

Titre: Une étude sur l'utilisation de l'indice de fragilité modifié, BIM
Title:

Auteurs: Michel Aubertin, Denis Gill, & Richard Simon
Authors:

Date: 1994

Type: Rapport / Report

Référence: Aubertin, M., Gill, D., & Simon, R. (1994). Une étude sur l'utilisation de l'indice de fragilité modifié, BIM. (Rapport technique n° EPM-RT-94-13).
Citation: <https://publications.polymtl.ca/10160/>

Document en libre accès dans PolyPublie

Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/10160/>
PolyPublie URL:

Version: Version officielle de l'éditeur / Published version

Conditions d'utilisation: Tous droits réservés / All rights reserved
Terms of Use:

Document publié chez l'éditeur officiel

Document issued by the official publisher

Institution: École Polytechnique de Montréal

Numéro de rapport: EPM-RT-94-13
Report number:

URL officiel:
Official URL:

Mention légale:
Legal notice:

19 SEP. 1994

EPM/RT-94/13

*Une étude sur l'utilisation de l'indice
de fragilité modifié (BIM).*

graluet

Michel Aubertin, Denis E. Gill et Richard Simon

Département de génie minéral
Section génie des mines

École Polytechnique de Montréal

Avril 1994

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

Dépôt légal, 2e trimestre 1994
Bibliothèque nationale du Québec
Bibliothèque nationale du Canada

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

Éditions de l'École Polytechnique de Montréal
École Polytechnique de Montréal
Case postale 6079, succursale centre-ville
Montréal (Québec) H3C 3A7
(514) 340-4473

Compter 0,10\$ par page (arrondir au dollar le plus près) et ajouter 3,00\$ (Canada) pour la couverture, les frais de poste et la manutention. Régler en dollars canadiens par chèque ou mandat-poste au nom de l'École Polytechnique de Montréal. Nous n'honoreronons que les commandes accompagnées d'un paiement, sauf s'il y a eu entente préalable dans le cas d'établissements d'enseignement, de sociétés ou d'organismes canadiens.

RÉSUMÉ: Il est souvent nécessaire, pour différentes applications reliées à la mécanique des roches, de considérer le comportement post-pic des roches. C'est le cas, par exemple, lorsque l'on veut déterminer si la rupture d'une portion de massif rocheux sera violente ou graduelle et ainsi estimer le risque de coups de terrain. Il est malheureusement difficile d'obtenir le comportement post-pic de roches dures à partir de systèmes de chargement conventionnels. Néanmoins, il serait avantageux de pouvoir utiliser les comportements pré-pic obtenus à l'aide de presses non-rigides pour estimer le comportement post-pic des roches fragiles.

Plusieurs chercheurs ont proposé différentes façons de quantifier la fragilité, visant ainsi à décrire, de manière relative, le potentiel d'une roche à se briser soudainement lorsque chargée au-delà de sa résistance ultime. L'indice de fragilité modifié (BIM) est une de ces façons de mesurer la fragilité. Cet indice, qui a été développé par les auteurs, est une variante de l'indice de fragilité W_{et} proposé par des chercheurs polonais. Dans ce rapport, les auteurs introduisent premièrement les concepts généraux liés à la définition du BIM. Puis, à partir d'un grand nombre de résultats d'essais de compression uniaxiale, une relation empirique est établie entre la valeur du BIM et celle du rapport entre le module de déformation pré-pic et le module post-pic de roches ignées. De plus, utilisant une base de données composée de plus de 50 types de roches de diverses origines, les auteurs proposent des valeurs critiques du BIM qui peuvent être utilisées pour évaluer, de façon préliminaire, le risque de coups de terrain des massifs rocheux soumis à de grandes contraintes. Une discussion sur les limitations inhérentes à l'utilisation du BIM termine ce rapport. Les annexes contiennent l'ensemble des résultats expérimentaux utilisés dans cette étude.

ABSTRACT: In various applications of rock mechanics, it is often necessary to consider the post-peak behavior of the rocks. This is the case, for instance, when one wants to establish if the anticipated failure around underground excavations will be sudden or gradual, as in rockbursting situations for deep mines. Unfortunately, the post-peak behavior of hard rocks is not easily obtained with conventional testing facilities. Nevertheless, it would be interesting to be able to use the pre-peak behavior obtained from "soft" testing machines to estimate the post-peak response of such brittle rocks.

Various authors have proposed different types of brittleness measures, aimed at describing, in a relative manner, the potential for rock to collapse suddenly when loaded up to its ultimate strength. One of these is the Brittleness Index Modified (BIM), which was developed by the authors as a variant to the well known W_{et} index proposed by Polish researchers. In this report, the authors first introduce some of the basic ideas behind the use of the BIM. An empirical relationship is then developed between the BIM value and the ratio of the pre-peak modulus over the post-peak modulus of igneous rocks, based on a large number of uniaxial compression test results. Also, using an extended data base on over 50 different types of rocks of various origins, the authors propose some critical BIM values that can be used to evaluate, in a preliminary manner, the bursting liabilities of highly stressed rock around underground excavations. The report ends with a discussion on the limitations of the BIM. The experimental results used in this study are presented in the appendices.

TABLE DES MATIÈRES

RÉSUMÉ	iii
ABSTRACT	iv
TABLE DES MATIÈRES	v
LISTE DES FIGURES	vii
LISTE DES SYMBOLES	viii
LISTE DES ANNEXES	ix
1. INTRODUCTION	1
2. COMPORTEMENT DES ROCHES FRAGILES SOUS COMPRESSION UNIAXIALE	3
2.1 Courbe charge-déplacement	3
2.2 Processus physiques	5
3. L'INDICE DE FRAGILITÉ MODIFIÉ (BIM)	7
3.1 Origine et définition du BIM	7
3.2 Corrélation entre le BIM et la rigidité post-pic	9
3.3 Le BIM et les risques de coups de terrain	11
4. DISCUSSION	13
5. CONCLUSION	21
REMERCIEMENTS	22
RÉFÉRENCES	22
FIGURES	34
ANNEXES	A-1

LISTE DES FIGURES

Figure 1.	Relation schématique charge-déplacement d'une éprouvette de roche lors d'un essai de compression uniaxiale (Salamon, 1974)	34
Figure 2.	Courbe contrainte-déformation schématique de roches fragiles peu poreuses (Bieniawski, 1967; Paterson, 1978)	34
Figure 3.	Détermination de l'indice W_{et} à partir d'une courbe contrainte-déformation en compression uniaxiale (Kidybinski, 1981)	34
Figure 4.	Détermination du BIM à partir du résultat d'un essai de compression uniaxiale (Aubertin et Gill, 1988)	34
Figure 5.	Relation entre le BIM et le module de déformation pré-pic E pour des roches ignées	35
Figure 6.	Relation entre le BIM et la résistance en compression uniaxiale C_o pour des roches ignées	35
Figure 7.	Relation entre le BIM et le module de déformation post-pic $ E' $ pour des roches ignées	36
Figure 8.	Corrélation linéaire empirique entre le BIM et le rapport $ E/E' $ pour des roches ignées	36
Figure 9.	Courbe expérimentale montrant la tendance générale de $ E' $ à augmenter avec E	37
Figure 10.	a) Courbes contrainte-déformation montrant la déformation élastique et inélastique en phase post-pic pour les deux classes de comportement post-pic. La ligne pointillée représente la courbe pré-pic et la ligne continue, la courbe post-pic. La ligne mince représente la relation contrainte- déformation élastique dans la phase post-pic (d'après He et al., 1990). Taux de déformation élastique, inélastique et totale pour les deux classes.	38

LISTE DES SYMBOLES

A_1	Énergie élastique récupérable donnée par l'aire sous la droite correspondant au module de déformation de la roche (compression uniaxiale)
A_2	Énergie totale donnée par l'aire sous la courbe de chargement (compression uniaxiale)
BIM	Indice de fragilité modifié
D	Diamètre de l'éprouvette de roche
E	Module de déformation (élastique) pré-pic de la roche
$ E' $	Module de déformation post-pic de la roche
$ E/E' $	Rapport entre les modules de déformation pré-pic et post-pic de la roche
E_D	Énergie dissipée donnée par l'aire entre la courbe de chargement et la courbe de déchargement (compression uniaxiale)
E_R	Énergie élastique récupérée donnée par l'aire sous la courbe de déchargement (compression uniaxiale)
ERR	Taux de relâchement d'énergie ("Energy Release Rate")
ESS	Contrainte de cisaillement en excès ("Excess Shear Stress")
k_r	Rigidité pré-pic de la roche
k'_r	Rigidité post-pic de la roche
k_{sc}	Rigidité du système de chargement
L	Longueur de l'éprouvette de roche
L/D	Élancement de l'éprouvette de roche
W_{et}	Indice de fragilité

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A: Résultats d'essais de compression uniaxiale utilisés pour les figures 5 à 9.

ANNEXE B: Résultats d'essais de compression uniaxiale effectués sur des roches sujettes aux coups de terrain.

ANNEXE C: Résultats d'essais de compression uniaxiale utilisés pour comparer les comportements post-pic des roches de classe I et de classe II.

ANNEXE D: Autres résultats d'essais de compression uniaxiale utilisés.

1. INTRODUCTION

Plusieurs problèmes d'ingénierie mènent à des situations où les contraintes induites dépassent la résistance ultime du massif rocheux; c'est souvent le cas, par exemple, près des excavations souterraines de mines à grande profondeur. Le processus de conception de plusieurs types de structures rocheuses implique la connaissance des propriétés mécaniques du massif rocheux, ainsi que l'évolution du champs de contraintes résultant des excavations. Puisque certaines portions du massif au pourtour des excavations peuvent être amenées au delà de leur résistance ultime, à un état de "fragilité" (Wagner, 1989), et ainsi provoquer une rupture potentiellement violente, le comportement post-pic du massif, tel que défini par la portion descendante de la relation contrainte-déformation, doit être considéré.

Il est reconnu que la réaction post-pic des roches fragiles dépend de la rigidité du système utilisé pour les mettre en charge. À cet égard, il a été démontré que lorsqu'une éprouvette de roche est soumise à un taux de chargement constant en compression uniaxiale, le comportement post-pic ne peut être suivi que tant et aussi longtemps que la rigidité post-pic de l'éprouvette est inférieure (en valeur absolue) à la rigidité du système de chargement. Autrement, une rupture violente se produit (Cook, 1965; Hudson et al., 1972; Salamon, 1974). Puisque ce phénomène a été proposé par plusieurs auteurs comme un modèle simple pour certains types de coups de terrain (e.g., Cook, 1965; Blake, 1972), il est important de tenir compte de la portion descendante de la courbe contrainte-

déformation lorsque l'on estime, lors du processus d'analyse et de conception, que la contrainte induite peut excéder la résistance ultime.

Usuellement, le comportement post-pic des roches fragiles est difficile à obtenir à partir des systèmes de chargement conventionnels, et des systèmes de chargement rigides spécialement conçus ou munis d'un asservissement précis doivent être utilisés (Wawersik et Fairhurst, 1970; Hudson et al., 1972; Hakami, 1988). Il serait toutefois utile de pouvoir se servir des résultats d'essais menés à l'aide de presses conventionnelles non-rigides pour estimer la réaction post-pic de roches fragiles. Dans cette optique, les auteurs proposent dans ce rapport une mesure de la fragilité appelée BIM (indice de fragilité modifié; "Brittleness Index Modified") qui est obtenue à partir de la portion pré-pic de la courbe contrainte-déformation d'une roche lors d'un essai de compression uniaxiale, et qui peut être reliée au comportement post-pic. On discute ensuite de son utilisation pour l'évaluation des risques de coups de terrain pour des excavations souterraines.

2. COMPORTEMENT DES ROCHES FRAGILES SOUS COMPRESSION UNIAXIALE

2.1 Courbe charge-déplacement

Lorsqu'il y a une possibilité qu'une rupture violente se produise près d'une excavation souterraine, la rigidité du massif environnant ainsi que la rigidité post-pic de la roche doivent être considérées. Celles-ci déterminent conjointement si la rupture sera brutale ou non (e.g., Cook, 1965; Crouch et Fairhurst, 1974; Brady et Brown, 1981, 1985; Gill et al., 1993; Lu et al., 1993). Dans ce rapport, on entend par rigidité, la pente de la droite tangente à la courbe charge-déplacement (P-U), et par module de déformation, la pente de la droite tangente à la courbe contrainte-déformation (σ - ϵ).

Depuis la fin des années cinquante, beaucoup d'efforts ont été voués à l'étude des propriétés mécaniques des roches fragiles et ce, en utilisant diverses techniques expérimentales. Ces études ont porté sur la définition de la résistance ultime, sur l'établissement de la résistance à la déformation dans les phases pré-pic et post-pic, et sur l'étude des processus physiques qui contrôlent le comportement inélastique de ces matériaux (e.g., Bieniawski, 1967; Paterson, 1978; Heard, 1985; Horii et Nemat-Nasser, 1986; Dayre, 1987; Ashby et Sammis, 1990; Santarelli, 1990; Li et Nordlund, 1993). Ces études sont complémentaires à d'autres recherches importantes qui ont été menées sur la façon dont les propriétés des roches intactes, obtenues en laboratoire sur des éprouvettes de petites dimensions, peuvent être utilisées pour estimer celles des massifs rocheux, en

considérant l'effet d'échelle et la présence de discontinuités géologiques (e.g., Brady et Brown, 1985; Pinto da Cunha, 1990).

Bien que différents types d'essais aient été employés lors de ces nombreuses études, l'essai de compression uniaxiale demeure encore le plus utilisé pour les applications d'ingénierie (Hawkes et Mellor, 1970; Pells, 1993). En fait, la résistance en compression uniaxiale des éprouvettes de roches, C_o , est parfois utilisée directement, conjointement avec la contrainte principale majeure induite, pour évaluer la possibilité de rupture violente autour d'excavations souterraines (e.g., Mah et al., 1993).

La figure 1 montre une courbe charge-déplacement idéalisée pour une éprouvette de roche lors d'un essai de compression uniaxiale à taux de déformation constant, ainsi que la réponse mécanique du système de chargement définie par la pente k_{sc} . Si k'_r représente la pente post-pic de la courbe charge-déplacement, il peut être démontré que le système est dans un état d'équilibre stable seulement lorsque la valeur absolue de k'_r est inférieure à celle de k_{sc} (Cook, 1965; Hawkes et Mellor, 1970; Salamon, 1974). Sur la figure 1, l'équilibre post-pic est stable jusqu'à ce que la droite qui représente k_{sc} devienne tangente à la courbe charge-déplacement de l'éprouvette au point C. À ce point, l'éprouvette se brise violemment et on ne peut suivre son comportement.

Pour être en mesure de suivre la courbe post-pic de roches fragiles, des systèmes de chargement très rigides doivent être utilisés. Mais même pour des systèmes "infiniment" rigides, certains auteurs croient qu'il est impossible de suivre le comportement de roches très fragiles, qui semblent montrer un gradient positif dans la région post-pic (e.g.,

Wawersik et Fairhurst, 1970; He et al., 1990; Inada et al., 1992). Ce type de comportement, connu sous le nom de classe II, n'est pas considéré dans les résultats utilisés dans ce rapport, mais il est discuté à la section 4.

2.2 *Processus physiques*

Il est utile de présenter, en relation avec les processus physiques de déformation, les différentes phases de la courbe contrainte-déformation typique des roches fragiles lors d'un essai de compression uniaxiale. La figure 2 montre schématiquement une telle relation contrainte-déformation. La première phase, non-linéaire, est associée à la fermeture réversible des microfissures et autres défauts; pour les roches denses et peu poreuses, cette première phase est quasi inexistante. Vient ensuite une phase linéaire due à la réaction élastique de la roche; cette phase s'étend jusqu'au seuil de microfracturation où la propagation stable des fissures débute. La microfracturation, qui commence bien avant la résistance ultime, débute généralement à environ 50% de la charge ultime, tel que démontré par des études sur les mesures de variations volumétriques, les émissions acoustiques, la perméabilité, etc. (e.g., Paterson, 1978; Hakami, 1988; Zhou et al., 1988; Cox et Meredith, 1993; Rutter, 1993). Bien que la direction de propagation des fissures se fasse principalement selon l'axe de l'éprouvette (e.g., Horii et Nemat-Nasser, 1986), le patron de fissuration exact dépend de la structure initiale du matériau, incluant la force

des liens entre les grains, la rigidité relative des différents grains ainsi que la dimension et la géométrie initiale des vides (Rutter, 1993). Lorsqu'on approche de la résistance ultime, la dimension et la densité des fissures augmentent, et l'interaction entre les fissures devient plus importante, initiant ainsi la propagation instable des fissures (Bieniawski, 1967; Singh, 1981; Dayre, 1987; Hakami, 1988; Martin et Read, 1992).

L'accumulation de l'endommagement durant la propagation des fissures mène à une augmentation de plus en plus marquée de la dilatance, et éventuellement à la localisation de déformations (Hobbs et al., 1990). Il est reconnu que, pour des matériaux fragiles tel que les roches et le béton, cette localisation, associée à une perte d'homogénéité dans le champs des déformations, se produit généralement à une contrainte proche de la charge ultime (e.g., Wawersik et al., 1990; Torrenti et al., 1993).

Dans la phase post-pic, le phénomène de localisation devient plus important et produit habituellement une réduction graduelle de la cohésion de l'éprouvette et une augmentation des déformations inélastiques (Whyat et Board, 1990). Ceci provoque un ramollissement (ou écrouissage négatif) prononcé du matériau, c'est-à-dire une diminution progressive de la résistance à mesure que la déformation augmente. Tel que mentionné précédemment, un tel comportement de ramollissement dans un essai en laboratoire réalisé à taux de déformation constant ne peut être suivi que si la rigidité globale du système de chargement est supérieure (en valeur absolue) à la rigidité de l'éprouvette dans sa phase post-pic. Autrement, la rupture devient violente et ne peut être contrôlée.

3. L'INDICE DE FRAGILITÉ MODIFIÉ (BIM)

3.1 *Origine et définition du BIM*

Il est difficile de définir précisément la fragilité d'une roche. On peut, par exemple, établir le taux d'écrouissage négatif (ou de ramollissement) durant la phase post-pic (Farmer, 1985; Sheorey et Singh, 1990). Les roches les plus fragiles montrent, en valeur absolue, un plus grand module post-pic (Homand et al., 1990), et le système de chargement effectue alors un plus petit travail au-delà du pic de résistance de l'éprouvette (Hou et Song, 1991).

Cependant, puisque le comportement post-pic des roches est souvent difficile à suivre lors d'essais de compression, spécialement pour les roches dures chargées à de faibles pressions de confinement, d'autres mesures de fragilité relative ont été développées. Certaines de ces mesures, parfois appelées "indices de prédisposition (ou risques) de coups de terrain", ont été recensées par Kidybinski (1981), Singh (1986, 1988, 1989), Gill et Aubertin (1988), Homand et al. (1990) et Simon (1992). Parmi celles qui ont été utilisées dans cette optique, l'indice W_{et} proposé par les chercheurs polonais (Neyman et al., 1972) est probablement le mieux connu et le plus utilisé. Cet indice, qui porte plusieurs noms ("Strain Energy Storage Index" - Kidybinski, 1981; "Burst Proneness Index" - Singh, 1986, 1988; "Energy Index" - Sheorey et Singh, 1990; "Bursting Index" - Pininska et Lukaszewski, 1991), est obtenu à partir du rapport entre l'énergie récupérée

(élastique) d'une éprouvette et l'énergie dissipée. Ces énergies sont déterminées par la boucle d'hystérésis lors d'un cycle de chargement-déchargement pendant un chargement en compression uniaxiale, tel que montré à la figure 3. On considère usuellement que plus l'indice W_{et} est élevé et plus la résistance ultime est grande, plus la rupture violente serait probable si l'éprouvette était chargée jusqu'à sa résistance ultime.

Malgré sa simplicité apparente, l'obtention de l'indice W_{et} en laboratoire pose un problème puisque, selon la procédure établie, il faut atteindre 80% à 90% de la résistance ultime C_o de l'éprouvette lors du cycle de chargement. Cette résistance ne peut être connue a priori que de façon probabiliste, les propriétés des roches, telles qu'obtenues par les essais normalisés, étant des variables aléatoires. La charge maximale qu'il faut atteindre est donc indéfinie. D'autre part, des résultats expérimentaux ont montré que la valeur de l'indice W_{et} est dépendante du niveau de chargement atteint (Homand et al., 1990); cela est conséquent avec le fait que la dimension de la boucle d'hystérésis, due à l'accumulation de l'endommagement, évolue progressivement lors de la phase de propagation des fissures (Hueckel, 1987).

Pour éliminer ce problème, les auteurs ont proposé une version modifiée de cette mesure de fragilité. Celle-ci est basée sur l'analyse de la courbe contrainte-déformation d'un essai de compression uniaxiale mené jusqu'à la rupture, en supposant que l'énergie élastique peut être calculée à partir du module tangent dans la phase élastique. Utilisant une courbe contrainte-déformation typique, montrée schématiquement à la figure 4, l'indice de fragilité modifié, ou BIM, peut alors être défini par (Aubertin et Gill, 1988):

$$BIM = \frac{A_2}{A_1} \quad (1)$$

où A_2 est l'énergie totale donnée par l'aire sous la courbe contrainte-déformation, et A_1 est l'énergie élastique emmagasinée dans l'éprouvette. Cette dernière est obtenue en utilisant la pente de la droite tangente à la courbe, à un point situé à 50% de la charge ultime (comme c'est souvent le cas pour l'évaluation du module élastique; voir: Brady et Brown, 1985; Pells 1993). Par définition, la valeur minimum du BIM est 1.0, mais dans certain cas, la valeur mesurée peut être légèrement inférieure à 1.0 (cet aspect sera discuté à la section 4). Bien que la valeur du BIM n'ait pas de maximum théorique, les auteurs ont observé qu'elle dépasse rarement 2.0, même pour des roches très tendres telles que le sel gemme et la craie. La valeur du BIM, pour la majorité des roches dures, varie de 1.05 à 1.35, étant plus basse pour les roches ultramafiques et autres roches denses.

3.2 Corrélation entre le BIM et la rigidité post-pic

Dans le passé, quelques auteurs ont tenté d'établir des corrélations entre différentes mesures de fragilité et les propriétés des roches (e.g., Singh, 1986, 1989). Dans le but de vérifier la possibilité que des propriétés mécaniques de base puissent être reliées à l'indice proposé, les auteurs ont comparé les valeurs du BIM avec celles du module

élastique E , de la résistance en compression uniaxiale C_o et de la valeur absolue du module post-pic $|E'|$ (lorsque disponible). Dans cette étude, les différents modules ont été obtenus après avoir numérisé les courbes contrainte-déformation de différents types de roches, dont la plupart sont tirées de la littérature (ces courbes sont présentées en annexe); tous les résultats considérés proviennent d'éprouvettes ayant un rapport longueur sur diamètre de 2.0 ou plus. Les valeurs de $|E'|$ ont été obtenues à partir de la pente négative maximale de la courbe enveloppe donnée par la relation contrainte-déformation. Seul le comportement post-pic ayant une pente négative a été considéré (voir la discussion à la section 4).

L'analyse des résultats montre d'abord qu'aucune corrélation ne peut être établie entre le BIM et E (figure 5), et même s'il y a une tendance pour la valeur du BIM à décroître lorsque C_o et $|E'|$ augmentent (figures 6 et 7), les résultats ne montrent pas de relations statistiquement significatives pour quelque type ou groupe de roches que ce soit ($R \leq 50\%$). Ceci peut simplement signifier qu'aucun de ces paramètres, pris seul, ne reflète la fragilité d'une roche.

D'autre part, une corrélation significative ($R > 50\%$) a été établie entre la valeur du BIM et celle du rapport $|E/E'|$ de roches ignées de diverses origines. Ce rapport a d'ailleurs été considéré par plusieurs comme une mesure de la fragilité relative des roches (Homand et al., 1990). Cette corrélation, qui est montrée à la figure 8, peut s'écrire:

$$BIM = 0.42 |E/E'| + 0,98 \quad (2)$$

La figure 8 montre que la valeur du BIM tend à augmenter avec celle du rapport $|E/E'|$. Le manque de données pour d'autres types de roches (métamorphiques, sédimentaires) n'a pas permis d'établir une relation similaire pour celles-ci.

La relation donnée à l'équation 2 pourrait être utilisée pour estimer, de façon préliminaire, la valeur de E' pour la roche intacte, valeur qui est parfois utilisée lors d'analyses de contraintes. Elle pourrait également être utilisée pour établir les rigidités relatives du roc amené à la rupture et celle du massif rocheux environnant (e.g., Gill et al., 1993). Mentionnons que cette relation a été établie à partir de résultats d'essais sur des éprouvettes de dimensions standards; elle ne tient donc pas compte de l'effet d'échelle ni de l'effet de forme. Ainsi, son application à d'autres échelles ou à des éprouvettes ayant un élancement (hauteur sur largeur) inférieur à 2.0 devrait être pondérée. Diverses relations empiriques ont été développées à cet fin (e.g., Brady et Brown, 1981; Nicholson et Bieniawski, 1990).

3.3 *Le BIM et les risques de coups de terrain*

Les mesures de la fragilité relative telles que le BIM ou l'indice W_{et} représentent la facilité qu'a une roche pour dissiper de l'énergie par l'accumulation de dommages dus à la propagation de fissures avant la rupture. Pour une roche donnée, la dissipation

d'énergie en phase pré-pic implique que la proportion d'énergie de déformation élastique emmagasinée dans l'éprouvette est réduite, et que la quantité d'énergie qui doit être relâchée dans la phase post-pic est moindre. On pose donc ici comme hypothèse qu'une valeur du BIM plus élevée correspond, de façon générale, à une plus grande proportion d'énergie dissipée avant le pic et à une quantité moindre d'énergie devant être relâchée après le pic. Ceci aurait pour effet de réduire le risque de rupture violente, sans égard à l'ampleur de la résistance ultime (qui affecte bien entendu la quantité d'énergie accumulée). Les auteurs ont utilisé le BIM pour établir, de façon préliminaire, le risque de coups de terrain de massifs rocheux soumis à un état de contrainte élevé. Utilisant plus de 300 résultats d'essais sur plus de 50 différents types de roches (voir en annexe), les auteurs ont sélectionné des valeurs indicatives du BIM en relation avec le risque (ou prédisposition à l'égard) de coups de terrain in situ, basé sur plusieurs études de cas répertoriés dans la littérature (voir annexe B). Ces valeurs indicatives sont présentées au Tableau 1.

Tableau 1 - Valeurs indicatives du BIM et risque de rupture violente.

BIM	Risque de rupture violente
entre 1.00 et 1.20	élevé
entre 1.20 et 1.50	modéré
plus de 1.50	bas

Notons ici que presque tous les cas associés à des coups de terrain ont obtenus des valeurs du BIM entre 1.05 et 1.20. Cela fut le cas autant pour les roches ignées (tel que le tuf, l'andésite et le porphyre), que pour les roches sédimentaires (calcaire, charbon) et les roches métamorphiques (quartzite, schiste).

4. DISCUSSION

Bien que les résultats présentés à la section 3 semblent intéressants pour des applications pratiques, ils doivent être utilisés avec prudence et certains éléments doivent demeurer à l'esprit.

Notons d'abord que lors de la détermination de la valeur du BIM, les auteurs ont considéré que l'énergie élastique peut être déterminée à partir de la pente de la portion linéaire de la courbe contrainte-déformation prise à 50% de la contrainte ultime C_o . On pourrait cependant faire valoir que cette pente ne représente pas exactement le module élastique de la roche, puisque la population de microfissures dans l'éprouvette (qui dépend de plusieurs facteurs y compris le mode d'échantillonnage) peut affecter sa valeur. Cependant, on peut aussi montrer que la pente, avant le seuil d'initiation de l'endommagement, n'est que peu influencée par l'état d'endommagement de l'éprouvette (voir les résultats de Kemeny, 1991 par exemple). Ceci a en outre été confirmé par des résultats expérimentaux qui ont montré que la valeur de la contrainte moyenne initiale appliquée à des roches peu poreuses ne modifie pas de façon notable la première partie de la courbe contrainte-déformation (e.g., Wawersik et Fairhurst, 1970).

Une alternative serait de déterminer la valeur de E en effectuant des essais de compression triaxiale à pression de confinement élevée et à contrainte déviatorique faible (essais non-destructifs), mais cela impliquerait naturellement plus de manipulations de l'éprouvette.

L'évaluation du BIM implique également que C_o soit considéré comme une propriété du matériau, indépendante des conditions de chargement. S'il est admis que la courbe charge-déplacement représente le comportement du matériau jusqu'à la localisation de déformations, et s'il est aussi admis que la localisation se produit près de la charge ultime, on est alors justifié d'adopter cette hypothèse. Cependant, puisqu'il semble qu'une partie de la localisation peut se produire avant la rupture même dans les matériaux fragiles (e.g., Vonk et al., 1989; Torrenti et al., 1993), il est possible que la dernière portion de la courbe contrainte-déformation avant la rupture soit influencée par les conditions de chargement. Cet aspect est néanmoins considéré comme négligeable ici.

Mentionnons également que l'utilisation du BIM pour établir le risque d'une rupture violente (tableau 1) ne devrait servir que comme indication préliminaire. Seulement quelques situations réelles *in situ* peuvent être reliées au comportement uniaxial des roches, le chargement de piliers étant sûrement le meilleur exemple (e.g., Salamon, 1983). Il est reconnu qu'il existe d'autres types de coups de terrain, notamment ceux induits par un glissement le long d'une discontinuité géologique majeure, et ceux-ci sont reliés à des états de contrainte qui sont loin de la compression uniaxiale. Une application pratique du BIM à cet égard serait d'évaluer, de façon relative, le risque de coups de terrain de différentes zones d'une mine ou portion d'une mine. On pourrait de cette façon identifier les zones d'une mine étant les plus propices au phénomène de coups de terrain, et porter à ces zones une attention particulière. Le BIM pourrait également être combiné avec d'autres techniques empiriques de prédiction, tel que le taux de relâchement d'énergie

("Energy Release Rate", ERR; e.g., Cook, 1978; Brady, 1990) ou la contrainte de cisaillement en excès ("Excess Shear Stress", ESS; e.g., Ryder, 1987; Holmes et Reeson, 1990), pour établir plus précisément le potentiel de coups de terrain.

Comme les auteurs l'ont fait pour le BIM dans ce qui précède, Singh (1989) a également établi une corrélation entre la valeur de l'indice W_{et} et celle du rapport $|E/E'|$, pour des roches de la région de Sudbury au Canada. Cette relation non-linéaire montre une diminution de la valeur de l'indice W_{et} pour une augmentation du rapport $|E/E'|$. La relation graphique proposée dans cette étude est toutefois très imprécise pour des rapports $|E/E'|$ faibles, donnant ainsi approximativement un indice W_{et} variant entre 7 et 24 pour une valeur du rapport $|E/E'|$ proche de l'unité. La relation graphique de Singh (1989) montre néanmoins que la proportion d'énergie dissipée dans la phase pré-pic peut être reliée au taux de relâchement dans la phase post-pic. Ce même auteur a également relié le rapport $|E/E'|$ avec d'autres propriétés des roches (telle que la résistance en compression uniaxiale, la résistance au poinçonnement, la dureté Schmidt et la vitesse des ondes de cisaillement), mais les résultats sont à nouveau très dispersés pour des rapports $|E/E'|$ faibles.

Il est aussi intéressant de noter que lorsque l'on compare le BIM et l'indice W_{et} , il peut être démontré qu'un BIM de 1.20 correspond à un indice W_{et} de 5 pour le cas où la courbe complète de chargement est considérée (jusqu'à la rupture), et un BIM de 1.5 correspond à un indice W_{et} de 2. Pour ce dernier indice, ces valeurs ont été associées respectivement à un risque de coups de terrain élevé et inexistant (Kidybinski, 1981; Mei

et Lu, 1987). Notons cependant que lorsque mesuré à un niveau de chargement de 100% de la résistance ultime C_o , la valeur de l'indice W_{et} est inférieure à la valeur réelle du W_{et} (telle que proposée initialement), soit celle mesurée à un niveau de chargement de 80% à 90% de C_o . Ainsi la limite supérieure de 1.50 donnée au tableau 1, semble conservatrice par rapport à l'indice W_{et} . D'ailleurs, si l'équation 2 est utilisée avec un rapport $|E/E'|$ de 1.0, qui correspondrait à la limite de la plage de comportements associés à une rupture violente (Homand et al., 1990), un BIM de 1.40 est obtenu.

D'autre part, lors de leurs travaux, les auteurs ont observé une tendance pour la valeur de $|E'|$ à augmenter avec celle de E ; la corrélation ne peut toutefois être considérée comme statistiquement significative (voir la figure 9). Néanmoins, on peut constater que la règle suivante s'applique pour les roches ignées considérées:

$$0.18 \leq |E/E'| \leq 1.82 \quad (3)$$

Le rapport $|E/E'|$ moyen est d'environ 0.43 correspondant à un BIM moyen de 1.16. On peut aussi observer sur la figure 9 que le rapport $|E/E'|$ est usuellement inférieur à 1.0 pour les roches ignées, produisant ainsi fréquemment la possibilité d'avoir un risque de coups de terrain non-négligeable.

L'utilisation du rapport $|E/E'|$ obtenu sur la courbe contrainte-déformation de cette façon implique que E' (et E) est considéré comme une propriété du matériau. Toutefois, il est maintenant clairement établi, pour les matériaux fragiles tel que les roches ou le béton, que la pente de la courbe post-pic ne devrait pas être considéré comme une caractéristique intrinsèque du matériau (Bieniawski et al., 1968), mais que la valeur

observée représente plutôt une réaction structurale qui dépend des propriétés du système de chargement et de la réaction d'un groupe d'éléments (ou de blocs) plus ou moins distincts créés par la localisation de déformations, induite initialement près de la charge ultime (Labuz et Biolzi, 1991; Pells, 1993). Grâce à diverses études sur le comportement post-pic de matériaux fragiles lors d'essais de compression uniaxiale, il a été démontré que la réaction observée dépend d'une série de facteurs, incluant la rigidité globale de la presse et la performance du système de contrôle (Hudson et al., 1972; Shah, 1984; Hakami, 1988), les variables de contrôle utilisées (charge, déformation axiale, déformation radiale, etc; voir: Zhou et al., 1988; Okubo et al., 1990; Glavind et Stang, 1991), les dimensions et la géométrie de l'échantillon (Hudson et al., 1972; Brown et Gonano, 1974; Labuz et Biolzi, 1991), le taux de chargement (Bieniawski, 1970; Peng et Podnieks, 1972; Zhou et al., 1988; Okubo et al., 1990; Vinches, 1992), les conditions ambiantes telles que la température et l'humidité (Inada et al., 1992), et la nature du contact entre l'échantillon et les plateaux de chargement (Brown et Gonano, 1974; Vonk et al., 1989; Torrenti et al., 1993). La création de faibles contraintes de tension dans l'échantillon lors du chargement peut également affecter grandement le comportement post-pic de ces matériaux (Vonk et al., 1991).

On doit également mentionner que la courbe post-pic peut être affectée par des cycles de chargement-déchargement, ce qui est une procédure courante pour suivre l'écrouissage négatif des roches (e.g., Lau et Gorski, 1991; Ofoegbu et Curran, 1991; Martin et Read, 1992). Il est reconnu que lors de tels cycles de chargement, cycles qui produisent des

processus de dissipation montrés par les boucles d'hystérésis (Li et Nordlund, 1993), les mécanismes de la déformation inélastique sont physiquement différents de ceux obtenus avec un chargement monotone (Hueckel, 1987).

Malgré les limitations énoncées aux paragraphes précédents, et dont les auteurs sont fort conscients, l'utilisation de E' offre tout de même une façon pratique pour l'ingénieur d'introduire le comportement post-pic des roches lors des analyses.

De plus, puisque les auteurs ont utilisé des résultats d'origines diverses dans leur compilation des propriétés des roches, les conditions précitées, qui étaient probablement différentes d'une source à l'autre, ont certainement affecté les résultats obtenus. Néanmoins, des précautions ont été prises pour n'utiliser que des résultats qui semblaient conséquents avec les restrictions mentionnées précédemment.

Par ailleurs, bien qu'il soit de pratique courante d'utiliser les données obtenues en laboratoire pour établir les propriétés *in situ* des massifs rocheux, il n'y a que peu d'études qui ont portées sur le comportement *in situ* du roc amené au-delà de la rupture. Ainsi, la signification réelle de $|E'|$ pour des conditions *in situ* n'est toujours pas clairement établie, puisque ce qui doit être considéré comme le réel comportement d'un matériau fragile après la rupture n'est pas bien défini (e.g., Yamaguchi et Chen, 1990; Pells, 1993). De plus, la justification derrière l'utilisation d'une approche de mécanique des milieux continus, à partir de contraintes et de déformations définies macroscopiquement, a également été remise en question pour le comportement post-pic des matériaux fragiles (Paterson, 1978; Yamaguchi et Chen, 1990; Santarelli, 1990). La

réponse à cette question tient probablement dans la dimension du volume élémentaire représentatif ("Representative Volume Element"; RVE) comparée à la dimension des défauts (e.g., Krajcinovic, 1989).

En terminant, il est bon de revenir sur les raisons qui ont poussé les auteurs à ne considérer que les roches dites de comportement de classe I pour la réaction post-pic des éprouvettes, soit celles dont la courbe charge-déplacement montre un gradient (ou pente) négatif en phase post-pic. Bien que des comportements de classe II (avec un gradient positif en phase post-pic) aient été observés lors d'essais de compression uniaxiale sur des roches dures, même avec des presses très rigides (Wawersik et Fairhurst, 1970; Costin, 1985; He et al., 1990; Inada et al., 1992), ce type de comportement est encore mal compris (Okubo et al., 1990). En fait, on a déjà établi depuis longtemps que ce comportement de classe II n'était probablement pas une caractéristique fondamentale du matériau (Hudson et al., 1972). De récentes études ont en outre montré qu'un contrôle adéquat des facteurs d'influence précités, notamment des dimensions et de la géométrie de l'éprouvette (Labuz et Biolzi, 1991) et des variables de contrôle (Zhou et al., 1988; Hakami, 1988), peuvent aider à supprimer de tels gradients positifs dans la région post-pic de la courbe.

Néanmoins, il devrait être reconnu, pour les mêmes conditions de chargement, qu'une roche qui démontre un comportement de classe I présente en phase post-pic une augmentation des déformations inélastiques supérieure à la diminution des déformations élastiques. Dans le cas contraire, la roche présentera un comportement de classe II (e.g.,

He et al., 1990) - voir la figure 10. Il est intéressant de noter, selon les résultats d'essais présentés par Wawersik et Fairhurst (1970) sur différents types de roches, que les valeurs du BIM pour les roches de classe I sont usuellement supérieures à celles que celui des roches de classe II; le BIM moyen pour les roches de classe I est d'environ 1.26 alors qu'il est de 1.15 pour les roches de classe II (voir l'annexe C). Cependant, aucun seuil ne peut être établi avec ces résultats pour différencier les deux classes, puisque que trop peu de résultats sont présentés. La même tendance a également pu être observée avec les résultats présentés par Hakami (1988), bien que les valeurs moyennes du BIM soient inférieures pour les deux classes; différents systèmes de chargement pourraient expliquer ces différences.

5. CONCLUSION

Dans ce rapport, les auteurs ont présenté l'indice de fragilité modifié (BIM) qui est une variation de l'indice W_{et} développé par des chercheurs polonais. Le BIM est basé sur l'utilisation de la courbe contrainte-déformation de roches lors d'un essai de compression uniaxiale jusqu'à la rupture. Utilisant un grand nombre de résultats d'essais sur différents types de roches, une corrélation intéressante est établie entre la valeur du BIM et celle du rapport entre le module pré-pic et le module post-pic de roches ignées. Cette corrélation pourrait être utilisée, de façon préliminaire, pour établir la rigidité relative du roc amené à la rupture et du massif environnant une excavation souterraine, comme cela est requis lorsque l'on veut déterminer le potentiel de coups de terrain suivant une méthodologie telle que celle proposée par Gill et al. (1993). Le BIM est aussi utilisé pour établir diverses classes de risque de rupture violente selon le comportement *in situ* observé des massifs rocheux autour d'excavations souterraines soumises à un état de contraintes élevées. Une discussion sur l'utilisation du BIM termine ce rapport.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier M. Keita et J. Sgaoula pour leur aide dans l'analyse des résultats d'essais tirés de la littérature. Une partie de cette étude a été financée par des subventions de l'IRSST et du CRSNG (OGP0089749 et OGP0003412).

RÉFÉRENCES

- Ashby, M.F., Sammis, C.G. (1990). The damage mechanics of brittle solids in compression. *Pageoph* Vol. 133, no 3, pp. 489-521.
- Aubertin, M., Gill, D.E. (1988). Une méthodologie d'évaluation du potentiel de coups de terrain dans les mines d'Abitibi. *Proc. Colloque sur le Contrôle de Terrain (AMMQ)*, Val d'Or, 30 p.
- Béturnay, M., Shimotani, T. (1983). Triaxial properties of Indiana limestone. *CANMET, Mining Research Laboratories, Division Report ERP/MRL 83-99 (TR)*.
- Bieniawski, Z.T. (1967). Mechanism of brittle fracture of rock, Part I, II and III. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 4, pp. 395-430.

- Bieniawski, Z.T. (1970). Time-dependent behaviour of fractured rock. *Rock Mech.*, vol. 2, no 3, pp.123-137, Springer Verlag.
- Bieniawski, Z.T., Denkhaus, H.G., Vogler, V.W. (1968). Failure of fractured rock. *Rock Mechanics*, pp. 323-341.
- Blake, W. (1972). Rockburst mechanics. *Quarterly of the Colorado School of Mines*, Vol. 67, no 1, pp. 1-64.
- Brady, G.H.G. (1990). Keynote lecture: Rock stress, structure and mine design. *Rockbursts and Seismicity in Mines*. Fairhurst C. (ed.) Balkema, pp. 311-321.
- Brady, B.H.G., Brown, E.T. (1981). Energy changes and Stability in Underground Mining: Design Application of Boundary Elements Methods. *Trans. Int. Min. Metall.*, Vol. 90, pp. A61-A68.
- Brady, B.H.G., Brown, E.T. (1985). Rock mechanics for underground mines. George Allen and Anwin, London.
- Brown, E.T., Gonano, L.P. (1974). Improved compression test technique for soft rock. *ASCE J. Geotech. Engng Div.*, Vol. 100, pp. 196-199.
- Cook, N.G.W. (1965). A note on rockbursts considered as a problem of stability. *J. S. Afr. Inst. Min. Metall.*, pp. 437-446.
- Cook, N.G.W. (1978). An industry guide to the amelioration of hazards of rockbursts and rockfalls. Chamber of Mines of South Africa.
- Costin, L.S. (1985). Damage mechanics in the post-failure regime. *Mechanics of Materials*, vol. 9. pp. 149-160.

- Cox, S.J.D., Meredith, P.G. (1993). Microcrack formation and material softening in rock measured by monitoring acoustic emissions. *Int. J. Rock Mech., Min. Sci. and Geomech. Abstr.*, Vol. 30, no 1, pp. 11-24.
- Crouch, S.L., Fairhurst, C. (1974). Mechanics of coal mine bumbs. *Trans. Am. Inst. Engrs.*, Vol. 256, no 4, pp. 317-323.
- Dayre, M. (1987). Incidence de la fissuration sur la déformabilité et la rupture. *Manuel de Rhéologie des Géomatériaux*, Presses ENPC, pp. 51-64.
- Excavation Institute of the Academy of Coal research, Beijing Mining Bureau and Beijing Men Tou Gou coal mines (1985). Prevention of coalbursts in the coal layer of the Men Tou Gou coal mine.
- Fadeev, A.B., Kuzevanov, V.V. (1986). Determination of the strength properties of rock mass by the results of laboratory tests. *Proc. Int. Symp. on Engng.in Complex Rock Formation*, Beijing, Science Press, pp. 291-299.
- Farmer, I.W. (1985). Coal mine structures. Chapman and Hall. London.
- Gates, D.J. (1988). Microscopic model for stress-strain relations in rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol 25, pp. 393-410.
- Gill, D.E., Aubertin, M. (1988). Évaluation du potentiel de coups de terrain dans les mines d'Abitibi. *Rapport de recherche de l'URSTM présenté à l'Institut de Recherche en Santé et Sécurité du Travail (IRSST)*.

- Gill, D.E., Aubertin, M., Simon, R. (1993). A practical engineering approach to the evaluation of rockburst potential. Proc. 3rd Int. Symp. on Rockbursts and seismicity in Mines, P. Young (ed.) Balkema, pp. 63-68.
- Glavind, M., Stang, H. (1991). Evaluation of the complete compressive stress-stain curve for high strength concrete. Fracture Processes in Concrete, Rock and Ceramics, Van Mier et al. (eds.), RILEM, E. and F.N. Pub., pp. 749-759.
- Gorski B. (1988). Strength determinations of Eldrich Mine rocks. CANMET, Mining Research Laboratories, Division Report MRL 88-34 (INT).
- Gorski B., Conlon, B. (1993). Strength determinations of Dickenson Mine rocks. CANMET, Mining Research Laboratories, Divisional Report MRL 93-009 (TR).
- Hakami, H. (1988). Post-failure behaviour of brittle rock. Doctoral Thesis, Luleå University of Technology, Sweden.
- Hawkes, I., Mellor, M. (1970). Uniaxial testing in rock mechanics laboratories. Engineering Geology, Vol. 4, pp. 177-285.
- He, C., Okubo, S., Nishimatsu, Y. (1990). A study of the class II behaviour of rock. Rock Mechanics and Rock Engineering. Vol. 23, pp. 261-273.
- Heard, H.C. (1985). Experimental determination of mechanical properties. Preferred Orientation in Deformed Metals and Rocks, Academic Press, pp. 485-506.

- Heusermann, S., Lux, K.-H., Rokahr, R. (1983). Entwicklung mathematisch-mechanischer modelle zur beschreibung des stoffverhaltens von salzgestein in abhängigkeit von der zeit und der temperatur auf der grundlage von laborversuchen mit begleitenden kontinuumsmechanischen berechnungen nach der methode der finiten elemente. Bundesministerium für Forschung und Technologie, BMFT-FB-T 83-218.
- Hobbs, B.E., Mulhaus, H.B., Ord. A. (1990). Instability, softening and localization of deformation. In: Deformation Mechanisms, Rheology and Tectonics, Knipe, R.J. and Rutter E.H. (eds.), Geological Society of London, Special Pub. 59, pp. 143-166.
- Holmes, R.D., Reeson, J.A. (1990). Excess shear stress (ESS) - A case study. Proc. 2nd Int. Symp. on Rockbursts and Seismicity in Mines, Minneapolis, Fairhurst (ed.), Balkema, pp. 331-336.
- Homand, F., Piguet, J.P., Revalor, R., Josien, J.P. (1990). Dynamic phenomena in mines and characteristics of rocks. Proc. 2nd Int. Symp. Rockbursts and Seismicity in Mines, Minneapolis, Fairhurst (ed.), Balkema, pp. 139-142.
- Horii, H., Nemat-Nasser, S. (1986). Brittle failure in compression: Splitting, faulting and brittle-ductile transition. Phil. Trans. R. Soc. Lond., A 319, pp. 337-374.
- Hou, F., Song, Y. (1991). The relations between rockburst and the stresses around the stope in the Tian-Shen-Qiao tunnels. Computer Methods and Advances in Geomechanics. Beer, Booker and Carter (eds.) Balkema, pp. 1333-1338.

- Hudson, J.A., Crouch, S.L., Fairhurst, C. (1972). Soft, stiff and servo-controlled testing machines: a review with reference to rock failure. *Engineering Geology*, Vol. 6, pp. 155-189.
- Hueckel, T. (1987). Hysteresis evolution and failure in cyclic loading of dilatant rocks. *Constitutive Laws for Engng. Materials: Theory and Applications*, Desai, C.S. et al. (ed.), Elseview Science Pub., pp. 565-572.
- Inada, Y., Okawa, T., Mashimo, H., Kokudo, Y. (1992). Failure characteristics of rocks under compression at high and low temperatures, *Eurock'92*, Thomas Telford, London, pp. 63-68.
- Kemeny, J.M. (1991). A model for non-linear rock deformation under compression due to sub-critical crack growth. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abst.*, Vol. 28, pp. 459-468.
- Kidybinski, A. (1981). Bursting liability indices in coal. *Int. J. rock Mech. Min. Sci. Geomech Abstr.*, Vol. 18, pp. 295-304.
- Krajcinovic, D. (1989). Damage mechanics. *Mechanics of Materials*, Vol. 8, pp. 117-197.
- Labuz, J.F., Biolzi, L. (1991). Class I vs class II stability: A demonstration of size effect. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech, Abstr.*, Vol. 28, no 2/3, pp. 199-205.

- Lama, R.D., Gonano, L.P. (1976). Size effect considerations in the assessment of mechanical properties of rock mass. Proc. 2nd Symp. Rock Mech., in Handbook on Mechanical Properties of Rocks - Vol. II: Testing Techniques and Results, Lama, R.D. et Vutukuri, V.S. (eds.), Trans Tech Publications, pp. 62-79.
- Lau, J.S.O., Gorski, B. (1991a). The post-failure behaviour of the lac du bonnet grey granite. CANMET, Mining Research Laboratories, Divisional Report MRL 91-079 (TR).
- Lau, J.S.O., Gorski, B. (1991b). The post-failure behaviour of the lac du bonnet granodiorite. CANMET, Mining Research Laboratories, Divisional Report MRL 91-098 (TR).
- Lau, J.S.O., Gorski, B. (1991c). The post-failure behaviour of the lac du bonnet pink granite. CANMET, Mining Research Laboratories, Divisional Report MRL 91-103 (TR).
- Li, C., Norlund, E. (1993). Deformation of brittle rocks under compression - with particular reference to microcracks. Mechanics of Materials. Vol. 15, pp. 223-239.
- Lu, J., Wang, B., Wang, C., Zhang, J., Wang, Z. (1993). Applications of numerical methods in rockburst prediction and control. Rockburst and Seismicity in Mines, Young, R.P. (ed.), Balkema, pp. 361-366.
- Mah, G.P., Pakalnis, R., Grant, D., Vongpaisal, S., Yu, Y.S. (1993). Applied 3D modelling in burst prone ground. Preprint First Canadian Symposium on Numerical Modelling Applications in Mining and Geomechanics, Montreal, 12 p.

- Martin, C.D., Read, R.S. (1992). Strength of massive granite around underground excavations. Proc. 16th Canadian Rock Mechanics Symposium, Sudbury, pp. 1-11.
- Mei, J., Lu, J. (1987). The phenomena, prediction and control of rockburst in some Chinese underground engineering. Preprints, 2nd Int. Symp. on Field Measurements in Geomechanics, Kobe, Japan, pp. 1065-1079.
- Neyman, B.Z., Szecowska, Z., Zuberek, W. (1972). Effective methods for fighting rockbursts in Polish collieries. Proc. 5th Int. Strata Control Conf., London, pp. 23.1-23.9.
- Nicholson, G.A., Bieniawski, Z.T. (1990). A nonlinear deformation modulus based on rock mass classification. Int. J. Min. Geol. Engng., Vol. 8, no 3, pp. 181-202.
- Ofoegbu, G.I., Curran, J.H. (1991). Yielding and damage of intact rock. Can. Geotech. J., Vol. 28, pp. 503-516.
- Okubo, S., Nishimatsu, Y., He, C. (1990). Loading rate dependence of class II rock behaviour in uniaxial and triaxial compression tests - An application of a proposed new control method. Technical Note, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr. Vol. 27, no 6, pp. 559-562.
- Paterson, M.S. (1978). Experimental rock deformation - The brittle field. Springer-Verlag.
- Pells, P.J.N. (1993). Uniaxial strength testing. In: Comprehensive Rock Engineering, Principles, Practice and Projects. Vol. 3 - Rock Testing and Site Characterization. J.A. Hudson (ed.) Pergamon Press, pp. 67-85.

- Peng, S., Podnieks, E.R. (1972). Relaxation and the behaviour of failed rocks. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 9, pp. 699-712.
- Pininska, J., Lukaszewski, P. (1991). The relationships between post-failure state and compression strength of sudetic fractured rocks. *Bulletin of the Int. Ass. Engng Geology*, no 43, pp. 81-86.
- Pinto da Cunha A. (ed.) (1990). Scale effects in rock masses. A.A. Balkema, Rotterdam.
- Royea, M.J. (1967). A study of energy storage and dissipation characteristics of Sullivan mine and other rocks. M.Eng.Thesis, Dept. Mining Engng and Applied Geophysics, McGill University.
- Rummel, F., Crohn C. (1982). Variation of ultrasonic velocity in granite and serpentine during dilatant fracture under general triaxial compression. *High Pressure Researches in Geoscience*, Schreier (ed.), pp. 103-111.
- Rutter, E.H. (1993). The mechanics of natural rock deformation. In: *Comprehensive Rock Engineering, Principles, Practice and Projects - Volume 1 - Fundamentals*, Pergamon Press, pp. 63-92.
- Ryder, J.A. (1987). Excess shear stress (ESS): An engineering criterion for assessing unstable slip and associated rockburst hazards. *Proc. 6th Int. Cong. Rock Mech.*, ISRM, Montréal, Vol. 2, pp. 1211-1215.
- Salomon, M.D.G. (1974). Rock mechanics of underground excavations. *Advances in Rock Mechanics*, Proc. 3rd Cong. Int. Soc. rock. Mech., Vol. 1-B, pp. 951-1099.

- Salamon, M.D.G. (1983). The role of pillars in mining. *Rock Mechanics in Mining Practice*, Budavari S. (ed.) S.A.I.M.M. Monograph Series no 5, pp. 173-201.
- Santarelli, F.J. (1990). Étude expérimentale de la bifurcation dans les roches. *Rev. Franç. Geotech.* no 50, pp. 61-70.
- Shah, S.P. (1984). Strain softening stress-strain relations for concrete. In: *Mechanics of Engineering Materials*. Desai, C.S. and Gallagher, R.H. (eds.), John Wiley and Sons Ltd, pp. 579-590.
- Sheorey, P.R., Singh, B. (1990). Studies on bump proneness of Dishergarh seam at Barmondia Colliery. In: *Rockbursts - Global Experience*. Ghose A.K. and Sheshagiri Rao (eds.) Balkema, pp. 131-143.
- Simon, R. (1992). Validation d'une méthodologie d'évaluation du potentiel de coups de terrain dans les mines. Thèse de M.A.Sc. École Polytechnique, Montréal.
- Singh, M.M. (1981). Strength of rock. In: *Physical Properties of Rocks and Minerals*, Touloukian et al. (eds.), pp. 83-121.
- Singh, S.P. (1986). Assessment of the rockburst proneness in hard rock mines. Proc. 5th Conf. *Ground Control in Mining*, pp. 242-248.
- Singh, S.P. (1988). The significance of the knowledge of the burst proneness of rocks in underground mine planning. *Mine Planning and Equipment Selection*, Singhal (ed.) Balkema, pp. 191-198.
- Singh, S.P. (1989). Classification of mine workings according to their rockburst proneness. *Mining Science and Technology*, Vol. 8, pp. 253-262.

- Torrenti, J.M., Benaija, E.H., Boulay, C. (1993). Influence of boundary conditions on strain softening in concrete compression test. *J. Engng Mech., ASCE*, Vol. 119, no 12, pp. 2369-2385
- Vinches, M. (1992). Influence de la vitesse de chargement et de la compacité des bétons sur leur comportement en compression simple dans les domaines pré et post rupture. *Structure et comportement mécanique des géomatériaux: Colloque René Houpert*, Nancy, pp. 471-476.
- Vonk, R.A., Rutten, H.S., Van Mier, J.G.M., Fijneman, H.J. (1989). Influence of boundary conditions on softening of concrete loaded in compression. *Fracture of Concrete and Rock*, Shah et al. (eds.), Elsevier Applied Sciences Pub., pp. 711-720.
- Vonk, R.A., Rutten, H.S., Van Mier, J.G.M., Fijneman, H.J. (1991). Micromechanical simulation of concrete softening, fracture processes in concrete. *Rock and Ceramics*, Van Mier et al. (eds). RILEM, E and F.N. Pub., pp. 129-138.
- Wagner, H. (1989). Underground openings in overstressed rock. *Proc. 6th Cong. Rock Mech.*, Montréal, 1987, Balkema, Vol. 3, pp. 1443-1456.
- Wawersik, W.R., Brace, W.F. (1971). Post-failure behaviour of a granite and diabase. *Rock Mech.*, Vol. 3, pp. 61-65.
- Wawersik, W.R., Fairhurst, C. (1970). A study of brittle rock fracture in laboratory compression experiments. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 7, pp. 561-575.

- Wawersik, W.R., Rudnicki, J.W., Olsson, W.A., Holcomb, D.J., Chau, K.T. (1990). Localization of deformation in brittle rock: theoretical and laboratory investigations. Proc. Int. Conf. on Micromechanics of Failure of Quasi-Brittle Materials, pp. 115-124.
- Whyatt, J., Board, M.P. (1990). A strain-softening model for representing shear fracture in continuous rock masses. Rockbursts and Seismicity in Mines, Fairhurst C. (ed.), Balkema, pp. 61-64.
- Yamaguchi, E. Chen, W.F. (1990). Post-failure behavior of concrete materials in compression. Engng Fracture Mech., Vol. 37, no 5, pp. 1011-1023.
- Zhou, S., Wu, Y., Lin Z. (1988). Post-failure behavior of rocks under uniaxial compression. Proc. Int. Symp. on Engineering in Complex Rock Formations (Beijing, 1986), Pergamon Press, pp. 253-261.

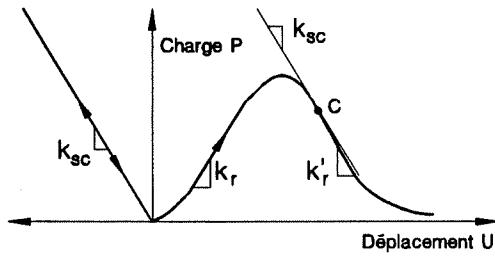


Figure 1 - Relation schématique charge-déplacement d'un spécimen de roche lors d'un essai de compression uniaxiale (d'après Salamon, 1974)

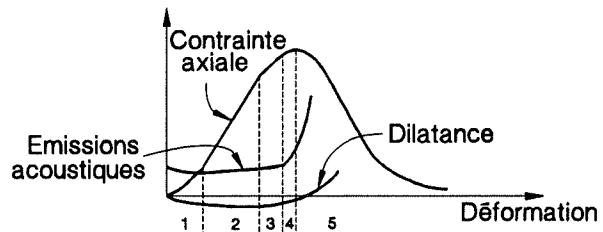


Figure 2 - Courbe contrainte-déformation schématique de roches fragiles peu poreuses (d'après Bieniawski, 1967, et Paterson, 1978).

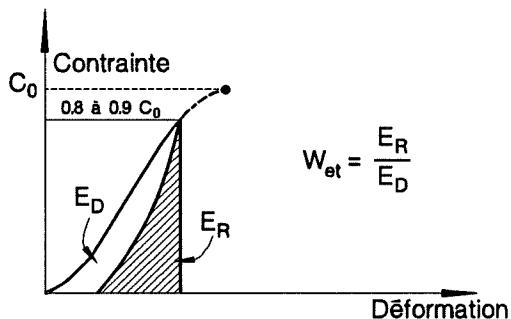


Figure 3 - Détermination de l'indice W_{et} à partir d'une courbe contrainte-déformation en compression uniaxiale (d'après Kidybinski, 1981).

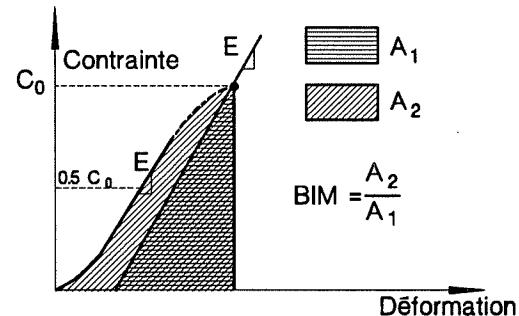


Figure 4 - Détermination du BIM à partir du résultat d'un essai de compression uniaxiale (d'après Aubertin et Gill, 1988).

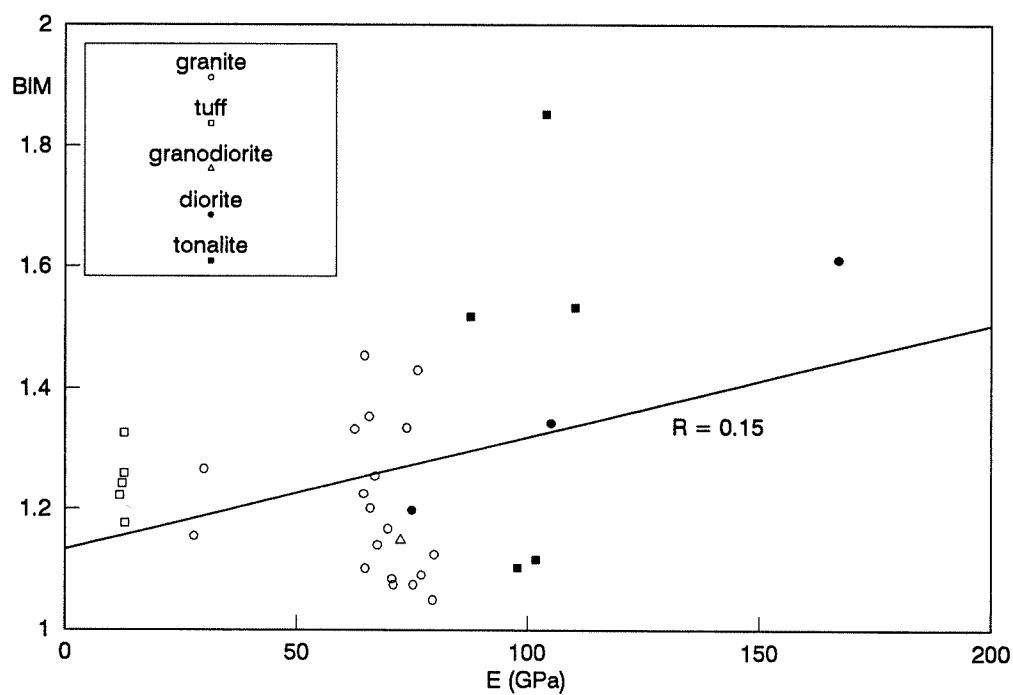


Figure 5. Relation entre le BIM et le module de déformation pré-pic E pour des roches ignées.

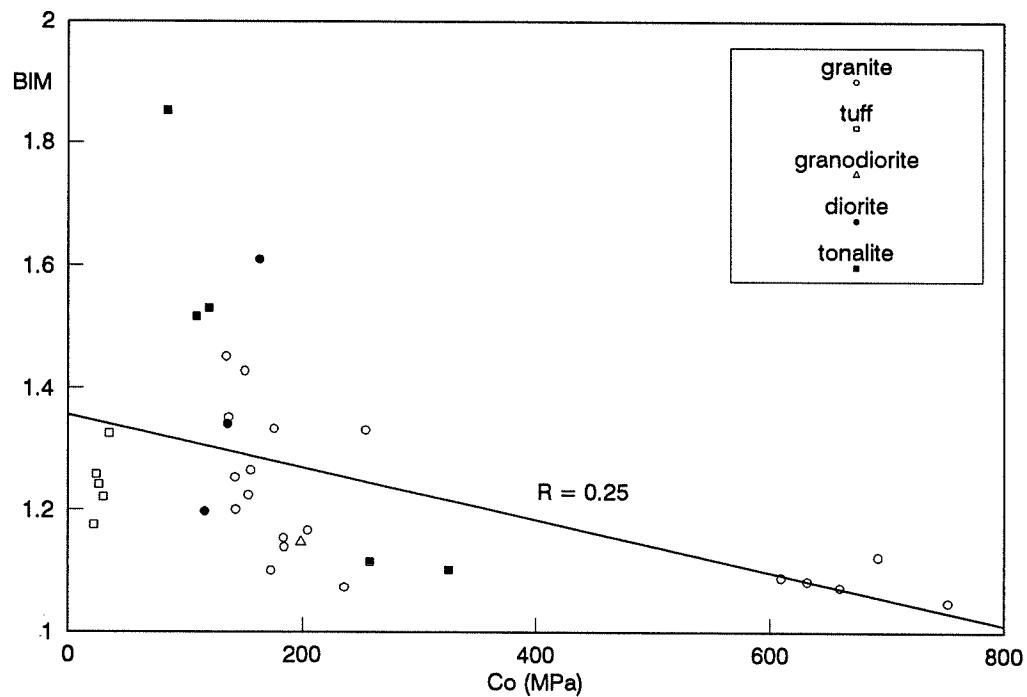


Figure 6. Relation entre le BIM et la résistance en compression uniaxiale C_0 pour des roches ignées.

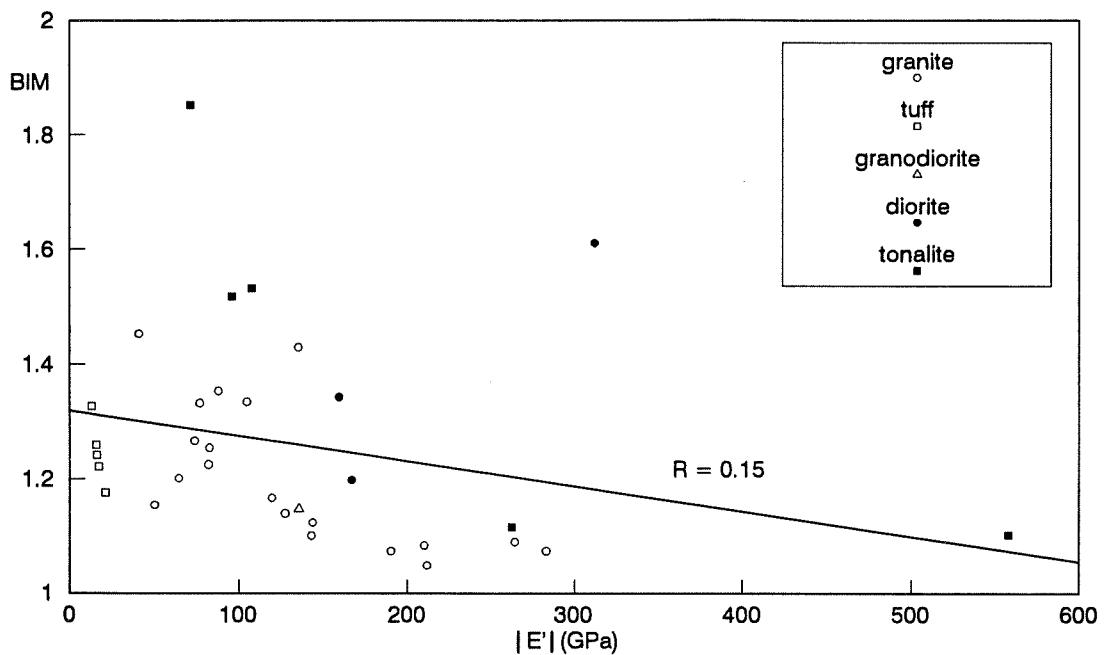


Figure 7 - Relation entre le BIM et le module de déformation post-pic $|E'|$ pour des roches ignées.

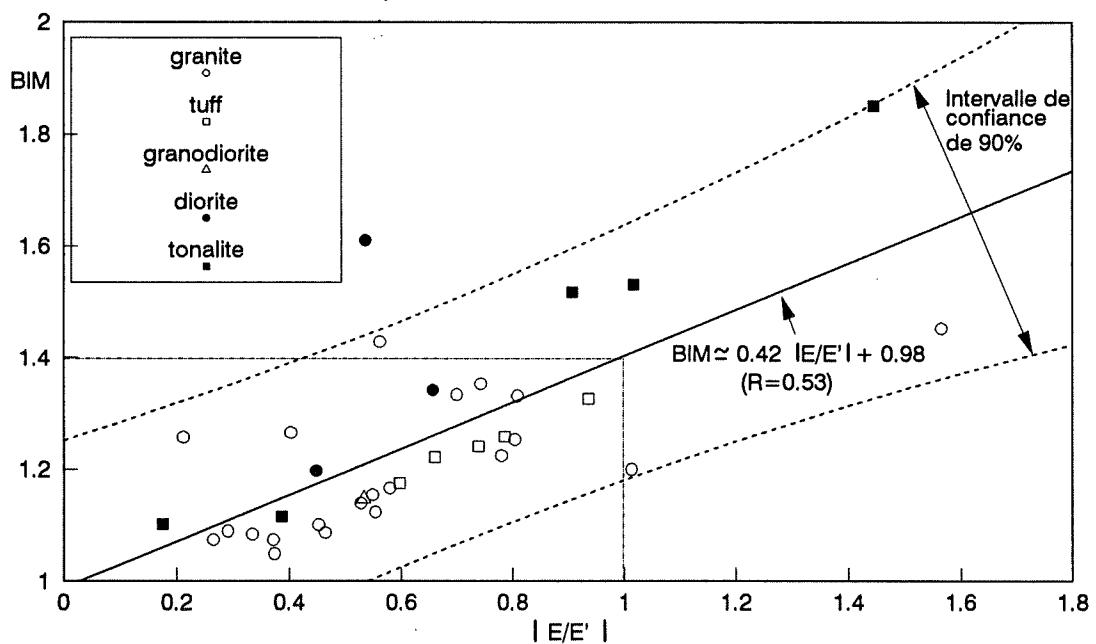


Figure 8 - Corrélation linéaire empirique entre le BIM et le rapport $|E/E'|$ pour des roches ignées.

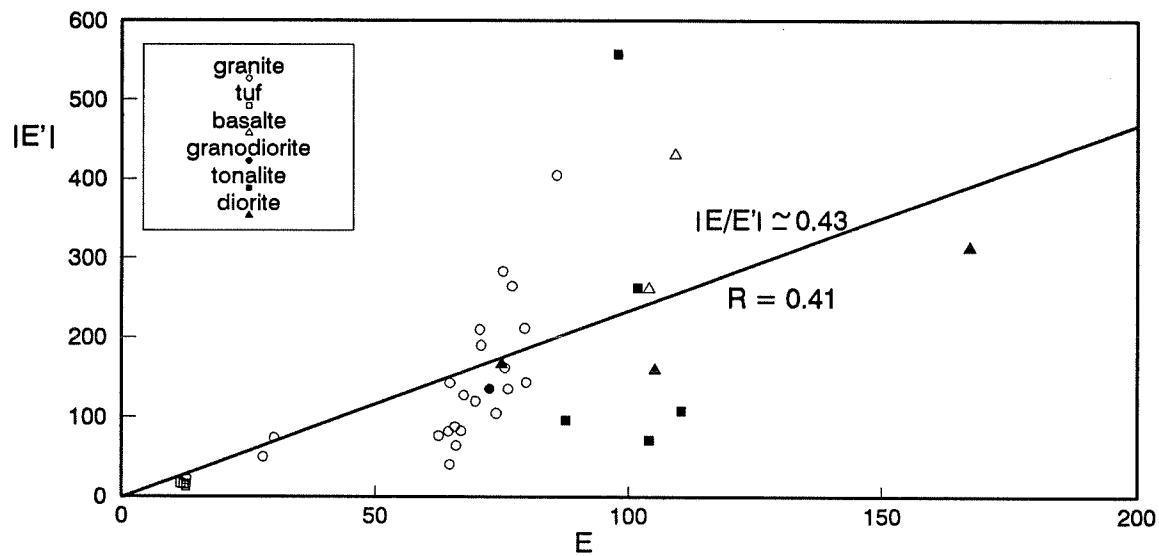


Figure 9 - Courbe expérimentale montrant la tendance générale de $|E'|$ à augmenter avec E

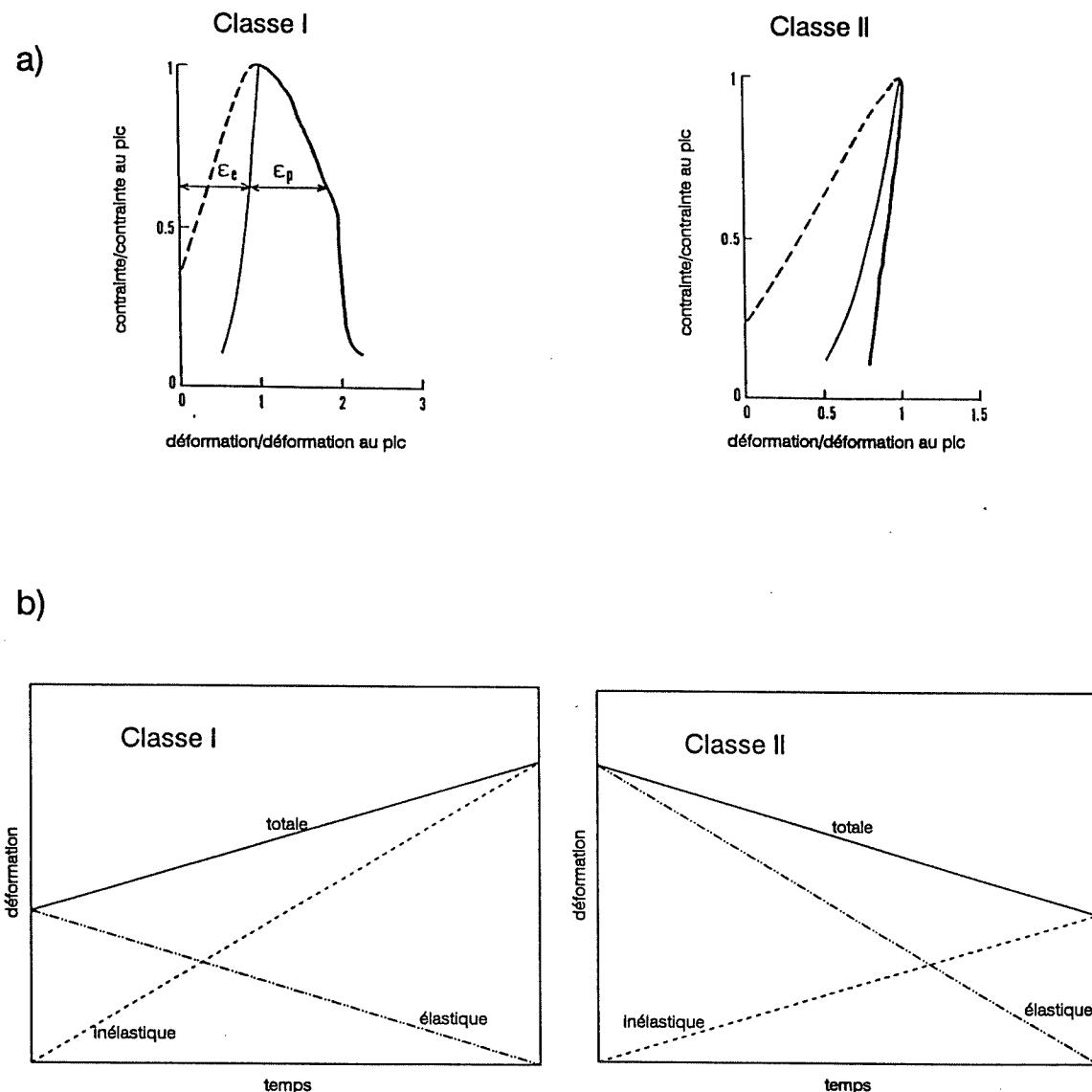


Figure 10. a) Courbes contrainte-déformation montrant la déformation élastique et inélastique en phase post-pic pour les deux classes de comportement post-pic. La ligne pointillée représente la courbe pré-pic et la ligne continue, la courbe post-pic. La ligne mince représente la relation contrainte-déformation élastique dans la phase post-pic (d'après He et al., 1990). b) Taux de déformation élastique, inélastique et totale pour les deux classes.

ANNEXE A

RÉSULTATS D'ESSAIS DE COMPRESSION UNIAXIALE UTILISÉS POUR LES FIGURES 5 À 9.

Les courbes contrainte-déformation obtenues lors d'essais de compression uniaxiale, et qui ont été utilisées pour établir les différentes relations entre le BIM et certaines propriétés mécaniques de roches ignées, sont présentées dans cet annexe. Les diverses propriétés mécaniques ont été obtenues après avoir digitalisé les courbes contrainte-déformation complètes de différents types de roches. Celles-ci ont été tirées de la littérature. Le tableau A1 montre les résultats obtenus, où C_o est la résistance en compression uniaxiale, E , le module de déformation pré-pic mesuré à 50% de la résistance ultime, $|E'|$, la valeur absolue du module de déformation post-pic donnée par la pente maximale de la courbe-enveloppe, $|E/E'|$, la valeur absolue du rapport des modules, et BIM, la valeur mesurée de l'indice de fragilité modifié. Les figures A1 à A16 montrent les courbes qui ont été utilisées.

Tableau A1. Propriétés mécaniques des roches ignées compilées à partir des figures A1 à A16 et utilisées pour établir les relations présentées dans le texte.

Type de roche	C_o (MPa)	E (GPa)	$ E' $ (GPa)	$ E/E' $	BIM	Figure	Référence
Granite	156	29.9	74.3	0.40	1.27	A1	Fadeev & Kuzevanov, 1986
Tuf	35	12.6	13.5	0.94	1.33	A2a	Peng & Podnieks, 1972
Tuf	30	11.6	17.6	0.66	1.22	A2b	Peng & Podnieks, 1972
Tuf	26	12.2	16.5	0.74	1.24	A3a	Peng & Podnieks, 1972
Tuf	24	12.6	16.0	0.79	1.26	A3b	Peng & Podnieks, 1972
Tuf	22	12.7	21.3	0.60	1.18	A3c	Peng & Podnieks, 1972
Granite	610	77.0	265	0.29	1.09	A4a	Hakami, 1988
Granite	681	65.0	210	0.31	1.11	A4b	Hakami, 1988
Granite	632	70.7	211	0.34	1.08	A4c	Hakami, 1988
Granite	184	27.8	50.7	0.55	1.16	A5	Rummel & Crohn, 1982
Granite	236	75.2	283	0.27	1.07	A6	Wawersik & Fairhurst, 1970
Granite	184	67.5	128	0.53	1.14	A7	Lau & Gorski, 1991c
Granite	176	73.9	105	0.70	1.33	A8a	Lau & Gorski, 1991c
Granite	173	64.8	143	0.45	1.10	A8b	Lau & Gorski, 1991c
Granite	204	69.8	120	0.58	1.17	A8c	Lau & Gorski, 1991c
Granite	154	64.4	82.7	0.78	1.23	A9a	Lau & Gorski, 1991a
Granite	151	76.2	136	0.56	1.43	A9b	Lau & Gorski, 1991a
Granite	135	64.7	41.3	1.57	1.46	A9c	Lau & Gorski, 1991a
Granite	137	65.7	88.4	0.74	1.35	A10a	Lau & Gorski, 1991a
Granite	142	66.9	83.2	0.80	1.25	A10b	Lau & Gorski, 1991a
Granite	143	65.9	65.0	1.01	1.20	A10c	Lau & Gorski, 1991a
Granodiorite	199	72.5	136	0.53	1.15	A11	Lau & Gorski, 1991b
Granite	254	62.5	77.3	0.81	1.33	A12	Wawersik & Brace, 1971
Tonalite	109	87.6	96.5	0.91	1.52	A13	Gorski, 1988
Diorite	136	105	160	0.66	1.34	A14a	Gorski, 1988
Diorite	116	74.9	167	0.45	1.20	A14b	Gorski, 1988
Diorite	163	167	313	0.54	1.61	A14c	Gorski, 1988
Tonalite	257	102	263	0.39	1.12	A15a	Gorski, 1988
Tonalite	84.1	104	72.0	1.45	1.85	A15b	Gorski, 1988
Tonalite	326	98.0	558	0.18	1.10	A15c	Gorski, 1988
Tonalite	120	110	108	1.02	1.53	A16	Gorski, 1988

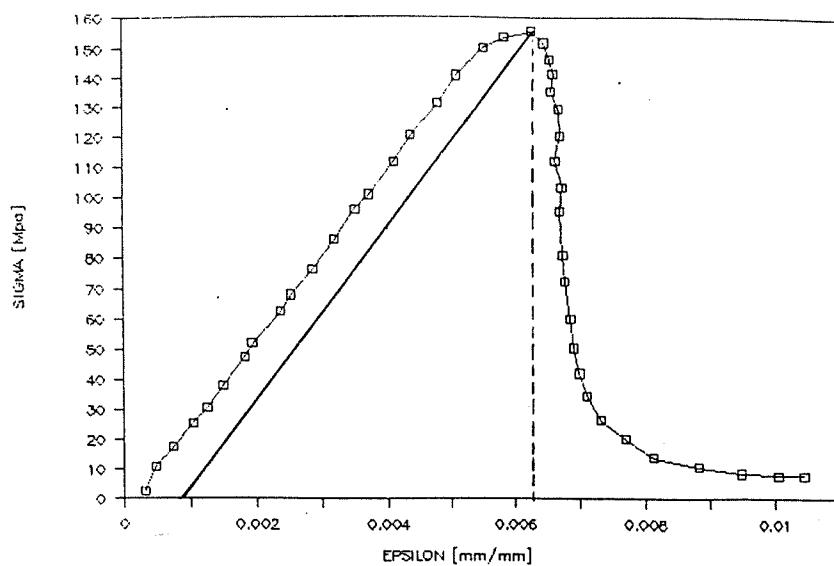


Figure A1. Courbe contrainte-déformation complète (d'après Fadeev & Kuzevanov, 1986).

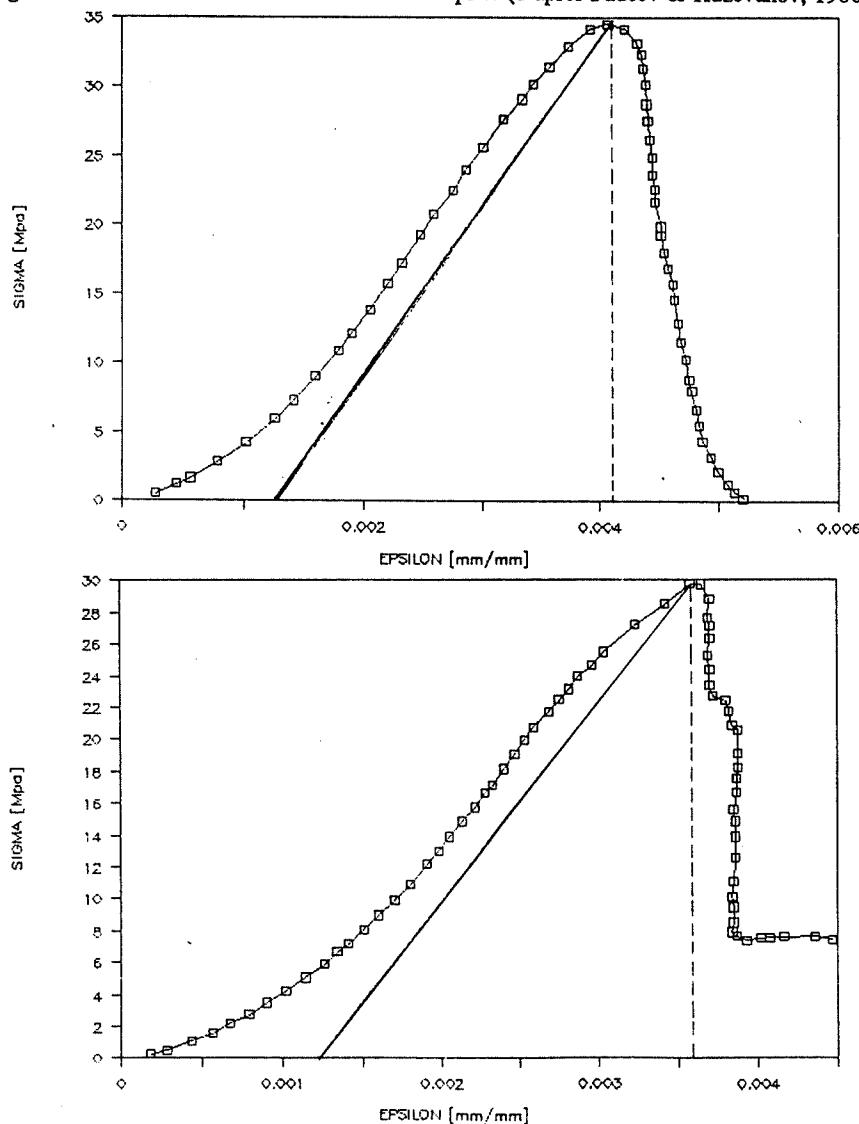


Figure A2. Courbes contrainte-déformation complètes (d'après Peng & Podnieks, 1972).

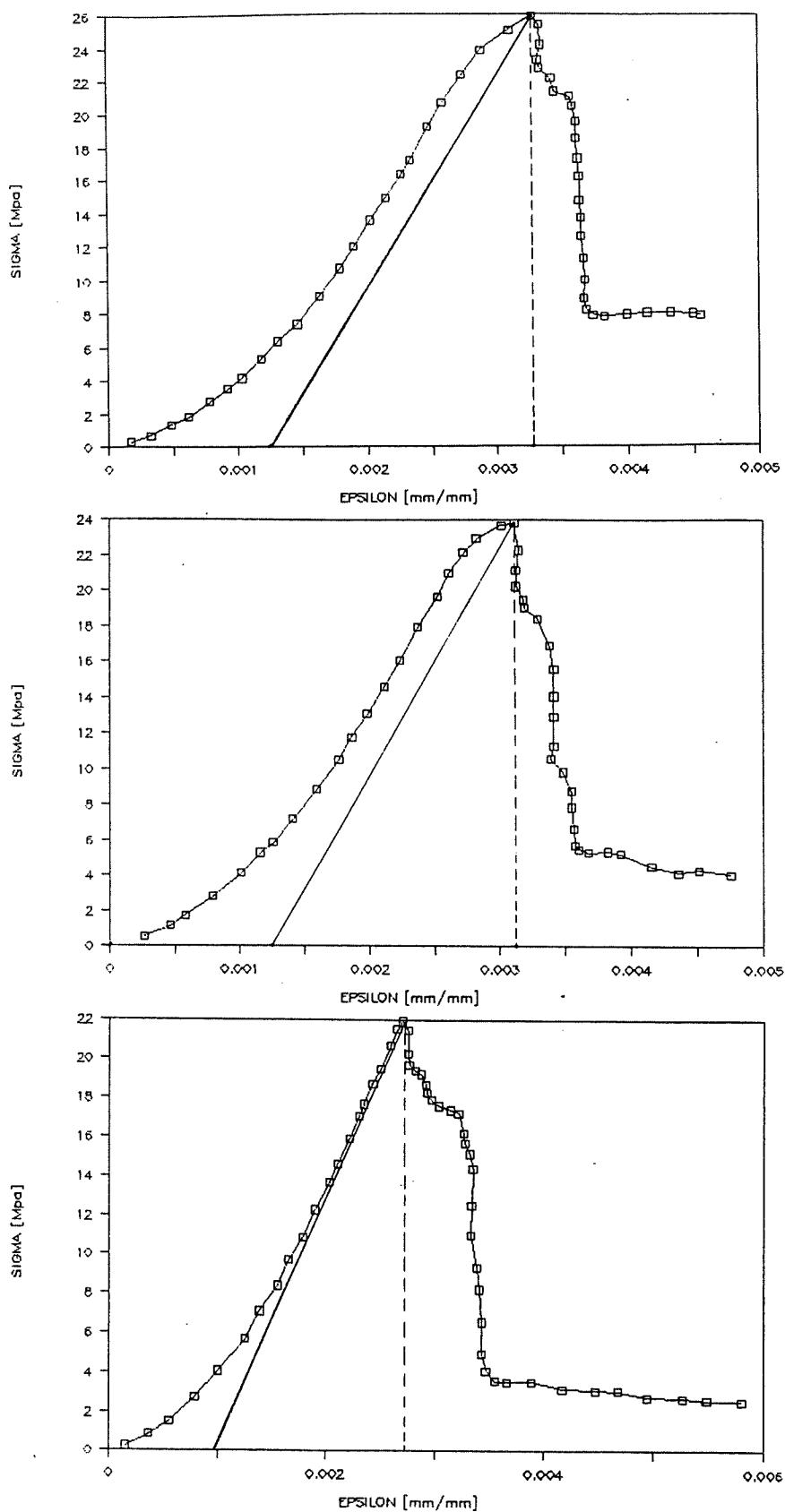


Figure A3. Courbes contrainte-déformation complètes (d'après Peng & Podnieks, 1972).

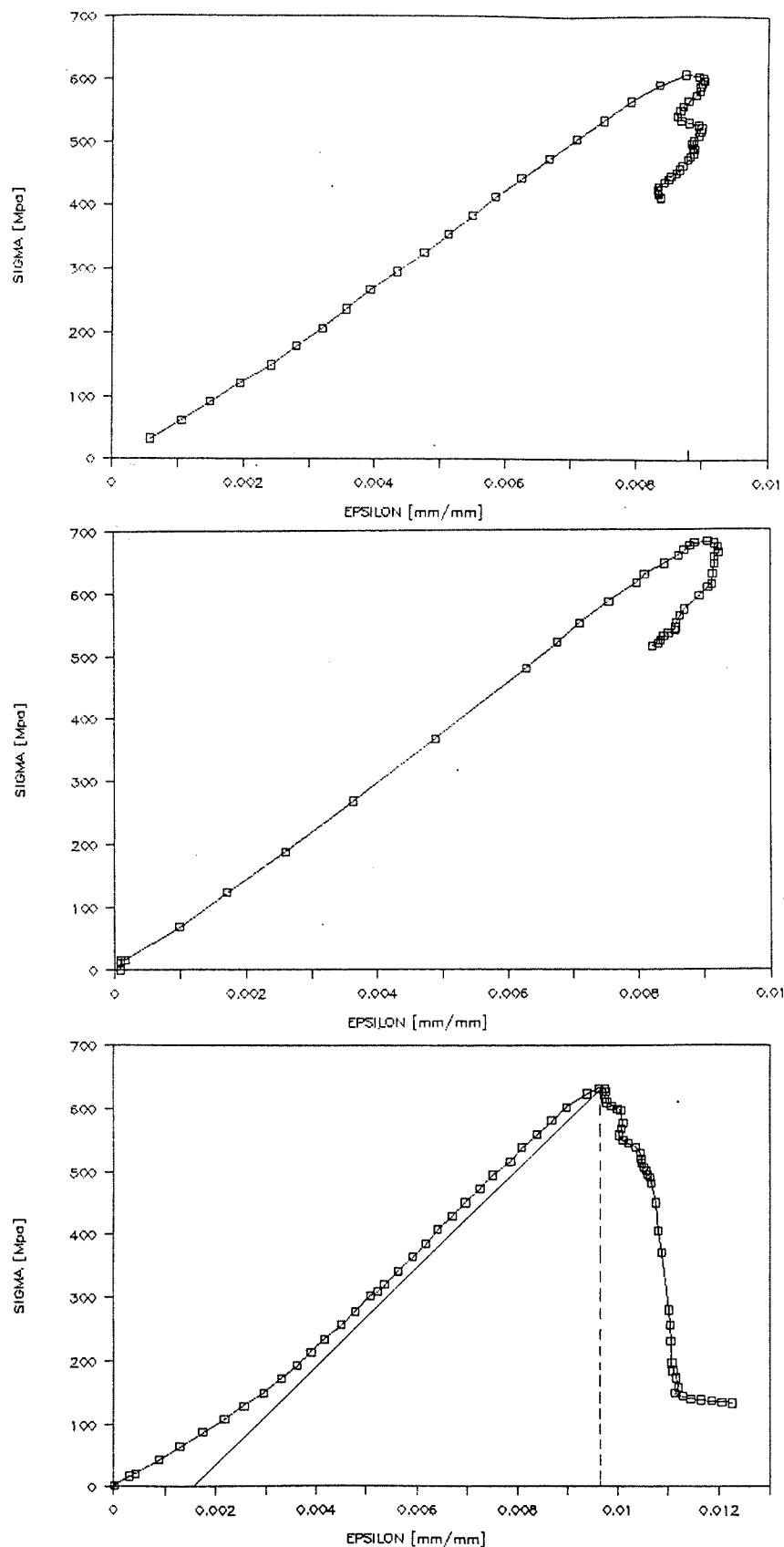


Figure A4. Courbes contrainte-déformation complètes (d'après Hakami, 1988).

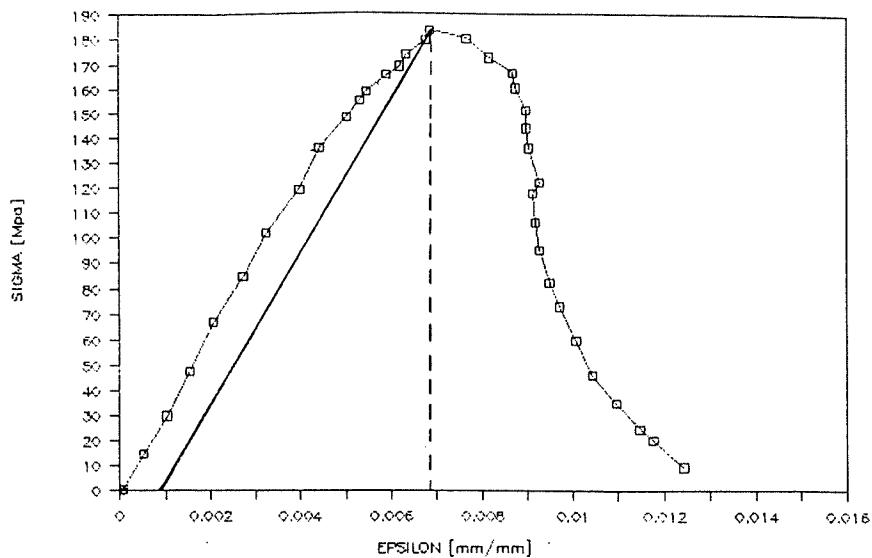


Figure A5. Courbe contrainte-déformation complète (d'après Rummel & Crohn, 1982).

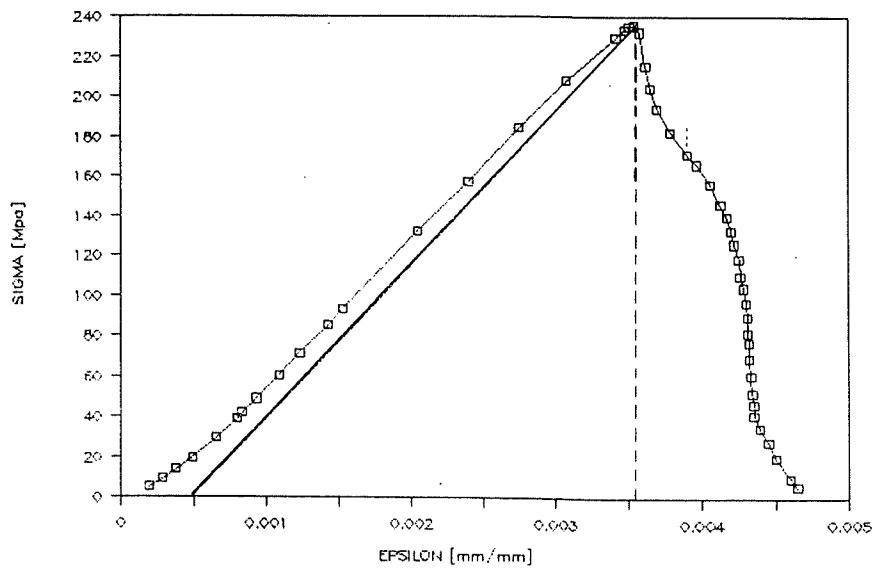


Figure A6. Courbe contrainte-déformation complète (d'après Wawersik & Fairhurst, 1970).

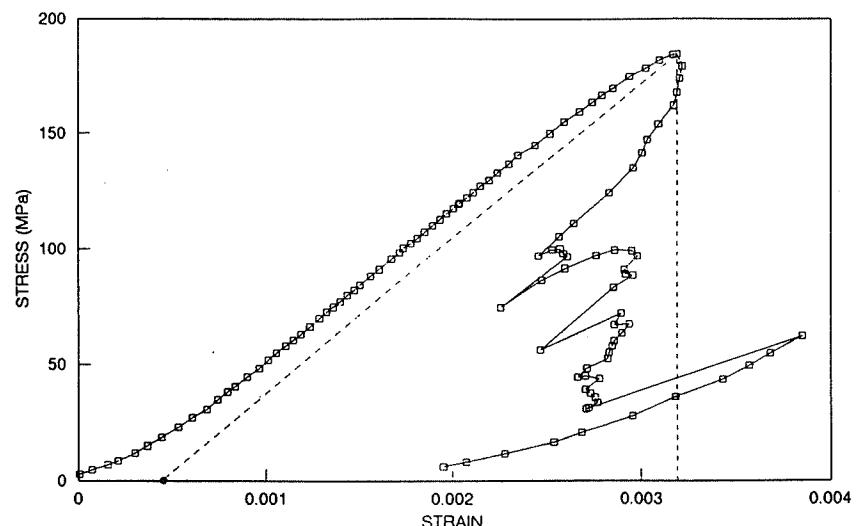


Figure A7. Courbe contrainte-déformation complète (d'après Lau & Gorski, 1991c).

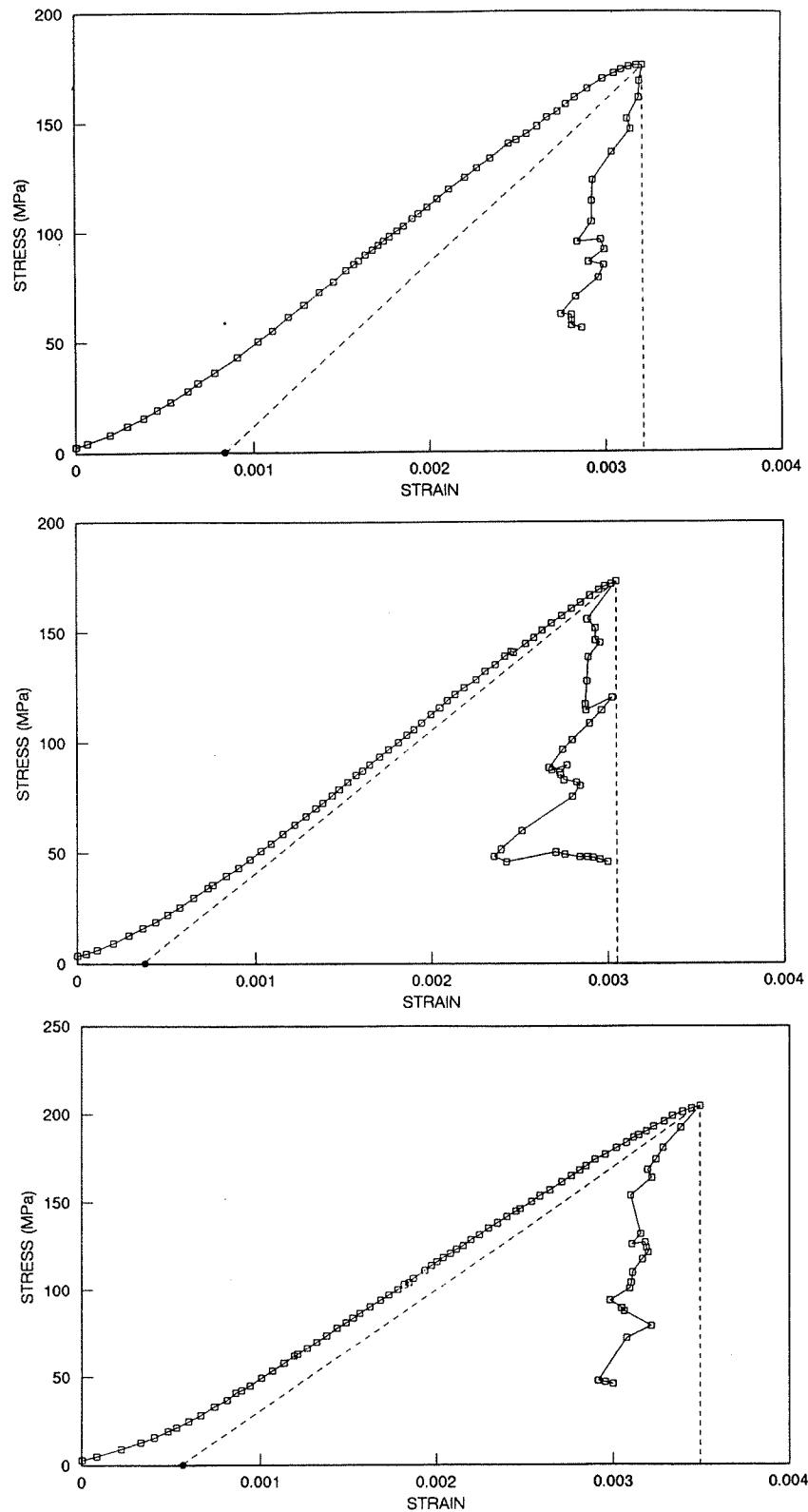


Figure A8. Courbes contrainte-déformation complètes (d'après Lau & Gorski, 1991c).

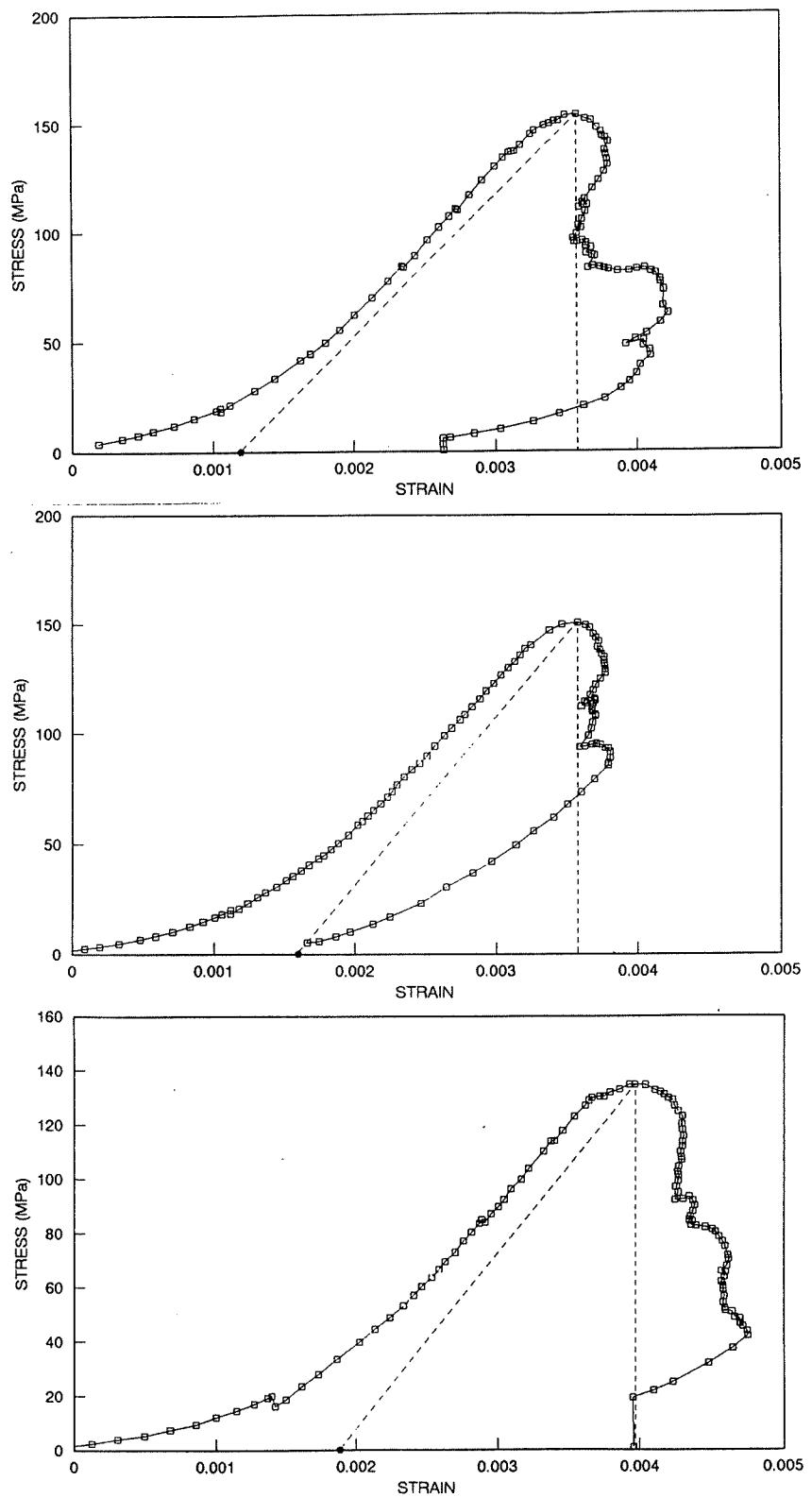


Figure A9. Courbes contrainte-déformation complètes (d'après Lau & Gorski, 1991a).

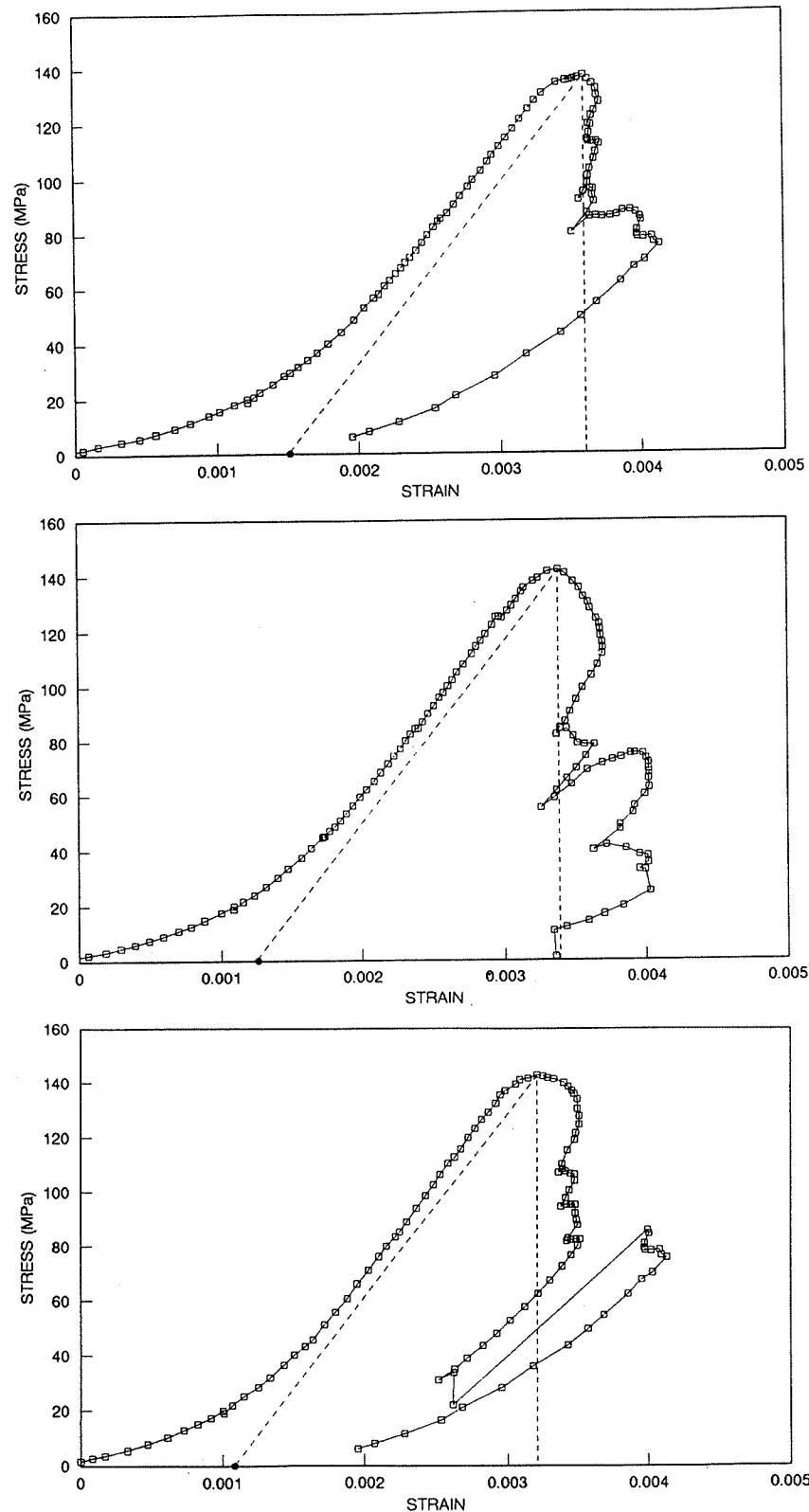


Figure A10. Courbes contrainte-déformation complètes (d'après Lau & Gorski, 1991a).

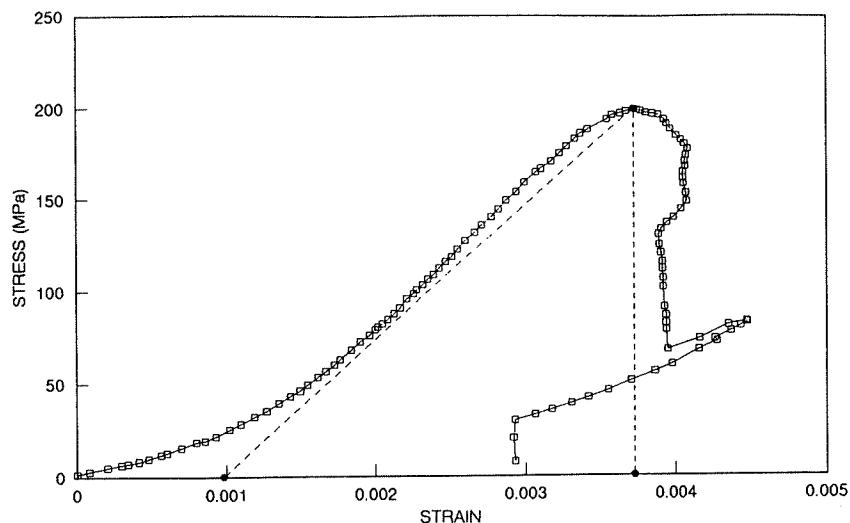


Figure A11. Courbe contrainte-déformation complète (d'après Lau & Gorski, 1991b).

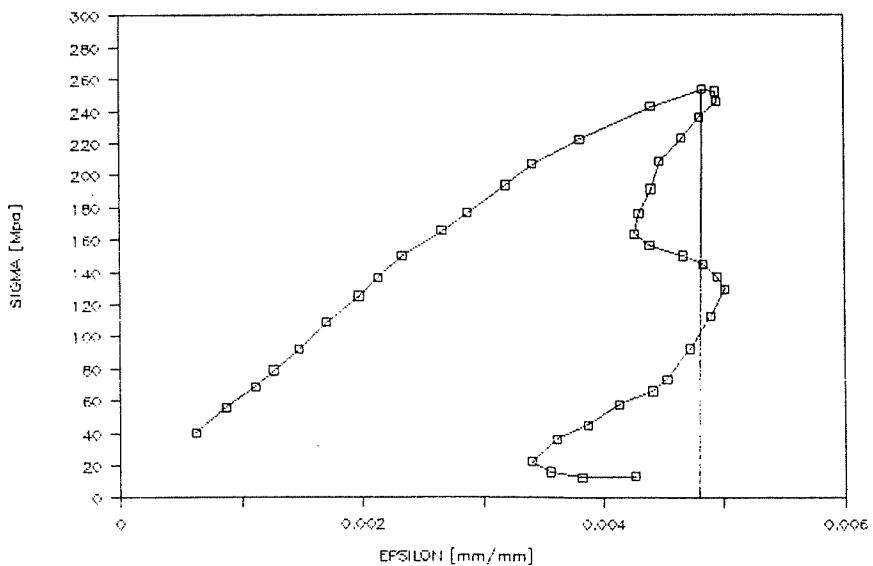


Figure A12. Courbe contrainte-déformation complète (d'après Wawersik & Brace, 1971).

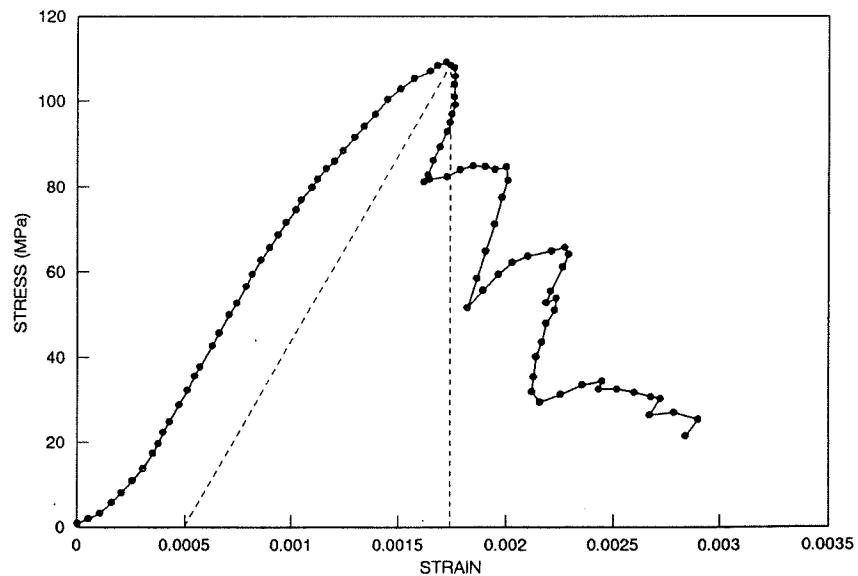


Figure A13. Courbe contrainte-déformation complète (d'après Gorski, 1988).

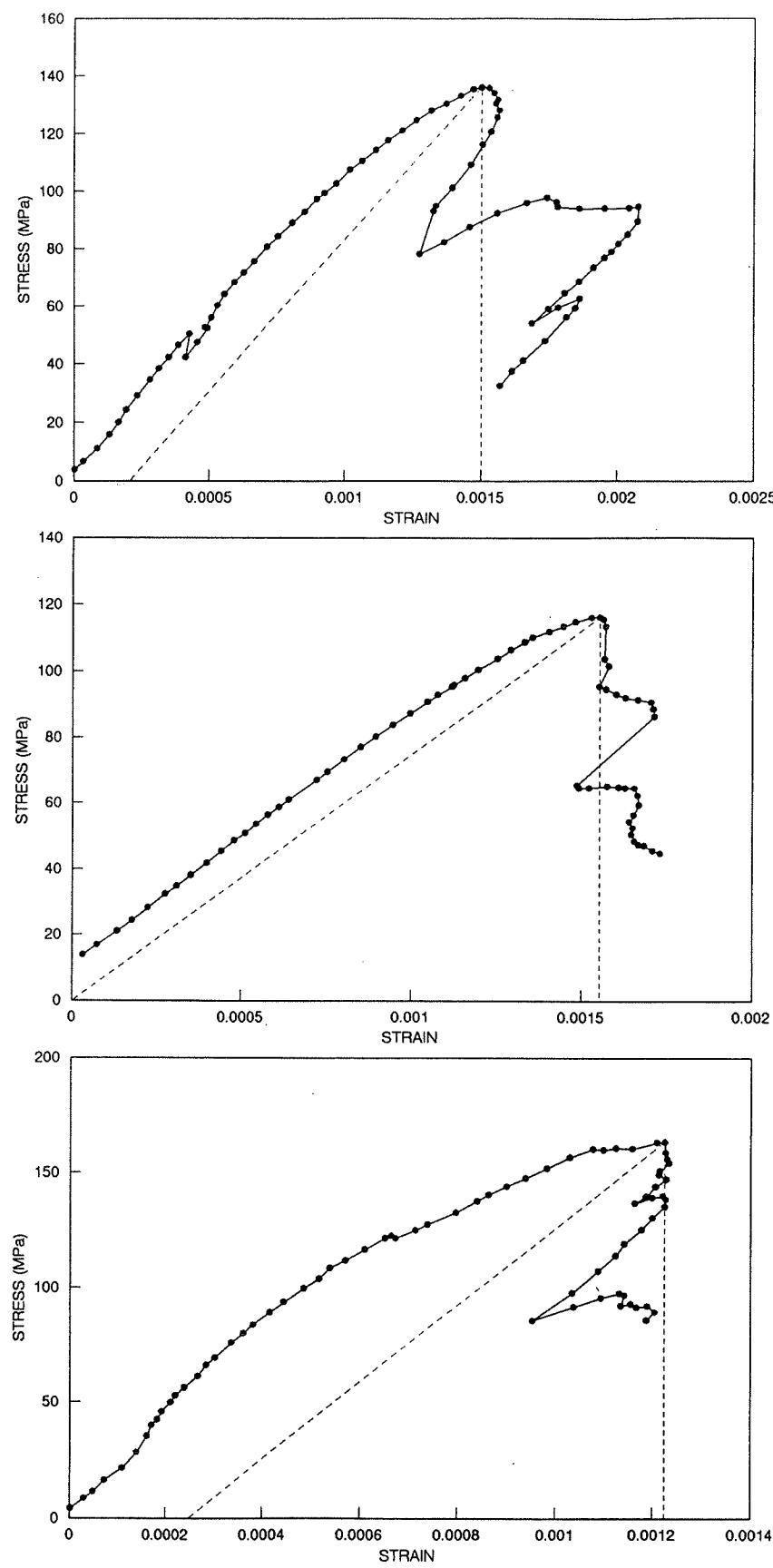


Figure A14. Courbes contrainte-déformation complètes (d'après Gorski, 1988).

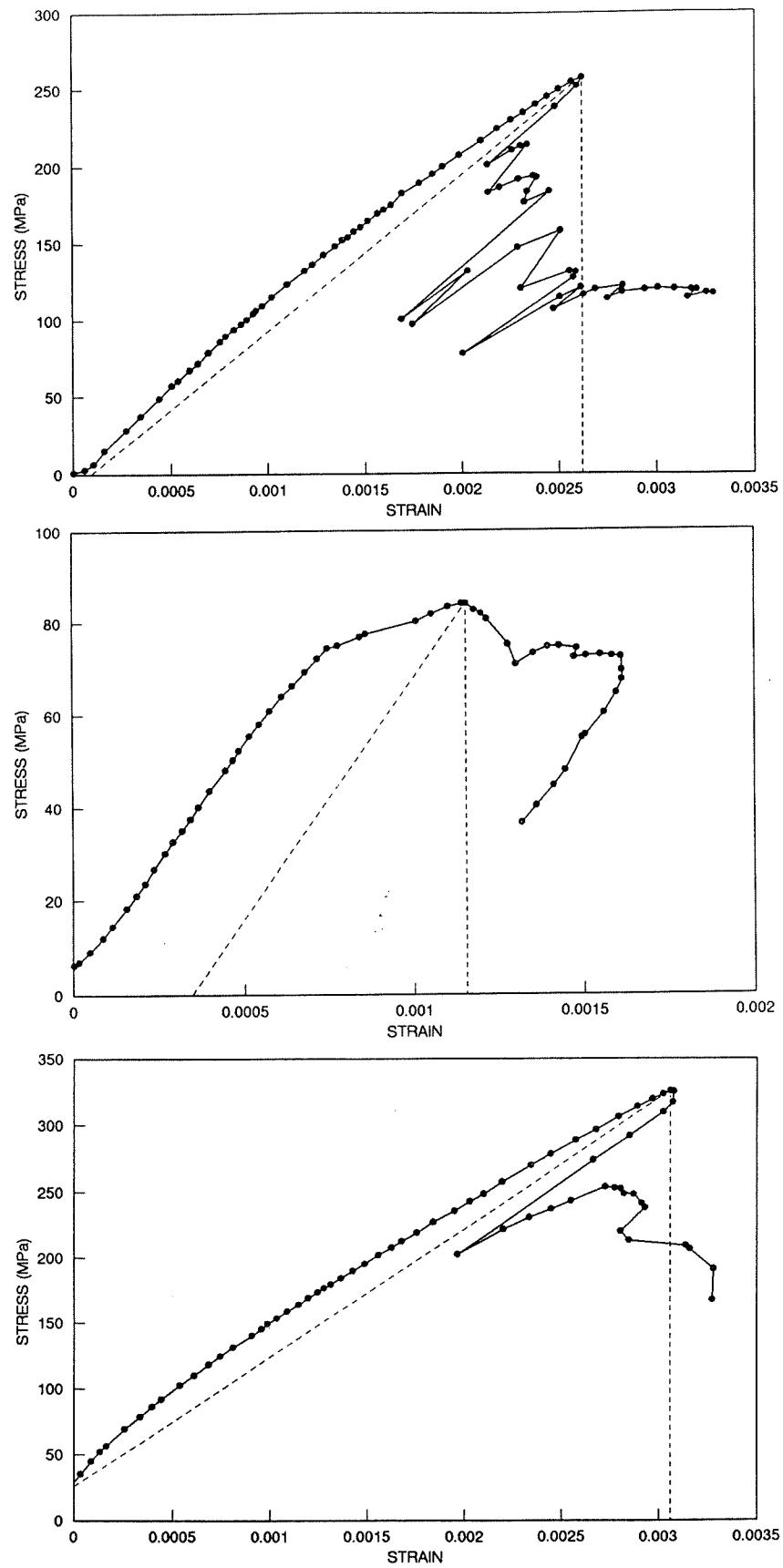


Figure A15. Courbes contrainte-déformation complètes (d'après Gorski, 1988).

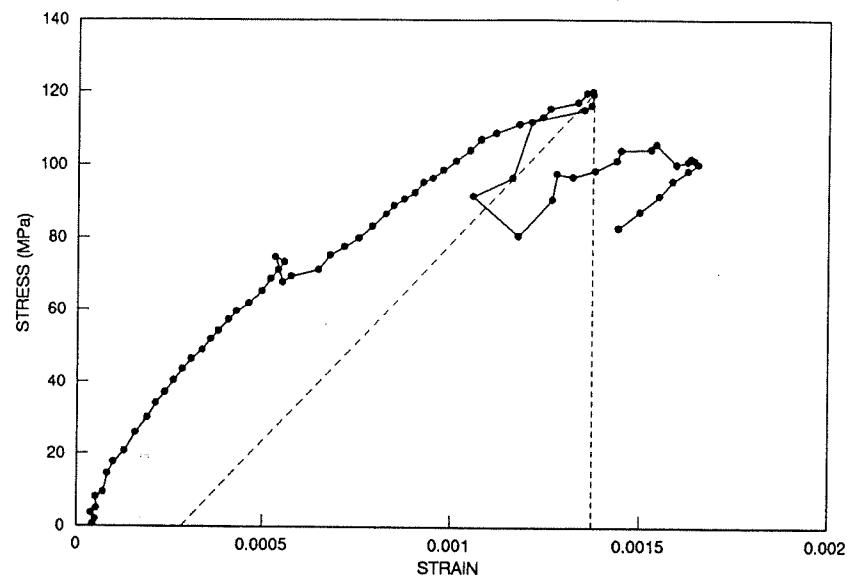


Figure A16. Courbe contrainte-déformation complète (d'après Gorski, 1988).

ANNEXE B

RÉSULTATS D'ESSAIS DE COMPRESSION UNIAXILE EFFECTUÉS SUR DES ROCHES SUJETTES AUX COUPS DE TERRAIN

Les courbes contrainte-déformation présentées dans cette annexe proviennent d'essais de compression uniaxiale sur des éprouvettes de roches venant de mines ayant déjà subies des coups de terrain. Les éprouvettes proviennent de mines du Québec (figures B1 à B2), d'autres provinces du Canada (figures B4 à B23), des États-Unis (figures B24 à B26), de la Chine (figure B3), de l'Inde (figure B27), et de l'Afrique du Sud (figures B28 à B33). Les propriétés mécaniques sont données au tableau B1, où C_o est la résistance en compression uniaxiale, E , le module de déformation pré-rupture mesuré à 50% de la charge ultime, L/D , le rapport longueur (L) sur diamètre (D) de l'éprouvette, et BIM, la valeur de l'indice de fragilité modifié. Les figures B1 à B33 montrent les courbes contrainte-déformation tirées de ces essais.

Tableau B1. Propriétés mécaniques des roches compilées à partir des figures B1 à B33.

Type de roche	C _o (MPa)	E (GPa)	L/D	BIM	Figure	Référence
Tuf	260	159	2	1.02	B1a	Simon, 1992
Tuf	137	110	2	1.11	B1b	Simon, 1992
Tuf	175	82.8	2	1.13	B1c	Simon, 1992
Tuf	289	75.8	2	1.18	B2a	Simon, 1992
Tuf	264	83.0	2	1.00	B2b	Simon, 1992
Charbon	28.3	7.24	--	1.14	B3	Excavation Institute, 1985
Andésite	208	68.1	2.2	1.16	B4a	Gorski & Conlon, 1993
Andésite	149	69.5	2.3	1.10	B4b	Gorski & Conlon, 1993
Andésite	280	78.1	2.3	1.01	B4c	Gorski & Conlon, 1993
Andésite	173	80.5	2.3	1.15	B5a	Gorski & Conlon, 1993
Andésite	138	75.1	2.4	1.15	B5b	Gorski & Conlon, 1993
Andésite	105	71.3	2.4	1.08	B5c	Gorski & Conlon, 1993
Porphyre	284	78.6	2.3	1.07	B6a	Gorski & Conlon, 1993
Porphyre	199	75.8	2.3	1.16	B6b	Gorski & Conlon, 1993
Ultramafique	176	75.9	2.4	1.06	B7a	Gorski & Conlon, 1993
Ultramafique	106	68.2	2.4	1.03	B7b	Gorski & Conlon, 1993
Porphyre	208	75.2	2.5	1.03	B8a	Royea, 1967
Porphyre	223	79.3	2.5	1.05	B8b	Royea, 1967
Porphyre	209	68.3	2.5	1.34	B8c	Royea, 1967
Porphyre	207	69.0	2.5	1.29	B8d	Royea, 1967
Porphyre	155	60.0	2.5	1.58	B9a	Royea, 1967
Porphyre	225	73.1	2.5	1.03	B9b	Royea, 1967
Porphyre	237	69.6	2.5	1.14	B9c	Royea, 1967
Porphyre	239	68.3	2.5	1.76	B9d	Royea, 1967
Porphyre	255	84.8	2.5	1.14	B10a	Royea, 1967
Porphyre	279	86.9	2.5	1.25	B10b	Royea, 1967
Porphyre	283	83.4	2.5	1.10	B10c	Royea, 1967
Porphyre	199	69.0	2.5	1.35	B10d	Royea, 1967
Porphyre	143	69.6	2.5	1.00	B11a	Royea, 1967
Porphyre	156	68.3	2.5	1.12	B11b	Royea, 1967
Porphyre	142	65.5	2.5	1.00	B11c	Royea, 1967
Porphyre	128	66.9	2.5	1.14	B11d	Royea, 1967
Porphyre	133	75.9	2.5	1.71	B12a	Royea, 1967

Tableau B1. (suite).

Type de roche	C_o (MPa)	E (GPa)	L/D	BIM	Figure	Référence
Porphyre	130	64.1	2.5	1.02	B12b	Royea, 1967
Porphyre	143	60.7	2.5	1.27	B12c	Royea, 1967
Porphyre	121	89.7	2.5	1.06	B12d	Royea, 1967
Andésite	101	62.7	2.5	1.00	B13a	Royea, 1967
Andésite	105	75.9	2.5	1.00	B13b	Royea, 1967
Andésite	93.8	72.4	2.5	1.34	B13c	Royea, 1967
Andésite	114.8	65.5	2.5	1.00	B13d	Royea, 1967
Andésite	117	62.7	2.5	1.11	B14a	Royea, 1967
Andésite	82.1	67.6	2.5	1.00	B14b	Royea, 1967
Andésite	119	77.2	2.5	1.42	B14c	Royea, 1967
Andésite	103	58.6	2.5	1.00	B14d	Royea, 1967
Syénite	134	58.6	2.5	1.05	B15a	Royea, 1967
Syénite	125	77.9	2.5	1.01	B15b	Royea, 1967
Syénite	88.3	73.8	2.5	1.00	B15c	Royea, 1967
Syénite	210	64.1	2.5	1.03	B15d	Royea, 1967
Syénite	225	73.1	2.5	1.27	B16a	Royea, 1967
Syénite	144	52.4	2.5	1.08	B16b	Royea, 1967
Syénite	249	62.1	2.5	1.18	B16c	Royea, 1967
Syénite	258	71.7	2.5	1.09	B16d	Royea, 1967
Syénite	252	69.0	2.5	1.16	B17a	Royea, 1967
Syénite	162	77.2	2.5	1.47	B17b	Royea, 1967
Porphyre	230	82.1	2.5	1.00	B18a	Royea, 1967
Porphyre	225	84.1	2.5	1.17	B18b	Royea, 1967
Porphyre	105	91.7	2.5	1.10	B19a	Royea, 1967
Porphyre	71.7	71.7	2.5	1.37	B19b	Royea, 1967
Porphyre	85.5	61.4	2.5	1.21	B19c	Royea, 1967
Porphyre	104	60.0	2.5	1.14	B19d	Royea, 1967
Porphyre	190	79.3	2.5	1.05	B20a	Royea, 1967
Porphyre	254	82.1	2.5	1.01	B20b	Royea, 1967
Calcaire	282	83.4	2.5	1.19	B21a	Royea, 1967
Calcaire	300	78.6	2.5	1.04	B21b	Royea, 1967
Calcaire	252	79.3	2.5	1.00	B22a	Royea, 1967

Tableau B1. (suite).

Type de roche	C_o (MPa)	E (GPa)	L/D	BIM	Figure	Référence
Calcaire	156	67.6	2.5	1.00	B22b	Royea, 1967
Calcaire	259	89.6	2.5	1.06	B22c	Royea, 1967
Calcaire	215	98.0	2.5	1.08	B22d	Royea, 1967
Calcaire	156	101	2.5	1.27	B23a	Royea, 1967
Calcaire	132	101	2.5	1.00	B23b	Royea, 1967
Calcaire	243	82.1	2.5	1.08	B23c	Royea, 1967
Quartzite	299	62.1	2.5	1.34	B24a	Royea, 1967
Quartzite	254	60.7	2.5	1.06	B24b	Royea, 1967
Quartzite	258	57.2	2.5	1.16	B24c	Royea, 1967
Quartzite	95.2	47.6	2.5	1.19	B24d	Royea, 1967
Quartzite	215	62.1	2.5	1.08	B25a	Royea, 1967
Quartzite	130	54.5	2.5	1.22	B25b	Royea, 1967
Quartzite	73.1	45.5	2.5	1.23	B25c	Royea, 1967
Quartzite	152	69.0	2.5	1.23	B25d	Royea, 1967
Quartzite	172	63.4	2.5	1.19	B26a	Royea, 1967
Quartzite	97.2	49.0	2.5	1.13	B26b	Royea, 1967
Quartzite	239	64.1	2.5	1.13	B26c	Royea, 1967
Quartzite	177	63.4	2.5	1.17	B26d	Royea, 1967
Schiste	291	92.4	2.5	1.35	B27a	Royea, 1967
Schiste	239	98.6	2.5	1.06	B27b	Royea, 1967
Schiste	310	83.4	2.5	1.09	B27c	Royea, 1967
Schiste	285	75.9	2.5	1.09	B27d	Royea, 1967
Quartzite	114	65.5	2.5	1.00	B28a	Royea, 1967
Quartzite	240	75.2	2.5	1.00	B28b	Royea, 1967
Quartzite	279	73.8	2.5	1.15	B28c	Royea, 1967
Quartzite	225	77.9	2.5	1.05	B28d	Royea, 1967
Quartzite	252	77.2	2.5	1.13	B29a	Royea, 1967
Quartzite	254	81.4	2.5	1.00	B29b	Royea, 1967
Quartzite	270	78.6	2.5	1.05	B29c	Royea, 1967
Quartzite	254	79.3	2.5	1.06	B29d	Royea, 1967
Quartzite	252	82.05	2.5	1.00	B30a	Royea, 1967
Quartzite	259	75.9	2.5	1.00	B30b	Royea, 1967

Tableau B1. (suite).

Type de roche	C_o (MPa)	E (GPa)	L/D	BIM	Figure	Référence
Quartzite	241	80.0	2.5	1.07	B30c	Royea, 1967
Quartzite	257	75.9	2.5	1.01	B30d	Royea, 1967
Quartzite	258	73.8	2.5	1.12	B31a	Royea, 1967
Quartzite	245	87.6	2.5	1.00	B31b	Royea, 1967
Quartzite	263	80.7	2.5	1.08	B31c	Royea, 1967
Quartzite	215	79.3	2.5	1.00	B31d	Royea, 1967
Quartzite	265	79.3	2.5	1.00	B32a	Royea, 1967
Quartzite	272	81.4	2.5	1.07	B32b	Royea, 1967
Quartzite	137	81.4	2.5	1.00	B32c	Royea, 1967
Quartzite	258	75.2	2.5	1.13	B32d	Royea, 1967
Quartzite	265	82.7	2.5	1.00	B33a	Royea, 1967
Quartzite	242	79.3	2.5	1.00	B33b	Royea, 1967

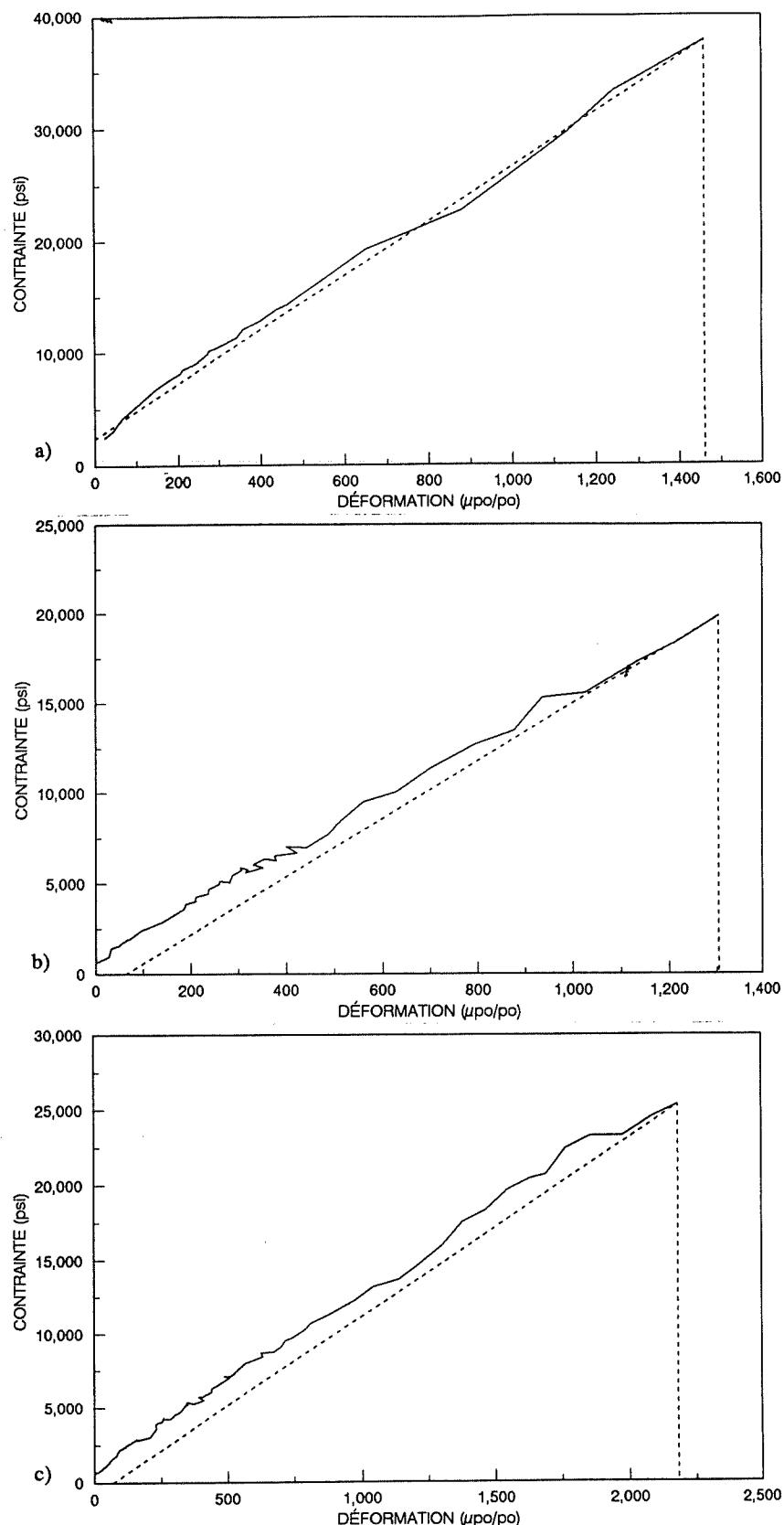


Figure B1. Courbes contrainte-déformation (d'après Simon, 1992).

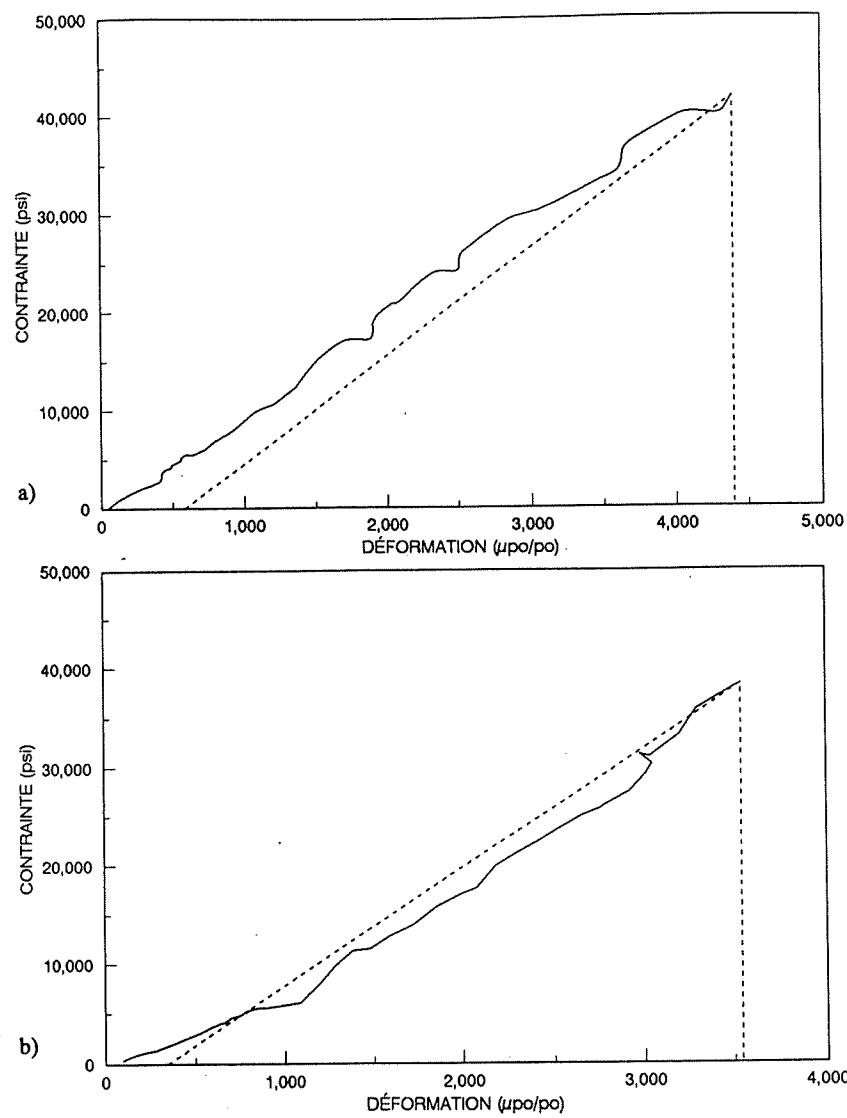


Figure B2. Courbes contrainte-déformation (d'après Simon, 1992).

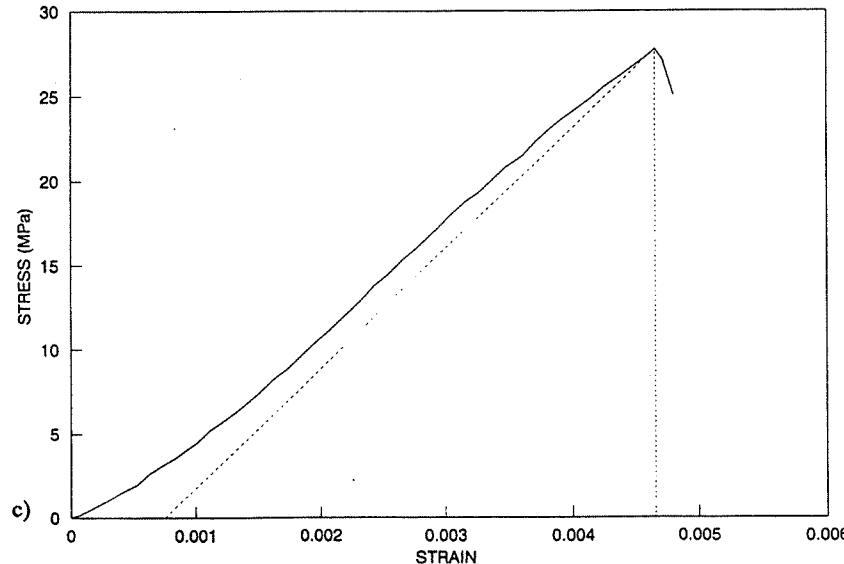


Figure B3. Courbe contrainte-déformation (d'après Excavation Institute, 1985).

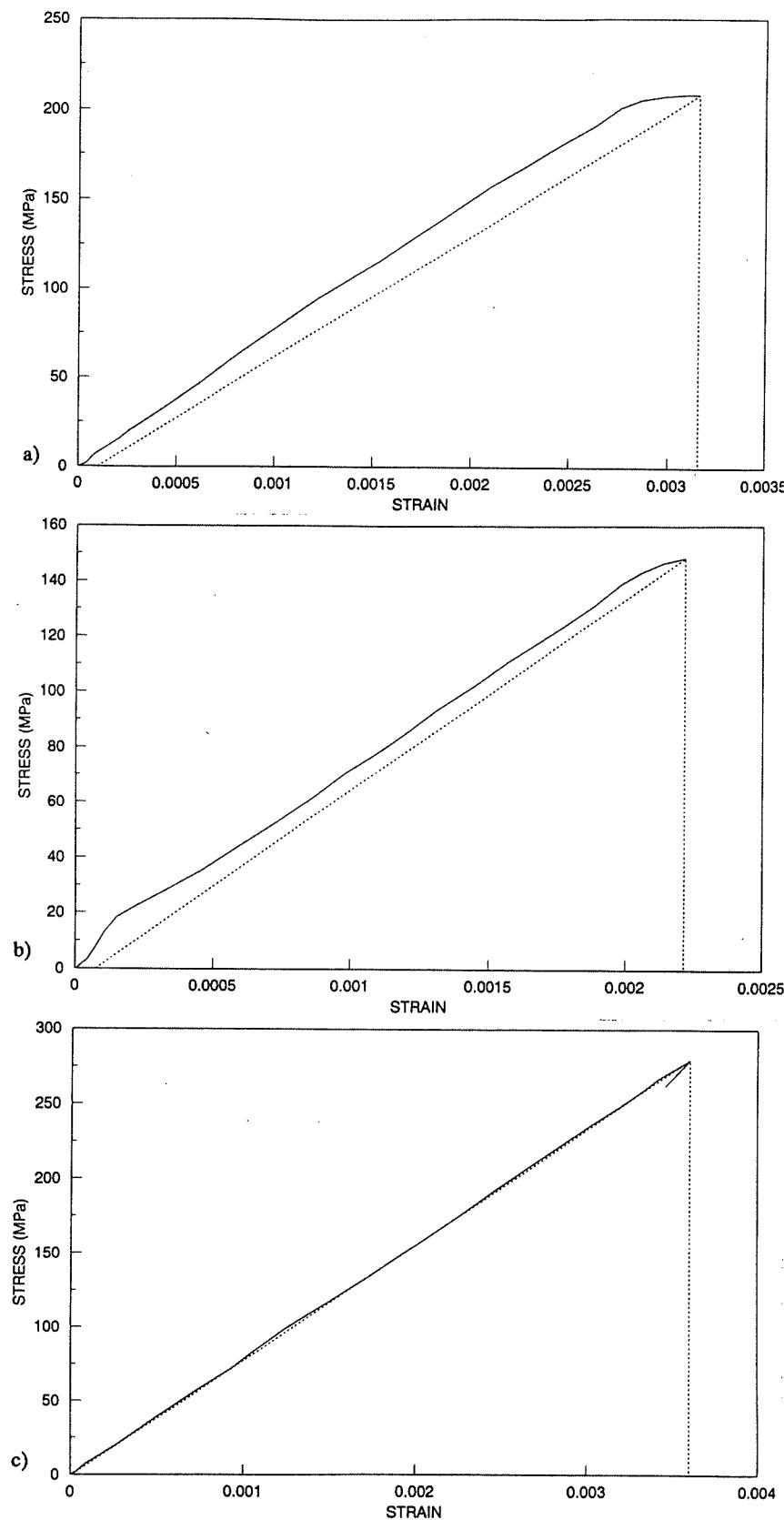


Figure B4. Courbes contrainte-déformation (d'après Gorski & Conlon, 1993).

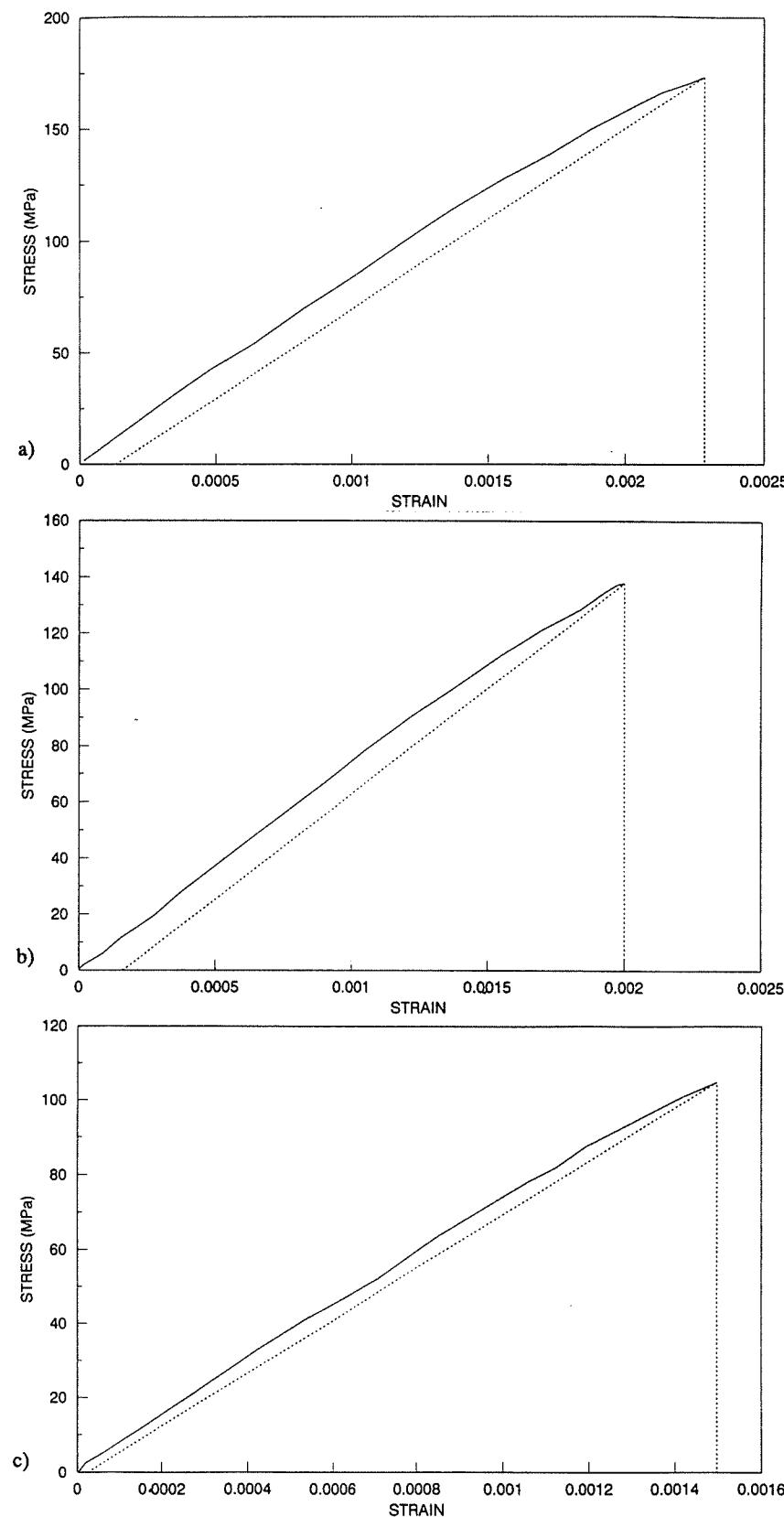


Figure B5. Courbes contrainte-déformation (d'après Gorski & Conlon, 1993).

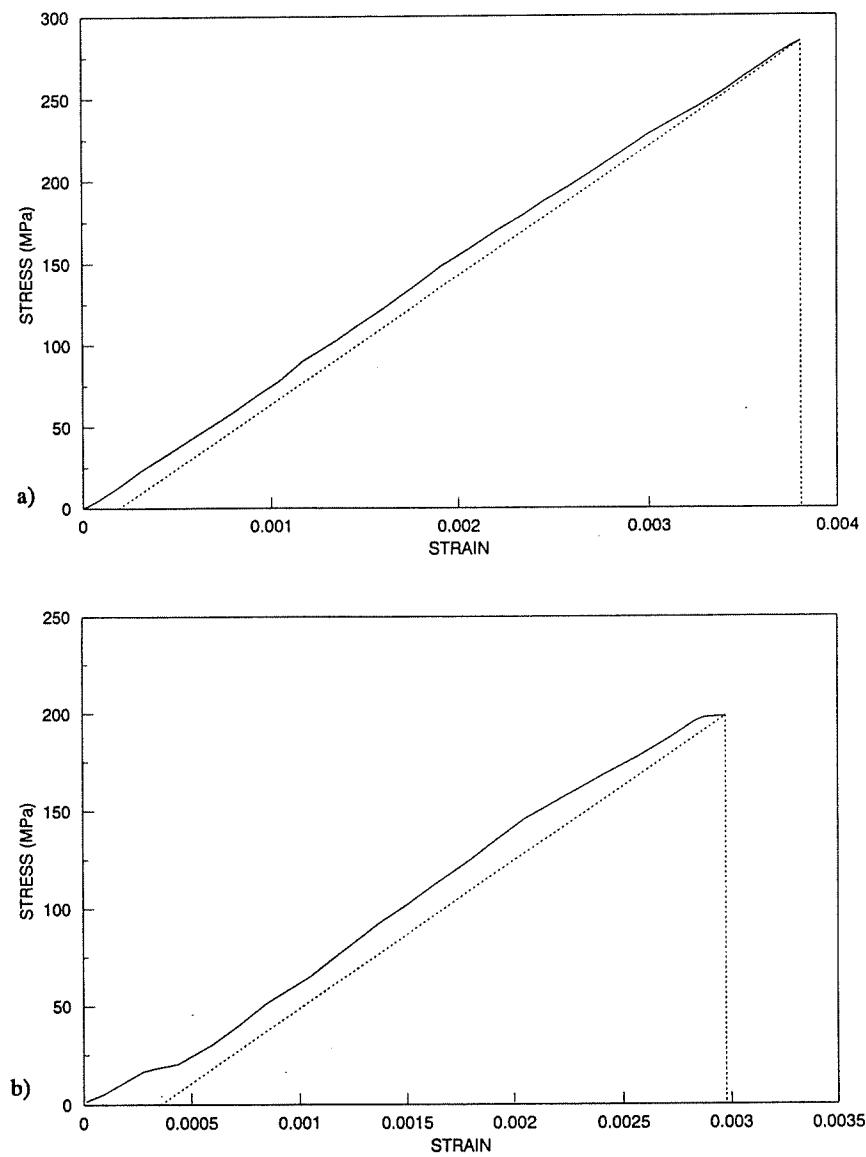


Figure B6. Courbes contrainte-déformation (d'après Gorski & Conlon, 1993).

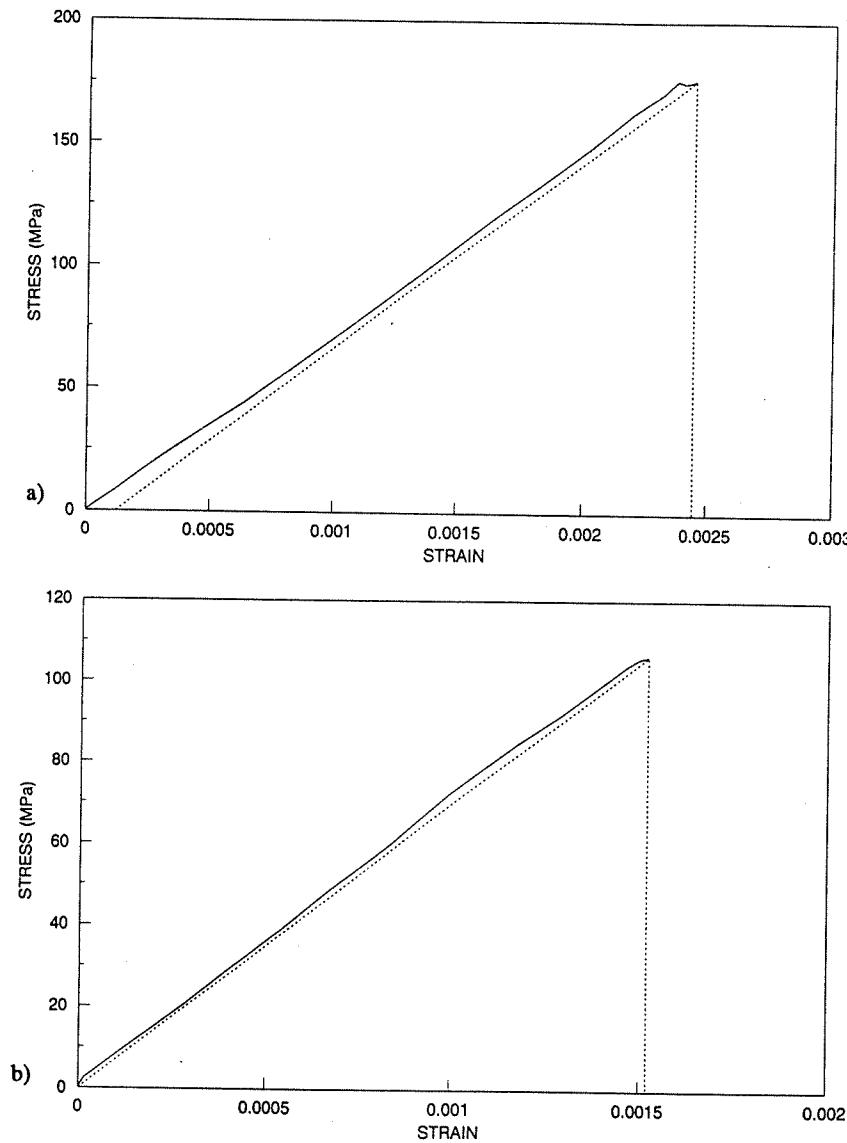
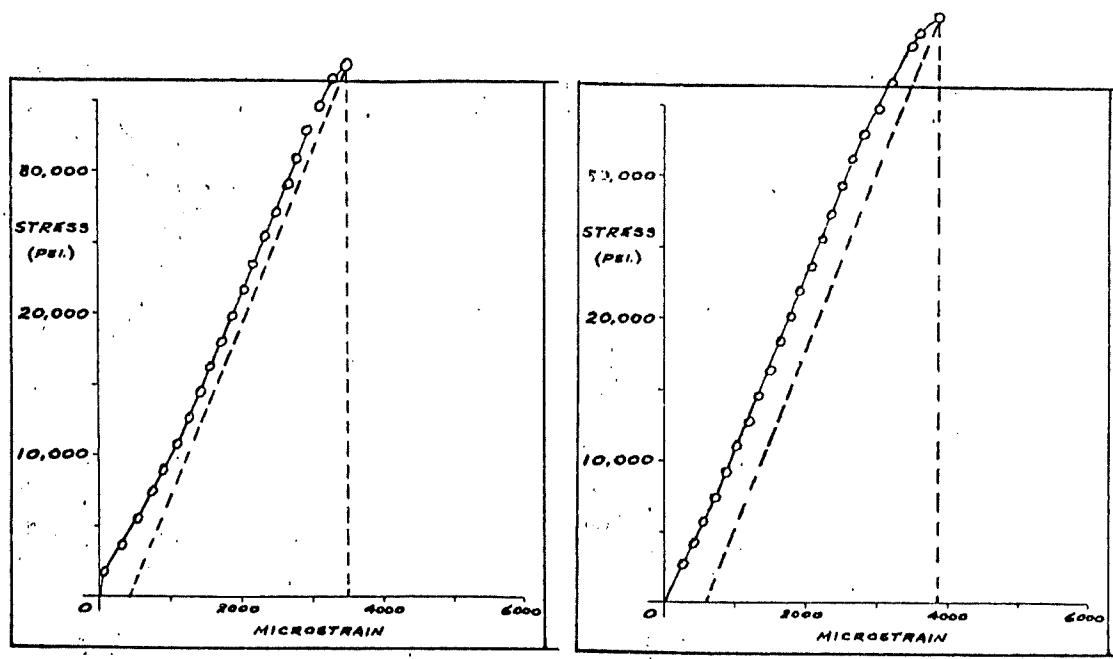
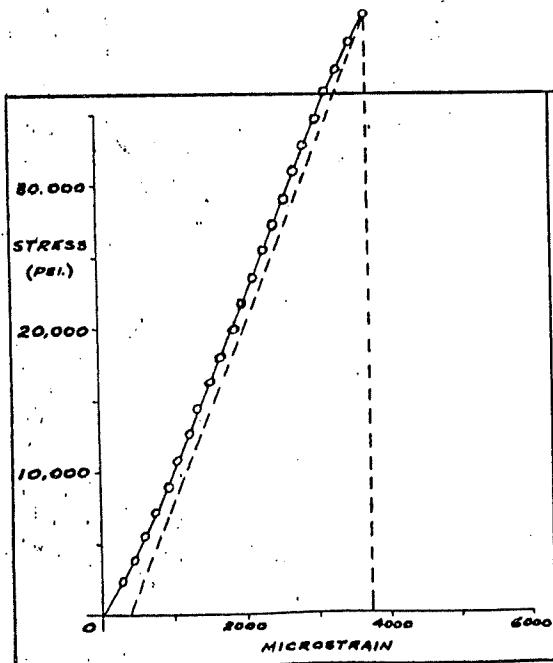


Figure B7. Courbes contrainte-déformation (d'après Gorski & Conlon, 1993).

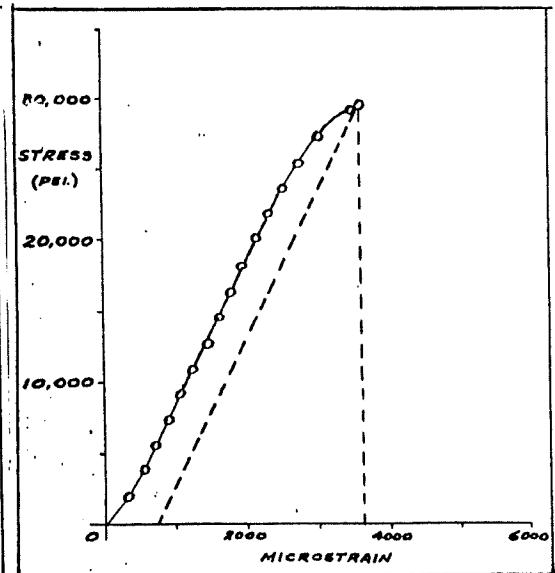


a)

b)



c)



d)

Figure B10. Courbes contrainte-déformation (d'après Royea, 1967).

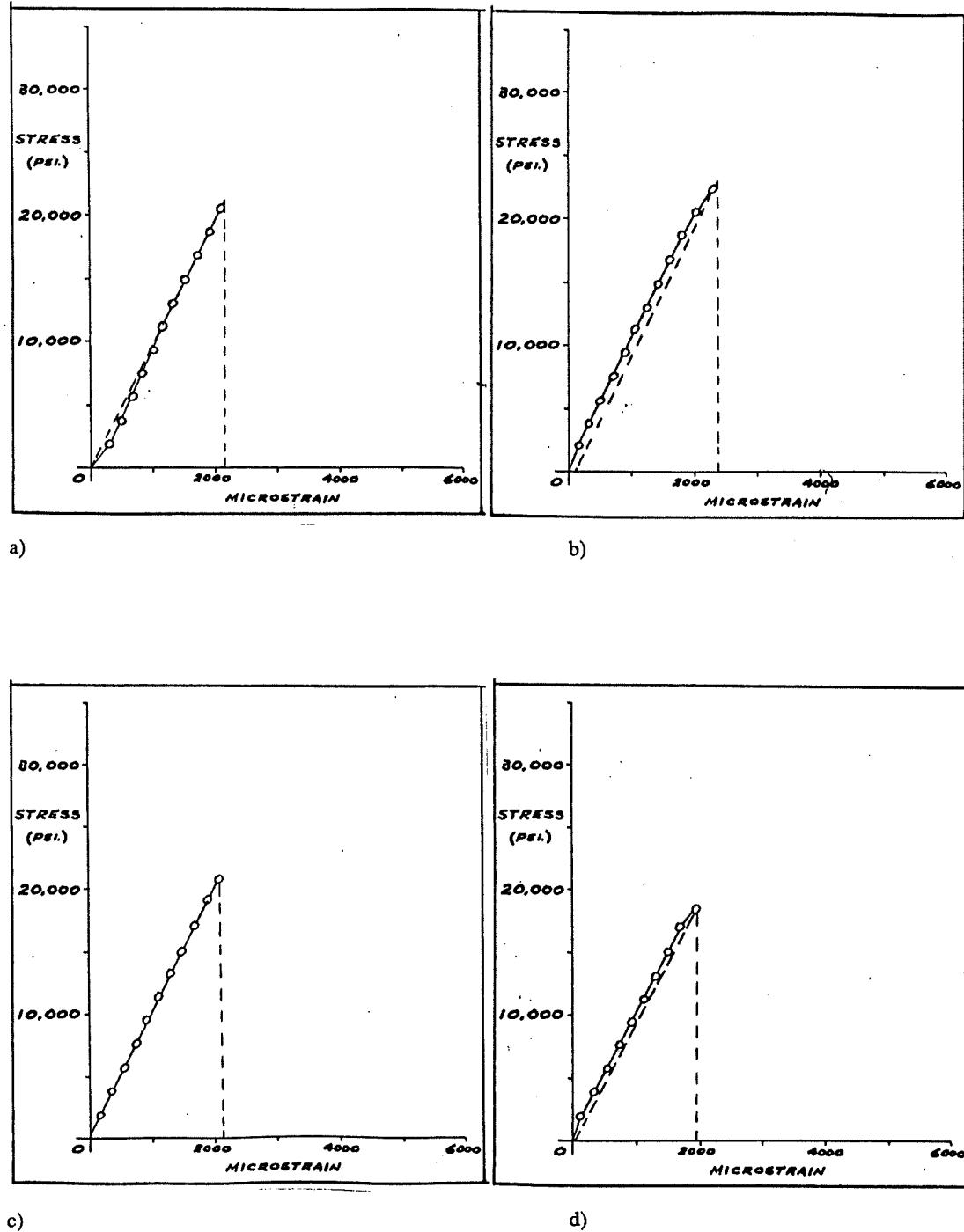
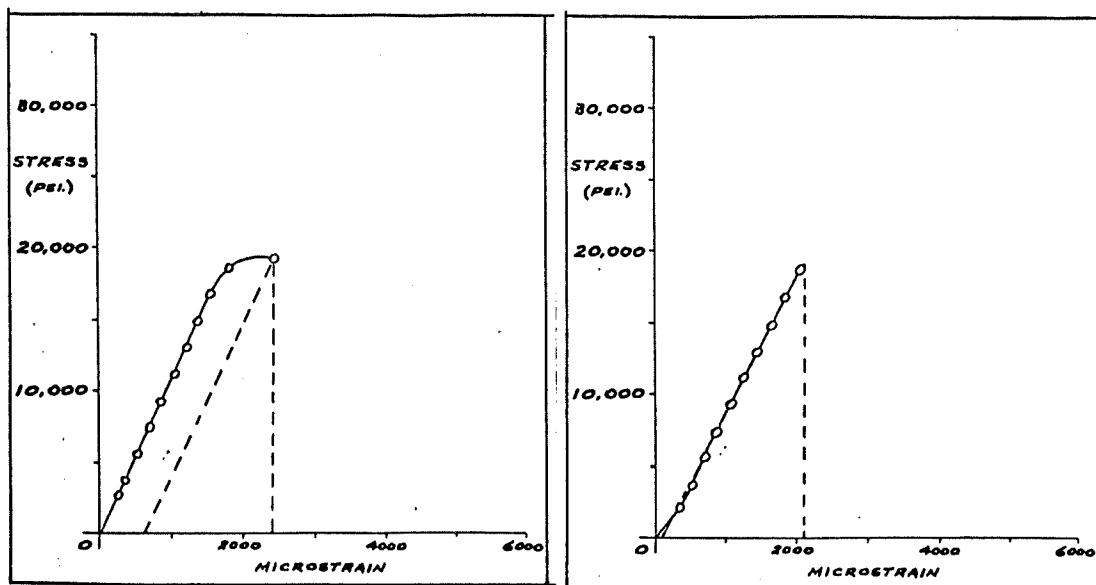
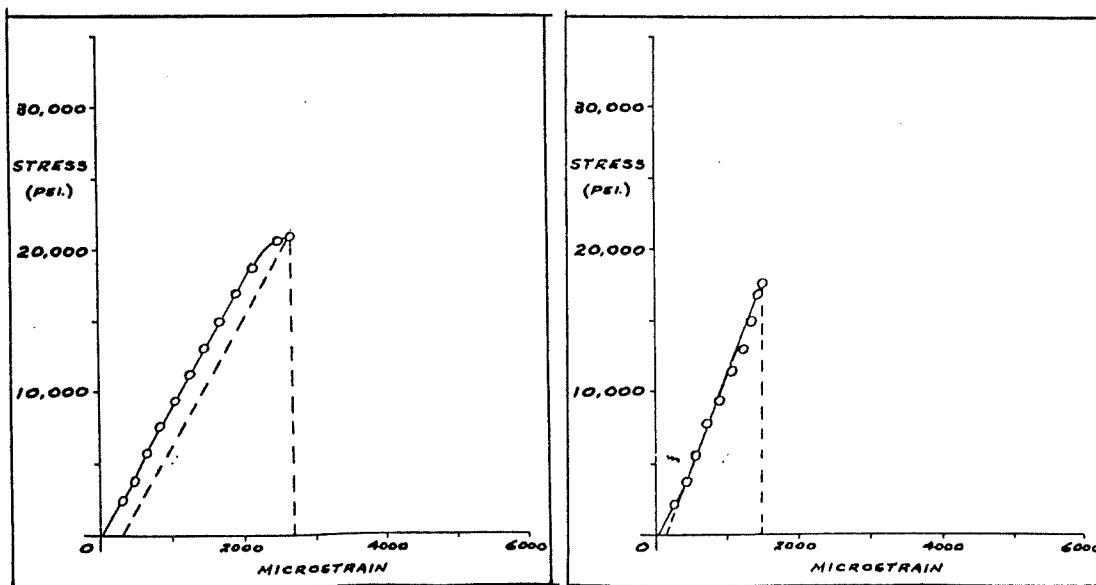


Figure B11. Courbes contrainte-déformation (d'après Royea, 1967).



a)

b)



c)

d)

Figure B12. Courbes contrainte-déformation (d'après Royea, 1967).

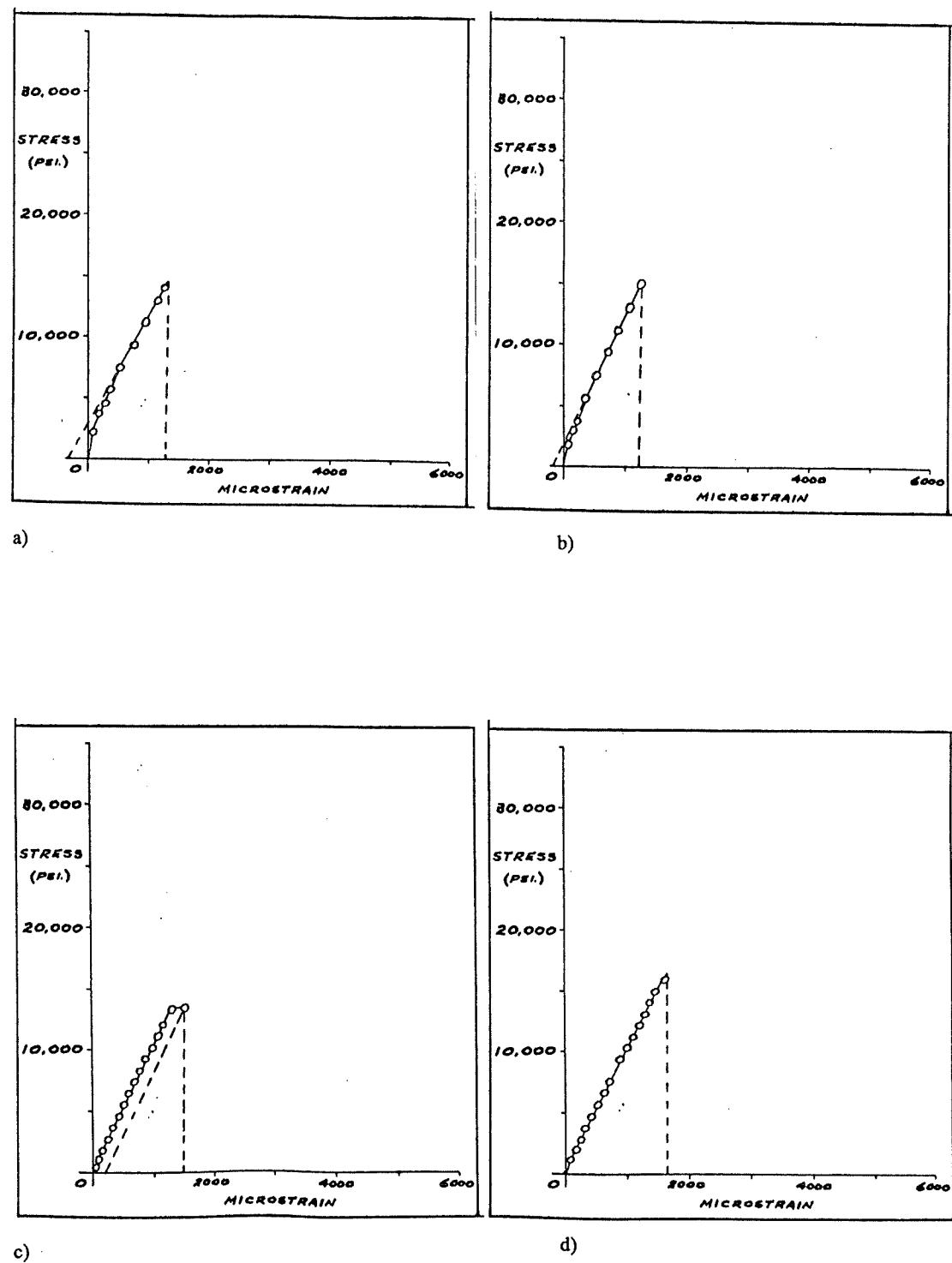


Figure B13. Courbes contrainte-déformation (d'après Royea, 1967).

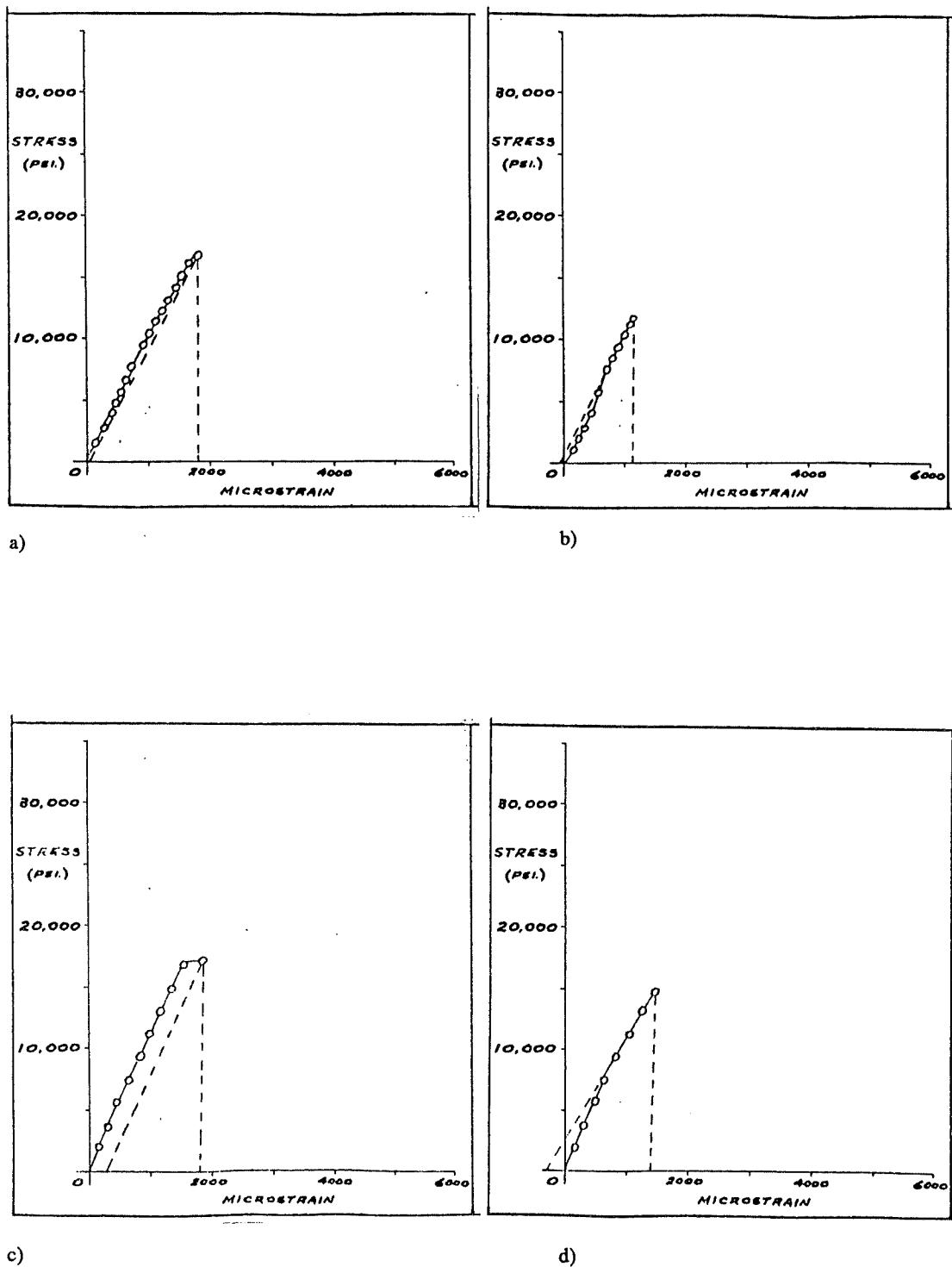


Figure B14. Courbes contrainte-déformation (d'après Royea, 1967).

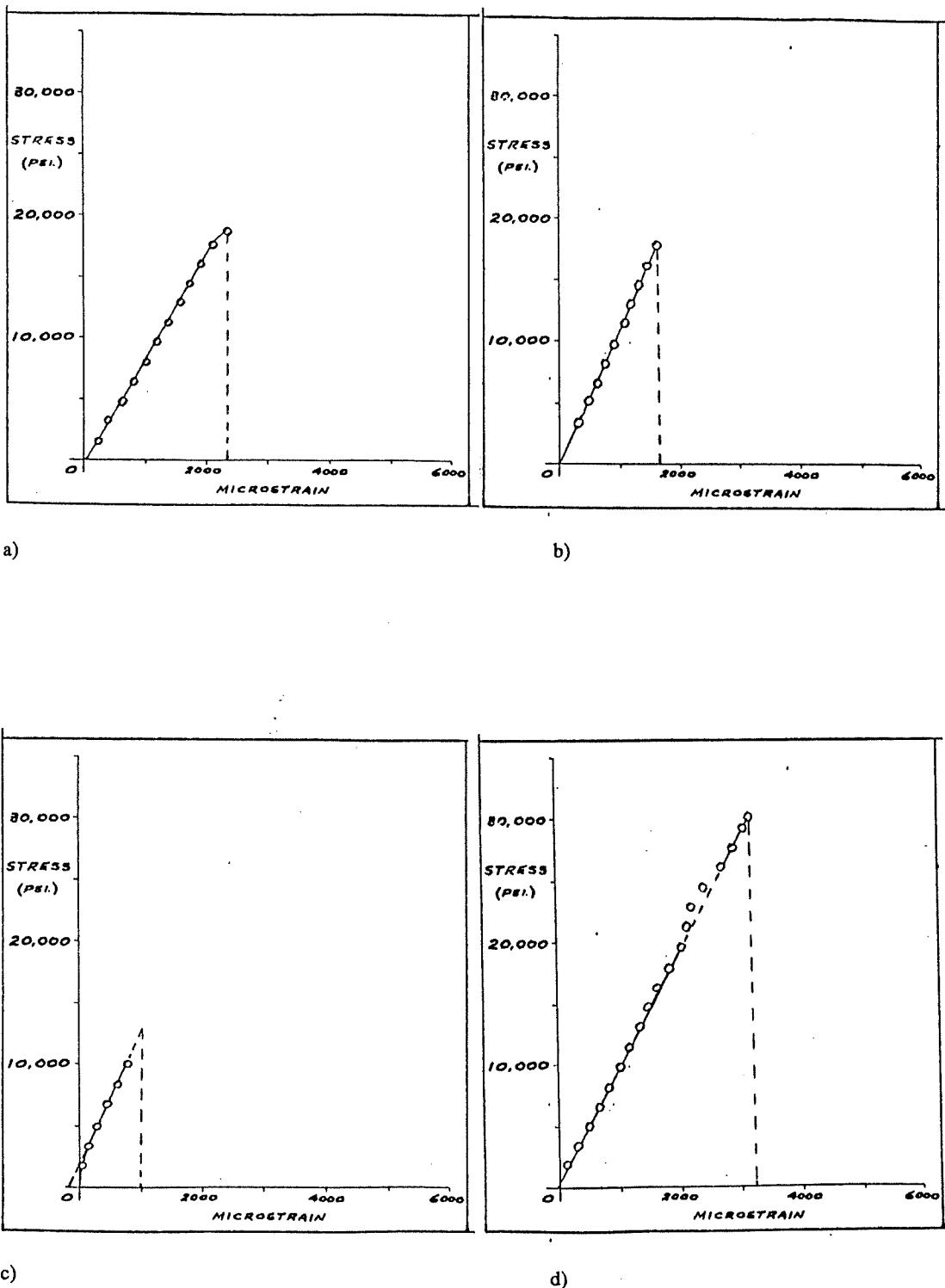


Figure B15. Courbes contrainte-déformation (d'après Royea, 1967).

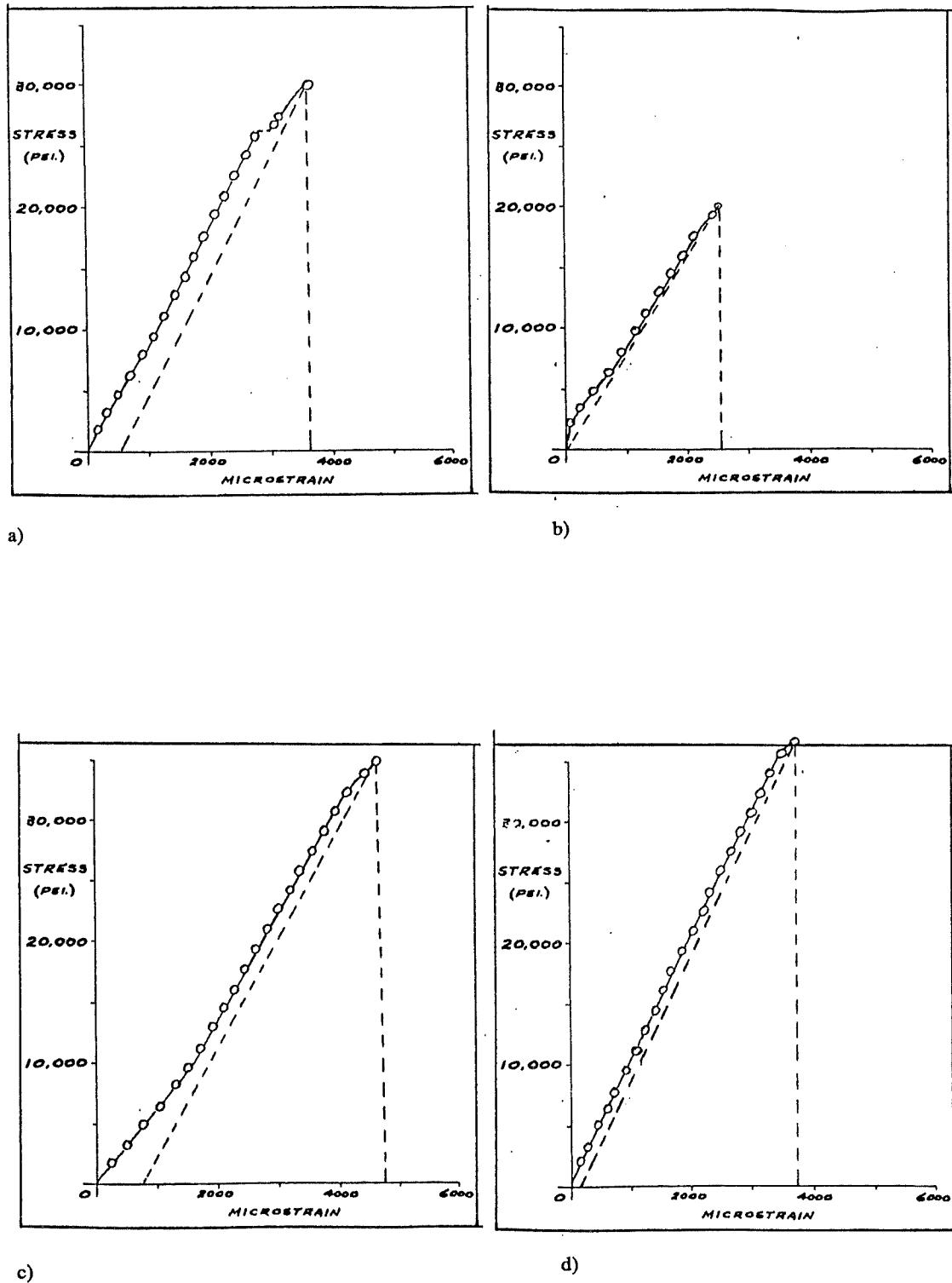


Figure B16. Courbes contrainte-déformation (d'après Royea, 1967).

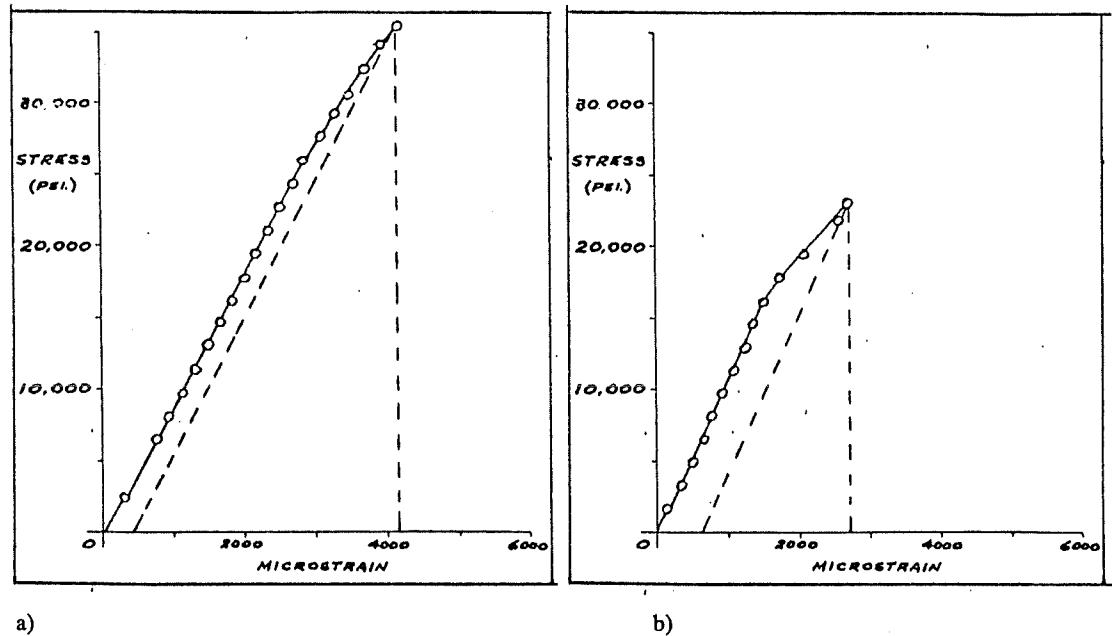


Figure B17. Courbes contrainte-déformation (d'après Royea, 1967).

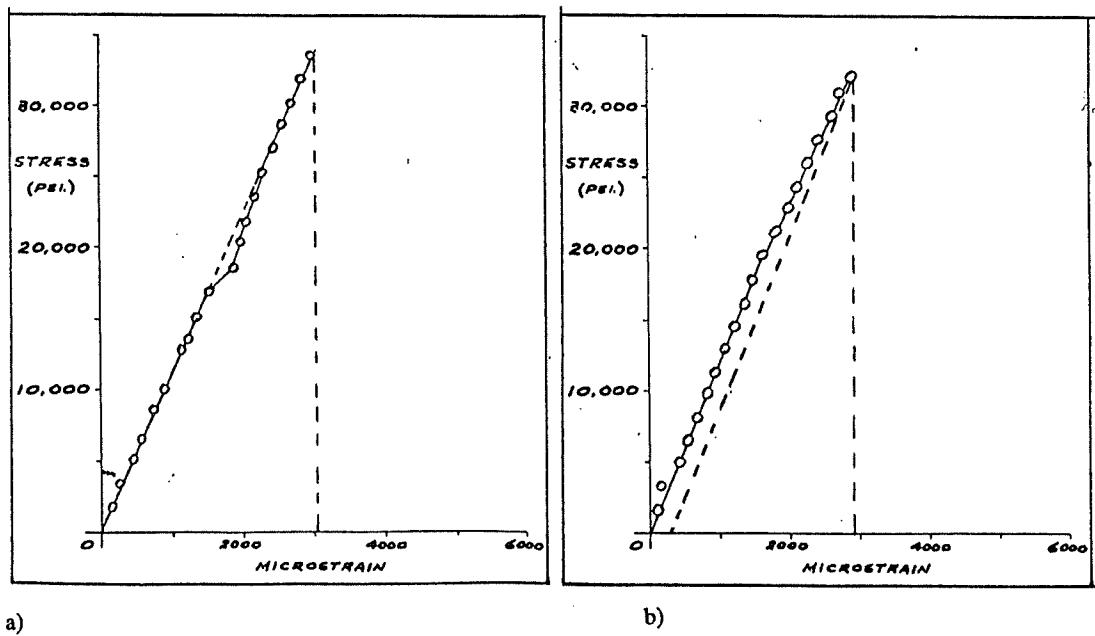


Figure B18. Courbes contrainte-déformation (d'après Royea, 1967).

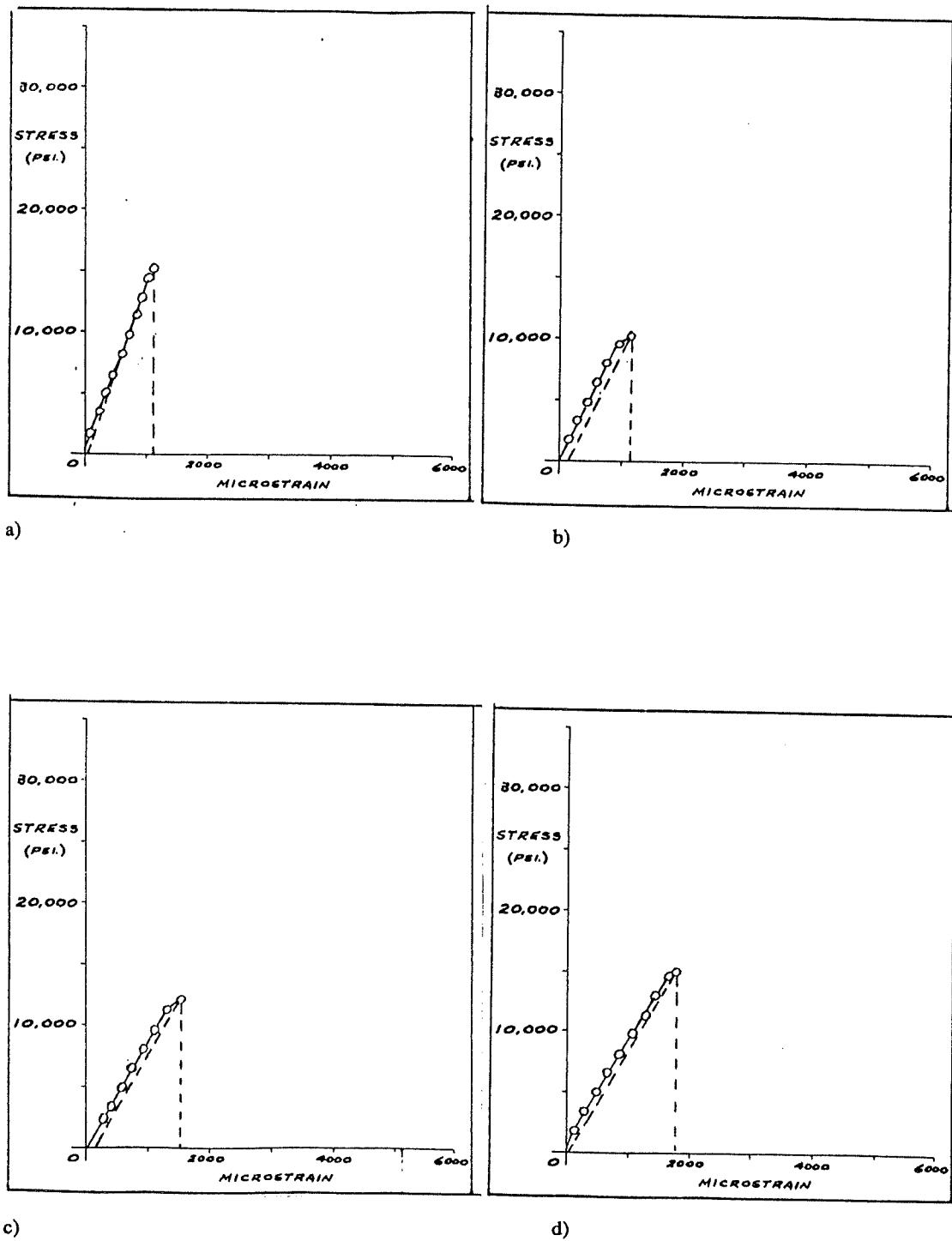


Figure B19. Courbes contrainte-déformation (d'après Royea, 1967).

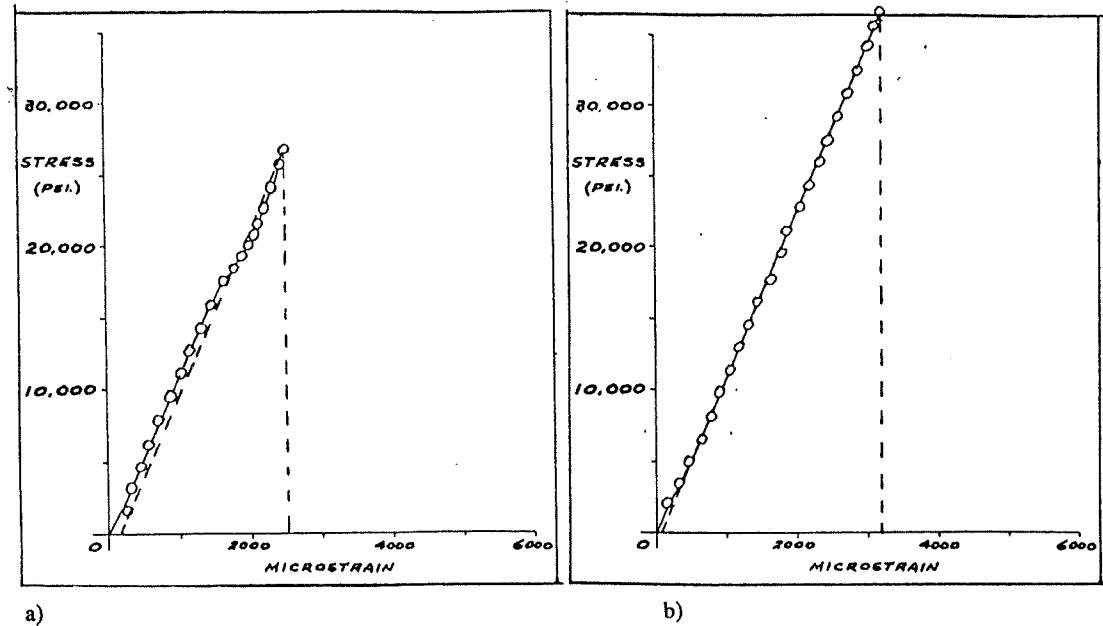


Figure B20. Courbes contrainte-déformation (d'après Royea, 1967).

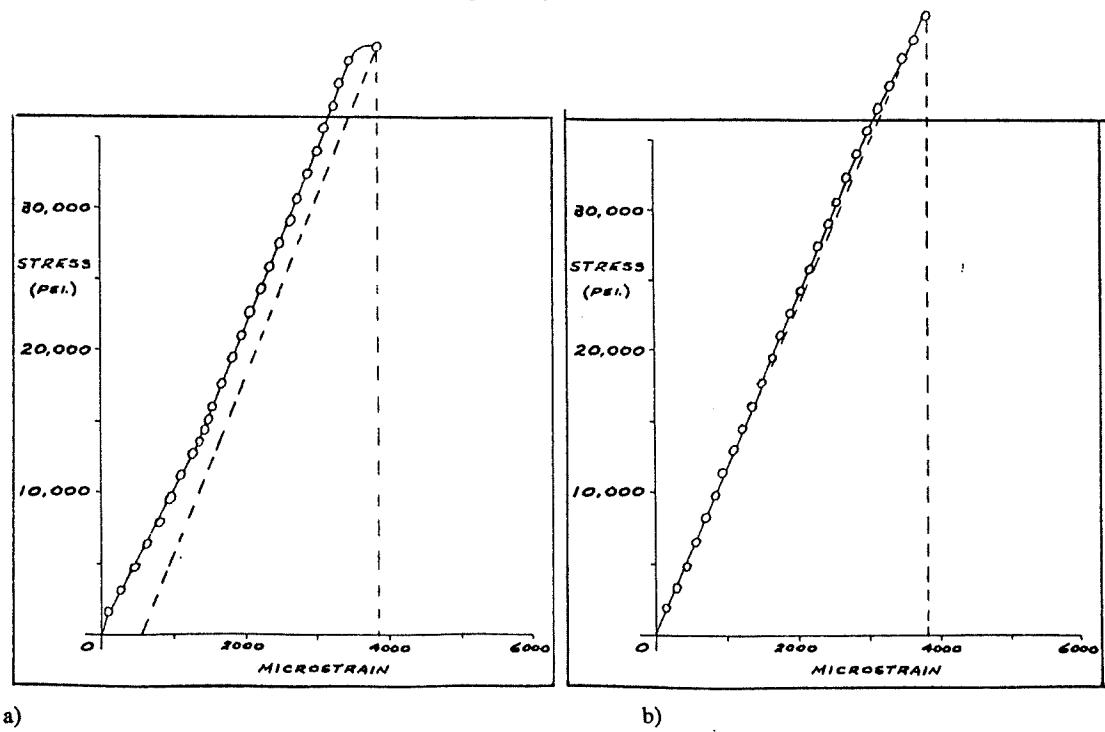


Figure B21. Courbes contrainte-déformation (d'après Royea, 1967).

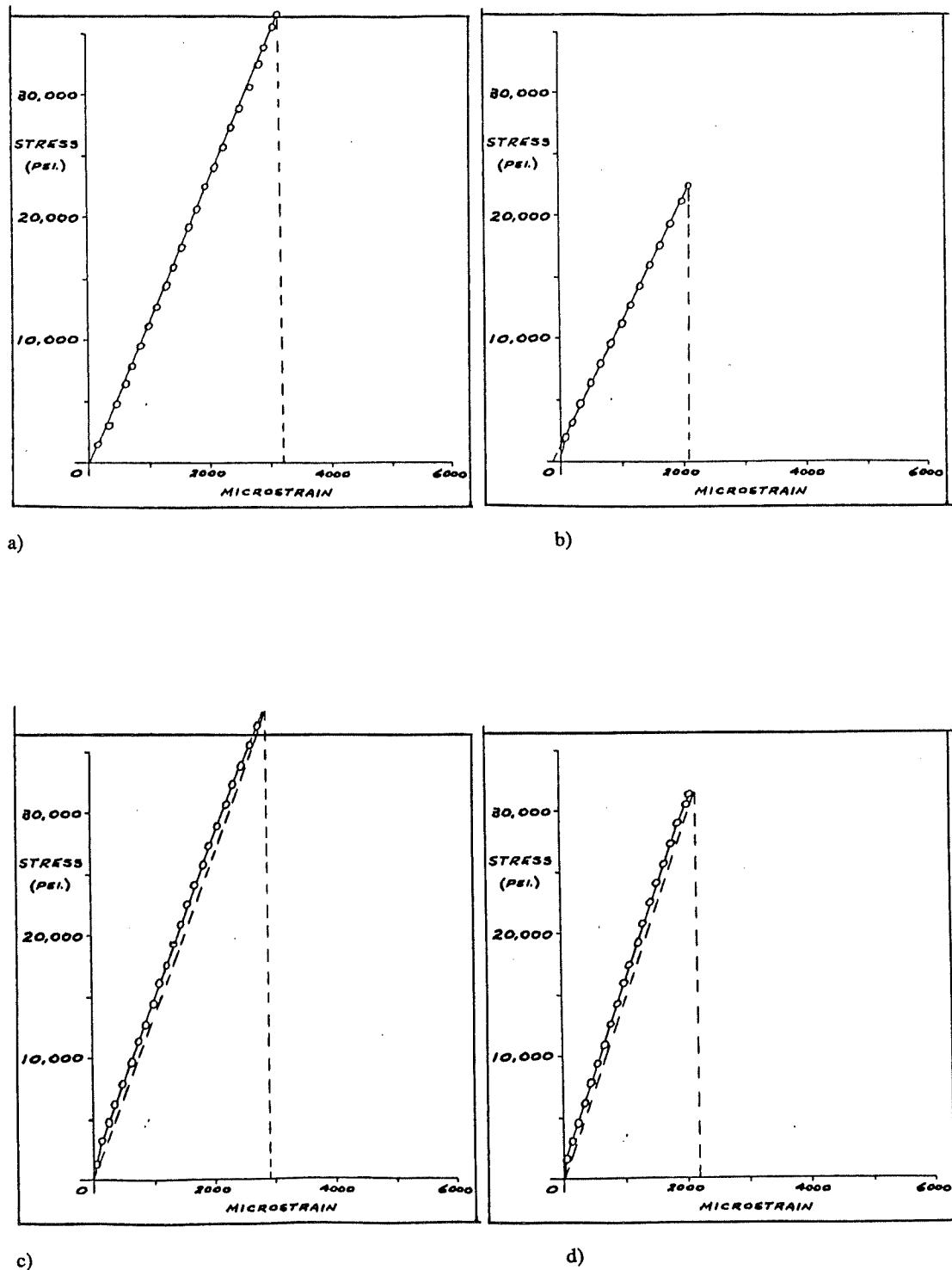


Figure B22. Courbes contrainte-déformation (d'après Royea, 1967).

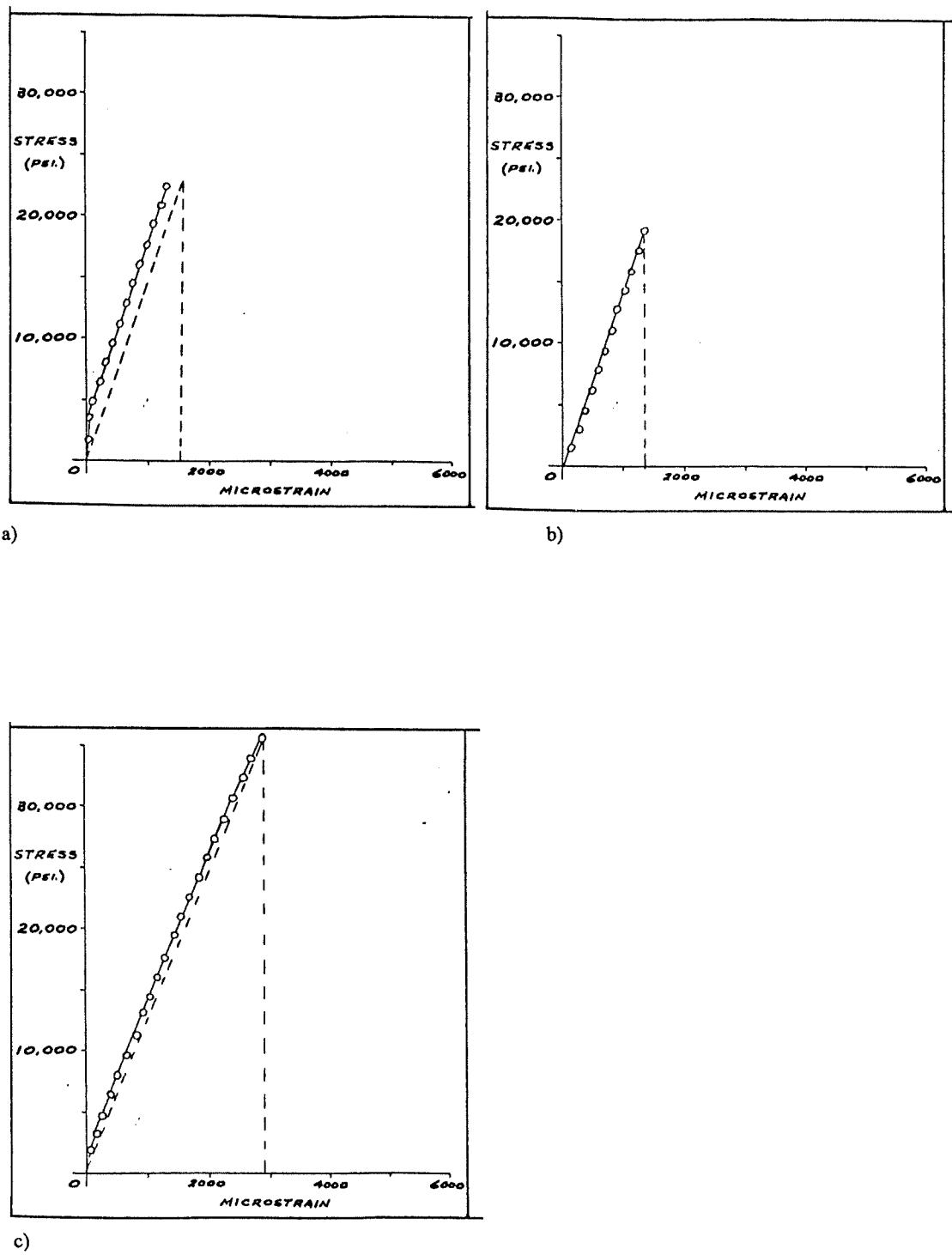


Figure B23. Courbes contrainte-déformation (d'après Royea, 1967).

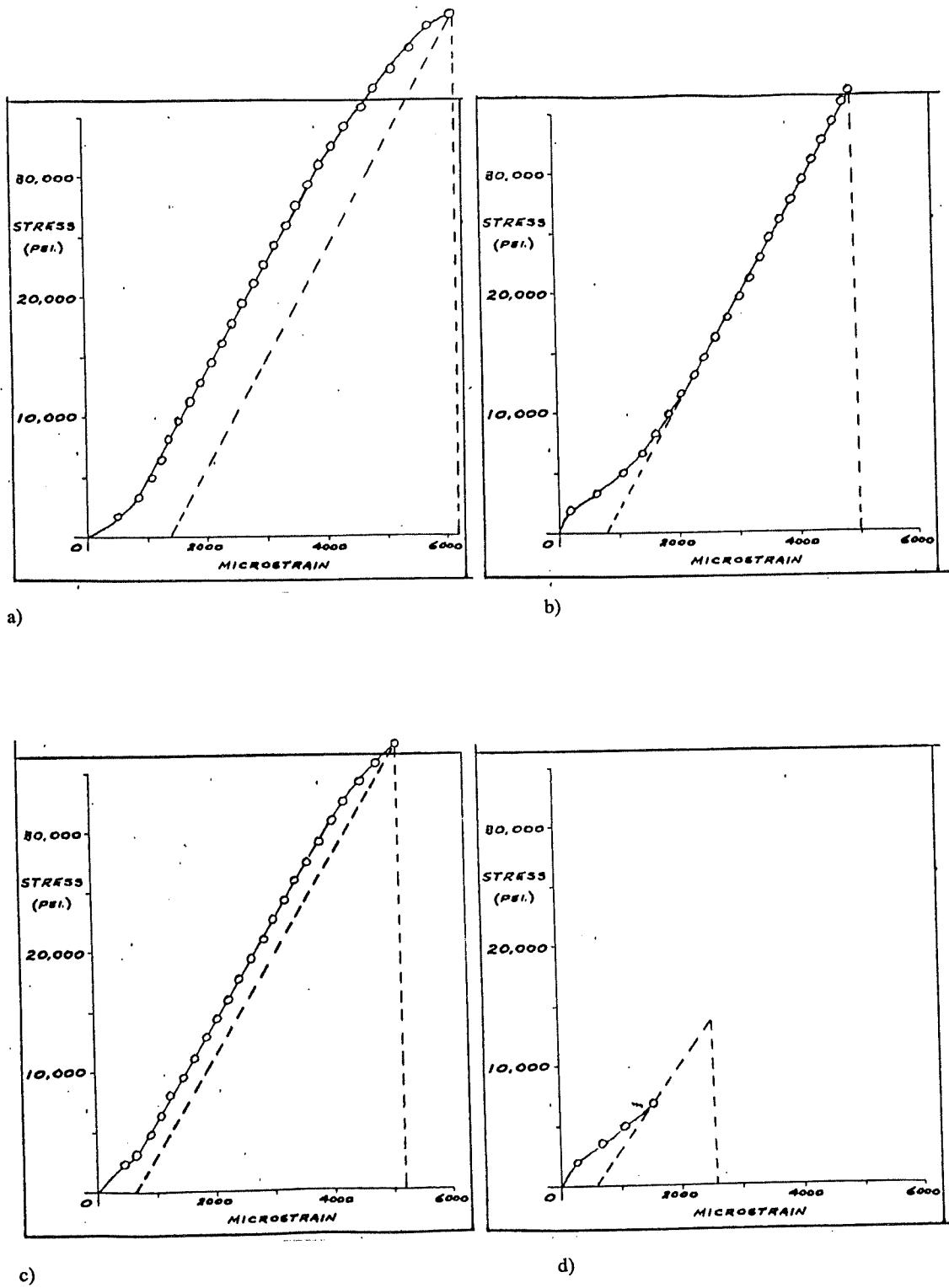


Figure B24. Courbes contrainte-déformation (d'après Royea, 1967).

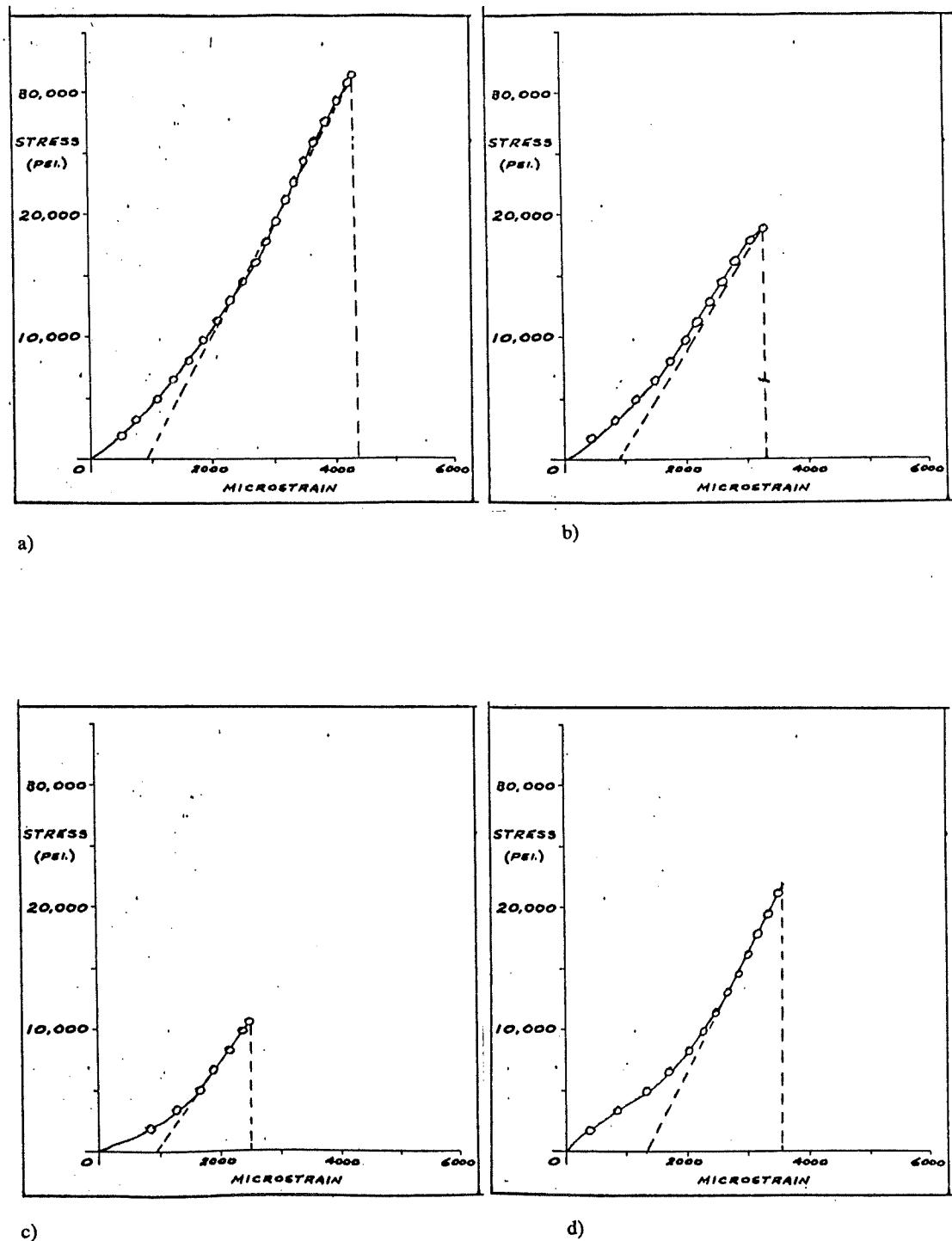


Figure B25. Courbes contrainte-déformation (d'après Royea, 1967).

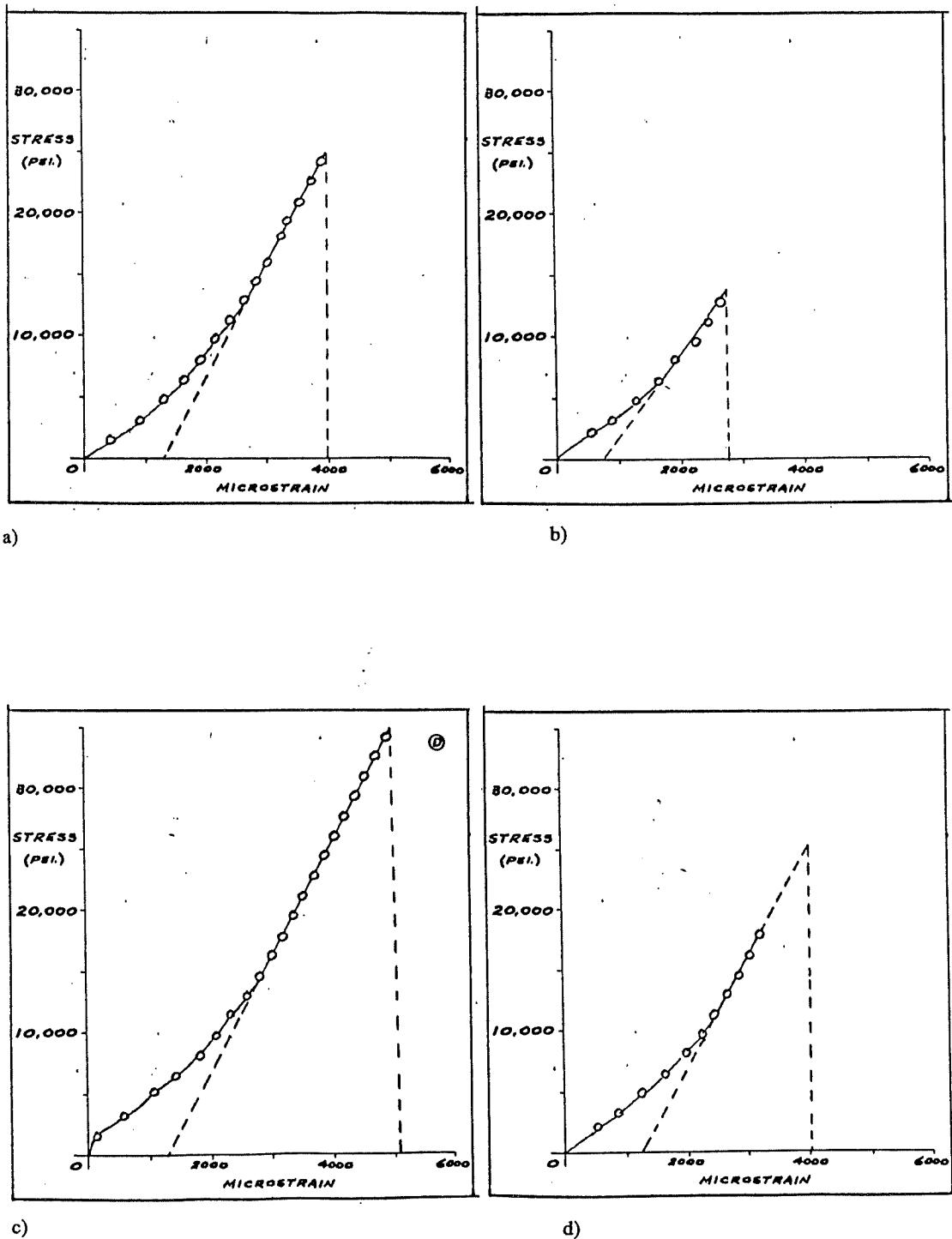


Figure B26. Courbes contrainte-déformation (d'après Royea, 1967).

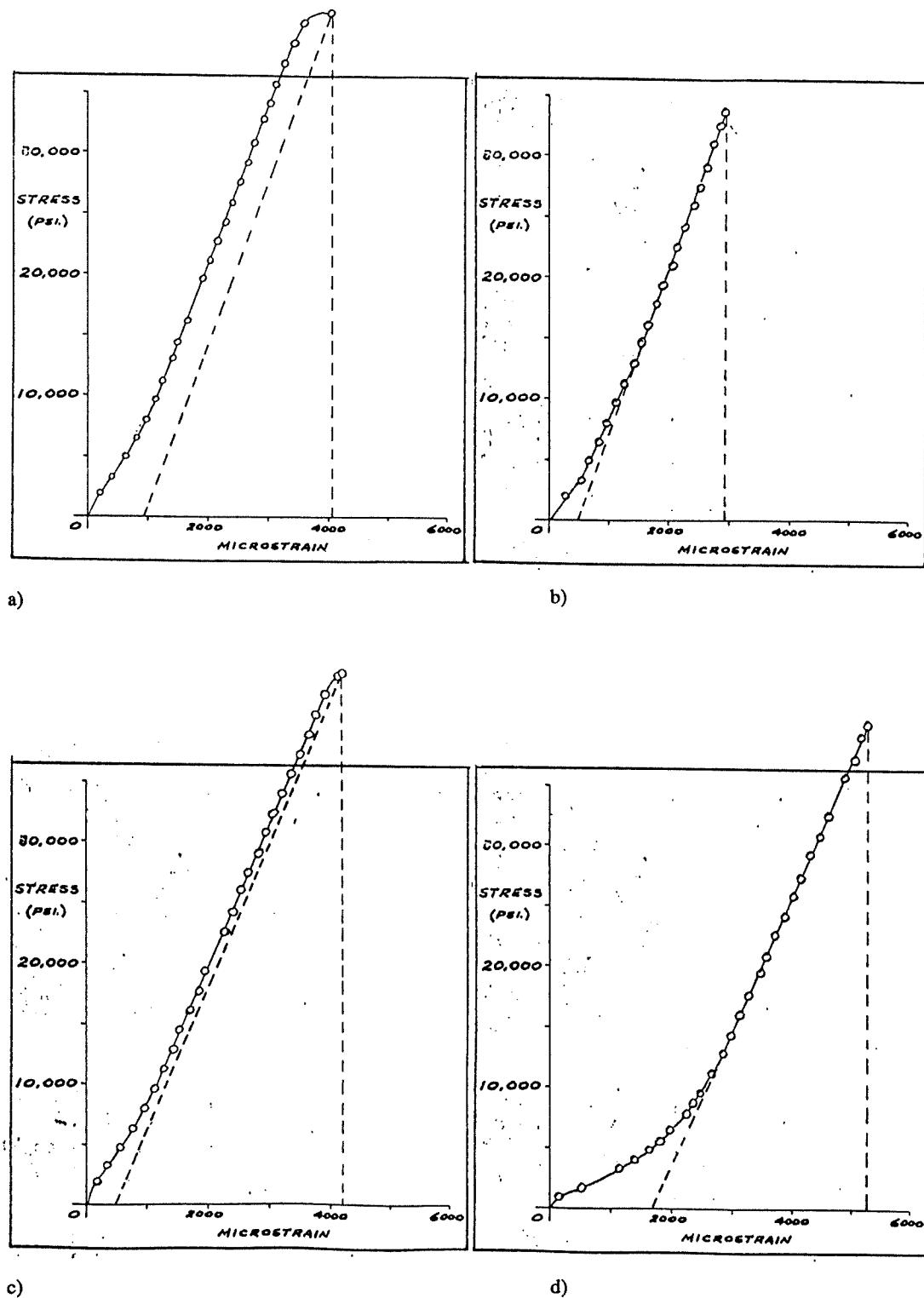


Figure B27. Courbes contrainte-déformation (d'après Royea, 1967).

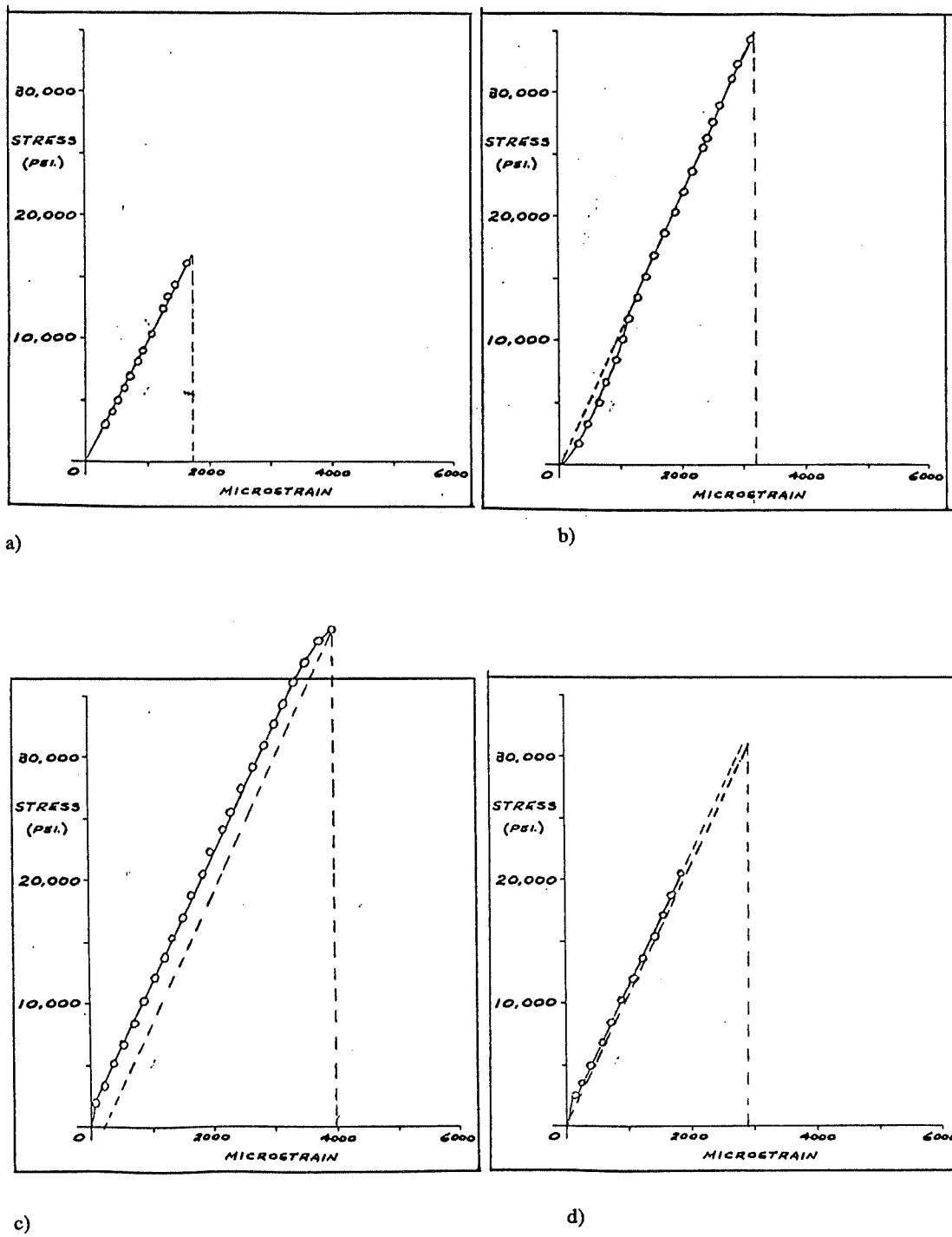


Figure B28. Courbes contrainte-déformation (d'après Royea, 1967).

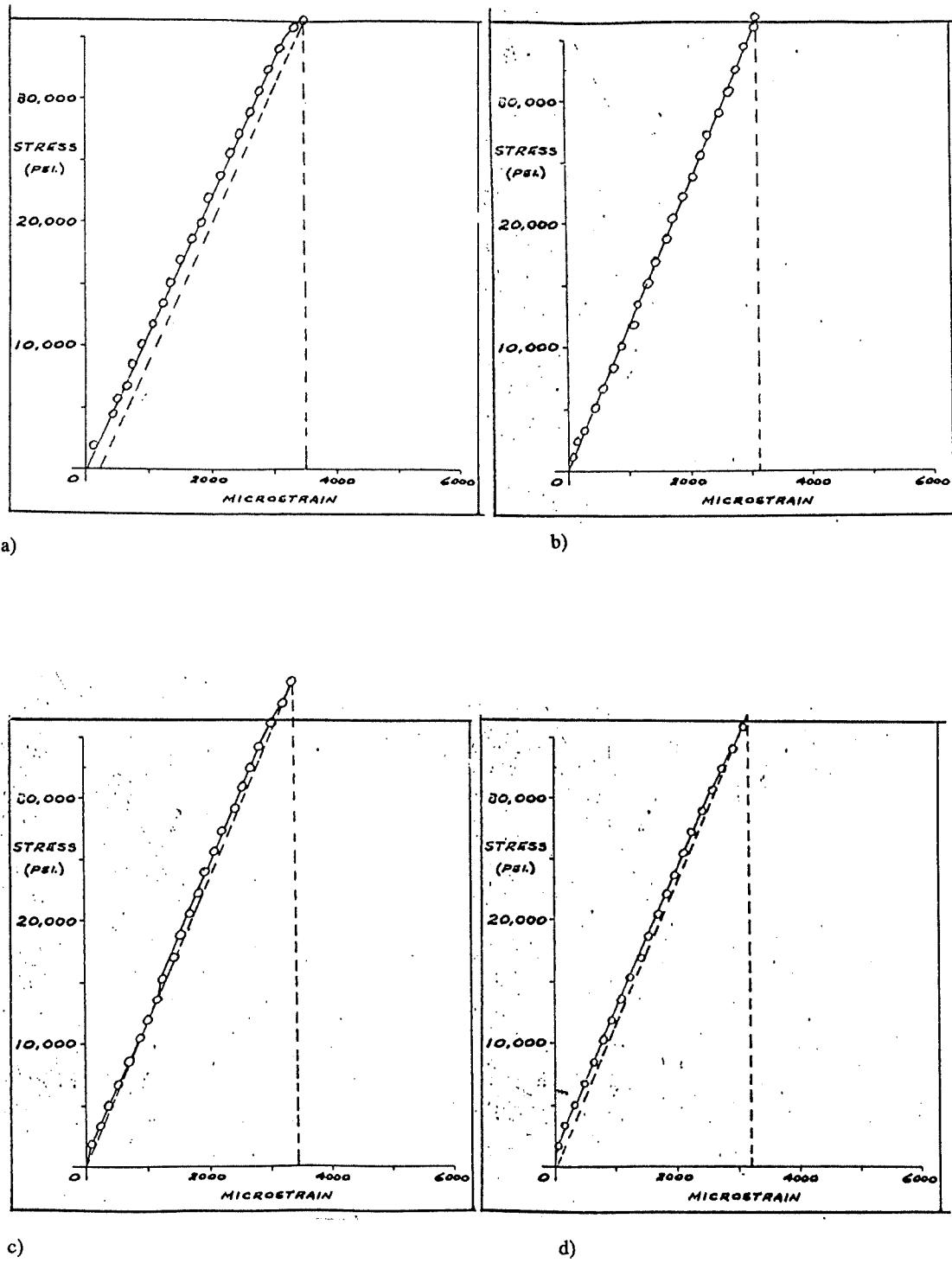


Figure B29. Courbes contrainte-déformation (d'après Royea, 1967).

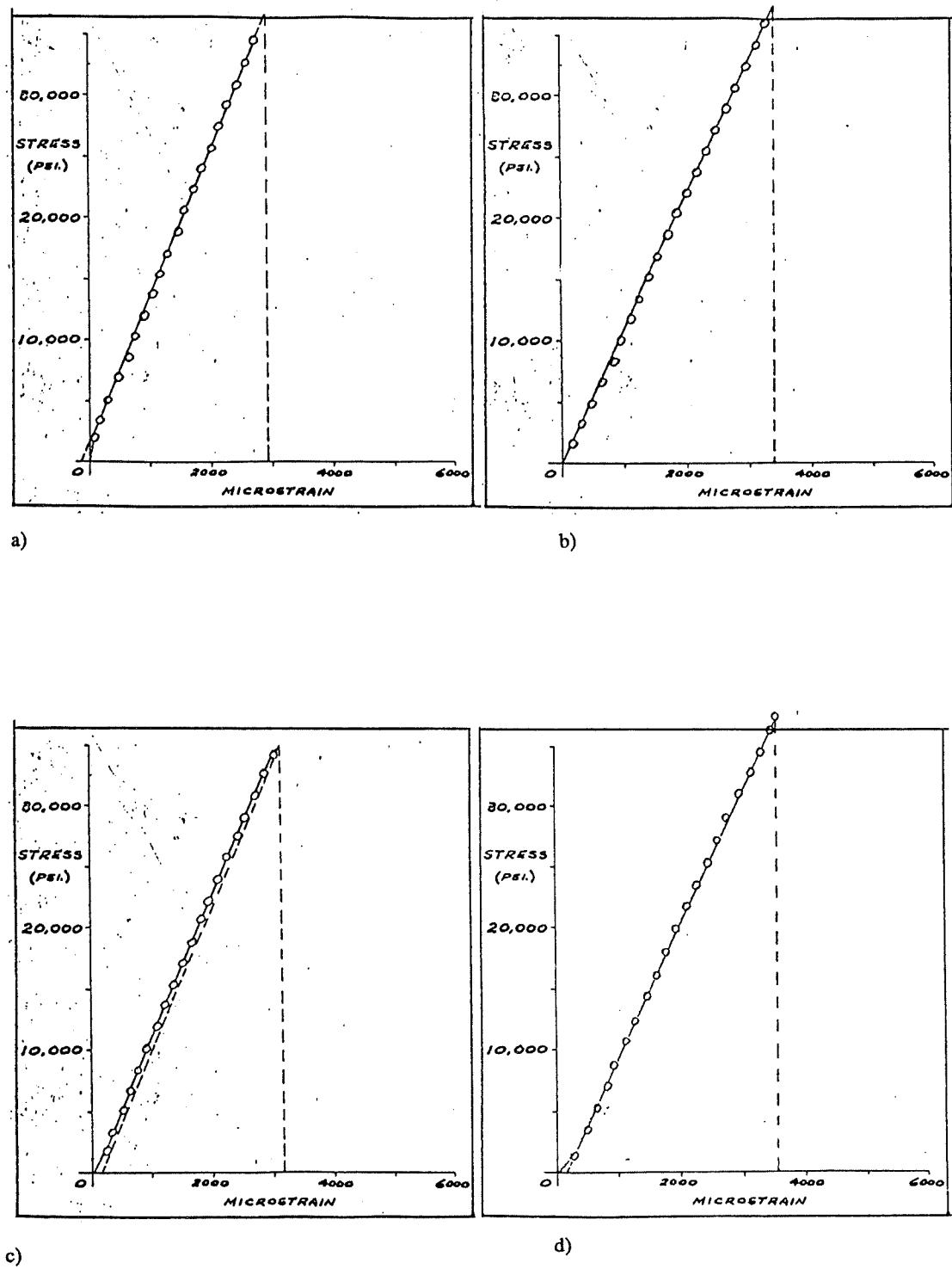


Figure B30. Courbes contrainte-déformation (d'après Royea, 1967).

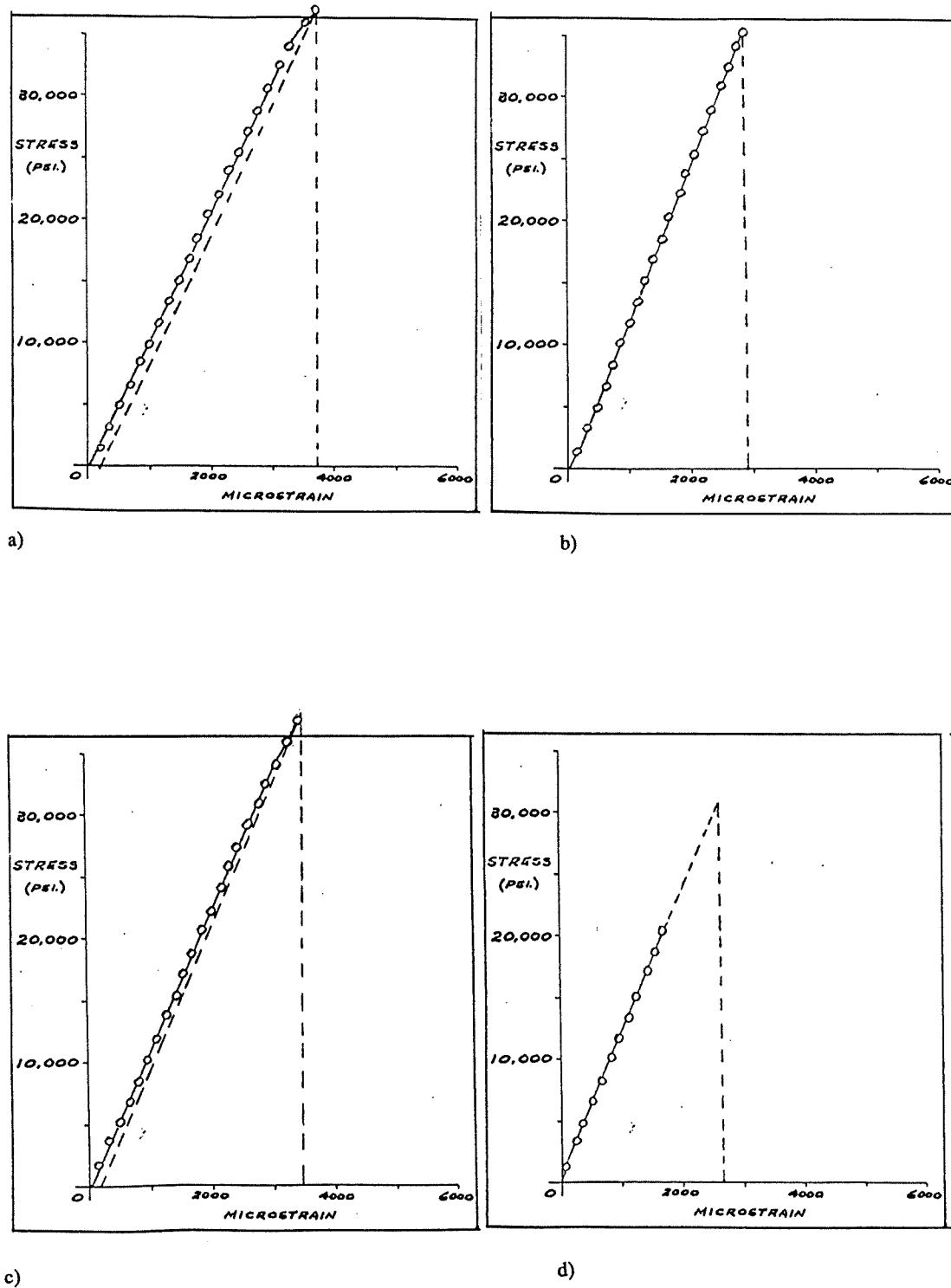


Figure B31. Courbes contrainte-déformation (d'après Royea, 1967).

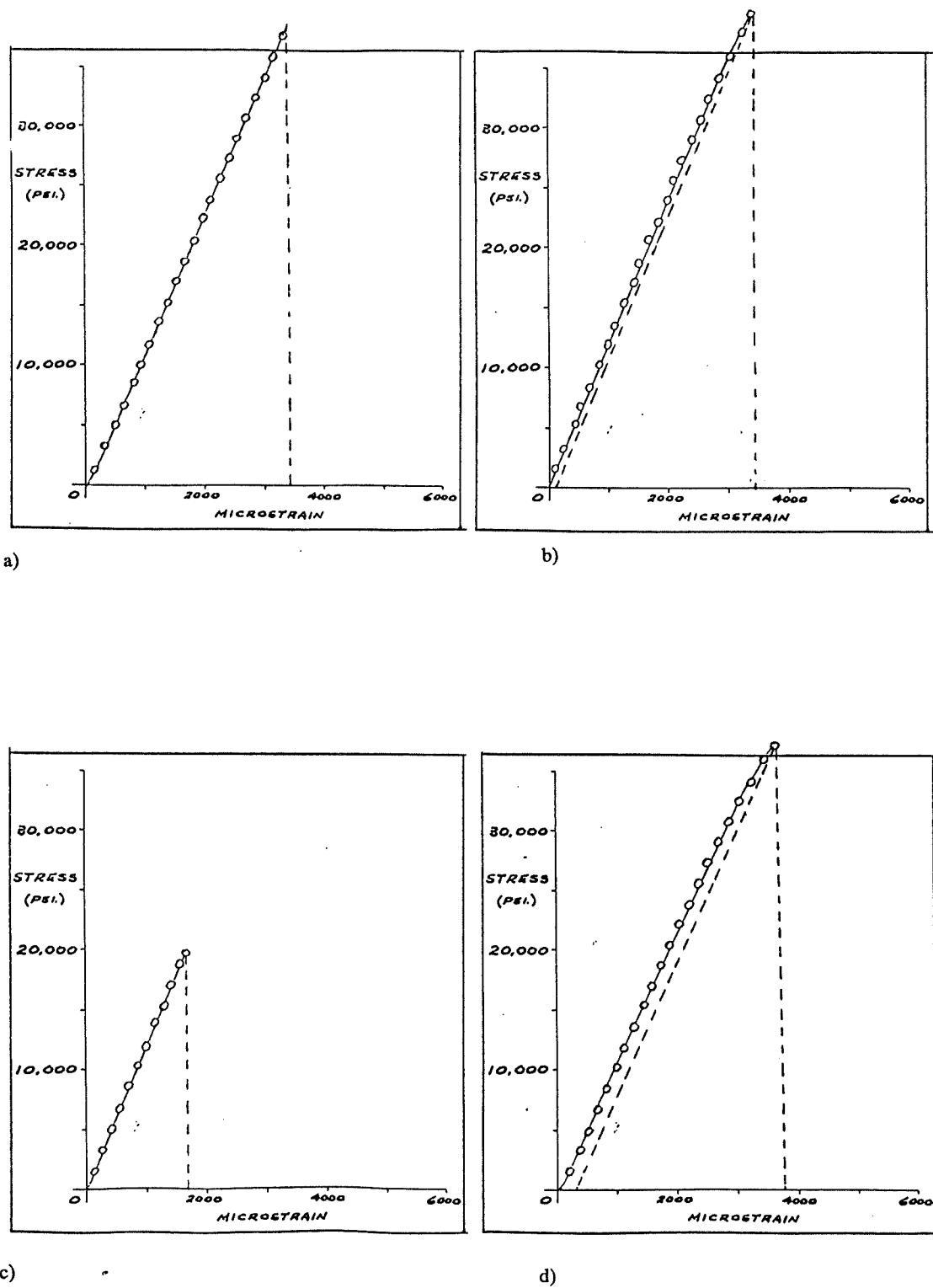


Figure B32. Courbes contrainte-déformation (d'après Royea, 1967).

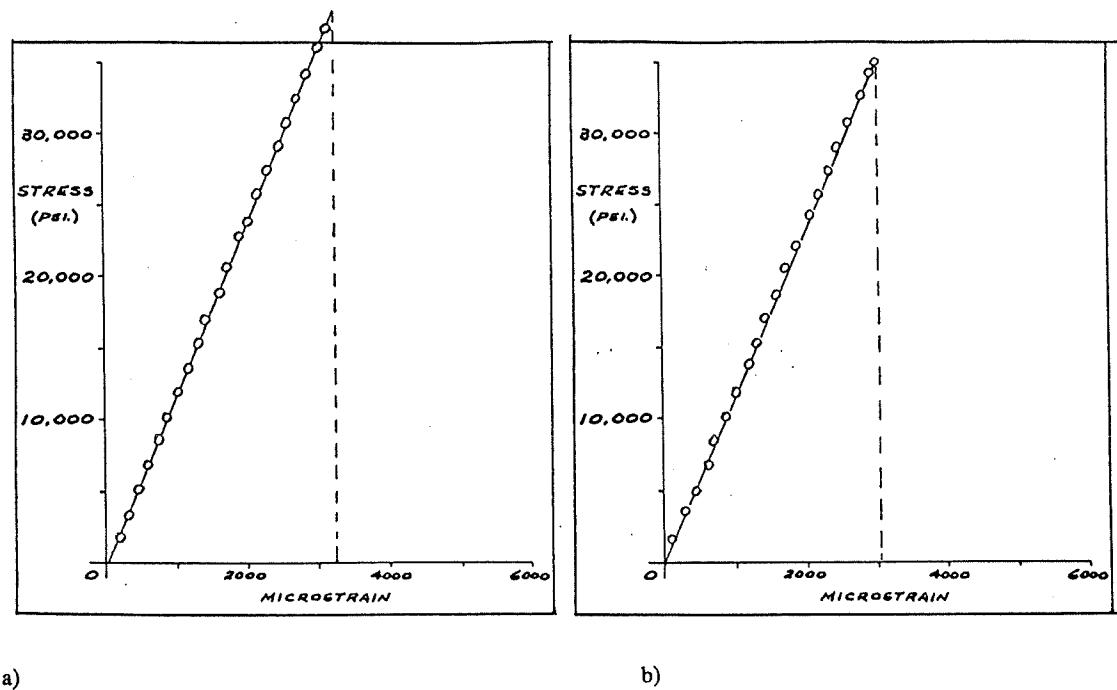


Figure B33. Courbes contrainte-déformation (d'après Royea, 1967).

ANNEXE C

RÉSULTATS D'ESSAIS DE COMPRESSION UNIAXIALE UTILISÉS POUR COMPARER LES COMPORTEMENTS POST-RUPTURE DES ROCHES DE CLASSE I ET DE CLASSE II

Les courbes contrainte-déformation présentées dans cette annexe ont été utilisées pour comparer les valeurs de l'indice de fragilité (BIM) selon le type de comportement post-rupture. Le comportement dit de classe I (figures C1 et C3) est celui dont la pente post-rupture est négative, et le comportement de classe II (figures C2 et C4) et celui dont la pente post-rupture est positive. Le tableau C1 montre les propriétés mécaniques des roches utilisées, où C_0 est la résistance en compression uniaxiale, E , le module de déformation pré-rupture mesuré à 50% de la résistance ultime, $|E'|$, la valeur absolue du module de déformation post-rupture donnée par la pente maximale de la courbe-enveloppe, $|E/E'|$, la valeur absolue du rapport des modules, et BIM, la valeur de l'indice de fragilité modifié. Les figures C1 à C4 montrent les courbes contrainte-déformation obtenues.

Tableau C1. Propriétés mécaniques des roches compilées à partir des figures C1 à C4.

Type de roche	C_o (MPa)	E (GPa)	$ E' $ (GPa)	$ E/E' $	BIM	Figure	Référence
Granite	233	75.6	163	0.46	1.07	C1a	Wawersik et Fairhurst, 1970
Marbre	113	71.1	99.0	0.72	1.30	C1b	Wawersik et Fairhurst, 1970
Calcaire	65.5	31.4	144	0.22	1.40	C1c	Wawersik et Fairhurst, 1970
Granite	214	43.0	261	0.16	1.26	C2a	Wawersik et Fairhurst, 1970
Basalte	354	104	262	0.40	1.09	C2b	Wawersik et Fairhurst, 1970
Calcaire	293	62.5	93.6	0.67	1.14	C2c	Wawersik et Fairhusrt, 1970
Grès	222	39.7	436	0.09	1.08	C3a	Hakami, 1988
Calcaire	177	29.8	59.3	0.50	1.09	C3b	Hakami, 1988
Granite	752	80.6	212	0.38	1.05	C4a	Hakami, 1988
Granite	660	68.4	191	0.36	1.08	C4b	Hakami, 1988
Granite	693	79.8	247	0.32	1.13	C4c	Hakami, 1988

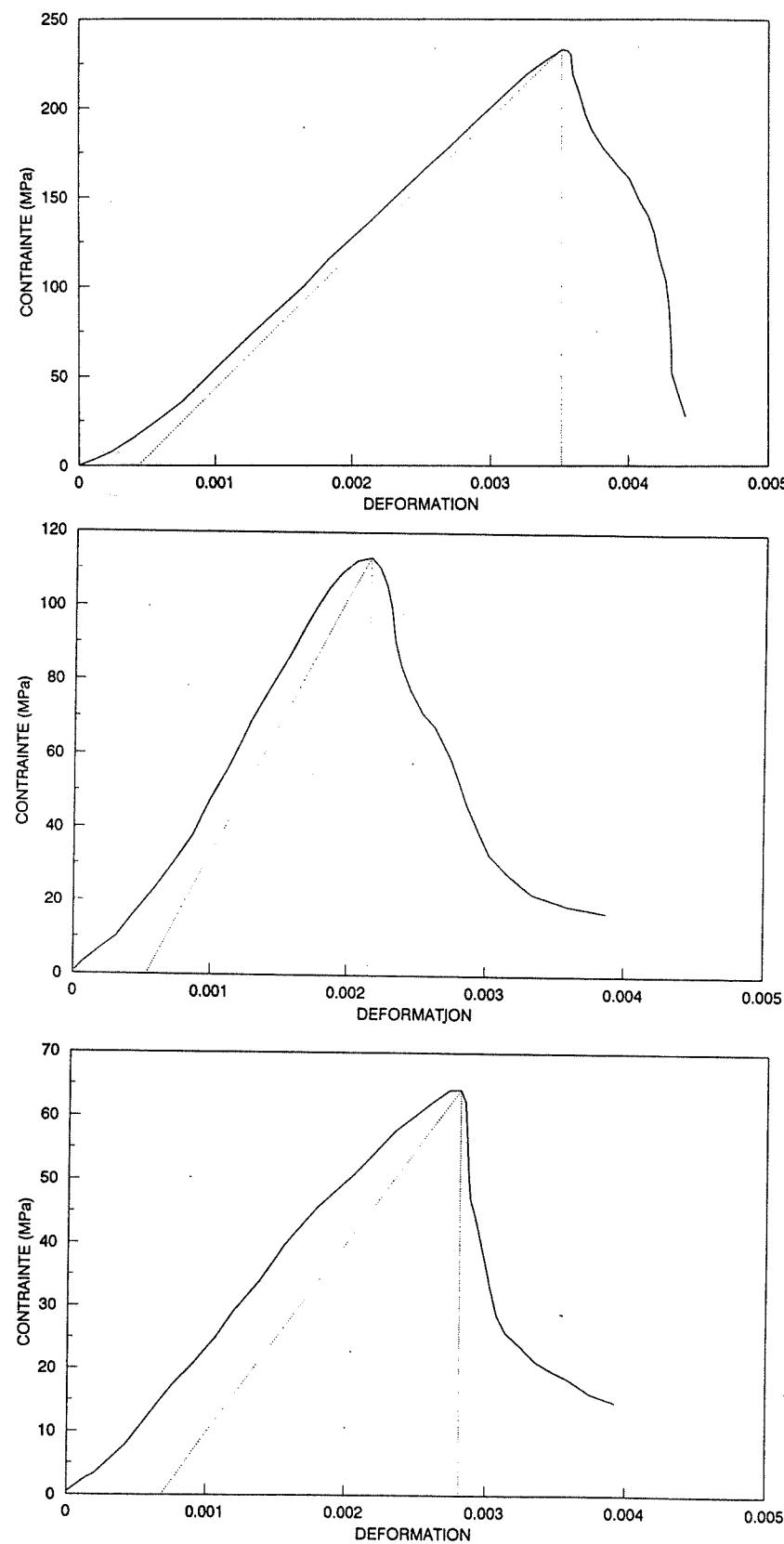


Figure C1. Courbes contrainte-déformation (d'après Wawersik et Fairhurst, 1970).

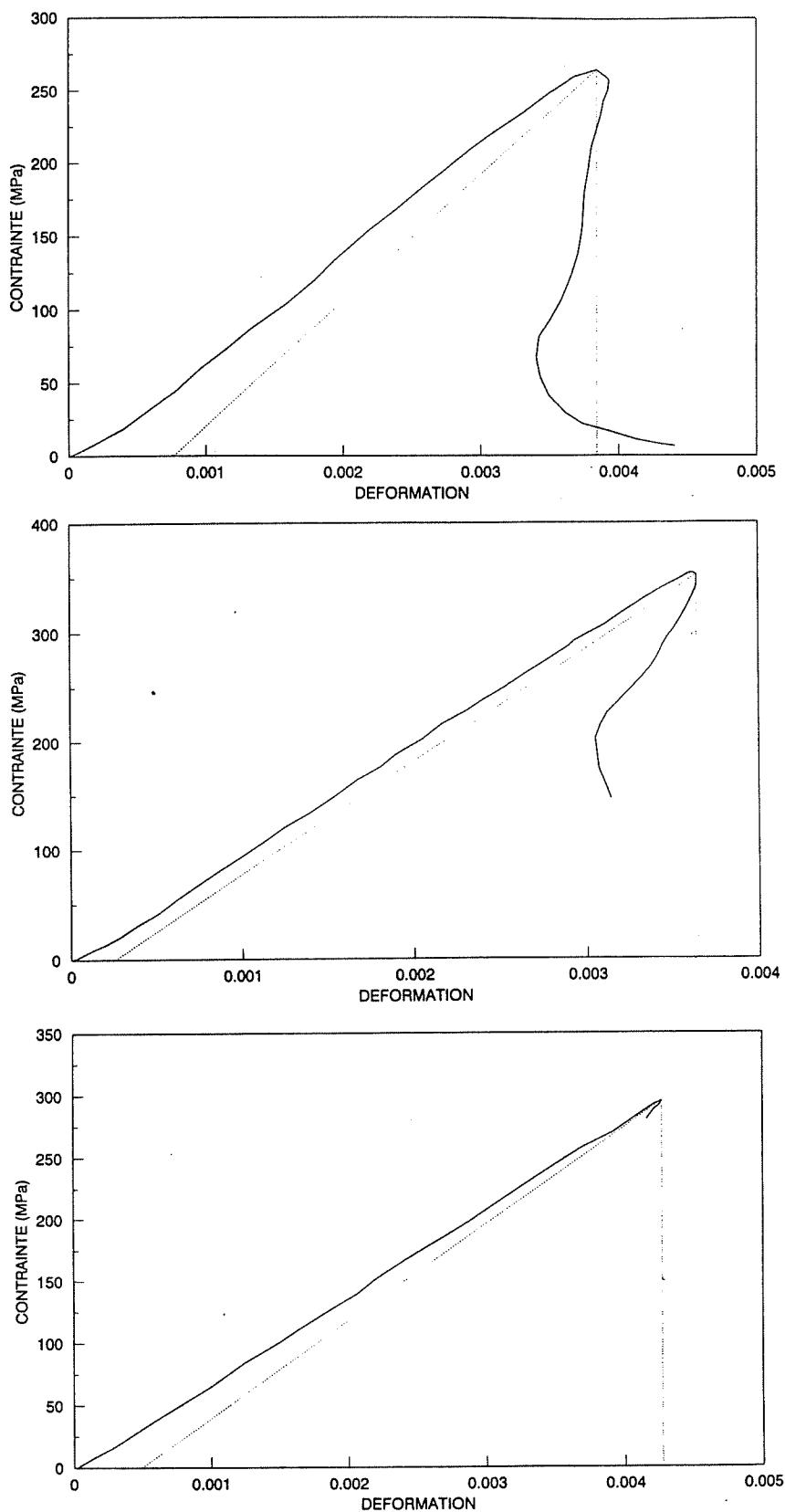


Figure C2. Courbes contrainte-déformation (d'après Wawersik et Fairhurst, 1970).

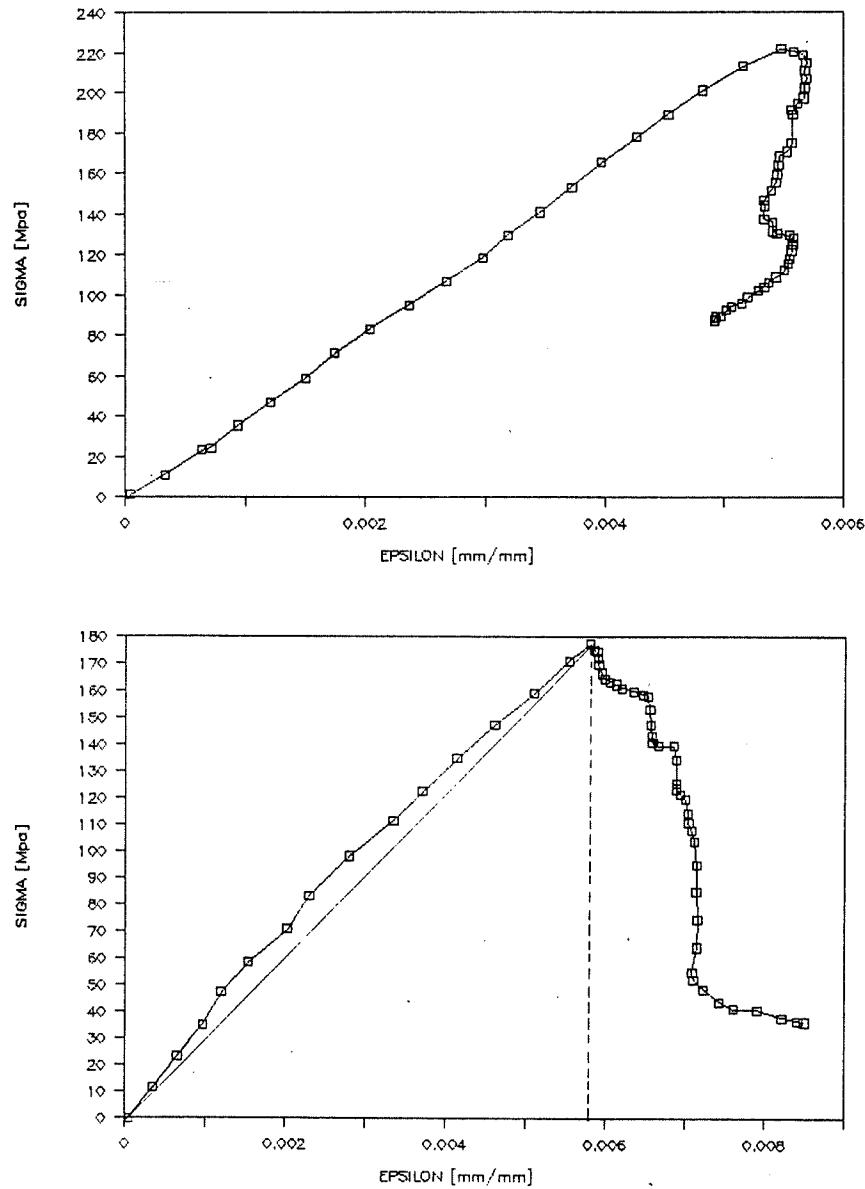


Figure C3. Courbes contrainte-déformation (d'après Hakami, 1988).

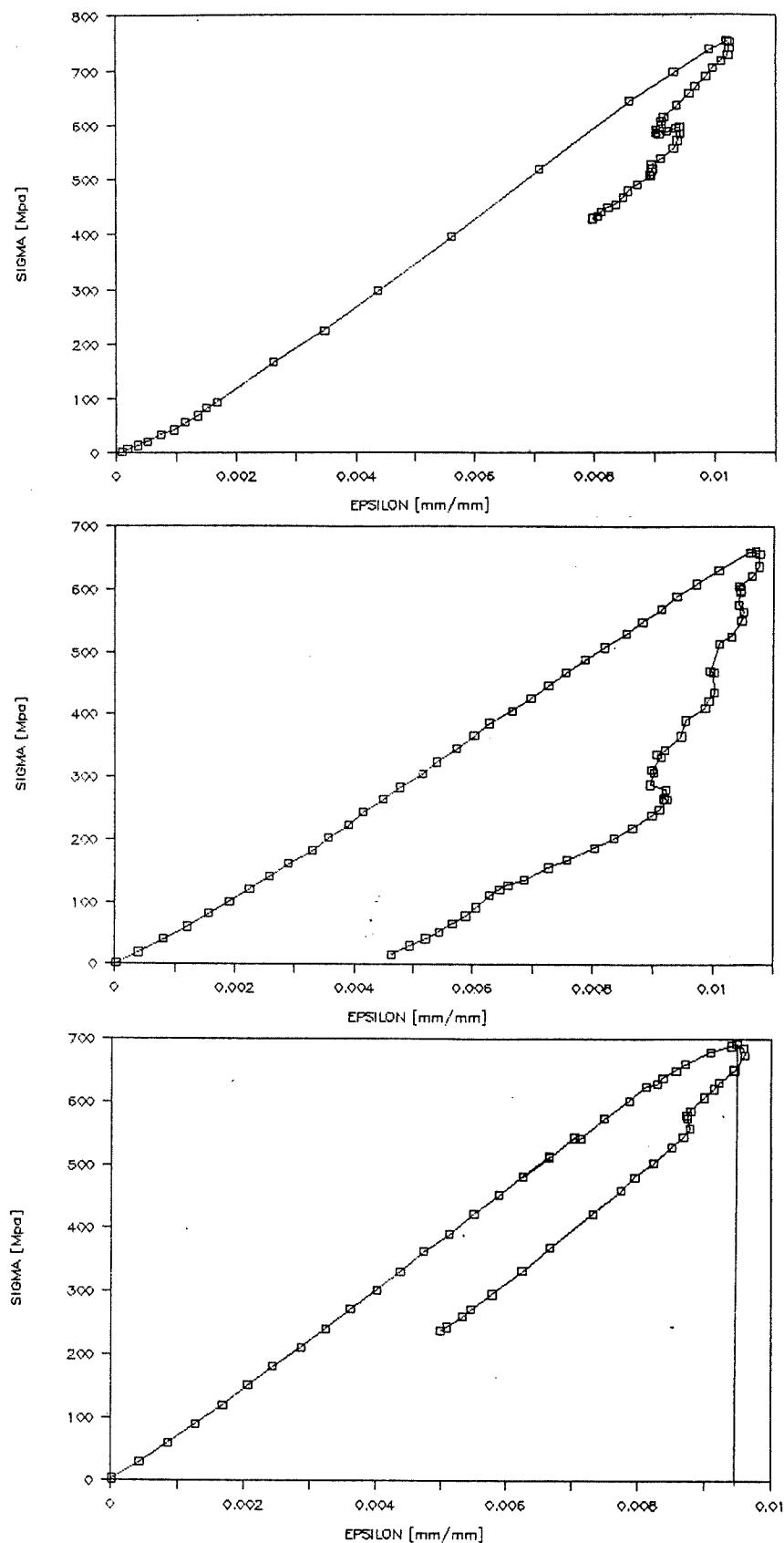


Figure C4. Courbes contrainte-déformation (d'après Hakami, 1988).

ANNEXE D

AUTRES RÉSULTATS D'ESSAIS DE COMPRESSION UNIAXIALE UTILISÉS

Les essais présentés dans cette annexe ont été utilisés pour fin de comparaison. Le tableau D1 donne les propriétés mécaniques des roches étudiées, où C_o est la résistance en compression uniaxiale, E , le module de déformation pré-rupture mesuré à 50% de la résistance ultime, $|E'|$, la valeur absolue du module de déformation post-rupture donné par la pente maximale de la courbe-enveloppe, $|E/E'|$, le rapport des modules, et BIM , la valeur de l'indice de fragilité modifié. Les figures D1 à D9 montrent les courbes contrainte-déformation obtenue lors de ces essais.

Tableau D1. Propriétés mécaniques des roches compilées à partir des figures D1 à D9.

Type de roche	C_o (MPa)	E (GPa)	$ E' $ (GPa)	$ E/E' $	BIM	Figure	Référence
Marbre	60.1	44.3	129	0.34	1.36	D1a	Lama et Gonano, 1976
Marbre	60.2	44.3	82.4	0.53	1.37	D1b	Lama et Gonano, 1976
Marbre	60.2	45.7	125	0.37	1.45	D1c	Lama et Gonano, 1976
Marbre	60.7	43.6	93.5	0.47	1.40	D2	Lama et Gonano, 1976
Marbre	128	28.2	111	0.25	1.16	D3	Fadeev et Kuzevanov, 1986
Calcaire	58.2	30.1	51.0	0.59	1.28	D4	Béournay et Shimotani, 1983
Quartzite	188	88.2	200	0.44	1.34	D5	Gates, 1988
Béton	73.4	26.6	31.6	0.84	1.34	D6a	Shah, 1984
Béton	50.3	26.6	21.9	1.26	1.31	D6b	Shah, 1984
Béton	39.9	19.2	16.8	1.14	1.47	D7a	Shah, 1984
Béton	20.4	16.0	3.25	4.92	2.01	D7b	Shah, 1984
Sel gemme	22.0	1.34	0.265	5.06	2.15	D8a	Heusermann et al., 1983
Sel gemme	23.3	1.60	0.363	4.41	1.84	D8b	Heusermann et al., 1983
Sel gemme	29.2	1.52	0.684	2.22	1.92	D9a	Heusermann et al., 1983
Sel gemme	26.6	1.17	0.303	3.86	1.96	D9b	Heusermann et al., 1983

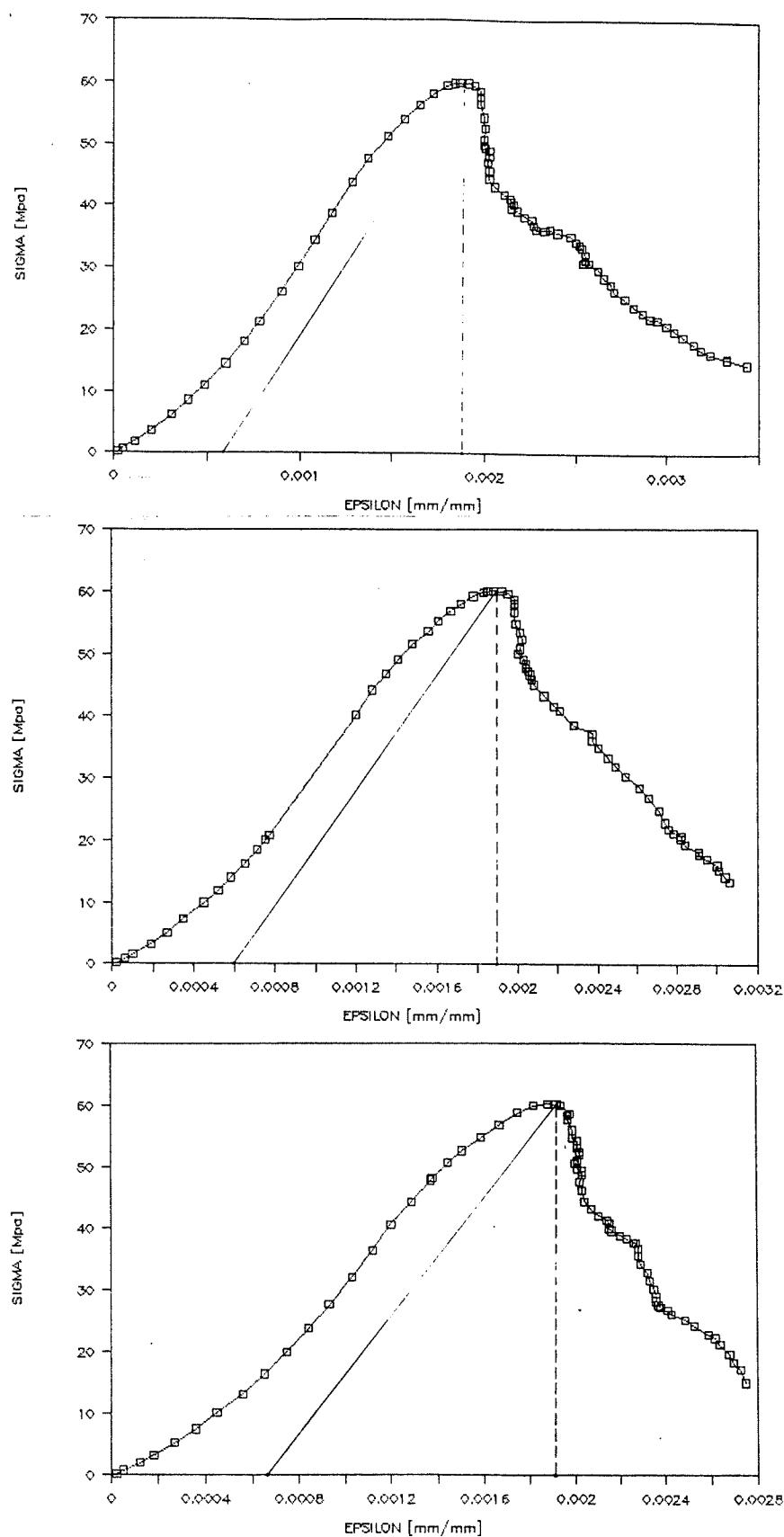


Figure D1. Courbes contrainte-déformation (d'après Lama et Gonano, 1976).

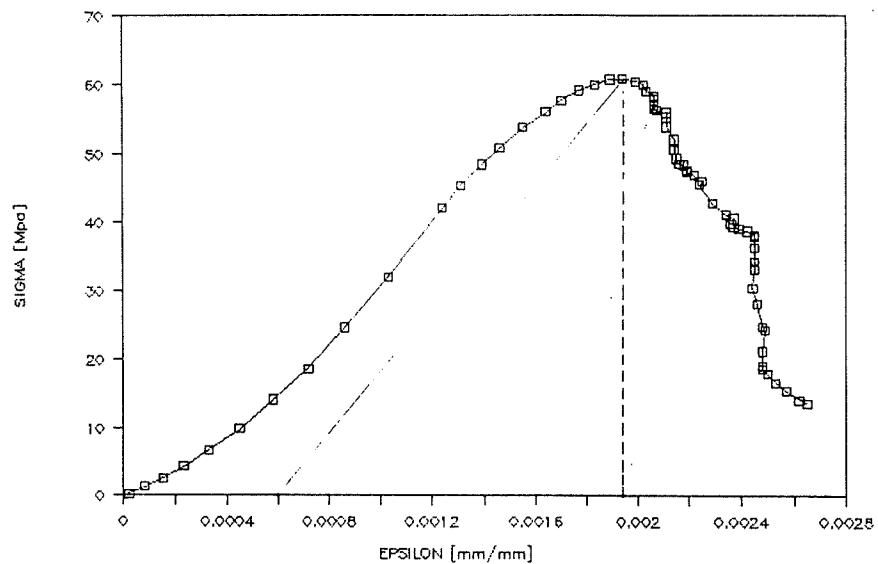


Figure D2. Courbe contrainte-déformation (d'après Lama et Gonano, 1976).

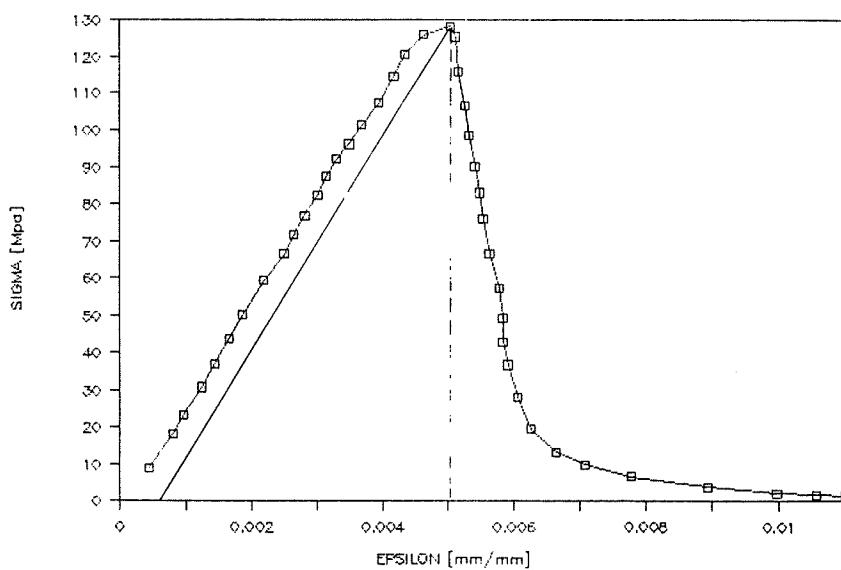


Figure D3. Courbe contrainte-déformation (d'après Fadeev et Kuzevanov, 1986).

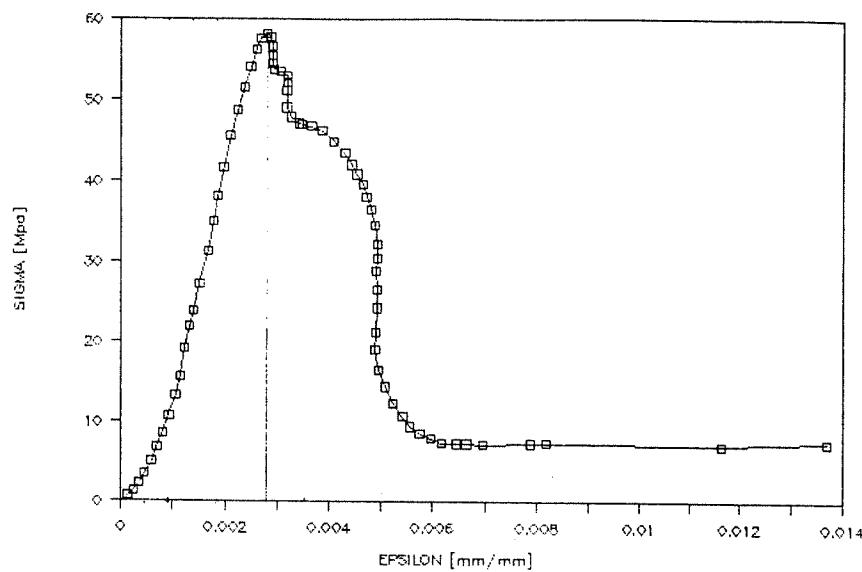


Figure D4. Courbe contrainte-déformation (d'après Béturnay et Shimotani, 1983).

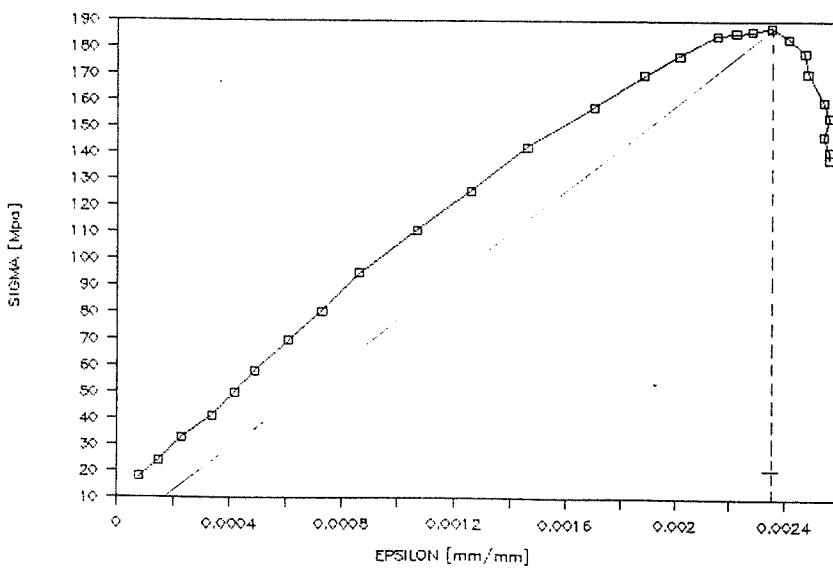


Figure D5. Courbe contrainte-déformation (d'après Gates, 1988).

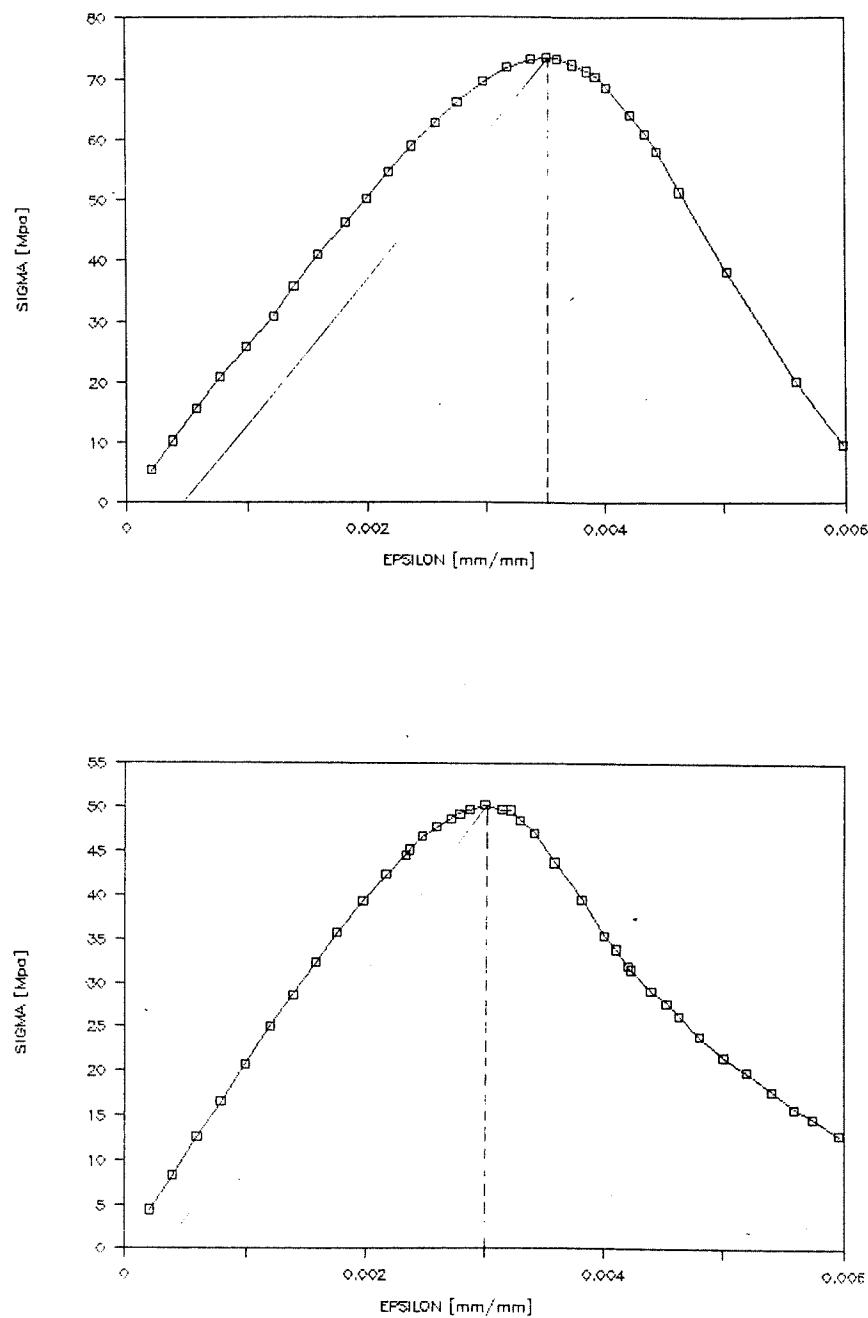


Figure D6. Courbes contrainte-déformation (d'après Shah, 1984).

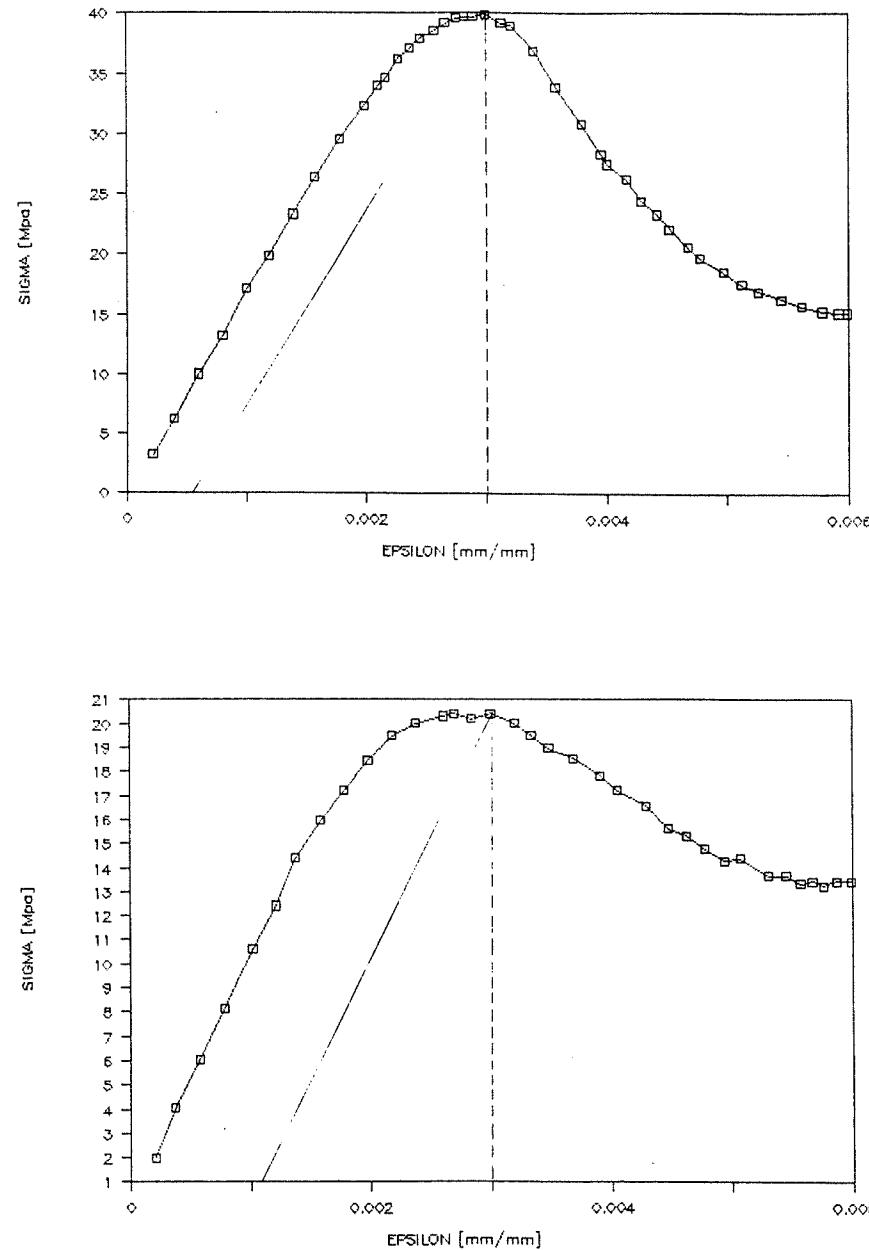


Figure D7. Courbes contrainte-déformation (d'après Shah, 1984).

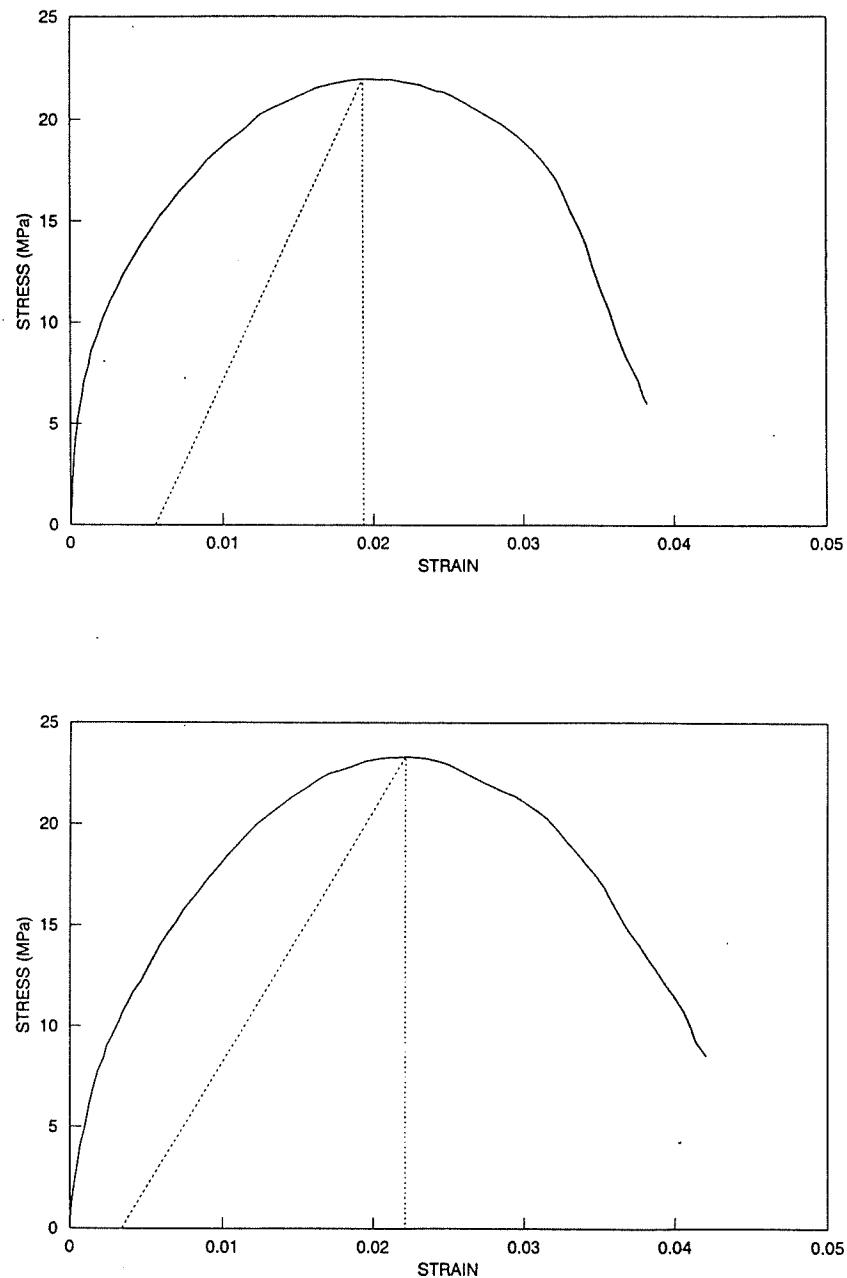


Figure D8. Courbes contrainte-déformation (d'après Heusermann et al., 1983).

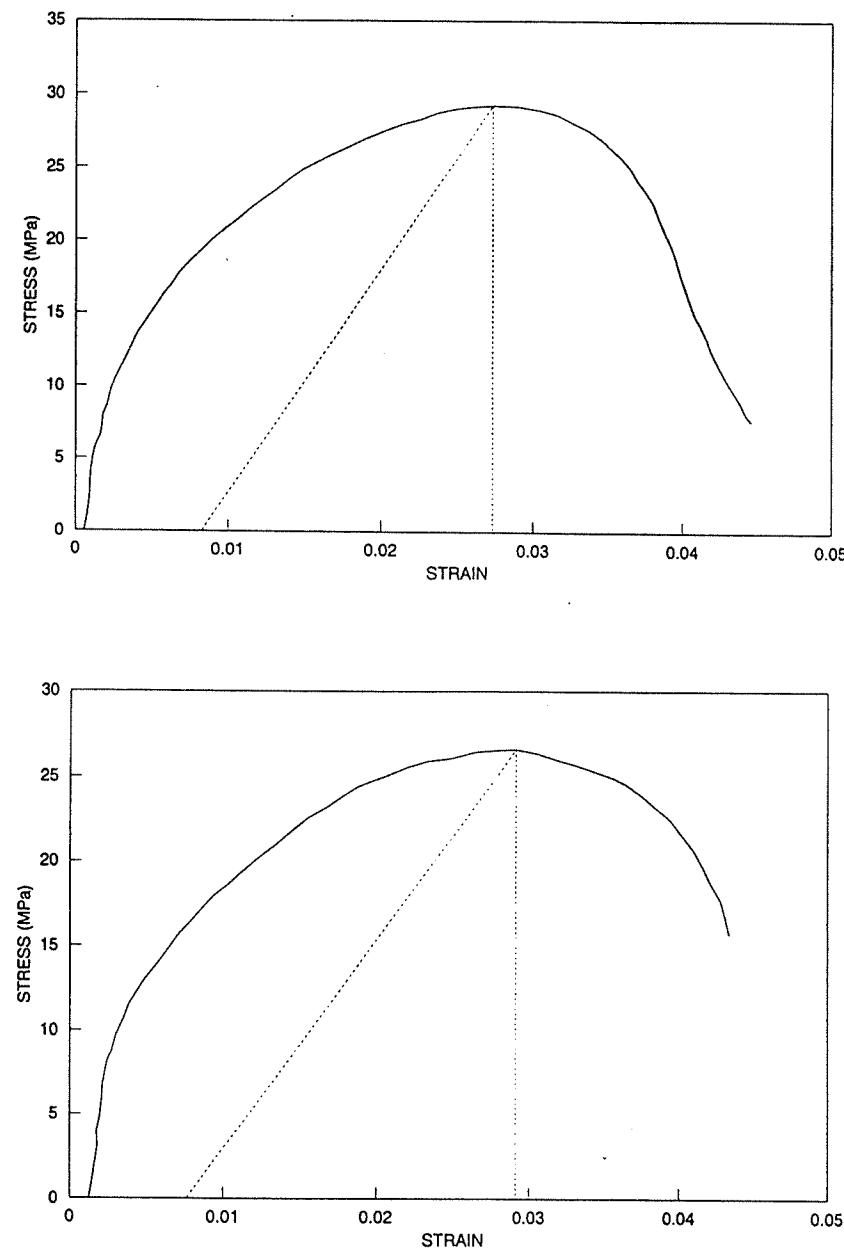


Figure D9. Courbes contrainte-déformation (d'après Heusermann et al., 1983).

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL



3 9334 00289883 9