

Titre: Nouvelle méthode de détermination de la déformabilité des roches transversalement isotropes avec la cellule triaxiale CSIR
Title:

Auteur: Anna Laura Lopes da Silva Nunes
Author:

Date: 1997

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Lopes da Silva Nunes, A. L. (1997). Nouvelle méthode de détermination de la déformabilité des roches transversalement isotropes avec la cellule triaxiale CSIR [Ph.D. thesis, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.
Citation: <https://publications.polymtl.ca/6818/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/6818/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Robert Corthésy, & Denis Gill
Advisors:

Programme: Unspecified
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

**NOUVELLE MÉTHODE DE DÉTERMINATION DE LA DÉFORMABILITÉ
DES ROCHES TRANSVERSALEMENT ISOTROPES AVEC
LA CELLULE TRIAXIALE CSIR**

**ANNA LAURA LOPES S. NUNES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE MINÉRAL
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL**

**THÈSE PRÉSENTÉE EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE PHILOSOPHIAE DOCTOR (Ph.D.)
(GÉNIE MINÉRAL)**

1997



National Library
of Canada

Acquisitions and
Bibliographic Services

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Bibliothèque nationale
du Canada

Acquisitions et
services bibliographiques

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

Our file Notre référence

The author has granted a non-exclusive licence allowing the National Library of Canada to reproduce, loan, distribute or sell copies of this thesis in microform, paper or electronic formats.

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

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque nationale du Canada de reproduire, prêter, distribuer ou vendre des copies de cette thèse sous la forme de microfiche/film, de reproduction sur papier ou sur format électronique.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur qui protège cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

0-612-33011-7

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Cette thèse intitulée :

**NOUVELLE MÉTHODE DE DÉTERMINATION DE LA DÉFORMABILITÉ
DES ROCHES TRANSVERSALEMENT ISOTROPES
AVEC LA CELLULE TRIAXIALE CSIR**

présentée par : LOPES S. NUNES Anna Laura

en vue de l'obtention du diplôme de : Philosophiae Doctor

a été dûment acceptée par le jury d'examen constitué de :

MME BERNARD Marie, Ph.D., président

M. CORTHÉSY Robert, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. GILL Denis E., Ph.D., membre et co-directeur de recherche

M. MITRI Hani, Ph.D., membre externe

M. AMADEI Bernard, Ph.D., membre externe

"No meio do caminho tinha uma pedra"
(Carlos Drummond de Andrade)
e no final também

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier le responsable des études supérieures, Monsieur Denis Marcotte , ainsi que le directeur du département de Génie Minéral de l'École Polytechnique, Monsieur Robert Chapuis, pour le professionnalisme et l'intégrité lors du processus de présentation de cette thèse. Ma gratitude et mon respect sont profonds.

Mes sincères remerciements vont à Monsieur Vinod Garga de l'Université d'Ottawa pour sa grande disponibilité et confiance lors de moments difficiles de cette recherche. Je remercie également les techniciens des laboratoires de Chimie et du Génie Civil de l'Université d'Ottawa, spécialement Monsieur Dick Moore, pour l'aide précieuse lors de la campagne d'essais hydrostatiques.

Je remercie Monsieur Hani Mitri de l'Université McGill pour sa générosité, disponibilité et l'aide apportée lors des analyses numériques. Également, ma gratitude et mes plus sincères remerciements vont à Richard Simon à qui je voue mon amitié et admiration.

Je remercie le Conselho Nacional de Pesquisa **CNPq**, Brésil, pour le support financier pendant mes quatre ans de recherche à l'École Polytechnique de Montréal, ainsi que l'Énergie Atomique du Canada, AECL pour la fourniture des échantillons.

Un grand merci va à Jean-François et aux "Boys", sans qui il aurait été impossible d'arriver à la fin de cette expérience parfois pénible, parfois extraordinaire.

Finalement, je remercie tous ceux qui, directement ou indirectement, m'ont encouragée pendant ces quatre ans de vie au Canada.

RÉSUMÉ

Le présent travail porte sur le développement d'une méthode analytique de détermination des paramètres d'orientation et de déformabilité de cylindres creux de roches transversalement isotropes avec la cellule triaxiale CSIR en sollicitation biaxiale isotrope. Un modèle mathématique, basé sur le principe de transformation des constantes élastiques anisotropes proposé par Lekhnitskii (1963), est développé. En profitant de la configuration de 3 rosettes à 4 jauges de la cellule CSIR, pour mesurer l'état de déformation bidimensionnel local, il est possible de déterminer les caractéristiques de déformabilité à l'échelle tridimensionnelle globale du cylindre.

Le modèle analytique développé est appliqué sur les manchons de granite gris du niveau 240m du Laboratoire de Recherche Souterrain (URL) du AECL. La campagne expérimentale est composée des essais de compression biaxiale isotrope et de compression hydrostatique. Le comportement de déformation du granite est analysé selon l'échelle locale représentée par les déformations mesurées avec la cellule CSIR et l'échelle globale du manchon représentée par les mesures effectuées par une cellule BDG et un système de capteurs de déplacements longitudinaux.

L'analyse des résultats expérimentaux, ainsi que les résultats des simulations par éléments finis, ont permis la vérification du modèle analytique proposé pour des matériaux transversalement isotropes possédant un degré d'anisotropie maximal de 2 et un module de cisaillement obéissant à la relation de Saint-Venant.

À partir d'un seul essai de rechargement biaxial exécuté sur le manchon avec la cellule CSIR récupéré lors de la mesure de contraintes in situ, la nouvelle méthode analytique permet la détermination des paramètres d'orientation et de déformabilité des roches transversalement isotropes classe A ou B, sans faire appel à aucune restriction de direction des plans de symétrie élastique.

ABSTRACT

The scope of this study is the development of an analytical method to determine the orientation and deformability parameters of transversally isotropic cylinders of rock using the CSIR triaxial cell under isotropic biaxial loading. A mathematical model based upon the elastic and anisotropic constant transformation presented by Lekhnitskii (1963) is proposed. By using 3 rosettes with 4 gages each, the proposed method permits the determination of the global tridimensional deformability characteristics of a rock cylinder, using only the local bidimensional deformation measures provided by the rosette's gages.

An application of the proposed analytical model is presented for gray granite overcores from the 240 m level of AECL's Underground Research Laboratory (URL). The deformability behaviour of the granite was analysed at a local scale by using the deformation measures provided by the CSIR cell. At the sample scale, measures of a BDG cell coupled with a longitudinal displacement gages reading system were used.

Experimental results analysis, combined with finite element modeling, enabled analytical model verification for transversally isotropic materials having a maximum anisotropy ratio of 2 and a shear modulus as described by the empirical relation of Saint-Venant.

The new analytical method permits the determination of orientation and deformability parameters for transversally isotropic class A or B rocks without any restriction on the direction of the symmetrical elastic planes. This determination is obtained from a single reloading biaxial test performed with the CSIR cell on the overcore obtained *in situ*.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE	iv
REMERCIEMENTS	v
RÉSUMÉ	vi
ABSTRACT	vii
TABLE DES MATIÈRES	viii
LISTE DES ANNEXES	xii
LISTE DES TABLEAUX	xiii
LISTE DES FIGURES	xv
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	xx
LISTE DES SYMBOLES	xxi

CHAPITRE 1

INTRODUCTION	1
---------------------------	---

CHAPITRE 2

LES TECHNIQUES DE MESURES DE CONTRAINTES IN SITU ...	8
2.1 Considérations générales	8
2.2 Techniques basées sur le principe du rétablissement	9
2.3 Techniques basées sur le principe de la fracturation	10
2.4 Techniques basées sur le principe de la récupération	12
2.4.1 Technique de la cellule triaxiale CSIR	15
2.5 Techniques particulières	18
2.6 Considérations finales	19

CHAPITRE 3

MODÈLES D'INTERPRÉTATION DE LA CELLULE TRIAXIALE CSIR ..	25
3.1 Considérations générales	25

3.2	Modèles homogènes, isotropes, linéaires et élastiques	31
3.2.1	Revue générale des modèles conventionnels	31
3.2.2	Modèle conventionnel de Leeman (1968)	33
3.2.3	Améliorations apportées à l'interprétation des résultats selon le modèle conventionnel	43
3.3	Modèles homogènes, anisotropes, linéaires et élastiques	53
3.3.1	Revue générale	53
3.3.2	Modèle anisotrope de van Heerden (1983)	56
3.4	Modèles homogènes, isotropes, non linéaires et élastiques	58
3.4.1	Revue générale	58
3.4.2	Modèle de Leeman & Denkhaus (1969)	61
3.5	Modèles homogènes, anisotropes, non linéaires et élastiques	66
3.5.1	Revue générale	66
3.5.2	Modèle de Gonano & Sharp (1983)	67
3.6	Modèles hétérogènes, anisotropes, non linéaires et élastiques	69
3.6.1	Revue générale	69
3.6.2	Modèle d'interprétation de Corthésy et al. (1993f)	69
3.7	Considérations finales	74

CHAPITRE 4

COMPORTEMENT CONTRAINTE — DÉFORMATION DES ROCHES

DURES	77	
4.1	Considérations générales	77
4.2	Comportement mécanique typique des roches dures	79
4.3	Anisotropie de déformation	89
4.4	Élasticité non linéaire	104
4.5	Hétérogénéité	114
4.6	Considérations finales	119

CHAPITRE 5

NOUVELLE MÉTHODE D'ÉVALUATION DE L'ANISOTROPIE AVEC LA CELLULE CSIR 124

- 5.1 Considérations générales 124
- 5.2 Aspects théoriques 127
- 5.3 Aspects expérimentaux 139
- 5.4 Méthode analytique d'évaluation de l'anisotropie 162
 - 5.4.1 Définition du problème et des hypothèses 162
 - 5.4.2 Détermination des constantes élastiques 181
 - 5.4.3 Détermination des paramètres d'orientation et des
paramètres de déformabilité 185
- 5.5 Méthode analytique proposée appliquée à la compression
hydrostatique 201
- 5.6 Exemple numérique de la méthode analytique proposée 204
- 5.7 Étude de robustesse de la méthode proposée 213
- 5.8 Analyse par éléments finis 216
- 5.9 Caractéristiques de la méthode analytique proposée 236
- 5.10 Considérations finales 239

CHAPITRE 6

APPLICATION DE LA MÉTHODE ANALYTIQUE PROPOSÉE 241

- 6.1 Considérations générales 241
- 6.2 Matériau analysé 243
 - 6.2.1 Caractéristiques générales 243
 - 6.2.2 Manchons testés 250
- 6.3 Essais de compression biaxiale isotrope 252
 - 6.3.1 Montage expérimental 253
 - 6.3.2 Procédure expérimentale 260
- 6.4 Essais de compression hydrostatique 263
 - 6.4.1 Montage expérimental 263

6.4.2	Procédure expérimentale	267
6.5	Analyse des résultats d'essais	268
6.5.1	Comportement $\sigma - \varepsilon$ en compression biaxiale	268
6.5.2	Comportement $\sigma - \varepsilon$ en compression hydrostatique	283
6.6	Détermination des paramètres anisotropes selon la méthode analytique	288
6.6.1	Paramètres d'orientation de l'anisotropie	288
6.6.2	Constantes élastiques anisotropes	297
6.7	Considérations finales	307
 CHAPITRE 7		
CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS		311
 RÉFÉRENCES		317

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE I:

Développement analytique de la nouvelle méthode de détermination des paramètres d'anisotropie 356

ANNEXE II:

Plan schématique de la chambre à pression hydrostatique 391

ANNEXE III:

Résultats d'essais de compression biaxiale isotrope 394

ANNEXE IV:

Résultats d'essais de compression hydrostatique 456

ANNEXE V:

Paramètres d'orientation et constantes élastiques anisotropes selon la méthode analytique 475

ANNEXE VI:

Données brutes de la campagne expérimentale 489

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 - Techniques de mesures basées sur le principe du rétablissement . .	10
Tableau 2.2 - Techniques de mesures basées sur le principe de la fracturation . . .	11
Tableau 2.3 - Techniques de mesures basées sur le principe de la récupération . .	12
Tableau 2.4 - Techniques de mesures particulières	18
Tableau 2.5 - Caractéristiques des principales techniques de mesures	20
Tableau 2.6 - Comparaison des techniques de mesures basées sur le principe de la récupération	23
Tableau 3.1 - Modèles d'interprétation des mesures	29
Tableau 3.2 - Composantes de contraintes au pourtour du trou de forage.	38
Tableau 4.1 - Relations empiriques du module d'élasticité	111
Tableau 5.1 - Cosinus directeurs dans les directions x' , y' , z' et x , y , z	136
Tableau 5.2 - Déformations des rosettes de la cellule CSIR selon le modèle proposé	208
Tableau 5.3 - Déformations des jauges de la cellule CSIR selon le modèle proposé	209
Tableau 5.4 - Paramètres d'anisotropie calculés selon $\pm 10\%$ d'erreur sur les mesures des déformations de la cellule CSIR	215
Tableau 5.5 - Paramètres d'anisotropie des analyses par éléments finis	220
Tableau 5.6 - Distribution des contraintes dans les éléments de la paroi interne selon COSMOS ($P_{rad} = 20$ MPa)	222
Tableau 5.7 - Composantes de déformations selon l'analyse par éléments finis - Cas 5	226
Tableau 5.8 - Paramètres d'anisotropie calculés selon le modèle proposé à partir des déformations obtenues par éléments finis - Cas 5	231
Tableau 5.9 - Paramètres d'anisotropie calculés selon les modèles à partir des déformations théoriques et obtenues par COSMOS - Cas 1 ($\beta =$ 0°)	233

Tableau 5.10- Paramètres d'anisotropie calculés selon les modèles à partir des déformations théoriques et obtenues par COSMOS - Cas 3 ($\beta = 90^\circ$)	234
Tableau 6.1 - Propriétés géotechniques du granite Lac du Bonnet gris et rose (d'après Katsube & Hume, 1987)	246
Tableau 6.2 - Caractéristiques des manchons	251
Tableau 6.3 - Déformations mesurées et calculées du manchon en aluminium . . .	260
Tableau 6.4 - Paramètres d'orientation des manchons	293
Tableau 6.5 - Direction et pendage du plan isotrope du manchon R1 selon les niveaux de pression biaxiale	296
Tableau 6.6 - Constantes élastiques anisotropes des manchons ($P = 20$ MPa) . . .	302
Tableau 6.7 - Modules d'élasticité et coefficients de Poisson locaux des rosettes A, B et C du manchon R8	303
Tableau 6.8 - Paramètres d'orientation et constantes élastiques anisotropes des manchons testés par le URL ($P = 20$ MPa)	307

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 -	Vue explosée de la cellule triaxiale CSIR (d'après Bickel, 1993) . .	16
Figure 2.2 -	Procédure de terrain de la technique du CSIR (d'après ISRM, 1987)	17
Figure 3.1 -	Comportement $\sigma - \varepsilon$ en essai de compression des différents matériaux mesuré par la cellule CSIR	26
Figure 3.2 -	Système des composantes de contraintes au pourtour du trou de forage dans le massif rocheux (d'après Leeman, 1968)	33
Figure 3.3 -	(a) Cellule CSIR originale ; (b) Configuration des 3 jauges de chaque rosette (d'après Leeman, 1968)	36
Figure 3.4 -	(a) Cellule CSIR modifiée ; (b) Configuration des 4 jauges de chaque rosette	45
Figure 3.5 -	Détermination du module d'élasticité non linéaire (d'après Aggson, 1977)	60
Figure 3.6 -	Comportement $\sigma - \varepsilon$ du matériau isotrope, linéaire-élastique: (a) composante hydrostatique ; (b) composante déviatorique (d'après Leeman & Denkhaus, 1969)	63
Figure 3.7 -	Comportement $\sigma - \varepsilon$ du matériau isotrope non linéaire-élastique: (a) composante hydrostatique ; (b) composante déviatorique (d'après Leeman & Denkhaus, 1969)	65
Figure 4.1 -	Courbes contrainte - déformation typiques des roches dures en compression uniaxiale ou triaxiale à faible pression de confinement . . .	81
Figure 4.2 -	Principe de la technique de récupération et de la méthode intégrée de détermination de paramètres de déformabilité suivant la courbe $\sigma - \varepsilon$ typique des roches dures	86
Figure 4.3 -	Milieu transversalement isotrope et leurs constantes élastiques (d'après Wittke, 1991)	92
Figure 4.4 -	Milieu orthotrope et leurs constantes élastiques (d'après Wittke, 1991)	94

Figure 4.5 -	Anisotropie de résistance ultime (σ_c) et du module d'élasticité (E) d'un diatomite sous compression uniaxiale (d'après Alliot et al., 1979) .	95
Figure 4.6 -	(a) Ellipsoïde d'anisotropie du module de Young du granite Barre ; (b) Schéma du système de coordonnées et de l'orientation des échantillons (d'après Douglas & Voight, 1969)	96
Figure 4.7 -	Variation des modules de Young et de cisaillement avec la densité des microfissures e selon les modèles : (a) "Dilute Cracks" et (b) "Self Consistent" (d'après Ribacchi, 1988)	101
Figure 4.8 -	Déformations volumiques et déviatoriques d'une roche anisotrope en compression hydrostatique (a) avant le chargement et (b) après le chargement (d'après Kwasniewski, 1993)	103
Figure 4.9 -	Courbes $\sigma - \varepsilon$ du granite Westerly en compression uniaxiale (d'après Walsh, 1965c)	105
Figure 4.10 -	Courbes $\sigma - \varepsilon$ du granite Westerly en compression hydrostatique (d'après Walsh, 1965c)	106
Figure 4.11 -	Déformations non linéaires: (a) isotropie en compression hydrostatique et (b) anisotropie apparente en compression triaxiale (d'après Wu & Hudson, 1991)	109
Figure 4.12 -	Influence de la microstructure sur les mesures de contraintes par surcarottage de 3 diamètres différents (d'après Cuisat & Haimson, 1992)	116
Figure 5.1 -	Schématisation du processus de détermination des contraintes in situ avec la cellule CSIR	125
Figure 5.2 -	Définition des systèmes de coordonnées	134
Figure 5.3 -	Mesure des constantes élastiques anisotropes des roches classe B en compression uniaxiale (d'après Amadei, 1983a)	142
Figure 5.4 -	Variation du module de Young et des coefficients de Poisson apparents avec l'angle β (d'après Amadei, 1983a)	147
Figure 5.5 -	Mesure des constantes élastiques anisotropes des roches en compression diamétrale (d'après Amadei, 1996)	148

Figure 5.6 - Paramètres de déformabilité et conditions de chargement Normal et en Parallèle dans le manchon en compression biaxiale (d'après Gonano & Sharp, 1983)	157
Figure 5.7 - Systèmes de coordonnées de la méthode analytique de détermination de l'anisotropie : (a) massif rocheux (b) manchon	163
Figure 5.7 - Systèmes de coordonnées de la méthode analytique de détermination de l'anisotropie : (c) cellule CSIR (d) rosette à 4 jauges (suite)	164
Figure 5.8 - Modules de cisaillement des roches quartzo-feldspathiques et basiques-lithiques déterminés expérimentalement et théoriquement selon Saint-Venant (d'après Worotnicki, 1993)	168
Figure 5.9 - Distribution de la contrainte tangentielle au contour de la cavité d'une plaque infinie de contreplaqué en compression hydrostatique	170
Figure 5.10 - Écart relatif sur la distribution des contraintes tangentielles au contour de la cavité circulaire des plaques anisotropes par rapport à la plaque isotrope en compression hydrostatique	171
Figure 5.11 - Distribution des contraintes à la paroi interne de l'anneau anisotrope en contreplaqué ($E_1/E_2 = 2$) et l'anneau isotrope ($a=19$ et $b=43$ mm) . .	175
Figure 5.12 - Distribution des contraintes à la paroi interne des anneaux anisotrope et isotrope avec la variation du module de cisaillement G_2 ($E_1/E_2=2$) .	177
Figure 5.13 - Distribution des contraintes tangentielles à la paroi interne des anneaux anisotrope et isotrope avec le rayon $b=43$ et $b=100$ mm ($E_1/E_2 = 2$, $E_1 = 60$ GPa)	179
Figure 5.14 - Écart relatif sur la distribution des contraintes tangentielles à la paroi interne des anneaux anisotrope ($E_1/E_2 = 2$, $E_1 = 60$ GPa) par rapport à l'anneau isotrope	180
Figure 5.15 - Détermination de la direction α à partir de la sinusoïde de déformations tangentielles	188
Figure 5.16 - Sinusoïdes des déformations tangentielles, axiales et de cisaillement théoriques	211
Figure 5.17 - Vue tridimensionnelle du cylindre creux analysé	218

Figure 5.18 - Section droite du maillage à 3840 éléments du cylindre creux	219
Figure 5.19 - Distribution des contraintes tangentielles selon COSMOS ($E_1/E_2 = 2$, $E_1 = 60$ GPa, $G_2 = 15$ GPa, $\nu_1 = 0,15$, $\nu_2 = 0,25$, $P_{rad} = 20$ MPa)	221
Figure 5.20 - Distribution des contraintes à la paroi interne selon COSMOS et les théories d'élasticité isotrope et de Lekhnitskii - Cas 6	223
Figure 5.21 - Distribution des déformations principales majeures selon COSMOS ($E_1/E_2 = 2$, $E_1 = 60$ GPa, $G_2 = 15$ GPa, $\nu_1 = 0,15$, $\nu_2 = 0,25$, $P_{rad} = 20$ MPa) . .	225
Figure 5.22 - Déformations à la paroi interne en fonction de la variation du pendage β ($\alpha = 30^\circ$, $E_1/E_2 = 1,5$, $E_2 = 30$ GPa, $G_2 = 15$ GPa) selon COSMOS . .	228
Figure 5.23 - Déformations à la paroi interne en fonction de la variation du degré d'anisotropie ($\alpha = 30^\circ$, $\beta = 60^\circ$, $E_2 = 30$ GPa, $G_2 = 15$ GPa) selon COSMOS	229
Figure 6.1 - Section géologique du massif du URL et les 3 domaines de contraintes (d'après Martin, 1994)	244
Figure 6.2 - Variation du module de Young sécant avec la position angulaire de la cellule BDG en compression biaxiale du manchon (d'après Martin & Christiansson, 1991a)	248
Figure 6.3 - Modules de Young sécants du granite gris (niveau 240 m) en compression uniaxiale et biaxiale (d'après Martin & Christiansson, 1991a)	249
Figure 6.4 - Montage d'essai de compression biaxiale isotrope	253
Figure 6.5 - Cellule biaxiale avec capteurs installés	254
Figure 6.6 - Cellules biaxiale, CSIR, BDG et système des DCDT	256
Figure 6.7 - Détail de fixation des DCDT	257
Figure 6.8 - Chambre à pression hydrostatique	264
Figure 6.9 - Détail de la chambre à pression hydrostatique	265
Figure 6.10 - Courbes pression biaxiale - déformations locales tangentielles et axiales des rosettes A, B et C	271
Figure 6.11 - Courbes pression biaxiale-déformations locales de la rosette A . . .	272
Figure 6.12 - Courbes pression biaxiale-déformations locales de la rosette B . . .	273
Figure 6.13 - Courbes pression biaxiale-déformations locales de la rosette C . . .	274

Figure 6.14 - Courbes pression biaxiale - déformations locales des rosettes A, B et C en chargement et déchargement	276
Figure 6.15 - Courbes pression biaxiale - déformations axiales (DCDT) et radiales (BDG) globales selon les directions A, B et C	279
Figure 6.16 - Courbes pression biaxiale - déformations radiales globales (BDG) selon une rotation de 30° des directions A, B et C	281
Figure 6.17 - Variation des déplacements diamétraux à la paroi interne avec la pression radiale	282
Figure 6.18 - Courbes pression hydrostatique-déformations locales, rosette A . . .	285
Figure 6.19 - Courbes pression hydrostatique-déformations locales, rosette B . . .	286
Figure 6.20 - Courbes pression hydrostatique-déformations locales, rosette C . . .	287
Figure 6.21 - Direction du plan isotrope selon la sinusoïde de déformations tangentielles de la cellule CSIR en compression biaxiale ($P = 15$ MPa)	289
Figure 6.22 - Direction du plan isotrope selon la sinusoïde de déformations axiales de la cellule CSIR en compression biaxiale ($P = 15$ MPa)	290
Figure 6.23 - Direction du plan isotrope selon la sinusoïde de déformations radiales de la cellule BDG en compression biaxiale ($P = 15$ MPa)	291
Figure 6.24 - Direction du plan isotrope selon la sinusoïde de déformations axiales des DCDT en compression biaxiale ($P = 15$ MPa)	292
Figure 6.25 - Modules d'élasticité sécants E_1 et E_2 et degré d'anisotropie du manchon R1 en compression biaxiale	298
Figure 6.26 - Coefficients de Poisson anisotropes et rapport ν_1 / ν_2 du manchon R1 en compression biaxiale	300
Figure 6.27 - Modules d'élasticité et coefficients de Poisson locaux des rosettes A, B et C	301

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

AECL:	Atomic Energy of Canada Limited
ASR:	Anelastic Strain Recovery
ASTM:	American Society for Testing and Materials
BDG:	Borehole Deformation Gage
BX,EX,HX:	Diamètre des forages
CEJM:	Cellule Extensométrique à Jauges Multiples
CERCHAR:	Centre des Recherches des Charbonnages
CSIR:	Council for Scientific and Industrial Research
CSIRO:	Commonwealth Scientific and Industrial Research Organisation
DCDT:	Direct Current Differential Transformer
DSCA:	Differential Strain Curve Analysis
FPM :	Fracture Pressurization Method
HI :	Hollow Inclusion
HTPF:	Hydraulic Tests on Preexisting Fractures
ISRM:	International Society of Rock Mechanics
LNEC:	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LUH :	Université de Technologie Luleå
REV :	Representative Elemental Volume
RPR :	Recovered to Peak Strain Invariant Ratio
RTD :	Resistance Temperature Dectetor
SFJ :	Small Flat Jack
SSPB:	Swedish State Power Board
URL :	Underground Research Laboratory
USBM:	United States Bureau of Mines
1D,2D,3D:	Unidimensionnel, bidimensionnel, tridimensionnel

LISTE DE SYMBOLES

Notations et symboles principaux :

- a: Rayon du forage pilote, rayon interne du cylindre creux (manchon)
- a_{ij} : Composants de la matrice de déformabilité de la loi généralisée de Hooke
- [A]: Matrice de déformation de la loi généralisée de Hooke
- b: Rayon externe du forage surcaroté, rayon externe du cylindre creux
- D: Diamètre
- def: Déformation
- e: Densité de microfissures
- E: Module de Young isotrope linéaire élastique
- E_a : Module de Young dans la direction axiale
- E_r : Module de Young dans la direction radiale
- $E()$: Module de Young isotrope non linéaire élastique
- E_i : Module de Young anisotrope ($i= 1,2,3$)
- E_o : Module de Young en compression uniaxiale
- E_m : Module de Young des roches non microfissurées
- E_{max} : Module d'élasticité maximal
- E_{min} : Module d'élasticité minimal
- $E_{\theta i}$: Module de Young de la portion du manchon de roche en contact avec chaque rosette ($i= A,B,C$)
- F_a : Force axiale
- G: Module de cisaillement ou de rigidité isotrope
- G_i : Module de cisaillement ou rigidité anisotrope ($i= 1,2,3$)
- G_m : Module de cisaillement des roches non microfissurées
- I_1 : Premier invariant de contraintes
- Inv1: Invariant des déformations axiale et tangentielle
- Inv2: Invariant des déformations à 45° et à 135°

- J_2 : Deuxième invariant de déviateur de contraintes
 K : Module d'élasticité volumique ou compressibilité ("Bulk Modulus")
 L, M, N : Constantes de la sinusoïde de déformations tangentielles
 k : Constante de la méthode du module de Young non linéaire (Aggson, 1977)
 K_{ij} : Composants de la matrice de déformabilité de la loi généralisée de Hooke
 $[K]$: Matrice de déformabilité de la loi généralisée de Hooke appliquée aux milieux anisotropes
 m : Paramètre de résistance de Hoek & Brown
 n : Paramètre complexe
 O, P, Q : Constantes de la sinusoïde de déformations axiales
 P : Pression
 P_a : Pression atmosphérique
 P_{ax} : Pression axiale
 P_{rad} : Pression radiale
 q_{ij} : Facteurs de concentration de contraintes ($i=j=x,y,z$)
 r, θ, z : Système de coordonnées cylindriques
 s : Paramètre de résistance de Hoek & Brown
 R, S, T : Constantes de la sinusoïde de déformations de cisaillement
 t : Épaisseur
 X, Y, Z : Système de coordonnées rectangulaires
 x, y, z : Système de coordonnées rectangulaires
 x', y', z' : Système de coordonnées rectangulaires
 U : Déplacement diamétral
 U_i : Déplacement diamétral selon la direction i ($i = 1, 2, 3$)
 V : Volume
 W : Force diamétrale
 α : Direction du plan d'isotropie
 α_1, α_2 : Paramètres de Lekhnitskii
 β : Pendage du plan d'isotropie
 γ_i : Déformations de distorsion ($i = 1, 2, 3$)

γ_{ij} :	Déformations de cisaillement
δ :	Angle entre la déformation principale mineure et l'axe θ
ε :	Déformation volumique ou moyenne
ε_{ax} :	Déformation axiale
ε_i :	Déformations principales ($i=1,2,3$)
ε_j :	Déformation mesurée par chaque jauge j ($j = 1,2,3,4$ ou $0^\circ, 45^\circ, 90^\circ, 135^\circ$)
ε_{rad} :	Déformation radiale
ε_{tan} :	Déformation tangentielle
ε_{vol} :	Déformation volumique
$\varepsilon_\theta, \varepsilon_x, \varepsilon_z$:	Composantes de déformation à la paroi du trou et de la rosette
μ_1, μ_2 :	Paramètres complexes de Lekhnitskii
ν :	Coefficient de Poisson isotrope
ν_i :	Coefficient de Poisson anisotrope ($i=1,2,3$)
$\nu_{\theta i}$:	Coefficient de Poisson de la portion du manchon de roche en contact avec chaque rosette ($i= A,B,C$)
ϕ_j :	Angle entre la jauge j et l'axe θ
ϕ_p :	Angle entre l'axe θ et la direction des déformations principales
ω :	Angle entre la direction principale et la direction du palpeur 1 (U_1)
τ :	Contrainte de cisaillement
$\tau_{r\theta}$:	Contrainte de cisaillement à la paroi interne
σ :	Contrainte normale
σ_i :	Contraintes principales ($i=1,2,3$)
σ_m :	Contrainte moyenne ou hydrostatique,
σ_θ :	Contrainte tangentielle à la paroi interne, ou du forage
σ_r :	Contrainte radiale à la paroi interne

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

Les massifs rocheux sont soumis à un état de contraintes naturelles qui provient de deux sources principales : la gravité, soit l'effet de l'accélération terrestre sur la masse rocheuse, et les forces tectoniques qui varient en intensité et en direction en fonction de plusieurs paramètres, telles que la présence de structures géologiques, la lithologie, la topographie, entre autres.

La distribution de contraintes à l'intérieur du massif rocheux n'est pas uniforme puisque, de l'échelle microscopique à l'échelle continentale, d'autres phénomènes, comme l'hétérogénéité et l'anisotropie de déformabilité, interviennent dans le champ de contraintes préalables en modifiant la grandeur et l'orientation de ces contraintes. Ainsi, la connaissance des contraintes préalables des massifs devrait correspondre à une donnée fondamentale dans la conception des ouvrages en mécanique des roches.

Il existe de nombreuses techniques de mesures de contraintes basées sur des hypothèses et des principes divers. Au cours des années, on a connu des techniques de mesures de contraintes sur et dans les parois des excavations, dans les trous de forage superficiels et profonds, ainsi que sur les éprouvettes provenant du massif rocheux.

La grande majorité des techniques reposent sur des hypothèses simplificatrices concernant la loi de comportement du milieu et les caractéristiques du champ de contraintes, ainsi que sur les caractéristiques de l'orientation des contraintes principales. Généralement, le milieu est supposé avoir un comportement de déformation idéal, c'est-à-dire linéaire élastique, isotrope et homogène, soumis à un champ de contraintes uniforme.

Toutefois, les roches manifestent en réalité des comportements mécaniques qui peuvent s'éloigner de celui du milieu idéal. Ainsi, la distribution de contraintes dans les massifs est complexe et loin d'être uniforme.

La présence de structures géologiques à grande échelle et de microfissures à l'échelle microscopique de la roche provoque un comportement de déformation non linéaire et anisotrope, en plus de rendre le milieu hétérogène. La nature minéralogique du massif rocheux peut elle aussi avoir un comportement anisotrope. De même, les hypothèses concernant l'orientation des contraintes principales peuvent être erronées ou d'application restreinte à des cas spécifiques. Et encore, il faut ajouter à cela le facteur économique correspondant aux coûts et au temps requis pour l'essai de mesure de contraintes in situ. Seules les techniques classifiées comme tridimensionnelles sont capables de déterminer en entier le tenseur de contraintes in situ à partir d'une seule mesure.

En considérant ces aspects et la mesure de contraintes in situ dans des massifs de roche dure soumis à des contraintes élevées, la technique retenue dans le présent travail est celle avec la cellule triaxiale CSIR (Council for Scientific and Industrial Research).

Cette technique consiste à mesurer les déformations à la paroi de forage générées par un relâchement des contraintes préalables produit par surcarottage du forage pilote. Les déformations récupérées sont enregistrées par douze jauges à résistance d'environ 10 mm de longueur. Un groupe de quatre jauges disposées à 45° entre elles compose chacune des trois rosettes de la cellule CSIR. Ces rosettes sont disposées à 120° entre elles sur une même circonférence du trou de forage.

Cette configuration de mesure des déformations récupérées permet la détermination de l'état tridimensionnel de contraintes in situ à partir d'un seul essai dans un seul trou de forage. Ceci représente un avantage immédiat de cette technique. D'autres avantages sont reliés à cela, puisque les coûts de la mesure sont diminués et le tenseur de contraintes en trois dimensions est mesuré dans un volume de roche restreint, ce qui

garantit une meilleure uniformité du tenseur dans ce volume.

Malheureusement, les avantages sont accompagnés d'inconvénients : les déformations enregistrées par les jauges sont ponctuelles et sensibles à l'anisotropie, à la non linéarité et à l'hétérogénéité que peut présenter la roche à cette échelle. De plus, ces mesures ponctuelles sont extrapolées à l'aide des modèles d'interprétation associés aux constantes élastiques de la roche, afin d'évaluer l'état de contraintes du massif rocheux à grande échelle.

Un survol de la littérature relève l'existence de divers modèles d'interprétation de mesures de la cellule CSIR. Le modèle le plus courant correspond au modèle conventionnel proposé par Leeman (1968), où la roche est postulée homogène, linéaire élastique et isotrope.

Or, il est reconnu qu'en ne considérant pas l'anisotropie et la non linéarité du massif rocheux lors de l'interprétation des mesures, des erreurs significatives peuvent être introduites dans l'évaluation des contraintes in situ. Les modèles d'interprétation de Berry & Fairhurst (1966), Berry (1968), van Heerden (1983), Amadei (1983a, 1984a-e) peuvent résoudre le problème de l'anisotropie du massif rocheux. Leeman & Denkhaus (1969) ont résolu le problème de la non linéarité. Gonano & Sharp (1983) proposent une solution qui considère simultanément l'anisotropie et la non linéarité de la roche lors de l'interprétation des mesures de contraintes in situ. Corthésy et al. (1993f) présentent une méthode capable de considérer la microhétérogénéité, l'anisotropie et la non linéarité à l'échelle des mesures ponctuelles de la cellule CSIR dans des roches postulées néanmoins homogènes, linéaires et isotropes.

Par conséquent, le choix d'un modèle d'interprétation des mesures de contraintes in situ exige la connaissance du comportement de déformation et le modèle choisi requiert la connaissance des propriétés de déformabilité de la roche. Par exemple, le modèle conventionnel de Leeman (1968) exige les valeurs du module de Young et le coefficient

de Poisson de la roche postulée avoir un comportement de déformation linéaire, élastique et isotrope. Les modèles anisotropes, beaucoup plus complexes, exigent soit une orientation de forage précise par rapport aux plans de symétrie du massif, soit la connaissance de tous les paramètres d'orientation et de déformabilité de la roche anisotrope. Dans d'autres cas, les modèles utilisent des paramètres de déformabilité apparents plutôt que les vraies constantes élastiques anisotropes de la roche.

Il y a actuellement un consensus général qui soutient que les paramètres de déformabilité de la roche doivent être déterminés à partir d'un essai de rechargement du cylindre creux (manchon de roche) récupéré avec sa cellule CSIR suite au relâchement des contraintes en place. C'est ce qu'on appelle fréquemment dans le présent travail la méthode intégrée de détermination des contraintes in situ.

L'essai de rechargement du manchon et le traitement statistique des données obtenues permettent non seulement une réduction de l'effet des erreurs expérimentales dans les calculs des contraintes et des constantes élastiques, mais aussi la considération des paramètres de déformabilité de la portion de roche qui correspond effectivement à la région de la mesure de contrainte in situ. Ceci minimise le problème concernant la représentativité de la roche.

Toutefois, aucune façon de déterminer les paramètres élastiques des manchons possédant une anisotropie planaire d'orientation quelconque à partir des mesures avec la cellule CSIR n'a été proposée jusqu'à maintenant, ou plutôt jusqu'au présent travail.

L'objectif de cette recherche correspond donc au développement d'une nouvelle méthode de détermination des paramètres d'anisotropie des manchons de comportement de déformation non idéal à partir d'un simple et seul essai de rechargement conventionnel accompagné uniquement de la cellule triaxiale CSIR.

La méthode analytique développée est basée sur le principe de transformation des

constantes élastiques anisotropes de la théorie d'élasticité des milieux anisotropes de Lekhnitskii (1963). On profite de la configuration de la cellule CSIR pour interpréter l'état de déformation global du manchon à partir de l'état de déformation local de chaque rosette de la cellule.

La nouvelle méthode analytique permet la détermination de tous les paramètres d'orientation et des constantes élastiques anisotropes d'un cylindre creux transversalement anisotrope, linéaire ou non linéaire élastique, sans faire appel à aucune restriction de direction des plans de symétrie élastique.

Expérimentalement, les analyses d'essais de compression biaxiale et hydrostatique sur des manchons de granite gris Lac du Bonnet, provenant du niveau 240 m du Laboratoire de Recherche Souterrain (URL) d'Énergie Atomique du Canada, semblent confirmer la méthode analytique proposée. Les analyses numériques par éléments finis réalisées vérifient les hypothèses de base, ainsi que les procédures de détermination des paramètres du modèle mathématique.

La méthode permet de déterminer les paramètres d'anisotropie des roches **Classe B** (plans de symétrie visibles) et **Classe A** (visuellement isotropes), tels que les manchons de granite gris endommagés par les processus de forage à des niveaux élevés de contraintes in situ du massif. Cet endommagement s'exprime sous la forme d'une augmentation de la densité de microfissures du manchon due soit à la propagation des microfissures préexistantes et intrinsèques à la structure de la roche, soit à la création de nouvelles microfissures induites par le processus de forage dans une zone de contraintes élevées.

La présence de microfissures orientées selon une direction préférentielle dans les manchons endommagés est détectée et calculée à partir de la méthode analytique. Le modèle proposé utilise ces paramètres afin de déterminer les constantes élastiques anisotropes de la roche qui sont à toutes fins utiles semblables à celles du granite gris caractérisé par le URL.

Le présent document est composé de 6 chapitres, dont le *chapitre 2* portant sur la revue des principales techniques de mesure de contraintes in situ. Quatre catégories différentes de techniques y sont énumérées avec les caractéristiques, les avantages et les inconvénients de chacun de leurs représentants. Ceci permet de mieux juger le choix de la technique de la cellule triaxiale CSIR pour la mesure de l'état de contraintes des massifs de roches dures soumis à des contraintes élevées.

Le *chapitre 3* présente une revue générale des modèles d'interprétation de la littérature. Un traitement spécial est accordé au modèle d'interprétation conventionnel des mesures avec la cellule triaxiale CSIR proposé par Leeman (1968). Les améliorations apportées à la conception de la cellule originale et à la façon d'interpréter et de traiter ses résultats d'essais sont aussi présentées.

Le comportement contrainte - déformation typique des roches dures lors d'essais conventionnels en laboratoire est présenté au *chapitre 4*. On y présente les relations contrainte - déformation des éprouvettes de roche qui s'éloignent, à divers degrés du comportement du matériau linéaire élastique, isotrope et homogène, en fonction des microfissures ainsi que de l'anisotropie naturelle de la roche.

Une revue est faite sur les modèles microstructuraux qui considèrent l'effet des microfissures sur le comportement mécanique du matériau, ainsi que sur les relations empiriques des modules d'élasticité non linéaires. Ainsi, on y montre que l'hétérogénéité, l'anisotropie et la non linéarité trouvées à l'échelle de la carotte affectent le comportement mécanique et donc les paramètres de déformabilité, ainsi que l'interprétation des mesures de contraintes in situ.

Le *chapitre 5* présente la nouvelle méthode analytique de détermination des paramètres d'anisotropie à partir des mesures effectuées avec la cellule CSIR. Les aspects théoriques du développement y sont traités en profondeur. On présente les analyses théoriques et numériques concernant l'impact de chaque hypothèse postulée dans la modélisation du

problème. Une revue des techniques de mesures des constantes élastiques anisotropes des roches confirme le caractère innovateur et, principalement, la simplicité expérimentale de la méthode proposée.

Le programme expérimental retenu pour l'application de la méthode proposée est traité au *chapitre 6*. Les descriptions des montages, procédures et essais en compression biaxiale et hydrostatique y sont présentés, ainsi que les analyses de comportement pression — déformation à l'échelle ponctuelle des mesures de déformations (jauges des rosettes) et à l'échelle globale des mesures des constantes élastiques et des contraintes in situ (manchon de roche). La méthode analytique est appliquée à un ensemble de 14 manchons de granite, dont huit testés dans le présent travail et six correspondant aux manchons testés par le URL. L'analyse des réponses y est présentée.

Finalement, le *chapitre 7* résume et souligne les principales conclusions de la présente étude. Les apports originaux de la thèse y sont présentés, ainsi que les recommandations et suggestions sur les futurs travaux de recherche dans ce domaine.

CHAPITRE 2

LES TECHNIQUES DE MESURES DE CONTRAINTES IN SITU

2.1 Considérations générales

La littérature scientifique présente plusieurs techniques de mesures de contraintes basées sur de nombreux effets produits, par leur présence ou leur variation, sur le massif rocheux.

Les contraintes ne sont pas mesurables. Cependant, les changements de forme, de volume et des propriétés mécaniques, électriques ou optiques d'un corps sous l'action de contraintes sont mesurables et cette quantification permet d'évaluer l'état de contraintes du corps en question.

Plusieurs auteurs tels que Leeman (1969a), Fairhurst (1968), Kovari (1977), Stephansson (1986) et plus récemment, Goodman (1989), Cornet (1993a), Corthésy et al. (1993a), Brady & Brown (1993) entre autres, offrent une révision détaillée des techniques de mesures de contraintes in situ.

Afin de faciliter la présentation de ces nombreuses méthodes de mesures, un critère de classement basé sur le principe mis à profit par chacune des techniques est adopté. On a ainsi les quatre catégories suivantes :

- (i) les techniques basées sur le principe du rétablissement ;
- (ii) les techniques basées sur le principe de la fracturation ;
- (iii) les techniques basées sur le principe de la récupération ;

- (iv) les techniques particulières basées sur le remaniement des carottes de forage et sur d'autres principes.

Ce chapitre présente donc une revue générale des techniques de mesures de contraintes classifiées selon les quatre catégories mentionnées. La technique de la cellule triaxiale **CSIR**, qui permet d'évaluer l'état de contraintes tridimensionnel du massif rocheux avec une seule mesure dans un trou de forage unique, est traitée d'une façon plus détaillée.

Il est aussi présenté aux tableaux 2.5 et 2.6, à la dernière section du chapitre, un résumé des techniques les plus connues et utilisées avec leurs principales caractéristiques, avantages et inconvénients.

2.2 Techniques basées sur le principe du rétablissement

Le principe du rétablissement consiste à relâcher une contrainte principale par saignée et à mesurer les déplacements qui en résultent à l'aide de repères disposés dans la région influencée. La position originale de ces repères est rétablie sous l'effet d'une sollicitation à l'intérieur de la saignée. Cette pression est supposée égale à la contrainte qui agissait auparavant dans le plan perpendiculaire à la saignée.

Le tableau 2.1 présente les deux principales techniques basées sur le principe du rétablissement. Ce sont des techniques simples et relativement non coûteuses par rapport aux techniques basées sur le principe de récupération. Elles offrent l'avantage de mesurer les déplacements dans un volume relativement important du massif rocheux sans exiger la connaissance de leurs paramètres de déformation. Par contre, l'utilisation de ces méthodes est limitée à une surface plane de roche, supposée non affectée par les processus de l'excavation.

Tableau 2.1 - Techniques de mesures basées sur le principe du rétablissement

Principe du rétablissement	
Technique	Références
Vérin Plat	Tincelin (1951,1952) Habib & Marchand (1952) Mayer et al. (1951) Alexander (1960) Jaeger & Cook (1964,1979) ASTM (1988) ISRM (1987)
Small Flat Jack (SFJ)	Rocha (1966) Pinto & Charrua-Graça (1983)

2.3 Techniques basées sur le principe de la fracturation

Le principe de la fracturation consiste à solliciter une portion du massif rocheux jusqu'à la création d'une fracture qui se propage selon le trajet qui requiert le moins d'énergie, soit perpendiculairement à la contrainte principale mineure dans le plan de la région étudiée. Le tableau 2.2 présente les principales techniques basées sur le principe de la fracturation, soit la technique de la fracturation hydraulique, la technique de la fracturation dans des fractures pré-existantes (HTPF), la fracturation dilatométrique et la technique des "Borehole Breakouts".

Ces techniques offrent l'avantage d'évaluer les contraintes in situ en faisant intervenir des volumes plus grands de roche et de permettre des mesures à de grandes profondeurs. De plus, les paramètres de déformation ne sont pas requis dans l'analyse des résultats

d'essais sur des roches dures. Toutefois, leur interprétation est fondée sur des hypothèses rarement vérifiées dans les massifs rocheux.

Tableau 2.2 - Techniques de mesures basées sur le principe de la fracturation

Principe de la fracturation	
Technique	Références
Fracturation Hydraulique	Hubbert & Willis (1957) Scheidegger (1962) Fairhurst (1964) Haimson & Fairhurst (1967,1970) Haimson (1978a,b, 1981, 1993) Zoback & Haimson (1982) Warpinski (1984, 1989) Aggson & Kim (1987) Tunbridge et al.(1989) Warpinski & Teufel (1991)
HTPF	Cornet & Valette (1984) Cornet (1986, 1988, 1993b)
Pressiomètre CSM	Stephanson (1983)
"Rockmeter"	Charlez et al. (1986)
"Serata Stress Meter"	Serata et Bellman (1983) Shrinivasan & Serata (1985) Serata et al. (1992)
"Borehole Breakout"	Leeman (1960) Cox (1970) Gay (1976) Bell & Gough (1979) Teufel (1985) Zoback et al.(1985, 1993) Haimson & Herrick (1985) Zheng & Cook (1985) Ewy et al.(1987)

2.4 Techniques basées sur le principe de la récupération

Le principe de récupération est celui sur lequel est basé le plus grand nombre de techniques de mesures de contraintes in situ. On peut les classifier selon quatre grands groupes, qui sont présentés au tableau 2.3.

Tableau 2.3 - Techniques de mesures basées sur le principe de la récupération

Principe de la récupération	
Technique	Références
Mesures à la paroi des excavations :	
Broches	Lieurance (1933)
Vérin Cylindrique	Dean & Beatty (1968) Bowling (1976)
"Undercoring"	Hooker et al. (1974)
Mesures des variations de diamètre des forages :	
Cellule BDG	Obert (1962) Obert & al. (1962) Merril (1967) Hooker & Bickel (1974) Bickel (1985, 1993)
Cellule de Liège	Bonnechère (1969, 1971) Bonnechère & Cornet (1977) Bertrand & Durand (1983)
Cellule Japonaise	Kanawaga et al. (1986)
Cellule CERCHAR	Bonvallet & Dejean (1977) Helal & Schwartzman (1983) Tinchon (1986)

Tableau 2.3 - Techniques de mesures basées sur le principe de la récupération
(suite)

Principe de la récupération	
Technique	Références
Mesures de déformations à la paroi des forages :	
Cellule CSIR	Hayes (1965) Leeman & Hayes (1966) Leeman (1968, 1969a-c, 1971) Thompson et al. (1986) Gill et al. (1987)
Cellule CSIRO	Worotnicki & Walton (1976, 1979) D. Fama & Pender (1980) Worotnicki (1993)
Cellule LNEC	Rocha & Silverio (1969) Rocha et al. (1974)
Cellule SSPB	Hiltscher et al. (1979) Christiansson et al. (1989)
Cellule LUH	Leijon (1983) Leijon & Stillborg (1986)
"Borehole Slotter"	Bock & Foruria (1984) Bock (1986, 1988, 1993) Azzam & Bock (1987a,b) Kanduth et al. (1991)
Holographique	Bass et al. (1986) Schmitt (1987, 1993) Smither et al. (1988)
Mesures de déformation en fond des trous:	
Cellule "Doorstopper"	Leeman (1964, 1969b) van Heerden (1969) Barla & Wane (1970) Ribacchi (1977) Corthésy & Gill (1990a)
Cellule CEJM	Mazzoleni et al. (1991)
Cellule Hémisphérique	Sugawara et al. (1986)

Le principe de la récupération consiste à mesurer les déformations causées par un relâchement des contraintes produit par le prolongement d'un forage ou par le surcarottage d'un trou pilote. En pratique, il s'agit de faire un forage à l'intérieur duquel un instrument mesurant des déplacements ou des déformations est mis en place. Les contraintes agissant autour de cet instrument sont ensuite relâchées par une saignée, c'est-à-dire par le prolongement du forage initial ou par l'exécution d'un autre forage de diamètre supérieur et concentrique au forage initial. Les déformations récupérées par ce relâchement sont mesurées et ensuite transformées en contraintes par un modèle d'interprétation.

La cellule BDG ("Borehole Deformation Gage") du U.S. Bureau of Mines (USBM) représente un exemple des techniques de mesures de la variation du diamètre des forages. Développée par Obert (1962), Obert et al.(1962) et Merrill (1967), la cellule BDG la plus couramment utilisée comporte trois palpeurs disposés à 120° entre eux. Chaque palpeur est constitué d'une paire de poutrelles instrumentées par des jauges à résistance. Ces poutrelles sont du type porte-à-faux diamétralement opposées et elles comportent un butoir à leur extrémité libre, forcé de s'appuyer sur la paroi du forage lorsque la sonde est introduite. Le relâchement des contraintes in situ requiert un surcarottage d'environ 40 cm de longueur et deux calibres de taillants différents.

Cette technique peut être utilisée dans des trous de forage humides ou inondés, car la cellule ne nécessite pas de collage. Par contre, elle permet la mesure des contraintes seulement dans le plan perpendiculaire au sondage. La détermination du tenseur de contraintes tridimensionnel requiert l'exécution de trois forages non parallèles orientés différemment, en faisant un minimum de trois mesures de déplacements de paroi dans le premier forage, de deux dans le deuxième et d'une dernière mesure dans le troisième trou.

Le groupe correspondant aux techniques de mesures de déformations à la paroi des forages est le seul où toutes les méthodes permettent la détermination du tenseur de

contraintes en trois dimensions à partir d'une seule mesure dans un seul forage, ce qui constitue son avantage majeur par rapport aux autres groupes de techniques.

2.4.1 Technique de la cellule triaxiale CSIR

Cette technique de mesures de déformations à la paroi des forages a été développée dans les années soixante par le groupe de recherche du CSIR, "Council for Scientific and Industrial Research", d'Afrique du Sud (Hayes, 1965; Leeman, 1964, 1968, 1969a-c, 1971; Leeman & Hayes, 1966). La cellule du CSIR, couramment appelée cellule triaxiale, cellule de Leeman ou cellule CSIR, est illustrée à la figure 2.1.

Elle est composée de trois rosettes à quatre jauges à résistance montées sur des pistons rétractables, disposées à 120° sur une même circonférence. À la figure 2.1, on observe une treizième jauge collée à la base de la sonde. Cette jauge est en contact avec un morceau de roche obtenu de la carotte du forage récupérée près du point de mesure. Incorporée dans le circuit de lecture des autres jauges, elle permet une certaine compensation thermoélectrique et thermomécanique.

La procédure de terrain, semblable à celle de la technique de la cellule BDG, est schématisée dans la figure 2.2. Elle consiste à exécuter un forage de diamètre égal au diamètre du surcarottage (en général égal au calibre HX), jusqu'à environ 50 cm du point choisi pour la conduite de la mesure des déformations. Après avoir aplani le fond du trou, un autre forage de calibre EX, coaxial au précédent, est exécuté sur une longueur supérieure à la distance entre le fond du forage HX et le point de mesure. L'ISRM (1987) suggère une longueur du forage EX, qualifié de forage pilote, d'environ 45 cm.

Suite à la préparation des parois du sondage pilote, la cellule CSIR est introduite dans le trou avec l'aide d'un train de tiges spécial qui permet son positionnement à la mi-

longueur du forage et la libération des pistons rétractés comportant les rosettes. Cette même tige assure le maintien du contact des rosettes avec la paroi du trou jusqu'à la prise de la colle préalablement appliquée sur leur surface.

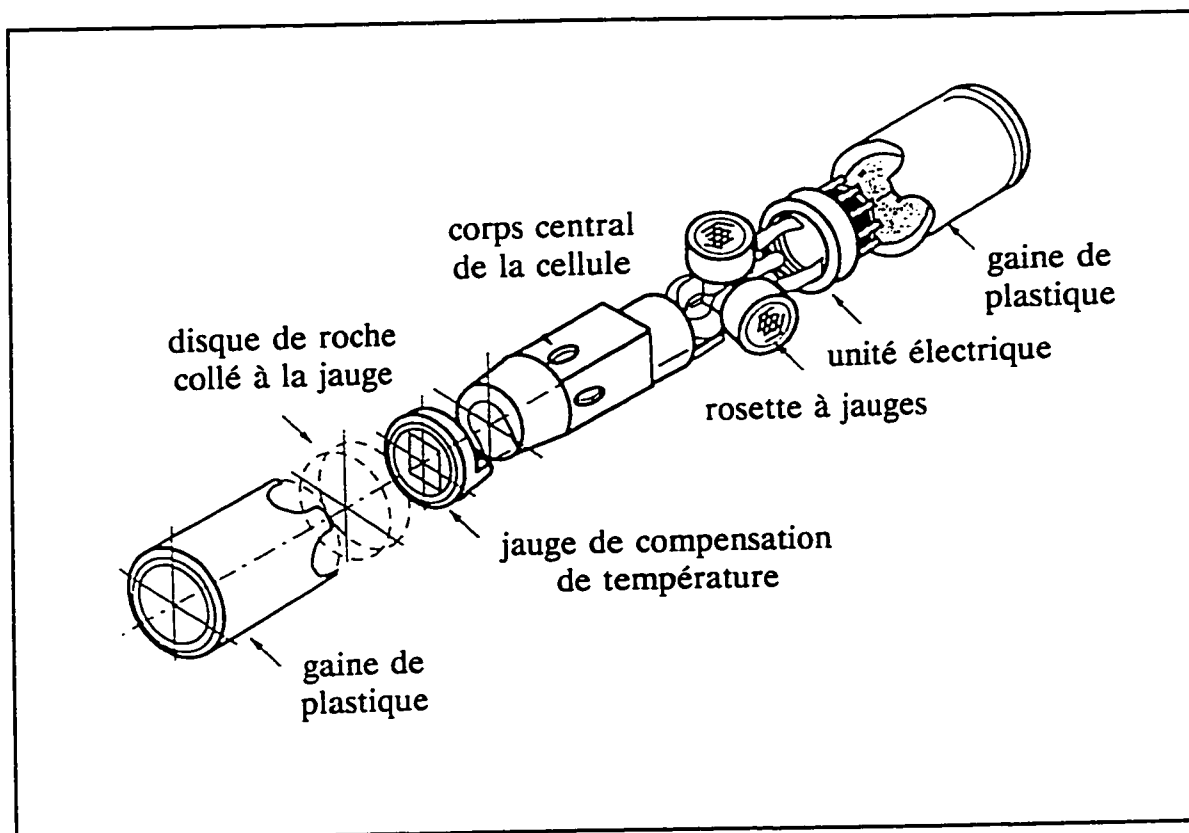


Figure 2.1 - Vue explosée de la cellule triaxiale CSIR (d'après Bickel, 1993)

Après la réalisation des lectures des jauges de la cellule conventionnelle, on retire l'outil de mise en place et on exécute un surcarottage d'une longueur de 25 à 30 cm, qui permet la libération des contraintes, et ensuite on procède aux lectures finales des jauges. La cellule conventionnelle ne permet pas la réalisation des mesures en continu pendant l'exécution de la saignée. Cet inconvénient peut être éliminé en faisant des modifications à la cellule (Thompson et al., 1986 et Gill et al., 1987) qui assurent l'étanchéité de la sonde et qui rendent possible la lecture en continu des déformations récupérées.

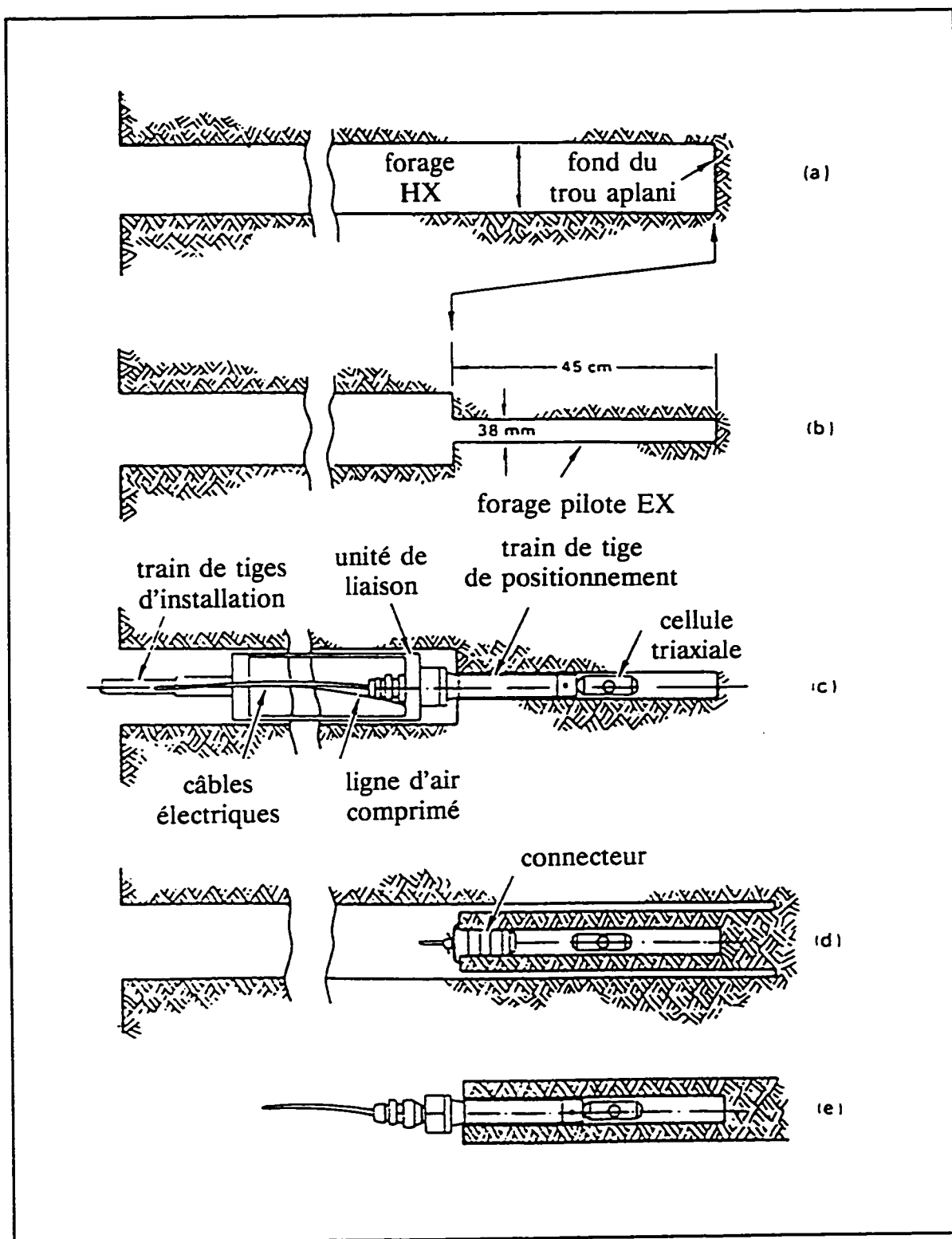


Figure 2.2 - Procédure de terrain de la technique de la cellule CSIR (d'après ISRM, 1987)

Les déformations récupérées mesurées par chaque jauge, ainsi que leur orientation et la position des trois rosettes de la cellule du CSIR permettent d'élaborer les équations requises pour la détermination des six composantes du tenseur de contraintes in situ.

2.5 Techniques particulières

La catégorie des techniques particulières englobe les méthodes basées sur des principes divers comme la technique du remaniement des carottes où l'on trouve la technique du "core discing", la technique de la courbe des déformations différentielles (DSCA), la technique de récupération des déformations différées (ASR), entre autres, présentées au tableau 2.4.

Tableau 2.4 - Techniques de mesures particulières

Techniques particulières	
Technique	Références
"Core Discing"	Jaeger & Cook (1963) Obert & Stephenson (1965) Durelli et al. (1968) Dyke (1989)
DSCA (analyse des courbes des déformations différentielles)	Strickland & Ren (1980) Ren & Roegiers (1983)
ASR (récupération des déformations différées)	Voight (1968) Teufel (1982-84, 1986, 1993) Holcomb & McNamee (1984)
Effet Kaiser	Holcomb (1984, 1985a, b, 1993) Hughson & Crawford (1986-7)
Vélocité sonique	Nur & Simmons (1969) Crampin et al. (1984)

2.6 Considérations finales

Les techniques de mesures de contraintes in situ discutées dans ce chapitre présentent toutes des caractéristiques particulières qui permettent de les classer selon 4 catégories, soient les techniques basées sur les principes du rétablissement, de la fracturation et de la récupération, ainsi que les autres techniques, basées sur des principes divers.

De façon générale, quelques techniques, principalement les particulières, ont un domaine d'application limité et plusieurs d'entre elles n'en sont encore qu'à l'étape du développement. En considérant cet aspect, il est possible de résumer les caractéristiques des techniques de mesures de contraintes plus importantes, tel que présenté au tableau 2.5.

L'analyse du tableau 2.5, qui décrit les principales caractéristiques ainsi que les principaux avantages et inconvénients des différentes méthodes, indiquent l'excellence des techniques basées sur le principe de la récupération. Le vérin plat et le "SFJ" n'offrent qu'une seule contrainte mesurée perpendiculairement au plan d'essai qui est restreint aux surfaces des excavations.

Malgré la détermination bidimensionnelle des contraintes agissant dans le plan perpendiculaire au forage, les techniques basées sur le principe de la fracturation représentent des mesures coûteuses et très complexes à interpréter.

En ce qui concerne les techniques basées sur le principe de la récupération, les avantages sont plus nombreux que les inconvénients. C'est la seule catégorie où l'on retrouve des techniques de mesures tridimensionnelles et l'interprétation des résultats est plus précise que celle des techniques de fracturation. De plus, cette catégorie présente une grande diversité de techniques qui sont résumées au tableau 2.6.

Tableau 2.5 - Caractéristiques des principales techniques de mesures

Technique	Principe	Avantages	Inconvénients
Vérin plat SFJ	<ul style="list-style-type: none"> • Rétablissement • Mesure aux parois des excavations • Détermination de la contrainte \perp au plan de mesure (1D) 	<ul style="list-style-type: none"> • Paramètres de déformabilité non requis • Grand volume de mesure 	<ul style="list-style-type: none"> • Restreinte aux parois non (peu) affectées par l'excavation • Hystérésis des relations $\sigma - \varepsilon$ introduit des erreurs
Fracture Hydraulique	<ul style="list-style-type: none"> • Fracturation • Mesure dans des forages profonds ainsi que superficiels • Évaluation des contraintes dans le plan \perp à l'axe du forage (coïncidant avec une contrainte principale) (2D) 	<ul style="list-style-type: none"> • Paramètres de déformabilité non requis • Grand volume de mesure • Mesures à des grandes profondeurs 	<ul style="list-style-type: none"> • Restreinte aux massifs rocheux homogènes, élastiques, linéaires et isotropes, de comportement fragile • Résistance en traction de la roche requise
Fracture Dilatométrique	<ul style="list-style-type: none"> • Fracturation. • Mesure dans des forages • Évaluation des contraintes dans le plan \perp au forage (coïncidant avec une contrainte principale) (2D) 	<ul style="list-style-type: none"> • Paramètres de déformabilité déterminés lors d'essai in situ • Fluide pressurisé ne pénètre pas dans les fractures et pores de la roche 	<ul style="list-style-type: none"> • Interprétation des résultats complexe • Restreinte aux massifs de faible résistance en traction et soumis à des contraintes non élevées
Broches Undercoring	<ul style="list-style-type: none"> • Récupération • Mesure de déformations à la paroi d'excavation (jauges) • Détermination du tenseur de contraintes 2D 	<ul style="list-style-type: none"> • Simplicité et coûts réduits 	<ul style="list-style-type: none"> • Restreinte aux parois des excavations • Paramètres de déformabilité déterminés en dehors de la région d'essai

Tableau 2.5 - Caractéristiques des principales techniques de mesures (suite)

Technique	Principe	Avantages	Inconvénients
BDG	<ul style="list-style-type: none"> • Récupération • Mesure des déplacements diamétraux de forage (capteur) • Surcarottage • Évaluation de contraintes dans le plan \perp à l'axe du forage (2D partiel) • E, ν déterminés du manchon récupéré 	<ul style="list-style-type: none"> • Lecture des mesures en continu • Fixation de la cellule sans collage • Mesure à des grandes distances dans les forages humides ou inondés • Cellule réutilisable 	<ul style="list-style-type: none"> • Emploi difficile dans les massifs très fracturés et soumis aux processus de discing • 3 forages non \parallel sont requis pour le calcul du tenseur 3D • 2 calibres de tail-lants
CSIR	<ul style="list-style-type: none"> • Récupération • Mesure des déformations aux parois des forages (jauges) • Surcarottage • Évaluation du tenseur 3D de contraintes in situ • E, ν calculés du manchon récupéré 	<ul style="list-style-type: none"> • Tenseur de contraintes au complet avec 1 forage • Cellule modifiée permet la lecture des mesures en continu 	<ul style="list-style-type: none"> • Usage difficile dans les massifs très fracturés, saturés et soumis aux processus de discing • 2 calibres de tail-lants • Cellule non récupérable
CSIRO	<ul style="list-style-type: none"> • Récupération • Mesure de déformations aux parois des forages (jauges) • Surcarottage • Évaluation du tenseur 3D de contraintes in situ • E, ν calculés du manchon récupéré 	<ul style="list-style-type: none"> • Tenseur de contraintes au complet avec 1 forage • Lecture des mesures en continu 	<ul style="list-style-type: none"> • Usage difficile dans des massifs très fracturés et soumis au discing • Problèmes fréquents de décolage de la cellule • Non récupérable • 2 calibres de tail-lants.

Tableau 2.5 - Caractéristiques des principales techniques de mesures (suite)

Technique	Principe	Avantages	Inconvénients
Doorstopper	<ul style="list-style-type: none"> • Récupération • Mesure de déformations au fond des trous des forages (jauges) • Saignée par prolongement du trou • Évaluation des contraintes dans le plan \perp au forage (2D partiel) • E, ν calculés de la carotte récupérée 	<ul style="list-style-type: none"> • Application aux massifs très fracturés, soumis à des gradients de contraintes élevés et hétérogènes • Longueur de saignée réduite, 3 à 4 cm • 1 calibre de taillant • Cellule modifiée permet la lecture en continu et les essais dans des trous humides ou inondés 	<ul style="list-style-type: none"> • 3 forages non // sont requis pour le calcul du tenseur de contraintes 3D • Cellule non récupérable

À l'exception des techniques limitées à la surface des excavations (broches et vérin cylindrique), du "borehole slotter" et des cellules "doorstopper" et CEJM, toutes les autres techniques requièrent le surcarottage du trou pilote. Les diamètres de forage et de surcarottage sont variables et on remarque très justement que les plus grands diamètres correspondent aux techniques moins populaires.

Le tableau 2.6 présente l'âge et la fréquence d'utilisation de chaque technique. Les cellules CSIR, CSIRO, BDG et "doorstopper" (aussi listées au tableau 2.5) sont les techniques les plus populaires (pop. au tableau 2.6).

Toutefois, on remarque que seules les cellules CSIR et CSIRO permettent de déterminer l'état tridimensionnel de contraintes in situ à partir d'un seul essai dans un sondage unique. Cela représente d'autres avantages, puisque les coûts reliés au forage sont diminués et le tenseur complet de contraintes est mesuré dans un volume de roche restreint, ce qui garantit une meilleure uniformité du tenseur dans la région analysée.

Tableau 2.6 - Comparaison des techniques de mesures basées sur le principe de la récupération

Technique	Mesure	Diamètre Forage Surcarottage	Tenseur de σ	Age (an)
Broches	à la paroi des excavations (surface)	variable	2D	64 Pop.
Vérin Cylindrique	à la paroi des excavations (surface)	~ 150 mm	2D	21
BDG	déplacement radial des forages, surcarottage	38 mm 152 mm	2D partiel	35 Pop.
Liège	déplac. radial et longit. des forages, surcarottage	76 mm 218 mm	3D	28
Japonaise	déplac. radial et longit. des forages, surcarottage	56 mm 218 mm	2D	11
CERCHAR	déplac. radial des forages surcarottage	97 mm 210 mm	2D	14
CSIR	déformation à la paroi des forages, surcarottage	38 mm 88 à 152 mm	3D	31 Pop.
CSIRO	déformation à la paroi des forages, surcarottage	38 mm 152 mm	3D	21 Pop.
SSPB	déformation à la paroi des forages, surcarottage	36 mm 76 mm	3D	20
LUH	déformation à la paroi des forages, surcarottage	38 mm 72 mm	3D	11
Borehole Slotter	déformation à la paroi des forages, SANS surcarottage	95 à 103 mm	2D	14
Doorstopper	déformation en fond des forages, SANS surcarottage	38, 76 mm	2D partiel	33 Pop.
CEJM	déformation en fond des forages, SANS surcarottage	100 mm	3D	6
Hémisphérique	déformation en fond des forages, surcarottage	75 mm 146 à 180 mm	3D	11
2D = tenseur bidimensionnel de contraintes ; 3D = tenseur tridimensionnel de contraintes ; 2D _{partiel} = tenseur bidimensionnel de contraintes partiel dans le cas général où aucune hypothèse n'est énoncée quant à l'orientation et à l'intensité des contraintes principales du tenseur à mesurer.				

En effet, ces avantages sont primordiaux et devraient faire de ces deux techniques le premier choix pour une mesure de contraintes dans les massifs rocheux moyennement fracturés et secs, à l'abri du phénomène de "core discing". Si, en plus, on considère la mesure de l'état tridimensionnel de contraintes in situ des massifs rocheux soumis à des contraintes déviatoriques élevées, la technique qui est encore mieux adaptée correspond à celle de la cellule CSIR, qui ne pose pas de problèmes de décollement typiques de la cellule CSIRO quand les déformations mesurées sont significatives.

De cette façon, le présent travail s'attarde sur l'interprétation des mesures de déformations des roches réalisées avec la cellule triaxiale CSIR. Le modèle de sonde considéré correspond à la version à 3 rosettes à 4 jauges modifiée, qui permet la lecture en continu et le traitement statistique des déformations récupérées.

CHAPITRE 3

MODÈLES D'INTERPRÉTATION DE LA CELLULE TRIAXIALE CSIR

3.1 Considérations générales

La plupart des techniques de mesures des contraintes in situ requièrent un modèle d'interprétation des résultats qui fait intervenir les caractéristiques de déformation de la roche.

Les modèles d'interprétation conventionnels postulent que la roche se comporte comme un matériau idéal. Toutefois, aux différentes échelles du problème, les roches sont hétérogènes et peuvent présenter un comportement non linéaire et anisotrope. Ces caractéristiques engendrent des écarts considérables entre l'état de contraintes in situ déterminé à l'aide d'un modèle d'interprétation conventionnel et celui qui existe réellement dans le massif rocheux.

À titre d'exemple, la figure 3.1 présente différentes réponses pression — déformations enregistrées par une cellule CSIR lors d'un essai de compression biaxiale réalisé sur des matériaux de comportements mécaniques divers.

En visant surtout une simplicité d'exposition, la cellule CSIR de la figure 3.1 comporte les trois rosettes (A, B et C) disposées à 120° entre elles, chacune formée par seulement trois jauges. Les jauges 1, 2 et 3 mesurent les déformations axiales, les déformations à 45° et les déformations tangentielles, respectivement.

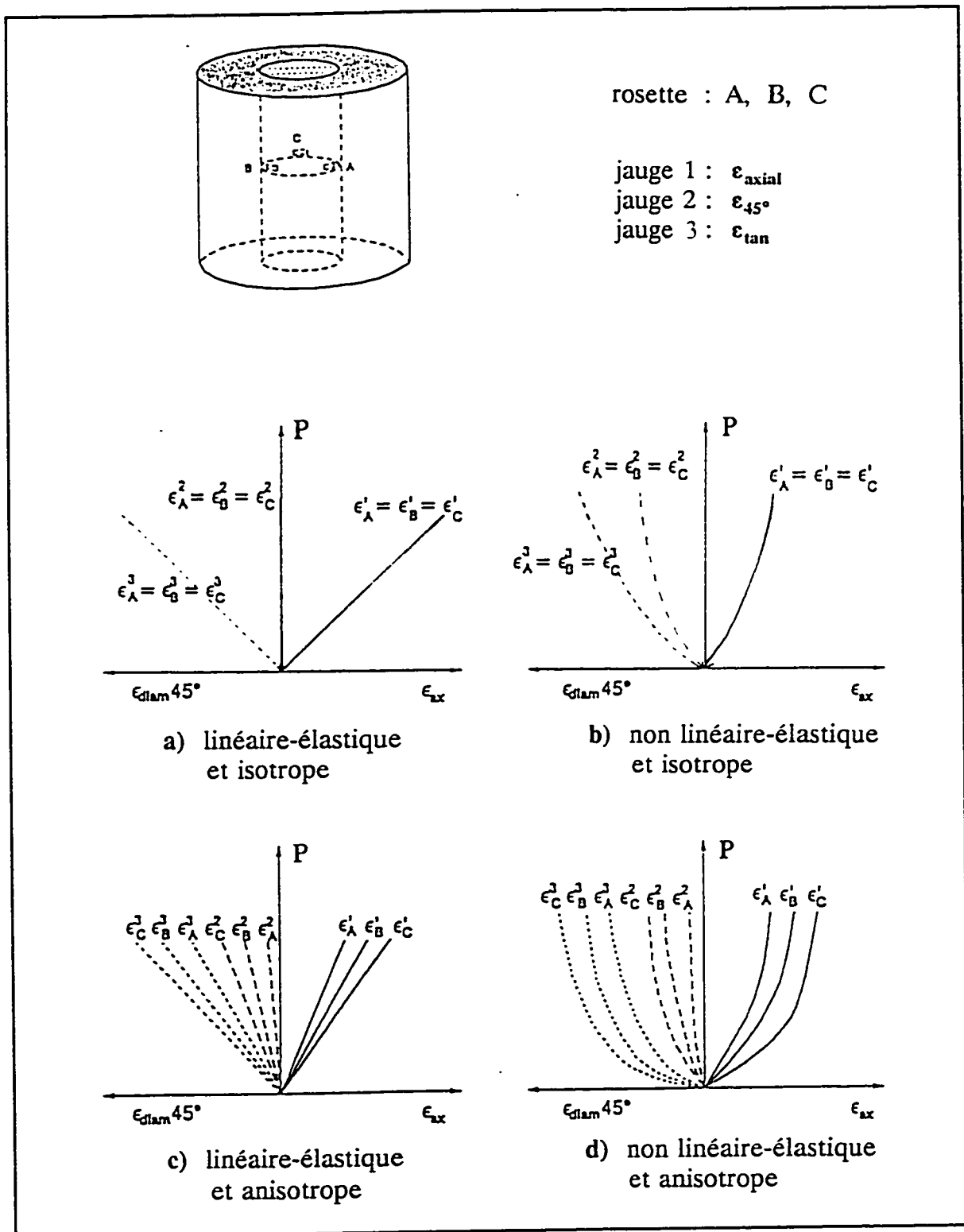


Figure 3.1 - Comportement σ - ϵ en essai de compression des différents matériaux mesuré par la cellule CSIR

De plus, il est adopté que les matériaux de la figure 3.1 sont homogènes à l'échelle de la jauge et du cylindre creux. Le comportement est élastique, car on discute une technique de récupération des déformations, et finalement, les courbes $P - \varepsilon$ correspondent au cycle de déchargement d'essai de compression isotrope.

Le comportement de déformation du milieu idéal, c'est-à-dire le milieu continu, homogène, isotrope, linéaire et élastique, est schématisé à la figure 3.1.a. Les déformations mesurées dans trois directions (axiale, tangentielle et à 45°) ont les mêmes intensités et sont identiques dans les trois rosettes, ce qui représente l'isotropie de déformation du matériau. Ainsi, les courbes $P - \varepsilon$ sont en réalité des lignes droites, caractérisant un comportement linéaire.

Contrairement au milieu idéal, une roche de comportement mécanique isotrope, mais non linéaire, montre une réponse $P - \varepsilon$ courbée et non constante, cependant identique dans les trois rosettes, tel qu'illustré à la figure 3.1.b.

Dans le cas d'une roche anisotrope, représentée aux figures 3.1.c et 3.1.d, chacune des trois jauges (axiale, tangentielle et à 45°) mesure des déformations différentes par rapport aux trois rosettes. Si la roche a un comportement anisotrope linéaire, on trouve des réponses $P - \varepsilon$ sous forme de lignes droites, tel que montré à la figure 3.1.c. Si la roche a un comportement non linéaire, les mesures effectuées sont des relations $P - \varepsilon$ courbées et différentes d'une jauge à l'autre, tel qu'illustré à la figure 3.1.d.

Cet exemple permet de constater qu'un modèle d'interprétation des résultats, qui suppose un matériau de comportement idéal (figure 3.1.a), est très difficilement capable de calculer les contraintes in situ réelles du massif rocheux qui présente un comportement mécanique plutôt proche de celui schématisé à la figure 3.1.d.

Cette évidence a incité certains chercheurs à proposer des modifications aux modèles conventionnels, et même à proposer de nouveaux modèles, afin de considérer

l'hétérogénéité et le comportement non linéaire et anisotrope des roches et de réduire les erreurs produites par des facteurs théoriques dans une évaluation des contraintes in situ.

Il est important de remarquer qu'en général, les modèles d'interprétation évaluent le tenseur de contraintes existant à l'échelle de la carotte de roche. Dans le cas de la cellule CSIR, les contraintes in situ calculées correspondent à celles de la paroi rocheuse interne du forage. L'extrapolation de ce tenseur de contraintes, plutôt localisé et ponctuel, au massif rocheux exige un modèle qui est complètement indépendant de la technique de mesure. En effet, le modèle qui extrapole les contraintes calculées à la paroi du forage aux contraintes in situ est une fonction des caractéristiques du massif rocheux, c'est-à-dire de la roche à une échelle plus grande.

D'après les comportements mécaniques et les conditions d'homogénéité de la roche, il est possible de classifier les modèles d'interprétation de mesures présentés dans la littérature en 5 catégories :

- (i) modèles homogènes, isotropes, linéaires et élastiques, ou conventionnels, qui correspondent à une roche homogène de comportement de déformation isotrope, linéaire et élastique, tel que le milieu idéal ;
- (ii) modèles homogènes, anisotropes, linéaires et élastiques ;
- (iii) modèles homogènes, isotropes, non linéaires et élastiques ;
- (iv) modèles homogènes, anisotropes, non linéaires et élastiques ;
- (v) modèles hétérogènes, anisotropes, non linéaires et élastiques.

Le tableau 3.1 présente une vue générale des cinq types de modèles en considérant les cellules de mesures les plus populaires, tel qu'exposé au chapitre 2. On observe que plus les modèles considèrent les caractéristiques réelles du massif rocheux, plus le nombre de représentants de chaque catégorie se réduit. Par exemple, la littérature technique liée aux mesures de contraintes in situ avec la cellule CSIR n'offre qu'un seul modèle pour l'interprétation des essais dans les massifs non linéaires anisotropes ou isotropes.

Tableau 3.1 - Modèles d'interprétation des mesures

Modèles d'interprétation des mesures		
Roche	Cellule	Références
Homogène élastique isotrope linéaire	BDG	Merril (1961, 1967) Obert (1962) Obert et al.(1962) Panek (1966) Leeman (1967) Hiramatsu & Oka (1968) Gray & Toews (1973) Bickel (1993) Corthésy et al.(1993a)
	Doorstopper	Leeman (1964, 1969b) Hiramatsu & Oka (1968) Bonnechère & Fairhurst (1968, 1969) Gray & Toews (1967) Gray & Barron (1969) Corthésy et al.(1993a)
	CSIRO	Worotnicki & Walton (1976) D. Fama & Pender (1980) Worotnicki (1993) Corthésy et al.(1993a)
	CSIR	Leeman & Hayes (1966) Leeman (1968, 1969b,c, 1971) Hiramatsu & Oka (1968) Gray & Toews (1971, 1974) Corthésy et al.(1993a)
Homogène élastique anisotrope linéaire	BDG	Berry & Fairhurst (1966) Berry (1968) Becker & Hooker(1967,1968) Kawamoto (1963) Amadei (1983a, 1884d) Bickel (1993)
	Doorstopper	Barla & Wane (1969,1970) Ribacchi (1977) Corthésy (1982) Borsetto et al.(1984)

Tableau 3.1 - Modèles d'interprétation des mesures (suite)

Modèles d'interprétation des mesures		
Roche	Cellule	Références
Homogène élastique anisotrope linéaire	CSIRO	Amadei (1983a,1984a,d, 1985, 1986) Worotnicki (1993)
	CSIR	Ribacchi (1977) Hirashima & Koga (1977) van Heerden (1983)
Homogène élastique isotrope non linéaire	BDG	Aggson (1977) Bickel (1993)
	Doorstopper	Corthésy (1982)
	CSIR	Leeman & Denkhaus (1969)
Homogène élastique anisotrope non linéaire	BDG	Bickel (1993)
	Doorstopper	Corthésy (1982)
	CSIR	Gonano & Sharp (1983)
Hétérogène élastique anisotrope non linéaire	Doorstopper	Corthésy (1989) Corthésy & Gill (1991) Corthésy et al.(1993b,c,e)
	CSIR	Corthésy et al.(1993f)

De plus, il est important de souligner que la catégorie des modèles d'interprétation de mesures dans les massifs rocheux hétérogènes ne devrait pas constituer une catégorie. Elle représente plutôt un groupe de modèles dans lesquels on introduit des modifications qui permettent la considération de la présence d'hétérogénéités à l'échelle de la mesure des déformations.

Un survol de la littérature montre qu'il n'existe pas encore un modèle d'interprétation des mesures de contraintes in situ hétérogène, dans le sens strict du mot. Toutefois, la

littérature présente quelques modèles d'interprétation des mesures avec la cellule CSIR qui considèrent la présence des hétérogénéités à l'aide de traitements spéciaux des résultats obtenus, comme par exemple, le calcul des écarts types des mesures au niveau de la jauge de déformation ainsi qu'au niveau de la carotte et même du trou de forage, ou encore, selon la considération des propriétés mécaniques plutôt localisées à l'échelle des mesures. De cette façon, ces modèles sont capables de renseigner sur le degré d'hétérogénéité de la roche, en plus de considérer leurs effets sur la mesure ponctuelle des contraintes in situ.

Le présent chapitre, par conséquent, porte sur la révision des cinq catégories de modèles d'interprétation des mesures in situ obtenues avec la cellule CSIR. Une description détaillée est donnée dans le cas des modèles plus utilisés de chaque catégorie. On focalise surtout sur le modèle classique de Leeman (1968) et les améliorations apportées à l'interprétation des résultats de la cellule, ainsi que les modifications proposées par Gray & Toews (1971).

3.2 Modèles homogènes, isotropes, linéaires et élastiques

3.2.1 Revue générale des modèles conventionnels

Les modèles d'interprétation qui considèrent la roche homogène avec un comportement de déformation isotrope, linéaire et élastique sont les modèles pionniers utilisés dans les analyses de contraintes in situ, et sont donc appelés modèles conventionnels de mesures de contraintes.

Ils font appel à la théorie d'élasticité classique où le matériau est parfaitement continu, homogène, linéaire, élastique et isotrope (Timoshenko & Goodier, 1951). Peu importe le type de cellule utilisée dans les mesures, tous les modèles conventionnels

d'interprétation de ses résultats adoptent les hypothèses suivantes :

- (i) la portion du massif rocheux impliquée dans les mesures est homogène, isotrope, linéaire et élastique ;
- (ii) le tenseur de contraintes est constant à l'échelle de la portion du massif rocheux impliquée dans les mesures ;
- (iii) la portion du massif influencée par le trou de forage dans lequel la cellule est positionnée est dans un état de déformations planes ;
- (iv) les constantes élastiques, soient le module d'élasticité (E) et le coefficient de Poisson (ν), de la portion du massif impliquée dans les mesures sont connues et, évidemment, elles sont constantes.

Tel que présenté au tableau 3.1, le modèle conventionnel de la cellule CSIR est proposé par Leeman & Hayes (1966) et présenté par Leeman (1968, 1969b,c, 1971), Hiramatsu & Oka (1968), entre autres.

Il est intéressant de remarquer que le modèle de calcul de la cellule CSIRO est le même que celui utilisé pour la cellule CSIR, sauf qu'il exige la considération des facteurs de correction concernant la différence entre les rigidités de la cellule d'époxy du CSIRO et celle de la roche. Worotnicki & Walton (1976), Duncan Fama & Pender (1980) présentent minutieusement le modèle conventionnel d'interprétation des mesures spécifique à la cellule du CSIRO.

Les modèles de Gray & Toews (1971, 1974) et Corthésy et al.(1993a) sont des modèles conventionnels améliorés, où un traitement statistique des mesures offre la possibilité de montrer et considérer les effets d'une hétérogénéité générée par la variabilité des propriétés élastiques de la roche, ainsi que les effets causés par une mauvaise distribution des déformations récupérées due, par exemple, à un mauvais collage de la cellule CSIR.

3.2.2 Modèle conventionnel de Leeman (1968)

Le premier modèle d'interprétation conventionnel de la cellule CSIR a été proposé par Leeman & Hayes (1966) et présenté par Leeman (1968, 1969b-c, 1971). Les déformations récupérées lors du relâchement des contraintes autour du trou pilote sont mesurées par les jauges de chaque rosette de la cellule CSIR à la paroi interne du trou de forage. La figure 3.2 illustre les éléments requis pour l'utilisation de ce modèle. Selon les relations contrainte — déformations du modèle d'interprétation des résultats, les contraintes à la paroi du trou sont déterminées à partir de ces déformations, ainsi que des paramètres d'élasticité de la roche.

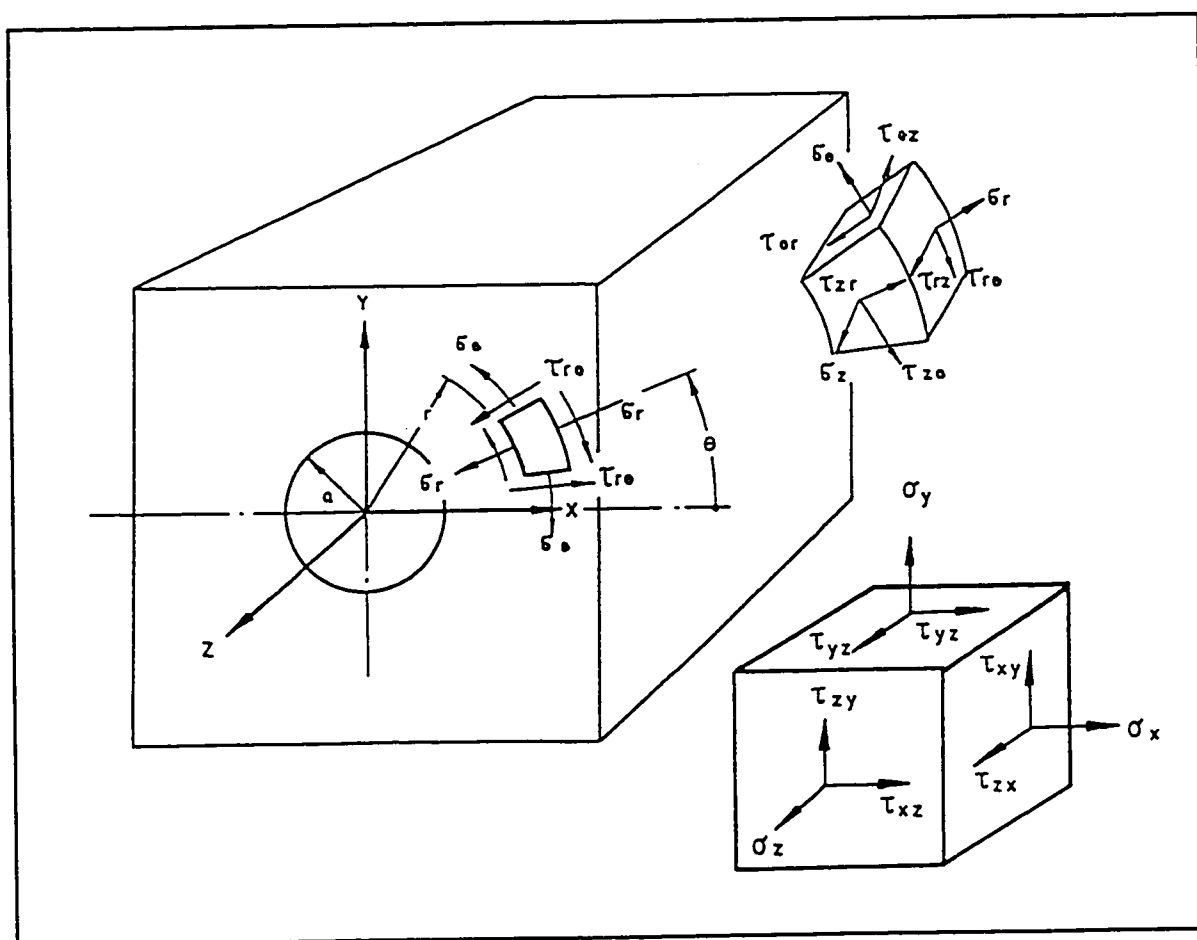


Figure 3.2 - Système des composantes de contraintes au pourtour du trou de forage dans le massif rocheux (d'après Leeman, 1968)

Par la suite, le tenseur de contraintes de la portion du massif rocheux analysée est évalué selon les relations contraintes in situ et contraintes à la paroi, calculées d'après les déformations mesurées.

À la figure 3.2, le trou de forage de rayon r égal à a est exécuté dans la direction z , parallèle à l'axe Z du système de coordonnées global du massif rocheux, X, Y, Z . Les contraintes in situ de la portion du massif où l'essai est réalisé correspondent aux composantes $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}$ et τ_{zx} . Les composantes de contraintes à une distance r du centre du trou de forage sont représentées en termes de coordonnées cylindriques, r, θ, z , par $\sigma_r, \sigma_\theta, \sigma_z, \tau_{r\theta}, \tau_{\theta z}$ et τ_{rz} . D'après Hiramatsu & Oka (1962, 1968), les contraintes autour d'une cavité cylindrique sont exprimées par les relations :

$$\begin{aligned}
 \sigma_r &= \frac{1}{2}(\sigma_y + \sigma_z)\left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) + \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y)\left(1 - 4\frac{a^2}{r^2} + 3\frac{a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta \\
 &\quad + \tau_{xy}\left(1 - 4\frac{a^2}{r^2} + 3\frac{a^4}{r^4}\right) \sin 2\theta \\
 \sigma_\theta &= \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y)\left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) - \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y)\left(1 + 3\frac{a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta \\
 &\quad - \tau_{xy}\left(1 + 3\frac{a^4}{r^4}\right) \sin 2\theta \\
 \sigma_z &= \sigma_z - 2\nu(\sigma_x - \sigma_y)\frac{a^2}{r^2} \cos 2\theta - 4\nu\tau_{xy}\frac{a^2}{r^2} \sin 2\theta \\
 \tau_{\theta z} &= \tau_{yz}\left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) \cos \theta - \tau_{xz}\left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) \sin \theta \\
 \tau_{rz} &= \tau_{xz}\left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) \cos \theta + \tau_{yz}\left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) \sin \theta \\
 \tau_{r\theta} &= \tau_{xy}\left(1 + 2\frac{a^2}{r^2} - 3\frac{a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta + \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y)\left(-1 - 2\frac{a^2}{r^2} + 3\frac{a^4}{r^4}\right) \sin 2\theta
 \end{aligned} \tag{3.1}$$

La cellule CSIR mesure les déformations récupérées à la paroi du trou de forage, donc les contraintes calculées correspondent aux contraintes exprimées par les équations 3.1, mais avec $r = a$, car les jauges sont en contact direct avec la paroi rocheuse.

D'après Leeman (1968), qui considère un état de contraintes planes à la paroi, les relations entre les contraintes à la paroi et les contraintes in situ sont égales à :

$$\begin{aligned}
 \sigma_{\theta} &= \sigma_x + \sigma_y - 2(\sigma_x - \sigma_y) \cos 2\theta - 4\tau_{xy} \sin 2\theta \\
 \sigma_z &= \sigma_z - 2\nu(\sigma_x - \sigma_y) \cos 2\theta - 4\nu\tau_{xy} \sin 2\theta \\
 \tau_{\theta z} &= 2(\tau_{yz} \cos \theta - \tau_{zx} \sin \theta) \\
 \sigma_r &= \tau_{r\theta} = \tau_{rz} = 0
 \end{aligned} \tag{3.2}$$

L'orientation des composantes des contraintes à la paroi (équations 3.2) est indiquée en détail à la figure 3.2. L'angle θ des équations 3.2 est défini par la position de chaque rosette de la cellule CSIR, et donc cet angle est une fonction du type de sonde utilisée dans les mesures in situ.

La version originale de la cellule CSIR, conçue par Leeman & Hayes (1966) et traitée dans le modèle de Leeman (1968, 1969b-c), est illustrée à la figure 3.3.a. Elle correspond à la cellule à 3 rosettes disposées à 90° (rosette A), à 180° (rosette B) et à 315° (rosette C).

Chaque rosette comporte trois jauges selon la configuration montrée à la figure 3.3.b : la jauge 1 ($\phi_1 = 0^\circ$) qui mesure les déformations dans la direction θ , la jauge 2 ($\phi_2 = 90^\circ$) qui mesure les déformations dans la direction z parallèle à l'axe du trou, et finalement la jauge 3 ($\phi_3 = 225^\circ$) qui mesure les déformations dans la direction à 45° entre θ et z .

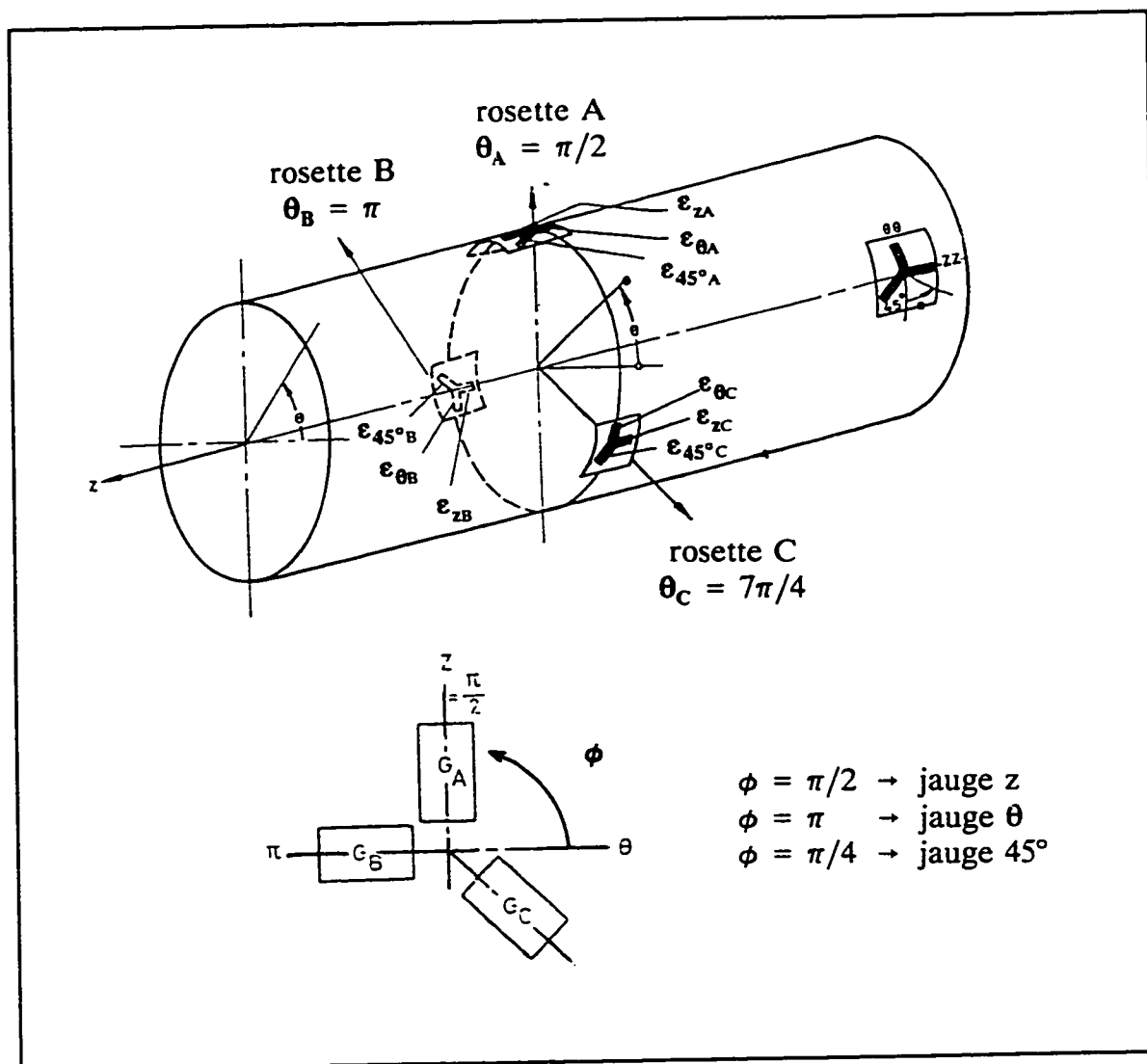


Figure 3.3 - (a) Cellule CSIR originale ; (b) Configuration des 3 jauges de chaque rosette (d'après Leeman, 1968)

En remplaçant les valeurs de l'angle θ de chaque rosette dans les équations 3.2, on détermine un système de 9 équations qui relie les contraintes à la paroi du trou aux contraintes in situ. Chaque rosette fournit 3 des 9 équations qui sont exprimées comme suit :

(i) rosette A : $\theta = \theta_A = 90^\circ$

$$\begin{aligned}\sigma_{\theta_A} &= 3\sigma_X - \sigma_Y \\ \sigma_{z_A} &= 2\nu(\sigma_X - \sigma_Y) + \sigma_Z \\ \tau_{\theta z_A} &= -2\tau_{ZX}\end{aligned}\tag{3.3a}$$

(ii) rosette B : $\theta = \theta_B = 180^\circ$

$$\begin{aligned}\sigma_{\theta_B} &= -\sigma_X + 3\sigma_Y \\ \sigma_{z_B} &= -2\nu(\sigma_X - \sigma_Y) + \sigma_Z \\ \tau_{\theta z_B} &= -2\tau_{YZ}\end{aligned}\tag{3.3b}$$

(iii) rosette C : $\theta = \theta_C = 315^\circ$

$$\begin{aligned}\sigma_{\theta_C} &= \sigma_X + \sigma_Y + 4\tau_{XY} \\ \sigma_{z_C} &= \sigma_Z + 4\tau_{XY} \\ \tau_{\theta z_C} &= \sqrt{2}(\tau_{YZ} + \tau_{ZX})\end{aligned}\tag{3.3c}$$

Le tableau 3.2 résume les équations générales des composantes de contraintes au pourtour du trou de forage, ainsi que les composantes de contraintes particulières à chaque rosette de la cellule CSIR, modèle $\pi/2 - \pi - 7\pi/4$.

On remarque que la cellule CSIR permet d'élaborer 3 équations indépendantes à partir de la rosette A, 2 équations indépendantes à partir de la rosette B, et finalement, de la

rosette C, on a la sixième équation indépendante nécessaire à la détermination des six composantes du tenseur de contraintes in situ. Dans le modèle conventionnel d'interprétation proposé par Leeman (1968, 1969c, 1971), seulement 6 équations indépendantes (présentées en gras au tableau 3.2) sont utilisées dans la détermination du tenseur de contraintes tridimensionnel.

Tableau 3.2 - Composantes de contraintes au pourtour du trou de forage.

Composantes de contraintes Cellule CSIR $\pi/2 - \pi - 7\pi/4$			
À la paroi ($r = a$) $i = \text{rosette A, B, C}$			
$\sigma_{\theta(i)} = \sigma_X + \sigma_Y - 2(\sigma_X - \sigma_Y) \cos 2\theta_i - 4 \tau_{XY} \sin 2\theta_i$			
$\sigma_{z(i)} = -\nu [2(\sigma_X - \sigma_Y) \cos 2\theta_i + 4\tau_{XY} \sin 2\theta_i] + \sigma_Z$			
$\tau_{\theta z(i)} = 2 \tau_{YZ} \cos \theta_i - 2 \tau_{ZX} \sin \theta_i$			
Rosette A ($\theta_A = 90^\circ$)	Rosette B ($\theta_B = 180^\circ$)	Rosette C ($\theta_C = 315^\circ$)	
$\sigma_{\theta(A)} = 3\sigma_X - \sigma_Y$	$\sigma_{\theta(B)} = -\sigma_X + 3\sigma_Y$	$\sigma_{\theta(C)} = \sigma_X + \sigma_Y + 4\tau_{XY}$	
$\sigma_{z(A)} = 2\nu(\sigma_X - \sigma_Y) + \sigma_Z$	$\sigma_{z(B)} = -2\nu(\sigma_X - \sigma_Y) + \sigma_Z$	$\sigma_{z(C)} = 4\tau_{XY} + \sigma_Z$	
$\tau_{\theta z(A)} = -2\tau_{ZX}$	$\tau_{\theta z(B)} = -2\tau_{YZ}$	$\tau_{\theta z(C)} = \sqrt{2} (\tau_{YZ} + \tau_{ZX})$	

De façon analogue, Leeman (1968, 1969c) souligne que les déformations mesurées à la paroi du trou sont en nombre supérieur à celui exigé pour la détermination complète du tenseur de contraintes. Donc, il propose l'utilisation directe des 6 mesures de

déformations seulement. L'auteur ne considère pas la possibilité d'effectuer un traitement statistique des données en visant, par exemple, une réduction des effets des erreurs expérimentales sur les résultats.

Néanmoins, Leeman (1968, 1969c) propose une vérification de la qualité des données en faisant une comparaison des valeurs des déformations enregistrées dans la direction z , car la déformation dans cette direction doit être constante dans la circonférence du trou. Ici, il est fondamental de remarquer que l'auteur considère le massif rocheux comme un matériau idéal, soit continu, homogène, isotrope, linéaire et élastique.

Les déformations mesurées par les 9 jauges de la cellule lors du relâchement des contraintes in situ sont utilisées pour la détermination des composantes existant à la paroi sur les points de mesures, c'est-à-dire les points où se situent les rosettes A, B et C. Ceci permet l'obtention des contraintes $\sigma_{\theta(i)}$, $\sigma_{z(i)}$ et $\tau_{\theta z(i)}$, qui, par la suite, sont remplacées dans les équations 3.3, permettant alors le calcul des composantes des contraintes in situ.

Il s'agit maintenant de calculer l'état de déformation et l'état de contrainte de chaque point représenté par une rosette, à partir des déformations mesurées par leurs jauges. D'après la théorie d'élasticité (Timoshenko & Goodier, 1951), la déformation mesurée par chaque jauge (ε_j) est associée aux composantes de déformation à la paroi du trou (ε_θ , ε_z , $\gamma_{\theta z}$) selon la relation suivante :

$$\varepsilon_j = \varepsilon_\theta \cos^2 \phi_j + \varepsilon_z \sin^2 \phi_j + \gamma_{\theta z} \sin \phi_j \cos \phi_j \quad (3.4)$$

avec,

$j = 1$ à n , où n = nombre de jauges;

$\phi_j =$ l'angle entre la jauge j et l'axe θ (figure 3.3.b).

Soit ε_0 , ε_{90} , ε_{45} , les déformations mesurées respectivement par la jauge 1 à $\phi_1 = 0^\circ$, la jauge 2 à $\phi_2 = 90^\circ$ et la jauge 3 à $\phi_3 = 45^\circ$ ou 225° de chaque rosette A, B et C. En remplaçant les déformations mesurées par les jauges j et leurs angles ϕ_j dans l'équation 3.4, on a les composantes de déformation à la paroi de chaque rosette, soient :

$$\begin{aligned}\varepsilon_\theta &= \varepsilon_0 \\ \varepsilon_z &= \varepsilon_{90} \\ \gamma_{\theta z} &= 2\varepsilon_{45} - (\varepsilon_0 + \varepsilon_{90})\end{aligned}\tag{3.5}$$

L'état de déformation des rosettes peut être exprimé en fonction des déformations principales (ε_1 , ε_2), calculées à partir des valeurs mesurées (ε_0 , ε_{45} , ε_{90}), qui sont remplacées dans l'équation classique suivante :

$$\varepsilon_{1,2} = \frac{1}{2} \{ (\varepsilon_0 + \varepsilon_{90}) \pm \sqrt{(\varepsilon_0 - \varepsilon_{90})^2 + [2\varepsilon_{45} - (\varepsilon_0 + \varepsilon_{90})]^2} \} \tag{3.6}$$

Les directions principales sont alors déterminées par l'expression qui suit:

$$\tan 2\phi_p = \frac{2\varepsilon_{45} - (\varepsilon_0 + \varepsilon_{90})}{\varepsilon_0 - \varepsilon_{90}} \tag{3.7}$$

avec ϕ_p = l'angle entre l'axe θ et la direction des déformations principales.

On remarque que le calcul des déformations principales est réalisé en considérant les trois rosettes individuellement. Ceci permet la détermination de l'état de déformation de chaque rosette, qui par la suite permettra le calcul de l'état de contraintes de chaque portion de la paroi du trou de forage où se situent les rosettes.

De cette façon, les contraintes principales secondaires à la paroi du trou sont déterminées à partir de :

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_1 + \nu \varepsilon_2) \\ \sigma_2 &= \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_2 + \nu \varepsilon_1)\end{aligned}\quad (3.8)$$

où,

E = module de Young de la roche ;

ν = coefficient de Poisson de la roche.

Ainsi, les composantes de contraintes à la paroi selon le référentiel θ donné, sont exprimées en fonction des contraintes principales par les relations suivantes :

$$\begin{aligned}\sigma_\theta &= \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) \cos 2\phi_p \\ \sigma_z &= \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) - \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) \cos 2\phi_p \\ \sigma_{\theta z} &= \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) \sin 2\phi_p\end{aligned}\quad (3.9)$$

En termes de déformations, on peut substituer les équations 3.8 dans les équations 3.9 et obtenir ainsi les expressions qui suivent :

$$\begin{aligned}\sigma_\theta &= \frac{E}{2} \left[\frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{1-\nu} + \left(\frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{1+\nu} \right) \cos 2\phi_p \right] \\ \sigma_z &= \frac{E}{2} \left[\frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{1-\nu} - \left(\frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{1+\nu} \right) \cos 2\phi_p \right] \\ \sigma_{\theta z} &= \frac{E}{2} \left[\left(\frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{1+\nu} \right) \sin 2\phi_p \right]\end{aligned}\quad (3.10)$$

Ou encore, en termes des déformations mesurées par les jauges, on peut substituer les équations 3.6 dans les équations 3.10 et obtenir les relations entre les composantes de contraintes à la paroi et les déformations mesurées, comme suit :

$$\begin{aligned}
 \sigma_{\theta} &= \frac{E}{2} \left(\frac{\varepsilon_0 + \varepsilon_{90}}{1 - \nu} + \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_{90}}{1 + \nu} \right) \\
 \sigma_z &= \frac{E}{2} \left(\frac{\varepsilon_0 + \varepsilon_{90}}{1 - \nu} - \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_{90}}{1 + \nu} \right) \\
 \sigma_{\theta z} &= \frac{E}{2} \left[\frac{2 \varepsilon_{45} - (\varepsilon_0 + \varepsilon_{90})}{1 + \nu} \right]
 \end{aligned} \tag{3.11}$$

Il est important de noter que les équations 3.11 représentent les composantes de contraintes à la paroi déterminées aux points de mesure des rosettes A, B et C. Par conséquent et d'une façon plus rigoureuse, les équations 3.11 doivent être exprimées par :

$$\begin{aligned}
 \sigma_{\theta_i} &= \frac{E}{2} \left(\frac{\varepsilon_{0_i} + \varepsilon_{90_i}}{1 - \nu} + \frac{\varepsilon_{0_i} - \varepsilon_{90_i}}{1 + \nu} \right) \\
 \sigma_{z_i} &= \frac{E}{2} \left(\frac{\varepsilon_{0_i} + \varepsilon_{90_i}}{1 - \nu} - \frac{\varepsilon_{0_i} - \varepsilon_{90_i}}{1 + \nu} \right) \\
 \sigma_{\theta z_i} &= \frac{E}{2} \left[\frac{2 \varepsilon_{45_i} - (\varepsilon_{0_i} + \varepsilon_{90_i})}{1 + \nu} \right]
 \end{aligned} \tag{3.12}$$

avec $i =$ rosettes A, B, C.

Finalement, en remplaçant les déformations mesurées par les jauges de chaque rosette i dans les équations 3.12, on détermine les composantes de contraintes à la paroi correspondant aux rosettes, qui sont ensuite substituées dans les équations 3.3, permettant

alors l'élaboration du système de 9 équations avec 6 inconnues, représentées par les composantes du tenseur de contraintes in situ.

Tel que discuté précédemment, Leeman (1968, 1969c, 1971) ne propose aucun traitement statistique des résultats obtenus lors de la mesure in situ et lors du calcul des composantes de contraintes in situ.

Actuellement, il existe un certain nombre de versions plus modernes du modèle conventionnel de Leeman (1968) qui font une sorte de sélection, ou carrément un traitement statistique des mesures in situ, tel que le logiciel StressOut, proposé par le "U.S. Bureau of Mines" (Larson, 1992), et les modèles de Gray et Toews (1971, 1974), Corthésy et al.(1993a), entre autres.

De plus, Leeman (1968, 1969b,c, 1971) ne considère pas l'utilisation du manchon de roche lui-même dans la détermination des constantes élastiques de la roche requises par son modèle. L'auteur suggère tout simplement l'exécution d'essais de compression uniaxiale sur des éprouvettes cylindriques provenant du massif rocheux, car celui-ci est supposé être un matériau continu, homogène, isotrope, linéaire et élastique.

3.2.3 Améliorations apportées à l'interprétation des résultats selon le modèle conventionnel

Aux cours des années qui ont suivi la conception de la cellule triaxiale et l'élaboration du modèle d'interprétation de ses résultats, quelques améliorations ont été apportées à la cellule CSIR et à la façon de traiter ses mesures de déformation et le calcul des contraintes in situ.

Un survol de la littérature permet de remarquer trois améliorations significatives, soient :

- la modification de la configuration de la cellule ;

- le traitement statistique des données ;
- l'introduction des paramètres de déformabilité ponctuels de la roche dans les régions des rosettes.

Plusieurs auteurs soulignent qu'une importante source d'erreur dans les mesures des déformations récupérées est due à l'incertitude expérimentale. Une modification de la configuration originale de la cellule permet de réduire ce problème à partir de la sélection des données.

Gray & Barron (1969) discutent des sources d'erreurs expérimentales les plus courantes dans les mesures avec la cellule CSIR ainsi que le "doorstopper". Les auteurs remarquent la possibilité d'une transmission incorrecte des déformations dues au relâchement des contraintes, même dans la condition où la cellule reste collée à la paroi du trou (CSIR) ou à la base du trou ("doorstopper") lors d'essai in situ. Un collage inadéquat d'une jauge, par exemple, peut réduire la sensibilité de la mesure et provoquer une hystérésis prononcée des lectures, ainsi que la perte totale de la jauge au cours du relâchement de contraintes in situ ou lors du rechargement en laboratoire.

D'après les études portant sur la configuration réalisées par Gray & Barron (1969) et Gray & Toews (1971, 1974), des avantages techniques résultent d'une altération de la disposition originale des rosettes et des jauges de la cellule triaxiale CSIR. D'abord, les auteurs indiquent que la configuration qui offre les mesures les mieux compartimentées pour le calcul des contraintes in situ correspond à la cellule à trois rosettes, disposées à 120° entre elles. La figure 3.4 illustre cette configuration, où la rosette A se trouve à $\theta_A = 60^\circ$, la rosette B à $\theta_B = 180^\circ$ et la rosette C à $\theta_C = 300^\circ$.

Ensuite, Gray & Barron (1969) et Gray & Toews (1971, 1974) proposent l'utilisation des rosettes à quatre jauges disposées à 45° entre elles (figure 3.4) à la place de la rosette à trois jauges de la cellule CSIR, ainsi que le "doorstopper", originalement conçus par Leeman (1966, 1968, 1969).

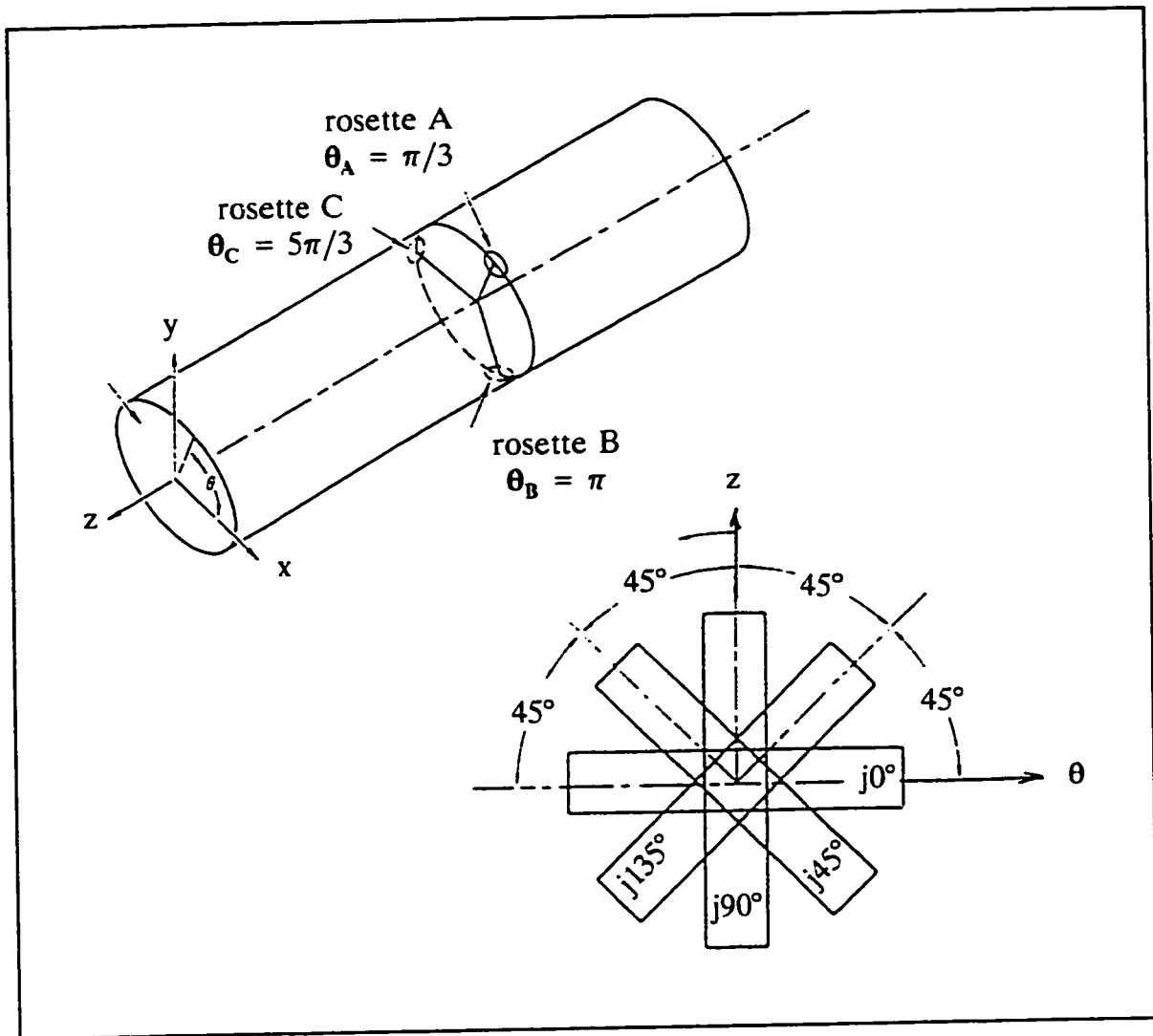


Figure 3.4 - (a) Cellule CSIR modifiée ; (b) Configuration des 4 jauges de chaque rosette

La rosette à quatre jauges à 45° fournit une mesure redondante qui permet une évaluation de la qualité des données expérimentales, car dans un état de déformations planes en un point, la sommation des déformations normales selon deux directions orthogonales est un invariant, comme suit :

$$\begin{aligned} \varepsilon_0 + \varepsilon_{90} &= \varepsilon_{45} + \varepsilon_{135} \\ \varepsilon_1 + \varepsilon_2 &= \varepsilon_3 + \varepsilon_4 \end{aligned} \quad (3.13)$$

En effet, Gray & Toews (1971, 1974) utilisent la redondance des mesures de la rosette à quatre jauges pour élaborer une méthode de traitement statistique des résultats selon le modèle d'interprétation isotrope, linéaire et élastique. Cependant, cette méthode tient compte de la non homogénéité générée par la variabilité des propriétés de déformabilité de la roche, ainsi que de l'occurrence des erreurs expérimentales causées par un fonctionnement imparfait des jauges et/ou de la cellule et des leurs circuits électriques.

Ces auteurs profitent de la redondance des lectures offerte par ce type de cellule (3 rosettes à quatre jauges) pour calculer la variance sur les déformations mesurées par chaque rosette, en plus de la variance entre les 3 rosettes. Dans le cas où l'essai de mesures de contraintes est répété dans le même forage, il y a des mesures redondantes qui permettent le calcul d'une variance sur les déformations dans un même forage. Ainsi, on peut calculer la variance entre les forages si les essais sont exécutés dans différents trous.

Par conséquent, l'évaluation de la variance sur les déformations enregistrées lors des mesures permet d'identifier les sources d'erreurs induites soit par la technique d'essai (erreurs expérimentales), soit par les effets de la présence de l'hétérogénéité des propriétés de déformabilité à chaque échelle de mesure (erreurs théoriques, soient de modélisation des caractéristiques physiques et mécaniques de la roche).

Gray & Toews (1971, 1974) utilisent le même concept que Leeman (1968) pour l'élaboration du modèle mathématique qui relie les déformations mesurées à la paroi du trou aux composantes de contraintes in situ. La différence fondamentale entre leurs modèles réside dans le traitement statistique des données, puisque ces derniers auteurs proposent la détermination du système d'équations à partir de la solution par moindres carrés sur les déformations mesurées par les rosettes.

Cette méthode d'interprétation est présentée et discutée en détail par Gray & Toews

(1971, 1974) dans le cas de la cellule triaxiale CSIR. On remarque qu'un traitement statistique semblable est aussi proposé pour les mesures effectuées avec le "doorstopper" (Gray & Toews, 1967) et la cellule BDG (Gray & Toews, 1973).

Le principe de traitement des déformations mesurées par la méthode des moindres carrés de Gray & Toews (1967, 1971, 1974) a été repris par Fortin (1981) et Corthésy (1982) dans le cas du "doorstopper". De façon analogue, le même principe a été incorporé dans le modèle d'interprétation amélioré de mesures effectuées avec la cellule CSIR à trois rosettes de quatre jauges, présentée à la figure 3.4.

La base théorique du modèle amélioré est identique à celle du modèle conventionnel de Leeman (1968). Les modifications apportées sont représentées par :

- (i) la solution par moindres carrés des 4 déformations enregistrées par les jauges de chaque rosette et des composantes de contraintes in situ du système d'équations élaborées à partir des ces déformations;
- (ii) la considération des paramètres de déformabilité particuliers aux régions de chaque rosette.

De cette façon, la première modification du modèle de Leeman (1968) consiste à utiliser les déformations enregistrées par les 12 jauges des trois rosettes dans le calcul des composantes de déformations à la paroi du trou.

Soient ϵ_0 , ϵ_{90} , ϵ_{45} et ϵ_{135} les déformations mesurées respectivement par les jauges 1, 2, 3 et 4 de chaque rosette (figure 3.4). En remplaçant ces déformations dans l'équation 3.4, présentée à la section 3.2.2, on peut ainsi déterminer les composantes de déformation à la paroi, ϵ_θ , ϵ_z et $\gamma_{\theta z}$.

D'après Fortin (1981) et Corthésy (1982), l'état de déformation sous chaque rosette peut se déduire par moindres carrés des lectures des 4 jauges. Donc, les déformations à la

paroi du trou de forage sous chaque rosette sont exprimées par :

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{\theta_i} &= \frac{1}{4} (\varepsilon_{45_i} - \varepsilon_{90_i} + \varepsilon_{135_i} + 3 \varepsilon_{0_i}) \\
 \varepsilon_{z_i} &= \frac{1}{4} (\varepsilon_{45_i} - \varepsilon_{0_i} + \varepsilon_{135_i} + 3 \varepsilon_{90_i}) \\
 \gamma_{\theta z_i} &= \varepsilon_{45_i} - \varepsilon_{135_i}
 \end{aligned} \tag{3.14}$$

avec i = rosettes A, B, C.

Les composantes de déformation à la paroi calculées selon les équations 3.14 sont reliées aux contraintes à partir des relations $\sigma - \varepsilon$ de la théorie de l'élasticité classique en supposant un état de contraintes planes. Par conséquent, les composantes de contraintes à la paroi sont exprimées comme suit :

$$\begin{aligned}
 \sigma_{\theta_i} &= \frac{E}{1 - \nu^2} (\varepsilon_{\theta_i} + \nu \varepsilon_{z_i}) \\
 \sigma_{z_i} &= E \varepsilon_{z_i} + \nu \sigma_{\theta_i} \\
 \tau_{\theta z_i} &= G \gamma_{\theta z_i}
 \end{aligned} \tag{3.15}$$

avec,

E = module d'élasticité de la roche ;

ν = coefficient de Poisson de la roche.

À partir des équations 3.15, on peut introduire une deuxième amélioration au modèle conventionnel d'interprétation, en visant la considération des effets d'une variabilité des propriétés de la roche et/ou du collage de la cellule à l'échelle de la mesure des déformations dans la détermination des contraintes in situ.

À la place de l'ensemble de constantes élastiques moyennes E et ν correspondant au manchon, on considère trois ensembles de paramètres de déformabilité particuliers à la portion du manchon de roche en contact avec chaque rosette (E_i et ν_i), c'est-à-dire les paramètres de déformabilité localisés. Ces constantes élastiques requises par le modèle sont calculées à partir des déformations enregistrées par chaque rosette i lors des essais de rechargement du manchon, tel que préconisé par la méthode intégrée, présentée par Corthésy & Gill (1991b-c) et Corthésy et al. (1993a-f).

La méthode intégrée correspond à toutes fins utiles à la détermination des constantes élastiques de la roche à partir d'un essai de rechargement de la même portion de roche (manchon) qui a été testée en place, lors de la mesure des contraintes in situ. On remarque qu'en adoptant cette procédure, il y a une sorte de compensation des facteurs techniques et théoriques qui entraînent des erreurs expérimentales et de modélisation dans l'évaluation des contraintes, car les effets dus aux microhétérogénéités de la structure de la roche ainsi qu'à un mauvais collage des rosettes sur la paroi du cylindre creux deviennent présents et favorisent un calcul plus réaliste des constantes élastiques.

De cette façon, il suffit de remplacer les constantes élastiques E et ν des équations 3.15 par les paramètres de déformabilité localisés (E_i , ν_i), comme suit :

$$\begin{aligned}\sigma_{\theta_i} &= \frac{E_i}{1 - \nu_i^2} (\varepsilon_{\theta_i} + \nu \varepsilon_{z_i}) \\ \sigma_{z_i} &= E_i \varepsilon_{z_i} + \nu_i \sigma_{\theta_i} \\ \tau_{\theta z_i} &= G_i \gamma_{\theta z_i} \quad \text{avec} \quad G_i = \frac{E_i}{2(1 + \nu_i)}\end{aligned} \tag{3.16}$$

Alors, en remplaçant les déformations calculées par moindres carrés des équations 3.14

dans les équations 3.16, on détermine les 9 valeurs des composantes des contraintes à la paroi du manchon, qui ensuite, seront remplacées dans les relations contraintes à la paroi - contraintes in situ correspondant à la cellule à trois rosettes disposées à 120°, comme suit :

(i) rosette A : $\theta_A = 60^\circ$

$$\begin{aligned}\sigma_{\theta_A} &= 2\sigma_x - 2\sqrt{3}\tau_{xy} \\ \sigma_{z_A} &= v_A(\sigma_x - \sigma_y) - 2\sqrt{3}v_A\tau_{xy} \\ \tau_{\theta z_A} &= -\sqrt{3}\tau_{zx} + \tau_{yz}\end{aligned}\quad (3.17a)$$

(ii) rosette B : $\theta_B = 180^\circ$

$$\begin{aligned}\sigma_{\theta_B} &= -\sigma_x + 3\sigma_y \\ \sigma_{z_B} &= -2v_B(\sigma_x - \sigma_y) + \sigma_z \\ \tau_{\theta z_B} &= -2\tau_{yz}\end{aligned}\quad (3.17b)$$

(iii) rosette C : $\theta_C = 300^\circ$

$$\begin{aligned}\sigma_{\theta_C} &= 2\sigma_x + 2\sqrt{3}\tau_{xy} \\ \sigma_{z_C} &= v_C(\sigma_x - \sigma_y) + 2\sqrt{3}v_C\tau_{xy} + \sigma_z \\ \tau_{\theta z_C} &= \tau_{yz} + \sqrt{3}\tau_{xz}\end{aligned}\quad (3.17c)$$

Le système de 9 équations et 6 inconnues ainsi formé est représenté sous forme matricielle ci-dessous :

$$\begin{bmatrix} \sigma_{\theta_A} \\ \sigma_{z_A} \\ \tau_{\theta z_A} \\ \sigma_{\theta_B} \\ \sigma_{z_B} \\ \tau_{\theta z_B} \\ \sigma_{\theta_C} \\ \sigma_{z_C} \\ \tau_{\theta z_C} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2 & 0 & 0 & -2\sqrt{3} & 0 & 0 \\ v_A & -v_A & 1 & -2\sqrt{3}v_A & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -\sqrt{3} \\ -1 & 3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -2v_B & 2v_B & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -2 & 0 \\ 2 & 0 & 0 & 2\sqrt{3} & 0 & 0 \\ v_C & -v_C & 1 & 2\sqrt{3}v_C & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & \sqrt{3} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_X \\ \sigma_Y \\ \sigma_Z \\ \tau_{XY} \\ \tau_{YZ} \\ \tau_{ZX} \end{bmatrix} \quad (3.18)$$

Finalement, on peut introduire la troisième amélioration apportée au modèle conventionnel, qui correspond à la résolution de ce système par la technique des moindres carrés sur les contraintes. Afin de simplifier le développement de la méthode, tel que présenté par Gray & Toews (1967, 1973) et repris par Corthésy et al. (1993a), on considère que :

- (i) la matrice de contraintes à la paroi du trou correspond à la matrice **D** avec les quantités D_i ($i= 1$ à 9) ;
- (ii) la matrice de coefficients correspond à matrice **C** avec les coefficients C_{ij} ($i= 1$ à 9 et $j= 1$ à 6) ;
- (iii) la matrice de contraintes in situ correspond à la matrice **B** avec les contraintes B_j ($j= 1$ à 6).

Alors, l'équation 3.18 peut être réécrite comme suit :

$$[D] = [C][B] \quad (3.19)$$

Les contraintes à la paroi du trou, c'est-à-dire les quantités D_i sont entachées d'erreurs expérimentales. Si on considère que les quantités d_i ($i = 1$ à 9) représentent les contraintes obtenues sans erreur, les erreurs expérimentales, e_i ($i = 1$ à 9), sont égales à :

$$e_i = D_i - d_i \quad (3.20)$$

Le but de la technique consiste à déterminer les contraintes in situ B_j qui, dans les équations 3.18, produiront la relation Q minimale, tel que défini ci-dessous :

$$Q = \sum_{i=1}^9 (e_i)^2 \quad (3.21)$$

et,

$$\frac{dQ}{dB_j} = 0 \quad (3.22)$$

L'équation 3.21 peut être réécrite en utilisant l'équation 3.18 et l'équation 3.20, comme suit :

$$Q = \sum_{i=1}^9 \left[D_i - \sum_{j=1}^6 C_{ij} B_j \right]^2 \quad (3.23)$$

L'équation 3.23 est substituée dans l'équation 3.22 pour donner l'expression suivante :

$$\sum_{j=1}^6 F_{kj} B_j = E_k, \quad k = 1, \dots, 6 \quad (3.24)$$

avec,

$$E_k = \sum_{i=1}^9 D_i C_{ik} \quad (3.25)$$

$$F_{kj} = \sum_{i=1}^9 C_{ij} C_{ik}$$

Finalement, la solution du système constitué par les équations 3.24 et 3.25 détermine les 6 composantes du tenseur de contraintes in situ qui minimisent l'équation 3.22 correspondant aux erreurs expérimentales.

Cette modification proposée initialement par Gray & Toews (1967, 1974) et reprise par Corthésy et al.(1993a) représente une façon à la fois pratique et rigoureuse de déterminer les contraintes in situ en considérant, à l'échelle de la mesure des déformations, la présence des microhétérogénéités de la roche de comportement linéaire, élastique et isotrope.

3.3 Modèles homogènes, anisotropes, linéaires et élastiques

3.3.1 Revue générale

La plupart des roches présentent des caractéristiques anisotropes, surtout les types sédimentaires et métamorphiques, tels que les grès, les calcaires, les gneiss, les schistes, entre autres. Au prochain chapitre, plusieurs sources d'anisotropie des roches sont présentées, ainsi que leurs effets sur les relations contrainte — déformation.

Un modèle d'interprétation de résultats des mesures de contraintes du type conventionnel ne peut pas considérer l'anisotropie du massif rocheux. Un survol de la littérature

démontre que les solutions isotropes appliquées dans les cas de roches carrément anisotropes entraînent des erreurs significatives. Amadei (1983a) rapporte l'introduction d'erreurs de 50 à 80% dans l'intensité des contraintes principales et une différence de 90° à 100° sur leur orientation.

Un grand nombre de solutions ont été proposées dans le but de considérer le caractère anisotrope des roches dans la mesure de leurs contraintes préalables (Berry & Fairhurst, 1966; Berry, 1968 et 1970; Becker & Hooker, 1967 et 1968; Becker, 1968; Niwa & Hirashima, 1971; Hirashima & Koga, 1977; Corthésy, 1982; Amadei, 1983a, 1984a-b et 1985; van Heerden, 1983).

Présentant différents degrés de sophistication et de restrictions, ces modèles d'interprétation des mesures de contraintes des roches anisotropes sont en général basés sur les hypothèses selon lesquelles les massifs sont homogènes, linéaires et élastiques, en plus d'être anisotropes. Par conséquent, les modèles anisotropes utilisent, dans la plupart des cas, la théorie d'élasticité des corps anisotropes, tel que proposé par Lekhnitskii (1963, 1968) et présenté au chapitre 5.

La littérature présente quelques modèles anisotropes linéaires élastiques d'interprétation des mesures obtenues avec les techniques tridimensionnelles. Hirashima & Koga (1977) suggèrent un modèle d'interprétation basé sur la solution classique de Hiramatsu & Oka (1962, 1968) en considérant une anisotropie générale du milieu rocheux.

Le modèle de Hirashima & Koga (1977) est capable d'interpréter les mesures obtenues avec les cellules triaxiales du type CSIR et CSIRO, ainsi que les cellules biaxiales du type BDG. Le modèle n'impose pas de restrictions concernant l'orientation du trou de forage par rapport aux plans de symétrie du massif. Néanmoins, la littérature technique ne présente aucune évaluation expérimentale du modèle de Hirashima & Koga (1977). Ainsi, les auteurs n'abordent pas l'aspect associé à la détermination complexe des constantes élastiques de la roche anisotrope.

Amadei (1983a) a aussi étudié l'effet de l'anisotropie sur la mesure de contraintes in situ selon les relations constitutives de la théorie d'élasticité des corps anisotropes présentée par Lekhnitskii (1963, 1968). Cet auteur considère les solutions générales concernant la distribution des contraintes, des déformations et de déplacements d'un point quelconque dans un milieu infini, linéaire, élastique, homogène et anisotrope, comportant un trou cylindrique.

En général, les solutions mathématiques analytiques sont complexes et leur utilisation exige l'adoption des quelques simplifications. Amadei (1983a) présente et discute les différentes formulations en état de contraintes planes et en état de déformations planes, ainsi que leurs restrictions associées à l'orientation du trou de forage par rapport à l'anisotropie, au type de chargement et au type de déformation du milieu anisotrope.

Afin d'éliminer les restrictions d'application des solutions mathématiques exactes, Amadei (1983a, 1984a,b, 1985) propose un modèle basé sur la formulation de la déformation plane généralisée, introduite par Milne-Thomson (1962) et Lekhnitskii (1963), et qui n'impose pas de limitation concernant l'orientation de l'anisotropie et le type de chargement du massif rocheux.

Cette solution, pour un état de déformation plane généralisée, est présentée minutieusement par Amadei (1983a) et peut s'appliquer à l'interprétation des mesures effectuées par les cellules du type BDG (Amadei, 1983a,b, 1984a) et les cellules triaxiales, tels que la CSIR et la CSIRO (Amadei, 1983a, 1984a, 1985).

Il est important de noter que la solution basée sur la déformation plane généralisée, élaborée par Amadei (1983a), paraît être le modèle anisotrope, linéaire et élastique le plus puissant, car le trou de forage peut avoir une orientation quelconque par rapport aux directions des contraintes principales et aux directions de symétrie du massif rocheux. Toutefois, ce modèle ne considère pas la non linéarité du comportement mécanique des roches.

3.3.2 Modèle anisotrope de van Heerden (1983)

Van Heerden (1983) présente un modèle d'interprétation de résultats d'essai avec la cellule CSIR qui considère le caractère anisotrope de la roche. Ce modèle a été choisi comme exemple de cette catégorie de méthodes d'évaluation des contraintes in situ en raison de sa simplicité de conception et d'application. Toutefois, le modèle anisotrope de van Heerden exige une orientation spéciale du trou de forage par rapport aux plans de symétrie du massif rocheux transversalement isotrope.

Le modèle considère la cellule CSIR à trois rosettes disposées à 120° entre elles et comportant chacune deux paires de jauges mutuellement perpendiculaires, tel qu'indiqué à la figure 3.4. Le massif rocheux est postulé homogène avec un comportement de déformation linéaire, élastique et transversalement isotrope, avec les paramètres de déformabilité E_1 , E_2 , ν_1 , ν_2 et G_2 , où l'indice 1 correspond aux constantes élastiques du plan d'isotropie et l'indice 2 est associé aux constantes élastiques des plans perpendiculaires à celui-ci.

Dans son travail, l'auteur présente, en plus de la méthode anisotrope, la formulation conventionnelle en considérant un milieu homogène, linéaire, élastique et isotrope, tel que le modèle de Leeman (1968), présenté à la section 3.2.2. Toutefois, l'auteur utilise une autre façon de traiter les résultats des essais : les déformations récupérées par chaque jauge (ε_j , $j = 1$ à 12) sont remplacées directement dans un système de 12 équations du type qui suit :

$$\varepsilon_j = a_1 \sigma_x + a_2 \sigma_y + a_3 \sigma_z + a_4 \tau_{xy} + a_5 \tau_{yz} + a_6 \tau_{zx} \quad (3.26)$$

où les contraintes correspondent aux contraintes in situ et les coefficients a_i ($i = 1$ à 6) sont une fonction des constantes élastiques de la roche, de l'angle de chaque jauge et de

l'angle de chaque rosette par rapport à la direction θ , tel qu'illustré à la figure 3.4 (section 3.2.3). La solution du système est achevée par moindres carrés.

De façon similaire au modèle conventionnel de Leeman (1968), van Heerden (1983) utilise la théorie d'élasticité classique pour déterminer les relations entre les déformations mesurées par les jauges et les contraintes in situ. La méthode est basée sur la solution anisotrope, linéaire et élastique de Berry (1968).

Le modèle anisotrope, linéaire et élastique de van Heerden (1983) ne représente pas une solution générale, puisque il s'applique seulement dans le cas des massifs rocheux transversalement isotropes avec le trou de forage orienté parallèlement ou perpendiculairement aux plans de symétrie élastique de la roche.

Ce modèle exige la détermination des paramètres de déformabilité anisotropes, tout comme les autres méthodes d'interprétation des mesures basées sur le relâchement des contraintes in situ. Van Heerden (1983, 1984) considère que l'évaluation des modules d'élasticité E_1 et E_2 , ainsi que des coefficients de Poisson ν_1 et ν_2 , ne pose pas beaucoup de problèmes. Selon l'auteur, les quatre constantes élastiques peuvent être déterminées à partir du manchon de roche récupéré lors d'essai in situ selon les courbes de déchargement des essais de rechargement biaxial.

Ainsi, van Heerden (1983, 1984) suggère la possibilité de déterminer les constantes élastiques anisotropes à partir des résultats des essais de compression uniaxiale exécutés sur des éprouvettes cylindriques forcées selon les directions normales et parallèles au plan de symétrie de la roche.

Cependant, on remarque que cette procédure a l'inconvénient d'évaluer les constantes élastiques d'une portion de la roche qui ne correspond pas à la portion testée in situ. Ainsi, les données des essais sont enregistrées par des capteurs de déformation différents de ceux qui ont mesuré les déformations générées par le relâchement des contraintes.

Il est important de souligner que cette procédure doit être employée seulement dans les circonstances où l'essai de rechargement biaxial du manchon est impossible, comme par exemple dans les cas de rupture de manchon pendant le surcarottage. Ceci n'empêche pas l'utilisation des données mesurées in situ, par contre la rupture du manchon interdit son utilisation dans un essai de rechargement.

Un autre aspect considéré par van Heerden (1983) est l'évaluation difficile du module de cisaillement anisotrope, car la mesure directe de G_2 à partir des essais en laboratoire n'est pas évidente dans la pratique.

Il est important de mentionner que malgré la constatation d'un comportement non linéaire de la roche, van Heerden (1983) ne le considère pas dans son modèle d'interprétation de mesures des contraintes in situ, basé uniquement sur le comportement linéaire et élastique, isotrope ou anisotrope.

3.4 Modèles homogènes, isotropes, non linéaires et élastiques

3.4.1 Revue générale

La plupart des massifs rocheux présentent un comportement contrainte — déformation non linéaire. Le degré de non linéarité du comportement mécanique peut varier significativement selon les types de roches. La détermination des contraintes in situ à partir des techniques de récupération n'est pas à l'abri des effets du comportement de déformation non linéaire. Il est d'ailleurs un fait connu que la non linéarité peut introduire des erreurs dans la mesure des contraintes in situ, interprétées par des modèles linéaires conventionnels.

Toutefois, malgré que l'effet de la non linéarité sur l'évaluation de l'état de contraintes

in situ soit reconnu, la littérature technique ne présente pas une grande diversité de solutions. À cet égard, la non linéarité semble encore plus complexe à traiter que l'anisotropie des massifs rocheux.

En général, l'effet du comportement mécanique non linéaire sur la mesure des contraintes préalables est abordé sous une forme plutôt qualitative et indirecte comme le démontre les travaux de Hagedorn et al.(1972), Ribacchi (1977, 1988), Amadei (1983a), Santarelli et al.(1986), Brown et al.(1989), Worotnicki (1993), Bickel (1993), entre autres.

Il est néanmoins intéressant de remarquer que les formulations des contraintes et des déformations au pourtour des cavités circulaires cylindriques dans un milieu de comportement $\sigma - \varepsilon$ non linéaire sont obtenues seulement dans les cas où des hypothèses très restrictives concernant la loi du comportement ainsi que l'état de contraintes préalables du matériau sont adoptées. Comme exemples, on peut citer, entre autres, l'analyse présentée par Vésic (1972) dans les cas de sols, et le modèle mathématique de Biot (1974) appliqué aux roches.

D'une façon générale, il est possible de constater deux attitudes concernant la considération de la non linéarité du comportement mécanique dans l'évaluation de l'état de contraintes in situ. La première consiste à négliger carrément cette influence et accepter les erreurs associées. D'ailleurs, il faut dire que cette attitude paraît la plus courante.

La deuxième attitude consiste à utiliser les essais de rechargement du manchon de roche pour la détermination des paramètres de déformabilité non constants et à introduire ces derniers dans les modèles d'interprétation de mesures in situ, afin de compenser l'effet de la non linéarité de la roche.

Dans cette optique, le travail précurseur de Aggson (1977) présente une technique intéressante, développée spécifiquement pour les mesures de contraintes avec la cellule

BDG, mais qui offre un principe applicable à n'importe quel type de cellule de déformation.

Aggson (1977) propose, à la place d'un module d'élasticité constant et unique, l'utilisation de plusieurs modules sécants qui varient avec la contrainte, déterminés à partir de la courbe pression — déformation de déchargement produite lors de l'essai de compression biaxiale isotrope du manchon de roche. Cet essai est exécuté dans des conditions les plus proches possibles de celles existant au moment de la mesure in situ. En réalité, Aggson (1977) fait une approximation qui consiste à assimiler la courbe pression — déformation de déchargement à une séquence de plusieurs segments linéaires de pente constante. La figure 3.5 présente schématiquement la procédure proposée.

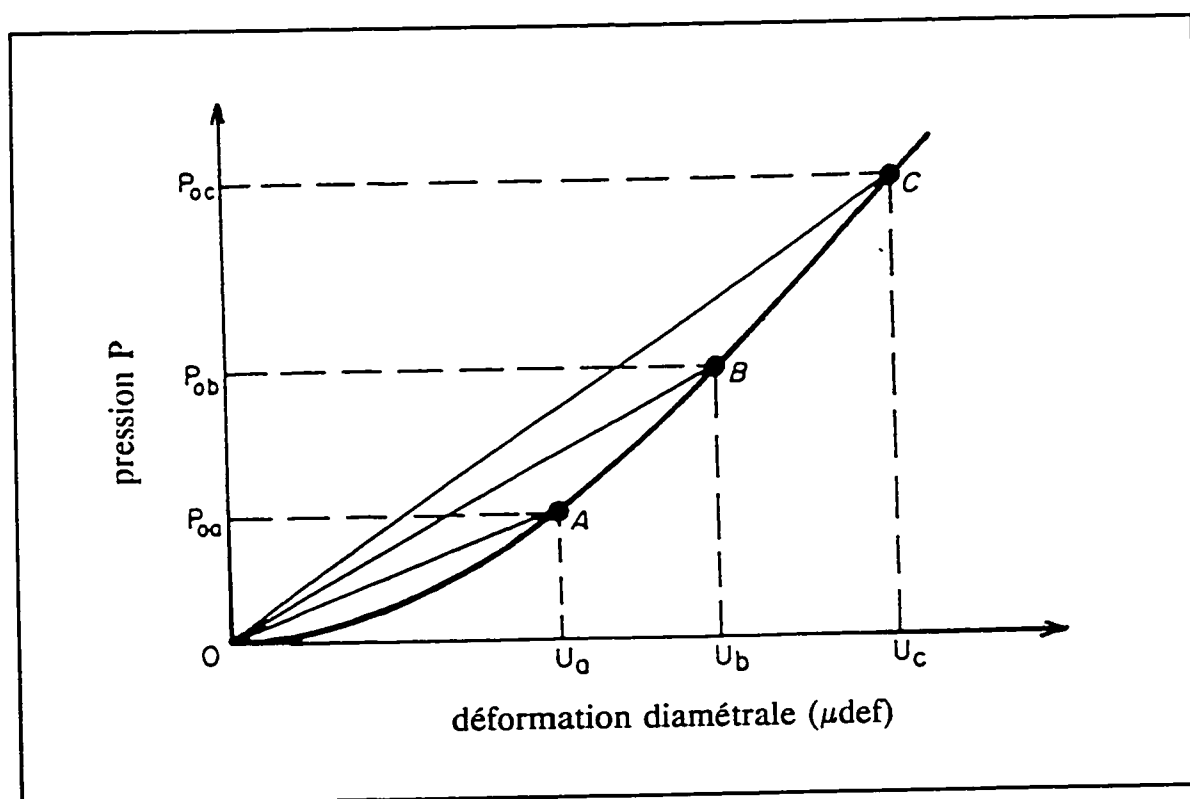


Figure 3.5 - Détermination du module d'élasticité non linéaire selon la méthode proposée par Aggson (1977)

En considérant la théorie d'élasticité classique et la solution du cylindre à paroi épaisse de Fitzpatrick (1962), Aggson (1977) propose le calcul des pentes constantes des segments, évaluées à partir de la courbe de déchargement, qui correspondent à :

$$K = \frac{b^2 - a^2}{4ab^2} \quad (3.27)$$

avec,

a = rayon interne du cylindre creux ;

b = rayon externe du cylindre creux ;

K = constante.

De cette façon, Aggson (1977) utilise les pentes KE_i (i correspondant aux segments qui constituent la courbe de déchargement) dans le modèle d'interprétation conventionnel isotrope ou anisotrope des mesures avec la cellule BDG. On remarque que cette procédure permet une certaine compensation de l'influence de la non linéarité de la réponse contrainte — déformation de la roche sur le calcul d'état de contraintes in situ. Cette approche demeure toutefois fautive sur le plan théorique puisqu'elle requiert l'application du principe de superposition.

Une autre approche très intéressante concernant les roches de comportement non linéaire isotrope est celle proposée par Leeman & Denkhaus (1969), conçue pour les mesures réalisées avec la cellule triaxiale CSIR, et présentée à la section suivante.

3.4.2 Modèle de Leeman & Denkhaus (1969)

Le modèle d'interprétation des mesures avec la cellule triaxiale CSIR proposée par Leeman & Denkhaus (1969) considère la détermination des contraintes in situ des massifs

rocheux qui présentent un comportement contrainte — déformation isotrope linéaire ainsi que non linéaire.

Cette méthode utilise, pour la première fois dans les mesures de contraintes in situ, l'analyse selon les composantes fondamentales du comportement du matériau, soit la variation volumique (déformation moyenne) associée à la composante hydrostatique du tenseur de contraintes à partir du module K ("Bulk Modulus") et la variation de forme (déformation déviatorique) associée à la composante déviatorique du tenseur de contraintes à partir du module de cisaillement G .

Leeman & Denkhaus (1969) proposent une loi non linéaire et élastique d'après laquelle chaque contrainte principale s'exprime comme la sommation de deux séries, l'une étant fonction de la déformation volumique, et l'autre, fonction de la déformation déviatorique. Chaque série comporte des constantes K_i et G_i qui peuvent être obtenues à partir d'essais non sophistiqués.

Dans le cas d'un matériau élastique isotrope et linéaire, les constantes élastiques K et G peuvent être déterminées respectivement à partir de la courbe $P - \varepsilon$ (contrainte moyenne — déformation volumique) et de la courbe $\tau_i - \gamma_i$ (contrainte de cisaillement — déformation de distorsion, avec i correspondant aux contraintes et déformations principales), illustrées à la figure 3.6.

En effet, il suffit de déterminer le coefficient de Poisson (ν) et le module de Young (E), à partir par exemple d'un essai de compression uniaxiale, et les constantes K et G sont simplement calculées par les expressions suivantes :

$$\begin{aligned} K &= \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \\ G &= \frac{E}{2(1 + \nu)} \end{aligned} \tag{3.28}$$

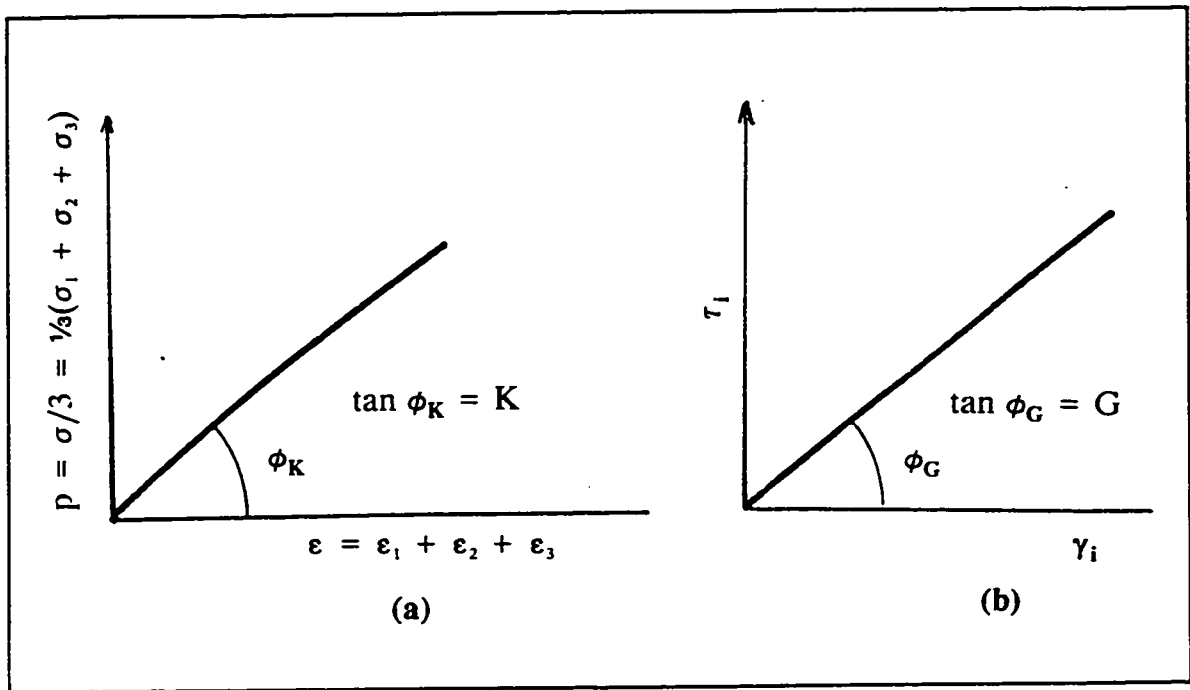


Figure 3.6 - Comportement σ - ϵ du matériau isotrope, linéaire-élastique: (a) composante hydrostatique; (b) composante déviatorique (d'après Leeman & Denkhaus, 1969)

Toutefois, dans le cas d'un matériau élastique non linéaire, la procédure précédente ne doit pas être employée, car les relations contrainte — déformations ne sont pas des lignes droites avec des pentes constantes, tel qu'illustré à la figure 3.7.

Par conséquent, Leeman & Denkhaus (1969) représentent le comportement non linéaire de la roche selon les relations correspondant aux composantes hydrostatiques et déviatoriques du tenseur de contraintes, en introduisant les fonctions $K(\epsilon)$ et $G(\gamma_i)$ à la place des constantes de déformabilité K et G , qui sont exprimées comme suit :

$$\begin{aligned} K(\epsilon) &= K_0 + K_1 \epsilon + K_2 \epsilon^2 + K_3 \epsilon^3 + \dots \\ G(\gamma_i) &= G_0 + G_1 \gamma_i + G_2 \gamma_i^2 + G_3 \gamma_i^3 + \dots \end{aligned} \quad (3.29)$$

avec,

$$\begin{aligned}
 \varepsilon &= \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3}{3} \\
 \gamma_1 &= \varepsilon_2 - \varepsilon_3 \\
 \gamma_2 &= \varepsilon_3 - \varepsilon_1 \\
 \gamma_3 &= \varepsilon_1 - \varepsilon_2
 \end{aligned} \tag{3.30}$$

où,

ε = déformation volumique ou moyenne ;
 $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ = déformations principales ;
 γ_i = déformations de distorsion, $i = 1, 2, 3$;
 K = module d'élasticité volumique ("Bulk Modulus") ;
 G = module de cisaillement.

D'après ces auteurs, les constantes des fonctions $K(\varepsilon)$ et $G(\gamma_i)$, représentées par les équations 3.29, peuvent être déterminées à partir d'un essai de compression uniaxiale (ou traction uniaxiale), où σ_1 correspond à la contrainte uniaxiale appliquée et $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$. La déformation ε_1 est mesurée dans la direction de la contrainte appliquée. Les déformations ε_2 et ε_3 sont les déformations transversales mesurées perpendiculairement à σ_1 et elles sont égales ($\varepsilon_2 = \varepsilon_3$).

Les constantes K_0, K_1, K_2, K_3 à K_n sont calculées selon la courbe σ_1 versus $3(\varepsilon_1 + 2\varepsilon_2)$ et les constantes G_0, G_1, G_2, G_3 à G_n sont déterminées de la courbe σ_1 versus $2(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)$. Ces deux courbes sont construites avec les résultats d'un essai de compression uniaxiale exécuté sur l'éprouvette de roche. Les auteurs soulignent que les constantes K_0 et G_0 correspondent respectivement aux pentes des courbes $P - \varepsilon$ et $\tau_i - \gamma_i$ quand les déformations ε et γ_i sont nulles ($\varepsilon = \gamma_i = 0$).

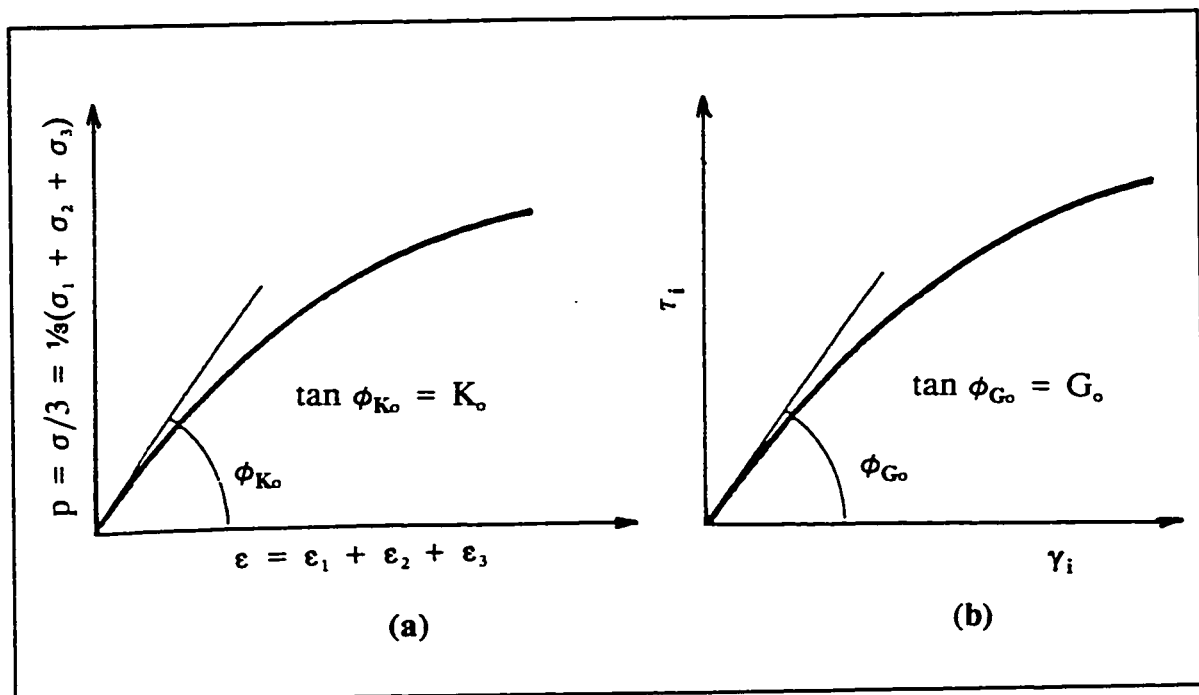


Figure 3.7 - Comportement σ - ϵ du matériau isotrope non linéaire-élastique: (a) composante hydrostatique; (b) composante déviatorique (d'après Leeman & Denkhaus, 1969)

Finalement, les contraintes principales du matériau ayant des caractéristiques de déformabilité non linéaires — élastiques sont exprimées en fonction des déformations principales ϵ_1 , ϵ_2 , ϵ_3 , calculées à partir des déformations mesurées par la cellule.

Le processus consiste maintenant à calculer les déformations principales (ϵ_1 , ϵ_2) et leurs directions (ϕ_p) pour chaque rosette à partir de déformations mesurées in situ. Par la suite, il faut calculer les contraintes principales du plan de chaque rosette et les relier aux composantes de contraintes à la paroi du trou. Ce processus est analogue à celui du modèle de Leeman (1968), présenté à la section 3.2.2.

La détermination du tenseur de contraintes est achevée par la solution par moindres carrés du système de 9 équations, ou tel que proposé par Leeman & Denkhaus (1969), soit la simple solution d'un système de 6 équations représentées par les trois équations de la

rosette A, deux équations de la rosette B et une équation de la rosette C, qui sont écrites en gras au tableau 3.2.

3.5 Modèles homogènes, anisotropes, non linéaires et élastiques

3.5.1 Revue générale

La catégorie des modèles homogènes, anisotropes, non linéaires et élastiques représente, dans la classe de milieu homogène, la catégorie la plus complète pour l'analyse des mesures de contraintes in situ. Par contre, cette catégorie est celle qui présente le moins de modèles. En effet, le traitement simultané de l'anisotropie et de la non linéarité du comportement de déformation des roches est très complexe, ce qui peut justifier l'absence de modèles d'interprétation de cette catégorie.

Le premier modèle d'interprétation simultanément anisotrope et non linéaire a été proposé par Gonano & Sharp (1983) et visait l'analyse des mesures effectuées avec la cellule CSIR. Il est intéressant de remarquer que presque vingt ans se sont écoulés entre l'invention de la cellule et l'élaboration d'un modèle d'interprétation plus réaliste de ses mesures.

Le modèle de Gonano & Sharp (1983), présenté en détail à la prochaine section, peut être considéré comme simple et parfois approximatif. Ainsi, il est très restrictif par rapport au type d'anisotropie et à l'orientation du trou de forage, puisqu'il a été développé pour l'analyse des trous parallèles au plan d'isotropie des massifs rocheux transversalement isotropes.

Toutefois, ce modèle d'interprétation considère une roche de comportement de déformation plus réel que le milieu idéal adopté par certains modèles conventionnels,

ainsi que le milieu anisotrope linéaire ou isotrope mais non linéaire des modèles non conventionnels présentés précédemment. De plus, le travail de Gonano & Sharp (1983) est remarquable au niveau de l'attention dispensée dans chacune des étapes de la procédure, soient celles de la mesure in situ et en laboratoire, et de l'interprétation des résultats.

3.5.2 Modèle de Gonano & Sharp (1983)

La méthodologie développée par ces auteurs pour l'évaluation de l'état de contraintes in situ est composé de plusieurs aspects. D'abord, Gonano & Sharp (1983) utilisent des critères de sélection des données mesurées in situ basés sur la validation du bon fonctionnement des jauges de la cellule, ainsi que sur le traitement statistique de chaque ensemble de mesures.

Les auteurs considèrent la détermination des paramètres de déformabilité anisotropes et non linéaires à partir des essais de rechargement en laboratoire de chaque manchon de roche récupéré lors de la mesure in situ.

Le modèle de Gonano & Sharp (1983), tout comme les autres modèles anisotropes, adopte la théorie d'élasticité des corps anisotropes. En utilisant une solution numérique conventionnelle proposée par Golder Associates (1977), les auteurs introduisent des modifications concernant la loi de Hooke du milieu transversalement isotrope avec la condition que l'axe du trou de forage soit parallèle au plan d'isotropie du massif.

L'effet du comportement non linéaire est intégré à la solution en utilisant des techniques itératives. Ceci consiste à intégrer les paramètres de déformabilité anisotropes, qui varient de façon non linéaire avec les contraintes appliquées, déterminés à partir d'un essai de compression biaxiale isotrope du manchon de roche avec la cellule CSIR.

Les paramètres de déformabilité sont évalués en considérant que deux conditions de chargement différentes sollicitent le même manchon de roche pendant l'essai de compression biaxiale isotrope. La première condition implique une pression appliquée perpendiculairement au plan d'isotropie, et la deuxième, une pression appliquée parallèlement au plan isotrope.

Gonano & Sharp (1983) utilisent le fait que la variation de la déformation tangentielle du cylindre creux soumis à une pression radiale uniforme obéit à une courbe sinusoïdale symétrique avec 180° de phase. De cette façon, ils utilisent les déformations enregistrées par les jauges des trois rosettes pour composer cette courbe et calculer les paramètres de déformabilité sécants en fonction de la pression biaxiale. Ceci signifie une certaine considération de la non linéarité de la roche, tel que suggéré par Aggson (1977), cité à la section 3.4.1.

Il est important de mentionner que les auteurs n'observent pas une différence significative entre les valeurs de coefficients de Poisson anisotropes déterminées expérimentalement. De plus, les auteurs suggèrent que l'utilisation d'une seule valeur de coefficient de Poisson, c'est-à-dire l'adoption d'une constante élastique isotrope unique, n'introduit pas d'effets remarquables sur les résultats de la détermination du tenseur de contraintes in situ.

Le module de cisaillement anisotrope est calculé selon le principe de Saint-Venant, présenté au chapitre 5, tout comme les détails de la procédure de détermination des paramètres de déformabilité de Gonano & Sharp (1983).

Malgré les restrictions imposées ainsi que les approximations adoptées dans la détermination des paramètres de déformabilité du massif rocheux transversalement isotrope, ce modèle d'interprétation des mesures de la cellule CSIR proposé par Gonano & Sharp (1983) est le seul à considérer la non linéarité et l'anisotropie des relations $\sigma - \varepsilon$. Cependant il est important de souligner que leur façon de traiter la non linéarité

n'est qu'une approximation basée sur le principe de superposition, lequel n'est pas valable pour un matériau non linéaire sous sollicitation non uniaxiale.

3.6 Modèles hétérogènes, anisotropes, non linéaires et élastiques

3.6.1 Revue générale

Tel que souligné à l'introduction du présent chapitre, la catégorie des modèles d'interprétation de mesures dans les massifs rocheux hétérogènes ne devrait pas constituer une catégorie. Elle représente plutôt un groupe de modèles dans lesquels on introduit des modifications qui permettent de considérer la présence d'hétérogénéités à l'échelle de la mesure des déformations. Cependant, les modèles ne sont pas capables de tenir compte de l'hétérogénéité à l'échelle globale du massif rocheux. Les contraintes in situ sont toujours calculées selon le modèle proposé par Hiramatsu & Oka (1962, 1968), présenté à la section 3.2.2.

3.6.2 Modèle d'interprétation de Corthésy et al. (1993f)

Corthésy et al. (1993f) ont proposé une méthode d'interprétation des mesures avec la cellule triaxiale CSIR basée sur un modèle développé par Corthésy & Gill (1990b,c; 1991) et originalement conçu pour l'évaluation des contraintes in situ à partir des données obtenues avec le "doorstopper".

Le modèle de Corthésy & Gill (1990b,c; 1991) considère que la roche possède un comportement non linéaire, élastique et anisotrope, en plus d'être hétérogène à l'échelle de mesure, c'est-à-dire l'échelle de la jauge de déformation du "doorstopper".

Ce modèle profite de la même méthode que Leeman & Denkhaus (1969), où les contraintes in situ d'un matériau isotrope et non linéaire élastique sont analysées en fonction de leurs composantes fondamentales de comportement. De plus, Corthésy & Gill (1990b,c; 1991) considèrent l'anisotropie de la roche à l'aide de la théorie d'élasticité des corps anisotropes de Lekhnitskii (1963), afin de développer les relations qui expriment les phénomènes de premier et deuxième ordre caractéristiques des roches anisotropes et non linéaires élastiques.

Les effets de la présence des microhétérogénéités de la roche, ou même des variations de la transmission des déformations récupérées, causées par exemple par un collage inadéquat des jauges, sont aussi considérés. Corthésy & Gill (1990b,c; 1991) proposent l'utilisation des paramètres de déformabilité, exigés par le modèle d'interprétation, qui sont déterminés à partir d'essais biaxiaux isotropes sur la carotte récupérée lors des essais in situ. De cette façon, si les effets d'une variabilité des propriétés mécaniques et/ou de la transmission des déformations existent, ils sont considérés et compensés dans le calcul des composantes de contraintes in situ.

Le développement du modèle mathématique d'interprétation des mesures avec le doorstopper est tout à fait semblable au modèle utilisé pour le traitement des données de la cellule CSIR. Il faut dire que quelques différences s'imposent lors de la détermination des paramètres de déformabilité et du calcul du tenseur de contraintes tridimensionnel du cylindre creux obtenu de l'essai avec la cellule triaxiale.

Il est important de remarquer que le modèle n'impose aucune restriction concernant l'orientation du trou de forage par rapport aux plans de symétrie du massif rocheux. Néanmoins, il est postulé que le plan de mesure du "doorstopper" ou de chaque rosette de la cellule CSIR correspond à un pseudo-plan isotrope du matériau, qui ne coïncide pas nécessairement avec le vrai plan d'isotropie. En effet, le modèle d'interprétation se base sur les paramètres apparents de déformabilité (pseudo-paramètres anisotropes de déformabilité) au lieu des vraies constantes élastiques de la roche transversalement

isotrope.

Il est aussi très important de souligner que Corthésy et al. (1993f) adaptent le modèle original du doorstopper pour la cellule CSIR en faisant l'hypothèse que le cylindre creux possède un comportement statistiquement isotrope et linéaire, cependant il y a une anisotropie du type transversale isotrope et une non linéarité à l'échelle de la mesure des déformations, soit à l'échelle des rosettes.

À partir de la théorie d'élasticité d'un corps anisotrope (sujet traité en détail au chapitre 5), Corthésy & Gill (1990b,c; 1991) déterminent les composantes fondamentales de comportement de premier ordre, soient la déformation volumique associée à la composante de contrainte hydrostatique et la déformation déviatorique associée à la composante de contrainte déviatorique, et de deuxième ordre, soient la déformation volumique associée à la composante déviatorique et la déformation déviatorique associée à la composante de contrainte hydrostatique.

De cette façon, les auteurs disposent des relations générales qui relient les changements de forme et de volume de premier et deuxième ordre aux contraintes moyenne et déviatoriques auxquels le matériau transversalement isotrope linéaire est soumis. Ces relations générales élaborées en considérant le plan de mesure, soit du "doorstopper", soit des rosettes de la cellule CSIR, sont exprimées en termes des fonctions $\sigma - \varepsilon$, à être déterminées à partir des essais de rechargement de l'éprouvette.

Dans le cas des mesures obtenues avec le "doorstopper", ils proposent la réalisation d'un essai de rechargement biaxial isotrope de la carotte provenant d'un essai de mesure de contraintes in situ, afin d'évaluer les fonctions de la roche anisotrope non linéaire. Les relations entre la contrainte biaxiale isotrope et les déformations mesurées par les jauges du "doorstopper" sont transformées en relations contrainte — déformation de premier et deuxième ordre exigées par le modèle de Corthésy & Gill (1990b,c). Cette procédure ainsi que le modèle d'interprétation spécifique au "doorstopper" sont présentés et discutés

en détail par Corthésy & Gill (1991), Corthésy et al. (1993c,e).

L'interprétation des mesures de la cellule CSIR à l'aide du modèle de Corthésy & Gill (1990b-c) exige un traitement un peu différent de celui utilisé dans le cas du "doorstopper". D'après Corthésy et al. (1993f), les fonctions $\sigma - \varepsilon$ sont obtenues à partir de la réalisation d'un essai de rechargement triaxial du manchon de roche avec sa cellule. Les auteurs prétendent que cet essai permet la génération d'un état de contraintes isotrope à la paroi interne du cylindre creux, où se situent les rosettes de la sonde CSIR.

Toutefois, il est intéressant de remarquer que la distribution des contraintes au travers d'un cylindre creux de matériau anisotrope et non linéaire est très difficile à établir. Corthésy et al. (1993f) émettent donc l'hypothèse selon laquelle le manchon de roche possède un comportement de déformation transversalement isotrope et non linéaire localisé à l'échelle de la rosette, et pourtant un comportement statistiquement isotrope et linéaire à l'échelle du cylindre creux.

En émettant cette hypothèse, Corthésy et al. (1993f) considèrent la théorie d'élasticité classique et la condition de contraintes planes de la paroi interne du manchon afin de déterminer les composantes de contraintes générées par le rechargement triaxial, qui sont définies par les expressions suivantes :

$$\begin{aligned}\sigma_{\theta} &= \frac{2 P b^2}{b^2 - a^2} \\ \sigma_z &= \frac{4 F_a}{\pi (b^2 - a^2)} \\ \sigma_r &= 0\end{aligned}\tag{3.31}$$

où,

a = rayon interne du cylindre creux ;

- b = rayon externe du cylindre creux ;
 P = pression radiale appliquée dans la cellule biaxiale ;
 F_a = force axiale appliquée aux extrémités du cylindre.

L'essai de rechargement triaxial permet la détermination des relations $\sigma - \varepsilon$ de premier et deuxième ordre d'une façon analogue à celle de la procédure biaxiale isotrope du "doorstopper". Ainsi, cet essai permet de déterminer l'orientation des axes d'anisotropie de la portion de roche sous la rosette à partir de l'orientation des déformations principales des jauges de chaque rosette.

La détermination des fonctions $\sigma - \varepsilon$ implique aussi la connaissance des coefficients de Poisson ν_1 et ν_2 de la roche. Corthésy & Gill (1990b,c), ainsi que Corthésy et al. (1993f), adoptent l'hypothèse que le matériau transversalement isotrope non linéaire présente des coefficients de Poisson anisotropes égaux à ν , c'est-à-dire que ce paramètre est isotrope, en plus d'être une valeur indépendante du niveau de contraintes et du type de sollicitation.

Corthésy et al. (1993f) suggèrent que le coefficient de Poisson soit déterminé par des essais de rechargement biaxial ou uniaxial du cylindre creux, puisque ces deux essais génèrent un état de contrainte uniaxial sous les rosettes.

La détermination du tenseur bidimensionnel de chaque rosette requiert aussi la connaissance du module de cisaillement G_2 . Corthésy & Gill (1990b,c), tout comme Corthésy et al. (1993f), proposent l'estimation de la valeur de G_2 selon l'expression empirique proposée par Batugin & Nirenburg (1972) et présentée au chapitre 5.

Il est important de souligner que le modèle d'interprétation des mesures avec la cellule CSIR de Corthésy et al. (1993f) possède les mêmes avantages que le modèle conventionnel amélioré (section 3.2.3), en plus de considérer la non linéarité et une pseudo anisotropie à l'échelle locale de la mesure des déformations.

3.7 Considérations finales

Le présent chapitre a permis de réviser les différentes méthodes d'interprétation des mesures avec la cellule triaxiale CSIR. D'après les comportements mécaniques et les conditions de l'homogénéité de la roche, cinq catégories de modèles d'interprétation y sont présentés.

Dans la catégorie des modèles homogènes, linéaires, isotropes et élastiques, on souligne le potentiel de la version du modèle conventionnel de Leeman amélioré. En plus du traitement statistique par moindres carrés des déformations et des valeurs de contraintes calculées, ce modèle utilise les constantes élastiques de la roche déterminées à partir des paramètres de déformabilité localisés calculés à partir des mesures avec les rosettes de la cellule CSIR du même manchon qui a été testé in situ. La représentativité de la roche est ainsi assurée.

Dans la catégorie des modèles homogènes, élastiques, linéaires et anisotropes, on remarque la puissance du modèle d'interprétation proposé par Amadei (1983a, 1984a, 1985, 1996) originalement développé pour la cellule CSIRO. Cette solution est basée sur la formulation de la déformation plane généralisée et n'impose pas de limitation concernant l'orientation des contraintes principales et des plans de symétrie du massif rocheux.

Le modèle anisotrope linéaire de van Heerden (1983), par exemple, est très sévère à cet égard, puisque son utilisation est restreinte aux massifs rocheux transversalement isotropes et seulement dans les cas où les forages sont orientés parallèlement ou perpendiculairement au plan d'isotropie.

Il faut mentionner que, malheureusement, ces deux modèles ne considèrent pas la non linéarité du comportement mécanique des roches. Le modèle de Leeman & Denkhaus

(1969) la considère. Cependant, il est applicable aux mesures dans les roches isotropes seulement. D'ailleurs, on constate la rigueur mathématique de ce modèle qui utilise l'analyse par composantes fondamentales du comportement du matériau.

D'autre part, le modèle proposé par Gonano & Sharp (1983) réussit à considérer simultanément la non linéarité et l'anisotropie de la roche, à partir des relations $\sigma - \varepsilon$ obtenues du rechargement biaxial du manchon. Toutefois, ce modèle requiert une orientation prédéfinie du trou de forage, toujours parallèle au plan de symétrie des massifs rocheux transversalement isotropes. De plus, on signale que la technique utilisée afin de considérer la non linéarité du comportement mécanique n'est qu'une approximation basée sur le principe de superposition, lequel, à la rigueur, n'est pas valable pour un matériau non linéaire.

Corthésy et al. (1993f) proposent un modèle d'interprétation plus rigoureux à cet égard, car ils utilisent l'analyse par composantes fondamentales du comportement de la roche, tout en étant anisotrope.

Ce modèle postule que les plans de mesures de chaque rosette de la cellule CSIR sont perpendiculaires à un pseudo plan d'isotropie de la roche, peu importe l'orientation du trou de forage. En effet, le plan de mesure a une orientation quelconque par rapport aux axes d'anisotropie du massif rocheux. De même, le modèle requiert des paramètres apparents de déformabilité (ou pseudo-paramètres de déformabilité) du plan de mesure et du pseudo plan isotrope qui sont déterminés à partir des essais de rechargement uniaxial et triaxial du manchon testé in situ.

Toutefois, le modèle de Corthésy et al. (1993f) a pour hypothèse que la pseudo anisotropie et la non linéarité existent seulement à l'échelle ponctuelle des rosettes. À l'échelle globale, le manchon est postulé avoir un comportement de déformation statistiquement linéaire et isotrope.

En vue de la diversité des modèles d'interprétation de mesures avec la cellule CSIR, il paraît évident que la connaissance du comportement de déformation de la roche est essentielle aux processus de détermination des contraintes in situ. À partir du moment où les paramètres de déformabilité et le comportement de déformation sont bien établis, on est assuré de mieux choisir le modèle le plus adéquat à l'interprétation des mesures de contraintes in situ du massif rocheux.

CHAPITRE 4

COMPORTEMENT CONTRAINTE – DÉFORMATION DES ROCHES DURES

4.1 Considérations générales

Dans le domaine de la mesure des contraintes in situ, on a plusieurs sources d'erreur qui peuvent être classifiées en deux catégories : les facteurs techniques et les facteurs théoriques.

Les facteurs techniques correspondent à toutes les sources possibles d'erreurs associées à la mesure expérimentale des déformations. Une bonne qualité d'exécution d'essai en place est primordiale pour la minimisation de ces erreurs potentielles. D'où l'importance d'obtenir les courbes complètes des déformations générées pendant la saignée avec les techniques de mesure basées sur le principe de récupération, présentées au chapitre 2.

Les facteurs théoriques correspondent à toutes les différences existant entre les caractéristiques réelles du massif rocheux ou de la roche et les caractéristiques imposées par le modèle d'interprétation des résultats. Tel que présenté au chapitre précédent, la majorité des modèles existants supposent un milieu rocheux continu, homogène, linéaire, élastique et isotrope, ce qui correspond très rarement au véritable comportement du massif in situ et de la roche intacte testée en laboratoire. De plus, il faut considérer que l'effet d'échelle intervient dans l'analyse.

Dans le cas d'une mesure des contraintes in situ par les cellules qui comportent des jauges à résistance, comme celles du CSIR, du CSIRO ou le "doorstopper", l'analyse englobe trois échelles différentes.

Une première échelle est représentée par celle de la mesure des déformations, soit la longueur active de la jauge qui compose la rosette de la cellule. La deuxième correspond à l'échelle de la mesure des contraintes, c'est-à-dire le volume de roche affecté par la saignée, ainsi que le volume utilisé dans la détermination des paramètres de déformabilité requis par le modèle d'interprétation.

Alors, si ces paramètres sont mesurés à partir des essais de chargement du manchon de roche (méthode intégrée), tel que proposé par Becker & Hooker (1967, 1969), Obert (1964), Hooker et al. (1974), Aggson (1977), Corthésy & Gill (1990a,c; 1991), entre autres, la deuxième échelle est ainsi équivalente au volume du cylindre de roche qui contient la cellule de déformation.

La troisième échelle correspond au volume du massif rocheux pour lequel la mesure localisée des contraintes, effectuée dans le cylindre, sera extrapolée. Contrairement aux deux autres échelles auxquelles on a référé précédemment, cette dernière est complètement indépendante de la technique de mesure. Par contre, elle est une fonction de l'uniformité du champ de contraintes de la région analysée.

Ainsi, un massif rocheux granitique avec un système de discontinuités parallèles espacées d'environ 40 cm peut être considéré à grande échelle comme hétérogène, anisotrope, et potentiellement non linéaire-élastique. Cependant, à petite échelle, disons à l'échelle du volume du cylindre creux avec une cellule CSIR compris entre deux discontinuités, la roche pourrait être assimilée à un matériau homogène, isotrope et linéaire-élastique.

De plus, si le même cylindre creux de roche présente une matrice solide composée par des minéraux différents et avec un système de microfissures orientées dans une direction préférentielle, à l'échelle de la jauge et même à celle de la carotte, la roche est considérée hétérogène, anisotrope et non linéaire-élastique.

En conclusion, l'analyse du comportement de déformation de la roche et ses

caractéristiques est une étape primaire et importante dans le domaine de la mesure de contraintes in situ. La connaissance des caractéristiques de déformation permet de mieux choisir le modèle d'interprétation des résultats obtenus à l'échelle de la carotte à l'aide d'une cellule CSIR. Ce comportement mécanique est donc discuté dans le présent chapitre.

4.2 Comportement mécanique typique des roches dures

Dès les débuts de la mécanique des roches, le comportement mécanique des roches intactes a fait l'objet d'un grand nombre de recherches. Les années soixante ont été très fructueuses à ce sujet avec les travaux de Walsh (1965a,b,c, 1966), Brace (1964a), Hoek & Bieniawski (1965, 1966), Jaeger (1966), Bieniawski (1967), Bieniawski & Denkhaus (1966), Brace & Byerlee (1967), Brace & Bombolakis (1963), Walsh & Brace (1972, 1973), Wawersick & Fairhurst (1970), entre autres. Ces auteurs ont grandement participé à approfondir la compréhension du comportement des roches dures et fragiles.

Puisque les caractéristiques des relations contraintes — déformations des roches dures sont bien établies, il est intéressant de les présenter afin d'aider la compréhension des phénomènes associés aux processus intégrés de mesure des contraintes in situ des massifs rocheux.

Les courbes contrainte — déformation des roches dures soumises à une compression uniaxiale ou triaxiale avec pression de confinement non élevée présentent des formes typiques.

Tel que recommandé par Paulding (1965), Brace et al. (1966), Cook (1970) et plus récemment par l'ISRM (1981), l'analyse du comportement mécanique de la roche est effectuée à partir d'un ensemble constitué de trois courbes contrainte — déformation.

Ces 3 types de courbes sont les courbes contrainte — déformation axiale ($\sigma - \varepsilon_{ax}$) et contrainte — déformation radiale ($\sigma - \varepsilon_{rad}$), qui sont classiquement utilisées dans ce type d'analyse, et finalement la courbe contrainte — déformation volumique ($\sigma - \varepsilon_{vol}$). Cette dernière est d'utilisation moins conventionnelle et, pourtant, représente la courbe qui offre la vision la plus nette des mécanismes associés à la fermeture des microfissures préexistantes et à la génération et à la propagation des nouvelles microfissures dans l'éprouvette lors de la mise en contrainte.

La figure 4.1 présente les courbes contrainte — déformation typiques des roches dures. Lors d'un essai de compression exécuté en presse rigide, il est possible d'identifier six régions avec des caractéristiques particulières à chacune.

La région I, comprise entre les points O et A qu'on peut voir à la figure 4.1, correspond à une phase de fermeture des microfissures et de quelques pores. Elle est caractérisée par une section concave de la courbe $\sigma - \varepsilon_{ax}$, associée au comportement non linéaire et partiellement élastique de la roche. Ce comportement peut être considéré approximativement élastique, car la plupart des déformations sont récupérables. L'importance de cette région de la courbe devient plus grande en fonction de la densité et de l'état d'ouverture des microfissures préexistantes et aussi de l'état de l'altération des minéraux qui constituent la roche.

La région II, comprise entre les points A et B, correspond à la phase de comportement linéaire et élastique, caractérisée par des relations linéaires sur les trois courbes, $\sigma - \varepsilon_{ax}$, $\sigma - \varepsilon_{rad}$ et $\sigma - \varepsilon_{vol}$. D'un point de vue physique, il y a un processus de déformation des vides et de compression des solides d'une façon approximativement linéaire.

La région III, délimitée par les points B et C à la figure 4.1, est une phase de propagation stable des microfissures. Elle est caractérisée par la formation des nouvelles fissures et par la propagation des microfissures déjà existantes en fonction de l'augmentation de la contrainte compressive.

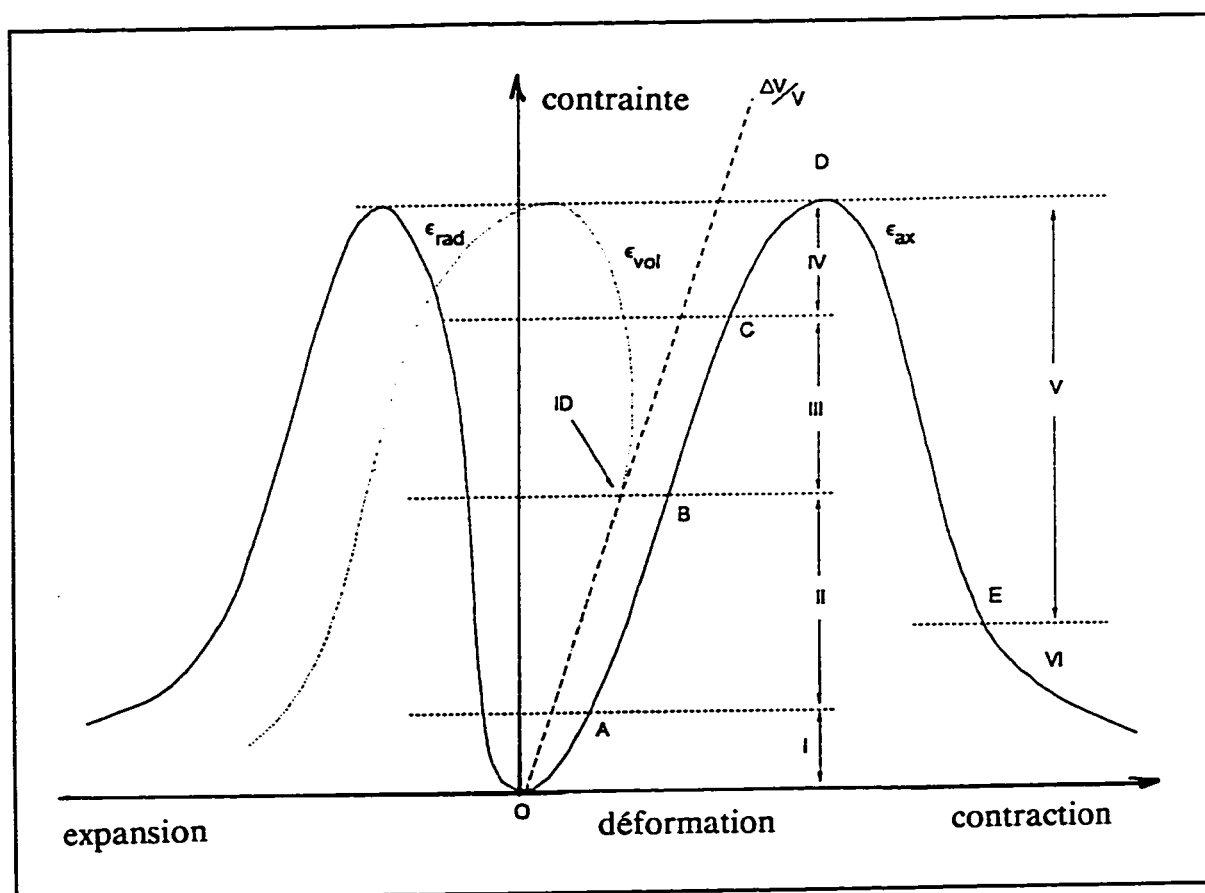


Figure 4.1 - Courbes contrainte-déformation typiques des roches dures en compression uniaxiale ou triaxiale à faible pression de confinement

À partir du point B, les relations $\sigma - \varepsilon_{\text{rad}}$ et $\sigma - \varepsilon_{\text{vol}}$ deviennent non linéaires, ce à quoi la courbe $\sigma - \varepsilon_{\text{ax}}$ échappe, car toujours linéaire. De plus, au même point où les déformations radiales commencent à augmenter de façon très prononcée, la courbe $\sigma - \varepsilon_{\text{vol}}$ s'éloigne de la droite $\Delta V/V$ (droite représentée par un trait discontinu à la figure 4.1), qui caractérise la déformation volumique d'un matériau idéal, linéaire, élastique, isotrope et homogène.

En plus, il se produit une augmentation de la valeur du coefficient de Poisson de la roche, causée par la formation des nouvelles microfissures dans les régions de la carotte sollicitées de façon critique.

Il est important de remarquer que dans cette région, la fissuration est considérée stable, c'est-à-dire que le développement des microfissures se fait sur une longueur finie en fonction des incréments de contrainte. Une fois le chargement arrêté, la fissure ne se propage plus.

Le point **B** est considéré comme le point d'initiation du processus de dilatance. Le volume de l'éprouvette, réduit par la fermeture des microfissures et des pores ainsi que par un déplacement des grains en début d'essai, commence à augmenter à partir du point **B**, en conséquence de la formation et du développement des microfissures. Ce phénomène est appelé dilatance, car à partir du point **C**, point de franche dilatance, la carotte peut montrer un volume supérieur à son volume original, non sollicité.

Ceci nous amène à la région **IV**. Elle est comprise entre les points **C** et **D**, et correspond à une phase de propagation instable des fissures. La pente de la courbe $\sigma - \varepsilon_{ax}$ s'adoucit progressivement sous l'augmentation de la contrainte déviatorique jusqu'à devenir nulle. La courbe $\sigma - \varepsilon_{vol}$ présente son point de dérivée nulle et change de signe pour accompagner le sens de la dilatation de la carotte.

Le processus de propagation instable des fissures se poursuit jusqu'à la coalescence des microfissures qui peuvent générer une surface macroscopique de rupture dans l'échantillon, phénomène connu comme **localisation**, et qui se produit à la résistance maximale ou résistance au pic, représentée par le point **D**.

À la même figure, la région **V**, comprise entre les points **D** et **E**, représente la phase post-pic avec une pente généralement négative de la courbe $\sigma - \varepsilon_{ax}$. Les courbes de déformations radiales et volumiques continuent à augmenter malgré la réduction de la contrainte déviatorique supportée par la carotte.

Cette région est caractéristique des roches fragiles et son obtention est liée au type de roche, Classe I ou II, selon la classification suggérée par Wawersick & Fairhurst (1970),

ainsi qu'au type de système de chargement. Dans les cas où le système d'application de charge est non rigide, la carotte peut avoir une rupture violente au voisinage du point de résistance maximale.

Les régions V et VI montrées à la figure 4.1, la dernière étant limitée par le point E et correspondant à la phase de résistance résiduelle, sont les régions où on observe le développement continu des fractures sur la périphérie de l'éprouvette. Il y a des glissements entre les surfaces des fractures et, progressivement, la roche atteint son état résiduel.

En conclusion, le comportement contrainte — déformation des roches dures présente des caractéristiques très particulières dans chaque région. Il est donc essentiel de définir la plage de cette courbe où les processus intégrés de mesure des contraintes peuvent être placés. Une fois la plage définie, l'analyse des facteurs qui affectent le comportement de la roche pendant la détermination des contraintes *in situ* devient moins complexe.

La technique de la cellule CSIR triaxiale, déjà présentée, consiste à mesurer les déformations dues au relâchement des contraintes produites par le surcarottage. La carotte est donc soumise à un déchargement et les jauges de la cellule mesurent les déformations récupérées qui sont alors élastiques. Mais dans quelle région de la courbe $\sigma - \varepsilon$ le processus de déchargement et de récupération des déformations élastiques se produit-il?

La réponse à cette question est associée en partie à l'exécution de l'essai, car si la limite correspondant au comportement considéré élastique de la roche est dépassée, les déformations mesurées seront aussi le reflet des conditions imposées à la roche par la technique de mesure. Par exemple, elles peuvent montrer les effets d'une fracturation ou fissuration causée par une concentration de contraintes due au forage de la roche.

La question est complexe sur les plans technique et théorique. Toutefois, l'expérience

montre que le domaine du problème comprend les régions initiales de la courbe $\sigma - \varepsilon$, c'est-à-dire les régions I et II, ainsi que les régions précédant la résistance maximale, soit les régions III et IV, où on trouve un endommagement de la structure originale de la roche.

La limite supérieure d'utilisation des données mesurées in situ et en laboratoire est représentée par le point D de la figure 4.1. Elle correspond à la rupture de l'éprouvette au moment où elle est sollicitée au-delà de sa résistance. Évidemment, si le matériau atteint ce point lors d'un essai de mesure de contraintes, les résultats ainsi obtenus sont alors incapables de traduire correctement l'état des contraintes en place.

Idéalement, on pourrait considérer qu'un essai de mesure de contraintes parfait devrait se situer dans les régions I et II de la courbe $\sigma - \varepsilon$. Ceci signifie que l'exécution de l'essai n'affecte pas la structure originale du massif rocheux. Le point B représenterait la limite idéale des relations contrainte — déformation, c'est-à-dire qu'aucun endommagement de la structure n'est subi par le matériau.

Néanmoins, il est reconnu que les opérations de forage et de surcarottage peuvent générer un état de concentration de contraintes qui est potentiellement une cause de la formation et propagation de nouvelles microfissures, ainsi que de la propagation des microfissures préexistantes.

La technique de la cellule CSIR est sensible à ce phénomène. Les déformations mesurées par les jauges sont en partie dues à cet endommagement, causé par le forage du trou pilote et son surcarottage. En réalité, la méthode d'obtention des données peut correspondre aux niveaux de contrainte — déformation représentés par les régions III et IV de la courbe typique.

On peut alors imaginer que, dans cette situation, les déformations obtenues ne correspondent pas au portrait réel de l'état de contraintes in situ. Ce n'est pas le cas si

on utilise une méthode intégrée de mesure de contraintes. La cellule CSIR et le manchon endommagé pendant l'essai in situ sont les mêmes que ceux employés dans l'essai de détermination des paramètres de déformabilité. Or, si le niveau $\sigma - \varepsilon$ obtenu lors de l'essai in situ est respecté dans les essais de rechargement du manchon en laboratoire, la structure de la roche (avec les nouvelles microfissures) doit correspondre à la structure résultant lors du processus de mesure de contraintes, peu importe si cette structure est différente de celle inhérente au massif rocheux avant l'essai.

En effet, c'est la "nouvelle" structure du manchon qui est sollicitée en place et en laboratoire. Les déformations mesurées sont donc le reflet des conditions existantes in situ, car l'effet d'endommagement de la roche est considéré dans toutes les étapes de l'interprétation des résultats.

La figure 4.2 schématise le principe. Le point S correspond aux conditions $\sigma - \varepsilon$ de la roche au moment où le processus de relâchement des contraintes s'initie. L'historique des contraintes subies par le massif rocheux avant le surcarottage (courbe allant du point 0 au point S à la figure 4.2) n'est pas très important, puisque les mesures des déformations récupérées sont effectuées à partir du point S jusqu'au point L, selon la courbe de déchargement (droite SL), c'est-à-dire le cheminement des contraintes correspondant au processus de relâchement. Ainsi, la détermination des paramètres de déformabilité de la roche selon l'essai de rechargement en laboratoire suit le même cheminement SL.

Il faut mentionner que le niveau $\sigma - \varepsilon$ maximal mesuré in situ (point S à la figure 4.2) ne doit pas être dépassé lors d'essais de rechargement en laboratoire. Dans le cas contraire, le manchon de roche peut subir une nouvelle microfissuration et propagation des microfissures préexistantes et, dans ce cas, la structure ne correspond plus à celle qui a été testée en place.

D'une façon pratique, et en considérant la méthode intégrée de mesure des contraintes,

on peut postuler que les relations $\sigma - \varepsilon$ sont toujours situées dans un régime élastique, c'est-à-dire dans les régions élastiques de la courbe $\sigma - \varepsilon$ typique à la figure 4.1, puisque la limite représentée par les contraintes in situ (point S à la figure 4.2) n'est pas dépassée par les contraintes appliquées en laboratoire.

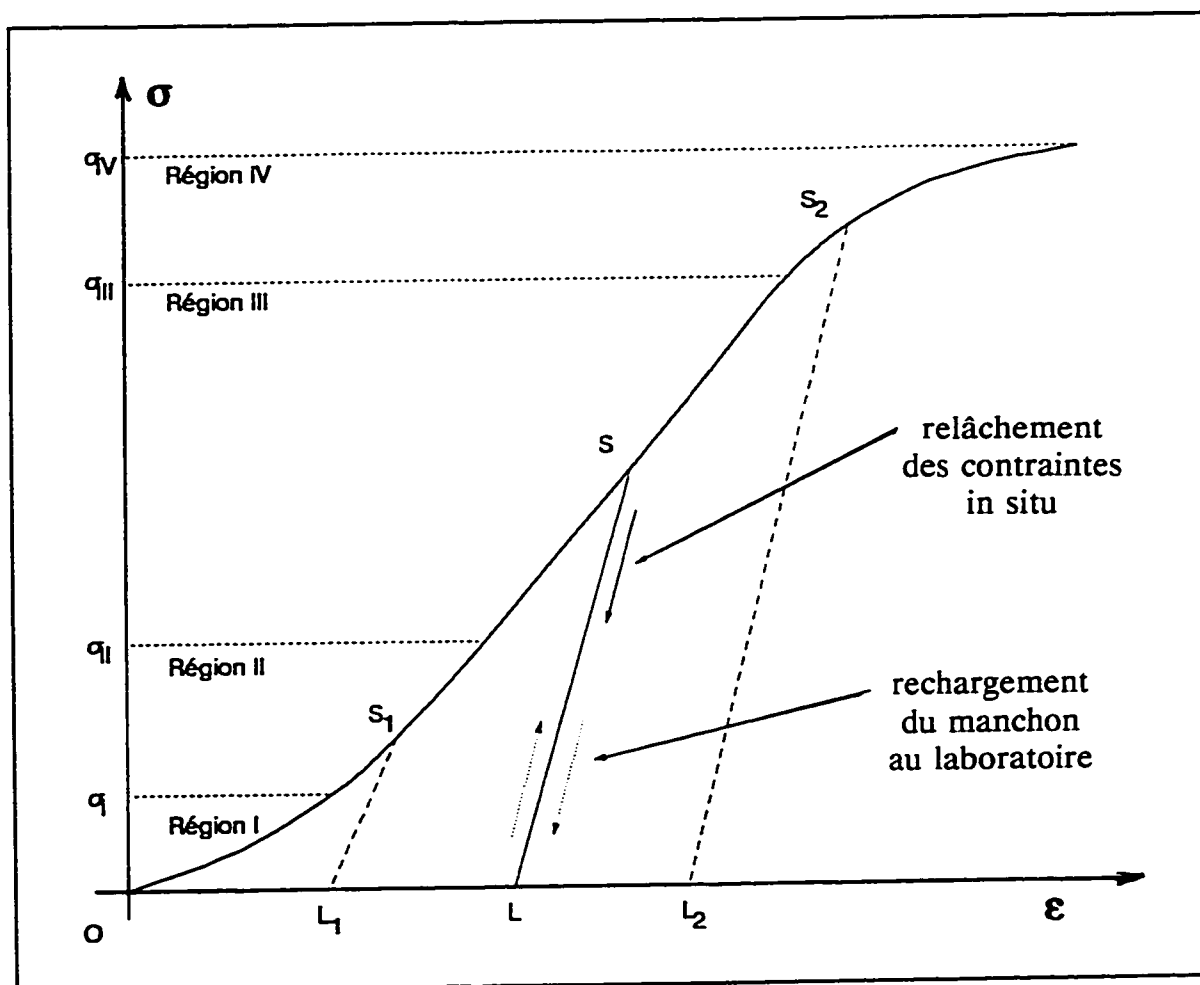


Figure 4.2 - Principe de la technique de récupération et de la méthode intégrée de détermination de paramètres de déformabilité suivant la courbe $\sigma - \varepsilon$ typique des roches dures

Si cette limite est respectée, il n'y a pas création de nouvelles microfissures lors d'essai de rechargement du manchon, qui présente seulement les microfissures déjà générées par le forage. En effet, le relâchement des contraintes préalables peut s'initier à différents

niveaux de contraintes, représentés par les points S , S_1 et S_2 à la figure 4.2.

Cependant, il est important de souligner que dans la région **IV** (figures 4.1 et 4.2), surtout à la proximité du point **D** de résistance maximale, les mécanismes de propagation instable des microfissures peuvent engendrer une altération significative de la roche et, dans cette circonstance, la technique de récupération devient inadéquate ou même impraticable.

Toutefois, si les courbes de récupération déterminées lors d'essai en place indiquent une bonne qualité de la mesure, on suppose que les courbes $\sigma - \varepsilon$ de chargement et déchargement sont élastiques et représentent les conditions de la roche lors de la mesure de contraintes. Par conséquent, le comportement mécanique est contrôlé par les mêmes phénomènes de déformation trouvés dans les régions **I** et **II** de la courbe typique de la figure 4.1 et les mécanismes de propagation des fissures des régions **III** et **IV** n'interviennent pas dans la réponse $\sigma - \varepsilon$ de la roche.

Les régions **I** et **II** de la courbe $\sigma - \varepsilon$ des roches dures sont caractérisées par la déformation des vides et des grains minéraux qui composent la microstructure de la roche. On remarque qu'un effet prédominant sur le comportement mécanique est dû à la présence des vides, représentés par les pores et les microfissures.

Dans cette étude, une distinction est faite entre les pores et les microfissures quant à leur effet sur les déformations. Les pores sont considérés comme des cavités à peu près équidimensionnelles, tels que les espaces interstitiels d'une roche sédimentaire, les cavités formées par la présence de gaz ou de fluide d'une roche ignée, ou encore les ouvertures produites par la percolation d'eau dans le massif.

Les microfissures sont considérées comme des cavités très étroites, planes, inter et/ou intragranulaires, générées par les changements de température et de pression pendant la genèse et la diagenèse du massif rocheux. Walsh (1965a), en analysant la forme d'une

microfissure, estime que le rapport maximal entre la longueur et l'épaisseur est de l'ordre de 10^3 . Sprunt & Brace (1974) et Tapponier & Brace (1976) présentent les critères détaillés de la caractérisation de l'aspect des microfissures des roches cristallines générées sous l'action des plusieurs facteurs.

Les pores et les microfissures affectent le comportement mécanique de façon différente. Dans le cas d'une roche dure à de faibles niveaux de contraintes existants dans les régions I et II, il est presque impossible d'avoir une déformation de la structure des pores, si jamais elle existe. Par contre, les fissures sont très sensibles et, même si elles sont significativement moins abondantes que les pores, le comportement de déformation est contrôlé par leur présence.

D'après Walsh (1993), les microfissures d'une roche sont rarement distribuées d'une façon aléatoire. En général, les processus de genèse et diagenèse des massifs rocheux produisent une microfissuration orientée dans une direction préférentielle. Cette distribution et les mécanismes de fermeture des microfissures peuvent ainsi introduire des caractéristiques non linéaires et anisotropes dans le comportement d'une roche relativement isotrope et linéaire-élastique.

Étant donné que les processus intégrés de mesure des contraintes sont associés aux mécanismes de déformation trouvés dans les régions I et II de la courbe typique de la figure 4.1, le comportement mécanique des roches dures est relié à la déformation élastique des grains minéraux, de la déformation des microfissures, et, dans une proportion moindre, de la déformation des pores.

Donc, en fonction de la structure pétrographique et de la texture des grains, et en fonction de l'état de microfissuration de la roche, soit intrinsèque, soit causée par les opérations de forage en place, le comportement de déformation réel peut s'éloigner de façon significative de celui considéré idéal.

La roche est très rarement un milieu continu, homogène, linéaire, élastique et isotrope. En effet, le comportement mécanique est beaucoup affecté par l'anisotropie de déformation et la non linéarité. Ces caractéristiques, associés à l'hétérogénéité à une échelle qui varie du massif rocheux à la longueur active d'une jauge de déformation, constituent les trois facteurs qui peuvent apporter les plus grandes erreurs théoriques lors de l'évaluation des contraintes in situ à l'aide des modèles d'interprétation conventionnels.

4.3 Anisotropie de déformation

Une grande partie des roches présente une anisotropie des propriétés minéralogiques, physiques et/ou mécaniques. La variation des propriétés avec les directions est une conséquence de l'action des facteurs endogènes, associés aux processus de formation de la roche, ainsi que de l'influence de l'environnement sur les massifs.

L'anisotropie peut se manifester à plusieurs échelles, qui varient de celle du massif rocheux à celle du minéral qui compose la roche du massif. Somerton et al. (1970) soulignent d'ailleurs quatre catégories d'anisotropie en fonction de l'échelle : l'anisotropie cristallographique ou minéralogique, l'anisotropie pétrologique, l'anisotropie macrostructurale et l'anisotropie régionale.

L'anisotropie de déformation des massifs rocheux, à l'échelle macroscopique, est très prononcée par la présence des structures telles que la schistosité, les plans de déposition, les plans de linéation et de clivage, ainsi que les discontinuités géologiques. Presque tous les massifs rocheux sédimentaires et métamorphiques sont macroscopiquement anisotropes. D'après Barla (1974), ils constituent le groupe des roches **Classe B**, qui correspond aux roches où les propriétés d'anisotropie sont évidentes, puisque les massifs montrent les directions apparentes de symétrie.

La **Classe A** correspond plutôt au groupe des roches qui ont des propriétés anisotropes et qui, pourtant, sont apparemment isotropes à grande échelle, comme par exemple certains types de granites, de calcaires et même de grès.

En réalité, il existe une anisotropie structurale au niveau des grains minéraux due aux caractéristiques intrinsèques des cristaux élémentaires. À l'échelle d'une jauge de mesure des déformations, comme celles des cellules CSIR, CSIRO et du "doorstopper", la roche **Classe A** peut très facilement manifester une anisotropie. Cependant, à une échelle plus grande, la même roche peut montrer une isotropie de déformation, car une distribution aléatoire des axes cristallographiques des grains la rend statistiquement isotrope.

La connaissance des relations $\sigma - \varepsilon$ d'un corps linéaire, élastique et anisotrope exige la détermination des 21 paramètres de déformabilité. Il n'est pas fréquent de trouver les données d'une telle campagne d'essai dans la littérature concernant les mesures des contraintes in situ. Une rare exception réside dans l'étude de Ribacchi (1988) sur l'analyse du comportement non linéaire et anisotrope des roches, dans laquelle 27 échantillons orientés selon différentes directions ont été testés.

En général, les matériaux peuvent posséder une symétrie de structure interne qui résulte en propriétés élastiques symétriques, ce qui réduit le nombre des paramètres de déformation à déterminer.

Lekhnitskii (1963, 1968) discute en détail tous les cas possibles d'élasticité symétrique d'un corps quelconque. Plus il existe de plans de symétrie, moins les constantes élastiques requises pour la caractérisation des matériaux sont nombreuses et leur détermination devient moins laborieuse. C'est la raison pour laquelle l'ingénierie des roches adopte très fréquemment l'isotropie du massif rocheux. Pourtant, comme il a été mentionné, la roche se comporte de façon anisotrope dans la plupart des cas.

La littérature reconnaît généralement trois types de symétrie élastique dans les roches:

(i) Symétrie complète, isotropie

Chaque plan est un plan de symétrie élastique et, de cette façon, le matériau est équivalent dans toutes les directions. Le nombre de constantes élastiques indépendantes de la matrice de déformabilité est réduit à 2 seulement, et elles sont le module de Young (E) et le coefficient de Poisson (ν). Ils sont d'ailleurs reliés par le module de cisaillement ou rigidité (G), défini par :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (4.1)$$

(ii) Isotropie transversale, polaire, anisotropie croisée

Chaque point du corps transversalement isotrope est traversé par un plan où les propriétés élastiques sont équivalentes dans toutes les directions. Ce plan correspond au plan d'isotropie, représenté par le plan $x'y'$ de la figure 4.3.

Les constantes élastiques indépendantes sont au nombre de 5, représentées par E_1 , E_2 , ν_1, ν_2 et G_2 (figure 4.3). L'indice 1 correspond aux propriétés de déformabilité du plan d'isotropie et l'indice 2 à celles des plans perpendiculaires au plan isotrope.

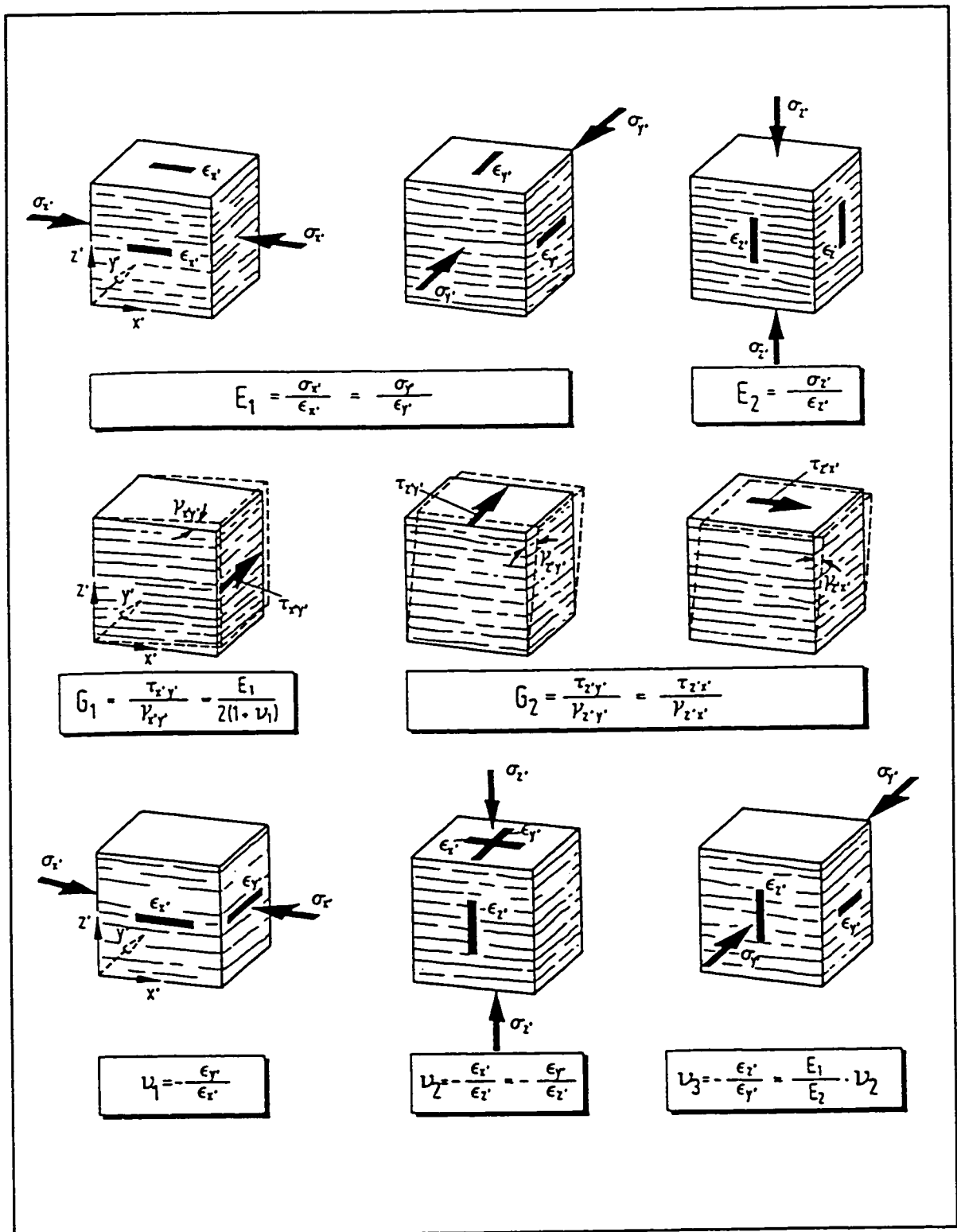


Figure 4.3 - Milieu transversalement isotrope et leurs constantes élastiques (d'après Wittke, 1991)

(iii) Orthotropie, anisotropie orthogonale

Elle correspond au cas des trois plans de symétrie élastique perpendiculaires entre eux qui traversent chaque point d'un corps homogène. Le nombre de constantes élastiques indépendantes augmente à 9 dans les cas de l'orthotropie. La figure 4.4 définit ces constantes élastiques représentées par trois modules de Young, E_1 , E_2 , E_3 , trois coefficients de Poisson, ν_1 , ν_2 , ν_3 et trois modules de cisaillement, G_1 , G_2 , G_3 .

D'après Rahn (1984), une revue des données publiées sur les paramètres élastiques des roches montre que la majeure partie des types importants pour la géotechnique ont un comportement élastique transversalement isotrope. À grande échelle, cette conclusion est visiblement évidente à partir de la symétrie structurale des massifs rocheux sédimentaires et métamorphiques. Il est généralement reconnu que ce type de matériau présente le module de Young le plus faible dans la direction perpendiculaire au plan d'isotropie. La valeur la plus élevée de ce module correspond à la direction parallèle au plan isotrope.

De façon analogue, la résistance ultime des roches transversalement isotropes varie avec la direction. Cependant, cette variation est moins prononcée que celle manifestée par le module de déformabilité. La figure 4.5 illustre les variations de résistance et de déformabilité d'une diatomite avec l'orientation de la contrainte uniaxiale par rapport aux plans d'isotropie.

En considérant une échelle microscopique, l'anisotropie peut aussi être générée par la présence de défauts structuraux comme les plans de clivage, les inclusions, les contours et l'orientation des grains et des microfissures inter et/ou transgranulaires. De façon analogue aux minéraux, ces structures peuvent montrer une symétrie de distribution dans le matériau et de cette façon, le comportement anisotrope peut être exprimé par les relations contraintes — déformations des corps anisotropes proposées par Lekhnistkii (1963, 1968) et présentées au chapitre 5.

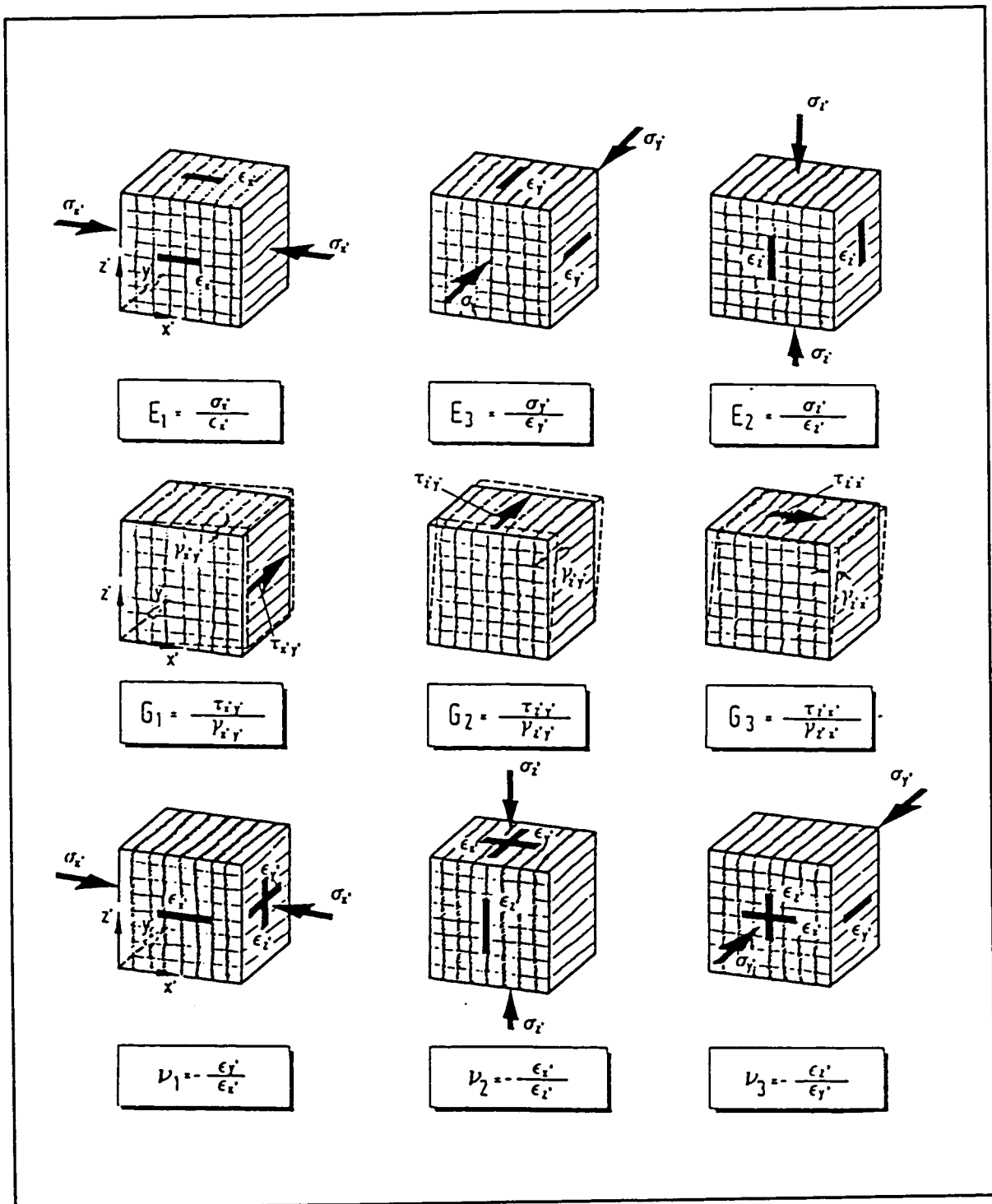


Figure 4.4 - Milieu orthotrope et leurs constantes élastiques (d'après Wittke, 1991)

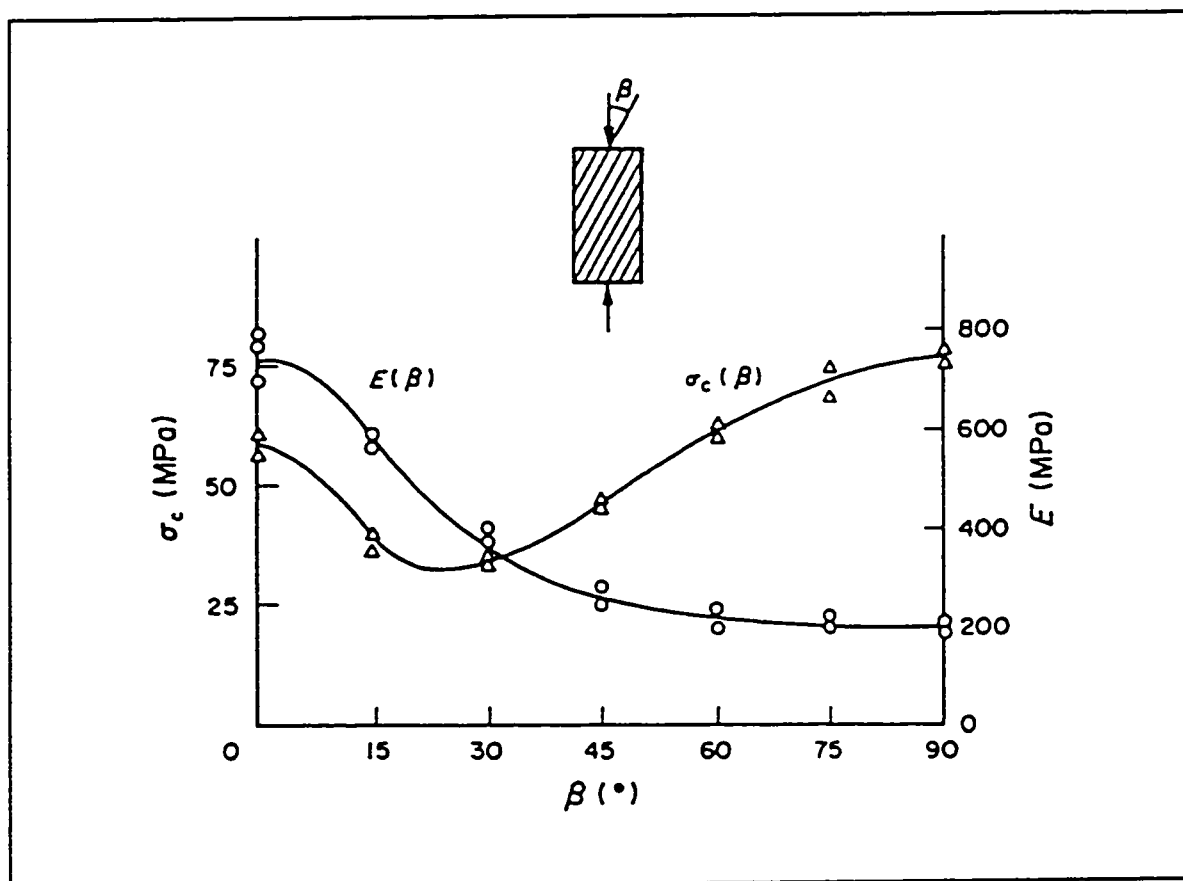


Figure 4.5 - Anisotropie de résistance ultime (σ_c) et du module d'élasticité (E) d'un diatomite sous compression uniaxiale (d'après Alliot et al., 1979)

De nombreux travaux soulignent l'importance de l'effet des microfissures orientées dans une direction préférentielle sur le comportement mécanique anisotrope des roches. Berry et al. (1974) affirment que la déformabilité des cinq types différents de roches anisotropes qu'ils ont étudiées, comme les gneiss et des micaschistes, est liée essentiellement aux caractéristiques de leurs microfissures et, d'une façon secondaire, à l'orientation des minéraux composants. Selon les auteurs, la géométrie et les dimensions des grains et des cristaux n'ont pratiquement pas d'influence sur l'anisotropie de déformation par rapport aux effets remarquables de la présence des microfissures.

En considérant les roches apparemment isotropes, les résultats de Douglas & Voight (1969), concernant le granite de Barre (Vermont, USA et Québec, Canada) suggèrent que leur comportement anisotrope est généré surtout par la présence des microfissures à orientation préférentielle.

L'anisotropie de déformabilité trouvée dans ce type de granite peut être représentée par un ellipsoïde du module de Young, conforme à celui de la figure 4.6a. À ce propos, ces résultats confirment également la théorie de Peres Rodrigues (1966) qui a suggéré une loi régissant la variation du module de déformabilité avec l'orientation du type ellipsoïde de deuxième ordre, loi qui a été bien vérifiée expérimentalement pour les granites du Portugal.

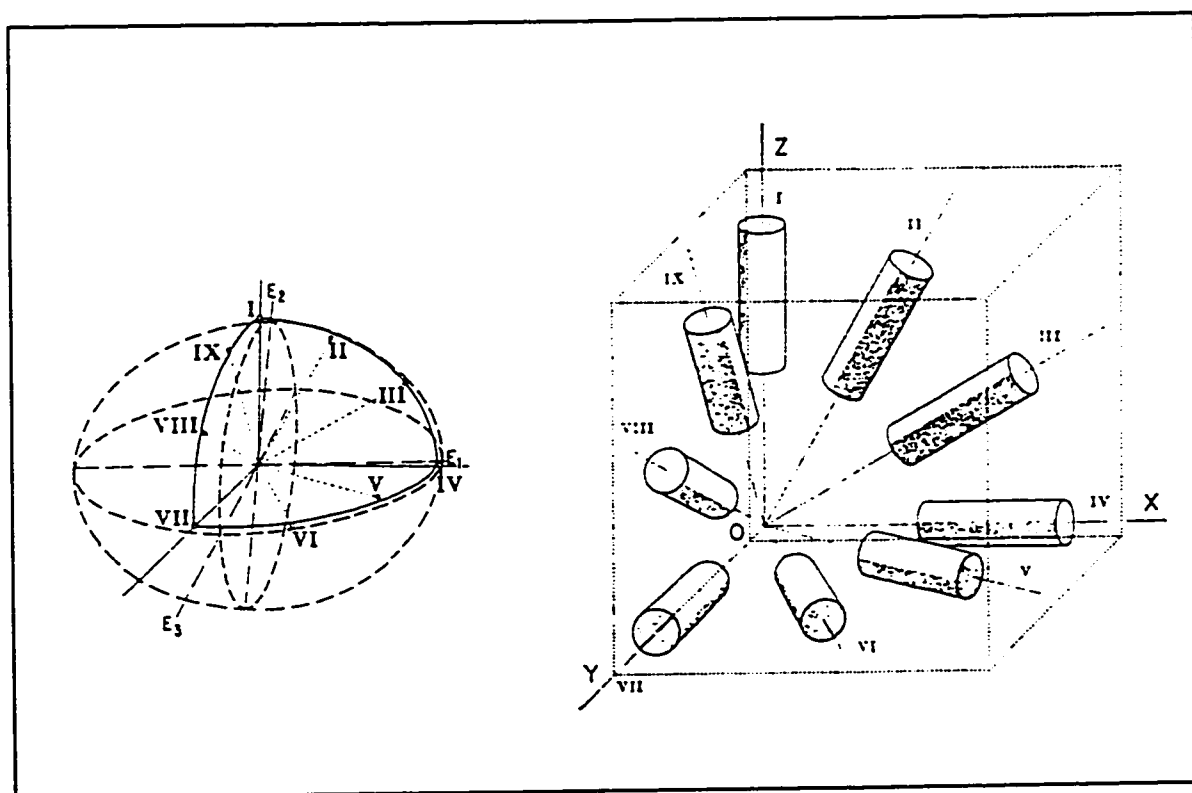


Figure 4.6 - (a) Ellipsoïde d'anisotropie du module de Young du granite Barre ;
(b) Schéma du système de coordonnées et de l'orientation des échantillons
(d'après Douglas & Voight, 1969)

Douglas & Voight (1969) ont testé 9 groupes de 2 échantillons obtenus par le forage selon 9 directions différentes dans un même bloc de chaque type de granite (figure 4.6b). Les carottes ont été instrumentées par des rosettes à 3 jauges disposées à 120° sur la circonférence à mi-hauteur du cylindre de roche et ont été soumises à des essais de compression uniaxiale cyclique.

La microstructure a aussi été étudiée par des analyses de lames minces préparées à partir des côtés des blocs de chaque type de granite. Les caractéristiques des microfissures, des plans d'inclusion (considérés comme des pores par les auteurs) et finalement des plans de clivage des micas ont été bien établies.

Il est intéressant d'insister sur les résultats de cette recherche, étant donné que les auteurs ont réussi à prouver que le comportement mécanique des granites est marqué par une non linéarité et une anisotropie significatives, toutes les deux causées essentiellement par l'influence des microfissures orientées dans une direction préférentielle.

De plus, leur travail aborde l'effet de réduction d'anisotropie de déformation avec l'augmentation de la contrainte et l'augmentation des modules de déformabilité dans les trois directions principales. Ce processus est directement lié aux mécanismes de fermeture des microfissures.

Brace (1965a), dans son étude de compressibilité des roches macroscopiquement isotropes, observe que l'anisotropie trouvée à de faibles pressions de confinement disparaît avec l'augmentation des contraintes, puisqu'il y a une fermeture des microfissures.

Dans les cas de roches carrément anisotropes, dont l'anisotropie est provoquée par la présence de grains allongés dans une direction ou par une orientation préférentielle des minéraux anisotropes et des microfissures, Brace (1965b) a vérifié que la compressibilité dans la direction perpendiculaire aux plans qui contiennent ces structures diminue avec

l'augmentation de la pression de confinement. Cependant, il y a une anisotropie intrinsèque qui persiste même à des hauts niveaux de contraintes. Il en a conclu que l'anisotropie trouvée à des pressions de confinement non élevées est finalement le résultat de l'association de l'anisotropie de la matrice solide, si jamais elle existe, et de l'anisotropie générée par la présence des microfissures.

L'anisotropie due à la structure des grains, eux-mêmes anisotropes, et à la présence d'un système de microfissures orientées dans une direction définie, est une caractéristique intrinsèque de la roche, donc elle peut être appelée **anisotropie intrinsèque** ou **inhérente** du matériau.

Par contre, l'anisotropie de déformation causée par la présence d'un système de microfissures quelconque qui se manifeste seulement sous un état de contraintes non hydrostatique ne peut pas être considérée comme une anisotropie inhérente du matériau. En réalité, c'est un type d'anisotropie générée par un chargement où la composante déviatorique du tenseur des contraintes n'est pas nulle et agit sur les microfissures du matériau. Elle est fréquemment nommée **anisotropie induite par chargement** dans la littérature. Dans le travail, cette anisotropie est nommée **anisotropie apparente** et est traitée comme une conséquence du comportement non linéaire élastique, discuté à la prochaine section du présent chapitre.

De nombreux modèles microstructuraux tiennent compte de l'effet d'un système de vides sur la déformabilité du matériau. Dans le cas des roches microfissurées, il y a quelques modèles qui permettent d'analyser les paramètres élastiques en fonction de la distribution des microfissures. Il est possible de les regrouper en 2 catégories :

- (i) Modèles "**Dilute Cracks**" : cette catégorie correspond aux modèles théoriques plus simples où l'interaction entre les microfissures n'est pas considérée. Le modèle de Walsh (1965a,c, 1966, 1980) est le plus connu.

- (ii) **Modèles "Self Consistent"** : c'est le groupe des modèles plus élaborés où l'interaction entre les microfissures est considérée en adoptant une hypothèse selon laquelle chaque microfissure se comporte comme si elle se trouvait dans une matrice solide homogène ayant des paramètres élastiques équivalents à ceux du corps microfissuré. Le modèle "Self Consistent" le plus connu est celui proposé par O'Connell & Budiansky (1974) et Budiansky & O'Connell (1976).

Les deux catégories de modèles sont utilisées pour évaluer l'influence des microfissures sur les propriétés de déformabilité du matériau. Toutefois, selon leurs hypothèses de base, il y a des modèles qui considèrent seulement l'anisotropie intrinsèque générée par les microfissures orientées selon des directions préférentielles. C'est le cas du modèle "Self Consistent" de Hoenig (1979) qui considère l'anisotropie du module de Young d'un matériau reliée à un système de microfissures parallèles et de comportement transversalement isotrope.

De façon similaire, le modèle hybride "Dilute Cracks" et "Self Consistent" de Kachanov (1980, 1982) assimile une distribution quelconque des microfissures à un milieu formé par trois systèmes de fissures orthogonaux entre eux qui sont représentés par un tenseur de densité des microfissures. Une approche semblable a été utilisée dans le modèle microstructurel de Oda (1982) et Oda et al. (1984).

De plus, Hu & Wang (1993) proposent un modèle "Self Consistent" qui considère trois types de distribution des microfissures : aléatoire, une famille parallèle et deux familles mutuellement perpendiculaires. La roche microfissurée est assimilée à un matériau de comportement orthotrope.

Ribacchi (1988) présente une analyse sur les principaux modèles et leur application dans la détermination théorique des paramètres de déformabilité des roches anisotropes. Cet auteur considère l'effet de la présence des microfissures ouvertes et orientées dans une direction préférentielle.

On remarque que si les microfissures sont ouvertes et qu'il n'y a pas de mécanismes de fermeture ni de glissement des surfaces des microfissures, le comportement de la roche est linéaire et élastique et l'anisotropie de déformation n'est pas influencée par l'état de contraintes. De cette façon, l'anisotropie intrinsèque produite par les microfissures peut être représentée par les relations $\sigma - \varepsilon$ linéaires et élastiques de la loi de Hooke appliquée aux corps anisotropes.

Ribacchi (1988) utilise le modèle de Walsh (1965a,c, 1980) pour déterminer la variation du module de Young avec la densité des microfissures ouvertes orientées préférentiellement. De façon similaire, il évalue la variation des modules à l'aide des modèles "Self Consistent" de Budiansky & O'Connell (1974) et de Hoenig (1979) en considérant aussi une distribution préférentielle des microfissures ouvertes.

La comparaison entre les réponses de ces modèles dans le cas d'une roche avec un système des microfissures parallèles montre des différences significatives. Par exemple, la figure 4.7 illustre la variation des modules de Young et de cisaillement d'une roche transversalement isotrope avec la variation de la densité des microfissures (e). D'après Ribacchi (1988), ce système de microfissures affecte seulement les constantes élastiques correspondant à la direction perpendiculaire aux plans des microfissures (E_3 et G_3 à la figure 4.7). Les valeurs E_m et G_m correspondent aux modules de la roche non microfissurée.

Les 2 modèles "Dilute Cracks" et "Self Consistent" montrent une réduction des modules avec l'augmentation de la densité des microfissures (e). Toutefois, les diminutions évaluées sont différentes et, le plus important, dans le modèle avec interaction des microfissures, le module E_3 s'annule avec une densité des microfissures finie, de l'ordre de 0.6. La différence de comportement prévue par les modèles apporte des incertitudes sur leur utilisation dans l'évaluation de l'influence des microfissures ouvertes orientées sur l'anisotropie de déformabilité de la roche.

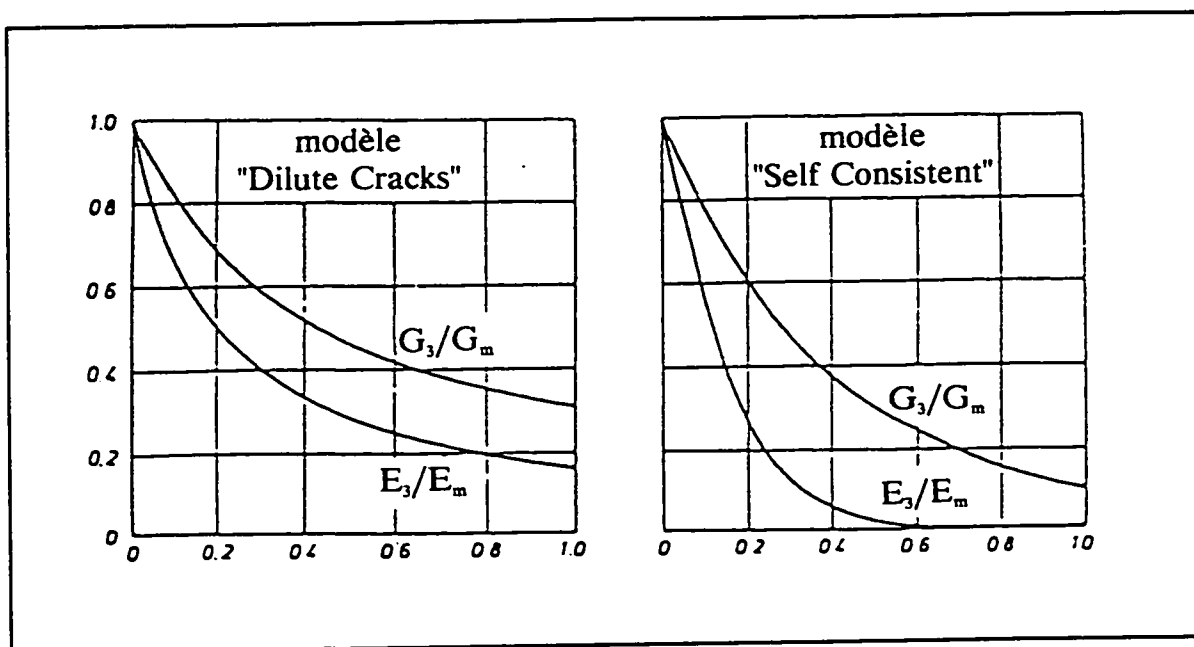


Figure 4.7 - Variation des modules de young et de cisaillement avec la densité des microfissures, e , selon les modèles : (a) "Dilute Cracks" et (b) "Self Consistent" (d'après Ribacchi, 1988)

De plus, il est important de souligner que ce type de modèle peut être employé seulement dans des conditions très restrictives, c'est-à-dire, dans les cas où les microfissures sont ouvertes, orientées et les mécanismes de fermeture et glissement ne se sont pas développés. Donc, la roche a un comportement anisotrope mais linéaire et élastique. Cependant, s'il se produit une fermeture graduelle des microfissures, le comportement devient non linéaire et, en plus, sous un état de contraintes non hydrostatique, la roche peut manifester une anisotropie apparente. Dans ce cas, le comportement mécanique ne peut pas être représenté par la loi de Hooke généralisée, dans laquelle le matériau est supposé linéaire.

La majeure partie des roches anisotropes possèdent un comportement de déformation non linéaire et, toutefois, la littérature n'offre pas beaucoup d'analyses concernant l'association de ces deux caractéristiques. En effet, la complexité apportée par un comportement anisotrope et non linéaire est remarquablement grande.

Le comportement peut être analysé à partir des composantes fondamentales, tel que présenté par Leeman & Denkhaus (1969) à la section 3.4.2. La composante hydrostatique du tenseur de contraintes, ou la contrainte moyenne, est associée à la déformation moyenne ou à la variation de volume à partir du module de compressibilité ("Bulk Modulus"). La composante déviatorique est associée à la déformation déviatorique ou la variation de forme à partir du module de cisaillement. Ceci représente les phénomènes de première ordre, caractéristiques des matériaux élastiques, linéaires et isotropes.

Cependant, les roches anisotropes présentent des phénomènes de deuxième ordre, qui correspondent à des déformations déviatoriques associées à la composante hydrostatique, ou contrainte moyenne, et à des déformations volumiques associées à la composante déviatorique du tenseur de contraintes. Tel que présenté par Corthésy et al. (1993c), une sphère transversalement isotrope sous un chargement hydrostatique se transforme en un ellipsoïde, même si les contraintes déviatoriques sont nulles. C'est la manifestation des phénomènes de deuxième ordre d'un corps anisotrope, c'est-à-dire qu'il y a un changement de forme produit par un état de contraintes hydrostatique.

Allirot et al. (1977) ont observé expérimentalement le développement des phénomènes de deuxième ordre des roches anisotropes. Une série d'essais de compression hydrostatique cyclique a été réalisée sur une diatomite stratifiée de comportement mécanique transversalement isotrope. Les carottes cylindriques ont été préparées selon différents angles par rapport aux plans de stratification.

La figure 4.8 illustre l'aspect schématique de chaque carotte anisotrope avant et après le chargement isotrope. Le phénomène de deuxième ordre se manifeste par une variation de forme en addition à la variation de volume typique produite par la sollicitation hydrostatique. Les échantillons de section droite initialement circulaire tendent à présenter une section droite elliptique après le cycle de chargement.

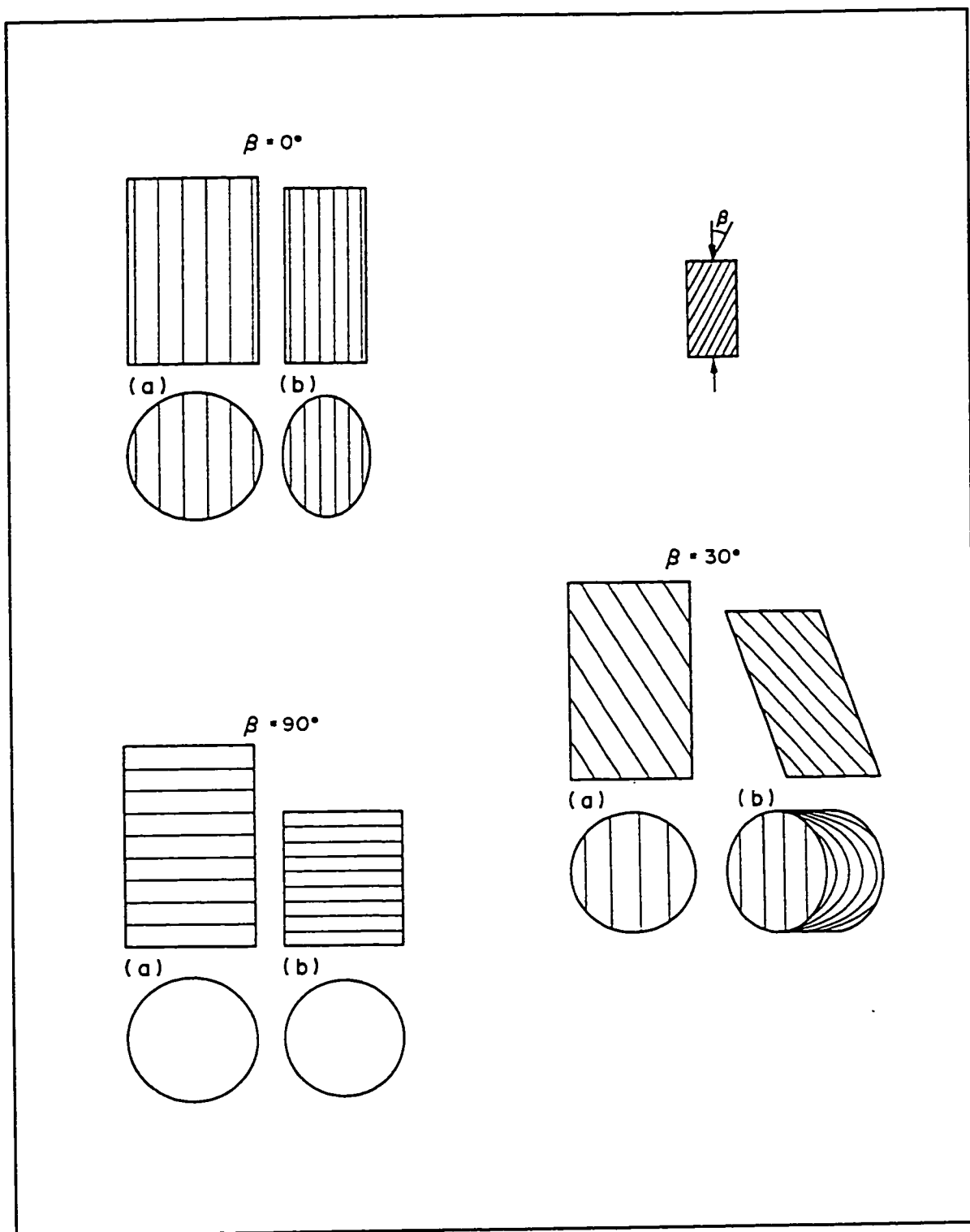


Figure 4.8 - Déformations volumiques et déviatoriques d'une roche anisotrope en compression hydrostatique (a) avant le chargement et (b) après le chargement (d'après Kwaśniewski, 1993)

En conclusion, le comportement mécanique des roches anisotropes est très complexe, surtout quand l'anisotropie est causée par la présence de microfissures distribuées dans la matrice des solides isotropes ou anisotropes du milieu rocheux soumis à un état de contraintes non hydrostatique. À cet instant, il devient nécessaire de compter sur l'effet d'une non linéarité ainsi que sur l'effet d'anisotropie apparente, en plus de l'anisotropie intrinsèque.

4.4 Élasticité non linéaire

Adams & Williamson (1923) ont été les premiers à associer le comportement non linéaire à la présence des microfissures dans la matrice de la roche. À des bas niveaux de contraintes, ils ont observé que la compressibilité effective de la roche étudiée a été supérieure à celle de la matrice à cause des microfissures ouvertes. Une augmentation de la pression de confinement produit la fermeture des microfissures et la réduction de la compressibilité.

Par la suite, les travaux classiques de Walsh (1965a-c, 1966, 1980) ont présenté les mécanismes de déformation des microfissures d'une roche sous un chargement compressif cyclique.

Le comportement mécanique des fissures peut être étudié à partir des essais de compression uniaxiale et hydrostatique du granite de Westerly. Leurs courbes contrainte — déformation sont présentées aux figures 4.9 et 4.10, respectivement.

Si les cycles de chargement et déchargement se réalisent sous une contrainte maximale inférieure à celle correspondant à l'initiation de la dilatance, il n'y a pas de création de nouvelles microfissures, c'est-à-dire que l'endommagement de la structure originale de

la roche est négligeable et les deux essais sont restreints aux régions I et II de la courbe de la figure 4.1, présentée en début de chapitre.

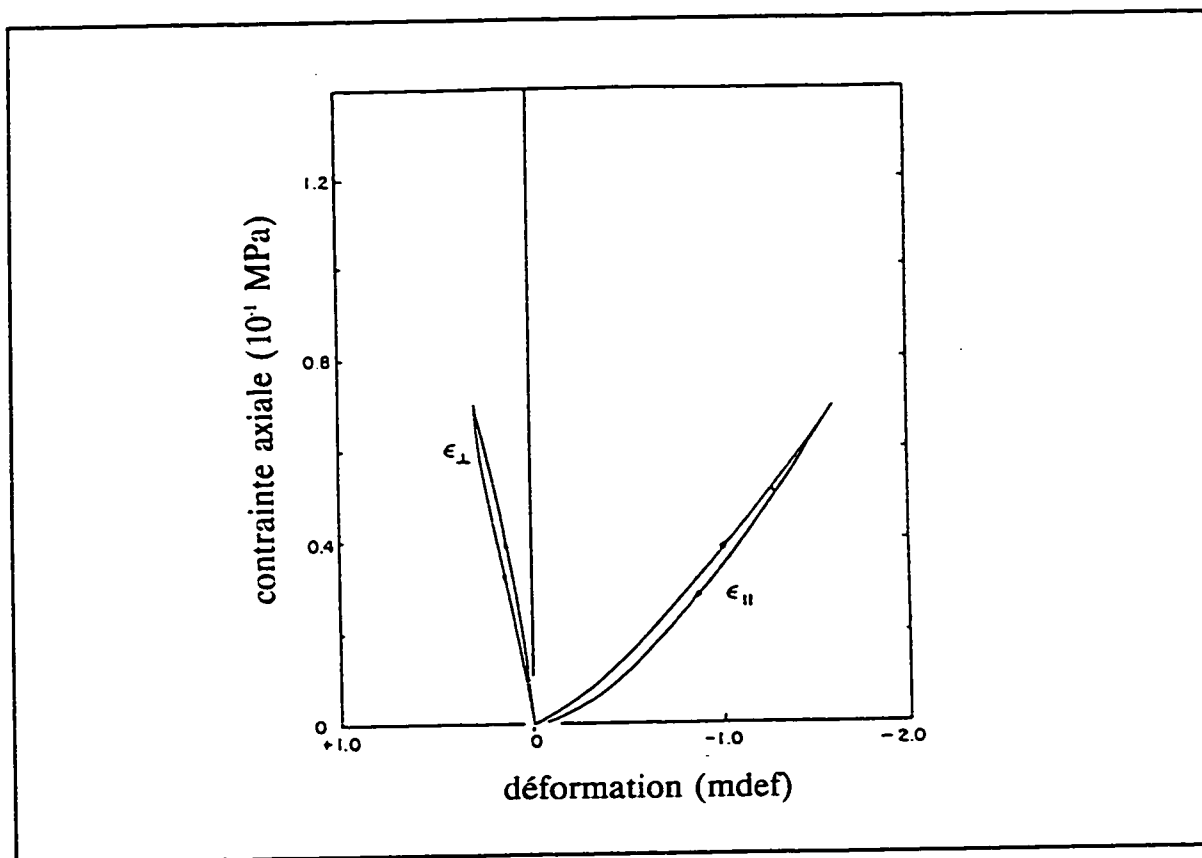


Figure 4.9 - Courbes σ - ϵ du granite Westerly en compression uniaxiale (d'après Walsh, 1965c)

D'une façon générale, les courbes $\sigma - \epsilon$ montrent une non linéarité prononcée à de faibles niveaux des contraintes (figures 4.9 et 4.10). Les déformations ne sont pas proportionnelles aux incréments des contraintes à cause de la compression des microfissures qui se ferment progressivement.

Dans le cas de la compression uniaxiale, la non linéarité est encore plus prononcée car les microfissures fermées peuvent subir un glissement par frottement de leurs surfaces. Ce mouvement relatif des faces d'une fissure fermée a lieu quand les contraintes de

cisaillement, développées par l'état non hydrostatique dans le plan de la fissure, excèdent la résistance au cisaillement localisée de la roche qui compose ses parois.

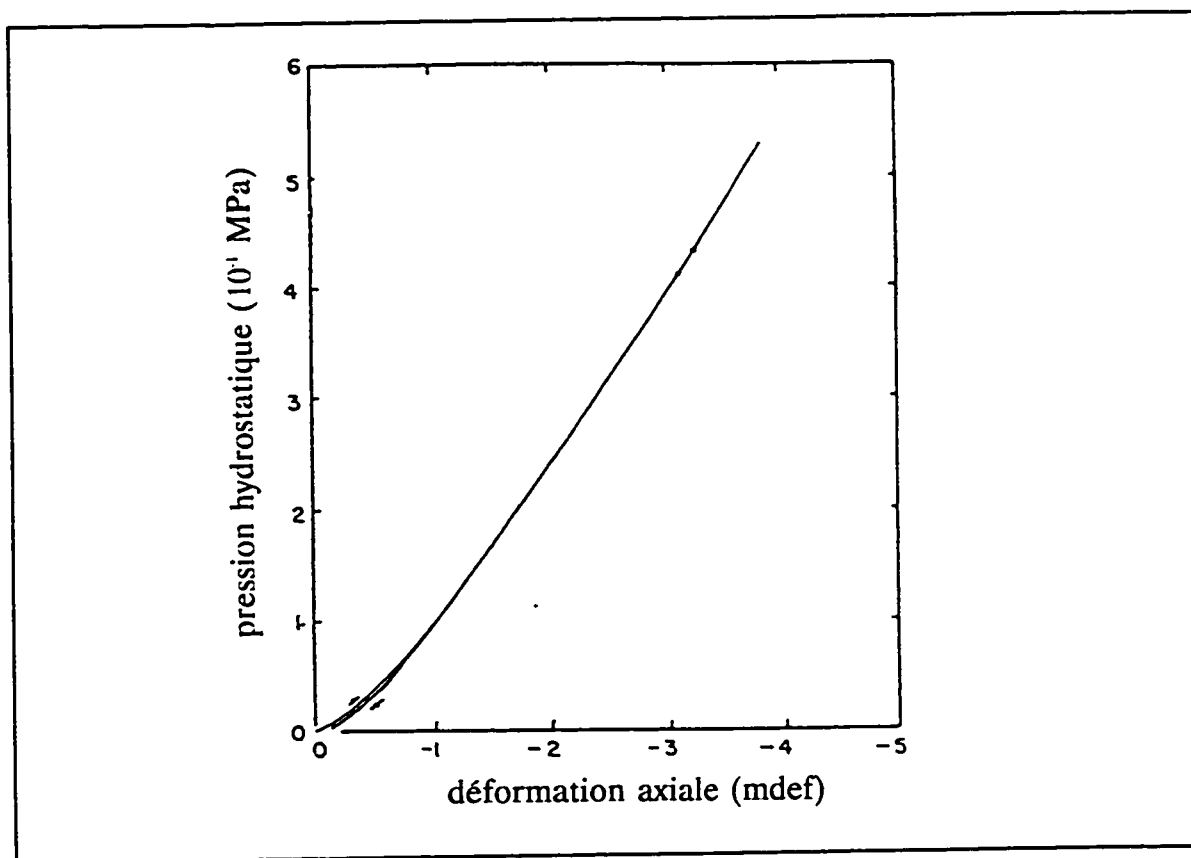


Figure 4.10 - Courbes σ - ϵ du granite Westerly en compression hydrostatatique (d'après Walsh, 1965c)

Les contraintes, uniaxiales ou hydrostatiques, ferment les microfissures et ainsi, le module de déformabilité des deux courbes augmente avec l'augmentation des contraintes. Une région linéaire est repérée aux deux figures à de niveaux de contraintes plus élevées, lorsque la plupart des microfissures sont déjà fermées.

En compression hydrostatatique, la courbe de chargement est presque identique à celle du déchargement. Par contre, en compression uniaxiale, les courbes s'éloignent l'une de l'autre et il y a une hystérésis qui indique une perte d'énergie du système. Cette

hystérésis est due aux mouvements des faces des microfissures qui se sont fermées pendant le chargement. Il y a une dissipation d'énergie par frottement qui cause l'hystérésis en compression uniaxiale surtout.

En effet, si la contrainte appliquée est hydrostatique, les contraintes de cisaillement dans le plan de la microfissure sont nulles ou trop petites. Par conséquent, le mouvement des faces de la microfissure est négligeable ou inexistant.

Walsh (1965b) a postulé que le glissement relatif entre les faces en contact de la fissure fermée affecte la déformabilité de la roche. Même quand toutes les microfissures sont fermées, le module de Young déterminé sur la courbe de chargement est inférieur au module intrinsèque de la roche non fissurée.

Selon cet auteur, les propriétés de déformabilité intrinsèques du matériau, soient les propriétés non influencées par le système de microfissures, peuvent être obtenues sur la région initiale de la courbe de déchargement. Une analyse simple montre que les faces des fissures ne glissent pas dans la direction opposée immédiatement après le début du déchargement. Cette affirmation a été vérifiée pour différents types de roches, tels que le grès microfissuré étudié par Morgenstern & Phukan (1966) et le granite de Westerly par Walsh (1965b) et Walsh & Brace (1973).

Un autre aspect intéressant est que, après le déchargement, quelques microfissures ne retrouvent pas leur position originale à cause du glissement par frottement subi. Ceci représente une cause possible de la non récupération totale des déformations axiales et radiales à la fin du cycle, observée par Brace (1964a), Walsh (1965b,c), entre autres. Tel que mentionné à la section précédente, les mécanismes de déformation des microfissures produisent une non linéarité et une anisotropie apparente dans le comportement de la roche sous un chargement non hydrostatique.

D'après Nur & Simons (1969), les propriétés élastiques d'une roche avec une distribution

aléatoire des microfissures orientées équiprobablement peuvent demeurer isotropes sous un état de contraintes hydrostatique. Mais elles montreront une symétrie axiale sous une contrainte axiale ainsi qu'une orthotropie sous l'action des trois contraintes principales différentes.

En effet, si cette roche avec une distribution des microfissures statistiquement isotrope est soumise à un essai de compression uniaxiale ou triaxiale à faible pression de confinement, au fur et à mesure que la contrainte déviatorique augmente, les microfissures dans les plans normaux à l'axe de compression se ferment et la roche devient plus rigide selon la direction axiale. Les microfissures dans les plans parallèles à l'axe de compression restent ouvertes, donc la déformabilité selon la direction latérale ne change pas de façon significative. Cette anisotropie est induite par le chargement appliqué et persiste jusqu'à un niveau des contraintes plus élevé, quand toutes les microfissures axiales ainsi que les latérales sont fermées.

Wu & Hudson (1991), entre autres, corroborent cette affirmation en analysant le comportement d'un grès isotrope avec fissures et pores, soumis à des essais de compression hydrostatique et triaxiale conventionnels, illustré à la figure 4.11. On constate que l'échantillon de grès montre des déformations axiales et radiales d'un même ordre de grandeur en compression hydrostatique (figure 4.11.a), soit un comportement mécanique isotrope et nettement non linéaire. Par contre, en compression triaxiale (figure 4.11.b), le comportement demeure non linéaire, mais il montre une anisotropie de déformation significative. C'est l'anisotropie apparente présentée à la section 4.3.

On constate aussi que la déformabilité dans la direction radiale est plus grande que celle de la direction axiale. Les microfissures perpendiculaires à la contrainte axiale sont fermées, contrairement aux microfissures parallèles qui demeurent ouvertes ou qui ne sont pas complètement fermées.

Wu & Hudson (1991) remarquent qu'un incrément de déformation non hydrostatique est

produit par chaque incrément de contrainte hydrostatique, donc l'état de contraintes triaxial induit l'anisotropie apparente de la roche originalement isotrope. Encore là, on observe l'effet des microfissures sur la déformabilité de la roche qui tend à présenter les phénomènes de deuxième ordre typique des roches anisotropes.

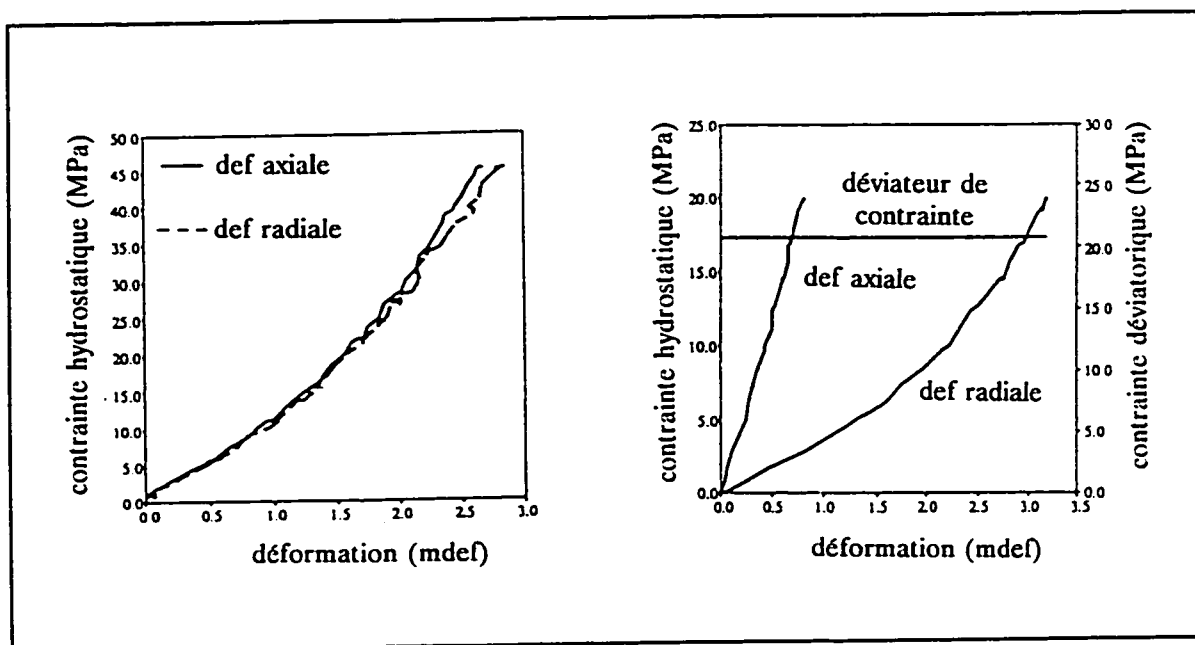


Figure 4.11 - Déformations non linéaires: (a) isotropie en compression hydrostatique; (b) anisotropie apparente en compression triaxiale (d'après Wu & Hudson, 1991)

De plus, les auteurs vérifient aussi que dans tous les essais réalisés, le module de Young axial est supérieur au module de Young radial et que leur rapport diminue avec l'augmentation de la composante hydrostatique des contraintes, car le degré d'anisotropie apparente diminue quand la composante déviatorique est maintenue constante avec l'augmentation de la composante hydrostatique.

Finalement, Wu & Hudson (1991) observent que les modules de Young selon les deux directions ne sont pas constants et ils dépendent de la pression de confinement de l'essai triaxial. En réalité, les modules sont fonction des trois contraintes principales. Toutefois

l'essai triaxial conventionnel ne permet pas une détermination précise de cette dépendance.

Plusieurs études expérimentales montrent que le module de déformation peut être interprété comme une fonction de la contrainte principale mineure. Le tableau 4.1 résume quelques relations empiriques du module d'élasticité.

Wu & Hudson (1991) remarquent que les variations du module de Young dans les directions axiale et radiale obtenues expérimentalement sont semblables à la variation théorique proposée par Aadnoy (1988). Aadnoy (1988) utilise en effet un concept très simplifié pour représenter l'anisotropie de type transversalement isotrope. En considérant la loi de Hooke et les hypothèses de van Cauvelaert (1977), il réduit de 5 à 3 le nombre de constantes élastiques indépendantes de la matrice de déformabilité de la roche. Elles sont les modules de Young selon les directions axiale (E_a) et radiale (E_r) et un coefficient de Poisson (ν) constant, obtenu à partir de la déformation dans le plan d'isotropie causée par l'application d'une contrainte dans la direction de l'axe de symétrie.

D'après Wu & Hudson (1991), les modules de Young axial et radial d'une roche de comportement non linéaire et avec une anisotropie apparente du type transversalement isotrope soumise à un incrément de contrainte hydrostatique ($\Delta\sigma$) peuvent être exprimés par les équations suivantes :

$$\begin{aligned} E_r &= (1 - 2\nu) \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon_r} \\ E_a &= (1 - 2\nu) \frac{\Delta\sigma}{\left[(1 - 2\nu)\Delta\varepsilon_a + 2\nu\Delta\varepsilon_r \right]} \end{aligned} \quad (4.3)$$

avec $\Delta\varepsilon_r$ et $\Delta\varepsilon_a$ qui correspondent aux déformations radiales et axiales, produites par l'incrément de la composante hydrostatique ($\Delta\sigma$) de l'essai triaxial conventionnel.

Tableau 4.1 - Relations empiriques du module d'élasticité

Modules de Young non linéaires isotropes et anisotropes	
Référence	Relation empirique
Kulhawy (1975)	$E = E_0(\sigma_3)^\alpha$
Santarelli (1986,1987)	$E = E_0(1 + a\sigma_3)^\alpha$
Lade & Nelson (1987)	$E = m P_a \left[\left(\frac{I_1}{P_a} \right)^2 + \frac{6(1+\nu)J_2}{(1-2\nu)P_a^2} \right]^\lambda$
Brown et al. (1989a)	$E = b - c^{(-a\sigma_3)}$ $b = E_\infty(\sigma_3 \rightarrow \infty), \quad c = E_\infty - E_0$
Wang & Dusseault (1991)	$E_i = E_0 + a(\sigma_i)^\eta \quad i = \text{axial, radial}$
Wang et al. (1993)	$E_i = E_0(1 + a\sigma_i)^\eta \quad i = \text{axial, radial}$
Shao et al. (1994)	$E = E_0 \left[1 + a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^m \right]$
$\alpha, a, \eta, m, \lambda =$ constantes empiriques ; $P_a =$ pression atmosphérique ; $\nu =$ coefficient de Poisson ; $I_1 =$ premier invariant de contraintes ; $J_2 =$ deuxième invariant de déviateur de contraintes.	

Wu & Hudson (1991) ont remarqué que même dans le cas d'un grès non linéaire, la loi de Hooke d'un corps linéaire et anisotrope a réussi à exprimer la variation non linéaire des modules de Young avec une anisotropie apparente.

En général, les roches naturellement anisotropes ont aussi un comportement de déformation fortement non linéaire causé par la fermeture progressive des microfissures. D'après les résultats d'essais en compression uniaxiale et triaxiale d'un micaschiste, Berry et al. (1974) constatent qu'avec l'augmentation de la contrainte principale majeure, le rapport d'anisotropie diminue significativement dans les cas des deux essais. Ce rapport qui est constant à partir d'une contrainte principale majeure de 20 MPa, correspond à une anisotropie intrinsèque de la roche.

À de faibles niveaux de contraintes, le même micaschiste montre une anisotropie plus grande qui est le résultat de la sommation de l'anisotropie inhérente et de l'anisotropie apparente induite par le chargement non hydrostatique.

Tel que présenté précédemment, la non linéarité des roches soumises à des cheminements de contraintes non isotropes est, en général, accompagnée par l'anisotropie apparente. Le comportement de déformation global est donc le résultat de la combinaison de :

- (a) la déformation de la matrice des solides ;
- (b) la déformation des microfissures qui demeurent ouvertes avec l'augmentation des contraintes déviatoriques ;
- (c) la déformation produite par le glissement des quelques microfissures initialement ouvertes, qui deviennent fermées sous l'effet des contraintes ;
- (d) la déformabilité causée par le glissement des microfissures originalement fermées quand les contraintes cisailantes induites par le chargement deviennent supérieures à la résistance des faces des fissures.

L'évaluation de la contribution des microfissures à la déformabilité totale de la roche est

très difficile. Quelques modèles microstructuraux essayent de le faire. Toutefois, les résultats ne sont pas satisfaisants dans la plupart des cas.

Dans la catégorie des modèles "Dilute Cracks", dans lesquels l'interaction des microfissures est négligée, Walsh (1965b) évalue la déformabilité d'une roche avec une distribution aléatoire équiprobable de microfissures fermées. Brady (1969) propose un modèle plus sophistiqué pour calculer la déformabilité, en considérant une fonction de distribution des microfissures ouvertes et fermées sous l'action d'un état des contraintes multiaxial.

À notre connaissance, le modèle de Brady (1969) est le premier à considérer le comportement non linéaire et l'anisotropie apparente induite par le chargement non isotrope, causés par la présence des microfissures dans la région I et II de la courbe typique présentée à la figure 4.1.

Kachanov (1980) propose aussi une version du modèle "Dilute Cracks" où l'effet de l'anisotropie apparente est considérée. Ce modèle devient encore plus complexe que celui de Brady (1969), mais il paraît bien s'ajuster aux résultats expérimentaux et théoriques de Peres Rodrigues (1970).

Dans la catégorie des modèles "Self Consistent", qui comptent l'effet d'interaction des microfissures, celui de Horri & Nemat-Nasser (1982, 1983) traite de façon détaillée la non linéarité et l'anisotropie apparente causées par la fermeture et le glissement des microfissures, selon différents cheminements de contraintes.

En plus de l'anisotropie apparente résultant du comportement non linéaire des roches, il y a encore une autre conséquence importante : ce comportement, soit isotrope, soit anisotrope, ne permet pas l'utilisation de la loi de Hooke généralisée dans le cas des chargements multiaxiaux, car cette loi est basée sur le principe de la superposition, seulement valide pour les relations $\sigma - \epsilon$ linéaires.

Tel que souligné par Corthésy & Gill (1991), Corthésy et al. (1993c,e), le module de Young sécant peut être utilisé pour évaluer les contraintes ou les déformations dues à une sollicitation seulement dans le cas où le principe de la superposition des effets n'est pas exigé, comme par exemple dans l'essai de compression uniaxiale.

Dans le cas de chargements multiaxiaux d'un matériau non linéaire isotrope, une solution dite rigoureuse requiert l'emploi des composantes fondamentales du comportement, c'est-à-dire, la variation du volume associée à la composante hydrostatique à partir du module de compressibilité ("Bulk Modulus") et la variation de forme associée à la composante déviatorique du tenseur de contraintes appliquées à partir du module de cisaillement, pour ne citer que les phénomènes de premier ordre.

4.5 Hétérogénéité

L'hétérogénéité d'une roche se manifeste à différentes échelles de façon analogue à l'anisotropie décrite à la section 4.2. À une échelle microscopique, par exemple, les minéraux qui composent la roche peuvent présenter différents paramètres de déformabilité et causer un degré élevé d'hétérogénéité. De même, la structure des grains, la présence des pores et des microfissures sont des éléments qui rendent la roche hétérogène.

À l'échelle du massif rocheux, l'hétérogénéité est remarquée par la présence de discontinuités, tels que les joints, les failles, les contacts géologiques, entre autres.

L'effet le plus important du caractère hétérogène des roches dans la mesure des contraintes in situ se manifeste par des distributions non uniformes de celles-ci. En réalité, tous les massifs rocheux ont un gradient de contraintes non nul, soit généré par la présence des hétérogénéités, soit généré tout simplement par les forces gravitationnelles, entre autres.

Évidemment, si le massif rocheux est soumis à un gradient de contraintes généré par la présence des hétérogénéités, la mesure des contraintes in situ n'est pas à l'abri de cette influence. Ce phénomène se fait principalement sentir dans les cas des techniques de récupération où les mesures des déformations très localisées, voir presque ponctuelles, sont extrapolées dans un volume de roche significatif.

La mesure des contraintes in situ selon les techniques de récupération est très affectée par l'échelle d'essai. Leijon (1989) identifie trois échelles différentes. La première correspond à l'échelle de l'essai, soit la carotte avec la cellule de déformation, où il est possible de trouver les erreurs dues aux facteurs techniques et théoriques, discutées à la section 4.1.

La deuxième échelle correspond à la région de la mesure des déformations récupérées, qui est la région du trou de forage où est produit le surcarottage. Leijon (1989) souligne l'importance de la répétition des essais le long du trou, car ceci permet l'évaluation des gradients de contraintes de la portion du massif analysée. À cette échelle, la dispersion des résultats est généralement associée aux facteurs techniques et théoriques de chaque essai ainsi que la réelle variabilité de l'état de contraintes le long du trou due à l'hétérogénéité de la roche ou à la présence d'excavations ou de structures majeures.

La troisième et dernière échelle correspond au volume du massif rocheux pour lequel les résultats des essais réalisés dans le forage vont être extrapolés. Il faut remarquer que fréquemment, les modèles utilisés pour cette extrapolation sont basés sur l'homogénéité et sur l'absence d'un gradient de contraintes dans le massif rocheux.

Cuisat & Haimson (1992) remarquent que les déformations mesurées après le surcarottage des échantillons de la même roche mais de diamètres successivement plus grands présentent des intensités différentes, car le chargement est distribué de façon non uniforme.

Selon la figure 4.12, qui illustre trois diamètres de surcarottage, les déformations récupérées dans le cas du plus petit sont générées dans un seul grain. Au fur et à mesure que le diamètre augmente, les déformations sont dues au relâchement des contraintes aux interfaces d'un groupe de grains. De cette façon, les déformations récupérées et les paramètres de déformabilité déterminés pour chacun des échantillons génèrent des tenseurs de contraintes également différents.

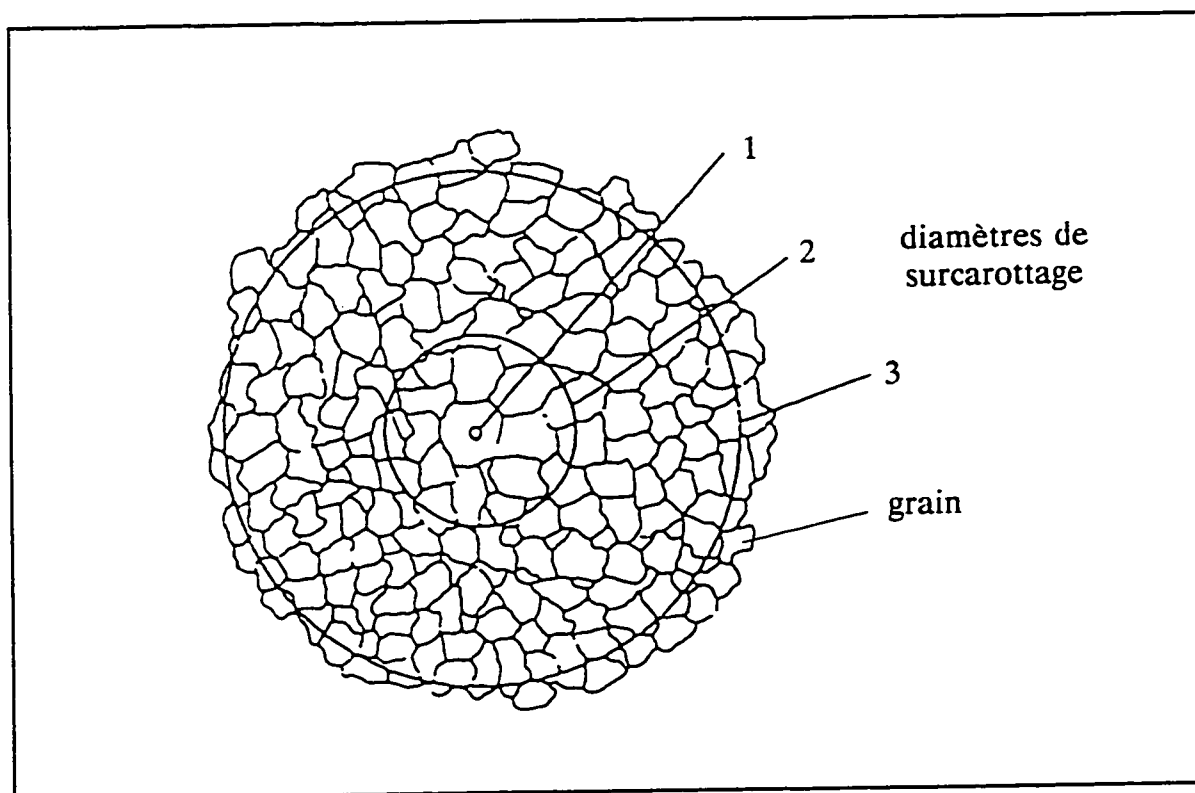


Figure 4.12 - Influence de la microstructure sur les mesures de contraintes par surcarottage de 3 diamètres différents (d'après Cuisat & Haimson, 1992)

Le concept de volume élémentaire représentatif ("Representative Elemental Volume", REV), discuté par Cornet (1993), Leijon (1989), Cuisat & Haimson (1992), entre autres, couramment utilisé dans les analyses de perméabilité (Hubbert, 1956) et de déformabilité, peut être appliqué aussi aux mesures de contraintes.

Ce concept permet de contourner la difficulté posée par la présence des micro et macrohétérogénéités, car dans ce volume la roche réelle est assimilée à un milieu idéal. En effet, dans le concept de volume représentatif, la roche montre un champ de contraintes statistiquement homogène.

Quelques études utilisent le concept formel du volume élémentaire représentatif pour l'évaluation de contraintes in situ (Gustkiewicz, 1975; Cyrul, 1983; Hudson & Cooling, 1988; Cornet et al., 1990). Par exemple, Hudson & Cooling (1988) suggèrent que la dispersion des mesures des contraintes in situ peut devenir appréciable si le volume de roche analysé s'approche de la taille du grain. Justement, on souligne que ceci représente une difficulté potentielle dans le cas de mesures réalisées avec les jauges de la cellule CSIR.

D'après Hudson & Cooling (1988), le REV est défini quand la taille de l'échantillon de roche est suffisamment grande pour présenter des valeurs mesurées consistantes. Néanmoins, si dans le cas d'une roche isotrope le volume est imaginé comme un cube infinitésimal, dans le cas d'une roche anisotrope, il dépend alors de la direction de mesure (Cyrul, 1983). En fonction de la distribution des hétérogénéités, le REV d'un massif rocheux peut avoir une grandeur inacceptable pour la réalisation d'un essai ou même d'un groupe de plusieurs essais. Cet sujet est discuté par Hyett et al. (1986).

De façon analogue au concept du REV, Cuisat & Haimson (1992) proposent l'utilisation de la dimension caractéristique pour considérer la structure multidimensionnelle du massif rocheux. Cette dimension caractéristique est définie par la dimension de la plus petite hétérogénéité observable dans le système rapporté à une échelle donnée. Par exemple, la dimension caractéristique est égale à longueur de la faille qui traverse le massif rocheux fracturé à grande échelle et égale à la taille du grain qui compose la roche à petite échelle.

D'après les mêmes auteurs, les mesures de contraintes sont ainsi plus consistantes quand

le volume de roche impliqué dans l'essai est grand par rapport à la taille des hétérogénéités à une échelle donnée, parce que la variabilité associée à ces petites structures devient insignifiante.

Malheureusement, dans la technique de la récupération des déformations avec des jauges, la variabilité causée par les microhétérogénéités n'est pas négligeable et, sans doute, elle est aussi responsable de la dispersion des valeurs des contraintes et des paramètres de déformabilité calculés à l'échelle de la carotte.

Il paraît évident que dans une même rosette, une jauge localisée sur un grain de quartz mesure des déformations différentes de celles mesurées par une rosette localisée sur une lame de mica. De façon analogue, les mesures de déformation seront également différentes dans les cas où la jauge est collée sur un seul grain par rapport au cas d'une jauge collée sur un contact des plusieurs grains, ou encore sur une microfissure existante dans la matrice de solides de la roche.

La petite dimension de la jauge de déformation de la cellule CSIR empêche l'adoption de l'hypothèse concernant l'homogénéité de la fabrique de la roche. Chaque élément distinct de sa structure et chaque particularité de sa texture doivent être considérés comme une hétérogénéité à l'échelle de la longueur active de la jauge de déformation.

En effet, Leijon (1989) et Cuisat & Haimson (1992) remarquent l'existence de deux problèmes concernant la détermination d'un tenseur de contraintes représentatif du massif rocheux hétérogène à partir des techniques de mesures à petite échelle.

Le premier problème correspond à la détermination du nombre minimum de mesures nécessaires pour l'évaluation du tenseur de contraintes. Une solution peut être apportée par l'emploi de la statistique, tel que présenté par Walker et al. (1990). Une autre solution correspond au traitement des relations $\sigma - \varepsilon$ des milieux hétérogènes à partir de l'évaluation de paramètres de déformabilité moyens, calculés selon les propriétés et les

volumes de chaque élément composant (Hashin, 1965; Beran & Molyneux, 1965; Alesandrov et al., 1966).

Le deuxième problème est associé à l'effet de la dimension de la carotte par rapport aux dimensions des microhétérogénéités ou des grains sur lesquels les déformations sont mesurées par les jauges de la cellule. Donc, il y a l'échelle de la mesure de déformation, représentée par la jauge, et l'échelle de mesure de contraintes et des paramètres de déformabilité, qui correspond à l'échelle de l'échantillon récupéré après son surcarottage, car c'est la portion de la roche où les déformations dues au relâchement et les paramètres de déformabilité sont mesurés.

Corthésy & Gill (1991), Corthésy et al. (1991), entre autres, discutent l'effet de l'hétérogénéité à l'échelle du grain sur l'évaluation des contraintes à partir de l'interprétation des résultats obtenus des essais exécutés sur la carotte de roche.

Il est intéressant de souligner que leurs recherches indiquent l'importance de la détermination des paramètres de déformabilité dans les mêmes conditions que lors de la mesure des déformations récupérées. L'essai de rechargement de la carotte avec sa cellule de déformation, après le surcarottage, offre des relations $\sigma - \varepsilon$ qui considèrent les effets des microhétérogénéités ainsi que les effets d'un mauvais collage de la cellule à la paroi, en plus des effets significatifs apportés par une anisotropie et une non linéarité, si elles y sont présentes.

4.6 Considérations finales

L'analyse des contraintes mesurées in situ selon la technique de la cellule CSIR comporte trois échelles différentes : la première qui correspond à celle de la mesure des déformations, soit la longueur active de la jauge; la deuxième qui est représentée par

l'échelle de la mesure des contraintes et des paramètres de déformabilité, soit le manchon de roche récupéré après le surcarottage, et finalement, la troisième qui correspond au volume du massif rocheux pour lequel la mesure localisée des contraintes est extrapolée pour évaluer l'état de contraintes régional.

À ces trois échelles, la mesure de contraintes est influencée par l'existence de conditions non homogènes du massif rocheux. Gray & Toews (1974), par exemple, discutent de la combinaison optimale des déformations mesurées avec la cellule CSIR à différents points et réussissent à identifier la présence des hétérogénéités à chaque échelle de la mesure de contraintes, à partir d'une analyse statistique des résultats.

En association avec l'effet de l'hétérogénéité, l'évaluation des contraintes in situ est aussi affectée par le comportement mécanique réel des roches, qui sont loin d'être des milieux aussi idéaux que supposé par les modèles d'interprétation conventionnels, puisque les roches montrent généralement des relations $\sigma - \varepsilon$ non linéaires et anisotropes dans les trois échelles.

À l'échelle de la mesure des contraintes, la cellule CSIR, comme toutes les autres qui mesurent les déformations produites par le relâchement des contraintes, est sensible à l'anisotropie intrinsèque de la matrice minérale de la roche et du système de microfissures distribuées dans une direction préférentielle, s'il existe.

La présence de microfissures dans le milieu rocheux peut non seulement apporter une anisotropie intrinsèque, mais peut également causer une non linéarité de la réponse $\sigma - \varepsilon$ due à leurs mécanismes de déformation sous compression.

L'anisotropie de déformation de la roche élastique, linéaire et homogène peut être exprimée par la loi de Hooke généralisée d'un corps anisotrope. Cependant, dans le cas des matériaux non linéaires soumis à un état multiaxial de contraintes, cette loi n'est plus valide, car elle est basée sur le principe de la superposition d'effets.

Comme il a été souligné, la plupart des roches anisotropes sont aussi non linéaires et, à la rigueur, leur comportement mécanique non linéaire doit être analysé en termes de composantes fondamentales, c'est-à-dire, la variation de volume associée à la composante hydrostatique selon le module de compressibilité et la variation de forme associée à la composante déviatorique du tenseur de contraintes selon le module de cisaillement. Ceci correspond aux phénomènes de premier ordre des matériaux isotropes mais non linéaires.

De plus, dans le cas d'une distribution aléatoire des microfissures d'une roche de comportement non linéaire, il y a une difficulté additionnelle : le développement d'une anisotropie apparente induite par un chargement non hydrostatique de la carotte. À ce moment, la roche présente aussi des phénomènes de deuxième ordre et une partie de la variation de volume est associée à la composante déviatorique et une partie de la variation de forme est associée à la composante hydrostatique du tenseur de contraintes.

Les modèles microstructuraux du type "Dilute Cracks" et "Self Consistent" essaient d'évaluer l'influence des microfissures, soit orientées dans une direction préférentielle, soit distribuées de façon aléatoire équiprobable, sur les propriétés mécaniques de la roche.

Tel qu'il a été discuté antérieurement, quelques modèles offrent des réponses de comportement plus satisfaisantes que d'autres. Toutefois, elles sont encore imprécises, car ces modèles sont incapables de considérer tous les aspects du comportement réel de la roche. De plus, un inconvénient majeur demeure, peu importe le type de modèle adopté, et il réside dans la complexité de la détermination de la densité, de la géométrie et de la distribution des microfissures naturelles du massif rocheux.

D'autre part, on a les modèles empiriques qui présentent les relations des paramètres de déformabilité avec la contrainte principale majeure en tenant compte de l'anisotropie apparente. Cependant, les relations sont obtenues à partir des essais exécutés sur un échantillon et les coefficients empiriques sont donc fonction du type de roche et du type d'essai.

Or, si les modèles empiriques exigent la réalisation d'essais sur les carottes obtenues du forage du trou, pourquoi ne pas utiliser directement les relations $\sigma - \varepsilon$ déterminées à partir d'un essai de chargement et déchargement du manchon de roche avec sa cellule CSIR pour les mêmes niveaux de contraintes, associées aux déformations récupérées in situ lors du surcarottage?

Un modèle d'interprétation des résultats qui accepte les relations $\sigma - \varepsilon$ obtenues d'un tel essai, contrairement aux modèles conventionnels, serait capable de mieux considérer le comportement mécanique réel de la roche et, de cette façon, de mieux évaluer les contraintes in situ.

Il est intéressant de souligner que même si un modèle d'interprétation considère l'anisotropie et la non linéarité du comportement d'une roche, mais avec des paramètres de déformabilité calculés dans des conditions différentes de celles existant lors de l'essai in situ, les contraintes calculées peuvent représenter un état de contraintes préalables différent de l'état réel.

Le relâchement des contraintes préalables peut modifier la structure de la roche en favorisant l'ouverture des microfissures préexistantes dans la matrice. De plus, en fonction de l'intensité des contraintes et des propriétés de résistance de la roche, il peut créer des nouvelles microfissures et, dans les cas extrêmes, il peut produire le "discing" de la carotte forée.

La cellule CSIR est sensible à cet effet de microfissuration induite par le relâchement des contraintes in situ dû au surcarottage. Les déformations mesurées sont un reflet des contraintes naturelles du massif rocheux ainsi que des modifications causées par la technique de mesure.

L'état de contraintes in situ est déterminé à partir de ces déformations récupérées, donc, s'il y a eu une microfissuration de la roche pendant l'exécution de l'essai, le modèle

d'interprétation des résultats doit la considérer. La façon la plus évidente de réussir à bien évaluer les contraintes in situ correspond à celle de la méthode intégrée, où toutes les données sont déterminées selon les mêmes conditions existant sur le terrain, soient les déformations récupérées lors du surcarottage et les relations $\sigma - \varepsilon$ obtenues lors des essais de rechargement du manchon avec la cellule qui a été testé in situ.

CHAPITRE 5

NOUVELLE MÉTHODE D'ÉVALUATION DE L'ANISOTROPIE AVEC LA CELLULE CSIR

5.1 Considérations générales

Tel que discuté aux chapitres précédents, la détermination des contraintes in situ englobe deux étapes fondamentales, schématisées à la figure 5.1. Une étape correspond aux processus des mesures qui se réalisent dans le massif rocheux in situ (côté gauche de la figure 5.1) et l'autre correspondant aux processus qui se déroulent dans le manchon de roche récupéré lors d'essai de détermination de contraintes in situ, qui est généralement testé au laboratoire (côté droit de la figure 5.1).

Le modèle d'interprétation a comme rôle de relier les déformations récupérées et mesurées in situ aux paramètres de déformabilité mesurés à partir du manchon, afin d'évaluer l'état de contraintes du massif rocheux.

Cette procédure de détermination de contraintes assure la résolution du problème concernant la représentativité de la roche puisque la même portion de massif rocheux testée in situ est aussi testée en laboratoire. Toutefois, il est reconnu que les processus de forage peuvent endommager la portion de roche analysée, surtout dans les conditions où le massif rocheux est soumis à des contraintes élevées. L'endommagement se manifeste par la propagation des microfissures préexistantes et la création de nouvelles microfissures dans la structure originale de la roche.

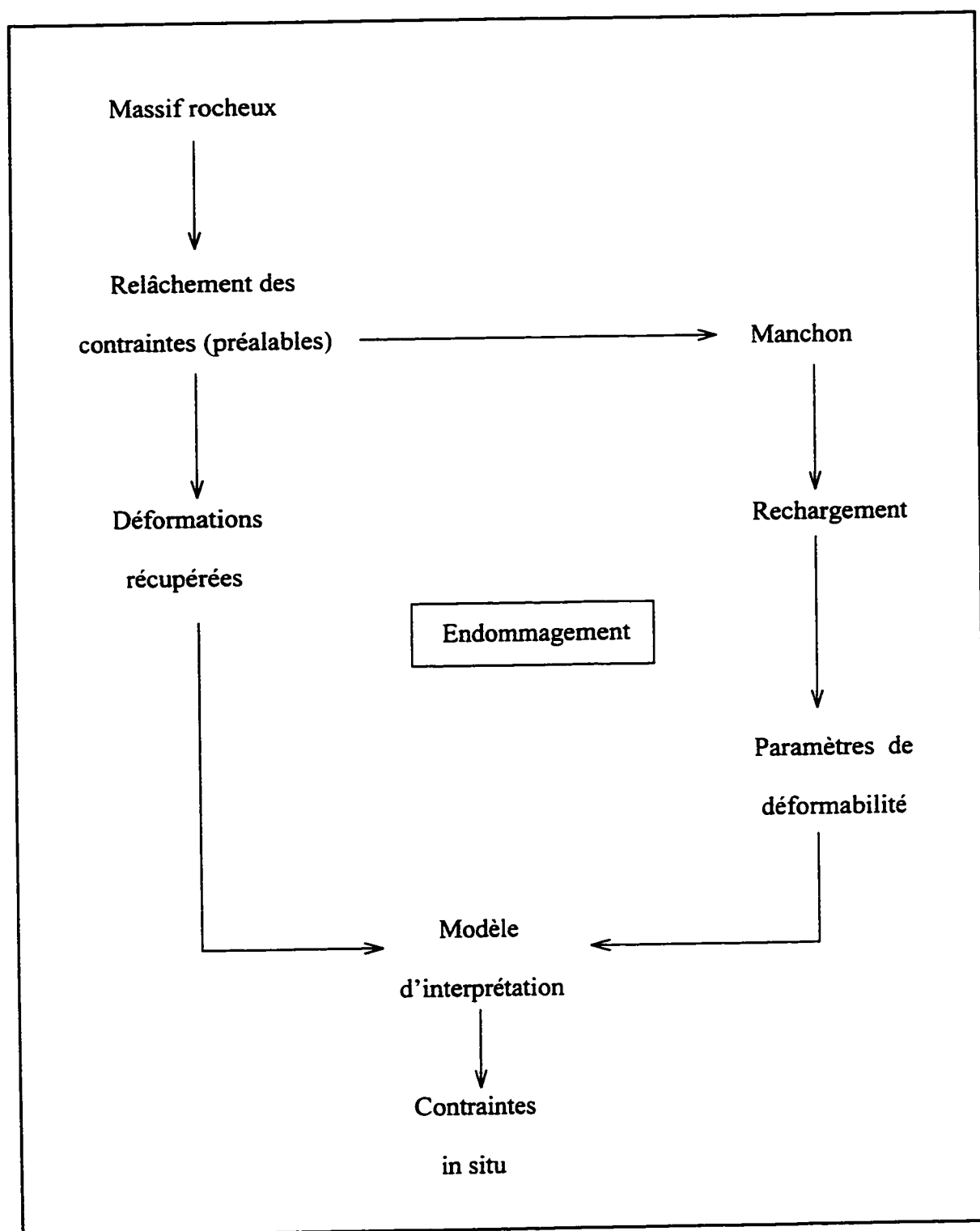


Figure 5.1 - Schématisation du processus de détermination des contraintes in situ avec la cellule CSIR

De cette façon, les déformations récupérées lors du relâchement de contraintes in situ, ainsi que les paramètres de déformabilité calculés à partir du manchon lors d'essais de rechargement au laboratoire peuvent être affectés par la présence de l'endommagement, tel qu'indiqué à la figure 5.1.

Or, le modèle d'interprétation doit considérer l'effet introduit par l'endommagement. Cependant, il est important de remarquer que l'endommagement se manifeste à l'échelle du manchon, soit in situ, soit au laboratoire, et non à l'échelle régionale du massif rocheux.

Par conséquent, le manchon carotté d'un massif rocheux homogène possédant des propriétés mécaniques idéales peut présenter un comportement de déformation anisotrope produit par la présence de microfissures générées par le relâchement de contraintes préalables, ou même intrinsèques à la structure originale, mais qui sont détectées à l'échelle ponctuelle des mesures réalisées.

L'auteure croit qu'en vérifiant le comportement mécanique de la roche à l'échelle de la mesure, c'est-à-dire qu'en déterminant leurs paramètres de déformabilité suivant les déformations enregistrées avec la cellule CSIR dans la même portion de matériau testée en place, il est possible de mieux choisir le modèle d'interprétation à être employé pour l'évaluation d'état de contraintes in situ.

Le présent travail s'attarde sur la détermination de paramètres de déformabilité du manchon suivant les déformations enregistrées avec la cellule CSIR lors d'essai de rechargement biaxial conventionnel.

Une nouvelle méthode analytique est proposée, basée sur le principe de transformation des constantes élastiques anisotropes sous une transformation du système de coordonnées (Lekhnitskii, 1963). On profite de la disposition géométrique de la cellule CSIR pour déterminer les constantes élastiques anisotropes de la roche à partir de l'état de

déformation localisé de chaque rosette à la paroi interne du manchon sous compression biaxiale isotrope.

Le chapitre présente la nouvelle méthode analytique de détermination de constantes élastiques anisotropes et des paramètres d'orientation des plans de symétrie du manchon. Les aspects théoriques utilisées dans le développement de la méthode sont essentiellement basés sur la théorie d'élasticité appliquée aux corps anisotropes de Lekhnitskii (1963, 1968).

Les simulations par éléments finis sont réalisées afin de permettre l'évaluation des hypothèses postulées, ainsi que de la réponse du matériau anisotrope sous la sollicitation biaxiale conventionnelle.

Un survol de la littérature montre qu'en plus d'être innovatrice, la méthode proposée s'avère moins laborieuse et beaucoup plus simple que les procédures couramment utilisées dans la détermination de constantes élastiques anisotropes. En plus, la nouvelle méthode permet, à partir d'un seul essai d'un seul manchon, l'évaluation complète de l'anisotropie du type transversalement isotrope des roches classe B autant que des roches classe A, visuellement isotropes.

5.2 Aspects théoriques

Un milieu continu, linéaire et élastique obéit à la loi de Hooke généralisée qui relie les déformations aux contraintes qui les ont produites. En considérant un système d'axes arbitraire x, y, z , la loi de Hooke généralisée peut être exprimée en notation matricielle par :

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a_{ij} \\ i = 1, 6 \\ j = 1, 6 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{bmatrix} \quad (5.1)$$

ou, de façon simplifiée, par :

$$[\varepsilon]_{xyz} = [A] [\sigma]_{xyz} \quad (5.2)$$

La matrice [A], aussi nommée matrice des constantes de déformabilité, comporte 36 termes des propriétés du matériau, définis comme suit (Lekhnitskii, 1963):

$$[A] = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_x} & -\frac{\nu_{yx}}{E_y} & -\frac{\nu_{zx}}{E_z} & \frac{\eta_{x,xy}}{G_{xy}} & \frac{\eta_{x,yz}}{G_{yz}} & \frac{\eta_{x,xz}}{G_{xz}} \\ -\frac{\nu_{xy}}{E_x} & \frac{1}{E_y} & -\frac{\nu_{zy}}{E_z} & \frac{\eta_{y,xy}}{G_{xy}} & \frac{\eta_{y,yz}}{G_{yz}} & \frac{\eta_{y,xz}}{G_{xz}} \\ -\frac{\nu_{xz}}{E_x} & -\frac{\nu_{yz}}{E_y} & \frac{1}{E_z} & \frac{\eta_{z,xy}}{G_{xy}} & \frac{\eta_{z,yz}}{G_{yz}} & \frac{\eta_{z,xz}}{G_{xz}} \\ \frac{\eta_{xy,x}}{E_x} & \frac{\eta_{xy,y}}{E_y} & \frac{\eta_{xy,z}}{E_z} & \frac{1}{G_{xy}} & \frac{\mu_{xy,yz}}{G_{yz}} & \frac{\mu_{xy,xz}}{G_{xz}} \\ \frac{\eta_{yz,x}}{E_x} & \frac{\eta_{yz,y}}{E_y} & \frac{\eta_{yz,z}}{E_z} & \frac{\mu_{yz,xy}}{G_{xy}} & \frac{1}{G_{yz}} & \frac{\mu_{yz,xz}}{G_{xz}} \\ \frac{\eta_{xz,x}}{E_x} & \frac{\eta_{xz,y}}{E_y} & \frac{\eta_{xz,z}}{E_z} & \frac{\mu_{xz,xy}}{G_{xy}} & \frac{\mu_{xz,yz}}{G_{yz}} & \frac{1}{G_{xz}} \end{bmatrix} \quad (5.3)$$

où

$E_x, E_y, E_z =$	Modules de Young dans les directions x, y, z ;
$G_{xz}, G_{xy}, G_{yz} =$	Modules de cisaillement des plans respectivement parallèles à xoz , xoy et yoz ;
$\nu_{xy}, \dots, \nu_{yz} =$	Coefficients de Poisson ; ν_{ij} correspond au rapport entre la déformation dans la direction j et la déformation dans la direction i , provoquées par une contrainte qui agit dans la direction i ;
$\mu_{xy,yz}, \dots, \mu_{xz,yz} =$	Coefficients $\mu_{ij,kl}$ qui caractérisent le cisaillement dans le plan parallèle à celui défini par les indices ij et généré par les contraintes tangentielles dans le plan parallèle à celui défini par les indices kl ;
$\eta_{x,yz}, \dots, \eta_{z,xy} =$	Coefficients $\eta_{k,ij}$ d'influence mutuelle de premier ordre qui caractérisent l'extension dans la direction parallèle à k due à la contrainte de cisaillement qui agit dans le plan parallèle à celui défini par ij ;
$\eta_{yz,x}, \dots, \eta_{xy,z} =$	Coefficients $\eta_{ij,k}$ d'influence mutuelle de deuxième ordre caractérisant le cisaillement du plan défini par les indices ij dû à la contrainte normale qui agit dans la direction k .

Les indices i, j, k ou l correspondent à x, y ou z . De plus, les relations suivantes sont vérifiées :

$$\begin{aligned}
 \frac{\nu_{ij}}{E_i} &= \frac{\nu_{ji}}{E_j} \\
 \frac{\mu_{ik,jk}}{G_{jk}} &= \frac{\mu_{jk,ik}}{G_{ik}} \\
 \frac{\eta_{ij,k}}{E_k} &= \frac{\eta_{k,ij}}{G_{ij}}
 \end{aligned}
 \tag{5.4}$$

La symétrie de la matrice [A], démontrée par Maxwell (1864), réduit les 36 termes à 21 constantes élastiques indépendantes, dans le cas d'une anisotropie générale. Toutefois, ce nombre peut être réduit davantage dans les cas des symétries élastiques dans les roches plus couramment retrouvées, soient les trois cas suivants :

(i) **Orthotropie**

Le matériau présente 3 plans orthogonaux de symétrie élastique, chacun perpendiculaire à x , y ou z (ou x' , y' , z' , tel que déjà schématisé à la figure 4.4). Le nombre de constantes élastiques indépendantes se réduit à 9 et l'équation 5.1 devient :

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_x} & -\frac{\nu_{yx}}{E_y} & -\frac{\nu_{zx}}{E_z} & 0 & 0 & 0 \\ & \frac{1}{E_y} & -\frac{\nu_{zy}}{E_z} & 0 & 0 & 0 \\ & & \frac{1}{E_z} & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{1}{G_{xy}} & 0 & 0 \\ & & & & \frac{1}{G_{yz}} & 0 \\ & & & & & \frac{1}{G_{zx}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{bmatrix} \quad (5.5)$$

(ii) **Isotropie transversale, polaire ou anisotropie croisée**

Le matériau présente un axe de symétrie élastique de rotation et chaque plan perpendiculaire est un plan isotrope. Par exemple, si l'axe z est celui de rotation, le plan xoy correspond au plan isotrope (schématisé par le plan $x'y'$ à la figure 4.3) et la matrice $[A]$ est définie par 5 constantes élastiques seulement, soient les suivantes :

$$\begin{aligned}
 E_x &= E_y = E_1 & \nu_{xy} &= \nu_{yx} = \nu_1 \\
 E_z &= E_2 & \nu_{zx} &= \nu_{zy} = \nu_2 \\
 G_{xy} &= G_1 = \frac{E_1}{2(1+\nu_1)} \\
 G_{yz} &= G_{zx} = G_2
 \end{aligned} \tag{5.6}$$

Par conséquent, l'équation 5.1 est réécrite comme suit :

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_1}{E_1} & -\frac{\nu_2}{E_2} & 0 & 0 & 0 \\ & \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_2}{E_2} & 0 & 0 & 0 \\ & & \frac{1}{E_2} & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{1}{G_1} & 0 & 0 \\ & & & & \frac{1}{G_2} & 0 \\ & & & & & \frac{1}{G_2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{bmatrix} \tag{5.7}$$

(iii) Isotropie

Le matériau possède une isotropie complète, c'est-à-dire que tous les plans et axes sont de symétrie élastique et les constantes élastiques se réduisent à deux, car :

$$\begin{aligned}
 E_x &= E_y = E_z = E \\
 \nu_{xy} &= \nu_{xz} = \nu_{yz} = \nu \\
 G_{xy} &= G_{xz} = G_{yz} = G = \frac{E}{2(1+\nu)}
 \end{aligned} \tag{5.8}$$

Par conséquent, l'équation 5.1 prend la forme de la loi constitutive généralisée de Hooke des matériaux isotropes, comme suit :

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E} & -\frac{\nu}{E} & -\frac{\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ & \frac{1}{E} & -\frac{\nu}{E} & 0 & 0 & 0 \\ & & \frac{1}{E} & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{1}{G} & 0 & 0 \\ & & & & \frac{1}{G} & 0 \\ & & & & & \frac{1}{G} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{bmatrix} \tag{5.9}$$

D'après la théorie d'élasticité et les considérations thermodynamiques, les constantes élastiques présentent des valeurs comprises dans une plage bien définie. Dans le cas d'un matériau isotrope, le module de Young et le coefficient de Poisson sont restreints aux plages suivantes :

$$\begin{aligned} E &> 0 \\ -1 < \nu < 0,5 \end{aligned} \quad (5.10)$$

Dans le cas d'un matériau transversalement isotrope, la théorie d'élasticité ne fournit pas une limite inférieure des coefficients de Poisson, seulement la limite supérieure ci-dessous (Wittke, 1991):

$$2 \nu_2 \nu_3 < 1 - \nu_1 \quad (5.11)$$

Toutefois, d'après Pickering (1970), les propriétés élastiques du matériau transversalement isotrope doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{aligned} E_1 &> 0 & -1 < \nu_1 < 1 \\ E_2 &> 0 & \frac{E_1}{E_2} (1 - \nu_1) - 2\nu_2^2 > 0 \\ G_2 &> 0 \end{aligned} \quad (5.12)$$

Dans les cas de roches orthotropes, Lemprière (1968) propose que les constantes élastiques anisotropes de l'équation 5.5 doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{aligned} E_x &> 0 & G_{xy} &> 0 & \nu_{yx}^2 - \frac{E_y}{E_x} &< 0 \\ E_y &> 0 & G_{xz} &> 0 & \nu_{zy}^2 - \frac{E_z}{E_y} &< 0 \\ E_z &> 0 & G_{yz} &> 0 & \nu_{xz}^2 - \frac{E_x}{E_z} &< 0 \end{aligned} \quad (5.13)$$

$$\nu_{yz} \nu_{zy} \nu_{xz} < \sqrt{1 - \nu_{yx}^2 \frac{E_x}{E_y} - \nu_{zy}^2 \frac{E_y}{E_z} - \nu_{xz}^2 \frac{E_z}{E_x}}$$

Les coefficients a_{ij} de la matrice de déformabilité de l'équation 5.1 sont une fonction du type d'anisotropie du matériau, et sont aussi une fonction du système de coordonnées.

En considérant le système de coordonnées global x, y, z arbitraire et le système de coordonnées local x', y', z' associé à l'anisotropie rectilinéaire du matériau, les angles α et β définissent l'orientation du système x', y', z' par rapport aux coordonnées globales. La figure 5.2 illustre le cas où l'angle α et l'angle β ont des valeurs quelconques.

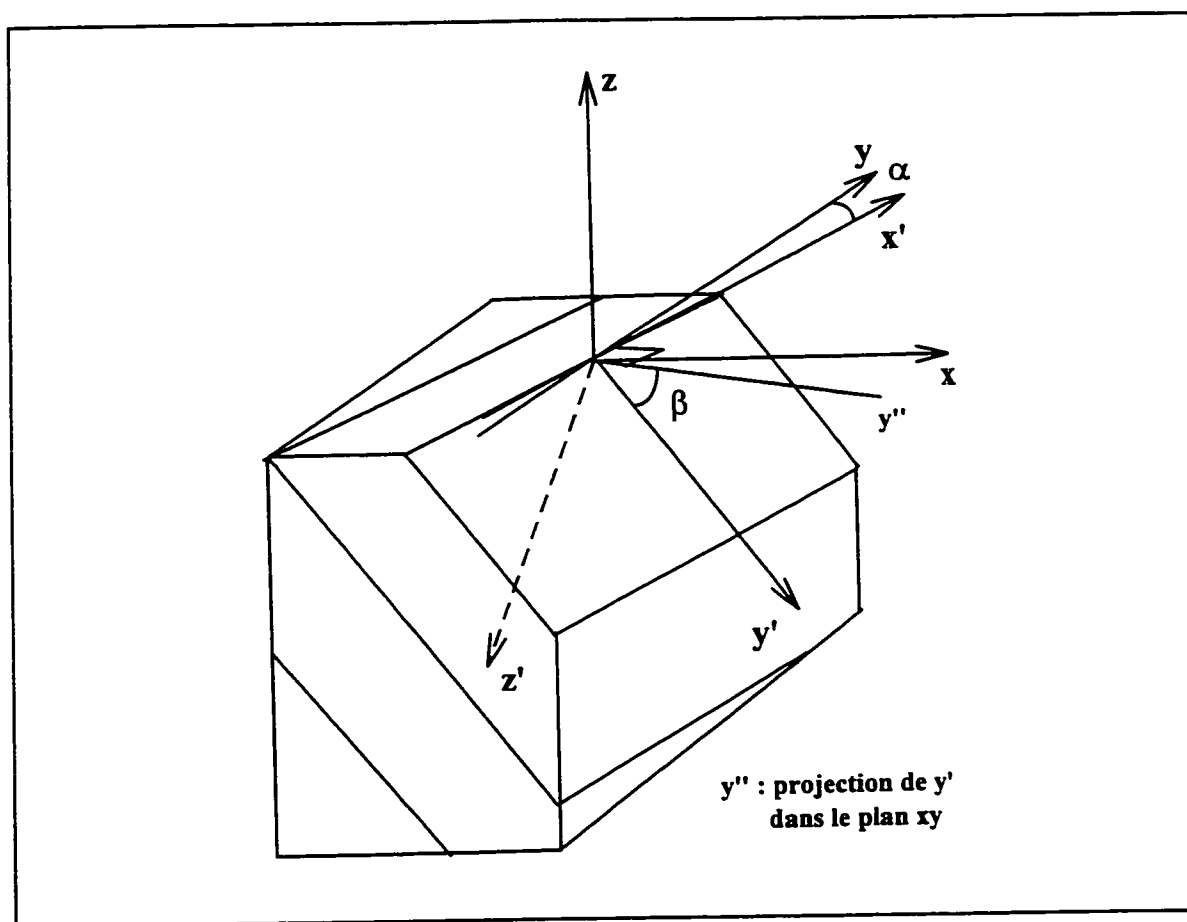


Figure 5.2 - Définition des systèmes de coordonnées

Si la relation constitutive du matériau anisotrope est connue dans le système de coordonnées x', y', z' , la théorie d'élasticité classique permet de calculer sa relation

constitutive dans un système global x, y, z quelconque, à partir d'une simple transformation de coordonnées.

Soit la relation constitutive du matériau anisotrope dans le système de coordonnées associé à l'anisotropie rectilinéaire x', y', z' suivante :

$$[\varepsilon]_{x'y'z'} = [A] [\sigma]_{x'y'z'} \quad (5.14)$$

Les contraintes $[\sigma]_{x'y'z'}$ et les déformations $[\varepsilon]_{x'y'z'}$ sont associées aux contraintes $[\sigma]_{xyz}$ et déformations $[\varepsilon]_{xyz}$ dans le système de coordonnées global par les équations :

$$[\sigma]_{x'y'z'} = [T_\sigma] [\sigma]_{xyz} \quad (5.15)$$

$$[\varepsilon]_{x'y'z'} = [T_\varepsilon] [\varepsilon]_{xyz} \quad (5.16)$$

Les matrices $[T_\sigma]$ et $[T_\varepsilon]$ correspondent aux matrices de transformation de contraintes et de déformations respectivement. Elles sont exprimées en fonction de cosinus directeurs des vecteurs unitaires dans les directions définies par le système de coordonnées x', y', z' et/ou x, y, z , tel que présenté à l'annexe I par les équations I.7 et I.8.

En substituant les équations 5.15 et 5.16 dans l'équation 5.14, on obtient la relation constitutive du matériau dans le système de coordonnées global x, y, z , comme suit :

$$[\varepsilon]_{xyz} = [T_\sigma]' [A] [T_\sigma] [\sigma]_{xyz} \quad (5.17)$$

ou encore, de façon simplifiée,

$$[\varepsilon]_{xyz} = [K] [\sigma]_{xyz} \quad (5.18)$$

avec la matrice $[K]$ en fonction de constantes élastiques anisotropes dans le système de coordonnées relié à l'anisotropie (x' , y' , z') et en fonction des angles α et β qui définissent l'orientation du système d'anisotropie x' , y' , z' par rapport au système de coordonnées global x , y , z .

Soit le cas général d'un massif rocheux transversalement isotrope de constantes élastiques E_1 , E_2 , ν_1 , ν_2 et G_2 comme défini dans l'équation 5.7. Le système de coordonnées x' , y' , z' représente celui de l'anisotropie rectilinéaire avec l'axe z' perpendiculaire au plan isotrope $x'y'$, illustré à la figure 5.2. La direction (α) et le pendage (β) du plan isotrope orientent le système de coordonnées de l'anisotropie x' , y' , z' par rapport au système de coordonnées global x , y , z du massif. De façon similaire à celle présentée par Wittke (1991), les cosinus directeurs nécessaires à la transformation de coordonnées x' , y' , z' aux coordonnées x , y , z sont indiqués dans le tableau 5.1.

Tableau 5.1 - Cosinus directeurs dans les directions x' , y' , z' et x , y , z

	l	m	n
1	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	0
2	$\cos \beta \cos \alpha$	$-\cos \beta \sin \alpha$	$-\sin \beta$
3	$-\sin \beta \cos \alpha$	$\sin \beta \sin \alpha$	$-\cos \beta$

La relation constitutive du massif rocheux dans le système global x, y, z , calculée en détails dans l'annexe I est exprimée sous forme matricielle comme suit :

$$[\varepsilon]_{xyz} = [K_{ij}] [\sigma]_{xyz} \quad i, j = 1, \dots, 6 \quad (5.19)$$

La matrice $[K_{ij}]$ est donc composée des nouvelles constantes élastiques anisotropes définies à partir de celles qui caractérisent l'anisotropie dans le système de coordonnées x', y', z' (équation 5.6), ainsi que de la direction α et le pendage β du plan isotrope. Si l'on considère le cas particulier où la direction α du plan isotrope $x'y'$ coïncide avec l'axe y du système de coordonnées global, c'est-à-dire que l'axe x' est parallèle à l'axe y et la direction α est égale à 0° , l'équation 5.19 peut être réécrite sous la forme suivante :

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} & 0 & 0 & K_{16} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} & 0 & 0 & K_{26} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} & 0 & 0 & K_{36} \\ 0 & 0 & 0 & K_{44} & K_{45} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_{54} & K_{55} & 0 \\ K_{61} & K_{62} & K_{63} & 0 & 0 & K_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{bmatrix} \quad (5.20)$$

avec

$$K_{11} = \frac{\sin^4 \beta}{E_2} + \frac{\cos^4 \beta}{E_1} + \left(\frac{1}{G_2} - \frac{2\nu_2}{E_2} \right) \sin^2 \beta \cos^2 \beta$$

$$K_{12} = K_{21} = -\left(\frac{\nu_2}{E_2} \sin^2 \beta + \frac{\nu_1}{E_1} \cos^2 \beta \right)$$

$$K_{13} = K_{31} = \left(\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} - \frac{1}{G_2} \right) \sin^2 \beta \cos^2 \beta - \frac{\nu_2}{E_2} (\sin^4 \beta + \cos^4 \beta)$$

$$K_{16} = K_{61} = 2 \left[\left(\frac{1+\nu_2}{E_2} - \frac{1}{2G_2} \right) \sin^3 \beta \cos \beta - \left(\frac{1}{E_1} + \frac{\nu_2}{E_2} - \frac{1}{2G_2} \right) \sin \beta \cos^3 \beta \right]$$

$$K_{22} = \frac{1}{E_1}$$

$$K_{23} = K_{32} = -\left(\frac{\nu_1}{E_1} \sin^2 \beta + \frac{\nu_2}{E_2} \cos^2 \beta \right)$$

$$K_{26} = K_{62} = 2 \left(\frac{\nu_1}{E_1} - \frac{\nu_2}{E_2} \right) \sin \beta \cos \beta \quad (5.21)$$

$$K_{33} = \frac{\sin^4 \beta}{E_1} + \frac{\cos^4 \beta}{E_2} + \left(\frac{1}{G_2} - \frac{2\nu_2}{E_2} \right) \sin^2 \beta \cos^2 \beta$$

$$K_{36} = K_{63} = 2 \left[\left(\frac{1+\nu_2}{E_2} - \frac{1}{2G_2} \right) \sin \beta \cos^3 \beta - \left(\frac{1}{E_1} + \frac{\nu_2}{E_2} - \frac{1}{2G_2} \right) \sin^3 \beta \cos \beta \right]$$

$$K_{44} = \frac{\sin^2 \beta}{G_2} + \frac{\cos^2 \beta}{G_1}$$

$$K_{45} = K_{54} = \left(\frac{1}{G_2} - \frac{1}{G_1} \right) \sin \beta \cos \beta$$

$$K_{55} = \frac{\sin^2 \beta}{G_1} + \frac{\cos^2 \beta}{G_2}$$

$$K_{66} = 4 \left(\frac{1}{E_1} + \frac{1+2\nu_2}{E_2} - \frac{1}{2G_2} \right) \sin^2 \beta \cos^2 \beta + \frac{\sin^4 \beta \cos^4 \beta}{G_2}$$

De cette façon, dans le système de coordonnées global, la déformabilité du matériau transversalement isotrope est définie par 13 coefficients de déformabilité ($k_{ij} \neq 0$) qui sont une fonction des 5 constantes élastiques intrinsèques à l'isotropie transversale (E_1 , E_2 , ν_1 , ν_2 et G_2), ainsi qu'une fonction des deux paramètres d'orientation α et β qui relient les systèmes des coordonnées x, y, z et x', y', z' .

Dans le cas de la roche transversalement isotrope, si les 7 paramètres de l'anisotropie et de l'orientation (E_1 , E_2 , ν_1 , ν_2 , G_2 , α , β) sont connus dans le système de coordonnées x', y', z' , on est capable de déterminer sa loi constitutive dans le système de coordonnées global x, y, z .

Dans le cas d'une roche orthotrope, Amadei (1983a) présente un exemple de calcul de la relation constitutive en considérant la direction α d'un des 3 plans isotropes comme étant parallèle à un des axes principaux du système global. On remarque que dans ce système, la déformabilité du matériau est décrite par 13 coefficients de déformabilité ($k_{ij} \neq 0$) de façon similaire à celle de la roche transversalement isotrope. Cependant, elles sont une fonction de 9 constantes élastiques anisotropes (E_1 , E_2 , E_3 , ν_1 , ν_2 , ν_3 , G_1 , G_2 et G_3 définies dans le système x', y', z') en plus des paramètres d'orientation.

5.3 Aspects expérimentaux

Les constantes élastiques des roches peuvent être déterminées à partir des essais statiques et dynamiques en laboratoire et/ou en place. Les essais en place plus couramment utilisés correspondent aux essais de dilatomètre, de chargement de plaque, ainsi que les essais avec le vérin plat, discuté précédemment. Une revue de la littérature est présentée par Bieniawski (1978), Lama & Vutukuri (1978), Goodman et al. (1972), Heuzé (1980), Amadei (1983a, 1996), Goodman (1989), entre autres. Ces essais présentent l'avantage de déterminer la déformabilité du massif rocheux sur un volume beaucoup plus

représentatif que celui des échantillons testés en laboratoire, tout en minimisant les problèmes posés par l'effet d'échelle.

Cependant, de graves inconvénients accompagnent cette catégorie d'essais, puisque le grand volume de matériau à tester implique une grande complexité technique en plus des coûts et temps d'opération élevés. De plus, plusieurs hypothèses concernant l'anisotropie sont acceptées afin de réduire le nombre de constantes élastiques à déterminer. Un comportement linéaire élastique du massif rocheux est aussi toujours postulé.

Il est intéressant de souligner que dans les cas de massifs anisotropes, il existe un paradoxe concernant les essais in situ : la meilleure représentativité est opposée à l'incertitude et complexité de la distribution de contraintes dans les grands volumes de matériau testés. Par conséquent, on y observe que la détermination de constantes élastiques isotropes et anisotropes est plus fréquemment réalisée sur les échantillons prélevés du massif rocheux.

Les essais en laboratoire sont représentés par les essais classiques de compression uniaxiale et triaxiale, ainsi que les essais de compression diamétrale, de compression multiaxiale, de torsion, de flexion et les essais du type dynamique, comme, par exemple, la vitesse sonique.

Tel que présenté au chapitre précédent, les roches anisotropes peuvent se classer en 2 grands groupes : la classe A correspondant aux roches apparemment isotropes sans montrer visuellement aucune direction de symétrie, et la classe B, correspondant aux roches carrément anisotropes où les directions de symétrie sont apparentes et visuellement distinctes. La procédure d'essai de détermination des constantes élastiques est une fonction de la classe d'anisotropie. La classe A est la plus complexe puisque l'orientation des plans de symétrie est tout aussi inconnue que les constantes élastiques.

La méthode usuelle dans ces cas est l'exécution de plusieurs échantillonnages suivant

différentes directions dans un bloc de roche. Chaque échantillon cylindrique ou prismatique est soumis à un essai de compression uniaxiale afin de déterminer les modules de déformabilité selon la variation de direction, tel que proposé par Peres Rodrigues (1966), Douglas & Voight (1969), Peres Rodrigues & Aires Barros (1970) et déjà présenté à la section 4.3.

Évidemment, dans la classe B, les paramètres d'orientation des plans de symétrie, c'est-à-dire la direction et le pendage des plans isotropes, sont déjà connus a priori par simple inspection visuelle. Il est donc possible de planifier un échantillonnage de façon à obtenir des spécimens avec les plans d'isotropie orientés suivant un angle défini par rapport à la contrainte principale majeure d'essai de compression.

En acceptant la validité de la loi de Hooke généralisée et appliquée aux corps anisotropes, on peut déterminer les paramètres de déformabilité des plans de symétrie de la roche anisotrope de façon semblable à la procédure classique des roches isotropes. Peres Rodrigues (1966), Dayre (1969), Masure (1970), Pinto (1970), Ko & Gerstle (1972), Amadei (1983a, 1996), Wittke (1993), entre autres, présentent des exemples de détermination de constantes élastiques des roches anisotropes basée sur ce principe.

En considérant le matériau transversalement isotrope, la procédure consiste à préparer 3 prismes de roche obtenus le plus près les uns des autres afin de réduire l'effet de dispersion généré par la présence des hétérogénéités. Tel qu'illustré à la figure 5.3, chaque prisme doit être coupé de façon à présenter l'angle de pendage du plan isotrope β d'une valeur égale à zéro (plan isotrope horizontal, figure 5.3 a), à 90° (plan isotrope vertical, figure 5.3 b) et d'une valeur comprise entre 0° et 90° (plan isotrope incliné, figure 5.3 c).

On recommande préférentiellement un pendage de 45° , car cette configuration permet la détermination directe du module de cisaillement G_2 à partir des mesures de déformations axiales et transversales.

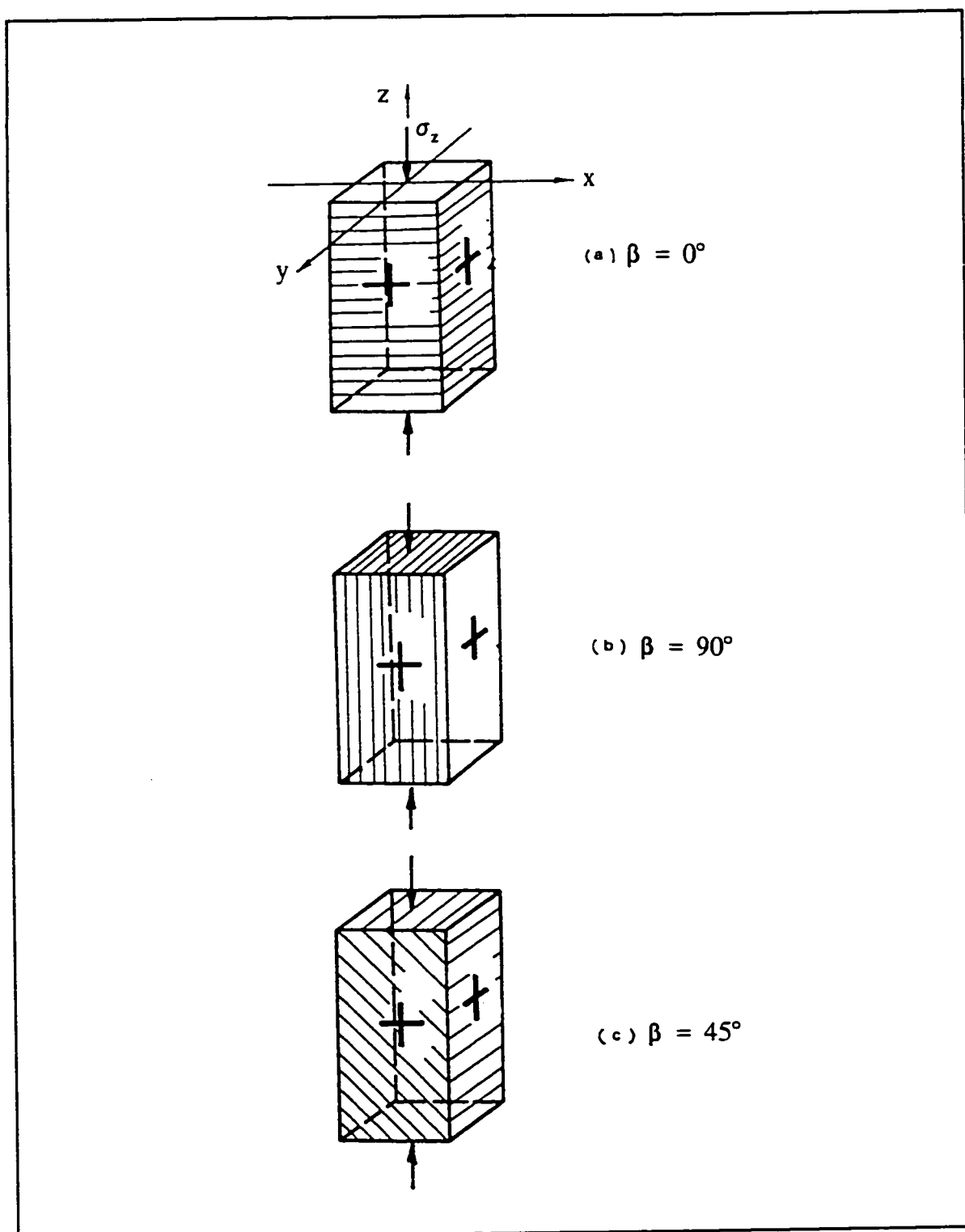


Figure 5.3 - Mesure des constantes élastiques anisotropes des roches classe B en compression uniaxiale (d'après Amadei, 1983a)

Un ensemble de 2 jauges de déformation (une axiale et une transversale) au minimum est collé sur deux faces de chaque prisme permettant la mesure des déformations générées par une sollicitation uniaxiale suivant la direction de l'axe z à la figure 5.3.

D'après Amadei (1983a), qui postule une distribution uniforme de contraintes et de déformations dans les prismes, et à partir de la théorie d'élasticité d'un corps transversalement isotrope (équation 5.20), les composantes de déformations ε_x , ε_y , ε_z , γ_{xy} , γ_{yz} et γ_{zx} sont reliées à la contrainte axiale σ comme suit :

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= K_{13} \sigma \\ \varepsilon_y &= K_{23} \sigma \\ \varepsilon_z &= K_{33} \sigma \\ \gamma_{xy} &= \gamma_{yz} = 0 \\ \gamma_{zx} &= K_{63} \sigma_z \end{aligned} \tag{5.22}$$

avec les coefficients K_{ij} donnés par l'équation 5.21.

Les résultats d'essai sur le prisme avec $\beta = 0^\circ$ permettent la détermination du module de Young et du coefficient de Poisson des plans perpendiculaires au plan isotrope, E_2 et ν_2 , puisque,

$$\begin{aligned} K_{33} &= \frac{1}{E_2} \\ K_{13} &= K_{23} = -\frac{\nu_2}{E_2} \end{aligned} \tag{5.23}$$

alors,

$$\begin{aligned} E_2 &= \frac{\sigma}{\varepsilon_z} \\ \nu_2 &= - \frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_z} = - \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_z} \end{aligned} \quad (5.24)$$

D'autre part, l'essai du prisme avec $\beta = 90^\circ$ offre la détermination du module de Young et du coefficient de Poisson des plans isotropes, E_1 et ν_1 , car :

$$\begin{aligned} K_{33} &= \frac{1}{E_1} \\ K_{23} &= - \frac{\nu_1}{E_1} \end{aligned} \quad (5.25)$$

alors,

$$\begin{aligned} E_1 &= \frac{\sigma}{\varepsilon_z} \\ \nu_1 &= - E_1 K_{23} = - \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_z} \end{aligned} \quad (5.26)$$

Finalement, l'essai du prisme avec le plan isotrope incliné préférentiellement à 45° permet l'obtention de la cinquième constante élastique anisotrope, c'est-à-dire le module de cisaillement G_2 , à partir de la soustraction algébrique des coefficients K_{13} et K_{33} de la matrice $[K]$ (équation 5.21) comme suit :

$$K_{13} - K_{33} = - \frac{0,5}{G_2} \quad (5.27)$$

et

$$\begin{aligned}\frac{\varepsilon_x - \varepsilon_z}{\sigma} &= -\frac{0,5}{G_2} \\ G_2 &= -\frac{1}{2} \frac{\sigma}{(\varepsilon_x - \varepsilon_z)}\end{aligned}\tag{5.28}$$

L'auteure souligne deux aspects intéressants concernant le choix d'un pendage de 45° :
 (i) la détermination de G_2 directe à partir des déformations mesurées, (ii) G_2 est une fonction de deux constantes élastiques apparentes seulement, car le module d'élasticité (E_{45}) et le coefficient de Poisson (ν_{45}) déterminés à 45° sont exprimés par :

$$\begin{aligned}\nu_{45} &= -\frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_z} \\ E_{45} &= \frac{\sigma}{\varepsilon_z}\end{aligned}\tag{5.29}$$

Alors, en substituant les équations 5.29 dans l'équation 5.28, on a :

$$G_2 = \frac{E_{45}}{2(1 + \nu_{45})}\tag{5.30}$$

La loi constitutive représentée par l'équation 5.1 permet aussi la détermination des paramètres élastiques apparents, c'est-à-dire les paramètres de déformabilité dans le système de coordonnées global x, y, z . Par exemple, dans les cas de prismes de roches transversalement isotropes analysés précédemment, on peut calculer le module d'élasticité apparent E_z et les coefficients de Poisson apparents ν_{zy} et ν_{zx} car,

$$\begin{aligned}
 E_z &= \frac{1}{K_{33}} \\
 \nu_{zy} &= -\frac{K_{23}}{K_{33}} \\
 \nu_{zx} &= -\frac{K_{13}}{K_{33}}
 \end{aligned}
 \tag{5.31}$$

Ces 3 paramètres de déformabilité apparents, calculés dans le système de coordonnées global x, y, z , sont une fonction de l'angle β . Le travail précurseur de Amadei (1983a) présente un exemple de la variation des paramètres apparents avec la variation de β pour un schiste, illustré à la figure 5.4. Il est intéressant de remarquer que cet auteur profite des résultats d'essais de compression uniaxiale exécutés sur le même schiste par Pinto (1970) et offre une comparaison entre les valeurs obtenues expérimentalement (groupe de points) et les prévisions théoriques (ligne continue), calculées selon l'équation 5.31 en utilisant les coefficients K_{ij} donnés par l'équation 5.21.

En considérant les roches orthotropes, une procédure similaire peut être utilisée pour la détermination des 9 constantes élastiques. Toutefois, les 3 prismes sont préparés de façon à présenter des plans isotropes avec une orientation précise qui indique une rotation par rapport au système de coordonnées global x, y, z différente pour chacun d'eux. Cependant, l'analyse des résultats est beaucoup plus complexe que celle des roches transversalement isotropes (Amadei, 1996).

L'essai de compression diamétrale (essai brésilien) correspond à un autre type d'essai de laboratoire aussi employé pour la détermination des 5 ou 9 constantes élastiques des roches transversalement isotropes et orthotropes. Cet essai surmonte la difficulté d'obtenir des prismes de longueur adéquate posée par des roches fracturées, car les dimensions des disques sont beaucoup plus petites que celles des prismes ou des cylindres. En plus, il y a une minimisation des problèmes associés à la préparation des

extrémités des éprouvettes.

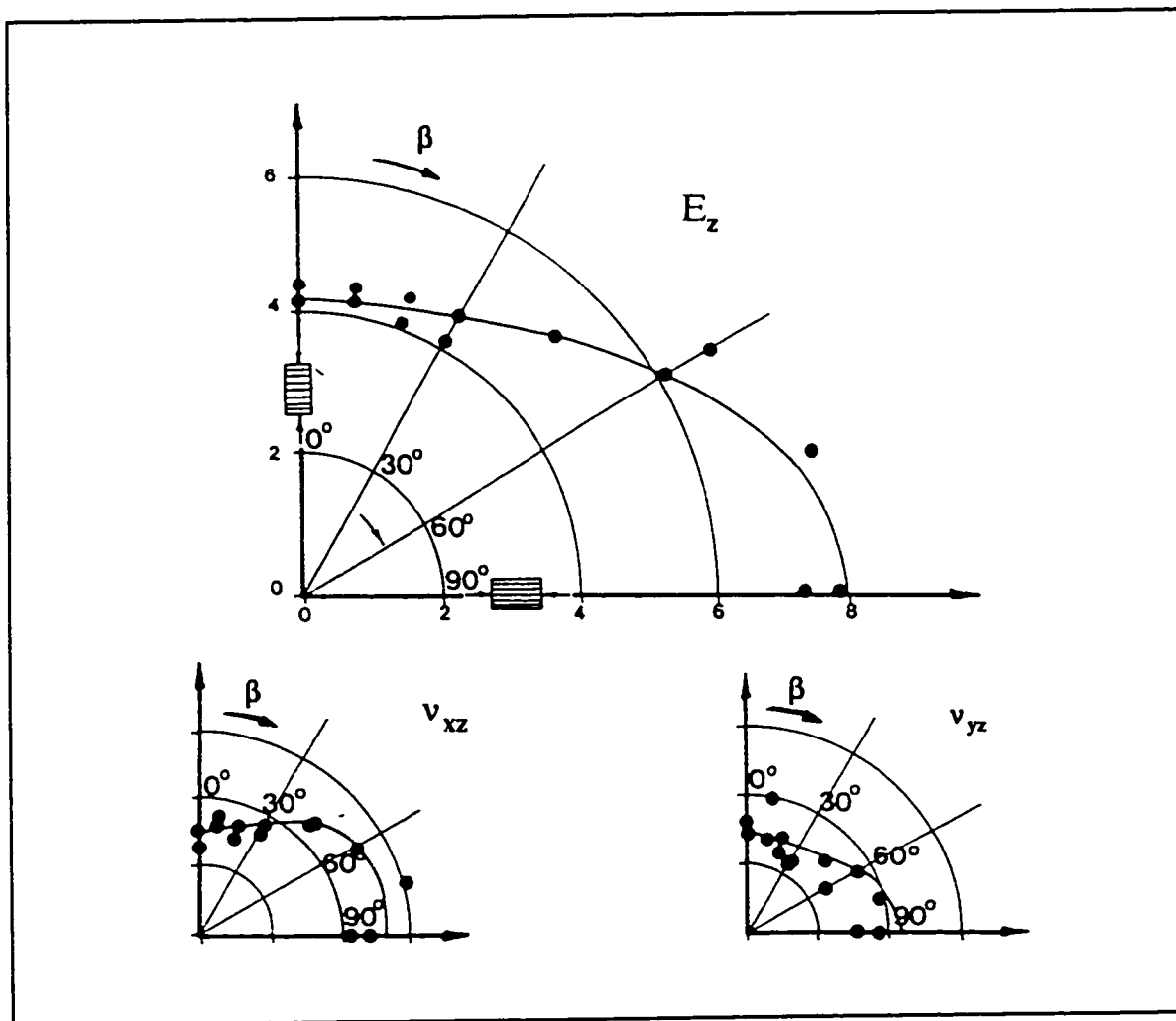


Figure 5.4 - Variation du module de Young et des coefficients de Poisson apparents avec l'angle β (d'après Amadei, 1983a)

Pinto (1979) propose l'utilisation de 3 disques de roche, chacun contenant un des plans de symétrie dans le plan de mesure, coïncidant avec la section plane du disque. Les déformations générées par la compression diamétrale sont enregistrées par une rosette à 3 jauges : deux jauges suivant les axes principaux et la dernière à 45° avec les deux premières, collée sur la région centrale des disques tel qu'illustré à la figure 5.5. Il postule que le comportement $\sigma - \varepsilon$ de la roche est linéaire élastique et détermine la distribution de contraintes dans les disques en supposant l'isotropie du milieu.

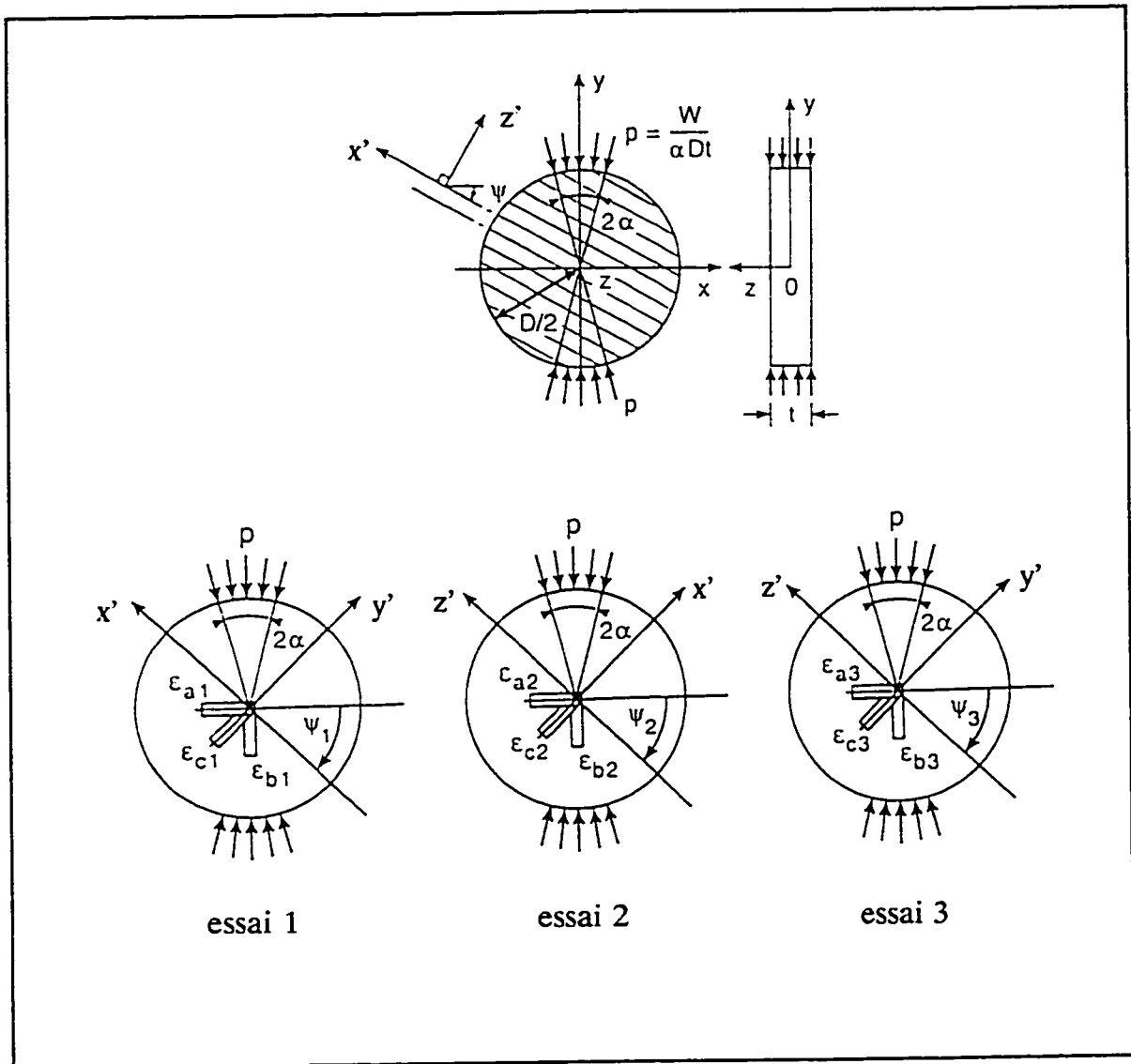


Figure 5.5 - Mesure des constantes élastiques anisotropes des roches en compression diamétrale (d'après Amadei, 1996)

Amadei et al. (1983) et Amadei & Jonsson (1984) proposent une modification de la méthode de Pinto (1979) afin de considérer l'effet de l'anisotropie de la roche sur les facteurs de concentration de contraintes au centre du disque. Leurs travaux sont basés sur les solutions analytiques développées par Okubo (1952) et Lekhnitskii (1968).

En considérant la figure 5.5, les composantes de contraintes au centre du disque sont exprimées comme suit (Amadei et al., 1983) :

$$\begin{aligned}\sigma_x &= q_{xx} \frac{W}{\pi D t} \\ \sigma_y &= q_{yy} \frac{W}{\pi D t} \\ \tau_{xy} &= q_{xy} \frac{W}{\pi D t}\end{aligned}\tag{5.32}$$

avec

- q_{xx}, q_{yy}, q_{xy} : facteurs de concentration de contraintes ;
D : diamètre du disque ;
t : épaisseur du disque ;
W : charge diamétrale.

Les facteurs de concentration de contraintes sont dépendants des constantes élastiques anisotropes de la roche, ainsi que de l'angle d'orientation des plans de symétrie (ψ à la figure 5.5) par rapport au système de coordonnées global **x, y, z**.

Les déformations mesurées dans 3 directions ($\varepsilon_{aj}, \varepsilon_{bj}, \varepsilon_{cj}$) dans chaque disque ($j = 1, 3$) sont associées aux équations constitutives de la roche anisotrope combinées aux équations 5.32, de la façon matricielle suivante (Amadei et al., 1983) :

$$[\varepsilon]_{xy} = \frac{W}{\pi D t} [T_b] [A_b]\tag{5.33}$$

ou

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{a_1} \\ \varepsilon_{b_1} \\ \varepsilon_{c_1} \\ \varepsilon_{a_2} \\ \varepsilon_{b_2} \\ \varepsilon_{c_2} \\ \varepsilon_{a_3} \\ \varepsilon_{b_3} \\ \varepsilon_{c_3} \end{bmatrix} = \frac{W}{\pi D t} [T_b] \begin{bmatrix} 1 / E_{x'} \\ 1 / E_{y'} \\ 1 / E_{z'} \\ \nu_{x'y'} / E_{x'} \\ \nu_{y'z'} / E_{y'} \\ \nu_{z'x'} / E_{z'} \\ 1 / G_{x'y'} \\ 1 / G_{y'z'} \\ 1 / G_{x'z'} \end{bmatrix} \quad (5.34)$$

La matrice $[T_b]$ est une matrice 9×9 dont les composantes sont fonction de 9 facteurs de concentration de contraintes qui, pour leur part, sont fonction de 9 ou 5 constantes élastiques dans le cas de roches orthotropes ou transversalement isotropes, respectivement.

D'après Amadei (1996), le système d'équations est fortement non linéaire et restreint, puisque les constantes élastiques anisotropes doivent satisfaire les conditions thermodynamiques des équations 5.10, 5.11, 5.12 et 5.13, exposées précédemment.

Il est intéressant de remarquer que dans le cas particulier de la roche transversalement isotrope, les 5 constantes élastiques peuvent être déterminées à partir de seulement 2 essais diamétraux : (i) l'essai 1 exécuté sur un disque coupé parallèlement au plan isotrope et (ii) l'essai 2 exécuté sur l'autre disque coupé perpendiculairement au plan de symétrie, tel qu'indiqué à la figure 5.5. L'essai 1 correspond au cas plus simple dans lequel le plan isotrope coïncide avec la section plane du disque et les facteurs de concentration de contraintes sont égaux à ceux du matériau isotrope :

$$\begin{aligned}
 q_{xx} &= -2 \\
 q_{yy} &= 6 \\
 q_{xy} &= 0
 \end{aligned}
 \tag{5.35}$$

Ceci permet le calcul immédiat des module de Young (E_1) et coefficient de Poisson (ν_1) du plan isotrope. D'autre part, l'essai 2 offre 3 mesures de déformations qui sont reliées au système d'équations 5.34 avec seulement 3 équations et 3 inconnues (E_2 , ν_2 , G_2), beaucoup plus simple à résoudre.

L'emploi des essais de compression diamétrale des disques offre quelques avantages sur les essais de compression uniaxiale des prismes, puisqu'en plus de rendre possible l'échantillonnage des roches très fracturées, ces essais n'exigent pas une préparation trop minutieuse des disques, ni l'usage d'une presse de chargement plus sophistiquée. Les inconvénients majeurs, soulignés par Amadei (1996), résident dans l'hypothèse que les déformations sont mesurées au centre du disque, même en sachant que la jauge a une longueur non ponctuelle, et que les paramètres élastiques ne sont pas affectés par l'état plutôt biaxial de compression-traction des composantes de contraintes générées par le chargement diamétral.

Toutefois, peu importe que l'essai soit de compression uniaxiale ou diamétrale, il reste que les paramètres d'orientation des plans de symétrie sont toujours requis a priori. Si la roche n'appartient pas à la classe B, les 2 types d'essais perdent leur applicabilité.

L'autre aspect important correspond au fait qu'on postule que les directions préférentielles des roches classe B, déterminées par l'inspection visuelle, coïncident avec les directions principales des plans de symétrie. À la rigueur, l'orientation de ces plans doit être évaluée selon les mêmes résultats d'essai de détermination des constantes élastiques, puisqu'on reconnaît que le type de chargement peut affecter l'anisotropie du

matériau, tel que discuté au chapitre précédent.

Par conséquent, on se retrouve soit avec la procédure de détermination de l'orientation et des constantes élastiques typiques des roches classe A ou soit avec des essais plus sophistiqués, comme celui proposé par Homand et al. (1993). Ces auteurs utilisent l'essai de vitesse sonique sur un échantillon avec la géométrie d'un polyèdre de 18 faces, permettant la détermination des orientations principales et de 21 constantes élastiques anisotropes.

La méthode proposée par Ko & Sture (1974) permet aussi la détermination de 21 constantes élastiques en utilisant l'essai de compression multiaxiale réalisé avec la cellule cubique de l'Université du Colorado. Deux échantillons sous la géométrie d'un cube suffisent pour accomplir la tâche. Cependant, les deux cubes sont préparés différemment, de façon à avoir les plans de symétrie apparents dans la direction parallèle et dans la direction oblique par rapport aux directions des côtés du cube.

Nishimatsu (1970) suggère la réalisation des essais de compression uniaxiale et de torsion de cylindre de roche orthotrope afin de déterminer les 9 constantes élastiques. Les directions et les pendages des plans de symétrie sont toujours connus a priori.

Plus récemment, Talesnick et al. (1995) présentent une procédure d'évaluation de constantes élastiques de roches transversalement isotropes. Ils utilisent l'essai de compression uniaxiale suivie de l'essai de compression biaxiale d'un cylindre creux à paroi mince instrumenté avec jauges tangentiels et axiales collées aux parois interne et externe. Les incréments de déformations mesurées sont reliés aux incréments de composantes de contraintes dues aux chargements uniaxial et biaxial selon la loi de Hooke généralisée anisotrope. Les auteurs acceptent un comportement non linéaire de la roche qui, à toutes fins utiles, devient linéaire pour un incrément contrainte - déformation précis.

En réalité, cette procédure a pour but de constater la présence (ou non) du plan isotrope de la roche dans la direction perpendiculaire à l'axe du manchon, postulé posséder une anisotropie du type cylindrique tel que défini par Lekhnitskii (1963).

L'essai de compression uniaxiale permet de vérifier si les déformations tangentielles aux parois interne et externe sont égales. Si positif, le plan isotrope correspond effectivement au plan perpendiculaire à l'axe du manchon et par conséquent, un essai de compression biaxiale isotrope additionnel permet la détermination des modules d'élasticité et des coefficients de Poisson dans les directions parallèle et perpendiculaire au plan d'isotropie.

Dans le domaine spécifique de la mesure de contraintes, principalement en considérant l'essai réalisé sur des manchons récupérés des essais en place, la littérature rapporte quelques méthodes de détermination de constantes élastiques anisotropes.

La procédure la plus connue correspond aux essais biaxial et triaxial de manchons instrumentés avec la cellule biaxiale BDG (Becker, 1968; Becker & Hooker, 1967 et 1969; Hooker & Johnson, 1969; Aggson, 1977).

Tel que cité au chapitre 2, la cellule BDG est capable de mesurer 3 déplacements radiaux espacés de 120° suivant un plan perpendiculaire à l'axe du cylindre creux. En postulant un matériau linéaire élastique orthotrope dans un état de déformations planes, avec un plan de symétrie parallèle à l'axe du manchon, la méthode permet la détermination des directions principales et des modules de Young du cylindre creux. Dans le cas où cette procédure associe le collage de jauges axiales à la paroi externe du manchon, un essai de compression triaxiale permet l'évaluation des constantes élastiques dans le plan parallèle à l'axe de la carotte.

D'après la théorie développée par Fitzpatrick (1962) et Obert & Duvall (1967) pour un cylindre creux isotrope en état de contraintes planes, Bickel (1993) propose la détermination des modules d'élasticité anisotropes à partir des mesures de la cellule BDG

selon une orientation angulaire précise à chaque essai de compression biaxiale du manchon.

Les déplacements diamétraux selon chaque orientation permettent la construction d'un ellipsoïde qui informe de la direction des axes de symétrie du manchon, soit graphiquement, soit analytiquement comme suit,

$$\tan \omega = - \frac{\sqrt{3} (U_2 - U_3)}{2 U_1 - U_2 - U_3} \quad (5.36)$$

où

U_i = déplacement diamétral selon la direction i ($i = 1, 2, 3$ correspondant aux palpeurs à 120° entre eux de la cellule BDG) ;

ω = angle entre la direction principale et l'orientation du palpeur 1 (U_1), mesuré positif dans le sens anti-horaire.

Les modules d'élasticité anisotropes sont déterminés à partir des déplacements diamétraux maximal et minimal selon l'expression suivante :

$$E_i = \frac{4ab^2 P}{(b^2 - a^2) U_i} \quad (5.37)$$

où

E_i = module d'élasticité dans la direction principale i ($i = 1, 2$) ;

P = pression biaxiale isotrope ;

U_i = déplacement diamétral dans la direction parallèle à E_i ;

a = rayon interne du manchon ;

b = rayon externe du manchon.

Un survol des travaux concernant les cellules de mesure de contraintes dites "triaxiales" indique que dans le cas de la cellule CSIR, il y a seulement trois procédures de détermination des paramètres élastiques. La première correspond au calcul du module d'élasticité et du coefficient de Poisson de la roche isotrope à partir de la moyenne arithmétique des paramètres de déformabilité locaux mesurés par chaque rosette.

La théorie classique du cylindre creux à paroi épaisse est appliquée aux mesures de la cellule CSIR du manchon en compression biaxiale isotrope afin de déterminer les modules d'élasticité correspondant aux rosettes A, B et C, comme suit,

$$E_i = \frac{2b^2 P}{(b^2 - a^2) \varepsilon_{\theta_i}} \quad (5.38)$$

où

E_i = module d'élasticité tangentiel de la rosette i ($i = A, B, C$) ;

ε_{θ_i} = déformation tangentielle de la rosette i ($i = A, B, C$) ;

P = pression biaxiale isotrope ;

a = rayon interne du manchon ;

b = rayon externe du manchon.

Les coefficients de Poisson sont calculés à partir de l'équation suivante :

$$\nu_i = - \frac{\varepsilon_{z_i}}{\varepsilon_{\theta_i}} \quad (5.39)$$

où

ν_i = coefficient de Poisson tangentiel de la rosette i ($i = A, B, C$) ;

ε_{z_i} = déformation axiale de la rosette i ;

$\varepsilon_{\theta i}$ = déformation tangentielle de la rosette i .

La deuxième méthode de détermination des paramètres élastiques avec la cellule CSIR correspond à celle proposée par Gonano & Sharp (1983) dans le cas des roches anisotropes, dans le modèle d'interprétation des mesures de roches anisotropes non linéaires, présenté à la section 3.5.2.

Les quatre paramètres de déformabilité, soient les modules de Young dans le plan isotrope (E_1), perpendiculaire à ce plan (E_2), les coefficients de Poisson respectifs (ν_1 , ν_2) sont évalués à partir d'un essai de compression biaxiale isotrope du manchon avec l'axe orienté dans la direction parallèle au plan isotrope.

Gonano & Sharp (1983) utilisent le fait que la variation de la déformation tangentielle du cylindre creux soumis à une pression radiale uniforme obéit à une courbe sinusoïdale symétrique avec 180° de phase. De cette façon, les auteurs considèrent que deux conditions de chargement différentes sollicitent le même manchon de roche pendant l'essai de compression biaxiale isotrope.

La figure 5.6 schématise le principe. La première condition de chargement, la condition N, est représentée par la pression appliquée perpendiculairement au plan d'isotropie et elle permet la détermination des paramètres de déformabilité E_1 et ν_1 . La deuxième condition, P, est représentée par une pression appliquée parallèlement au plan isotrope et permet l'évaluation de E_2 et ν_2 . À partir des déformations tangentielles enregistrées avec les jauges des trois rosettes, une courbe sinusoïdale de déformations est calculée et elle permet de déterminer l'angle correspondant à la direction du plan d'isotropie du manchon.

Un programme basé sur la théorie du cylindre à paroi épaisse (Poulos & Davies, 1974) traite les déformations mesurées lors d'essai de rechargement et calcule les paramètres de déformabilité E_1 , E_2 , ν_1 et ν_2 en fonction de la pression biaxiale.

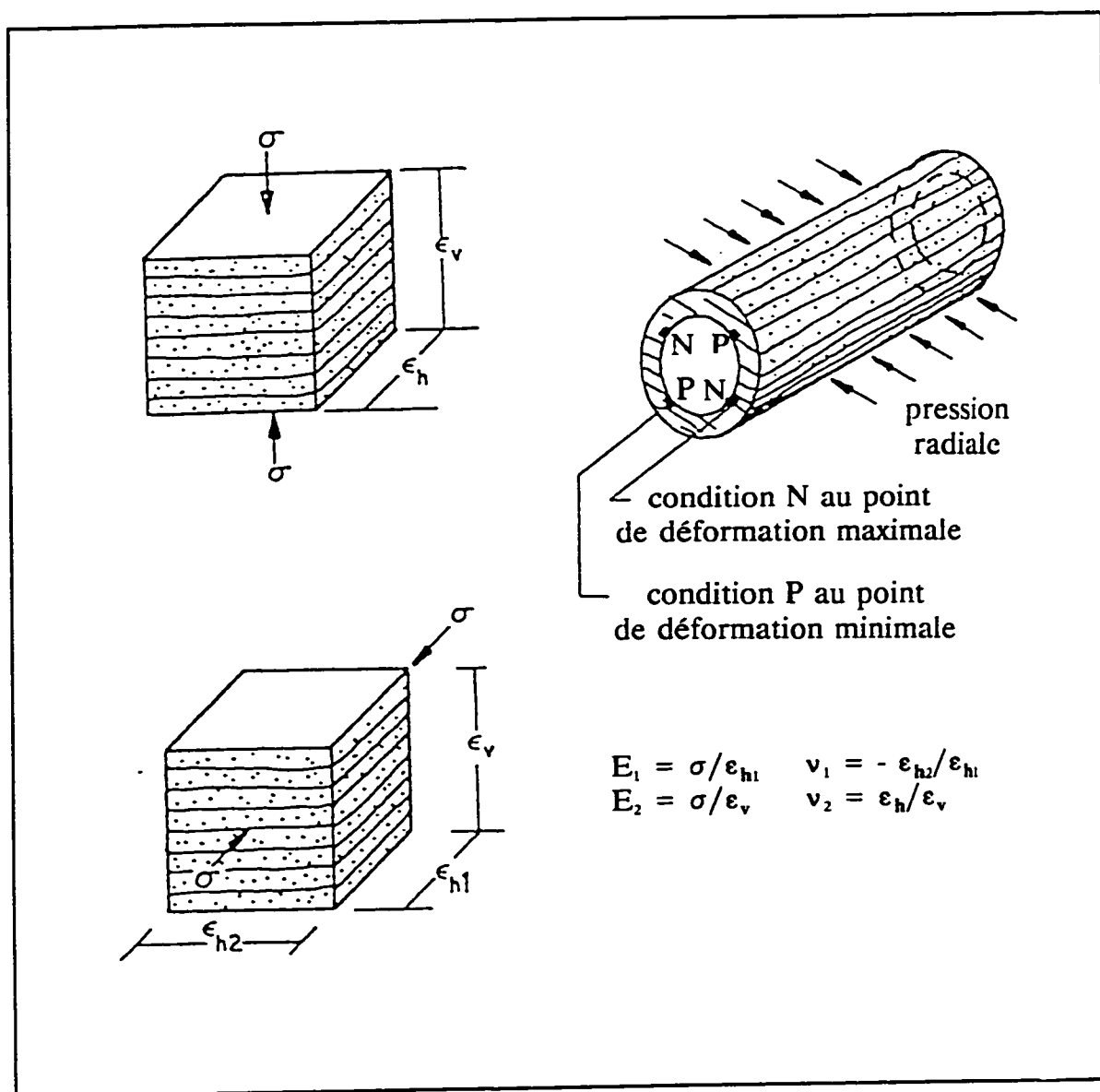


Figure 5.6 - Paramètres de déformabilité et conditions de chargement Normal et en Parallèle dans le manchon en compression biaxiale (d'après Gonano & Sharp, 1983)

De cette façon, la procédure considère en plus la non linéarité de la roche selon les variations des modules de Young sécants avec la variation de la pression biaxiale, tel que suggéré par Aggson (1977) dans le cas de roches au comportement non linéaire, à la section 3.4.1.

Il est intéressant de mentionner que Gonano & Sharp (1983) n'observent pas une différence significative entre les valeurs de ν_1 et ν_2 , déterminées expérimentalement, d'où l'adoption d'une constante élastique isotrope unique. D'un autre côté, le module de cisaillement anisotrope est calculé selon le principe de Saint-Venant (présenté à la prochaine section), car les auteurs vérifient que les valeurs du module de cisaillement anisotrope calculées sont très proches des valeurs mesurées des essais en laboratoire exécutés sur des éprouvettes cylindriques.

Toutefois, on souligne que cette méthode traite seulement du cas particulier des roches transversalement isotropes avec le plan d'isotropie orienté parallèlement à l'axe des manchons surcarottés.

La troisième méthode de détermination des paramètres de déformabilité anisotropes est aussi un cas particulier, puisqu'elle est applicable seulement dans des cas de roches transversalement isotropes avec le plan d'isotropie orienté parallèlement ou perpendiculairement à l'axe du manchon.

Cette procédure est proposée par Worotnicki (1993) dans le cas de la cellule CSIRO (présentée au chapitre 2). Il considère la théorie d'élasticité anisotrope de Lekhnitiskii (1963) concernant l'état de contraintes d'une plaque anisotrope infinie avec une cavité circulaire, généré par un chargement isotrope. Le manchon est donc considéré comme un cylindre creux de rayon interne a et de rayon externe b infini. Les constantes élastiques anisotropes sont calculées à partir des déformations axiales, tangentielles et à 45 degrés, enregistrées par la cellule du manchon en compression biaxiale et uniaxiale.

L'auteur utilise les paramètres complexes proposés par Lekhnitiskii (1963, 1968) qui expriment le caractère anisotrope de la roche selon les équations suivantes :

$$\mu = - \sqrt{\frac{E_1}{E_2}}$$

$$n = \sqrt{2 \left(\frac{E_1}{E_2} - \nu_1 \right) + \frac{E_1}{G_2}} \quad (5.40)$$

La formulation proposée par Worotnicki (1993) est reprise dans le présent travail avec les modifications requises afin de considérer les mesures de la cellule CSIR.

Dans les cas des manchons possédant le plan isotrope parallèle à l'axe, on a :

(i) en compression biaxiale (P)

$$\begin{aligned} \varepsilon_z &= - \frac{P}{E_1} (\nu_1 + \nu_2) \\ \varepsilon_\theta &= \frac{P}{2E_1} \left[(1 + \mu)^2 + n(1 - \mu) - (1 + \mu)(1 - \mu + n) \cos 2\theta \right] \end{aligned} \quad (5.41)$$

(ii) en compression uniaxiale (P_{ax})

$$\begin{aligned} \varepsilon_z &= \frac{P_{ax}}{E_1} \\ \varepsilon_\theta &= - \frac{P_{ax}}{E_1} (\nu_1 \sin^2 \theta + \nu_2 \cos^2 \theta) \end{aligned} \quad (5.42)$$

Dans le cas des manchons possédant le plan isotrope perpendiculaire à l'axe, on a :

(i) en compression biaxiale (P)

$$\begin{aligned}\varepsilon_z &= \frac{2 \nu_2 b^2 P}{(b^2 - a^2) E_1} \\ \varepsilon_\theta &= \frac{2 b^2 P}{(b^2 - a^2) E_1}\end{aligned}\tag{5.43}$$

(ii) en compression uniaxiale (P_{ax})

$$\begin{aligned}\varepsilon_z &= \frac{P_{ax}}{E_2} \\ \varepsilon_\theta &= -\nu_2 \frac{P_{ax}}{E_2}\end{aligned}\tag{5.44}$$

Amadei (1985) annonce brièvement que la réponse $\sigma - \varepsilon$ des roches isotropes, transversalement isotropes et orthotropes peut être évaluée à partir des essais de rechargement biaxial réalisés sur des manchons avec la cellule CSIRO.

D'après le rapport technique du CSIRO (Amadei, 1986), la méthode n'impose pas de conditions restrictives concernant l'orientation du manchon par rapport aux axes de symétrie de la roche. Toutefois, le diamètre externe du manchon est postulé infini, ce qui signifie dans la pratique que le diamètre externe doit être plus grand que 3,5 ou 4 fois le diamètre interne.

De plus, le manchon est postulé être sous un état de déformations planes provoqué par le rechargement biaxial radial qui en effet génère plutôt un état de contraintes planes car il n'y a pas de sollicitation dans la direction axiale du cylindre creux.

Théoriquement, un essai biaxial du manchon orthotrope avec la cellule CSIRO à 4 rosettes à 3 jauges serait suffisant pour déterminer les 9 constantes élastiques anisotropes. La cellule CSIRO à 3 rosettes à 3 jauges permettrait la détermination des 5 constantes élastiques des manchons transversalement isotropes.

En conclusion, l'auteur du présent travail observe que même s'il y a un consensus général sur l'importance de déterminer les caractéristiques de déformabilité de la roche à partir des propres manchons récupérés lors d'essai de mesures de contraintes en place, on dispose d'un nombre assez réduit d'outils pour le faire.

À l'exception de la méthodologie de Amadei (1986), toutes les méthodes existantes exigent une orientation prédéfinie du manchon par rapport aux axes de symétrie du massif. Dans une campagne d'essais en place, il est plutôt rare qu'on puisse se permettre de choisir l'orientation des forages par rapport aux directions de symétrie du milieu qui présenterait des structures visibles indiquant les plans de symétrie. Il ne faut pas oublier que dans certains cas où le massif rocheux appartient à la classe A, ceci est impossible.

D'autre part, il est important de remarquer qu'à l'échelle du manchon, les processus de surcarottage peuvent générer des nouvelles microfissures et/ou propager les microfissures existantes. De cette façon, le manchon apparemment isotrope est en effet anisotrope à l'échelle des mesures de déformations enregistrées par les jauges de la cellule CSIR, ainsi qu'à l'échelle de la mesure de contraintes en place et à l'échelle de la mesure de constantes élastiques, représentées par le manchon.

Par conséquent, l'auteur propose une méthodologie innovatrice de détermination des constantes élastiques anisotropes et des paramètres d'orientation à partir d'un seul essai conventionnel de rechargement biaxial du manchon récupéré (endommagé ou non) lors d'essai de mesures de contraintes avec la cellule triaxiale CSIR.

5.4 Méthode analytique d'évaluation de l'anisotropie proposée

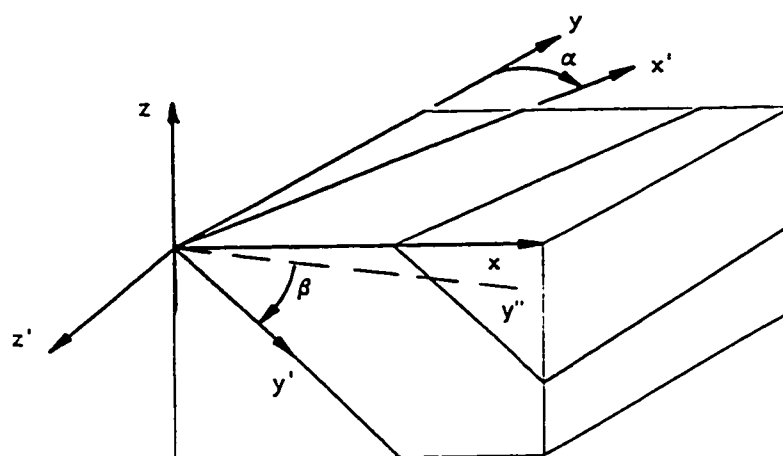
5.4.1 Définition du problème et des hypothèses

L'objectif de la méthodologie proposée correspond à la détermination des paramètres d'orientation et des constantes élastiques de la roche anisotrope à partir de déformations enregistrées avec la cellule triaxiale CSIR des manchons soumis à un essai de rechargement biaxial conventionnel.

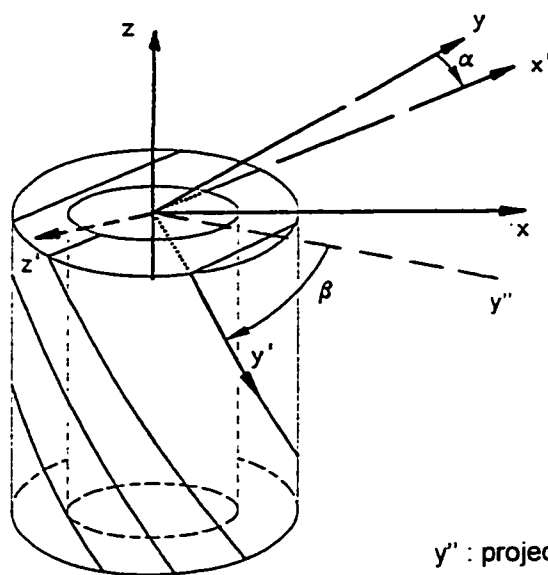
Le problème englobe 3 échelles différentes (figure 5.7) : (i) l'échelle du massif rocheux, correspondant au milieu d'origine du manchon récupéré lors d'essai de mesures de contraintes in situ ; (ii) l'échelle du manchon, correspondant à la portion de roche intacte dans laquelle les mesures des déformations dues au relâchement de contraintes du massif rocheux et au rechargement biaxial sont réalisées ; (iii) l'échelle de la jauge de la cellule CSIR, correspondant à la portion localisée du manchon de roche effectivement mesurée.

Le massif rocheux est schématisé par le bloc de la figure 5.7 a. Le système de coordonnées X, Y, Z correspond au système global in situ et le système de coordonnées X', Y', Z' correspond au système attaché à l'anisotropie du massif rocheux. Le système d'anisotropie est orienté par rapport au système global selon deux angles : (i) α , qui représente la direction des plans de symétrie et (ii) β , qui représente leur pendage.

De façon similaire, le manchon de roche obtenu lors du surcarottage in situ (figure 5.7 b) possède deux systèmes de coordonnées : x, y, z , correspondant au système global du manchon (coïncide avec X, Y, Z), et x', y', z' , correspondant au système attaché à l'anisotropie de la roche (coïncide avec X', Y', Z').



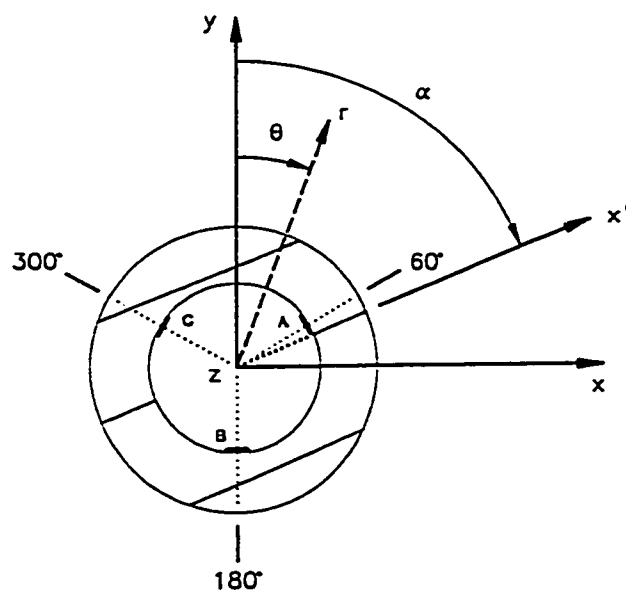
(a) Massif rocheux



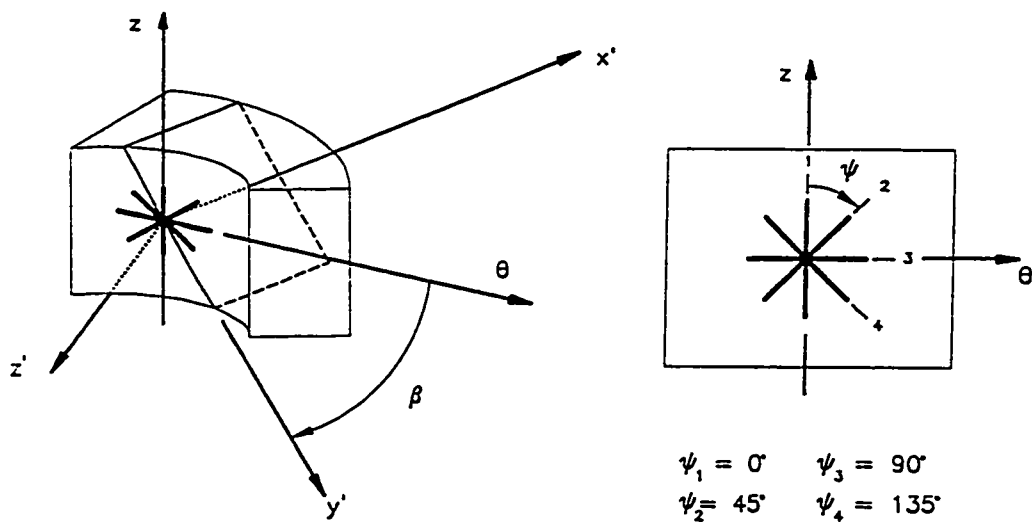
y'' : projection de y'
dans le plan xy

(b) Manchon

Figure 5.7 - Systèmes de coordonnées de la méthode analytique de détermination de l'anisotropie : (a) massif rocheux (b) manchon



(c) Cellule CSIR



(d) Rosette à quatre jauges

Figure 5.7 - Systèmes de coordonnées de la méthode analytique de détermination de l'anisotropie : (c) cellule CSIR (d) rosette à 4 jauges (suite)

Les angles α et β définissent la direction et le pendage des plans isotropes du manchon. La direction α peut varier de 0° à 360° (l'origine étant situé à l'axe y) et le pendage β varie de 0° (plan horizontal xy) à 90° (plans verticaux yz ou xz), mesuré à partir de la droite correspondant à la direction du pendage du plan d'isotropie (figure 5.7a et b).

À l'échelle de la mesure de déformations, soit l'échelle de la rosette de jauges schématisée à la figure 5.7 c et d, on a les mêmes systèmes de coordonnées global et de l'anisotropie, sauf que le système de coordonnées rectangulaires global x, y, z est transformé en coordonnées cylindriques r, θ, z (z maintenu constant) afin d'identifier la position angulaire de chaque rosette de la cellule CSIR à l'intérieur du cylindre creux. L'angle θ oriente ce système de coordonnées local par rapport au système global avec son origine fixée en y . Finalement, chacune des 4 jauges de chaque rosette est identifiée dans un système de coordonnées bidimensionnel θ, z particulier à la rosette A ($\theta_A = 60^\circ$), à la rosette B ($\theta_B = 180^\circ$) et à la rosette C ($\theta_C = 300^\circ$), tel que schématisé aux figures 5.7 c et d.

La procédure mathématique de détermination des paramètres et des constantes élastiques anisotropes de la roche est développée sur les hypothèses de base suivantes :

- (i) **Hypothèse 1** : Le manchon de roche est un matériau continu, statistiquement homogène, isotrope ou transversalement isotrope, avec un comportement global de déformation linéaire et élastique.
- (ii) **Hypothèse 2** : La portion de roche sous les rosettes de la cellule CSIR est un matériau continu, statistiquement homogène, transversalement isotrope avec un comportement linéaire élastique.
- (iii) **Hypothèse 3** : Le plan d'isotropie du manchon a une orientation quelconque, représentée par une direction α et un pendage β , définis comme étant les paramètres d'orientation anisotropes.

- (iv) **Hypothèse 4** : Les constantes élastiques anisotropes sont représentées par les modules d'élasticité E_1 et E_2 , les coefficients de Poisson ν_1 et ν_2 et le module de cisaillement G_2 exprimé selon l'expression empirique de Saint-Venant (1863). Ces constantes sont définies dans le système de coordonnées associé à l'anisotropie x', y', z' et déjà énoncés dans la matrice $[A]$ à l'équation 5.7.
- (v) **Hypothèse 5** : La distribution des contraintes dans le cylindre creux anisotrope peut être déterminée à partir de la théorie d'élasticité isotrope linéaire classique.
- (vi) **Hypothèse 6** : Les déformations mesurées sont postulées ponctuelles, en négligeant la longueur de la jauge. Toutefois, les jauges de 9 mm de longueur typiques de la cellule CSIR doivent être capables de mesurer une portion de matériau représentative de la roche, tel que discuté au chapitre précédent.

L'isotropie transversale a été choisie parce que elle représente un des types d'anisotropie les plus communs dans les massifs rocheux (Ribacchi, 1977; van Heerden, 1983; Rahn, 1984; Corthésy & Gill, 1990a), en plus d'être moins complexe à traiter analytiquement. D'autre part, le matériau disponible pour l'évaluation expérimentale du modèle analytique développé est classifié comme étant une roche transversalement isotrope, tel que présenté au chapitre 6.

Les paramètres d'orientation du plan isotrope du matériau peuvent avoir une direction et un pendage quelconques. Aucune restriction n'est imposée dans le modèle analytique développé.

Les 5 constantes élastiques anisotropes, énoncées à l'hypothèse 4, sont déterminées suivant le modèle proposé. Toutefois, la complexité de calculs peut être beaucoup plus réduite si on postule que le module de cisaillement G_2 est bien représenté par les expressions empiriques suivantes :

- Saint-Venant (1863)

$$G_2 = \frac{E_1 E_2}{E_1 + E_2 + 2\nu_2 E_1} \quad (5.45)$$

- Batugin & Nirenburg (1972)

$$G_2 = \frac{E_1 E_2}{E_1 + E_2 + 2\nu_2 E_2} \quad (5.46)$$

- Kiehl (1980)

$$G_2 = \frac{E_2}{2 \left[\nu_2 (1 + \nu_1) + \sqrt{\left(\frac{E_2}{E_1} - \nu_2^2 \right) (1 - \nu_1^2)} \right]} \quad (5.47)$$

Worotnicki (1993), se basant sur l'analyse de résultats de plus de 200 essais statiques et dynamiques, affirme que l'expression 5.45 de Saint-Venant est très proche des valeurs expérimentales de G_2 dans les cas des roches classifiées comme quartzo-feldspathiques (granites, grès orthoquartzitiques et arcosiennes, gneiss) et basiques / lithiques (basaltes, grès lithiques et argileux, amphibolites). La figure 5.8 indique l'excellente corrélation entre les valeurs expérimentales et les valeurs calculées selon Saint-Venant.

Il est intéressant de remarquer que d'après cet auteur, ces deux groupes de roches présentent un rapport entre les modules de Young maximal et minimal (E_{\max} / E_{\min}) inférieur à 1,3 dans 70% des cas analysés et inférieur à 1,5 dans 80% des cas. Les roches présentent un degré d'anisotropie qui peut être classifié comme réduit à modéré.

On observe que plus le degré d'anisotropie est élevé, plus grande est la dispersion entre les valeurs expérimentales et les valeurs calculées de G_2 . En particulier, ceci se confirme

dans le cas de roches pelitiques (schistes, phillites, "mudstones") et carbonatiques (dolomites, marbres, calcaires) avec un rapport E_{\max} / E_{\min} inférieur à 2 dans seulement 50% des cas analysés.

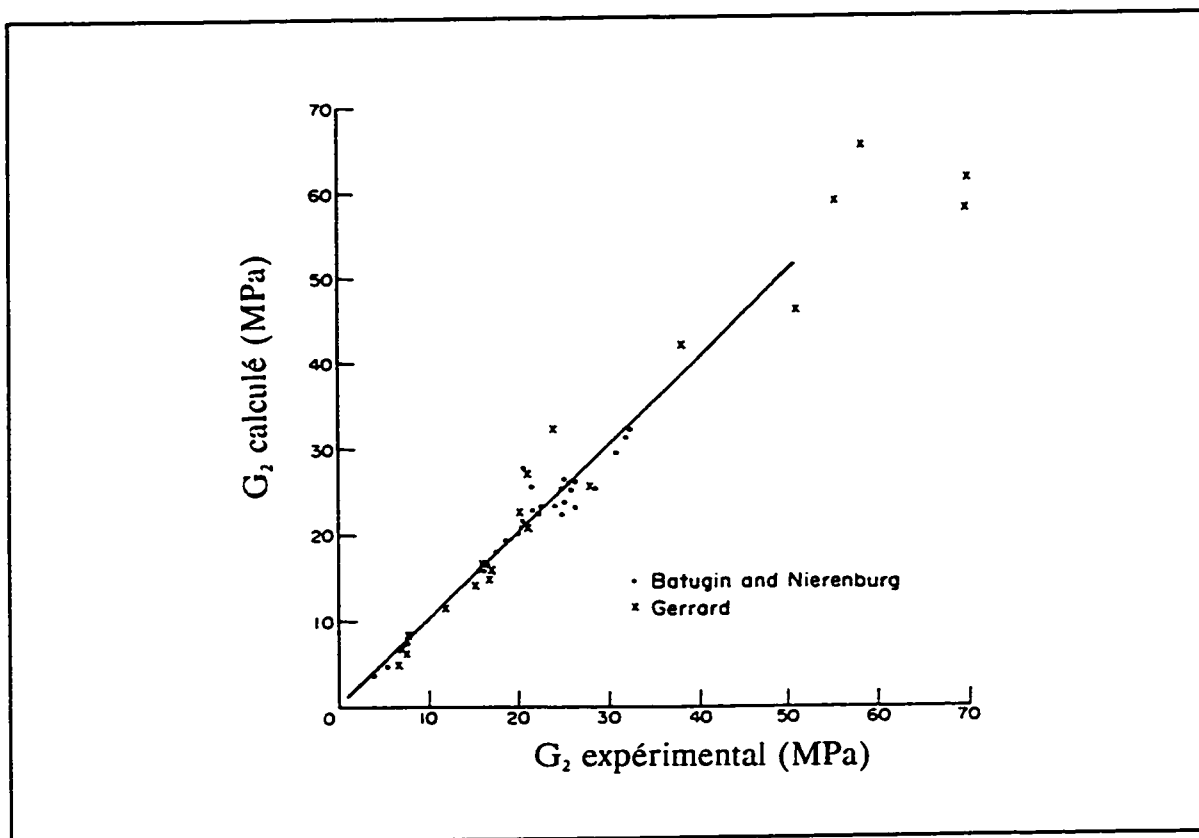


Figure 5.8 - Modules de cisaillement des roches quartzo-feldspathiques et basiques-lithiques déterminés expérimentalement et théoriquement selon Saint-Venant (d'après Worotnicki, 1993)

D'autre part, Barden (1963) montre analytiquement que dans un état de contraintes planes, le module de cisaillement G_2 est fonction des autres constantes anisotropes selon la même expression empirique proposée par Saint-Venant (1863). Conséquemment, dans le modèle développé, l'équation 5.45 est utilisée afin de définir le module de cisaillement G_2 et réduire à 4 le nombre de constantes élastiques à déterminer.

L'hypothèse 5 est requise car il n'existe pas, dans la littérature, de solution exacte permettant de déterminer la distribution de contraintes pour un comportement anisotrope et non linéaire. Cependant, Lekhnitskii (1968) développe deux théories qui peuvent être assimilées au cas du cylindre creux avec la cellule triaxiale CSIR sous compression biaxiale isotrope.

La première théorie traite d'une plaque homogène anisotrope infinie avec une cavité circulaire centrale de petite dimension soumise à une sollicitation hydrostatique, tel que montré à la figure 5.9. En considérant un état de contraintes planes et que les directions x et y correspondent aux directions principales des contraintes appliquées à la plaque, la distribution de la contrainte tangentielle au contour de la cavité obéit à l'expression suivante :

$$\sigma_{\theta} = P \frac{E_{\theta}}{E_1} \left[-k + k(k+n) \cos^2\theta + (1+n) \sin^2\theta \right] \quad (5.48)$$

avec,

$$\begin{aligned} \frac{1}{E_{\theta}} &= \frac{\sin^4\theta}{E_1} + \left(\frac{1}{G_2} - \frac{2\nu_1}{E_1} \right) \sin^2\theta \cos^2\theta + \frac{\cos^4\theta}{E_2} \\ k &= \sqrt{\frac{E_1}{E_2}} \\ n &= \sqrt{2 \left(\frac{E_1}{E_2} - \nu_1 \right) + \frac{E_1}{G_2}} \end{aligned} \quad (5.49)$$

où

P = pression hydrostatique ;
 E_{θ} = module d'élasticité dans la direction tangentielle ;
 θ = angle polaire mesuré à partir de l'axe x ;

$E_1, E_2, \nu_1, G_2 =$ constantes élastiques anisotropes.

La figure 5.9 illustre la distribution de la contrainte tangentielle au contour de la cavité d'une plaque de contreplaqué avec un rapport E_1 / E_2 égal à 2 ($E_1 = 1,2 \text{ kgf/cm}^2$). La comparaison entre cette distribution et celle constante et égale à $2P$ d'une plaque isotrope ($E_1/E_2 = 1$) indique une différence maximale de 11,5% à 90° .

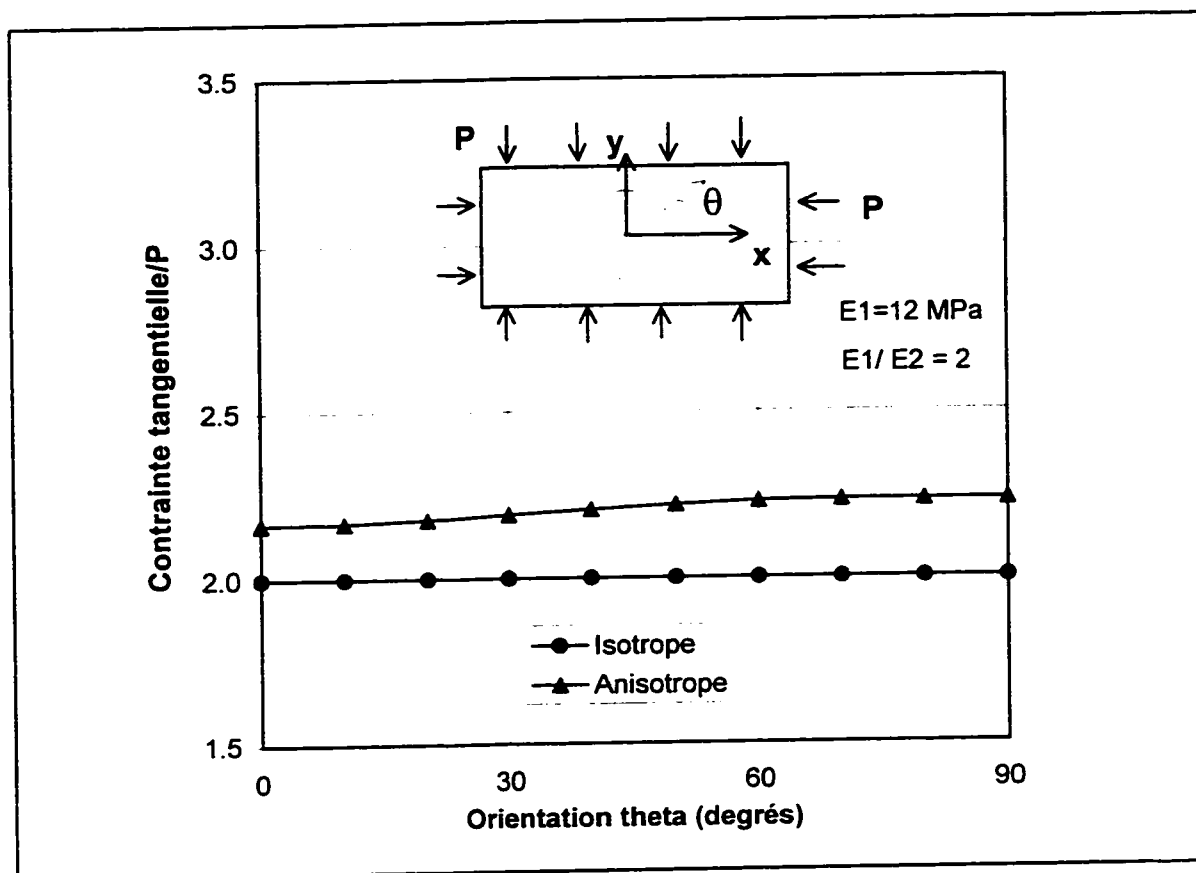


Figure 5.9 - Distribution de la contrainte tangentielle au contour de la cavité d'une plaque infinie de contreplaqué ($E_1/E_2=2$) en compression hydrostatique

De façon analogue, la figure 5.10 montre les différences trouvées entre les distributions de contraintes tangentielles, au contour des cavités circulaires des plaques transversalement isotropes possédant différents degrés d'anisotropie, par rapport à la distribution de la plaque isotrope.

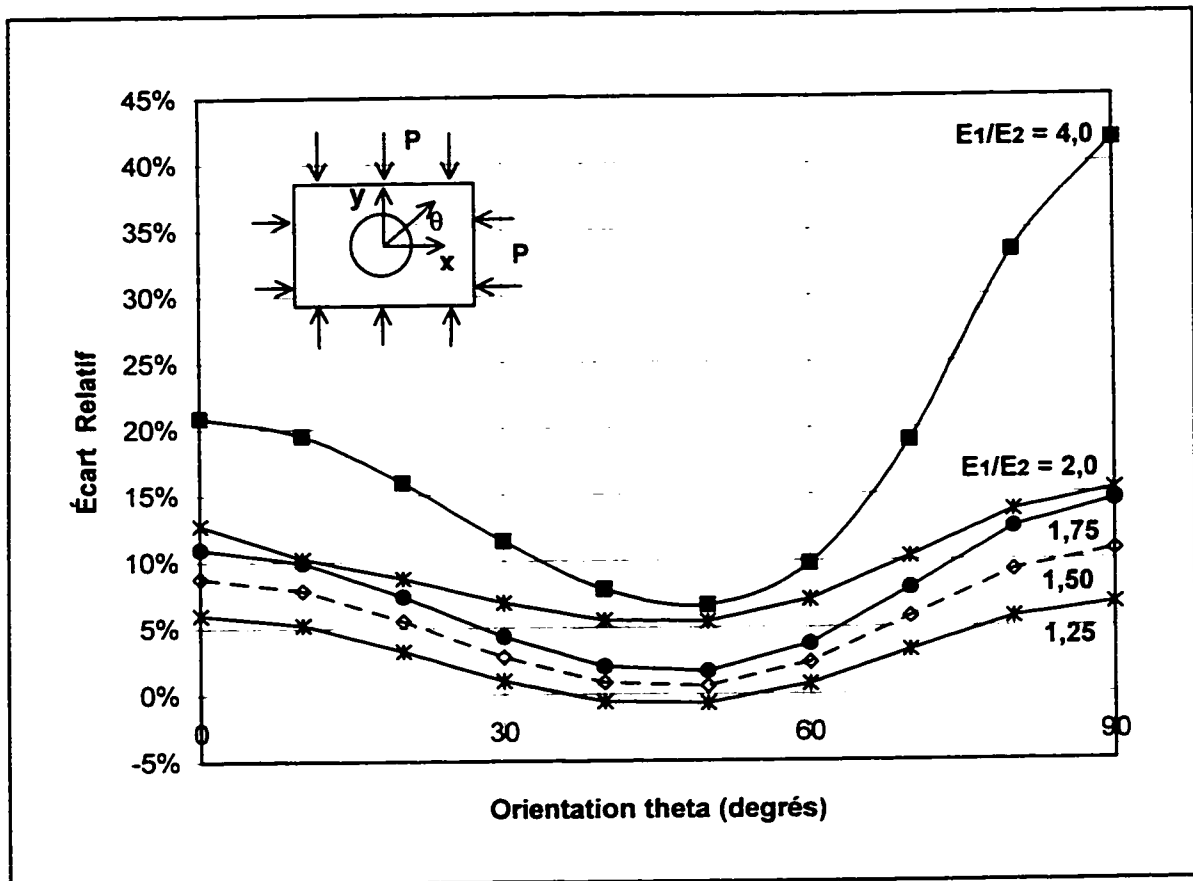


Figure 5.10 - Écart relatif sur la distribution des contraintes tangentielles au contour de la cavité circulaire des plaques anisotropes par rapport à la plaque isotrope en compression hydrostatique

Dans cet exemple, on considère le module d'élasticité E_2 égal à 30 GPa, les coefficients de Poisson ν_1 et ν_2 égaux à 0,15 et 0,25, G_2 selon Saint-Venant et les degrés d'anisotropie qui varient entre 1 et 4. On peut constater à partir de cette figure que plus le degré d'anisotropie est grand, plus la différence entre les valeurs de contraintes calculées selon les théories isotrope et anisotrope devient importante.

Toutefois, on remarque que l'écart relatif maximal est égale à 15% dans le cas d'un matériau anisotrope de degré d'anisotropie E_1/E_2 égal à 2,0. Dans le cas des matériaux faiblement anisotropes, l'écart relatif n'arrive même pas à 7% ($E_1/E_2 = 1,2$). Cependant, l'écart monte à presque 42% dans le cas de matériaux plus anisotropes ($E_1/E_2 = 4,0$).

Le deuxième développement analytique de Lekhnitskii (1968) applicable au manchon avec la cellule CSIR correspond au cas de l'anneau avec isotropie transversale rectilinéaire. Tout comme le souligne l'auteur, il n'existe pas de solution exacte pour ce type d'anisotropie en considérant la géométrie des cylindres (creux ou solides) et des anneaux. La solution mathématique fermée est disponible seulement pour les cas des cylindres, des disques et des anneaux avec anisotropie cylindrique. Avec ce type d'anisotropie, le problème est beaucoup plus simple, car les propriétés élastiques ne varient pas avec la direction radiale.

Dans les cas de l'anisotropie rectilinéaire des cylindres ou disques, le problème devient très complexe, puisque les directions radiales ne sont pas équivalentes et par conséquent, les contraintes sont dépendantes de la direction angulaire θ .

Toutefois, Lekhnitskii (1968) offre une solution pour le cas des anneaux à faible anisotropie rectilinéaire. Cette solution est approximée puisque Lekhnitskii fait l'élimination des termes anisotropes à partir de la deuxième puissance afin de simplifier le développement des équations. Cependant, les termes éliminés induisent des erreurs négligeables selon l'auteur. La solution de Lekhnitskii devient meilleure avec la réduction de l'anisotropie du matériau. On signale que cet auteur ne fournit pas une plage de valeurs concernant l'intensité de l'anisotropie. D'après Worotnicki (1993), les roches faiblement à modérément anisotropes présentent un rapport E_1/E_2 maximal qui varie entre 1,3 à 1,5.

L'anneau d'anisotropie rectilinéaire modérée, illustré à la figure 5.11, est sous un état de contraintes planes dû à des pressions isotropes externes (q) et/ou internes (p). L'origine du système de coordonnées est placée au centre de l'anneau et les axes x et y correspondent aux directions de symétrie élastique.

D'après Lekhnitskii (1956, 1968), les contraintes dans l'anneau sont exprimées par :

$$\begin{aligned}\sigma_r = & \frac{pc^2 - q}{1 - c^2} - \frac{(p - q)c^2}{1 - c^2} \left(\frac{b}{r}\right)^2 + \alpha_1 \alpha_2 \left[A \left(\frac{r}{b}\right)^4 + B \left(\frac{r}{b}\right)^2 \right. \\ & \left. + 3C \left(\frac{b}{r}\right)^4 + D \left(\frac{b}{r}\right)^6 + 2 \left(\frac{b}{r}\right)^2 \right] \frac{(p - q)c^2}{1 - c^2} \cos 4\theta\end{aligned}\quad (5.50)$$

$$\begin{aligned}\sigma_\theta = & \frac{pc^2 - q}{1 - c^2} + \frac{(p - q)c^2}{1 - c^2} \left(\frac{b}{r}\right)^2 + \alpha_1 \alpha_2 \left[-3A \left(\frac{r}{b}\right)^4 - B \left(\frac{r}{b}\right)^2 \right. \\ & \left. - C \left(\frac{b}{r}\right)^4 - D \left(\frac{b}{r}\right)^6 \right] \frac{(p - q)c^2}{1 - c^2} \cos 4\theta\end{aligned}\quad (5.51)$$

$$\begin{aligned}\tau_{r\theta} = & \alpha_1 \alpha_2 \left[-2A \left(\frac{r}{b}\right)^4 - B \left(\frac{r}{b}\right)^2 + 2C \left(\frac{b}{r}\right)^4 \right. \\ & \left. + D \left(\frac{b}{r}\right)^6 + 0,5 \left(\frac{b}{r}\right) \right] \frac{(p - q)c^2}{1 - c^2} \sin 4\theta\end{aligned}\quad (5.52)$$

avec

$$A = \frac{5}{2\delta} (1 + c^2) \quad (5.53)$$

$$B = -\frac{3}{2\delta} (3 + 4c^2 + 3c^4)$$

$$C = -\frac{3c^2}{2\delta} (1 + c^2) (1 + 5c^2 + c^4) \quad (5.53)$$

$$D = \frac{5c^4}{2\delta} (1 + 4c^2 + c^4)$$

$$\delta = 1 + 4c^2 + 10c^4 + 4c^6 + c^8$$

$$c = \frac{a}{b}$$

$$\alpha_1 = 1 - i\mu_1$$

$$\alpha_2 = 1 - i\mu_2$$

$$i = \sqrt{-1}$$

où

a = rayon interne ;

b = rayon externe ;

r = distance radiale ($a \leq r \leq b$) ;

μ_1, μ_2 = paramètres complexes de Lekhnitskii.

Les paramètres α_1 et α_2 sont obtenus à partir des paramètres complexes de Lekhnitskii (1963, 1968) et ils caractérisent le degré d'anisotropie du matériau. Plus les paramètres complexes s'approchent de i , plus les paramètres α_1 et α_2 s'approchent de zéro, et conséquemment, plus le matériau est isotrope. On observe que si un paramètre complexe est égal à i , un des paramètres α_i va évaluer zéro et la distribution des contraintes de l'anneau anisotrope (équations 5.50 à 5.53) sera alors exactement la même que pour l'anneau isotrope.

La figure 5.11 présente une comparaison entre les composantes de contraintes à la paroi interne ($r = a$) de l'anneau en contreplaqué ($E_1/E_2 = 2,0$, $E_1 = 1,2 \text{ kgf/cm}^2$) avec α_1 et α_2 égaux à 0,489 et -0,609, calculées selon les équations 5.50, 5.51, 5.52 et 5.53, et les composantes de contraintes calculées tout simplement à partir de la théorie d'élasticité classique du cylindre isotrope à paroi épaisse (Timoshenko & Goodier, 1951).

La section droite du cylindre creux, c'est-à-dire de l'anneau, possède un rayon interne (**a**) de 19 mm correspondant au rayon du forage pilote exécuté pour la mise en place de la cellule CSIR. Dans la même figure, le rayon externe (**b**) est considéré égal à 43 mm et l'anneau est soumis à une compression radiale isotrope externe ($q = P_{\text{rad}}$; $p = 0$), tout comme un essai de rechargement biaxial isotrope conventionnel du manchon.

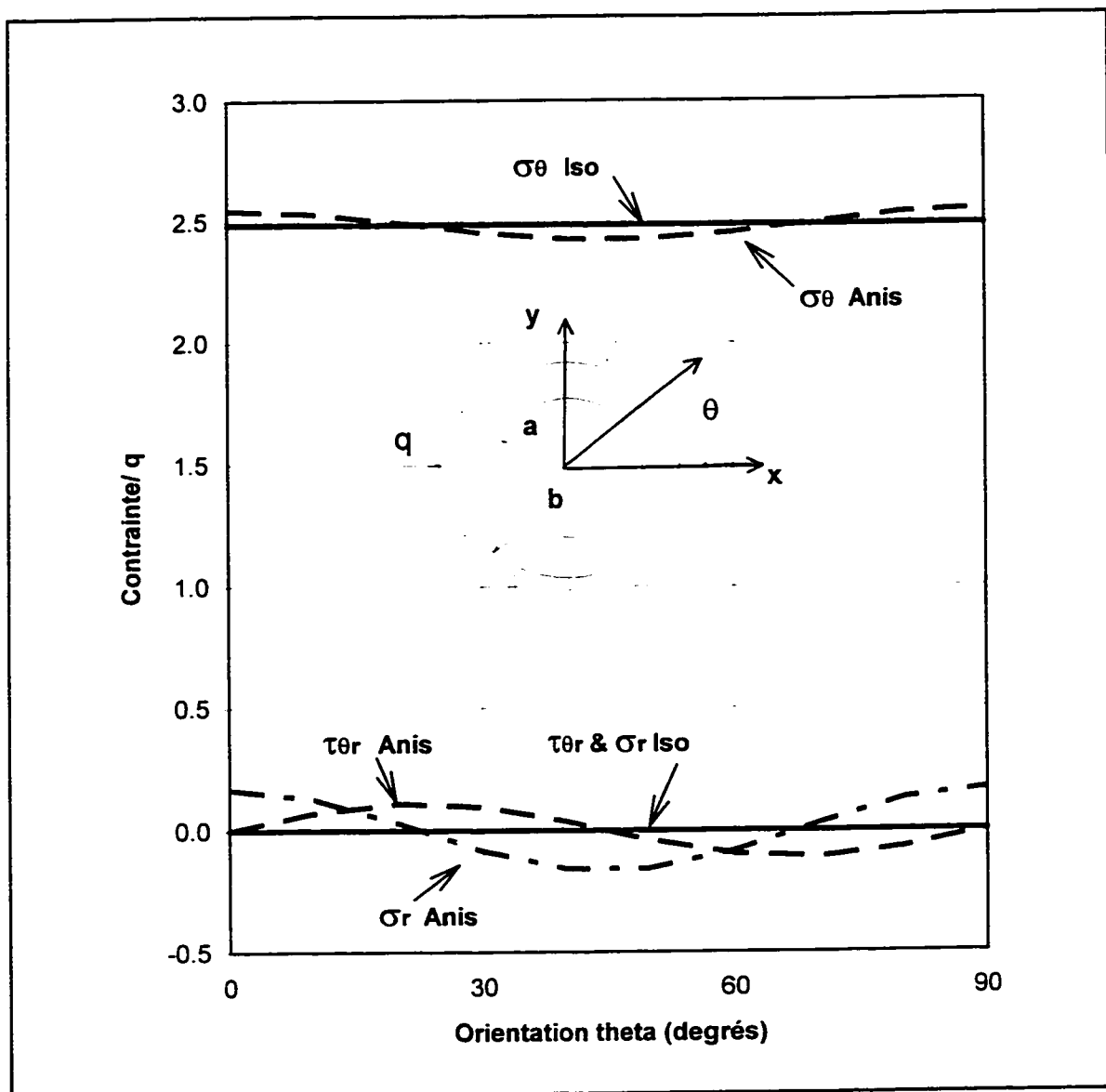


Figure 5.11 - Distribution des contraintes à la paroi interne de l'anneau anisotrope en contreplaqué ($E_1/E_2 = 2$) et l'anneau isotrope ($a=19$ mm et $b=43$ mm)

On observe à la figure 5.11 une variation des 3 composantes de contraintes à la paroi interne de l'anneau anisotrope avec la direction polaire θ . Par opposition à l'état de contraintes d'un anneau isotrope, la composante de contraintes σ_θ n'est pas constante. Elle varie avec la direction angulaire et peut atteindre une valeur maximale égale à $2,617 P_{\text{rad}}$, ce qui fait une différence de 5,3% par rapport à la valeur constante de $2,485 P_{\text{rad}}$ calculée en considérant l'isotropie de l'anneau.

On remarque également que les composantes σ_r et $\tau_{r\theta}$, bien que faibles, ne sont pas nulles. Ceci représente une violation des conditions de frontière, peu importe si l'anneau est anisotrope ou isotrope. En considérant les équations 5.50 et 5.53, on voit que cette violation est le résultat des termes associés à l'anisotropie du matériau (paramètres α_1 et α_2). Il est fort possible que l'approximation faite par Lekhnitskii (1968), qui élimine les termes à partir du deuxième ordre, soit responsable de la présence de composantes σ_r et $\tau_{r\theta}$ non nulles à la paroi interne de l'anneau.

Il est important de souligner que l'anneau en contreplaqué, présenté à la figure 5.11, correspond à un cas extrême de matériau très peu rigide. De façon à baliser l'applicabilité de la théorie de Lekhnitskii (1968), une analyse est réalisée en considérant des matériaux anisotropes plus rigides et ayant des valeurs plus réalistes pour des roches.

La figure 5.12 illustre la distribution de contraintes de 4 types d'anneaux de même géométrie ($a = 19$ mm et $b = 43$ mm), un isotrope et les 3 autres anisotropes, de même degré d'anisotropie ($E_1/E_2 = 2$, $E_1 = 60$ GPa, $\nu_1 = 0,15$, $\nu_2 = 0,25$), mais possédant des modules de cisaillement G_2 différents: (i) G_2 calculé selon Saint-Venant (noté G_2); (ii) $0,7 G_2$ et (iii) $1,3 G_2$.

On constate que plus les modules de cisaillement sont élevés, plus la distribution de la composante σ_r s'approche de la distribution de l'anneau isotrope. L'écart relatif maximal est égal à 0,6% et 2,5% dans les cas des anneaux avec $1,3 G_2$ et G_2 , respectivement. Cet écart augmente à 8,1% dans les cas extrême de l'anneau avec $0,7 G_2$. Toutefois, d'après le travail de Worotnicki (1993), il est improbable, qu'une valeur de G_2 s'écartant autant de la valeur calculée selon l'équation de Saint-Venant soit observée dans le groupe de roches dures quartzo-feldspathiques et basiques/lithiques avec $E_1/E_2 = 2$.

D'autre part, on remarque (figure 5.12) que la violation des conditions de frontière la plus forte correspond à l'anneau avec $0,7 G_2$. Les composantes σ_r et $\tau_{r\theta}$ à la paroi interne deviennent plus faibles au fur et à la mesure que le module de cisaillement augmente.

Par exemple, l'anneau ayant un module égal à G_2 présente $\sigma_r = 0,167 P_{\text{rad}}$ et $\tau_{r\theta} = 0,110 P_{\text{rad}}$ et celui avec $1,3 G_2$ présente $\sigma_r = 0,040 P_{\text{rad}}$ et $\tau_{r\theta} = 0,028 P_{\text{rad}}$. On peut considérer ces valeurs négligeables.

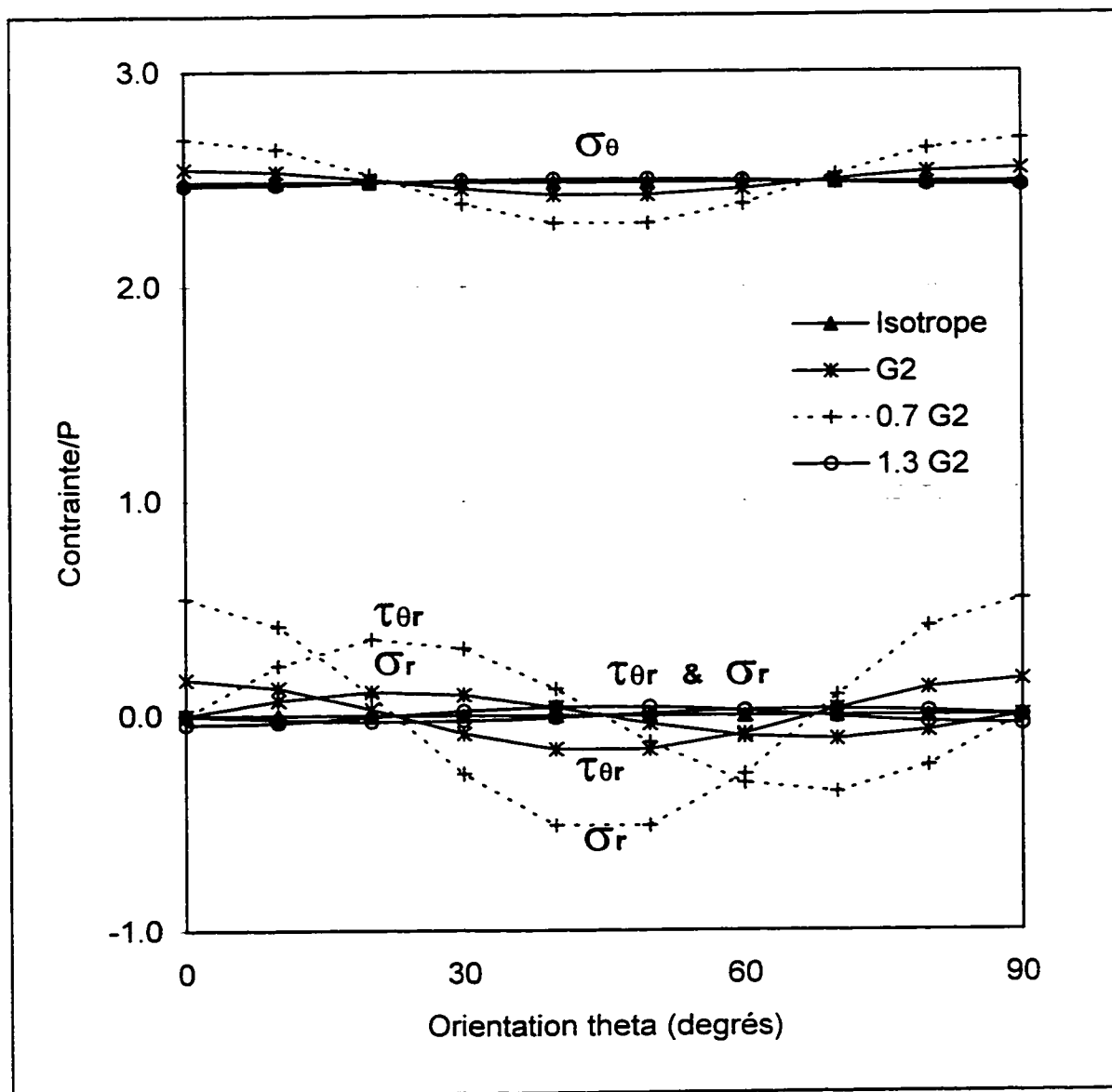


Figure 5.12 - Distribution des contraintes à la paroi interne des anneaux isotrope et anisotropes avec la variation du module de cisaillement G_2 ($E_1/E_2 = 2$)

Il est difficile de déterminer ce qui constitue une violation acceptable des conditions de frontière théoriques. Vraisemblablement, plus les contraintes σ_r et $\tau_{r\theta}$ seront près de zéro,

plus on aura confiance au calcul des contraintes effectué selon l'approche de Lekhnitskii (1968).

D'après la figure 5.12, lorsque la valeur du module de cisaillement G_2 est égale ou supérieure à celle calculée selon Saint-Venant, les valeurs calculées de σ_r et $\tau_{r\theta}$ approchent les valeurs réelles aux frontières. Sous cette condition, l'anisotropie des contraintes calculées est faible, avec un écart de 2,5% par rapport au cas isotrope. En diminuant le degré d'anisotropie, l'écart relatif maximal montre aussi une réduction. Si on considère l'anneau ayant une valeur de G_2 selon Saint-Venant, analysé à la figure 5.12, la variation du degré d'anisotropie à 1,75 et 1,5 provoque une réduction de l'écart relatif maximal à 2,1% et 1,7%, respectivement.

D'autre part, la variation des coefficients de Poisson cause une variation de l'écart relatif de la contrainte tangentielle selon Lekhnitskii par rapport au cas isotrope. Dans le cas de l'anneau avec $E_1/E_2 = 2$ et les coefficients de Poisson $\nu_1 = \nu_2 = 0,25$, l'écart maximal est égal à 1,8%. Si les coefficients de Poisson sont égaux à 0,15, l'écart tombe à 1,1%. Les faibles valeurs des écarts relatifs peuvent justifier l'hypothèse 5 du modèle analytique proposé.

D'ailleurs, en se basant sur les résultats de l'analyse par éléments finis, présentée à la section 5.8, on peut avancer que la distribution des contraintes tangentielles obtenue à l'aide de l'équation 5.51 surestime assez fortement l'anisotropie des contraintes obtenue par éléments finis. Ceci rassure quant au caractère réaliste de l'hypothèse 5, du moins pour des roches ayant des paramètres de déformabilité similaires à ceux étudiés.

L'influence de la géométrie des anneaux sur la distribution des contraintes selon Lekhnitskii (1968) a été analysée à l'aide des équations 5.50 à 5.53 en considérant la variation du rayon externe b . La figure 5.13 montre la distribution des contraintes à la paroi interne ($r = a = 19$ mm) des anneaux anisotropes ($E_1/E_2 = 2$, $E_2 = 30$ GPa, $\nu_1 = 0,15$, $G_2 = 15$ GPa) avec b égal à 43 et 100 mm.

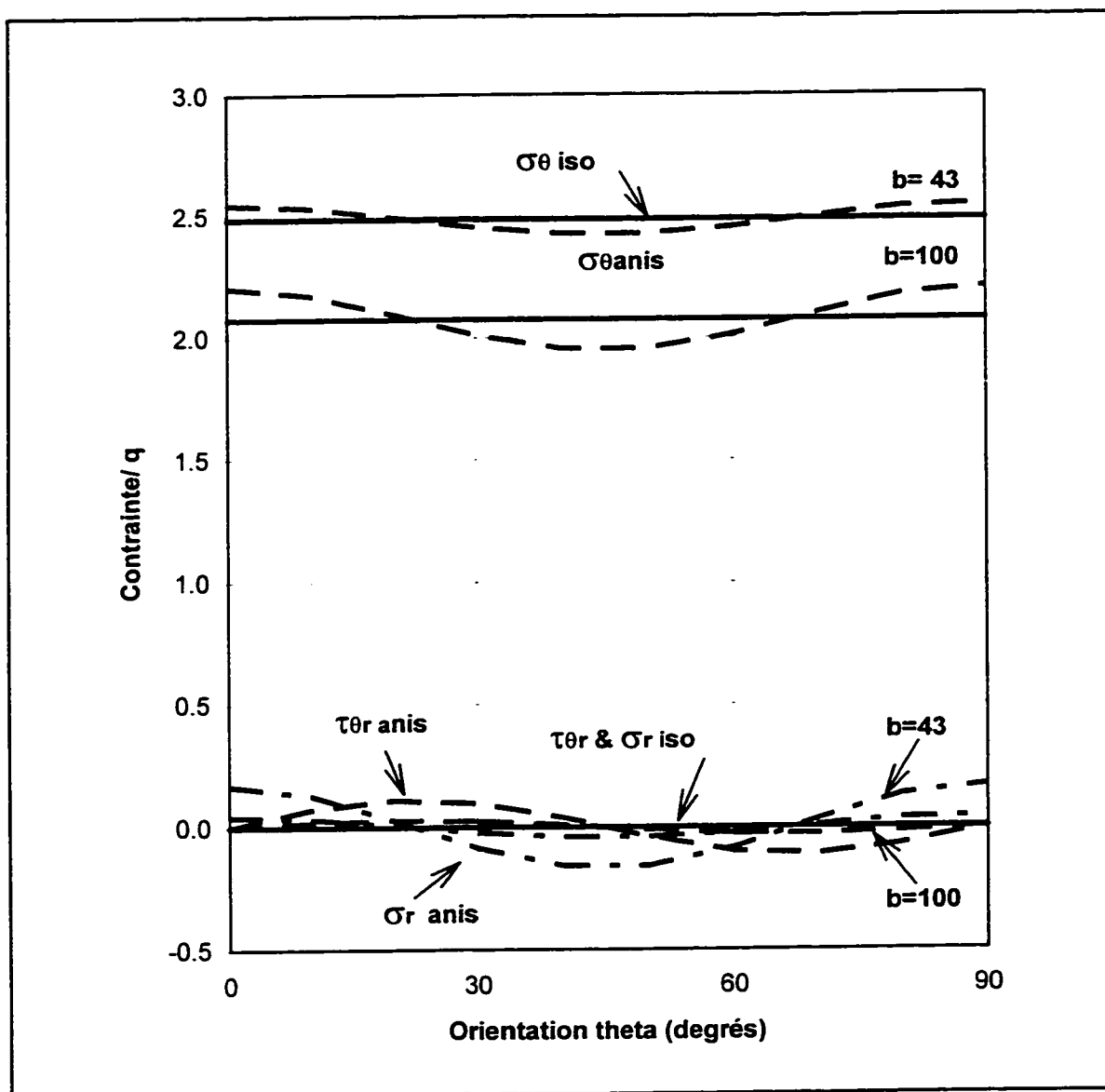


Figure 5.13 - Distribution des contraintes à la paroi interne des anneaux isotrope et anisotropes avec le rayon $b = 43$ et 100 mm ($E_1/E_2 = 2$, $E_1 = 60$ GPa)

On remarque deux aspects intéressants à la figure 5.13. Le premier correspond à une augmentation des écarts relatifs des contraintes tangentielles du matériau anisotrope par rapport au cas isotrope en fonction de l'augmentation du diamètre externe. D'ailleurs, la figure 5.14 indique les écarts relatifs correspondant à plusieurs cas. En considérant les diamètres externes usuels des mesures de contraintes avec la cellule CSIR, l'écart relatif maximal se situe entre 2,5% ($b = 43$ mm) et 5,5% ($b = 75$ mm).

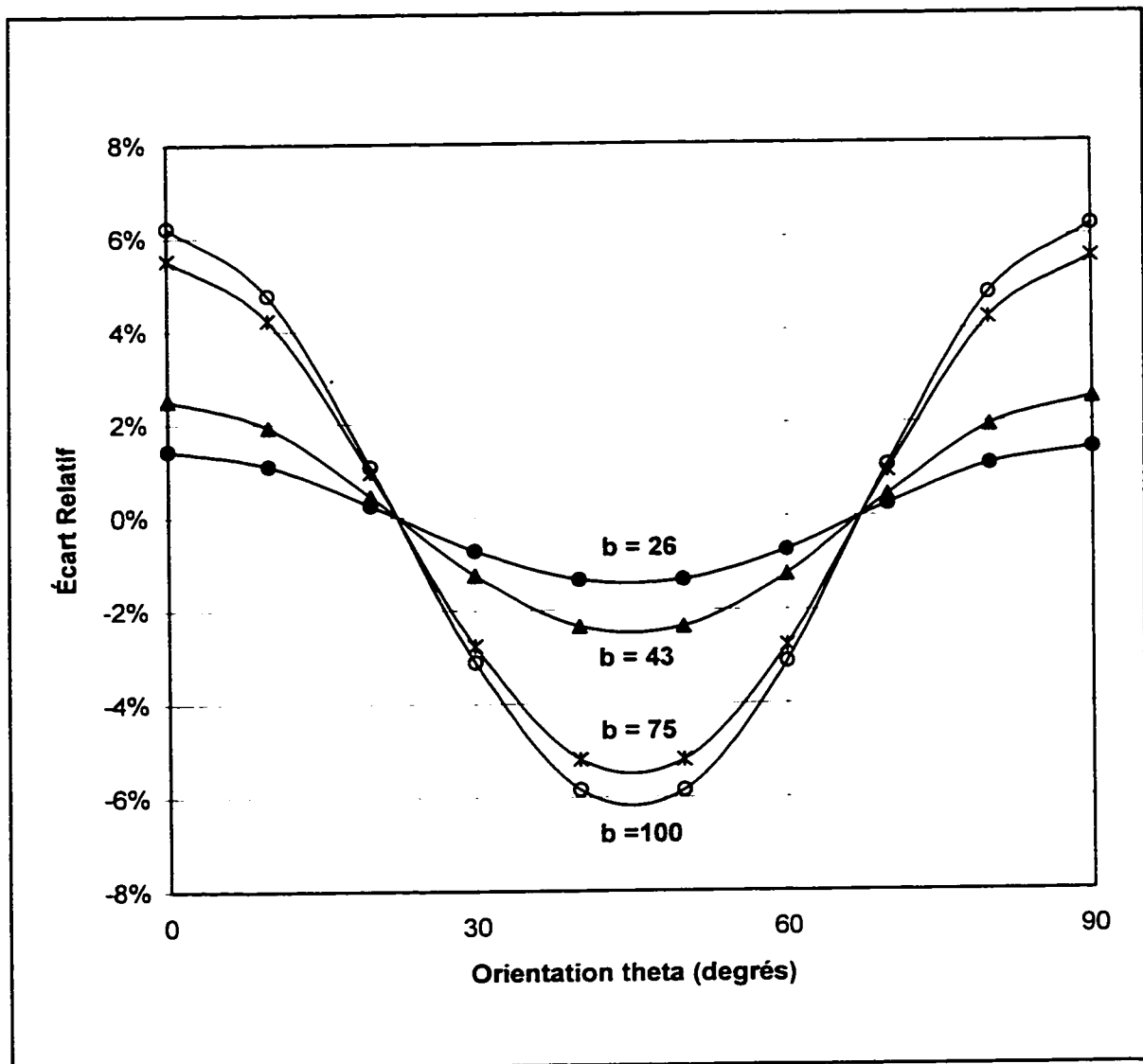


Figure 5.14 - Écart relatif sur la distribution des contraintes tangentielles à la paroi interne des anneaux anisotropes ($E_1/E_2=2$, $E_1=60$ GPa) par rapport à l'anneau isotrope

Le deuxième aspect important de la figure 5.13 est que les composantes σ_r et $\tau_{r\theta}$ deviennent presque nulles avec l'augmentation de l'épaisseur. Dans le cas de l'anneau à $b = 100$ mm, elles chutent aux valeurs de $0,043 P_{rad}$ et $0,025 P_{rad}$.

À cet égard, on souligne que dans le cas limite d'un anneau infini, c'est-à-dire $b \rightarrow \infty$ et $c = 0$, les composantes σ_r et $\tau_{r\theta}$ à la paroi interne ($r = a$) sont nulles. La composante

σ_θ atteint une valeur maximale de $2,141 P_{\text{rad}}$ suivant les directions de symétrie élastique ($\theta = 0^\circ$ et $\theta = 90^\circ$). La valeur calculée par les équations 5.48 et 5.49, découlant de la théorie de la plaque infinie avec cavité circulaire est de $2.144 P_{\text{rad}}$, ce qui démontre une bonne convergence de la théorie de l'anneau à celle de la plaque pour $b \rightarrow \infty$.

En résumé, si l'on considère un matériau anisotrope peu rigide, tel que le cas extrême du contreplaqué, les théories présentées montrent un écart relatif maximal inférieur à 11% (plaque infinie avec cavité) et à 8.0% (anneau avec rayon externe de 43 mm). L'écart relatif devient plus faible (de l'ordre de 3%) pour des matériaux plus rigides du type Saint-Venant et présentant un degré d'anisotropie inférieur à 2.

Par conséquent, l'hypothèse 5 d'une distribution isotrope des contraintes tangentielles à la paroi interne semble constituer une hypothèse de travail raisonnable si on accepte la théorie de Lekhnitskii en dépit de conditions de frontières incorrectement prédites. On verra à la section 5.8 que l'analyse par éléments finis renforce ce point de vue.

5.4.2 Détermination des constantes élastiques anisotropes

L'objectif de la méthode proposée consiste à calculer les constantes élastiques anisotropes de la roche transversalement isotrope, représentées dans la matrice $[A]$ de l'équation 5.7, à partir de la relation constitutive 5.19, résultant de la transformation du système de coordonnées de l'anisotropie (x', y', z') au système de coordonnées global (x, y, z). En pratique, ce système global représente le massif rocheux (figure 5.7 a) et particulièrement le manchon (figure 5.7 b) disponible pour la mesure des constantes élastiques.

On a 5 constantes élastiques à déterminer à partir de déformations générées par l'essai de compression biaxiale isotrope du manchon. Par conséquent, il faut développer une relation capable d'associer les constantes, la pression appliquée et les déformations mesurées avec la cellule CSIR.

De même, on a besoin d'une quantité de mesures de déformations indépendantes égale au minimum à la quantité de constantes élastiques inconnues. La cellule CSIR à 3 rosettes de 4 jauges permet donc la détermination de 5 ou 9 constantes de roches transversalement isotropes et orthotropes respectivement.

En considérant les hypothèses énoncées précédemment, la relation constitutive globale (équation 5.19) est utilisée pour relier les déformations enregistrées avec la cellule CSIR et la pression biaxiale isotrope P . Dans le cas des roches transversalement isotropes, la matrice de déformabilité $[K]$ est dérivée selon la transformation du système de coordonnées, traitée à la section 5.1. L'annexe I présente les expressions de chaque composante K_{ij} . Les paramètres d'orientation sont postulés comme étant des valeurs quelconques, c'est-à-dire que l'anisotropie peut se manifester selon n'importe quelle orientation. Donc, la matrice $[K]$ est constituée par 5 constantes élastiques anisotropes ($E_1, E_2, \nu_1, \nu_2, G_2$) et 2 paramètres d'orientation (α, β).

D'autre part, l'équation 5.19 est dérivée en fonction des systèmes de coordonnées rectangulaires représentant la roche intacte (bloc ou massif). Toutefois, le manchon est un cylindre creux et les déformations mesurées à la paroi interne sont localisées conformément à la disposition des rosettes de la cellule CSIR. Alors, il faut transposer les déformations du système de coordonnées rectangulaires global au système de coordonnées cylindriques r, θ, z .

Il est très utile de faire cette transposition en prenant l'axe y comme origine de façon à maintenir la même orientation que celle utilisée dans la dérivation de la direction α (figure 5.7 c). Alors, en utilisant les mêmes cosinus directeurs qu'au tableau 5.1, mais avec le pendage β nul (la cellule CSIR se situe dans un même plan) et la matrice de transformation de coordonnées correspondante présentée à l'équation I.29, on a :

$$[\varepsilon]_{r\theta z} = [T_\varepsilon]_{r\theta z} [\varepsilon]_{xyz} \quad (5.54)$$

En substituant cette équation dans la loi constitutive générale exprimée par l'équation 5.19, on a finalement les équations de déformations enregistrées directement par les jauges associées aux constantes élastiques anisotropes et aux composantes de contraintes générées par la compression biaxiale, soit, sous forme matricielle :

$$[\varepsilon]_{r\theta z} = [T_r]_{r\theta z} [K] [\sigma]_{xyz} \quad (5.55)$$

Toutefois, les déformations sont mesurées à la paroi interne du manchon et, par conséquent, il est nécessaire de transformer la matrice de contraintes exprimée dans le système x, y, z pour l'exprimer dans le système r, θ, z , avec $r = a$ et l'axe z maintenu constant. Donc, on obtient les expressions finales suivantes :

$$\begin{aligned} \varepsilon_{\theta_i} = & \frac{b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} \left[(1 + \cos 2\theta_i) (K_{11} \cos^2 \theta_i + K_{21} \sin^2 \theta_i - K_{41} \frac{\sin 2\theta_i}{2}) \right. \\ & + (1 - \cos 2\theta_i) (K_{12} \cos^2 \theta_i + K_{22} \sin^2 \theta_i - K_{42} \frac{\sin 2\theta_i}{2}) \\ & \left. - \sin 2\theta_i (K_{14} \cos^2 \theta_i + K_{24} \sin^2 \theta_i - K_{44} \frac{\sin 2\theta_i}{2}) \right] \end{aligned} \quad (5.56)$$

$$\varepsilon_{z_i} = \frac{b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} \left[K_{31} (1 + \cos 2\theta_i) + K_{32} (1 - \cos 2\theta_i) - K_{34} \sin 2\theta_i \right] \quad (5.57)$$

$$\begin{aligned} \gamma_{\theta z_i} = & \frac{b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} \left[(1 + \cos 2\theta_i) (K_{51} \sin \theta_i - K_{61} \cos \theta_i) \right. \\ & + (1 - \cos 2\theta_i) (K_{52} \sin \theta_i - K_{62} \cos \theta_i) \\ & \left. - \sin 2\theta_i (K_{54} \sin \theta_i - K_{64} \cos \theta_i) \right] \end{aligned} \quad (5.58)$$

Les coefficients K_{ij} sont alors une fonction de 5 constantes élastiques anisotropes, ainsi que des 2 paramètres d'orientation α et β . Les expressions sont présentées en détails à l'annexe I (équations I.13 à I.27). La pression P_{rad} correspond à la pression biaxiale isotrope appliquée lors d'essai de rechargement.

Tel que présenté à la section 3.2.3, les déformations dans le plan de chaque rosette (ϵ_{θ_i} , ϵ_{z_i} , $\gamma_{\theta z_i}$) sont calculées par moindres carrés des déformations mesurées par les jauges à 0° , 45° , 90° et 135° (figure 5.7 d), comme suit :

$$\begin{aligned}\epsilon_{\theta_i} &= \frac{1}{4} (3\epsilon_0 + \epsilon_{45} + \epsilon_{135} - \epsilon_{90}) \\ \epsilon_{z_i} &= \frac{1}{4} (3\epsilon_{90} + \epsilon_{45} + \epsilon_{135} - \epsilon_0) \\ \gamma_{\theta z_i} &= \epsilon_{45} - \epsilon_{135}\end{aligned}\tag{5.59}$$

La direction α et le pendage β du plan isotrope sont calculés à partir de déformations mesurées par les jauges de trois rosettes (calculées selon l'équation 5.59), en utilisant les méthodes analytiques décrites à la prochaine section. De cette façon, le système résultant est composé de 9 équations et 5 inconnues correspondant aux constantes élastiques de la roche transversalement isotrope.

Tel que discuté à la section 5.4.1, on postule que le module de cisaillement G_2 est dépendant des autres constantes élastiques, selon l'expression empirique de Saint-Venant (1863) et, de cette façon, on peut réduire à 4 le nombre d'inconnues à déterminer.

Il est intéressant de remarquer qu'en utilisant l'équation 5.45 de Saint-Venant, le système d'équations est résolu plus facilement, car seules les déformations dans les directions tangentielle et axiale des rosettes suffisent pour déterminer complètement les valeurs des modules d'élasticité E_1 et E_2 et des coefficients de Poisson ν_1 et ν_2 .

La résolution du système se fait à partir de la substitution des déformations axiales et tangentielles mesurées par les rosettes, ainsi que la pression biaxiale appliquée correspondante aux mesures. Le système est résolu en faisant la combinaison des équations correspondant aux 3 rosettes, soit les 3 combinaisons possibles: rosettes A et B, B et C, A et C.

Après ces calculs, on peut utiliser une moyenne arithmétique simple afin d'obtenir les valeurs finales des constantes élastiques anisotropes du manchon. Ceci minimise les erreurs du type théorique dues à la présence de microhétérogénéités dans le manchon de roche considéré homogène dans la modélisation.

Finalement, il est possible d'effectuer une vérification des valeurs des constantes élastiques anisotropes obtenues par rapport aux plages prévues par la théorie d'élasticité, ainsi que les considérations thermodynamiques, présentées à la section 5.2.

Les paramètres de déformabilité peuvent aussi être déterminés selon une procédure plus directe basée sur les courbes sinusoïdes des déformations mesurées en compression biaxiale, présentée à la prochaine section.

5.4.3 Détermination des paramètres d'orientation et de paramètres de déformabilité

Les deux paramètres d'orientation de l'anisotropie de la roche sont déterminés directement des mesures de déformations du manchon soumis à l'essai de compression biaxiale isotrope. Peu importe si l'anisotropie est intrinsèque et/ou apparente, son effet sera inclus de la même façon, soit pour le calcul des constantes élastiques anisotropes du manchon, soit pour le calcul des paramètres d'orientation.

Les paramètres d'orientation sont déterminés en construisant les courbes sinusoïdales de déformations mesurées avec la cellule CSIR, en compression biaxiale isotrope. Le concept a d'ailleurs été utilisé par Gonano et Sharp (1983), pour des manchons de grès ayant des plans de symétrie visibles, orientés en parallèle à l'axe du cylindre creux. Ce concept a déjà été présenté plus en détails à la section 5.3.

Dans le cas particulier traité par ces auteurs, la courbe sinusoïdale construite à partir des déformations tangentiels, mesurées par les trois rosettes, indique la direction du plan isotrope de chaque manchon de grès. La position angulaire de la déformation maximale de cette sinusoïdale indique la direction la moins rigide, car la composante tangentielle de contrainte agit perpendiculairement au plan isotrope.

De façon analogue, la position angulaire de la déformation tangentielle minimale correspond à la direction où la composante tangentielle de la pression radiale agit en parallèle au plan d'isotropie, soit la direction la plus rigide du matériau anisotrope.

La méthode proposée dans le présent travail n'exige pas d'orientation particulière du manchon par rapport aux axes de symétrie, en plus de permettre la détermination de la direction α et du pendage β du plan isotrope du manchon transversalement isotrope.

5.4.3.1 Direction du plan d'isotropie α

Le paramètre α peut être déterminé à partir des courbes sinusoïdes de déformations tangentiels, ou de déformations axiales, ou encore de déformation de cisaillement, les trois étant mesurées lors d'essai de compression biaxiale.

Les déformations tangentiels mesurées par les 3 rosettes de la cellule CSIR, permettent le calcul de la sinusoïde à 180° de phase, exprimée par :

$$\varepsilon_{\theta_i} = L \cos 2\theta_i + M \sin 2\theta_i + N \quad (5.60)$$

avec

ε_{θ_i} = déformation tangentielle de la rosette i ($i = A, B, C$);

θ_i = position de la rosette i (figure 5.7) ;

L, M, N = constantes de la sinusoïde de déformations tangentielles.

En remplaçant les 3 déformations tangentielles mesurées par les rosettes A, B, et C, on obtient un système de 3 équations permettant la détermination des constantes de la sinusoïdale, ainsi que la construction d'une courbe complète.

Tel que schématisé à la figure 5.15, la position du point correspondant à la déformation tangentielle maximale de la sinusoïde détermine la direction parallèle au plan isotrope (α). La position du point de déformation minimale indique la direction perpendiculaire au plan isotrope ($\alpha + 90^\circ$).

Il est important de remarquer que le paramètre α calculé n'est pas nécessairement égal à la direction des plans de symétrie visibles de la carotte (s'ils sont visibles), puisqu'on peut avoir une contribution de l'anisotropie apparente induite par l'essai de compression biaxiale isotrope. De toute façon, cette même contribution est présente dans les calculs des constantes élastiques anisotropes du manchon, car les déformations utilisées sont dues au même type de chargement.

Analytiquement, la direction α du plan isotrope peut être calculée en considérant les points extrêmes de la dérivée de l'équation 5.60 par rapport à l'orientation. Cette dérivée mise égale à zéro, permet l'obtention de l'expression suivante :

$$\tan 2\theta_0 = \frac{M}{L} \quad (5.61)$$

La position angulaire déterminée par l'équation 5.61 correspondra à un maximum si la dérivée seconde de l'équation 5.60 est négative, et, dans cette condition, $\theta_0 = \alpha$. Dans le cas où la dérivée seconde est positive, la valeur maximale est trouvée à $\theta_0 + 90^\circ$, correspondant donc à la direction α .

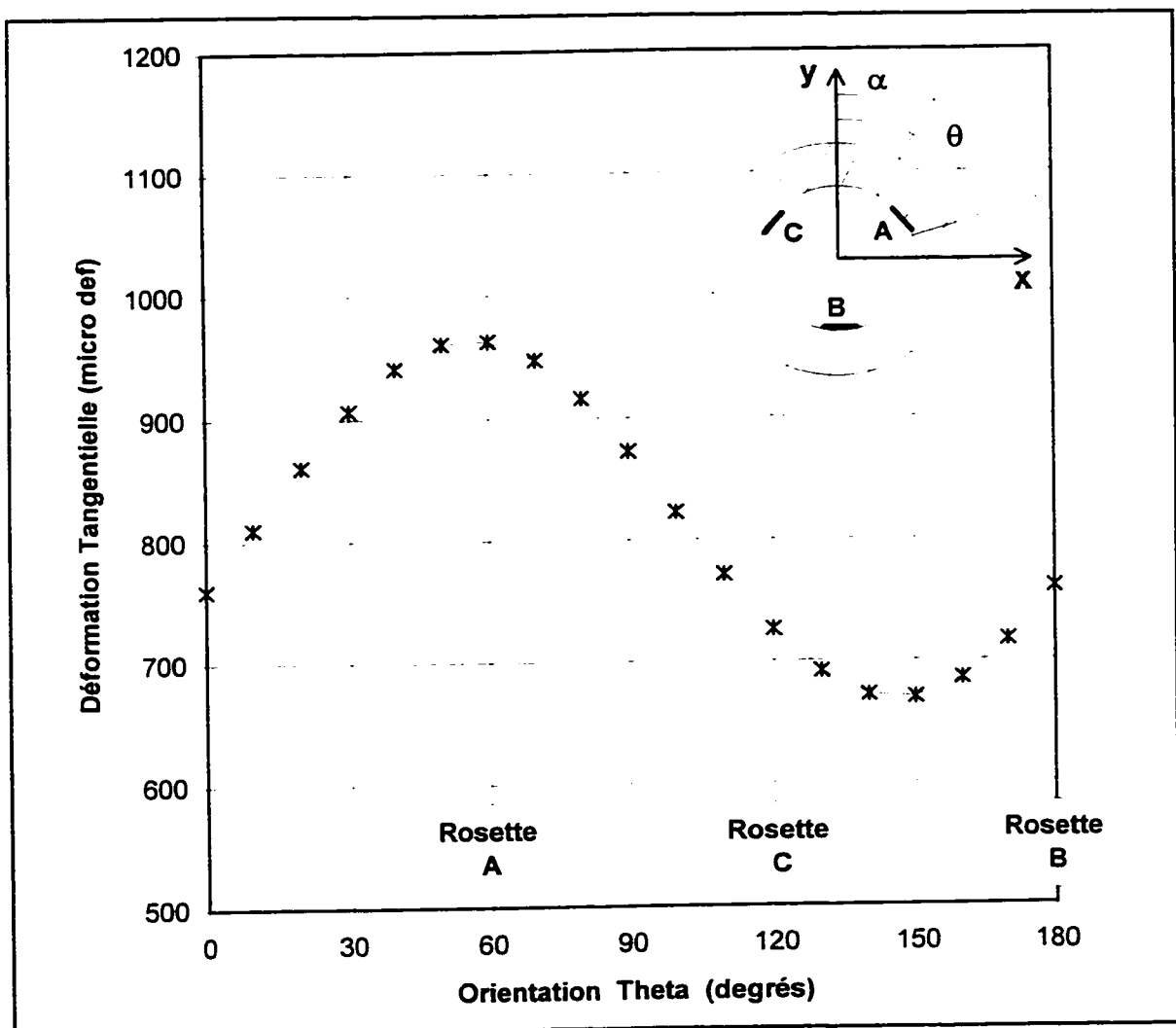


Figure 5.15 - Détermination de la direction α à partir de la sinusoïde de déformations tangentielle

La démonstration mathématique de la méthode proposée, présentée en détails à l'annexe I, est obtenue en utilisant l'expression de déformation tangentielle (équation 5.56) développée des produits matriciels à la section précédente.

Cette équation peut être réécrite en regroupant les termes en fonction de $\sin 2\theta$ et $\cos 2\theta$. Cette façon d'exprimer l'équation 5.56 la rend analogue à l'expression adoptée de la sinusoïdale de déformation tangentielle, avec 180° de phase (équation 5.60).

De plus, on constate que les coefficients K_{ij} présentent des relations particulières, dues aux matrices de transformation $[\sigma]_{xyz}$ et $[\varepsilon]_{xyz}$ (équation I.7 et I.8 à l'annexe I). Conséquemment, en considérant les coefficients K_{ij} associés à l'équation 5.56 de la déformation tangentielle, on a :

$$\begin{aligned} K_{41} &= K_{42} \\ K_{44} + 2K_{21} &= K_{11} + K_{22} \end{aligned} \quad (5.62)$$

En utilisant les relations 5.62 et en développant les termes en fonction de $\sin 2\theta$ et $\cos 2\theta$, l'équation 5.56 peut être exprimée selon une sinusoïde :

$$\varepsilon_{\theta_i} = \frac{b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} [(K_{11} - K_{22}) \cos 2\theta_i - 2K_{41} \sin 2\theta_i + K_{11} + K_{22}] \quad (5.63)$$

En considérant l'équation 5.63, on peut exprimer les constantes L, M, et N de l'équation 5.60 de la courbe sinusoïdale de déformation tangentielle de la façon suivante :

$$\begin{aligned}
 L &= (K_{11} - K_{22}) \frac{b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} \\
 M &= -2K_{41} \frac{b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} \\
 N &= (K_{11} + K_{22}) \frac{b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2}
 \end{aligned}
 \tag{5.64}$$

En substituant les équations 5.64 dans l'équation 5.61, on a :

$$\tan 2\theta_o = -\frac{2K_{41}}{K_{11} - K_{22}} \tag{5.65}$$

Finalement, la substitution des coefficients K_{ij} de l'équation 5.65 par leurs expressions en fonction de paramètres de déformabilité, en plus de paramètres d'orientation α et β (équations I.13, I.16 et I.19, ainsi que I.60, I.61, présentées à l'annexe I), permet l'obtention de la relation ci-dessous :

$$\tan 2\theta_o = \tan 2\alpha \tag{5.66}$$

qui démontre mathématiquement la méthode proposée pour la détermination de la direction α .

De façon analogue, il est possible de construire une courbe sinusoïde à partir des déformations axiales mesurées par les rosettes A, B et C. Cette sinusoïde de 180° de phase est exprimée comme suit :

$$\varepsilon_{z_i} = O \cos 2\theta_i + P \sin 2\theta_i + Q \quad (5.67)$$

avec

ε_{z_i} = déformation axiale de la rosette i ($i = A, B, C$);

θ_i = position de la rosette i ;

O, P, Q = constantes de la sinusoïde de déformations axiales.

La résolution du système de 3 équations résultant de la substitution des déformations axiales, mesurées par les rosettes A, B et C, dans l'équation 5.67 permet l'obtenir les constantes O, P et Q , ainsi que la sinusoïde en fonction de l'orientation angulaire θ .

Dans ce cas, tout comme pour la sinusoïde de déformation tangentielle, la dérivée de l'équation 5.67, lorsque posée étant égale à zéro, permet l'obtention des points extrêmes selon la relation ci-dessous :

$$\tan 2\theta_o = \frac{P}{O} \quad (5.68)$$

La direction α est indiquée par le point minimum. On vérifie en 5.68 que la dérivée seconde est positive, comme précédemment.

La démonstration mathématique selon laquelle α est égale à θ_o , exprimée par l'équation 5.68 (présentée à l'annexe I), est directement obtenue à partir de l'expression 5.57, correspondant à la déformation axiale développée à la section 5.4.1. Il suffit de regrouper à nouveau les termes de l'équation 5.57 en fonction de $\sin 2\theta$ et $\cos 2\theta$ de façon à obtenir l'équation de la sinusoïde suivante :

$$\varepsilon_{z_i} = \frac{b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} [(K_{31} - K_{32}) \cos 2\theta_i - K_{34} \sin 2\theta_i + K_{31} + K_{32}] \quad (5.69)$$

En utilisant l'équation 5.69, on peut exprimer les constantes O, P et Q de l'équation 5.67 comme suit :

$$\begin{aligned} O &= (K_{31} - K_{32}) \frac{b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} \\ P &= -K_{34} \frac{b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} \\ Q &= (K_{31} + K_{32}) \frac{b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} \end{aligned} \quad (5.70)$$

La substitution du groupe d'équations 5.70 dans l'équation 5.68, en utilisant les coefficients K_{ij} correspondant en fonction des paramètres de déformabilité et d'orientation (équations I.15, I.20 et I.25, ainsi que I.72, I.73 à l'annexe I), offre finalement l'égalité suivante :

$$\tan 2\theta_o = \tan 2\alpha \quad (5.71)$$

En ce qui concerne les déformations de cisaillement des plans de rosettes A, B et C, la direction α peut être aussi déterminée à partir de la construction d'une sinusoïde. Toutefois, cette sinusoïde présente une phase de 360° , et donc, l'expression ci-dessous:

$$\gamma_{\theta z_i} = R \cos \theta_i + S \sin \theta_i + T \quad (5.72)$$

avec

$\gamma_{\theta Zi}$ = déformation de cisaillement de la rosette i ($i = A, B, C$) ;
 θ_i = position de la rosette i ;
 R, S, T = constantes de la sinusoïde de déformations de cisaillement.

La résolution du système de 3 équations résultant de la substitution des déformations de cisaillement, mesurées par les rosettes A, B et C, dans l'équation 5.72 permet l'obtention des constantes R, S et T, ainsi que la sinusoïde en fonction de l'orientation angulaire θ .

De façon similaire aux sinusoïdes précédentes, la dérivée de l'équation 5.72, en fonction de l'orientation égale à zéro, offre l'expression suivante :

$$\tan \theta_o = \frac{S}{R} \quad (5.73)$$

La direction α est indiquée par le point de minimum, égale à θ_o , si la dérivée seconde de l'équation 5.72 est positive. Si négative, le point de minimum est trouvée à $\theta_o + 180^\circ$.

La vérification mathématique selon laquelle α est égale à θ_o , donnée par l'équation 5.73 est achevée à partir de l'élaboration de l'équation 5.58 qui exprime les déformations de cisaillement en fonction des paramètres de déformabilité et d'orientation. Cette démonstration est présentée à l'annexe I. Les relations existantes entre les coefficients K_{ij} correspondant (équations I.17, I.18, I.22, I.23, I.29 et I.30, à l'annexe I) sont représentées par :

$$\begin{aligned} K_{52} &= K_{51} + K_{64} \\ K_{16} &= K_{26} + K_{54} \end{aligned} \quad (5.74)$$

En substituant les équations 5.74 dans l'équation 5.58, on obtient l'expression de la sinusoïde de déformation de cisaillement ci-dessous :

$$\gamma_{\theta z_i} = \frac{2 b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} (-K_{16} \cos\theta_i + K_{25} \sin\theta_i) \quad (5.75)$$

La comparaison de l'équation 5.75 avec l'équation 5.72 permet d'obtenir les constantes de la sinusoïde R, S et T suivantes :

$$\begin{aligned} R &= -2 K_{16} \frac{b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} \\ S &= 2 K_{25} \frac{b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} \\ T &= 0 \end{aligned} \quad (5.76)$$

La substitution des équations 5.76 dans l'équation 5.73 donne la relation ci-dessous :

$$\tan \theta_o = -\frac{K_{25}}{K_{16}} \quad (5.77)$$

En remplaçant les équations I.18 et I.22, présentées à l'annexe I, dans l'équation 5.77, on trouve $\alpha = \theta_o$.

En considérant les développements mathématiques précédents, il est possible de conclure que la direction α du plan isotrope est effectivement déterminée à partir des sinusoïdes de déformations mesurées en compression biaxiale. La position angulaire où on trouve la valeur maximale de déformation tangentielle et les valeurs minimales de déformations axiales et de cisaillement correspond à la direction α . (Note: Plusieurs essais on montré que l'équation 5.61, utilisée seule, permet la détermination la plus précise de la direction α).

Finalement, il est intéressant de remarquer que les constantes de sinusoides de déformations tangentielle, axiales et de cisaillement peuvent être exprimées directement en fonction des paramètres de déformabilité et d'orientation, en utilisant les expressions correspondants aux coefficients K_{ij} , présentés à l'annexe I.

Dans le cas de la sinusoides de déformations tangentielle, la substitution des coefficients K_{ij} (équations I.13, I.16 et I.19 à l'annexe I) dans les équations 5.64 offre les relations ci-dessous :

$$\begin{aligned} L &= \cos 2\alpha \sin^2 \beta \left(-\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} \right) \zeta \\ M &= \sin 2\alpha \sin^2 \beta \left(-\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} \right) \zeta \\ N &= \left(\frac{1 + \cos^2 \beta}{E_1} + \frac{\sin^2 \beta}{E_2} \right) \zeta \end{aligned} \quad (5.78)$$

avec

$$\zeta = \frac{b^2 P_{rad}}{b_2 - a_2}$$

De façon analogue, la substitution des coefficients K_{ij} (équations I.15, I.20 et I.25 à l'annexe I) dans les expressions des constantes de la sinusoides de déformations axiales (équation 5.70) permet l'obtention des relations suivantes :

$$\begin{aligned} O &= \cos 2\alpha \sin^2 \beta \left(\frac{v_1}{E_1} - \frac{v_2}{E_2} \right) \zeta \\ P &= \sin 2\alpha \sin^2 \beta \left(\frac{v_1}{E_1} - \frac{v_2}{E_2} \right) \zeta \\ Q &= \left[-\frac{v_2}{E_2} (1 + \cos^2 \beta) - \frac{v_1}{E_1} \sin^2 \beta \right] \zeta \end{aligned} \quad (5.79)$$

avec

$$\zeta = \frac{b^2 P_{rad}}{b_2 - a_2}$$

Dans le cas de la sinusoïde de déformations de cisaillement, la substitution des coefficients K_{ij} (équations I.18 et I.22 à l'annexe I) dans les équations 5.76 offre les expressions suivantes :

$$\begin{aligned} R &= \cos\alpha \sin 2\beta \left(\frac{1}{E_1} - \frac{1}{E_2} \right) \zeta \\ S &= \sin\alpha \sin 2\beta \left(\frac{1}{E_1} - \frac{1}{E_2} \right) \zeta \\ T &= 0 \end{aligned} \quad (5.80)$$

avec

$$\zeta = \frac{b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2}$$

En remplaçant les constantes des sinusoïdes de déformations en fonction de paramètres de déformabilité et d'orientation (équations 5.78, 5.79 et 5.80) dans les expressions générales 5.60, 5.67 et 5.72, on obtient une autre façon d'exprimer les équations des sinusoïdes comme suit :

$$\begin{aligned} \varepsilon_{\theta_i} &= \zeta \left[\sin^2\beta \left(-\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} \right) (\cos 2\alpha \cos 2\theta_i + \sin 2\alpha \sin 2\theta_i) \right. \\ &\quad \left. + \frac{1 + \cos^2\beta}{E_1} + \frac{\sin^2\beta}{E_2} \right] \end{aligned} \quad (5.81)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{z_i} = \zeta \left[\sin^2 \beta \left(\frac{\nu_1}{E_1} - \frac{\nu_2}{E_2} \right) (\cos 2\alpha \cos 2\theta_i + \sin 2\alpha \sin 2\theta_i) \right. \\ \left. - \frac{\nu_2}{E_2} (1 + \cos^2 \beta) - \frac{\nu_1}{E_1} \sin^2 \beta \right] \end{aligned} \quad (5.82)$$

$$\gamma_{\theta z_i} = \zeta \sin 2\beta \left(\frac{1}{E_1} - \frac{1}{E_2} \right) (\cos \alpha \cos \theta_i + \sin \alpha \sin \theta_i) \quad (5.83)$$

5.4.3.2 Pendage du plan d'isotropie β

Le pendage du plan isotrope est déterminé à partir des déformations tangentielles maximales et minimales et de la déformation de cisaillement maximale. L'expression qui relie le pendage aux déformations tangentielles et de cisaillement est la suivante :

$$\tan \beta = \frac{\varepsilon_{\theta_{\max}} - \varepsilon_{\theta_{\min}}}{\gamma_{\theta z_{\max}}} \quad (5.84)$$

avec

$\varepsilon_{\theta_{\max}}$ = déformation tangentielle maximale (équation 5.60 avec $\theta = \alpha$);

$\varepsilon_{\theta_{\min}}$ = déformation tangentielle minimale (équation 5.60 avec $\theta = \alpha + 90^\circ$);

$\gamma_{\theta z_{\max}}$ = déformation de cisaillement maximale (équation 5.72 avec $\theta = \alpha + 180^\circ$).

L'équation 5.84 est obtenue en considérant les équations de sinusoides exprimées en fonction de paramètres d'orientation et de constantes élastiques anisotropes (équations

5.79, 5.80 et 5.81). Dans le cas de la sinusoïde de déformation tangentielle (représentée de façon générale par l'équation 5.60), on utilise l'équation 5.79. En substituant l'angle θ par les positions angulaires correspondants aux déformations tangentielles maximales (α) et minimales ($\alpha + 90^\circ$), on obtient les expressions suivantes :

$$\varepsilon_{\theta_\alpha} = \frac{2 b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} \left(\frac{\cos^2 \beta}{E_1} + \frac{\sin^2 \beta}{E_2} \right) \quad (5.85)$$

$$\varepsilon_{\theta_{\alpha+90}} = \frac{2 b^2 P_{rad}}{(b^2 - a^2) E_1} \quad (5.86)$$

Dans le cas de la sinusoïde de déformation de cisaillement (représentée par l'équation 5.72), on utilise l'équation 5.83. En remplaçant l'angle θ par l'angle correspondant à la déformation de cisaillement maximale, soit $\alpha + 180^\circ$, on obtient :

$$\gamma_{\theta_{\alpha+180}} = \frac{b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} \left(-\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} \right) \sin 2\beta \quad (5.87)$$

De 5.87 on obtient l'expression suivante :

$$\frac{1}{E_2} = \frac{\gamma_{\theta_{\alpha+180}} (b^2 - a^2)}{\sin 2\beta b^2 P_{rad}} + \frac{1}{E_1} \quad (5.88)$$

En substituant l'équation 5.88 dans l'équation 5.85 on a:

$$\varepsilon_{\theta_\alpha} = \frac{2 b^2 P_{rad}}{E_1 (b^2 - a^2)} + \gamma_{\theta_{\alpha+180}} \tan \beta \quad (5.89)$$

Finalement, en remplaçant l'équation 5.86 dans l'équation 5.89, on a l'expression recherchée:

$$\tan \beta = \frac{\varepsilon_{\theta_a} - \varepsilon_{\theta_a+90}}{\gamma_{\theta_a+180}} \quad (5.90)$$

L'équation 5.90 est donc égale à l'équation 5.84 proposée pour la détermination du pendage du plan isotrope.

5.4.3.3 Paramètres de déformabilité E_1 , E_2 , ν_1 , ν_2

Il est intéressant de remarquer que les paramètres de déformabilité peuvent être également déterminés à partir des expressions des sinusoïdes de déformations. Le module d'élasticité E_1 est directement obtenu de l'équation 5.86 :

$$E_1 = \frac{2 b^2 P_{rad}}{(b^2 - a^2) \varepsilon_{\theta_a+90}} \quad (5.91)$$

En remplaçant l'équation 5.91 dans l'équation 5.85, le module d'élasticité E_2 est déterminé à partir de l'expression :

$$\frac{1}{E_2} = \frac{1}{\sin^2 \beta} \left[\frac{\varepsilon_{\theta_a} (b^2 - a^2)}{2 b^2 P_{rad}} - \frac{\cos^2 \beta}{E_1} \right] \quad (5.92)$$

Les coefficients de Poisson ν_1 et ν_2 sont calculés en utilisant l'équation de la sinusoïde

de déformations axiales. La substitution de l'angle θ par α et $\alpha + 90^\circ$ fournit les équations de déformations axiales minimale et maximale suivantes :

$$\varepsilon_{z_\alpha} = - \frac{\nu_2}{E_2} \left(\frac{2 b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} \right) \quad (5.93)$$

$$\varepsilon_{z_{\alpha+90}} = \frac{2 b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} \left(-\frac{\nu_1}{E_1} \sin^2 \beta - \frac{\nu_2}{E_2} \cos^2 \beta \right) \quad (5.94)$$

En substituant la valeur E_2 calculée en 5.92 dans l'équation 5.93, on obtient le coefficient de Poisson ν_2 comme suit :

$$\nu_2 = - \varepsilon_{z_\alpha} E_2 \left(\frac{b^2 - a^2}{2 b^2 P_{rad}} \right) \quad (5.95)$$

D'autre part, le coefficient de Poisson ν_1 peut être calculé à partir de l'équation 5.94 en remplaçant la valeur de β (calculée en 5.84), les valeurs de E_1 et E_2 (calculées en 5.91 et 5.92, respectivement) et la valeur de ν_2 (calculée en 5.95) et donc, on a :

$$\nu_1 = - \frac{E_1}{\sin^2 \beta} \left[\frac{\varepsilon_{z_{\alpha+90}} (b^2 - a^2)}{2 b^2 P_{rad}} + \frac{\nu_2}{E_2} \cos^2 \beta \right] \quad (5.96)$$

En conclusion, les paramètres de déformabilité déterminés par les équations précédentes sont exactement les mêmes que calculés selon les équations générales 5.56, 5.57 et 5.58 avec le module de cisaillement G_2 de Saint-Venant.

5.5 Méthode analytique proposée appliquée à la compression hydrostatique

La modélisation mathématique proposée à la section précédente peut être appliquée dans le cas d'une compression hydrostatique du manchon. Deux avantages se présentent :

- (i) L'état de contraintes du plan de mesure est connu sans l'intervention d'aucune hypothèse ;
- (ii) Le pendage du plan isotrope peut être calculé selon l'orientation des déformations principales du plan de mesure de la rosette, ce qui permet une vérification de la valeur du pendage calculé selon la méthode décrite à la section 5.4.3.2.

Toutefois, ce type de sollicitation ne permet pas la détermination des constantes élastiques anisotropes. On peut seulement calculer des rapports d'anisotropie (ν_i/E_i) de la roche, puisque le nombre d'équations indépendantes est inférieur au nombre d'inconnues.

Soit la loi constitutive du milieu transversalement isotrope définie par l'équation 5.18 dans le système de coordonnées rectangulaires. Dans le cas de la compression hydrostatique, le manchon est soumis à une pression uniforme P dans toutes les directions, c'est-à-dire que l'état de contraintes, soit à la paroi interne, soit à la paroi externe, est donné par :

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \sigma_y = \sigma_z = P \\ \tau_{xy} &= \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0\end{aligned}\tag{5.97}$$

On profite de l'uniformité du champ de contraintes pour calculer les déformations globales du manchon dans le système coordonnées x, y, z à partir des déformations localisées mesurées par les jauges des 3 rosettes.

Dans cette méthode, il est considéré que la déformation axiale est indépendante de la direction angulaire, c'est-à-dire que le manchon se déforme uniformément dans la direction axiale sous l'effet de la pression hydrostatique ($\varepsilon_{zA} = \varepsilon_{zB} = \varepsilon_{zC} = \varepsilon_z$).

La méthode comprend le calcul des déformations des plans de rosettes A, B et C à partir du traitement par moindres carrés des déformations mesurées par les jauges, de façon analogue à celle de la section 5.4.2. Ces déformations sont remplacées dans l'équation I.36 (dérivée à l'annexe I), réécrite ci-dessous :

$$\begin{aligned}\varepsilon_{\theta_i} &= \varepsilon_x \cos^2 \theta_i + \varepsilon_y \sin^2 \theta_i - \frac{\gamma_{xy}}{2} \sin 2\theta_i \\ \varepsilon_{z_i} &= \varepsilon_z \\ \gamma_{\theta z_i} &= \gamma_{yz} \sin \theta_i - \gamma_{zx} \cos \theta_i\end{aligned}\tag{5.98}$$

avec

θ_i = position angulaire de la rosette i ($i = A, B, C$).

Les 7 équations indépendantes du système résultant permettent donc la détermination de 6 composantes de déformations dans le système de coordonnées x, y, z , à partir des déformations locales de chaque rosette.

En déterminant les composantes de déformations dans le système x, y, z , on peut calculer les valeurs de déformations correspondent aux plans θz au contour entier de la paroi interne du cylindre creux. De cette façon, et étant donné que la direction du plan isotrope du manchon est connue, il est donc possible de calculer les déformations du plan θz perpendiculaire à la direction α . Ces déformations vont permettre la détermination du pendage β du plan isotrope du matériau.

À titre d'illustration, on reprend la figure 5.7 d où le plan de la rosette schématisée correspond au plan traversé perpendiculairement par une droite représentant la direction

α du plan isotrope du manchon. En effet, on peut définir le plan en question comme étant le plan d'une rosette fictive traversé par la droite correspondant à la direction du plan de symétrie du matériau.

Alors, en calculant les déformations ε_θ , ε_z et $\gamma_{\theta z}$ de cette rosette fictive, on peut déterminer l'orientation des déformations principales dans le plan θz comme suit (Timoshenko & Goodier, 1951) :

$$\tan 2\delta = \frac{\gamma_{\theta z}}{\varepsilon_\theta - \varepsilon_z} \quad (5.99)$$

avec

δ = angle entre la déformation principale mineure et l'axe θ .

En acceptant l'hypothèse que la roche est plus rigide parallèlement au plan d'isotropie, l'angle δ calculé en 5.99 correspond à l'angle de pendage β du plan isotrope du manchon.

La démonstration mathématique selon laquelle l'angle β est égale à l'angle δ de l'équation 5.99 est obtenue en utilisant l'équation 5.19 avec la matrice de contraintes correspondant à la sollicitation hydrostatique (équation 5.97). En substituant cette équation dans l'équation 5.98, avec $\theta = \alpha$, on obtient les déformations correspondant au plan αz . Il s'agit maintenant de faire la substitution de coefficients K_{ij} par leurs équations en fonction de paramètres de déformabilité et d'orientation (présentés à l'annexe I). En remplaçant les équations ainsi obtenues dans l'équation 5.99, on retrouve la relation postulée, soit $\delta = \beta$.

D'autre part, le remplacement dans l'équation 5.19 des valeurs calculées de α et β dans

la matrice $[K]$ ainsi que des valeurs des déformations et des contraintes dans leurs matrices respectives permet l'obtention des rapports entre le coefficient de Poisson et le module d'élasticité des directions de symétrie. Si on postule, par exemple, que les coefficients de Poisson ν_1 et ν_2 sont égaux, on peut déterminer le degré d'anisotropie E_1/E_2 de la roche.

5.6 Exemple numérique de la méthode analytique proposée

La méthode analytique proposée permet la détermination de paramètres d'anisotropie du manchon transversalement isotrope à partir de mesures de déformations avec la cellule CSIR lors d'un seul essai de compression biaxiale.

La procédure générale d'utilisation de la méthode analytique se résume aux étapes suivantes:

- 1- Calcul des composantes des déformations en un point dans le plan de rosettes A, B, et C, par moindres carrés (équation 5.59), à partir des déformations mesurées par les jauges;
- 2- Calcul des sinusoides de déformations tangentielles, axiales et de cisaillement (équations 5.60, 5.67 et 5.72), selon les déformations calculées à l'étape 1;
- 3- Détermination de la direction α (équations 5.61, 5.68 ou 5.73) et du pendage β (équation 5.84) selon les déformations calculées à l'étape 2;
- 4- Détermination des paramètres de déformabilité E_1 , E_2 , ν_1 et ν_2 à partir des déformations calculées à l'étape 1 et des paramètres d'orientation calculés en 3 en

considérant les équations 5.56, 5.57 et 5.58 ou directement des équations 5.81, 5.82, 5.83. L'autre alternative, encore plus directe, correspond au calcul des paramètres de déformabilité selon les équations 5.91, 5.92, 5.95 et 5.96, à partir des déformations maximales et minimales obtenues des sinusoïdes à l'étape 3.

Un exemple numérique est présenté afin d'aider à la compréhension de la méthode analytique proposée. Dans cet exemple, il est considéré le cas théorique d'un manchon transversalement isotrope avec rayons interne et externe égaux à 19 et 43 mm et modules d'élasticité E_1 et E_2 égaux à 60 et 30 GPa, coefficients de Poisson ν_1 et ν_2 égaux à 0,15 et 0,25 et le module de cisaillement G_2 de 15 GPa (Saint-Venant). Le plan d'isotropie du manchon se situe à une direction α de 30° avec un pendage β de 60° , selon les systèmes de coordonnées adoptés pour le modèle analytique (figure 5.7).

En postulant cet ensemble de données, il est possible de calculer à partir du modèle proposé, les déformations générées dans les plans des rosettes de la cellule CSIR du manchon sous sollicitation biaxiale isotrope. Ces déformations sont donc des déformations théoriques, sans erreurs expérimentales, obtenues selon l'hypothèse de la distribution de contraintes non perturbée par l'anisotropie.

Initialement, on considère les constantes élastiques postulées afin de définir la loi constitutive du matériau dans le système de coordonnées x', y', z' associé à l'anisotropie, selon l'équation I.2 ou I.3 (à l'annexe I), réécrite ci-dessous :

$$[\varepsilon]_{x'y'z'} = [A] [\sigma]_{x'y'z'} \quad (5.100)$$

En remplaçant les valeurs postulées dans les équations I.4, on obtient la matrice de déformabilité $[A]$ suivante :

$$[A] = \begin{bmatrix} 0,0167 & -0,0025 & -0,0083 & 0 & 0 & 0 \\ -0,0025 & 0,0167 & -0,0083 & 0 & 0 & 0 \\ -0,0083 & -0,0083 & 0,0333 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0,0383 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0,0667 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0,0667 \end{bmatrix} \quad (5.101)$$

En considérant la direction α de 30° et le pendage β de 60° , on obtient les cosinus directeurs (équation I.1) nécessaires à la transformation de coordonnées. Cette transformation est calculée avec l'aide de matrices de transformation de contraintes $[T_\sigma]$ (équation I.7) et de déformations $[T_\varepsilon]$ (équation I.8). Ceci permet l'obtention de la relation constitutive du matériau transversalement isotrope dans le système de coordonnées global x, y, z , exprimé par l'équation I.11, comme suit :

$$[\varepsilon]_{xyz} = [K] [\sigma]_{xyz} \quad (5.102)$$

avec la matrice $[K]$ symétrique suivante :

$$[K] = \begin{bmatrix} 0,0260 & -0,0069 & -0,0072 & -0,0054 & 0,0025 & 0,0062 \\ & 0,0198 & -0,0051 & -0,0054 & -0,0036 & -0,0044 \\ & & 0,0208 & 0,0038 & -0,0036 & 0,0063 \\ & & & 0,0596 & 0,0106 & -0,0061 \\ & & & & 0,0507 & -0,0092 \\ & & & & & 0,0614 \end{bmatrix} \quad (5.103)$$

On vérifie, à partir de 5.103, les relations entre les coefficients K_{ij} présentés dans les équations 5.62 et 5.74, comme suit :

$$\begin{aligned}
 K_{41} &= K_{42} = -0,0054 \\
 K_{44} + 2K_{21} &= K_{11} + K_{22} = 0,0458 \\
 K_{52} &= K_{51} + K_{64} = -0,0036 \\
 K_{16} &= K_{26} + K_{54} = 0,0062
 \end{aligned}
 \tag{5.104}$$

La loi constitutive, présentée à l'équation 5.102, est transformée en coordonnées cylindriques r, θ, z de façon à représenter les mesures effectuées à la paroi interne du manchon avec la cellule CSIR, indiquées par les équations 5.56 à 5.57 ou I.36 à I.38, réécrites ci-dessous :

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{\theta_i} &= \frac{b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} \left[(1 + \cos 2\theta_i) (K_{11} \cos^2 \theta_i + K_{21} \sin^2 \theta_i - K_{41} \frac{\sin 2\theta_i}{2}) \right. \\
 &\quad + (1 - \cos 2\theta_i) (K_{12} \cos^2 \theta_i + K_{22} \sin^2 \theta_i - K_{42} \frac{\sin 2\theta_i}{2}) \\
 &\quad \left. - \sin 2\theta_i (K_{14} \cos^2 \theta_i + K_{24} \sin^2 \theta_i - K_{44} \frac{\sin 2\theta_i}{2}) \right] \\
 \varepsilon_{z_i} &= \frac{b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} [K_{31} (1 + \cos 2\theta_i) + K_{32} (1 - \cos 2\theta_i) - K_{34} \sin 2\theta_i]
 \end{aligned}
 \tag{5.105}$$

$$\gamma_{\theta z_i} = \frac{b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} [(1 + \cos 2\theta_i) (K_{51} \sin \theta_i - K_{61} \cos \theta_i) + (1 - \cos 2\theta_i) (K_{52} \sin \theta_i - K_{62} \cos \theta_i) - \sin 2\theta_i (K_{54} \sin \theta_i - K_{64} \cos \theta_i)]$$

avec

$i =$ rosette A ($\theta_A = 60^\circ$), B ($\theta_B = 180^\circ$) et C ($\theta_C = 300^\circ$).

Alors, en substituant l'angle correspondant à chaque rosette i , les coefficients K_{ij} (calculés en 5.103) et les rayons a et b dans les équations 5.105, on a les déformations théoriques dues à une pression radiale de 20 MPa, tel que présenté au tableau 5.2.

Tableau 5.2 - Déformations des rosettes de la cellule CSIR selon le modèle proposé

Déformations Théoriques des Rosettes			
Déformations (μ def)	Rosette A $\theta = 60^\circ$	Rosette B $\theta = 180^\circ$	Rosette C $\theta = 300^\circ$
ε_θ	1294	1294	828
ε_z	-360	-360	-197
$\gamma_{\theta z}$	-311	311	0

Le tableau 5.2 présente les déformations théoriques aux points de position des rosettes A, B et C, qui peuvent être aussi exprimées selon les déformations normales des jauges à 0° , 45° , 90° et 135° de chaque rosette. Il suffit de considérer l'équation I.31 afin de calculer les déformations théoriques de jauges, tel qu'illustré au tableau 5.3.

Tableau 5.3 - Déformations des jauges de la cellule CSIR selon le modèle proposé

Déformations Théoriques des Jauges			
Déformations (μ def)	Rosette A $\theta = 60^\circ$	Rosette B $\theta = 180^\circ$	Rosette C $\theta = 300^\circ$
ε_0	1294	1294	828
ε_{45}	312	623	316
ε_{90}	-360	-360	-197
ε_{135}	623	312	316

En considérant les déformations théoriques, il est maintenant possible d'appliquer le modèle analytique proposé tout comme dans un cas réel où on dispose des déformations effectivement mesurées lors d'essai de compression biaxiale conventionnel.

Premièrement, on procède au traitement par moindres carrés (équation 5.59) des déformations mesurées par les jauges de chaque rosette, présentées au tableau 5.3. Dans cet exemple, on signale que cette étape est redondante, car les déformations des jauges et des rosettes sont des déformations théoriques, sans les erreurs expérimentales habituelles des vraies mesures des déformations. De cette façon, les déformations des plans de rosettes calculées par moindres carrés deviennent les mêmes que celles présentées au tableau 5.2.

À partir de déformations des plans de rosettes A, B et C, on obtient les équations des sinusoides de déformations tangentielles, axiales et de cisaillement selon les équations 5.60, 5.67 et 5.72. La résolution des systèmes ainsi obtenus permet la détermination des sinusoides suivantes :

$$\varepsilon_{\theta_i} = 155,326 \cos 2\theta_i + 269,040 \sin 2\theta_i + 1139,057 \quad (5.106)$$

$$\varepsilon_{z_i} = -54,364 \cos 2\theta_i - 94,164 \sin 2\theta_i - 305,474 \quad (5.107)$$

$$\gamma_{\theta z_i} = -310,652 \cos \theta_i - 179,360 \sin \theta_i \quad (5.108)$$

La direction α est déterminée à partir des positions angulaires correspondant à la déformation maximale dans le cas de la sinusoïde de déformation tangentielle (équation 5.106) et aux déformations minimales dans les cas de sinusoïdes de déformations axiales et de cisaillement (équations 5.107 et 5.108), tel que présenté à la figure 5.16. Ou encore, à partir des dérivées des équations 5.106 à 5.108, par rapport à l'orientation θ , posées égales à zéro :

$$\begin{aligned} \theta &= \frac{1}{2} \arctan \frac{269,040}{155,326} = \frac{1}{2} \arctan \frac{94,164}{54,364} \\ \theta &= \arctan \frac{179,360}{310,652} \\ \therefore \theta &= 30^\circ \end{aligned} \quad (5.109)$$

qui correspond donc à la direction α de valeur égale à celle postulée.

Par la suite, on remplace les valeurs α et $\alpha + 90^\circ$ dans les équations 5.106 et 5.107, ainsi que $\alpha + 180^\circ$ dans l'équation 5.108, afin de permettre le calcul des autres paramètres d'anisotropie. Par conséquent, on a les déformations maximales et minimales suivantes:

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{\theta_{\alpha}} &= \varepsilon_{\theta_{\max}} = 1450 \mu def \\
 \varepsilon_{\theta_{\alpha+90}} &= \varepsilon_{\theta_{\min}} = 828 \mu def \\
 \varepsilon_{z_{\alpha}} &= \varepsilon_{z_{\min}} = -414 \mu def \\
 \varepsilon_{z_{\alpha+90}} &= \varepsilon_{z_{\max}} = -197 \mu def \\
 \gamma_{\theta z_{\alpha+180}} &= \gamma_{\theta z_{\max}} = 359 \mu def
 \end{aligned}
 \tag{5.110}$$

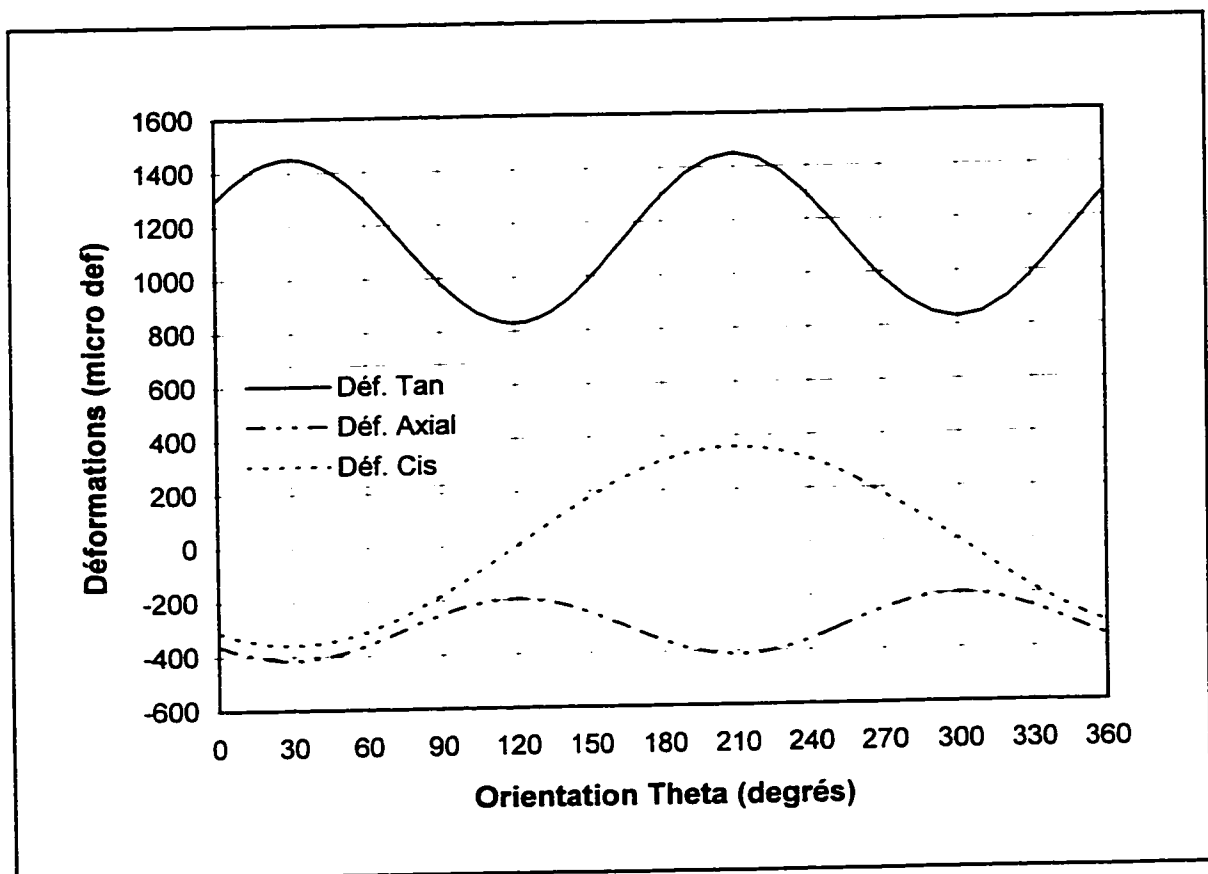


Figure 5.16 - Sinusoïdes des déformations tangentiellles, axiales et de cisaillement théoriques

Le pendage β peut être calculé selon l'équation 5.84 et les valeurs de déformations correspondants calculées en 5.110, comme suit :

$$\begin{aligned}\tan \beta &= \frac{1450 - 828}{359} \\ \therefore \beta &= 60,0^\circ\end{aligned}\quad (5.111)$$

tel que la valeur initialement postulée.

Le module d'élasticité E_1 est calculé selon l'équation 5.91 en substituant les valeurs des rayons du manchon et la déformation tangentielle minimale (calculée en 5.110) :

$$E_1 = \frac{2.43^2.20.10^6}{(43^2 - 19^2) 828.10^{-6}} = 60,0 \text{ GPa} \quad (5.112)$$

En remplaçant la valeur de β (équation 5.111), E_1 (équation 5.112) et la déformation tangentielle maximale (équation 5.110) dans l'équation 5.92, on a le module d'élasticité E_2 :

$$\begin{aligned}\frac{1}{E_2} &= \frac{1}{\sin^2 60} \left[\frac{1450.10^{-6} (43^2 - 19^2)}{2.43^2.20.10^6} - \frac{\cos^2 60}{60.10^9} \right] \\ \therefore E_2 &= 30,0 \text{ GPa}\end{aligned}\quad (5.113)$$

Le coefficient de Poisson ν_2 est calculé en utilisant l'équation 5.95 avec la valeur de β , les valeurs de E_1 et E_2 et la déformation axiale minimale, calculées précédemment, comme suit :

$$\nu_2 = - (-414.10^{-6}) . 30.10^9 \left(\frac{43^2 - 19^2}{2.43^2.20.10^6} \right) = 0,25 \quad (5.114)$$

Finalement, le coefficient de Poisson ν_1 est calculé à partir de l'équation 5.96 en remplaçant la valeur de β (calculée en 5.111), les valeurs de E_1 et E_2 (calculées en 5.112 et 5.113, respectivement) et la valeur de ν_2 (calculée en 5.114) et donc, on a :

$$\nu_1 = - \frac{60.10^9}{\sin^2 60} \left[\frac{(-197.10^{-6}) (43^2 - 19^2)}{2.43^2.20.10^6} + \frac{0,25}{30.10^9} \cos^2 60 \right] \quad (5.115)$$

$$\therefore \nu_1 = 0,15$$

En conclusion, à partir des sinusoïdes de déformations mesurées lors d'essai de compression biaxiale et en postulant le module de cisaillement G_2 de Saint-Venant, il est possible, et très simple, de déterminer les 2 paramètres d'orientation α et β et les paramètres de déformabilité E_1 , E_2 , ν_1 et ν_2 , selon le modèle analytique proposé.

5.7 Étude de robustesse de la méthode analytique proposée

Une étude de la robustesse, face aux erreurs des mesures de déformations par la cellule CSIR, a été réalisée afin d'évaluer leurs impacts sur le calcul de paramètres d'anisotropie α , β , E_1 , E_2 , ν_1 , et ν_2 calculés à l'aide du modèle proposé.

Dans cette étude, des variations extrêmes sur les déformations mesurées par les jauges ont été étudiées selon 3 types de scénarios:

- i) $\pm 10\%$ de variation sur la mesure de la déformation sur une seule des jauges à la fois (total de 22 cas différents),
- ii) $\pm 10\%$ sur chaque rosette, c'est à dire, la même erreur sur chaque jauge d'une même rosette (total de 8 cas),

iii) $\pm 10\%$ sur chaque jauge de façon indépendante (total de 2048 cas).

La variation des mesures, telle que simulée par le scénario 1, pourrait se produire pour un cas où les erreurs expérimentales seraient causées, par exemple, par un mauvais fonctionnement ou par un collage inadéquat de la jauge. Ce scénario représente une situation expérimentale relativement courante.

Dans le cas du scénario 2, où on introduit $\pm 10\%$ de variation sur les déformations de chaque rosette, il peut être assimilée à la variation de distribution de contraintes tangentielle en milieu anisotrope, prévue par les théories de Lekhnitskii (1968) par rapport à la distribution en milieu isotrope. Évidemment, dans le cas de la théorie de l'anneau, la variation de $\pm 10\%$ utilisée représente une valeur extrême, étant donné l'erreur relativement modeste de 2,5% observée sur un matériau identique à la figure 5.13, section 5.4.1.

Finalement, pour ce qui est du scénario 3, la variation de $\pm 10\%$ sur la déformation de chaque jauge de façon indépendante, est de loin la moins réaliste. Ce scénario ne pourrait se produire que pour un cas impliquant un mauvais fonctionnement global de la cellule CSIR, qui présenterait des combinaisons critiques qui génèrent, par exemple, des valeurs en-dehors de la plage de valeurs prévue par les considérations thermodynamiques présentées à la section 5.2

L'analyse de robustesse a été effectuée en utilisant les caractéristiques de déformabilité du manchon de l'exemple numérique de la section précédente. Les déformations théoriques des jauges ϵ_0 , ϵ_{45} , ϵ_{90} , ϵ_{135} présentées au tableau 5.3 ont été considérées et soumises aux trois types de scénarios .

Le tableau 5.4 donne le sommaire des résultats obtenus lors de l'analyse de robustesse. Les paramètres d'anisotropie moyens, maximales et minimales, ainsi que l'écart type sont présentés pour les trois scénarios considérés.

Tableau 5.4 - Paramètres d'anisotropie calculés selon $\pm 10\%$ d'erreur sur les mesures des déformations de la cellule CSIR

Paramètres d'anisotropie	α (°)	β (°)	E_1 (GPa)	E_2 (GPa)	ν_1	ν_2
Postulés	30	60	60	30	0,15	0,25
Scénario 1	$\pm 10\%$ sur une seule jauge (22 cas)					
Moyenne	30,00	60,00	60,13	29,48	0,15	0,25
Écart type	2,31	2,09	1,88	0,54	0,02	0,01
Minimum	24,31	54,92	54,55	29,11	0,10	0,24
Maximum	35,69	63,89	66,67	30,86	0,19	0,26
Scénario 2	$\pm 10\%$ sur chaque rosette (8 cas)					
Moyenne	30,00	60,00	61,92	29,77	0,15	0,25
Écart type	10,05	6,42	6,68	2,07	0,02	0,01
Minimum	14,83	46,33	54,55	27,27	0,09	0,23
Maximum	45,17	66,43	69,40	33,33	0,16	0,26
Scénario 3	$\pm 10\%$ sur chaque jauge indépendamment (2048 cas)					
Moyenne	30,00	60,13	61,38	29,77	0,15	0,25
Écart type	7,44	7,01	6,14	1,73	0,07	0,03
Minimum	14,83	39,14	54,55	26,13	- 0,14	0,17
Maximum	45,17	73,79	69,40	34,66	0,27	0,31

On voit d'abord que les paramètres E_1 , E_2 et ν_2 sont les moins sensibles aux erreurs de mesures, et ce peu importe le type de scénario utilisé, alors que les paramètres α , β et ν_1 se sont avérés ceux étant les plus affectés par les erreurs de mesures. Dans le cas du scénario 1, l'écart type sur la direction α s'est élevée à $2,3^\circ$. Dans le cas des deux autres scénarios, le même écart type augmente à $7,4^\circ$ et $10,0^\circ$. Toutefois, l'erreur moyenne relative maximale, en considérant les trois scénarios d'analyses et la sensibilité de 6 paramètres étudiés, ne s'élève pas à plus de 3,5% (E_1 égal à 61,92 GPa au scénario 2).

Les écarts types sur les constantes élastiques sont assez faibles dans tous les cas empêchant le chevauchement des valeurs E_1 et E_2 d'une part et ν_1 et ν_2 d'autre part. Même en présence d'erreurs assez sévères, on pourra détecter l'anisotropie de ces propriétés.

En considérant les valeurs paramétriques souvent extrêmes qui ont été utilisés, le modèle analytique proposé se montre d'une robustesse remarquable face aux erreurs expérimentales des mesures de déformations avec la cellule CSIR, ainsi qu'aux erreurs théoriques introduites par l'adoption de l'hypothèse d'une distribution de contraintes non perturbée par l'anisotropie du matériau.

5.8 Analyse par éléments finis

Une analyse tridimensionnelle par éléments finis a été réalisée afin de comparer la réponse numérique de distribution de contraintes dans un manchon anisotrope avec celle postulée comme étant isotrope par le modèle analytique proposé. Le logiciel COSMOS, version 1.75 (1988), distribué par Structural Research and Analysis Corporation (EUA), a été choisi pour réaliser cette analyse.

Pour les besoins d'analyse, un cylindre creux transversalement isotrope, possédant la géométrie typique des manchons utilisés dans la campagne expérimentale (présentée au chapitre 6), a été modélisé. Les rayons interne et externe sont de 19 et 43 mm respectivement, avec une longueur de 360 mm.

Le maillage généré est composé de 3840 éléments ($5 \times 48 \times 16$) à 8 noeuds. La figure 5.17 présente un schéma du cylindre creux, où est mis en évidence la région à mi-longueur considérée comme étant le plan représentatif de mesures avec la cellule CSIR. La section droite du cylindre creux est pour sa part illustrée à la figure 5.18. Le maillage y est représenté (240 éléments en section droite) avec une distribution plus serrée à proximité de la paroi interne.

Les conditions de déplacement nuls dans les directions x , y et z du diamètre externe (2b) dans une des extrémités du manchon est la seule condition de frontière qui a été imposée lors de cette analyse. D'ailleurs, les analyses subséquentes de distribution des contraintes ont montré que cette condition de frontière n'affecte que les 50 premiers millimètres de la longueur du cylindre modélisé. On souligne que le plan de mesures analysées se situe à 180 mm de l'extrémité du cylindre.

Le chargement a pour sa part été simulé par l'application d'une pression radiale uniforme de 20 MPa sur toute la périphérie ($r = b$) du cylindre creux, de façon analogue à l'essai de compression biaxial conventionnel.

Les caractéristiques de déformabilité considérées pour les analyses par éléments finis sont présentées au tableau 5.5. Dans les 6 cas analysés, le module d'élasticité E_2 , ainsi que les coefficients de Poisson ν_1 et ν_2 , sont de 30 GPa, 0,15 et 0,25, respectivement. Le module de cisaillement G_2 de Saint-Venant (équation 5.45) a également été adopté, tout comme pour le modèle analytique proposé dans le présent travail.

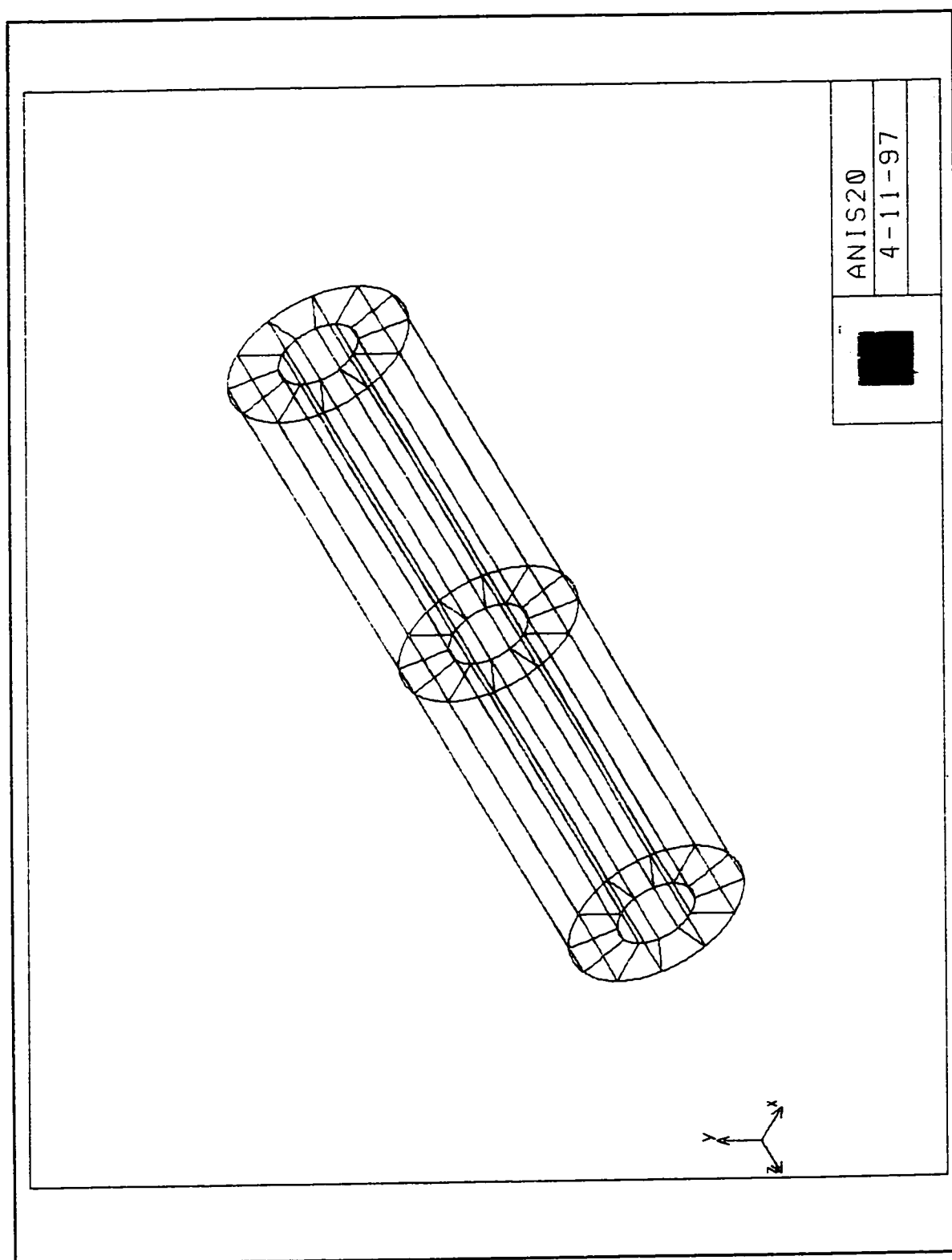


Figure 5.17 - Vue tridimensionnelle du cylindre creux analysé

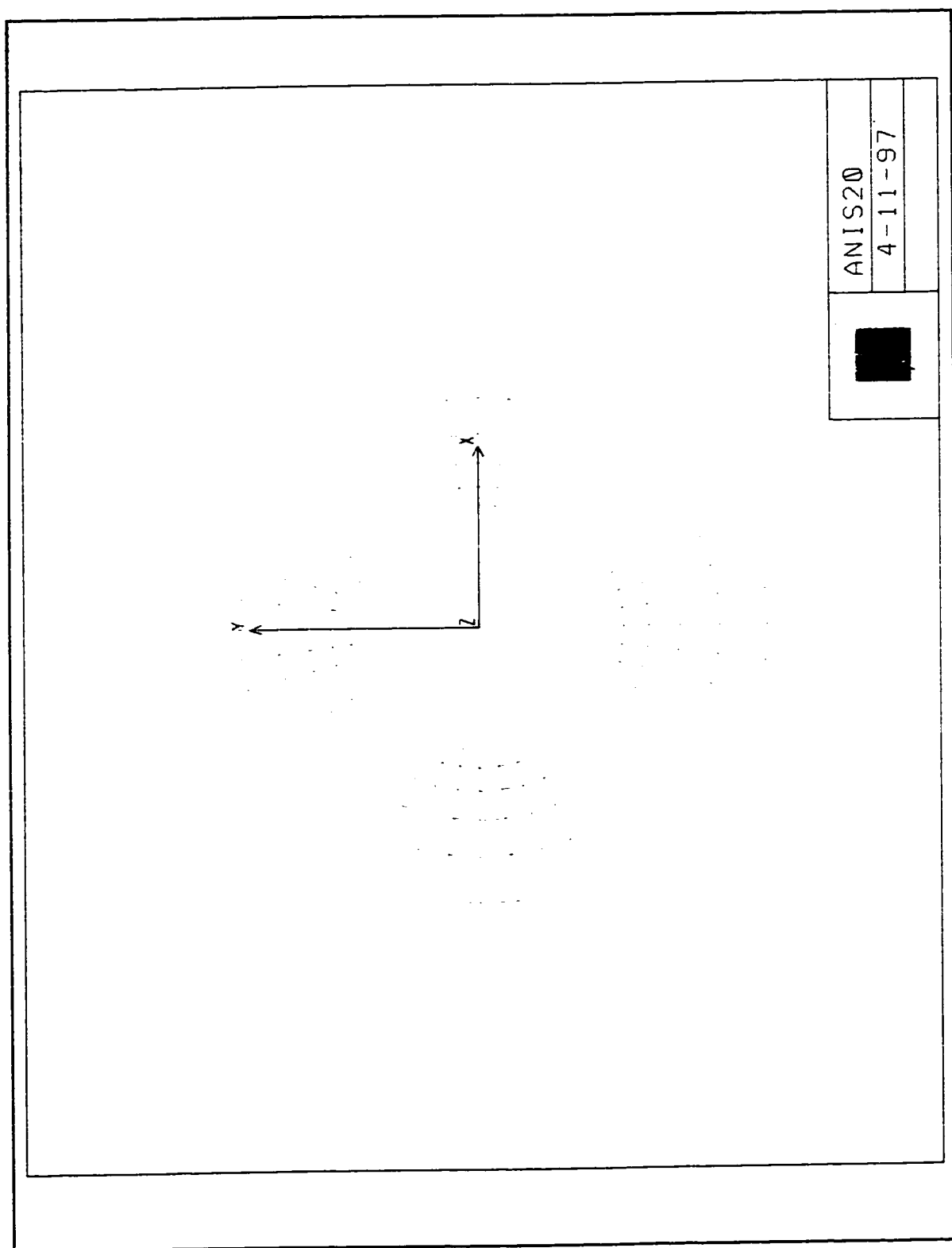


Figure 5.18 - Section droite du maillage à 3840 éléments du cylindre creux

Tableau 5.5 - Paramètres d'anisotropie des analyses par éléments finis

Paramètres d'anisotropie	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5	Cas 6
α (°)	30	30	30	30	30	0
β (°)	0	60	90	60	60	90
E_1 (GPa)	45,0	45,0	45,0	52,5	60,0	60,0
E_1/E_2	1,5	1,5	1,5	1,75	2,0	2,0

Les résultats obtenus des simulations numériques montrent que les distributions de contraintes obtenues pour les 6 cas étudiés sont à toute fin pratique semblables à celle observable en milieu isotrope. Par exemple, la figure 5.19 présente la sortie graphique telle que générée par COSMOS, correspondant à la distribution de la composante tangentielle du cas 5 ($E_1/E_2 = 2$, $\beta = 60^\circ$).

L'analyse de cette figure permet d'apprécier l'uniformité de la distribution de la contrainte, allant de la paroi externe (σ_θ variant de 21,2 à 26,6 MPa) jusqu'à la paroi interne (σ_θ variant de 48,2 à 53,6 MPa), et ce de façon indépendante de la position angulaire. Il faut noter que dans le cas isotrope, la valeur théorique de la contrainte à la paroi interne est de 49,7 MPa.

De plus, la distribution de contrainte n'est pas affectée ni par la direction α ni par le pendage β du plan isotrope, pas plus que par le degré d'anisotropie, tel que l'indique les valeurs calculées de contraintes à la paroi. Un résumé de ces résultats est présenté au tableau 5.6.

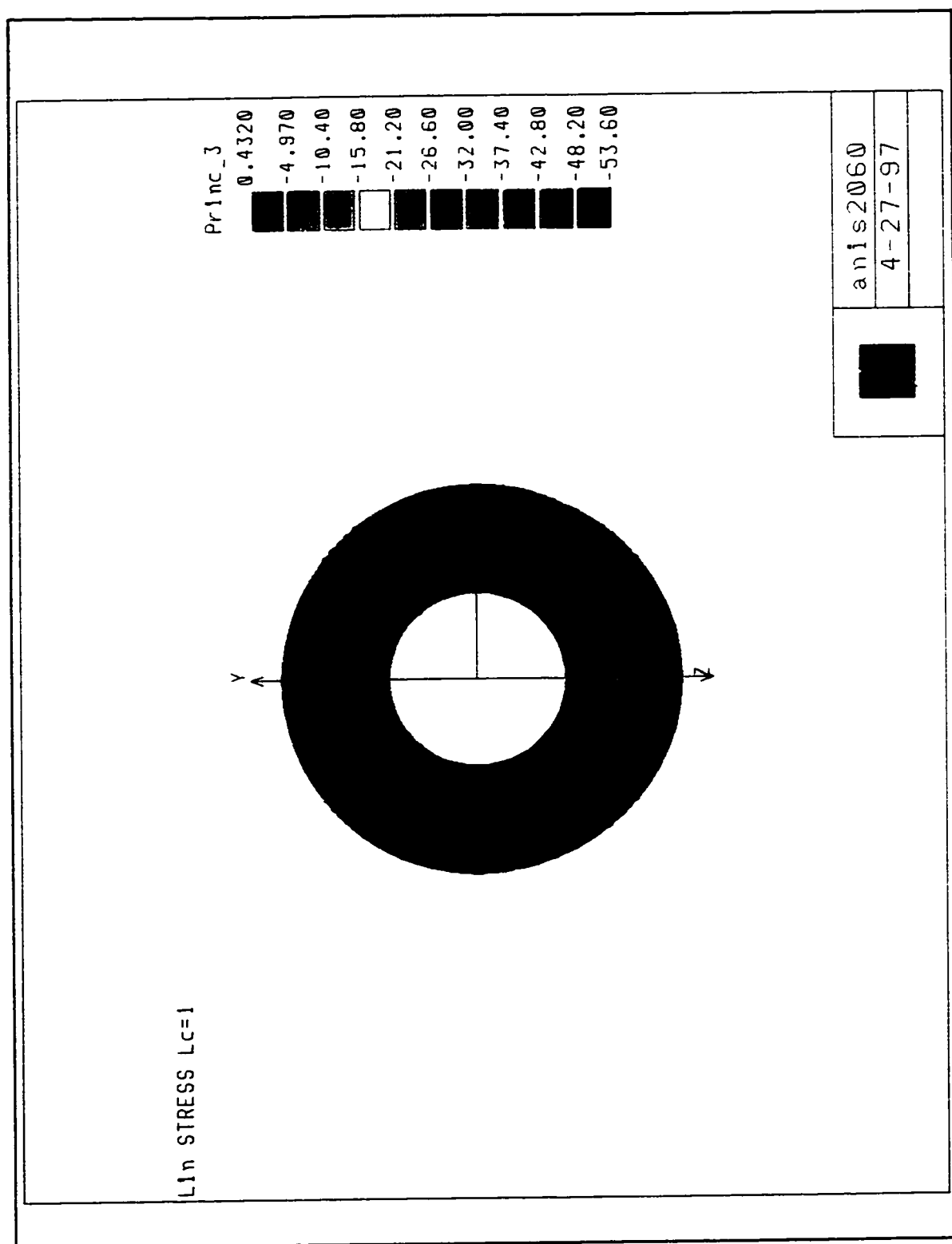


Figure 5.19 - Distribution des contraintes tangentielles selon COSMOS ($E_1/E_2 = 2$, $E_1 = 60$ GPa, $G_2 = 15$ GPa, $\nu_1 = 0,15$, $\nu_2 = 0,25$, $P_{rad} = 20$ MPa)

Tableau 5.6 - Distribution des contraintes dans les éléments de la paroi interne selon COSMOS ($P_{rad} = 20$ MPa)

Contraintes (MPa)	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5	Cas 6
σ_θ	46,371	46,371	46,371	46,374	46,374	46,375
σ_r	3,409	3,409	3,409	3,408	3,406	3,407
$\tau_{r\theta}$	$\pm 0,006$	$\pm 0,006$	$\pm 0,006$	$\pm 0,006$	$\pm 0,006$	$\pm 0,006$

Il est important de souligner que les résultats présentés au tableau 5.6 correspondent aux composantes de contraintes telles que simulées aux centres des éléments de la paroi interne, c'est à dire pour $r \neq a$. Pour cette raison, les composantes σ_r et $\tau_{r\theta}$ ne sont pas nulles. Il s'agit bien entendu d'une limitation inhérente à la méthode par éléments finis. Un maillage plus fin aurait permis de diminuer ces valeurs, mais ceci au coût d'une demande de mémoire difficile à rencontrer.

La figure 5.20 présente une comparaison entre la distribution de contraintes à la paroi interne calculées selon la théorie d'élasticité isotrope (cylindre à paroi épaisse) et la théorie de l'anneau anisotrope de Lekhnitskii (1968), ainsi que celles obtenues de l'analyse par éléments finis. Le cas présenté correspond au cas 6 (directions de symétrie élastiques coïncidant avec les axes principaux).

Cette figure montre que la composante σ_θ obtenue par éléments finis est inférieure à la valeur constante prévue par la théorie de l'élasticité isotrope. L'écart relatif se situe à 6,7%, où 2,7 fois la valeur de l'écart relatif maximal calculé selon la théorie de l'anneau de Lekhnitskii (soit 2,5%), tel que discuté à la section 5.4.1. Cette différence peut être due, en partie, au fait que les contraintes sont obtenues au centre des éléments internes et non à la paroi interne.

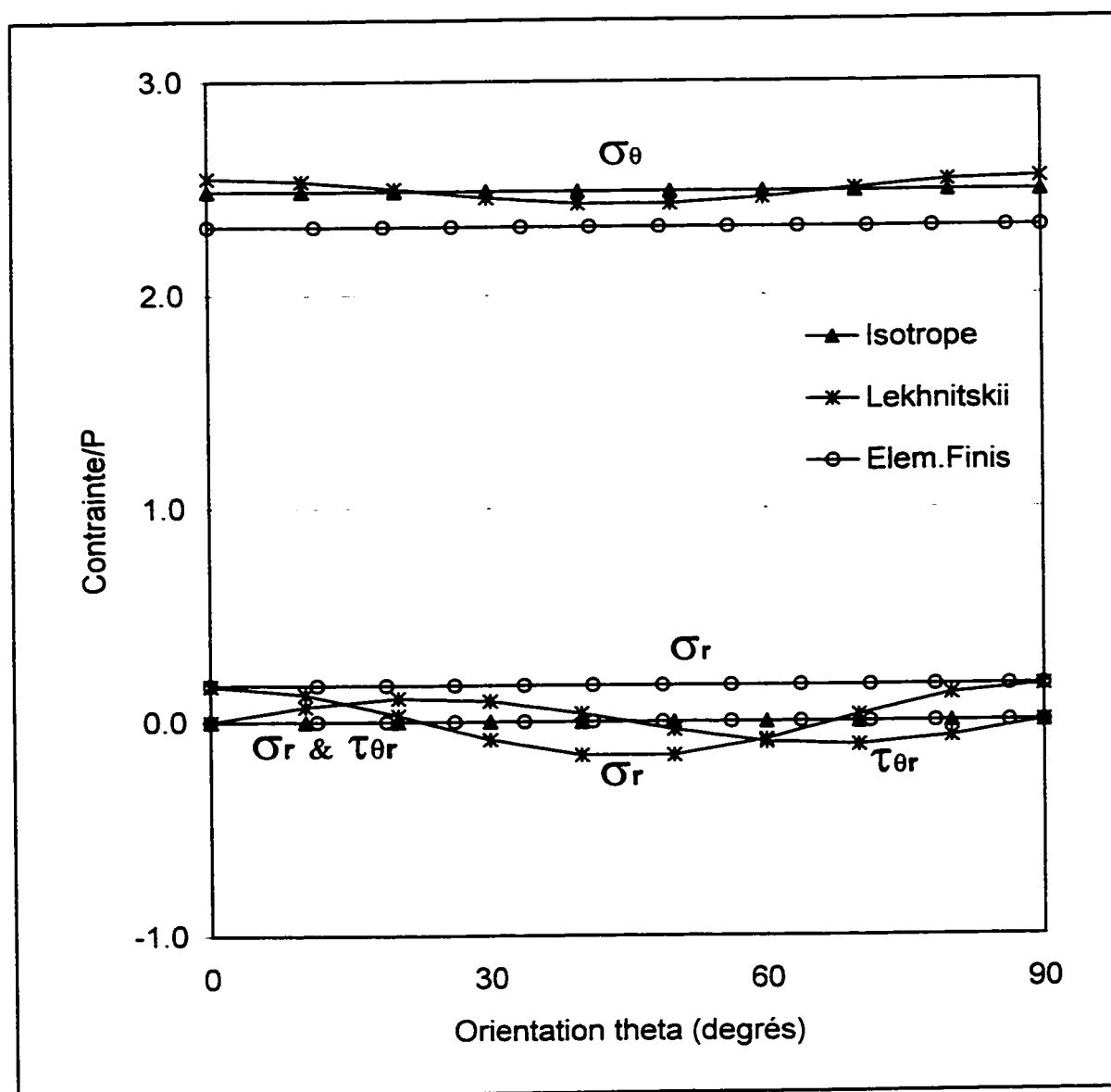


Figure 5.20 - Distribution des contraintes à la paroi interne selon COSMOS et les théories d'élasticité isotrope et de Lekhnitskii - Cas 6

De plus, les composantes $\tau_{\theta r}$ obtenues par éléments finis peuvent être considérées nulles, ce qui n'est pas le cas pour cette composante telle que calculée par la théorie de Lekhnitskii(1968). Dans les deux cas, les composantes σ_r ne sont pas nulles, bien que faibles. Pour les éléments finis, ceci ne représente pas une violation des conditions frontières, puisque ces calculs sont effectués en considérant les contraintes au centre des éléments de la paroi interne plutôt qu'à la paroi interne.

En ce qui concerne les déformations, les analyses par éléments finis montrent l'effet de l'anisotropie du manchon. La figure 5.21 est un exemple de la sortie graphique générée par COSMOS pour le cas de la distribution de la déformation principale majeure correspondant au cas 5, le plus anisotrope de tous. On y voit distinctement l'alignement des plus grandes déformations selon la direction α de 30° (par rapport à l'axe y) du plan d'isotropie. Plus les éléments sont près de la paroi interne, plus élevées sont leurs déformations.

En considérant toujours le cas 5, le tableau 5.7 présente un sommaire des composantes de déformation dans le système global de coordonnées x , y et z du cylindre creux, qui correspond aux résultats bruts générés par COSMOS lors des analyses en termes de déformations.

Ce tableau présente ainsi l'état des déformations au centre des 3 éléments situés aux positions angulaires correspondant aux positions des rosettes A, B et C d'une cellule CSIR. Par la transformation des coordonnées x , y et z au système cylindrique r , θ et z , adopté par le modèle analytique proposé, il est possible de calculer les déformations ε_θ , ε_z et $\gamma_{\theta z}$ des plans des rosettes.

À noter que la position angulaire de COSMOS (θ_{COSMOS}) est mesurée selon la convention trigonométrique, soit suivant le sens anti-horaire à partir de l'axe x . Dans le modèle proposé (θ_{NUCES}), on mesure la position angulaire en azimut (sens horaire à partir de l'axe y , tel qu'indiqué à la figure 5.7).

Le tableau 5.7 présente également les déformations correspondant aux 4 jauges (ε_0 , ε_{45} , ε_{90} , ε_{135}) de chaque rosette, qui sont calculées selon la théorie d'élasticité (équation I.31). Le traitement par moindres carrés est inutile dans ces circonstances.

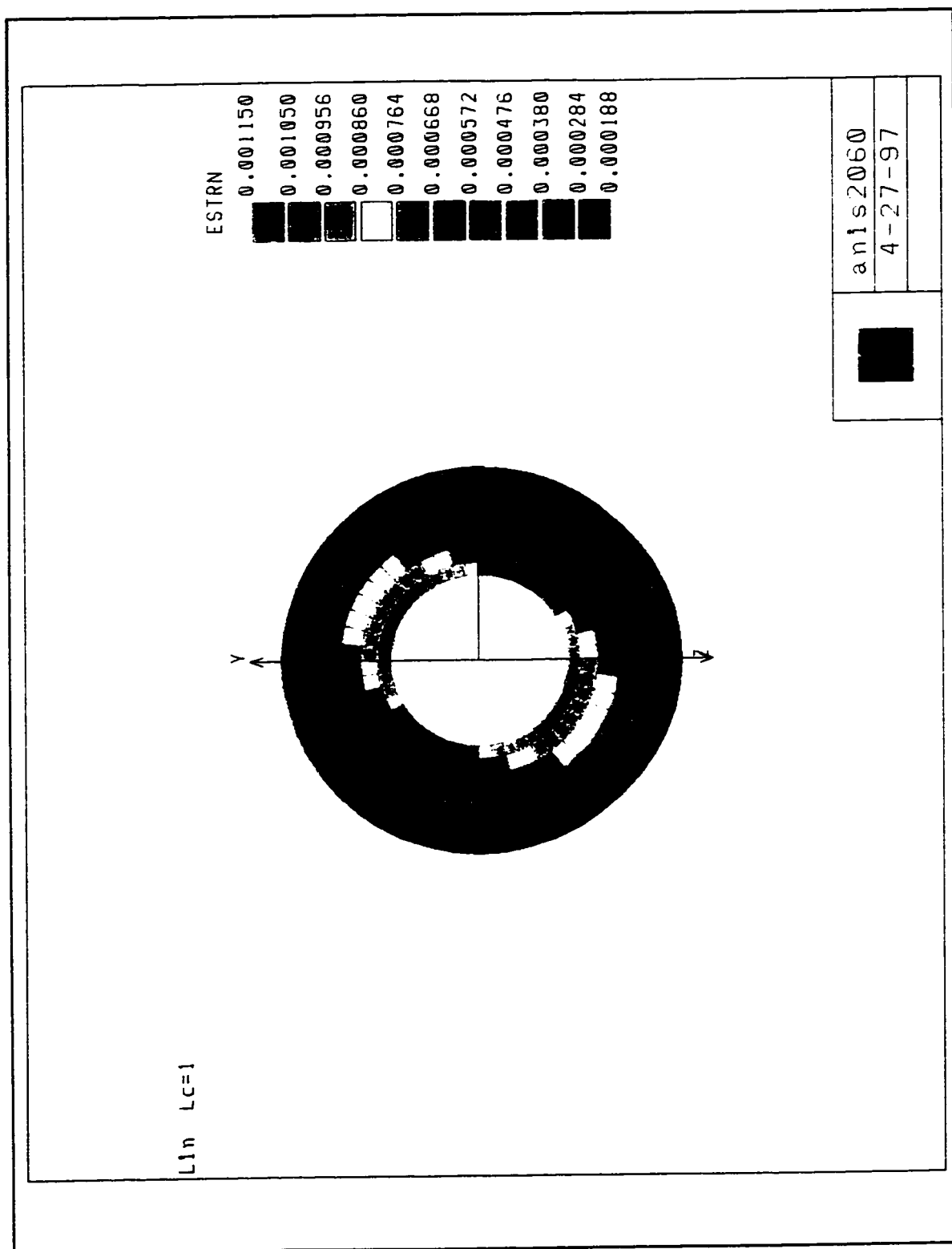


Figure 5.21 - Distribution des déformations principales majeures selon COSMOS ($E_1/E_2 = 2$, $E_1 = 60$ GPa, $G_2 = 15$ GPa, $\nu_1 = 0,15$, $\nu_2 = 0,25$, $P_{rad} = 20$ MPa)

Tableau 5.7 - Composantes de déformations selon l'analyse par éléments finis - Cas 5
 $(E_1/E_2 = 2, E_1 = 60 \text{ GPa}, G_2 = 15 \text{ GPa}, \nu_1 = 0,15, \alpha = 30^\circ, \beta = 60^\circ)$

Déformations ($\mu \text{ def}$)	Position A $\theta_{\text{Nunes}} = 60^\circ$ $\theta_{\text{Cosmos}} = 30^\circ$	Position B $\theta_{\text{Nunes}} = 180^\circ$ $\theta_{\text{Cosmos}} = 270^\circ$	Position C $\theta_{\text{Nunes}} = 300^\circ$ $\theta_{\text{Cosmos}} = 150^\circ$
ε_x	54	54	756
ε_y	1123	1123	-63
ε_z	-252	-252	-155
γ_{xy}	-1015	1015	167
γ_{yz}	189	189	-47
γ_{zx}	-209	209	34
ε_θ	1295	1295	756
ε_z	-252	-252	-155
$\gamma_{\theta z}$	268	- 268	34
ε_0	1295	1295	756
ε_{45}	655,5	387,5	317,5
ε_{90}	-252	-252	-155
ε_{135}	387,5	655,5	283,5

Il est intéressant de comparer les déformations obtenues à partir de l'analyse par éléments finis, dont le sommaire est présenté au tableau 5.7, et les déformations générées théoriquement par le modèle analytique présenté à la section 5.6 (tableau 5.2) pour les

mêmes paramètres d'anisotropie. On constate que les valeurs de déformations tangentielles sont semblables, alors que les déformations axiales peuvent présenter une différence allant jusqu'à 108 μdef .

De plus, on constate une déformation de cisaillement de 34 μdef pour l'élément correspondant à la rosette C, qui occupe une position angulaire ($\theta_{\text{Nues}} = 300^\circ$) parallèle à la direction du plan isotrope (30°). Cette valeur devrait être nulle; l'écart s'explique par le fait que l'élément le plus proche de cette position angulaire est à $146,25^\circ$ (orientation angulaire selon le système de coordonnées de COSMOS). De plus, les résultats obtenus par l'analyse par éléments finis correspondent aux calculs réalisés aux centres des éléments de la paroi interne. Ces résultats doivent être conséquemment interprétés en tenant compte des limitations propres aux éléments finis.

Les figures 5.22 et 5.23 présentent les déformations tangentielles, axiales et de cisaillement calculées à partir des résultats générés par COSMOS, en considérant le système de coordonnées du modèle analytique proposé. La figure 5.22 correspond à la distribution de la déformation en fonction de la variation du degré d'anisotropie (cas 3, 4 et 5), avec α et β maintenus constants.

Par ailleurs, la figure 5.23 présente la distribution de déformation en fonction de la variation du pendage (cas 1, 2 et 3) en utilisant un degré d'anisotropie de 1,5. On voit très facilement que les déformations suivent une courbe sinusoïdale, à l'exception bien entendu des déformations correspondant au cas 1 ($\beta=0^\circ$) et pour les déformations de cisaillement du cas 3 ($\beta=90^\circ$).

L'analyse par élément finis semble confirmer les hypothèses et les principes du modèle analytique, à l'effet que les déformations tangentielles et axiales présentent le profil d'une sinusoïdale à 180° de phase, alors que les déformations de cisaillement présentent pour leur part une phase sinusoïdale de 360° , bien que ceci soit moins net. Que ce soit par l'analyse de la figure 5.22, ou encore celle de la figure 5.23, il est facile de constater que

les déformations tangentielles maximales, ainsi que les déformations axiales minimales sont toutes orientées à la position angulaire de 30° , correspondant à la direction postulée dans les analyses.

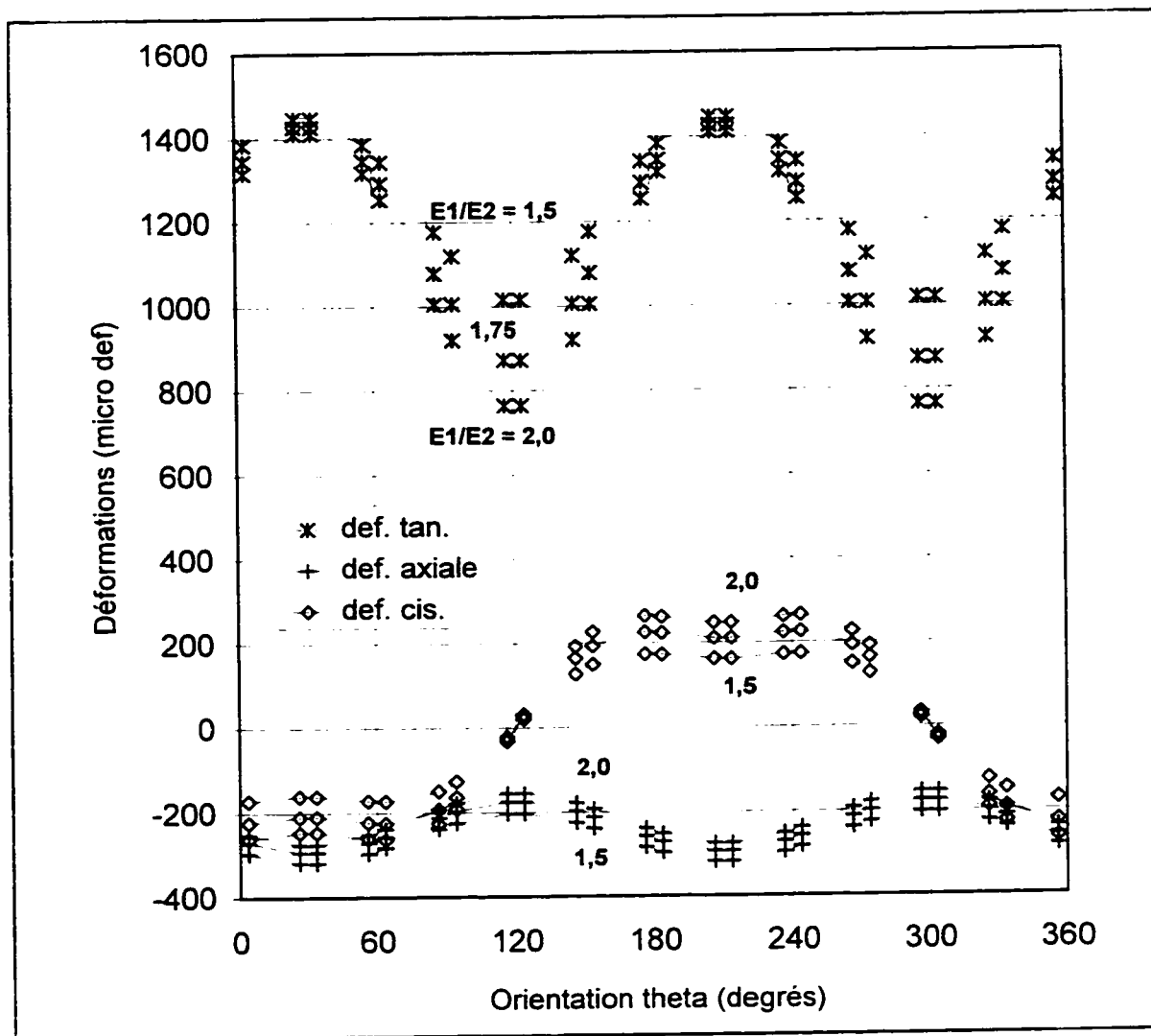


Figure 5.22 - Déformations à la paroi interne en fonction de la variation du degré d'anisotropie ($\alpha=30^\circ$, $\beta=60^\circ$, $E_2=30$ GPa, $G_2=15$ GPa) selon COSMOS

Dans le cas des déformations de cisaillement, la courbe s'éloigne de la sinusoïde prévue et la détermination de la direction devient difficile à réaliser. On remarque l'existence d'un plateau de déformations aux positions angulaires allant de 0° à 60° et de 180° à

240°. On voit aux plateaux, une variation de la déformation correspondant aux positions voisines à 30° et 210°, mais ceci ne permet pas de conclure que ces positions correspondent à la direction α et $\alpha + 180^\circ$. Toutefois, l'ajustement des ces déformations à une courbe sinusoïde de 360°, indique que la direction α est égale à la valeur postulée lors de la simulation.

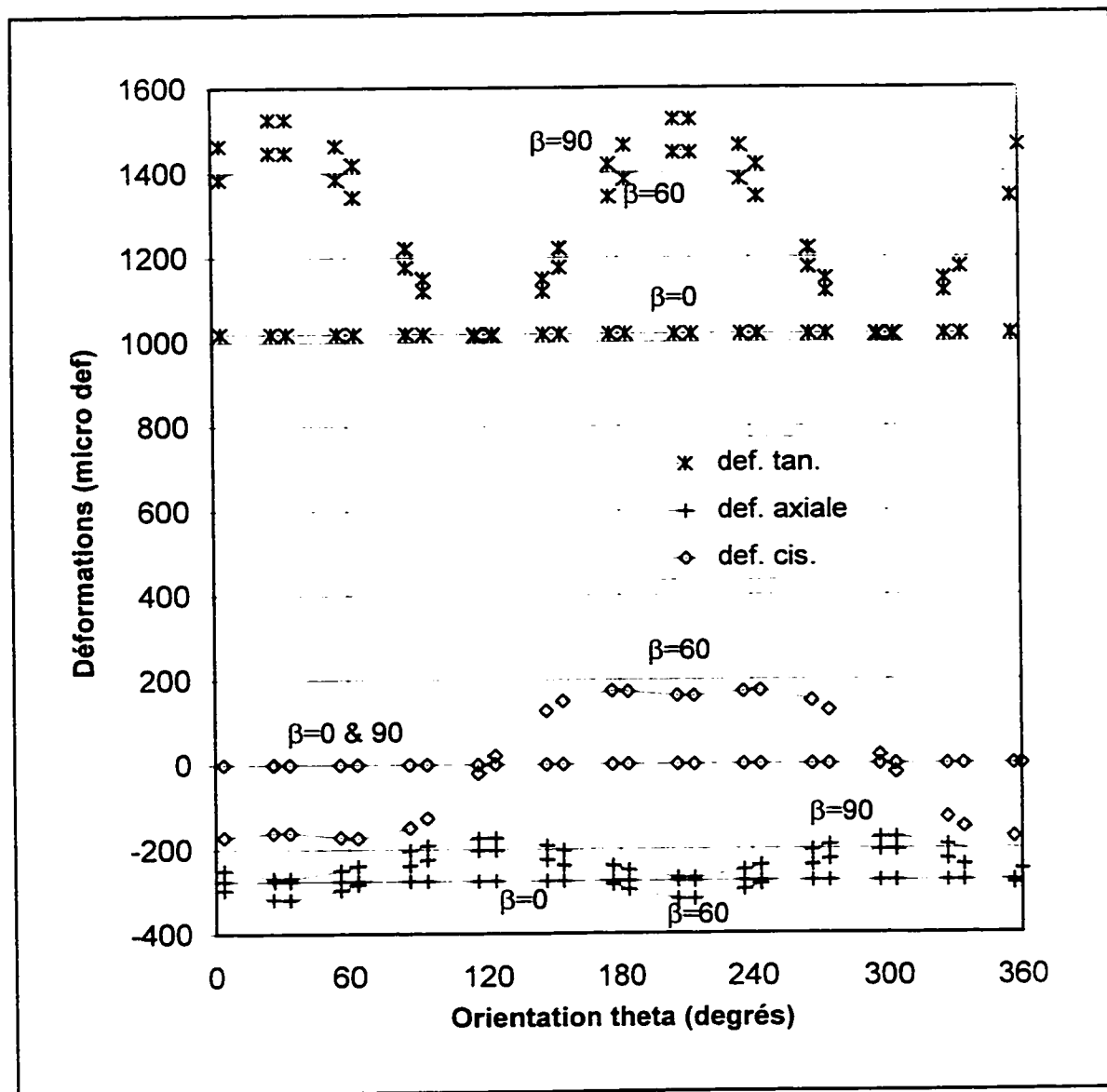


Figure 5.23 - Déformations à la paroi interne en fonction de la variation du pendage β ($\alpha = 30^\circ$, $E_1/E_2 = 1,5$, $E_2 = 30$ GPa, $G_2 = 15$ GPa) selon COSMOS

Le tableau 5.8 présente les valeurs de paramètres de déformabilité calculés selon le modèle analytique proposé par l'auteure, en considérant les résultats obtenus lors de l'analyse par éléments finis. À partir de déformations de COSMOS, on construit les courbes sinusoïdes, permettant donc la détermination des paramètres d'orientation α et β et des déformations maximales et minimales, utilisées pour les calculs de constantes élastiques E_1 , E_2 , ν_1 , et ν_2 . Les valeurs calculées, ainsi que les valeurs cibles postulées (indiquées par les parenthèses) sont présentées pour chaque analyse.

Il est important de rappeler que les paramètres calculés selon le modèle analytique à partir de déformations théoriques (calculées de façon analogue à l'exemple présentée à la section 5.6) sont exactement égaux aux valeurs postulées.

La direction α est parfaitement estimée. Pour le pendage β , une différence absolue faible de 7° s'est manifestée. Par ailleurs, les constantes élastiques simulées montrent une variation plus significative, particulièrement dans le cas du coefficient de Poisson ν_2 , qui a présenté une différence relative de 31,6% et le coefficient de Poisson ν_1 montre un écart de 19%. Les modules d'élasticité calculés ne varient que d'un maximum de 9,7% et 6,5% pour E_1 et E_2 respectivement.

On remarque, toujours au tableau 5.8, que dans l'analyse correspondant à l'angle β nul (Cas 1), le modèle proposé ne permet pas de calculer le module d'élasticité E_2 , ainsi que les coefficients de Poisson ν_1 et ν_2 , puisqu'il ne peut y avoir de sinusoïdes dans cette condition particulière. Le plan isotrope est, en effet, exactement le plan de mesure. Dans ces circonstances, les déformations tangentielles et axiales sont constantes et les déformations de cisaillement sont nulles. La figure 5.23 illustre d'ailleurs cette singularité.

Néanmoins, ceci n'empêche pas la détermination des paramètres d'orientation, pas plus que la détermination du module d'élasticité E_1 (module du plan isotrope qui est le plan de mesure).

Tableau 5.8 - Paramètres d'anisotropie calculés selon le modèle proposé à partir des déformations obtenues par éléments finis

Paramètres calculées (postulés)	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5	Cas 6
α (°)	30,00 (30)	30,00 (30)	30,00 (30)	30,00 (30)	30,00 (30)	0,00 (0)
β (°)	0,00 (0)	66,97 (60)	90,00 (90)	55,56 (60)	66,70 (60)	90,00 (90)
E_1 (GPa)	48,99 (45)	49,28 (45)	49,38 (45)	57,49 (60)	65,75 (60)	65,79 (60)
E_2 (GPa)	- (30)	31,54 (30)	31,19 (30)	28,05 (30)	30,91 (30)	30,40 (30)
ν_1	- (0,15)	0,179 (0,15)	0,173 (0,15)	0,135 (0,15)	0,173 (0,15)	0,127 (0,15)
ν_2	- (0,25)	0,199 (0,25)	0,173 (0,25)	0,171 (0,25)	0,177 (0,25)	0,172 (0,25)
$\varepsilon_{\theta \max}$ (μ def)	1014	1488	1592	1481	1475	1634
$\varepsilon_{\theta \min}$ (μ def)	1014	1008	1006	864	756	755
$\varepsilon_{z \max}$ (μ def)	-276	-203	-174	-303	-284	-207
$\varepsilon_{z \min}$ (μ def)	-276	-327	-275	-176	-155	-130
$\gamma_{\theta z \max}$ (μ def)	~0	204	~0	264	310	~0

Les résultats des simulations par éléments finis correspondant aux cas 1 ($\beta = 0^\circ$) et cas 3 ($\beta = 90^\circ$) permettent une comparaison intéressante de la réponse du modèle analytique proposé à celle des autres méthodes existantes de détermination des constantes anisotropes présentées à la section 5.3.

Ainsi, dans le cas du pendage nul, soit la condition où le plan isotrope est perpendiculaire à l'axe du manchon, on peut utiliser la méthode de Worotnicki (1993) représentée par l'équation 5.43. Cet ensemble d'équations est analogue aux équations 5.38 et 5.39, puisqu'elles sont basées également sur la théorie du cylindre creux à paroi épaisse.

Le tableau 5.9 présente donc les paramètres d'anisotropie calculés selon les équations du modèle de Worotnicki (1993) et selon le modèle mathématique proposé en considérant deux ensembles de déformations : (i) les déformations théoriques et (ii) les déformations obtenues par les simulations numériques avec COSMOS.

L'analyse des résultats permet de constater qu'il est possible de comparer les paramètres d'orientation obtenus même pour ces cas de singularité. En ce qui concerne les réponses du modèle analytique proposé, les paramètres d'orientation α et β sont identiques, alors que le module d'élasticité E_1 calculé selon les déformations obtenues par la simulation avec COSMOS montre une différence de 4 GPa par rapport à la valeur calculée selon les déformations théoriques.

La valeur de E_1 obtenue avec la méthode de Worotnicki (1993) est presque identique à celle obtenue avec le modèle analytique proposé, soit dans le cas de déformations théoriques, soit dans le cas de déformations obtenues à partir de la simulation par éléments finis. D'autre part, la valeur du coefficient de Poissons ν_2 , calculée selon Worotnicki, montre une différence relative de 50% selon les déformations théoriques et de 9% selon les déformations simulées par COSMOS.

Tableau 5.9 - Paramètres d'anisotropie calculés selon les modèles à partir des déformations théoriques et obtenues par COSMOS - Cas 1 ($\beta = 0^\circ$)

Déformations	Théoriques (μ def)			COSMOS (μ def)		
Rosette	A	B	C	A	B	C
ε_θ	1104	1104	1104	1014	1014	1014
ε_z	-414	-414	-414	-276	-276	-276
$\gamma_{\theta z}$	0	0	0	0	0	0
Modèle Proposé	$\alpha = 30,0^\circ$ $\beta = 0,0^\circ$ $E_1 = 45,00$ GPa			$\alpha = 30,0^\circ$ $\beta = 0,0^\circ$ $E_1 = 48,99$ GPa		
Worotnicki (1993)	$E_1 = 45,01$ GPa $\nu_2 = 0,375$			$E_1 = 49,02$ GPa $\nu_2 = 0,272$		

En ce qui concerne la condition particulière du pendage de 90° , soit celle où le plan isotrope est parallèle à l'axe du manchon, les comparaisons peuvent également être effectuées en utilisant le modèle de Worotnicki (1993), représentés par les équations 5.41, ainsi que le modèle de Gonano & Sharp (1983), représenté à la figure 5.6. Le tableau 5.10 montre les résultats obtenus.

À partir des déformations théoriques et celles simulées par COSMOS, le modèle proposé dans le présent travail offre toujours les mêmes valeurs de α et de β égaux à ceux postulées. Les paramètres de déformabilité calculés selon les déformations théoriques sont aussi égaux à ceux postulés. Dans le cas des déformations simulées par COSMOS, les modules d'élasticité E_1 et E_2 montrent une différence de 4,4 GPa et 1,2 GPa, respectivement. Les coefficients de Poisson ν_1 et ν_2 sont pour leur part tous égaux à 0,173.

Tableau 5.10- Paramètres d'anisotropie calculés selon les modèles à partir des déformations théoriques et obtenues par COSMOS - Cas 3 ($\beta = 90^\circ$)

Déformations	Théoriques (μ def)			COSMOS (μ def)		
Rosette	A	B	C	A	B	C
ε_θ	1345	1345	946	1327	1327	864
ε_z	-363	-363	-210	-271	-271	-271
γ_{tz}	0	0	0	0	0	0
Modèle Proposé	$\alpha = 30,0^\circ$ $\beta = 90,0^\circ$ $E_1 = 45,00$ GPa $E_2 = 30,00$ GPa $\nu_1 = 0,150$ $\nu_2 = 0,250$			$\alpha = 30,0^\circ$ $\beta = 90,0^\circ$ $E_1 = 49,38$ GPa $E_2 = 31,19$ GPa $\nu_1 = 0,173$ $\nu_2 = 0,173$		
Worotnicki (1993)	$E_1 = 45,35$ GPa			$E_1 = 47,23$ GPa		
Gonano & Sharp (1983)	$\alpha = 30,0^\circ$ $E_1 = 45,02$ GPa $E_2 = 30,01$ GPa $\nu_1 = 0,150$ $\nu_2 = 0,250$			$\alpha = 30,0^\circ$ $E_1 = 49,38$ GPa $E_2 = 31,19$ GPa $\nu_1 = 0,173$ $\nu_2 = 0,173$		

La méthode de Worotnicki (1993) mène à des valeurs du module d'élasticité E_1 présentant une différence de 0,35 GPa lorsque ce dernier est calculé à partir des déformations obtenues du modèle analytique proposé et de 2,2 GPa si les déformations telles qu'obtenues avec COSMOS sont utilisées pour le calcul. C'est d'ailleurs le seul paramètre qu'il est possible d'obtenir par cette méthode pour ce cas particulier.

Avec la méthode de Gonano & Sharp (1983), il est possible d'obtenir tous les paramètres à l'exception du pendage β . La direction α et les coefficients de Poisson ainsi calculés coïncident avec les valeurs obtenues par le modèle mathématique proposé. Quant à eux, les paramètres de déformabilité sont presque égaux. En considérant les valeurs simulées numériquement par COSMOS, les réponses obtenues par le modèle de Gonano & Sharp sont identiques à celles du modèle proposé.

En considérant les analyses précédentes, on peut établir une plage de valeurs concernant les différences observées entre la réponse simulée par la méthode des éléments finis et celle calculée par la méthode mathématique. Pour le cas des modules d'élasticité E_1 et E_2 , on observe une différence maximale inférieure à 5 GPa (différence relative de 9,7%) et 2 GPa (différence relative de 6.5%), respectivement. Dans le cas des coefficients de Poisson, il faut dénoter la tendance à ramener le coefficient de Poisson ν_2 à une valeur proche de celle correspondant au plan isotrope (ν_1).

Tel que discuté auparavant, les différences observées peuvent être justifiées par les avantages et les limites de chacune des méthodes de travail. Dans le cas de la méthode d'analyse par élément finis, étant donné qu'intrinsèquement les contraintes et les déformations sont calculées à l'intérieur de l'élément plutôt qu'au contour, il est envisageable que cette méthode ne puisse pas fournir certaines valeurs avec exactitude, justifiant en partie les différences entre les résultats. Ainsi certaines plages d'erreur peuvent être admises, sans invalider la méthode proposée, basée sur un G_2 de Saint-Venant et une hypothèse de distribution isotrope des contraintes à la paroi interne.

D'une façon générale, on peut conclure à partir des analyses effectuées, que le modèle analytique proposé est capable de soutenir la comparaison d'une méthode d'analyse indépendante, en l'occurrence la méthode de simulation par éléments finis, ainsi que les méthodes de Worotnicki (1993) et de Gonano & Sharp (1983) pour les cas particuliers $\beta = 0^\circ$ et $\beta = 90^\circ$.

De plus, le modèle proposé permet de déterminer de façon fiable les paramètres d'orientation α et β et les paramètres de déformabilité E_1 , E_2 , ν_1 et, dans une moindre mesure, ν_2 . L'auteure considère que les différences sont acceptables lorsque que l'on considère les matériaux avec G_2 de Saint-Venant et un degré d'anisotropie maximal de 2, ce qui couvre une plage suffisamment large de roches dures pour être utile.

5.9 Caractéristiques de la méthode analytique proposée

La méthode analytique proposée permet la détermination de paramètres d'anisotropie du manchon transversalement isotropes à partir de mesures de déformations avec la cellule CSIR lors d'un seul essai de compression biaxiale.

La méthode s'applique aux roches élastiques, statistiquement homogènes, transversalement isotropes, linéaires ou non linéaires. La non linéarité n'est pas traitée de façon spécifique par le modèle. Néanmoins, elle y est considérée, car les paramètres d'orientation et de déformabilité sont déterminés en fonction du niveau de contraintes. Il est donc important de souligner que la non linéarité est traitée de façon approximative, puisque, à la rigueur, le principe de superposition utilisée n'est pas valide dans le cas de matériaux non linéaires.

En ce qui concerne le caractère anisotrope du matériau, aucune restriction de direction des plans de symétrie élastique n'est imposée par le modèle analytique. Le plan isotrope du manchon peut présenter une direction et un pendage quelconque. De plus, le modèle permet la détermination de la direction et du pendage des roches classes B autant que des roches classes A, visuellement isotropes.

La détermination des paramètres d'orientation et des constantes élastiques anisotropes est réalisée à partir des déformations générées par la même sollicitation, soit l'essai de

compression biaxial. Dans le cas du développement d'une anisotropie apparente (induite par la sollicitation non hydrostatique), son effet est inclus dans le calcul des paramètres d'orientation, ainsi que dans le calcul de paramètres de déformabilité.

Les constantes élastiques anisotropes sont déterminées à partir de la relation constitutive du matériau anisotrope, présentée à l'équation 5.55. La matrice $[K]$ est une fonction de 5 constantes élastiques (E_1 , E_2 , ν_1 , ν_2 , G_2) et de 2 paramètres d'orientation (α , β).

Il est à signaler que la cellule CSIR permet le calcul des 3 déformations dans le plan de chaque rosette, soit la déformation tangentielle, la déformation axiale et la déformation de cisaillement. Leurs équations sont donc développées de l'équation 5.55, donnant l'ensemble d'équations 5.56, 5.57 et 5.58, présenté à la section 5.4.2.

En considérant que la cellule CSIR est composée par 3 rosettes éloignées de 120° entre elles, on a finalement un système de 9 équations qui permet la détermination des paramètres de déformabilité anisotropes et des paramètres d'orientation.

Tel que souligné à la section 5.4.2, l'utilisation de l'équation 5.45 de Saint-Venant réduit à 4 le nombre d'inconnues à déterminer. De plus, seules les équations correspondant aux déformations tangentielles (équation 5.56) et axiales (équation 5.57) suffisent pour déterminer complètement les modules d'élasticité E_1 et E_2 , ainsi que les coefficients de Poisson ν_1 et ν_2 , une fois les paramètres d'orientation connus.

L'avantage de réduire la complexité des calculs s'accompagne d'un inconvénient : si la direction α du plan isotrope est égale ou perpendiculaire à la position angulaire d'une des 3 rosettes de la cellule CSIR, on ne peut pas combiner les équations correspondantes aux 2 autres rosettes. Par exemple, si α coïncide avec la rosette A, il est impossible de résoudre le système partiel d'équations représenté par les rosettes B et C. Toutefois, les paramètres de déformabilité sont toujours déterminés par la combinaison des équations correspondant aux rosettes A et B et aux rosettes A et C.

Associée à la réduction de la complexité de calculs, l'adoption du module de cisaillement G_2 de Saint-Venant permet la détermination directe des paramètres de déformabilité et des paramètres d'orientation à partir des déformations maximales et minimales, calculées selon les équations des sinusoïdes de déformations mesurées, représentées par les équations générales 5.60, 5.67 et 5.72. Avec cette procédure de détermination, aucune combinaison de calculs avec les rosettes n'est nécessaire, puisque les sinusoïdes représentent déjà l'ensemble des mesures de déformations avec la cellule CSIR lors d'essai de compression biaxiale.

L'autre aspect important du modèle proposé est associé à l'hypothèse 5, dans laquelle on postule que la distribution des contraintes dans le cylindre creux anisotrope peut être déterminée à partir de la théorie d'élasticité isotrope linéaire classique. D'après les analyses réalisées, en considérant les 2 théories proposées par Lekhnitskii (1968), (présentées à la section 5.4.1), il a été possible de conclure que ce postulat n'introduit pas d'erreurs significatives dans le cas de matériaux possédant un degré d'anisotropie inférieur à 2 et un module de cisaillement G_2 de Saint-Venant.

Les analyses tridimensionnelles des manchons possédant des caractéristiques de déformabilité semblables sont effectuées selon la méthode des éléments finis. Leurs résultats confirment qu'effectivement l'anisotropie n'affecte pas la distribution des contraintes à l'intérieur des manchons analysés.

En considérant les valeurs paramétriques souvent extrêmes qui ont été utilisées dans l'étude de robustesse, le modèle analytique proposé s'est montré fiable. Sa robustesse aux erreurs expérimentales et théoriques montre qu'il permet de déterminer efficacement les paramètres d'orientation α et β et les paramètres de déformabilité E_1 , E_2 , ν_1 et ν_2 . Par conséquent, les erreurs de mesure et les légères anisotropies de contraintes ne devraient pas affecter les valeurs calculées de façon trop importante.

5.10 Considérations finales

La détermination des paramètres de déformabilité de la roche est une étape essentielle dans le processus d'évaluation de contraintes in situ. Tous les modèles d'interprétation de mesures avec la cellule CSIR décrits au chapitre 3 requièrent la connaissance des constantes élastiques de la roche.

Dans les cas de roches au comportement mécanique idéal, cette détermination est directement réalisée à partir de la moyenne des constantes élastiques calculées selon les déformations de chaque rosette générées par l'essai de rechargement biaxial du manchon avec la cellule CSIR.

Toutefois, il n'existe pas de procédure de détermination directe dans les cas de manchons anisotropes. Les constantes élastiques anisotropes sont calculées, dans la plupart des cas, à partir d'une certaine quantité d'essais sur des prismes et des disques provenant du voisinage du trou de forage où l'essai de mesures de contraintes a été exécuté. Le manchon lui-même n'est pas utilisé, la cellule CSIR non plus.

En association aux temps et coûts de préparation des échantillons prismatiques (ou de toute autre géométrie), l'utilisation de capteurs (jauges) pour l'enregistrement de déformations, la connaissance a priori de l'orientation des plans de symétrie de la roche, il faut ajouter l'inconvénient majeur posé par la représentativité de la roche et des mesures.

Tel que discuté, les déformations récupérées lors d'essai in situ peuvent être dues en partie à l'endommagement des parois du manchon causé par les processus de forage. Évidemment, cet effet est inexistant dans le cas des prismes préparés d'un bloc qui seront utilisés uniquement afin d'évaluer les constantes élastiques anisotropes.

La nouvelle méthode analytique ici proposée évite tous ces inconvénients en plus de réduire le temps et les coûts associés à l'évaluation des constantes élastiques. À partir d'un seul essai de rechargement biaxial conventionnel exécuté sur le même manchon récupéré lors d'essai en place, on a toutes les données (enregistrées par la même cellule CSIR dans la même portion de roche) nécessaires au calcul de la direction et du pendage du plan isotrope, ainsi que des 5 constantes élastiques de la roche transversalement isotrope.

CHAPITRE 6

APPLICATION DE LA MÉTHODE ANALYTIQUE PROPOSÉE

6.1 Considérations générales

La nouvelle méthode de détermination de l'anisotropie de la roche proposée dans le présent travail est un modèle mathématique qui, théoriquement, est capable de fournir les paramètres d'orientation et les constantes élastiques du manchon transversalement isotrope.

Toutefois, on reconnaît que la théorie peut s'éloigner de la pratique et, pour cette raison, une vérification expérimentale du modèle analytique a été réalisée.

La roche choisie pour l'application du modèle est le granite gris du niveau 240 m du URL, Manitoba (Canada). La caractérisation réalisée par le AECL indique que ce matériau, visuellement isotrope, possède un comportement de déformation transversalement isotrope généré par la présence des microfissures intrinsèques ainsi que les microfissures induites par les processus de relâchement des contraintes in situ, orientées dans une direction préférentielle. Les paramètres de déformabilité du granite gris sont bien établis à partir des divers essais exécutés par le centre de recherche, qui a fourni les huit manchons avec leur cellule CSIR analysés dans le présent travail.

La campagne expérimentale est composée des essais de compression biaxiale isotrope et de compression hydrostatique des huit éprouvettes. L'essai de compression biaxiale

représente l'essai de rechargement conventionnel des manchons récupérés lors d'essai in situ. Toutefois, cet essai est non hydrostatique, ce qui peut générer une anisotropie dite apparente dans le cas où les microfissures sont distribuées de façon aléatoire, tel que discuté au chapitre 4. Pour cette raison, les mêmes manchons sont aussi testés en compression hydrostatique (anisotropie apparente nulle) afin de vérifier le type d'anisotropie du granite gris.

De plus, l'essai de compression hydrostatique permet la détermination du pendage du plan des microfissures du manchon sans faire intervenir aucune hypothèse concernant l'effet de l'anisotropie sur la distribution de contraintes. Ceci est utilisé comme paramètre de vérification de la valeur du pendage du plan isotrope obtenue à partir des essais de rechargement conventionnel, tel que préconisé par la méthode analytique.

Le comportement de déformation du manchon sous rechargement biaxial est analysé selon deux échelles : l'échelle locale représentée par les déformations mesurées avec les rosettes de la cellule CSIR et l'échelle globale, correspondant au manchon, représentée par les mesures effectuées par la cellule BDG et un système de capteurs de déplacements longitudinaux, tous les deux disposés selon les orientations des rosettes A, B et C de la cellule CSIR.

La comparaison entre les comportements de déformations local et global permet la vérification du concept fondamental du modèle analytique proposé, puisque ce dernier prétend qu'à partir de l'état de déformation bidimensionnel local mesuré avec les rosettes à la paroi interne, il est possible de déterminer les caractéristiques de déformabilité à l'échelle tridimensionnelle globale du manchon.

La méthode analytique de détermination des paramètres d'orientation et des constantes élastiques anisotropes est appliqué à chaque manchon testé. De plus, on applique la méthode proposée aux résultats d'essais en compression biaxiale exécutés par le URL sur six autres manchons de granite gris du niveau 240 m.

À la fin du présent chapitre, on observe la concordance entre les valeurs calculées à l'aide du modèle appliqué aux manchons testés soit par le URL, soit dans l'étude ici exposée. De plus, on constate l'accord significatif de ces paramètres de déformabilité avec les constantes élastiques anisotropes du granite gris (240 m) déterminées par le URL.

6.2 Matériau analysé

6.2.1 Caractéristiques générales

La roche analysée dans le présent travail correspond au granite gris Lac du Bonnet canadien. Les manchons proviennent des forages exécutés au niveau 240 m par Énergie Atomique du Canada (AECL, "Atomic Energy of Canada Limited") dans le cadre de la caractérisation du massif rocheux réalisée pour l'implantation du laboratoire de recherche souterrain (URL, "Underground Research Laboratory") près de Pinawa, Manitoba.

Ce centre de recherche, au cours des dernières années, a poursuivi une investigation minutieuse concernant l'état de contraintes naturel du massif rocheux où se trouve le laboratoire souterrain. Les descriptions géologiques régionales et locales, les caractérisations physiques et mécaniques, ainsi que les résultats de mesures de contraintes in situ du granite du URL sont présentés par plusieurs travaux, tels que Everitt & Brown (1986), Lang et al. (1986a,b), Thompson et al. (1984, 1986), Katsube & Hume (1987), Brown et al. (1989b), Snider et al. (1989), Martino (1990), Martin (1990, 1994), Martin & Christiansson (1991a,b), Read & Martin (1991), Talebi & Young (1992), Martin & Chandler (1993), Chandler & Martin (1994), entre autres.

La figure 6.1 présente schématiquement la formation rocheuse du URL, ainsi que les trois principaux domaines de contraintes préalables statués selon les diverses investigations

réalisées (Martin, 1994). Les contraintes in situ sont considérées typiques par rapport aux données obtenues par Herget (1986, 1987), Arjang (1988) et Herget & Arjang (1990). De la surface jusqu'à une profondeur d'environ 185 m, on trouve un granite rose fracturé ; à partir de cette profondeur, on a un massif de granite gris essentiellement dépourvu de joints (Annor & Jackson, 1986 et 1987; Everitt & Brown, 1986; Brown et al., 1989b). Le puits d'accès du URL intercepte deux grandes failles, la plus profonde (faille 2) se divisant en deux autres fractures qui font le voisinage du niveau 240 m, profondeur d'origine des manchons analysés dans le présent travail.

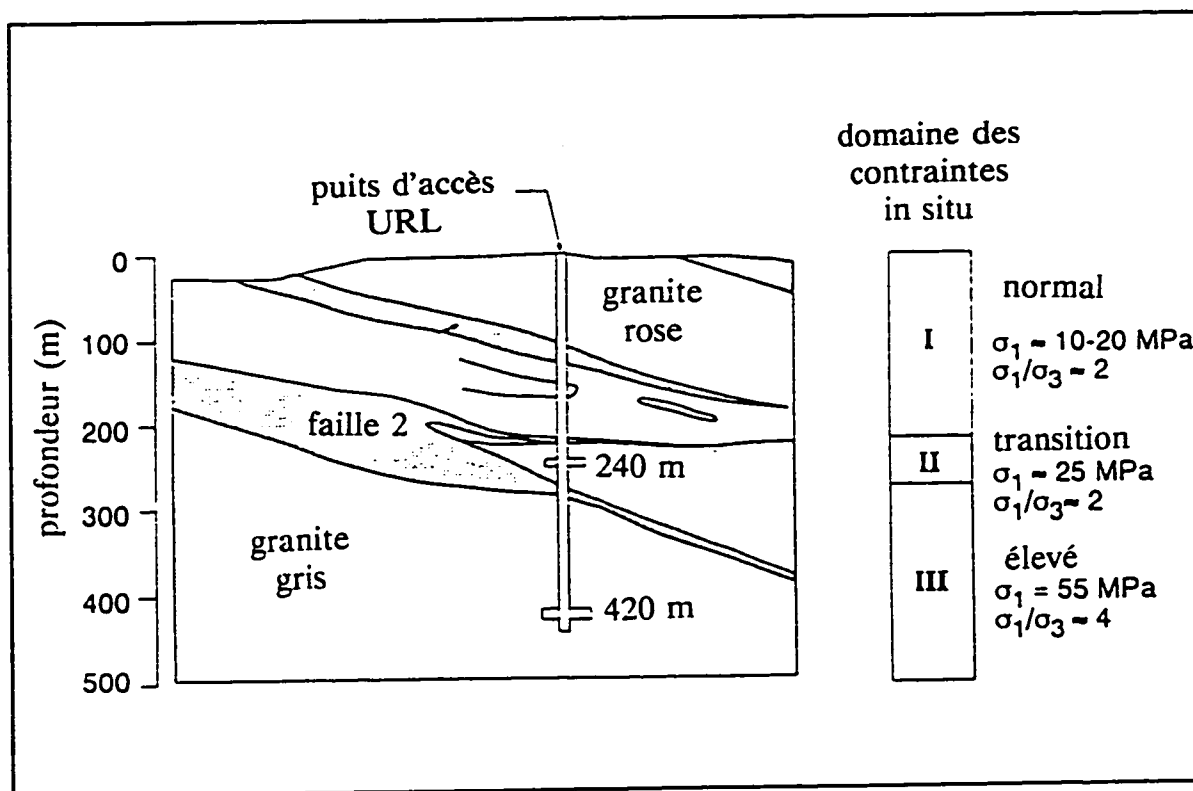


Figure 6.1 - Section géologique du massif du URL et les 3 domaines de contraintes (d'après Martin, 1994)

La structure minéralogique moyenne du granite gris est composée par 30,4% de quartz, 34,5% de feldspath, 30,2% de microcline et 4,4% de mica (Chernis, 1984). Les grains de plagioclase présentent une taille inférieure à 5 mm, mais les grains de microcline

peuvent dépasser 22 mm, ce qui peut constituer un problème dans le cas de mesures effectuées par la cellule CSIR.

Il est intéressant de remarquer que les jauges des rosettes de cette cellule ont une longueur active de 10 mm. Donc, elles peuvent mesurer des déformations générées exclusivement par des grains individuels de microcline, dans les cas où elles se trouvent collées sur ces grains plus grossiers, tel que discuté à au chapitre 4. De plus, l'anisotropie intrinsèque du grain peut se manifester dans les déformations mesurées.

Une caractérisation en laboratoire des propriétés géotechniques du granite gris et rose Lac du Bonnet du URL a été réalisée par Katsube & Hume (1987). Ces auteurs ont déterminé la densité, la porosité, la résistance à la traction indirecte (essai brésilien), les paramètres de rupture de Hoek & Brown, ainsi que le module de Young tangent et le coefficient de Poisson à 50% de la résistance à la compression uniaxiale. Le tableau 6.1 résume les résultats de cette caractérisation exécutée sur un ensemble de 224 éprouvettes de granite gris et 83 de granite rose.

La différence entre les propriétés des granites gris et rose Lac du Bonnet (tableau 6.1) est due à la présence des microfissures induites par contraintes dans les échantillons de granite gris seulement.

D'après Brace et al. (1972) et Tapponier & Brace (1976), les microfissures naturelles (intrinsèques au matériau) sont différenciées des microfissures induites (non intrinsèques à la structure originale de la roche) par leur aspect. Les microfissures intrinsèques des roches cristallines comportent des parois rugueuses, irrégulières et peuvent présenter des matériaux de remplissage.

Par contre, tel qu'identifié par Chernis (1984), les microfissures du granite gris induites par contraintes sont vides et ont des faces polies et parallèles qui se juxtaposent parfaitement sous une charge de compression, en plus de présenter des extrémités

pointues. Dans les échantillons de granite gris, il est même possible de remarquer le développement de cisaillement à partir des déplacements apparents des microfissures induites par contraintes.

Tableau 6.1 - Propriétés géotechniques du granite Lac du Bonnet gris et rose (d'après Katsube & Hume, 1987)

Propriétés Géotechniques	Roche	
	Granite Gris	Granite Rose
Densité (g/cm ³)	2,63 (2,59 - 2,68)	2,64 (2,59 - 2,69)
Porosité (%)	0,50 (0,32 - 0,67)	0,24 (0,16 - 0,28)
Résistance à la compression uniaxiale (MPa)	171 (111 - 274)	187 (134 - 248)
Résistance à la traction (brésilien) (MPa)	8,72 (6,22 - 11,52)	9,32 (6,17 - 12,07)
Module de Young tangent (GPa)	58 (40 - 74)	69 (59 - 78)
Coefficient de Poisson	0,28 (0,13 - 0,46)	0,25 (0,17 - 0,38)
Paramètres de m Hoek & Brown s	30,54 1	31,17 1
() = plage de variation des propriétés mesurées		

D'après Chernis (1984), les microfissures induites dans les carottes de granite gris sont plus longues que 15 µm et donc repérées à l'oeil nu. À la profondeur de 400 m, les échantillons de granite gris peuvent présenter un volume de microfissures induites qui correspond à 40% de la porosité totale, estimée égale à 0,50%. Le granite rose, cependant, présente une porosité totale de 0,24% et son pourcentage de microfissures est d'environ 16% de celui manifesté par les échantillons de granite gris.

De plus, Chernis (1984) constate une augmentation de la porosité due aux microfissures avec l'augmentation de la profondeur de carottage des échantillons de granite gris. Pourtant, la porosité du granite rose demeure inaltérée avec la profondeur.

Martin (1990, 1994) et Martin & Christiansson (1991a,b), entre autres, observent les évidences de l'endommagement produit par les processus de forage dans les carottes de granite gris du niveau 240 m du URL. Les études de Jackson et al. (1989) et Martin (1994) portant sur la microfissuration de ce granite suggèrent aussi que cette caractéristique est un résultat du processus de forage dans les niveaux de contraintes élevées du massif rocheux.

On peut conclure, à partir de ces analyses, que la densité de microfissures intrinsèques de la roche est constante, c'est-à-dire qu'elle n'augmente pas avec la profondeur. Cependant, la densité totale de microfissures (intrinsèques et induites) augmente avec la profondeur d'extraction des carottes à cause de l'augmentation de la part de microfissures générées par l'endommagement dû au forage. L'effet de la présence de microfissures, soit intrinsèques, soit induites par contraintes, peut se traduire par un comportement de déformation anisotrope non linéaire en fonction du type de sollicitation et du système de microfissures de la roche, tel que discuté au chapitre 4.

À partir des résultats d'essais de compressions uniaxiale, biaxiale et triaxiale exécutés par le URL, on peut s'attendre à un comportement non linéaire plus prononcé à des bas niveaux de contraintes, suivi par un comportement linéaire dû à la fermeture graduelle des microfissures. D'après Martin & Christiansson (1991b), le comportement de déformation non linéaire en compression biaxiale se manifeste à une pression inférieure à 15 MPa. Cependant, l'anisotropie de déformation demeure tout le long de la sollicitation.

En effet, l'exécution des essais de compression biaxiale sur un même manchon instrumenté par une cellule BDG, à laquelle on fait subir une rotation de 15° à chaque

répétition de chargement, permet d'identifier l'orientation et l'intensité des modules de Young sécants maximal et minimal du plan perpendiculaire à l'axe du manchon, tel qu'illustré à la figure 6.2.

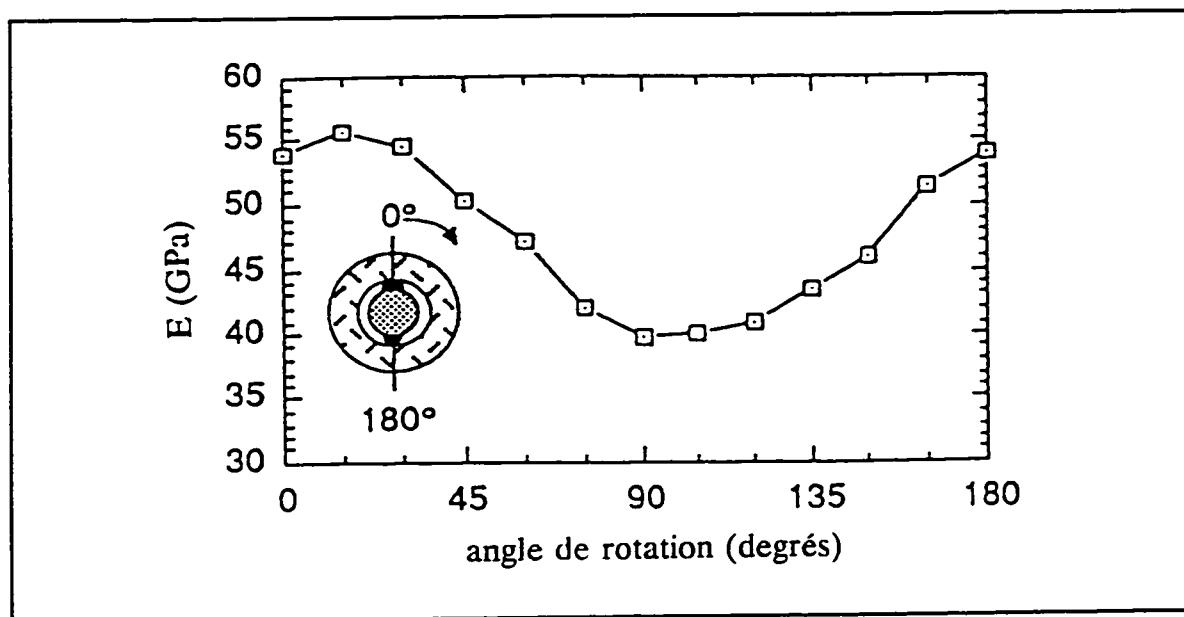


Figure 6.2 - Variation du module de Young sécant avec la position angulaire de la cellule BDG en compression biaxiale du manchon (d'après Martin & Christiansson, 1991a)

Martin & Christiansson (1991a) corroborent les études sur l'anisotropie des granites de Peres Rodrigues (1966) et Douglas & Voight (1969), présentées au chapitre 4. Les auteurs vérifient que l'orientation d'anisotropie a une relation avec l'orientation préférentielle des microfissures et/ou la direction des joints naturels du massif. Dans le cas des éprouvettes de granite gris du niveau 240 m, Martin & Christiansson (1991a,b) observent qu'en général les microfissures présentent la même orientation que la fracture majeure de la région du massif où les forages sont exécutés.

À partir des essais biaxiaux des manchons de granite gris de 96 mm de diamètre externe et des essais uniaxiaux des cylindres de 45 mm de diamètre, forés selon différentes

orientations à partir des carottes de 200 mm de diamètre (méthode similaire à celle proposée par Peres Rodrigues, 1966 et Douglas & Voight, 1969), les auteurs déterminent l'intensité et l'orientation des modules de déformabilité du matériau microfissuré, présentées à la figure 6.3.

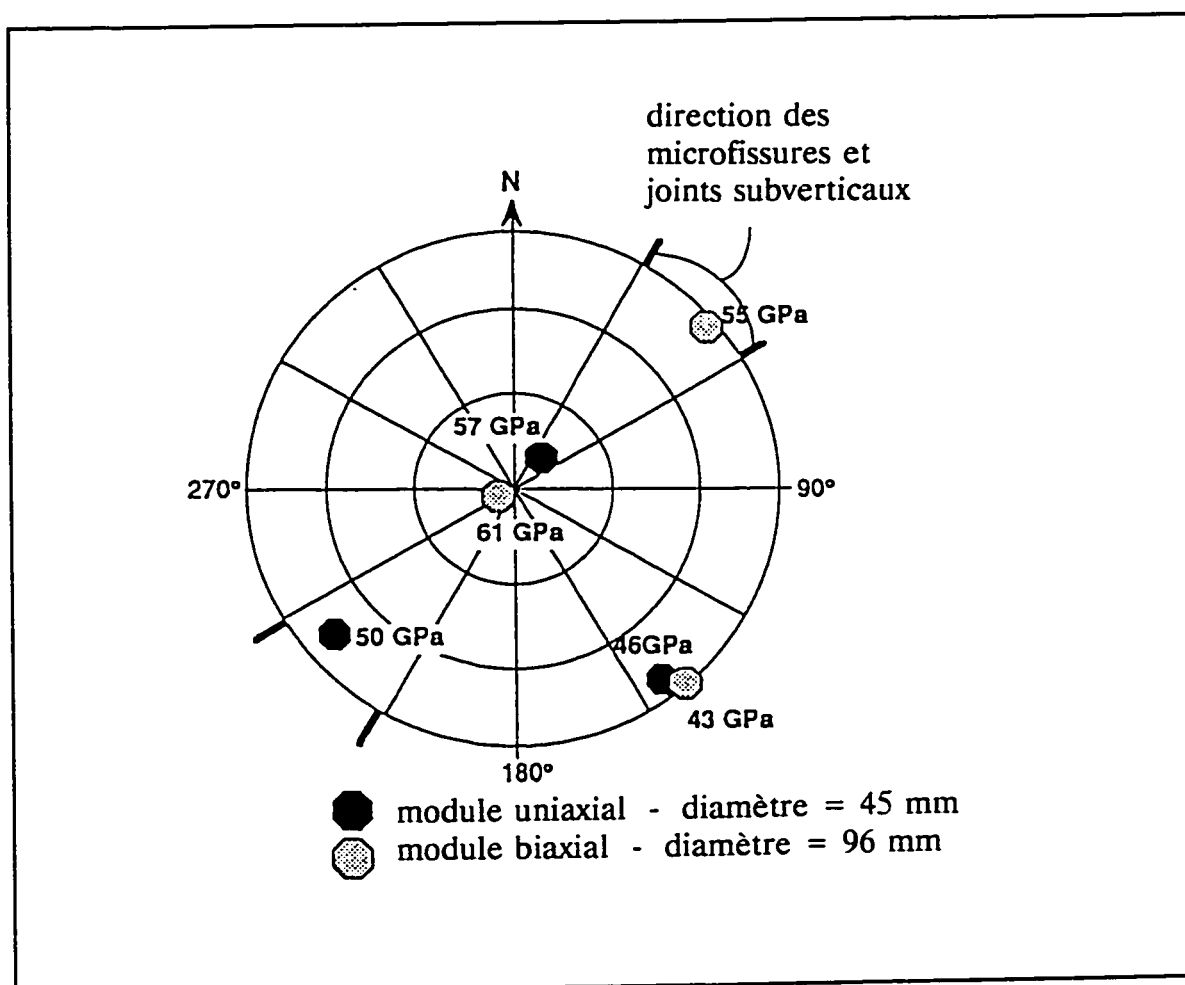


Figure 6.3 - Modules de Young sécants du granite gris (niveau 240 m) en compression uniaxiale et biaxiale (d'après Martin & Christiansson, 1991a)

Martin & Christiansson (1991a) soulignent que les éprouvettes de granite gris analysées peuvent être assimilées à un matériau de comportement transversalement isotrope avec un module sécant minimal perpendiculaire à la direction moyenne des discontinuités du matériau d'environ 40 GPa.

De façon à déterminer les paramètres de déformabilité des plans parallèle et perpendiculaire au plan de symétrie, les chercheurs du URL ont réalisé des essais triaxiaux complémentaires sur des manchons provenant d'un forage orienté perpendiculairement à la direction de la faille et des microfissures. Les résultats indiquent que le module d'élasticité sécant minimal est de l'ordre de 30 GPa. Le module d'élasticité maximal a été déterminé égal à 60 GPa. Les coefficients de Poisson respectifs sont égaux à 0,25 et 0,15.

Cette anisotropie doit être une caractéristique prononcée par l'endommagement provoqué par le forage, car il n'y a aucune évidence d'une anisotropie du massif rocheux in situ. Les essais sismiques exécutés en place, principalement au niveau 240 m, indiquent une variation de vitesse, avec la direction, inférieure à 5%.

Toutefois, dans le cadre d'une évaluation de contraintes in situ à partir des techniques de récupération, la présence de microfissures (naturelles ou induites par contraintes) dans les manchons ou carottes originaires du massif influence les résultats. Il est tout à fait raisonnable d'imaginer que les mesures de déformations récupérées lors du surcarottage peuvent présenter une composante due aux microfissures induites. Si une méthode intégrée est adoptée dans l'interprétation des résultats, les paramètres de déformabilité déterminés à partir des éprouvettes surcarottées présenteront les effets de l'endommagement. Alors, d'une certaine façon, il y a une compensation, ou plutôt une considération de l'influence apportée par l'endommagement dans l'interprétation des données.

6.2.2 Manchons testés

La méthode analytique proposée dans le présent travail a été appliquée aux manchons de granite gris provenant des différents trous de forage du niveau 240 m du URL. Le

tableau 6.2 présente les dimensions des cylindres creux, ainsi que les spécifications des trous et de la profondeur des forages selon la nomenclature du URL et celle adoptée dans ce travail.

Tableau 6.2 - Caractéristiques des manchons

Manchon	Origine	Diamètre (mm)		Hauteur (mm)
		Intérieur	Extérieur	
R1	209-069-PH3 TD 12,50 m	37,9	86,5	361,0
R2	210-053-OC2 TD 14,48 m	38,0	86,6	362,5
R3	210-053-OC2 TD 16,99 m	38,0	86,3	360,0
R4	209-028-OC1 TD 9,03 m	37,7	86,5	362,0
R5	209-036-OC1 TD 16,97 m	37,8	86,5	363,8
R6 (1)	209-028-OC1 TD 7,96 m	37,9	86,5	363,5
R7	210-060-OC1 TD 10,35 m	37,9	86,0	361,0
R8 (2)	209-028-OC1 TD 2,58 m	37,8	86,5	361,5
(1)	Cellule CSIR non centrée, cependant dans le tiers central du manchon			
(2)	Cellule CSIR non centrée, en dehors du tiers central du manchon			

L'élancement des manchons se situe aux environs de 4 : 1, avec des diamètres externe et interne nominaux égaux à 86,5 et 38,0 mm respectivement. Le rapport moyen entre les diamètres est égal à 2,3, ce qui permet de considérer le manchon comme étant un cylindre creux à paroi modérément épaisse.

Toutes les cellules triaxiales CSIR sont centrées dans le tiers central des cylindres creux, sauf les cellules des manchons R6 et R8. Le premier présente la cellule non centrée, mais encore dans le tiers central. Cependant, la cellule CSIR du manchon R8 est hors de la région centrale, écartée de 9 mm seulement d'une des extrémités.

Les cellules CSIR correspondent au modèle modifié par l'AECL avec trois rosettes nommées A, B et C dans le présent travail. Elles sont disposées à 120° les unes des autres et en considérant le système de coordonnées de référence, présenté au chapitre 5, la rosette A se situe à 60° de l'origine, la rosette B à 180° et la rosette C à 300° . Les trois rosettes sont composées de 4 jauges avec 45° entre elles (0° , 45° , 90° et 135°).

Toutefois, la rosette C a son circuit électrique changé afin de transmettre les lectures du thermistor à $3000\ \Omega$ qui mesure la température à l'interface roche — cellule. De cette façon, la rosette C permet seulement les mesures de trois déformations du plan, soient les déformations tangentielle et axiale et la déformation à 45° . La méthode des moindres carrés ne peut pas être utilisée pour le traitement des déformations de cette rosette.

L'inspection visuelle des manchons de granite gris analysés permet de les considérer comme une roche dure, homogène et isotrope. Les microfissures, orientées ou non, s'il y en a, ne sont pas repérées à l'oeil nu.

Pourtant, la caractérisation réalisée par le URL pour d'autres éprouvettes indique qu'elles y sont présentes. De cette façon, on peut considérer que la roche analysée appartient à la Classe A (Barla, 1974) où l'anisotropie est visuellement impossible à remarquer. En effet, cette considération est validée par l'analyse des essais en compression réalisés et décrits à la prochaine section.

6.3 Essais de compression biaxiale isotrope

6.3.1 Montage expérimental

Le montage correspondant à l'essai de rechargement conventionnel du manchon est composé d'une cellule de pression biaxiale (type Hoek) avec son système d'application de pression, de rapport hauteur/diamètre égal à 3,8 : 1, tel qu'indiqué à la figure 6.4. La pression est distribuée le long de la surface externe du manchon (protégé par une membrane de caoutchouc, au côté gauche supérieur de la figure 6.4) à l'aide de l'huile pompée dans l'espace existant entre la roche — membrane et la paroi métallique de la cellule de pression biaxiale. La pression radiale appliquée est contrôlée par un capteur de pression placé à une des entrées de la cellule biaxiale.

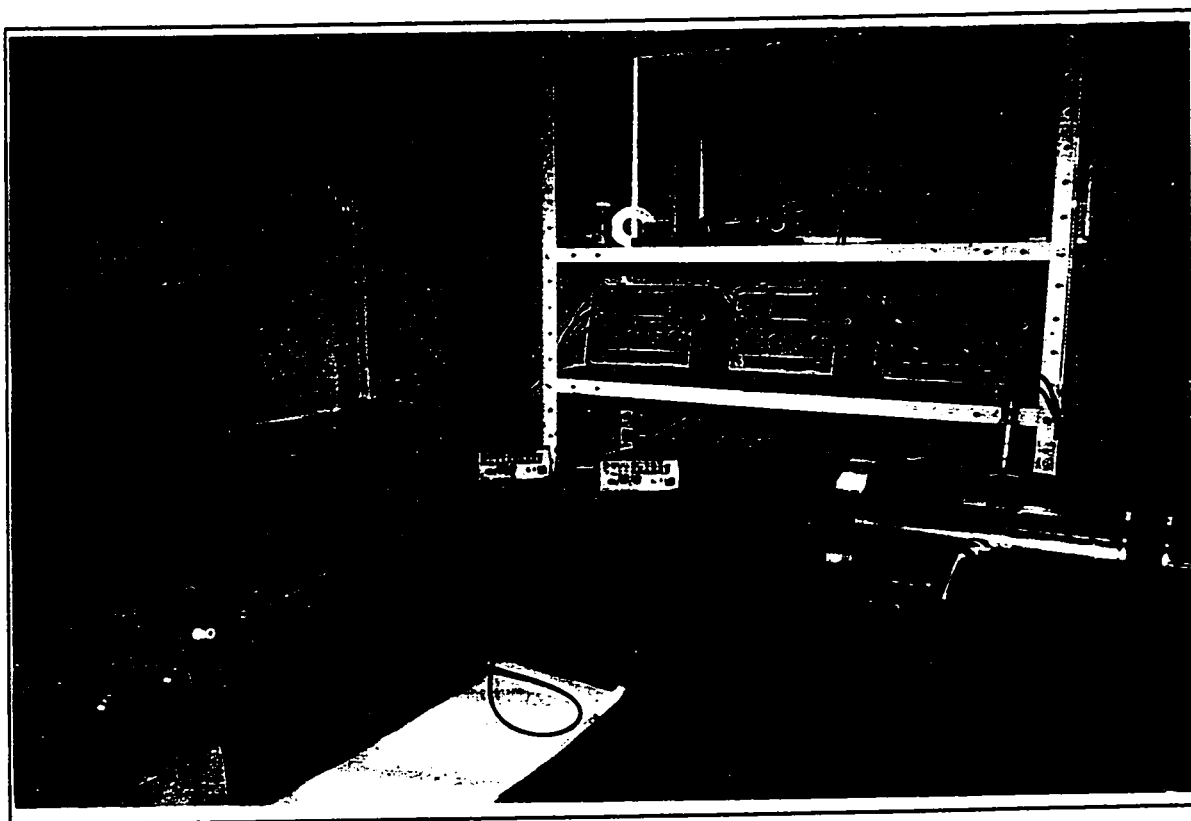


Figure 6.4 - Montage d'essai de compression biaxiale isotrope

Le montage conventionnel d'essai de rechargement comprend seulement le système d'application de pression et la cellule CSIR à l'intérieur du manchon récupéré. Le

montage utilisé dans le présent travail diffère du montage conventionnel, puisque deux autres types de capteurs de déplacements sont employés en association avec la cellule CSIR.

Afin de comparer les déformations ponctuelles à l'échelle des rosettes aux déformations globales à l'échelle du manchon, on a utilisé une cellule du type "borehole deformation gage" (BDG) et un ensemble de 6 "direct current differential transformer" (DCDT) d'une longueur active de $\pm 2,54$ mm, tel qu'illustré aux figures 6.5, 6.6 et 6.7.

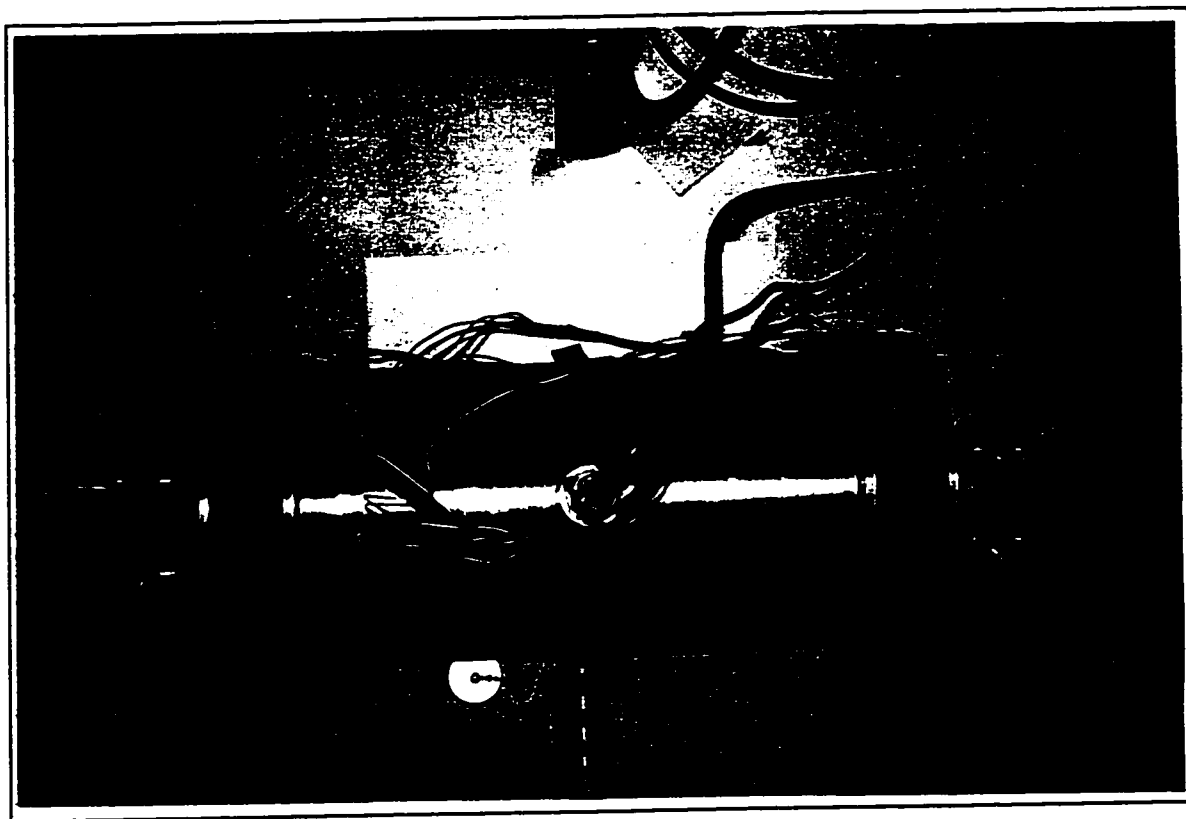


Figure 6.5 - Cellule biaxiale avec capteurs installés

La cellule BDG à 3 palpeurs (telle que décrite au chapitre 2) est installée de façon à ce que les palpeurs soient dans les mêmes directions que les rosettes de la cellule CSIR. Ceci fournit les trois déplacements diamétraux qui, en pratique, représentent l'intégration

des déformations ponctuelles le long de l'épaisseur correspondant à chaque diamètre de mesure.

En plus de permettre la comparaison entre les déformations tangentielles ponctuelles mesurées par les rosettes et les déformations radiales plus globales du manchon, la cellule BDG est capable de déterminer l'intensité et l'orientation des modules de Young de la roche dans le plan de mesure, c'est-à-dire le plan perpendiculaire à l'axe du manchon.

Dans le cas des déformations axiales, l'installation de capteurs de déplacement axial du type DCDT sur les extrémités du manchon dans les mêmes directions que les rosettes A, B et C permet l'évaluation des déformations longitudinales du manchon, c'est-à-dire les déformations axiales globales du manchon. Ces déformations sont comparées aux déformations axiales ponctuelles mesurées par les jauges longitudinales des rosettes.

Le montage de 6 DCDT a été conçu de façon à être complètement indépendant de la structure de la cellule de pression biaxiale, puisqu'il a été constaté que plusieurs types de supports directement appuyés sur la cellule manifestaient des mouvements aléatoires, surtout au début de la pressurisation de la cellule biaxiale. De plus, la cellule ne peut pas être considérée comme un référentiel fixe, car elle-même se déforme sous la pression radiale appliquée.

Le montage développé ressemble à une cage cylindrique constituée de trois lamelles très minces de 50 cm de longueur, assemblées à 120° entre elles, et fixées à deux disques en plastique, tel qu'illustré à la figure 6.6. Les lamelles sont disposées longitudinalement à l'intérieur du manchon, en traversant les régions de la cellule CSIR non occupées par les rosettes. En effet, il faut libérer trois espaces à travers les bords en relief de la cellule CSIR afin de permettre le passage des trois lamelles. Ceci est facilement réalisé en déformant les bords en plastique au contact d'une tige métallique à haute température.

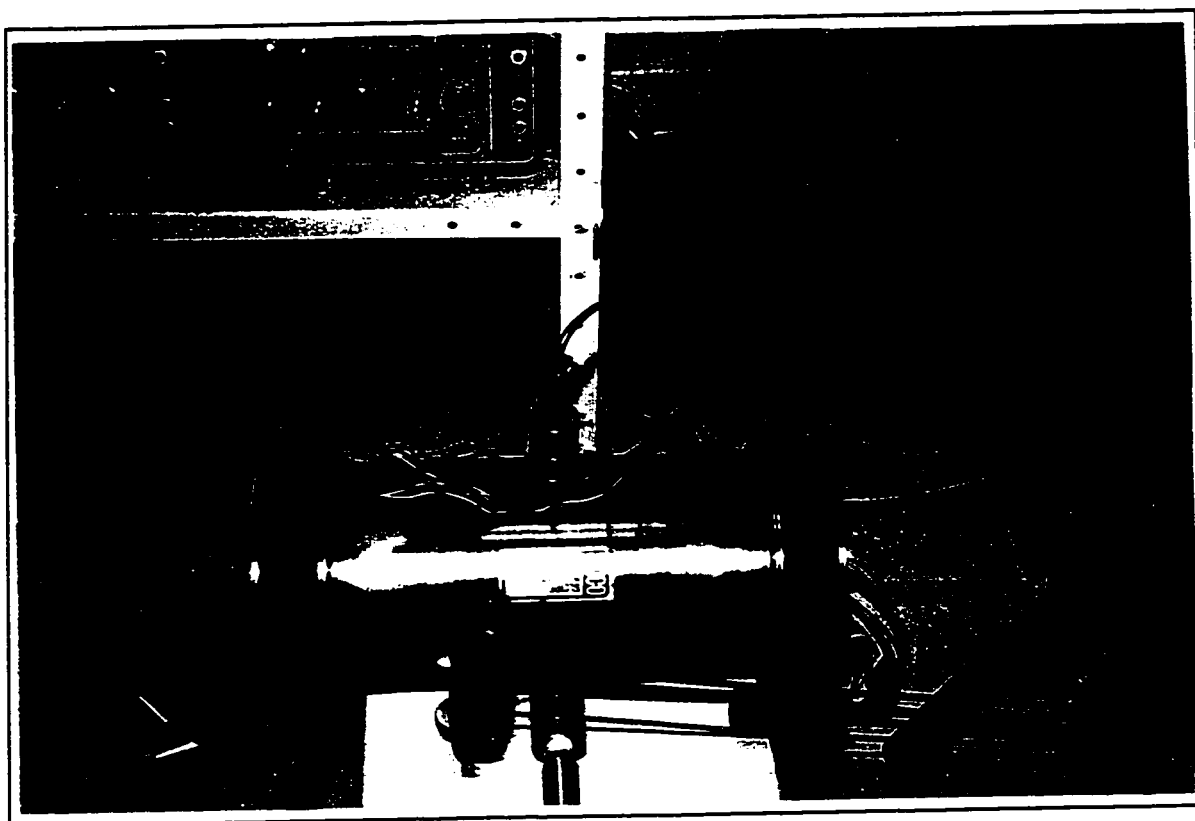


Figure 6.6 - Cellules biaxiale, CSIR, BDG et système des DCDT

Les lamelles ont la fonction de tenir deux disques en plastique, qui sont la structure de support des bobines des DCDT. Les bobines sont installées dans les trois cavités de chacun des deux disques, à 120° entre elles, selon les mêmes orientations que les rosettes de la cellule CSIR, tel que montré à la figure 6.7. Les noyaux des DCDT sont insérés dans les bobines respectives et collés aux extrémités du manchon.

Afin d'augmenter la surface de collage, on a fabriqué six petits sabots cylindriques en métal, qui sont vissés aux extrémités de chaque noyau. En plus d'augmenter la surface de collage, les petits sabots protègent la pointe des noyaux du contact direct avec la colle époxy et offre une plus grande résistance à un décollement éventuel. Ce dernier peut être provoqué, par exemple, par le changement de position de la sonde BDG, ou même par un mouvement plus violent de l'ensemble cellule biaxiale — roche.

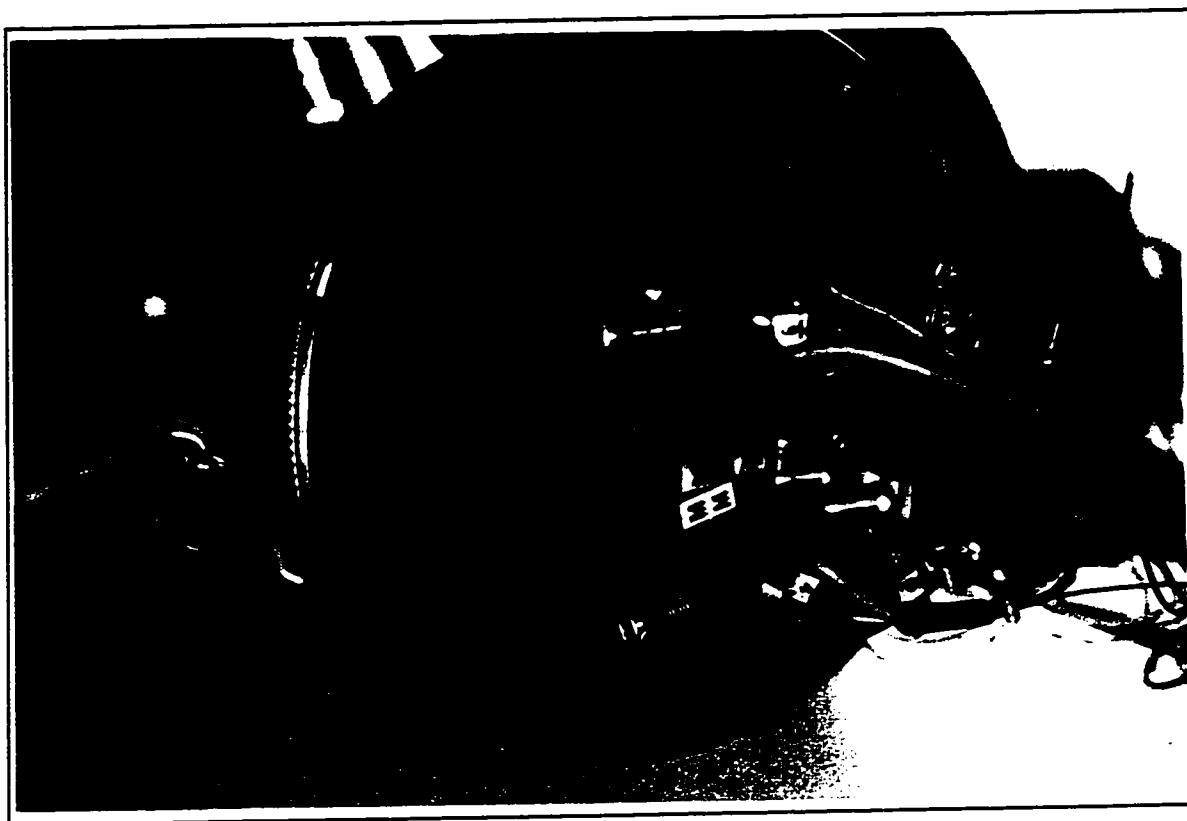


Figure 6.7 - Détail de fixation des DCDT

Le trou central de chaque disque en plastique a un diamètre égal ou supérieur au diamètre du connecteur de la cellule CSIR, permettant son passage, ainsi que celui de la cellule BDG installée à l'extrémité opposée (figure 6.7).

Il est important de mentionner que les DCDT travaillent en paire, c'est-à-dire que le DCDT 1, à l'extrémité du manchon où se trouve le connecteur de la cellule CSIR, est collé selon la même droite longitudinale (direction de la jauge axiale de la rosette A) que le DCDT 4, à l'extrémité opposée du manchon, où se trouve la cellule BDG.

De façon analogue, la direction de la jauge axiale de la rosette B correspond à la droite qui relie les DCDT 2 et 5, tout comme la direction de la jauge axiale de la rosette C correspond à celle qui relie les DCDT 3 et 6.

Cette disposition des DCDT permet d'enregistrer les déplacements localisés à chaque extrémité, qui seront additionnés par paire, et divisés par la hauteur du manchon afin de calculer la déformation axiale globale comme suit :

$$\varepsilon_{ax_i} = \frac{\Delta L_{ji} + \Delta L_{ki}}{L} \quad (6.1)$$

avec

- ε_{ax_i} = déformation axiale globale dans la direction i ;
- $\Delta L_{ji}, \Delta L_{ki}$ = déplacements axiaux des DCDT j et k dans la direction i ;
- L = longueur du manchon ;
- i = direction des rosettes A, B, C ;
- j = DCDT 1, 2 et 3 à l'extrémité du manchon où se trouve la cellule CSIR ;
- k = DCDT 4, 5 et 6 à l'extrémité du manchon où se trouve la cellule BDG.

La détermination de la déformation axiale globale du manchon fait intervenir deux hypothèses :

- (i) **Hypothèse 1 :** La déformation axiale globale calculée correspond à la déformation le long d'une même direction longitudinale de la paroi interne du manchon.
- (ii) **Hypothèse 2 :** Les déformations axiales globales dans la même direction angulaire sont constantes sur toute l'épaisseur de la paroi du manchon.

Ces deux hypothèses permettent une plus grande flexibilité de positionnement des DCDT aux extrémités du manchon. Il est à noter que l'espace disponible pour le collage devient très réduit avec l'installation de tous les capteurs. L'idéal serait de coller les DCDT le plus près possible de la paroi interne du manchon. Toutefois, les risques de décollement

en seraient encore augmentés, puisque le connecteur de la cellule CSIR et la cellule BDG seront au voisinage des noyaux des DCDT.

Le montage d'essai adopté exige l'enregistrement de la pression appliquée ainsi que des 11 déformations des jauges et d'une mesure de résistance du thermistor de la cellule CSIR, des 3 déplacements radiaux de la cellule BDG et des 6 déplacements axiaux des DCDT. Ceci a été réalisé à l'aide d'un système d'acquisition de données développé à l'École Polytechnique qui a permis des mesures séquentielles exécutées à toutes les 10 secondes.

D'après les étalonnages individuels et ceux associés au système d'acquisition de données, chaque capteur présente des caractéristiques linéaires avec hystérésis minimales, ainsi que la résolution nécessaire au monitoring des déformations typiques des roches dures (ISRM, 1981).

De plus, un étalonnage spécial a été conçu afin de vérifier surtout le comportement des DCDT collés au matériau et supportés par le dispositif décrit précédemment. La fabrication d'un cylindre creux en aluminium avec les mêmes dimensions nominales que le manchon en roche et contenant une cellule CSIR a permis d'exécuter des essais de compression biaxiale isotrope, tout comme pour les manchons. D'après six essais d'étalonnage du système avec le manchon en aluminium, il a été possible de constater que les réponses de tous les capteurs sont satisfaisantes, comme le montre le tableau 6.3.

Le tableau 6.3 présente une comparaison entre les déformations ponctuelles mesurées avec la cellule CSIR, les déformations globales mesurées avec la cellule BDG et les DCDT, et les déformations globales calculées théoriquement à partir du module de Young et du coefficient de Poisson nominaux de l'aluminium, soient 69,7 GPa et 0,33 respectivement (Van Horne, 1967; Avallone & Baumeister, 1987).

Tableau 6.3 - Déformations mesurées et calculées du manchon en aluminium

P (MPa)	Déformations (μ def)					
	Mesurées				Calculées	
	Globales		Locales			
	BDG	DCDT	CSIR			
	ϵ_{rad}	ϵ_{ax}	ϵ_{tan}	ϵ_{ax}	ϵ_{rad}	ϵ_{ax}
2,5	96	-33	86	-29	88	-29
5,0	191	-66	171	-58	177	-58
7,5	286	-99	257	-88	265	-87
10,0	382	-131	342	-117	353	-117
12,5	477	-164	428	-146	442	-146
15,0	572	-197	513	-175	530	-175
17,5	668	-230	599	-204	618	-204
20,0	763	-263	684	-234	707	-233
22,5	859	-296	770	-263	795	-262
25,0	954	-329	855	-292	883	-291

Les écarts entre les déformations globales et locales mesurées et les déformations calculées sont inférieurs à 12% et 3% respectivement. Cette différence peut être associée à la résolution plus fine des jauges de la cellule CSIR par rapport aux capteurs utilisés à l'échelle globale.

6.3.2 Procédure expérimentale

La campagne d'essais de compression biaxiale a été planifiée de façon à permettre l'évaluation de la répétitivité des mesures de déformations et déplacements du manchon de roche, ainsi que la détermination expérimentale de l'ellipsoïde des modules de Young

selon la variation de positionnement de la cellule BDG à l'intérieur du cylindre creux, tel que décrit à la section 6.2.1 (figure 6.2).

Chaque manchon de roche a été soumis à un minimum de 6 essais de compression biaxiale, une série de 3 essais avec la cellule BDG orientée selon les directions des rosettes A, B et C et l'autre série de 3 essais avec la cellule BDG orientée selon une rotation de $\pm 30^\circ$ des directions des rosettes A, B et C.

Les 6 DCDT sont maintenus dans des positions fixées selon les directions longitudinales définies par les rosettes A, B et C de la cellule CSIR pendant toute la campagne de 6 essais par manchon.

Afin de faciliter le positionnement de la cellule BDG (à l'intérieur du cylindre creux) et des DCDT, deux disques gradués de 0° à 360° en papier sont collés sur les extrémités, tout en obéissant à l'orientation des rosettes de la cellule CSIR. Trois cercles de diamètre semblable à celui des bobines des DCDT sont découpés des disques en papier. Ceci permet le collage direct des noyaux - sabots de DCDT aux extrémités du manchon. La figure 6.7 montre un disque gradué en papier avec deux des trois trous circulaires exposant la surface rocheuse. On y voit aussi les deux noyaux collés à la roche.

De façon routinière, avant chaque série d'essais sur un même manchon, de nouveaux étalonnages individuels de tous les capteurs du montage sont exécutés. Malgré la constatation des variations négligeables, les nouveaux facteurs de calibration ont été introduits dans le logiciel d'acquisition de données.

L'essai de compression biaxiale est exécuté à la température de la pièce, maintenue à 20°C . Les variations sont de l'ordre de $\pm 0,5^\circ\text{C}$. Le chargement du manchon a été fait en effectuant des paliers d'environ 1 MPa (~ 150 psi), maintenus jusqu'à stabilisation des lectures des capteurs. On a remarqué que les DCDT sont les capteurs qui ont une plus grande difficulté à montrer une lecture finale constante, car en plus de mesurer des

déformations très faibles, le support métallique a été malheureusement affecté quelques fois par la mise en place de la cellule BDG et par la mise sous pression de la cellule biaxiale.

La pression biaxiale isotrope maximale a été choisie égale à 26 MPa en fonction de la contrainte in situ maximale mesurée par le URL afin : (i) d'assimiler l'état de contraintes d'essai à l'état de contraintes subi par le manchon en place ; (ii) de réduire les risques de propagation de microfissures pré-existantes et/ou la génération de nouvelles microfissures dans la matrice de roche, et par conséquent, de conserver la structure originale du manchon tout au long de la campagne d'essais.

La procédure expérimentale adoptée est résumée par les étapes suivantes :

1. étalonnage des capteurs ;
2. collage des disques gradués aux extrémités du manchon (orientation définie par la disposition de la cellule CSIR à l'intérieur) ;
3. disposition du manchon dans la cellule biaxiale ;
4. adaptation du connecteur de la cellule CSIR ;
5. montage du dispositif de support des DCDT à l'interface paroi interne du manchon — cellule CSIR ;
6. introduction des bobines dans le support et collage des noyaux des DCDT aux extrémités du manchon ;
7. disposition de la cellule BDG orientée selon les directions des rosettes A (60°), B (180°) et C (300°) ;
8. mise à zéro des capteurs ;
9. pré-chargement d'environ 0,7 MPa (100 psi) et vérification des réponses des capteurs ;
10. chargement par paliers de 1 MPa (150 psi) jusqu'à la pression maximale de 26 MPa ;
11. déchargement graduel par relâchement de la pression appliquée jusqu'à zéro ;

12. après stabilisation des lectures finales, nouvelle mise à zéro des capteurs ;
13. répétition d'essais en reprenant les étapes 9 à 12 pour un total de 3 essais avec la cellule BDG dans la position indiquée à l'étape 7 ;
14. changement de la position de la cellule BDG selon une rotation de 30° des directions A, B et C ;
15. exécution de 3 essais en suivant les étapes 8 à 12.

6.4 Essais de compression hydrostatique

6.4.1 Montage expérimental

L'essai de compression hydrostatique a exigé le développement d'une chambre à pression spéciale, capable de contenir le manchon avec la cellule CSIR et son connecteur ainsi que la cellule BDG.

Dans le but de déterminer spécifiquement l'orientation du plan de microfissures de la roche sous compression hydrostatique, il a été prévu initialement d'utiliser les mesures locales de la cellule CSIR et les mesures globales de la cellule BDG. L'ensemble des DCDT n'a pas été employés.

La chambre à pression a été développée avec le support technique et matériel des départements de génie civil et chimique de l'Université d'Ottawa, dans leurs installations. Elle correspond à un tube d'acier à haute teneur en carbone avec 88,9 mm de diamètre interne, 25,4 mm d'épaisseur et 880 mm de longueur, tel qu'illustré à la figure 6.8. L'annexe II présente le dessin de fabrication de la chambre développée.

Le tube est fermé aux extrémités par deux plaques circulaires de diamètre égal à 178,0 mm, qui sont serrées à la structure par six boulons de 19,0 mm de diamètre et 910 mm de longueur. Les plaques ont un relief particulier du côté interne afin de

permettre un meilleur contact avec le tube.

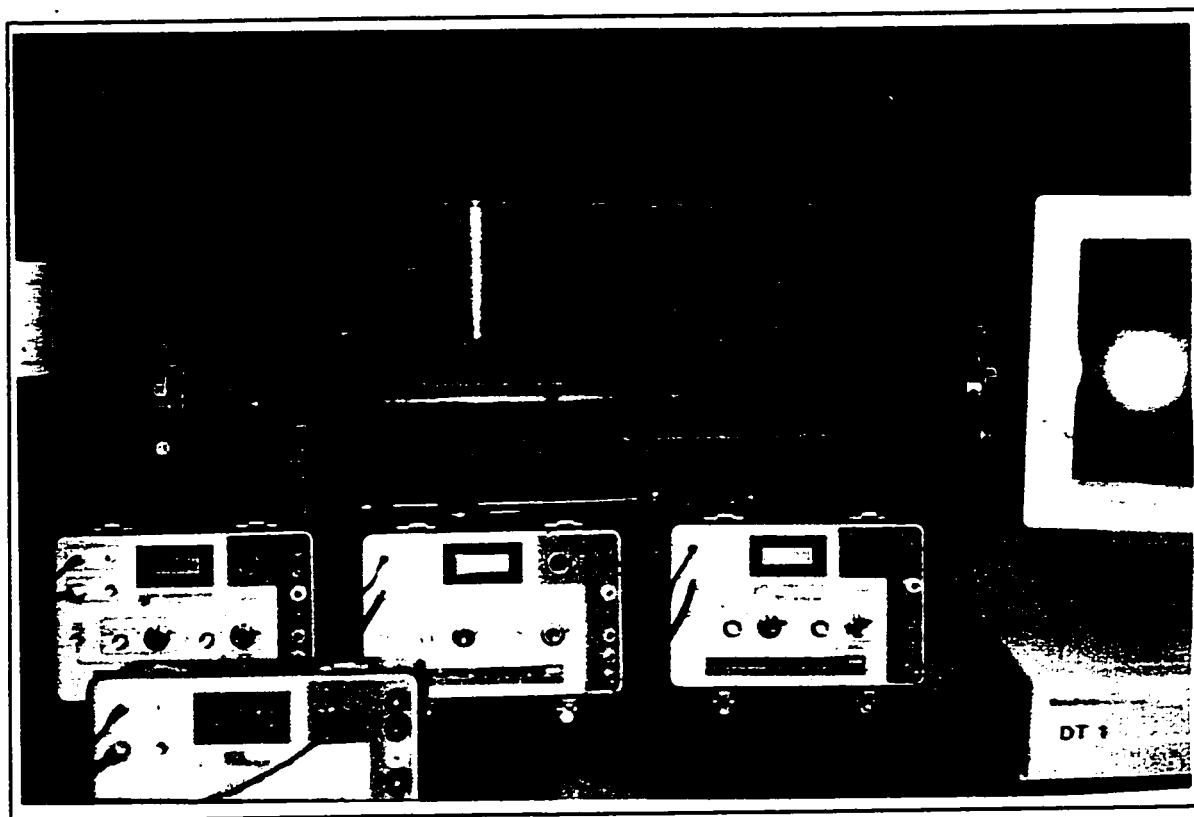


Figure 6.8 - Chambre à pression hydrostatique

Il est fortement recommandé d'insérer un joint d'étanchéité du type "automotive fibre" à cette interface. Ceci garantit la complète étanchéité de la chambre à pression. Tel qu'illustré à la figure 6.9, les câbles de connexion des cellules CSIR et BDG sont acheminés à l'extérieur de la chambre à pression par des connecteurs mâles en acier inoxydable de 15,8 mm de diamètre installés dans l'orifice central de chaque plaque.

La chambre peut supporter une pression de travail maximale de 18,5 MPa et dans le cas du présent travail, on a utilisé l'azote comprimé. Cependant, lors d'essais de vérification de fonctionnement de la chambre à pression, un problème majeur a été constaté : même si les câbles des cellules CSIR et BDG ont été traités de façon à assurer l'étanchéité,

l'augmentation de pression hydrostatique provoque des petites ruptures dans les capsules d'époxy qui scellent les câbles à leur sortie des plaques. L'azote réussit à passer par les vides et l'interface époxy — câble et l'étanchéité du système de la chambre de pression laisse à désirer.

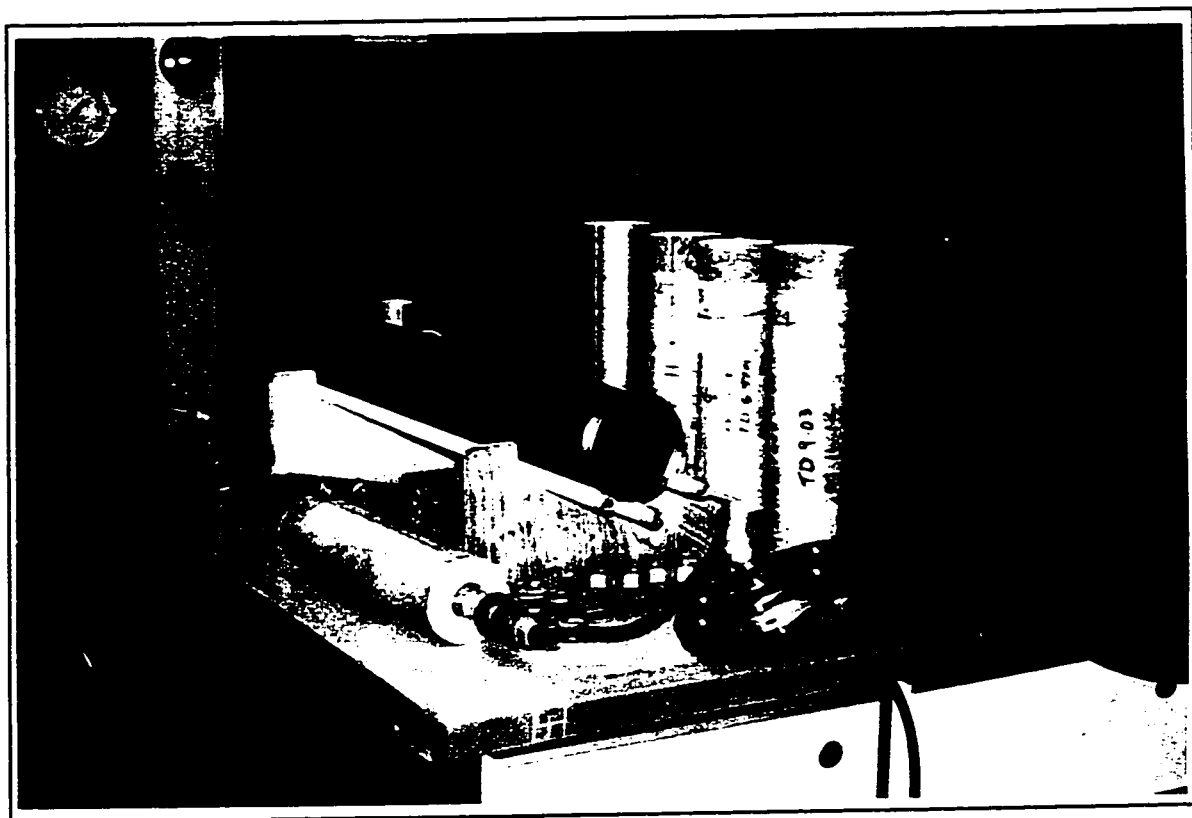


Figure 6.9 - Détail de la chambre à pression hydrostatique

Toutefois, cet inconvénient peut être facilement résolu en utilisant des connecteurs en céramique à haute pression dans la chambre de façon à éliminer les câbles, les seuls composants qui provoquent la perte d'étanchéité du système. Dans le montage adopté, les connecteurs en céramique n'ont pas été employés, puisque la grande quantité de fils électriques des deux cellules aurait impliqué un coût additionnel dépassant le budget prévu.

Ainsi, on a été obligé de réduire le niveau de pression maximale à appliquer sur les manchons, car plus la pression était élevée, plus il était difficile de garder la pression constante aux paliers, vu les pertes.

Un aspect expérimental important de ce type d'essai correspond à l'effet de la pression hydrostatique sur les capteurs. D'après Gerdeen (1963), Brace (1964), Milligan (1964), Dally & Riley (1965), entre autres, la jauge sous pression hydrostatique est soumise à deux effets :

- (i) l'effet hydrostatique de jauge, c'est-à-dire l'effet propre sur les jauges qui montrent une augmentation de résistance ;
- (ii) l'effet hydrostatique d'échantillon correspondant à la contraction du matériau sur lequel la jauge est collée.

En considérant l'effet de la jauge elle-même, les calculs théoriques montrent une variation de 0,7 à 1,6 $\mu\text{def}/\text{MPa}$ dans le cas des jauges à fil résistant (Gerdeen, 1963; Brace, 1964; Milligan, 1964). Donc, cet effet peut être considéré négligeable. Toutefois, l'effet hydrostatique d'échantillon dépend des propriétés de déformabilité du matériau et, par conséquent, il peut être significatif, même s'il est considéré très faible sous une pression de moins de 20 MPa dans le cas de matériaux peu compressibles, tel que suggéré par Dally & Riley (1965).

Afin de vérifier le comportement des cellules CSIR et BDG sous la pression hydrostatique, on a exécuté une campagne d'essais avec le manchon en aluminium (décrit à la section 6.3.1). Il a été constaté qu'effectivement, les deux cellules sont affectées par la pression hydrostatique. Les palpeurs de la cellule BDG sont eux-mêmes comprimés, ce qui empêche les mesures de déplacements diamétraux du manchon.

Thompson (1990) constate le même problème dans les mesures effectuées à de grandes profondeurs du massif du URL avec les cellules BDG. D'ailleurs, cet auteur propose une

nouvelle cellule nommée "deep borehole deformation gage", DBDG, basée sur la cellule conventionnelle mais capable de neutraliser l'effet de la pression hydrostatique sur les palpeurs.

Les jauges de la cellule CSIR sont aussi comprimées. Cependant, elles accusent une variation de déformations avec l'augmentation de la pression. L'analyse de la réponse pression hydrostatique — lectures de jauges de 4 essais sur le manchon en aluminium a montré qu'à partir d'environ 3 MPa, les déformations enregistrées sont différentes de celles prévues théoriquement.

De même, le thermistor associé à la cellule CSIR a indiqué des variations de résistance significatives, même si aucune variation de température n'a été signalée lors d'essais. Le plus intéressant, c'est qu'en faisant une correction des lectures de jauges basée sur la différence algébrique entre les valeurs mesurées par chacune et la valeur indiquée par le thermistor, les déformations résultantes deviennent égales aux déformations prévues du manchon en aluminium.

Par conséquent, les lectures du thermistor ont été considérées égales aux facteurs de correction des mesures des jauges de la cellule CSIR sous l'effet de la compression hydrostatique.

6.4.2 Procédure expérimentale

L'essai de compression hydrostatique est exécuté de façon analogue à l'essai de compression biaxiale décrit auparavant. Les étapes correspondent à :

1. étalonnage des capteurs ;
2. liaison du câble connecteur à la cellule CSIR du manchon ;
3. insertion de l'ensemble manchon — connecteur dans la chambre à pression ;

4. fermeture de la chambre à pression ;
5. mise à zéro des capteurs ;
6. pré-chargement de la chambre à 0,7 MPa (100 psi) ;
7. stabilisation des lectures initiales ;
8. chargement par paliers de 1 MPa (150 psi) jusqu'à 16 MPa ;
9. déchargement graduel de la pression hydrostatique jusqu'à zéro ;
10. répétition d'essais en reprenant les étapes 5 à 9 après stabilisation des lectures finales pour un total de 3 essais.

6.5 Analyse des résultats d'essais

6.5.1 Comportement $\sigma - \varepsilon$ en compression biaxiale

La campagne d'essais de compression biaxiale isotrope est composée d'un total de 54 essais exécutés sur les 8 manchons décrits au tableau 6.2. Suite à l'analyse des résultats, il a été constaté un mauvais fonctionnement de la cellule CSIR du manchon R7, donc éliminé du présent travail. L'annexe III présente les résultats d'essais de chaque manchon sous forme graphique.

Vu la grande quantité d'essais et la reproductibilité des réponses obtenues, l'annexe III résume les résultats en présentant, pour chaque manchon, l'ensemble des courbes suivantes :

- (i) pression biaxiale — déformations locales tangentielles et axiales (mesurées avec la cellule CSIR) correspondant à la série de 6 essais en chargement ;
- (ii) pression biaxiale — déformations locales (CSIR) correspondant à 1 essai de compression biaxiale en chargement et déchargement ;

- (iii) pression biaxiale — déformations locales des jauges de chaque rosette A, B et C (CSIR) correspondant à la série de 6 essais en chargement ;
- (iv) pression biaxiale — déformations globales axiales (mesurées avec les DCDT) et radiales (mesurées avec la cellule BDG) correspondant à 6 essais en chargement ;
- (v) pression biaxiale — déformations radiales selon les directions des rosettes A, B et C et $A \pm 30^\circ$, $B \pm 30^\circ$ et $C \pm 30^\circ$ (mesurées avec la cellule BDG) correspondant à 6 essais en chargement.

Les déformations locales mesurées avec la cellule CSIR sont traitées par moindres carrés, tel que décrit aux chapitres précédents. Les déformations globales correspondent aux données expérimentales les plus représentatives de chaque manchon. Les réponses considérées affectées par le dispositif de support des DCDT ont été éliminées suite à la comparaison entre les six essais par manchon.

Les données de déformations axiales du manchon R8 ne sont pas disponibles, puisque le positionnement de la cellule CSIR, hors du tiers central du cylindre creux, empêche l'adaptation des DCDT. Les noyaux ne sont pas assez longs pour combler la distance entre le support et une des extrémités du manchon.

Afin d'utiliser toutes les mesures réalisées avec la cellule CSIR lors des six essais de compression biaxiale, on a choisi d'effectuer un traitement statistique additionnel. Une courbe de tendance (non indiquée sur les figures) est ajustée aux six courbes pression biaxiale — déformations mesurées dans le plan des rosettes de chaque manchon. Cette courbe correspond à une exponentielle de 3^e ordre qui ajuste très précisément les régions I et II typiques des courbes $\sigma - \epsilon$ observées.

Les manchons de granite gris testés ont des comportements de déformation semblables entre eux, qui peuvent être représentés typiquement par les courbes pression

biaxiale — déformations tangentielle et axiales mesurées par les rosettes A, B et C lors de six chargements en compression radiale, présentées à la figure 6.10.

Le graphique de la figure 6.10 est le résultat du traitement par moindres carrés des déformations axiales, tangentielles, à 45° et à 135° mesurées par chaque jauge des rosettes A, B et C, tel que présenté aux figures 6.11, 6.12 et 6.13. Les courbes $P - \varepsilon$ de chaque rosette présentent les mesures obtenues dans les six essais de compression biaxiale par manchon. Dans les cas des rosettes A (figure 6.11) et B (figure 6.12), la vérification de la qualité des essais est indiquée par l'excellente concordance entre l'invariant des déformations axiales et tangentielles (Inv 1) et l'invariant des déformations à 45° et à 135° (Inv 2).

Le comportement de déformation du granite indiqué par les mesures locales des rosettes et résumé à la figure 6.10 correspond à un comportement clairement anisotrope avec une non linéarité plus prononcée au début de la courbe pression — déformations. Tel que discuté au chapitre 4, à des bas niveaux de contraintes, les déformations ne sont pas proportionnelles aux incréments de pression à cause de la présence des microfissures, qui se ferment progressivement sous l'action de la compression radiale.

On observe aux figures 6.11 à 6.13 et principalement à la figure 6.10 que la non linéarité et l'anisotropie sont beaucoup plus prononcées dans les cas de déformations tangentielles. Ceci est un effet de la sollicitation en compression biaxiale radiale du manchon. Au fur et à mesure que la pression biaxiale augmente, les microfissures dans les plans normaux à l'axe de compression se ferment et le manchon devient plus rigide selon la direction d'application du chargement, c'est-à-dire la direction perpendiculaire à l'axe du manchon.

Les microfissures dans les plans parallèles à la direction de compression peuvent rester ouvertes, donc la déformabilité selon la direction axiale ne change pas de façon significative.

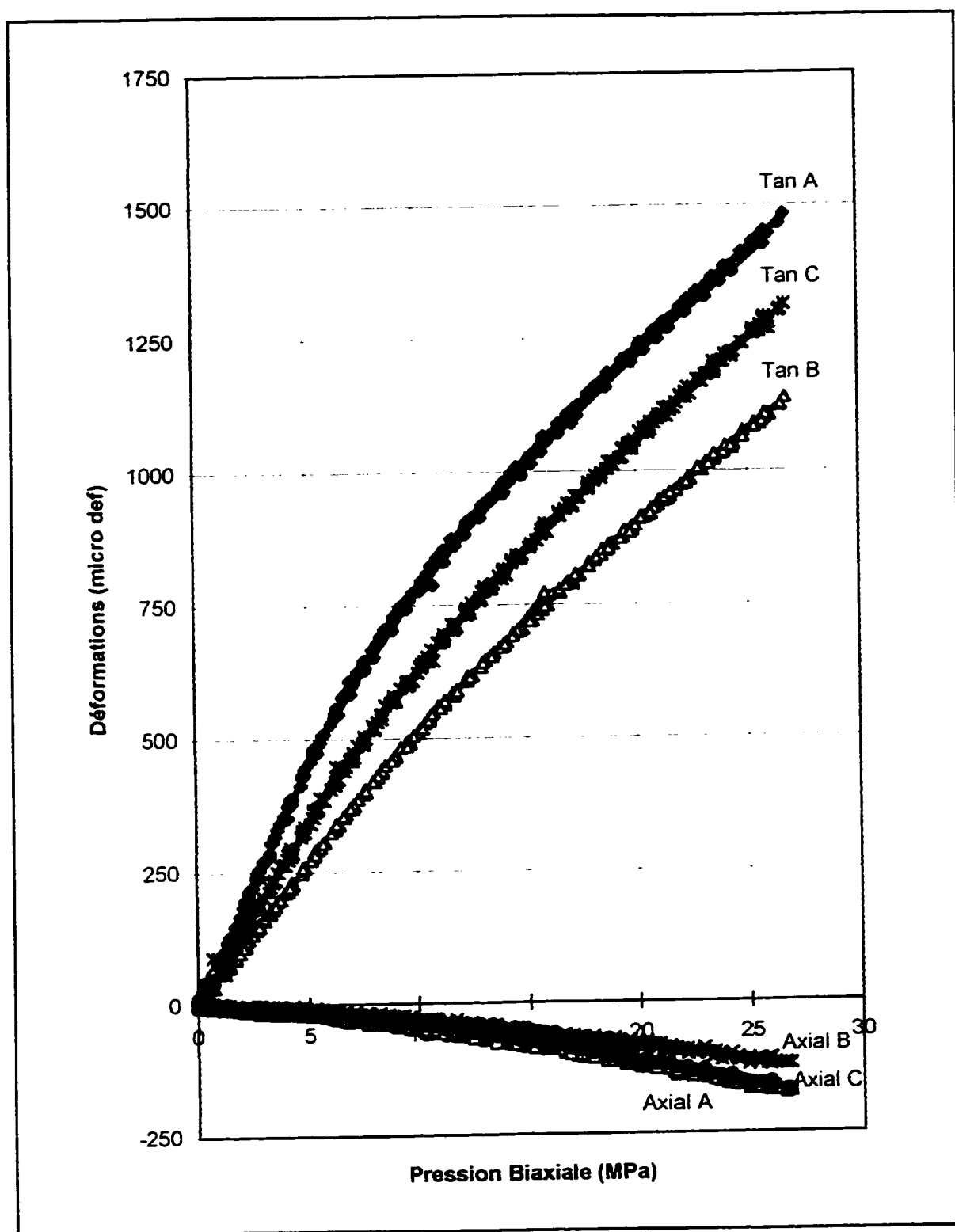


Figure 6.10 - Courbes pression biaxiale - déformations locales tangentielle et axiales des rosettes A, B et C

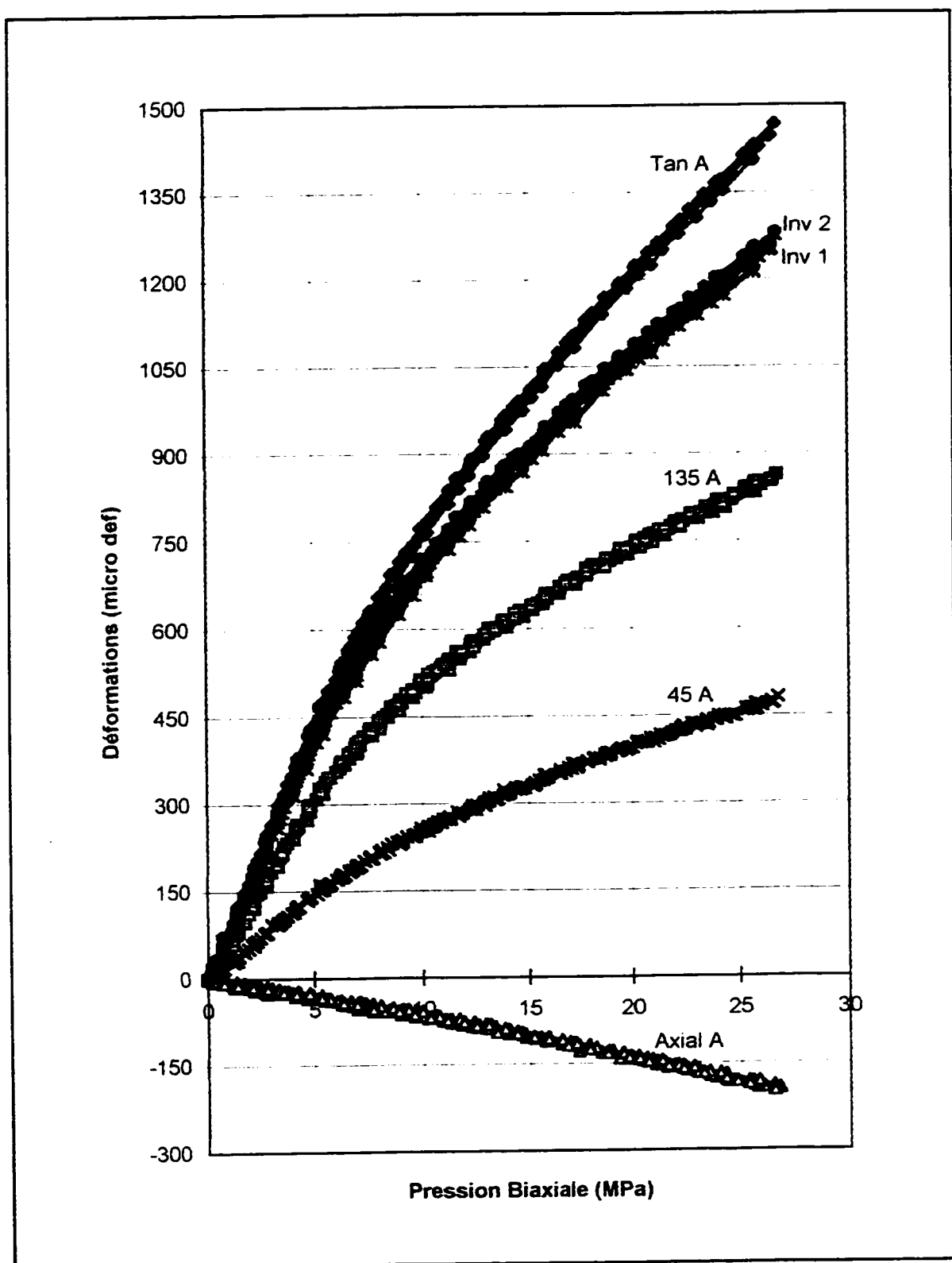


Figure 6.11 - Courbes pression biaxiale - déformations locales de la rosette A

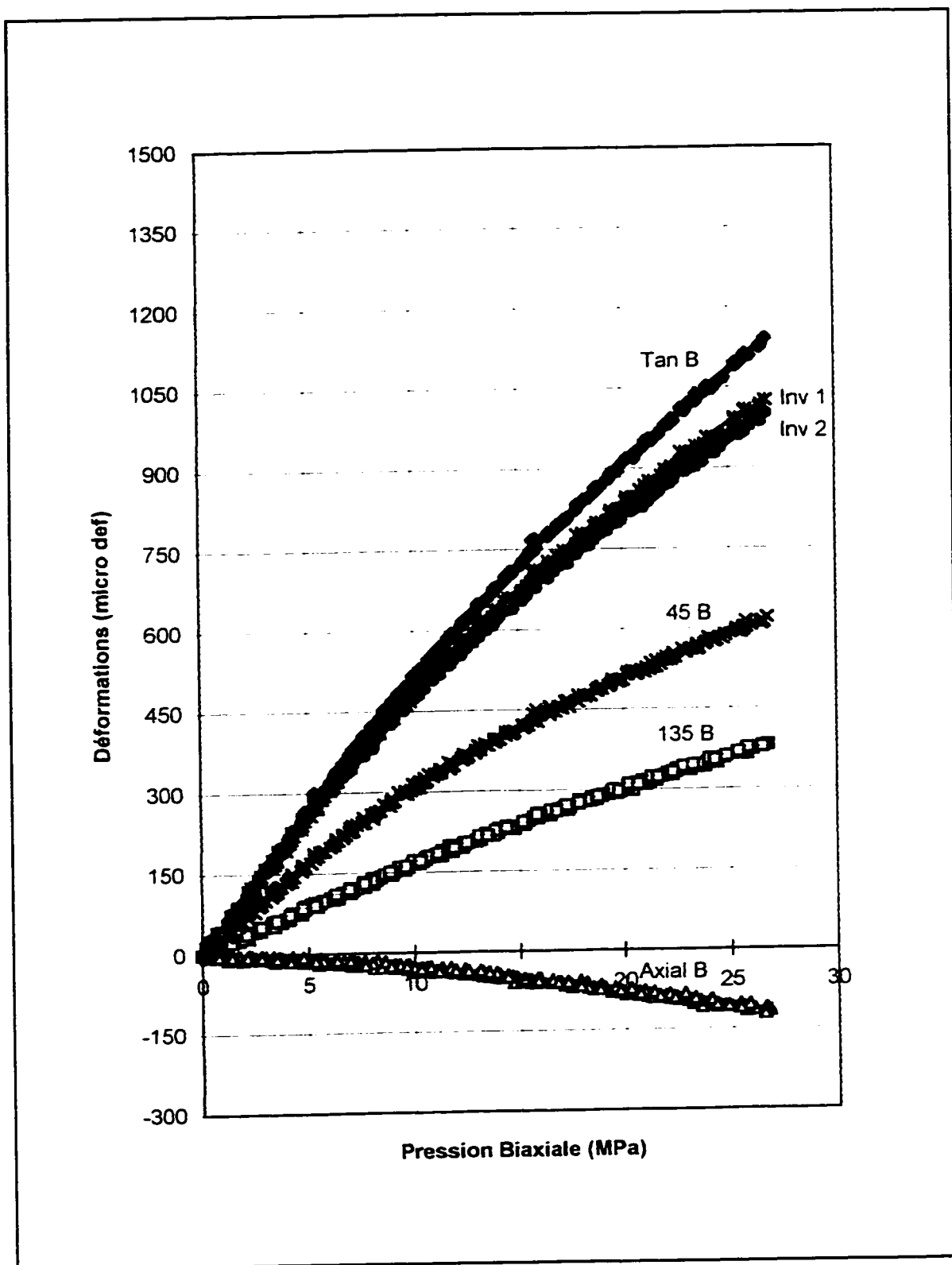


Figure 6.12 - Courbes pression biaxiale - déformations locales de la rosette B

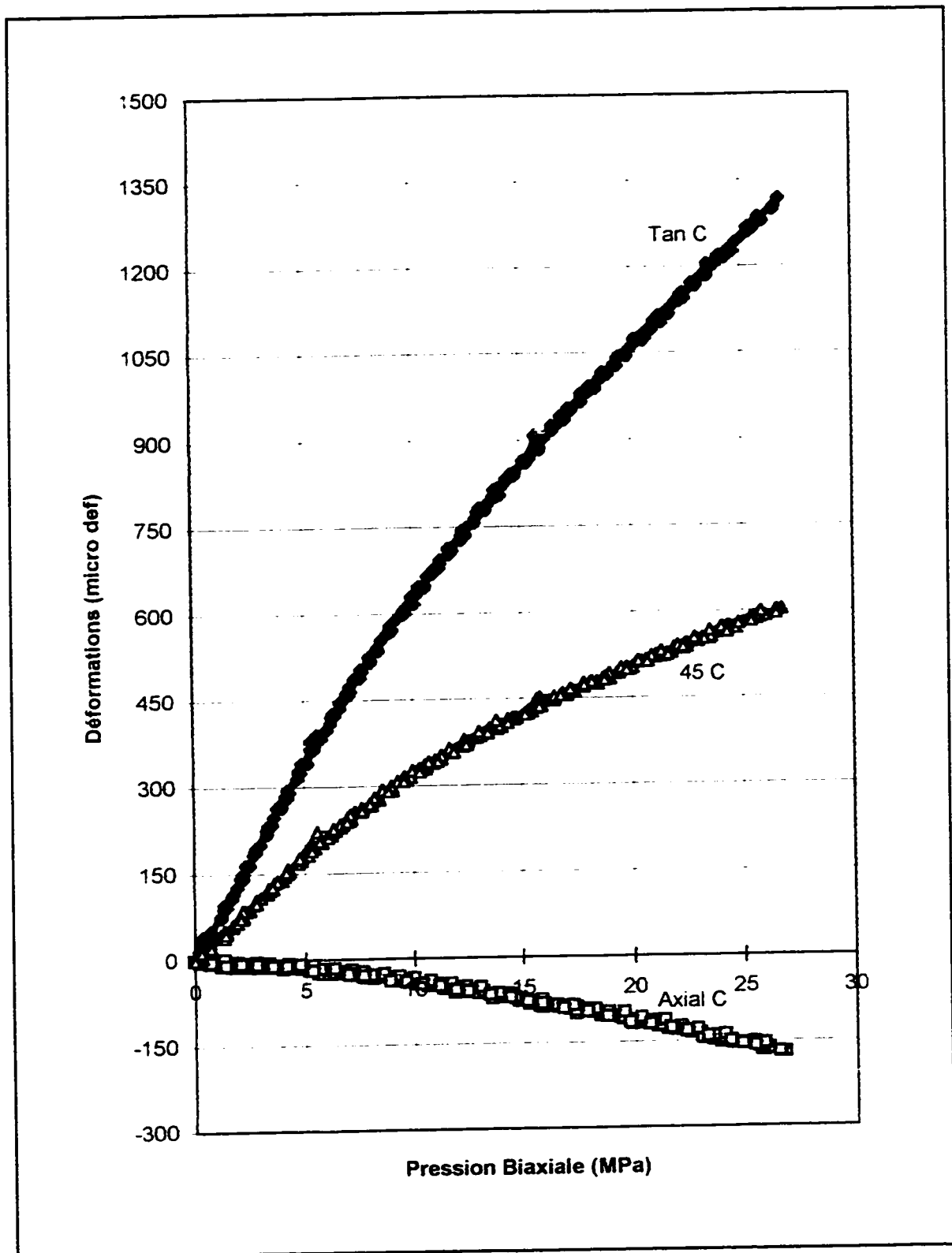


Figure 6.13 - Courbes pression biaxiale - déformations locales de la rosette C

D'après l'analyse des courbes pression — déformations locales des rosettes en chargement et déchargement, illustrées à la figure 6.14, on observe le développement d'une hystérésis dans les niveaux de pression moins élevée, soit dans la même région où la non linéarité est plus remarquée. Cette hystérésis est aussi plus prononcée dans les cas de mesures de déformations tangentielles. Toutefois, la différence entre la déformation mesurée en chargement et celle mesurée en déchargement est inférieure à $40 \mu\text{def}$ (10^{-6} pouce/pouce ou 10^{-6} mm/mm).

L'hystérésis peu significative des manchons analysés indique que, malgré la fermeture des microfissures en début d'essai, les mécanismes de glissement par frottement des surfaces des microfissures (Walsh, 1965b,c) ne se produisent pas. S'il y en a, le comportement de déformation ne semble pas très affecté, puisque dans tous les essais des manchons analysés, l'hystérésis a été minime.

Probablement, le fait que la pression biaxiale maximale soit encore peu élevée par rapport à la résistance du granite gris réduit les risques que la résistance au cisaillement des surfaces des microfissures fermées soit dépassée de façon à permettre le glissement par frottement.

L'hystérésis peu élevée permet l'évaluation du comportement mécanique du granite selon les courbes de chargement sans l'introduction de grandes erreurs, car les deux courbes sont à toutes fins utiles semblables. L'avantage d'analyser la réponse en chargement, plutôt que la réponse en déchargement tel que recommandé précédemment, réside dans la possibilité de comparer les comportements des déformations locales (mesurées par la cellule CSIR) et globales (mesurées par la cellule BDG et les DCDT).

Il est important de souligner que les capteurs de déplacements longitudinaux ont présenté un fonctionnement mécanique irrégulier lors du déchargement de la pression du manchon.

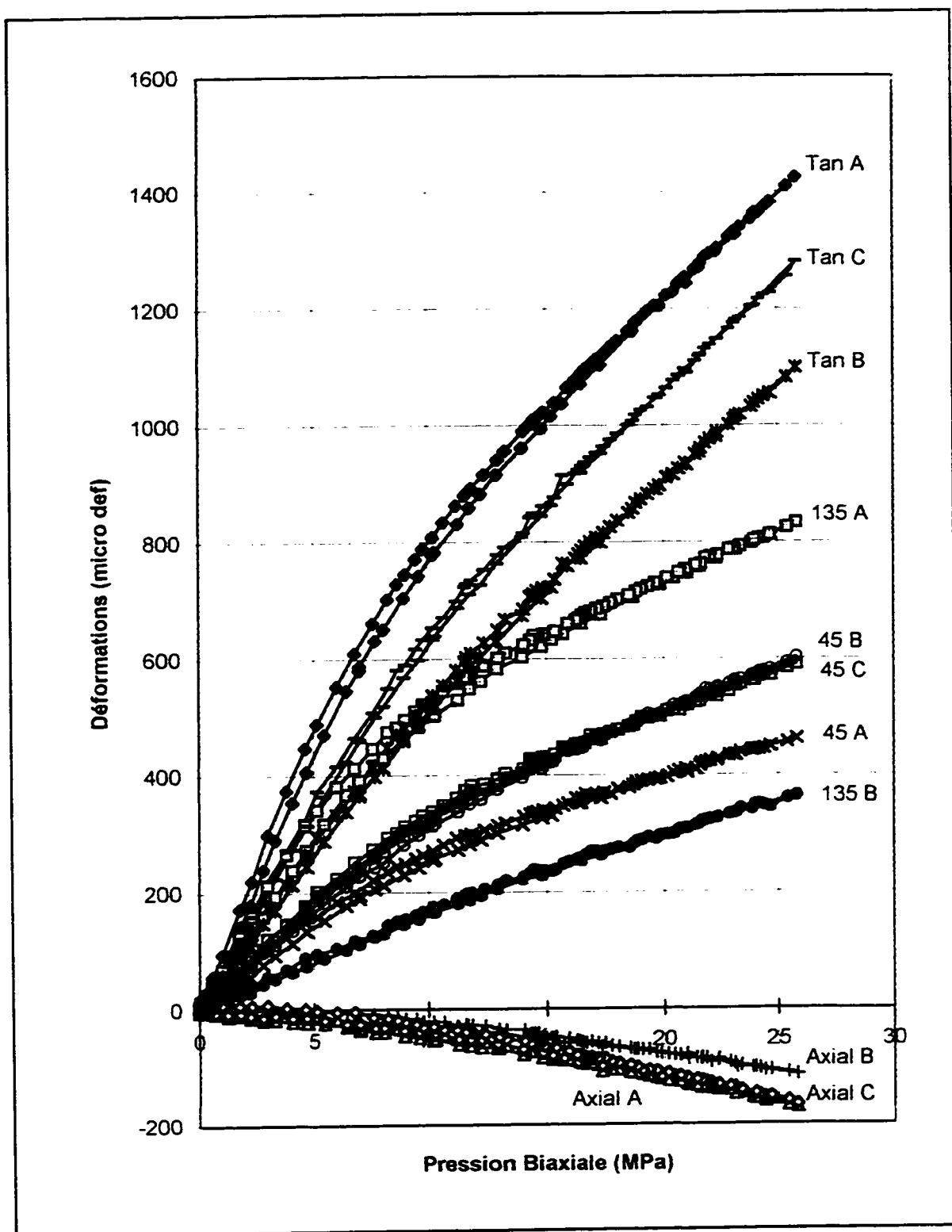


Figure 6.14 - Courbes pression biaxiale - déformations locales des rosettes A, B et C en chargement et déchargement

En plus d'un manque de répétitivité, quelques noyaux ont semblé être coincés à la paroi des bobines. Ceci a produit un enregistrement bizarroïde des déplacements axiaux. Afin de régler ce problème, on a appliqué des lubrifiants en graphite le long des noyaux. De plus, pendant les processus de collage aux extrémités des manchons, l'attention portée à leur parallélisme par rapport à l'axe du manchon et à l'axe de la bobine a été renforcée, sans beaucoup de succès. Ainsi, le comportement de déformations globales mesurées avec la cellule BDG (excellente répétitivité) et les DCDT est présenté en terme de chargement seulement.

La figure 6.15 présente la courbe pression biaxiale — déformations globales du manchon présenté précédemment. Les déformations radiales correspondent aux déplacements diamétraux divisés par le diamètre interne du manchon, mesurés avec la cellule biaxiale BDG. On remarque que les manchons peuvent être considérés comme des cylindres à paroi modérément épaisse (Jaeger & Cook, 1979; Timoshenko & Godier, 1951), ce qui permet l'hypothèse d'une déformation constante sur l'épaisseur selon la même direction angulaire.

La cellule BDG a été disposée selon l'orientation des rosettes de la cellule CSIR, c'est-à-dire que le premier palpeur enregistre les déplacements diamétraux selon la direction de la rosette A ($\theta=60^\circ$), le deuxième enregistre selon la direction de la rosette B ($\theta=180^\circ$) et le troisième, selon la direction de la rosette C ($\theta=300^\circ$).

Il est important de mentionner que, malgré les disques gradués en papier collés aux extrémités du manchon pour aider le positionnement de la cellule BDG, l'orientation de cette dernière à l'intérieur du manchon peut varier de ± 9 degrés de la position prévue. Ceci est provoqué par deux facteurs :

- (i) La cellule BDG, insérée à l'intérieur du manchon manuellement, a déjà ses palpeurs fortement comprimés qui résistent au mouvement de glissement nécessaire pour l'amener au voisinage de la cellule CSIR. L'opposition au mouvement décrit peut changer l'orientation définie à son entrée dans l'orifice.

- (ii) Les trois lamelles du dispositif de support des DCDT réduisent l'espace angulaire libre à l'intérieur du manchon, ce qui a pour effet que la cellule BDG (qui ne doit absolument pas toucher les lamelles) est déplacée de l'orientation formelle imposée par les rosettes A, B et C.

La courbe pression biaxiale — déformations globales (figure 6.15) montre que le manchon a un comportement loin d'être idéal. L'anisotropie et la non linéarité y sont présentes de façon similaire au comportement des déformations mesurées localement par les jauges de la cellule CSIR.

Les capteurs de déplacements globaux détectent la présence de microfissures dans la matrice solide de la roche, en plus de suggérer que les microfissures sont distribuées selon une orientation préférentielle à l'échelle du manchon. De cette façon, les microfissures peuvent être imaginées comme des structures contenues dans des plans parallèles qui traversent le manchon dans une direction bien définie, tels les plans de clivage des cristaux ou les plans de schistosité des massifs rocheux métamorphiques.

Le plus intéressant, c'est que l'anisotropie globale (détectée par la cellule BDG et les DCDT) montre généralement les caractéristiques de l'anisotropie locale (détectée ponctuellement par les trois rosettes de la cellule CSIR). Par exemple, la comparaison entre les figures 6.10 et 6.15 permet de constater que la direction de la rosette A est associée à la direction des plus grandes déformations tangentielles (figure 6.10) et des plus petites déformations radiales (figure 6.15). Or, en considérant que le plan défini par les microfissures dans une orientation préférentielle correspond à un plan plus rigide, il est facile de conclure que la direction de la rosette A doit être voisine de la direction de ce plan. De façon analogue, on peut déduire que la direction de la rosette B, où on trouve les plus petites déformations tangentielles (figure 6.10) et les déformations radiales plus élevées (direction B et C à la figure 6.15), doit être proche de la direction du plan perpendiculaire au plan des microfissures, beaucoup moins rigide par définition.

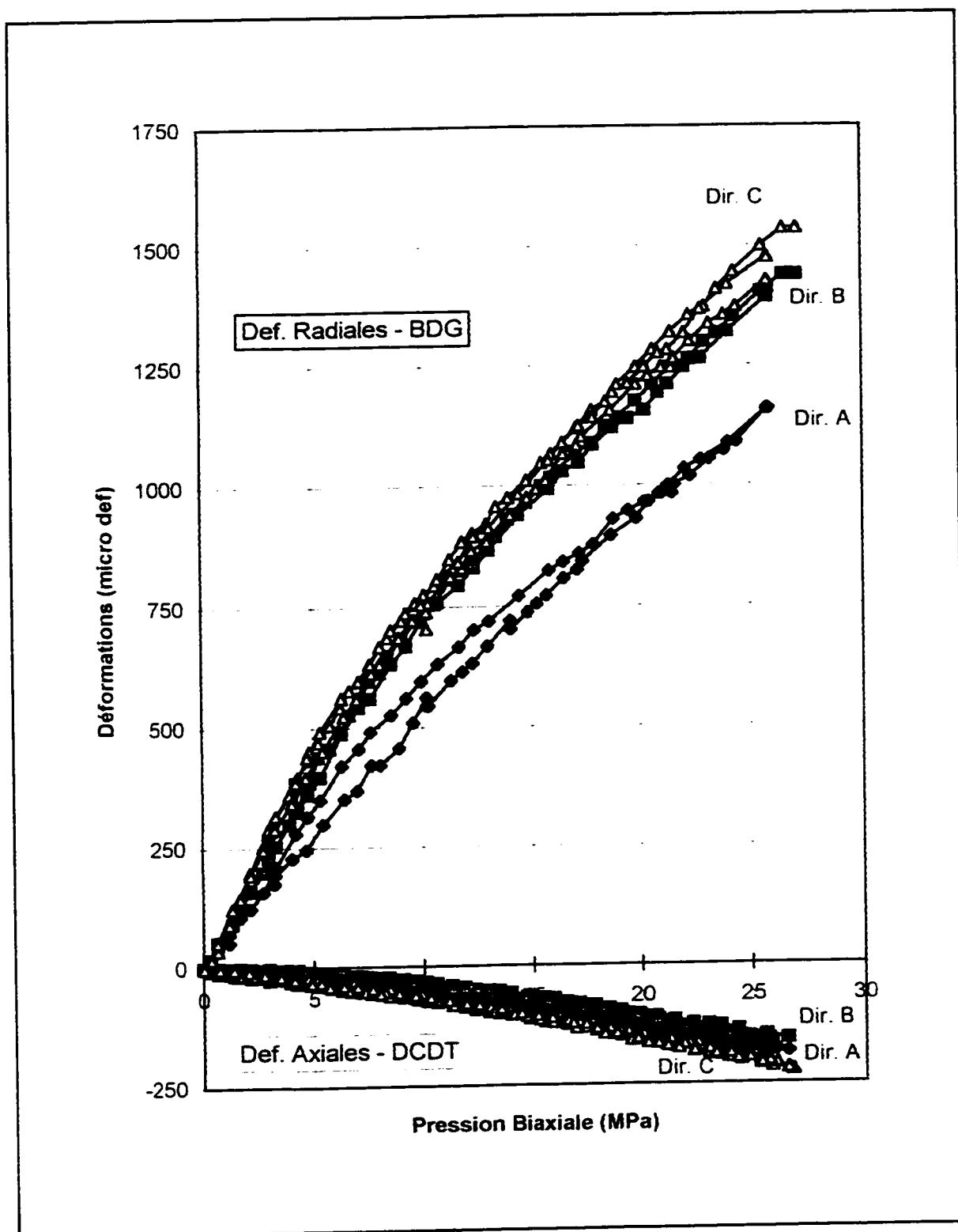


Figure 6.15 - Courbes pression biaxiale - déformations axiales (DCDT) et radiales (BDG) globales selon les directions A, B et C

L'autre aspect intéressant des figures 6.10 et 6.15 correspond à l'intensité des déformations mesurées à l'échelle des rosettes et à l'échelle du manchon. On y voit le même ordre de grandeur, autant dans le cas des déformations locales que dans le cas des déformations globales. Par exemple, à 20 MPa de pression, on a 1225 μdef de déformation tangentielle mesurée par la rosette A et 1220 μdef de déformation radiale mesurée par un des palpeurs du BDG orienté selon la direction de la rosette C. Les déformations axiales mesurées par la rosette A et par les deux DCDT dans la même direction A sont de l'ordre de 140 μdef et 150 μdef respectivement.

En considérant les deux séries d'essais avec la cellule BDG positionnée initialement selon les directions des rosettes et par la suite selon une rotation de $\pm 30^\circ$ (figure 6.16), on peut suivre la variation des déformations radiales avec la direction angulaire. Effectivement, les déformations radiales mesurées à 30° des positions des rosettes A, B et C gardent la tendance générale. Dans la direction de la rosette A + 30° , les déformations radiales mesurées avec la cellule BDG sont toujours aussi petites que celles indiquées par les mesures avec le palpeur de la cellule BDG selon la direction de la rosette A.

En terme de variation de déplacements diamétraux avec l'orientation et l'augmentation de la pression biaxiale, la figure 6.17 présente l'ellipsoïde schématique générée par la déformation de la paroi interne du manchon dans le plan de mesure de la cellule BDG. On constate que la direction plus rigide (déplacements diamétraux moins élevés) correspond à l'axe majeur de l'ellipse aux environs de $60^\circ - 240^\circ$, soit la direction de la rosette A. L'axe mineur correspond à la direction de rigidité moins élevée et est effectivement perpendiculaire à la direction du plan que représentent les microfissures orientées.

Les résultats expérimentaux obtenus avec la cellule BDG et les DCDT à l'échelle du manchon confirment la présence de microfissures, en plus d'indiquer que ces dernières ont une orientation préférentielle, tel que conclu suite aux analyses réalisées par le URL dans les cas d'échantillons de granite gris du niveau 240 m.

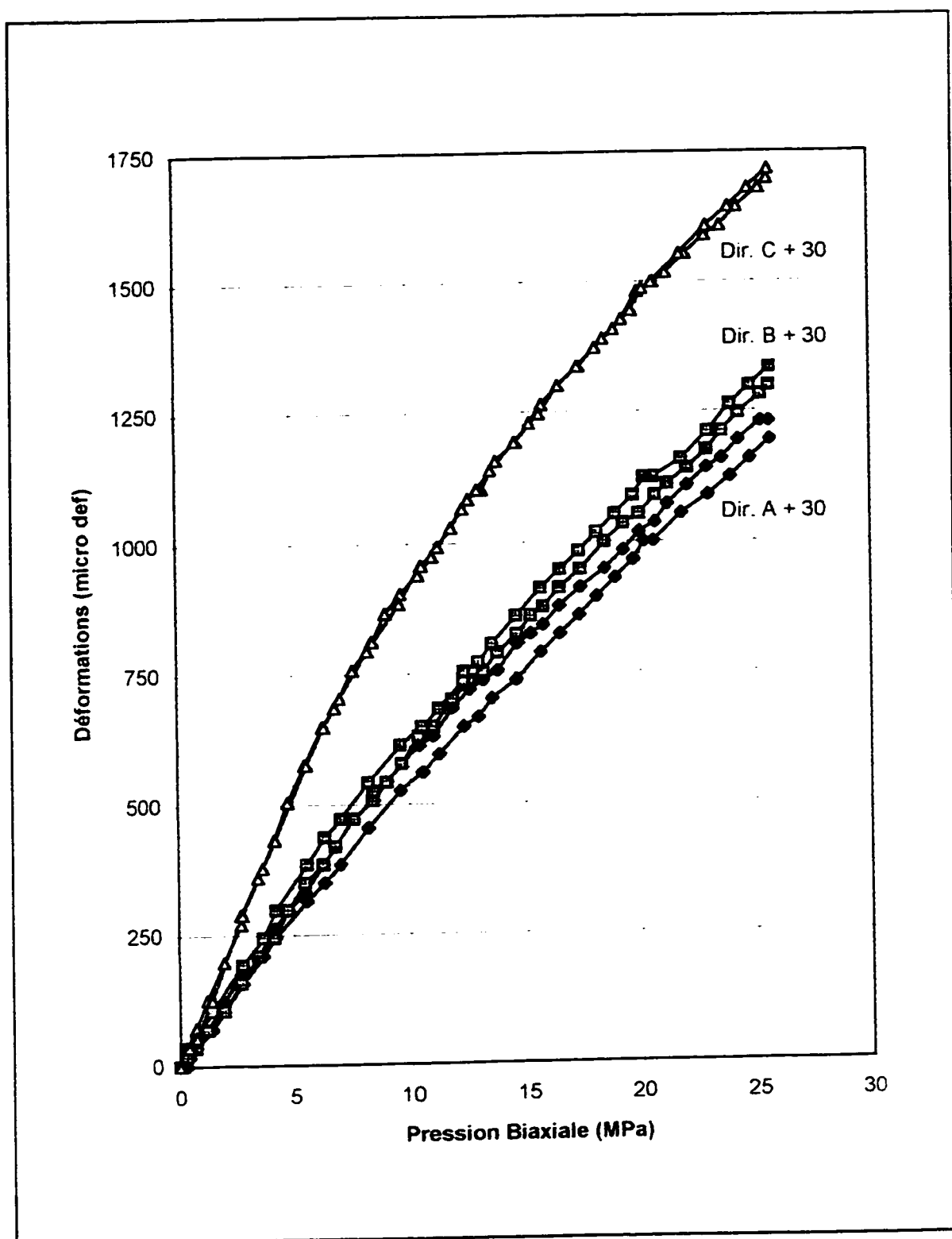


Figure 6.16 - Courbes pression biaxiale - déformations radiales globales (BDG) selon une rotation de 30° des directions A, B et C

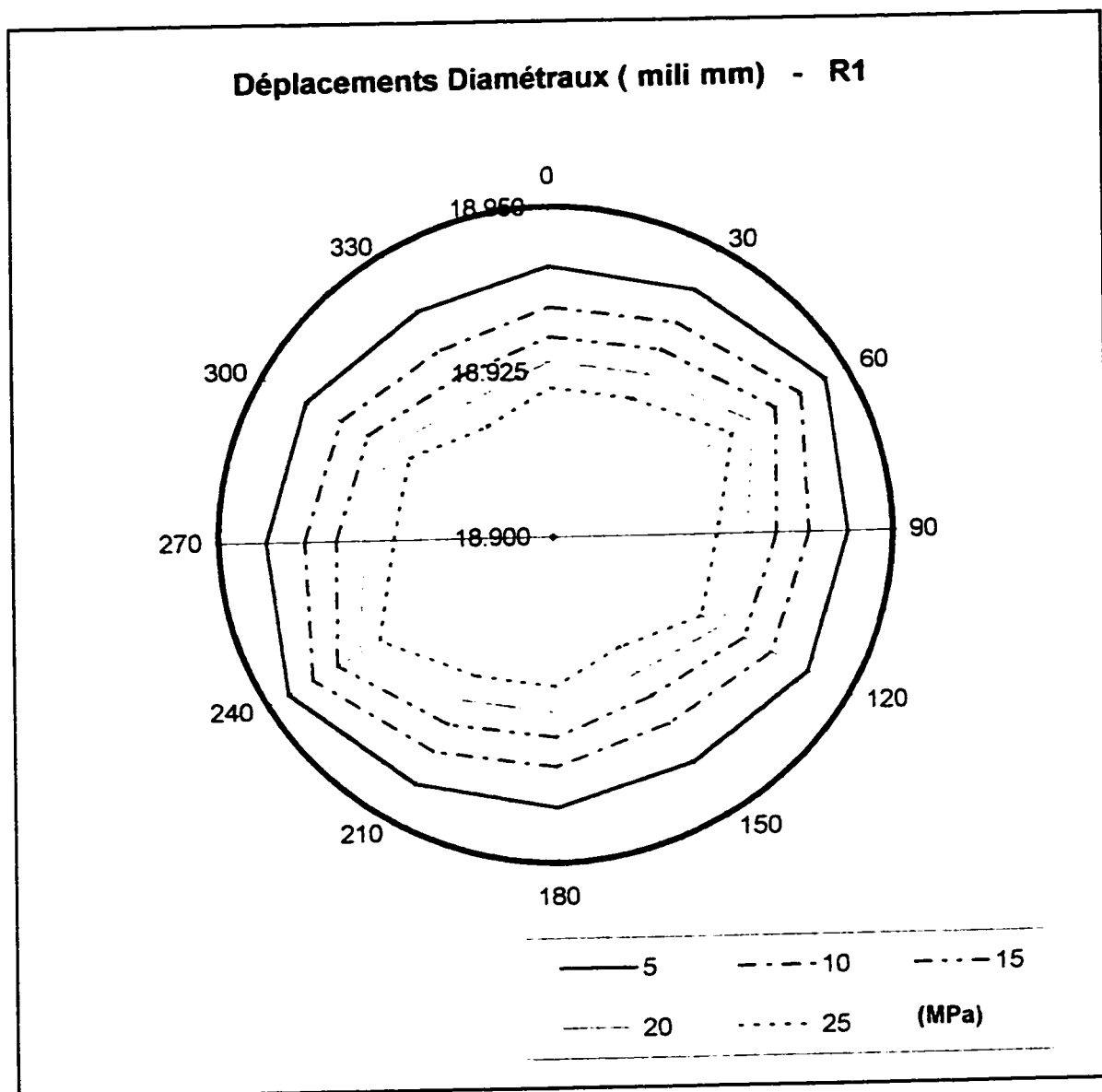


Figure 6.17 - Variation des déplacements diamétraux à la paroi interne avec la pression radiale

La comparaison entre les réponses obtenues à l'échelle du manchon et à l'échelle des rosettes permet aussi de conclure que le comportement de déformations locales (mesurées avec la cellule CSIR) est associé au comportement de déformations globales des manchons. Ceci confirme le concept fondamental de la méthode analytique proposée dans le présent travail : on peut déterminer les vraies constantes élastiques anisotropes

de la roche à partir des déformations ponctuelles mesurées par les trois rosettes de la cellule CSIR à la paroi interne du manchon.

6.5.2 Comportement $\sigma - \varepsilon$ en compression hydrostatique

Les essais en compression hydrostatique ont été exécutés sur tous les manchons décrits au tableau 6.2, sauf le manchon R7, éliminé de la campagne d'essais à cause du mauvais fonctionnement de la cellule CSIR. Les résultats d'essais sont présentés à l'annexe IV sous la forme de courbes de pression hydrostatique-déformations locales de jauge de chaque rosette A, B et C, en considérant le chargement des manchons.

On signale que les données en compression hydrostatique du manchon R3 ne sont pas disponibles, puisque sa cellule CSIR a montré un comportement irrégulier pendant la sollicitation. Déjà, à la suite des analyses des résultats d'essais en compression biaxiale, cette cellule a indiqué une variation concernant les invariants de déformations, dû peut-être à un vieillissement de la colle époxy. Il est possible que lors du transport du matériel à Ottawa, effectué sous une température de -31°C , le collage de la cellule CSIR a été plus sérieusement endommagé. Toutefois, le manchon R3 a été le seul à manifester des problèmes sous ce type de sollicitation.

Les manchons testés en compression hydrostatique ont un comportement $\sigma - \varepsilon$ typique représenté par les courbes pression hydrostatique — déformations des rosettes A, B et C, présentées aux figures 6.18, 6.19 et 6.20, respectivement.

Tout d'abord, on y observe deux aspects singuliers. Le premier concerne les petits cycles de déchargement — chargement le long de la courbe. Les déformations enregistrées ont accompagné les variations de pression hydrostatique provoquées par la difficulté de maintenir un niveau constant par palier de pression. Tel que discuté précédemment, on

n'a pas réussi à sceller de façon adéquate le câble connecteur de la cellule CSIR. Dès le début des essais, on a constaté des pertes de pression hydrostatique appliquée à la chambre. Le contrôle d'un palier de pression constante a été réalisé manuellement en augmentant la pression à l'entrée de la chambre.

Le deuxième aspect singulier des courbes présentées aux figures 6.18 à 6.20 correspond à la concavité repérée au début des essais. À la place d'une courbure indicative du processus de fermeture de microfissures, on y voit le contraire. Ceci est probablement un effet du type d'essai réalisé. Les manchons ont été testés sans aucune protection pouvant empêcher l'entrée d'azote à l'intérieur des vides interconnectés. Il est fort possible que la concavité en question soit l'effet du remplissage des microfissures par l'azote sous pression.

De cette façon, à la place d'une fermeture des microfissures typique de la région I des courbes (discutée au chapitre 4), on a plutôt un processus d'ouverture. Toutefois, on remarque qu'à la fin de la région où la concavité est prononcée, la courbe $\sigma - \varepsilon$ devient linéaire similairement au comportement de déformation en compression biaxiale isotrope présenté à la section 6.5.1.

Le comportement anisotrope détecté initialement en compression biaxiale persiste dans la sollicitation hydrostatique. À la figure 6.18, par exemple, on voit que la déformation axiale est plus élevée que la déformation tangentielle, toutes deux mesurées par la rosette A. De plus, les déformations enregistrées par les jauges à 45° et 135° ne sont pas de même intensité, et par conséquent, il y a développement de déformations de cisaillement dans le plan de la rosette, même s'il s'agit d'une sollicitation hydrostatique.

On constate un comportement de déformation similaire dans les cas des rosettes B et C (figures 6.19 et 6.20). L'analyse des réponses des trois rosettes montre que les déformations mesurées dans les directions des rosettes A, B et C sont distinctes les unes des autres, malgré un même ordre de grandeur.

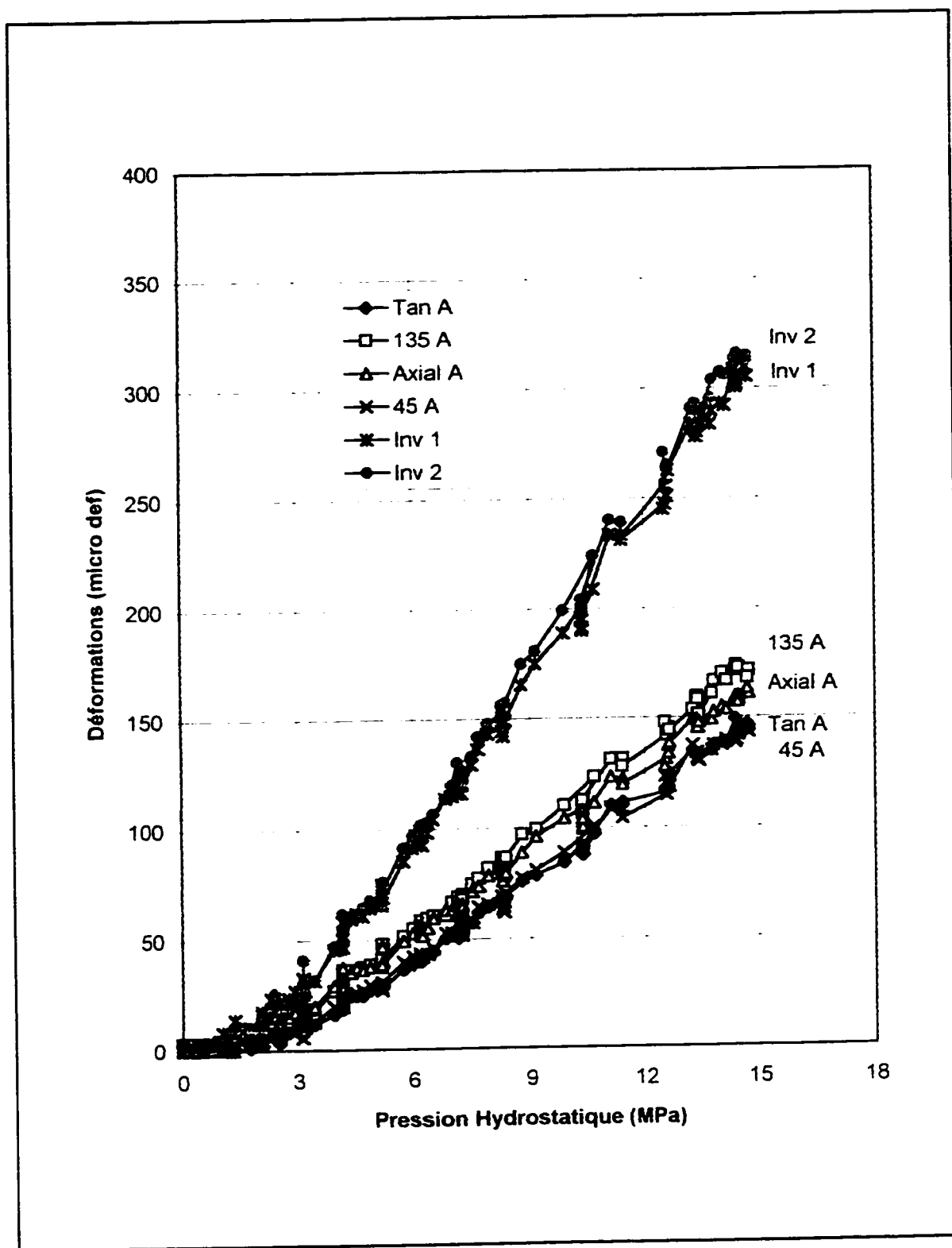


Figure 6.18 - Courbes pression hydrostatique - déformations locales de la rosette A

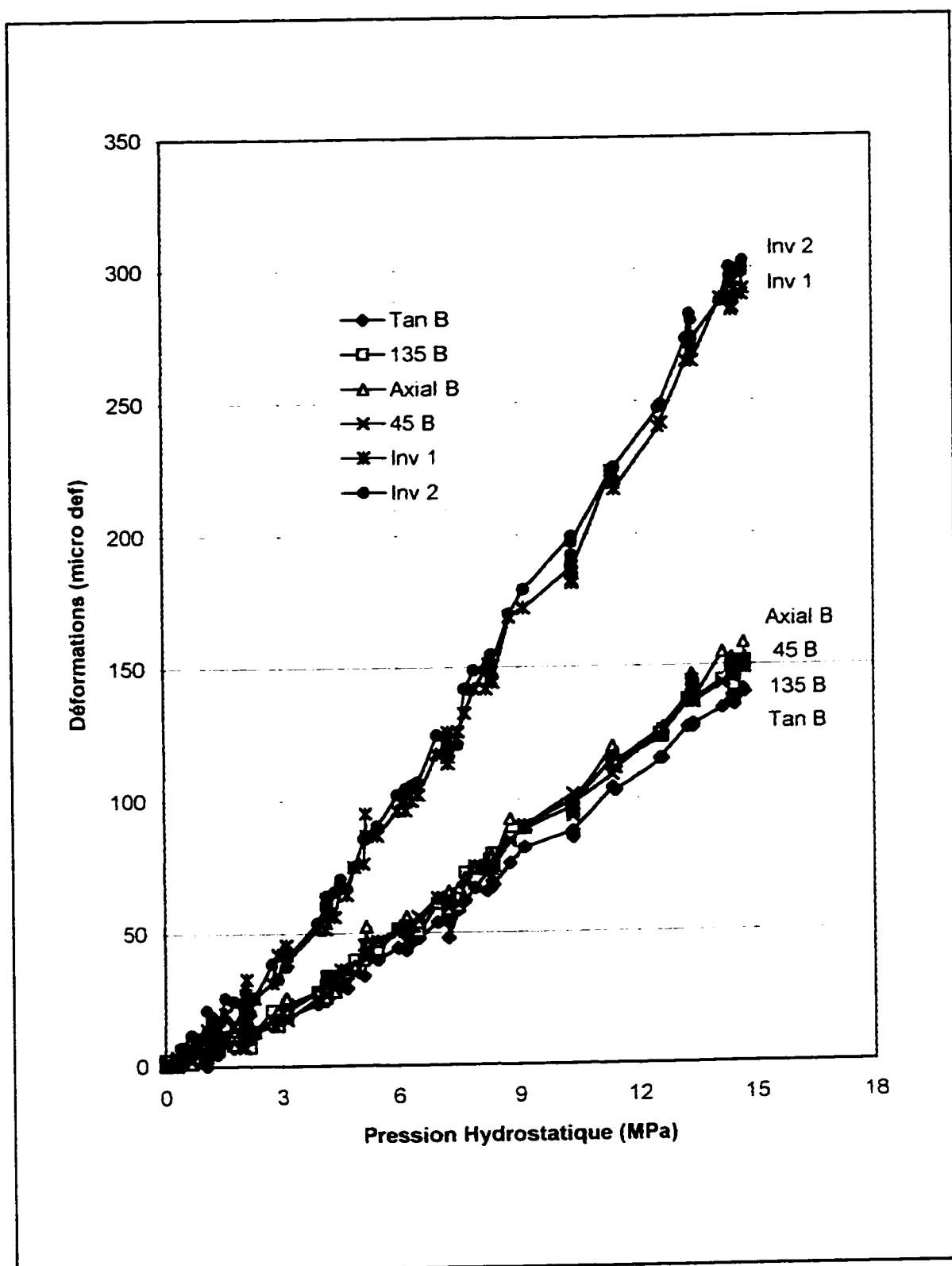


Figure 6.19 - Courbes pression hydrostatique - déformations locales de la rosette B

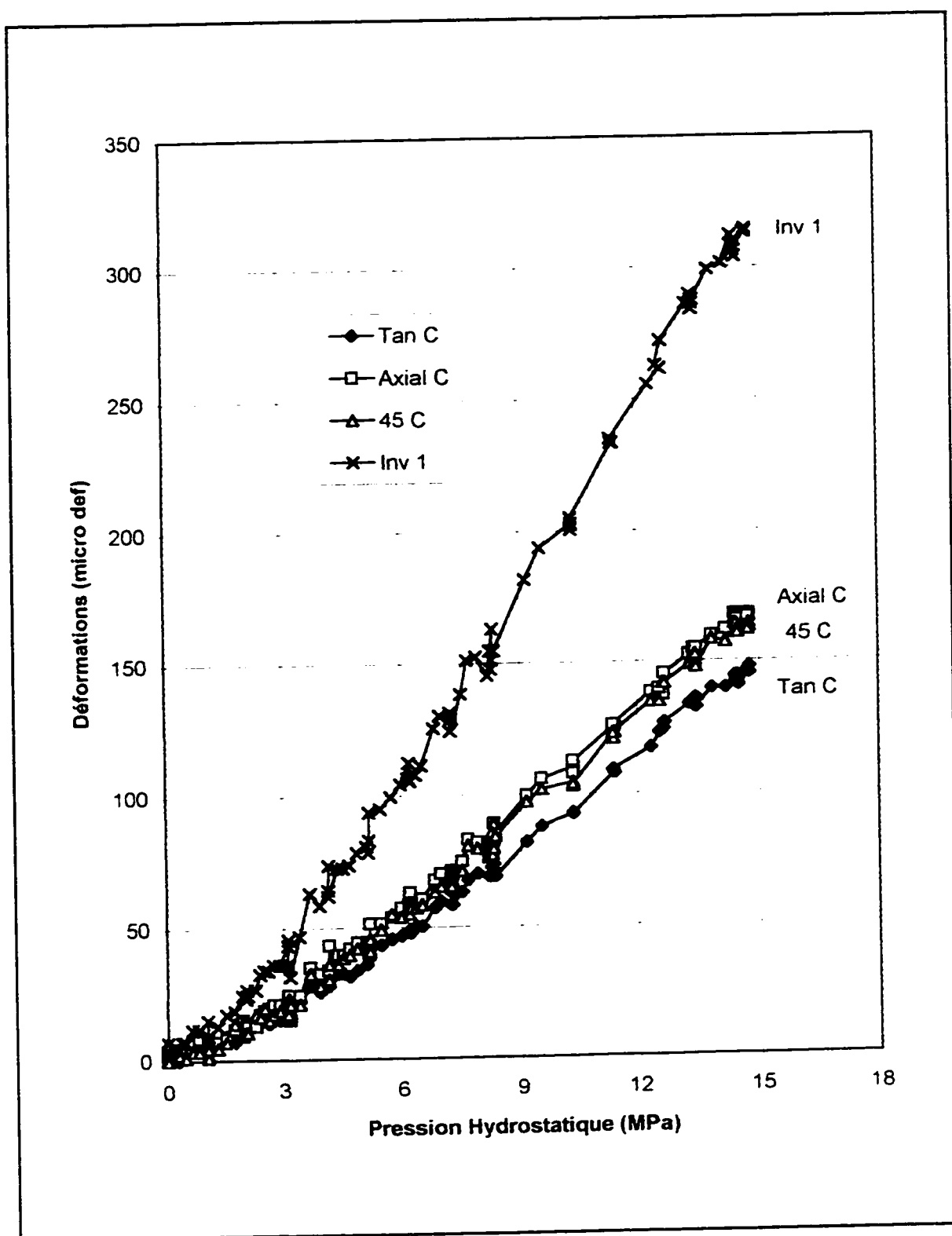


Figure 6.20 - Courbes pression hydrostatique - déformations locales de la rosette C

Si on doutait que les manchons puissent présenter une anisotropie dite "apparente" (tel que discuté au chapitre 4), induite par le chargement en compression biaxiale, les résultats de la sollicitation hydrostatique ont enlevé tout soupçon possible. L'anisotropie des manchons de granite gris originaires du niveau 240 m du URL, dite "intrinsèque", est reliée à la structure de la roche qui présente un système de microfissures à orientation préférentielle. Évidemment, dans le cas d'une sollicitation non hydrostatique, on peut également avoir une contribution de l'anisotropie induite à l'anisotropie intrinsèque du granite gris. Toutefois, cette contribution est aussi présente lors d'essais de mesure de contraintes in situ, tout comme lors d'essais de rechargement pour la détermination des paramètres anisotropes des manchons.

6.6 Détermination des paramètres anisotropes selon la méthode analytique

6.6.1 Paramètres d'orientation de l'anisotropie

La méthode analytique proposée dans le présent travail est utilisée pour l'évaluation des paramètres d'orientation et des constantes élastiques anisotropes des manchons de granite gris testés. On profite des mesures globales réalisées en compression biaxiale isotrope avec la cellule BDG et les DCDT pour comparer les valeurs des paramètres d'orientation obtenues à l'échelle du manchon avec les valeurs obtenues à partir de l'interprétation des mesures ponctuelles de la cellule CSIR, selon la méthode analytique.

En considérant les courbes pression biaxiale — déformations locales des figures 6.11 (rosette A), 6.12 (rosette B) et 6.13 (rosette C), après le traitement par moindres carrés, on obtient les déformations tangentielles, ainsi que les déformations axiales et de cisaillement, correspondant au plan θz de chaque rosette du manchon analysé. À partir de ces déformations, on détermine les sinusoides afin de calculer les paramètres

d'orientation et de déformabilité.

Dans le cas de la direction du plan isotrope (α), les déformations tangentielles dans les directions des rosettes A, B et C (figure 5.7 d) fournissent la sinusoïde présentée à la figure 6.21 en considérant une pression de 15 MPa. La direction de la plus grande déformation tangentielle indique la direction α du manchon, égale à $73,5^\circ$ à partir de l'origine y (figure 5.7 b,c).

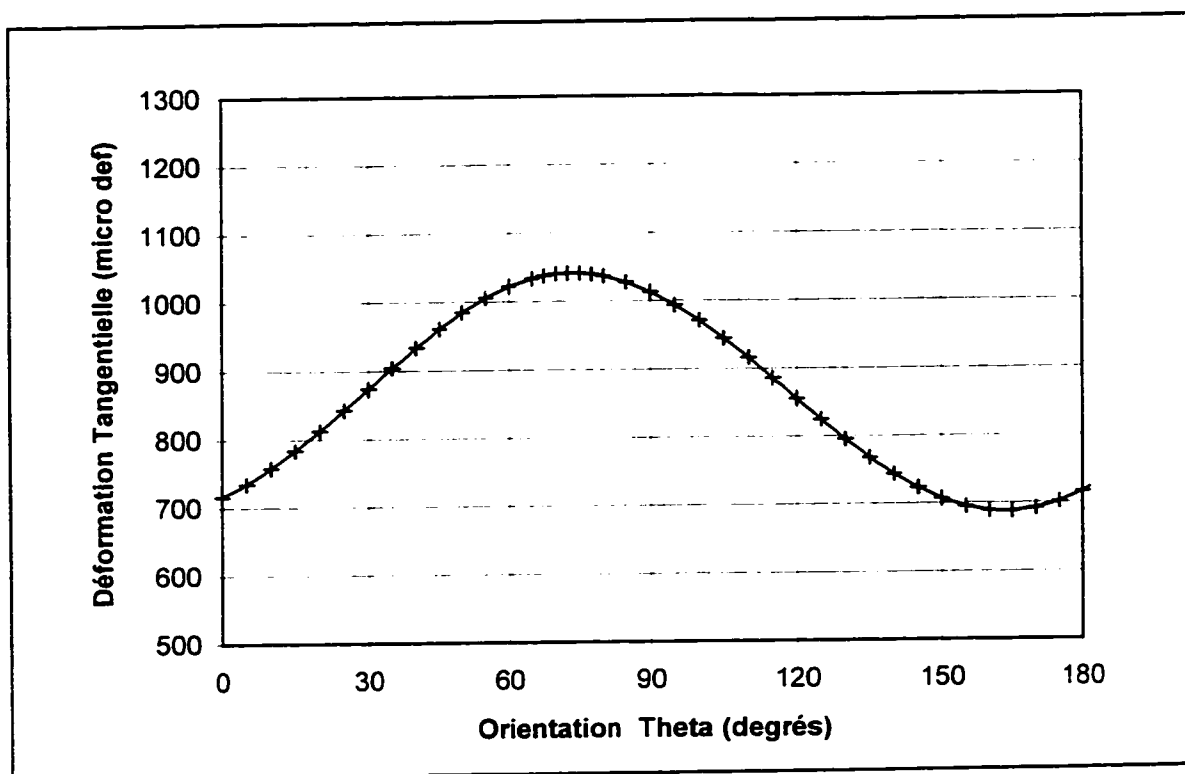


Figure 6.21 - Direction du plan isotrope selon la sinusoïde de déformations tangentielles de la cellule CSIR en compression biaxiale ($P = 15$ MPa)

De façon similaire, la sinusoïde de déformations axiales fournit la direction α égale $77,5^\circ$, tel que présenté à la figure 6.22.

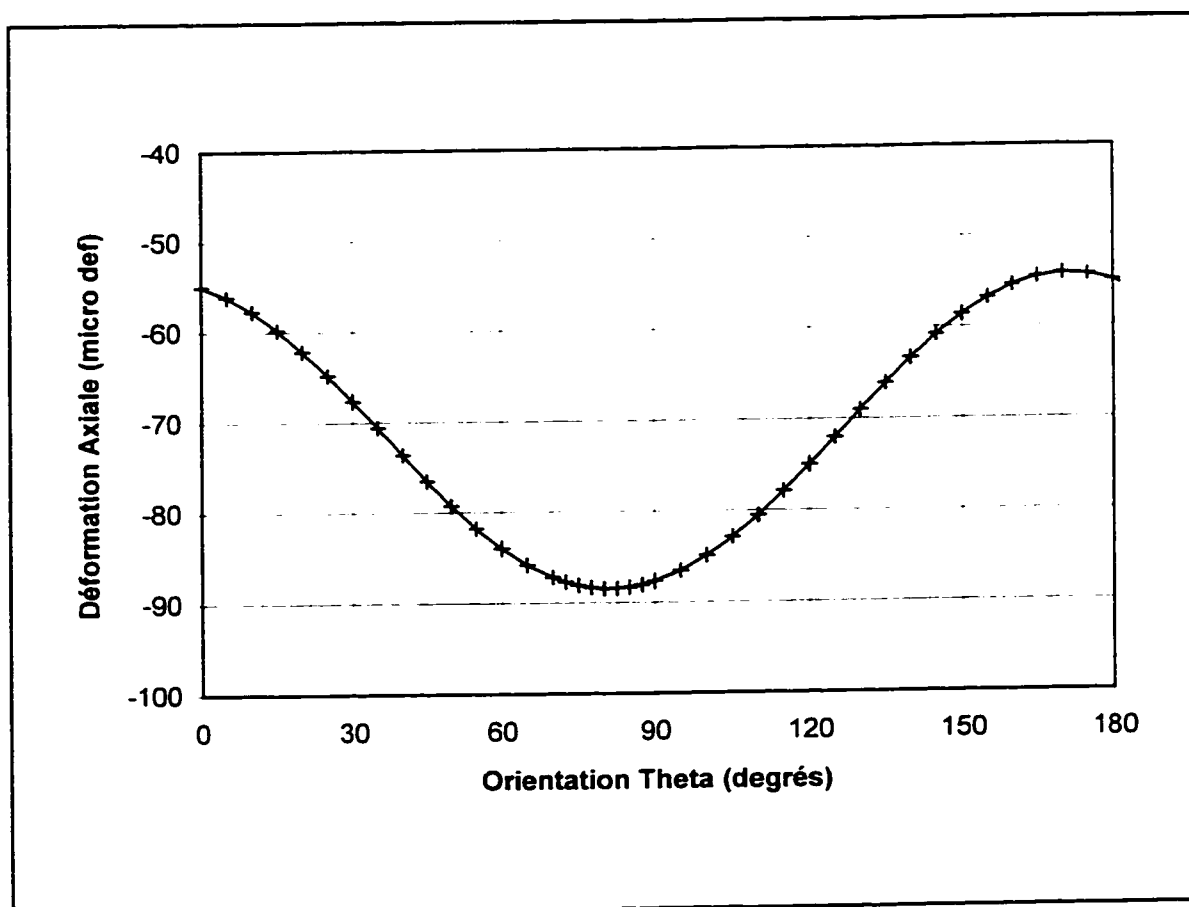


Figure 6.22 - Direction du plan isotrope selon la sinusoïde de déformations axiales de la cellule CSIR en compression biaxiale ($P = 15 \text{ MPa}$)

Les figures 6.23 et 6.24 illustrent les sinusoïdes obtenues des déformations globales du manchon. Il est important de mentionner qu'on obtient des valeurs plus écartées lors de la détermination de la direction du plan d'isotropie à partir des sinusoïdes de déformations radiales (mesurées avec la cellule BDG) et axiales (mesurées avec les DCDT) globales, avec une direction de $65,0^\circ$ et $80,0^\circ$ respectivement.

Les écarts peuvent être associées aux différents capteurs utilisés pour les mesures globales (Cellule BDG et DCDT) et les mesures locales (Cellule CSIR), ainsi qu'à la faible intensité des déformations axiales (CSIR et DCDT) par rapport aux déformations tangentielles (CSIR) et radiales (BDG) beaucoup plus élevés.

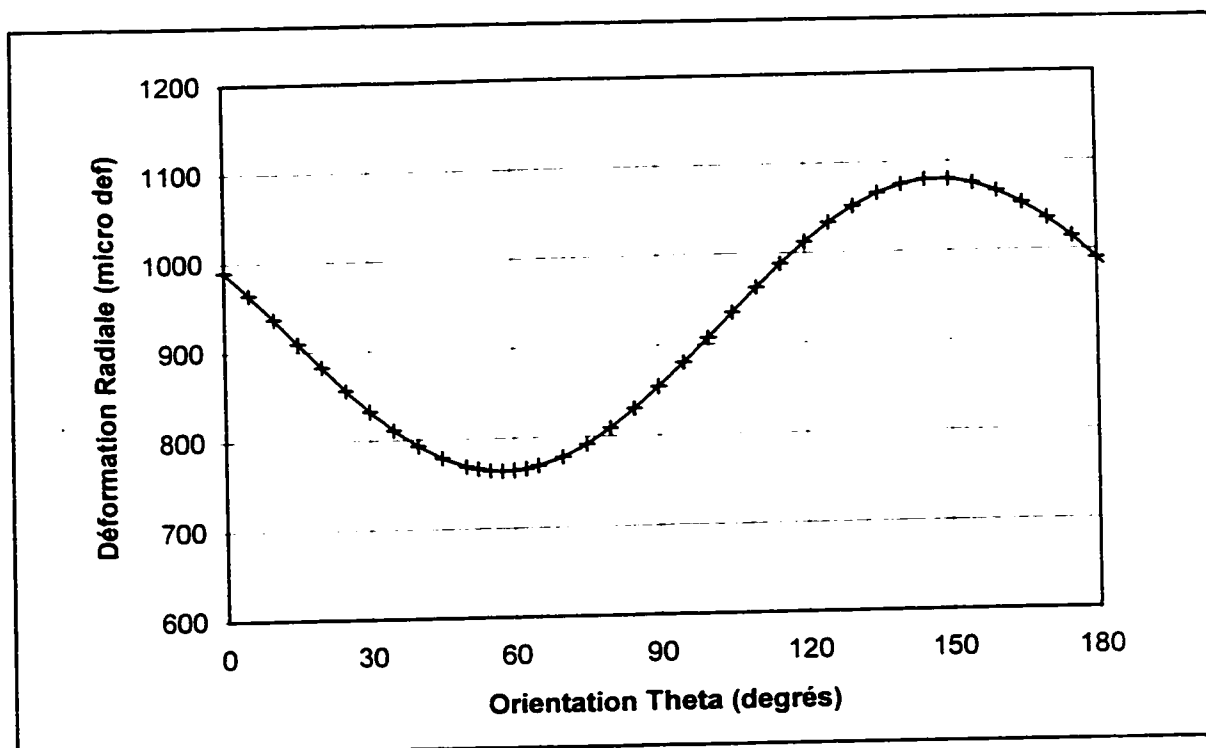


Figure 6.23 - Direction du plan isotrope selon la sinusoïde de déformations radiales de la cellule BDG en compression biaxiale ($P = 15 \text{ MPa}$)

En considérant l'essai en compression hydrostatique du même manchon, on peut vérifier la direction du plan isotrope à partir de la sinusoïde des déformations tangentielles mesurées avec la cellule CSIR, de façon analogue à celle utilisée en compression biaxiale. Suite au traitement par moindres carrés des déformations locales de chaque rosette (présentées aux figures 6.18 à 6.20), la sinusoïde des déformations tangentielles en compression hydrostatique indique une direction α égale à $65,0^\circ$.

L'annexe V présente les sinusoïdes de détermination des paramètres d'orientation en compression biaxiale des manchons analysés. Le tableau 6.4 résume les valeurs ainsi déterminées, à partir des mesures avec la cellule CSIR en compression biaxiale et hydrostatique, et à partir des mesures de la cellule BDG et des DCDT en compression biaxiale sous 15 MPa .

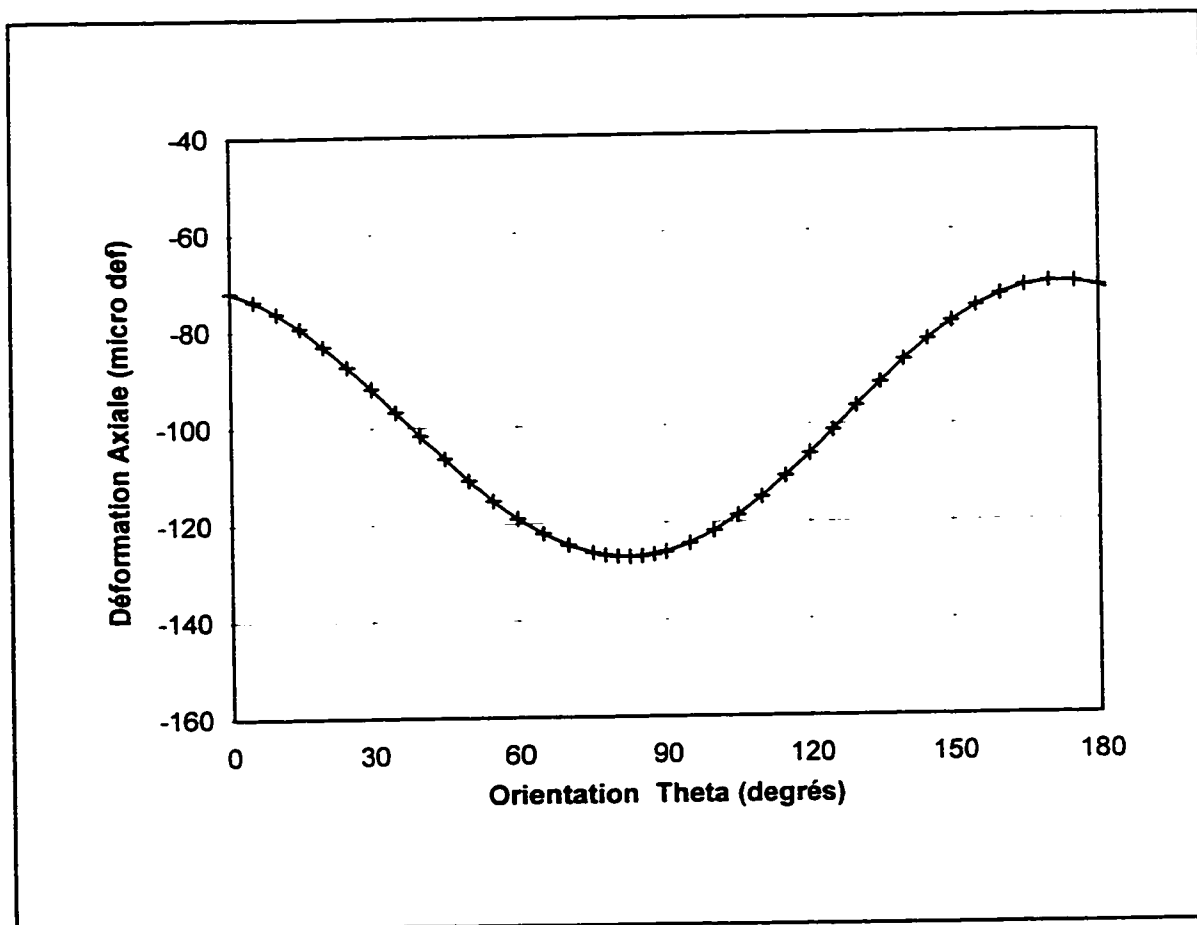


Figure 6.24 - Direction du plan isotrope selon la sinusoïde de déformations axiales des DCDT en compression biaxiale ($P = 15 \text{ MPa}$)

D'après le tableau 6.4, on constate que la différence maximale entre les valeurs de la direction α calculées avec les mesures locales et globales des cellules CSIR (déformations tangentielle) et BDG (déformations radiales) en compression biaxiale est égale à 12° . Il faut mentionner que cette différence peut être encore plus faible si on considère que le positionnement de la cellule BDG varie d'environ $\pm 9^\circ$ par rapport aux directions des rosettes A, B et C, tel que discuté à la section 6.5.1. L'écart entre les valeurs de direction calculées avec les mesures locales en compression biaxiale et en compression hydrostatique peut augmenter à 20° (au maximum).

Tableau 6.4 - Paramètres d'orientation des manchons (P = 15 MPa)

Manchon	Direction α (°)					Pendage β (°)	
	CB				CH	CB	CH
	CSIR $\sin \varepsilon_\theta$	BDG $\sin \varepsilon_r$	CSIR $\sin \varepsilon_z$	DCDT $\sin \varepsilon_{ax}$	CSIR $\sin \varepsilon_\theta$	éq. 5.84	éq. 5.99
R1	73,5	65,0	77,5	80,0	65,0	52,2	58,7
R2	44,8	42,0	52,6	42,2	42,1	60,7	70,8
R3	44,5	32,5	19,1	2,0	-	61,4	-
R4	51,7	60,0	65,1	60,5	64,5	75,0	77,0
R5	56,2	62,5	54,9	48,7	66,4	55,1	43,8
R6	120,0	115,0	141,7	140,5	100,0	82,3	80,8
R8	42,5	45,0	37,5	-	40,0	80,1	30,9
CB : Compression Biaxiale CH : Compression Hydrostatique $\sin \varepsilon_\theta$: Sinusoïde de déformation tangentielle (CSIR) $\sin \varepsilon_{rad}$: Sinusoïde de déformation radiale (BDG) $\sin \varepsilon_z$: Sinusoïde de déformation axiale (CSIR) $\sin \varepsilon_{ax}$: Sinusoïde de déformation axiale (DCDT)							

En considérant les déformations axiales des manchons, on observe au tableau 6.4 que les valeurs de direction calculées à partir des mesures de la cellule CSIR sont semblables à celles calculées à partir des mesures des DCDT, toujours en compression biaxiale. L'écart maximal des valeurs de direction est égal à 10,4°, à l'exception du manchon R3, dont l'écart est de 17,1°.

D'autre part, en considérant les valeurs de direction calculées avec les mesures de déformations tangentielles et de déformations axiales de la cellule CSIR, on constate un écart plus élevé dans les cas de manchons R3 (25°) et R6 (22°). Dans le cas du manchon R6, il est difficile d'interpréter cet écart, surtout quand on remarque la faible différence entre les valeurs obtenues selon les déformations tangentielles de la cellule CSIR et la cellule BDG, ainsi qu'à partir des déformations axiales de la cellule CSIR et des DCTDT.

Dans le cas du manchon R3, la cellule a définitivement manifesté des problèmes, comme on peut l'observer aux courbes pression biaxiale — déformations locales présentées à l'annexe III. Les invariants des déformations normales (Inv 1 et Inv 2 aux figures de l'annexe III) des rosettes A et B du manchon R3 ne sont pas égaux, surtout dans le cas de la deuxième rosette. Après correction des mesures des rosettes A et B, on a espéré solutionner le problème. Cependant, le comportement de déformation atypique du manchon R3 en compression hydrostatique a confirmé l'impossibilité de vérifier les données de cette éprouvette.

Le tableau 6.4 présente également les valeurs de pendage du plan isotrope calculées en compression biaxiale et en compression hydrostatique. Les déformations tangentielles maximales et minimales, ainsi que les déformations de cisaillement maximales des sinusoïdes en compression biaxiale permettent la détermination du pendage du plan d'isotropie à partir de l'équation 5.84.

De plus, le pendage peut être calculé à l'aide du modèle analytique en compression hydrostatique, présenté à la section 5.5. Les déformations locales d'une rosette fictive "collée" à la même position que celle indiquée par la direction du plan isotrope α , selon les équations 5.98, permettent le calcul de l'orientation des déformations principales (δ) du plan à partir de l'équation 5.99. Cette orientation est le pendage β du plan d'isotropie du manchon.

La différence maximale entre les valeurs de pendage calculées est inférieure à 11° , à l'exception du manchon R8 avec un écart de 49° . En considérant que le niveau de sollicitation hydrostatique maximal imposé au manchon R8 a été moins élevé (environ 12 MPa) que celui des autres manchons, il est possible que, à de bas niveaux de pression hydrostatique, la faible intensité des déformations des manchons ne permet pas de définir clairement le caractère anisotrope du granite gris.

En augmentant le niveau de pression hydrostatique, on augmente le niveau des déformations pour atteindre un seuil de résolution des mesures beaucoup plus élevée, permettant des mesures plus précises et représentatives du comportement anisotrope de la roche.

D'ailleurs, il est intéressant de remarquer que les valeurs, soit des paramètres d'orientation, soit des constantes élastiques anisotropes, sont perturbées par la dispersion des déformations typique à de faibles niveaux de contraintes biaxiales et hydrostatiques. Cette perturbation est moins critique dans le cas de la compression biaxiale, puisqu'une sollicitation non hydrostatique génère des déformations beaucoup plus élevées qu'une compression hydrostatique. À partir des résultats des essais exécutés, on peut conclure que cette dispersion disparaît généralement sous une pression biaxiale d'environ 3 MPa.

Un autre aspect intéressant des analyses réalisées correspond au fait que les paramètres d'orientation du plan de microfissures des manchons ne sont pas significativement dépendants de la pression biaxiale.

Le tableau 6.5 illustre la variation des valeurs de la direction et du pendage du plan isotrope déterminées à partir des sinusoïdes de déformations tangentielles et de cisaillement locales du manchon soumis à une augmentation de pression biaxiale. On remarque que, sous une augmentation de 20 MPa de pression biaxiale, la variation de la direction α est égale à $3,4^\circ$. La variation du pendage β est égale à $4,8^\circ$.

D'une façon générale, la variation des paramètres d'orientation avec l'augmentation de pression biaxiale est inférieure à 5° dans les cas de tous les manchons testés dans le présent travail. De façon similaire, on trouve une variation négligeable des paramètres d'orientation calculés à partir des mesures globales avec la cellule BDG.

Tableau 6.5 - Direction et pendage du plan isotrope du manchon R1 selon les niveaux de pression biaxiale

P (MPa)	α (degrés)	β (degrés)
5,0	71,8	54,9
7,5	72,1	54,2
10,0	72,5	53,6
12,5	73,0	52,9
15,0	73,5	52,2
17,5	74,0	51,4
20,0	74,6	51,2
22,5	74,9	50,6
25,0	75,2	50,4

D'ailleurs, cette évidence pouvait déjà être constatée à partir des ellipsoïdes de déplacements diamétraux présentés la figure 6.17. Les déplacements diamétraux augmentent en intensité, mais les directions des axes des ellipsoïdes restent sensiblement les mêmes avec l'augmentation de pression.

La variation négligeable de la valeur de direction avec l'augmentation de pression indique que malgré les mécanismes de fermeture des microfissures, leur présence (ouvertes ou fermées) selon une orientation précise et constante est détectée pendant toute la

sollicitation du manchon. Donc, les paramètres d'orientation peuvent être considérés constants, mais on verra à la prochaine section que les paramètres de déformabilité anisotropes du manchon sont influencés par l'augmentation de pression biaxiale.

6.6.2 Constantes élastiques anisotropes

La détermination des constantes élastiques anisotropes de chaque manchon a été réalisée à l'aide du modèle analytique proposé au chapitre précédent, section 5.4.2. On a utilisé les déformations locales de chaque rosette, traitées par moindres carrés et par la courbe de tendance basée sur les mesures effectuées au cours des six essais de compression biaxiale, en considérant différents niveaux de pression.

La direction et le pendage du plan isotrope du manchon sont déterminés à partir des sinusoïdes de déformations, tel que décrit précédemment. Malgré la variation négligeable des paramètres d'orientation en fonction de l'augmentation de pression, les valeurs utilisées pour les calculs de constantes élastiques anisotropes correspondent aux valeurs déterminées selon chaque niveau de pression considéré. De plus, la valeur de la direction α est considérée égale à celle obtenue de la sinusoïde de déformations tangentielles.

Le module de cisaillement G_2 est postulé selon l'expression empirique de Saint-Venant (équation 5.45). Ainsi, les quatre constantes élastiques anisotropes indépendantes de chaque manchon, soient les modules d'élasticité E_1 et E_2 et les coefficients de Poisson ν_1 et ν_2 , ont été déterminés en fonction de la pression biaxiale.

En reprenant le manchon R1, utilisé comme exemple dans le présent chapitre, la figure 6.25 illustre la variation des modules d'élasticité sécants E_1 et E_2 et du degré d'anisotropie, calculés à l'aide du modèle proposé, en fonction de la pression biaxiale.

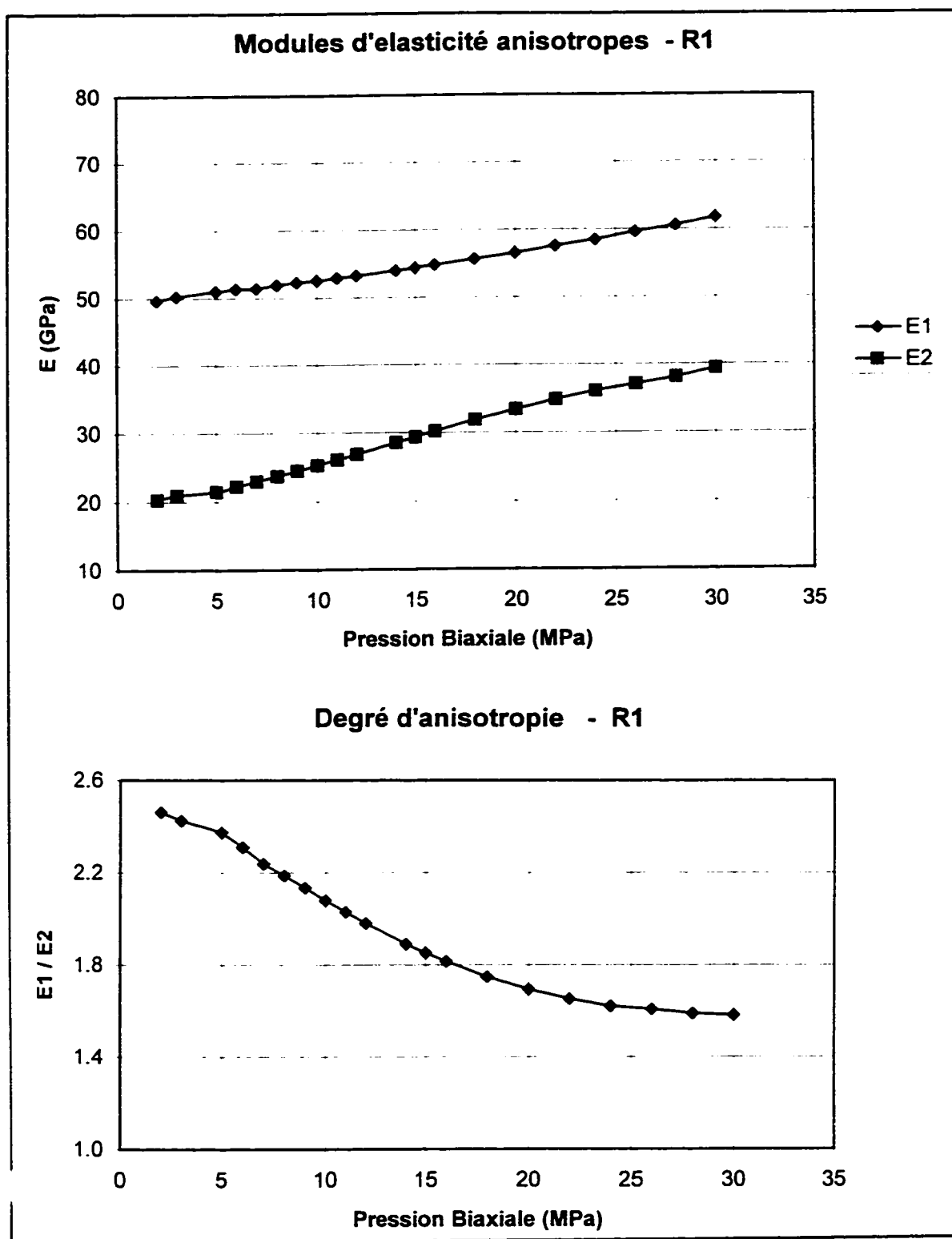


Figure 6.25 - Modules d'élasticité sécants E_1 et E_2 et degré d'anisotropie du manchon R1 en compression biaxiale

On y voit très clairement l'augmentation de rigidité du manchon dans la direction du plan isotrope de microfissures (E_1), qui passe de 51,0 GPa ($P=5$ MPa) à 59,0 GPa ($P=25$ MPa), et dans la direction perpendiculaire au plan isotrope (E_2), qui passe de 22 GPa ($P=5$ MPa) à 36,6 GPa ($P=25$ MPa). Effectivement, le plan perpendiculaire au plan de microfissures est le plus compressible, tel que relaté par la littérature.

D'autre part, on voit à la figure 6.25 que le degré d'anisotropie très prononcé en début d'essai diminue avec l'augmentation de la pression. Pour une augmentation de pression de 5 MPa à 25 MPa, le rapport entre les modules d'élasticité anisotropes passe de 2,36 à 1,61, sans toutefois montrer une tendance de réduction pouvant atteindre le seuil de l'isotropie. La courbe degré d'anisotropie — pression biaxiale indique plutôt une valeur quasi-constante de 1,60 aux niveaux plus élevés de pression.

Les coefficients de Poisson anisotropes du manchon R1 sont représentés à la figure 6.26. De façon similaire au comportement manifesté par les modules d'élasticité, les coefficients de Poisson ν_1 et ν_2 sont anisotropes avec un rapport d'anisotropie qui diminue avec l'augmentation de la pression. Cependant, les valeurs obtenues sont faibles par rapport aux coefficients de Poisson déterminées selon caractérisation mécanique du granite gris (240 m) exécutée par le URL.

Il est important de souligner que les constantes élastiques anisotropes calculées à l'aide du modèle sont différentes des constantes élastiques calculées localement pour chaque rosette. Cet exercice a été réalisé pour chacun des manchons en utilisant la procédure décrite à la section 5.3. Le module d'élasticité local correspondant à la petite portion de roche sous chaque rosette est déterminé par l'équation 5.38. Le coefficient de Poisson local de chaque rosette est déterminé à partir de l'équation 5.39.

La figure 6.27 présente graphiquement les valeurs ainsi calculées de modules d'élasticité et les coefficients de Poisson locaux des rosettes A, B et C du manchon analysé.

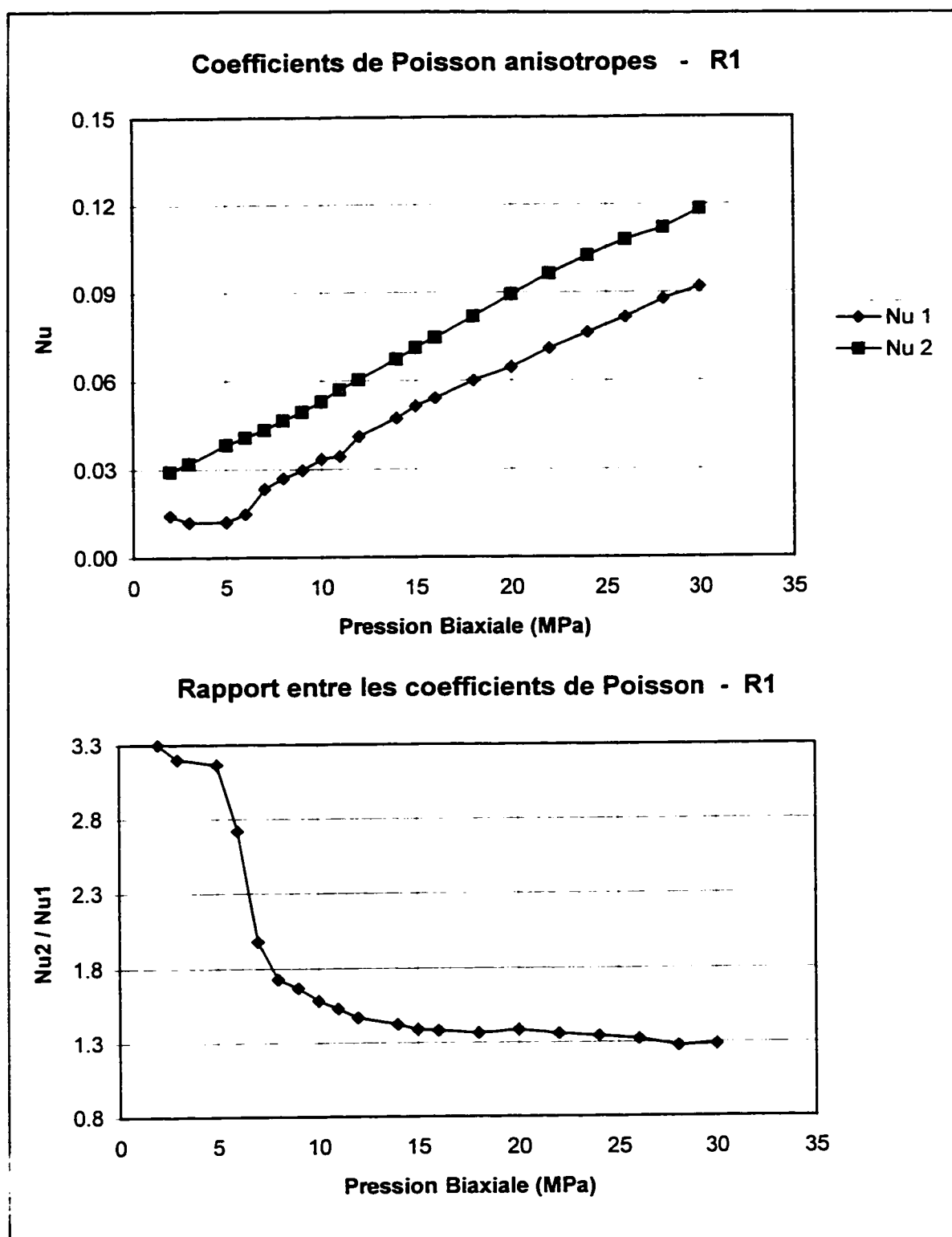


Figure 6.26 - Coefficients de Poisson anisotropes et rapport ν_1/ν_2 du manchon R1 en compression biaxiale

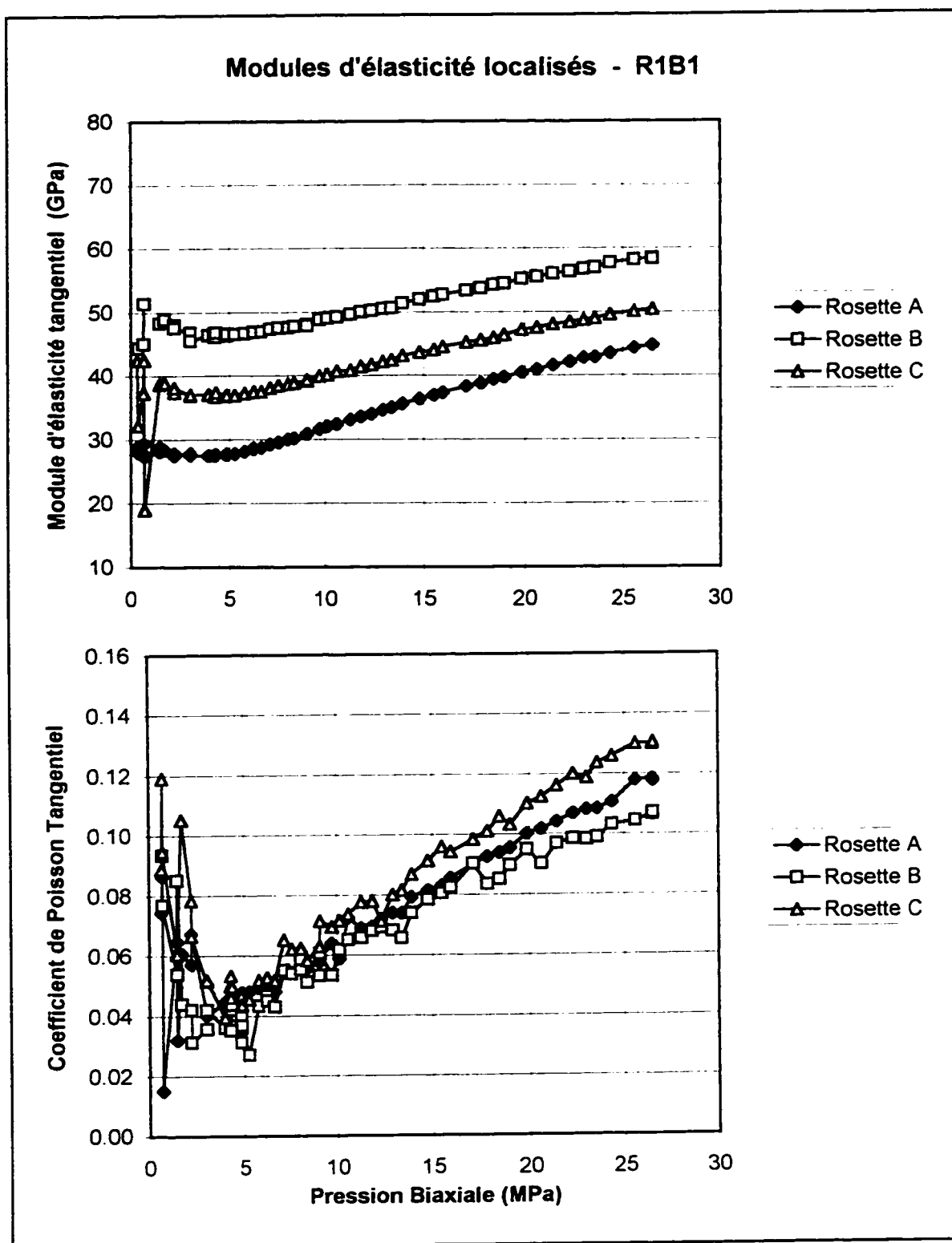


Figure 6.27 - Modules d'élasticité et coefficients de Poisson locaux des rosettes A, B et C

En plus de la dispersion des mesures en début d'essai, on y voit que malgré le même ordre de grandeur, les modules d'élasticité et coefficients de Poisson de chaque rosette ne correspondent pas aux valeurs des constantes élastiques anisotropes du manchon. Ceci signifie que les paramètres de déformabilité individuels des rosettes ne permettent pas de définir directement les constantes élastiques anisotropes du manchon, d'où l'importance de développer une méthode d'interprétation des mesures avec la cellule CSIR, tel que le modèle analytique ici proposé.

Le tableau 6.6 présente les constantes élastiques anisotropes des manchons testés en compression biaxiale. Les valeurs des paramètres de déformabilité correspondent aux valeurs calculées selon la méthode analytique pour une pression de 20 MPa.

Tableau 6.6 - Constantes élastiques anisotropes des manchons (P= 20 MPa)

Manchon	E_1 (MPa)	E_2 (MPa)	E_1/E_2	ν_1	ν_2
R1	56,5	33,3	1,70	0,06	0,09
R2	46,7	38,9	1,20	0,21	0,06
R3	50,7	42,4	1,20	0,14	0,07
R4	54,5	33,5	1,63	0,13	0,05
R5	57,3	35,9	1,60	0,21	0,08
R6	58,5	34,7	1,69	0,15	0,10
Moyenne	54,0	36,5	1,50	0,15	0,08

On constate que la plupart des valeurs ainsi calculées sont en accord avec les propriétés de déformabilité du granite gris du niveau 240 m déterminées selon la caractérisation mécanique du URL, présentée à la section 6.2.

D'une façon résumée, le AECL postule que les modules d'élasticité des plans parallèles

et perpendiculaires au plan de microfissures sont de l'ordre de 60 et 30 GPa, respectivement. Effectivement, les valeurs moyennes des modules E_1 et E_2 sécants correspondant à une pression de 20 MPa, présentés au tableau 6.6, sont égales à 54,0 et 36,5 GPa respectivement.

Il est intéressant de remarquer que, malgré le fonctionnement irrégulier de la cellule du manchon R3, le modèle analytique proposé permet la détermination des paramètres de déformabilité. Les valeurs du module d'élasticité E_1 et des coefficients de Poisson ν_1 et ν_2 sont semblables aux valeurs déterminées pour les autres manchons. Le module d'élasticité E_2 par contre, est plus élevé, avec une valeur de 42,4 GPa.

Le manchon R8, pour sa part, correspond à un cas très spécial, raison pour laquelle les paramètres de déformabilité ne sont pas présentés au tableau 6.6. D'après les résultats d'essais en compression biaxiale (annexe III), on observe que les mesures de déformation de la rosette C sont atypiques par rapport aux mesures des rosettes A et B. En effet, le calcul des modules d'élasticité et des coefficients de Poisson locaux de chaque rosette (à partir des équations 5.38 et 5.39) indique une différence de comportement significative, tel que montré au tableau 6.7.

Tableau 6.7 - Modules d'élasticité et coefficients de Poisson locaux des rosettes A, B et C du manchon R8

P (MPa)	Rosette A		Rosette B		Rosette C	
	E_A (GPa)	ν_A	E_B (GPa)	ν_B	E_C (GPa)	ν_C
5	22,7	0,01	38,0	0,07	68,6	0,32
10	27,4	0,02	41,5	0,08	76,0	0,32
15	32,5	0,04	44,9	0,08	82,8	0,32
20	37,1	0,05	48,2	0,09	88,0	0,33
25	40,1	0,05	51,1	0,11	91,3	0,33

L'impossibilité de calculer les invariants de déformations de la rosette C empêche le jugement de la qualité des mesures locales réalisées. Cependant, si on considère que les déformations de cette rosette sont fiables, on conclut que les paramètres de déformabilité locaux de la portion de roche sous la rosette C sont beaucoup plus élevés que ceux des rosettes A et B, ainsi que des valeurs typiques du granite gris (240 m). Le coefficient de Poisson égal à 0,33 ne varie presque pas avec l'augmentation de la pression biaxiale.

L'analyse des résultats d'essais en compression hydrostatique du manchon R8 (annexe IV) montre que, dans le cas de la rosette C, la déformation axiale est égale à la déformation tangentielle, c'est-à-dire qu'on a un comportement similaire à celui prévu théoriquement pour les matériaux isotropes. D'ailleurs, l'invariant des déformations axiale et tangentielle (Inv 1) de cette rosette n'est pas égal aux invariants des rosettes A et B, ce qui porte à croire au mauvais fonctionnement de la rosette C.

D'autre part, il est important de noter que, dans l'essai de compression biaxiale, les mesures de déplacements diamétraux de la cellule BDG selon les directions des rosettes A et B indiquent des modules d'élasticité semblables à ceux calculés au tableau 6.7. Toutefois, le module d'élasticité obtenu avec les mesures du palpeur selon la direction de la rosette C est beaucoup plus petit (29,7 GPa à 20 MPa de pression biaxiale) que celui présenté au tableau 6.7.

Malheureusement, une comparaison analogue dans le cas des coefficients de Poisson locaux et globaux est impossible, puisqu'on ne dispose pas des mesures de déformations axiales globales du manchon R8.

Les évidences permettent de considérer la possibilité d'un mauvais fonctionnement ou que la rosette C soit collée sur une portion de matériau non représentative du comportement général du granite gris microfissuré. En effet, si on considère la composition minéralogique présentée à la section 6.2, le granite gris du niveau 240 m est

composé de 30,2% de grains de microcline qui peuvent présenter une taille moyenne supérieure à 22 mm (Chernis, 1984). Or, les jauges de 10 mm de longueur active de la rosette C peuvent être collées précisément sur un tel grain.

Un survol de la littérature concernant les propriétés géotechniques des roches composées de K-feldspath (microcline), tels que les granodiorites et les granites, indique que ces roches possèdent des modules d'élasticité et des coefficients de Poisson aux environs de 85 GPa et 0,30, respectivement (Carmichael, 1989), qui sont près des valeurs déterminées pour les paramètres de déformabilité de la rosette C, au tableau 6.7.

Il est tout à fait raisonnable de considérer que la rosette C du manchon R8 peut donc être collée sur un grain de microcline, ou d'autre minéral, et de cette façon, le modèle analytique proposé est incapable de déterminer les constantes élastiques du manchon. Ceci représente une limite d'application de la méthode, qui, en effet, est analogue à la limite d'utilisation de la cellule CSIR dans les mesures de contraintes in situ, tel que discuté précédemment.

En ce qui concerne la détermination des coefficients de Poisson ν_1 et ν_2 des manchons, on observe à partir du tableau 6.6 que les valeurs moyennes calculées sont égales à 0,15 et 0,08, ce qui présente un contraste par rapport aux valeurs postulées par le URL, soient 0,15 et 0,25.

Toutefois, à partir des résultats présentés à la section 6.2, on remarque que les valeurs postulées par le URL sont des moyennes générales calculées à partir des déformations générées par différents types d'essai, telles que les compressions uniaxiale et triaxiale des éprouvettes cylindriques, la compression biaxiale des manchons de différentes épaisseurs, entre autres. Le type de sollicitation peut affecter les paramètres de déformabilité de la roche. De même, ces paramètres sont fonction du niveau de contrainte utilisé pour leurs calculs.

Il y a cependant un résultat contradictoire au tableau 6.6. On voit que les coefficients de Poisson des manchons R2 et R5 présentent une forte anisotropie avec $\nu_1 \gg \nu_2$, contraire à celle attendue.

En considérant les résultats d'essais en compression biaxiale (annexe III), on comprend que les valeurs calculées ne sont pas représentatives du comportement de déformation du manchon. On a, dans le cas de la rosette A du manchon R2, une déformation axiale de contraction (positive dans les courbes pression — déformation), tout à fait contradictoire à l'expansion longitudinale du manchon sous la sollicitation de compression radiale. D'ailleurs, les déformations axiales globales mesurées avec les DCDT sont toujours d'expansion selon les directions des rosettes A, B et C.

Il est important de mentionner que cette réponse axiale atypique affecte directement les calculs des coefficients de Poisson, sans pourtant influencer les calculs de la direction du plan isotrope du manchon, puisque les sinusoïdes de déformations axiales locales (CSIR) et globales (DCDT) indiquent des valeurs semblables de α , tel que présenté au tableau 6.4.

À titre de comparaison, on a utilisé la méthode analytique proposée afin de déterminer les paramètres d'orientation et les constantes élastiques anisotropes, en considérant les résultats des essais en compression biaxiale des divers manchons de granite gris du niveau 240 m, réalisées par le URL. Le tableau 6.8 présente les valeurs calculées selon la méthode analytique.

Les modules d'élasticité E_1 et E_2 moyens sont égaux à 52,8 et 41,6 GPa respectivement. Les coefficients de Poisson ν_1 et ν_2 moyens correspondent à 0,12 et 0,14. Encore ici, on signale la concordance avec les valeurs déterminées à partir des résultats d'essais en compression biaxiale des manchons réalisées dans le présent travail.

Tableau 6.8 - Paramètres d'orientation et constantes élastiques anisotropes des manchons testés par le URL (P= 20 MPa)

Manchon	α (degrés)	β (degrés)	E_1 (GPa)	E_2 (GPa)	ν_1	ν_2
209-056-OC1 TD 12,87 m	55,0	82,5	57,2	40,8	0,11	0,13
209-056-OC1 TD 13,94 m	65,0	47,5	55,7	38,4	0,09	0,16
210-053-OC2 TD 12,23 m	52,5	82,5	52,4	46,4	0,18	0,18
210-053-OC2 TD 12,70 m	35,0	80,0	54,9	43,8	0,13	0,13
210-053-OC2 TD 14,45 m	22,5	47,5	46,9	39,2	0,05	0,08
210-053-OC2 TD 16,99 m	62,5	30,0	49,5	41,2	0,16	0,16
Moyenne			52,77	41,63	0,12	0,14

6.7 Considérations finales

L'analyse des résultats des essais en compression biaxiale et hydrostatique indique que les manchons de granite gris possèdent un comportement de déformation non linéaire, élastique et anisotrope.

La non linéarité des courbes pression — déformation est plus prononcée à des faibles niveaux de pression et elle devient négligeable avec l'augmentation de la sollicitation. Ceci est un effet de la présence de microfissures dans la structure de la roche qui se ferment graduellement avec l'augmentation de pression.

D'autre part, l'anisotropie persiste de façon prononcée à des niveaux élevés de pression. On remarque une réduction du degré d'anisotropie, qui tend vers un seuil, avec l'augmentation de pression. Si on peut négliger la non linéarité à des pressions élevées, ceci est impossible dans le cas de l'anisotropie de déformation.

Les manchons testés sont anisotropes et les résultats d'essais en compression hydrostatique confirment l'existence d'une anisotropie intrinsèque à la structure de la roche, d'où la conclusion que les microfissures sont orientées dans une direction préférentielle, donc pas du tout distribuées de façon aléatoire dans la masse solide du manchon. À son échelle, soit l'échelle globale, le manchon est anisotrope.

Le comportement de déformation local indiqué par les mesures de la cellule CSIR présente les mêmes tendances générales que le comportement de déformation global du manchon, obtenu à partir des mesures de la cellule BDG et des DCDT. En effet, les déformations des petites portions de roche sous les rosettes sont associées aux déformations globales à l'échelle du manchon, ce qui supporte expérimentalement le concept de base du modèle analytique proposé pour la détermination des paramètres d'anisotropie de la roche.

La méthode analytique permet la détermination de la direction et du pendage du plan d'isotropie qui contient les microfissures orientées préférentiellement dans le manchon transversalement isotrope.

À partir des mesures locales de la cellule CSIR comme à partir des mesures globales de la cellule BDG et des DCDT, les valeurs de la direction du plan isotrope, calculées selon la méthode analytique, sont semblables. La comparaison des paramètres d'orientation calculés avec les mesures de la cellule CSIR en compression biaxiale et en compression hydrostatique indique aussi des valeurs semblables.

Effectivement, le plan isotrope détecté à partir des mesures locales de la cellule CSIR est

également identifié par les mesures globales de la cellule BDG et des DCDT. De plus, les paramètres d'orientation ainsi obtenus varient peu avec l'augmentation de pression. Ceci signifie que même avec les mécanismes de fermeture progressive des microfissures, la présence de ces dernières dans la direction préférentielle est toujours détectée.

Par contre, les constantes élastiques anisotropes varient avec l'augmentation de la pression. Le modèle analytique considère la non linéarité du comportement de déformation en calculant plusieurs modules d'élasticité sécants qui varient avec la pression biaxiale appliquée au manchon. Cette procédure est similaire à celle proposée par Aggson (1977) et utilisée par Gonano & Sharp (1983) dans les cas de roches non linéaires et anisotropes.

Tel que discuté précédemment, cette façon de traiter la non linéarité ne peut pas être considérée comme une solution rigoureuse, surtout à des faibles niveaux de pression, où on remarque que la non linéarité est plus prononcée. Toutefois, tout en étant une solution approximative, elle permet la considération de la non linéarité dans les calculs des paramètres de déformabilité anisotropes. Les modules d'élasticité anisotropes des manchons déterminés à partir du modèle analytique sont du même ordre de grandeur que ceux postulés par le URL, selon la caractérisation mécanique du granite gris du niveau 240 m.

La méthode analytique proposée permet d'évaluer les paramètres anisotropes de déformabilité du granite gris du niveau 240 m à partir des mesures avec la cellule CSIR des manchons. Cette évaluation concorde particulièrement bien pour les modules d'élasticité avec celle de URL. Les différences plus importantes apparaissent pour les coefficients de Poisson, probablement dues au type de sollicitation utilisée par le URL.

Dans le cadre d'une mesure de contraintes in situ au niveau 240 m du URL, les manchons récupérés lors d'essai en place, endommagés ou non par les processus de forage, peuvent être soumis à un seul et simple essai de rechargement conventionnel afin

de déterminer les paramètres de déformabilité. L'application de la méthode analytique aux résultats des essais permet de vérifier la présence ou non de microfissures orientées selon une direction préférentielle, même quand la microfissuration est invisible à l'oeil nu.

De plus, la méthode permet de déterminer la direction et le pendage du plan de symétrie qui contient les microfissures, ainsi que les constantes élastiques anisotropes, en fonction de la pression biaxiale appliquée. Les paramètres d'anisotropie ainsi obtenus sont insérés dans un modèle d'interprétation des mesures de contraintes in situ qui doit être choisi parmi les différents modèles présentés au chapitre 2.

Il est important de remarquer que pour un cas où le manchon possède un plan isotrope dont le pendage est différent de 0° ou 90° , les modèles anisotropes de van Heerden (1983) et de Gonano & Sharp (1983) ne sont pas applicables.

La méthode de Corthésy et al. (1993f), malgré qu'elle appartienne à la catégorie des modèles d'interprétation "hétérogènes" non linéaires et anisotropes, n'est pas applicable non plus. On souligne que ce modèle considère un comportement de déformation idéal à l'échelle du manchon, ce qui, d'après les analyses réalisées, ne correspond pas au comportement des manchons de granite gris du niveau 240 m. De plus, cette méthode utilise les valeurs de pseudo-constantes élastiques anisotropes qui sont obtenues à partir d'une campagne d'essais beaucoup plus laborieuse, puisque sont nécessaires deux types différents de sollicitation du matériau, soit la compression triaxiale et la compression uniaxiale des manchons.

Alors, le choix naturel correspond au modèle d'interprétation linéaire et anisotrope proposé par Amadei (1983a, 1984a, 1985), avec l'avantage de considérer l'effet de la non linéarité sur le calcul des contraintes in situ à partir des paramètres de déformabilité sécants en fonction de la pression, tel que déterminés par la méthode analytique proposée.

CHAPITRE 7

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

L'objectif général de la présente thèse a été d'apporter une contribution au domaine complexe de la mesure de contraintes in situ des massifs rocheux.

Après une revue exhaustive de la littérature, l'analyse des informations permet tout d'abord quelques commentaires à titre de conclusion :

- la technique de la cellule triaxiale CSIR se montre avantageuse pour la détermination du tenseur tridimensionnel de contraintes in situ des massifs rocheux ;
- la méthode intégrée de mesures de contraintes et de détermination des paramètres de déformabilité est recommandée pour la minimisation du problème concernant la représentativité de la roche et l'effet d'un potentiel endommagement du manchon lors de la mesure en place ;
- la cellule triaxiale CSIR doit correspondre à la version de rosettes à 4 jauges modifiée afin de permettre la lecture des mesures en continu, étant donné que la courbe des déformations récupérées est un indicateur de la qualité d'essai en place ; ainsi, les mesures redondantes des rosettes à 4 jauges offre la possibilité d'un traitement statistique qui réduit l'effet des erreurs expérimentales sur le calcul des contraintes in situ ;
- la présence de microfissures intrinsèques et induites par contraintes dans la

structure du manchon peut introduire des caractéristiques anisotropes et non linéaires au comportement de déformation de la roche ;

- l'anisotropie, la non linéarité et l'hétérogénéité de la roche à l'échelle de la mesure (jauge) affectent les mesures des déformations de la cellule CSIR ;
- le modèle d'interprétation conventionnel, amélioré ou non, des mesures avec la cellule CSIR ne considère qu'un comportement mécanique idéal de la roche postulée homogène, d'où la présence d'erreurs significatives dans l'évaluation des contraintes in situ des roches microfissurées, isotropes ou anisotropes ;
- les modèles d'interprétation non conventionnels sont capables de considérer, une à la fois, l'anisotropie et la non linéarité de la roche postulée homogène, à l'exception (i) du modèle de Gonano & Sharp (1983) qui considère simultanément ces deux caractéristiques non idéales, mais d'une façon approximative et (ii) de la méthode de Corthésy et al. (1993f) qui considère la micro hétérogénéité, la non linéarité et une pseudo-anisotropie de la portion de roche localisée sous les rosettes de la cellule CSIR, mais le manchon demeure toujours isotrope, linéaire et homogène ;

De plus, il a été constaté que malgré le comportement de déformation anisotrope de la majorité des roches, aucune méthode n'est proposée pour l'évaluation des caractéristiques de l'anisotropie à partir des mesures des manchons de roche classe A et classe B avec les plans de symétrie selon une orientation quelconque.

Cette constatation a incité le développement d'une méthode analytique capable d'interpréter le comportement de déformation non idéal des manchons sous une sollicitation simple et rapide en profitant des mesures avec la cellule CSIR. Ceci est devenu l'objectif majeur et, finalement, la contribution originale de la présente thèse.

Plusieurs étapes ont été franchies pour en arriver à l'objectif, entre autres, les contributions originales suivantes :

- (i) Développement de la méthode analytique ;
- (ii) Analyses d'impact des hypothèses du modèle à partir de la théorie d'élasticité des milieux anisotropes (Lekhnitskii, 1963, 1968) et des simulations par éléments finis ;
- (iii) Réalisation d'essais de rechargement de manchons avec le monitoring simultané des déformations locales mesurées avec la cellule CSIR et des déformations globales mesurées avec la cellule BDG et les six DCDT ;
- (iv) Évaluation du comportement de la roche aux échelles de la mesure des déformations (cellule CSIR) et de la mesure des paramètres de déformabilité et des contraintes in situ (manchon) ;
- (iv) Exécution d'essais en compression hydrostatique sur l'ensemble manchon — cellule CSIR, afin d'identifier l'existence d'une anisotropie apparente potentiellement générée par la sollicitation non hydrostatique de l'essai de rechargement conventionnel du manchon.

Théoriquement, la méthode analytique développée permet la détermination des paramètres d'orientation et des constantes élastiques de manchons transversalement isotropes soumis à un essai de compression biaxiale, à partir des déformations mesurées avec la cellule CSIR.

Expérimentalement, les résultats d'essais réalisés sur les manchons de granite gris du niveau 240 m du URL ont conduit, avec la méthode analytique proposée, à des valeurs similaires à celle obtenues par le URL.

La méthode analytique proposée possède des avantages intrinsèques, soient,

- la détermination de tous les paramètres d'anisotropie de manchons transversalement isotropes de classe A et classe B à partir des mesures avec la cellule CSIR lors d'un seul essai de compression biaxiale non destructif ;
- la même cellule CSIR du même manchon, endommagé ou non par les processus de forage et surcarottage de la technique de mesure des contraintes in situ, sont utilisées lors de la détermination des paramètres de déformabilité de la roche ;
- la cellule CSIR suffit pour la mesure des déformations exigées par la méthode analytique ; aucun capteur additionnel n'est nécessaire ;
- la cellule CSIR non récupérable est utilisée au minimum deux fois, c'est-à-dire lors d'essai de mesures de contraintes in situ et lors d'essai de détermination des paramètres d'anisotropie ;
- les paramètres d'orientation et les constantes élastiques anisotropes sont calculées à partir des déformations générées par la même sollicitation, soit un seul essai de compression biaxiale ;
- l'essai de compression biaxiale ne requiert pas une préparation spéciale des manchons récupérés lors d'essai de mesure de contraintes in situ.

De plus, la méthode analytique présente quelques avantages potentiels, puisqu'elle est :

- facilement adaptable aux mesures avec la cellule BDG ; cependant, l'obtention du pendage des plans isotropes et des valeurs des coefficients de Poisson exige un autre capteur capable de mesurer les déformations axiales et de cisaillement ;

- facilement adaptable aux mesures avec la cellule CSIRO et la cellule de Liège.

D'après le développement théorique de la méthode, il est important de souligner qu'elle doit être appliquée aux roches faiblement ou modérément anisotropes dans lesquelles le degré d'anisotropie maximal est d'environ 2. L'hypothèse de Saint-Venant est requise. Tel que présenté au chapitre 5, un degré d'anisotropie égal à 2 permet l'hypothèse d'une distribution de contraintes à l'intérieur du manchon anisotrope similaire à celle du manchon isotrope sans l'introduction d'erreurs trop importantes.

L'autre aspect important correspond à la façon de traiter la non linéarité des manchons. On signale que le principe de superposition utilisé n'est pas valide, d'une façon rigoureuse, dans les cas de matériaux non linéaires. Toutefois, la méthode analytique permet la considération de la non linéarité d'une façon approximative et ceci correspond à une certaine compensation de cet effet lors de l'interprétation des mesures de contraintes in situ à partir de modèles linéaires anisotropes rigoureux, tel que celui proposé par Amadei (1983a, 1984a, 1985).

Finalement, il est important de mentionner que la présente thèse n'a pas la prétention d'avoir résolu la complexe question concernant la détermination des paramètres de déformabilité des manchons de comportement non idéal. Afin de poursuivre les efforts dans ce domaine, quelques suggestions de travaux de recherche futurs sont présentées :

- la vérification expérimentale de la méthode analytique en considérant un matériau naturel ou artificiel dont les propriétés d'anisotropie sont complètement connues ;
- l'application de la méthode analytique à d'autres types de roches, surtout les roches sédimentaires ou métamorphiques avec les plans de symétrie visibles ;
- l'extension de la méthode analytique aux roches orthotropes ;

- l'introduction d'une procédure d'itération permettant le calcul de contraintes à l'intérieur du manchon selon la solution mathématique de Lekhnitskii (1968) pour un anneau anisotrope ;
- la généralisation de la méthode de calcul au cas où le module de cisaillement G_2 ne vérifie pas l'hypothèse de Saint-Venant ;
- l'adaptation de la méthode mathématique au cas des mesures réalisées avec trois rosettes à quatre jauges collées à 120° sur le périmètre de cylindres solides ;
- l'analyse des effets de la non linéarité et de l'anisotropie sur la distribution de contraintes dans les manchons de forte anisotropie .

RÉFÉRENCES

AADNOY, B.S. (1988). Modelling of the stability of highly inclined boreholes in anisotropic rock formations. SPE Drilling Engineering, Sept., pp. 259-268.

ADAMS, L.H.; WILLIAMSON, E.D. (1923). On the compressibility of minerals and rocks at high pressure. J. Franklin Inst., Vol.195, pp. 475-529.

AGGSON, J.R. (1977). Test procedures for nonlinearly elastic stress-relief overcores. U.S. Bureau of Mines Report of Investigation, RI 8251, 9 pp.

AGGSON, J.R.; KIM, K. (1987). Analysis of hydraulic fracturing pressure histories: A comparison of five methods used to identify shut-in pressure. Int. J. of Rock Mech. and Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.24, No 1, pp. 75-80.

ALEXANDER, C.G. (1960). Field and laboratory test in rock mechanics. Proc. 3rd Australian-New Zealand Conference on Soil Mechanics, pp. 161-168.

ALEXANDROV, K.S.; BELIKOV, B.P.; RYZOVA, T.V. (1966). Calcul des constantes élastiques des roches d'après leur composition minéralogique. Izer. Avad. Nauk. SSSR Serija Geologices Kaja, URSS, No 2, Traduction du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, 67.T.90.

ALLIROT, D.; BOEHLER, J.-P.; SAWCZUK, A. (1977). Irreversible deformations of an anisotropic rock under hydrostatic pressure. Int. J. of Rock Mech. and Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.14, pp. 77-83.

AMADEI, B. (1983a). Rock anisotropy and the theory of stress measurements. Lecture Notes in Engineering, C.A. Bubbia & S.A. Orszag eds, Springer Verlag, Germany, 386 pp.

AMADEI, B. (1983b). Number of boreholes to measure the state of stress in-situ by overcoring. Proc. 24th U.S. Symp. on Rock Mechanics, pp. 87-98.

AMADEI, B. (1984a). In situ stress measurements in anisotropic rocks. Int. J. of Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.21, No 6, pp. 327-338.

AMADEI, B. (1984b). Underground excavations in anisotropic rock masses. Proc. of the ISRM Symp., Cambridge, Paper No 4, 10 pp.

AMADEI, B. (1984c). Discussion of paper by W.L. van Heerden, "Stress-strain relations applicable to overcoring techniques in transversely isotropic rocks", Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.20, No 6, pp. 277-282 (1983). Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.21, No 4, p.229.

AMADEI, B. (1984d). Measurement of anisotropic elastic properties using the CSIRO and CSIR cell. Report to Atomic Energy of Canada limited, AECL.

AMADEI, B. (1985). Applicability of the theory of hollow inclusions for overcoring stress measurements in rock. Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol.18, pp. 107-130.

AMADEI, B. (1986). Analysis of the data obtained with the CSIRO cell in anisotropic rock masses. CSIRO Division of Geomechanics, Technical Report, No 141.

AMADEI, B. (1996). Importance of anisotropy when estimating and measuring in situ stress in rock. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech Abstr., Vol.33, No 3, pp. 293-

325.

AMADEI, B.; GOODMAN, R.E. (1982). The influence of rock anisotropy on stress measurements by overcoring techniques. Rock Mechanics, Vol. 15, pp. 167-180.

AMADEI, B.; ROGERS, J.D.; GOODMAN, R.E. (1983). Elastic constants and tensile strength of anisotropic rocks. Proc. 5th Int. Congr. Rock Mech., Melbourne, pp. A189-A196.

AMADEI, B.; JONHSON, T. (1984). Tensile strength of anisotropic rocks measured with the splitting tension test. Proc. 12th Southeastern Conf. Theoret. Appl. Mech., Vol.1, pp. 152-159.

ANNOR, A.; JACKSON, R. (1986). Mechanical and thermomechanical behaviour of Lac du Bonnet granite: some laboratory observations. Proc. of the 2nd Int. Conference on Radioactive Waste Management, Winnipeg, pp. 311-318.

ANNOR, A.; JACKSON, R. (1987). Mechanical, thermomechanical and joint properties of rock samples from Lac du Bonnet batholith, Manitoba. Canada Centre for Mineral and Energy Technology Mining Research Laboratories Divisional Report, MRL 87-52 (Int).

ARJANG, B. (1988). Pre-mining ground stresses at some hard rock mines in the canadian shiel. Proc. 29 U.S. Symp. on Rock Mech., Minneapolis, pp. 719-551.

ASTM (1988). Annual Book of ASTM Standards. Vol.04.08, 1296p.

AVALLONE, E.A.; BAUMEISTER III, T. (1987). Marks Standard Handbook for Mechanical Engineers, 9th ed., Ed. McGraw Hill, New York.

AZZAM, R.; BOCK, H. (1987a). Recoverable sensor for measurement of tangential

strain at borehole walls - a key component in some innovative borehole instrumentation. Proc. 2nd Int. Symposium of Field Measurements in Geomechanics, Kobe, Vol.1, pp. 98-111.

AZZAM, R., BOCK, H. (1987b). A new modified borehole jack for stiff rock. Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol.20, pp. 191-211.

BARDEN, L. (1963). Stresses and displacements in a cross-anisotropic soil. Géotechnique, Vol.13, No 1, pp. 198-210.

BARLA, G. (1974). Rock anisotropy. Theory and laboratory testing. Rock Mechanics, ed. L. Muller, pp. 131-169.

BARLA, G.; WANE, M.T. (1969). Stress-relief method in anisotropic rocks by means of gauges applied to the end of a borehole. Proc. annual Meeting of the American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers, Washington, Soc. Min. Eng. of AIME, 25p.

BARLA, G.; WANE, M.T. (1970). Stress relief method in anisotropic rocks by means of gauges applied to the end of a borehole. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol.7, pp. 171-182.

BASS, J.; SCHMITT, D., AHRENS, T. (1986). Holographic in situ stress measurements. Geophys. J. R. Astron. Soc., Vol. 85, pp. 13-41.

BATUGIN, S.A.; NIRENBURG, R.K. (1972). Approximate relation between the elastic constants of anisotropic rocks and the anisotropy parameters. Soviet Mining Science, Vol.8, No.1, pp. 5-8.

BECKER, R.M. (1968). An anisotropic elastic solution for testing stress relief cores.

U.S.Bureau of Mines Report of Investigation RI 7143, 15p.

BECKER, R.M.; HOOKER, V.E. (1967). Some anisotropic considerations in rock stress determinations. U.S.Bureau of Mines Report of Investigation RI 6965, 23p.

BECKER, R.M.; HOOKER, V.E. (1969). A method of determining in situ stress in anisotropic rock. Trans. AIME, Vol. 224, pp. 436-445.

BELL, J.S.; GOUGH, D.I. (1979). Northeast - southwest compressive stress in Alberta: Evidence from oil wells. Earth Planet Sci., No 45, pp. 475-482.

BERAN, M.; MOLYNEUX, J. (1965). Use of the classical variational principles to determine the bounds for the effective bulk modulus in heterogeneous media. Nuovo Cim., Vol.24, No 2, pp. 107-118.

BERRY, D.S. (1968). The theory of stress determination by means of stress relief techniques in a transversely isotropic medium. Technical Report No 5-68, Missouri River Division Corps of Engineers, Omaha, Nebraska, 36p.

BERRY, D.S. (1970). The theory of determination of stress changes in a transversely isotropic medium using an instrumented cylindrical inclusion. Technical Report No. MRD-1-70, Missouri River Division Corps of Engineers, Omaha, Nebraska.

BERRY, D.S.; FAIRHURST, C. (1966). Influence of rock anisotropy and time-dependent deformation on the stress-relief and high-modulus inclusion techniques of in situ stress determination. Testing Techniques for Rock Mechanics, ASTM, STP.402, Am. Soc. Testing Mats, pp. 190-206.

BERRY, P.; CREA, G.; MARTINO, D.; RIBACCHI, R. (1974). The influence of fabric on the deformability of anisotropic rocks. Proc. 3rd Int. Congr. ISRM, Denver, Theme

1, Vol.III, Part A, pp. 105-110.

BERTRAND, L.; DURAND, E. (1983). Mesures de contraintes in situ: Comparaison de différentes méthodes. Symp. Int. Essais en Place, Paris, Vol.2, pp. 449-470.

BICKEL, D.L. (1985). Overcoring equipment and techniques used in rock stress determination (An update of IC 8618). U.S.Bureau of Mines, IC 9013, 27p.

BICKEL, D.L. (1993). Rock stress determination from overcoring - An overview. U.S.Bureau of Mines Bulletin 694, 146p.

BIENIAWSKI, Z.T. (1967). Mechanism of brittle fracture of rock - Part I, II, III. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol.4, pp. 171-182, 407-423, 425-430.

BIENIAWSKI, Z.T.; DENKHAUS, H.G. (1966). The triaxial state of stress in rock. Proc. 8th Conference of the Int. Bureau for Rock Mechanics, Leipzig.

BIENIAWSKI, Z.T. (1978). A critical assessment of selected in situ tests for rock mass deformability and stress measurements. Proc. 19th Symposium on Rock Mechanics, University of Nevada, Vol.1, pp. 523-529.

BIOT, M. A. (1974). Exact simplified non-linear stress and fracture analyses around cavities in rock. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.11, pp. 261-266.

BLACKWOOD, R.L. (1978). Diagnostic stress-relief curves in stress measurement by overcoring. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.15, pp. 205-209.

BOCK, H. (1986). In situ validation of the borehole slotting stressmeter. Proc. Int. Symp. Rock Stresses and Rock Stress Measurements, Stockholm, pp. 261-270.

BOCK, H. (1988). Stress induced microcracks in borehole wall as detected by the conjunctive use of two innovative borehole instruments. Proc. 29th U. S. Symp. on Rock Mech., Minneapolis, pp. 587-595.

BOCK, H. (1993). Measuring in situ rock stress by borehole slotting. Comprehensive Rock Engineering - Principles, Practice & Projects, ed. J.A. Hudson, Vol.3, pp. 433-443.

BOCK, H.; FORURIA, V. (1984). A recoverable borehole slotting instrument for in situ stress measurements in rock; not requiring overcoring. Proc. Int. Symp. on Field Measurements in Geomechanics, Zurich, Vol.1, pp. 15-29.

BONNECHÈRE, J.F. (1969). La cellule "Université de Liège" de mesure des déformations d'un forage. Proc. Int. Symp. on the Determination of Stress in Rock Masses, Lisbon, Paper No 12, pp. 300-306.

BONNECHÈRE, J.F. (1971). Contribution à la détermination de l'état de contrainte des massifs rocheux. Thèse de doctorat, Faculté des Sciences Appliquées, Liège.

BONNECHÈRE, J.F.; FAIRHURST, C. (1968). Determination of the regional stress field from "doorstopper" measurements. J. S. African Inst. Min. Metall., Vol.68, No 12, pp 520-544.

BONNECHÈRE, J.F.; FAIRHURST, C. (1969). Determination of the regional stress field from "doorstopper" measurements. Proc. Int. Symp. on the Determination of Stress in Rock Masses, Lisbon, pp. 307-333.

BONNECHÈRE, J.F.; CORNET, F.H. (1977). In situ stress measurements with a borehole deformation cell. Proc. Int. Symp. on Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, Vol.1, pp. 151-159.

BONVALLET, J.; DEJEAN, M. (1977). Flat jack test and determination of mechanical characteristics. Proc. Int. Symp. on Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, Vol.1, pp. 325-333.

BORSETTO, M.; MARTINETTI, S.; RIBACCHI, R. (1984). Interpretation of in situ stress measurements in anisotropic rocks with the doorstopper method. Rock Mech. and Rock Engng., Vol.17, pp. 167-182.

BOWLING, A.J. (1976). Surface rock stress measurement with a new cylindrical jack. The Institute of Eng. of Australia, Nat. Conf. Publication 76/4, pp. 7-11.

BRACE, W.F. (1964a). Brittle fracture of rocks. State of Stress in the Earth's Crust, ed. W.R. Judd, Elsevier, N. York, pp. 111-180.

BRACE, W.F. (1964b). Effect of pressure on electric-resistance strain gages. Experimental Mechanics, pp. 212-216.

BRACE, W.F. (1965a). Some new measurements of linear compressibility of rocks. J. Geophys. Res., Vol.70, pp. 391-398.

BRACE, W.F. (1965b). Relation of elastic properties of rocks to fabric. J. Geophys. Res., Vol.70, pp. 5657-5667.

BRACE, W.F.; BOMBOLAKIS, E.G. (1963). A note on brittle crack growth in compression. J. Geophys. Res., Vol.68, pp. 3709-3713.

BRACE, W.F.; BYERLEE, J.D. (1967). Recent experimental studies of brittle fracture in rocks. Proc. of 8th Symp. on Rock Mech., Minneapolis, pp. 58-81.

BRACE, W.F.; PAUDING, B.W.; SCHOLZ, C. (1966). Dilatancy in the fracture of

crystalline rocks. J. Geophys. Res., Vol.71 (16), pp. 3939-3953.

BRACE, W.F.; SILVER, E.; HADLEY, K.; GOETZE, C. (1972). Cracks and pores: a closer look. Science, Vol.178, pp. 162-164.

BRADY, B.H.G.; BROWN, E.T. (1993). Rock Mechanics for Underground Mining, Chapman & Hall, London, 571 p.

BRADY, B.T. (1969). The nonlinear mechanical behavior of brittle rock. Part I - Stress-Strain behavior during regions I and II. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol.6, pp. 211-225.

BROWN, A.; SOONAWALA, N.M.; EVERITT, R.A.; KAMINENI, D.C. (1989b). Geology and geophysics of the underground research laboratory site, Lac du Bonnet batholith, Manitoba. Can. J. of Earth Sci., Vol.26, pp. 404-425.

BROWN, E.T.; BRAY, J.W.; SANTARELLI, F.J. (1989a). Influence of stress-depenent elastic modduli on stress an strains around axisimmetric boreholes. Rock Mech. and Rock Engng., Vol.22, pp. 184-203.

BUDIANSKY, B.; O'CONNELL, R.J. (1976). Elastic moduli of a cracked solid. Int. J. Solids Structures, Vol.12, pp. 81-97.

CAI, M.; BLACKWOOD, R.L. (1991). Technique for the recovery and reuse of CSIRO hollow inclusion cells. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.28, pp. 225-229.

CARMICHAEL, R.S. (1989). Practical Handbook of Physical Properties of Rocks and Minerals, 1st ed., CRC Press inc., Boca Ralton, Florida, 1273 p.

CHANDLER, N.; MARTIN, D. (1994). The influence of near surface faults on in situ

stress in the canadian shield. Proc. 1st North American Rock Mech. Symp., Austin, pp. 369-376.

CHARLEZ, P.; SALEH, K.; DESPAX, D.; JULIEN, P. (1986). A new way to determine the state of stress and the elastic characteristics of rock masses. Proc. Int. Symp. Rock Stresses and Rock Stress Measurements, Stockholm, pp. 49-53.

CHERNIS, P.J. (1984). Comparison of the pore-microcrack structure of shallow and deep samples of the Lac du Bonnet granite. AECL Technical Record TR-223, Chalk River, Ontario, 20p.

CHRISTIANSSON, R.; INGEVALD, K.; JULIEN, P. (1989). New equipment for in situ stress measurements by mean of overcoring. Proc. Int. Tunneling Assoc., Toronto, pp. 49-53.

COOK, N.E.; KO, H.Y.; GERSTLE, K.H. (1978). Variability and anisotropy of mechanical properties of the Pittsburg coal seam. Rock Mechanics, Vol.11, pp. 3-18.

COOK, N.G.W. (1970). An experiment proving that diltancy is a pervasive volumetric property of brittle rock loaded to failure. Rock Mech., Vol.2, pp. 181-188.

CORNET, F.H. (1986). Stress determination from hydraulic tests on preexisting fractures - the HTPF method. Proc. Int. Symp. Rock Stresses and Rock Stress Measurements, Stockholm, pp. 301-312.

CORNET, F.H. (1988). Two examples of stress measurements by the H.T.P.F. method. Proc. 29th U. S. Symp. on Rock Mech., Minneapolis, pp. 615-623.

CORNET, F.H. (1993a). Stresses in rock and rock masses. Comprehensive Rock Engineering - Principles, Practice & Projects, ed. J.A. Hudson, Vol.3, pp. 297-327.

CORNET, F.H. (1993b). The HTPF and the integrated stress determination methods. Comprehensive Rock Engineering - Principles, Practice & Projects, ed. J.A. Hudson, Vol.3, pp. 413-432.

CORNET, F.H.; MOSNIER, J.; YIN, J. (1990). Large scale determination of the regional field in a granitic rock mass. Proc. 1st Workshop on Scale Effects in Rock Masses, Loen.

CORNET, F.H.; VALETTE, B. (1984). In situ stress determination from hydraulic injection test data. J. Geophys. Res., Vol.89, pp. 11527-11537.

CORTHÉSY, R. (1982). Développement d'une méthode analytique d'interprétation des mesures de pressions de terrains par la technique du "doorstopper" pour des roches anisotropes et non linéaires. Mémoire de maîtrise, Département de génie minéral, École Polytechnique de Montréal, 66 p.

CORTHÉSY, R. (1989). La mesure des contraintes dans le sel. Thèse de doctorat, Département de génie minéral, École Polytechnique de Montréal, 442 p.

CORTHÉSY, R.; GILL, D.E. (1990a). The modified doorstopper cell stress measuring technique. Proc. of the special Conference on stress in underground structures, ed. CANMET, pp. 23-32.

CORTHÉSY, R.; GILL, D.E. (1990b). A nouvel approach to stress measurements in rock salt. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.27, pp. 95-107.

CORTHÉSY, R.; GILL, D.E. (1990c). An integrated approach to rock stress measurements using the doorstopper cell. Proc. 43rd Canadian Geotechnical Conference, Vol.2, pp. 463-469.

CORTHÉSY, R.; GILL, D.E. (1991). The influence of anisotropy and non linearity on

stress measurements. Proc. 7th Int. Congr. ISRM, Aachen, pp. 451-454.

CORTHÉSY, R.; GILL, D.E.; LEITE, M.H. (1991). The effect of heterogeneity on pointwise stress measurements. Proc. 3rd Int. Conf. on Residual Stress, Kyoto, pp. 405-410.

CORTHÉSY, R.; GILL, D.E.; OUELLET, J. (1993a). Méthodes de mesure des contraintes dans les massifs des roches dures. Publ. Centre de Recherches Minérales, CRM, Québec, 101p.

CORTHÉSY, R.; LEITE, M.H.; HE, G.; GILL, D.E. (1993b). The RPR method for the doorstopper technique: Four or six stress components from one or two boreholes. Rapport technique EMT/RT-93/14, École Polytechnique de Montréal, 49p.

CORTHÉSY, R.; GILL, D.E.; LEITE, M.H. (1993c). An integrated approach to rock stress measurements in anisotropic non linear elastic rock. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.30, No 4, pp. 395-411.

CORTHÉSY, R.; GILL, D.E.; LEITE, M.H. (1993d). Stress measurements and micro-heterogeneity effects. Proc. 2nd Workshop on Scale Effects, Lisbon, pp. 295-302.

CORTHÉSY, R.; GILL, D.E.; LEITE, M.H. (1993e). Stress measurements in high-stress zones using the modified doorstopper technique. Can. Geotech. J., Vol.30, pp. 991-1002.

CORTHÉSY, R.; GILL, D.E.; LEITE, M.H. (1993f). Re-interpretation of triaxial CSIR cell stress measurements including the non linear elastic and anisotropy rock behaviour. Report to Atomic Energy of Canada Limited Research Company, Département de génie minéral, École Polytechnique de Montréal.

COX, J.W. (1970). The high resolution dipmeter reveals dip related borehole and

deformation characteristics. Proc. 11th Annual Logging Symp., Soc. of Prof. Well Log. Anal., Calgary.

CRAMPIN, S.; CHESNOKO, E.M.; HIPKIN, R.F. (1984). Seismic anisotropy - the state of the art:II. Geophys. J. R. Astron. Soc., Vol.76, pp. 1-16.

CUISAT, F.D.; HAIMSON, B.C. (1992). Scale effects in rock mass stress measurements. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.28, No 2, pp. 99-117.

CYRUL, T. (1983). Notes on stress determination in heterogeneous rocks. Proc. Int. Symp. on Field Measurements in Geomechanics, Zurich, Vol.1, pp. 59-70.

DALLY, J.M.; RILEY, W.F. (1965). Experimental Stress Analysis, McGraw Hill, New York, 520 p.

DAVIES, O.L. (1957). Statistical methods in research and production. Oliver and Boyd, London, 3rd ed.

DAYRE, M. (1970). Lois de rupture d'un schiste ardosier présentant une linéation dans le plan de schistosité. Proc. 2nd ISRM Congr., Belgrade, pp. 3-78.

DEAN, A.H.; BEATTY, R.A. (1968). Rock stress measurements using cylindrical jacks and flat jacks at North Broken Hill Limited. Proc. Annual Conf. AIMM, Broken Hill, pp. 1-8.

DOUGLAS, P.M.; VOIGHT, B. (1969). Anisotropy of granites: a reflection of microscopic fabric. Geotechnique, Vol.19, No 3, pp. 376-398.

DUNCAN FAMA, M.E.; PENDER, M.J. (1980). Analysis of the hollow inclusion technique for measuring in situ rock stress. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech.

Abstr., Vol.17, pp. 137-146.

DURELLI, A.J.; OBERT, L.; PARKS, V.J. (1968). Stress required to initiate discing. Trans. Soc. Min. Eng. AIME, Vol.241, pp. 269-275.

DYKE, C.G. (1989). Core discing: Its potential as an indicator of principal in situ stress direction. Proc. of Rock at Great Depth, Pau, Vol.2, pp. 1057-1064.

EVERITT, R.A.; BROWN, A. (1986). Subsurface geology of the Underground Research Laboratory; An overview of recent developments. Proc. 20th Information Meeting of the Canadian Nuclear Fuel Waste Management Program, Winnipeg, Vol.1, pp. 146-181 et AECL TR-375.

EWY, R.; KEMENY, J.M.; ZHENG, Z.; COOK, N.G.W. (1987). Generation and analysis of stable excavation shapes under high rock stress. Proc. 6th Int. Congr. ISRM, Montréal, pp. 875-882.

FAIRHURST, C. (1964). Measurement of in situ rock stresses with particular reference to hydraulic fracturing. Felsmech. Ingenieurgeol., Vol.3-4, pp. 129-147.

FAIRHURST, C. (1968). Methods of determining in-situ rock stress at great depth. Technical Report No 1-68, Missouri River Division, Corps of Engineers, Omaha.

FITZPATRICK, J. (1962). Biaxial device for determining the modulus of elasticity of stress relief cores. U.S.Bureau of Mines Report of Investigations RI 6128, 13p.

FORTIN, M. (1981). Développement d'un simulateur numérique pour l'interprétation des mesures de pressions de terrains à l'aide de "doortoppers". Mémoire de maîtrise, Département de Génie Minéral, École Polytechnique de Montréal, 164p.

GAY, N.C. (1976). Fracture growth around openings in large blocks of rock subjected to uniaxial compression. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol.13, pp. 231-243.

GERDEEN, J.C. (1963). Effects of pressure on small soil strain gages. Experimental Mechanics, Vol.3, pp. 73-80.

GILL, D.E.; CORTHÉSY, R.; OUELLET, J.; DUBÉ, P.B.; NGUYEN, D. (1987). Improvements to standart doorstopper and Leeman cell stress measuring techniques. Proc. 2nd Int. Symp. on Field Measurements in Rock Mech., Kobe, Vol.1, pp. 75-83.

GOLDER ASSOCIATES. (1971). Drakenberg Main contract design report: in situ stress measurement. Vol.10, non publié.

GONANO, L.P.; SHARP, J.C. (1983). Critical evaluation of rock behaviour for in situ stress determination using overcoring methods. Proc. 5th Int. Congr. ISRM, Melbourne, Vol.1, pp. A241-A251.

GOODMAN, R.E. (1989). Introduction to Rock Mechanics. John Wiley & Sons, New York, 2nd ed.

GOODMAN, R.E.; VAN, T.K.; HEUZÉ, F.E. (1972). Measurement of rock deformability in boreholes. Proc. 10th U.S. Symp. on Rock Mechanics, Univ. of Texas, Austin, pp. 523-555.

GRAY, W.N.; BARRON, K. (1969). Stress determination from strain relief measurements of the ends of borehole; planning, data evaluation and error assessment. Proc. Int. Symp. on the Determination of Stress in Rock Masses, Lisbon, pp. 183-199.

GRAY, W.N.; TOEWS, W.A. (1967). Analysis of accuracy in the determination of the ground-stress tensor by means of boreholes devices. Proc. 9th U. S. Symp. on Rock

Mech., Golden, pp. 45-78.

GRAY, W.N.; TOEWS, W.A. (1971). Optimization of the design and use of the CSIR triaxial strain cell for stress determination. Department of Energy and Resources of Canada, Mining Research Centre, Internal Report MR 71/94-LD, 21p.

GRAY, W.N.; TOEWS, W.A. (1973). Analysis of variance applied to data obtained by means of a six-element borehole deformation gauge for stress determination. Department of Energy, Mines and Resources of Canada, Internal Report 73/103, 29p. et Proc. 15th U. S. Symp. on Rock Mech., Custer State Park, pp. 323-356.

GRAY, W.N.; TOEWS, W.A. (1974). Optimization of the design and use of a triaxial strain cell for stress determination. ASTM STP 554, pp. 116-134.

GUSTKIEWICZ, J. (1975). Strain fluctuations in heterogeneous rocks. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.12, pp. 181-185.

HABIB, P.; MARCHAND, R. (1952). Mesures des pressions de terrain par l'essai de vérin plat. Annual Inst. Tech. Trav. Publics, Vol.58, pp. 967-971.

HAGEDORN, H.; KOVARI, K.; VANNOTTI, F. (1972). The influence of plastic deformation on the results of stress measurements. Proc. Int. Symp. Underground Construction, Lucerne, pp. 489-500.

HAIMSON, B.C. (1978a). The hydrofracturing stress measuring method and recent field results. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol.15, pp. 167-178.

HAIMSON, B.C. (1978b). Crustal stress in the Michigan basin. J. Geophys. Res., Vol.83, pp. 5857-5863.

HAIMSON, B.C. (1981). Confirmation of hydrofracturing results through comparisons with other stress measurements. Proc. 22th U. S. Symp. on Rock Mech., Boston, pp. 379-385.

HAIMSON, B.C. (1993). The hydraulic fracturing method of stress measurements: theory and practice. Comprehensive Rock Engineering - Principles, Practice & Projects, ed. J.A. Hudson, Vol.3, pp. 395-412.

HAIMSON, B.C.; FAIRHURST, C. (1967). Initiation and extension of hydraulic fracture in rocks. Soc. Pet. Eng. J., Vol.7, pp. 310-318.

HAIMSON, B.C.; FAIRHURST, C. (1970). In situ stress determination at great depth by means of hydraulic fracturing. Proc. 11th U. S. Symp. on Rock Mech., Berkeley, pp. 559-584.

HAIMSON, B.C.; HERRICK, C.G. (1985). In situ stress evaluation from borehole breakouts experimental studies. Proc. 26th U. S. Symp. on Rock Mech., Rapid City, pp. 1207-1218.

HASHIN, Z. (1965). Elasticity of random media. Trans. of the Soc. of Rheology, Vol.9, pp. 381-406.

HAYES, D.J. (1965). The in situ determination of the complete state of stress in rock: The principles of a proposed technique. Rep. Couns. Scient. Ind. Res. S. Afr., Meg 404.

HELAL, H.; SCHWARTZMANN, R. (1983). In situ stress measurements with the CERCHAR dilatometric cell. Proc. Int. Symp. on Field Measurements in Geomechanics, Zurich, Vol.1, pp. 127-136.

HERGET, G. (1986). Changes of ground stress with depth in the Canadian Shield. Proc.

Int. Symp. Rock Stresses and Rock Stress Measurements, Stockholm, pp. 61-68.

HERGET, G. (1987). Stress assumptions for underground excavations in the Canadian Shield. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.24, No 1, pp. 95-97.

HERGET, G.; ARJANG, B. (1990). Update on ground stresses in the Canadian Shield. Proc. Stress in Unerground Structures, Ottawa, pp. 33-47.

HEUZÉ, F.E. (1980). Scale effects in the determination of rock mass strength and deformability. Rock Mechanics, No 12, pp. 167-192.

HILTSCHER, R.; MARTNA, J.; STRINDELL, L. (1979). The measurement of triaxial rock stresses in deep boreholes and the use of rock stress measurement in the design and construction of rock openings. Proc. 4th Int. Congr. ISRM, Montreux, Vol.2, pp. 227-234.

HIRAMATSU, Y.; OKA, Y. (1962). Analysis of stress around a circular shaft or drift excavated in ground in a three-dimensional stress state. J. Min. Metall. Inst. Japan, Vol. 884, pp. 93-98.

HIRAMATSU, Y.; OKA, Y. (1968). Determination of the stress in rock unaffected by boreholes or drifts, from measured strains or deformations. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol.5, pp. 337-353.

HIRASHIMA, K.; KOGA, A. (1977). Determination of stress in anisotropic elastic medium unaffected by boreholes from measured strains or deformations. Proc. Int. Symp. on Field Measurements in Geomechanics, Zurich, Vol.1, pp. 173-182.

HOEK, E.; BIENIAWSKI, Z.T. (1965). Brittle fracture propagation in rock under compression. Int. J. Fracture Mech., Vol.1, No 3, pp. 137-155.

HOEK, E.; BIENIAWSKI, Z.T. (1966). Fracture propagation mechanism in hard rock. Proc. 1st Int. Congr. ISRM, Lisbon, Vol.1, pp. 243-249.

HOENIG, A. (1979). Elastic moduli of a non-randomly cracked body. Int. J. Solids Structures, Vol.15, pp. 137-154.

HOLCOMB, D.J. (1984). Using acoustic emissions to determine in situ stress: problems and promise. Geomechanics, American Soc. of Mech. Eng., pp. 11-21.

HOLCOMB, D.J. (1985a). Summary of discussions on behaviour of solids with a system of cracks. Mechanics of geomaterials: rocks, concretes, soils., ed. Z.P. Bazant, John Wiley & Sons, N. York, pp. 571- 573.

HOLCOMB, D.J. (1985b). Determining peak stress history using acoustic emissions. Proc. 26th U. S. Symp. on Rock Mech., Rapid City, pp. 715-722.

HOLCOMB, D.J. (1993). In situ stress and the Kaiser effect. Proc. 34th U. S. Symp. on Rock Mech.; A short course in modern in situ stress measurement methods, University of Wisconsin, 24p.

HOLCOMB, D.J.; COSTIN, L.S. (1986). Detecting damage surfaces in brittle materials using acoustic emissions. J. App. Mech., Vol.108, pp. 536-544.

HOLCOMB, D.J.; MCNAMEE, M.J. (1984). Displacement gauge for the rock mechanics laboratory. Sandia National laboratories Report SAND84-0651.

HOMAND, F.; MOREL, E.; HENRY, J.-P.; CUXAC, P.; HAMMADE, E. (1993). Characterization of the moduli of elasticity of an anisotropic rock using dynamic and static methods. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.30, No 5, pp. 527-535.

HOOKER, V.E.; AGGSON, J.R.; BICKEL, D.L.; DUVALL, W. (1974). Improvement in the three component borehole deformation gage and overcoring technique. U.S.Bureau of Mines, Report of Investigation No 7894.

HOOKER, V.E.; BICKEL, D.L. (1974). Overcoring equipment and techniques used in rock stress determination. U.S.Bureau of Mines, IC 8618, 32p.

HOOKER, V.E.; JOHNSON, C.F. (1969). Near surface horizontal stress including the effects of rock anisotropy. U.S. Bureau of Mines, Report of investigation No RI7224, 89 p.

HORRI, H.; NEMAT-NASSER, S. (1982). Deformation and fracture of rocks containing microcracks. Problems in Mechanics of materials and Structures, ed. F. Maceri, Rome.

HORRI, H.; NEMAT-NASSER, S. (1983). Overall moduli of solids with microcracks: load-induced anisotropy. J. Mech. Phys. Solids, Vol.31, No 2, pp. 155-171.

HU, K.X.; HUANG, Y. (1993). Estimation of the elastic properties of fractured rock masses. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.30, No 4, pp. 381-394.

HUBBERT, K. (1956). Darcy's law and the field equation of the flow of underground fluids. Trans. Am. Inst. Min. Metall. Petrol. Engrs, Vol.207, pp. 220-230.

HUBBERT, M.K.; WILLIS, D.G. (1957). Mechanics of hydraulic fracturing. Trans. Amer. Inst. Min. Metall. Pet. Eng., Vol.210, pp. 153-166.

HUDSON, J.A.; COOLING, C.M. (1988). In situ rock stress and their measurement in the U. K.- Part I. The current state of knowledge. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.25, No 6, pp. 363-370.

HUGHSON, D.R.; CRAWFORD, A.M. (1986). Kaiser effect gauging: a new method for determining the pre-existing in-situ stress from an extracted core by acoustic emissions. Proc. Int. Symp. Rock Stresses and Rock Stress Measurements, Stockholm, pp. 359-368.

HUGHSON, D.R.; CRAWFORD, A.M. (1987). Kaiser effect gauging: the influence of confining stress on its response. Proc. 6th Int. Congr. ISRM, Montréal, Vol.2, pp. 981-985.

HYETT, A.J.; DYKE, C.G.; HUDSON, J.A. (1986). A critical examination of basic concepts associated with the existence and measurement of in situ stress. Proc. Int. Symp. Rock Stresses and Rock Stress Measurements, Stockholm, pp. 387-396.

ISRM (1981). Rock characterization testing and monitoring, ISRM suggested methods. Ed. E. Brown, Pergamon Press, Oxford, 212p.

ISRM (1987). Suggested methods for rock stress determination. Ed. K. Kim & J.A. Franklin, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.24, No 1, pp. 53-73.

JACKSON, R.; LAU, J.S.O.; ANNOR, A. (1989). Mechanical, thermo-mechanical and joint properties of rock samples from the site of AECL's Underground Research Laboratory, Lac du Bonnet, Manitoba. Proc. 42nd Canadian Geotechnical Conference, Winnipeg, pp. 41-49.

JAEGER, J.C. (1966). Brittle fracture of rock. Proc. 8th U. S. Symp. on Rock Mech., Minneapolis, pp. 3-58.

JAEGER, J.C.; COOK, N.G.W. (1963). Pinching off and discing of rocks. J. Geophys. Res., Vol.68, No 6, pp. 1759-1765.

JAEGER, J.C.; COOK, N.G.W. (1964). Theory and application of curved jacks for

measurement of stress dams. State of Stress in the Earth's Crust, ed. W.R. Judd, Elsevier, N. York, pp. 381-395.

JAEGER, J.C.; COOK, N.G.W. (1979). Fundamentals of rock mechanics. Chapman and Hall, 3rd ed., pp. 384-390.

KACHANOV, M. (1980). Continuum model of medium with cracks. J. Engineering Mechanics Division, Proc. ASCE, Vol.106, No EM5, pp. 1039-1051.

KACHANOV, M. (1982). A microcrack model of rock inelasticity - Part I: Frictional sliding on microcracks. Int. J. Mech. of Materials, Vol.1, pp. 19-27.

KANAGAWA, T.; HIBINO, S.; ISHIDA, T.; HAYASHI, M.; KITAHARA, Y. (1986). In situ stress measurements in the japanese islands: over-coring results from a multi-element gauge used at 23 sites. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.23, No 1, pp. 29-39.

KANDUTH, H.H.; CORTHÉSY, R.; GILL, D.E. (1991). Validation of borehole slotting as a method for in situ stress measurements. Proc. 7th Int. Congr. ISRM, Aachen, pp. 527-532.

KATSUBE, T.J.; HUME, J.P. (1987). Geotechnical studies at Whiteshell reseach area (RA-3). Canada Centre for Mineral Energy Technology Mining Research Laboratories Dvisional, Report MRL-87-52, pp. 49-110.

KAWAMOTO, T. (1963). On the state of stress and deformation around tunnel in orthotropic elastic ground. Memoris of the Faculty of Eng., Kumamoto Univ., Japan, Vol.10, No 1, pp. 1-30.

KIEHL, J.R.(1980). Bestimmung elastischer Kennwerte von anisotropem geschiefertem

Gebirge aus den Ergebnissen von Bohrlochaufweitungsversuchen. Proc. 4th Nat. Rock Mech. Symp., Aachen, pp. 307-315.

KO, H.Y.; GERSTLE, K.H. (1972). Elastic properties of two coals. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.13, pp. 81-90.

KO, H.Y.; STURE, S. (1974). Three-dimensional mechanical characterization of anisotropic composites. J. Composite Materials, Vol.8, pp. 178-190.

KOVARI, K. (1977). Field measurements in rock mechanics. Balkema, Rotterdam.

KULHAWY, F.H. (1975). Stress deformation properties of rock and rock discontinuities. Engineering Geology, Vol.9, pp. 327-350.

KWAŚNIEWSKI, M.A. (1993). Mechanical behaviour of anisotropic rocks. Comprehensive Rock Engineering - Principles, Practice & Projects, ed. J.A. Hudson, Vol.1, pp. 285-312.

LADE, P.V.; NELSON, R.B. (1987). Modeling the elastic behavior of granular materials. Int. J. Numerical and Analytical Methods in Geomech., Vol.11, No 5. pp. 521-542.

LAMA, R.D.; VUTUKURI, V.S. (1978). Handbook on mechanical properties of rocks – Testing techniques and results. Trans. Tech. Publications, Clausthal, Vol.II, pp. 111-150.

LANG, P.A.; EVERITT, R.A.; NG, L.K.W.; THOMPSON, P.M. (1986a) Horizontal in situ stresses versus depth in the Canadian Shield at the Underground Research Laboratory. Proc. Int. Symp. Rock Stresses and Rock Stress Measurements, Stockholm, pp. 449-456.

LANG, P.A.; THOMPSON, P.M.; NG, L.K.W. (1986b) The effect of residual stress and

drill holes size on the in situ stress determined by overcoring. Proc. Int. Symp. Rock Stresses and Rock Stress Measurements, Stockholm, pp. 687-694.

LARSON, M.K. (1992). STRESsOUT - A data reduction program for inferring stress state of rock having isotropic material properties: a user's manual. U.S.Bureau of Mines, Inf. Circular IC 9302, 163p.

LEEMAN, E.R. (1960). The measurement of the stress in the ground surrounding mining excavation. Pap. Ass. Mine Managers S. Afr., pp. 331-356.

LEEMAN, E.R. (1964). The measurement of stress in rock - Part I, II, III. J. South Afr. Inst. Min. Metall., Vol.65, pp. 45-114, 254- 284.

LEEMAN, E.R. (1967). The borehole deformation type of rock stress measuring instrument. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol.4, pp. 23-44.

LEEMAN, E.R. (1968). The determination of the complete state of stress in rock in a single borehole - Laboratory and underground measurements. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol.5, pp. 31-56.

LEEMAN, E.R. (1969a). The measurement of stress in rock: A review of recent developments (and a bibliography). Proc. Int. Symp. on the Determination of Stress in Rock Masses, Lisbon, pp. 200-229.

LEEMAN, E.R. (1969b). The CSIR doorstopper and triaxial rock stress measuring instruments. Proc. Int. Symp. on the Determination of Stress in Rock Masses, Lisbon, pp. 578-616.

LEEMAN, E.R. (1969c). The "doorstopper and triaxial rock stress measuring instruments developed by the CSIR. J. South Afr. Inst. Min. Metall., Vol.69, pp. 305-339.

LEEMAN, E.R. (1971). The CSIR "doorstopper" and triaxial rock stress measuring instruments. Rock Mech., Vol.3, pp. 25-50.

LEEMAN, E.R.; DENKHAUS, H.G. (1969). Determination of stress in rock with linear or non-linear elastic characteristics. Rock Mech., Vol.1, pp. 198-206.

LEEMAN, E.R.; HAYES, D.J. (1966). A technique for determining the complete state of stress in rock using a single borehole. Proc. 1st Int. Congr. ISRM, Lisbon, Vol.2, pp. 17-24.

LEIJON, B.A. (1983). Rock stress measurements with the LUH-gauge at the near surface test facility, Hanford test site. Luleå University of Technology Research Report 1983 No 18, Sweden.

LEIJON, B.A. (1989). Relevance of pointwise rock stress measurements - an analysis of overcoring data. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.26, No 1, pp. 61-68.

LEIJON, B.A.; STILLBORG, B.L. (1986). A comparative study between two rock stress measurement techniques at Luossavaara mine. Rock Mech. Rock Engng., Vol.19, pp. 143-163.

LEKHNITSKII, S.G. (1956). Anisotropic plates. Contributions to the Metallurgy of Steel, No 50, 353p.

LEKHNITSKII, S.G. (1963). Theory of elasticity of an anisotropic elastic body. Holden-Day Series in Mathematical Physics, ed. J.J. Brandstatter, Holden Day Inc., San Francisco, 404p.

LEKHNITSKII, S.G. (1968). Anisotropic plates. Gordon and Breach Sci. Publishers,

N.York, 535p.

LEMPRIÈRE, B.M. (1968). Poisson's ratio in orthotropic materials. J. Am. Inst. Aeronaut., Vol.6, No 11, pp. 2222-2227.

LI, C.; NORDLUND, E. (1993). Experimental verification of the Kaiser effect in rocks. Rock Mech. Rock Engng., Vol.26, No 4, pp. 333-351.

LIEURANCE, R.S. (1933). Stresses in foundations at Boulder dam. U.S.Bureau of Reclamation Technical Memorandum 346, Denver, 11p.

MARTIN, C.D. (1990). Characterizing in situ stress domains at the AECL Underground Research Laboratory. Can. Geotech. J., Vol.27, pp. 631-646.

MARTIN, C.D. (1994). Quantifying drilling-induced damage in samples of Lac du Bonnet granite. Proc. 1st North American Rock Mech. Symp., Austin, pp. 419-426.

MARTIN, C.D.; CHANDLER, N.A. (1993). Stress heterogeneity and geological structures. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.30, No 7, pp. 993-999.

MARTIN, C.D.; CHRISTIANSSON, R. (1991a). Overcoring in highly stressed granite – the influence of microcracking. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.28, No 1, pp. 53-70.

MARTIN, C.D.; CHRISTIANSSON, R. (1991b). Overcoring in highly stressed granite: Comparison of USBM and modified CSIR devices. Rock Mech. Rock Engng., Vol.24, pp. 207-235.

MARTINO, J.B. (1990). Isotropic results of overcoring stress determinations and biaxial pressure testing in boreholes from the 300 level, 384-m array and 420 level at the

Underground Research Laboratory (1988-1989). AECL technical record TR-499 URL-EXP-009-R7, 58p.

MARTNA, J.; HILTSCHER, R.; INGEWALD, K. (1983). Geology an rock stress in two deep boreholes in Forsmark, Sweden. Proc. 5th Int. Congr. ISRM, Melbourne, pp. F111-F116.

MASURE, P. (1970). Comportement mécanique des roches à anisotropie planaire discontinue. Proc. 2nd ISRM Congr., Belgrade, pp. 1-27.

MAXWELL, W. (1864). On the calculation of the equilibrium and stiffness of frames. Phil. Mag., Series 4, Vol.27, pp. 294-299.

MAYER, A.; HABIB, P.; MARCHAND, R. (1951). Conférence internationale sur les pressions de terrains et le soutènement dans les chantiers d'exploration, Liège, pp. 217-221.

MAZZOLENI, G.; GOUIN, T.; RICHERD, J.-C. (1991). Détermination du tenseur des contraintes dans un massif rocheux par le relâchement local des contraintes en fond de forage. Bull. Liason Lab. Ponts et Chaussées, No 172, pp. 121-131.

MERRILL, R.H. (1961). Deformation of a borehole in rock. U.S.Bureau of Mines Report of Investigations RI 5881.

MERRILL, R.H. (1967). Three-component borehole deformation gage for determining the stress in rock. U.S.Bureau of Mines Report of Investigations RI 7015, 38p.

MICHIHIRO, K.; FUJIWARA, T.; YOSHIOKA, H. (1985). Study on estimating geostress by the Kaiser effect on AE. Proc. 26th U. S. Symp. on Rock Mech., Rapid City, pp. 557-564.

MILLIGAN, R.V. (1964). The effects of high pressure on foil strain gages. Experimental Mechanics, Vol.4, pp. 25-36.

MILNE-THOMSON, L.M. (1962). Antiplane elastic systems. Springer Verlag, Berlin.

MORGENSTERN, N.R.; PHUKAN, A.L.T. (1966). Non linear deformation of a sandstone. Proc. 1st Int. Congr. ISRM, Lisbon, Vol.1, pp. 543-548.

NISHIMATSU, Y. (1970). The torsion test and elastic constants of the orthotropic rock substance. Proc. 2nd ISRM Congr., Beograd, pp. 479-484.

NIWA, Y.; HIRASHIMA, K. (1971). The theory of the determination of stresses in an anisotropic elastic medium using an instrumented cylindrical inclusion. Memoirs of the Faculty of Eng., Kyoto Univ., Japan, Vol.33, pp. 221-232.

NUR, A.; SIMONS, G. (1969). Stress induced velocity anisotropy: An experimental study. J. Geophys. Res., Vol.74, pp. 6667-6674.

O'CONNELL, R.J.; BUDIANSKY, B. (1974). Seismic velocities in dry and saturated cracked solids. J. Geophys. Res., Vol.79, pp. 5412-5426.

OBERT, L. (1962). In situ determination of stress in rock. Min. Eng., Vol.14, No 8, pp. 51-58.

OBERT, L. (1964). Triaxial method for determining the elastic constants of stress relief cores. U.S.Bureau of Mines Report of Investigations RI 6490, 22p.

OBERT, L.; MERRILL, R.H.; MORGAN, T.A. (1962). Borehole deformation gage for determining the stress in mine rock. U.S.Bureau of Mines Report of Investigations RI 5978, 11p.

OBERT, L.; STEPHENSON, D.E. (1965). Stress conditions under which core discing occurs. Trans. Soc. Min. Eng. AIME, Vol.232, pp. 227-235.

ODA, M. (1982). Fabric tensor for discontinuous geological materials. Soils Found., Vol.22, No 4, pp. 96-108.

ODA, M.; SUZUKI, K.; MAXSHIBU, T. (1984). Elastic compliance for rock-like materials with random cracks. Soils Found., Vol.24, No 3, pp. 27-40.

OKUBO, H. (1952). The stress distribution in an anisotropic circular disk compressed diametrically. J. Math. Phys., Vol.31, pp. 75-83.

PANEK, L.A. (1966). Calculation of the average ground stress components from measurements of the diametral deformation of a drill hole. U.S. Bureau of Mines Report of Investigations RI 6732, 41p.

PAULDING, B.W. (1965). Techniques used in studying the fracture mechanics of rock. Proc. 5th Pacific Area National Meeting, ASTM, Seattle, Paper No 6.

PERES RODRIGUES, F.M. (1966). Anisotropy of granites. Proc. 1st Int. Congr. ISRM, Lisbon, Vol.1, pp. 721-731.

PERES RODRIGUES, F.M. (1970). Anisotropy of rocks. Proc. 2nd Int. Congr. ISRM, Beograd, Vol.1, pp. 133-142.

PERES RODRIGUES, F.M.; AIRES BARROS, L (1970). Anisotropy of endogenic rocks. Proc. 2nd ISRM Congr., Beograd, Vol.1, pp. 161-164.

PICKERING, D.J. (1970). Anisotropic elastic parameters for soil. Géotechnique, Vol.20, No 3, pp. 271-276.

PINTO, J.L. (1970). Deformability of schistous rocks. Proc. 2nd ISRM Congr., Belgrade, pp. 2-30.

PINTO, J.L. (1979). Determination of the elastic constants of anisotropic bodies by diametral compression tests. Proc. 4th ISRM Congr., Montreux, pp. 359-363.

PINTO, J.L.; CHARRUA-GRAÇA, J.G. (1983). Determination of the state of stress of rock masses by the Small Flat Jack (SFJ) method. Proc. 5th Int. Congr. ISRM, Melbourne, pp. F79-F83.

POULOS, H.G.; DAVIES, E.H. (1974). Elastic solutions for soil and rock mechanics. John Wiley & Sons, N. York, 411p.

RAHN, W. (1984). Stress concentration factors for the interpretation of "doorstopper" stress measurements in anisotropic rocks. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.21, No 6, pp. 313-326.

READ, R.S.; MARTIN, C.D. (1991). Mine-by experimental final design report. AECL Technical Record AECL-10430, COG-91-305.

REN, N.-K.; ROEGIERS, J.-C. (1983). Differential strain curve analysis - a new method for determining the pre-existing in situ stress state from rock core measurements. Proc. 5th Int. Congr. ISRM, Melbourne, pp. F79-F83.

RIBACCHI, R. (1977). Rock stress measurements in anisotropic masses. Proc. Int. Symp. on Field Measurements in Rock Mech., Zurich, Vol.1, pp. 183-196.

RIBACCHI, R. (1988). Non linear behaviour of anisotropic rocks. Proc. Euromechanics Colloquium: Rock and soil rheology, ed. N, Cristescu & H.I. Ene, pp. 199-243.

ROBERTS, G.; CRAMPIN, S. (1986). Shear-wave polarizations in a hot dry geothermal reservoir: anisotropic effects of fractures. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.23, pp. 291-302.

ROCHA, M. (1966). A new technique for applying the method of the flat jack in the determination of stress inside rock masses. Proc. 1st Int. Congr. ISRM, Lisbon, pp. 57-65.

ROCHA, M.; SILVÉRIO, A. (1969). A new method for the complete determination of the state of stress in rock masses. Geotechnique, Vol.19, No 1, pp. 116-132.

ROCHA, M.; SILVÉRIO, A.; PEDRO, J.O.; DELGADO, J.S. (1974). A new development of the LNEC stress tensor gage. Proc. 3rd Int. Congr. ISRM, Denver, Vol.2, pp. A464-A467.

SAINT-VENANT, B. (1863). Sur la distribution des élasticités autour de chaque point d'un solide ou d'un milieu de contexture quelconque, particulièrement lorsqu'il est amorphe sans être isotrope. Journal de Mathématiques Pures et Appliquées, Ser.2, Vol.7-8, pp. 257-295, 353-430.

SANTARELLI, F.J.; BROWN, E.T. (1987). Performance of deep wellbores in rock with a confining pressure-dependent elastic modulus. Proc. 6th Int. Congr. ISRM, Montréal, pp. 1217-1222.

SANTARELLI, F.J.; BROWN, E.T.; MAURY, V. (1986). Analysis of borehole stresses using pressure-dependent, linear elasticity. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.23, No 6, pp. 445-449.

SCHEIDEGGER, A.E. (1962). Stresses in earth's crust as determined from hydraulic fracturing data. Geol. Bauwes., Vol.27, pp. 45-50.

SCHMITT, D.R. (1987). Applications of double-exposure holography to the measurement of in situ stress and the elastic moduli of rock from boreholes. Ph.D. thesis, California Inst. Technology.

SCHMITT, D.R. (1993). Holographic stress measurement method. Proc. 34th U. S. Symp. on Rock Mech.; A short course in modern in situ stress measurement methods, University of Wisconsin, 25p.

SCHMITT, D.R.; SMITHER, C.L.; AHRENS, T.J. (1989). In situ holographic elastic moduli measurements from boreholes. Geophysics, Vol. 54, pp. 468-477.

SERATA, S.; BELLMAN, R.A. (1983). Development of the Serata stress measuring system for application to both hard brittle and soft ductile grounds. Proc. 24th U. S. Symp. on Rock Mech., pp. 343-358.

SERATA, S.; SAKUMA, S.; KIKUCHI, S.; MIZUTA, Y. (1992). Double fracture method of in situ stress measurement in brittle rock. Rock Mech. Rock Engng., Vol.25, pp. 89-108.

SHAO, J.F.; KONDO, D.; IKOGOU, S. (1994). Stress-induced microcracking in rock and its influence on wellbore stability analysis. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.31, No 2, pp. 149-155.

SHRINIVASAN, K.; SERATA, S. (1985). In situ stress measurements in stratified hard rock formations. Proc. 26th U. S. Symp. on Rock Mech., Rapid City, pp. 1227-1234.

SMITHER, C.L.; SCHMITT, D.R.; AHRENS, T.J. (1988). Analysis and modelling of holographic measurements of in situ stress. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.25, pp. 353-362.

SNIDER, G.R.; LANG, P.A.; THOMPSON, P.M. (1989). Procedures used for overcore testing during sinking of the URL shaft. AECL technical Record TR-389, 32p.

SOMERTON, W.H.; MASONHEIMER, R.; SINGHAL, A. (1970). Study of pore and matrix anisotropy of porous rocks. Proc. 2nd Int. Congr. ISRM, Beograd, Vol.1, pp. 143-151.

SPRUNT, E.S.; BRACE, W.F. (1974). Direct observation of microcavities in crystalline rocks. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.11, pp. 139-150.

STEPHANSSON, O. (1983). Rock stress measurements by sleeve fracturing. Proc. 5th Int. Congr. ISRM, Melbourne, pp. F129-F137.

STEPHANSSON, O. (1986). Rock stress and rock stress measurements. Centek, Luleå, Sweden.

STRICKLAND, F.G.; REN, N.K. (1980). Use of differential strain curve analysis in predicting in situ stress state for deep wells. Proc. 21th U. S. Symp. on Rock Mech., pp. 523-532.

SUGAWARA, K.; OBARA, Y.; KANEKO, K.; AOKI, T. (1986). Hemispherical-ended borehole technique for measurement of absolute rock stress. Proc. Int. Symp. Rock Stresses and Rock Stress Measurements, Stockholm, pp. 207-216.

TALEBI, S.; YOUNG, R.P. (1992). Microseismic monitoring in highly stressed granite: Relation between shaft-wall cracking and in situ stress. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.29, No 1, pp. 25-34.

TALESNICKI, M.L.; LEE, M.Y.; HAIMSON, B.C. (1995). On the determination of elastic material parameters of transverse isotropic rocks from a single test specimen. Rock

Mechanics and Rock Engineering, Vol.28, No 1, pp. 17-35.

TAPPONNIER, P.; BRACE, W.F. (1976). Development of stress-induced microcracks in Westerly granite. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.13, pp. 103-112.

TEUFEL, L.W. (1982). Prediction of hydraulic fracture azimuth from anelastic strain recovery of measurements of oriented core. Proc. 23rd U. S. Natt. Rock Mech. Symp., Berkeley, pp. 238-246.

TEUFEL, L.W. (1983). Determination of in situ stress from the anelastic strain recovery measurements of oriented core. SPE / DOE paper 11649.

TEUFEL, L.W. (1984). Determination of the principal horizontal in situ stress direction from anelastic strain recovery measurements of oriented cores from deep wells: application to the Cotton Valley formation of east Texas. Geomechanics, Vol.57, pp. 55-63.

TEUFEL, L.W. (1985). Insights into the relationship between wellbore breakouts, natural fractures, and in situ stress. Proc. 26th U. S. Symp. on Rock Mech., Rapid City, pp. 1199-1206.

TEUFEL, L.W. (1986). In situ stress measurements in inclined holes in the North Sea: applications to water flooding and enhanced oil recovery. SPE paper 13986.

TEUFEL, L.W. (1993). Anelastic strain recovery measurements. Proc. 34th U. S. Symp. on Rock Mech.; A short course in modern in situ stress measurement methods, University of Wisconsin, 26p.

THOMPSON, P.M. (1990). A borehole eformation gauge for stress determinations in

deep boreholes. Proc. 31st U. S. Symp. on Rock Mech., Golden, pp. 579-586.

THOMPSON, P.M.; BAUMGARTNER, P.; LANG, L.A. (1984). Planned construction phase geomechanics experiments at the Underground Research Laboratory. Proc. NEA/OCED Workshop on the Design and Instrumentation of in situ Experiments in Underground Laboratories for Radioactive Waste Disposal, Brussels.

THOMPSON, P.M.; LANG, L.A.; SNIDER, G.R. (1986). Recent improvement to in situ stress measurements using overcoring method. Proc. 39th Can. Geotech. Conf., Ottawa, pp. 143-150.

TIMOSHENKO, S.; GODIER, J.N. (1951). Theory of elasticity. Mc Graw - Hill, 2nd ed., 506p.

TINCELIN, M.E. (1951). Conférence internationale sur les pressions de terrain et le soutènement dans les chantiers d'exploration, Liège, pp. 158-175.

TINCELIN, M.E. (1952). Mesures des pressions de terrain dans les mines de fer de l'est. Ann. Inst. Tech. Batim. Trav. Publics, Vol.58, pp. 972-980.

TINCHON, L. (1986). Évolution des contraintes naturelles en fonction de la profondeur et de la tectonique aux horeillères du bassin de Lorraine. Proc. Int. Symp. Rock Stresses and Rock Stress Measurements, Stockholm, pp. 111-120.

VAN CAUVELAERT, F. (1977). Coefficients of deformation of an anisotropic body. J. Eng. Mechanic Div., Proc. of ASCE, Vol.103, pp. 825-835.

VAN HEERDEN, W.L. (1969). Stress concentration factors for the flat borehole and for use in rock stress measurements. Engng. Geology, Vol.3, pp. 307-323.

VAN HEERDEN, W.L. (1983). Stress-strain relations applicable to overcoring techniques in transversely isotropic rocks. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.20, No 6, pp. 277-282.

VAN HEERDEN, W.L. (1984). Reply to the discussion by B. Amadei of the paper "Stress-strain relations applicable to overcoring techniques in transversely isotropic rocks" - Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.20, No 6, pp. 277-282. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.21, No 4, pp. 230.

VAN HORNE, R. (1967). Aluminium: properties, physical metallurgy and phase diagrams. ASM, Vol.1, 454 p.

Vésic, A.S. (1972). Expansion of cavities in infinite soil masses. J. Soil Mech. and Found. Div., Proc. ASCE, Vol. 3, pp. 265-290.

VOIGHT, B. (1968). Determination of the virgin state of stress in the vicinity of a borehole from measurements of a partial anelastic strain tensor in drill cores. Felsmech. Ingenieurgeologie, Vol.6, pp. 201-215.

WALKER, J.R.; MARTIN, C.D.; DZIK, E.J. (1990). Confidence intervals for in situ stress measurements. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.27, No 2, pp. 139-141.

WALSH, J.B. (1965a). The effect of cracks on the compressibility of rock. J. Geophys. Res., Vol.70, No 2, pp. 381-389.

WALSH, J.B. (1965b). The effect of cracks on the uniaxial elastic compression of rocks. J. Geophys. Res., Vol.70, No 2, pp. 399-411.

WALSH, J.B. (1965c). The effect of cracks in rocks on Poisson's ratio. J. Geophys. Res.

Vol.70, No 2, pp. 5249-5257.

WALSH, J.B. (1966). Cracks and pores in rocks. Proc. 1st Int. Congr. ISRM, Lisbon, Vol.1, pp. 643-646.

WALSH, J.B. (1980). Static deformation of rock. Journal of Engineering Mechanics Division, Vol.106, No EM5, pp. 1005-1019.

WALSH, J.B. (1993). The influence of microstructure on rock deformation. Comprehensive Rock Engineering - Principles, Practice & Projects, ed. J.A. Hudson, Vol.1, pp. 243-254.

WALSH, J.B.; BRACE, W.F. (1972). Elasticity of rock in uniaxial strain. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol.9, pp. 7-15.

WALSH, J.B.; BRACE, W.F. (1973). Mechanics of rock deformation. Proc. ASME Annual Meeting, Rock Mech. Symp., AMD-3, pp. 1-24.

WANG, Y.; DUSSEAU, M.B. (1991). Hydraulic fracture stress measurement in rocks with stress-dependent Young's moduli. Proc. 32th U. S. Symp. on Rock Mech., Norman, pp. 3-14.

WANG, Y.; KESSLER, N.; SANTARELLI, F.J. (1993). Stress-induced anisotropy and its effect on borehole responses. Proc. 34th U. S. Symp. on Rock Mech., pre-print, pp. 519-522.

WARPINSKI, N.R. (1984). Investigation on the accuracy and reliability of in situ stress measurements using hydraulic fracturing in perforated cased holes. Proc. 24th U. S. Symp. on Rock Mech., College Station, pp.773-786.

WARPINSKI, N.R. (1989). Determining the minimum in situ stress from hydraulic fracturing technique through perforations. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.26, No 6, pp. 523-531.

WARPINSKI, N.R.; TEUFEL, L.W. (1991). In situ stress measurements at Rainier Mesa, Nevada test site - influence of topography and lithology on the stress state in tuff. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.28, No 2/3, pp. 143-161.

WAWERSICK, W.R.; FAIRHURST, C. (1970). A study of brittle rock fracture in laboratory compression experiments. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.7, pp. 565-575.

WITTKE, W. (1991). Rock mechanics - Theory and applications with case histories. Springer Verlag, Berlin.

WOROTNICKI, G. (1993). CSIRO triaxial stress measurement cell. Comprehensive Rock Engineering - Principles, Practice & Projects, ed. J.A. Hudson, Vol.3, pp. 329-394.

WOROTNICKI, G.; WALTON, R.J. (1976). Triaxial hollow inclusion gauges for determination of the state of stress in rock masses. Proc. Int. Symp. on the Determination of Stress in Rock Masses, Lisbon, pp. 405-430.

WOROTNICKI, G.; WALTON, R.J. (1979). Virgin rock stress measurements at the Warrego mine. CSIRO Div. Appl. Geomech., Technical Report No 93.

WU, B.; HUDSON, J.A. (1991). Stress-induced anisotropy in rock and its influence on wellbore stability. Proc. 32th U. S. Symp. on Rock Mech., Norman, pp. 941-950.

ZHENG, Z.; COOK, N.G.W. (1985). Generation and analyses of stable well bore breakouts. EOS Trans., Vol.66, pp. 1056-1058.

ZOBACK, M.D. (1993). Wellbore breakouts and in situ stress. Proc. 34th U. S. Symp. on Rock Mech.; A short course in modern in situ stress measurement methods, University of Wisconsin, 31p.

ZOBACK, M.D.; HAIMSON, B.C. (1982). Status of the hydraulic fracturing method for in situ stress measurements. Proc. 23rd U. S. Symp. Rock Mech., Berkeley, pp. 143-156.

ZOBACK, M.D.; MOOS, D.; MASTIN, L.; ANDERSON, R.N. (1985). Well bore breakouts and in situ stress. J. Geophys. Res., Vol.90, pp. 5523-5530.

ANNEXE I

DÉVELOPPEMENT ANALYTIQUE DE LA NOUVELLE MÉTHODE DE DÉTERMINATION DES PARAMÈTRES D'ANISOTROPIE

ANNEXE I

DÉVELOPPEMENT ANALYTIQUE DE LA NOUVELLE MÉTHODE DE DÉTERMINATION DES PARAMÈTRES D'ANISOTROPIE

I.1 Développement des équations générales du modèle proposé

Soit les systèmes de coordonnées suivants indiqués à la figure I.1 :

- (i) X, Y, Z correspondant à un système global arbitraire du massif rocheux ;
- (ii) x, y, z correspondant au système de coordonnées relié au manchon provenant du forage du massif ;
- (iii) x', y', z' correspondant au système de coordonnées associé à l'anisotropie rectilinéaire du massif ou du manchon.

L'orientation du système associé à l'anisotropie x', y', z' par rapport aux systèmes globaux du massif X, Y, Z et du manchon x, y, z , est définie par les angles α et β représentant la direction et le pendage du plan d'isotropie respectivement.

Les cosinus directeurs des vecteurs unitaires dans les directions x, y, z (ou X, Y, Z) sont exprimés par :

$$\begin{array}{lll}
 l_1 = \sin\alpha & m_1 = \cos\alpha & n_1 = 0 \\
 l_2 = \cos\alpha \cos\beta & m_2 = -\sin\alpha \cos\beta & n_2 = -\sin\beta \\
 l_3 = -\sin\beta \cos\alpha & m_3 = \sin\alpha \sin\beta & n_3 = -\cos\beta
 \end{array} \quad (I.1)$$

Dans le système de coordonnées associé à l'anisotropie, on peut exprimer la loi constitutive de la roche transversalement isotrope ($x'y'$ étant le plan d'isotropie, tel qu'indiqué à la figure I.1) comme suit (d'après Lekhnistkii, 1963) :

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{x'} \\ \varepsilon_{y'} \\ \varepsilon_{z'} \\ \gamma_{x'y'} \\ \gamma_{y'z'} \\ \gamma_{z'x'} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_1}{E_1} & -\frac{\nu_2}{E_2} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_1}{E_1} & \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_2}{E_2} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_2}{E_2} & -\frac{\nu_2}{E_2} & \frac{1}{E_2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_1} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_{x'} \\ \sigma_{y'} \\ \sigma_{z'} \\ \tau_{x'y'} \\ \tau_{y'z'} \\ \tau_{z'x'} \end{bmatrix} \quad (\text{I.2})$$

ou, sous forme matricielle,

$$[\varepsilon]_{x'y'z'} = [A] [\sigma]_{x'y'z'} \quad (\text{I.3})$$

avec

$$\begin{aligned}
 a_{11} &= a_{22} = \frac{1}{E_1} \\
 a_{12} &= a_{21} = -\frac{\nu_1}{E_1} \\
 a_{23} &= a_{32} = a_{13} = a_{31} = -\frac{\nu_2}{E_2} \\
 a_{33} &= \frac{1}{E_2} \\
 a_{44} &= \frac{1}{G_1} = \frac{2(1 + \nu_1)}{E_1} \\
 a_{55} &= a_{66} = \frac{1}{G_2}
 \end{aligned} \tag{I.4}$$

La loi constitutive du matériau peut être aussi exprimée dans le système de coordonnées global x, y, z (ou X, Y, Z) à partir d'une transformation de coordonnées calculée avec l'aide de matrices de transformation de contraintes $[T_\sigma]$ et de déformations $[T_\epsilon]$ comme suit :

$$[\sigma]_{x'y'z'} = [T_\sigma] [\sigma]_{xyz} \tag{I.5}$$

$$[\epsilon]_{x'y'z'} = [T_\epsilon] [\epsilon]_{xyz} \tag{I.6}$$

Les matrices de transformation $[T_\sigma]$ et $[T_\epsilon]$ sont exprimées en fonction de cosinus

directeurs (équations I.4) sous les formes suivantes :

$$[T_\sigma] = \begin{bmatrix} l_1^2 & m_1^2 & n_1^2 & 2l_1m_1 & 2m_1n_1 & 2l_1n_1 \\ l_2^2 & m_2^2 & n_2^2 & 2l_2m_2 & 2m_2n_2 & 2l_2n_2 \\ l_3^2 & m_3^2 & n_3^2 & 2l_3m_3 & 2m_3n_3 & 2l_3n_3 \\ l_1l_2 & m_1m_2 & n_1n_2 & l_1m_2 + l_2m_1 & m_1n_2 + m_2n_1 & l_1n_2 + l_2n_1 \\ l_2l_3 & m_2m_3 & n_2n_3 & l_2m_3 + l_3m_2 & m_2n_3 + m_3n_2 & l_2n_3 + l_3n_2 \\ l_3l_1 & m_3m_1 & n_3n_1 & l_1m_3 + l_3m_1 & m_3n_1 + m_1n_3 & l_3n_1 + l_1n_3 \end{bmatrix} \quad (I.7)$$

$$[T_\epsilon] = \begin{bmatrix} l_1^2 & m_1^2 & n_1^2 & l_1m_1 & m_1n_1 & l_1n_1 \\ l_2^2 & m_2^2 & n_2^2 & l_2m_2 & m_2n_2 & l_2n_2 \\ l_3^2 & m_3^2 & n_3^2 & l_3m_3 & m_3n_3 & l_3n_3 \\ 2l_1l_2 & 2m_1m_2 & 2n_1n_2 & l_1m_2 + l_2m_1 & m_1n_2 + m_2n_1 & l_1n_2 + l_2n_1 \\ 2l_2l_3 & 2m_2m_3 & 2n_2n_3 & l_2m_3 + l_3m_2 & m_2n_3 + m_3n_2 & l_2n_3 + l_3n_2 \\ 2l_3l_1 & 2m_3m_1 & 2n_3n_1 & l_1m_3 + l_3m_1 & m_3n_1 + m_1n_3 & l_3n_1 + l_1n_3 \end{bmatrix} \quad (I.8)$$

La matrice de transformation de déformations présente les propriétés suivantes :

$$\begin{aligned} [T_\epsilon]^{-1} &= [T_\sigma]^t \\ [T_\epsilon]^t &= [T_\sigma]^{-1} \end{aligned} \quad (I.9)$$

avec les exposants -1 et t correspondant aux matrices inversée et transposée.

En substituant les équations I.5 et I.6 dans l'équation I.3 avec les propriétés énoncées en

I.9. on obtient la relation constitutive de la roche transversalement isotrope dans le système de coordonnées global x, y, z comme suit :

$$[\varepsilon]_{xyz} = [T_\sigma]' [A] [T_\sigma] [\sigma]_{xyz} \quad (I.10)$$

ou encore, de façon simplifiée,

$$[\varepsilon]_{xyz} = [K] [\sigma]_{xyz} \quad (I.11)$$

avec

$$[K] = [T_\sigma]' [A] [T_\sigma] \quad (I.12)$$

La matrice $[K]$ symétrique est composée par des nouvelles constantes élastiques anisotropes (constantes élastiques apparentes) définies suivant les vraies constantes élastiques anisotropes du système x', y', z' , énoncées à l'équation I.4, ainsi que les angles de direction α et du pendage β du plan isotrope.

Le calcul du produit matriciel de l'équation I.12 offre les expressions de chaque composante K_{ij} de la matrice de déformabilité $[K]$,

$$\begin{aligned} K_{11} = & a_{11} \sin^4 \alpha + 2a_{12} \sin^2 \alpha \cos^2 \alpha \cos^2 \beta + a_{22} \cos^4 \alpha \cos^4 \beta \\ & + a_{13} (2 \sin^2 \alpha \cos^2 \alpha \sin^2 \beta + 2 \sin^2 \beta \cos^2 \beta \cos^4 \alpha) + a_{33} \sin^4 \beta \cos^4 \alpha \\ & + a_{44} \frac{\sin^2 2\alpha \cos^2 \beta}{4} + a_{55} \sin^2 \beta \cos^4 \alpha \cos^2 \beta + a_{66} \frac{\sin^2 2\alpha}{4} \sin^2 \beta \end{aligned} \quad (I.13)$$

$$\begin{aligned}
K_{12} = K_{21} = & a_{11} \sin^2 \alpha \cos^2 \alpha + a_{12} \cos^2 \beta (\sin^4 \alpha + \cos^4 \alpha) + a_{22} \sin^2 \alpha \cos^2 \alpha \cos^4 \beta \\
& + a_{13} (\sin^2 \beta \cos^4 \alpha + \sin^4 \alpha \sin^2 \beta + \frac{\sin^2 2\alpha}{2} \frac{\sin^2 2\beta}{4}) \\
& + a_{33} \frac{\sin^2 2\alpha}{4} \sin^4 \beta + a_{44} (-\frac{\sin^2 2\alpha}{4} \cos^2 \beta) \\
& + a_{55} \frac{\sin^2 2\alpha}{4} \frac{\sin^2 2\beta}{4} + a_{66} (-\frac{\sin^2 2\alpha}{4} \sin^2 \beta)
\end{aligned} \tag{I.14}$$

$$\begin{aligned}
K_{13} = K_{31} = & a_{22} \cos^2 \alpha \sin^2 \beta \cos^2 \beta + a_{12} \sin^2 \alpha \sin^2 \beta \\
& + a_{13} (\sin^4 \beta \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha \cos^2 \beta + \cos^4 \beta \cos^2 \alpha) \\
& + a_{33} \sin^2 \beta \cos^2 \beta \cos^2 \alpha + a_{55} (-\frac{\sin^2 2\beta}{4} \cos^2 \alpha)
\end{aligned} \tag{I.15}$$

$$\begin{aligned}
K_{14} = K_{41} = & a_{11} \sin 2\alpha (\sin^2 \alpha - \cos^2 \alpha \cos^4 \beta) + a_{12} \sin 2\alpha \cos^2 \beta \cos 2\alpha \\
& + a_{13} \sin 2\alpha \sin^2 \beta (\cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha - 2 \cos^2 \alpha \cos^2 \beta) \\
& + a_{33} (-\sin 2\alpha \sin^4 \beta \cos^2 \alpha) + a_{44} \frac{\sin 2\alpha}{2} \cos 2\alpha \cos^2 \beta \\
& + a_{55} (-\frac{\sin 2\alpha}{2} \frac{\sin^2 2\beta}{2} \cos^2 \alpha) + a_{66} \frac{\sin 2\alpha}{2} \sin^2 \beta \cos 2\alpha
\end{aligned} \tag{I.16}$$

$$\begin{aligned}
K_{15} = K_{51} = & a_{22} \sin \alpha \sin 2\beta \cos^2 \alpha \cos^2 \beta + a_{12} \sin^3 \alpha \sin 2\beta \\
& + a_{13} \sin \alpha \sin 2\beta (\sin^2 \beta \cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha - \cos^2 \alpha \cos^2 \beta) \\
& + a_{33} (-\sin \alpha \sin 2\beta \sin^2 \beta \cos^2 \alpha) + a_{44} \left(-\frac{\sin 2\alpha}{2} \cos \alpha \sin \beta \cos \beta\right) \quad (I.17) \\
& + a_{55} \frac{\sin 2\alpha}{2} \frac{\sin 2\beta}{2} \cos \alpha + a_{66} \left(-\frac{\sin 2\beta}{2} \cos 2\beta \cos^2 \alpha \sin \alpha\right)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
K_{16} = K_{61} = & a_{22} (-\sin 2\beta \cos^3 \alpha \cos^2 \beta) + a_{12} (-\sin 2\beta \sin^2 \alpha \cos \alpha) \\
& + a_{13} \sin 2\beta \cos \alpha (\sin^2 \alpha - \sin^2 \beta \cos^2 \alpha + \cos^2 \alpha \cos^2 \beta) \\
& + a_{33} \sin 2\beta \sin^2 \beta \cos^3 \alpha + a_{44} \left(-\frac{\sin 2\alpha}{2} \sin \alpha \sin \beta \cos \beta\right) \quad (I.18) \\
& + a_{55} \frac{\sin 2\beta}{2} \cos^3 \alpha \cos 2\beta + a_{66} \frac{\sin 2\alpha}{2} \sin \alpha \sin \beta \cos \beta
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
K_{22} = & a_{11} (\cos^4 \alpha + \sin^4 \alpha \cos^4 \beta) + a_{12} \left(\frac{\sin^2 2\alpha}{2} \cos^2 \beta\right) \\
& + a_{13} \sin^2 \alpha \sin^2 \beta (2 \cos^2 \alpha + 2 \sin^2 \alpha \cos^2 \beta) + a_{33} \sin^4 \alpha \sin^4 \beta \quad (I.19) \\
& + a_{44} \frac{\sin^2 2\alpha}{4} \cos^2 \beta + a_{55} \sin^4 \alpha \frac{\sin^2 2\beta}{4} + a_{66} \frac{\sin^2 2\alpha}{4} \sin^2 \beta
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
K_{23} = K_{32} = & a_{22} \sin^2 \alpha \sin^2 \beta \cos^2 \beta + a_{12} \sin^2 \beta \cos^2 \alpha \\
& + a_{13} (\sin^2 \alpha \sin^4 \beta + \sin^2 \alpha \cos^4 \beta + \cos^2 \alpha \cos^2 \beta) \quad (I.20) \\
& + a_{33} \sin^2 \alpha \sin^2 \beta \cos^2 \beta + a_{55} \left(-\frac{\sin^2 2\beta}{4} \sin^2 \alpha\right)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
K_{24} = K_{42} = & a_{11} \sin 2\alpha \cos^2 \alpha + a_{22} (-\sin 2\alpha \sin^2 \alpha \cos^4 \beta) \\
& + a_{12} \sin 2\alpha \cos^2 \beta (\sin^2 \alpha - \cos^2 \alpha) \\
& + a_{13} [\sin 2\alpha \sin^2 \beta (\sin^2 \alpha - \cos^2 \alpha - 2 \sin^2 \alpha \cos^2 \beta)] \\
& + a_{33} (-\sin 2\alpha \sin^2 \alpha \sin^4 \beta) - a_{44} \frac{\sin 2\alpha}{2} \cos 2\alpha \cos^2 \beta \\
& + a_{55} (-\sin 2\alpha \sin^2 \alpha \frac{\sin^2 2\beta}{4}) + a_{66} (-\sin 2\alpha \frac{\cos 2\alpha}{2} \sin^2 \beta)
\end{aligned} \tag{I.21}$$

$$\begin{aligned}
K_{25} = K_{52} = & a_{22} \sin^3 \alpha \sin 2\beta \cos^2 \beta + a_{12} \sin \alpha \sin 2\beta \cos^2 \alpha \\
& + a_{13} \sin 2\beta \sin \alpha (\sin^2 \alpha \sin^2 \beta - \cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha \cos^2 \beta) \\
& + a_{33} (-\sin 2\beta \sin^3 \alpha \sin^2 \beta) + a_{44} \frac{\sin 2\alpha}{2} \sin \beta \cos \alpha \cos \beta \\
& + a_{55} (-\sin^3 \alpha \frac{\sin 2\beta}{2} \cos 2\beta) + a_{66} (-\frac{\sin 2\alpha}{2} \sin \beta \cos \alpha \cos \beta)
\end{aligned} \tag{I.22}$$

$$\begin{aligned}
K_{26} = K_{62} = & a_{22} (-\sin^2 \alpha \sin 2\beta \cos \alpha \cos^2 \beta) + a_{12} (-\sin 2\beta \cos^3 \alpha) \\
& + a_{13} \sin 2\beta \cos \alpha (-\sin^2 \alpha \sin^2 \beta + \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha \cos^2 \beta) \\
& + a_{33} \sin^2 \alpha \sin^2 \beta \sin 2\beta \cos \alpha + a_{44} \sin \alpha \frac{\sin 2\alpha}{2} \sin \beta \cos \beta \\
& + a_{55} \sin^2 \alpha \frac{\sin 2\beta}{2} \cos \alpha \cos 2\beta + a_{66} (-\sin \alpha \frac{\sin 2\alpha}{2} \sin \beta \cos \beta)
\end{aligned} \tag{I.23}$$

$$K_{33} = a_{22} \sin^4 \beta + a_{13} (2 \sin^2 \beta \cos^2 \beta) + a_{33} \cos^4 \beta + a_{55} \frac{\sin^2 2\beta}{4} \tag{I.24}$$

$$\begin{aligned}
K_{34} = K_{43} = & a_{22}(-\sin 2\alpha \sin^2 \beta \cos^2 \beta) + a_{12} \sin 2\alpha \sin^2 \beta \\
& + a_{13} \sin 2\alpha (\cos^2 \beta - \cos^4 \beta - \sin^4 \beta) \\
& + a_{33}(-\sin 2\alpha \sin^2 \beta \cos^2 \beta) + a_{55} \sin 2\alpha \sin^2 \beta \cos^2 \beta
\end{aligned} \tag{I.25}$$

$$\begin{aligned}
K_{35} = & a_{22} \sin \alpha \sin 2\beta \sin^2 \beta + a_{13} \sin \alpha \sin 2\beta \cos 2\beta \\
& + a_{33}(-\sin \alpha \sin 2\beta \cos^2 \beta) + a_{55} \frac{\sin 2\beta}{2} \cos 2\beta \sin \alpha
\end{aligned} \tag{I.26}$$

$$\begin{aligned}
K_{36} = K_{63} = & a_{22}(-\sin 2\beta \sin^2 \beta \cos \alpha) + a_{13} \sin 2\beta \cos \alpha (\sin^2 \beta - \cos^2 \beta) \\
& + a_{33} \sin 2\beta \cos \alpha \cos^2 \beta + a_{55} \left(-\frac{\sin 2\beta}{2} \cos 2\beta \cos \alpha\right)
\end{aligned} \tag{I.27}$$

$$\begin{aligned}
K_{44} = & a_{11}[\sin^2 2\alpha (1 + \cos^4 \beta)] + a_{12}(-2 \sin^2 2\alpha \cos^2 \beta) \\
& + a_{13}(-2 \sin^4 \beta \sin^2 2\alpha) + a_{33} \sin^2 2\alpha \sin^4 \beta \\
& + a_{44} \cos^2 \beta \cos^2 2\alpha + a_{55} \frac{\sin^2 2\alpha}{4} \sin^2 2\beta + a_{66} \sin^2 \beta \cos^2 2\alpha
\end{aligned} \tag{I.28}$$

$$\begin{aligned}
K_{45} = & a_{11}(-\sin 2\beta \cos 2\alpha \cos \alpha \cos^2 \beta) + a_{12} \sin 2\beta \cos 2\alpha \cos \alpha \\
& + a_{13} \sin 2\beta \cos \alpha (\sin^2 \alpha - \cos^2 \alpha - \sin^2 \beta \cos 2\alpha + \cos^2 \beta \cos 2\alpha) \\
& + a_{33} \sin 2\beta \sin^2 \beta \cos \alpha \cos 2\alpha + a_{44} \left(-\frac{\sin 2\alpha}{2} \sin 2\beta \sin \alpha\right) \\
& + a_{55} \frac{\sin 2\beta}{2} \cos 2\alpha \cos \alpha \cos 2\beta + a_{66} \frac{\sin 2\alpha}{2} \sin 2\beta \sin \alpha
\end{aligned} \tag{I.29}$$

$$\begin{aligned}
K_{46} = & a_{11} \sin 2\alpha \sin 2\beta \cos \alpha \cos^2 \beta + a_{12} (-\sin 2\alpha \sin 2\beta \cos \alpha) \\
& + 2a_{13} \sin 2\alpha \sin 2\beta \sin^2 \beta \cos \alpha + a_{33} (-\sin 2\alpha \sin 2\beta \sin^2 \beta \cos \alpha) \\
& + a_{44} \left(-\frac{\sin 2\beta}{2} \cos 2\alpha \sin \alpha\right) + a_{55} \left(-\frac{\sin 2\alpha}{2} \sin 2\beta \cos \alpha \cos 2\beta\right) \\
& + a_{66} \frac{\sin 2\beta}{2} \cos 2\alpha \sin \alpha
\end{aligned} \tag{I.30}$$

$$\begin{aligned}
K_{55} = & a_{11} \sin^2 \alpha \sin^2 2\beta + a_{13} (-2 \sin^2 \alpha \sin^2 2\beta) + a_{33} \sin^2 \alpha \sin^2 2\beta \\
& + a_{44} \sin^2 \beta \cos^2 \alpha + a_{55} (\sin^2 \alpha \cos^2 2\beta + \cos^2 \alpha \cos^2 \beta)
\end{aligned} \tag{I.31}$$

$$\begin{aligned}
K_{56} = & a_{11} (-\sin \alpha \cos \alpha \sin^2 2\beta) + 2a_{13} \sin \alpha \cos \alpha \sin^2 2\beta \\
& + a_{33} (-\sin \alpha \cos \alpha \sin^2 2\beta) + a_{44} \sin \alpha \cos \alpha \sin^2 \beta \\
& + a_{55} \sin \alpha \cos \alpha (\cos^2 2\beta + \cos^2 \beta)
\end{aligned} \tag{I.32}$$

$$\begin{aligned}
K_{66} = & a_{11} \cos^2 \alpha \sin^2 2\beta + a_{13} (-2 \cos^2 \alpha \sin^2 2\beta) + a_{33} \cos^2 \alpha \sin^2 2\beta \\
& + a_{44} \sin^2 \alpha \sin^2 \beta + a_{55} \cos^2 \alpha \cos^2 2\beta + a_{66} \sin^2 \alpha \cos^2 \beta
\end{aligned} \tag{I.33}$$

La loi constitutive présentée à l'équation I.11 peut être transformée en coordonnées cylindriques de façon à représenter les mesures effectuées à la paroi interne du manchon avec la cellule CSIR.

Il suffit de transformer les matrices de déformations et de contraintes exprimées dans le système de coordonnées rectangulaires x, y, z au système de coordonnées cylindriques r, θ, z , avec l'axe z maintenu constant. Ceci est facilement obtenu en remplaçant l'angle α par l'angle θ dans l'équation I.1 avec l'angle β nul, puisque la cellule CSIR reste dans un même plan perpendiculaire à l'axe z du manchon (figure I.1b).

De cette façon, les déformations mesurées dans le plan de chaque rosette de la cellule, c'est-à-dire dans le système de coordonnées r, θ, z , sont dérivées en substituant l'angle α par l'angle θ (position des rosettes) et $\beta = 0$ dans l'équation I.6 exprimée en coordonnées cylindriques, qui devient :

$$[\varepsilon]_{r\theta z} = [T_\varepsilon]_{r\theta z} [\varepsilon]_{xyz} \quad (\text{I.34})$$

ou

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_r \\ \varepsilon_\theta \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{r\theta} \\ \gamma_{\theta z} \\ \gamma_{rz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sin^2\theta & \cos^2\theta & 0 & \frac{\sin 2\theta}{2} & 0 & 0 \\ \cos^2\theta & \sin^2\theta & 0 & -\frac{\sin 2\theta}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ \sin 2\theta & -\sin 2\theta & 0 & \cos 2\theta & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \sin\theta & -\cos\theta \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -\cos\theta & \sin\theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix} \quad (\text{I.35})$$

À l'équation 1.35, on a 6 composantes de déformations, dont 3 d'entre elles sont enregistrées par les rosettes de la cellule. En observant la figure I.1, on voit que les déformations à mesurer dans le plan θz de chaque rosette sont exprimées en fonction de déformations dans le système de coordonnées rectangulaires par :

$$\begin{aligned} \varepsilon_{\theta_i} &= \varepsilon_{x_i} \cos^2\theta_i + \varepsilon_{y_i} \sin^2\theta_i - \frac{\gamma_{xy_i}}{2} \sin 2\theta_i \\ \varepsilon_{z_i} &= \varepsilon_{z_i} \\ \gamma_{\theta z_i} &= \gamma_{yz_i} \sin\theta_i - \gamma_{zx_i} \cos\theta_i \end{aligned} \quad (\text{I.36})$$

avec

θ_i = position angulaire de la rosette i ($i = A, B, C$)

Les déformations du plan θz sont calculées à partir de déformations directement mesurées par les 4 jauges des rosettes disposées à 0° , 45° , 90° et 135° (figure I.1d). D'après Timoshenko & Goodier (1951) on a,

$$\varepsilon_{\psi_i} = \varepsilon_\theta \cos^2 \psi_i + \varepsilon_z \sin^2 \psi_i + \frac{\gamma_{\theta z}}{2} \sin 2\psi_i \quad (\text{I.37})$$

avec

ψ_i = l'angle entre la jauge i et l'axe de référence ($i = 1, 2, 3, 4$)

Alors, en procédant par moindres carrés, on obtient :

$$\begin{aligned} \varepsilon_{\theta_i} &= \frac{1}{4} (3\varepsilon_0 + \varepsilon_{45} + \varepsilon_{135} - \varepsilon_{90}) \\ \varepsilon_{z_i} &= \frac{1}{4} (3\varepsilon_{90} + \varepsilon_{45} + \varepsilon_{135} - \varepsilon_0) \\ \gamma_{\theta z_i} &= \varepsilon_{45} - \varepsilon_{135} \end{aligned} \quad (\text{I.38})$$

avec

$\varepsilon_0, \varepsilon_{45}, \varepsilon_{90}, \varepsilon_{135}$ correspondant aux déformations des 4 jauges de chaque rosette i .

Toutefois, l'objectif principal consiste à associer les déformations θz à la matrice de déformabilité $[K]$ afin de calculer les constantes élastiques anisotropes sous un état de compression radiale. Donc, en substituant l'équation I.34 dans l'équation I.11, on a :

$$[\varepsilon]_{r\theta z} = [T_\varepsilon]_{r\theta z} [K] [\sigma]_{xyz} \quad (\text{I.39})$$

En introduisant la matrice $[K^*]$, résultat du produit entre la matrice de transformation de déformations en coordonnées cylindriques et la matrice de déformabilité, on obtient :

$$[\varepsilon]_{r\theta z} = [K^*] [\sigma]_{xyz} \quad (I.40)$$

Par la suite, on transforme la matrice de contraintes de l'équation I.40 au système de coordonnées cylindriques du manchon en postulant que la distribution de contraintes peut être déterminée par la théorie d'élasticité classique appliquée aux cylindres creux. Donc, à la paroi interne (rayon interne = a), les composantes de contraintes générées par la compression biaxiale isotrope P_{rad} , appliquée à la paroi externe (rayon externe = b), sont données par :

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} (1 + \cos 2\theta_i) \\ \sigma_y &= \frac{b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} (1 - \cos 2\theta_i) \\ \tau_{xy} &= \frac{b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} (-\sin 2\theta_i) \end{aligned} \quad (I.41)$$

Alors, les déformations enregistrées par chaque rosette lors d'essai de rechargement biaxial sont finalement exprimées en fonction de la déformabilité de la roche, ainsi que des paramètres d'orientation α et β et de la position de mesure θ_i (position de rosette A, B, C) comme suit :

$$\begin{aligned} \varepsilon_{\theta_i} &= \frac{b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} \left[(1 + \cos 2\theta_i) (K_{11} \cos^2 \theta_i + K_{21} \sin^2 \theta_i - K_{41} \frac{\sin 2\theta_i}{2}) \right. \\ &\quad + (1 - \cos 2\theta_i) (K_{12} \cos^2 \theta_i + K_{22} \sin^2 \theta_i - K_{42} \frac{\sin 2\theta_i}{2}) \\ &\quad \left. - \sin 2\theta_i (K_{14} \cos^2 \theta_i + K_{24} \sin^2 \theta_i - K_{44} \frac{\sin 2\theta_i}{2}) \right] \end{aligned} \quad (I.42)$$

$$\varepsilon_{z_i} = \frac{b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} [K_{31}(1 + \cos 2\theta_i) + K_{32}(1 - \cos 2\theta_i) - K_{34} \sin 2\theta_i] \quad (I.43)$$

$$\begin{aligned} \gamma_{\theta z_i} = & \frac{b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} [(1 + \cos 2\theta_i) (K_{51} \sin \theta_i - K_{61} \cos \theta_i) \\ & + (1 - \cos 2\theta_i) (K_{52} \sin \theta_i - K_{62} \cos \theta_i) \\ & - \sin 2\theta_i (K_{54} \sin \theta_i - K_{64} \cos \theta_i)] \end{aligned} \quad (I.44)$$

avec

$i =$ rosette A ($\theta_A = 60^\circ$), B ($\theta_B = 180^\circ$) et C ($\theta_C = 300^\circ$).

La résolution du système composé par les équations I.42, I.43 et I.44 se fait à partir de la substitution des déformations tangentielles, axiales et de cisaillement mesurées par les rosettes, ainsi que la pression biaxiale appliquée correspondant aux mesures.

En postulant que le module de cisaillement G_2 est dépendant des autres constantes élastiques, selon l'expression empirique de Saint-Venant (1863), équation 5.45, le système d'équations est facilement résolu car, connaissant les paramètres d'orientation, seules les déformations dans les directions tangentielle et axiale des rosettes suffisent pour déterminer complètement les valeurs des modules d'élasticité E_1 et E_2 et des coefficients de Poisson ν_1 et ν_2 .

I.2 Détermination des paramètres d'orientation

Les paramètres d'orientation sont déterminés en construisant les courbes sinusoïdales de déformations mesurées avec la cellule CSIR, en compression biaxiale isotrope.

I.2.1 Direction du plan d'isotropie α

La direction α est indiquée par la position du point correspondant aux déformations extrêmes des sinusoïdes de déformations tangentiels, axiales ou de cisaillement.

I.2.1 a Sinusoïde de déformations tangentiels

Les déformations tangentiels mesurées par les 3 rosettes de la cellule CSIR permettent le calcul de la sinusoïde à 180° de phase, exprimée par :

$$\varepsilon_{\theta_i} = L \cos 2\theta_i + M \sin 2\theta_i + N \quad (\text{I.45})$$

avec

ε_{θ_i} = déformation tangentielle de la rosette i ($i = A, B, C$);

θ_i = position de la rosette i (figure 5.7) ;

L, M, N = constantes de la sinusoïde de déformations tangentiels.

En remplaçant les 3 déformations tangentiels mesurées par les rosettes A, B, et C, on obtient un système de 3 équations permettant la détermination des constantes L, M et N .

La direction α correspond au point de maximum. On pose la dérivée de l'équation I.45 par rapport à l'orientation θ égale à zéro :

$$\frac{\partial \varepsilon_{\theta}}{\partial \theta} = -2L \sin 2\theta + 2M \cos 2\theta = 0$$

$$\tan 2\theta_o = \frac{M}{L} \quad (\text{I.46})$$

La position angulaire déterminée par I.46 est un point de maximum si la dérivée seconde de l'équation I.45 est négative, et donc $\theta_0 = \alpha$. Si la dérivée seconde est positive, le point de maximum est trouvé à $\theta_0 + 90^\circ$.

La démonstration mathématique de la méthode est réalisée à partir de l'équation I.42 correspondant à la déformation tangentielle.

Cette équation peut être réécrite de façon à regrouper les termes en fonction de $\sin 2\theta$ et $\cos 2\theta$, tel que l'expression d'une sinusoïde. Ceci est facilement élaboré si on considère les relations trigonométriques suivantes :

$$\begin{aligned}\sin^2\theta + \cos^2\theta &= 1 \\ \sin 2\theta &= 2\sin\theta\cos\theta \\ \cos 2\theta &= \cos^2\theta - \sin^2\theta\end{aligned}\tag{I.47a}$$

et

$$\begin{aligned}\cos^2\theta &= \frac{1 + \cos 2\theta}{2} \\ \sin^2\theta &= \frac{1 - \cos 2\theta}{2}\end{aligned}\tag{I.47b}$$

De plus, les coefficients K_{ij} présentent des relations particulières entre eux, dues aux matrices de transformation $[\sigma]_{xyz}$ et $[\varepsilon]_{xyz}$ (équations I.7 et I.8) et à la symétrie de la matrice $[K]$ de l'équation I.11. Alors, on a :

$$K_{41} = K_{42}\tag{I.48}$$

$$K_{44} + 2K_{21} = K_{11} + K_{22}\tag{I.49}$$

L'équation I.48 est facilement démontrée si on développe les équations I.16 et I.21, en

considérant que :

$$\begin{aligned} a_{44} &= \frac{1}{G_1} = \frac{2(1+\nu_1)}{E_1} = 2a_{11} + 2a_{12} \\ a_{55} &= \frac{1}{G_2} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} + \frac{2\nu_2}{E_2} = a_{11} + a_{33} - 2a_{13} \end{aligned} \quad (\text{I.50})$$

De cette façon, on peut réécrire les équations I.16 et I.21 comme suit :

$$K_{41} = a_{11} \sin 2\alpha \frac{\sin^2 \beta}{2} - a_{33} \sin 2\alpha \frac{\sin^2 \beta}{2} \quad (\text{I.51})$$

$$K_{42} = a_{11} \sin 2\alpha \frac{\sin^2 \beta}{2} - a_{33} \sin 2\alpha \frac{\sin^2 \beta}{2} \quad (\text{I.52})$$

ce qui vérifie donc la relation représentée par l'équation I.48.

De façon similaire, la relation énoncée en I.49 est obtenue à partir des équations I.13, I.14, I.19 et I.28, correspondant aux coefficients K_{11} , K_{12} , K_{22} et K_{44} .

Des équations peuvent être développées en considérant les relations présentées en I.47 de façon à obtenir les égalités suivantes :

$$2K_{21} + K_{44} = a_{11}(1 + \cos^2 \beta) + a_{33} \sin^2 \beta \quad (\text{I.53})$$

et

$$K_{11} + K_{22} = a_{11}(1 + \cos^2 \beta) + a_{33} \sin^2 \beta \quad (\text{I.54})$$

L'équation I.53 est donc égale à I.54, ce qui vérifie la relation présentée en I.49.

L'équation I.42 est élaborée afin de l'exprimer comme une sinusoïde. En introduisant la constante $\zeta = (b^2 P_{rad}) / (b^2 - a^2)$ et en utilisant les relations trigonométriques de base présentées en I.47, on a :

$$\begin{aligned} \frac{\varepsilon_{\theta i}}{\zeta} = & \cos 2\theta [\cos^2 \theta (K_{11} - K_{12}) + \sin^2 \theta (K_{21} - K_{22})] \\ & + \frac{\sin 2\theta}{2} [-4 K_{42} \sin^2 \theta - 4 K_{41} \cos^2 \theta + K_{44} \sin 2\theta] \\ & + K_{11} \cos^2 \theta + K_{22} \sin^2 \theta + K_{12} \end{aligned} \quad (I.55)$$

En tenant compte de la relation énoncée en I.48, on peut réécrire l'équation I.55 comme suit :

$$\begin{aligned} \frac{\varepsilon_{\theta i}}{\zeta} = & 2 \cos^4 \theta K_{11} + 2 \sin^4 \theta K_{22} - 2 \sin 2\theta K_{41} \\ & + 2 \sin^2 \theta \cos^2 \theta (2 K_{12} + K_{44}) \end{aligned} \quad (I.56)$$

Par la suite, on introduit la relation présentée en I.49 dans l'équation I.56 de façon à obtenir finalement l'expression suivante :

$$\frac{\varepsilon_{\theta i}}{\zeta} = (K_{11} - K_{22}) \cos 2\theta - 2 K_{41} \sin 2\theta + K_{11} + K_{22} \quad (I.57)$$

L'équation I.42 est donc exprimée selon la sinusoïde présentée en I.45.

En considérant l'équation I.57, on peut exprimer les constantes L, M et N de l'équation I.45 de la façon suivante :

$$\begin{aligned}
 L &= (K_{11} - K_{22}) \zeta \\
 M &= -2K_{41} \zeta \\
 N &= (K_{11} + K_{22}) \zeta
 \end{aligned}
 \tag{I.58}$$

En substituant les équations I.58 dans l'équation I.46, on a :

$$\tan 2\theta_o = -\frac{2K_{41}}{K_{11} - K_{22}} \tag{I.59}$$

Les coefficients K_{11} , K_{41} et K_{22} sont élaborés à partir des équations I.13, I.16 et I.19, en considérant les équations I.50 et les relations trigonométriques présentées en I.47. De cette façon, on a :

$$K_{14} = \frac{\sin 2\alpha}{2} \sin^2 \beta (a_{11} - a_{33}) \tag{I.60}$$

et

$$K_{11} - K_{22} = \cos 2\alpha \sin^2 \beta (-a_{11} + a_{33}) \tag{I.61}$$

Alors, en remplaçant les équations I.60 et I.61 dans l'équation I.47, on obtient la relation recherchée :

$$\begin{aligned}
 \tan 2\theta_o &= \tan 2\alpha \\
 \therefore \theta_o &= \alpha
 \end{aligned}
 \tag{I.62}$$

qui démontre mathématiquement la méthode proposée dans le présent travail pour la détermination de la direction du plan isotrope.

De plus, on peut exprimer la sinusoïde de déformations tangentiellles (équation I.45) en fonction des paramètres de déformabilité et d'orientation.

Ceci est achevé en travaillant les termes de l'équation I.45, exprimés en fonction de K_{ij} , tel que présenté à l'équation I.58. Alors, en remplaçant les équations I.55, I.60 et I.61 dans les équations I.58, on a :

$$\begin{aligned} L &= \zeta \cos 2\alpha \sin^2 \beta (-a_{11} + a_{33}) \\ M &= \zeta \sin 2\alpha \sin^2 \beta (-a_{11} + a_{33}) \\ N &= \zeta [(1 + \cos^2 \beta) a_{11} + \sin^2 \beta a_{33}] \end{aligned} \quad (I.63)$$

En substituant les équations I.63 dans l'équation I.45, on obtient la sinusoïde suivante :

$$\begin{aligned} \frac{\varepsilon_{\theta i}}{\zeta} &= \sin^2 \beta (-a_{11} + a_{33}) (\cos 2\alpha \cos 2\theta_i + \sin 2\alpha \sin 2\theta_i) \\ &+ a_{11}(1 + \cos^2 \beta) + a_{33} \sin^2 \beta \end{aligned} \quad (I.64)$$

ou encore,

$$\begin{aligned} \frac{\varepsilon_{\theta i}}{\zeta} &= \sin^2 \beta \left(-\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} \right) (\cos 2\alpha \cos 2\theta_i + \sin 2\alpha \sin 2\theta_i) \\ &+ \frac{1 + \cos^2 \beta}{E_1} + \frac{\sin^2 \beta}{E_2} \end{aligned} \quad (I.65)$$

avec

$$\zeta = \frac{b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2}$$

I.2.1 b Sinusoïde de déformations axiales

De façon analogue au cas précédent, il est possible de construire une courbe sinusoïde

à partir des déformations axiales mesurées par les rosettes A, B et C. Cette sinusoïde de 180° de phase est exprimée comme suit :

$$\varepsilon_{z_i} = O \cos 2\theta_i + P \sin 2\theta_i + Q \quad (\text{I.66})$$

avec

ε_{z_i} = déformation axiale de la rosette i ($i = A, B, C$);

θ_i = position de la rosette i ;

O, P, Q = constantes de la sinusoïde.

La résolution du système de 3 équations résultant de la substitution des déformations axiales (rosettes A, B et C) dans l'équation I.66 permet l'obtention des constantes O, P et Q , ainsi que la sinusoïde en fonction de l'orientation angulaire θ .

La direction α correspond au point de minimum. La dérivée de l'équation I.66 par rapport à θ est posée égale à zéro :

$$\begin{aligned} \frac{\partial \varepsilon_z}{\partial \theta} &= -2O \sin 2\theta + 2P \cos 2\theta = 0 \\ \tan 2\theta_o &= \frac{P}{O} \end{aligned} \quad (\text{I.67})$$

La direction α est indiquée par le point de minimum. On vérifie en I.67 que la dérivée seconde est positive comme précédemment.

La démonstration mathématique selon laquelle α est égale à θ_o , exprimée par l'équation I.67, est directement obtenue à partir de l'expression I.43. Il suffit de regrouper à

nouveau les termes de l'équation I.43 en fonction de $\sin 2\theta$ et $\cos 2\theta$, comme suit :

$$\varepsilon_{z_i} = \frac{b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} [(K_{31} - K_{32}) \cos 2\theta_i - K_{34} \sin 2\theta_i + K_{31} + K_{32}] \quad (I.68)$$

L'équation I.68 est donc une sinusoïde de 180° de phase.

En utilisant l'équation I.68, on peut exprimer les constantes O, P et Q de l'équation I.66 comme suit :

$$\begin{aligned} O &= (K_{31} - K_{32}) \frac{b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} \\ P &= -K_{34} \frac{b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} \\ Q &= (K_{31} + K_{32}) \frac{b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} \end{aligned} \quad (I.69)$$

En introduisant la constante $\zeta = b^2 P_{rad} / (b^2 - a^2)$ dans l'équation I.69, on a :

$$\begin{aligned} O &= (K_{31} - K_{32}) \zeta \\ P &= -K_{34} \zeta \\ Q &= (K_{31} + K_{32}) \zeta \end{aligned} \quad (I.70)$$

Par la suite, on remplace les équations I.70 dans l'équation I.67 et on obtient :

$$\tan 2\theta_o = \frac{-K_{34}}{K_{31} - K_{32}} \quad (I.71)$$

Il suffit maintenant de travailler les équations I.15, I.20 et I.25 correspondant aux coefficients K_{13} , K_{23} et K_{34} en fonction des paramètres de déformabilité et d'orientation, en considérant toujours les relations I.50, correspondant aux modules de cisaillement.

De cette façon, il est possible de trouver les expressions suivantes :

$$K_{34} = \sin 2\alpha \sin^2 \beta (a_{12} - a_{13}) \quad (I.72)$$

et

$$K_{31} - K_{32} = \cos 2\alpha \sin^2 \beta (-a_{12} + a_{13}) \quad (I.73)$$

Alors, en substituant les équations I.72 et I.73 dans l'équation I.71, on a :

$$\begin{aligned} \tan 2\theta_o &= \tan 2\alpha \\ \therefore \theta_o &= \alpha \end{aligned} \quad (I.74)$$

qui démontre donc analytiquement la méthode proposée pour la détermination de la direction du plan isotrope α .

De façon analogue au cas de la sinusoïde de déformations tangentiels, on exprime la sinusoïde de déformations axiales en fonction des paramètres de déformabilité et d'orientation.

Pour ceci, on développe le dernier terme de la sinusoïde (équation I.66), soit la constante Q , en fonction de K_{ij} , de façon similaire aux cas précédents. Alors, on obtient :

$$K_{31} + K_{32} = a_{12} \sin^2 \beta + a_{13} (1 + \cos^2 \beta) \quad (I.75)$$

En remplaçant les équations I.72, I.73 et I.75 dans les équations I.70, on a :

$$\begin{aligned} O &= \zeta \cos 2\alpha \sin^2 \beta (-a_{12} + a_{13}) \\ P &= \zeta \sin 2\alpha \sin^2 \beta (-a_{12} + a_{13}) \\ Q &= \zeta [a_{12} \sin^2 \beta + a_{13} (1 + \cos^2 \beta)] \end{aligned} \quad (\text{I.76})$$

Finalement, la substitution des équations I.76 dans l'équation générale de la sinusoïde (équation I.66) offre l'expression suivante :

$$\begin{aligned} \frac{\varepsilon_{xi}}{\zeta} &= \sin^2 \beta (-a_{12} + a_{13}) (\cos 2\alpha \cos 2\theta_i + \sin 2\alpha \sin 2\theta_i) \\ &\quad + a_{12} \sin^2 \beta + a_{13} (1 + \cos^2 \beta) \end{aligned} \quad (\text{I.77})$$

ou encore,

$$\begin{aligned} \frac{\varepsilon_{xi}}{\zeta} &= \sin^2 \beta \left(\frac{v_1}{E_1} - \frac{v_2}{E_2} \right) (\cos 2\alpha \cos 2\theta_i + \sin 2\alpha \sin 2\theta_i) \\ &\quad - \frac{v_1}{E_1} \sin^2 \beta - \frac{v_2}{E_2} (1 + \cos^2 \beta) \end{aligned} \quad (\text{I.78})$$

avec

$$\zeta = \frac{b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2}$$

I.2.1 c Sinusoïde de déformations de cisaillement

La direction α peut être aussi déterminée à partir de la construction d'une sinusoïde de déformations de cisaillement avec une phase de 360° , comme suit :

$$\gamma_{\theta z_i} = R \cos \theta_i + S \sin \theta_i + T \quad (\text{I.79})$$

avec

$\gamma_{\theta z_i}$ = déformation de cisaillement de la rosette i ($i = A, B, C$) ;

θ_i = position de la rosette i ;

R, S, T = constantes de la sinusoïde.

De façon similaire aux sinusoïdes précédentes, la dérivée de l'équation I.79, en fonction de l'orientation, est mise égale à zéro. Donc, on a :

$$\begin{aligned} \frac{\partial \gamma_{\theta z}}{\partial \theta} &= -R \sin \theta + S \cos \theta = 0 \\ \tan \theta_o &= \frac{S}{R} \end{aligned} \quad (\text{I.80})$$

La direction α est indiquée par le point de minimum, égale à θ_o , si la dérivée seconde de l'équation I.79 est positive. Si négative, le point de minimum correspond à $\theta_o + 180^\circ$.

La vérification mathématique de cette méthode est similaire aux cas précédents. On développe l'équation I.44 de façon à l'exprimer en fonction de $\sin \theta$ et $\cos \theta$. Les relations trigonométriques présentées en I.47 sont considérées.

De plus, les relations existant entre les coefficients K_{ij} correspondants sont représentées par :

$$K_{52} = K_{51} + K_{64} \quad (\text{I.81})$$

$$K_{16} = K_{26} + K_{54} \quad (\text{I.82})$$

La relation I.81 est démontrée à partir du développement des équations I.17, I.22 et I.30 en considérant les relations trigonométriques (équations I.47) et les relations des modules de cisaillement (équations I.50). On trouve les expressions :

$$K_{52} = \frac{\sin 2\beta}{2} \sin \alpha (a_{11} - a_{33}) \quad (\text{I.83})$$

et

$$K_{51} + K_{64} = \frac{\sin 2\beta}{2} \sin \alpha (a_{11} - a_{33}) \quad (\text{I.84})$$

qui vérifie donc l'équation I.81.

La relation présentée à l'équation I.82 est démontrée directement à partir des expressions I.18, I.23 et I.29, puisqu'en travaillant les termes, on a :

$$\begin{aligned} K_{16} - K_{26} = & a_{11} (-\sin 2\beta \cos 2\alpha \cos \alpha \cos^2 \beta) + a_{12} \sin 2\beta \cos 2\alpha \cos \alpha \\ & + a_{13} \sin 2\beta \cos \alpha (\sin^2 \alpha - \cos^2 \alpha - \sin^2 \beta \cos 2\alpha + \cos^2 \beta \cos 2\alpha) \\ & + a_{33} \sin 2\beta \cos 2\alpha \sin^2 \beta \cos \alpha + a_{44} \left(-\frac{\sin 2\alpha}{2} \sin 2\beta \sin \alpha \right) \\ & + a_{55} \left(\frac{\sin 2\beta}{2} \cos 2\alpha \cos 2\beta \cos \alpha + \frac{\sin 2\alpha}{2} \sin 2\beta \sin \alpha \right) \end{aligned} \quad (\text{I.85})$$

qui est égal à l'expression de K_{45} présentée en I.29.

En développant l'équation générale de déformation de cisaillement (I.44) avec les

relations représentées par les équations I.81 et I.82, on obtient :

$$\gamma_{\theta z_1} = \frac{b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} [2 \sin \theta \cos^2 \theta (K_{51} + K_{64}) - 2 \sin^2 \theta \cos \theta (K_{62} + K_{54}) - 2 \cos^3 \theta K_{61} + 2 \sin^3 \theta K_{52}] \quad (I.86)$$

$$\therefore \gamma_{\theta z_1} = \frac{b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} (-2 K_{61} \cos \theta + 2 K_{52} \sin \theta)$$

qui représente donc une sinusoïde de 360° de phase.

En utilisant l'équation I.86, on peut exprimer les constantes R, S et T de l'équation I.79 comme suit :

$$\begin{aligned} R &= -2 K_{61} \frac{b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} \\ S &= 2 K_{52} \frac{b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} \\ T &= 0 \end{aligned} \quad (I.87)$$

La substitution des équations I.87 dans l'équation I.80 donne la relation suivante :

$$\tan \theta_o = - \frac{K_{52}}{K_{61}} \quad (I.88)$$

En développant les équations I.18 et I.22, avec les relations présentées en I.50, on a :

$$K_{52} = \sin 2\beta \frac{\sin \alpha}{2} (a_{11} - a_{33}) \quad (I.89)$$

et

$$K_{61} = \sin 2\beta \frac{\cos \alpha}{2} (-a_{11} + a_{33}) \quad (\text{I.90})$$

Alors, en remplaçant les équations I.89 et I.90 dans l'équation I.88, on obtient la relation suivante :

$$\begin{aligned} \tan \theta_o &= \tan \alpha \\ \therefore \theta_o &= \alpha \end{aligned} \quad (\text{I.91})$$

En substituant les équations I.89 et I.90 dans les équations I.87 avec $\zeta = b^2 P_{\text{rad}} / (b^2 - a^2)$, on obtient :

$$\begin{aligned} R &= \zeta \cos \alpha \sin 2\beta (a_{11} - a_{33}) \\ S &= \zeta \sin \alpha \sin 2\beta (a_{11} - a_{33}) \\ T &= 0 \end{aligned} \quad (\text{I.92})$$

Finalement, la substitution des équations I.92 dans l'équation générale de la sinusoïde (équation I.79) offre l'expression ci-dessous :

$$\frac{\gamma_{\theta z_i}}{\zeta} = \sin 2\beta (a_{11} - a_{33}) (\cos \alpha \cos \theta_i + \sin \alpha \sin \theta_i) \quad (\text{I.93})$$

ou encore

$$\gamma_{\theta z_i} = \zeta \sin 2\beta \left(\frac{1}{E_1} - \frac{1}{E_2} \right) (\cos \alpha \cos \theta_i + \sin \alpha \sin \theta_i) \quad (\text{I.94})$$

I.2.2 Pendage du plan d'isotropie β

Le pendage du plan isotrope est déterminé à partir des déformations tangentielles maximales et minimales et de la déformation de cisaillement maximale. L'expression qui relie le pendage aux déformations tangentielles et de cisaillement est la suivante :

$$\tan \beta = \frac{\varepsilon_{\theta_{\max}} - \varepsilon_{\theta_{\min}}}{\gamma_{\theta_{\max}}} \quad (\text{I.95})$$

avec

- $\varepsilon_{\theta_{\max}} =$ déformation tangentielle maximale (équation I.45 avec $\theta = \alpha$);
- $\varepsilon_{\theta_{\min}} =$ déformation tangentielle minimale (équation I.45 avec $\theta = \alpha + 90^\circ$);
- $\gamma_{\theta_{\max}} =$ déformation de cisaillement maximale (équation I.79 avec $\theta = \alpha + 180^\circ$).

L'équation I.95 est obtenue en considérant les équations de sinusoides exprimées en fonction de paramètres d'orientation et des constantes élastiques anisotropes. Dans le cas de la sinusoïde de déformation tangentielle (représentée de façon générale par l'équation I.45), on utilise l'équation I.65. En substituant l'angle θ par les positions angulaires correspondant aux déformations tangentielles maximales (α) et minimales ($\alpha + 90^\circ$), on obtient les expressions suivantes :

$$\varepsilon_{\theta_{\alpha}} = 2 \zeta \left(\frac{\cos^2 \beta}{E_1} + \frac{\sin^2 \beta}{E_2} \right) \quad (\text{I.96})$$

$$\varepsilon_{\theta_{\alpha+90}} = \frac{2 \zeta}{E_1} \quad (\text{I.97})$$

Dans le cas de la sinusoïde de déformation de cisaillement (représentée par l'équation I.79), on utilise l'équation I.94. En remplaçant l'angle θ par l'angle correspondant à la déformation de cisaillement maximale, soit $\alpha + 180^\circ$, on obtient :

$$\gamma_{\theta Z_{\alpha+180}} = \zeta \left(-\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} \right) \sin 2\beta \quad (\text{I.98})$$

L'équation I.98 peut être réécrite comme suit :

$$\frac{1}{E_2} = \frac{\gamma_{\theta Z_{\alpha+180}}}{\zeta \sin 2\beta} + \frac{1}{E_1} \quad (\text{I.99})$$

En substituant l'équation I.99 dans l'équation I.96 on a :

$$\varepsilon_{\theta_{\alpha}} = 2 \zeta \left(\frac{1}{E_1} + \frac{\gamma_{\theta Z_{\alpha+180}}}{2\zeta} \tan \beta \right) \quad (\text{I.100})$$

En remplaçant l'équation I.97 dans l'équation I.100, on a :

$$\varepsilon_{\theta_{\alpha}} = \varepsilon_{\theta_{\alpha+90}} + \gamma_{\theta Z_{\alpha+180}} \tan \beta \quad (\text{I.101})$$

Finalement, de I.101, on a l'expression recherchée :

$$\tan \beta = \frac{\varepsilon_{\theta_{\alpha}} - \varepsilon_{\theta_{\alpha+90}}}{\gamma_{\theta Z_{\alpha+180}}} \quad (\text{I.102})$$

I.3 Détermination des paramètres de déformabilité

Les paramètres de déformabilité peuvent être également déterminés à partir des expressions générales des sinusoides de déformations. Le module d'élasticité E_1 est directement obtenu de l'équation I.97 :

$$E_1 = \frac{2 b^2 P_{rad}}{(b^2 - a^2) \varepsilon_{\theta_{\alpha+90}}} \quad (I.103)$$

En remplaçant l'équation I.103 dans l'équation I.96, on obtient l'expression du module d'élasticité E_2 :

$$\frac{1}{E_2} = \frac{1}{\sin^2 \beta} \left[\frac{\varepsilon_{\theta_{\alpha}} (b^2 - a^2)}{2 b^2 P_{rad}} - \frac{\cos^2 \beta}{E_1} \right] \quad (I.104)$$

Les coefficients de Poisson ν_1 et ν_2 sont calculés en utilisant l'équation de la sinusoïde de déformations axiales (équation I.79). La substitution de l'angle θ par α et $\alpha + 90^\circ$ fournit les équations de déformations axiales minimale et maximale suivantes :

$$\varepsilon_{z_{\alpha}} = \varepsilon_{z_{\min}} = - \frac{\nu_2}{E_2} \left(\frac{2 b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} \right) \quad (I.105)$$

$$\varepsilon_{z_{\alpha+90}} = \varepsilon_{z_{\max}} = \frac{2 b^2 P_{rad}}{b^2 - a^2} \left(- \frac{\nu_1}{E_1} \sin^2 \beta - \frac{\nu_2}{E_2} \cos^2 \beta \right) \quad (I.106)$$

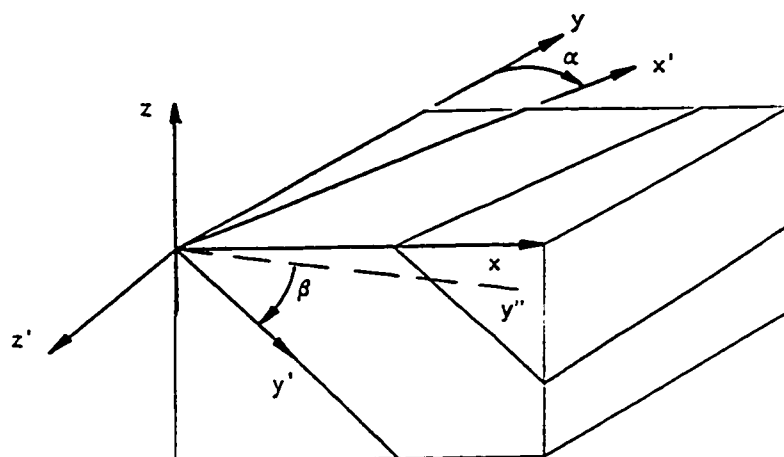
En substituant la valeur E_2 calculée en I.104 dans l'équation I.105, on obtient le coefficient de Poisson ν_2 comme suit :

$$\nu_2 = - \varepsilon_{z_\alpha} E_2 \left(\frac{b^2 - a^2}{2 b^2 P_{rad}} \right) \quad (\text{I.107})$$

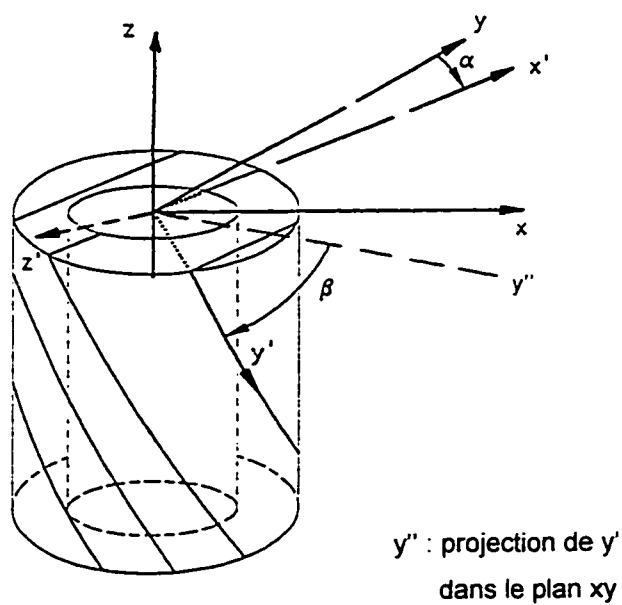
D'autre part, le coefficient de Poisson ν_1 peut être calculé à partir de l'équation I.106 en remplaçant la valeur de β (calculée en I.95), les valeurs de E_1 et E_2 (calculées en I.103 et I.104, respectivement) et la valeur de ν_2 (calculée en I.107) et donc, on a :

$$\nu_1 = - \frac{E_1}{\sin^2 \beta} \left[\frac{\varepsilon_{z_\alpha \cdot 90} (b^2 - a^2)}{2 b^2 P_{rad}} + \frac{\nu_2}{E_2} \cos^2 \beta \right] \quad (\text{I.108})$$

En conclusion, les paramètres de déformabilité déterminés par les équations précédentes sont exactement les mêmes que calculés selon les équations générales I.42, I.43 et I.44 avec le module de cisaillement G_2 de Saint Venant.

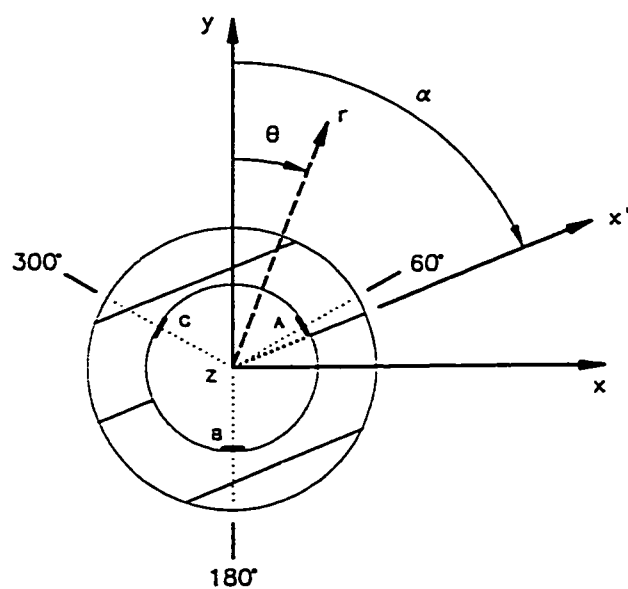


(a) Massif rocheux

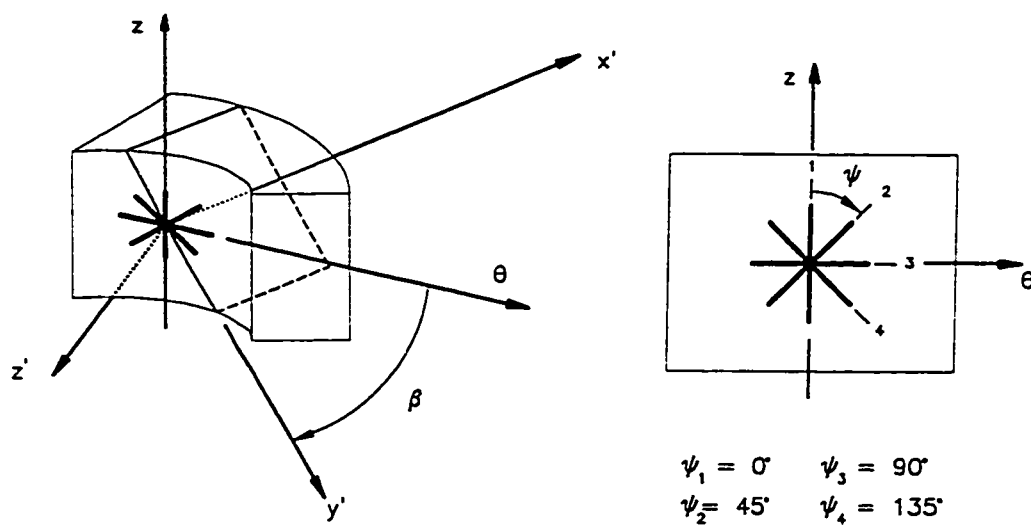


(b) Manchon

Figure I.1 - Systèmes de coordonnées de la méthode analytique de détermination de l'anisotropie : (a) massif rocheux (b) manchon



(c) Cellule CSIR

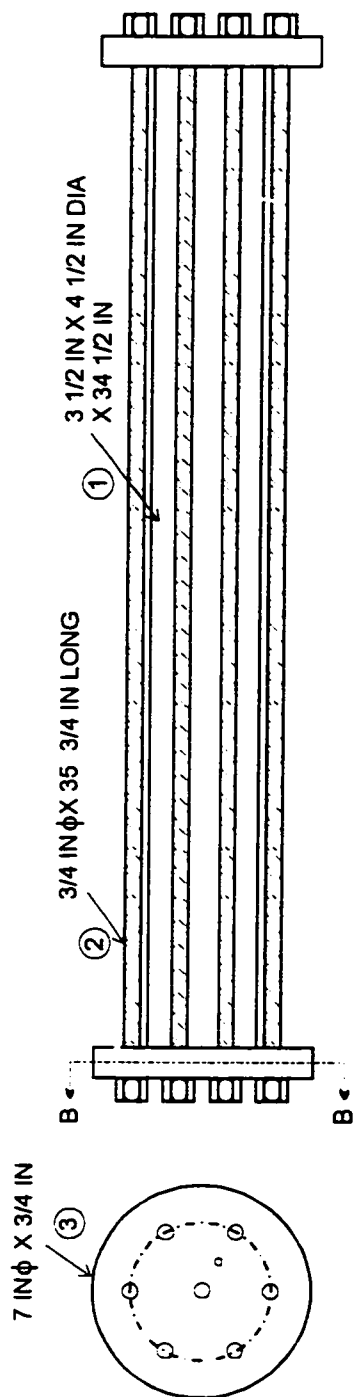


(d) Rosette à quatre jauges

Figure I.1 - Systèmes de coordonnées de la méthode analytique de détermination de l'anisotropie : (c) cellule CSIR (d) rosette à 4 jauges (suite)

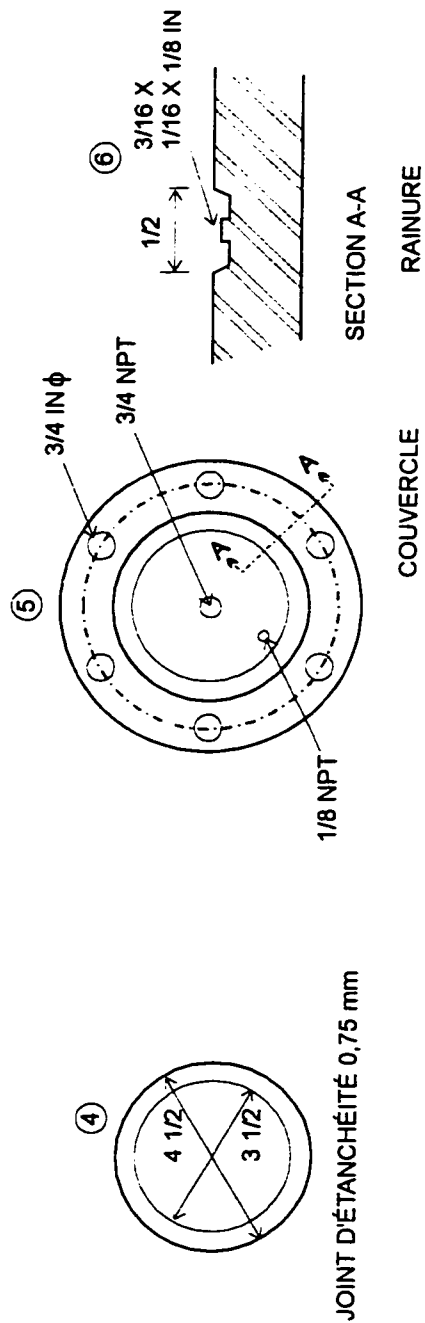
ANNEXE II

**PLAN SCHÉMATIQUE DE LA
CHAMBRE À PRESSION HYDROSTATIQUE**



RÉSERVOIR CYLINDRIQUE

COUVERCLE
SECTION B-B



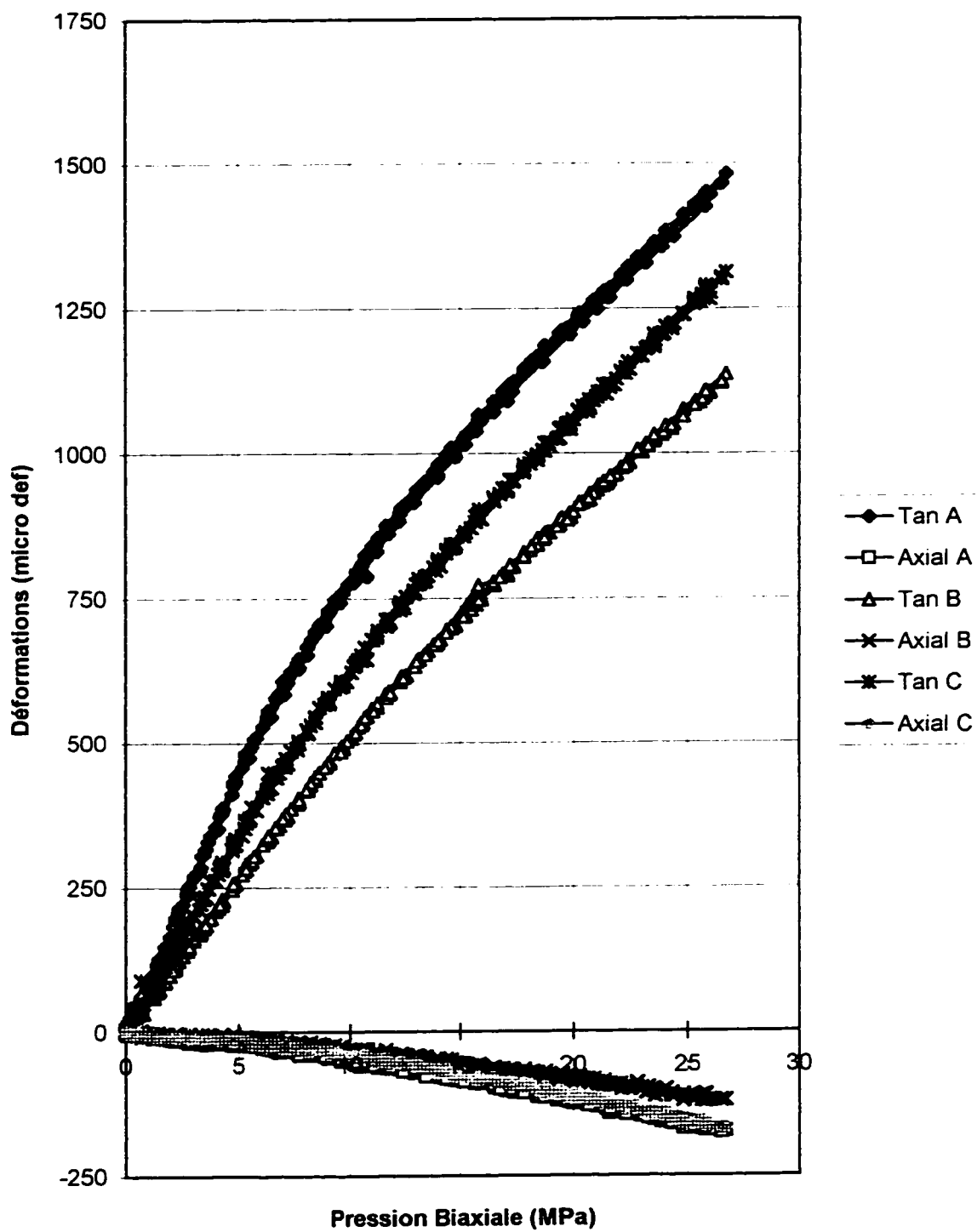
Principaux éléments de la chambre à pression hydrostatique:

- 1 - Réservoir cylindrique en acier à haute teneur de carbone
- 2 - Boulon (6)
- 3 - Couvercle (2) en acier laminé à chaud
- 4 - Joint d'étanchéité des couvercles (0.75 mm d'épaisseur) en métaloplastique
- 5 - Côte interne de couvercle avec détail du trou central de passage de câble de la cellule CSIR; Raccord central (filet américain standard) en acier inoxydable et trou non centré avec raccord en acier inoxydable
- 6 - Détail de la rainure interne du couvercle pour l'ajustement du joint d'étanchéité

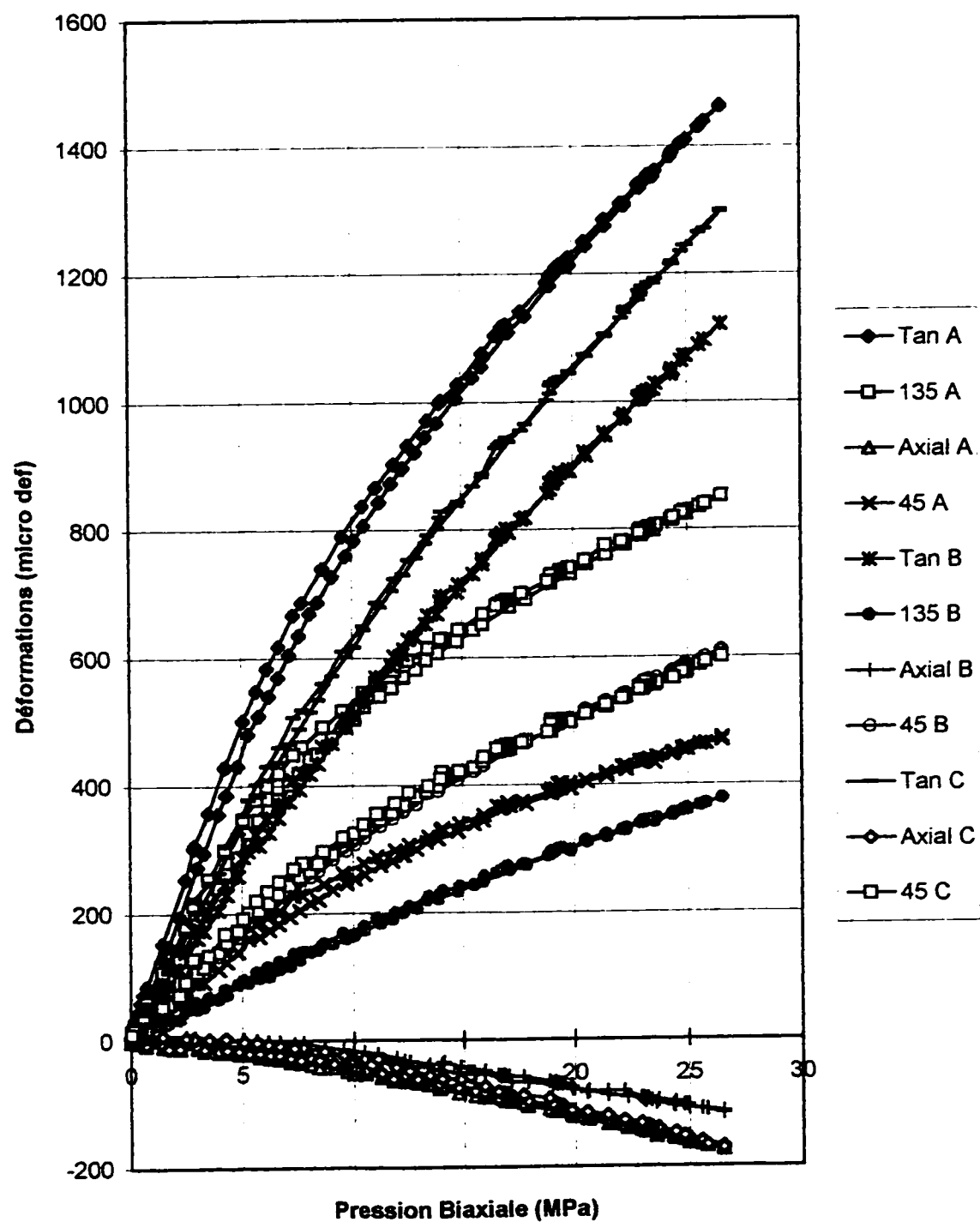
ANNEXE III

**RÉSULTATS D'ESSAIS DE
COMPRESSION BIAXIALE ISOTROPE**

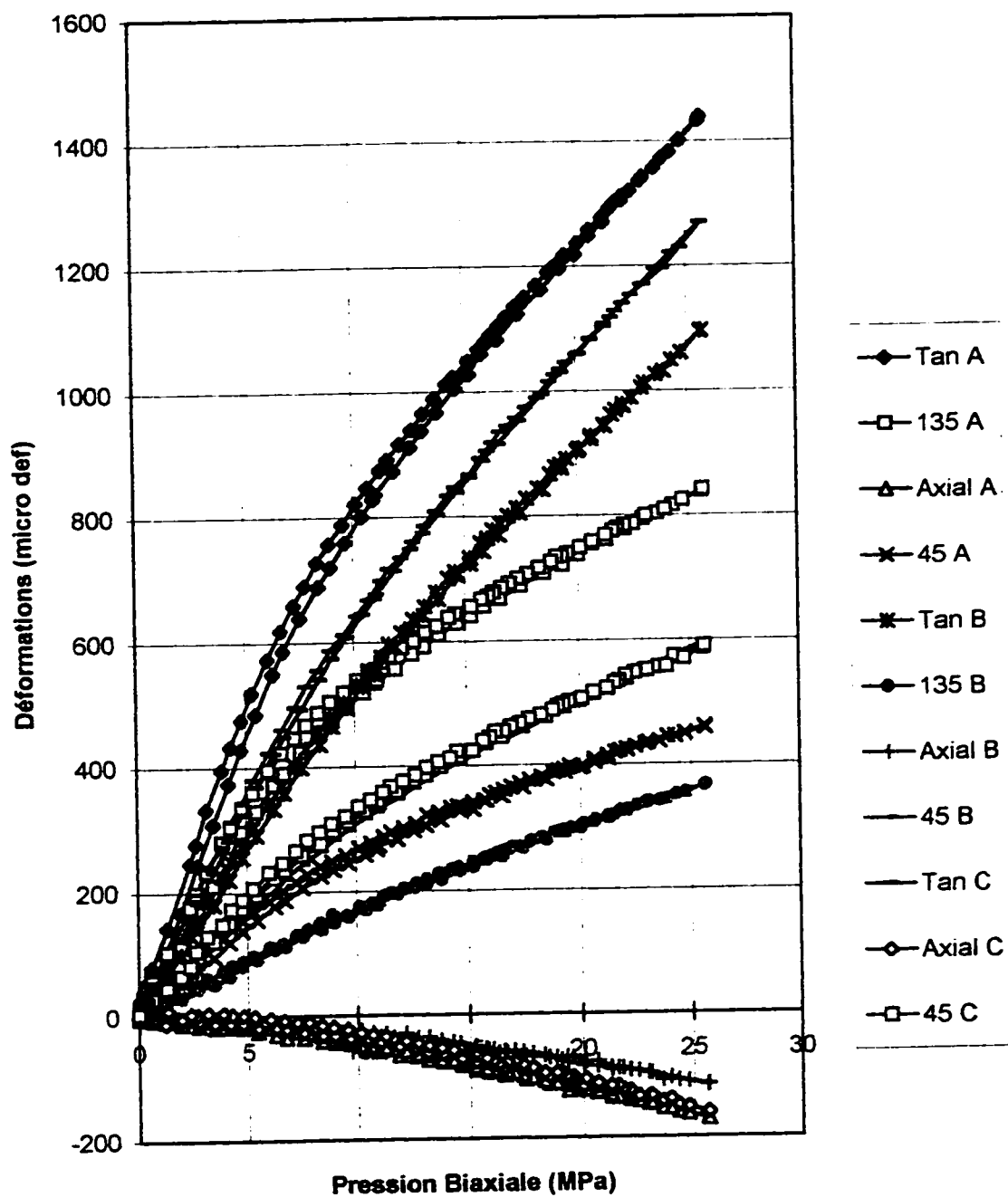
Déformations Locales - R1



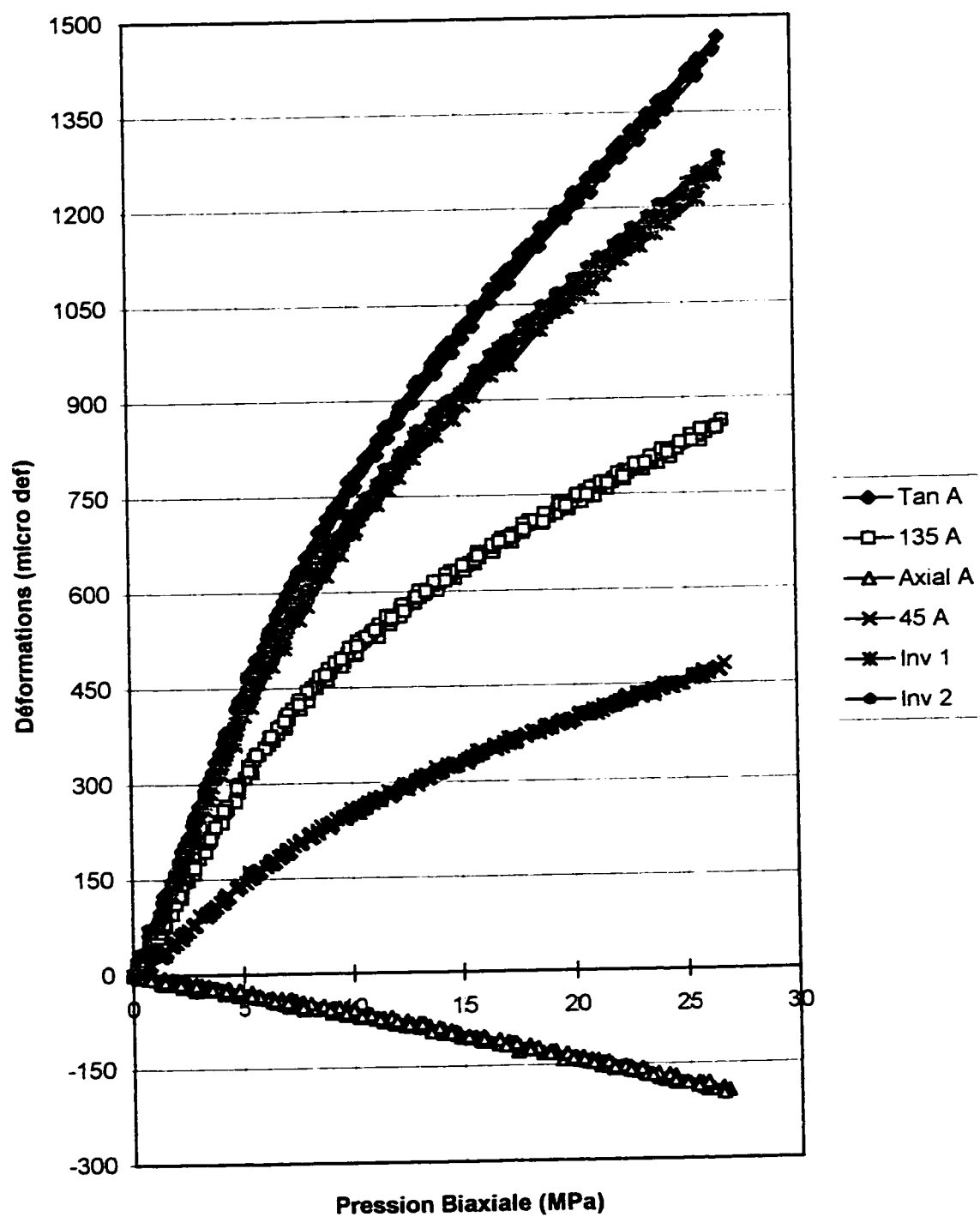
Déformations Locales - R1B1



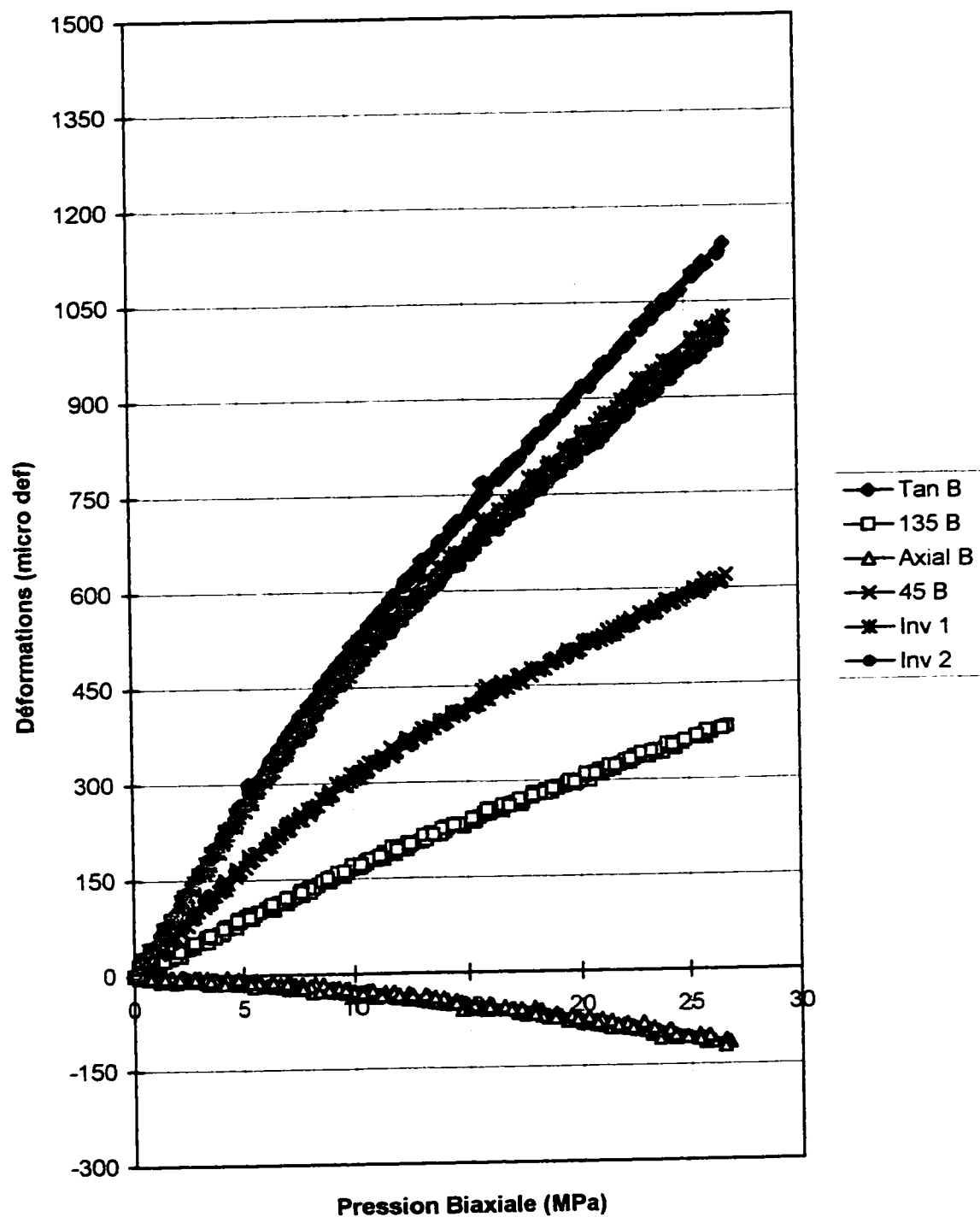
Déformations Locales - R1B4



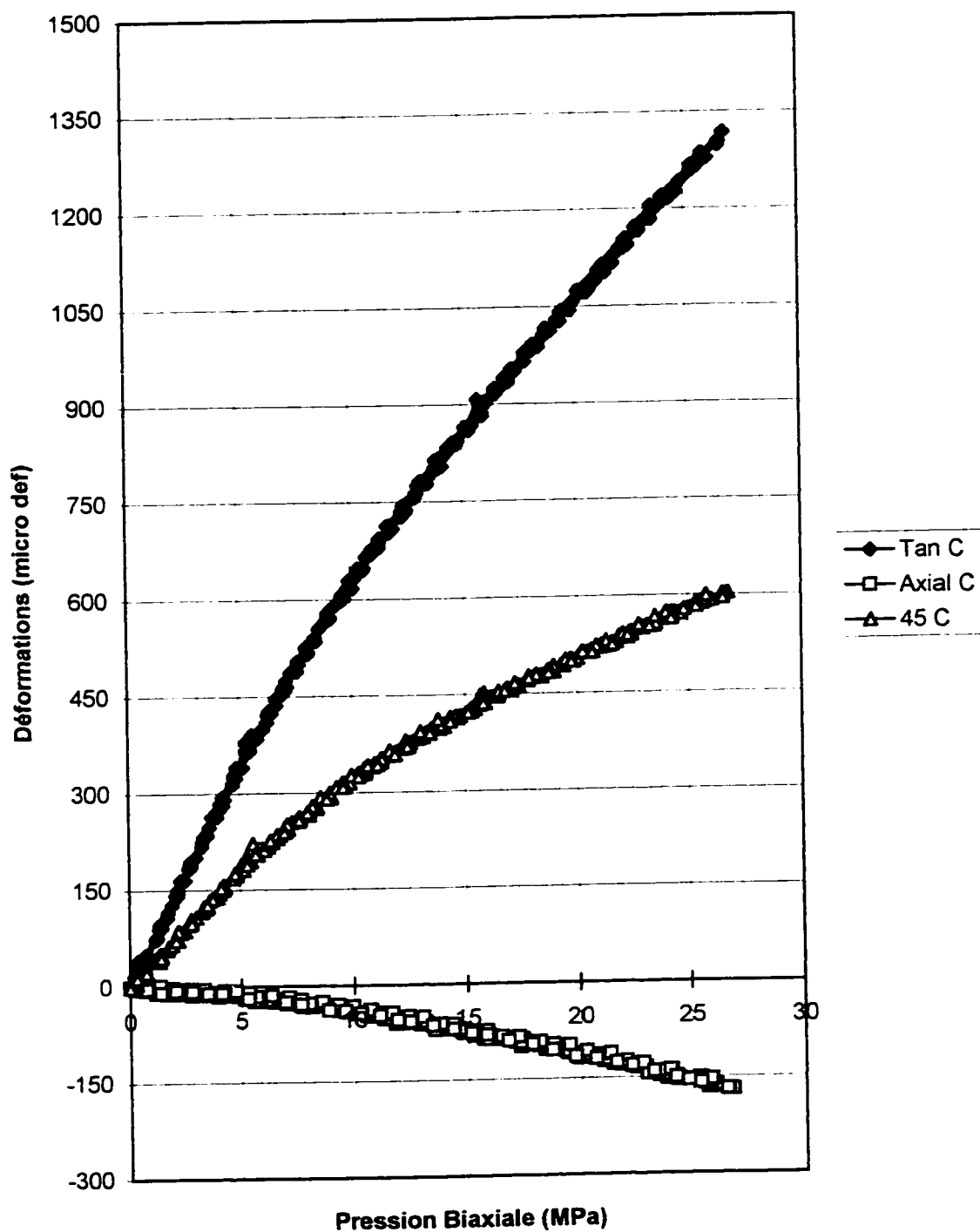
Déformations Locales - R1 - Rosette A

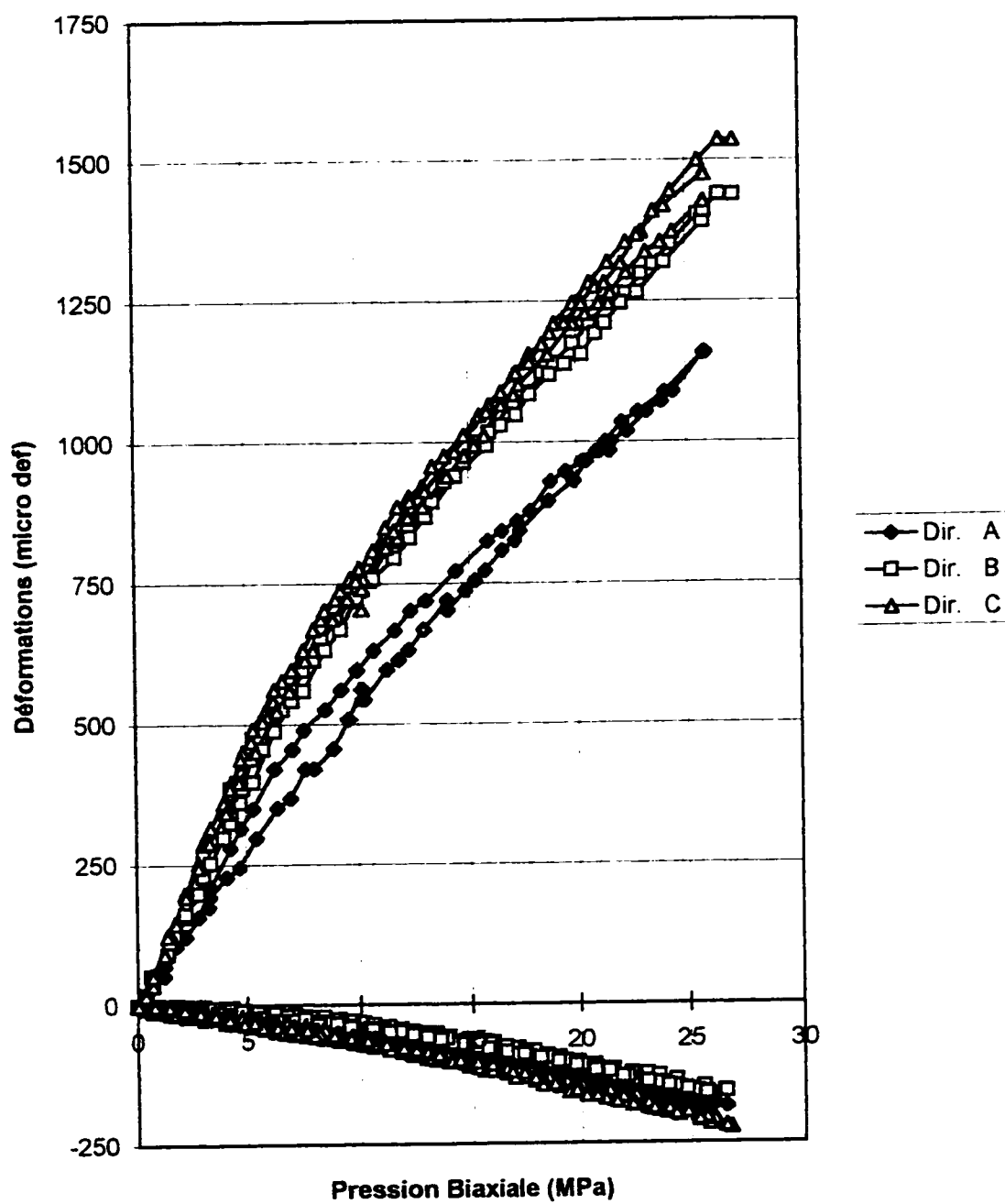


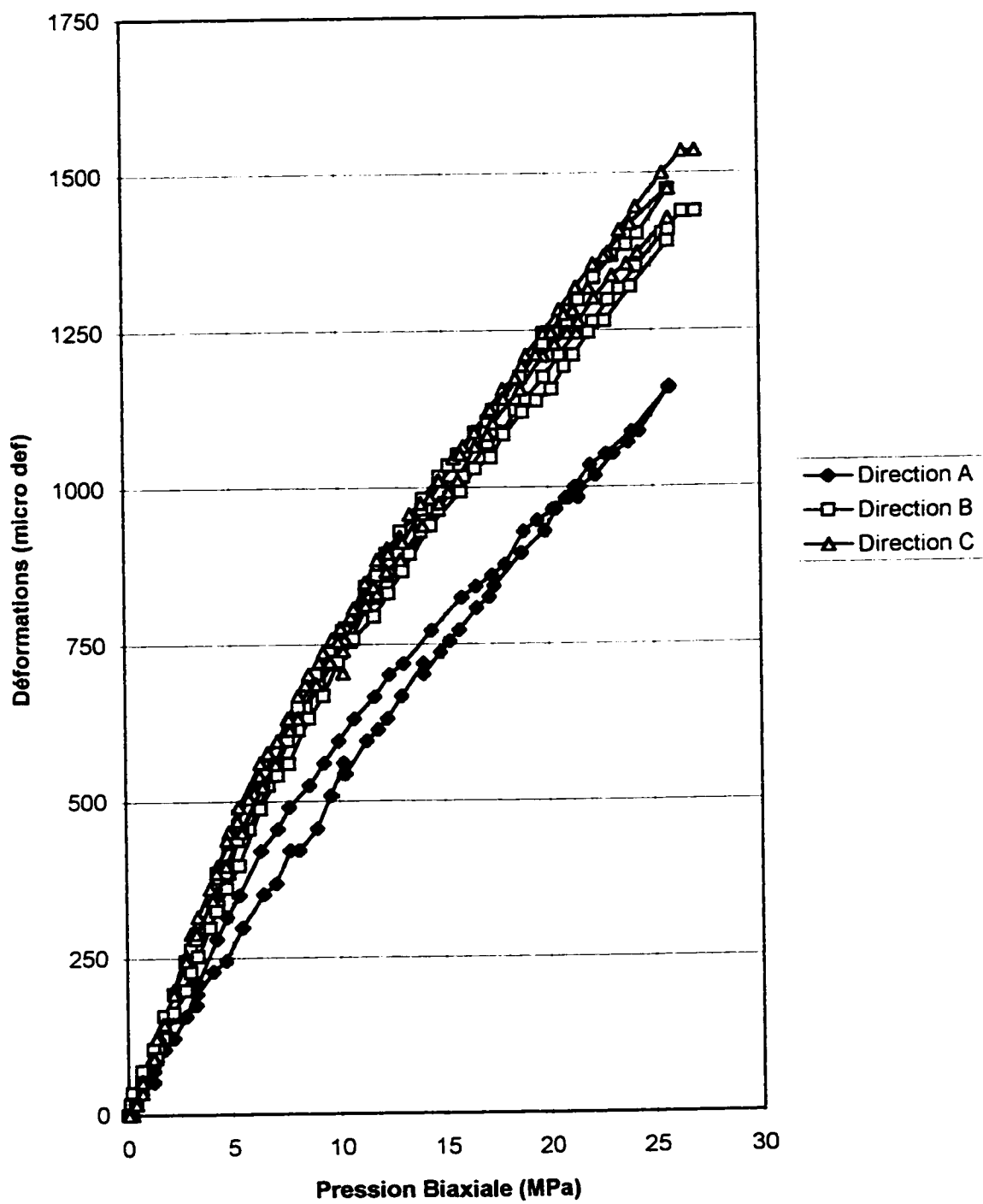
Déformations Locales - R1 - Rosette B



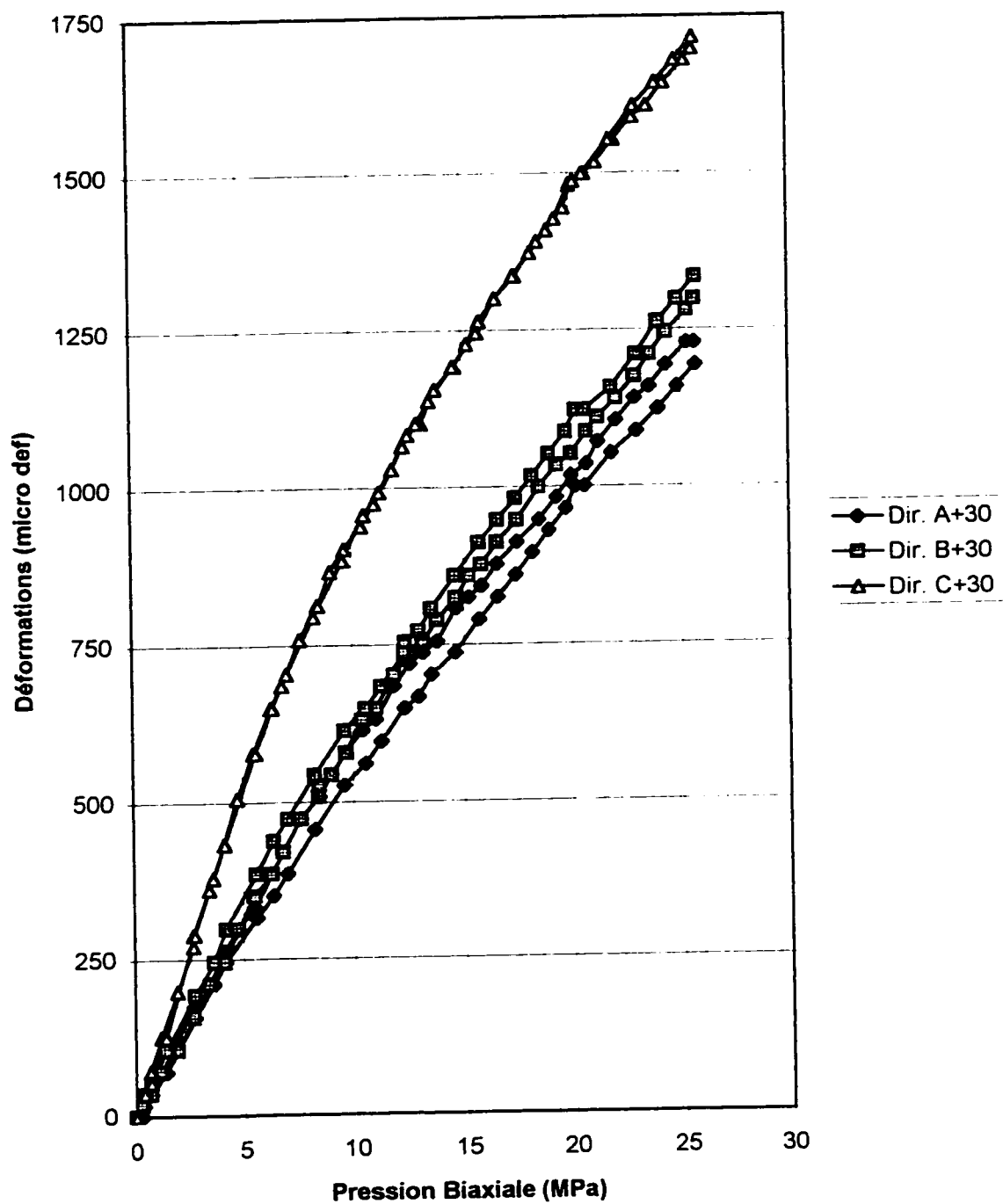
Déformations Locales - R1 - Rosette C



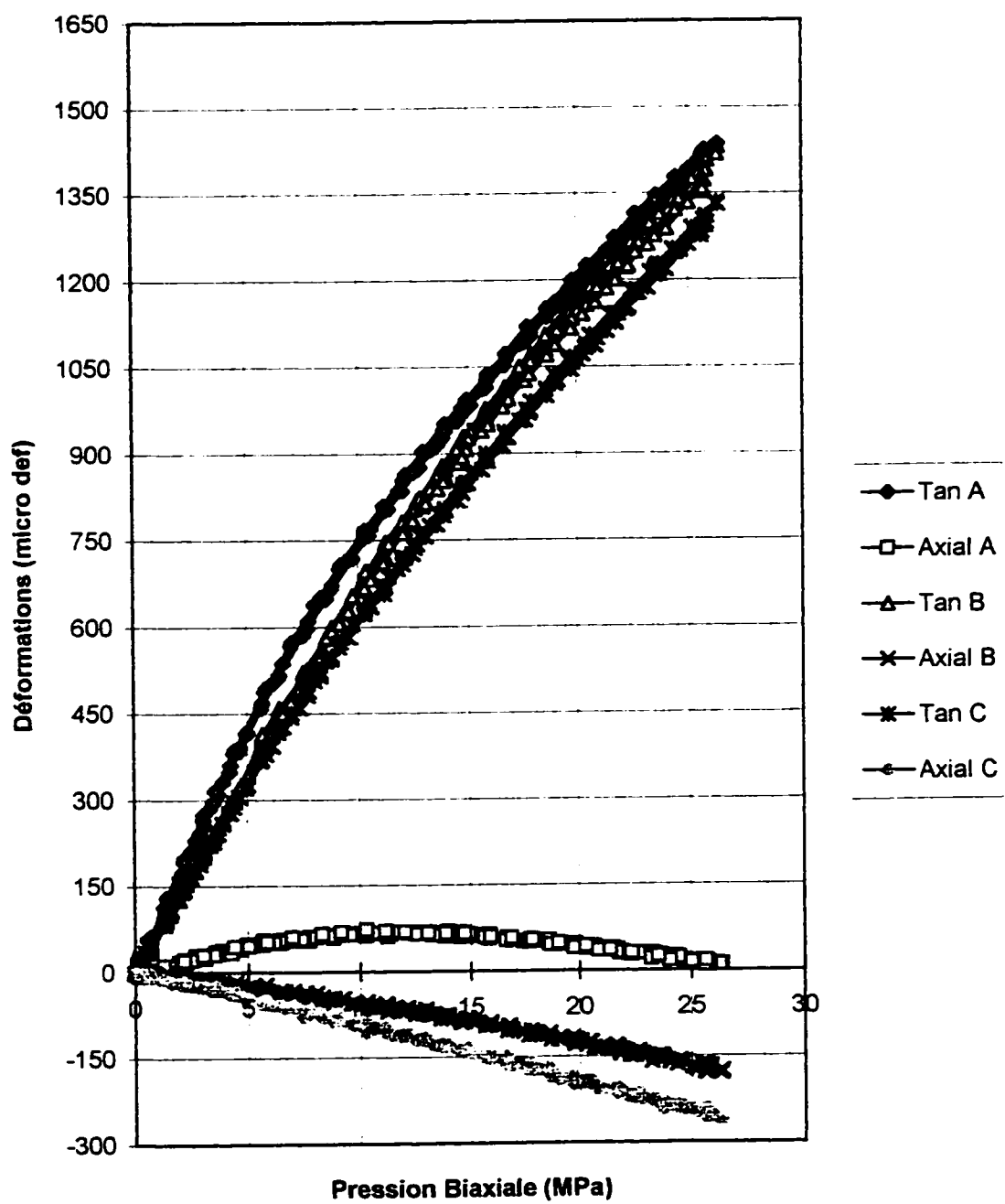
Déformations Radiales et Axiales Globales - R1

Déformations Radiales Globales - R1

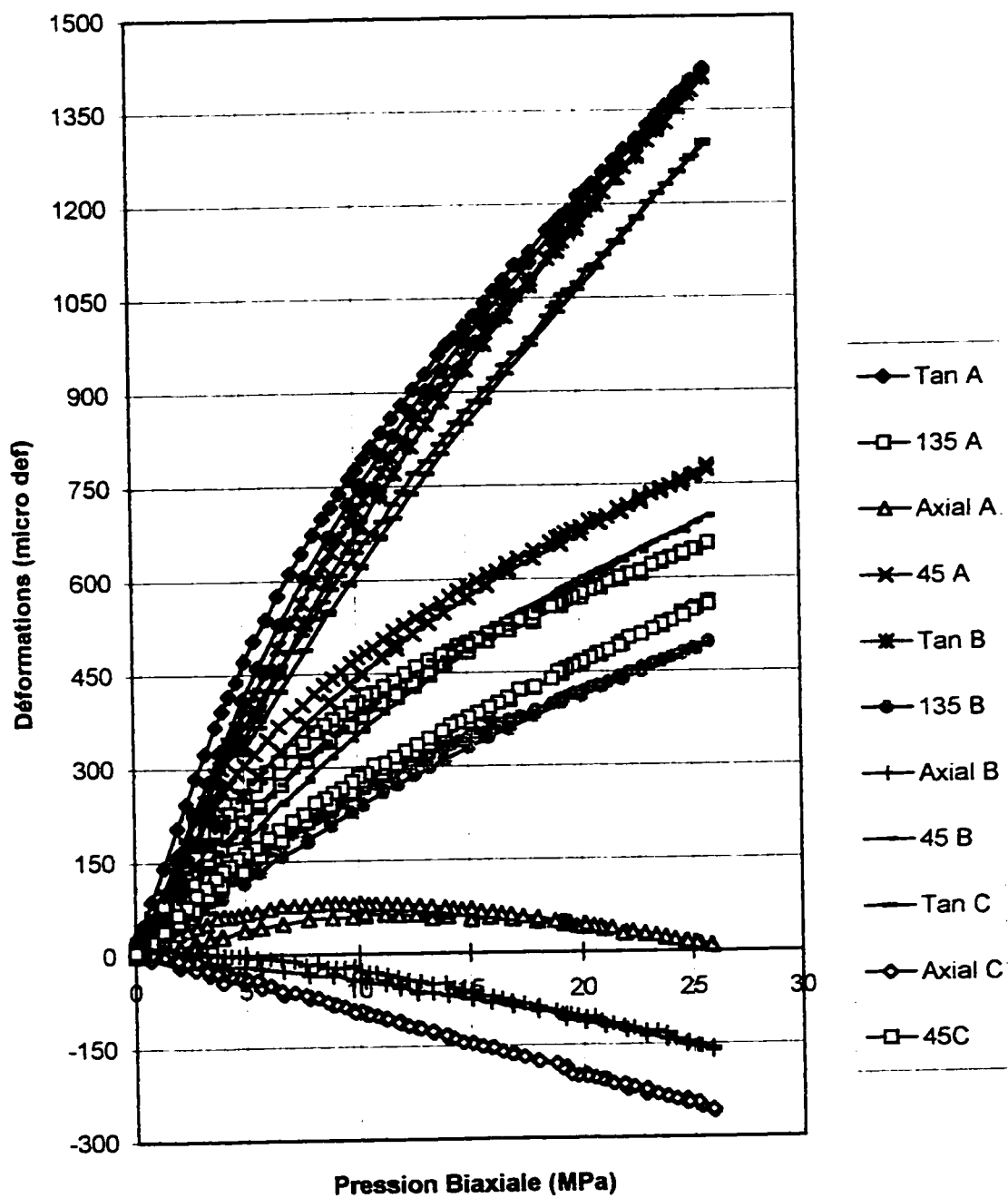
Déformations Radiales Globales - R1



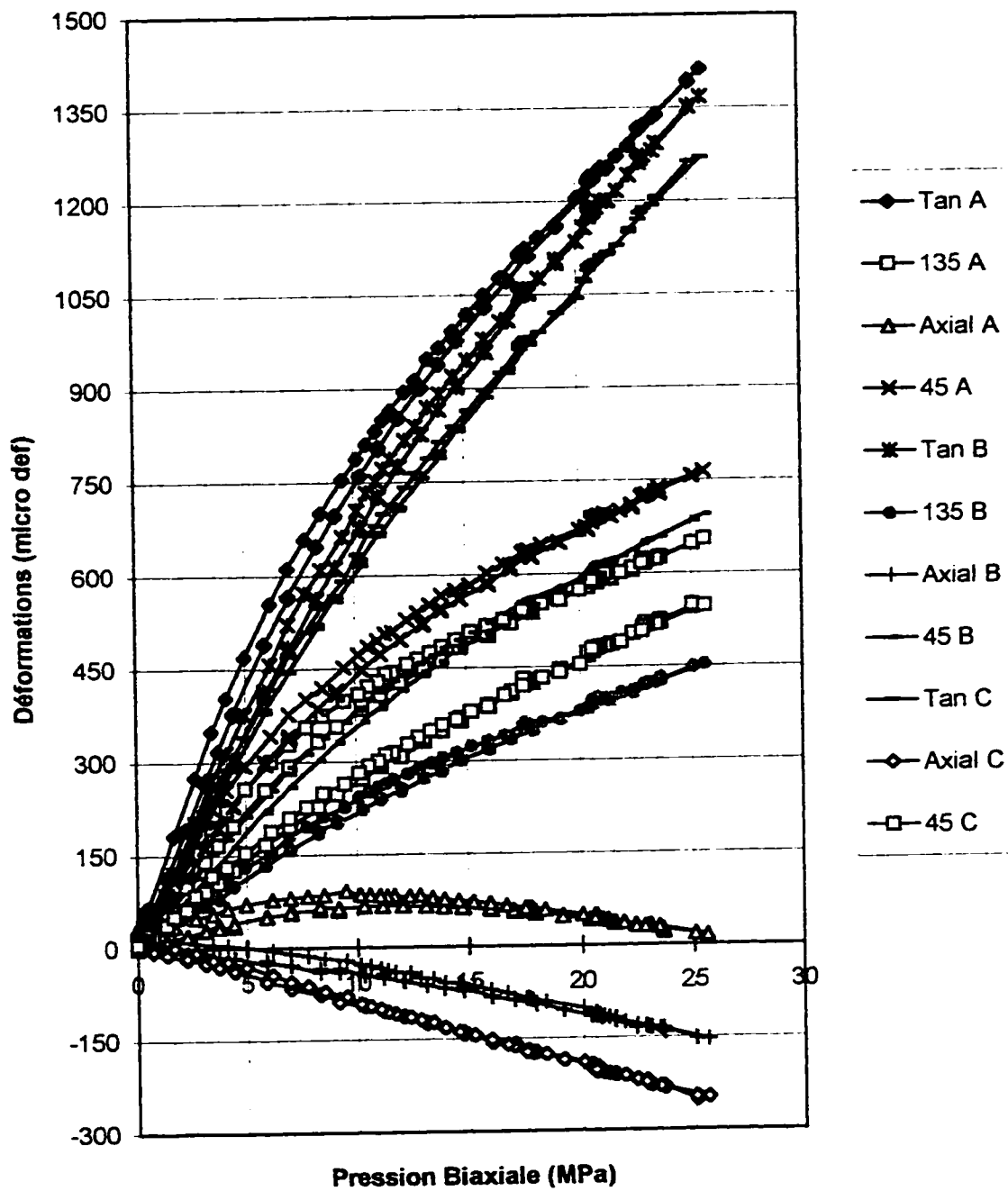
Déformations Locales - R2



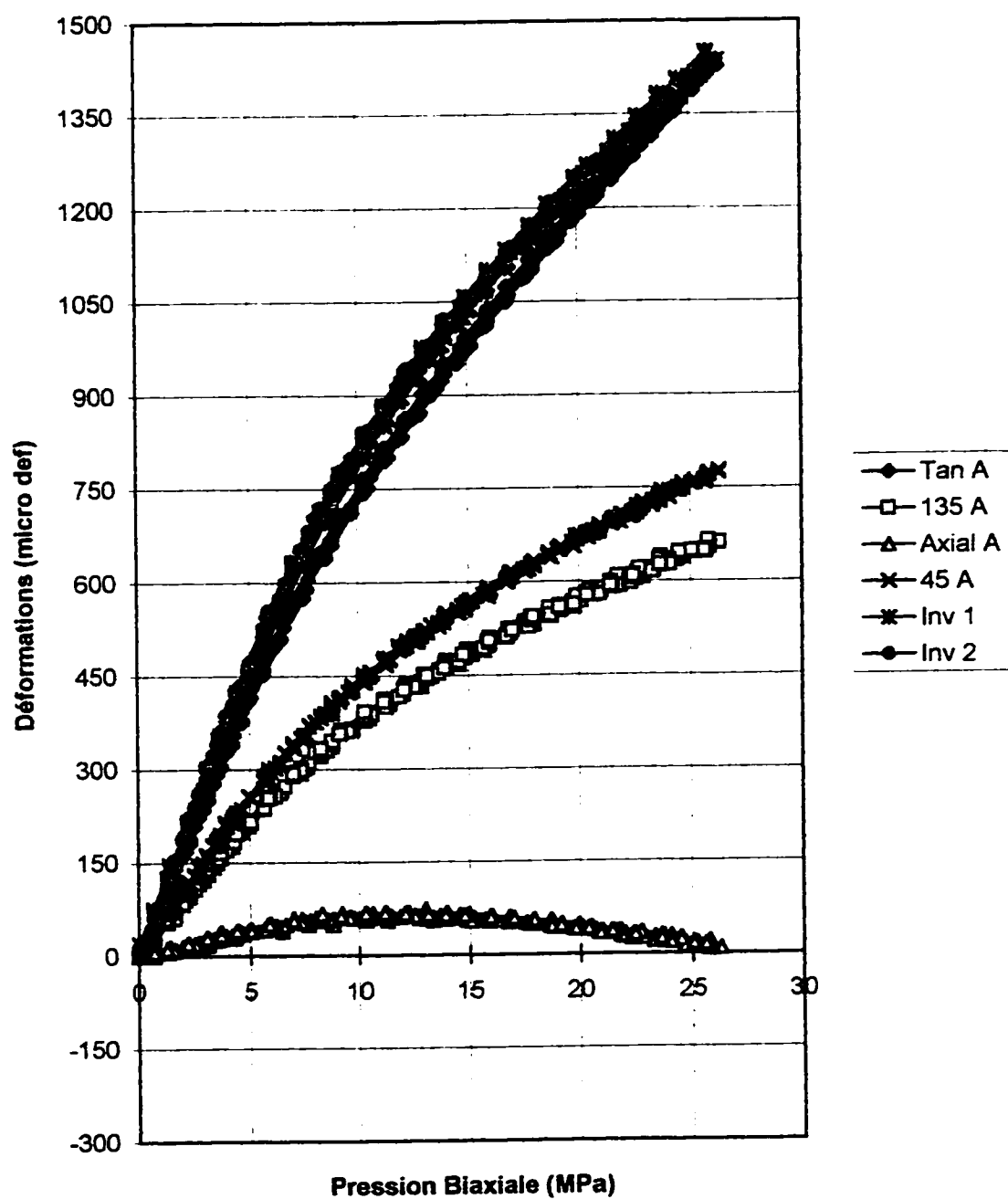
Déformations Locales - R2B3



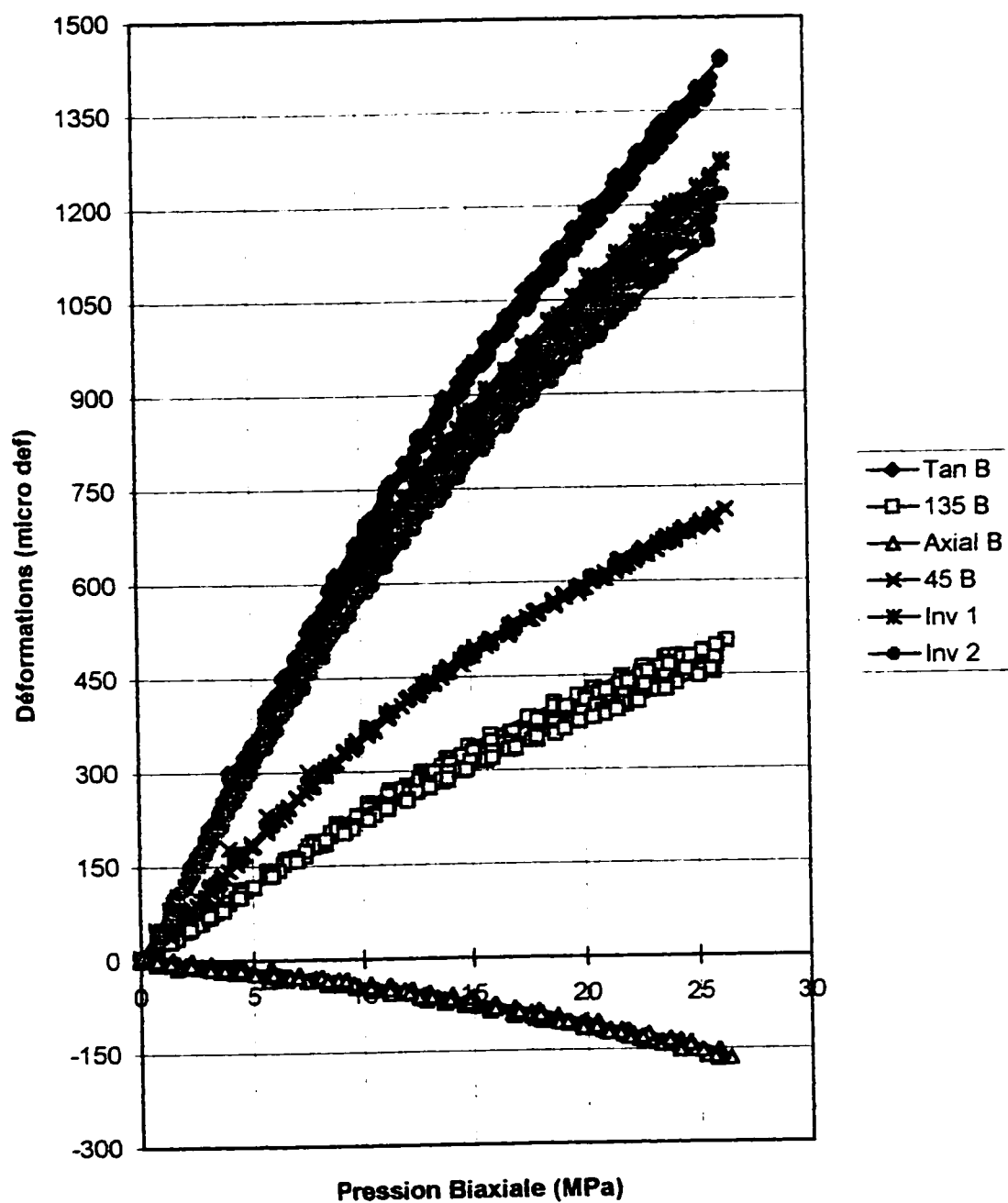
Déformations Locales - R2B6



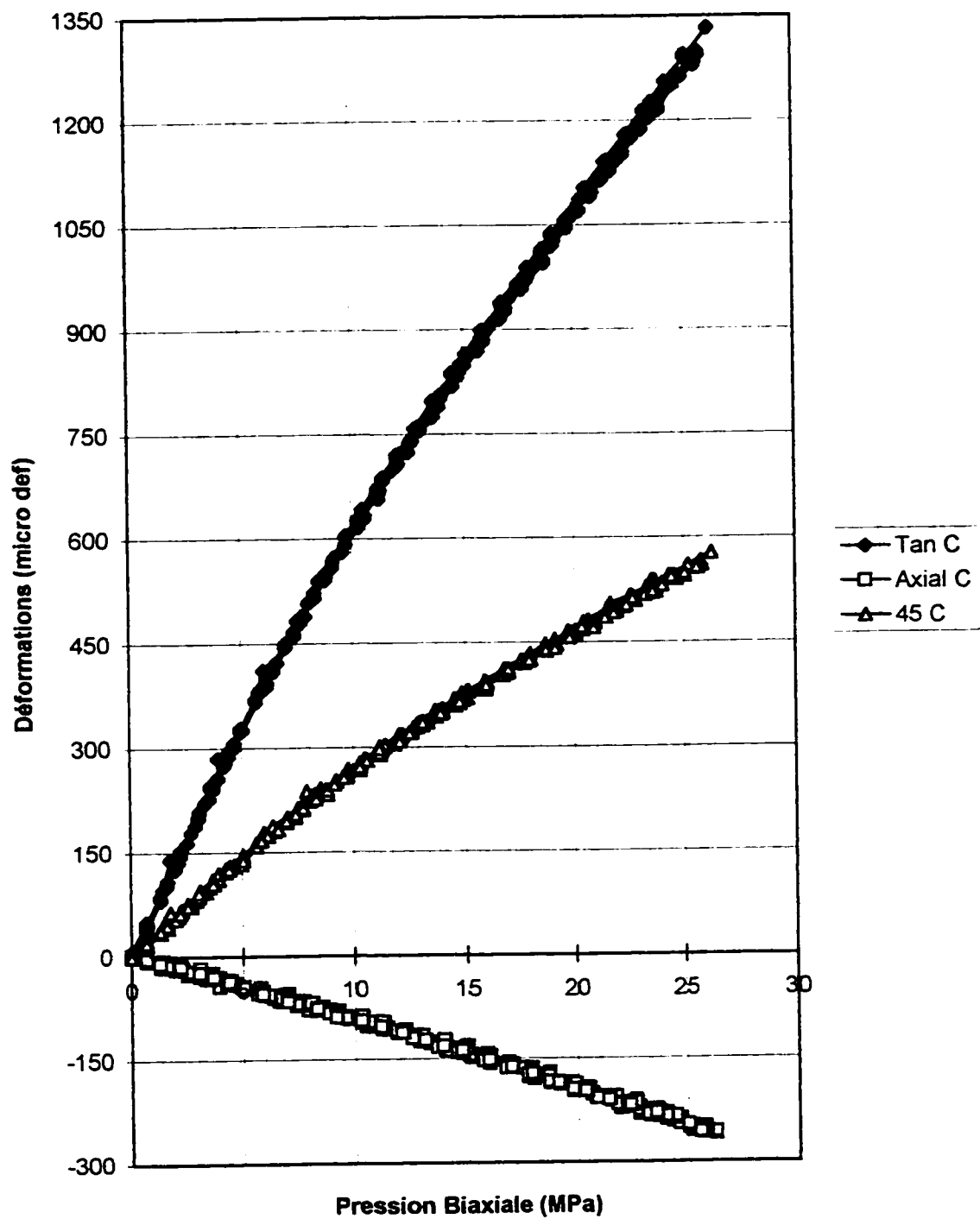
Déformations Locales - R2 - Rosette A

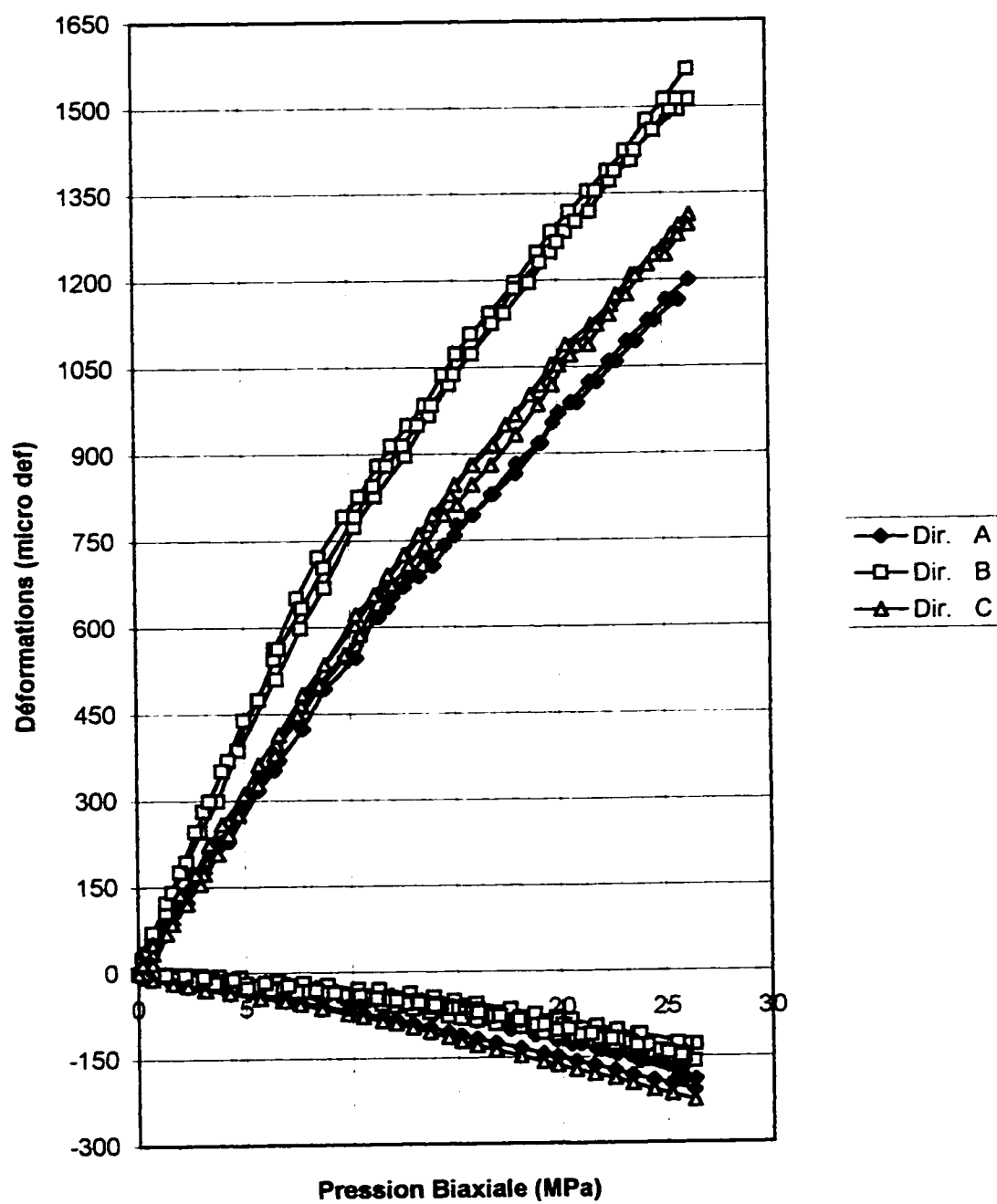


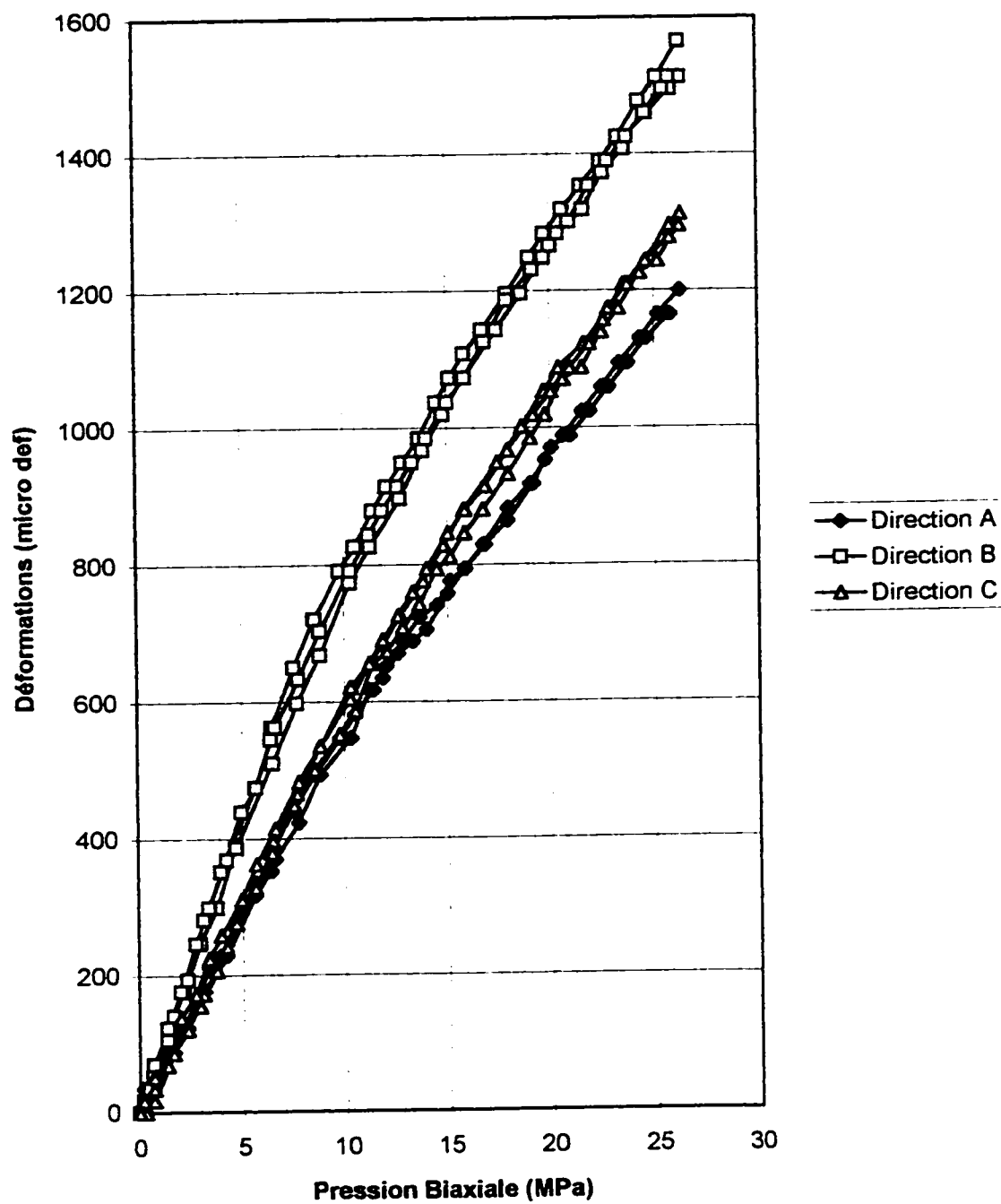
Déformations Locales - R2 - Rosette B

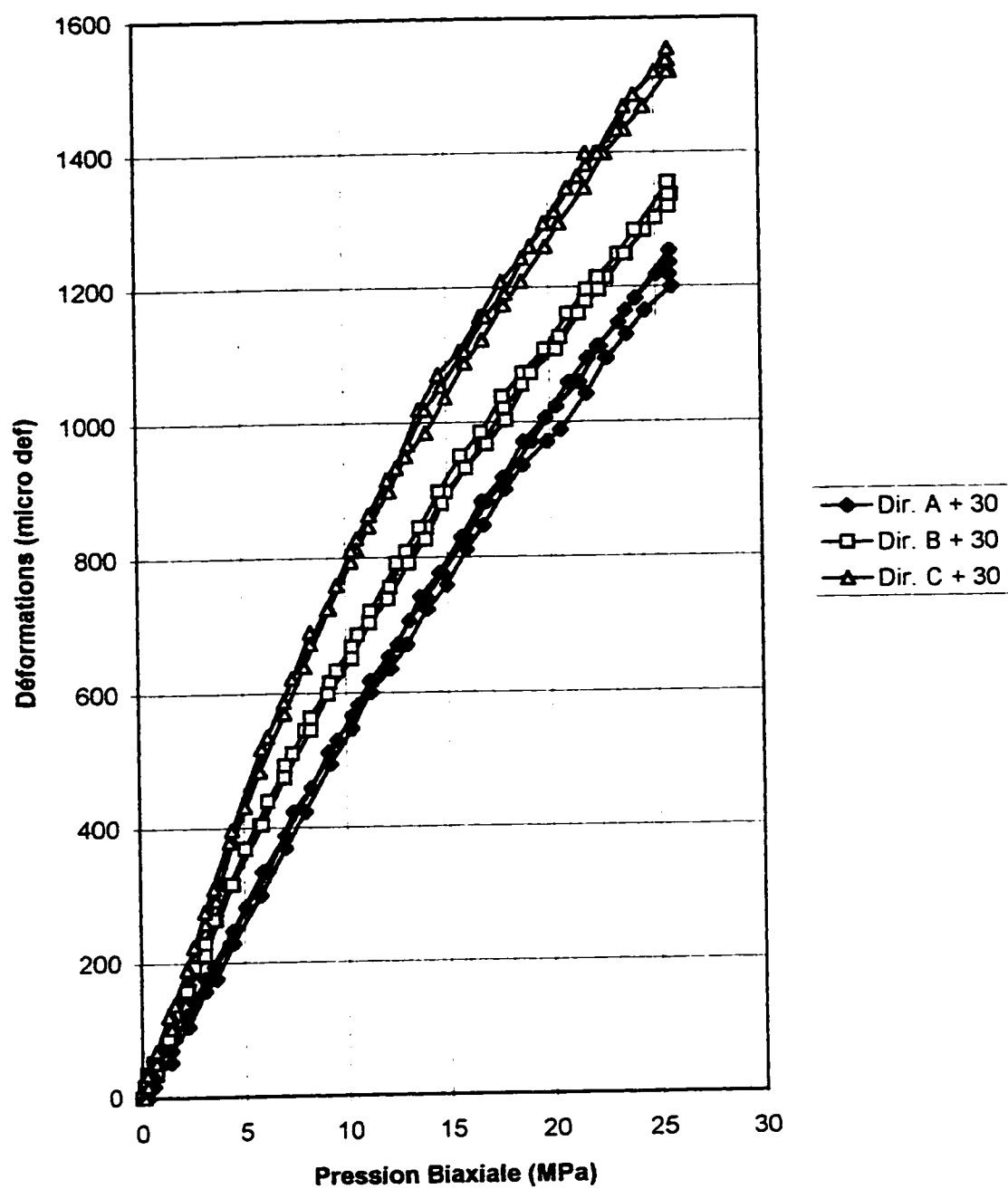


Déformations Locales - R2 - Rosette C

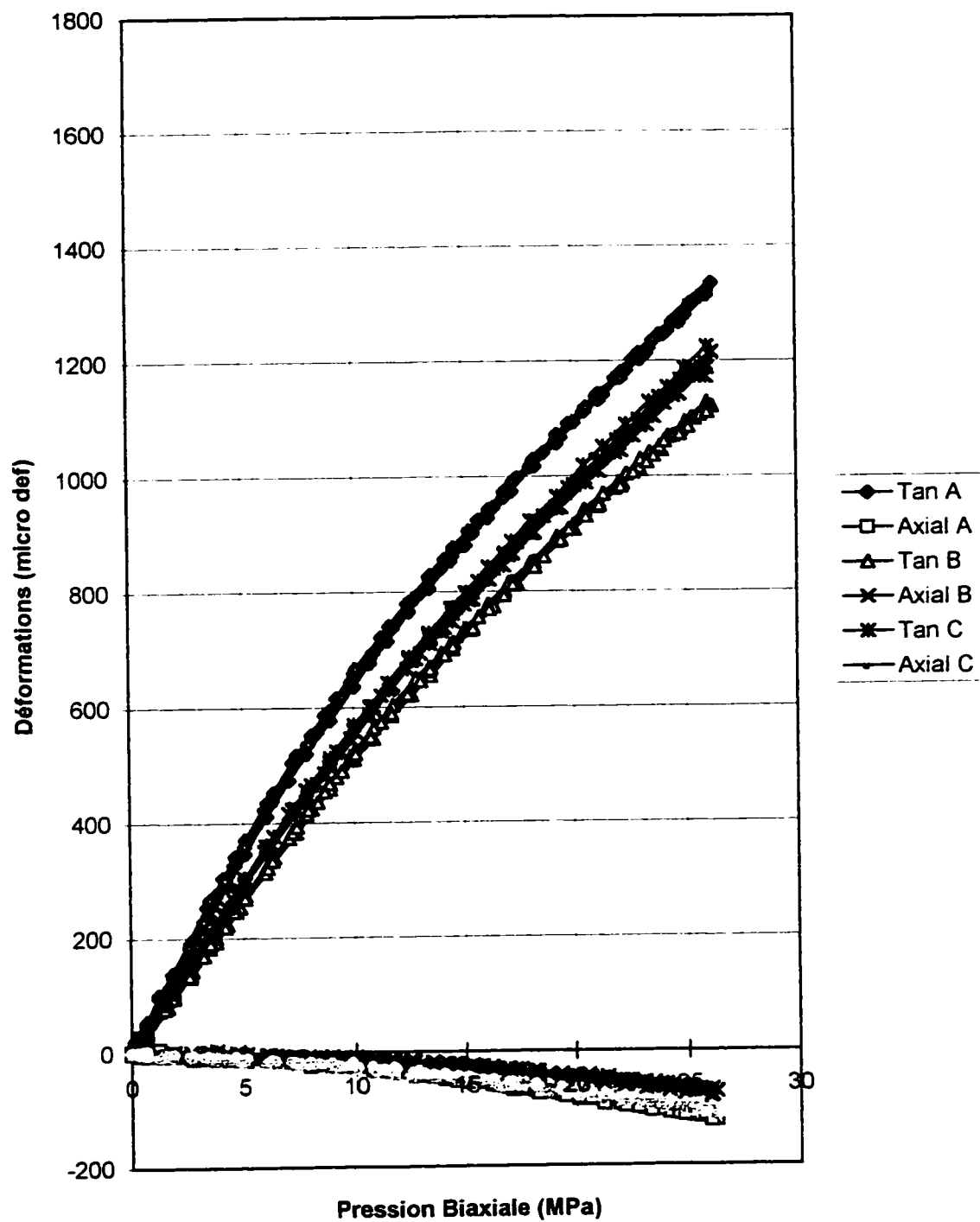


Déformations Globales - R2 - Compression Biaxiale

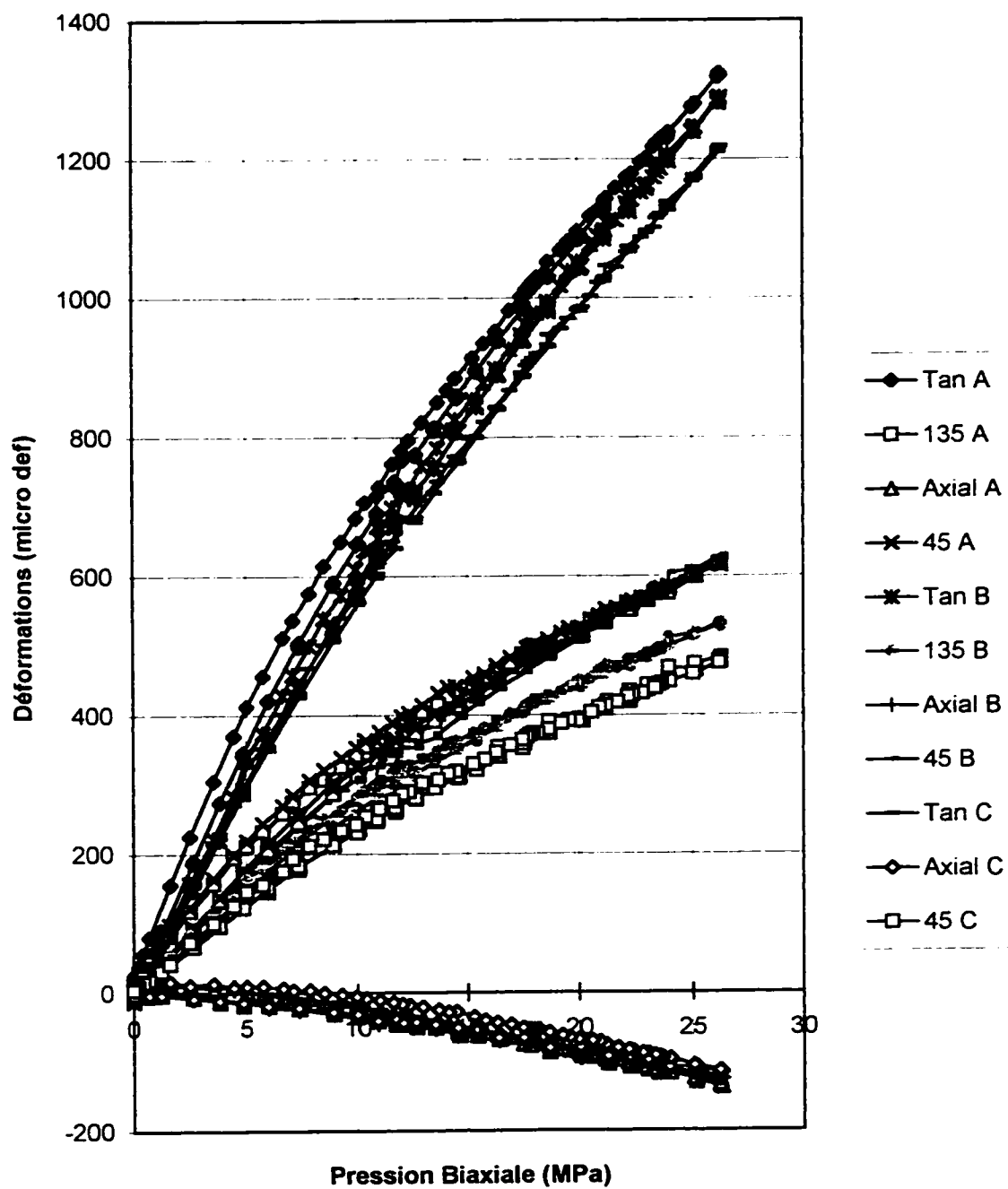
Déformations Radiales Globales - R2

Déformations Radiales Globales - R2

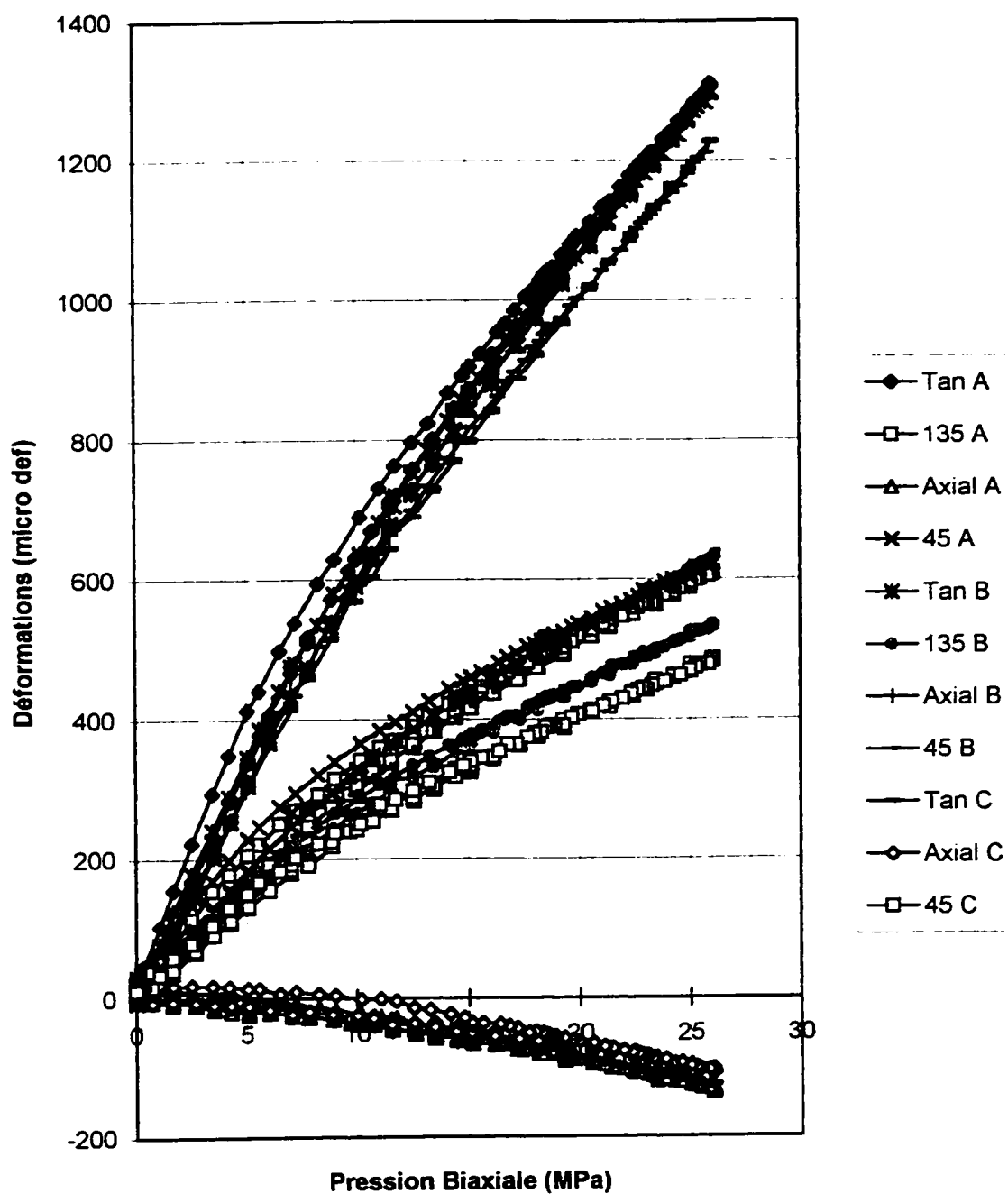
Déformations Locales - R3



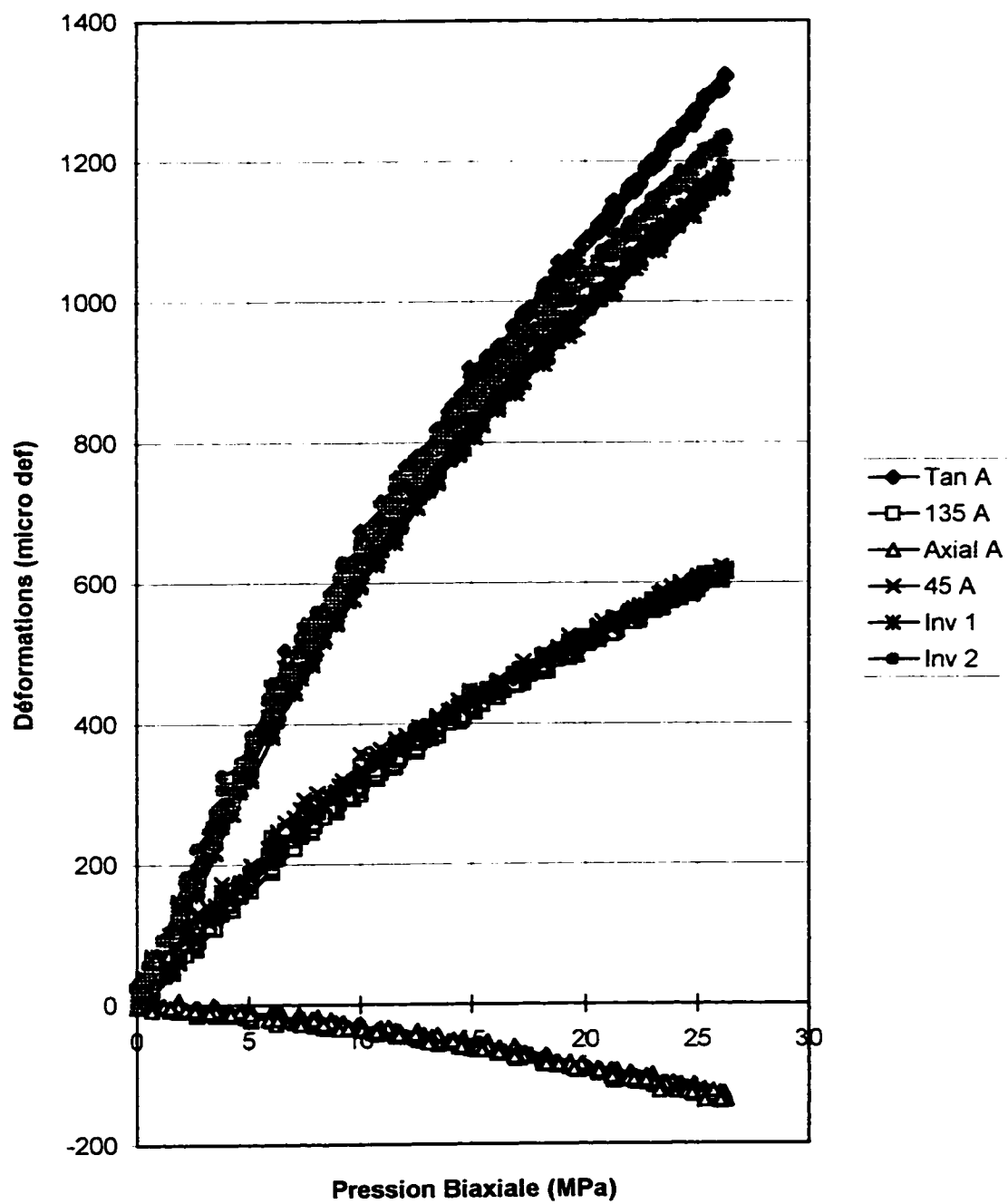
Déformations Locales - R3B2



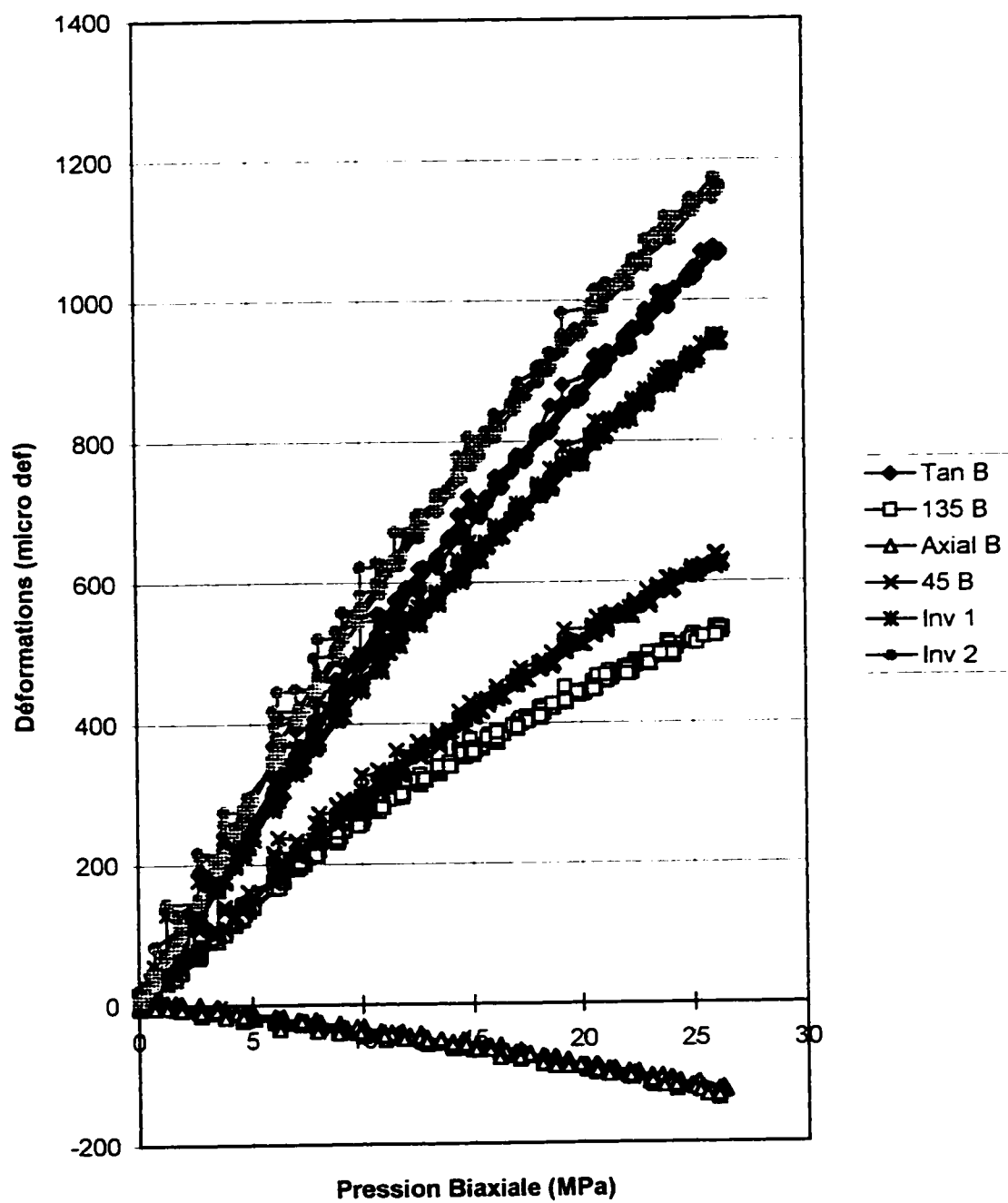
Déformations Locales - R3B1



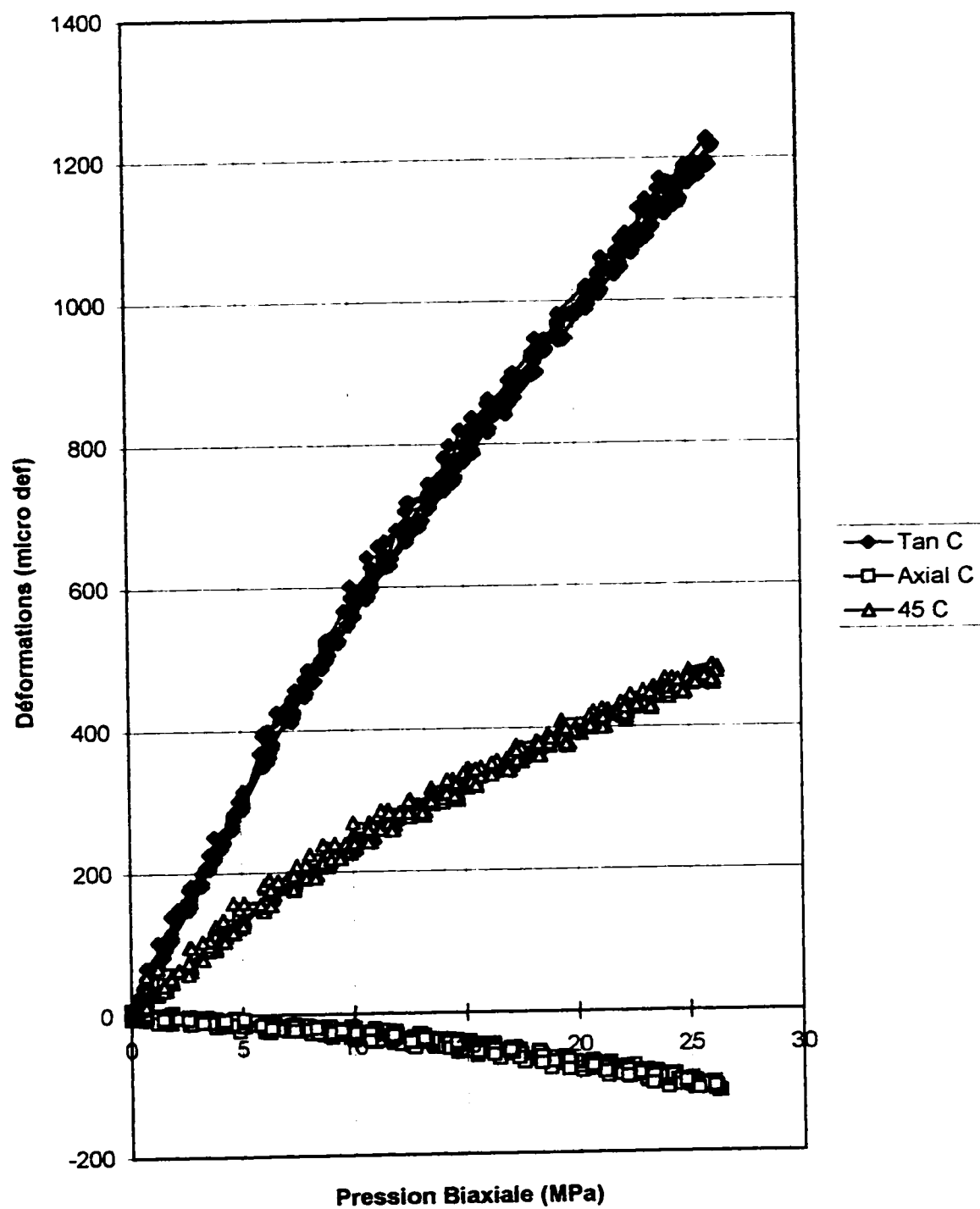
Déformations Locales - R3 - Rosette A

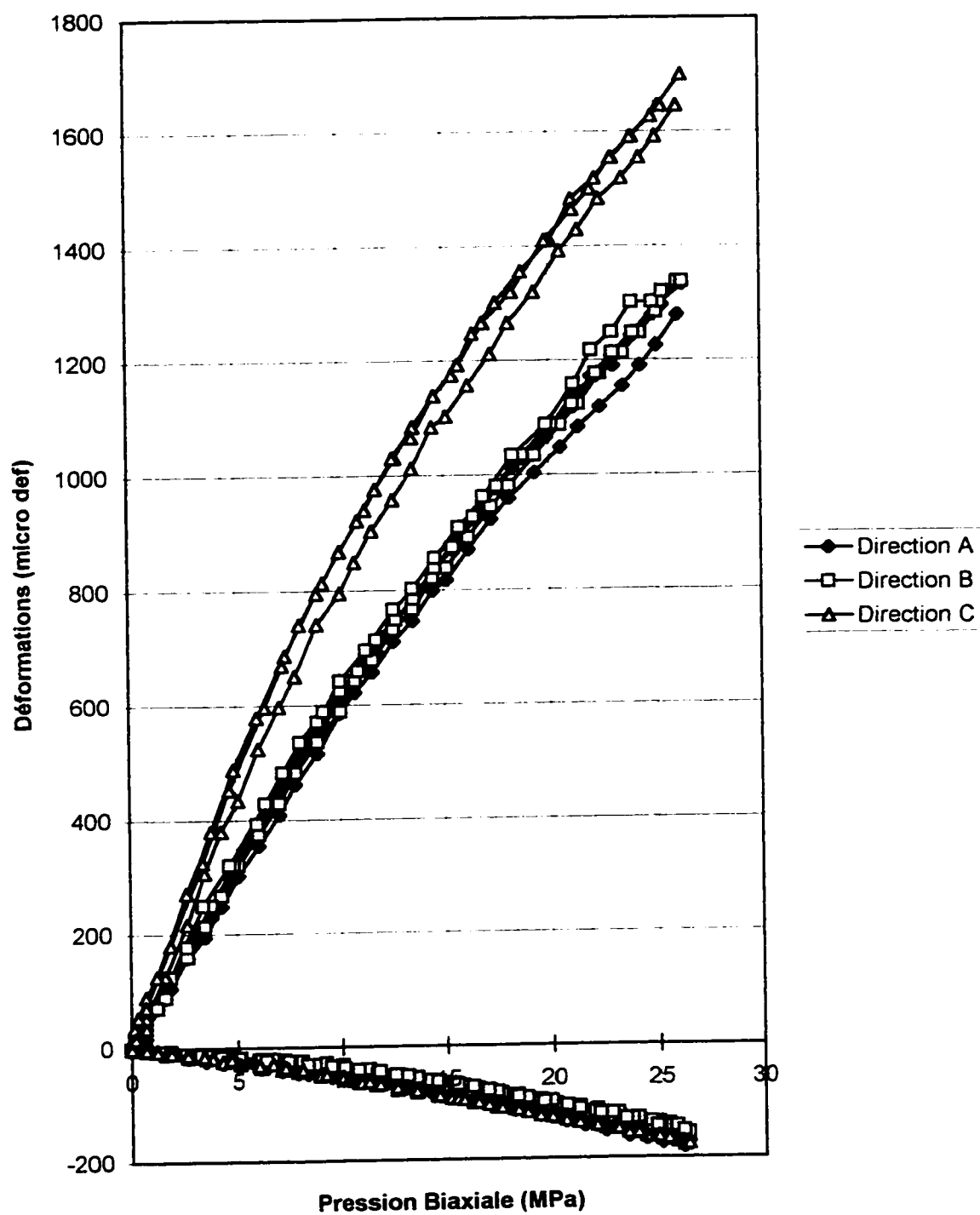


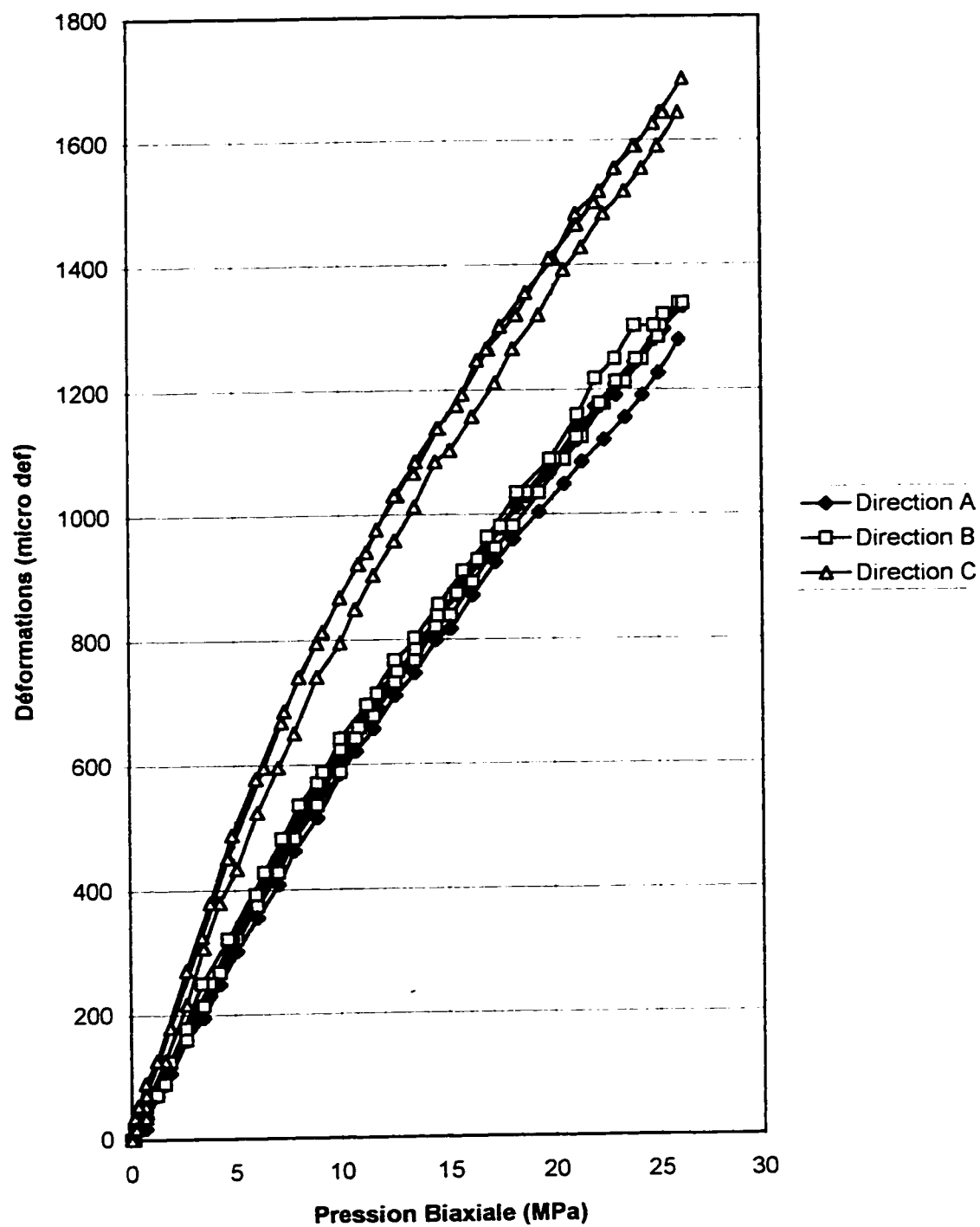
Déformations Locales - R3 - Rosette B



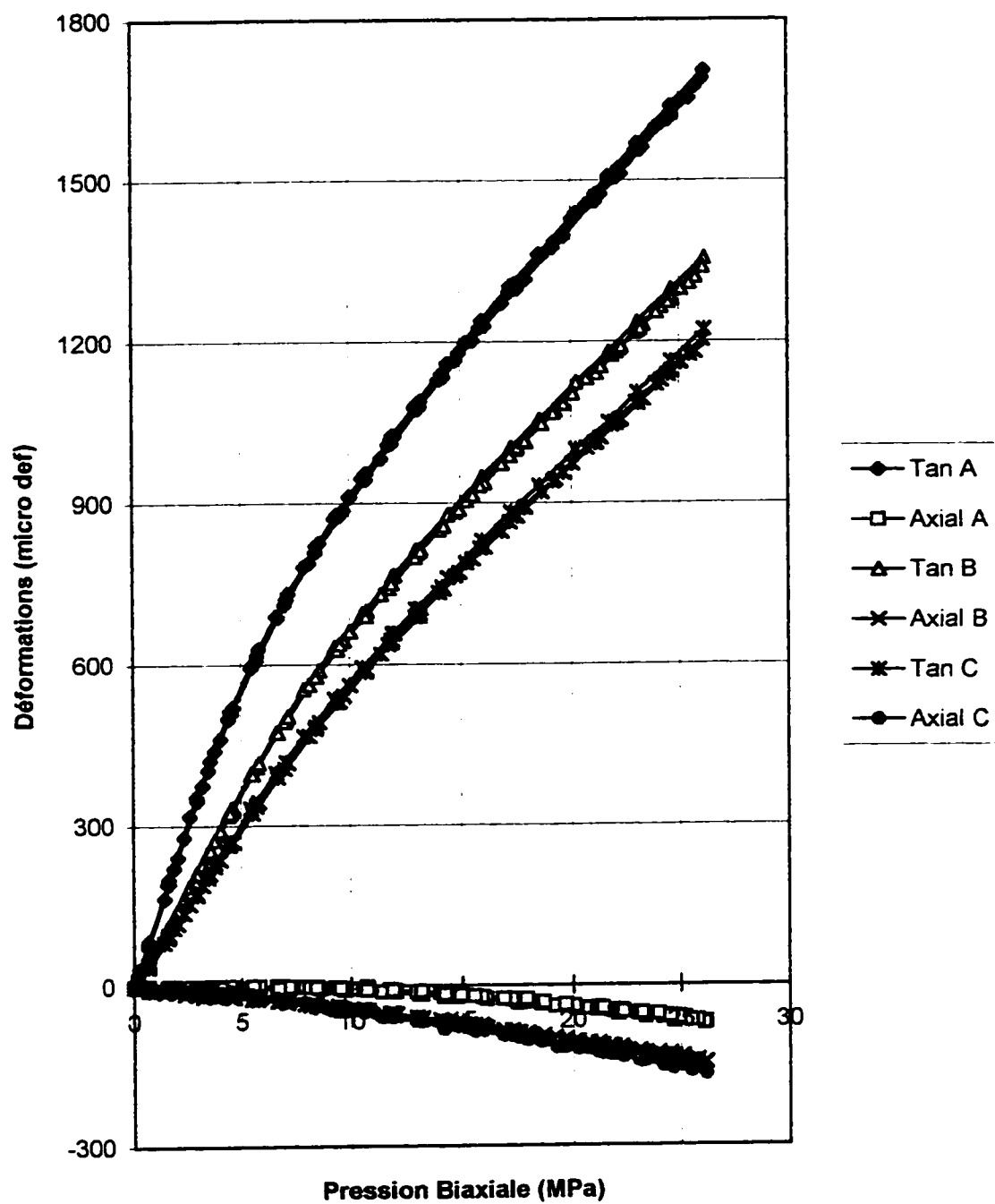
Déformations Locales - R3 - Rosette C



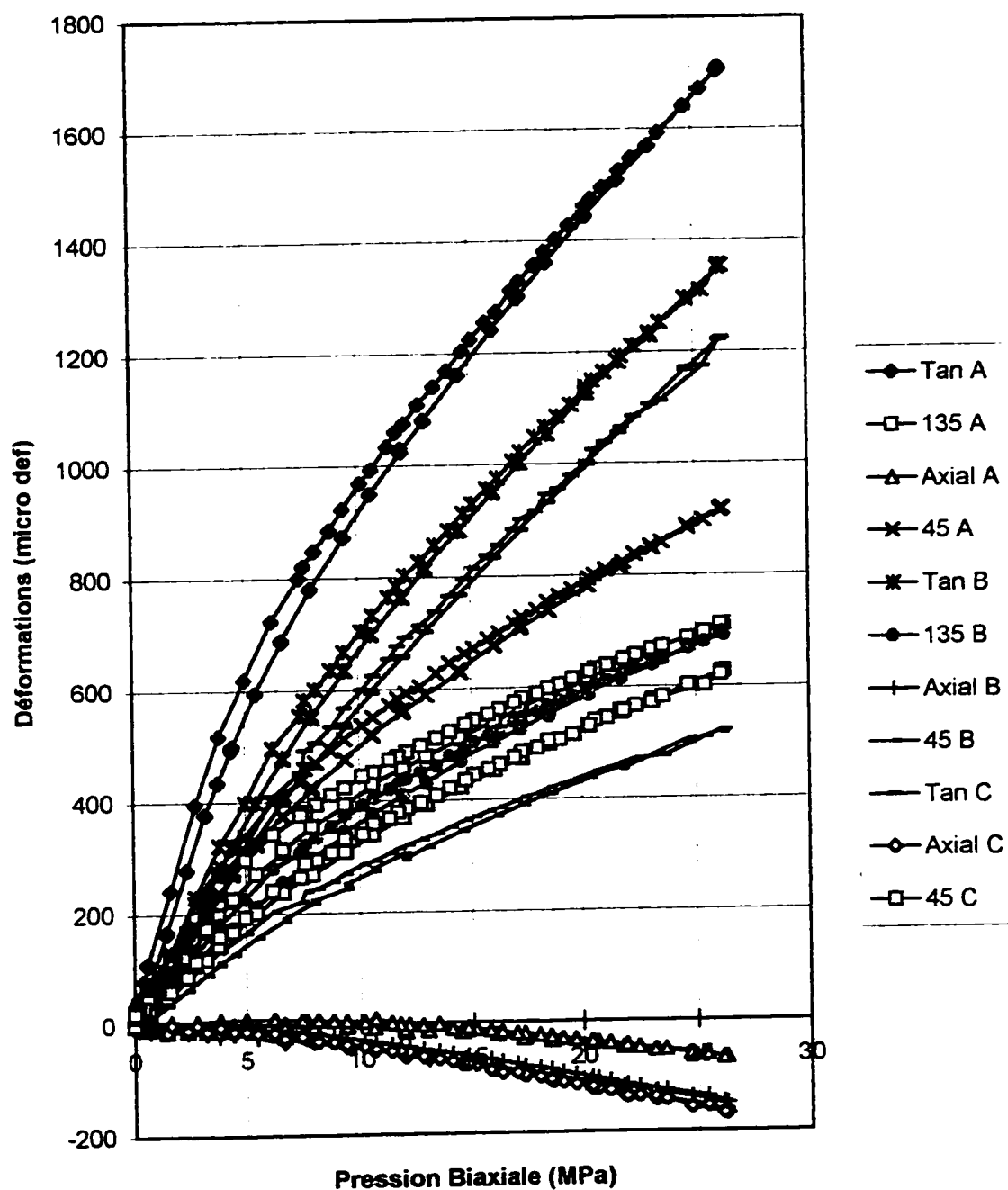
Déformations Radiales et Axiales Globales - R3

Déformations Radiales Globales - R3

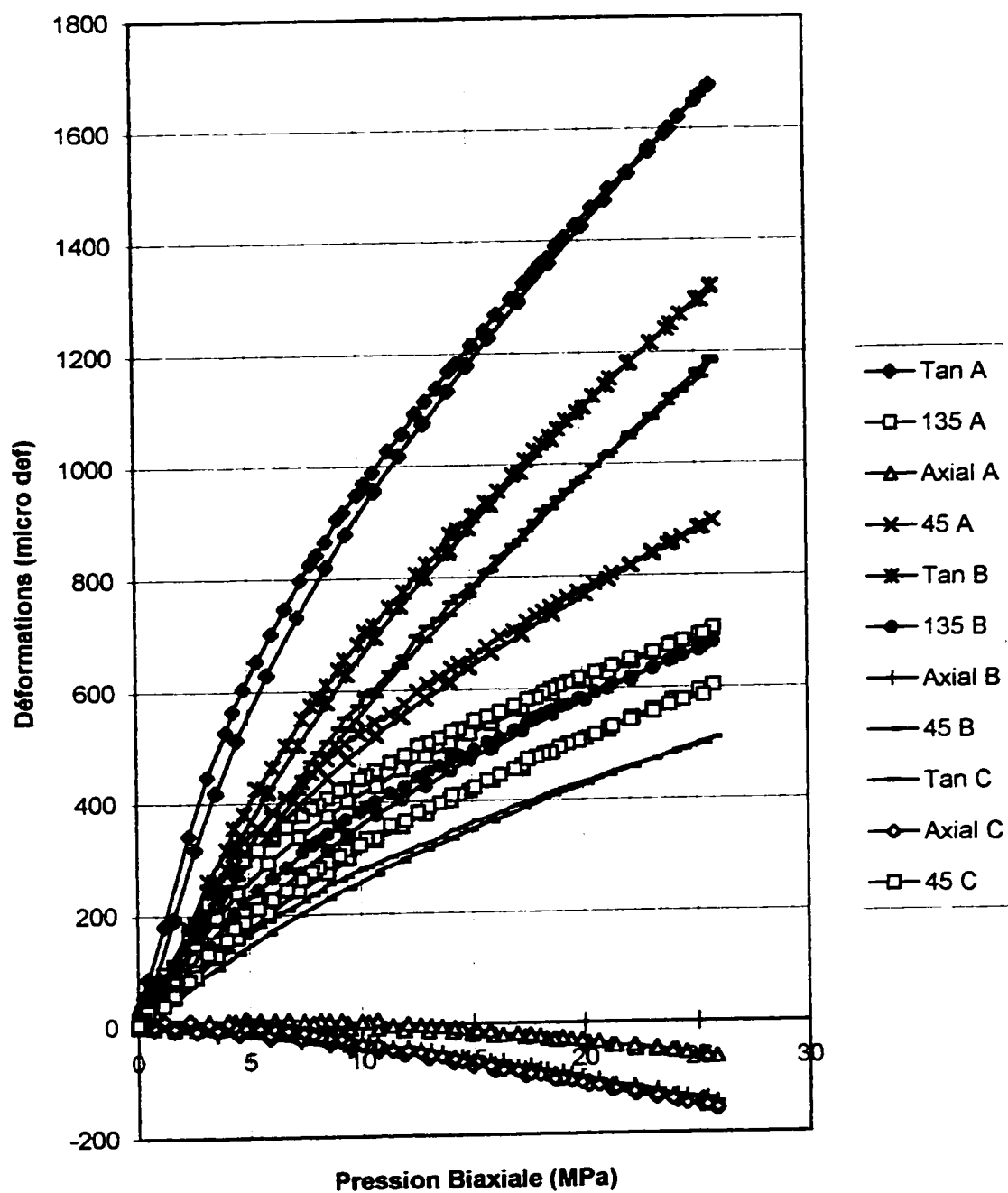
Déformations Locales - R4



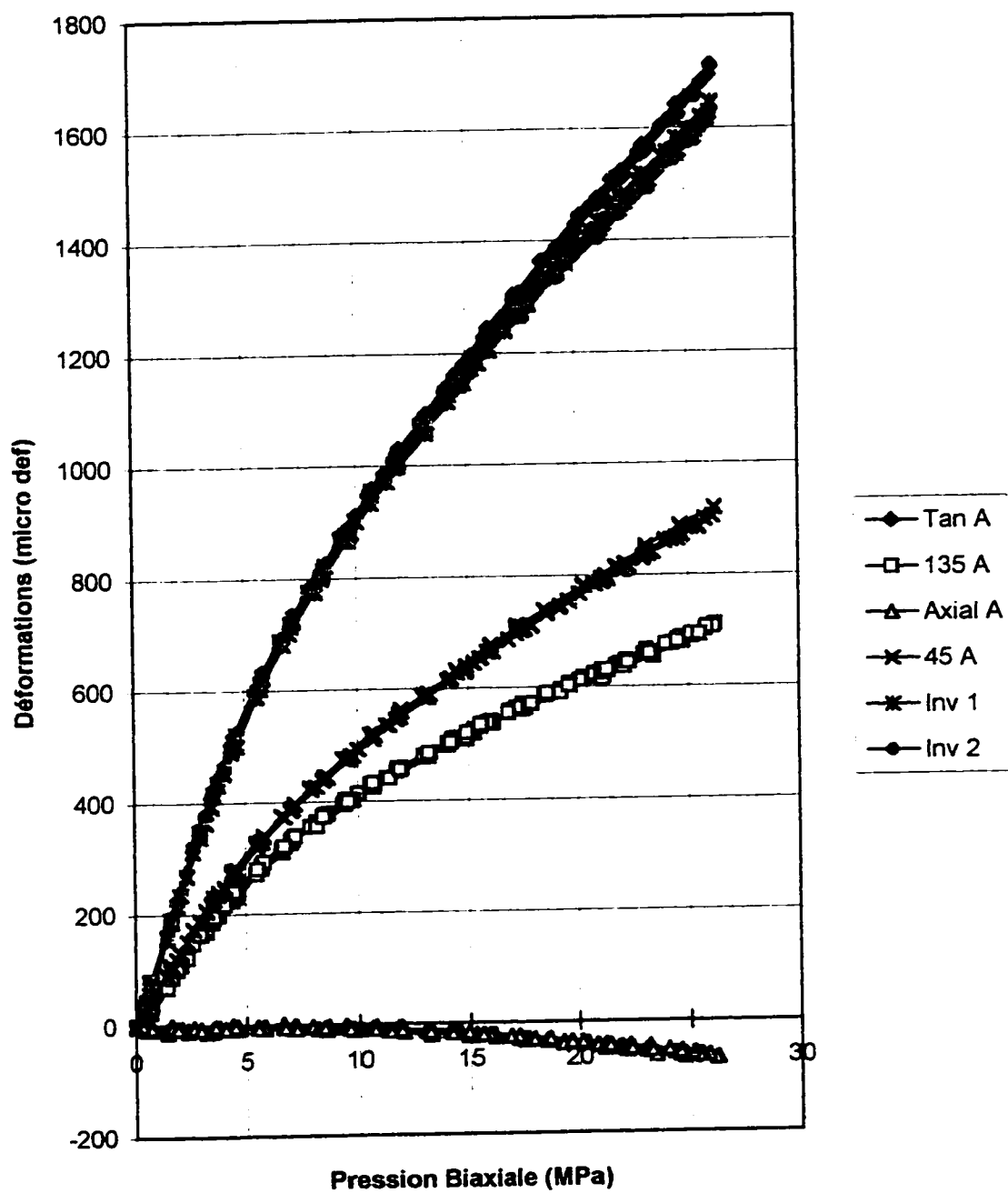
Déformations Locales - R4B1



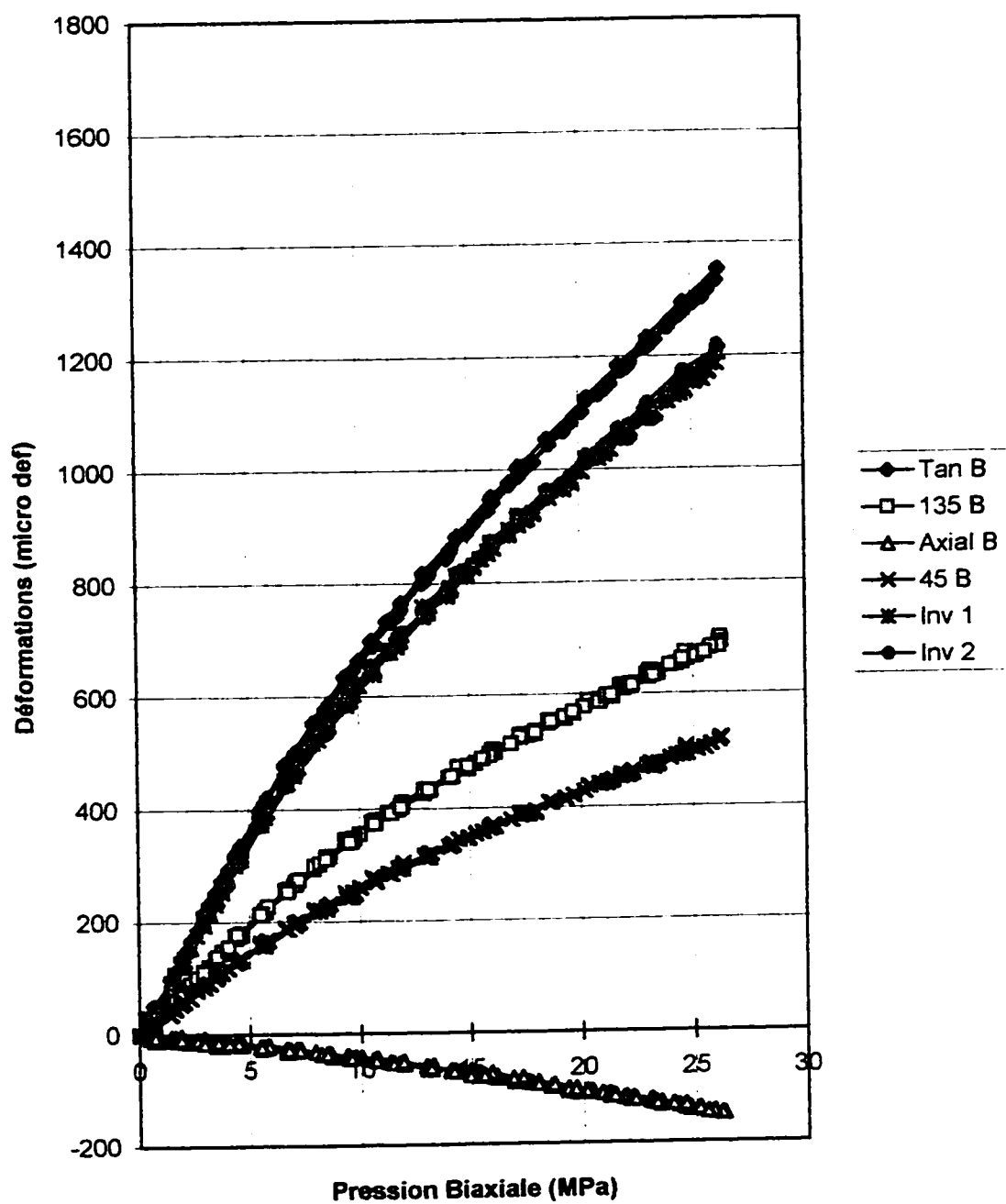
Déformations Locales - R4B5



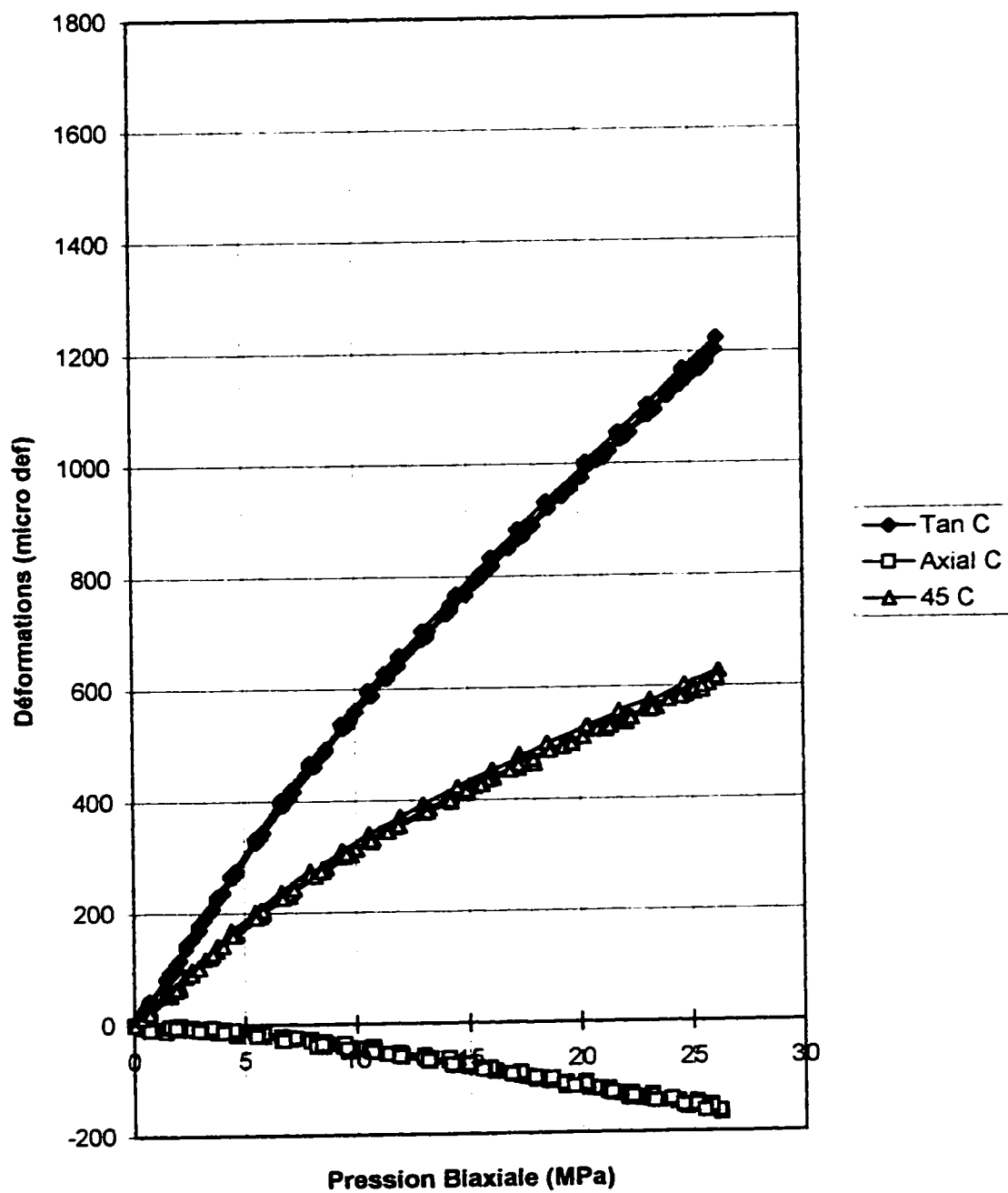
Déformations Locales - R4 - Rosette A

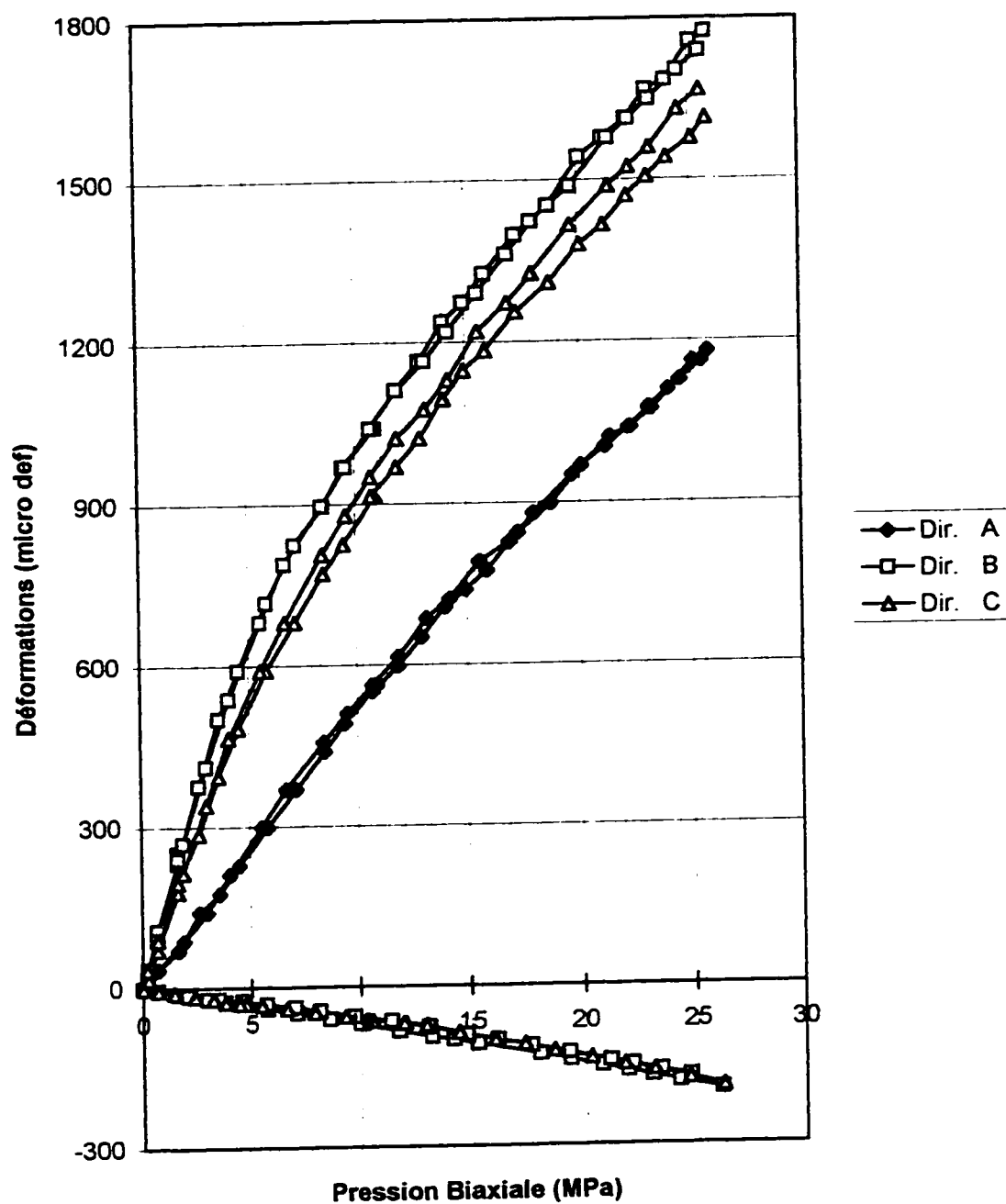


Déformations Locales - R4 - Rosette B

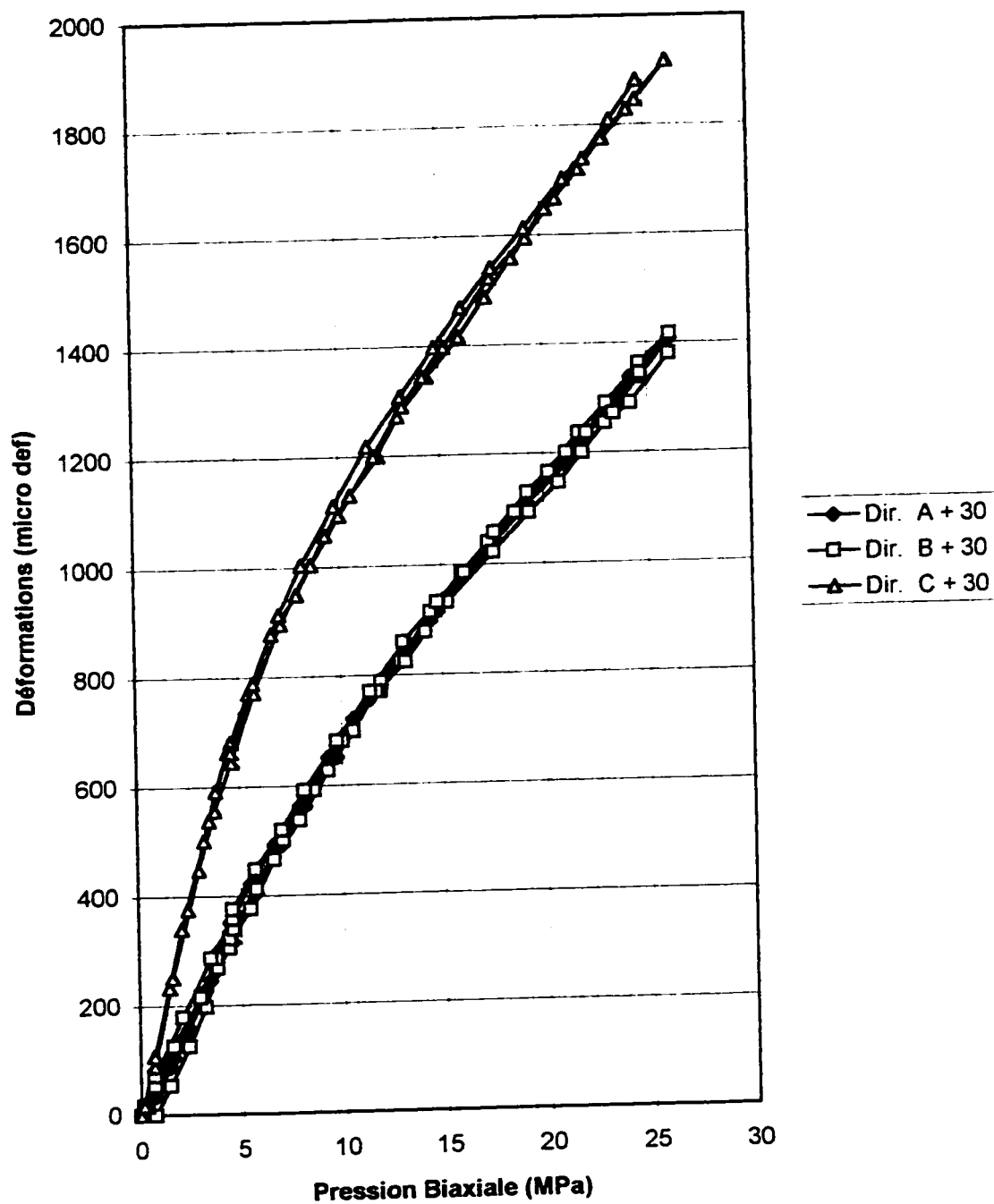


Déformations Locales - R4 - Rosette C

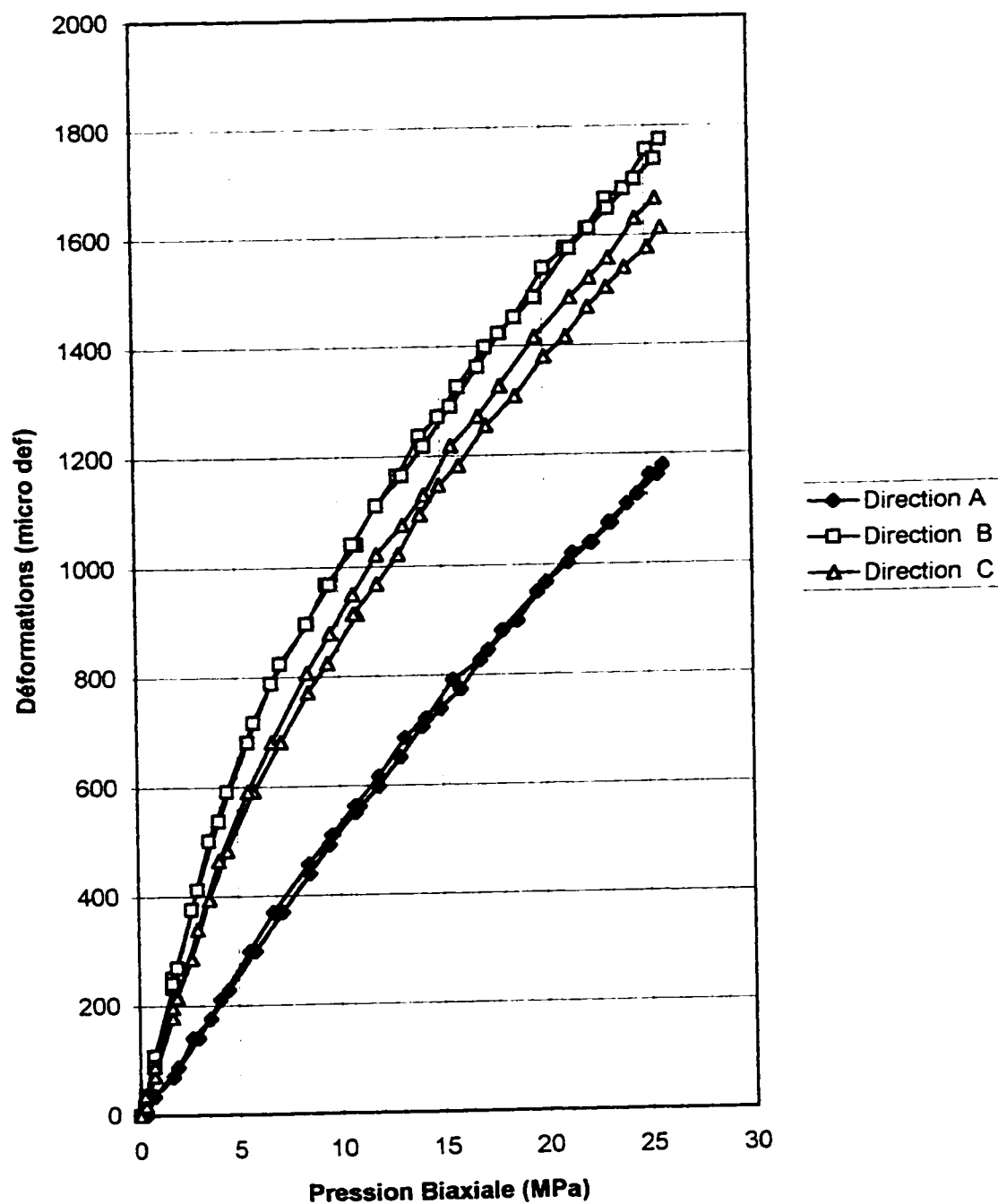


Déformations Radiales et Axiales Globales - R4

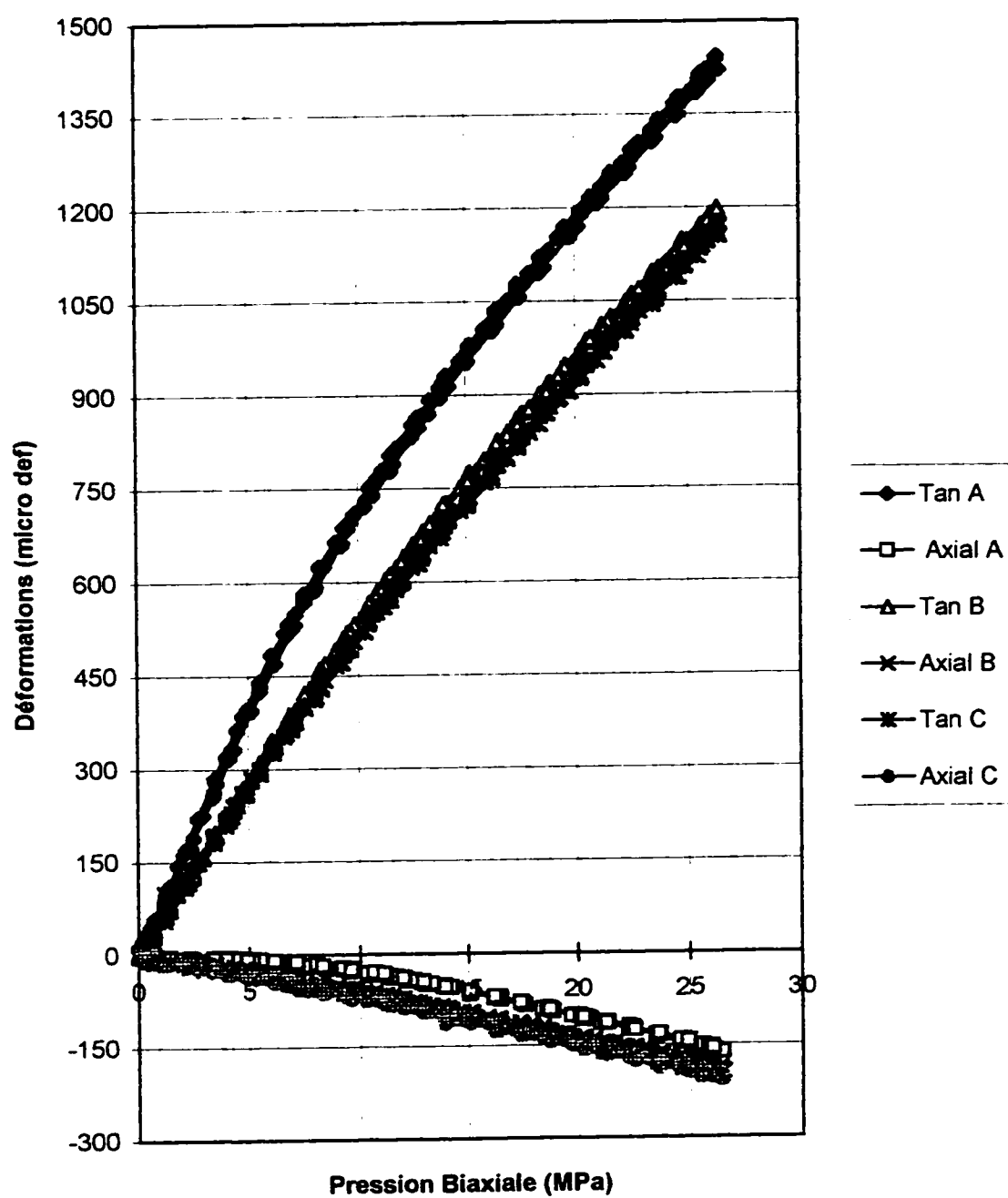
Déformations Radiales Globales - R4



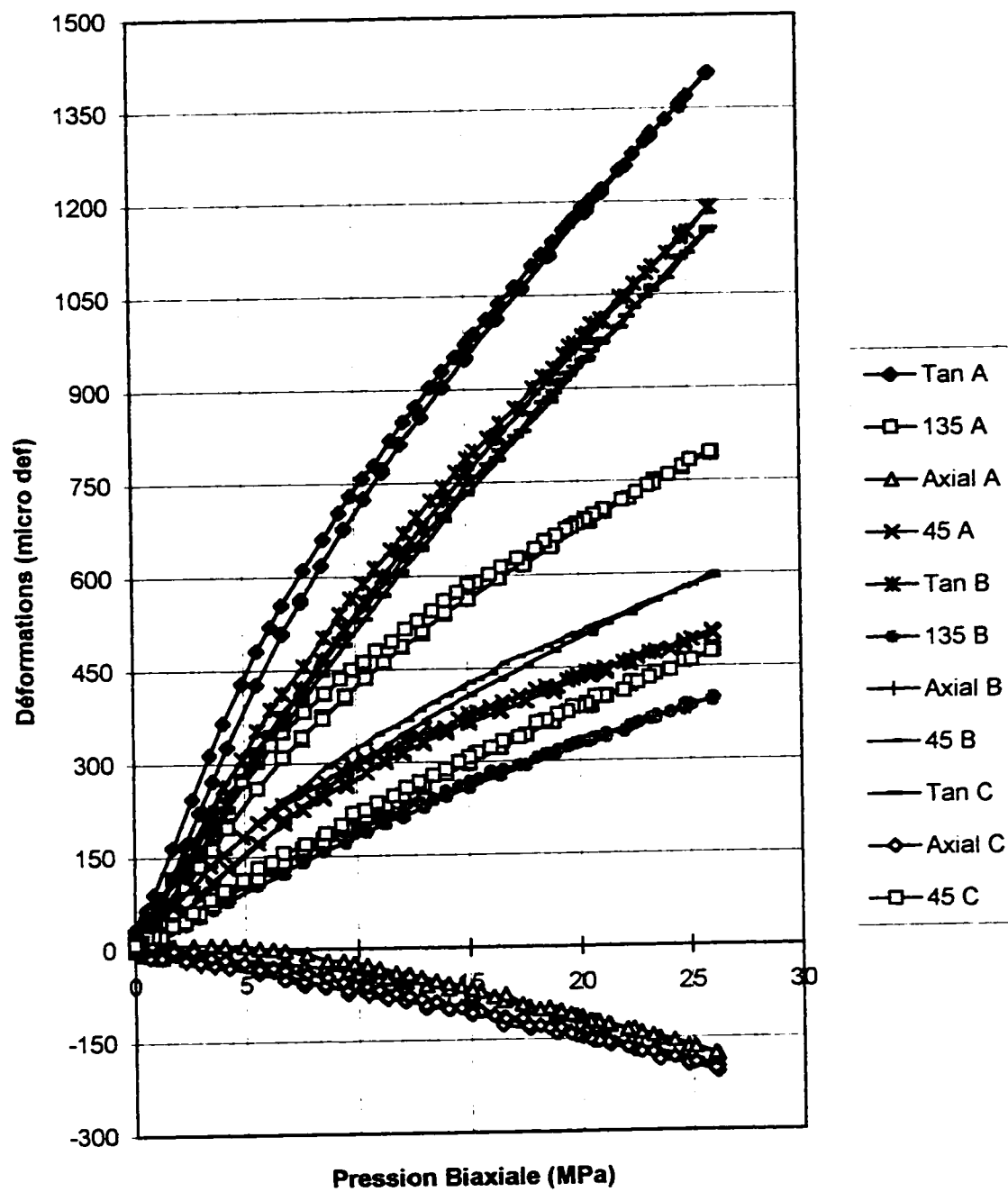
Déformations Radiales Globales - R4



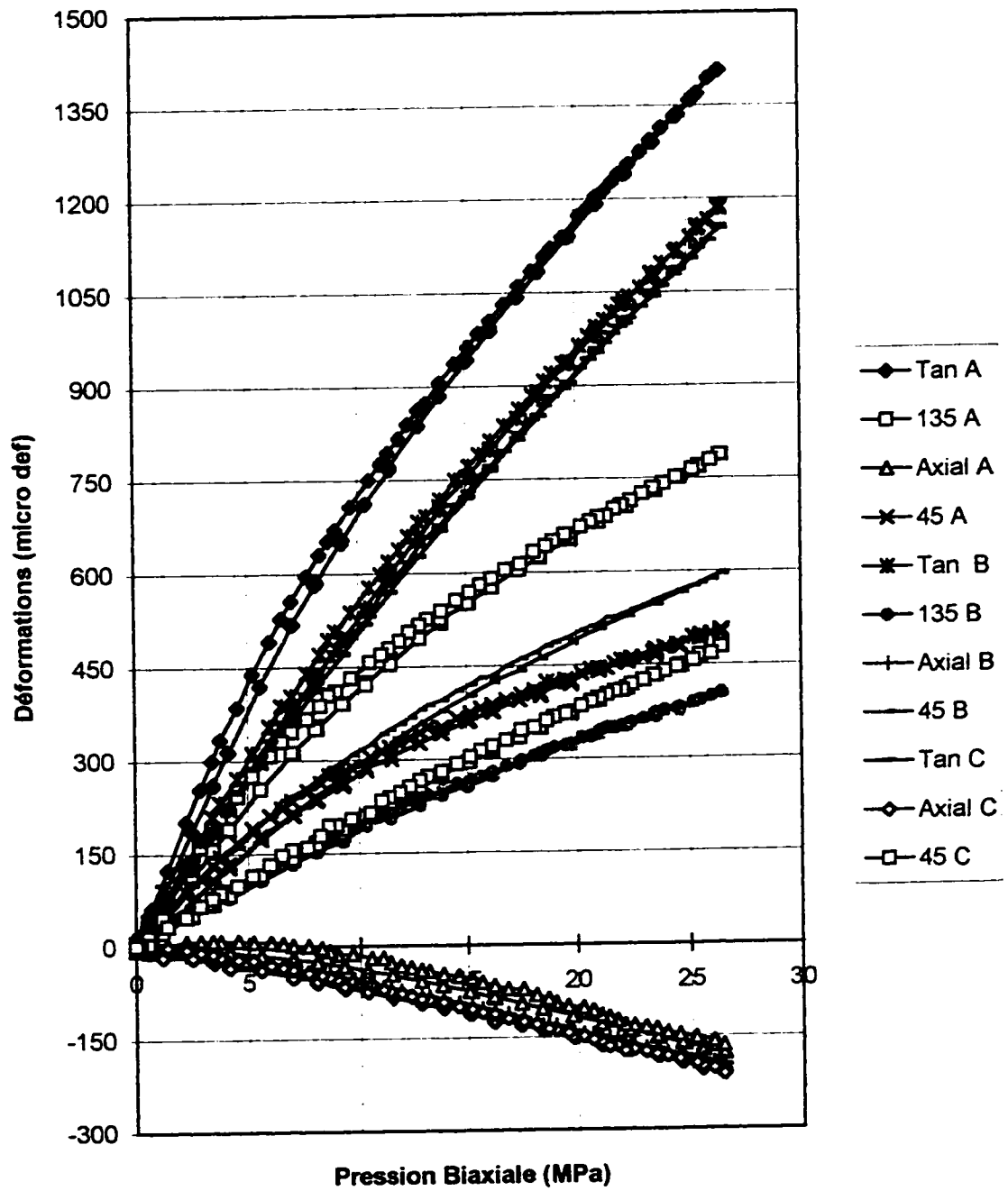
Déformations Locales - R5



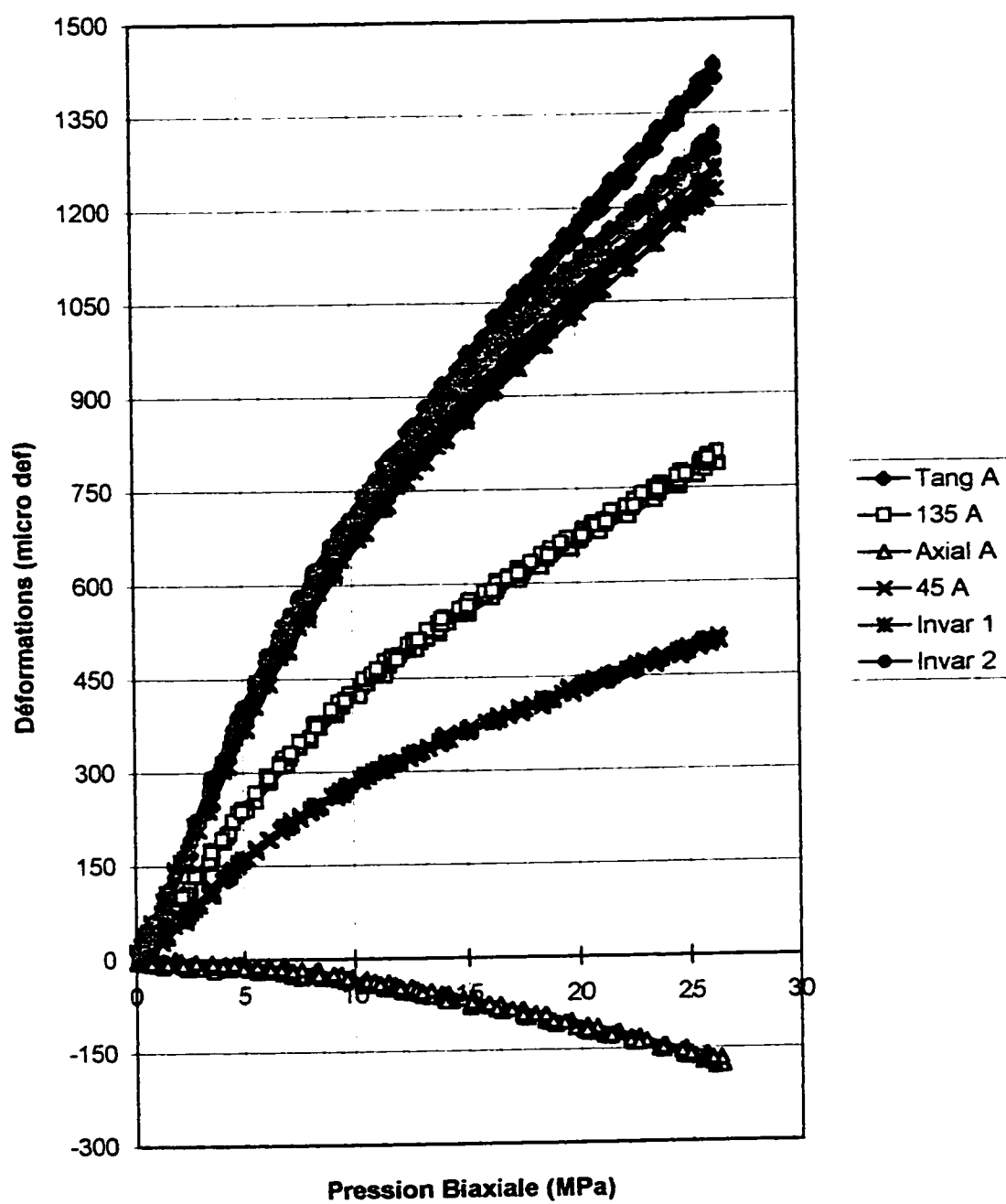
Déformations Locales - R5B1



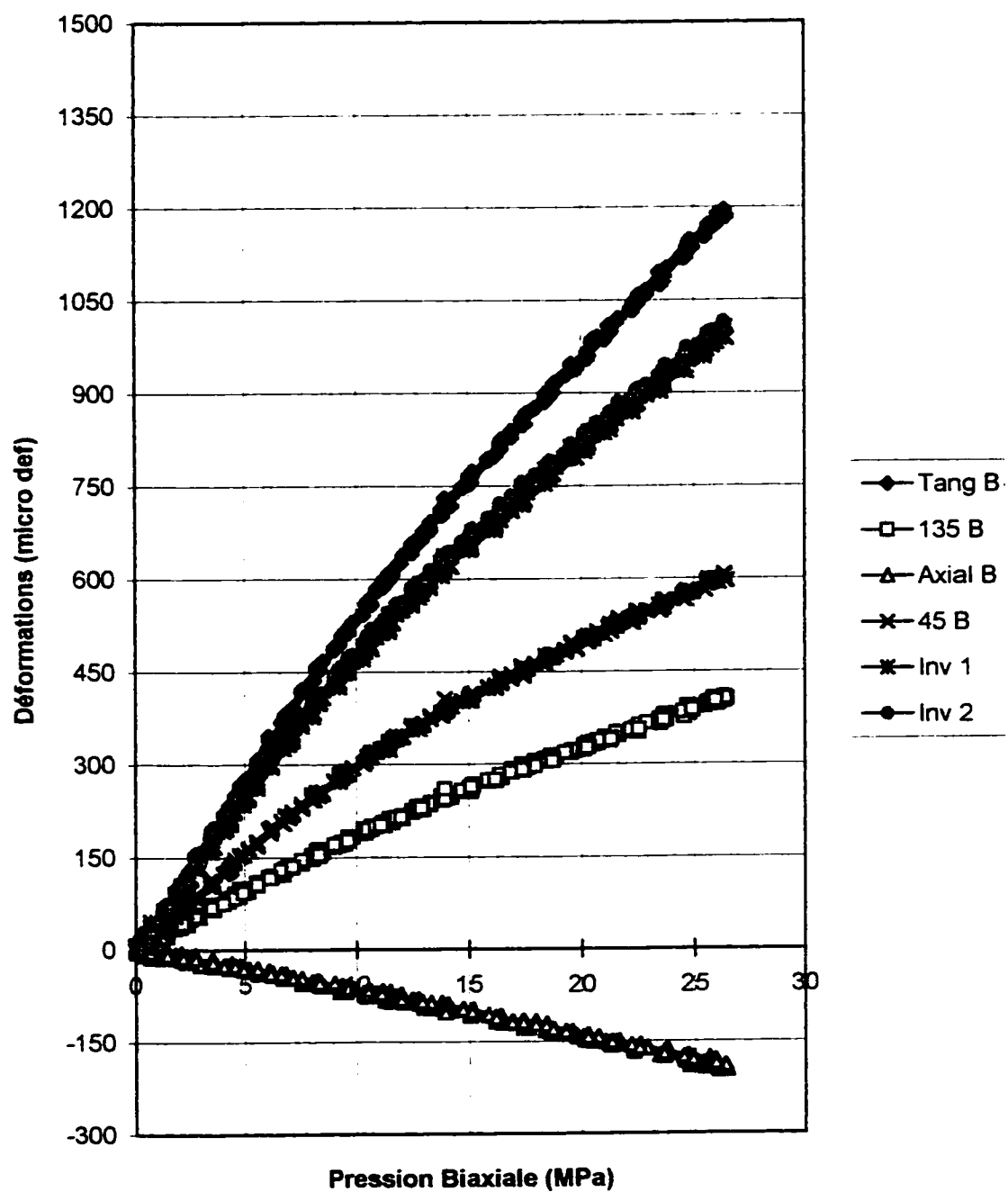
Déformations Locales - R5B2

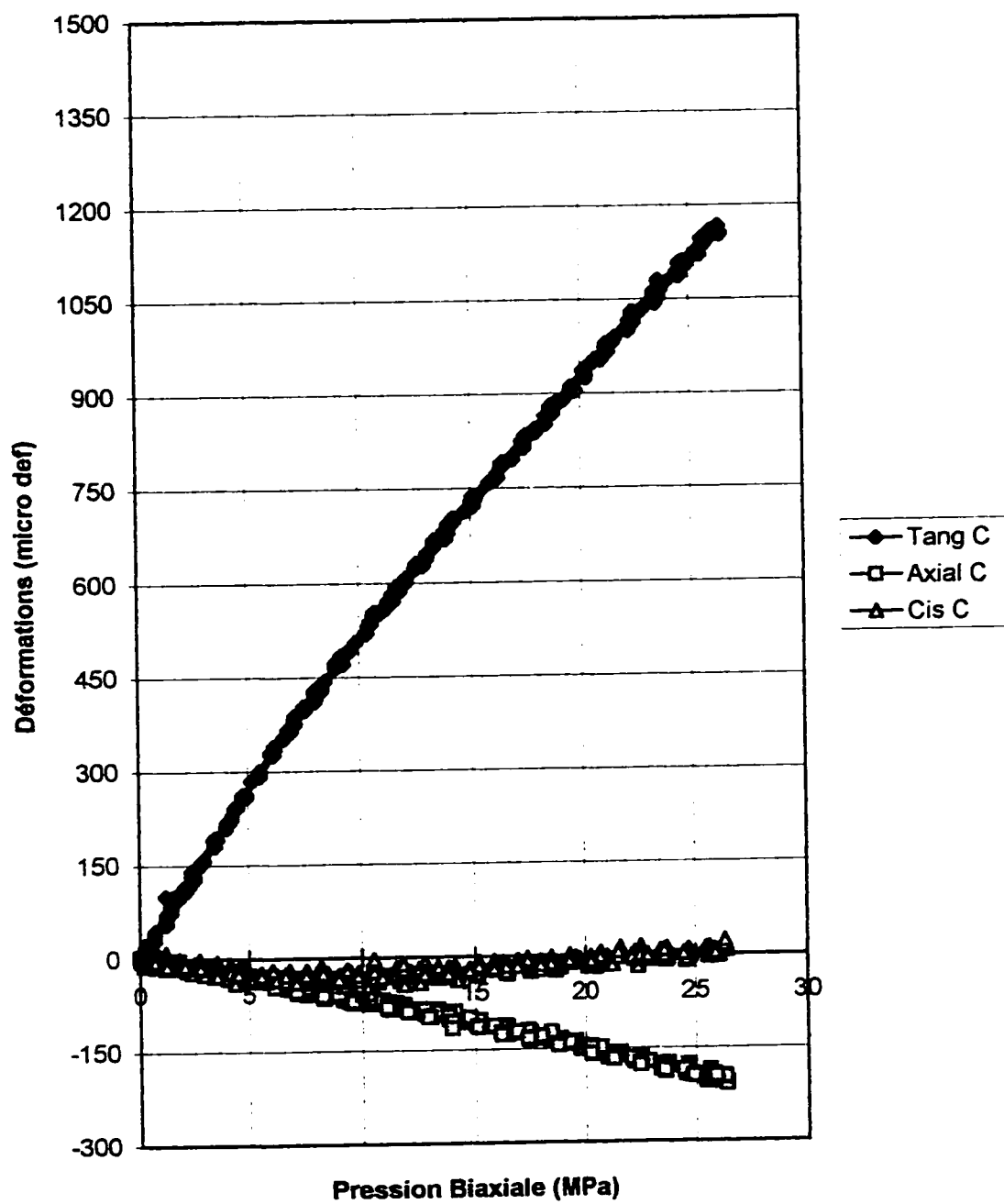


Déformations Locales - R5 - Rosette A

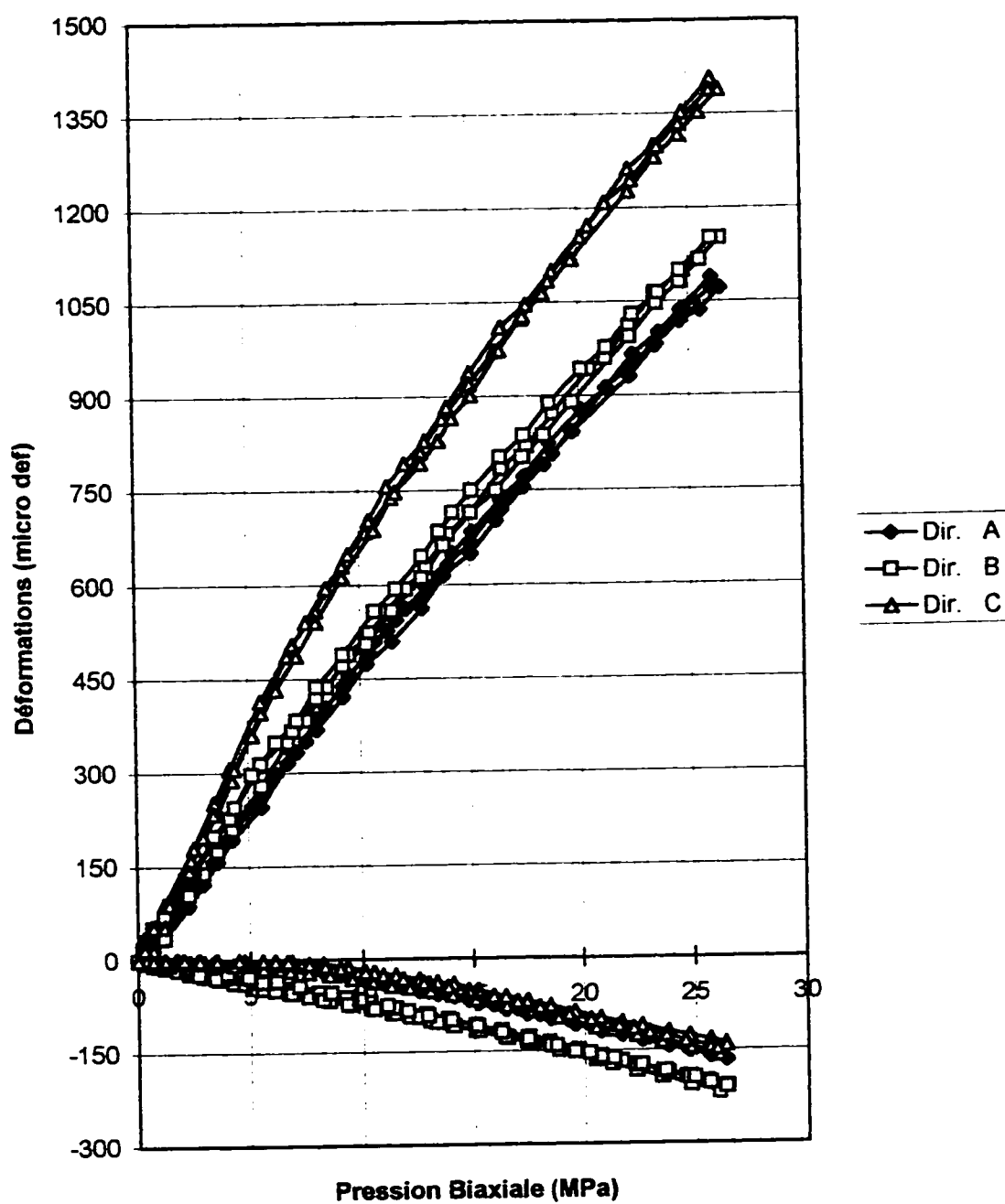


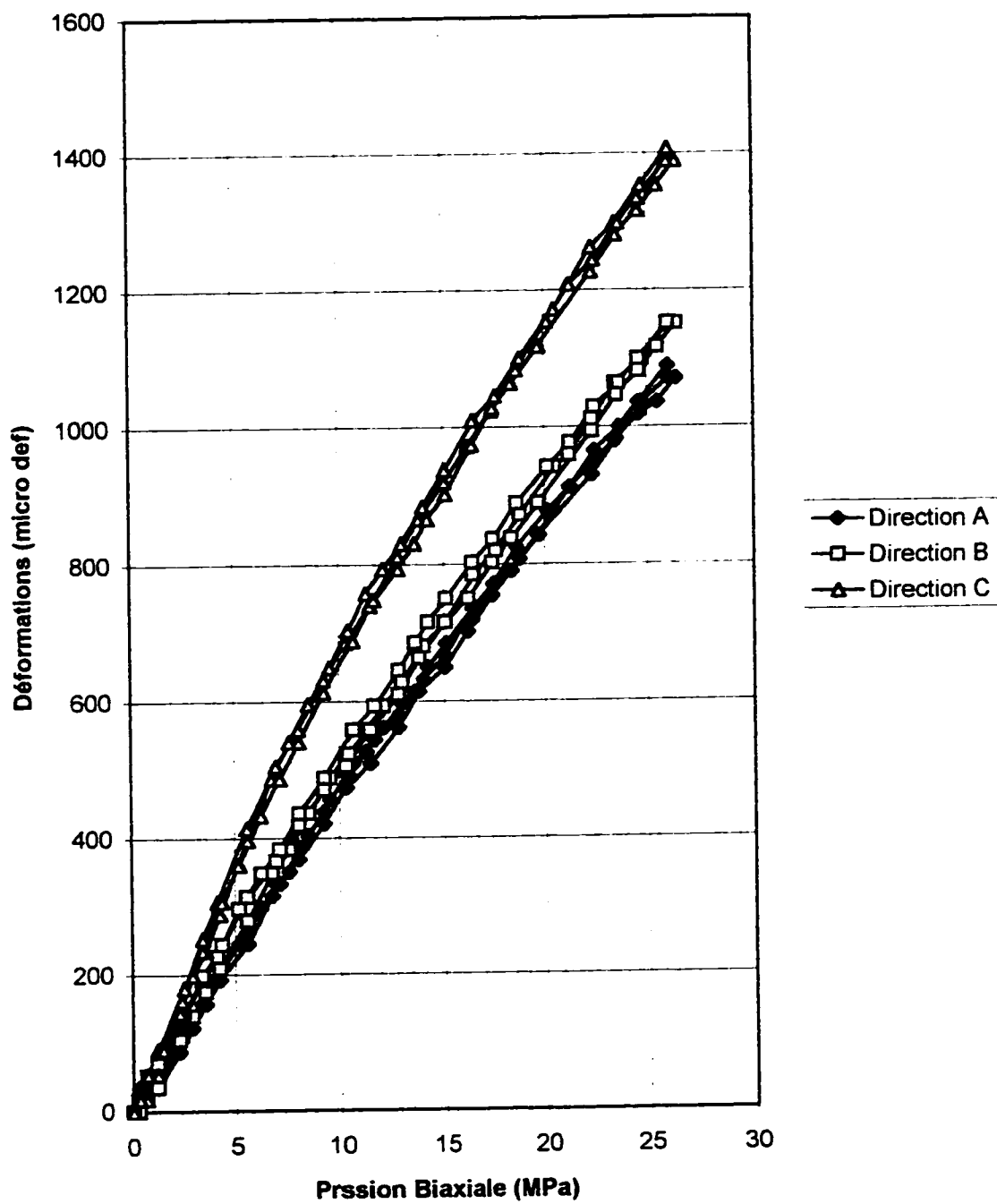
Déformations Locales - R5 - Rosette B

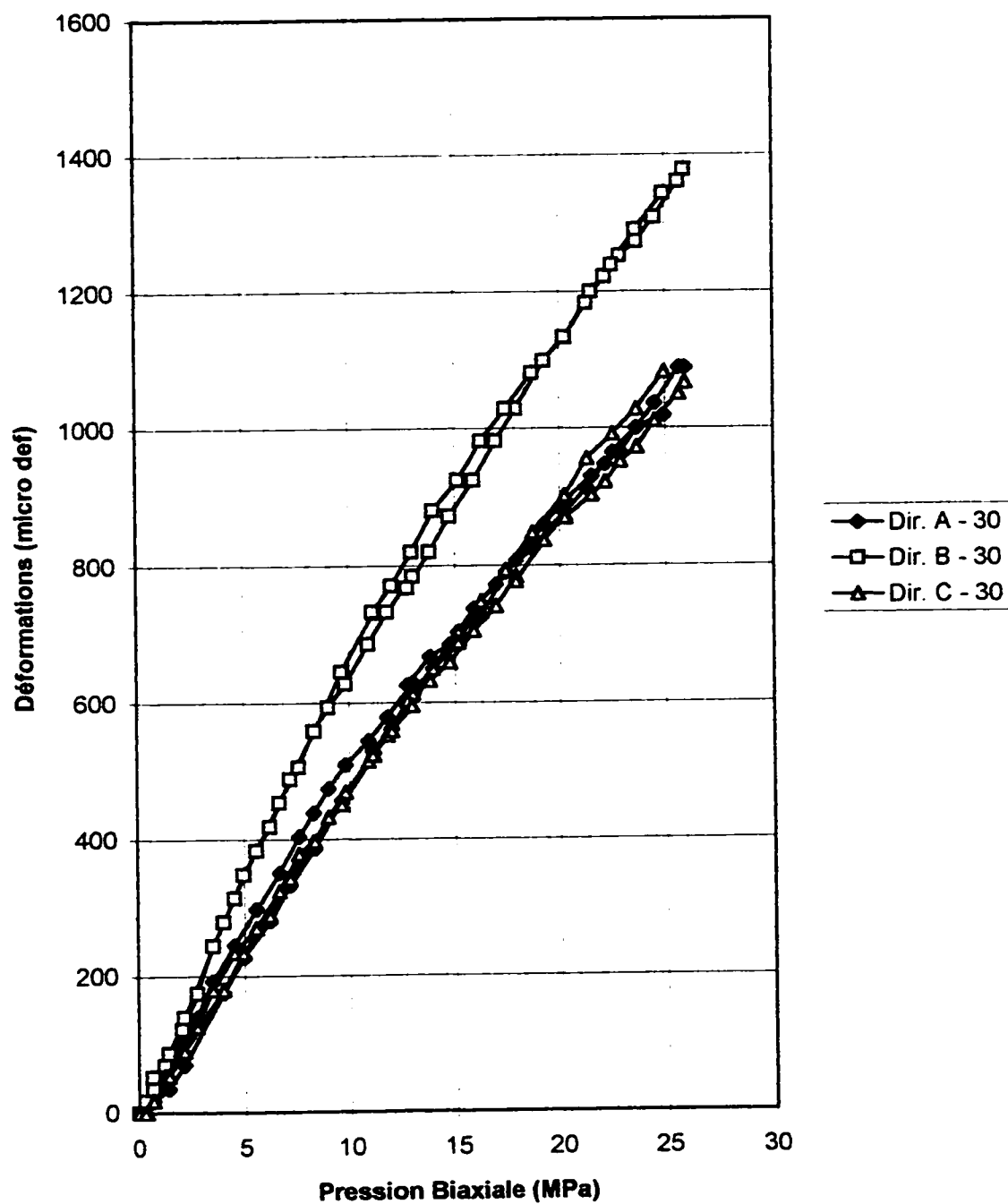


Déformations Locales - R5 - Rosette C

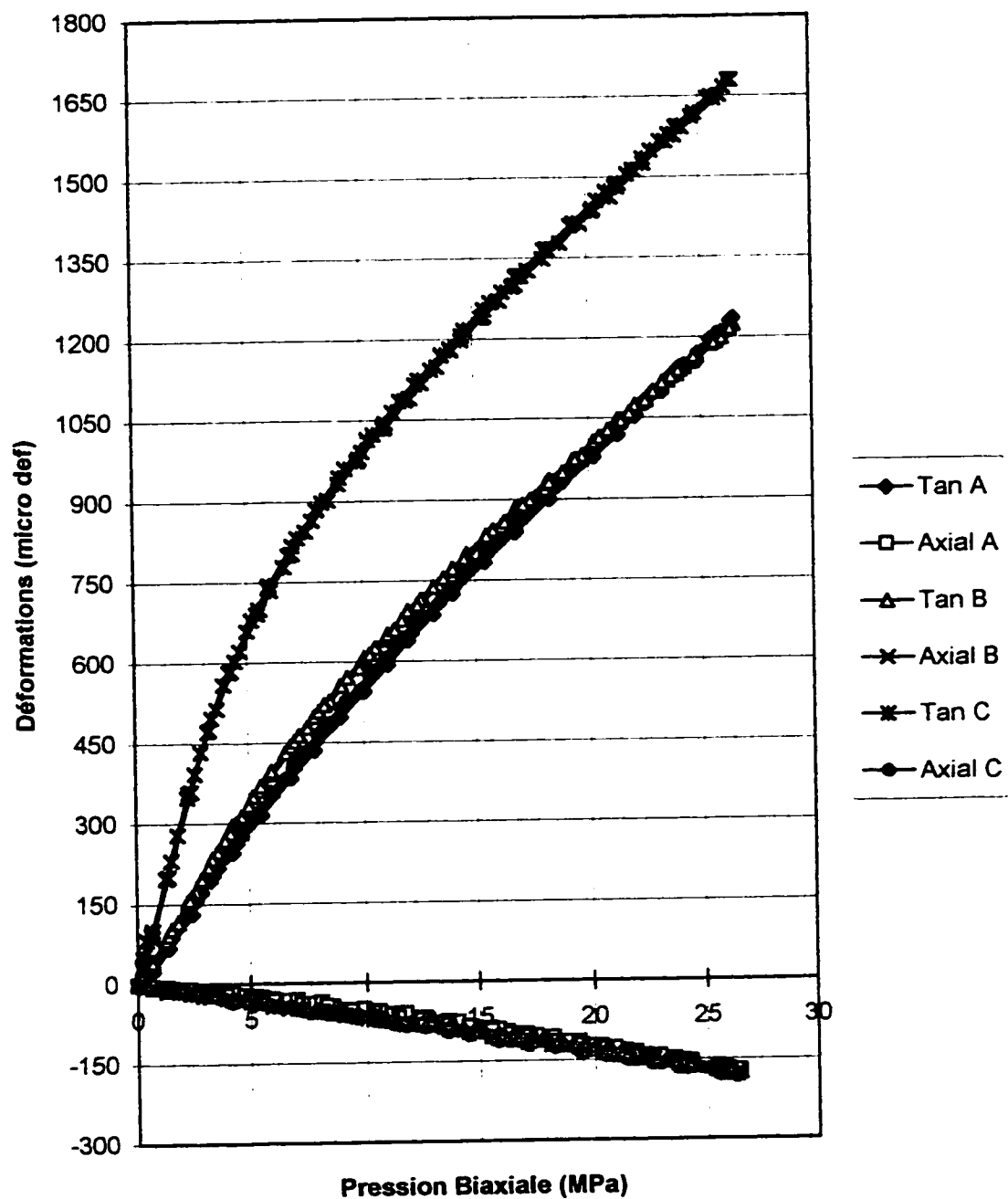
Déformations Radiales et Axiales Globales - R5



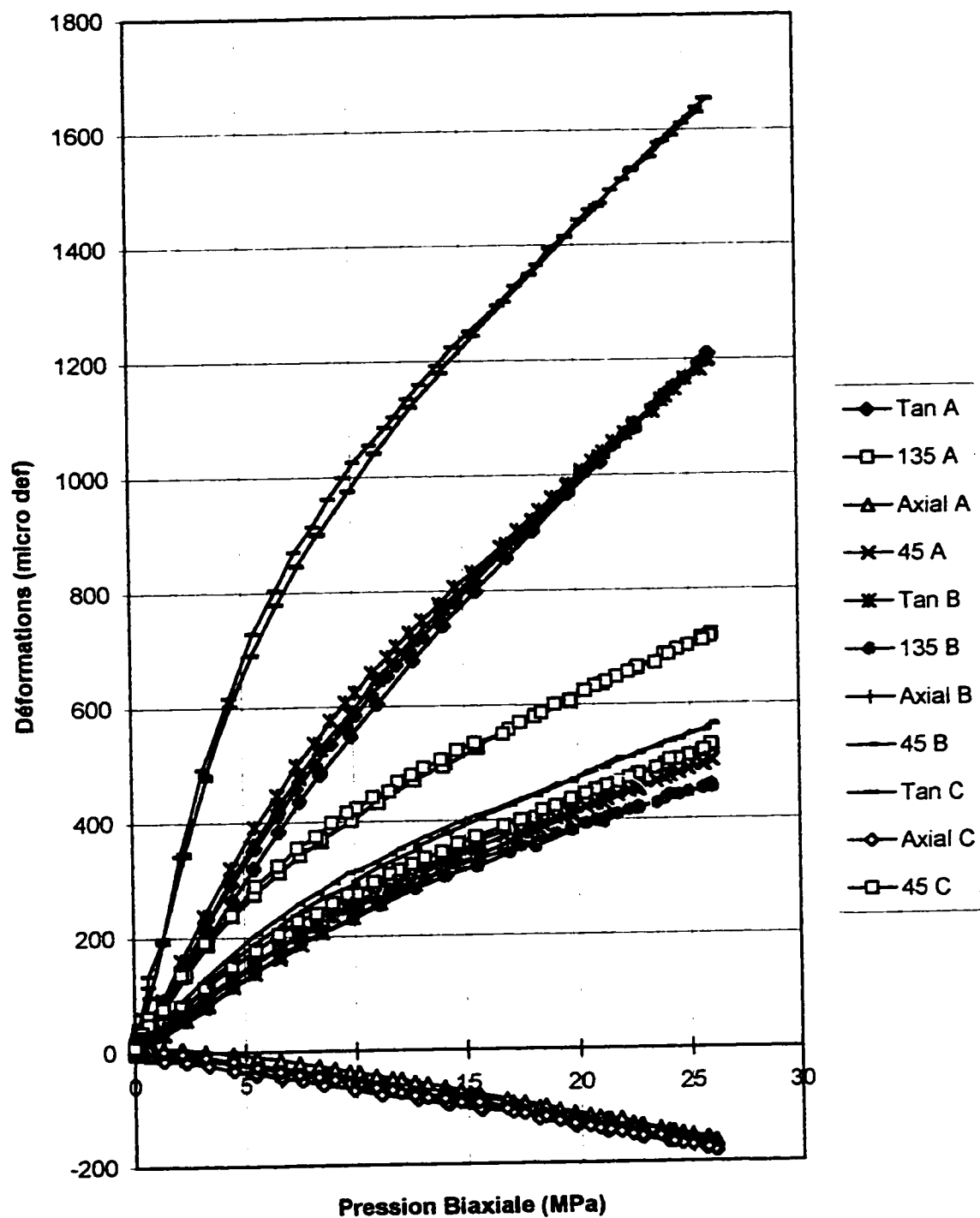
Déformations Radiales Globales - R5

Déformations Radiales Globales - R5

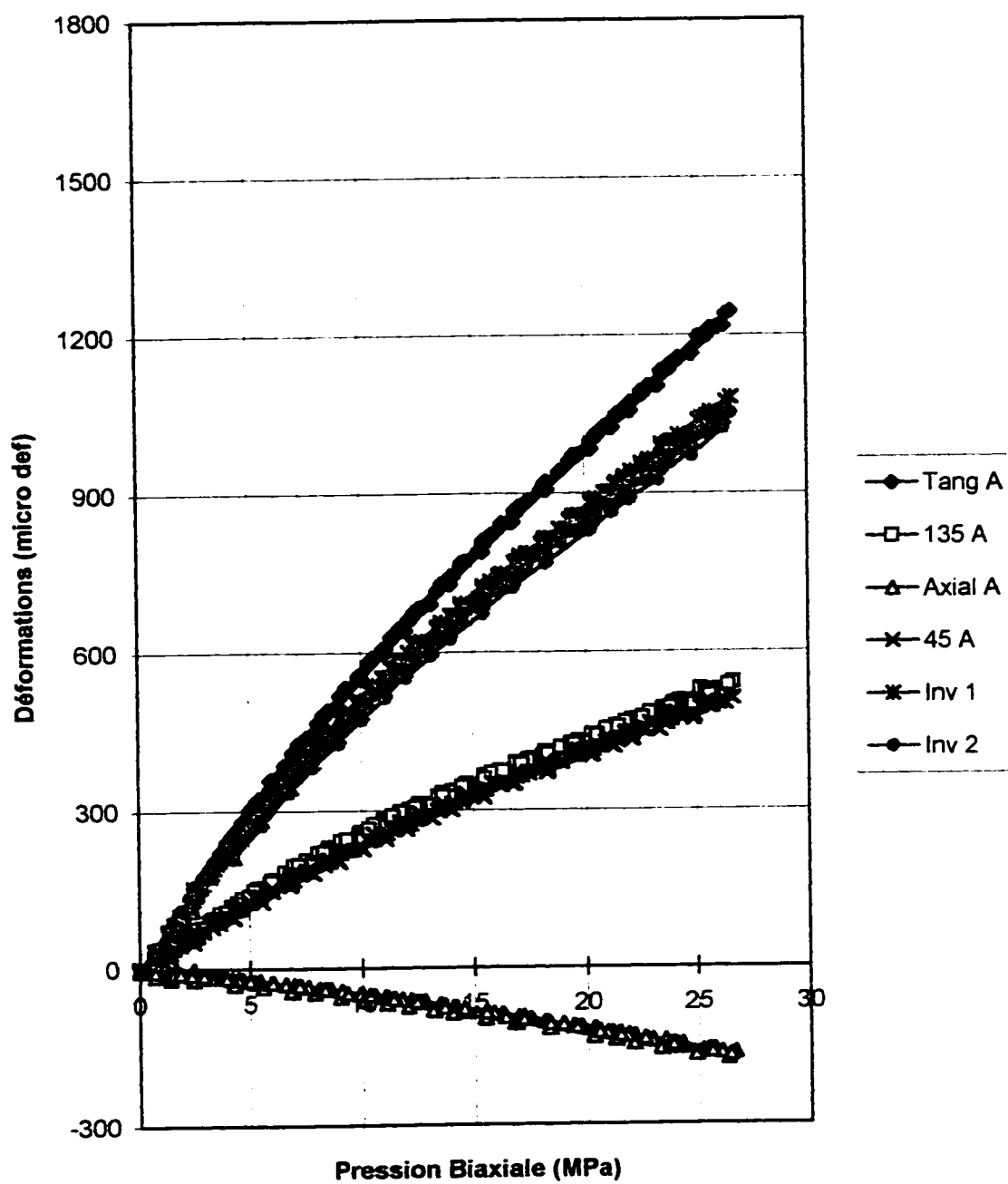
Déformations Locales - R6



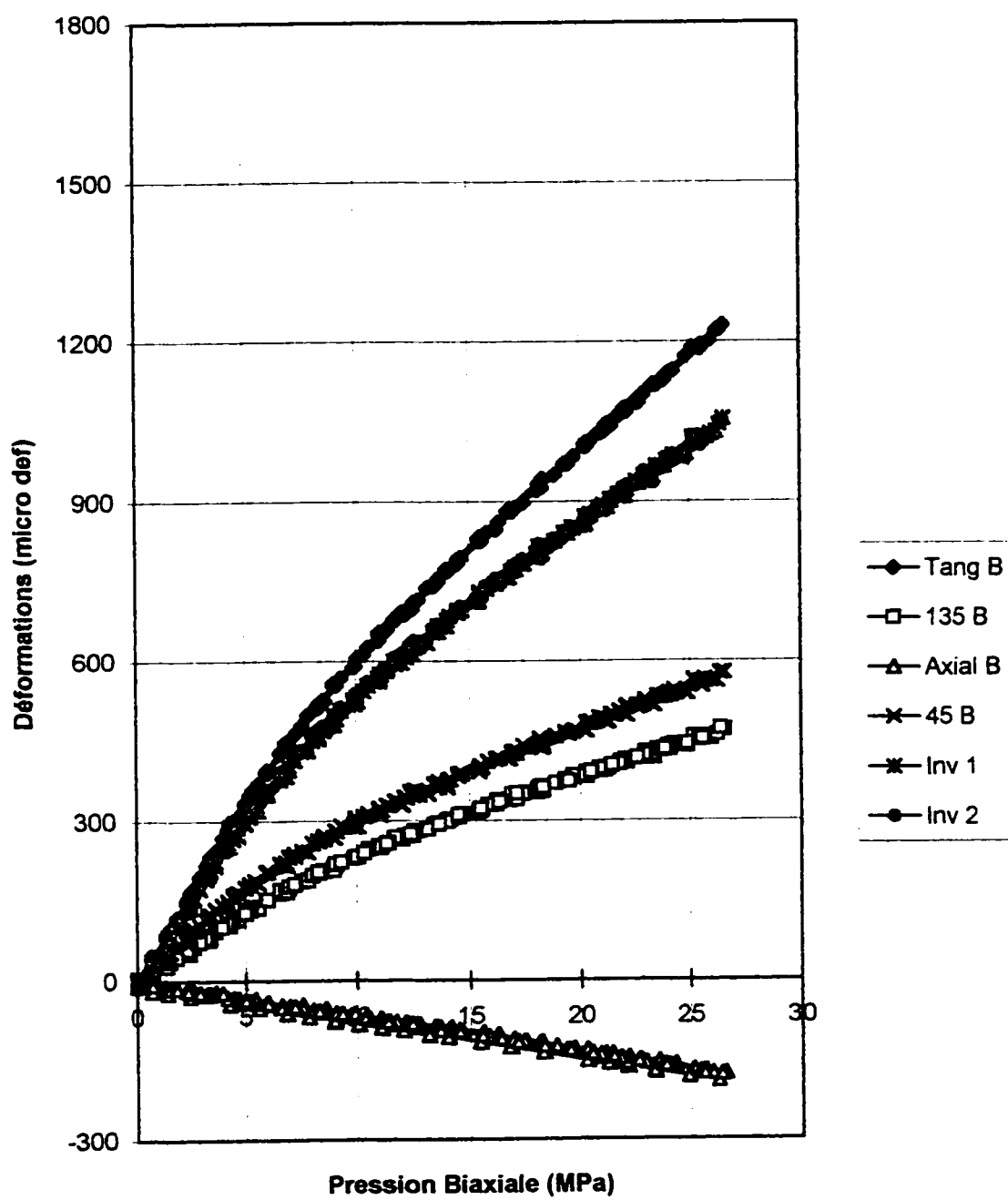
Déformations Locales - R6B2



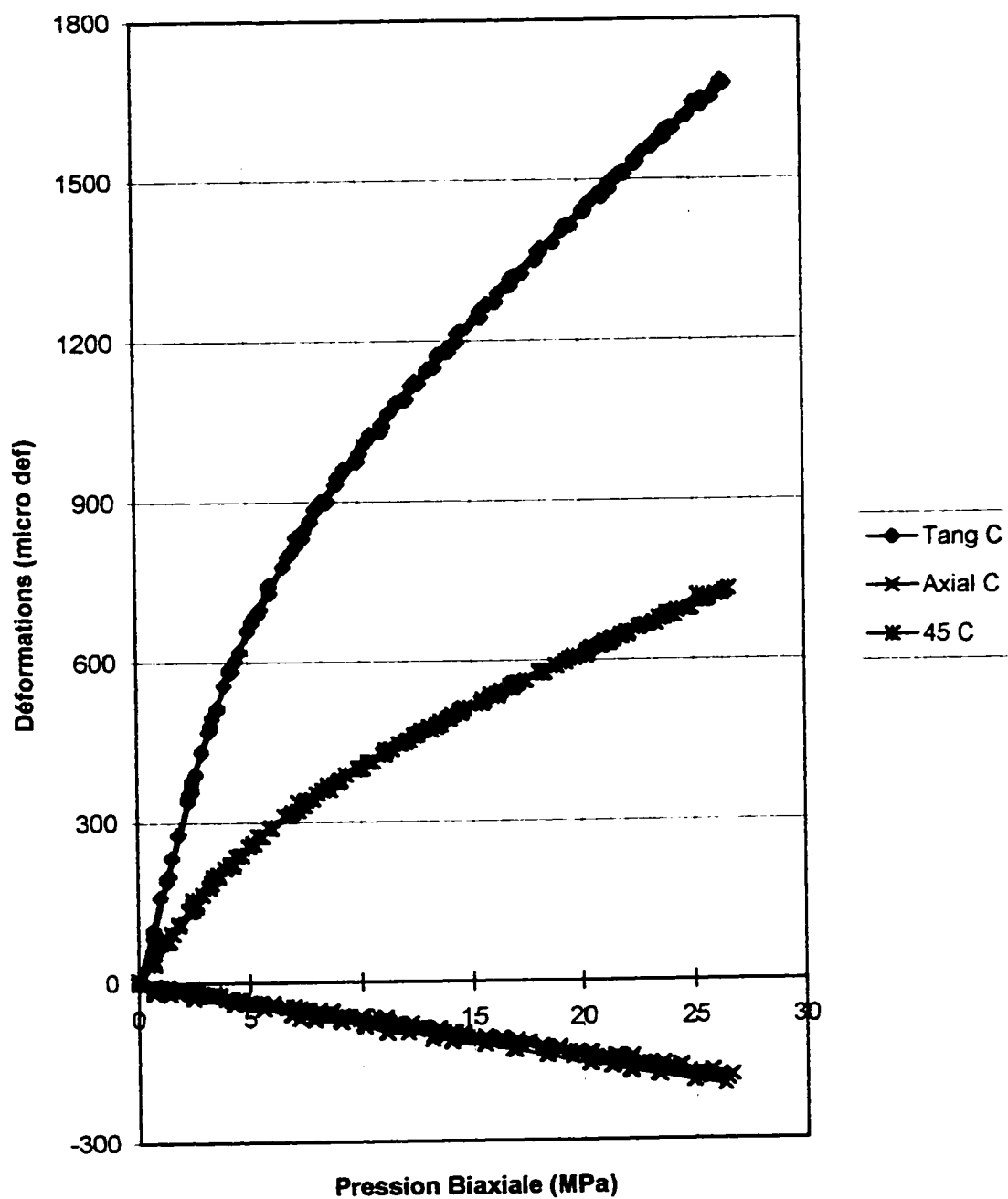
Déformations Locales - R6 - Rosette A

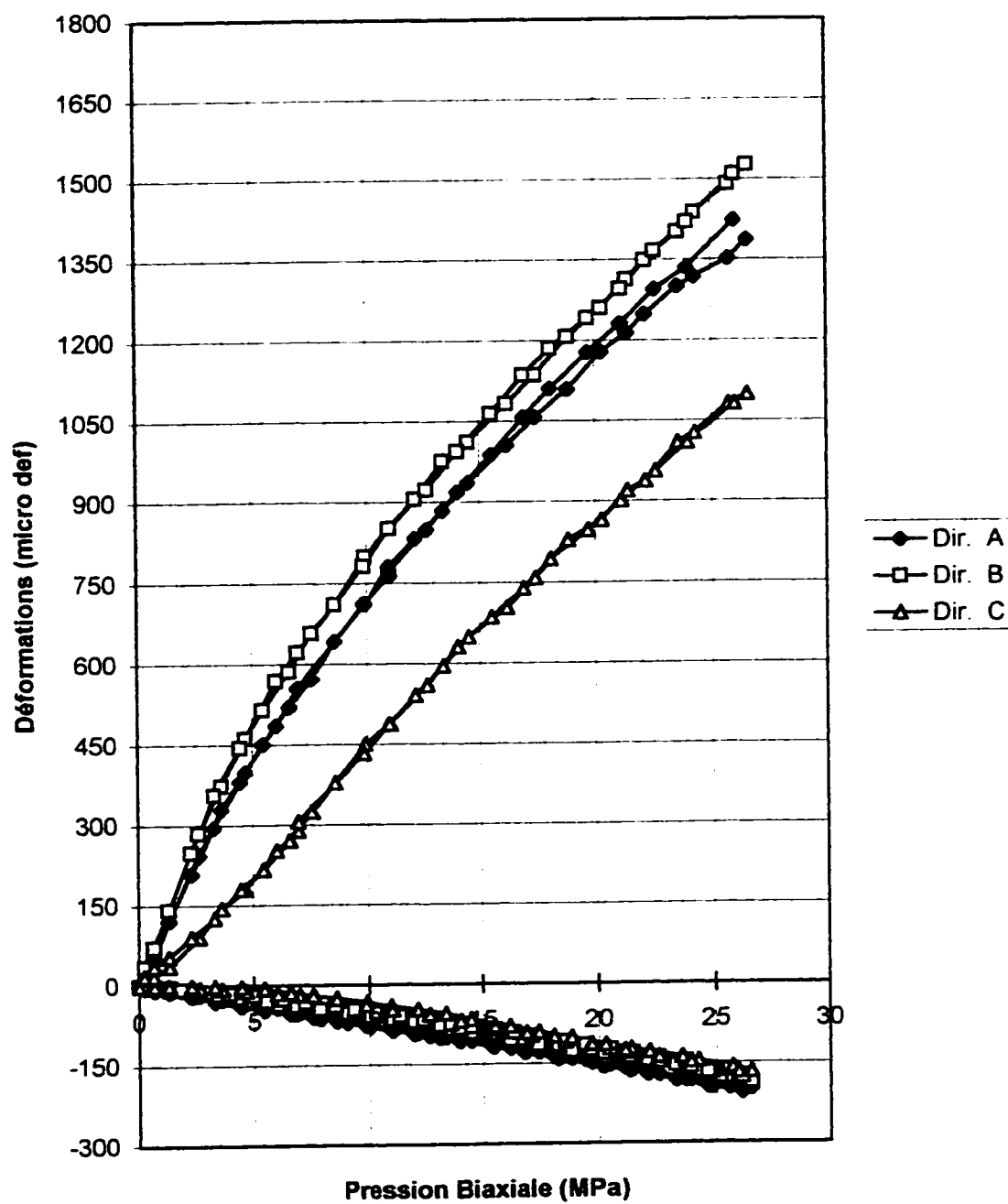


Déformations Locales - R6 - Rosette B

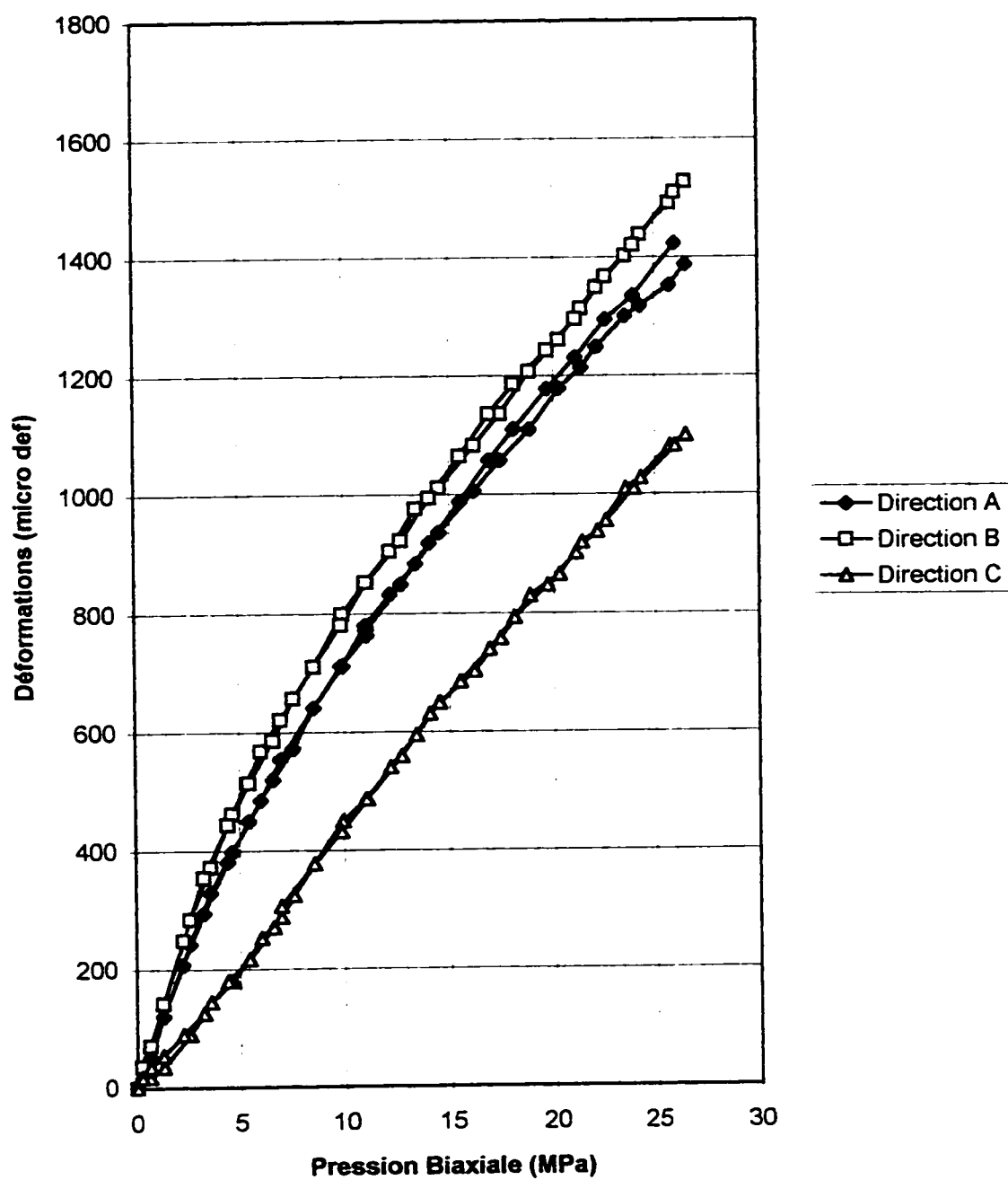


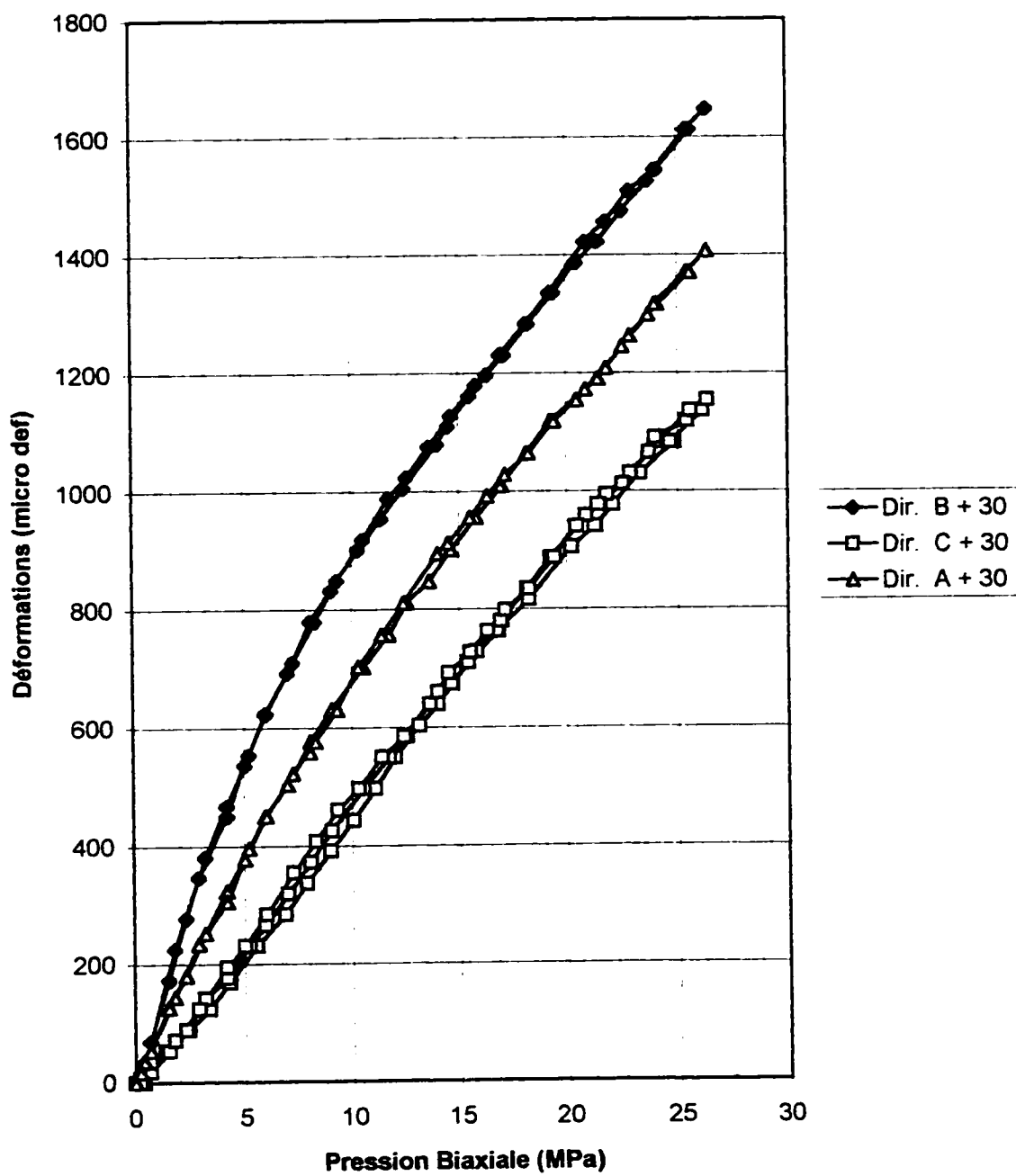
Déformations Locales - R6 - Rosette C



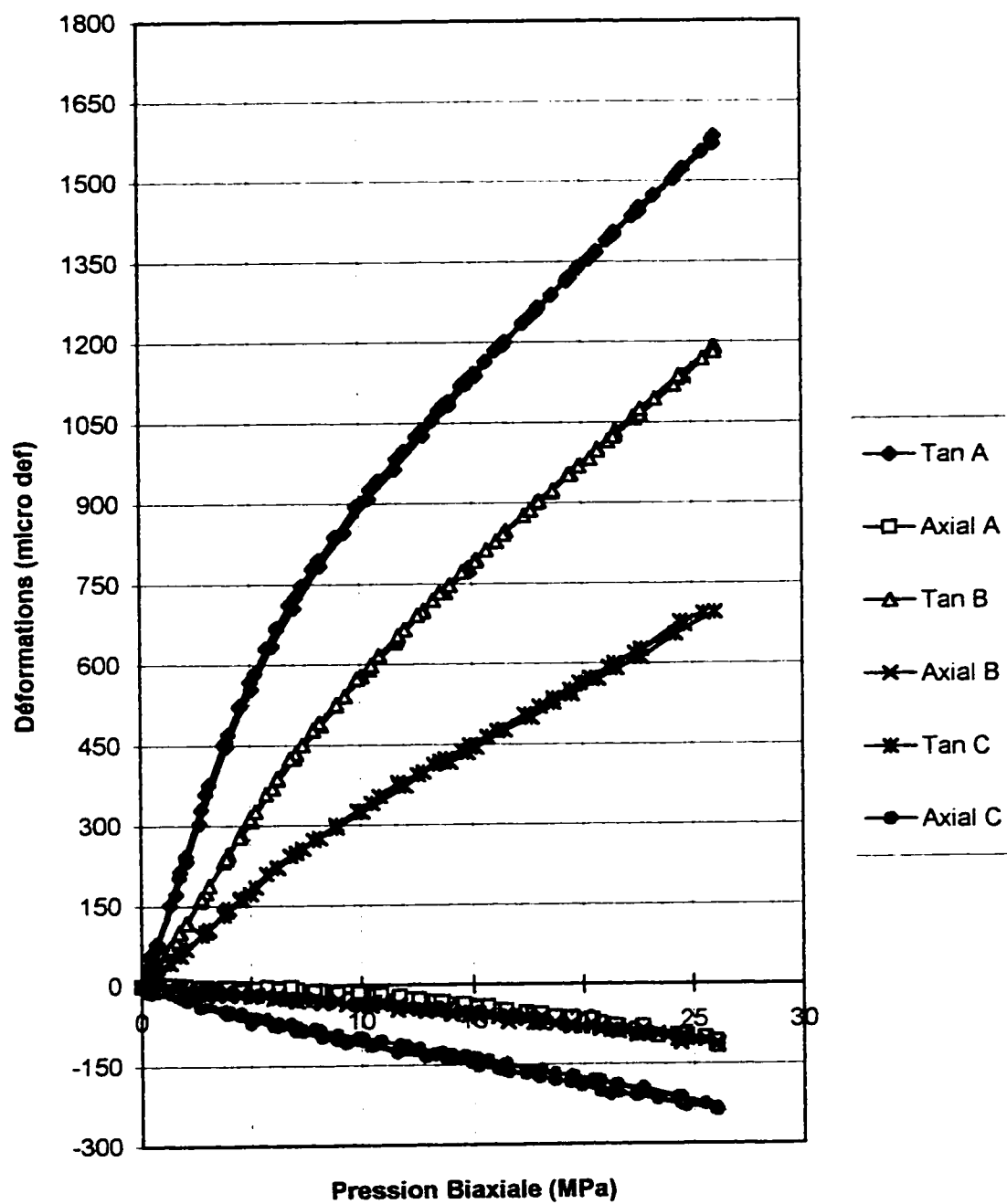
Déformations Radiales et Axiales Globales - R6

Déformations Radiales Globales - R6

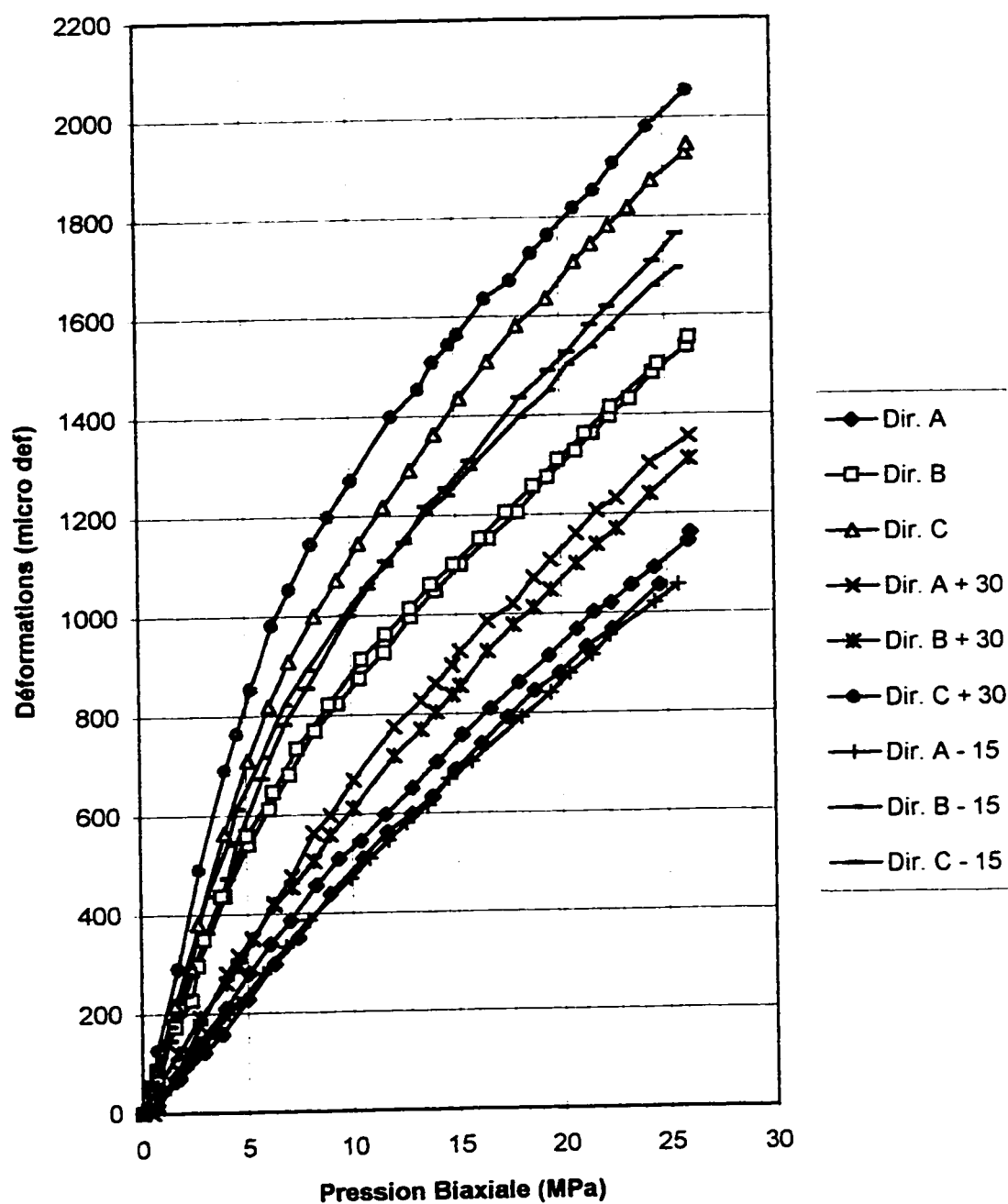


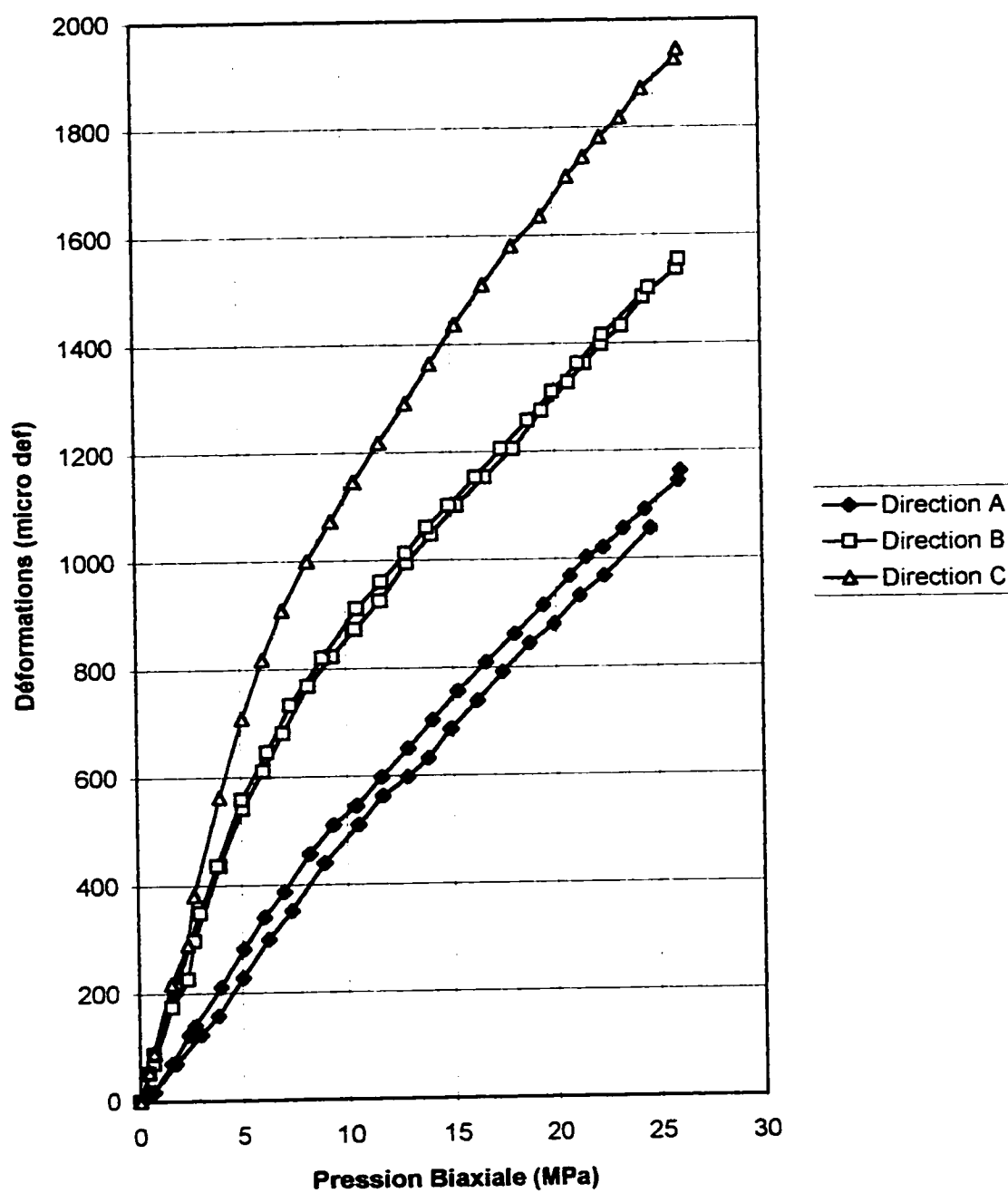
Déformations Radiales Globales - R6

Déformations Locales - R8

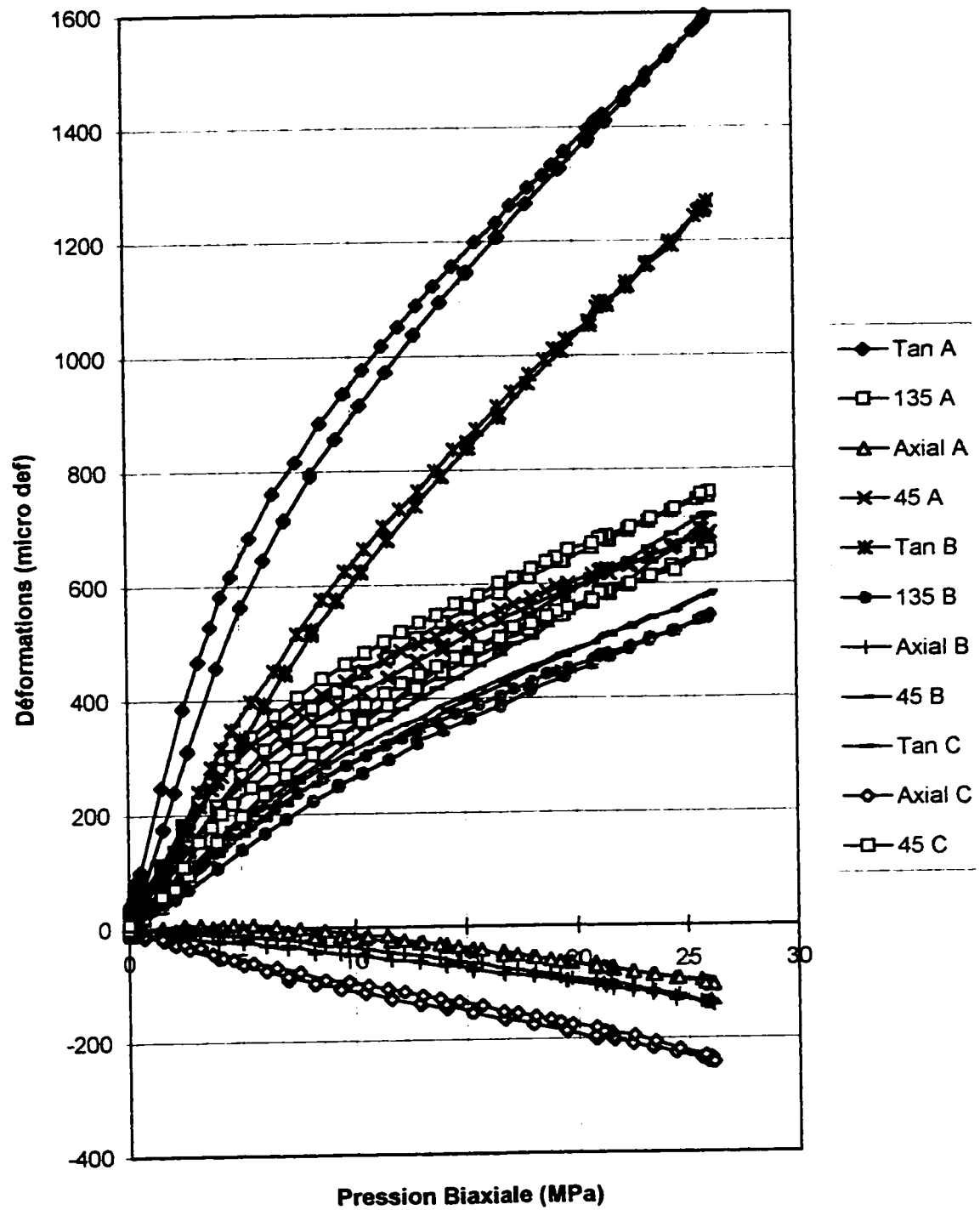


Déformations Radiales Globales - R8

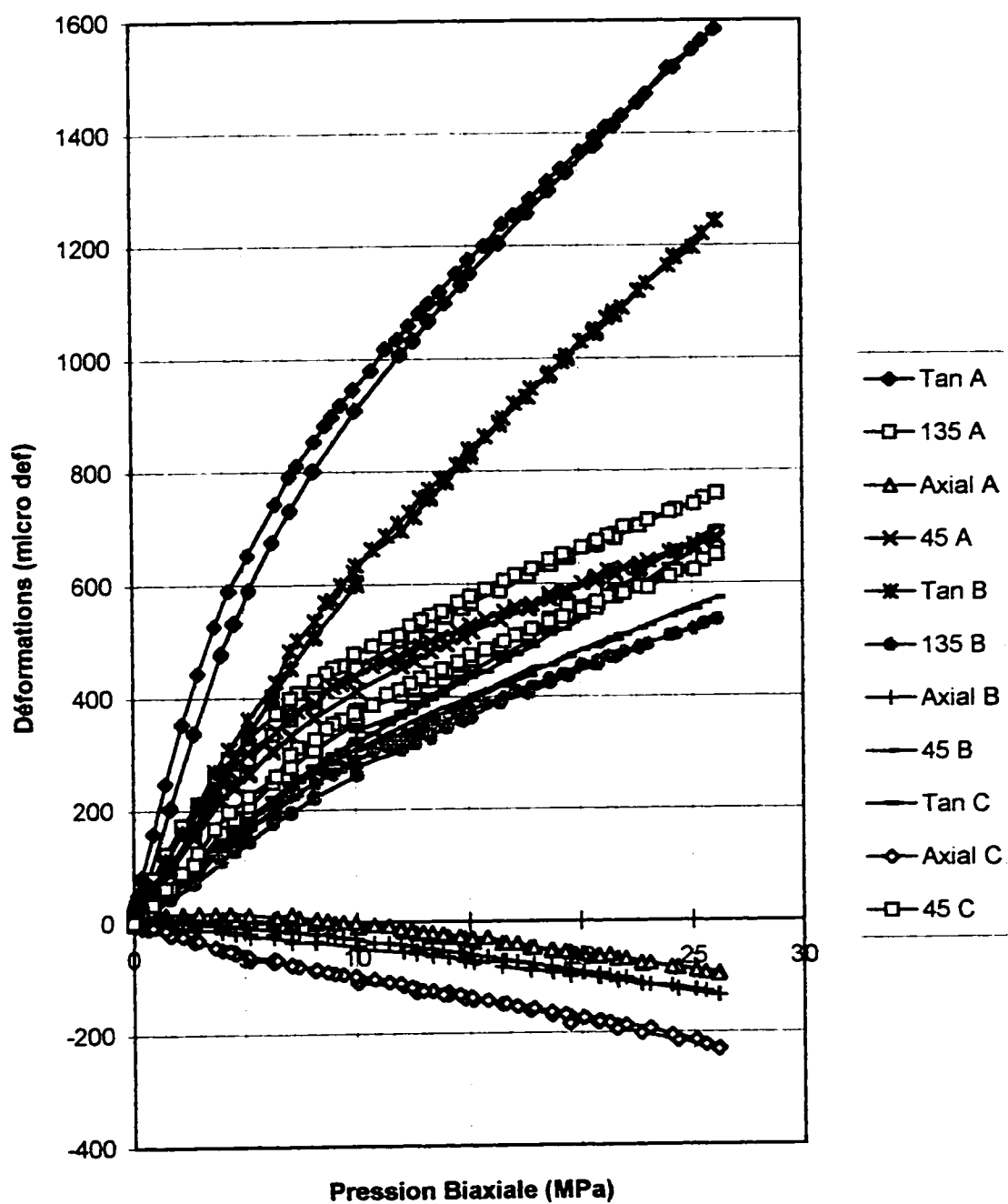


Déformations Radiales Globales - R8

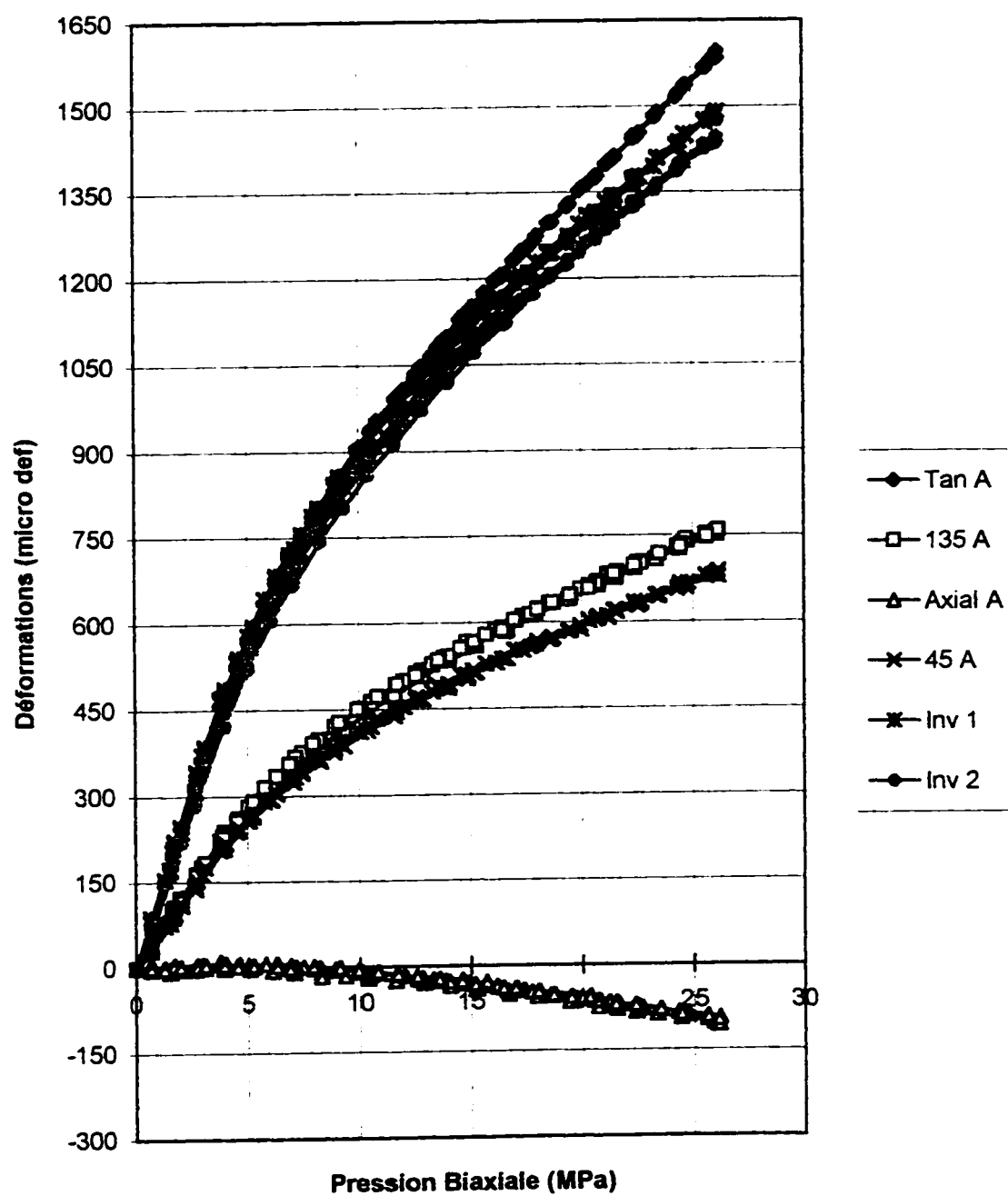
Déformations Locales - R8B1



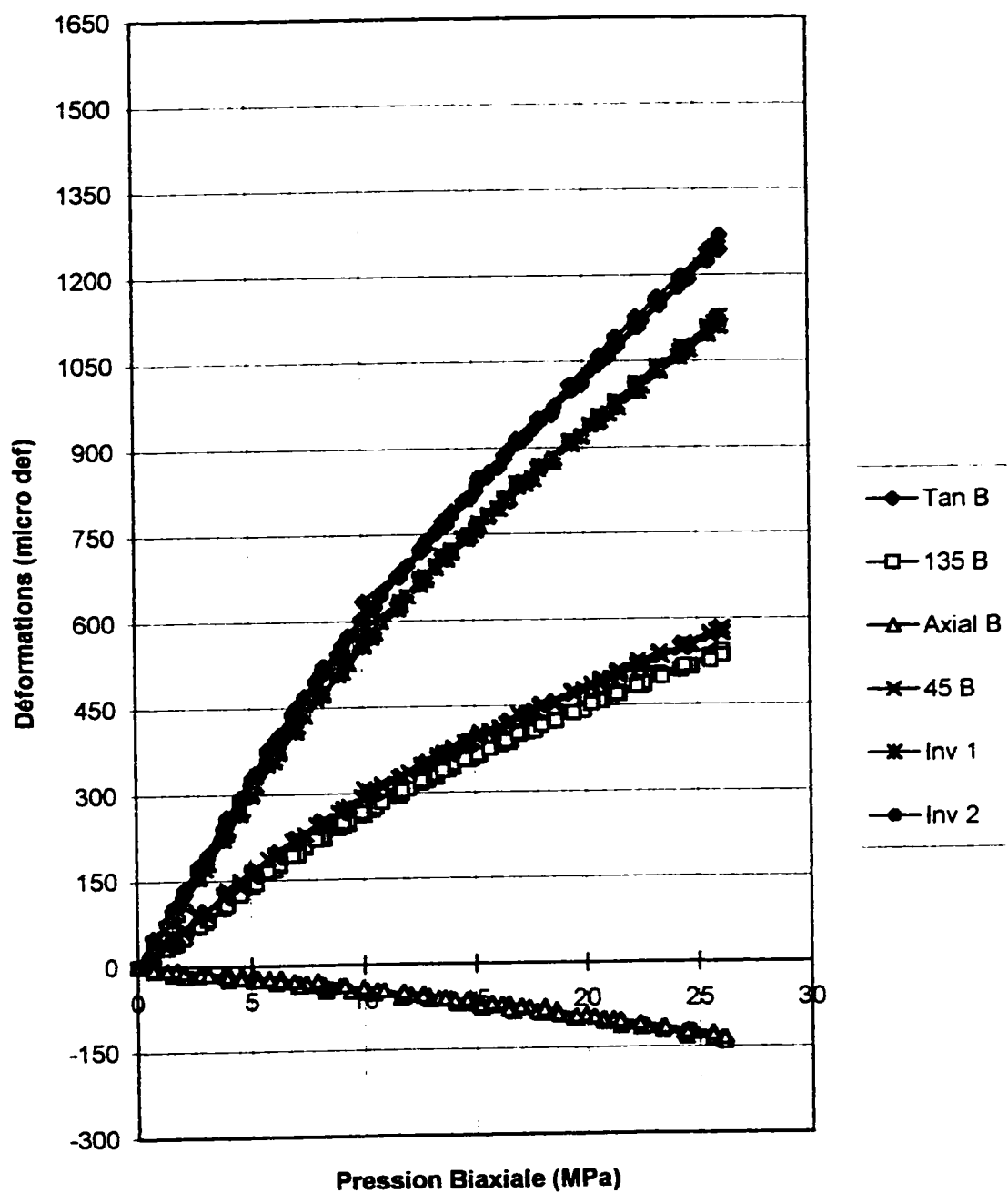
Déformations Locales - R8B3



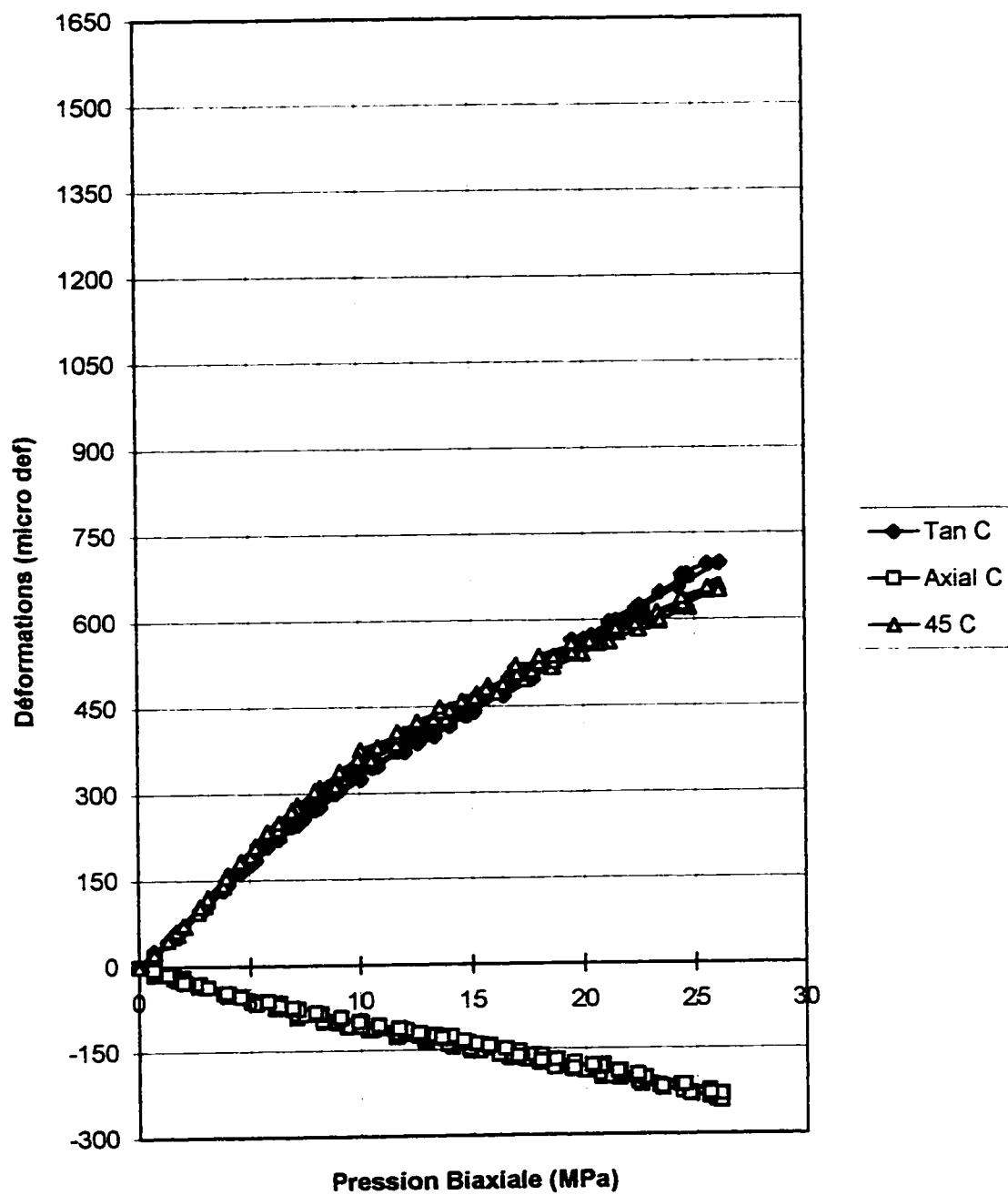
Déformations Locales - R8 - Rosette A



Déformations Locales - R8 - Rosette B



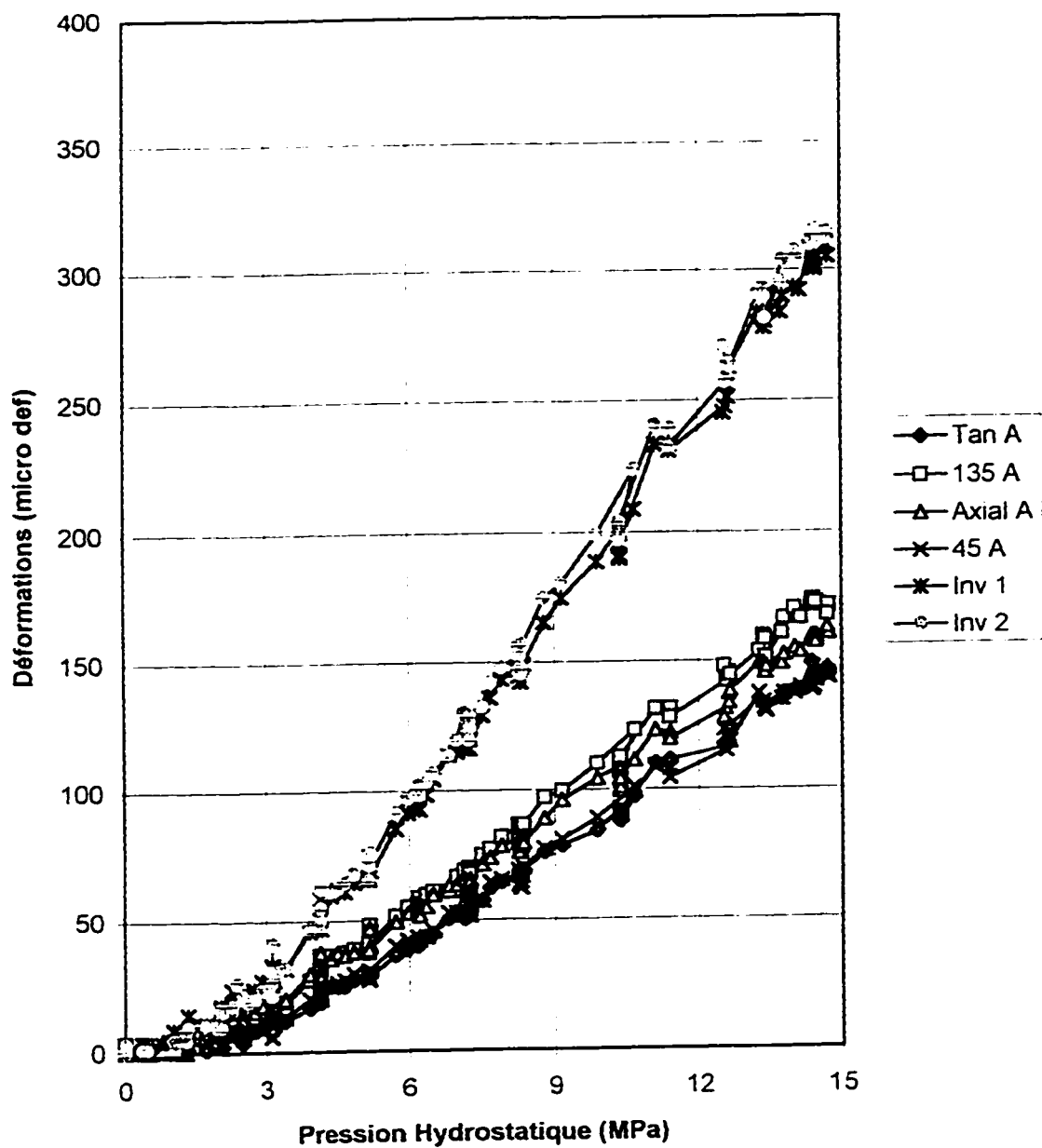
Déformations Locales - R8 - Rosette C



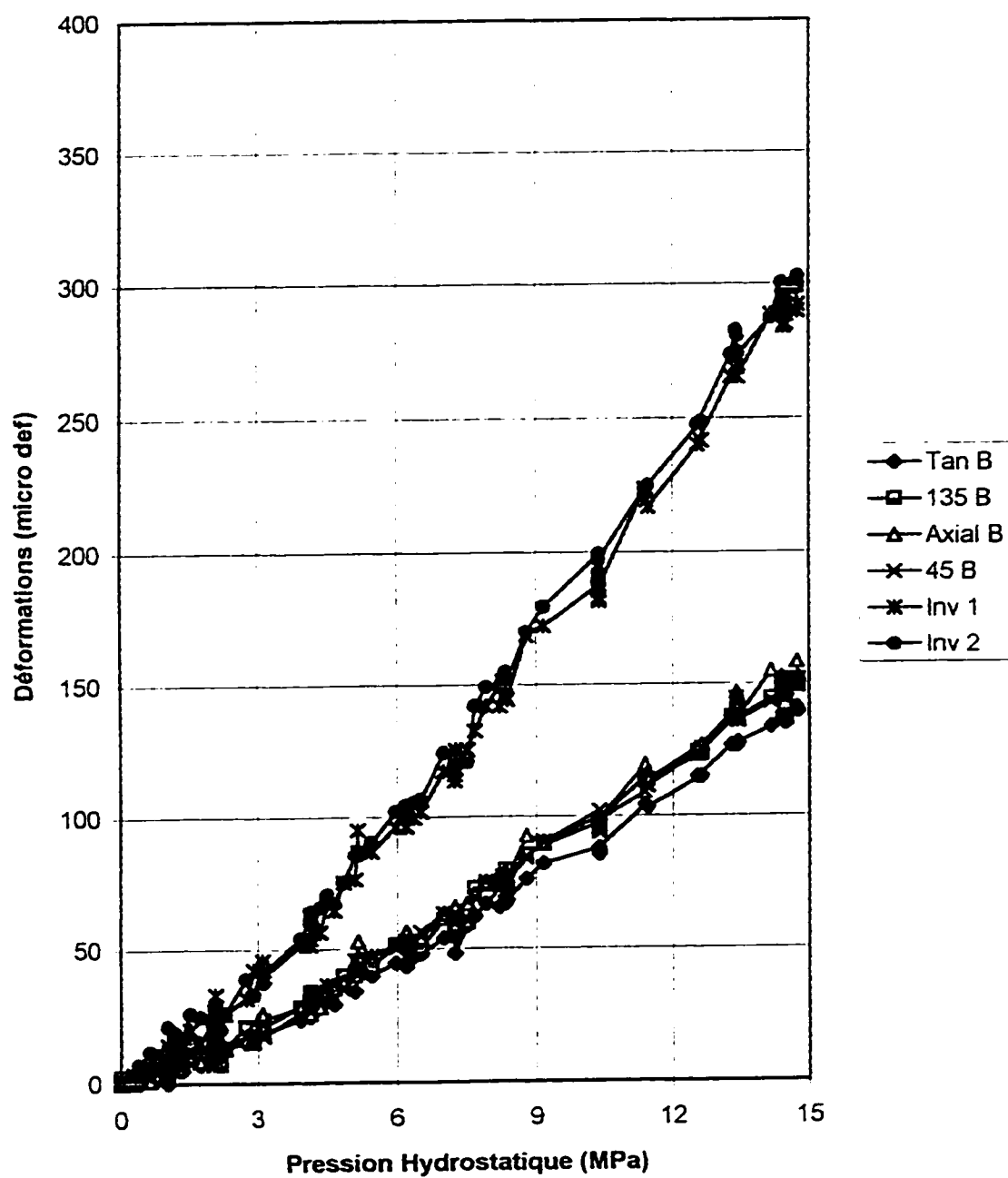
ANNEXE IV

RÉSULTATS D'ESSAIS DE COMPRESSION HYDROSTATIQUE

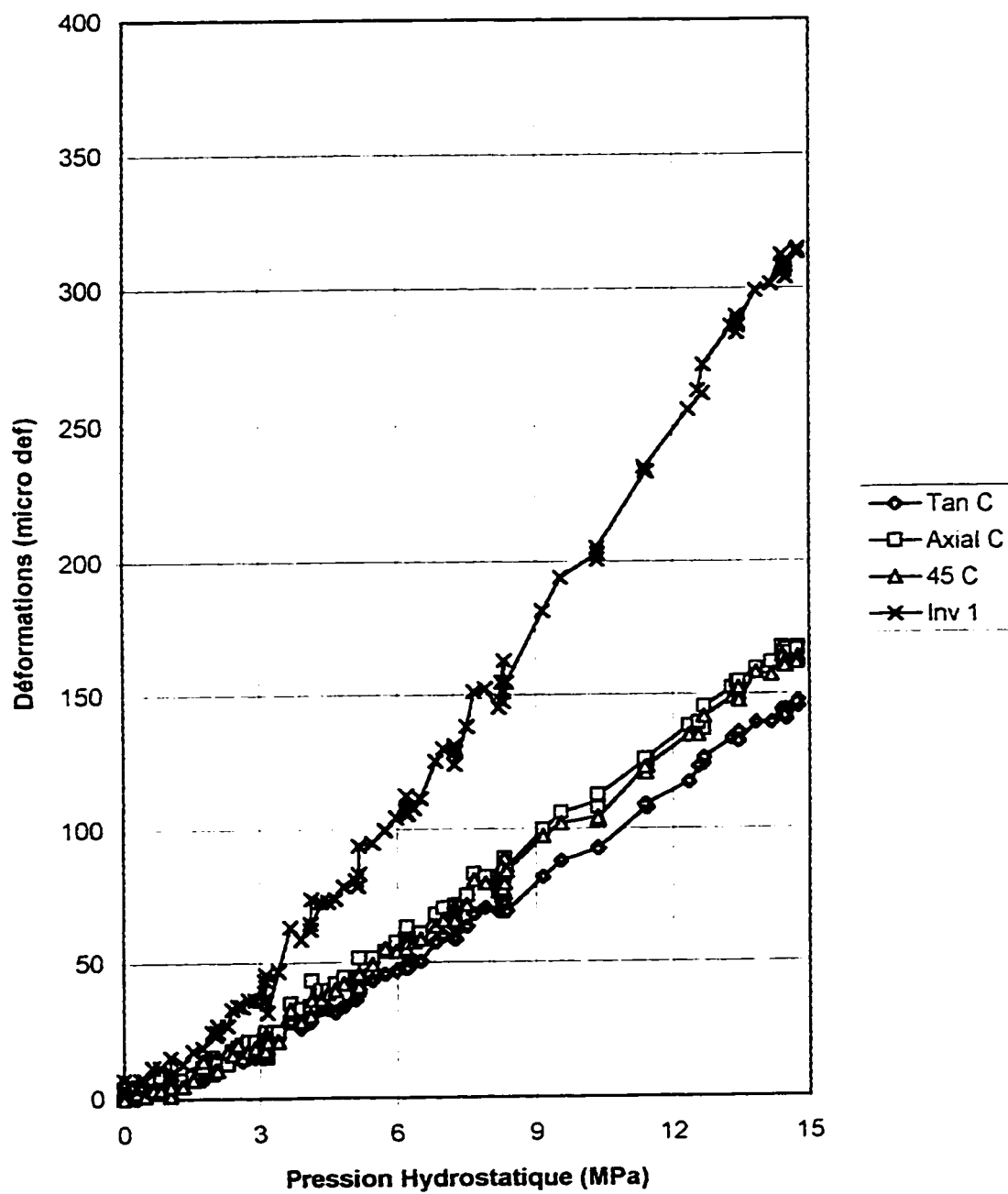
Déformations Locales - R1 - Rosette A
Compression Hydrostatique



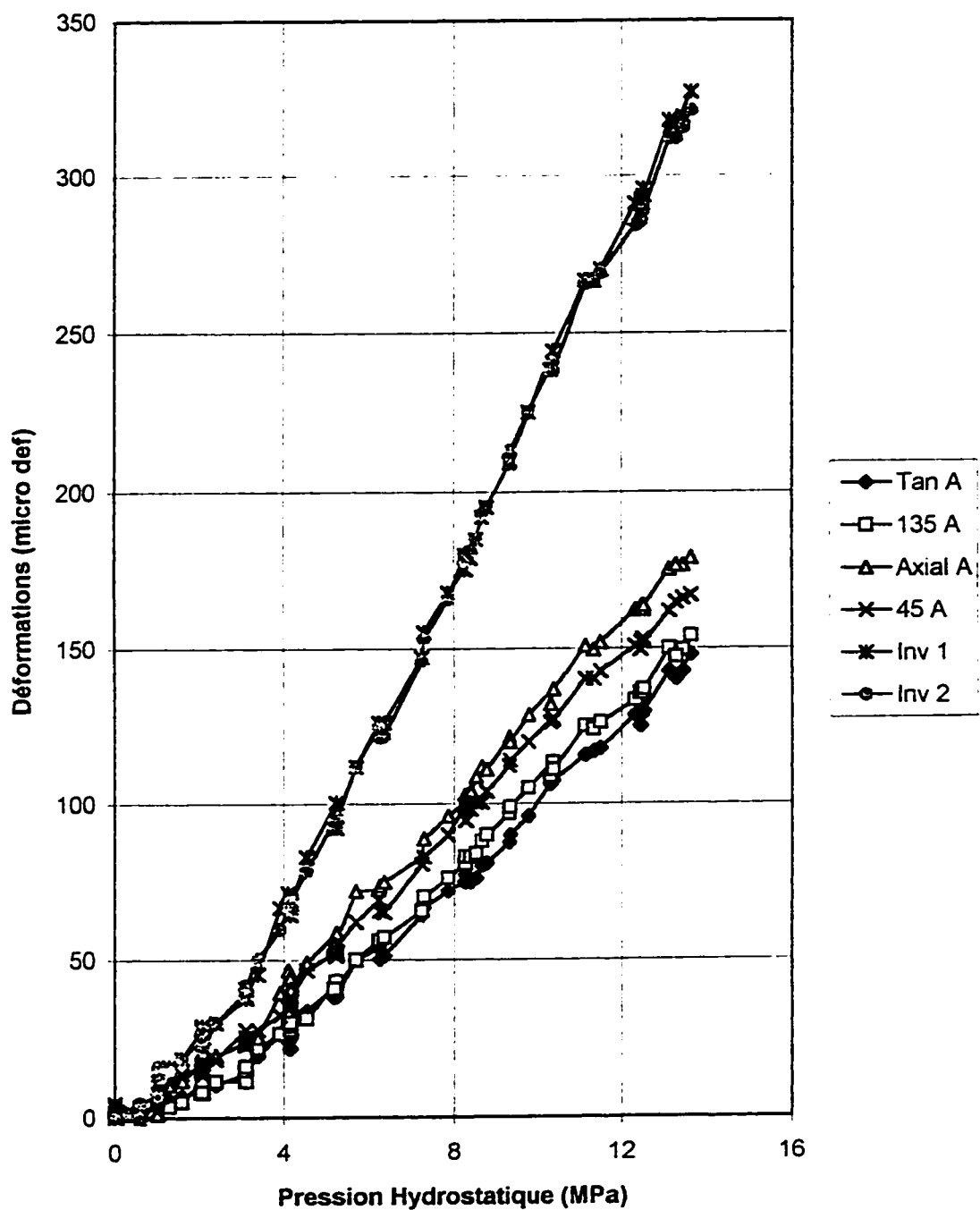
Déformations Locales - R1 - Rosette B
Compression Hydrostatique



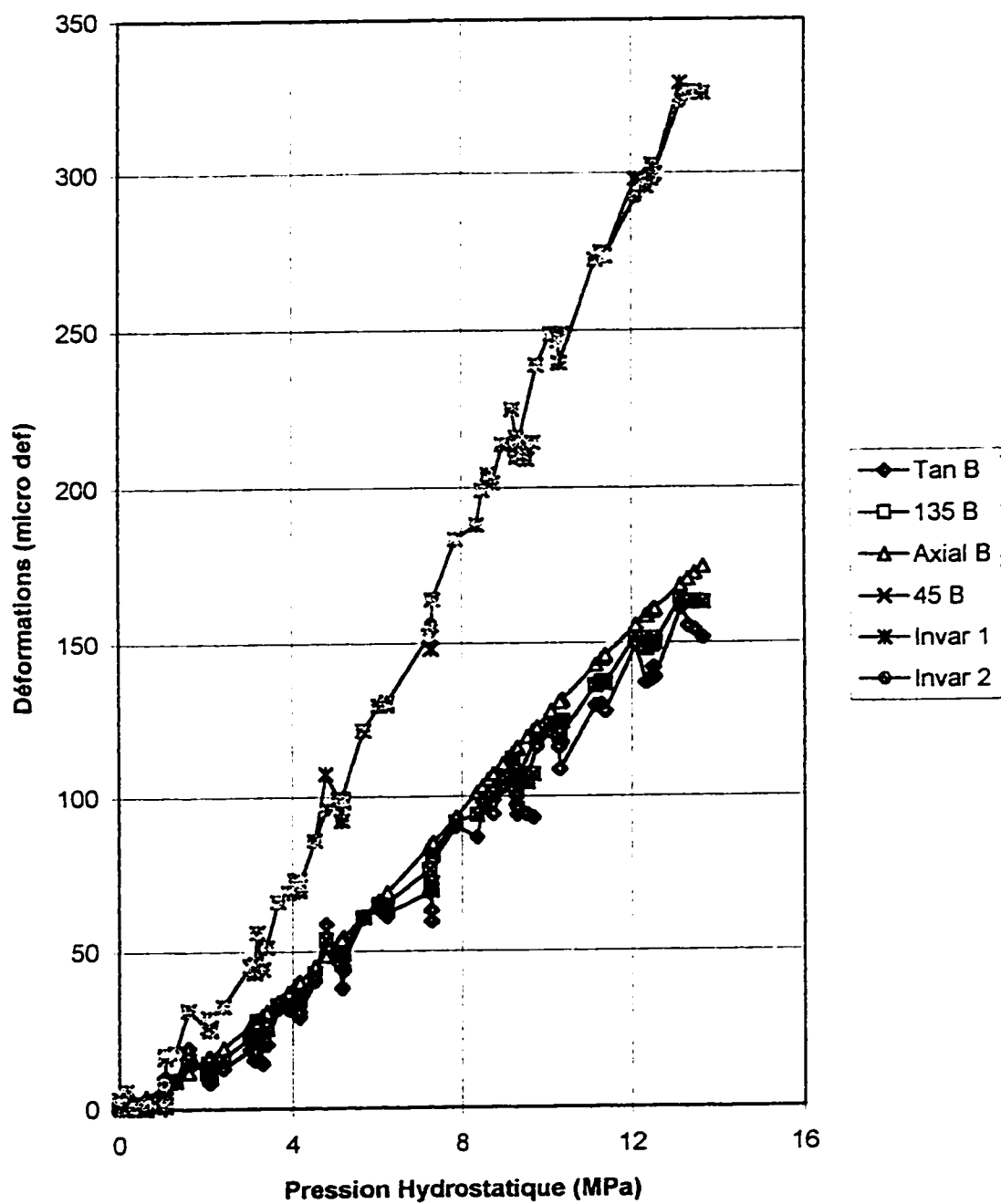
Déformations Locales - R1 - Rosette C
Compression Hydrostatique



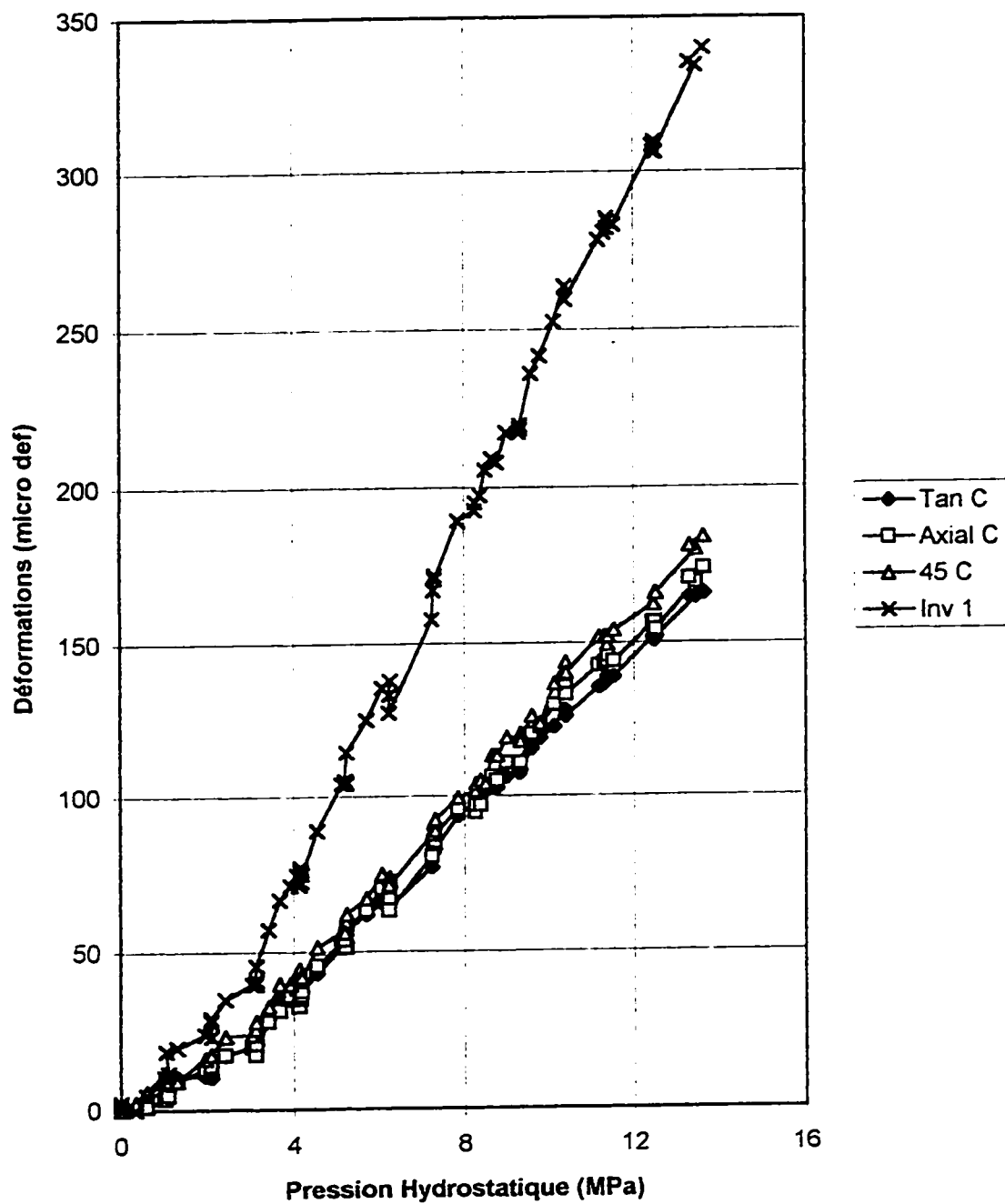
Déformations Locales - R2 - Rosette A
Compression Hydrostatique



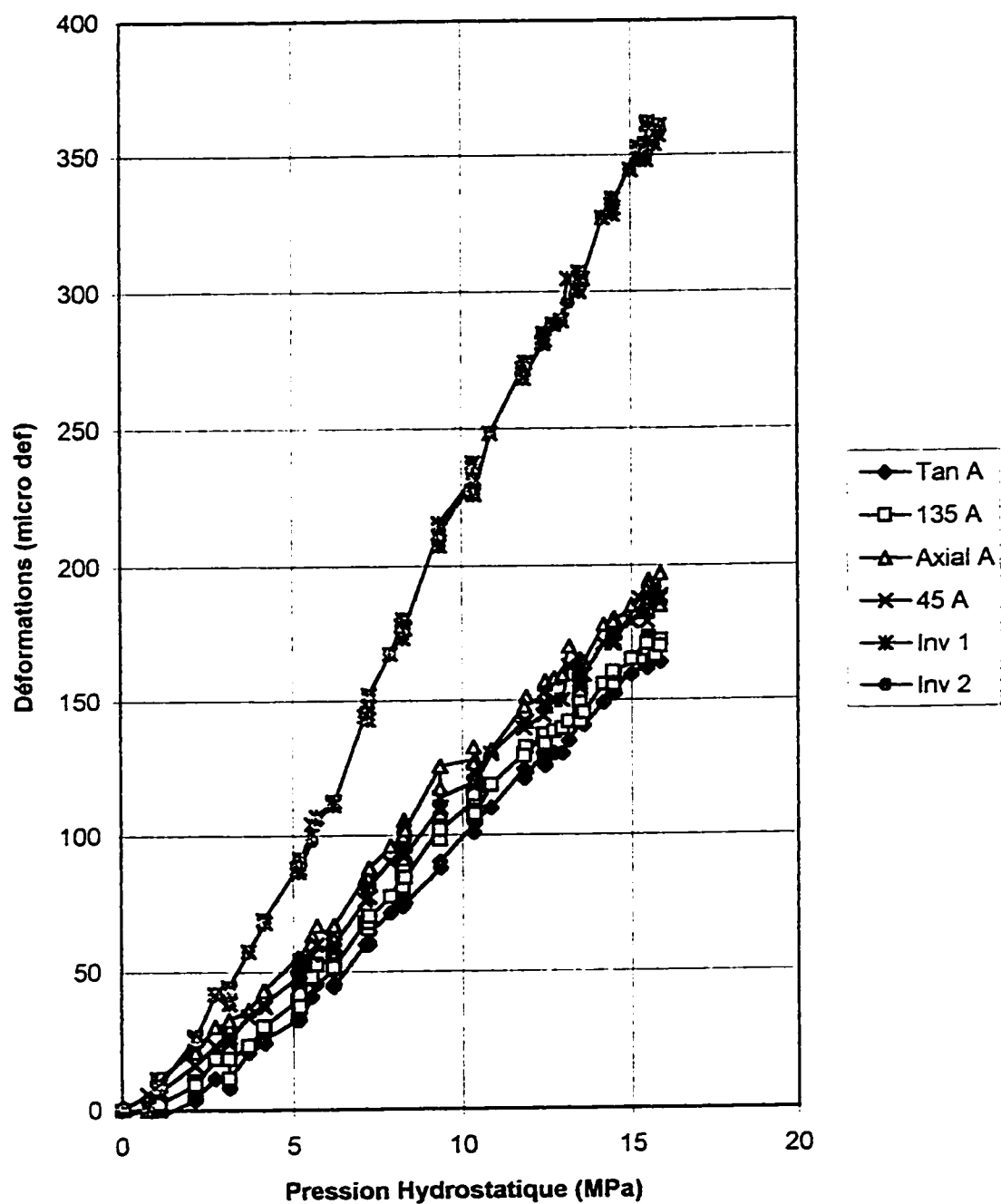
Déformations Locales - R2 - Rosette B
Compression Hydrostatique



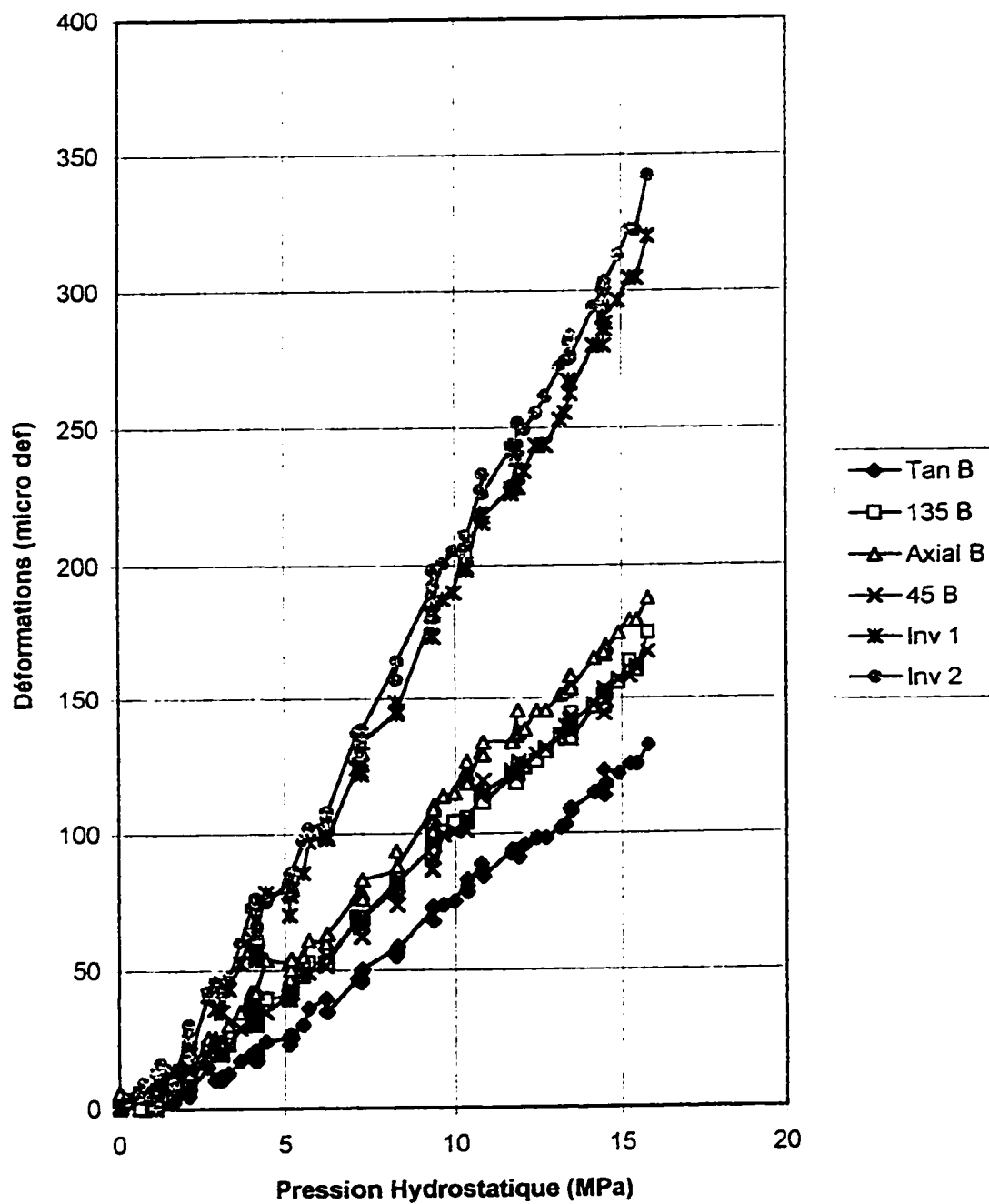
Déformations Locales - R2 - Rosette C
Compression Hydrostatique



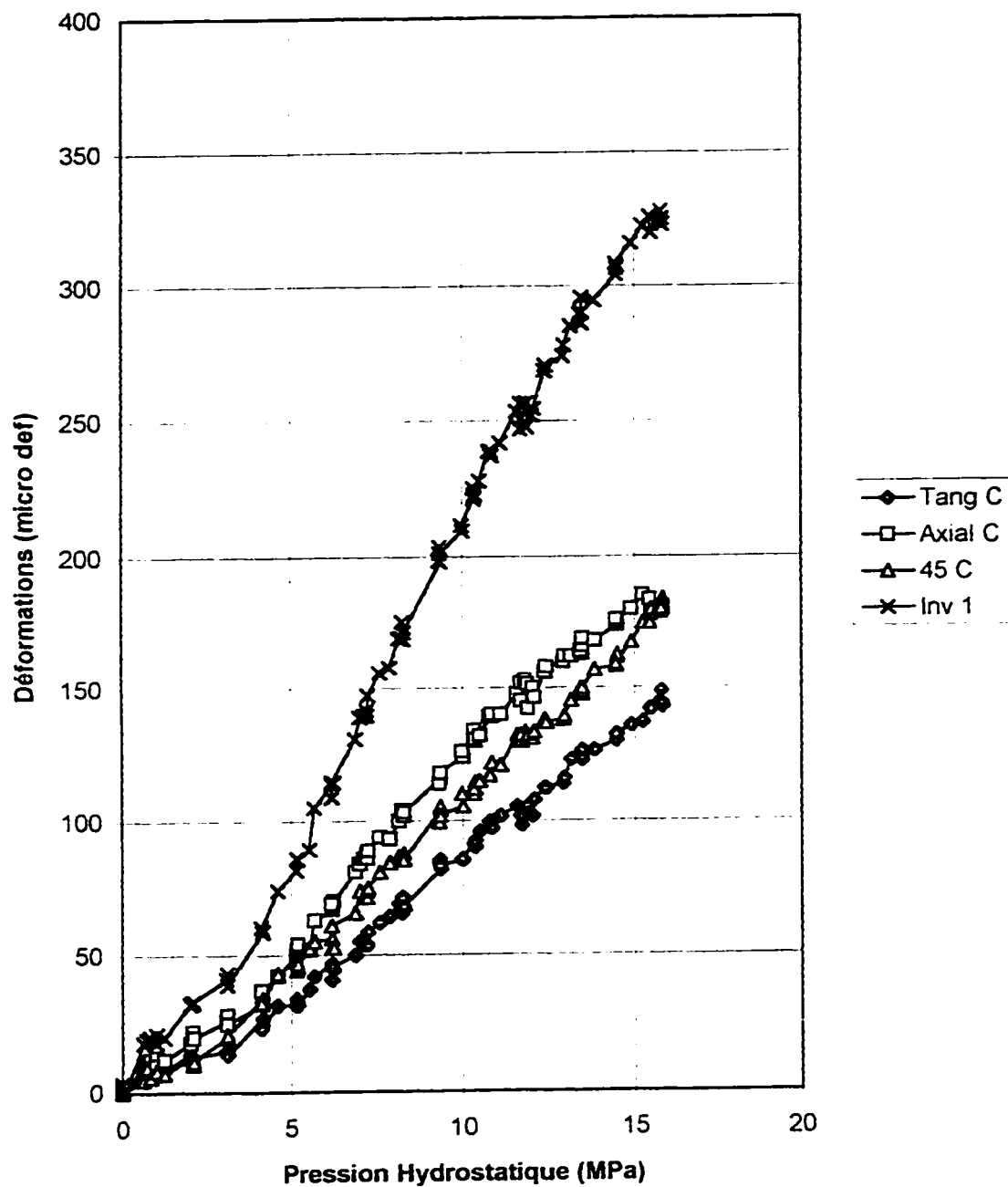
Déformations Locales - R4 - Rosette A
Compression Hydrostatique



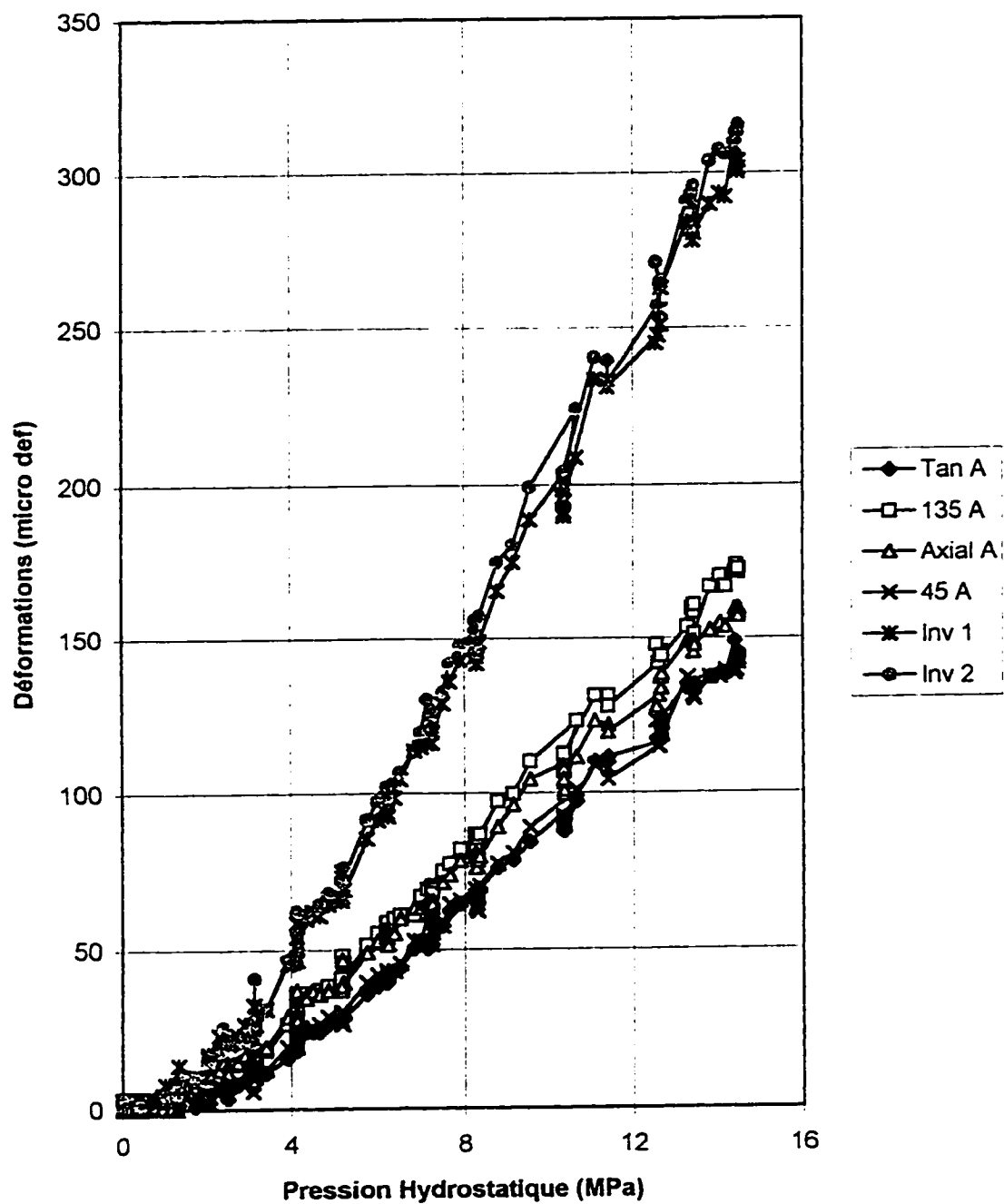
Déformations Locales - R4 - Rosette B
Compression Hydrostatique



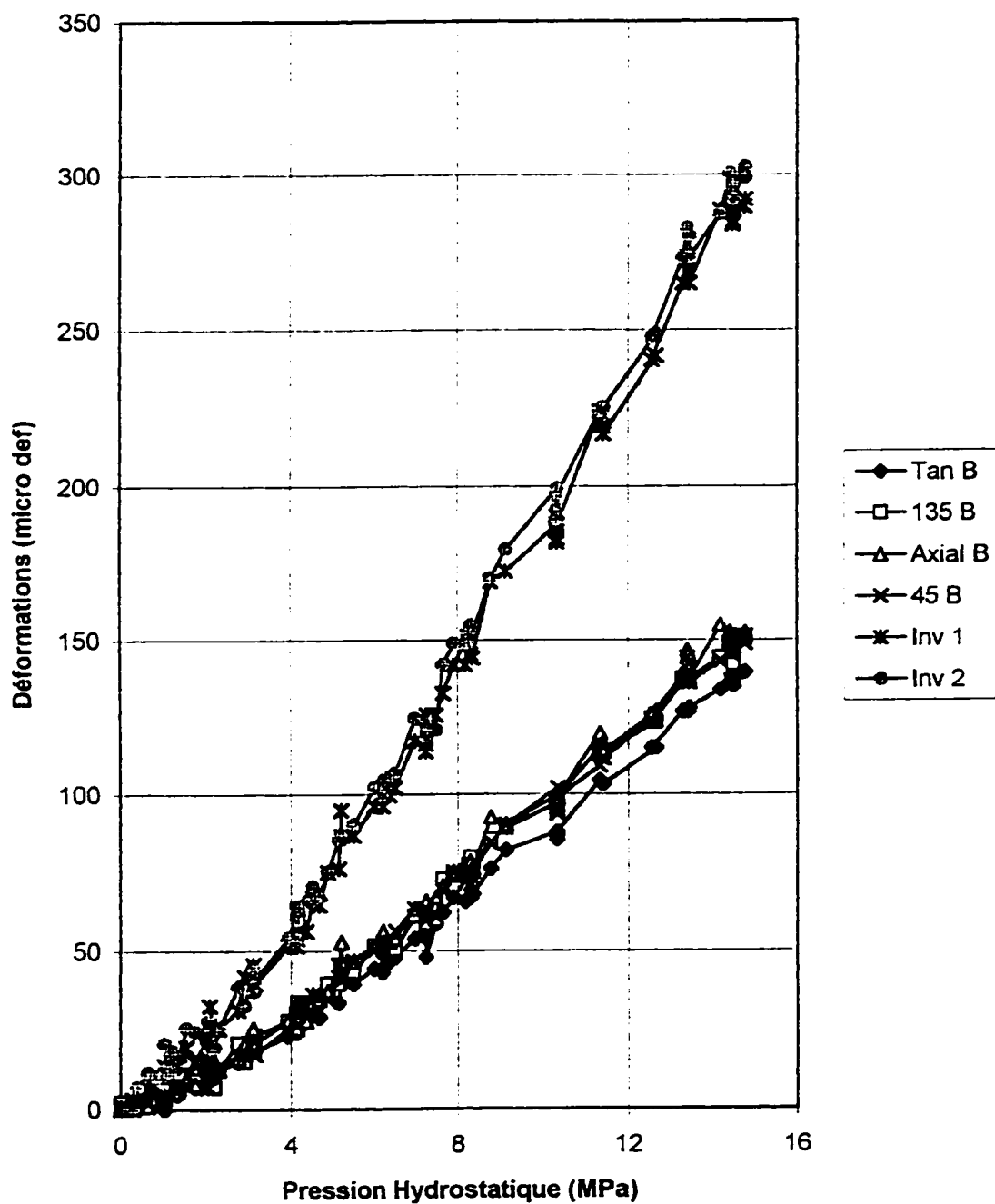
Déformations Locales - R4 - Rosette C
Compression Hydrostatique



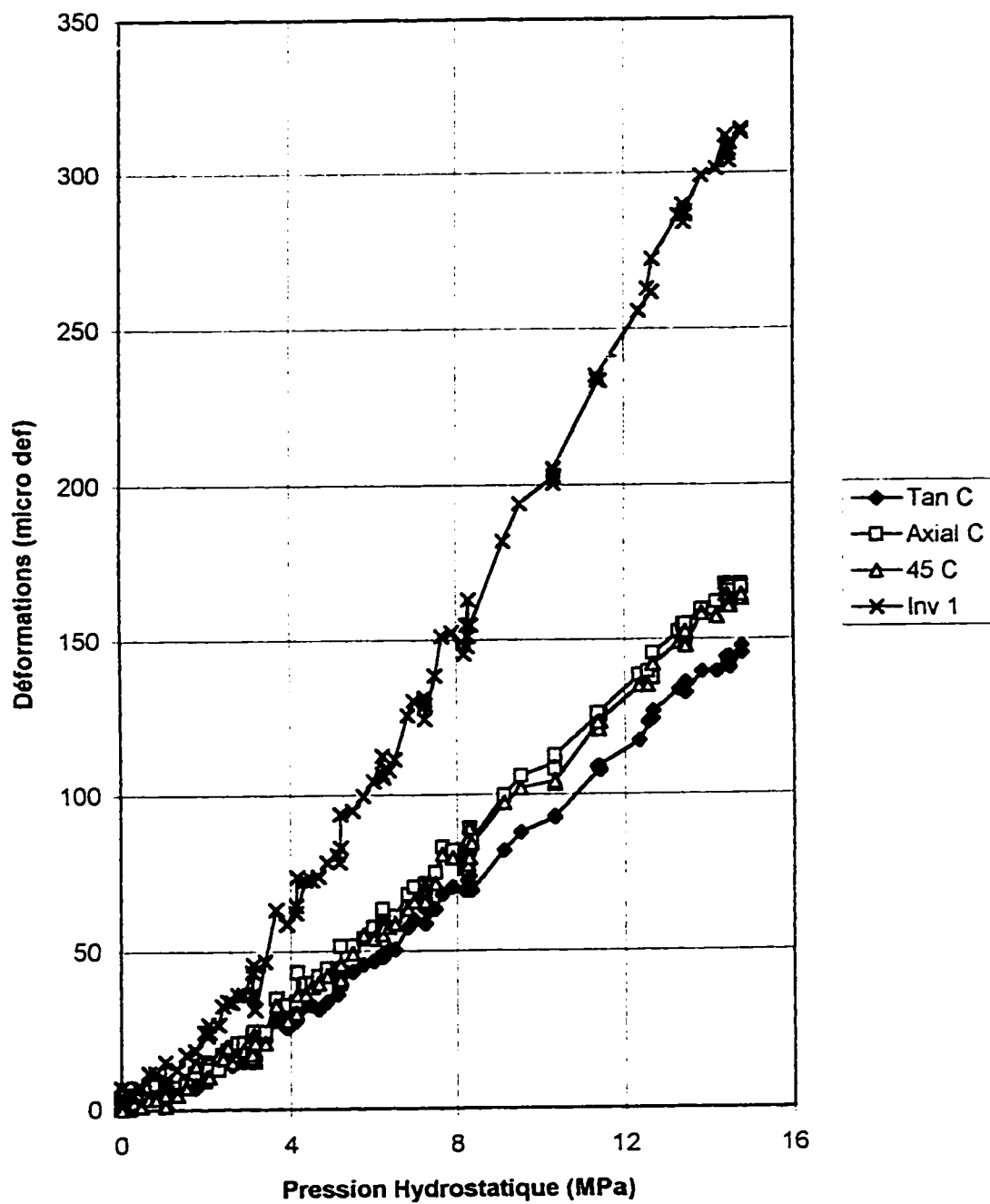
Déformations Locales - R5 - Rosette A
Compression Hydrostatique



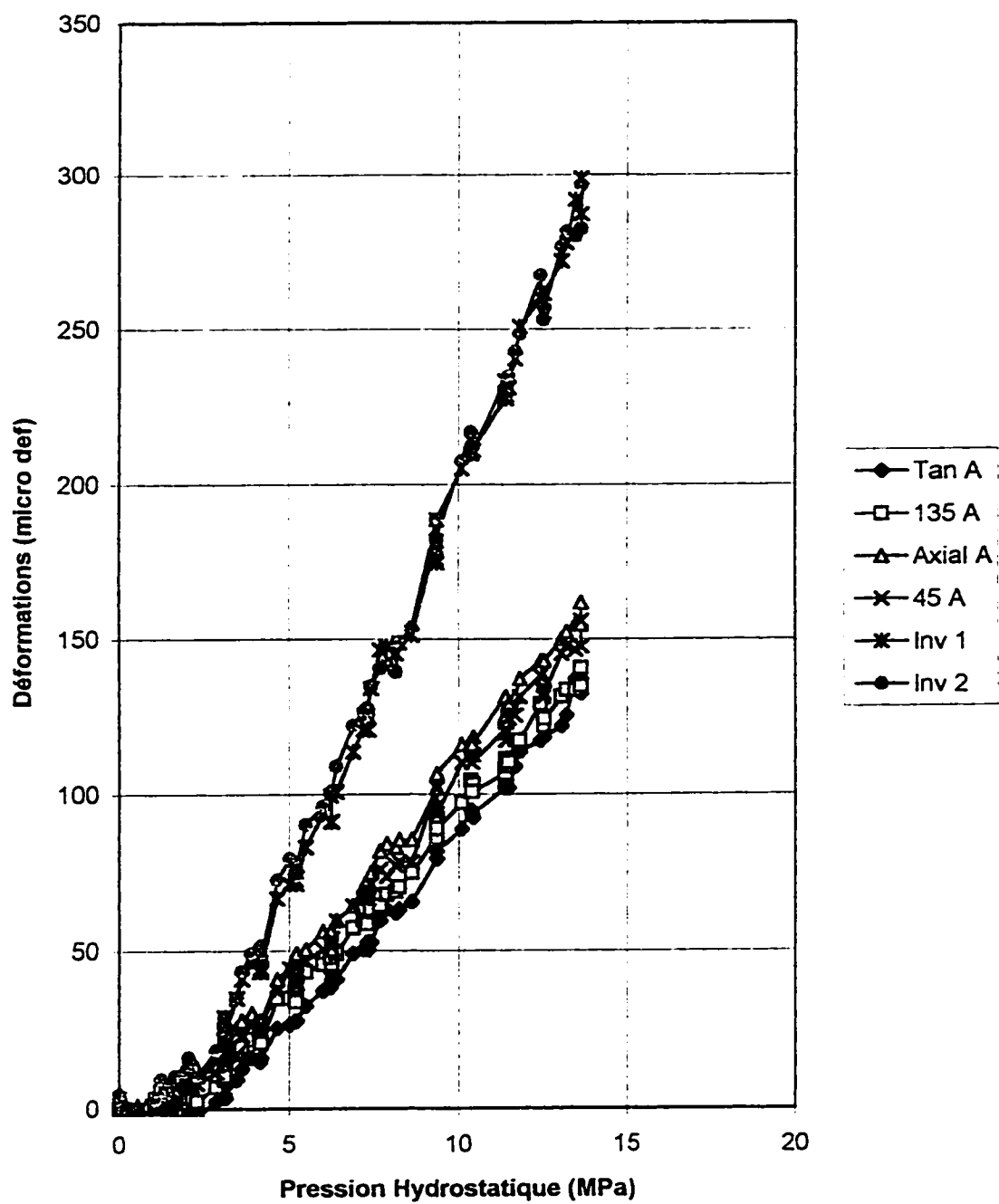
Déformations Locales - R5 - Rosette B
Compression Hydrostatique



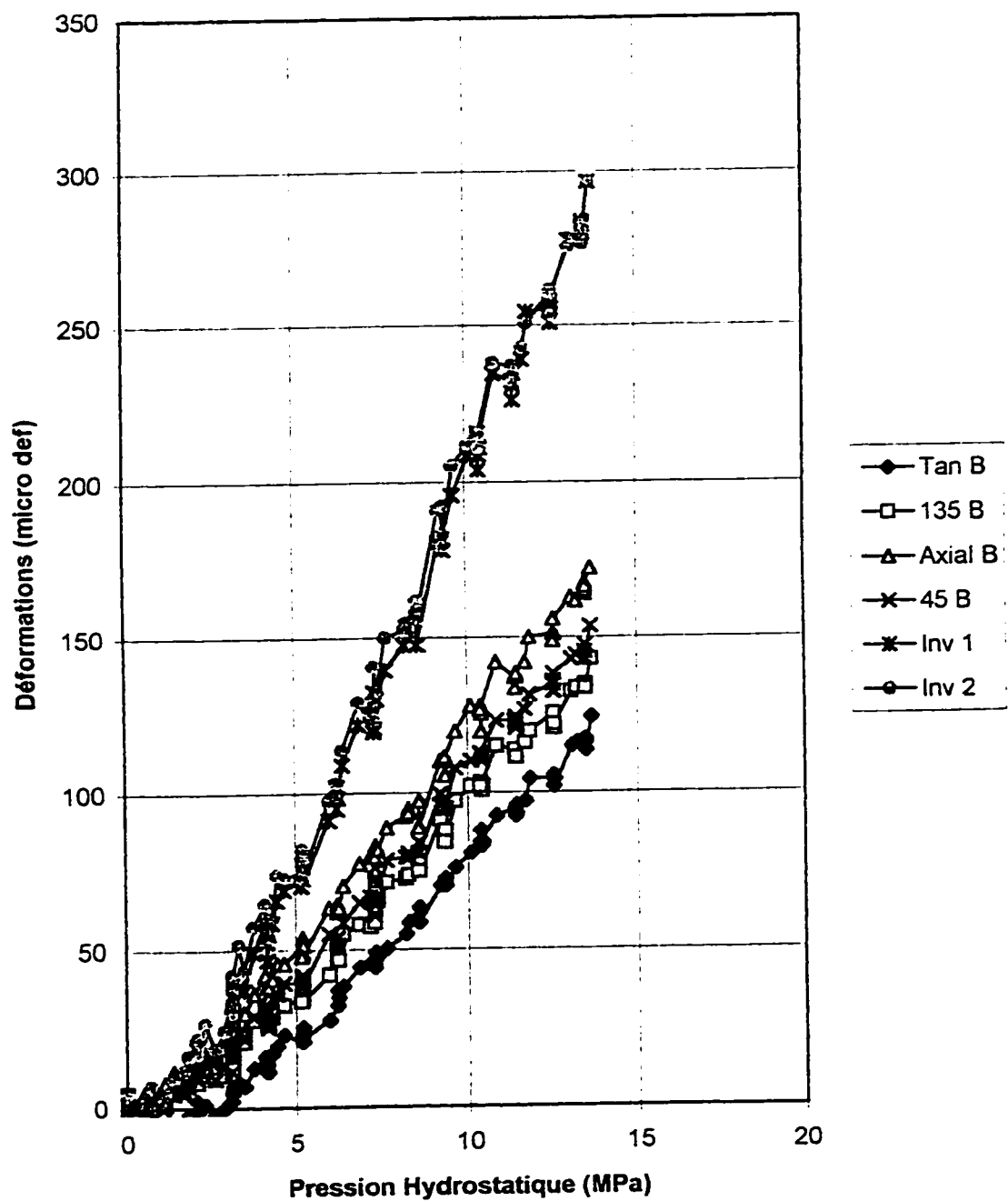
Déformations Locales - R5 - Rosette C
Compression Hydrostatique



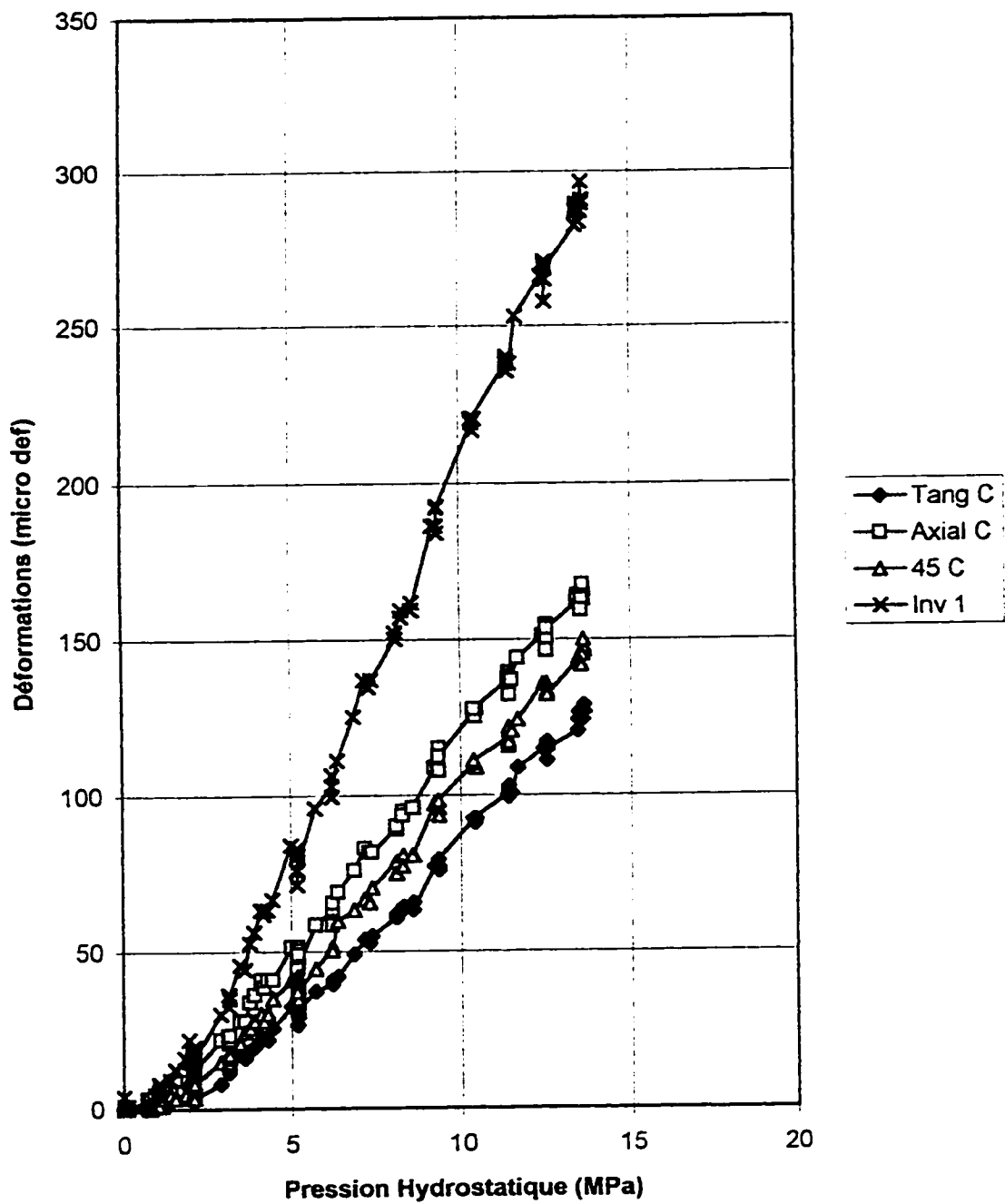
Déformations Locales - R6 - Rosette A
Compression Hydrostatique



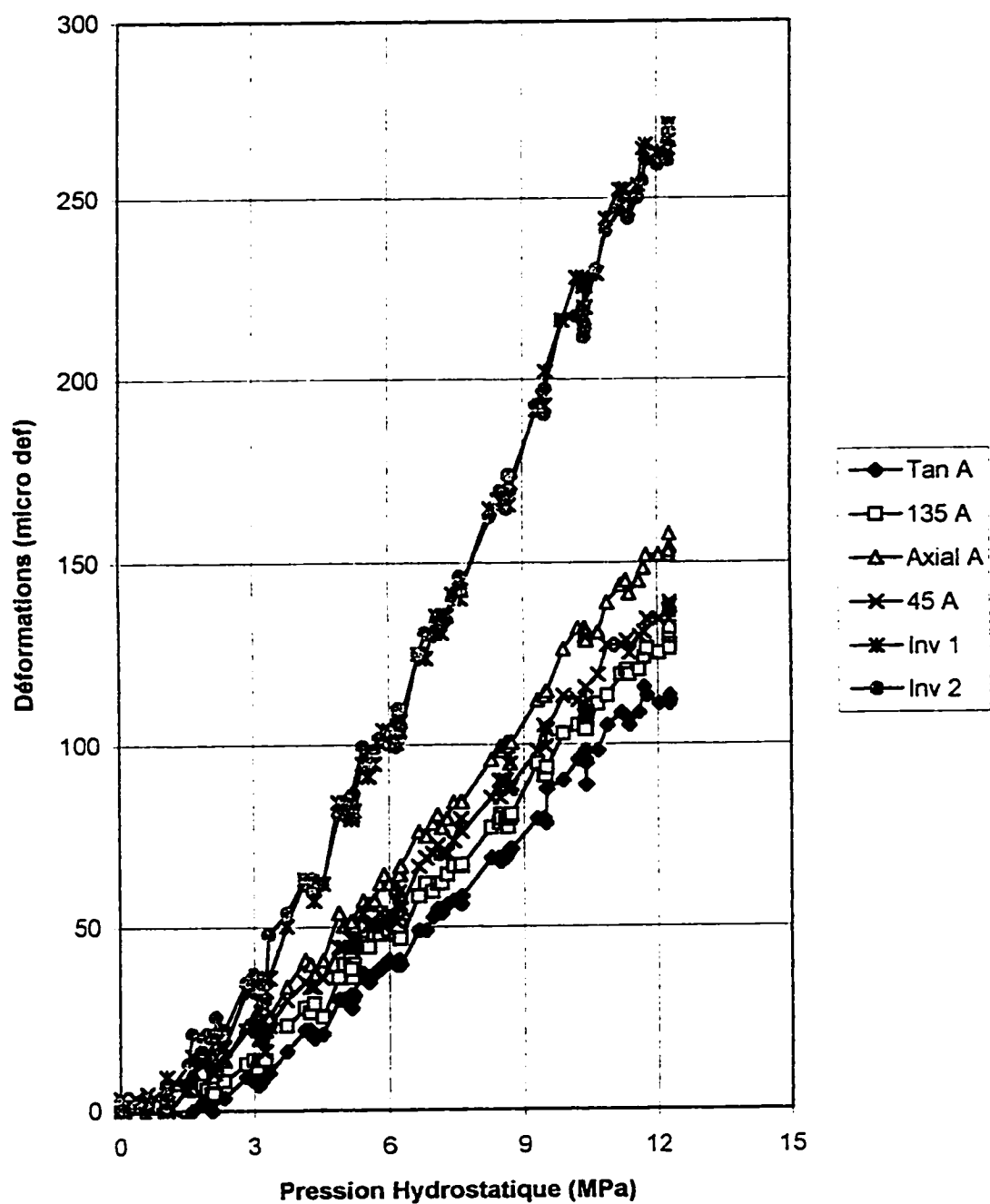
Déformations Locales - R6 - Rosette B
Compression Hydrostatique



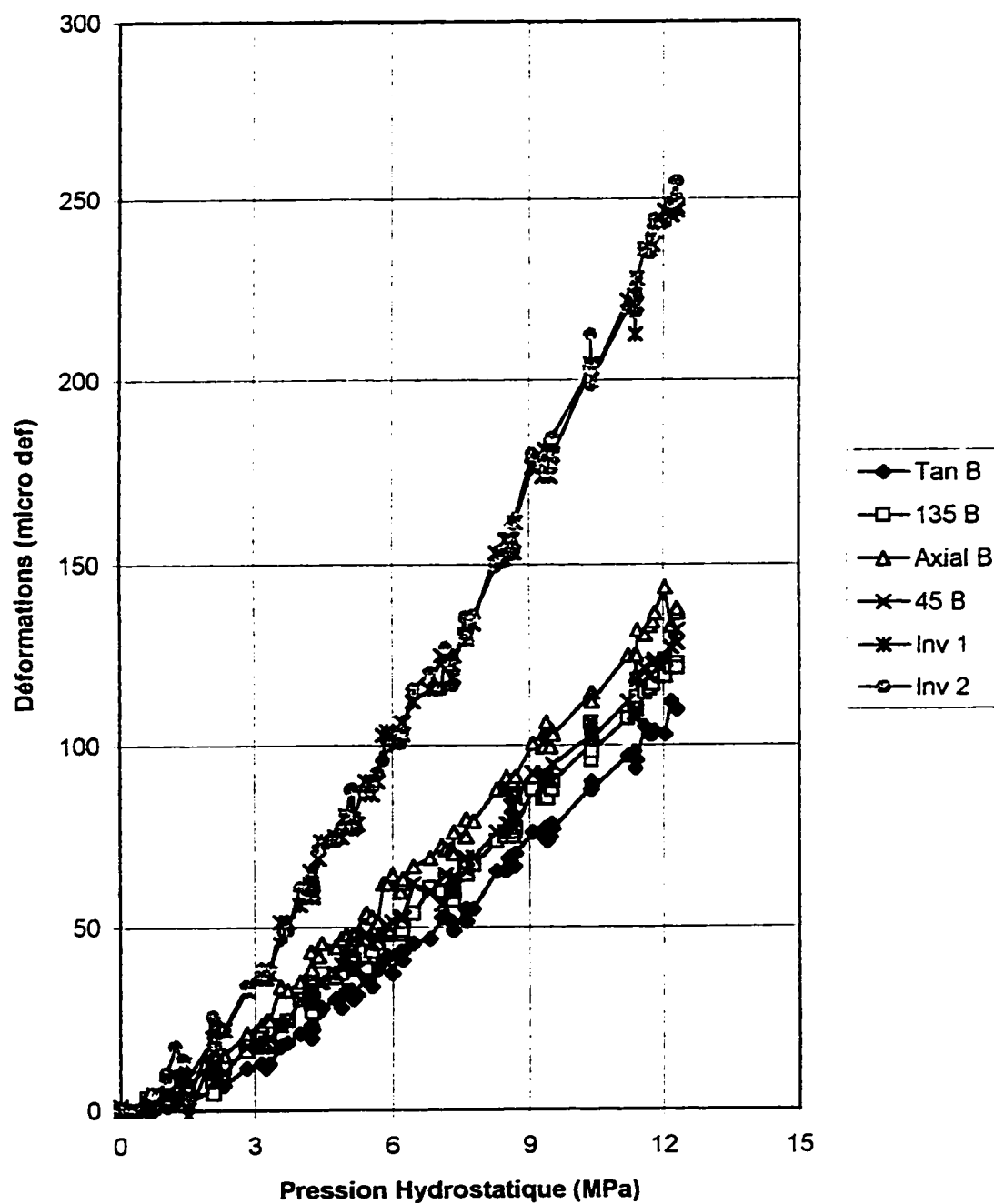
Déformations Locales - R6 - Rosette C
Compression Hydrostatique



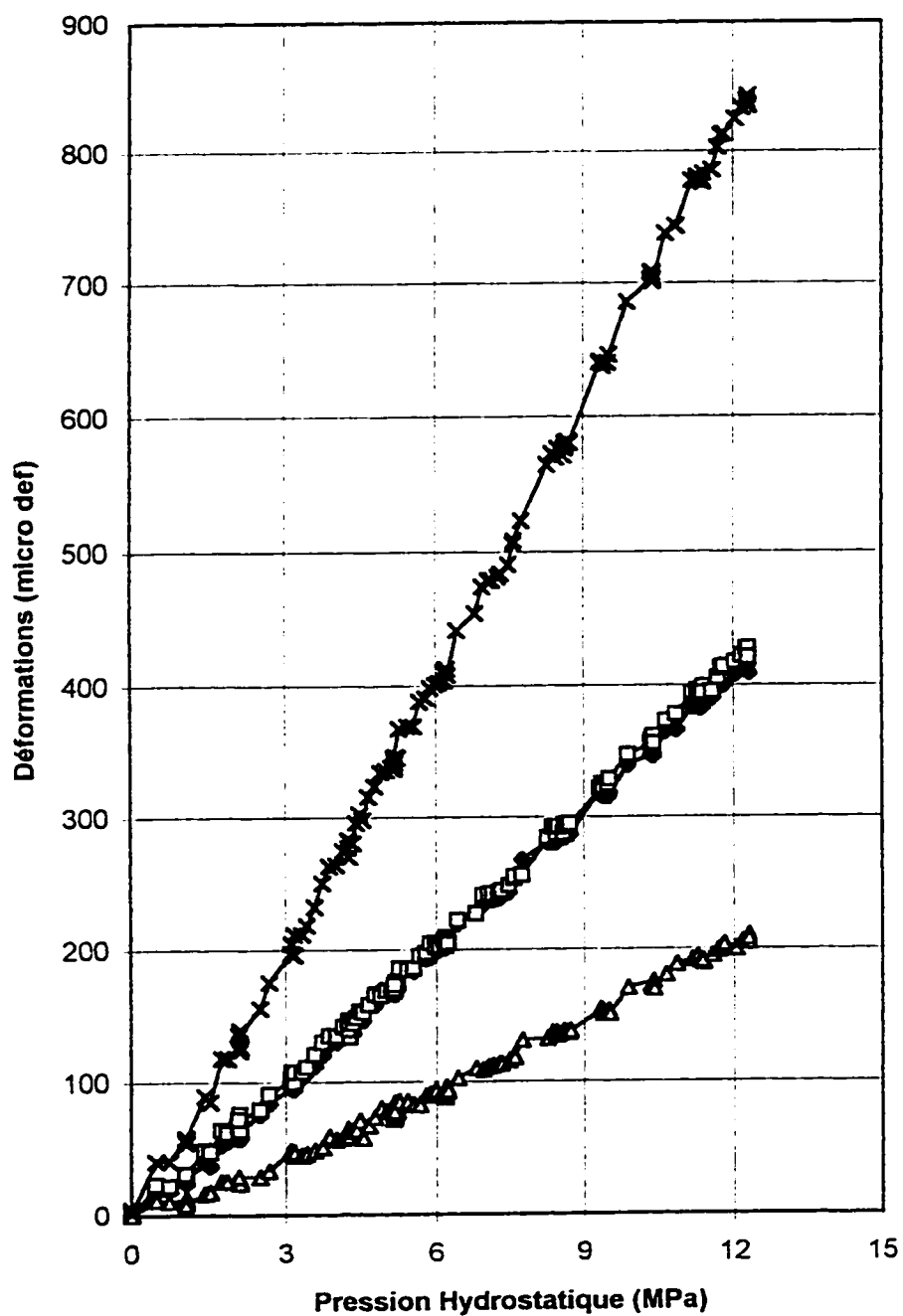
Déformations Locales - R8 - Rosette A
Compression Hydrostatique



Déformations Locales - R8 - Rosette B
Compression Hydrostatique



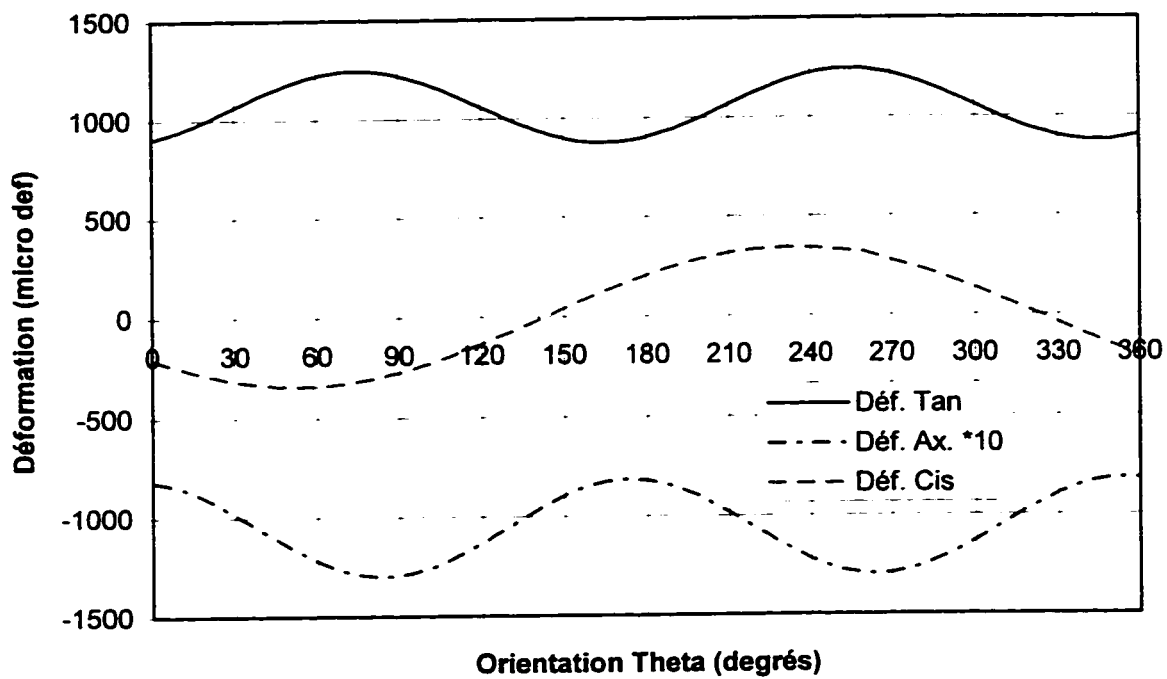
Déformations Locales - R8 - Rosette C
Compression Hydrostatique



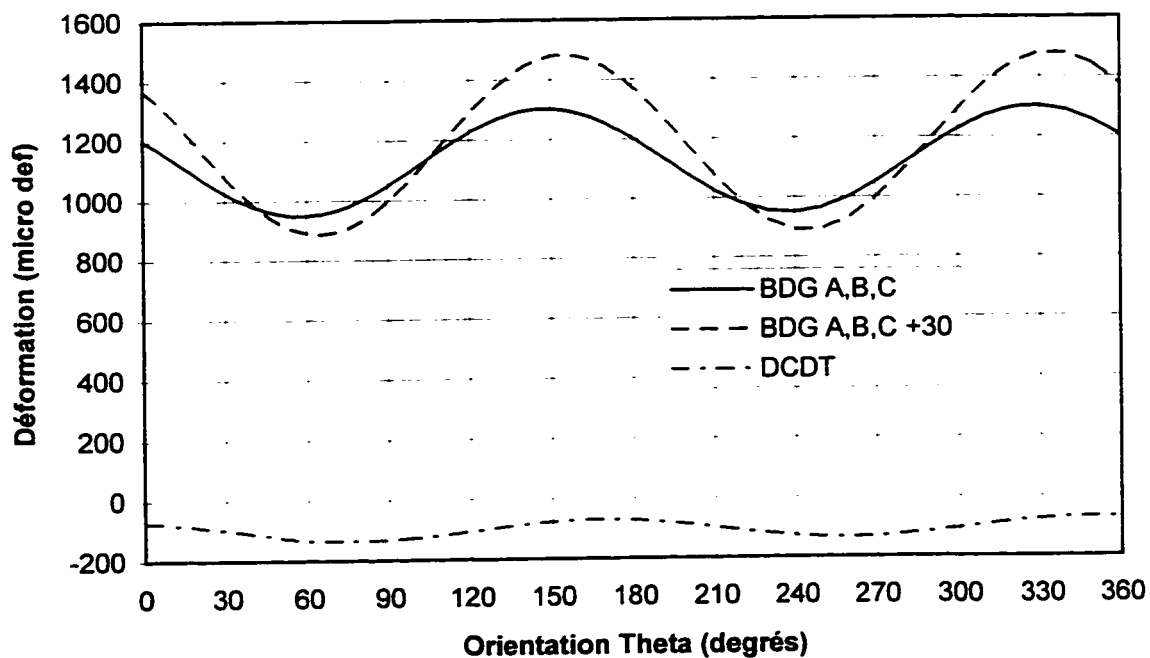
ANNEXE V

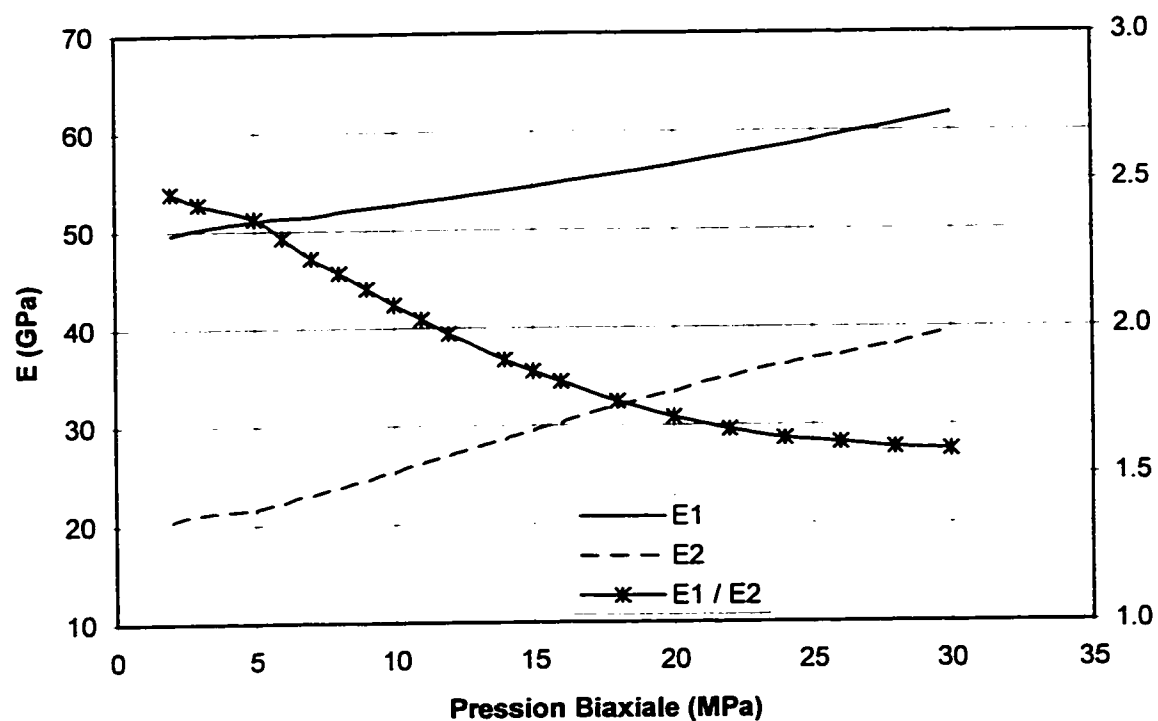
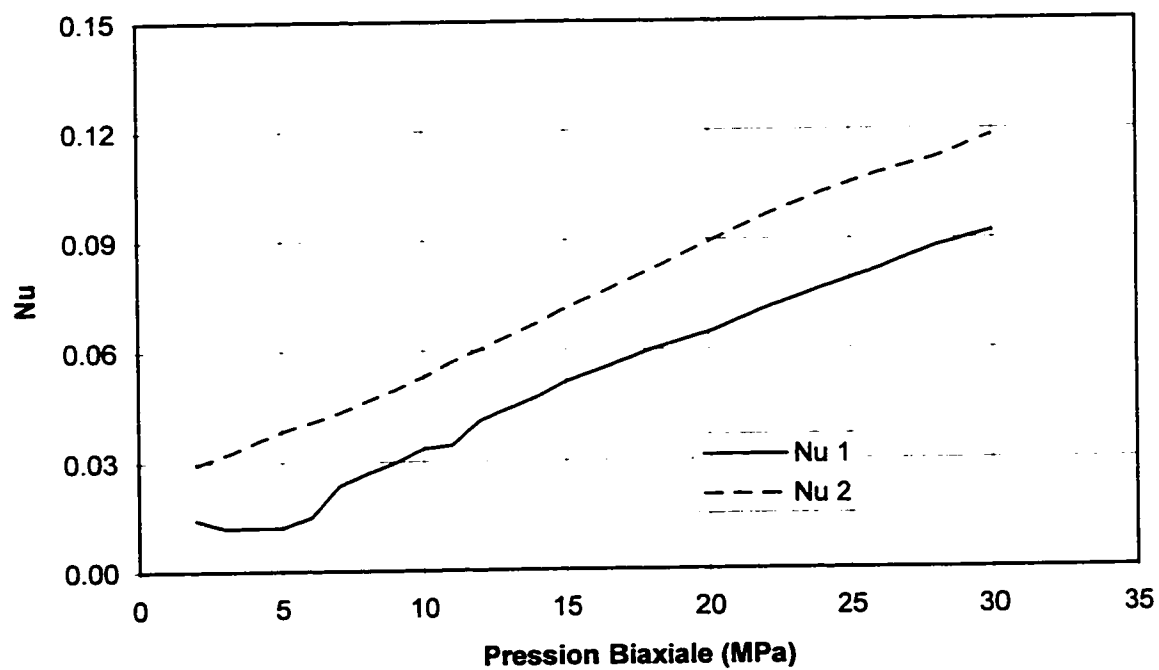
PARAMÈTRES D'ORIENTATION ET CONSTANTES ÉLASTIQUES ANISOTROPES SELON LA MÉTHODE ANALYTIQUE

**Sinusoides de Déformation - R1 - CB - P = 20 MPa
CSIR**

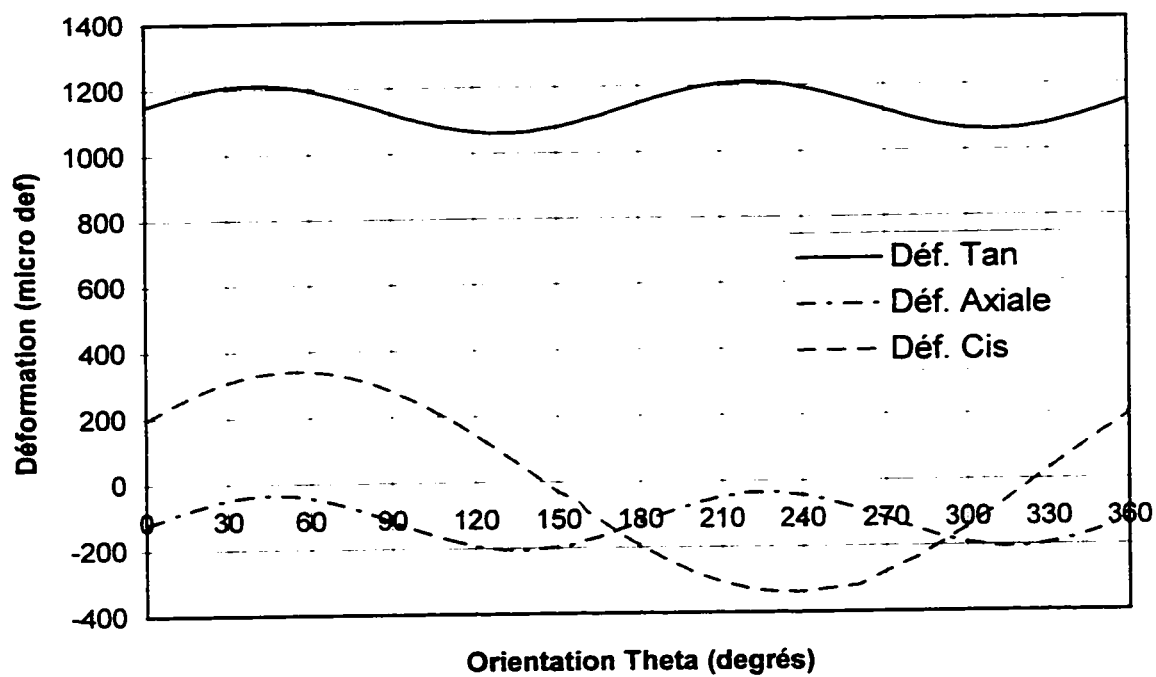


BDG - DCDT

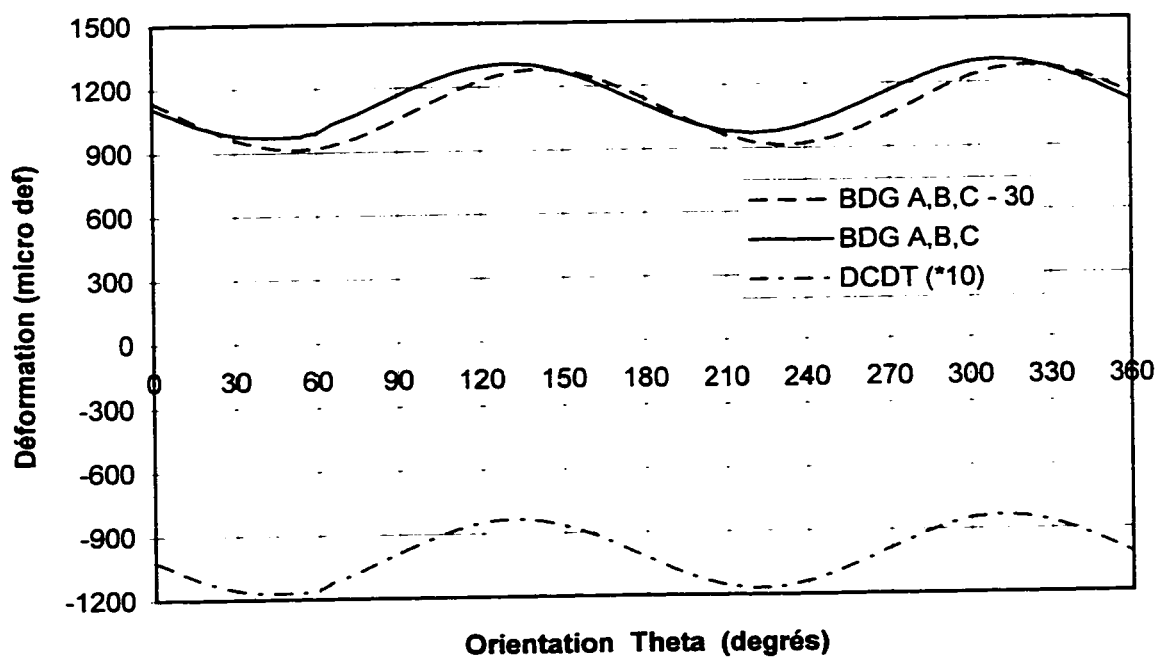


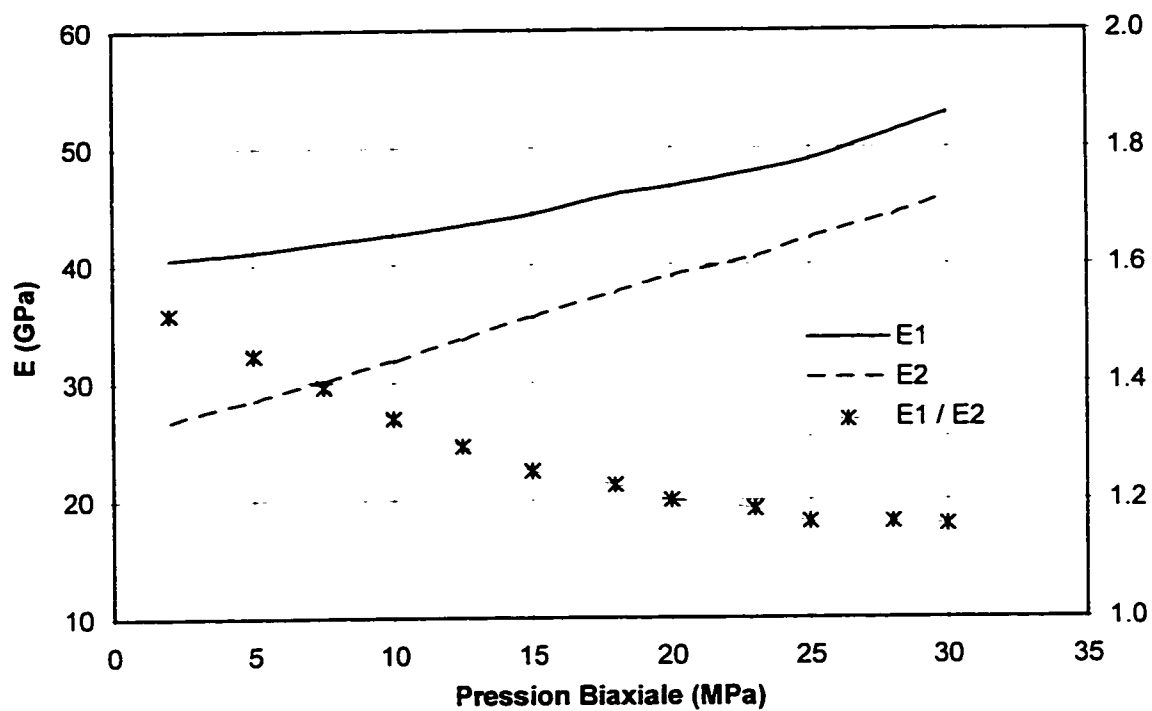
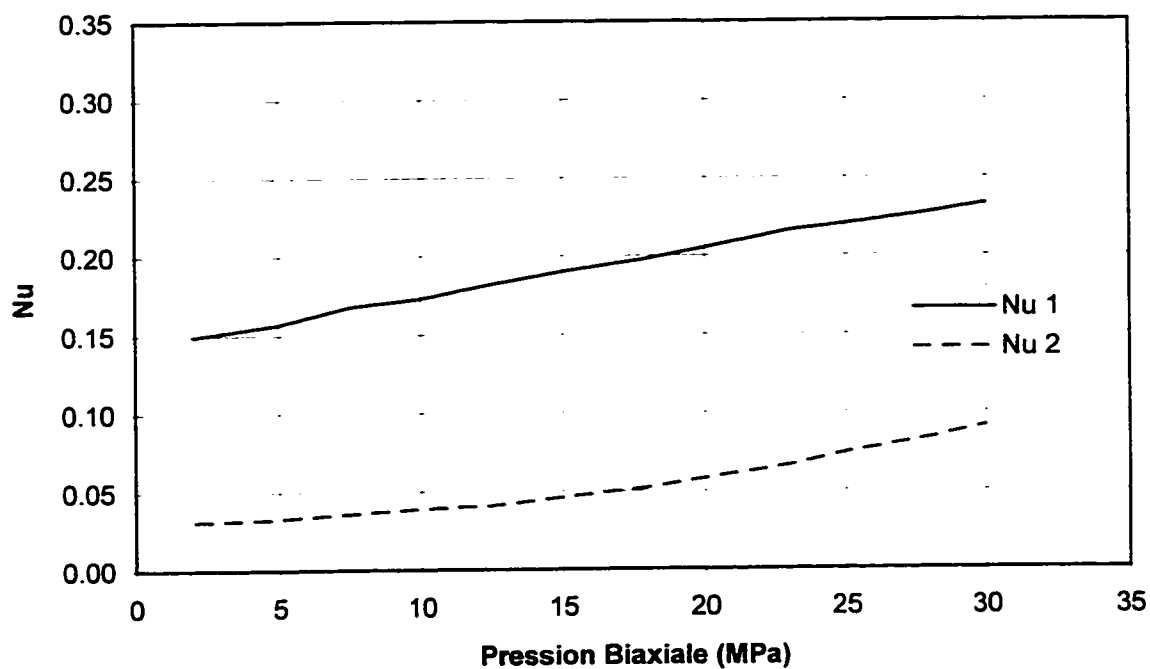
Modules d'élasticité anisotropes - R1**Coefficients de Poisson anisotropes - R1**

Sinusoïdes de Déformation - R2 - CB - P = 20 MPa CSIR

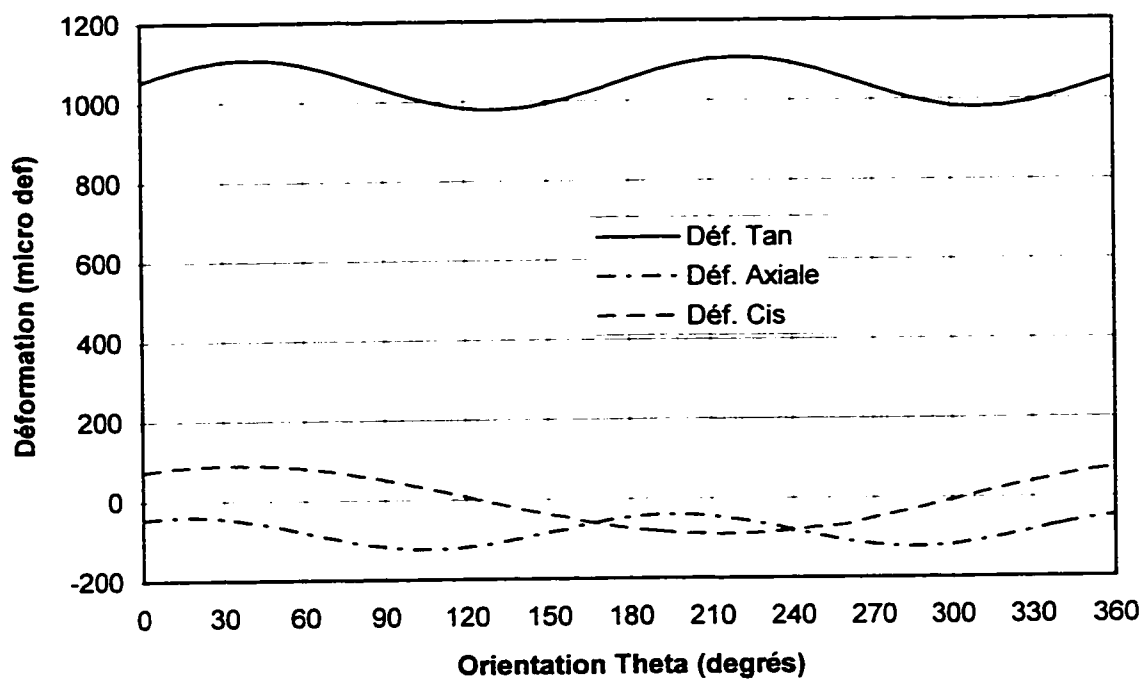


BDG - DCDT

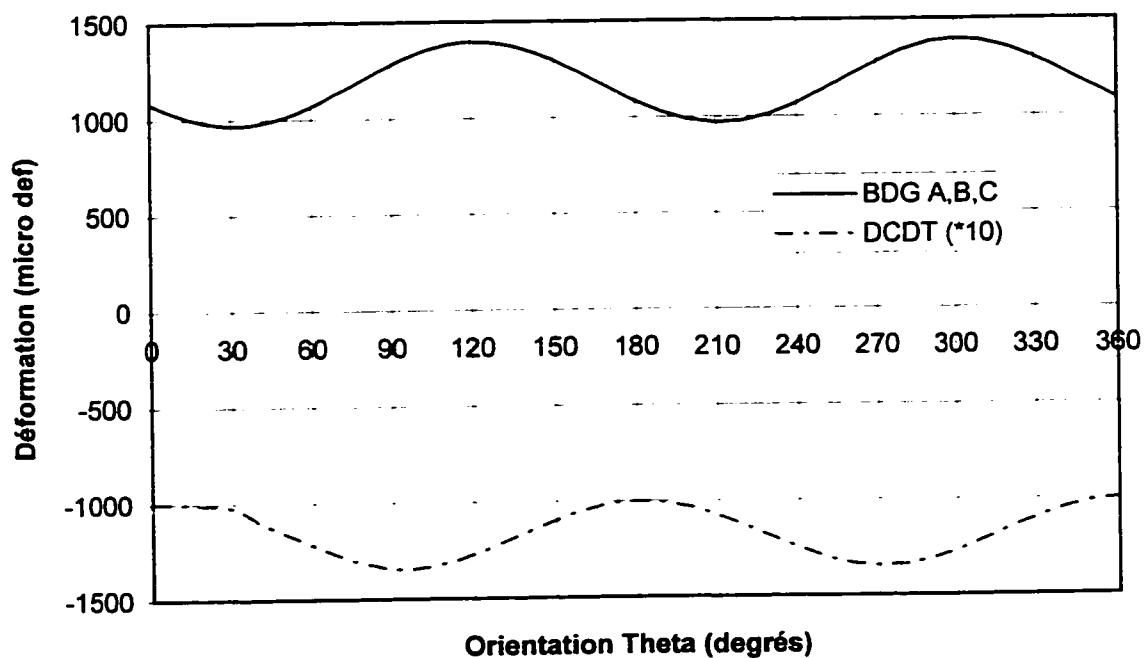


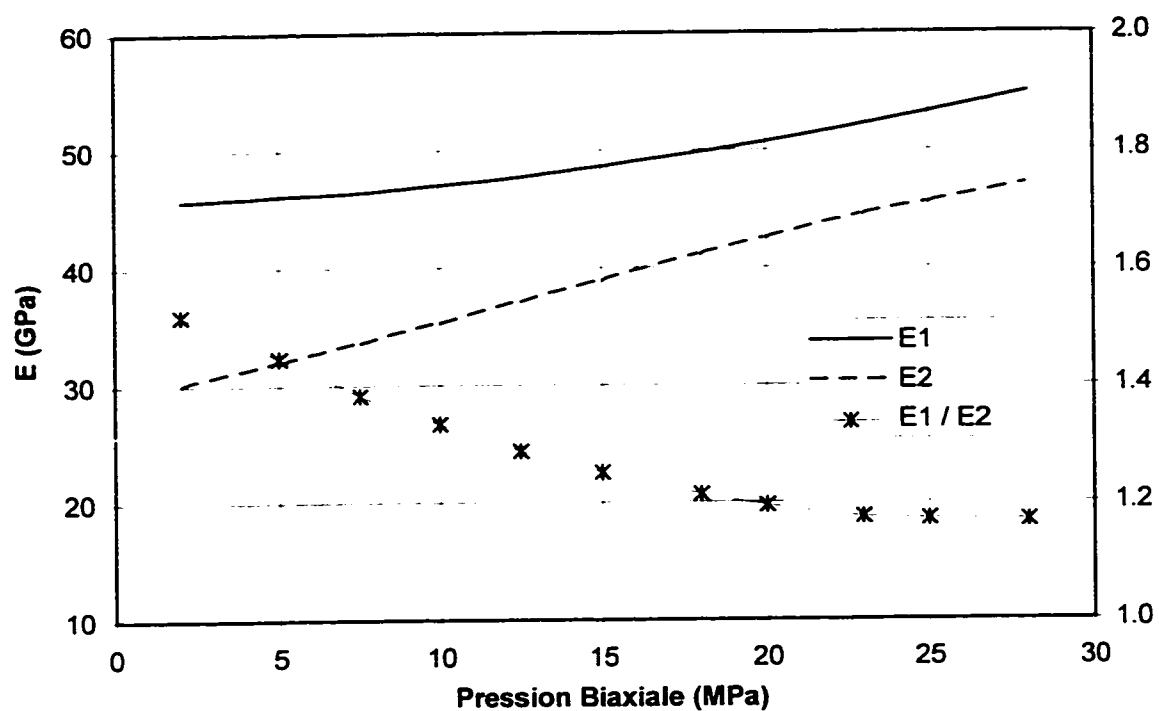
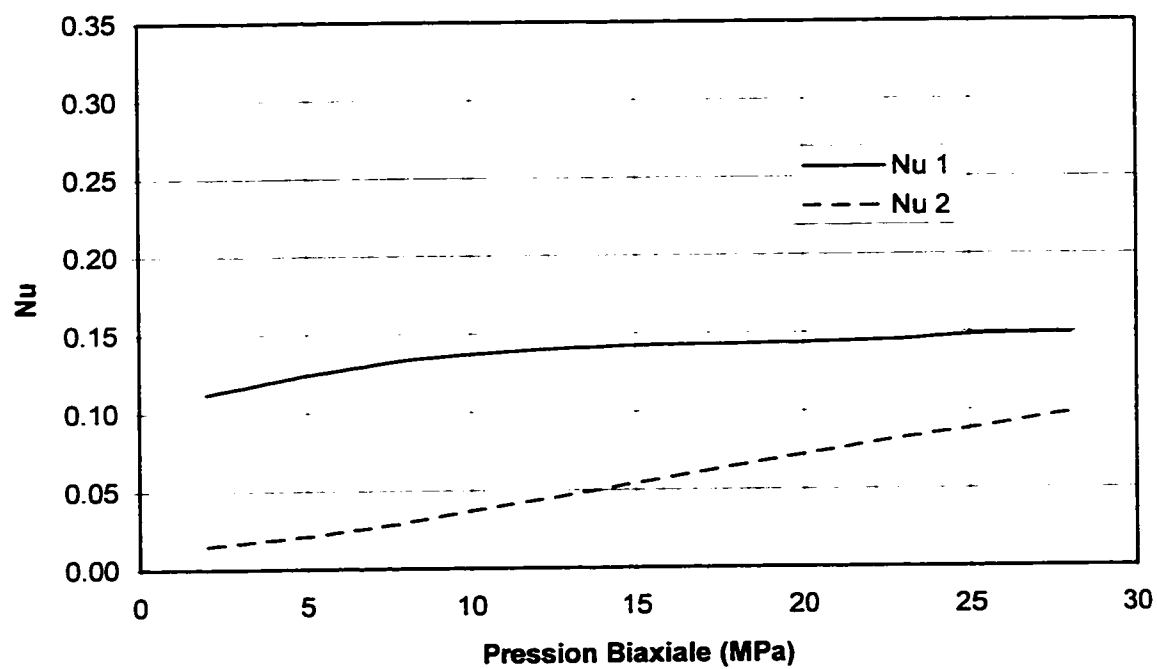
Modules d'élasticité anisotropes - R2**Coefficients de Poisson anisotropes - R2**

**Sinusoïdes de Déformation - R3 - CB - P = 20 MPa
CSIR**

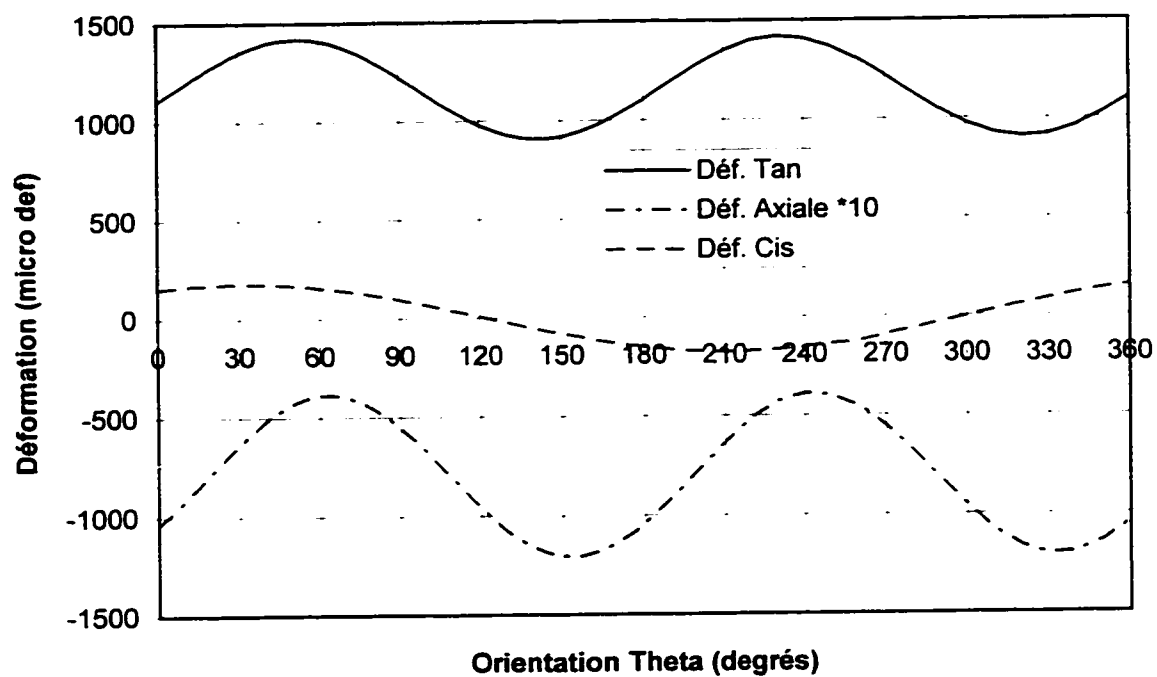


BDG - DCDT

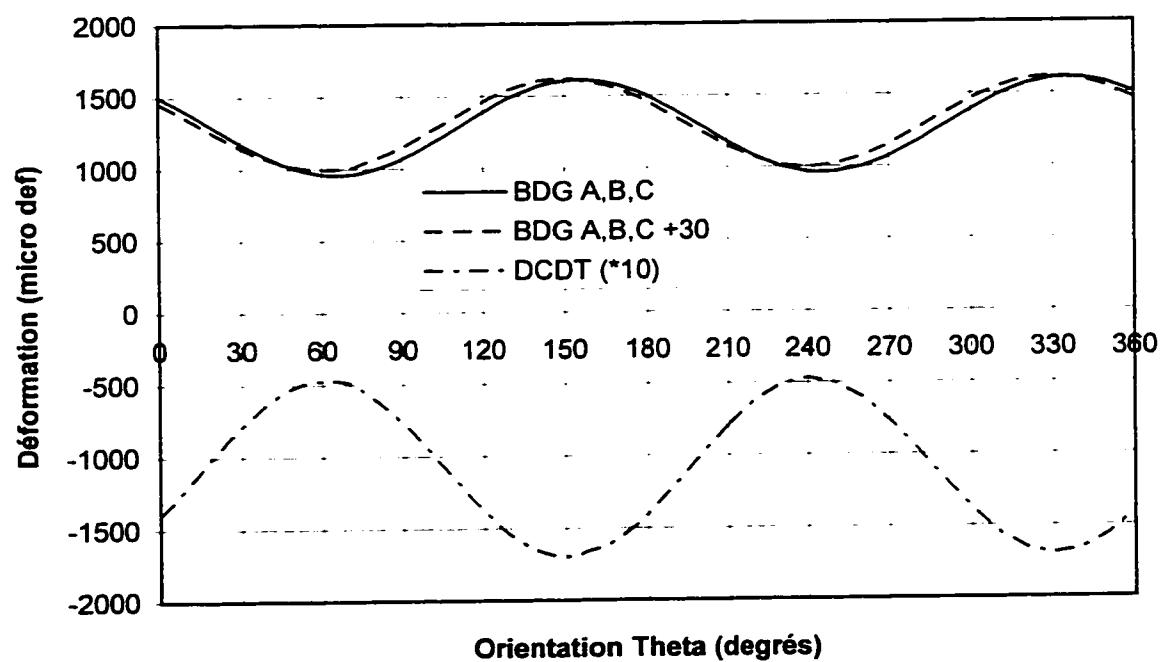


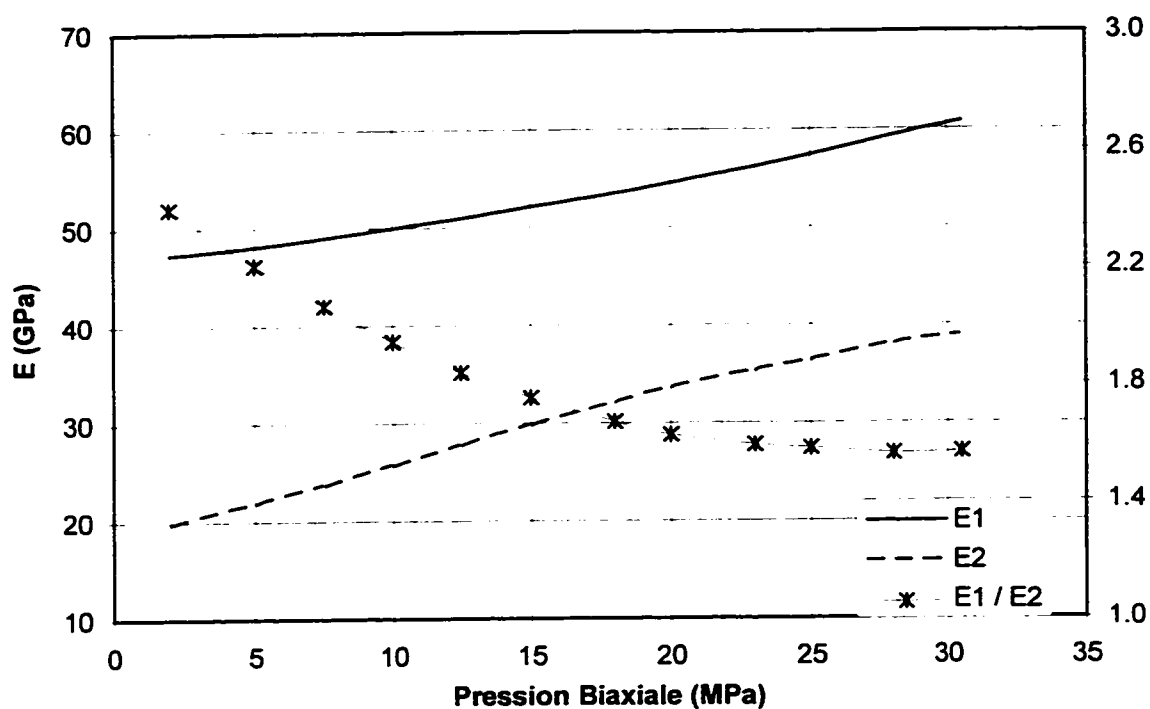
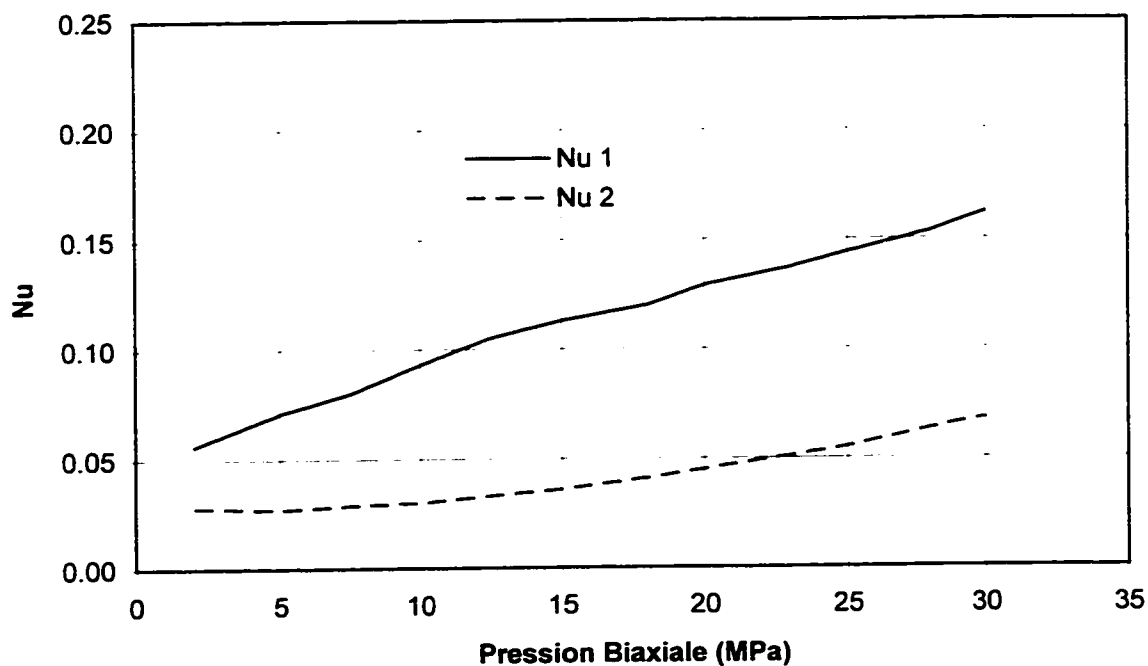
Modules d'élasticité anisotropes - R3**Coefficients de Poisson anisotropes - R3**

Sinusoïdes de Déformation - R4 - CB - P = 20 MPa CSIR

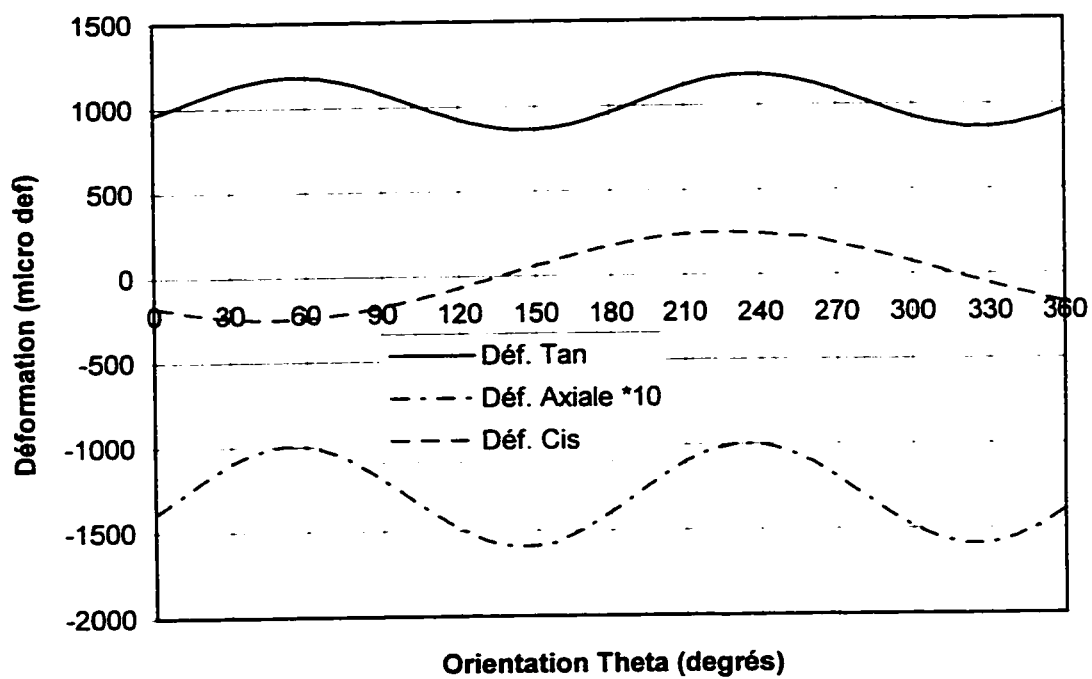


BDG - DCDT

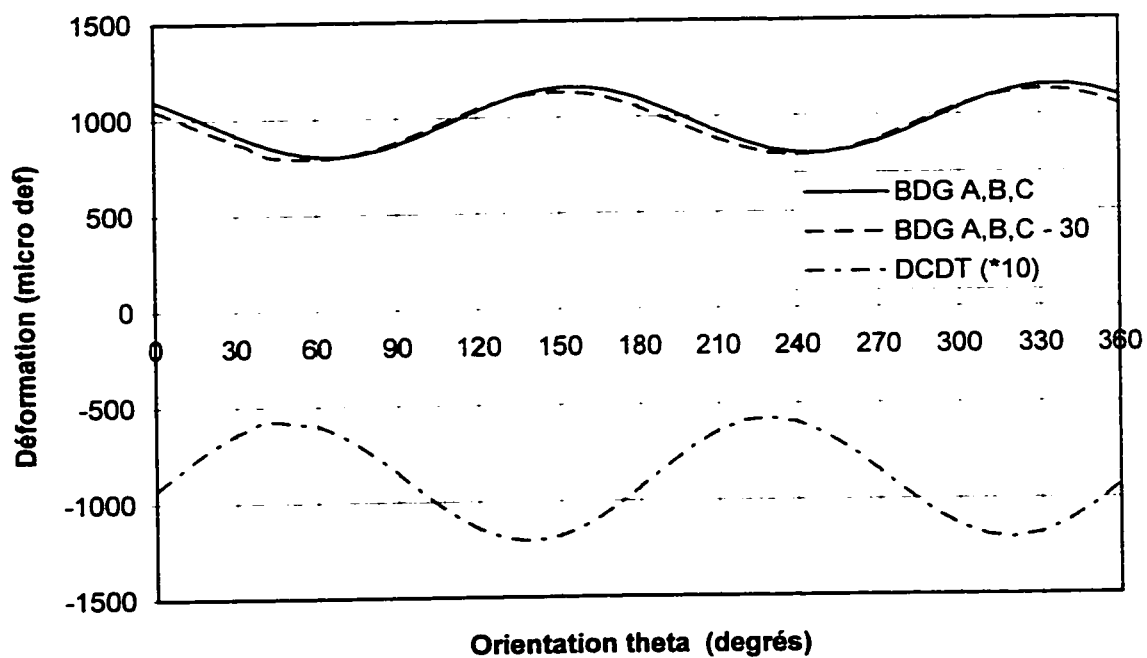


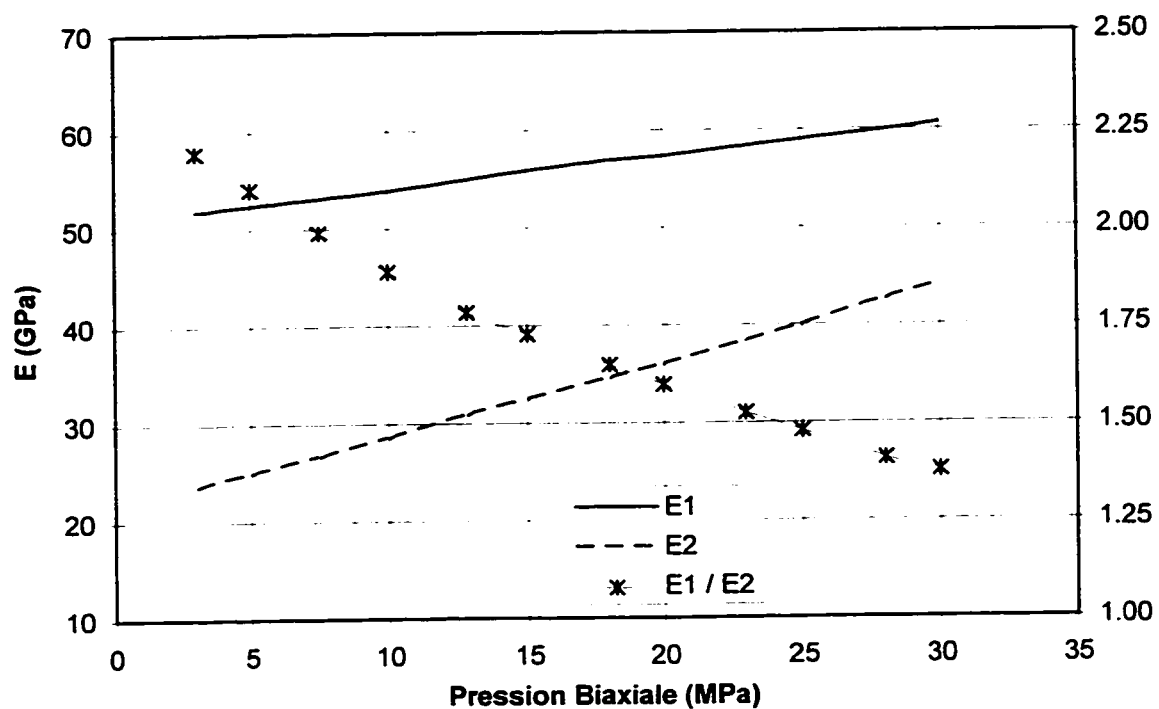
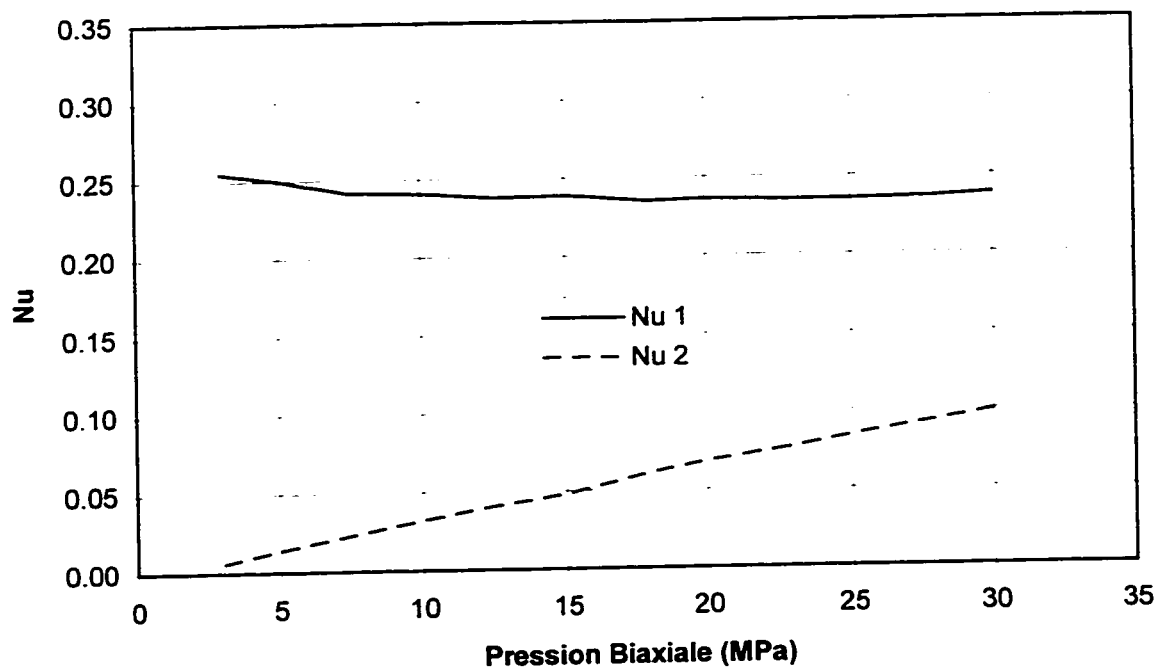
Modules d'élasticité anisotropes - R4**Coefficients de Poisson anisotropes - R4**

**Sinusoides de Déformation - R5 - CB - P = 20 MPa
CSIR**

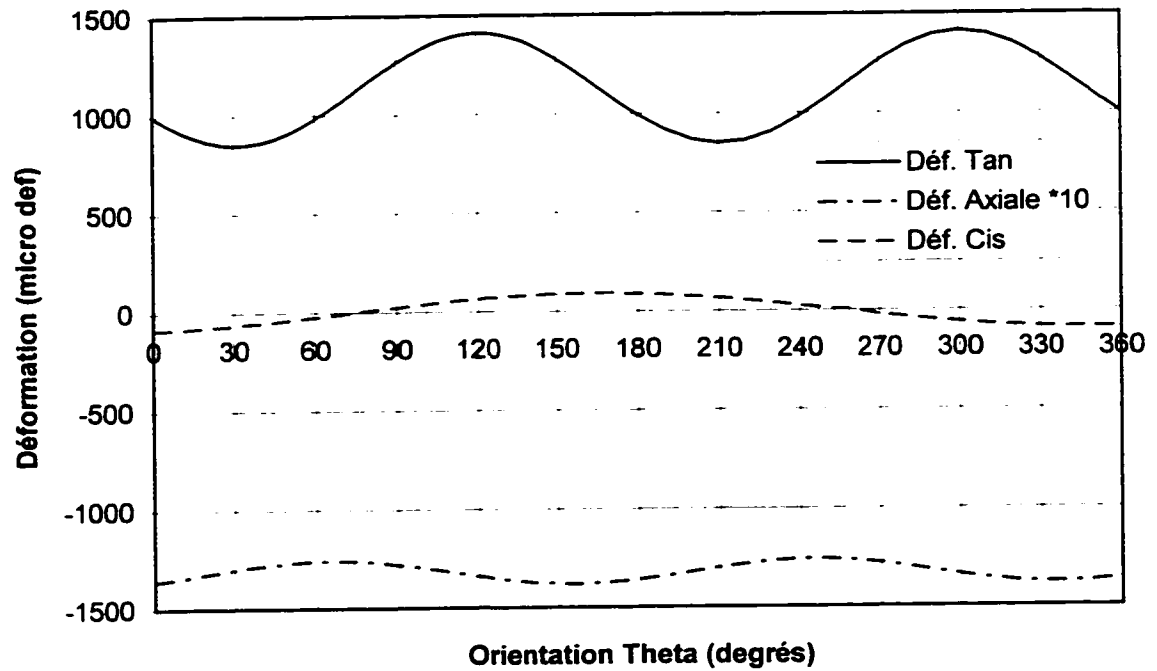


BDG - DCDT

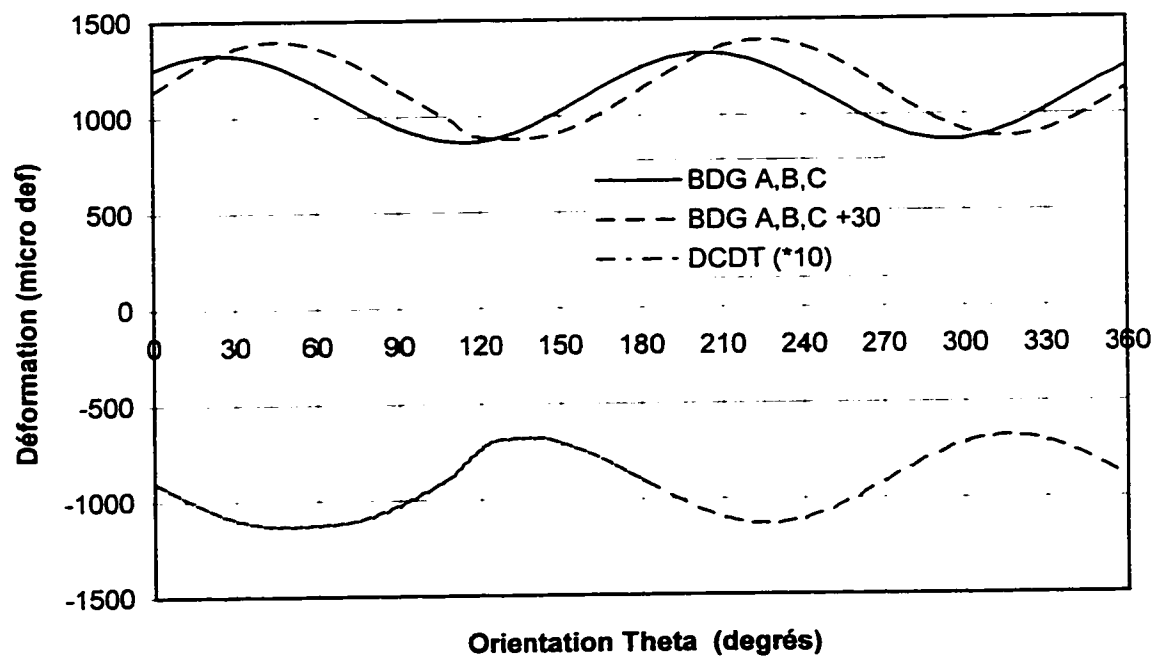


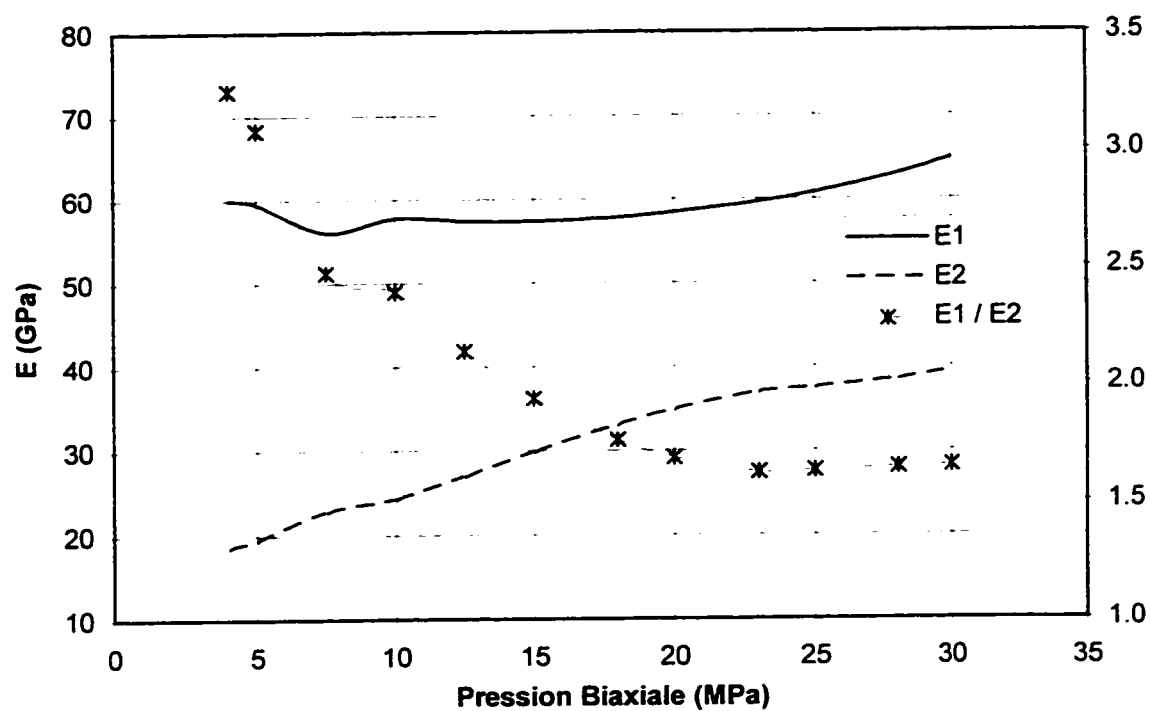
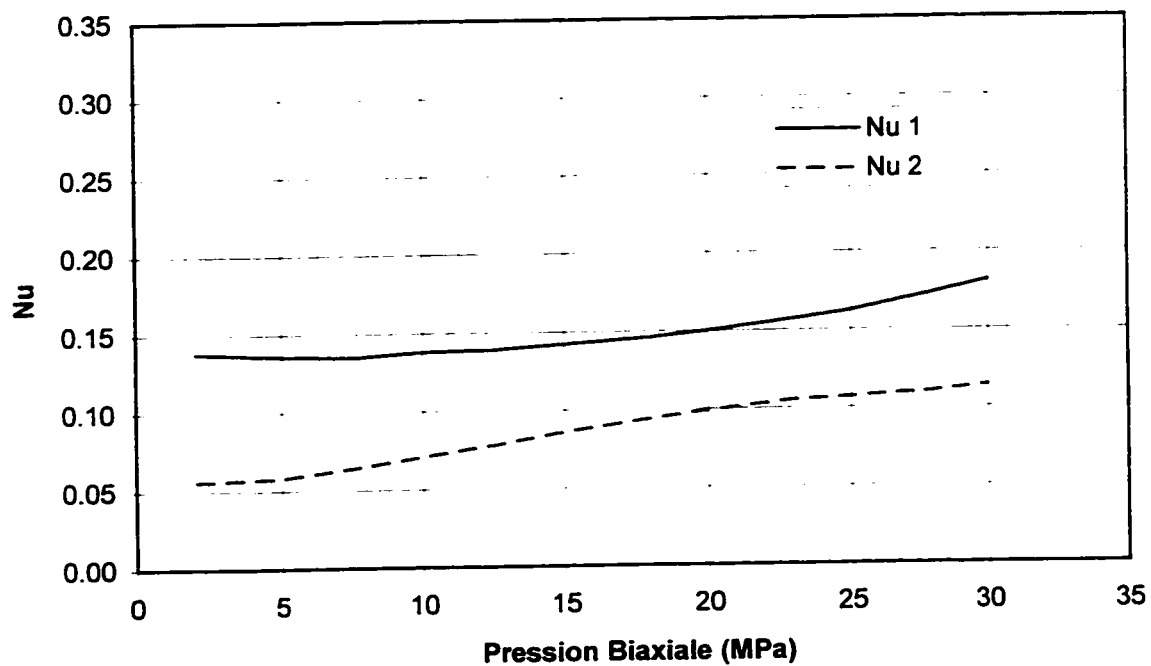
Modules d'élasticité anisotropes - R5**Coefficients de Poisson anisotropes - R5**

**Sinusoïdes de Déformation - R6 - CB - P = 20 MPa
CSIR**

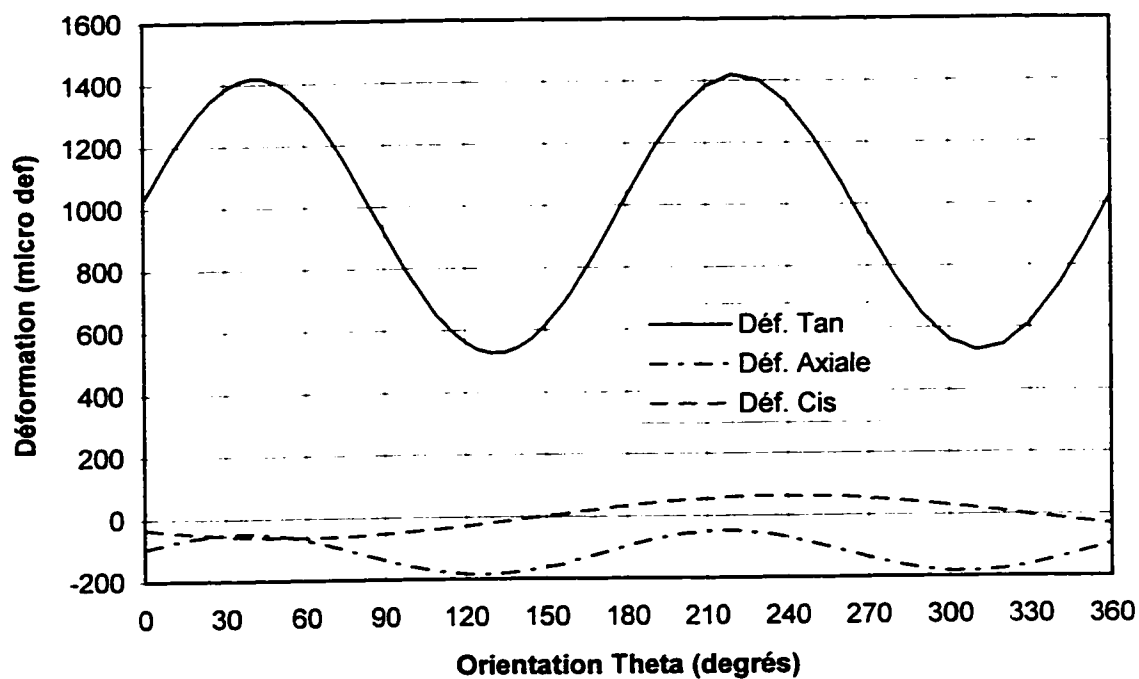


BDG - DCDT

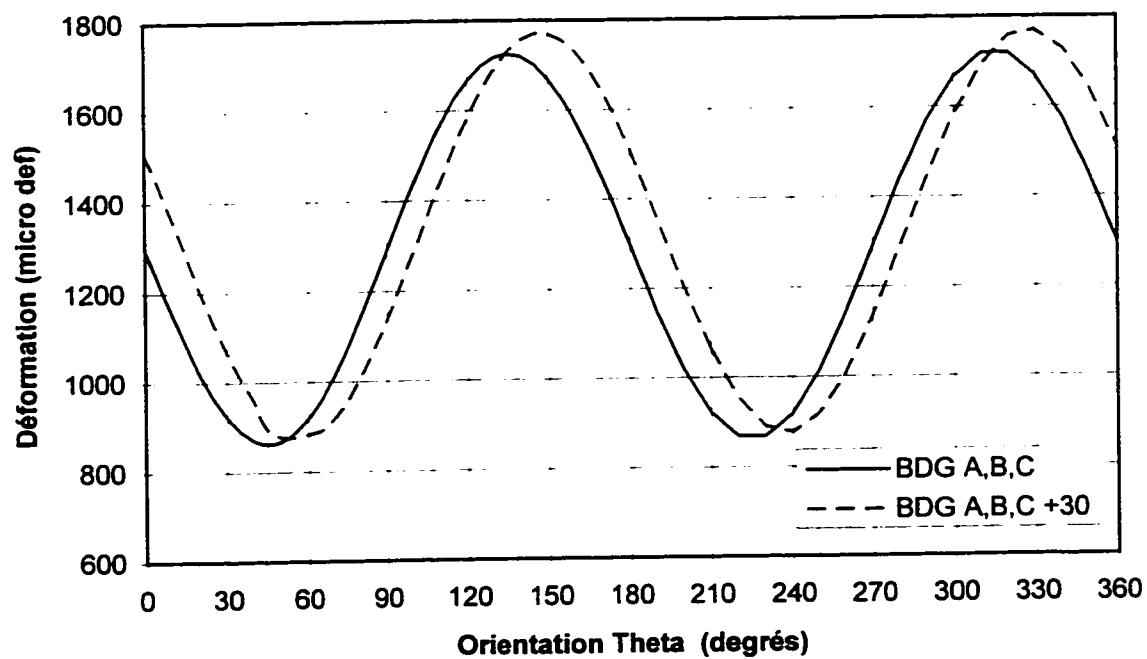


Modules d'élasticité anisotropes - R6**Coefficients de Poisson anisotropes - R6**

**Sinusoïdes de Déformation - R8 - CB - P = 20 MPa
CSIR**



BDG



ANNEXE VI

**DONNÉS BRUTES DE LA CAMPAGNE
EXPÉRIMENTALE**

Cet annexe présente les données brutes de la campagne expérimentale sous la forme de fichiers EXCEL, version 5. La disquette comprend les fichiers suivants :

- Essais de compression biaxiale : R1CB.xls, R2CB.xls, R3CB.xls, R4CB.xls, R5CB.xls, R6CB.xls, R8CB.xls et ALUMCB.xls;
- Essais de compression hydrostatique : R1CH.xls, R2CH.xls, R4CH.xls, R5CH.xls, R6CH.xls, R8CH.xls et ALUMCH.xls.

Une disquette accompagne cette thèse de doctorat.

**Toute personne intéressée à se la procurer doit
contacter :**

École Polytechnique de Montréal

Service de fourniture de documents

B.P. 6079, Succursale Centre-Ville

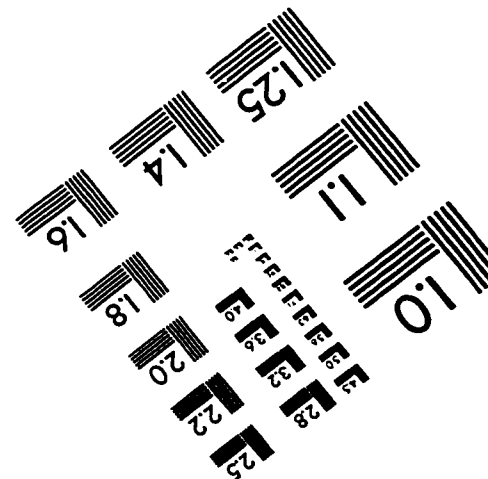
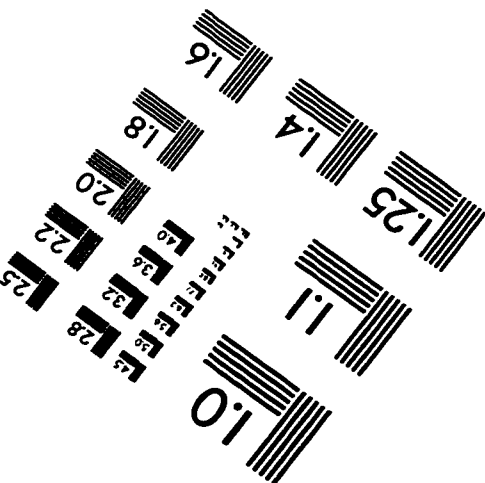
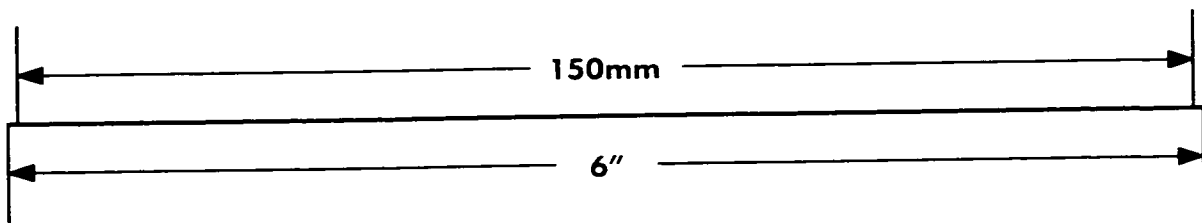
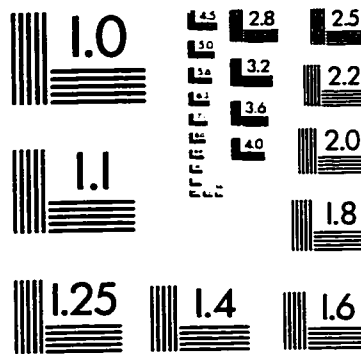
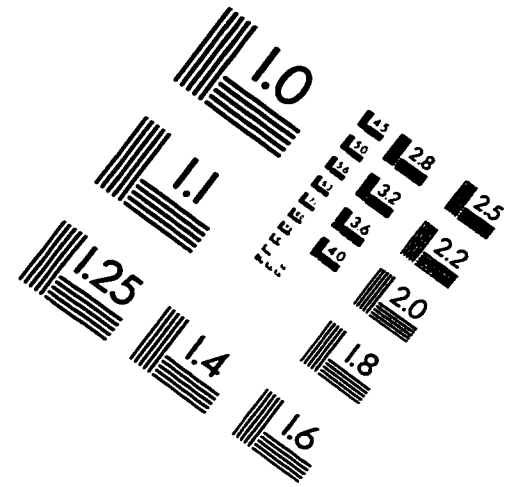
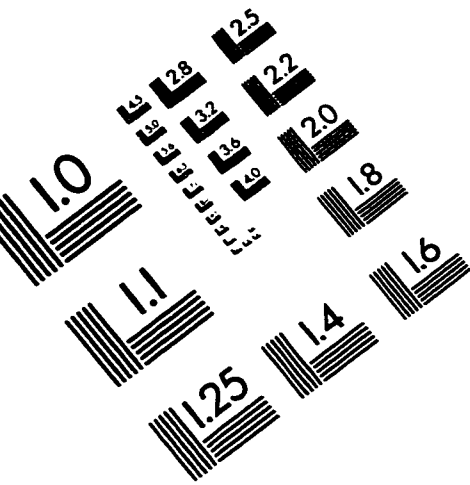
Montréal, Québec H3C 3A7

Canada

Tél. : (514) 340-4846

Télécopieur : (514) 340-4026

IMAGE EVALUATION TEST TARGET (QA-3)



APPLIED IMAGE, Inc.
1653 East Main Street
Rochester, NY 14609 USA
Phone: 716/482-0300
Fax: 716/288-5989

© 1993, Applied Image, Inc., All Rights Reserved