillon, sont présentés sur le tableau 4.3.1. Ce tableau confirme la similitude entre les différents cycles. Cependant on voit que par rapport à l'état initial de contrainte nulle, les déplacements irréversibles dépendent du temps d'attente après le déchargement de la contrainte normale.

4.3.3 Comportement mécanique d'un joint saturé sous contrainte normale avec pression interstitielle : résultats expérimentaux du "deuxième type" d'essais.

Les essais de deuxième type (couplage) sur le joint de schiste sont réalisés aux valeurs de 10, 15 et 20 MPa de la pression du confinement. Les résultats de ces essais sont exprimés sous la forme de variation du déplacement en fonction de la contrainte effective (pression de confinement - pression interstitielle).

Sur la figure 4.3.6, on donne les résultats d'essais pour 5 et 10 MPa de pression de confinement et sur la figure 4.3.7, les résultats pour 15 et 20 MPa de pression du confinement.

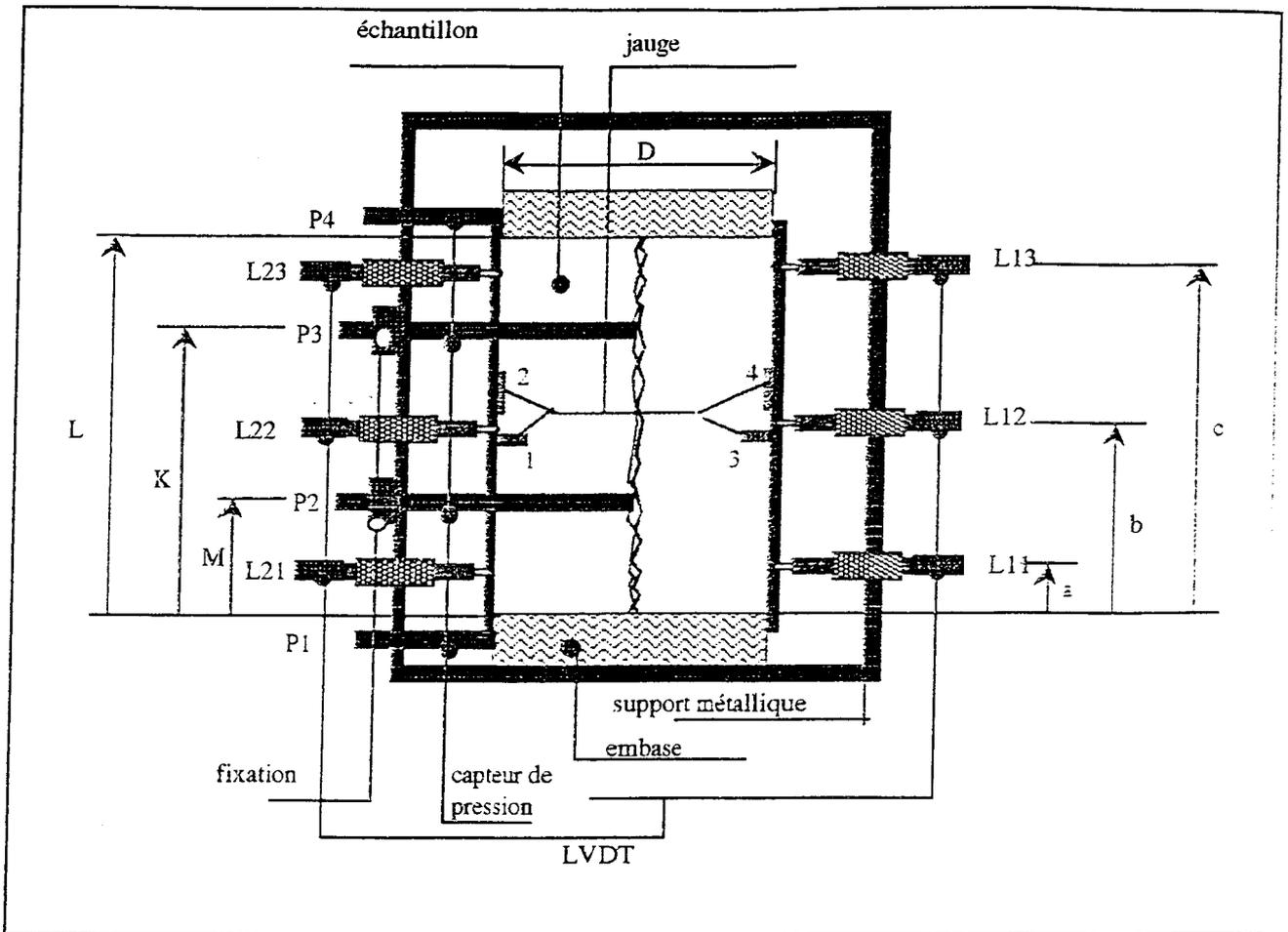


Figure 4.3.1: Equipement de l'éprouvette.
 $D=64,5$ $L=119$ $K=63,7$ $M=30,05$ $a=12$ $b=52$ $c=92$ tous en mm.

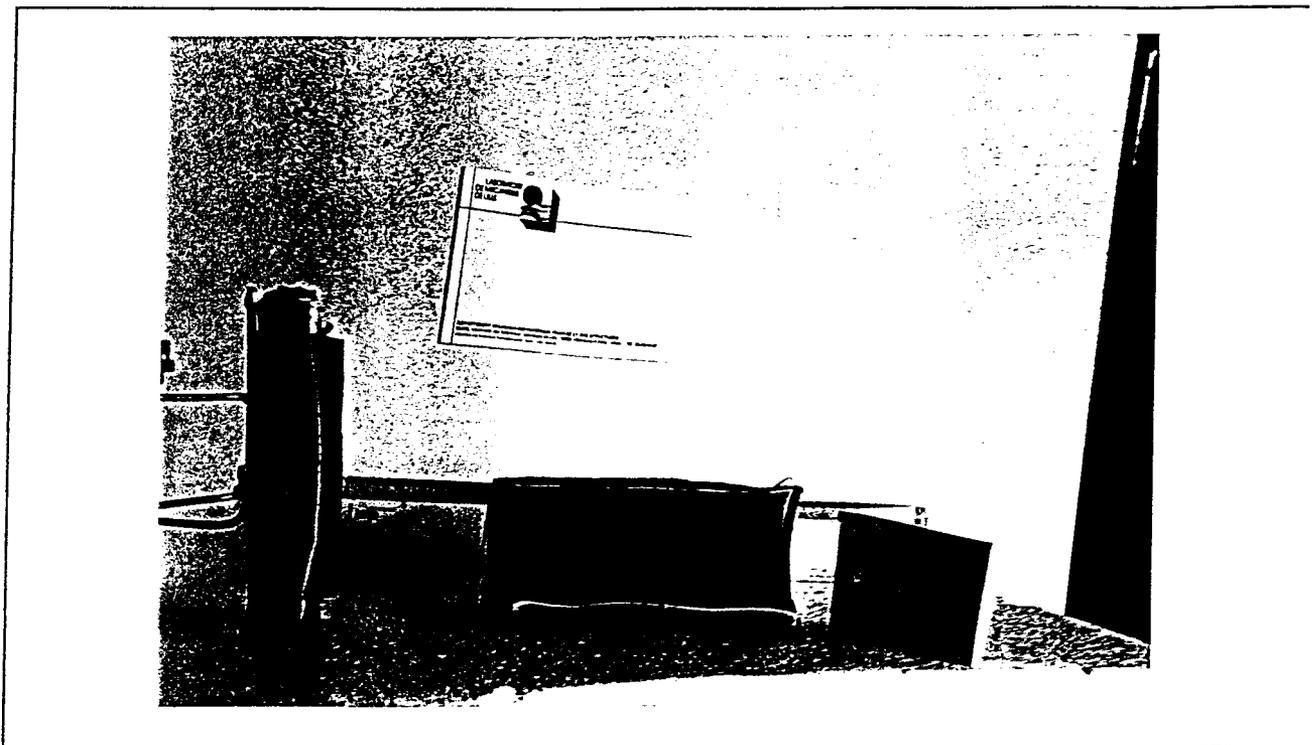


Photo 4.3.1: Apparence de l'aspérité de joint du schiste

Contrainte initiale →			0 MPa			0,25 MPa	
joint	Cycle	Déplacement	initiale	résiduelle	résiduelle après 6 heures	initiale	résiduelle
Schiste	1	L1	0	18	14	9	25
		L2	0	23	11	15	24
		L3	0	3	-18	7	8
		L	0	15	3	10	19
	2	L1	14	4		17	21
		L2	11	7		22	20
		L3	-18	10		-11	25
		L	3	7		9	22
	3	L1	18	-16	-10	26	13
		L2	18	12	-22	30	10
		L3	-8	8	-13	1	16
		L	9	2	-14	19	13

Tableau 4.3.1 : Fermeture initiale et résiduelle du joint de schiste pour les essais de type 1.

Les allures de ces courbes se ressemblent beaucoup mais pour avoir une comparaison plus facile, nous avons fait glisser les courbes de façon à faire coïncider au maximum les parties croissantes des courbes (figure 4.3.8).

Par cette comparaison, nous avons voulu tester la possibilité de décrire le couplage par un facteur constant du type facteur de Biot pour les milieux poreux. On voit qu'à deux points vues la confrontation des résultats sous le champ de la figure 4.3.8 n'est pas possible. Tout d'abord, les branches décroissantes des courbes restent tout à fait différentes les unes des autres. Ensuite les parties croissantes ne sont pas non plus superposables. En conséquence, il faut analyser chaque courbe séparément.

Une autre remarque vient de la comparaison entre ces résultats et les résultats des essais de premier type (figure 4.3.9). Cette figure montre clairement que ces courbes ne sont pas superposables. En conséquence le terme de pression effective apparentée (confinement - pression d'interstitielle) ne peut pas être caractéristique du couplage hydromécanique.

4.3.4- Comportement hydromécanique et la conductivité du joint: Résultats expérimentaux des essais d'écoulement dans le joint, ("troisième type" d'essais).

Le joint du schiste se distingue des joints de granite et de marbre par son aspect beaucoup moins rugueux. En conséquence, l'ouverture du joint peut être réduite de façon importante particulièrement sous des pressions de confinement élevées ce qui va augmenter les temps pour obtenir l'établissement de l'état permanent de l'écoulement.

Ainsi, pour l'étude de l'évolution des pressions interstitielles, nous avons suivi avec plus d'attention l'essai à 20 MPa de pression de confinement aux débuts des essais de deuxième et troisième types. La variation des pressions interstitielles en fonction du temps au cours du deuxième type d'essais est montrée sur la figure 4.3.10, et sur la figure 4.3.11 pour le troisième type d'essais. L'évolution plus détaillée des pressions interstitielles pour le deuxième type d'essais au cours d'une augmentation de la pression interstitielle est donnée par la figure 4.3.12 et au cours d'une diminution de la pression interstitielle par la figure 4.3.13.

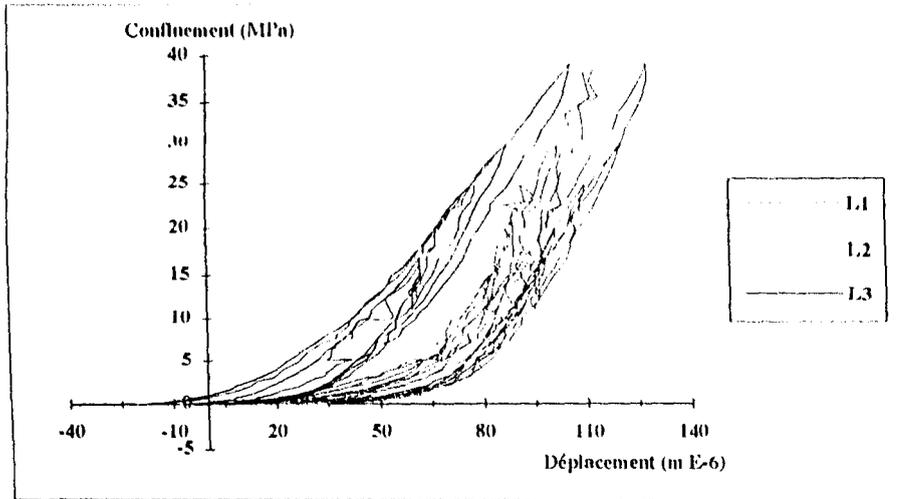


Figure 4.3.2: Variation des déplacements de joint en fonction de la pression de confinement.

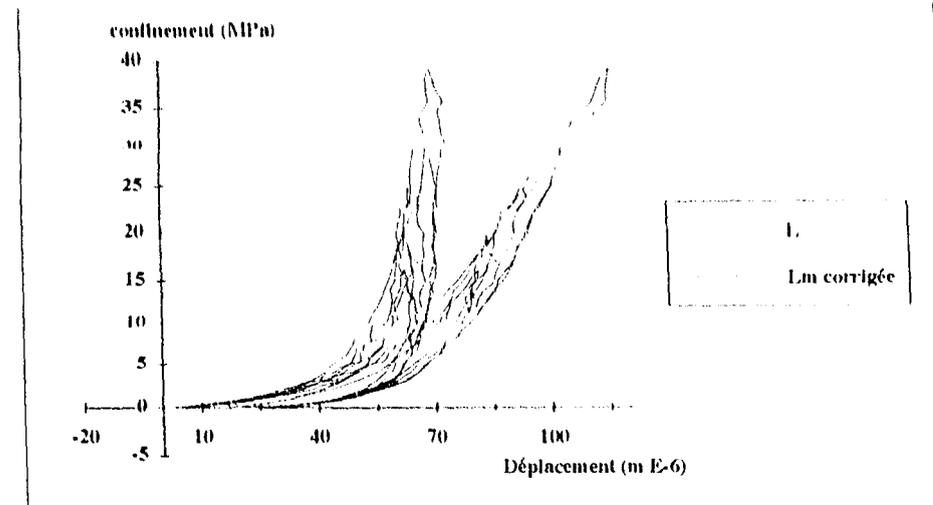


Figure 4.3.3: Variation de la moyenne de déplacements et la moyenne de déplacements corrigés en fonction de la pression de confinement.

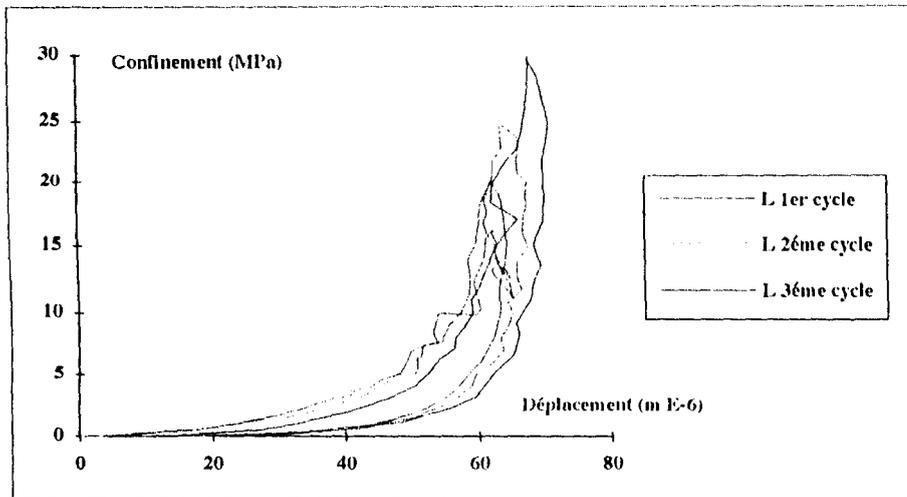


Figure 4.3.4: Variation des déplacements en fonction de la pression de confinement pour 4 cycles de chargement-déchargements (contrainte initiale = 0 MPa).

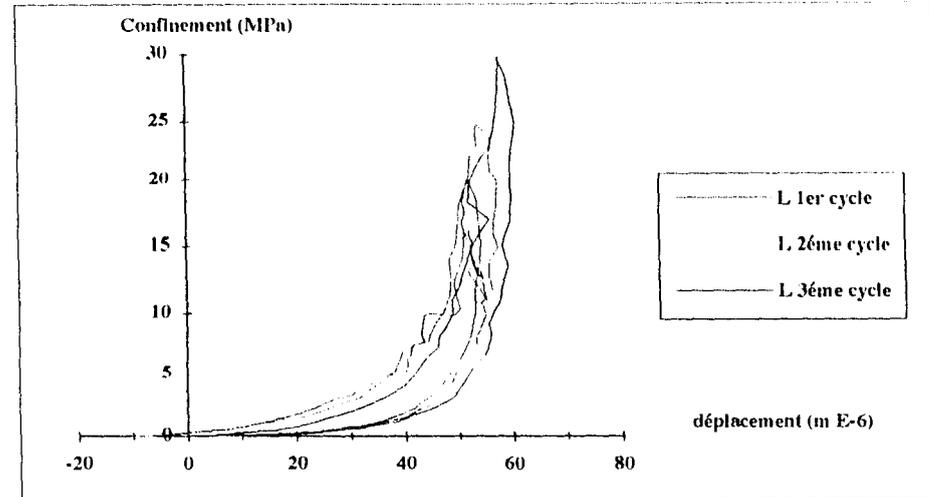


Figure 4.3.5: Variation des déplacements en fonction de la pression de confinement pour 4 cycles de chargement-déchargements (contrainte initiale = 0,25 MPa).

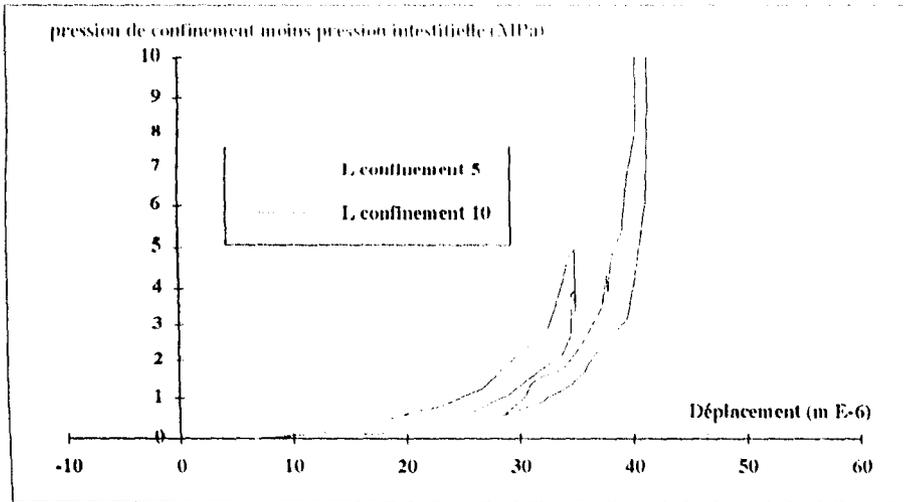


Figure 4.3.6: Variation du déplacement en fonction de "la pression de confinement moins la pression de fluide".

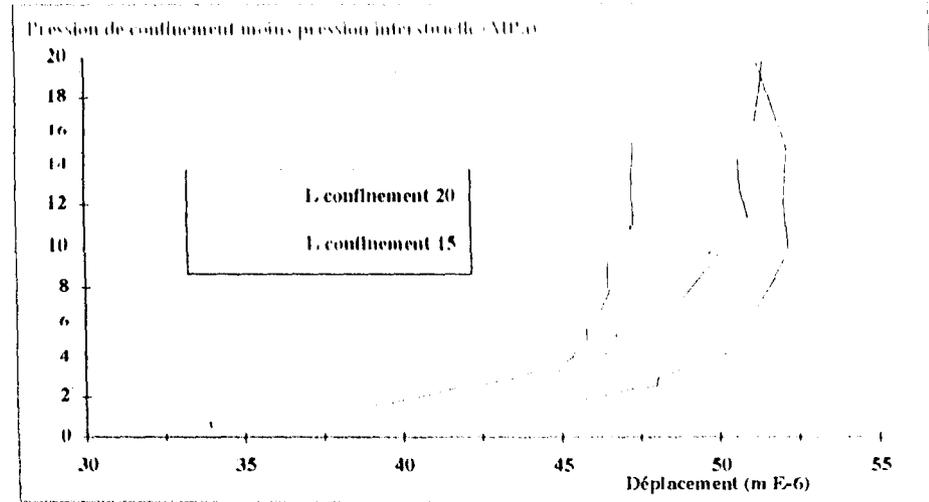


Figure 4.3.7: Variation du déplacement en fonction de "la pression de confinement moins la pression de fluide".

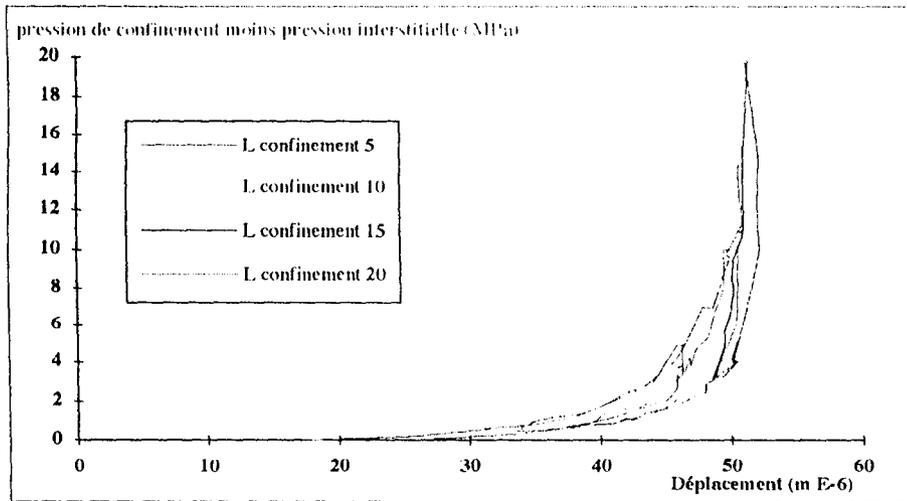


Figure 4.3.8: Comparaison entre les différents essais de deuxièmes types.

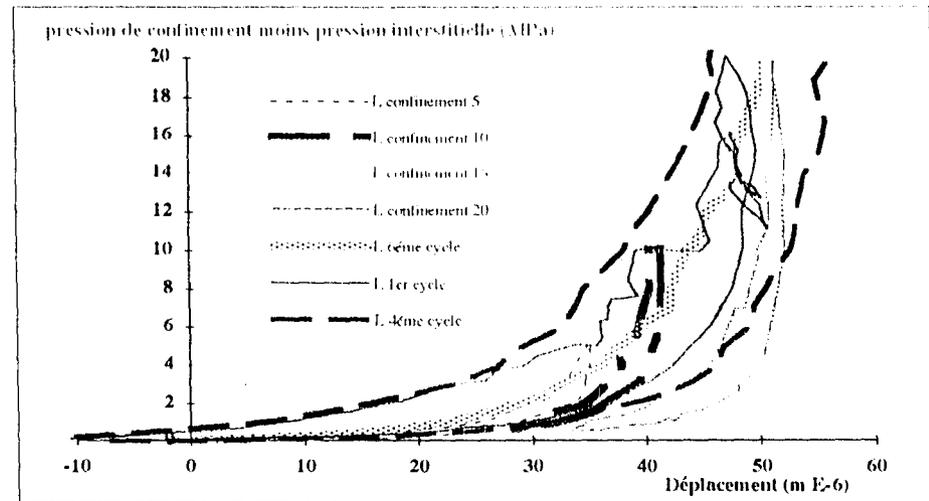


Figure 4.3.9: Comparaison entre les premiers et les deuxièmes types d'essais.

Sur la figure 4.3.10 on voit que l'injection a commencé en haut de l'échantillon au temps 23680 avec 5 MPa de pression ($P_4 = 5$ MPa).

Avec une pression d'injection constante, l'installation de la pression interstitielle au niveau de la P_3 n'a été constatée qu'après 20 minutes. A ce moment là (23700) l'augmentation de la pression P_2 a seulement commencé. La pression interstitielle P_2 a évolué jusqu'au temps 23850 donc a nécessité plus de 170 minutes pour arriver au régime permanent! La suite de l'évolution est donnée par la figure 4.3.12. Au temps 23920, on a fermé le robinet de drainage : c'est seulement après 40 minutes (23960) que toutes les pressions interstitielles deviennent égales. Ensuite la pression d'injection a été augmentée par paliers. On constate clairement que le temps d'attente pour avoir un état uniforme des pressions interstitielles, devient de plus en plus court.

La figure 4.3.13 montre la vitesse d'uniformisation des pressions interstitielles en diminuant les pressions de 19 MPa jusqu'à zéro. En ouvrant le robinet de drainage, P_1 décroît rapidement. Après fermeture de ce robinet on attend que les pressions interstitielles deviennent uniformes. Cette évolution est très rapide pour les pressions élevées ($P > 10$ MPa) et devient de plus en plus lente pour les faibles pressions. Ainsi, tous les déplacements attribués au deuxième type d'essais ont été pris après la vérification de l'uniformité des pressions interstitielles.

La figure 4.3.11 entre les temps 25075 et 25320, montre l'évolution des pressions lorsque l'on applique une pression d'injection de $P_4 = 10$ MPa sous confinement constant. On constate qu'après 5 minutes au niveau de P_3 et après 30 minutes au niveau de P_2 , la pression interstitielle commence à augmenter. Au-delà de 300 minutes, tandis que les sollicitations restent constantes, les pressions interstitielles n'évoluent plus. Une fois que les pressions interstitielles s'installent, les capteurs des pressions réagissent presque simultanément contre les variations suivantes de la pression d'injection.

a) Essais d'injection à pression de confinement donnée.

Les résultats et la procédure de dépouillement des données d'essais de l'écoulement à 10 MPa de pression de confinement sont données par les figures 4.3.14 à 4.3.17. Ensuite, le débit du joint, sur l'ensemble des essais aux différentes pressions du confinement et avec la pression de drainage égale à zéro en fonction de la pression d'injection, est présenté sur la figure 4.3.18. Durant ces essais le drainage est réalisé soit par la partie supérieure ($P_2=0$) soit par la partie inférieure ($P_1=0$). Les déplacements du joint durant ces essais, en fonction de la pression d'injection, sont reportés sur la figure 4.3.19.

Le débit du joint pour l'ensemble des essais aux différentes pressions de confinement et avec la pression d'injection constante, en fonction de la pression de drainage est donné par la figure 4.3.20. Les déplacements du joint durant ces essais, en fonction de la pression de drainage sont reportés sur la figure 4.3.21.

Enfin, les réponses des capteurs de pression aux différents niveaux de l'échantillon, pour les essais de troisièmes type à 7,5 ; 10 ; 15 et 20 MPa de pression de confinement en fonction de la position des capteurs, sont données respectivement par les figures 4.3.22 à 4.3.25.

b) Effets de l'écoulement sur l'ouverture du joint.

Pour les essais à 10 MPa de pression de confinement, la figure 4.3.17 montre la variation des mesures de l'ouverture aux niveaux différents de l'échantillon au même temps par rapport à la variation de la pression d'injection, pour les essais du drainage libre (la pression du drainage est zéro) et par rapport à la pression du drainage, pour les essais à la pression d'injection constante.

D'une manière générale, les déplacements dus à l'injection pour des pressions d'injection inférieures à 7 MPa, sont négligeables.

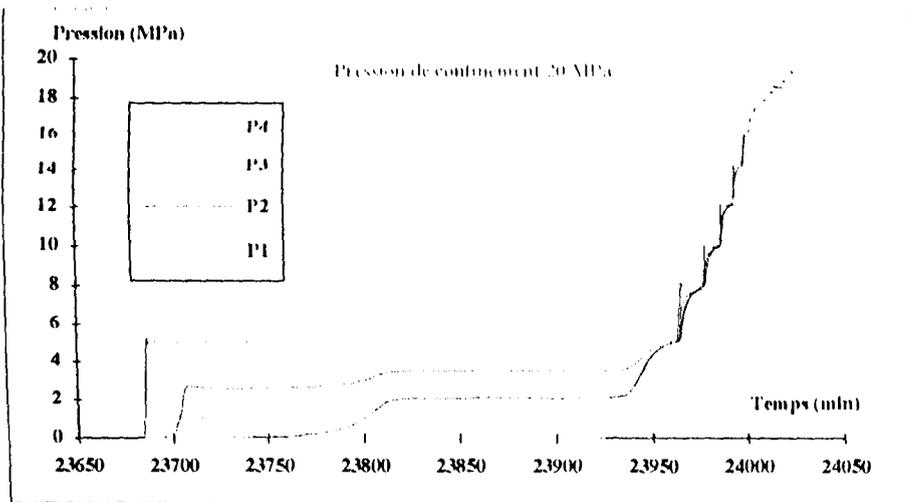


Figure 4.3.10: Installation de l'écoulement et vérification de la stabilité d'injection et de pressions interstitielles. Pression interstitielle est croissante (pression de confinement = 20 MPa).

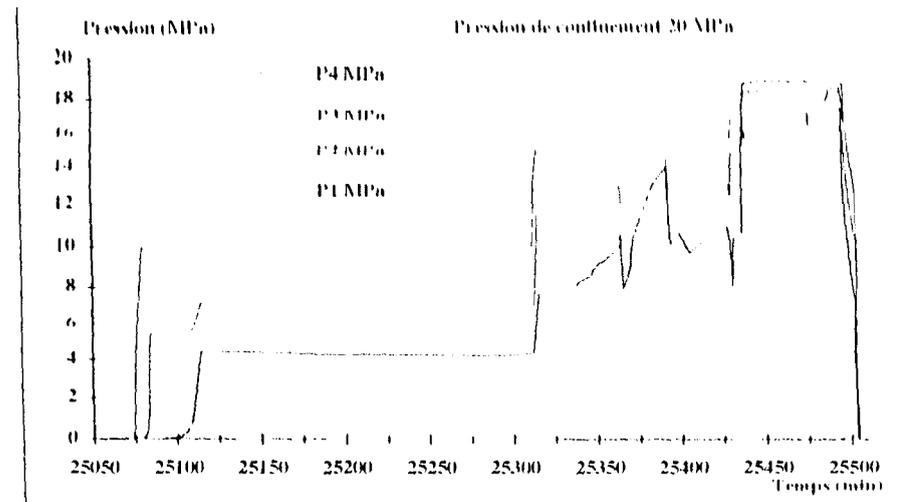


Figure 4.3.11: Installation de l'écoulement et vérification de la stabilité d'écoulement et de pressions interstitielles (premier type d'essai).

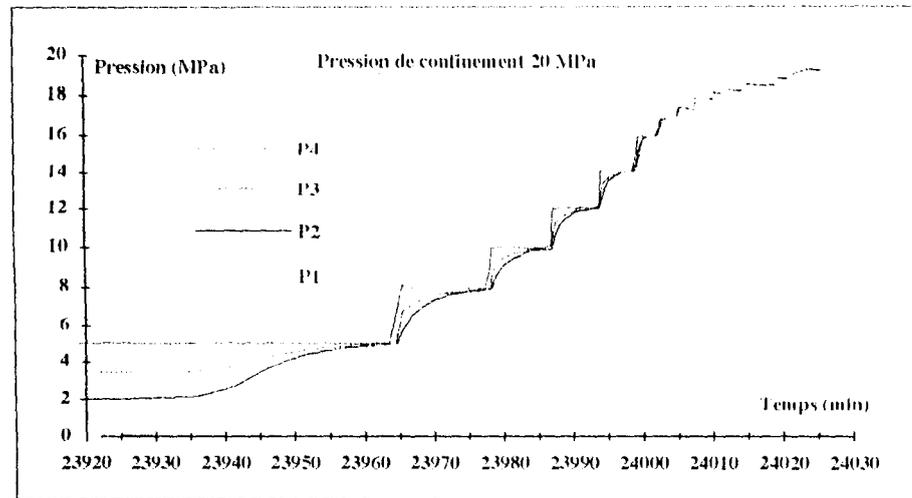


Figure 4.3.12: Vérification de l'installation de pressions interstitielles pour le deuxième type d'essais. La pression interstitielle est croissante (pression de confinement = 20 MPa).

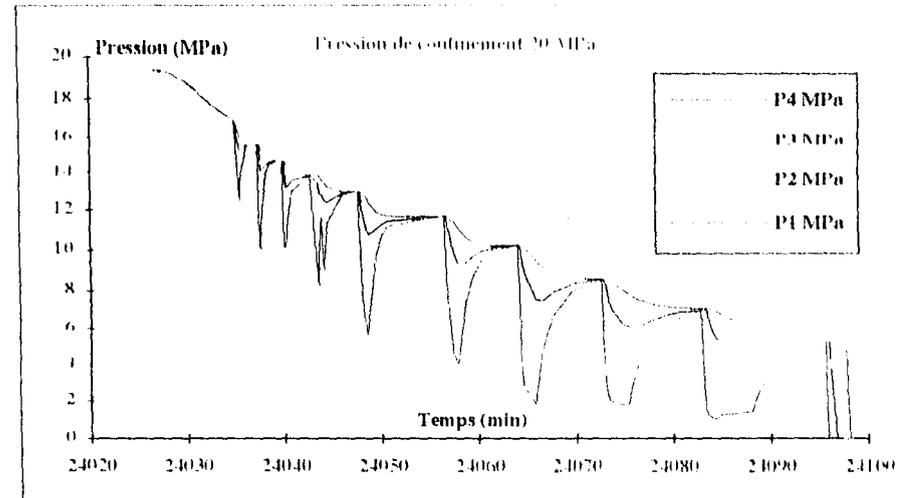


Figure 4.3.13: Vérification de l'installation de pressions interstitielles pour le deuxième type d'essais. La pression interstitielle est décroissante (pression de confinement = 20 MPa).

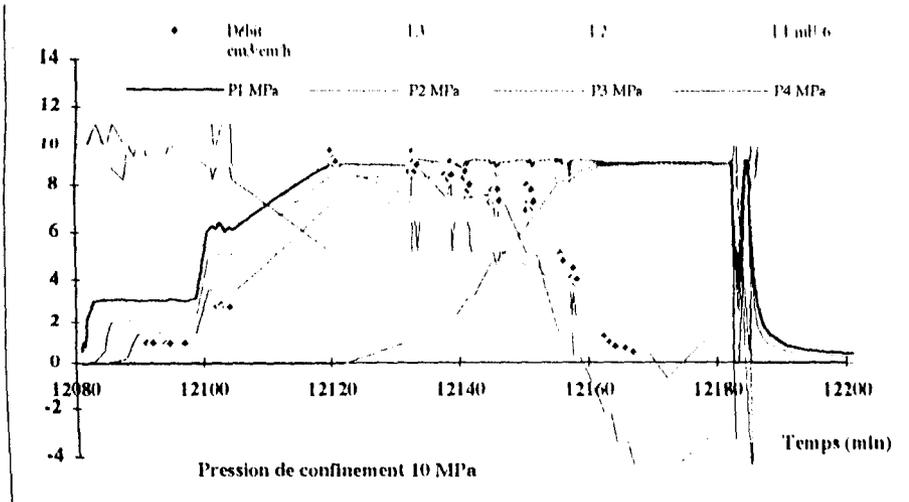


Figure 4.3.14: Variation des réponses simultanées de capteurs de pressions et capteurs de déplacements en fonction du temps. Les déplacements sont relatifs à l'état de départ avec la pression interstitielle de 0.

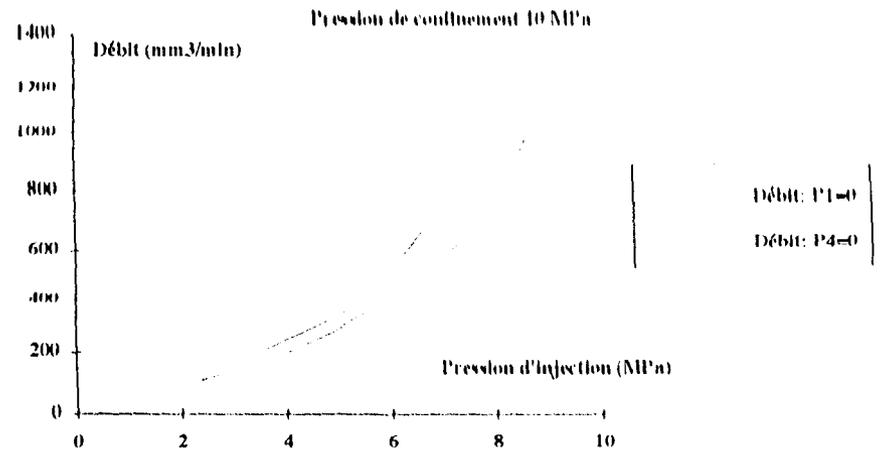


Figure 4.3.15: Variation du débit en fonction de la pression d'injection.

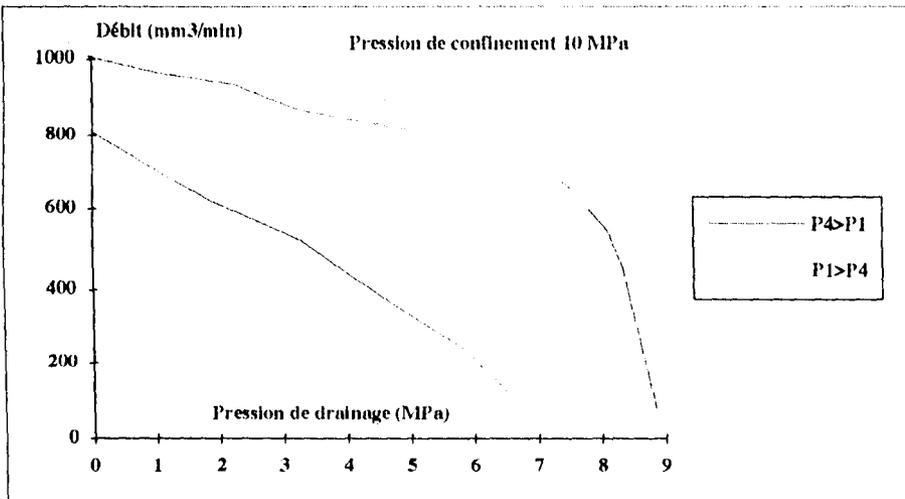


Figure 4.3.16: Variation du débit en fonction de la pression de drainage. Pression de confinement = 10 MPa.

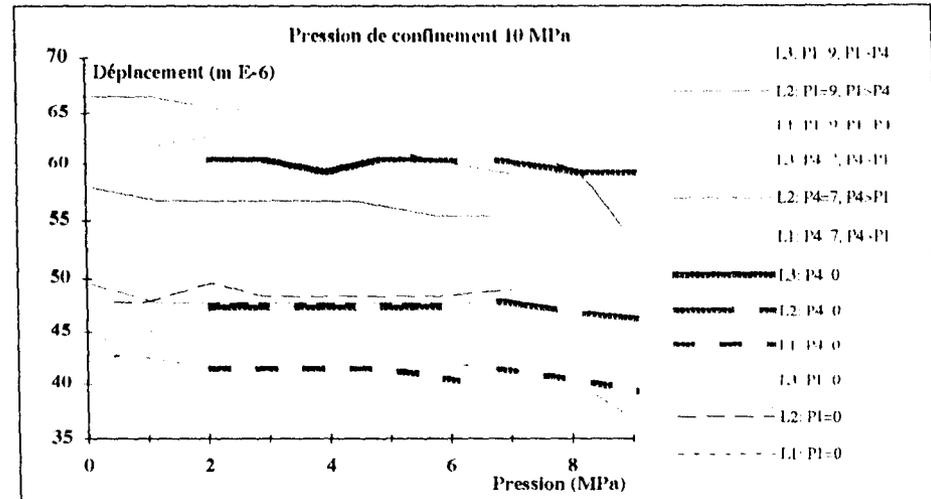


Figure 4.3.17: Déplacements de joint dus à la variation de pression d'injection ou pression de drainage.

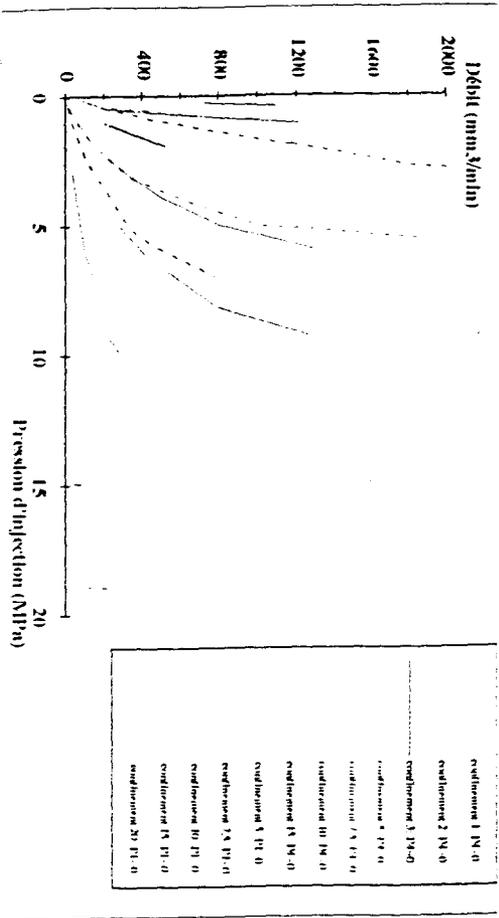


Figure 4.3.18: Variation du débit en fonction de la pression d'injection. Pression de drainage = 0.

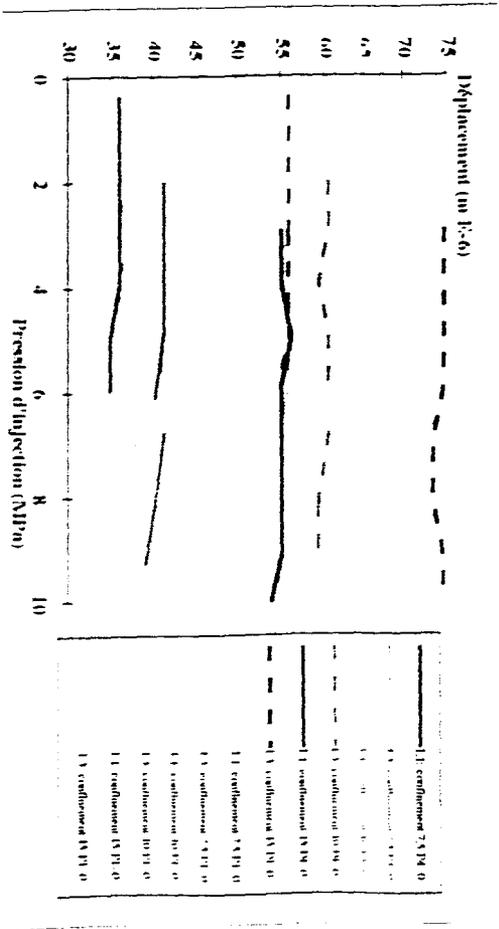


Figure 4.3.19: Variation des déplacements en fonction de la pression d'injection. Pression de drainage = 0.

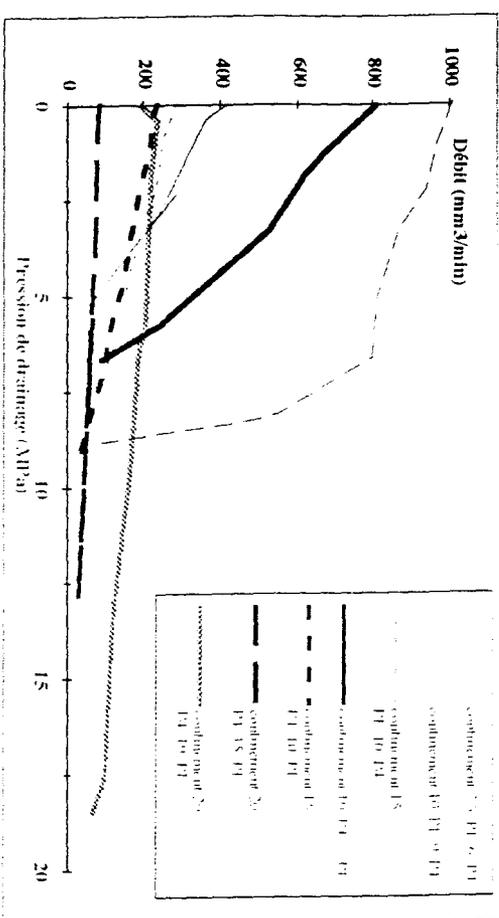


Figure 4.3.20: Variation du débit en fonction de la pression de drainage. Pression d'injection est constante.

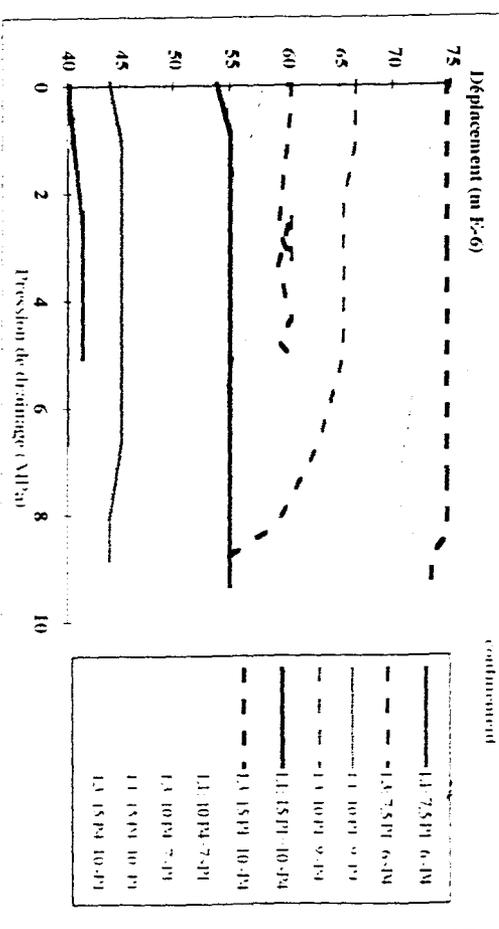


Figure 4.3.21: Variation des déplacements en fonction de la pression de drainage. Pression d'injection est constante.

Les figures 4.3.19 et 4.3.21 montrent les déplacements aux niveaux de L1 et L2 pour l'ensemble des essais de troisième type. On constate que, pour le joint du schiste, les déplacements du joint dus à la pression interstitielle sont plus faibles que pour les deux autres joints.

c) Profil de la pression interstitielle.

Les mesures de pressions interstitielles pour les différents essais, en fonction de la position de capteur, sont reportées sur les figures 4.3.22, 4.3.23, 4.3.24, et 4.3.25 sous les pressions de confinement de 7,5 ; 10 ; 15 et 20 MPa respectivement. Sur l'ensemble des courbes, on constate que par rapport aux autres joints les courbes sont beaucoup plus linéaires, lisses et régulières. Ce qui nous permet de penser que pour les joints avec des aspérités lisses, l'état de l'écoulement s'approche de plus en plus à l'état de l'écoulement dans les parois parallèles.

d) Débit et conductivité du joint.

A 10 MPa de pression du confinement, la figure 4.3.15 montre la variation du débit en fonction de la pression d'injection, pour les injections du haut vers le bas ($P_1 = 0$) et dans la direction inverse ($P_4 = 0$). Pour les pressions d'injection inférieures à 6 MPa, les réponses sont comparables. Pour les pressions d'injection plus élevées, on constate des petits écarts entre les résultats. Donc on constate une très légère dépendance de la conductivité du joint avec le sens de l'écoulement.

A cette pression du confinement (10 MPa), la figure 4.3.16 montre la variation du débit en fonction de la variation de pression de drainage pour 7 MPa de pression d'injection en bas et pour 9 MPa de pression d'injection en haut. On voit que, pour la pression d'injection de 7 MPa (3 MPa moins de la pression du confinement) la courbe est pratiquement linéaire et que l'ouverture n'a pas véritablement évolué. Par contre, pour la pression d'injection de 9 MPa, la variation est tout à fait non linéaire et il existe une variation de l'ouverture.

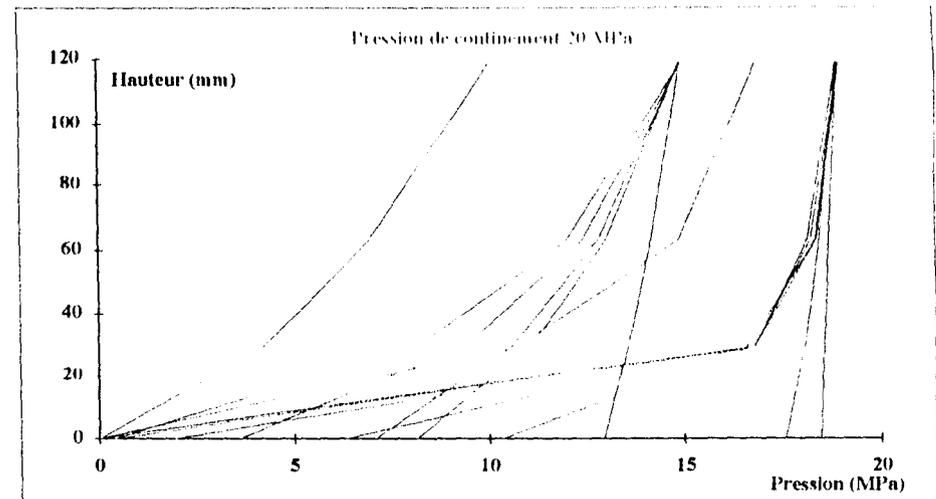
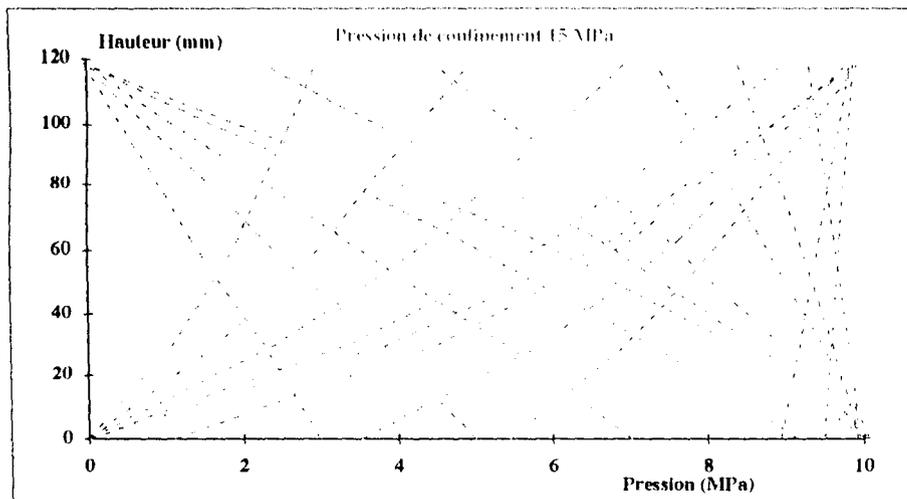
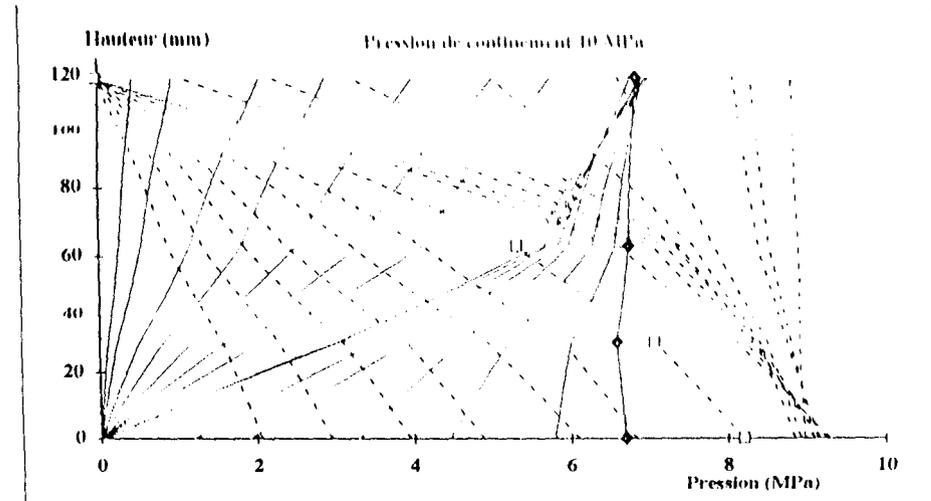
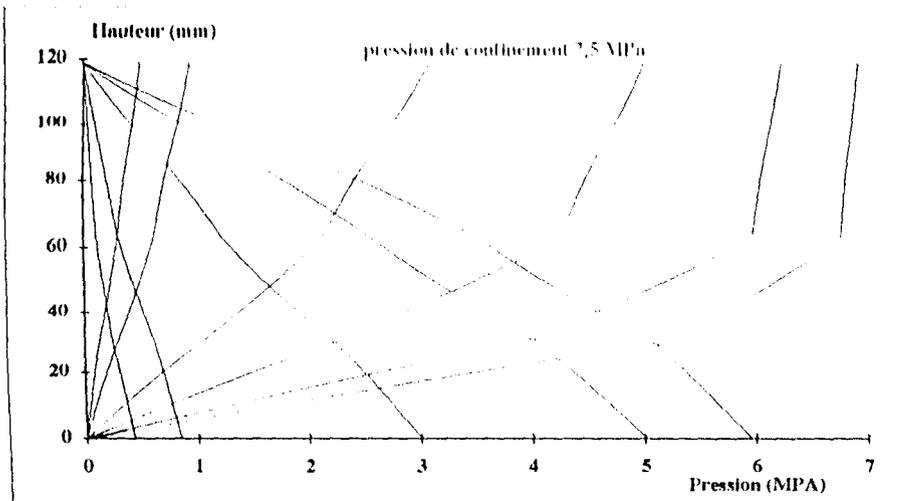
Pour les essais à des pressions de confinement différentes, les figures 4.3.18 et 4.3.20 confirment les remarques précédentes.

4.4- Conclusion

Les trois déplacements aux niveaux différents des joints, sont très différents les uns des autres, particulièrement pour les faibles pressions de confinement. La prise en compte d'une ouverture moyenne (hypothèse souvent admise) n'est pas toujours satisfaisante pour restituer les modifications locales occasionnées mais elle représente le mieux le déplacement du joint.

En ce qui concerne le couplage contrainte normale-pression interstitielle, on voit que le déplacement dû à la contrainte effective apparentée (la pression de confinement moins la pression interstitielle) n'est pas égal au déplacement dû à une pression de confinement égale à ce terme mais sans pression interstitielle. Donc, une définition appropriée de la pression effective est nécessaire afin que la courbe pression effective-déplacement devienne indépendante de la sollicitation.

Le débit dans les joints, sous une pression du confinement et un gradient hydraulique donné, dépendra des valeurs des pressions interstitielles. Donc, pour la présentation d'une sollicitation hydraulique, non seulement le gradient hydraulique est nécessaire, mais aussi la pression d'injection et la pression de drainage.



Chapitre 5

MODELISATION.

5- MODELISATION.

Dans ce chapitre, nous essayons de développer des formulations mathématiques qui peuvent présenter les réponses des joints rocheux à des sollicitations mécaniques ou hydrauliques telles que la variation de l'ouverture-fermeture du joint due à la contrainte normale ou/et la pression interstitielle, ou bien la variation du débit, par unité de largeur du joint, sous un gradient hydraulique donné en fonction de ces sollicitations.

Dans notre étude bibliographique (chapitre 2), on remarque que la quasi-totalité de la modélisation des divers comportements des joints rocheux est réduite à un calage des relations mathématiques sur des réponses expérimentales entre les causes et les effets. Même les procédures avec l'apparence analytique telle que la modélisation du comportement mécanique de Greenwood et Tripe (2.2.1 formulation 2-44) comprennent des paramètres d'ajustement avec les réponses expérimentales (η , et Φ_s).

Tenant compte de la nature stochastique de la géométrie du joint et de plusieurs sources de perte d'énergie (l'écrasement des aspérités, la déformation plastique, le frottement de deux surfaces du joint...) lesquelles mélangent des hystérésis de nature différente, ce type d'approche est certainement le plus aisé. En outre, en ce qui concerne l'application et les besoins des ingénieurs et des techniciens, il suffit que ces ajustements soient suffisamment performants. C'est avec ce critère que nous allons développer les formulations qui seront représentatives des résultats expérimentaux de notre travail.

5.1- Modélisation du comportement mécanique de trois roches sous la contrainte normale sans pression interstitielle.

L'allure hyperbolique des courbes expérimentales de contrainte normale-déplacement a encouragé les auteurs à prendre des relations hyperboliques pour la modélisation de ce comportement (Goodman 1974 et Bandis 1983 ch. 2.2.1)

Le premier modèle de Goodman (1974) et le modèle de Bandis (1983) ont chacun deux paramètres. Pour approcher d'avantage la modélisation aux données expérimentales, Goodman en 1976 a ajouté deux paramètres à son modèle. Une comparaison entre ces modèles était présentée par Bandis (ch. 2.2.1 p.21-26).

Vu la performance éprouvée du modèle de Goodman modifié, nous l'avons choisi pour la formulation mathématique de nos données expérimentales. Cette formule est sous la forme :

$$\frac{\sigma_n - \sigma_i}{\sigma_i} = A \left(\frac{V}{V_m - V} \right)^t \quad (5.1)$$

avec :

σ_n = la contrainte normale,
 V = la fermeture,

et quatre paramètres :

σ_i = la contrainte initiale,
 V_m = la fermeture finale,
 A = l'un des paramètres d'ajustement.
 t = l'un des paramètres d'ajustement.

Pour la modélisation de comportement du joint granitique nous avons choisi la contrainte initiale comme étant la contrainte d'emboîtement du joint. Mais pour que les cycles restent comparables, les contraintes initiales des différents cycles sont choisies de telle façon que les fermetures initiales soient égales. Ensuite la référence des déplacements est portée en ce point. Donc, on trouve des contraintes initiales différentes entre les cycles d'une part et entre les chemins croissant et décroissant d'un même cycle de chargement-déchargement d'autre part.

Le choix du paramètre (V_m) n'est pas aisé. Il est par définition la fermeture maximale du joint et dans la modélisation, il est l'asymptote du modèle. Finalement avec cette définition nous l'avons choisi à partir des données expérimentales et après quelques itérations pour avoir un bon ajustement. La valeur de A est égale à la valeur de $\left(\frac{\sigma_n - \sigma_i}{\sigma_i}\right)$ pour $V = V_m/2$, ceci est calculable après le choix du V_m .

Pour le calcul de (t), nous disposons de deux possibilités. Premièrement, on peut appliquer la méthode des moindres carrés à des logarithmes de deux côtés de l'équation (5.1). Puisque des petites déviations du modèle, avec des données expérimentales à faible confinement ou avec des confinements proches à la fermeture maximale, provoquent des erreurs grossières, donc le modèle sera plus proche des données expérimentales au début et à la fin d'essai ; Ainsi, si l'on s'intéresse à la partie intermédiaire du comportement, cette méthode n'est pas forcément la meilleure. Par contre, si l'on veut rapprocher le modèle de l'expérience dans un domaine choisi, par exemple à contrainte 15 MPa (le choix 1 pour cycle 2) ou à fermeture de 50 μ (le choix 2 de cycle 2), il suffit de prendre les coordonnées expérimentales d'un point dans ce domaine et calculer la valeur de t correspondante en utilisant la relation 5.1.

Le tableau 5.1 montre les paramètres de la modélisation de premier cycle par la méthode des moindres carrés et deux modèles différents pour le deuxième cycle avec des préférences pré-définies.

$\frac{\sigma_n - \sigma_i}{\sigma_i} = A \left(\frac{V}{V_m - V} \right)^t \quad \text{Goodman modifié (1976)}$ <p style="text-align: center;"> σ_n est la contrainte normale appliquée, σ_i est la contrainte de la position initiale du joint ($V = 0$), A et t sont les constantes d'adaptation. V_m est la fermeture maximale du joint. Pour la première série d'essais sur le joint granitique. </p>						
Paramètre	Cycle 1		Cycle 2		Cycle 3	
	Charge	Décharge	Charge	Décharge	Charge	Décharge
σ_i	8	4	2,5	0,7	2,2	0,5
V_m	67	67	67	67	67	67
σ_n pour $V_m/2$	3,17	0,9	1,5	0,9	1,6	0,75
A	2,962	1,25	6,5	11,857	6,273	14
V pour $\sigma = 15$	57	57	59,5	64,4	61,3	64
t (choix 1)	1,027	1,939	1,053	0,9003	0,9932	1,0003
σ_n pour $v = 50$	7,6	3,65	7,1	3,5	6,55	3,5
t (choix 2)	0,977	1,7351	1,3135	1,3152	1,4119	1,4785

Tableau 5.1 : les paramètres de la modélisation du comportement dans la direction normale au joint granitique

Ces modèles, pour le joint granitique, sont également montrés sur la figure 5.1. On voit bien que l'ajustement du modèle aux données expérimentales dans le domaine intermédiaire entre le début (partie quasi horizontale) et la fin (partie quasi verticale) d'essai, n'est pas très bon.

La procédure présentée est très rapide, mais nous avons appliqué deux restrictions. La première est le calcul de A à partir du point expérimental $V = V_m/2$. En effet, à la place de ce point on peut s'approcher des données expérimentales où on le désire. Alors, on peut utiliser par exemple deux points de calage pour l'ajustement du modèle sur l'essai.

Pour certains de ces paramètres, on peut trouver des équivalents ou des interprétations physiques. Mais nous ne croyons pas que, par rapport à la qualité de l'ajustement, l'interprétation physique devient un obstacle. En effet, certains de ces paramètres sont bien reliés à l'ouverture initiale ou à la raideur initiale du joint comme étant des caractéristiques du joint par des relations mathématiques mais surtout pas par des liens physiques. Particulièrement, la plupart des auteurs se sont intéressés à la fermeture maximale (le paramètre V_m) comme un véritable caractère intrinsèque du joint. Bandis (1983) a même proposé des relations empiriques entre V_m et les caractéristiques naturelles du joint telles que la résistance à la compression de la matrice, l'ouverture initiale et la rugosité (ch. 2.2.1).

Malgré tout, le choix de V_m commence par une estimation arbitraire de l'asymptote des courbes expérimentales de la contrainte normale-déplacement du joint. Malheureusement, on ne dispose pas, la plupart du temps, de méthodes expérimentales pour approcher sa juste valeur. La performance du choix de V_m ne peut être vérifiée que par la qualité d'ajustement du modèle et des données expérimentales. C'est donc par itération que nous procéderons à ce calcul.

En outre, nous devons remarquer que les courbes expérimentales sont très différentes entre les chemins croissant et décroissant d'un même cycle et même entre les différents cycles de chargement-déchargement de la contrainte normale. Donc si l'on prend la fermeture maximale comme un paramètre intrinsèque et si on l'applique à toutes ces courbes expérimentales, il n'est pas évident de trouver une valeur de V_m qui puisse satisfaire toutes ces courbes. Bandis dans ses modélisations, a proposé des intervalles pour V_m et ensuite a utilisé la valeur moyenne de ces intervalles pour établir ses relations empiriques pour l'estimation de V_m . En conclusion, nous avons vu que pour avoir un bon ajustement entre le modèle et la courbe expérimentale, il n'est pas nécessaire d'être très strict vis à vis de la signification physique de ce paramètre.

Ainsi V_m peut varier largement en fonction du chemin de chargement ou des cycles. Cette réflexion nous permet d'envisager un nouveau degré de liberté pour mieux modéliser ce comportement.

Une autre remarque sur la formulation 5.1 concerne le choix du paramètre σ_1 . D'après la formule exponentielle 5.1 telle que Goodman l'a présentée, la référence du déplacement est la contrainte initiale c'est à dire à $\sigma = \sigma_1$ la fermeture V étant nulle. Les données expérimentales sont enregistrées par rapport à cet état de référence. Or nous avons vu qu'il était nécessaire d'introduire une fermeture initiale non nulle, donc d'effectuer une translation des fermetures.

Pour que la modélisation des cycles entre eux soit assurée, il faut que la translation soit unique pour tous les cycles et après cette translation que les valeurs de V pour tous les cycles soient positives. Les valeurs des contraintes correspondantes à ces valeurs de la translation de l'axe des fermetures seront les contraintes initiales des différentes courbes. C'est de cette façon que nous avons trouvé les valeurs de la contrainte initiale pour la modélisation du comportement mécanique du joint granitique.

A la place de cette translation, on peut garder les repères initiaux et appliquer la translation directement dans la relation 5.1, sous la forme :

$$\frac{\sigma_n - \sigma_i}{\sigma_i} = A \left(\frac{V - V_i}{V_m - V} \right)^t \quad (5.2)$$

où V_i est la fermeture initiale à la contrainte initiale σ_i . Ce changement nous permet de faire des choix libres d'état initial pour chaque cycle et pour chaque chemin de chargement.

En conséquence de ces réflexions, nous avons continué nos modélisations sous la formule 5.2 et avec cette nouvelle procédure. Dans cette modélisation, les valeurs de σ_i et V_i sont la référence de départ qu'on peut choisir librement. Donc, il nous reste trois paramètres de A , t , et V_m à déterminer ce qui peut être fait numériquement.

Les modélisations des essais sur le joint du marbre et sur le joint du schiste sont réalisées par cette procédure et les résultats des modélisations sont présentés sur les figures 5.2 et 5.3 respectivement.

Une comparaison rapide entre cette dernière procédure et la procédure précédente met aisément en évidence l'amélioration de la qualité de l'ajustement entre les modèles et les expériences. Les paramètres des modélisations de tous les joints sont présentés dans le tableau 5.2.

5.2 Modélisation du couplage hydromécanique pression interstitielle - contrainte normale, pour le joint rocheux sans gradient hydraulique.

La comparaison des essais de premier et deuxième types va nous permettre d'établir des relations du couplage hydromécanique.

5.2.1- Les concepts expérimentaux et le coefficient de pression effective.

La pression effective pour une propriété quelconque comme Δ , peut être définie par la relation :

$$\Delta(P_c, P_f) = \Delta(P_c = P_{eff}, 0) \quad (5.3)$$

où P_c est la pression du confinement et P_f la pression interstitielle due au fluide.

En générale, une relation sous la forme ci-dessous est utilisée pour calculer la pression effective :

$$P_{eff} = P_c - bP_f = P_c - (1 - a)P_f \quad (5.4)$$

où b , est le taux de la réaction de la pression interstitielle, qui a été présenté dans la partie 2.3.3 du chapitre 2.

D'après cette définition, la courbe de pression effective-déplacement peut être obtenue à partir du premier type d'essais. Ainsi, on voit l'utilité de la comparaison des résultats expérimentaux de premier et deuxième type d'essais. Commençons la présentation des concepts et de la procédure expérimentale de couplage pour les essais sur le joint granitique. Pour faciliter la comparaison des deux types d'essais, nous préférons comparer les modélisations obtenues à partir de la relation (5.2). Les modélisation des essais avec ou sans pression interstitielle sont représentées sur les figures 5.4 et 5.5 respectivement.

Nous allons comparer l'essai de couplage à pression de confinement de 15 MPa figure 5.5 à l'essai de comportement mécanique sans pression interstitielle. Sur un des chemins croissant ou décroissant d'essais, supposons que les valeurs V_1 et V_1' à $P_1 = P_1'$ soient les valeurs de départ (la pression interstitielle est nulle) pour les deux essais de premier et deuxième types.

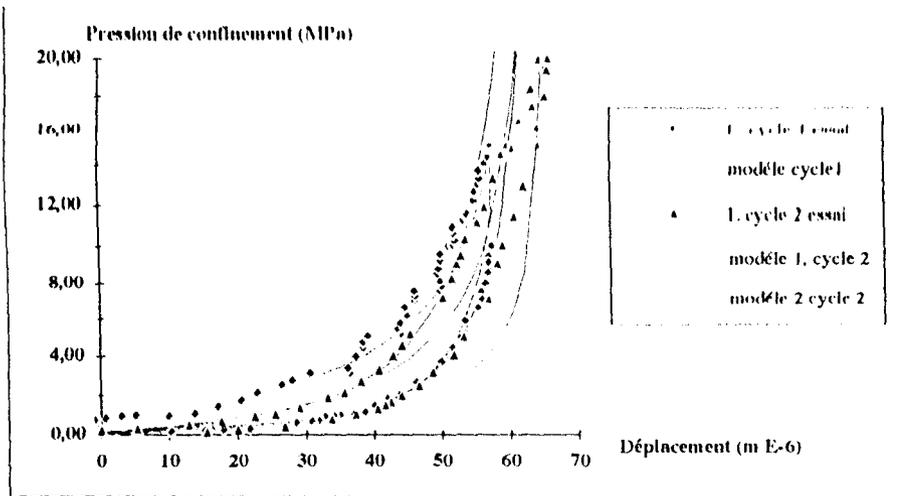


Figure 5.1: Modélisation du comportement mécanique de joint de granite.

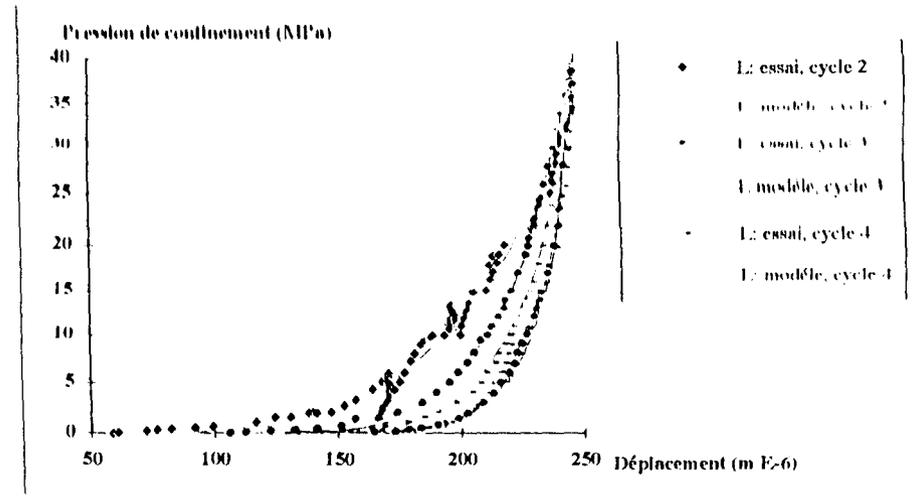


Figure 5.2: Modélisation du comportement mécanique de joint de marbre.

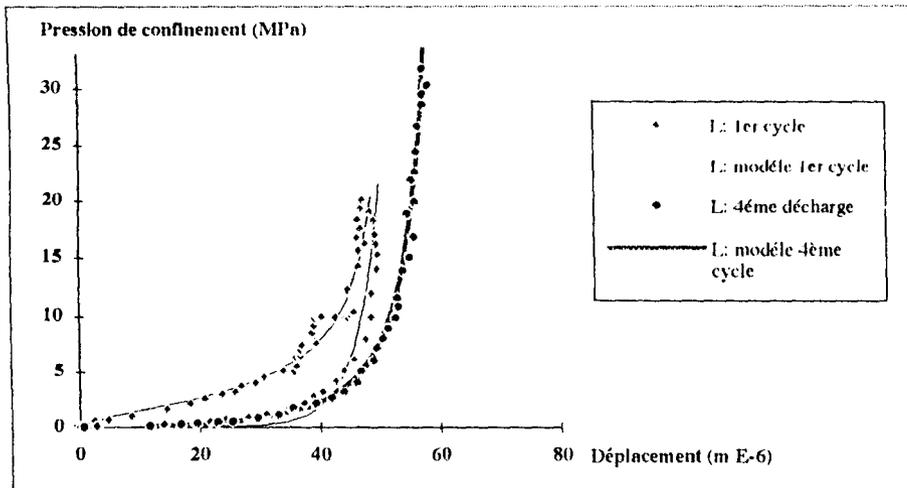


Figure 5.3: Modélisation du comportement mécanique de joint de schiste.

$$\frac{\sigma - \sigma_i}{\sigma_i} = \Lambda \left(\frac{V - V_i}{V_m - V} \right)^t \text{ Pour } \sigma_i = 0 \quad \sigma = \Lambda \left(\frac{V - V_i}{V_m - V} \right)^t \text{ Goodman (1976)}$$

joint	cycle-choix		σ_i	V_i	Λ	V_m	t
Granite	1	charge	0,8	0	2,9625	67	0,977
	1	décharge	0,4	0	1,25	67	1,7351
	2-1	charge	0,25	0	6,6	67	1,3195
	2-1	décharge	0,7	0	11,875	67	1,3152
	2-2	charge	2,5	0	6,6	67	1,0576
	2-2	décharge	0,7	0	11,875	67	0,9003
Marbre	2	charge	0,5	92	143,938	776	2,4838
	3	charge	0,051	112	19320,4	600,5	3,3612
	3	décharge	0,03	165	145,169	268,4	1,635
	4	charge	-	128,5	20,0083	339,6	2,5152
4	décharge	-	129,6	2,7145	284,7	2,3448	
Schiste	1	charge	0,56	2,38	6,47	52,41	0,71238
	1	décharge	0,1	14	27,71876	69,6	3,35886
	4	décharge	-	0	1,00799	65	1,67126

Tableau 5.2: Les paramètres de modélisation mécanique des trois roches.

respectivement (figure 5.4 et 5.5). Pour chacune des ouvertures égales du joint par rapport à l'état de départ dans ces essais, telles que :

$$\Delta V = V_1 - V_2 = V'_1 - V'_2 = \Delta V'$$

à la pression effective P_2 , on voit bien que les décharges correspondantes,

$$\Delta P = P_1 - P_2 \text{ et } \Delta P' = P'_1 - P'_2$$

ne sont pas égales. Cela signifie que l'augmentation de la pression interstitielle dans l'essai de couplage ($\Delta P'$) n'est pas aussi "efficace" que la décharge du confinement (ΔP) dans l'essai du premier type. Ainsi, pour chaque pression effective P_2 , d'après la relation 5.4, on trouve aisément un facteur de b par la relation :

$$b = \Delta P / \Delta P' \quad (5.5)$$

Si la fermeture est à cause de la force appliquée sur les dents de l'aspérité du joint et si la pression interstitielle peut s'exercer seulement sur la partie libre de la surface de joint, la grandeur $a = 1 - b$ nous donnera le taux de surface en contact. Dans ce cas, la relation entre V et P_c sans la pression interstitielle, et entre V et $P = P_c - (1 - a)P_f$ sera semblable. Ce terme (P) peut être appelé la "pression effective".

La relation 5.4 nous donne la valeur de b pour la pression effective P_2 . On peut changer la fermeture V_2 ainsi le ΔV change et les valeurs de (b) et (a) seront calculées, pour une pression effective. Enfin on obtient une courbe de la variation de (a) par rapport à la pression effective, à la pression de confinement de 15 MPa. Les valeurs de (a) pour le granite sont représentées sur la figure 5.6.

5.2.2 Modélisation du couplage hydromécanique du joint sous contrainte normale et pression interstitielle uniforme pour les trois roches.

La procédure présentée dans la partie précédente peut être appliquée à l'essai de couplage à n'importe quelle pression de confinement et dans les chemins croissants et décroissants. La figure 5.6 montre les relations de ($P_{eff} - a$), obtenues pour le joint de granite.

D'après ces résultats, on voit que les courbes ($P_{eff} - a$) aux différentes pressions de confinements, sont différentes. Ceci signifie que l'ouverture du joint n'est pas seulement une fonction de la force appliquée sur les dents des aspérités mais de la pression de confinement et de la pression interstitielle (par exemple, la pression interstitielle peut avoir une influence sur la raideur des dents de l'aspérité).

D'après ces résultats, nous constatons que la relation entre (a) et (P_{eff}) pour chaque pression de confinement, peut être une droite qui passe par l'origine. Ainsi, elle peut être représentée par des relations de la forme :

$$P_{eff} = \phi a \quad (5.6)$$

La pente (ϕ) de cette droite peut être un indice de la raideur d'aspérités à une pression de confinement donnée. Elle a la même dimension que la pression effective. Au voisinage de 0 et pour un confinement très élevé avec pression interstitielle faible, cette relation paraît moins valable. Nous avons calculé cette pente pour les différents essais de couplage sur le joint granitique. La variation de cette pente en fonction de la pression de confinement est donnée par la figure 5.7. D'après la figure 5.7, cette courbe peut être ajustée par une droite sous la forme

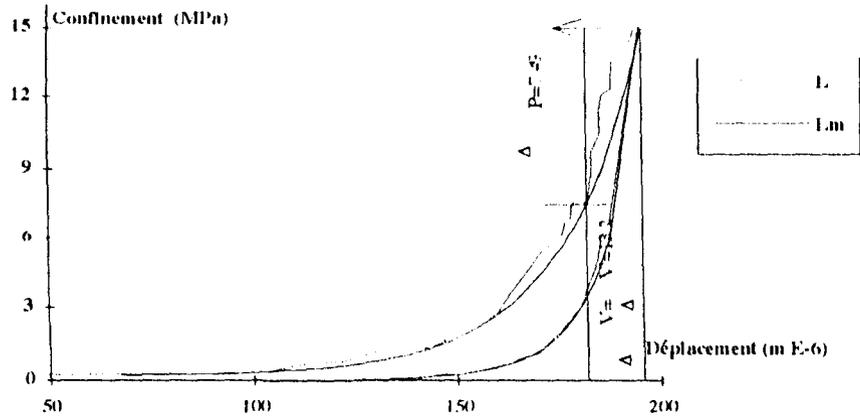


Figure 5.4: Modélisation du quatrième cycle de chargement-déchargement pour le joint granitique.

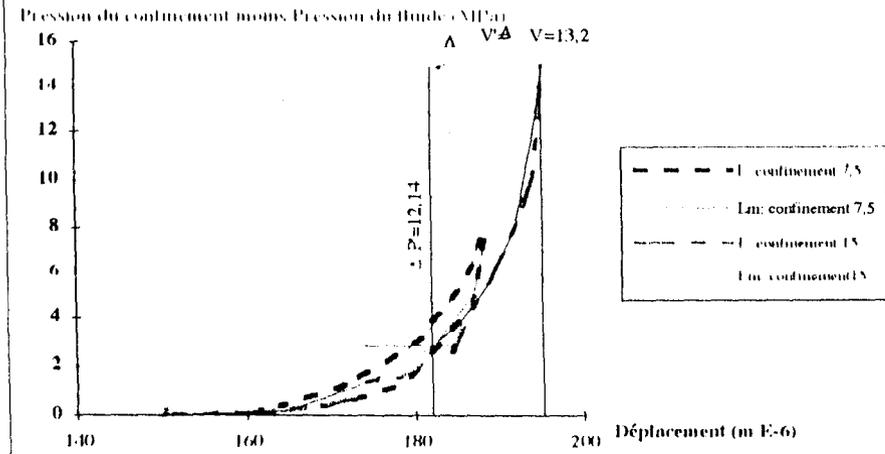


Figure 5.5: Modélisation du deuxième type d'essais pour le joint de granite.

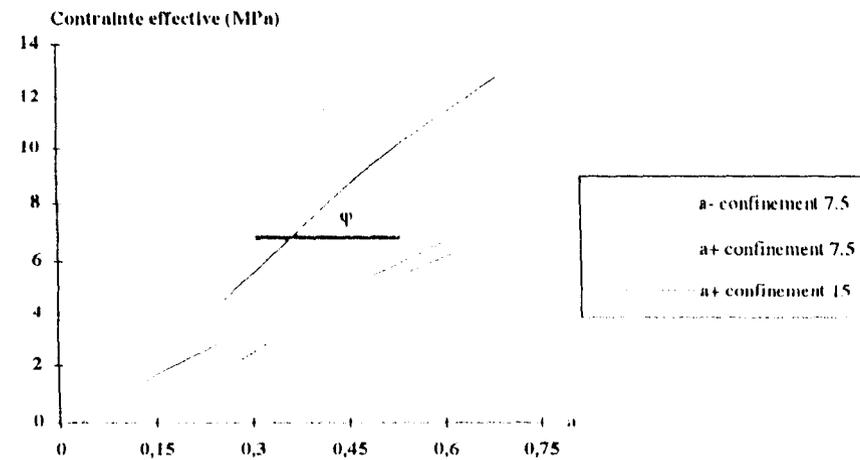


Figure 8.6: Variation du (n) en fonction de la pression effective pour le joint de granite.

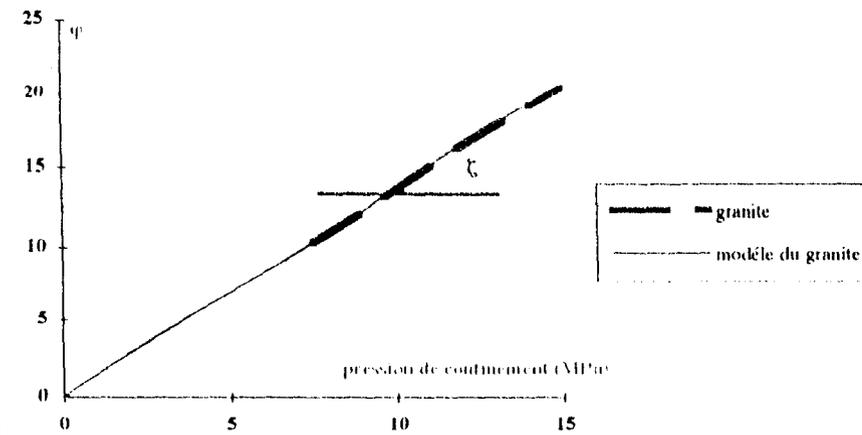


Figure 8.7: Variation de l'indice de raideur de joint en fonction de la pression de confinement pour le joint de granite.

$$\varphi = \zeta P_c \quad (5.7)$$

Les équations (5.6) et (5.7) donnent :

$$\sigma = \zeta P_c a \Rightarrow a = \sigma / (\zeta P_c) \quad (5.8)$$

ou (σ) est la contrainte normale effective. En utilisant les relations (5.4) et (5.8), pour un essai de couplage, on a

$$\sigma = P_c - (1 - a)P_f = P_c - \left(1 - \frac{\sigma}{\zeta P_c}\right) P_f \Rightarrow \sigma = P_c \frac{\zeta(P_c - P_f)}{\zeta P_c - P_f} = f(V) \quad (5.9)$$

Ainsi, le facteur (ζ) nous permet toujours, à partir de la relation $\sigma = f(V)$ obtenue par le premier type d'essai. (Goodman (1976) ou Bandis (1983) ou avec une méthode numérique), pour une pression de confinement et une pression interstitielle donnée, de trouver une fermeture (V).

Cette procédure a été répétée pour le joint du marbre. Les données expérimentales et la modélisation du quatrième cycle d'essai mécanique sans la pression interstitielle sont reportées sur la figure 5.8. (Le quatrième cycle est le cycle au cours duquel on a réalisé les essais de couplage et en conséquence qui est utilisé comme la référence pour la modélisation de couplage pour le joint de marbre). La figure 5.9 montre les essais de couplage sur le joint du marbre aux pressions de confinement de 10, 15, 20, et 25 MPa. Chaque essai se compose d'un chemin croissant et d'un chemin décroissant de chargement, donc pour le calcul de (φ) on a disposé de 8 chemins différents. Les essais ont été modélisés par l'équation de type (5.2). les modélisations également données par la même figure.

La variation du coefficient (a) en fonction de la pression effective pour ces essais, est donnée par la figure (5.10). Chaque série de données expérimentales, à pression de confinement constante a été modélisée par une droite du type (5.6). A partir de ces modèles, les pentes des courbes ajustées sur les données expérimentales (φ), ont été définies. Les moyennes des (φ) en fonction de la pression de confinement sont reportées sur la figure 5.11. Enfin un modèle linéaire de type (5.7) est facilement ajusté sur ces données expérimentales de (φ) : la pente est le facteur de pression effective du joint du marbre.

Nous avons refait les étapes de cette procédure pour le joint du schiste et les résultats sont donnés par les figures 5.12 à 5.15 respectivement. Encore une fois, toutes les étapes sont facilement franchies. Une comparaison entre les valeurs de (φ) des trois roches est donnée par la figure 5.15.

Les paramètres de modélisations des essais sur les trois roches sont donnés par le tableau 5.3. Enfin, les valeurs du facteur de pression effective (ζ), pour les joints de trois roches sont reportées dans le tableau 5.4.

Par la combinaison des équations 5.4, 5.6 et 5.7, on peut obtenir :

$$a = \frac{P_c - P_f}{\zeta P_c - P_f} \quad (5.10)$$

qui est le taux de non-efficacité de la pression interstitielle (à peu près égal au taux de surface en contact dans un bon intervalle des pressions de confinement et des pressions interstitielles).

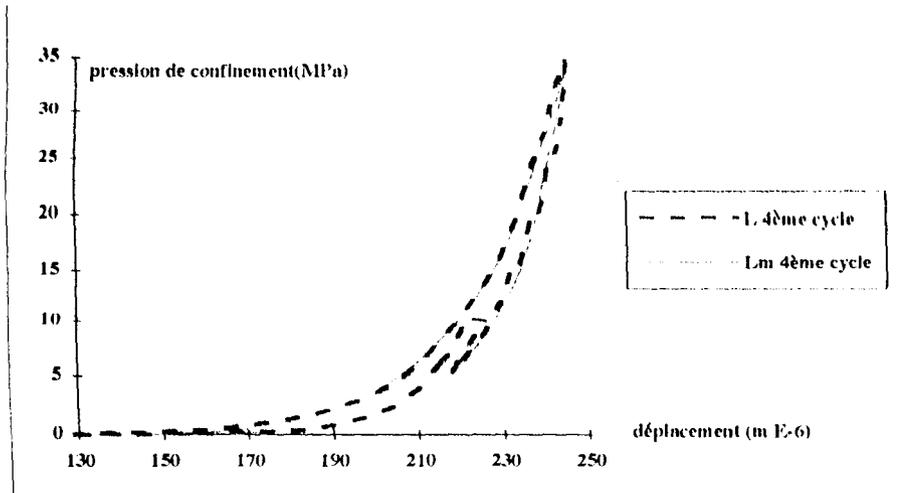


Figure 5.8: Modélisation du quatrième cycle de chargement-déchargement pour le joint de marbre.

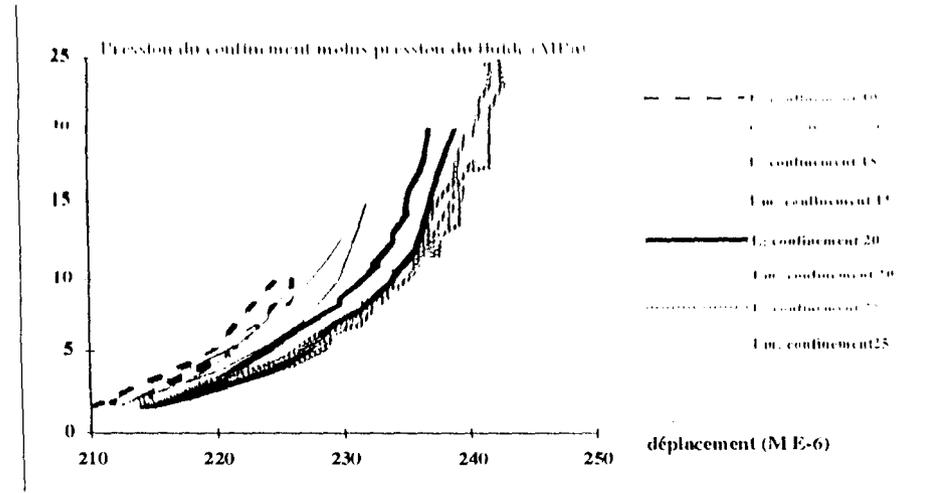


Figure 5.9: Modélisation du deuxième type d'essai pour le joint de marbre.

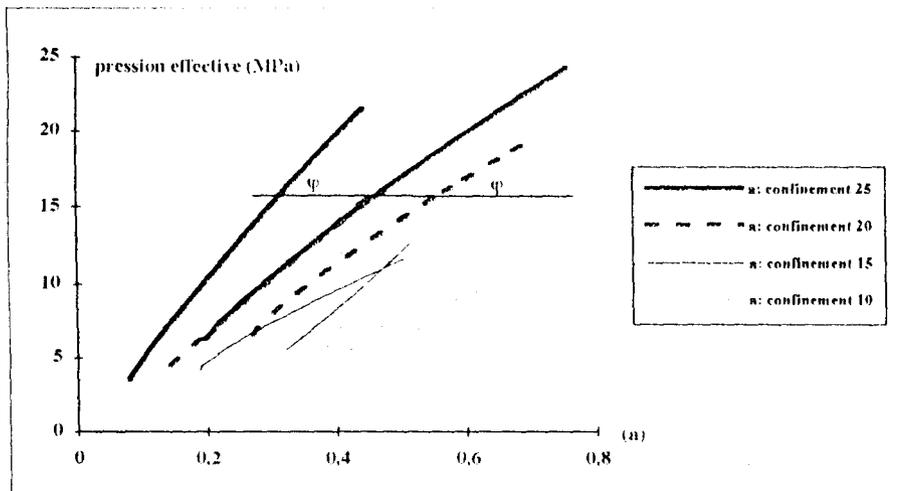


Figure 5.10: Variation du (a) en fonction de la pression effective pour le joint de marbre.

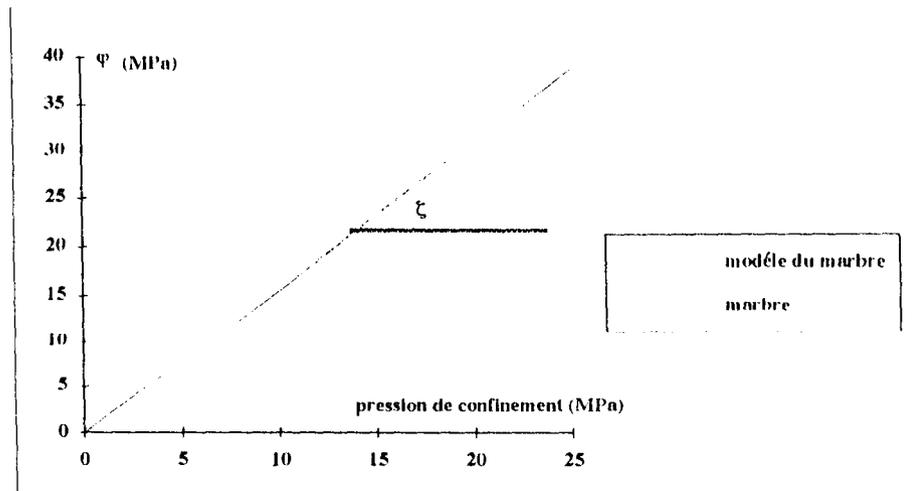


Figure 5.11: Variation de l'indice de raideur de joint en fonction de la pression de confinement pour le joint de marbre.

L'ajustement de courbe de contrainte-déplacement des joints rocheux sous la forme

$$\frac{\sigma - \sigma_i}{\sigma_i} = A \left(\frac{V - V_i}{V_m - V} \right)^t \text{ ou pour la } \sigma_i = 0 \quad \sigma = A \left(\frac{V - V_i}{V_m - V} \right)^t \text{ Goodman (1976)}$$

A, V_m et t sont les paramètres d'ajustement et σ_i et V_i sont les références de départ.

Joint	Type	Confinement MPa	Cycle	Chemin	σ_i MPa	V_i μ	A	$\frac{V_m}{t}$	t
Granite	1	-	7	Charge	0,23	42,5	9.2951	271,9	2,7473
	1	-	7	Décharge	0	102	0,473	213,1	2,0947
	2	7,5	1	Décharge	0,104	160,6	3,21178	192,2	0,99842
	2	7,5	1	Charge	0,104	160,6	23,3918	193,3	0,97127
	2	15	1	Charge	0,176	164,4	14,4195	193,3	0,81435
Marbre	1	-	4	Charge	0	128,4	20,0083	339,55	2,5152
	1	-	4	Décharge	0	129,6	2,7145	284,55	2,34435
	2	10	1	Décharge	1,58	210,2	2,2046	232,3	1,02605
	2	10	1	Charge	1,58	210,2	3,7139	235,5	1,1512
	2	15	1	Décharge	1,693	212,2	2,1794	235,5	0,73315
	2	15	1	Charge	1,693	212,2	6,7795	243,2	1,08033
	2	20	21	Décharge	1,58	214,1	3,2272	245,5	1,03355
	2	20	1	Charge	1,58	214,1	3,5888	247,5	0,81244
	2	25	1	Décharge	1,7	213,6	3,5879	251,2	1,0021
	2	25	1	Charge	1,7	213,6	2,3529	245,1	0,8044
Schiste	1	-	4	Charge	0,5	0	11,12	65	1,35793
	1	-	4	Décharge	0	0	1,30799	65	1,67126
	2	5	1	Décharge	0,121	16,489	4,3352	35,9777	0,72612
	2	5	1	Charge	0	6,57	0,75775	38,312	0,92385
	2	10	1	Décharge	0,551	28,343	1,7812	41,372	0,63667
	2	10	1	Charge	0,551	28,343	3,5921	43,112	1,0241
	2	20	1	Décharge	0,489	34,35	1,6463	53,43	1,1139
	2	20	1	Charge	0,489	34,36	4,5357	52,37	0,70435

Tableau 5.3 : les paramètres de modélisation de premier et deuxième types des essais sur joints roches.

Du point de vue physique, le facteur de couplage (ζ) représente l'adaptation des deux surfaces de joint sous une contrainte effective. Pour une pression de confinement donnée, d'après la relation 5.10, le taux de non-efficacité de la pression interstitielle (taux de surface en contact du joint) α sous même contrainte effective, est inversement proportionnel au facteur de couplage (ζ).

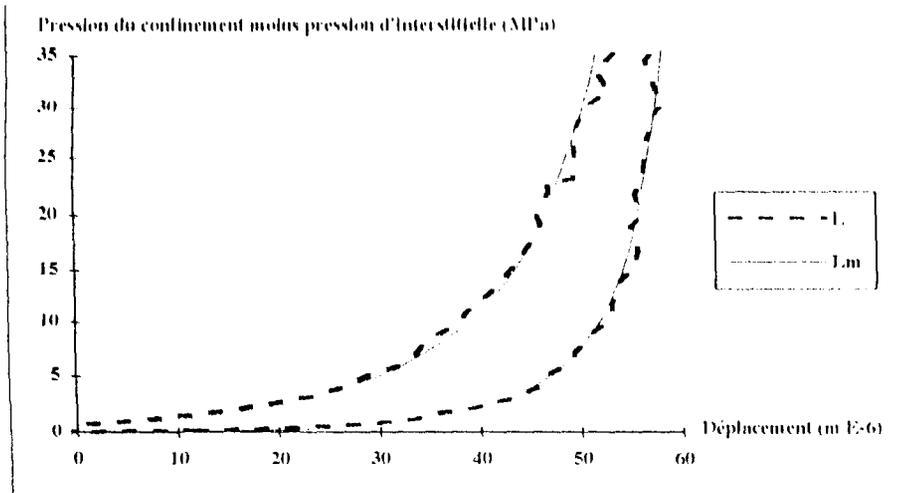


Figure 5.12: Modélisation du quatrième cycle de chargement-déchargement pour le joint de schiste.

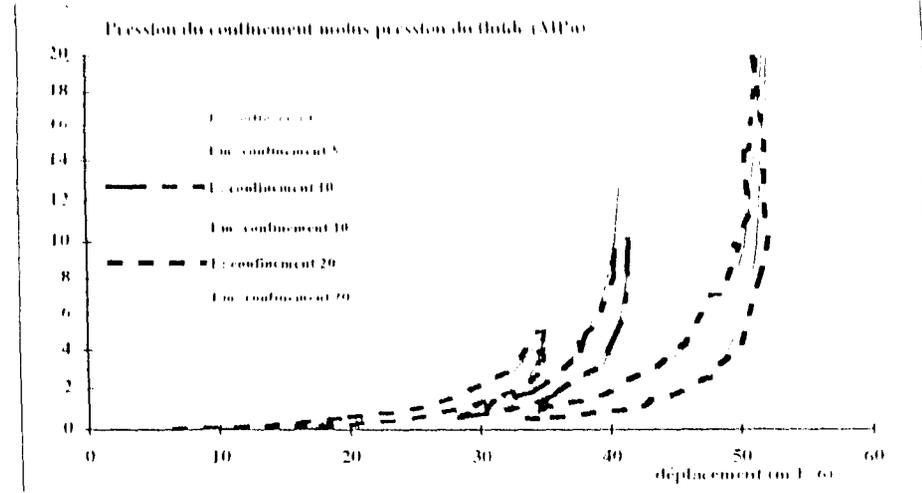


Figure 5.13: Modélisation du deuxième type d'essais pour le joint de schiste.

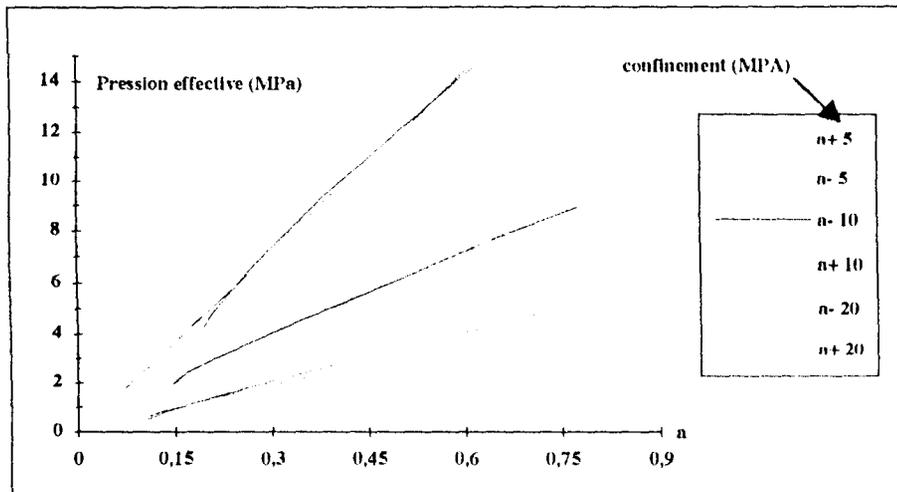


Figure 5.14: Variation du (a) en fonction de la pression effective pour le joint de schiste.

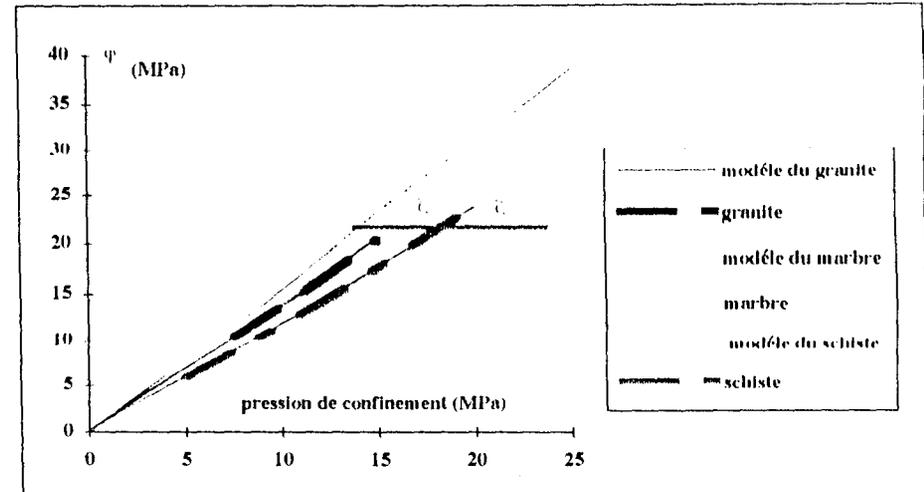


Figure 5.15: Variation de l'indice de raideur de joint en fonction de la pression de confinement pour le joint de schiste.

La matrice du joint	granite	marbre	Schiste
facteur du couplage (ζ)	1,373	1,552	1,183

Tableau 5.4 : Le facteur de la pression effective de joints de trois roches.

Il paraît intuitivement que des joints avec les parois moins adaptables (le cas des joints avec l'aspérité rugueuse et dure comme le marbre et le granite), ont des facteurs de couplage (ζ) plus grands que les joints avec des parois bien adaptables sous les charges normales, ce qui est le cas des joints relativement lisses et doux comme celui du schiste. Le tableau 5 confirme expérimentalement cette remarque et montre que le facteur du couplage (ζ) est un paramètre du joint.

5.3- Modélisation du couplage hydromécanique pression interstitielle - contrainte normale pour le joint rocheux avec gradient hydraulique.

Nous avons déterminé dans le paragraphe précédent le paramètre de couplage hydromécanique sous contrainte normale uniforme et pour une pression interstitielle constante. Puisque ces conditions nous laissent penser que la relation 5.9 reste toujours applicable localement, quelle sera alors la loi du couplage hydromécanique pour une pression interstitielle variable ? Pour aboutir à ce problème les hypothèses suivantes nous semblent nécessaires.

- La relation 5.9 est applicable localement.
- La surface ouverte de la section du joint b est égale à $(b = 1 - a)$.
- La loi d'écoulement laminaire dans les parois parallèles est localement applicable.

A partir de ces hypothèses nous allons essayer de trouver une solution numérique qui nous permet de résoudre le problème de couplage hydromécanique pour une pression interstitielle variable (courbe de perte de charge hydraulique et débit pour unité de largeur du joint).

Pour un essai de troisième type. (Pression de confinement, injection et drainage imposées), nous divisons la charge hydraulique entre la pression d'injection (P_0) et la pression de drainage (P_n) à (n) partie, alors la pression du fluide de chaque section (P_i) et sa croissance entre les sections successives ($\Delta P_i = P_i - P_{i-1}$) est connue (figure 5.16). Ainsi pour avoir la courbe de perte de charge hydraulique il suffit de trouver la distance entre les différentes sections ($\Delta x = x_i - x_{i-1}$).

La troisième hypothèse nous permet d'écrire la vitesse moyenne dans la direction de l'écoulement en un point donné sous la forme :

$$v_i = \frac{\rho g}{12\mu} e^2 \nabla H_i = -\frac{e^2}{12\mu} \nabla P_i = -\frac{e^2}{12\mu} \frac{\Delta P_i}{\Delta x_i} \quad (5.11)$$

et puisque la partie ouverte de cette section est égale à b_i , on peut donc donner le débit par la relation :

$$Q_i = v_i e_i b_i = -\frac{e_i^3 b_i}{12\mu} \frac{\Delta P_i}{\Delta x_i} \quad (5.12)$$

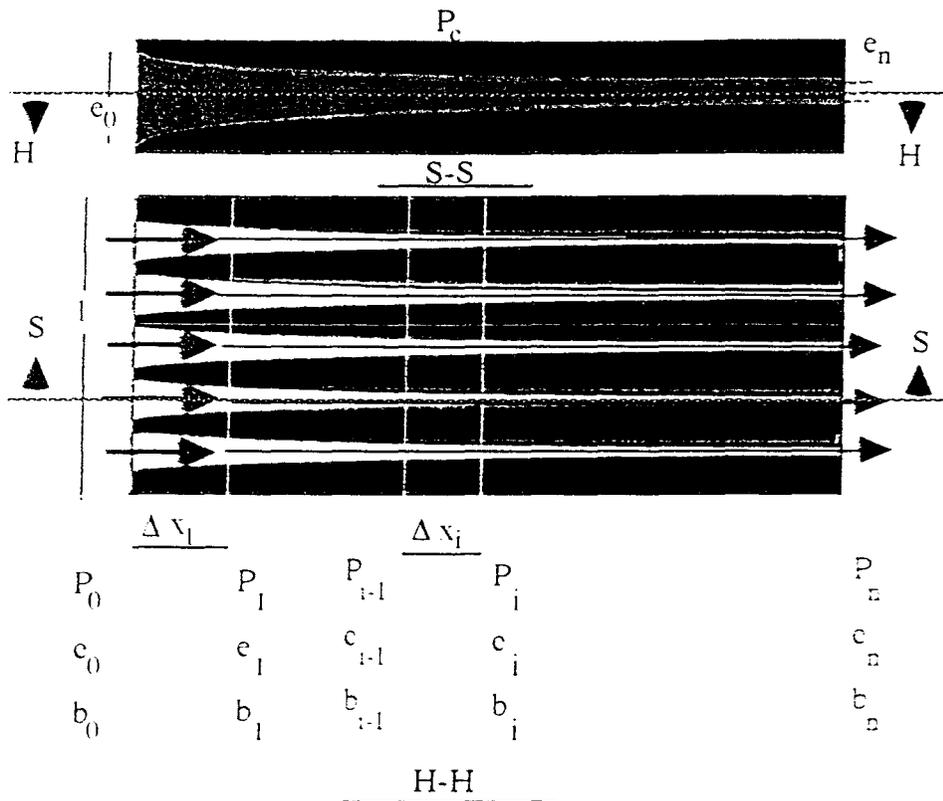


Figure 5.16: Le modèle conceptuel de la section du joint

La conservation de la masse du fluide nous impose la relation suivante :

$$Q = -\frac{(e_0)^3 b_1}{12\mu} \frac{\Delta P_1}{\Delta x_1} = \dots = -\frac{(e_i)^3 b_i}{12\mu} \frac{\Delta P_i}{\Delta x_i} = \dots = -\frac{e_n^3 b_n}{12\mu} \frac{\Delta P_n}{\Delta x_n}$$

donc

$$Q = -\frac{(e_0 + \Delta e_1)^3 b_1}{12\mu} \frac{\Delta P_1}{\Delta x_1} = \dots = -\frac{(e_0 + \Delta e_i)^3 b_i}{12\mu} \frac{\Delta P_i}{\Delta x_i} = \dots = -\frac{(e_0 - e_n)^3 b_n}{12\mu} \frac{\Delta P_n}{\Delta x_n}$$

et en fin

$$Q = \frac{\sum_{i=1}^n (e_0 + \Delta e_i)^3 b_i \Delta P_i}{12\mu \sum_{i=1}^n \Delta x_i} = \frac{\sum_{i=1}^n (e_0 + \Delta e_i)^3 b_i \Delta P_i}{12\mu L} \quad (5.13)$$

Dans la relation (5.13),

- L est la longueur de joint,
- e_0 est l'ouverture du joint au point d'injection,
- e_i est l'ouverture du joint au point (i),
- Δe_i est la variation de l'ouverture due à la variation de la pression de fluide au point (i) par rapport au point (i-1),
- i est la partie sans contact de la section de joint au point (i) (figure 5.16),
- ΔP_i est la variation de la pression de fluide au point (i) par rapport au point (i - 1),
- Δx_i est la variation de la position du point (i) par rapport au point (i - 1),
- μ est la viscosité dynamique de fluide.

Nous avons subdivisé le potentiel hydraulique entre la pression d'injection et la pression de drainage en n parties égales. Ainsi on a

$$\Delta P_i = \Delta P = (P_{\text{injection}} - P_{\text{drainage}}) / n \quad \text{et} \quad P_i = P_{\text{injection}} - i \Delta P_i$$

Pour la pression de confinement constante, connaissant la pression de fluide, on peut calculer la fermeture du joint (relation 5.9). Et puisque $\Delta e_i = -\Delta V_i = -(V_i - V_0)$ [(V est la fermeture du joint, (relation 5.9)], la variation de l'ouverture peut être déterminée.

L'ouverture (e_0) du joint au point d'injection, peut être connue expérimentalement. Pour une pression de confinement donnée nous avons réalisé un essai d'écoulement dont le débit est connu. En ignorant l'effet de la tortuosité, l'ouverture (e_0) pour cette pression de confinement et une pression d'injection peut être donnée par la relation 5.13. D'autre part, la relation 5.9 nous permet de calculer la fermeture du joint (V). Ainsi pour chaque confinement on peut trouver une référence de fermeture totale ($V_{\text{réf}} = V_0 + e_0$) pour laquelle l'ouverture est zéro. Une fois la fermeture référence connue, la variation relative des positions (Δx_i) peut être calculée par la relation :

$$Q = Q_i = \frac{e_i^3 b_i \Delta P}{12 \mu \Delta x_i} = \frac{\sum_{j=1}^n e_j^3 b_j \Delta P_j}{12 \mu L} \Rightarrow \Delta x_i = \frac{L e_i^3 b_i \Delta P_i}{\sum_{j=1}^n e_j^3 b_j \Delta P_j} \quad (5.14)$$

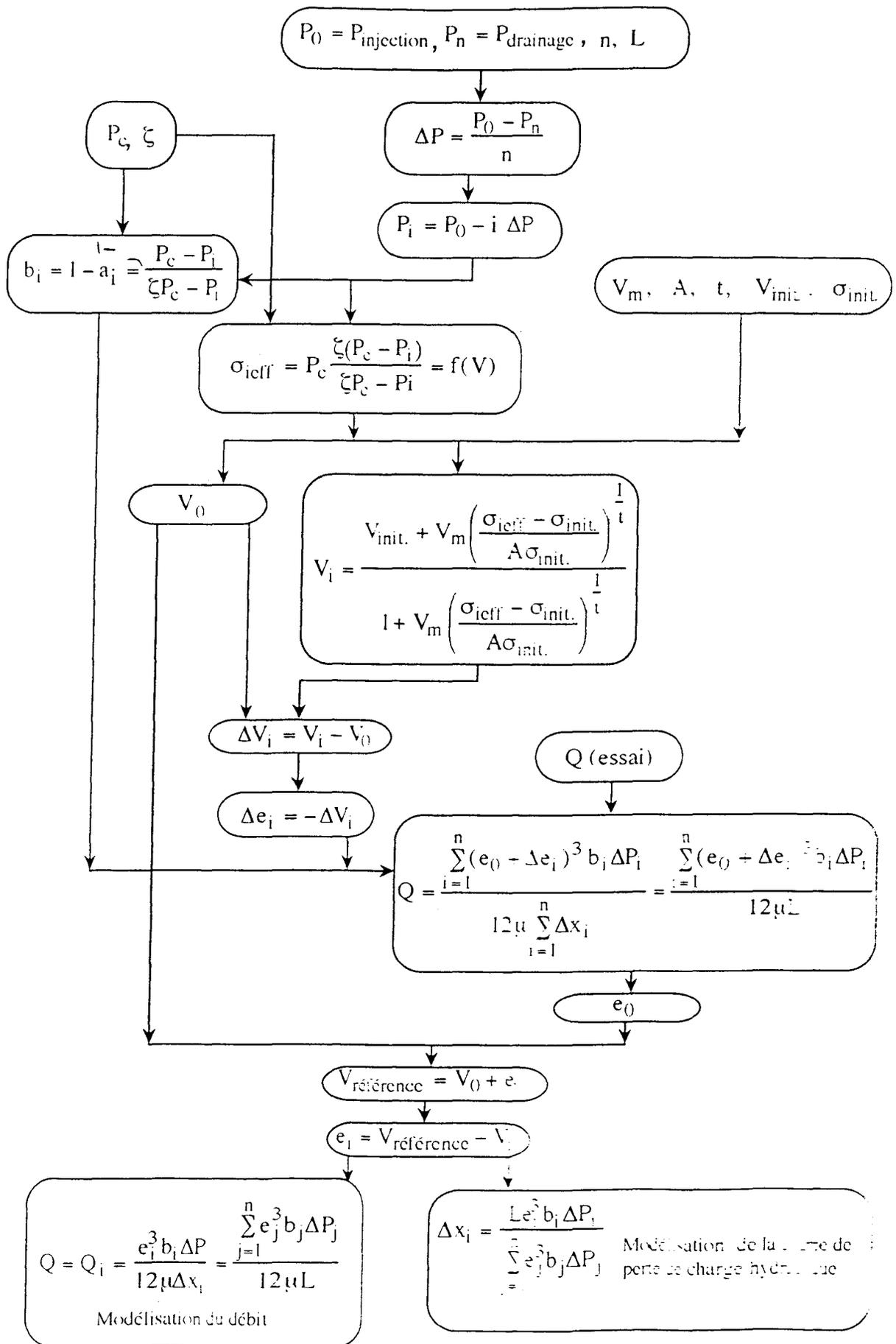
où $e_j = V_{\text{réf}} - V_j$.

Ainsi, on peut obtenir la courbe de variation de la pression interstitielle dans le joint.

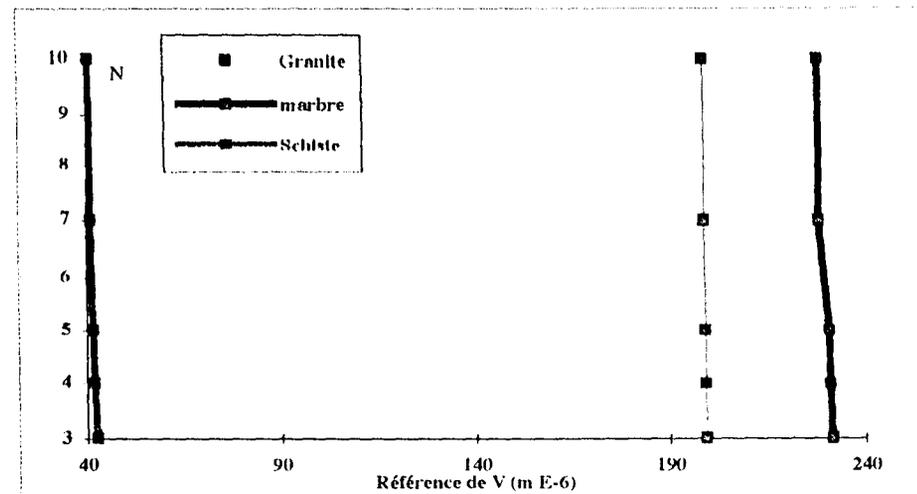
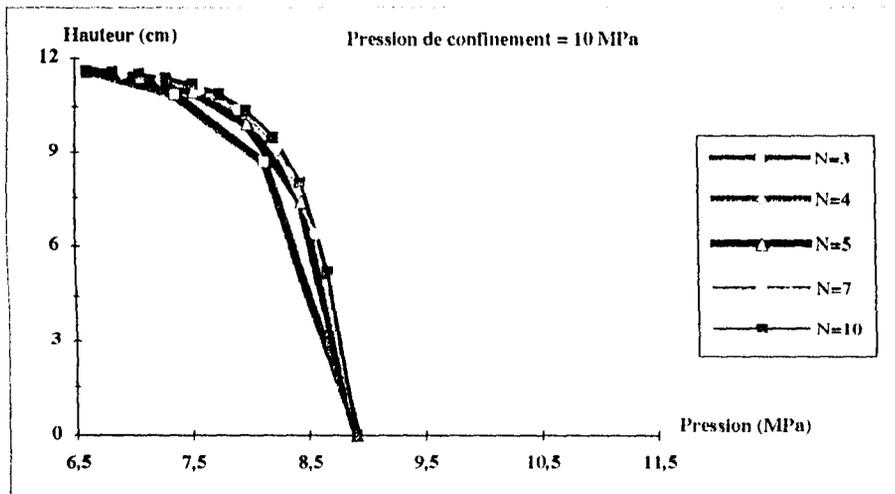
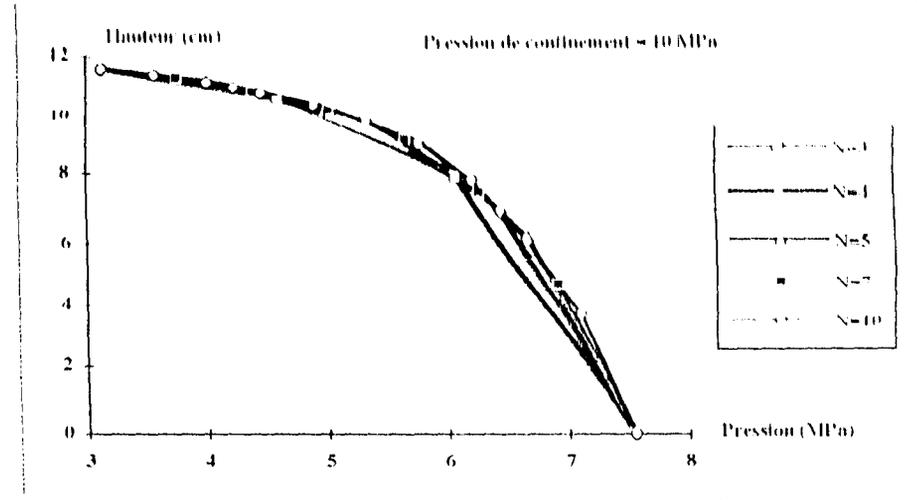
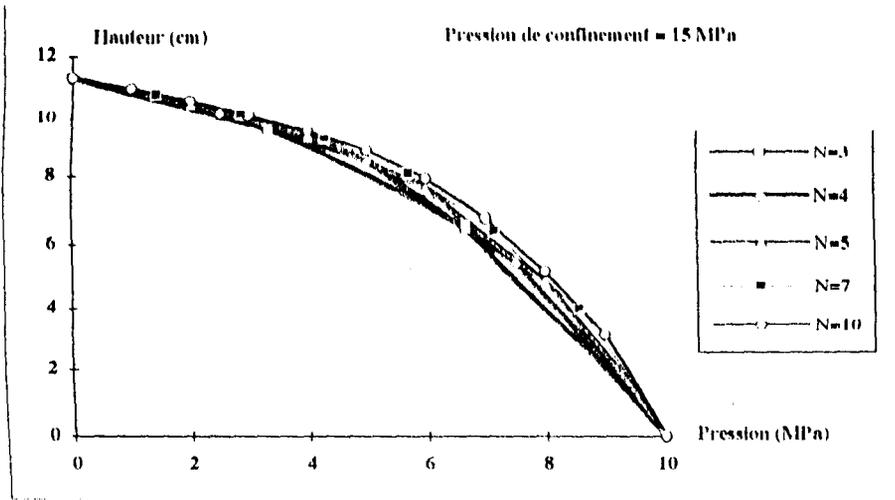
Pour l'étude de l'influence du nombre de subdivisions (n) sur la modélisation proposée, nous avons présenté les courbes de perte de charge hydraulique de joints de granite, de marbre et de schiste (figures 5.17, 5.18 et 5.19 respectivement). D'autre part, l'influence de n sur la fermeture référence ($V_{\text{réf}}$) est montrée sur la figure 5.20. Ces résultats montrent que dans notre cas n = 5 est suffisant pour avoir une bonne modélisation.

Ainsi, les courbes de perte de charge hydraulique (expérimentales + modélisations) pour le joint de granite à 7.5 et 15 MPa de pression de confinement sont présentées respectivement sur les figures 5.21 et 5.22. Les figures 5.23, 5.24, et 5.25 montrent ces courbes pour le joint de marbre aux pressions de confinement de 5, 10 et 15 MPa. Les figures 5.26, 5.27 et 5.28 correspondent aux mêmes résultats pour le joint de schiste.

La fermeture référence nous permet aussi de calculer le débit de chaque type de joint (relation 5.14). Le modèle et les données expérimentales sont montrées sur la figure 5.29 pour le joint de granite, la figure 5.30 pour le joint de marbre et sur les figures 5.31 et 5.32 pour le joint de schiste.



Organigramme de la modélisation du débit et la courbe de perte de charge hydraulique



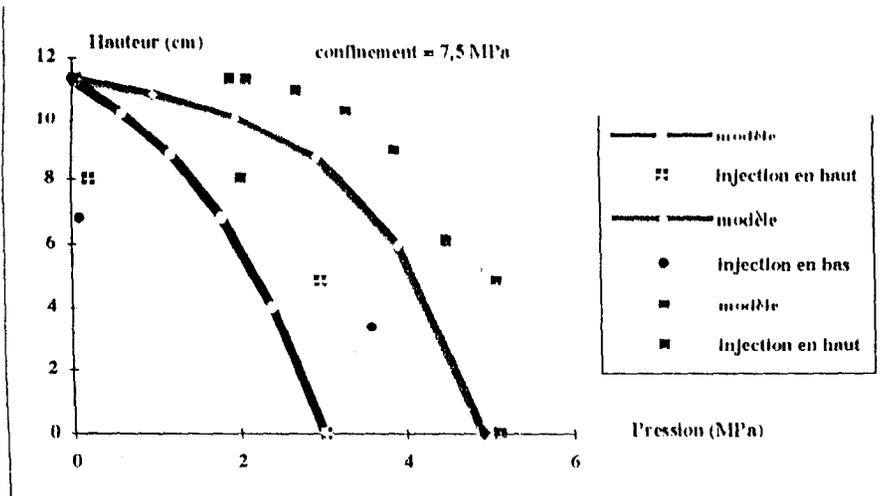


Figure 5.21: Courbe de la perte de charge hydraulique pour le joint de granite.

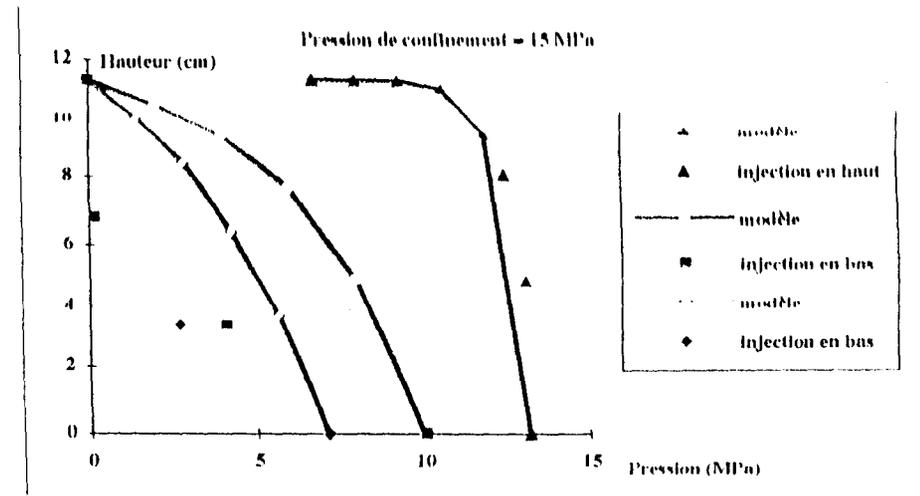


Figure 5.22: Courbe de la perte de charge hydraulique pour le joint de granite.

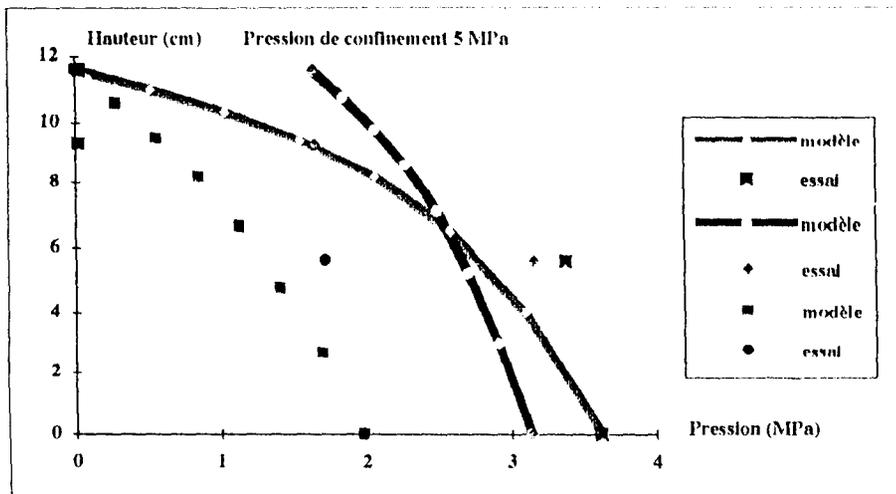


Figure 5.23: Courbe de la perte de charge hydraulique pour le joint de marbre.

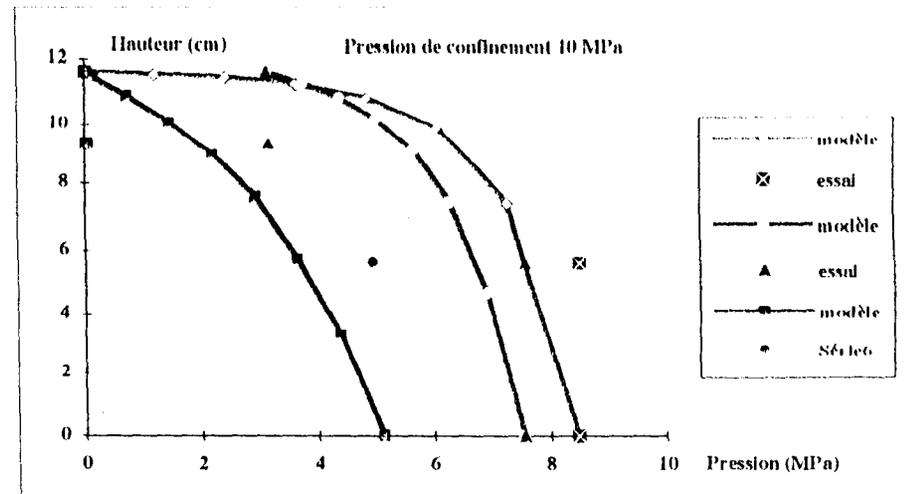


Figure 5.24: Courbe de la perte de charge hydraulique pour le joint de marbre.

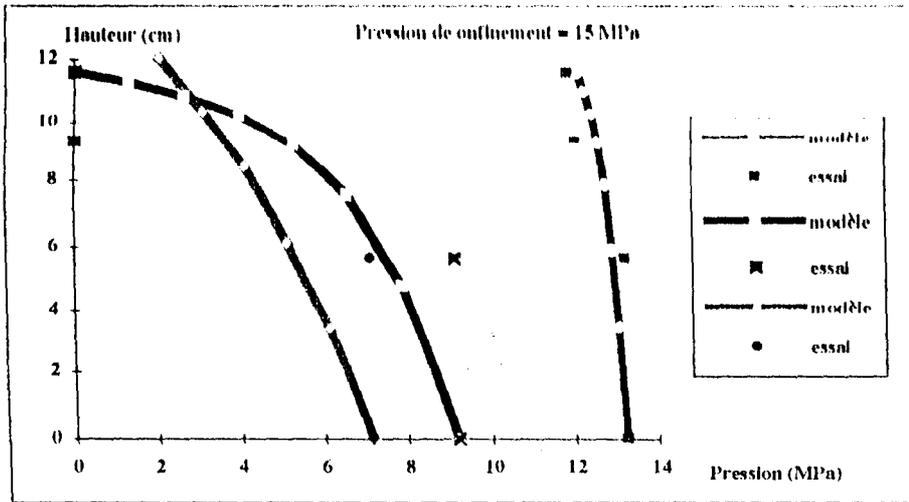


Figure 5.25: Coube de la perte de charge hydraulique pour le joint de caoutchouc.

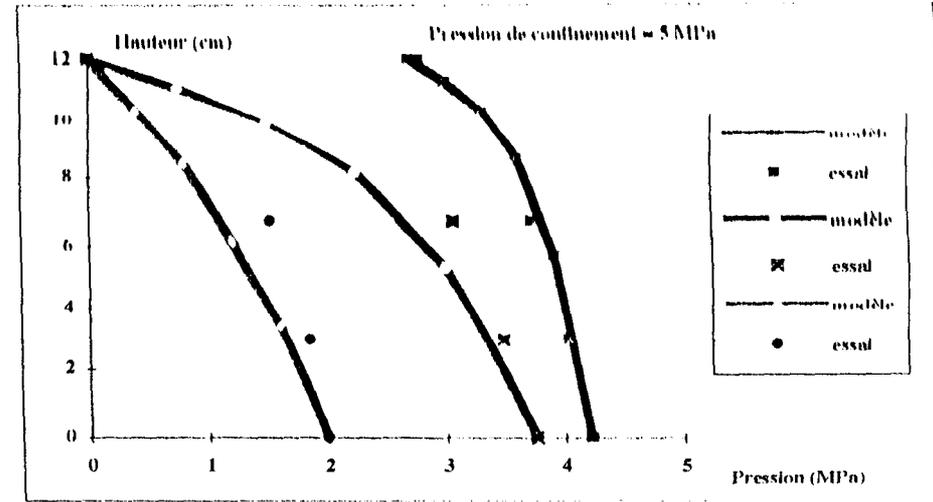


Figure 5.26: Coube de la perte de charge hydraulique pour le joint de schiste.

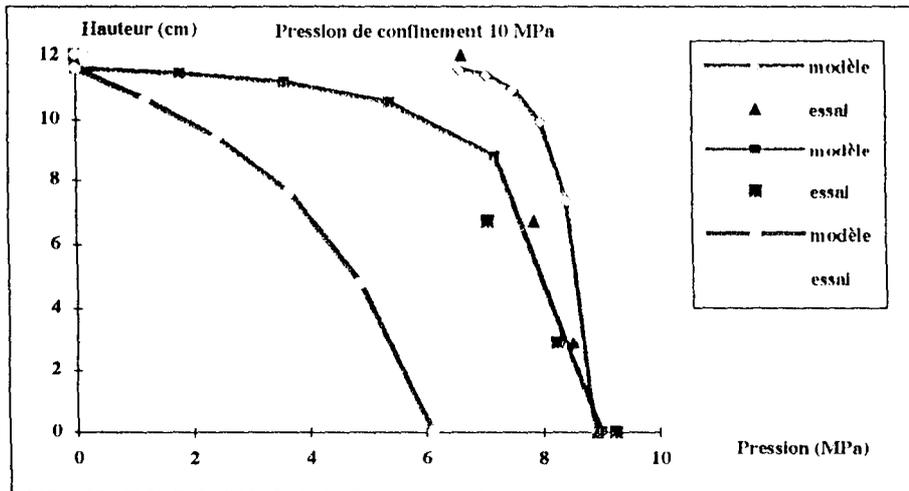


Figure 5.27: Coube de la perte de charge hydraulique pour le joint de schiste.

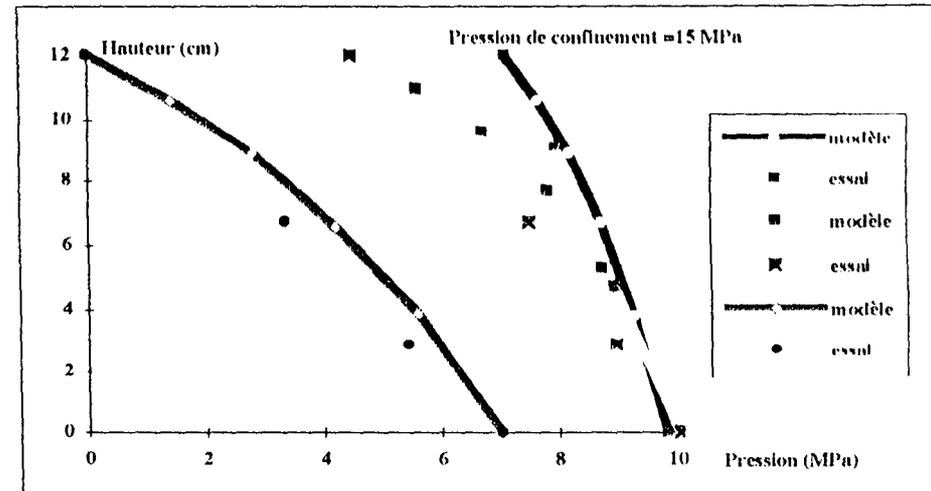


Figure 5.28: Coube de la perte de charge hydraulique pour le joint de schiste.

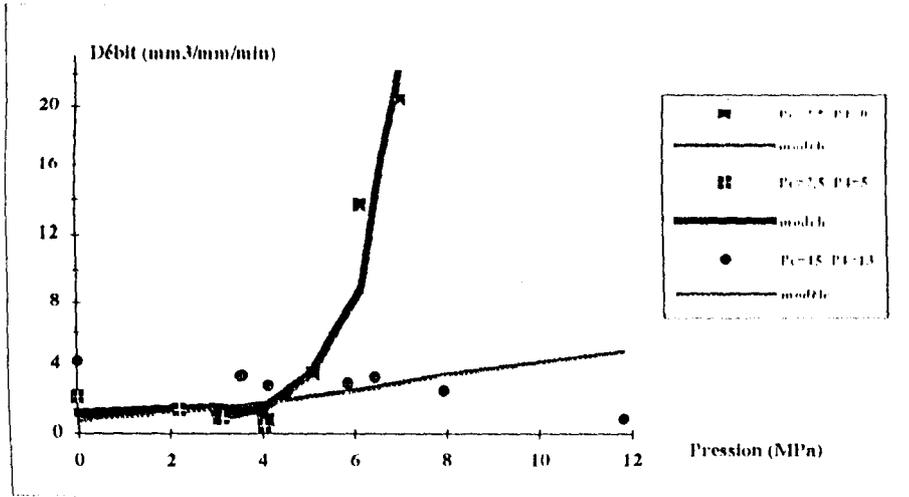


Figure 5.29: Variation du débit en fonction de la sollicitation hydraulique pour le joint de granite.

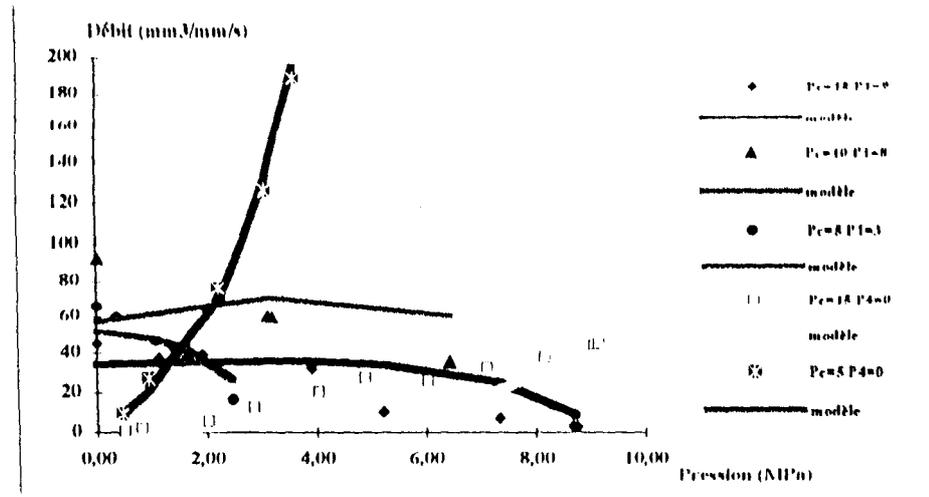


Figure 5.30: Variation du débit en fonction de la sollicitation hydraulique pour le joint de marbre.

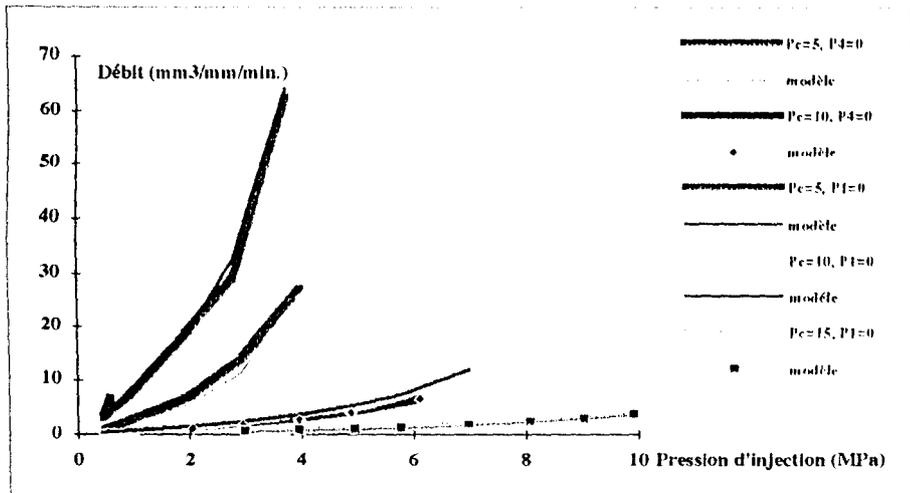


Figure 5.31: Variation du débit en fonction de la pression d'injection pour le joint de schiste.

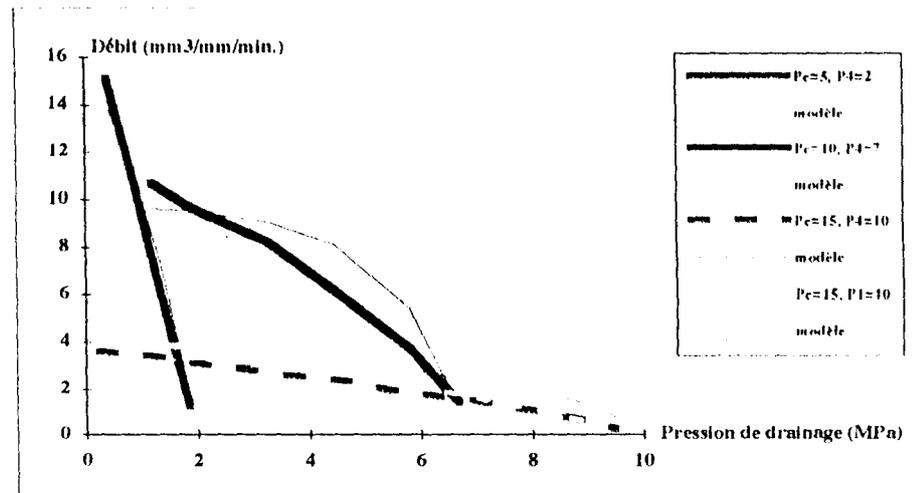


Figure 5.32: Variation du débit en fonction de la pression de drainage pour le joint de schiste.

D'une manière générale les résultats obtenus sont satisfaisants et c'est le joint de schiste qui manifeste le plus de compatibilité avec la modélisation de couplage hydromécanique proposée.

5.6- Conclusion

Au vu des différentes sources de dissipation d'énergie (écrasement, frottement des aspérités, déplacements plastiques...) une modélisation du comportement mécanique analytique ne semble pas immédiate. Les modélisations sont plutôt un ajustement de courbe. Parmi ces modèles disponibles, le modèle du Goodman (1976), nous paraît satisfaisant.

Nous avons présenté un modèle du couplage hydromécanique du joint sous la contrainte normale et la pression interstitielle uniforme avec un seul paramètre de couplage. D'après nos expériences et notre modèle du couplage, le taux de surface libre (b) n'est pas toujours le taux de la réaction de la pression interstitielle par rapport à la contrainte normale. La contrainte effective calculée par ce modèle n'est donc applicable que pour le calcul des déplacements.

Les caractéristiques hydrauliques des joints rocheux sont bien influencées par les dimensions aléatoires des vides et des aspérités. Ces effets sont de natures différentes comme la perturbation de l'écoulement à cause de la rugosité, la tortuosité, la fermeture et la déconnexion des vides sous les champs de contrainte imposés. Dans la plupart des modèles, ces effets sont représentés par un seul paramètre. Nous avons présenté une méthode qui peut permettre de prendre séparément en compte la surface en contact.

Le modèle du couplage hydromécanique du joint sous une contrainte normale et un gradient hydraulique que nous avons proposé est capable de fournir directement des réponses satisfaisantes concernant le débit par unité de largeur du joint.

**CONCLUSION GÉNÉRALE ET
PERSPECTIVE**

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVE.

Notre étude expérimentale a porté sur trois joints avec des rugosités différentes. Les résultats obtenus montrent que les réponses des joints à des sollicitations mécaniques, hydrauliques, et hydromécaniques, malgré la forte différence au niveau de la rugosité, se ressemblent beaucoup. Notre conclusion concerne le comportement de joint sous sollicitation de la contrainte normale sans pression interstitielle, avec une pression interstitielle constante et enfin le comportement hydraulique et hydromécanique de joint.

Au niveau du comportement mécanique nous confirmons les résultats déjà obtenus et constatons un comportement non-linéaire pour la courbe déplacement-contrainte normale.

En ce qui concerne le couplage hydromécanique (contrainte normale et pression de fluide constant), nous avons défini une pression effective (bien convenable) qui nous permet, à partir d'un seul facteur de couplage, de trouver une courbe univoque (pression effective-déplacement pour chaque joint [Haji S. (1995 a et b)]. D'après nos résultats la considération simultanée des effets géométriques et mécaniques de ces sollicitations, nous permet de proposer un vrai couplage des effets de la contrainte normale et de la pression interstitielle pour le joint rocheux.

Enfin, à propos de l'écoulement dans le joint rocheux, nous avons montré que non seulement il est dépendant de la contrainte normale et du gradient hydraulique imposé mais aussi de la valeur absolue de la pression interstitielle. Ainsi nous avons réussi à établir un couplage hydromécanique du joint rocheux sous un gradient hydraulique, qui respecte en même temps le couplage géométrique (courbe pression effective - déplacement) et le couplage des sollicitations mécaniques (décomposition des effets de la pression du fluide et de la contrainte normale).

Les modèles hydrauliques de l'écoulement portent des critères géométriques tels que l'écoulement parallèle ou uniforme et aussi des critères mécaniques tels que les vitesses critiques d'états de l'écoulement (le nombre de Reynolds). A première vue, il semble que les terminologies de lois hydrauliques ordinaires telles que l'écoulement entre parois parallèles, sont applicables à l'écoulement dans les joints rocheux. Notre étude a changé radicalement cette vision de l'écoulement entre les joints rocheux. En effet, une fracture dans la masse rocheuse possède une surface rugueuse, des plans non parallèles, et lorsqu'elle est soumise à des contraintes, une partie des parois du joint peut se fermer et la communication entre les pores ouverts, peut être radicalement changée. Puisque l'ouverture des parois de fractures est autant variable pour un joint isolé tous ces critères à chaque moment d'un même écoulement permanent (indépendant du temps) sont différents, aux différents endroits du joint. On n'a alors aucun écoulement. Par conséquent, l'utilisation délibérée de ces termes et critères pour l'écoulement dans les joints rocheux n'a plus de sens.

On peut imaginer que la géométrie du joint a une relation plus ou moins unique avec une fonction d'ensemble des pressions du confinement, d'injection et de drainage. Mais nos expériences montrent clairement que la géométrie des vides et plus particulièrement la morphologie des vides reliés, par sa nature ont beaucoup d'effets irréversibles et parfois irréguliers. La présentation des comportements mécanique, hydraulique ou hydromécanique des joints rocheux par une simple relation, qui représente une seule ligne, peut donc donner des descriptions erronées du joint.

D'autre part, malgré l'irrégularité des réponses du joint à une sollicitation donnée, les variations obtenues en généralité suivent des chemins réguliers. Par exemple la conductivité d'un joint granitique sous une pression du confinement, pression d'injection et pression de drainage donnée varie dans un intervalle précis. Par changement d'une des pressions c'est cet intervalle qui varie mais de manière régulière.

En conséquence nous proposons pour la suite du travail, au niveau de la modélisation, une description des comportements du joint par un ensemble de courbes dont les limites inférieure et supérieure doivent être étudiées, ou la donnée d'intervalles de tolérance acceptable pour les paramètres de modélisation. Ainsi on peut avoir des descriptions plus réalistes des comportements de joints et des paramètres.

En perspective expérimentale, une standardisation des dispositifs, des types d'essais, et de la procédure de chaque essai, semble nécessaire. Une telle standardisation va permettre d'augmenter la possibilité de comparaison entre les différents travaux.

REFERENCES

REFERENCES

- Abelin H.L., Bergersson L., Gidlund J., Moreno L., Neretnieks I., Widen H., Andersson J. (1988). Results of some large scale in situ tracer experiments in a drift at the Stripa Mine. Procc. of Inf. Conf. on fluid flow in fractured rocks, Atlanta, Georgia.
- AFNOR (1978). Dessin conception et normalisation. NATHAN 18. rue Monsieur le Prince, Paris 6 : 27-30.
- Amadei B., Wibowo J. (1992). Flow in rock joints with fractal surfaces. Structure et comportement mécanique des géomatériaux. Colloque René Houpert, ENSG - Nancy. France : 97-107.
- Asgian M.I. (1988). A numerical study of fluid flow in deformable naturally fractured reservoirs. Ph. d. thesis, University of Minnesota : 1-21.
- Baecher G.B., Lanney N.A., Einstein H.H. (1977). Statistical descriptions of rock properties and sampling. Procc. of 18th U.S. symp. on rock mech. American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineering : 5c 1-1 ; 5c 1-8.
- Baecher G.B. (1983). Statistical analysis of rock masses fracturing. Jour. of the Int. Association for mathematical Geology vol. 15 n°2 : 329-348.
- Bamford W.E. et al (1978). Suggested methodes for the quantitative description of discontinuities in rock masses. Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geotech. Abst. 15 : 319-369.
- Bandis S.C., Lumsden A.C., Barton N.R. (1983). Fundamental of rock joint deformation. Int. Jour. of Rock Mech. and Min. Sci. and Geomech. Abs. 20(6) : 249-268.
- Barenblatt G.I., Zheltov Y.P., Koshina I.F. (1960). Basic concepts in the theory of seepage of homogeneous liquids in fissured rocks. J. Applied Math. Mech. 24 : 1286-1313.
- Barla G., Forlati F., Zaninetti A. (1985). Shear behavior of filled discontinuities. Proc. of Int. Symp. on Fundamentals of Rock Joints, Rotterdam, Balkema. Bjorkliden : 163-172.
- Barnsley M.F. (1988). Fractal Everywhere. Academic Press, Boston. MA.
- Barton N.R. (1986). Deformation phenomena in jointed rock. Geotechnique Vol. XXXVI. 2. Juin : 147-167.
- Barton N.R., Bandis S.C., Bakhtar K. (1985). Strength, deformation and conductivity coupling of rock joints. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 22, N°3 : 121-140.
- Benjelloun Zahar H. (1991). Etude expérimentale et modélisation du comportement hydromécanique des joints rocheux. Th. : 209-212.
- Bennani M. (1990). Maintenance et développement d'un outil intégré de modélisation de massifs rocheux fracturés en blocs. Rapport de stage Cerchar-Nancy.
- Bernabe Y. (1986). The effective pressure law for permeability in Chalmersford granite and Barr granite. Int. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abst., Vol. 23, N°3 : 267-275.
- Billiaux D. (1990). Hydrogéologie des milieux fracturés. Géométrie, connectivité et comportement hydromécanique. Th. : 1-53, 139-212.
- Boulon M.J., Selvadurai A.P.S., Benjelloun H., Feuga B. (1993). Int. J. of Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abs. Vol. 30. N°7 : 1311-1317.

- Breaster C. (1988). Discrete and continuum approaches to solution of flow problems in fractured rocks. Proceedings of Forth canadian/american conference on hydrology ; fluid flow, heat transfer and mass transport in fractured rocks : 223-229.
- Brown S.R., Kranz R.L., Bonner B.P. (1986). Correlation between the surface of natural rock joints. Geophysical research lettres, 13 : 1430-1434.
- Brown S.R. (1987). A note on the description of surface roughness using fractal dimension. Geophysical Research Letters, Vol. 14, N°11 : 1095-1098.
- Brown S.R. (1987). Fluid flow through rock joints : the effect of surface roughness. Jour. Geophys. res., 92, (B2) : 1337-1347).
- Bruel D. (1990). Expérimentation de la chaleur des roches chaudes et sèches ; Etude des phénomènes hydrauliques, mécaniques et thermiques au moyen d'un modèle à fractures discrètes. Thèse de doctorat, Ecole des Mines de Paris : 163 p.
- Cacas M.C.(1986). Etude de l'effet d'échelle en milieu fissuré. Rapport d'avancement ; Doc. In. Ecole des Mines de Fontainebleau : 31 p.
- Cacas M.C.(1989). Développement d'un modèle tridimensionnel stochastique discret pour la simulation de l'écoulement et des transferts de masse et de chaleur en milieu fracturé. th. de doctorat, E.N.S.T.I.M.A. et BRGM Paris : 33-51 et.
- Caldwell I.A. (1972). The theoretical determination of the permeability tensor for jointed rocks. Proc. from Symp. on Percolation Through Fissured Rock, Int. Soc. for Rock Mech., Int. Association of Engineering Geology, Stuttgart : paper T1 - c.
- Carlier M. (1972). Hydraulique générale et appliquée. Eyrolles Editeur /Paris : Ch. III-V.
- Castillo E. (1972). Mathematical model for two dimensional percolation through fissured rock. Proc. from. Symp. on Percolation Through Fissured Rock, Int. Soc. for Rock Mech., Int. Association of Engineering Geology, Stuttgart : paper T1-D.
- Chen D.W. (1990). Coupled stiffness-permeability analysis of a single rough-surfaced fractured by the three-dimensional element method. Ph. d. thesis, University of California, Berkeley : 181 p.
- Cook N.G.W. (1988). Natural joints in rock : mechanical, hydraulic and seismic behavior and properties under normal stress. First Jaeger Memorial Lecture. 29th U.S. Symp. on Rock Mech. University of Minnesota : 78 p.
- Cundall P.A. (1980). UDEC a generalized distinct element program for modelling jointed rock. Report PCAR-1-80, Peter Cundall Association. Contract DAJA37-79-c-11-3, European Research office. U.S. Army, March.
- Cundall P.A. (1983). Numerical modelling of water flow in rock masses. Geomosis, United Kingdom, DOE Report No. DOE/RW/83.059..
- Cundall P.A. (1982). Fluid-rock interaction program (FRIP) manual. Internal report University of Minnesota, Dept of Civil and Mineral Engineering.
- Daly C.J., Morel-Seytoux H.J. (1981). An integral transform method for the linearized boussinesq groundwater flow equation. Water Resource Research, 17 : 875-884.
- Derchowitz W. (1984). Rock joint systems. Ph. d., Massachusetts Institute of Technology.

- Dershowitz W. (1992). Interpretation and synthesis of discrete fracture orientation, size, shape, spatial structure, and hydrologique data by forward modeling. *Procc. ISRM symp. on rock joints, Lake Tahoe.*
- Dershowitz W., Herda H.(1992). Interpretation of fracture spacing and intensity. *Proc., 32nd US Rock Mech. Symp., Santa Fe, New Mexico.*
- Dershowitz W.S., (1993 a). Modèles conceptuels géométriques pour des massifs rocheux fracturés : Implication pour la circulation des eaux souterraines et la déformation des roches. *Eurock 93, Ribeiro e Sousa & Grossmann (eds), Balkema, Rotterdam 90 54:0 339 6 : 71-81.*
- Dershowitz W.S., Wallmann P.C., Doe T.W., Geier J. (1993 b). Discrete Feature modeling at the Stripa Mine in Sweden : Significance for hydrologic modeling of fractured rock masses. *Conf. High level radioactive waste management. high level radioactivite waste management program committee, 2 : 1099-11005.*
- Detournay E. (1979). The interaction of deformation and hydraulic conductivity in rock fracture, an experimental and analytical study. Improved stress determination procedures by hydraulic fracturing : Final report. Minneapolis, University of Minnesota. vol. 2 : 47p.
- Detournay E. (1980). Hydraulic conductivity of closed rock fractures on experimental and analytical study. *Symp. on Underground Rock Engineering, 13th Canadian Rock Mechanics Symp. Toronto : 168-173.*
- Duncan J.M., Chang C.Y. (1970). Non-linear analysis of stress and strain in soils. *J. Soil. Mech. Fdns. Div. Proc. Am. Soc. Civ. Engrs 96(SM5) : 1629-1653.*
- Durbin T.J., Brenebrock C. (1986). Three-dimensional simulation of free surface aquifers by finite-element Method U.S. Geolo. Survey water-supply paper 2270, U.S. department of the interior : 51-67.
- Elliott G.M., Brown E.T., Boodt P.I., Hudson J.A. (1985). Hydromechanical behaviour of joints in the Cammenellis granite, S.W. England. A keynote lecture. *Procc. of Int. Symp. on Fundamentals of Rock Joints, Bjökliden : 249-258.*
- Engelder T., Scholtz C.H. (1981). Fluid flow along very smooth joints at effective pressure up to 200 megapascals. *Mechanical Behavior of Crustal Rocks, American Geophys. Union Monograph, 24 : 147.*
- Fournier A., Fussel D., Carpenter L. (1982). Computer rendering of stochastic modes : *Communication of the Association for Computing Machinery, Vol 25 : 371-384.*
- Gale J. (1990). Hydraulic behavior of rock joints. *Proc. of the Int. Symp. on rock joints, Leona Norway : 351-362.*
- Gale J.E. (1975). A numerical field and laboratory study of flow in rocks with deformable fractures. Ph. d. thesis, University of California Berkeley.
- Gale J.E. (1982). The effects of fracture type (induced versus natural) on the stress fracture closure-fracture permeability relationships. *Proc. 23rd U.S. Rock Mech. Symp., Berkeley California : 290-298.*
- Gale J.E. (1987). Comparison of coupled fracture deformation and fluid flow models with direct measurements of fracture pore structure and stress-flow properties. *28th U.S. Symp. on rock mech., Newman-editors : 1213-1222.*
- Gangi A.F. (1978). Variation of whole and fractured porous rock permeability with confining pressure. *Int. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 15 : 249-257.*

- Geijer J., Axelsson C.L., Hässler L., Benabderrahmane A. (1992). Discrete fracture modeling of the Finnsjön rock mass : phase 2. SKB Technical Report 92-07, Swedish Nuclear Fuel and Waste Management Co., Stockholm.
- Gentier S. (1986). Morphologie et comportement hydromécanique d'une fracture naturelle dans un granite sous contrainte normale. Th. doctorat : 495-541.
- Gentier S., Billaux D., Van Vliet L. (1989). Laboratory testing of the voids of a fracture. *Int. Jour. of Rock Mech. and Min. Sci. and Geomech. Abs.*
- Glass R.J., Tidwell V.C. (1991). Conf. High level radioactive waste management, high level radioactivite waste management program committee, 2 : 977-987.
- Goodman R.E. (1974). The mechanical properties of joints. *Proc. 3rd Cong. ISRM, Denver, Vol. 1A* : 127-140.
- Goodman R.E., Asce M., Sundaram P.N. (1980). Permeability and piping in fractured rocks. *Journal of the geotechnical engineering division* : 485-498.
- Goodman R.E., Taylor R.L., Brekke T.A. (1968). A model for the mechanics of jointed rock. *J. Soil Mech. Fdns Div., Proc. Am. Soc. civ. Engrs 94 (SM3)* : 637-659.
- Goodman R.E. (1976). *Method of geological engineering in discontinuous rocks*. West Publishing Company.
- Greenwood J.A., Tripp J.H. (1971). The contact of two nominally flat Rough Surface. *Proc. Inst. Mech. Engrs.* 185 : 625-633.
- Greenwood J.A., Williamson J.B.P. (1966). Contact of nominally flat surfaces. *Proc. R. Soc. London, Ser A.* 295 : 300-319.
- Haji S.M., Sibaï M., Henry J.P. (1995a). Experimental study of hydro-mechanical behavior of rock joint. *Proceeding of the second international conference on mechanics of jointed and faulted rock, MJFR2, Supplementary volume. Vienne, Austria* : 31-36.
- Haji S.M., Sibaï M., Henry J.P. (1995b). Determination expérimentale du couplage hydromécanique dans des joints rocheux. *Actes de 12ème Congrès Français de Mécanique. Strasbourg, France* : 217-220.
- Hakami E. (1988). Water flow in single rock joints. *Th.*: 18-32, 99.
- Hakami E., Stephansson O. (1993). Experimental technique for aperture studies of intersecting joints. *Eurock. 93, Ribeiro e Sousa & Grossmann (eds), Rotterdam* : 301-303.
- Hakami E. (1992). Joint aperture measurements. An experimental technique. *Symposium on Fractures and jointed Rock masses, Lade Tahoe, California* : 463-467.
- Henry J.P. (1978). Mécanique linéaire de la rupture appliquée à l'étude de la fissuration et de fracture de roches calcaires. Thèse de doctorat : U.S.T. Lille : 5-18.
- Herbert A., Splawski B. (1992). Modeling tracer transport in fractured rock at Stripa. *Stripa Tr. 92-01, SKB, Stockholm*.
- Hsieh P.A., Neuman S.P., Stiles G.K., Simpson E.S. (1985). Field determination of three-dimensional hydraulic conductivity tensor of anisotropic media. part 2. methodology and application to fractured rocks. *Water Resou. Resea.* vol. 21, N° 11 : 1667-1677.

- Huang L., Oelfke S.M., Speck R.C. (1992). Applicability of fractal characterization and modelling to rock joint profiles. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abst.* Vol 29, n°2 : 89-98.
- Hungro O., Coates D.F. (1978). Deformability of rock joints and its relation to rock foundation settlements. *Can. Geotech. J.* 15 : 239-249.
- Iwai K. (1976). Fundamental studies of fluid flow through a single fracture. Ph. D. thesis. University of California, Berkeley, California : 280 p.
- Iwano M., Einstein H.H. (1993). Stochastic analysis of surface roughness, aperture and flow in a single fracture. *Eurock 93 : Proc. of the 1993 ISRM Symp.*, Ribeiro e Sousa & Grossmann, Balkema Rotterdam : 135-141.
- Kazemi H., Seth M.S., Thomas G.W. (1969). The interpretation of interference tests in naturally fractured reservoirs with uniform fracture distribution. *Society of petroleum engineering journal*, December : 463-472.
- Kikuchi K., Mito Y. (1993). Characteristics of seepage flow through the actual rock joints. *Scale Effects in Rock Masses 93*, Pinto da Cunha (ed.) Balkema Rotterdam : 305-312.
- Kobayashi A., Yamashita R., Hazama Y.M. (1992). Conf. High level radioactive waste management, high level radioactivite waste management program committee, 2 : 695-703.
- Kondner R.L. (1963). Hyperbolic stress-strain response : cohesive soils. *J. Soil Mech. Fds. Div. civ. Engrs* 89 (SMI) : 115-143.
- Kulatilake P.H.S.W., Wathugala D.N., Stephanson O. (1990). Three dimensional stochastic joint geometry modeling including a verification a case study. *Proceeding of the Int. Symp. on rock joints* : 67-74. Rotterdam : Balkema.
- Kulhaway F.H. (1975). Stress-deformation properties of rock and rock discontinuities. *Engng. Geol.* 8 : 327-350.
- Kumar S., Boernge J., Bodvarsson G. (1991). Fractal characteristics of fracture roughness and aperture data. Conf. High level radioactive waste management, high level radioactivite waste management program committee, 2 : 279-284.
- Lapointe P.R. (1980). Analysis of the spatial variation in rock mass properties through geostatistics. *Proceeding of the 21st U.S. Symp. on rock mechanics* : 750-781.
- Lecomte A. (1989). Modélisation fractale et écoulement dans les fractures. *Th.* : 216-224.
- Lee C., Yu J., Tsai C. (1993). Effects of interconnection of fractures on dispersion in flow through fractured networks. Conf. High level radioactive waste management, high level radioactivite waste management program committee, 2 : 1099-1105.
- Lee Y.H., Carr J.R., Bars D.J., Haas C.J. (1990). The fractal dimension as a measure of the roughness of rock discontinuity profiles. *Int. Jour. of Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abst.* 27 : 453-464.
- Liggett J.A., Liu P.L.F. (1983). *The boundary integral equation method for porous media flow*. George, Allen & Unwin, London.
- Lin J. (1994). Etude du comportement hydromécanique d'une fracture sous contrainte normale. *Th.* : 122 p.
- Long J.C.S. (1983). Investigation of equivalent porous medium permeability in networks of discontinuous fractures. Ph. d. thesis, University of California, Berkeley.

- Long J.C.S. (1991). An inverse approach to the construction of fracture hydrology models conditions by geophysical data : An exemple from the validation exercices at the Stripa Min. Int. Jour. of Rock Mech., Min. Sci. and Geomech Abs, Vol. 28 : 121-142.
- Long J.C.S., Romer J.S., Wilson C.R., Witherspoon P.A. (1982). Porous media equivalents for networks of discontinuous fractures. Water ressources research 18 : 645-658.
- Long J.C.S., Endo H.K., Karasaki K., Pyrak L., Maclean P., Witherspoon P.A. (1985). Hydrologic behavior of fracture networks. Memoires d'International Association of Hydrogeologists, Paris, vol. 17 : 449-462.
- Long J.C.S., Billaux D.M. (1987). From filed data to fracture network modelling an exemple incorporating spatial structure. Water ressources research : 61 p.
- Louis C. (1969). A study of grandwater flow in jointed rock and its influence on the stability of rock masses. Rock mechanics research report n° 10, Imperial College. University of London.
- Mandelbrot B.B. (1967). How long is the coast of Britain ? Statistical self-similarity and the fractional dimention. Science 156 : 636-638.
- Mandelbrot B.B. (1983). The fractal geometry of nature. W.H. Freeman, New York : 349-350.
- Marwan, Asof (1991). Etude du comportement mécanique des massifs rocheux fracturés en bloc (méthode à l'équilibre limite) réalisation et applications : Th. INPL : 4-17.
- Miller S.M. (1990). Ambiguities in estimating fractal dimensions of rock fracture surfaces. Proc. of 31st. U.S. Symp. on Rock Mech. In W.A. Hustrulid & G.A. Johnson (eds), Rock Mech. Contributions and Challenges, Rotterdam. Balkema : 471-478.
- Moreno L., Tsang Y.W., Tsang C.F., Hale F.V., Neretnieks I. (1988). Flow and tracer transport in a single fracture : a sochastic model and its relation to some filed observation. water resour. res. 24, (12) : 2033-2048.
- Morgenstren N.R., Guther H. (1972). Seepage into an excavation in a medium possessing stress-dependant permeability. Proc. from Symp. on Percolation Through Fissured Rock, Int. Soc. for Rock Mech. Int. Association of Engineering Geology, Stuttgart : paper T1-C.
- Neuzil C.E., Tracy J.V. (1981). Flow through fractures. Water Resour. Res., 17 : 191-199.
- Ohnishi Y., Shiota T., Kobayashi A. (1988). Finite element double porosity model for deformable saturated-unsaturated fractured rock mass. Procc. of the 6th Int. Conf. on Numerical methodes in geomechanics, Insbruck : 765-775.
- Olofsson T. (1985). Mathematical modeling of jointed rock masses. Division of rock mechanics division of structural engineering doctoral thesis : 42D Lulea University, Suede.
- Power W.L., Tullis T.E. (1991). Euclidean and fractal models for the description of rock surface roughness. J. of Geophysical Res. Vol. 96, N° B1 : 415-424.
- Pyrak-Nolte L.J., Myer L.R., Cook N. (1988). Determination of fracture void geometry and contact area as a fonction of applide load. LBL Earth Sciences Division Report LBL - 20450, UC-13. LBL, Berkeley.
- Pyrak-Nolte L.J., Myer L.R., Cook N.G.W., Witherspoon P.A. (1987). Hydraulic and mechanical properties of natural fractures in low permeability rock. In Procc. Int. Society for Rock Mechanics, 1, The Int. Cong. on rock Mech.; Montreal, Canada : 225-231.

- Pyrak-Nolte L.J., Cook N.G.W., Myer L.R. (1990). A stratified percolation model for saturated and unsaturated flow through natural fractures. High level radioactive waste management, 2 vols : 551-558.
- Raven K.G., Gale J.E. (1985). Water flow in natural fractures as a fonction of stress and sample size. Int. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abs., 22 : 251.
- Robinson P.C. (1984). Connectivity flow and transport in network model of fractured media. Ph. d. thesis, Oxford University.
- Rode N. (1991). Caractérisation et modélisation des massifs rocheux fracturés en blocs. Th. INPL : 11.
- Rouleau A., Gale J.E. (1987). Stochastic discrete fracture simulation of groundwater flow into an underground excavation in granite. Int. J. Rock mech. Min. sci. and Geomech. Abst., vol. 24, 2 : 99-112.
- Saeb S. Amadei B. (1990). Constitutive model of rock joints. Proc. Int. Symp. rock joints, Loen, Norway : 581-594.
- Shehata W.M., Sharp J.C., Maini Y.N.T. (1972). Fundamental considerations on the hydraulic characteristics of joints in rocks. Proc. Symp. on Percolation Through Fissured rock, paper N° T1-F, Stuttgart.
- SKBF (1983). Swedish Nuclear Fuel Supply Company division KBS. Final storage of spent nuclear fuel.
- Smith L., Freeze R.A. (1979). Stochastic analysis of steady state groundwater flow in a bounded domaine, 2 : two-dimensional simulation. Water Resou. Res., 15 (6) : 1543-1559.
- Smoot J.L., Wustner S.K., Freshley M.D. (1991). Unsaturated flow through a variable aperture fracture in Topopah Sping Welded Tuff. Conf. High level radioactive waste management high level radioactivite waste management program committee. 2 : 542-546.
- Snow D.T. (1965). A parallel plat model of permeable fractured media. Ph. d. thesis, University of California Berkeley.
- Snow D.T. (1969). Anisotropic permeability of fractured media. Water Ressources Research Vol.5, N° 6 : 1273-1289.
- Snow D.T. (1972). Fundamentals and in situ determination of permeability. Proc. from Symp. on Percolation Through Fissured Rock, Int. Soc. for Rock Mech. Int. Association of Engineering Geology, Stuttgart : paper G1.
- Straford R.G., Herbert A.W. , Jackson C.P. (1990). A parameter study of the influence of aperture variation on fracture flow and the consequences in a fracture network. Proceeding of the int. symp. on rock joints : 413-422. Rotterdam : Balkema.
- Strelsova T.D. (1979). Hydrodynamics of groundwater flow in a fractured formation. Water resources research, vol. 12 n° 3 : 405-414.
- Tsang C.F. (1987b). Coupled Processes Associated with Nuclear Waste Repositories. Academic Press, Inc. LTD. London : 801p.
- Tsang C.F., Noorishad J., Hale F.V. (1992). A numerical study of water percolation through an unsaturated variable aperture fracture under coupled thermomechanical effects. Conf. High level radioactive waste management, high level radioactivite waste management program committee, 2 : 304-309.

- Tsang Y.W., Tsang C.F. (1987a). Channel model of flow through fractured media. *Water Res. Research*, Vol. 23, N° 3 : 467-479.
- Tsang Y.W., Witherspoon P.A. (1981). Hydromechanical behavior of a deformable rock fracture subject to normal stress. *J. of Geophys. Res.* Vol. 86, N° B 10 : 9287-9298.
- Tsang Y.W. (1984). The effect of tortuosity on fluid flow through a single fracture. *Water Res. Research*, Vol. 20, N° 9 : 1209-1215.
- Tsang Y.W. (1992a). Usage of "equivalent apertures" for rock fractures as derived from hydraulic and tracer tests. *Water Resources Research* Vol. 28, 5 : 1451-1455.
- Tse R., Cruden D.M. (1979). Estimating joint roughness coefficient. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abst.* 16 : 303-307.
- Turk N. (1987). Characterization of rock joint surfaces by fractal dimension. 28th U.S. Symp. on Rock Mech., Tucson. Balkema : Rotterdam : 1223-1236.
- Uchida M., Doe T.W., Wallmann P. (1993). Simulation of fracture flow to the Kamaishi validation drift. Conf. High level radioactive waste management, high level radioactive waste management program committee, 2 : 437-442.
- Venkatachalam G. (1985). Modeling of rock joints. Proc. of Int. Symp. on Fundamentals of rock joints. Rotterdam, Balkema : 453-459.
- Voss C.F., Shotwell L.R. (1990). Investigation of the mechanical and hydrologic behavior of tuff fractures under saturation conditions. Proceeding of the international topical meeting on high level radioactive waste management, American Nuclear Society, Inc. Illinois : 825-834.
- Walsh J.B. (1981). Effect of pore pressure and confining pressure on fracture permeability. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abst.* 18 : 429-435.
- Wang H.F., Anderson M.P. (1982). Introduction to groundwater modeling. W.H. Freeman and Company, San Francisco.
- Wang J., Narasimhan T. (1988). Fractal and statistical characterization of rough fractures. Proc. Symp. of the Int. Conf. on Fluid Flow in Fractured Rocks. Georgia State University, Atlanta.
- Warren J.E., P.J. Root (1976). The behavior of naturally fractured reservoirs. *Society of petroleum engineering journal*, September : 245-255.
- Wilson C.R. (1970). An investigation of laminar flow in fractured porous rocks. Ph. d., Univ. of California, Berkeley : 178p.
- Witherspoon P.A., Wang G.S.Y., Iwai K., Gale J.E. (1980). Validation of cubic law for fluid in a deformable rock fracture. *Water Resources Res.*, 16 : 1016-1024.
- Xie H. (1993). Fractal in rock mechanics. A.A. Balkema P.O. 1675, 3000 BR Rotterdam, Netherlands : 357-397.

