

50376
1984
225

50376.
1984.
225.

N° d'ordre 1141

T H E S E

présentée à

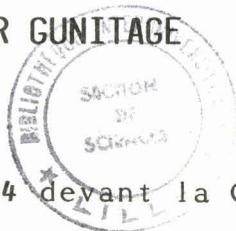
L'UNIVERSITE DES SCIENCES ET TECHNIQUES
DE LILLE

pour obtenir le grade de
DOCTEUR 3ème CYCLE

par **Jean Michel SIWAK**

CARRIERES DE CRAIE DU NORD DE LA FRANCE
COMPORTEMENT DES PILIERS ET CONFORTATION

PAR GUNITAGE



Soutenu le 1er Mars 1984 devant la Commission d'Examen

J U R Y

M. HENRY	Président
M. ROBINET	Rapporteur
M. PANET	Examineur
M. DEJEAN	Examineur
M. BIVERT	Examineur

0 04487 5

REMERCIEMENTS

Au seuil de cette thèse, je tiens à remercier :

Monsieur J.P. HENRY, Professeur à l'Université de Lille, qui m'a accueilli dans son équipe, et m'a initié à la Mécanique des Roches en dirigeant cette étude. Sa rigueur scientifique, sa passion, ses remarques et sa disponibilité m'ont été d'un grand soutien. Je le remercie de présider ce jury.

Monsieur ROBINET, Professeur à l'Université de Lille, qui au cours de discussions très fructueuses m'a conseillé. Je le remercie.

Monsieur PANET qui m'a fait l'honneur de s'intéresser à cette étude, et de m'avoir fait des remarques et suggestions fort intéressantes.

Monsieur DEJEAN, à travers lui le CERCHAR, et plus particulièrement Monsieur SCHARTZMANN, pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce travail et la mise à disposition de leurs moyens techniques.

Monsieur BIVERT et le personnel du SDICS pour la logistique in situ qu'ils m'ont accordé, et le vif intérêt qu'ils ont manifesté.

Cette thèse a bénéficié d'un soutien important de l'Ecole des Mines de DOUAI qui a mis à ma disposition son Laboratoire de Mécanique des Sols. Je remercie très sincèrement l'ensemble de l'Ecole, à travers Messieurs YOLIN et GERENTE pour les facilités qu'ils m'ont accordées.

Je ne saurais oublier Monsieur ADAMIEC qui m'a été d'un grand soutien pour la partie expérimentale et Madame LALOUX qui a eu la lourde tâche de déchiffrer le manuscrit.

INTRODUCTION	p. 1
--------------------	------

PARTIE A

1 - COMPORTEMENT FRAGILE	p. 3
1.1. INTRODUCTION	p. 3
1.2. ÉTUDE EXPÉRIMENTALE	p. 4
1.2.1. MODÈLE RETENU	p. 4
1.2.2. VÉRIFICATION DU CRITÈRE	p. 5
1.2.3. CALCUL DES PARAMÈTRES POST-RUPTURE	p.10
1.2.4. FORMULATION DU COMPORTEMENT POST-RUPTURE EN THÉORIE ISOTROPE	
1.3. REMARQUES	p.11
2 - COMPORTEMENT SOUS SOLLICITATIONS CYCLIQUES	p.13
2.1. RAPPEL DES PRINCIPALES LOIS DE COMPORTEMENT GLOBALES	p.13
2.1.1. COURBE DE WOHLER	p.14
2.1.2. DIAGRAMME DE GODMAN	p.15
2.1.3. RÈGLE DE MINER	p.16
2.2. ÉTUDE EXPÉRIMENTALE	p.16
2.3. RÉSULTATS	p.19
2.3.1. $\frac{\Delta V}{V_0}$ EN FONCTION DE N	p.19
2.3.2. AMPLITUDE DES DÉFORMATIONS EN FONCTION DE N	p.22
2.3.3. DÉFORMATIONS PLASTIQUES AXIALES EN FONCTION DE N	p.26
2.3.4. HYSTÉRÉSIS - RETARD	p.29
2.4. CONCLUSIONS SUR LE COMPORTEMENT EN FATIGUE DE LA CRAIE	p.30

PARTIE B

1 - METHODES DE CONFORTATION	p.33
1.1. INTRODUCTION	p.33
1.2. REMBLAYAGE	p.34
1.2.1. TECHNIQUE	p.34
1.2.2. MODÉLISATION	p.35
1.2.2.1. INTRODUCTION	p.35
1.2.2.2. EXPERIMENTATION	p.36
1.2.2.3. RESULTATS	p.37
1.2.2.4. CONCLUSION	p.40
1.3. CONCLUSION	
2 - ETUDE DU COMPORTEMENT DE LA RESINE	p.41
2.1. INTRODUCTION	p.41
2.1.1. GÉNÉRALITÉS SUR LES RÉSINES	p.42
2.1.2. RÉSINE CARACTÉRISÉE	p.42
2.2. CHALEUR D'HYDRATATION	p.43
2.2.1. GÉNÉRALITÉS	p.43
2.2.2. EXPÉRIMENTATION	p.43
2.3. RETRAIT	p.45
2.3.1. GÉNÉRALITÉS	p.45
2.3.2. EXPÉRIMENTATION	p.45
2.3.3. RÉSULTATS	p.46
2.4. COMPORTEMENT AU DURCISSEMENT	p.49
2.4.1. INTRODUCTION	p.49
2.4.2. EXPÉRIMENTATION	p.50
2.4.3. RÉSULTATS	p.50
2.4.3.1. RESISTANCE A LA RUPTURE R_c	p.50
2.4.3.2. MODULE D'YOUNG E	p.52
2.4.3.3. RESISTANCE A LA TRACTION R_T	p.54
2.4.3.4. RESISTANCE RESIDUELLE R_s	p.55
2.4.3.5. COHESION ANGLE DE FROTTEMENT	p.56
2.4.3.6. CONCLUSION	p.58

3 - ETUDE DU COMPORTEMENT CRAIE RESINE EN LABORATOIRE	p.6
3.1. DÉTERMINATION THÉORIQUE DE LA CONTRAINTE DE RETRAIT POUR UN CYLINDRE DE CRAIE SAINNE GUNITÉE	p.6
MODÈLE 1	p.6
MODÈLE 2	p.6
3.2. DÉTERMINATION EXPÉRIMENTALE DE LA CONTRAINTE DE RETRAIT SUR UN ÉCHAN- TILLON SAIN	p.6
3.2.1. EXPÉRIMENTATION	p.6
3.2.2. MISE EN PLACE - REMARQUES	p.6
3.3. COMPORTEMENT DE L'ÉCHANTILLON FRACTURÉ GUNITÉ	p.6
3.3.1. MODÉLISATION	p.6
3.3.2. INTERACTION CRAIE-RÉSINE	p.7
4 - ETUDE IN-SITU	p.7
4.1. SITE	p.7
4.2. ÉTUDE DU PILIER AVANT GUNITAGE	p.7
4.3. GUNITAGE DU PILIER	p.8
4.4. COMPORTEMENT APRÈS GUNITAGE	p.8
4.5. VÉRIFICATION DES HYPOTHÈSES	p.8
4.5.1. MODÉLISATION	p.8
4.5.2. DÉTERMINATION DES CONTRAINTES DANS LA RÉSINE	p.8
4.5.3. CONCLUSION	p.8
CONCLUSION	p.9
ANNEXE 1	p.9
BIBLIOGRAPHIE	p.10

INTRODUCTION

Dans les régions du Nord de la France subsistent, sur de vastes étendues, des carrières de craie souterraines, aujourd'hui abandonnées et parfois très altérées. Jadis situées en périphérie des villes, des lotissements et des ouvrages importants se créent aujourd'hui sur ces zones. Il se pose alors des problèmes de stabilité et de renforcement de ces carrières, et, en particulier, des piliers surchargés statiquement ou dynamiquement.

Des campagnes d'investigation, de contrôle et de suivi de l'évolution des excavations sont menées depuis plusieurs années par le Service Départemental de l'Inspection des Carrières Souterraines (S.D.I.C.S.). Des méthodes de calcul de stabilité ont été élaborées, en particulier par le Centre d'Etudes et de Recherche des Charbonnages (C.E.R.C.H.A.R.), notamment en ce qui concerne les piliers qui supportent toutes les charges. A l'heure actuelle, on envisage de transposer différentes techniques de confortation et de renforcement issues du Génie Civil ou des mines aux carrières souterraines, et d'en vérifier la faisabilité.

Le travail présenté dans ce mémoire se décompose en deux parties.

Dans la première partie, on s'intéresse plus particulièrement au comportement de la craie et du pilier. Après avoir présenté différentes méthodes de dimensionnement des piliers, et des différents modèles post-rupture continus susceptibles de définir leur comportement, on vérifiera leurs hypothèses.

Les piliers sont également sollicités dynamiquement à partir de la surface par le trafic. On détermine, alors, les conditions de rupture d'un échantillon de craie soumis à des chargements alternés. On cherchera par la suite à définir qualitativement le comportement de la craie sous l'effet de charges cycliques en analysant l'influence des paramètres qui peuvent intervenir : contrainte moyenne, amplitude du cycle, contrainte de confinement.

La deuxième partie est consacrée à la confortation des piliers des carrières souterraines de craie.

Dans le premier chapitre, sont analysées et comparées les différentes méthodes et techniques susceptibles d'être employées dans le cas des carrières, ainsi que leurs effets sur le comportement de la craie et du pilier. Une expérimentation particulière est effectuée sur la méthode la plus employée dans le Nord de la France, à savoir le remblaiement.

Le second chapitre est consacré à la caractérisation d'une résine utilisée in-situ pour des travaux de confortation par gunitage. Toutes les caractéristiques mécaniques de cette résine : retrait, modules, résistances sont déterminées en fonction du temps, de la température et de la proportion d'eau introduite lors de la préparation.

Dans le troisième chapitre, sont déterminées les contraintes de retrait susceptibles d'être exercées par la résine, par élaboration de modèles élastiques et par expérimentation en Laboratoire sur des échantillons de craie sains et fracturés.

Les résultats d'une expérimentation de gunitage d'un pilier in-situ sont analysés au Chapitre 4. On tentera alors de qualifier et de quantifier l'effet d'un gunitage à partir des caractéristiques du pilier et de celle de la résine.

PARTIE A



CHAPITRE 1

COMPORTEMENT FRAGILE

1.1. INTRODUCTION

Le dimensionnement des piliers qu'ils soient de mines ou de carrières souterraines s'est fait initialement à partir de considérations essentiellement géométriques. Différents modèles, tels ceux de l'aire tribulaire ou de dalles en appuis simples ou encastres [46] ont été développés. Tincelin [99] distingue en outre les piliers selon le caractère temporaire de leur stabilité.

Lors de sollicitations "simples" telles qu'une compression, il y a une modification des caractéristiques du matériau en post-rupture. Le comportement devient anisotrope du fait de la microfissuration qui se développe. La caractérisation du matériau dépend alors du champ de contrainte, de l'état d'altération et de l'histoire des sollicitations. L'évolution des différents paramètres mécaniques en post-rupture ne peut se définir en termes d'endommagement, la fissuration étant difficilement caractérisable, mais plutôt par des modèles incrémentaux précisés expérimentalement [14] [32].

Différentes lois de comportement ont été formulées pour les roches en considérant le milieu en post-rupture :

- . parfaitement plastique [86]
- . élastofragile à rupture brutale [42]
- . radoucissant, pour lequel la décompression est due à une perte de cohésion [75] [10] [42]

et en postulant la conservation de l'isotropie dans la post-rupture. Yuritzin [102] et Priou [80] ont étudié numériquement la stabilité d'ouvrages souterrains sur la base de tels comportements.

D'autres modèles continus ont été proposés au cas de piliers homogènes et isotropes par :

- . Pietruszczak et Mroz [78] qui considèrent que la frontière d'écoulement élastoplastique dépend des pressions hydrostatiques et de la variation de la densité et de la porosité ;

. Petukhov et Linkov [77] qui supposent l'inexistence d'une décohésion mais plutôt la réduction de la section effective de l'échantillon en Laboratoire.

Salomon et Oravicz [88] constatent qu'un pilier est composé d'une partie centrale saine, soumise à une compression uniaxiale et de bords décomprimés avec des modules différents.

Tijani [98] détermine alors la stabilité d'un pilier carré dans la phase radoucissante à partir d'un facteur de forme et d'un taux de plastification.

Ghoreychi [46] en vérifie numériquement la stabilité par une transformation élastique équivalente qui l'amène au point de charge par ajustement de modules.

1.2. ETUDE EXPERIMENTALE

Un certain nombre de modèles continus permettent de définir numériquement le comportement d'un pilier. Sur un modèle élastoplastique avec écrouissage négatif, on vérifie les hypothèses concernant le comportement de la craie afin de modéliser ultérieurement le comportement d'un pilier de craie d'une carrière à faible profondeur.

1.2.1. MODELE RETENU

Le domaine élastique est limité par un critère de Coulomb indépendant de la contrainte intermédiaire. La chute de résistance progressive après la rupture est due à la décroissance linéaire de la cohésion en fonction d'un paramètre d'écrouissage γ comme celui défini par Berest et Nguyen-Minh [11]

$$(1.16) \quad \gamma = \gamma_0 \int_0^t \sum_{i=1}^3 |\dot{\epsilon}_i^P| dt$$

$\dot{\epsilon}_i^P$: vitesse de déformation plastique.

Après la phase radoucissante, le matériau possède un comportement parfaitement plastique.

Dans le domaine plastique, le critère s'écrit [11] :

$$\frac{f(\sigma)}{\lambda} = K_p \sigma_1 - \sigma_3 - (K_p - 1) H(\gamma)$$

$$H(\gamma) = c(\gamma) \cotg \phi$$

$$(1.17) \quad \text{ou} \quad c(\gamma) = \begin{cases} c - (c - c_0) \gamma & \text{si } \gamma < \gamma_0 \\ c_0 & \text{si } \gamma > \gamma_0 \end{cases}$$

$$H > \sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3 \quad \text{contraintes principales ordonnées}$$

c , c_0 et ϕ sont les cohésion, cohésion résiduelle et angle de frottement interne.

Dans la zone plastique, les déformations totales ϵ^t se décomposent en une déformation élastique ϵ^e et une déformation plastique ϵ^p

$$(1.18) \quad \epsilon^t = \epsilon^e + \epsilon^p$$

La déformation élastique est déterminée par la théorie de l'élasticité, ce qui suppose que le module d'Young et le coefficient de Poisson sont conservés dans la post-rupture.

La craie est contractante sous un tenseur sphérique, jusqu'à devenir un matériau pulvérulent lorsque la pression isotrope est élevée |102|. En compression, sous un tenseur déviatorique, la craie devient dilatante juste avant la rupture. Les déformations plastiques dérivent alors d'un potentiel plastique $g(\sigma_1, \sigma_3)$ différent du critère.

$$g = \beta \sigma_1 - \sigma_3$$

$$(1.19) \quad \text{avec } \sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$$

$$\text{et } \beta \in |1, Kp|$$

1.2.2. VERIFICATION DU CRITERE

Sur une presse asservie de type MTS 2,5 tonnes, un échantillon de craie blanche saturée (diamètre 36 mm, élancement 2) est amené à la rupture par compression triaxiale sous les confinements de 0,3 et 0,7 MPa à la vitesse de déformation constante de 0,01 mm/mn. Les caractéristiques de cette craie sont les suivantes :

résistance à la compression	R = 4 MPa
module d'Young	$E^c = 1000$ MPa
coefficient de Poisson	$\nu = 0,15$
cohésion	c = 0,7 MPa
cohésion résiduelle	$c_o = 0,1$ MPa
porosité ouverte	$\eta_o = 40$ %
angle de frottement interne	$\phi_o = 40^\circ$
coefficient de dilatance	$\beta = 1,1$

Dans la phase radoucissante, une série de charges et de décharges est réalisée de la manière suivante. Dès que le point de charge atteint le seuil de rupture, est effectuée, jusqu'à stabilisation totale, une relaxation. L'échantillon est ensuite déchargé jusqu'à l'état de contrainte nul à la vitesse de charge, puis rechargé. Cette série de charges et de décharges se poursuit sur une dizaine de cycles. Sur les figures 1.2 et 1.3 sont représentées les contraintes en fonction des déformations axiales lors du processus cité respectivement pour des confinements de 0,3 et 0,7 MPa.

D'après le modèle retenu, les modules de charge et de décharge en post-rupture restent identiques au module de la première charge. Il apparaît sur les figures 1.1 et 1.2 qu'il n'en est rien. Dans la phase radoucissante, l'inverse des modules de recharge suit une loi linéaire, en première approximation, en fonction de la déformation plastique axiale ϵ^p . Sur les figures 1.3 et 1.4 sont représentées la variation de $1/E$ en fonction de ϵ^p pour les confinements de 0,3 et 0,7 MPa. Il apparaît sur ces courbes que les modules augmentent au début de la phase parfaitement plastique, pour ensuite redécroître. Il est néanmoins possible de consi-

dérer que le module est constant à la fin de la phase radoucissante dans la zone correspondante à la 4^e charge de la figure 1.1. Le matériau passe ensuite dans le domaine des très grandes déformations, l'échantillon ne pouvant plus être considéré homogène et isotrope du fait du très grand nombre de fractures et de zones totalement broyées.

L'angle de frottement interne est conservé pendant le comportement radoucissant.

Sur les figures 1.2 et 1.3, il est à noter que :

- . la vitesse de déformation axiale utilisée est relativement élevée ce qui explique que les premières relaxations soient très importantes [53], [50]
- . la décharge totale de l'échantillon provoque une perte de contact avec le piston aux 1^{er} et 2^e cycles sur la figure 1.3 où les boucles d'hystérésis de recharges n'existent pas. Une décharge incomplète éviterait cet inconvénient [8].

L'évolution de la variation de volume suit la loi présentée par Bieniawski [15]. Le changement de pente dans la variation de volume se poursuit pendant la relaxation et la décharge. A partir de la deuxième charge, cette évolution ne se fait comme décrite par Bieniawski qu'à partir d'un niveau de contrainte faible. Ce fait est dû à la vitesse de décharge et à la non stabilisation de l'eau dans l'échantillon en fin de décharge. Cette stabilisation peut s'effectuer au bout de plusieurs heures.

Le courbe tracée en pointillé sur la figure 1.2, en fin de phase de relaxation, représente le comportement de la craie pour une vitesse de déformation quasi-nulle, et par conséquent celui à long terme pour des sollicitations de type compression [59].

Compte tenu du complément apporté par cette expérimentation au comportement de la craie, il apparaît nécessaire de déterminer les nouveaux paramètres d'écrouissage et de post-rupture, dans le cadre d'une théorie post-rupture isotrope ou module et cohésion varient dans la phase radoucissante.

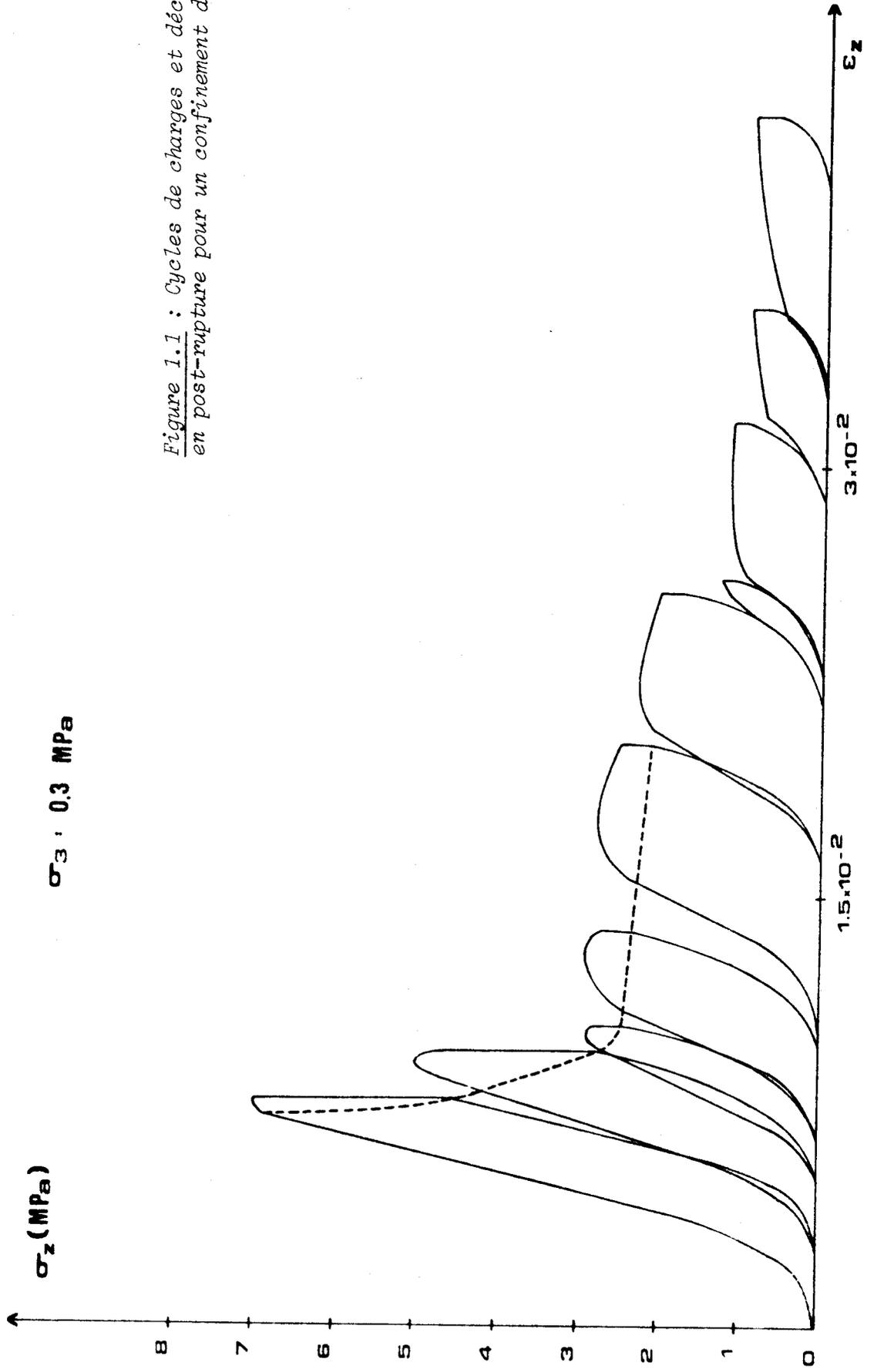


Figure 1.1 : Cycles de charges et décharges en post-rupture pour un confinement de 0,3 MPa

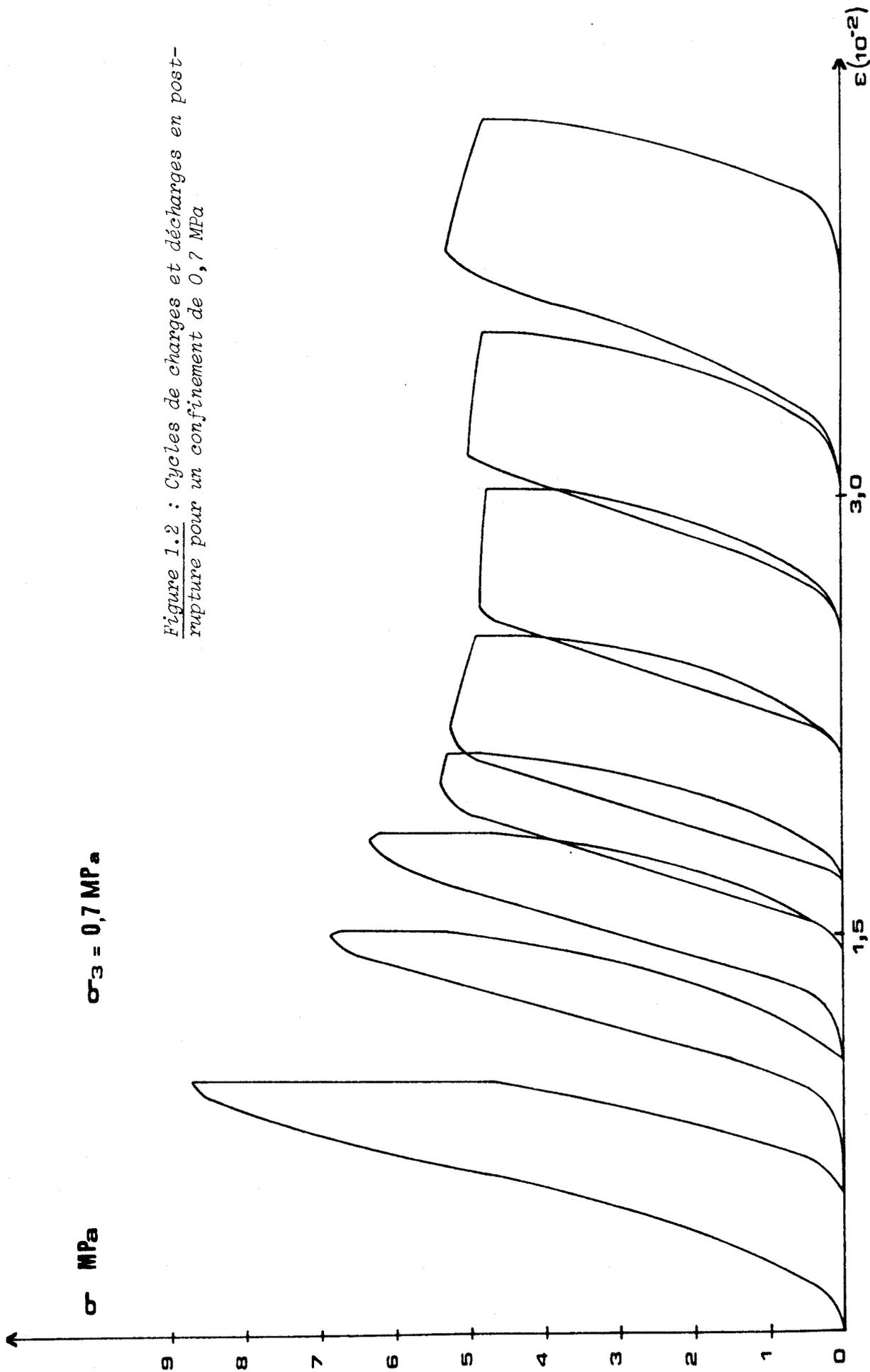


Figure 1.2 : Cycles de charges et décharges en post-rupture pour un confinement de 0,7 MPa

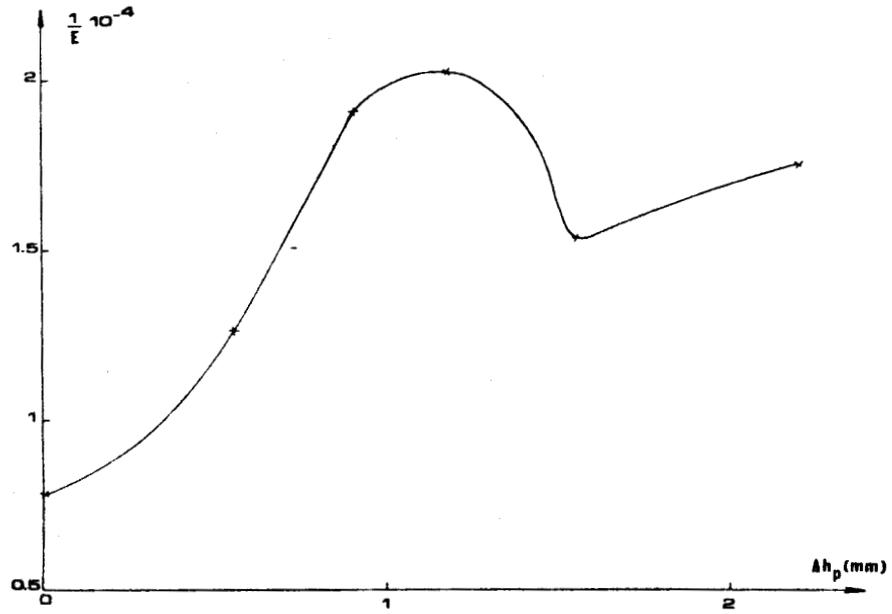


Figure 1.3 : Inverse du Module d'Young en fonction de la déformation plastique axiale ($\sigma_3 = 0,3$ MPa)

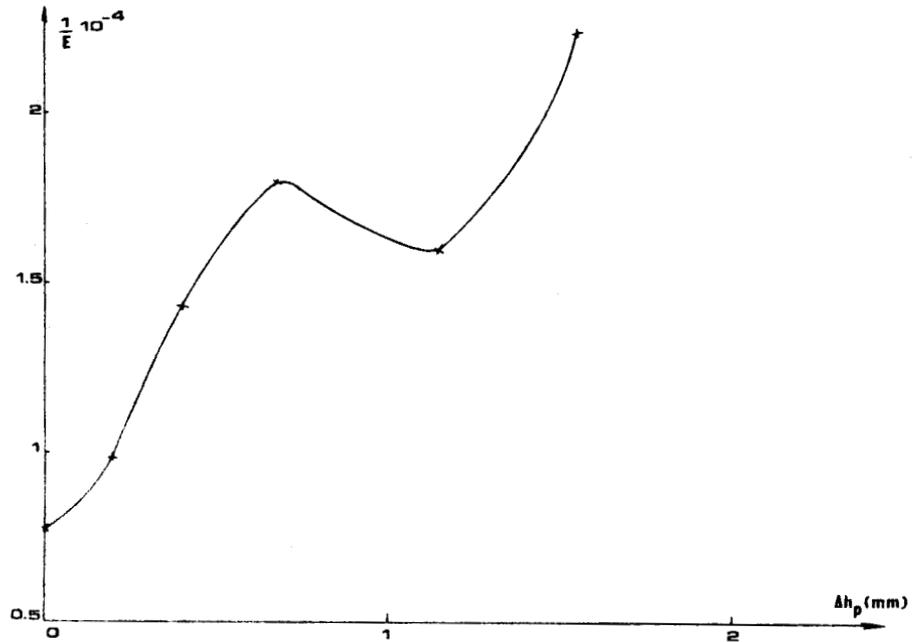


Figure 1.4 : Inverse du module d'Young en fonction de la déformation plastique axiale ($\sigma_3 = 0,7$ MPa)

1.2.3. CALCUL DES PARAMETRES POST-RUPTURE

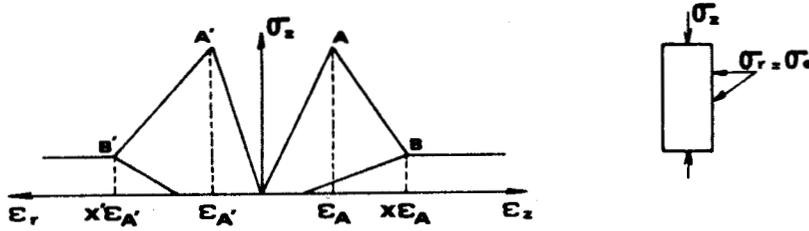


Figure 1.5 : Schéma post rupture

Afin de garantir l'isotropie du comportement, on généralise la variation du module en post-rupture à la déformation plastique généralisée γ .

Dans un essai de compression simple, en considérant la variation de la cohésion et du module, et en comptant positivement les compressions ; les paramètres post-rupture x et x' , d'écroutissement γ_0 et de dilatance β définis par Berest et Nguyen-Miny [10] (fig. 1.5) vérifient les relations suivantes :

$$\frac{\beta}{2\nu} = \frac{E_0}{E} \left(\frac{x'c - c_0}{x c - c_0} \right)$$

$$\gamma_0 = (\beta + 1) (Kp - 1) \cotg \phi \left(\frac{x c}{E} - \frac{c_0}{E_0} \right) \quad \text{avec} \quad \gamma_0 = 2 (\beta + 1) \lambda_0$$

où les couples (E, c) et (E_0, c_0) correspondent au module et cohésion respectivement initiaux et en fin de zone radoucissante. Lorsque le module est supposé constant, on retrouve les relations présentées par Berest et Nguyen [12]

Il est à noter que seules les valeurs de β et de γ_0 sont modifiées par ce critère, et que les paramètres x et x' sont identiques pour les deux critères mais influencés par le confinement.

1.2.4. FORMULATION DU COMPORTEMENT POST-RUPTURE EN THEORIE ISOTROPE

Sous les hypothèses de comportement plastique avec écroutissement négatif non visqueux et de petites déformations d'un matériau non standard initialement homogène et isotrope, le tenseur des vitesses de déformations $(\dot{\epsilon}_{ij})$ se décompose selon Maier et Hueckel [61] en :

. une partie réversible $(\dot{\epsilon}_{ij}^R)$

$$\dot{\epsilon}_{ij}^R = C_{ijkl} \dot{\sigma}_{kl}$$

(C_{ijkl}) = tenseur d'élasticité.

. une partie irréversible $(\dot{\epsilon}_{ij}^P)$ qui est la somme :

- d'une déformation plastique $(\dot{\epsilon}_{ij}^P)$ dérivant d'un potentiel $g(\sigma_{ij}, H)$

$$\dot{\epsilon}_{ij}^P = \lambda \frac{\partial g(\sigma_{ij}, H)}{\partial \sigma_{ij}}$$

λ scalaire strictement positif

H représentant l'histoire du matériau

- et d'une déformation due à la variation des coefficients d'élasticité (ε_{ij}^c)

Les conditions d'existence et d'unicité des contraintes et déformations ainsi que les conditions de stabilité sont analysées par ces auteurs [61].

Avec les notations et hypothèses précédentes, le critère pouvant s'appliquer à la craie peut s'écrire sous la forme :

$$Kp \sigma_1 - \sigma_3 + (Kp - 1) H(\gamma) = 0$$

$$H(\gamma) > \sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$$

$$H(\gamma) = c(\gamma) \cotg \phi$$

$$c(\gamma) = \begin{cases} c - (c - c_0) \gamma & \text{pour } \gamma < \gamma_0 \\ c_0 & \text{pour } \gamma > \gamma_0 \end{cases}$$

$$\frac{1}{E}(\gamma) = \begin{cases} \frac{1}{E} - \left(\frac{1}{E} - \frac{1}{E_0}\right)\gamma & \text{pour } \gamma < \gamma_0 \\ \frac{1}{E_0} & \text{pour } \gamma > \gamma_0 \end{cases}$$

1.3. REMARQUES

Une résolution analytique, par ce modèle, du pilier s'avère délicate. En effet, l'ouverture des galeries provoque une décompression latérale du pilier et la non uniformité des charges qui lui sont appliquées. L'épaisseur de la zone déconsolidée varie avec la hauteur. Il y a apparition d'un cisaillement qui ne peut être négligé dans les phases plastiques du comportement du pilier. La fissuration n'étant alors plus verticale, il y a rotation des axes principaux des contraintes en particulier. Le coeur du pilier restant quant à lui en compression pure, tout au moins pour les piliers de faible élancement. Par contre, en Laboratoire, une compression correctement réalisée induit une fissuration essentiellement verticale rendant le matériau anisotrope, les axes principaux de déformations et de contraintes restant inchangés.

Ce modèle applicable analytiquement à des cas très simples ne peut donc être exploité que numériquement pour des problèmes réels et en particulier aux piliers.

La plupart des modèles elastoplastiques ou continus ne mettent pas en évidence la dégradation anisotrope du matériau. La fissuration qui se développe avant la rupture est alors ignorée. De plus, la dilatance induite par la post-rupture n'est connue que dans sa partie plastique. Cette dilatance et la perte de caractéristiques mécaniques ne sont dues qu'à la propagation et l'ouverture de fissures.

L'approche par les modèles continus de la stabilité des piliers cesse d'être valable :

- lorsque l'anisotropie induite par la post-rupture est très marquée,

- . pour des piliers en post-rupture, généralement petits, pour lesquels les déformations ne sont plus homogènes [88] et qui voient apparaître des zones broyées,
- . lorsque des familles importantes de discontinuité traversent les piliers.

Certes le mécanisme de rupture par compression n'existe pas ; néanmoins, les piliers pour lesquels les hypothèses des modèles fragiles continus ne sont plus vérifiées doivent être étudiées à partir de nouvelles approches qui tiendront compte de l'anisotropie et de la fissuration.

CHAPITRE 2

COMPORTEMENT SOUS SOLLICITATIONS CYCLIQUES

Dans les carrières à faible profondeur, les piliers sont soumis à des charges statiques ou à des sollicitations répétées dues principalement au trafic routier en surface. Ces dernières engendrent un endommagement progressif du matériau. La fatigue induite par ces sollicitations provoque une altération mécanique qui peut entraîner la réduction des contraintes, ou la rupture au bout d'un temps fini in-situ.

Bien que se faisant au sein du matériau, l'endommagement peut se faire globalement ou localement, et sous des contraintes appliquées nettement inférieures à la limite de rupture. L'altération dépend principalement du niveau des contraintes appliquées, du nombre de cycles, de la forme du signal et parfois du milieu environnant.

Un massif rocheux n'est généralement pas homogène, de plus, il est traversé par des familles de discontinuités telles que fissures ou diaclases. Néanmoins, on peut considérer que l'altération de ce massif se fait par la modification des caractéristiques du matériau le constituant. Cette modification est provoquée entr'autres par les conditions précédemment citées auxquelles s'ajoutent dans le cas des craies, des phénomènes physico-chimiques tels que la dissolution-recristallisation. Cette dernière action transforme structurellement le matériau et ses conséquences sont à préciser.

L'altération est locale, lorsque par suite de défauts structurels apparaissent des concentrations de contraintes localisées, donnant naissance à un plan discret de fracture. Ce dernier ne se propage que lorsque la fissure atteint une longueur critique, qui n'est obtenue qu'à partir d'un certain niveau de contraintes appliquées.

Dans les applications, il est intéressant de connaître le niveau des sollicitations pour lequel le matériau conserve une certaine stabilité pour une application donnée.

2.1. RAPPEL DES PRINCIPALES LOIS DE COMPORTEMENT GLOBALES

Les structures en Génie Civil, et en particulier les piliers sont souvent soumis à des sollicitations par fatigue. Généralement, cette fatigue se fait par compression axiale. Le processus de dégradation engendre de la fissuration qu'il est souhaitable de caractériser. L'étude de la fatigue

peut alors s'effectuer en déterminant l'état de fissuration du matériau ou les vitesses de fissuration. Or, les modèles de mécanique de la rupture ne font pas intervenir un mode propre en compression. De plus, dans certains cas, la propagation d'une fissure en fatigue peut ne représenter qu'une partie négligeable de la durée de vie du matériau.

Le comportement mécanique et l'état de ce matériau en fatigue est approché de façon globale. On suppose que le comportement de l'échantillon ou d'une série d'échantillons sera représentatif du comportement réel de la structure soumise aux mêmes efforts. On néglige en outre l'effet d'échelle. On caractérise alors le matériau à la fatigue par ses caractéristiques d'endurance et d'endommagement. La limite d'endurance σ_d est définie par la contrainte axiale maximale que peut supporter l'échantillon avant que ne s'amorce une fissure conduisant à la ruine. L'état de fissuration de l'échantillon au cours de l'essai, ne pouvant être précisé correctement, l'endommagement qui en résulte est défini par l'écrouissage global qui en résulte.

Dans la suite, le comportement à la fatigue ne sera abordé qu'en termes d'endommagement par la détermination de σ_d et de l'écrouissage. On se restreindra aux sollicitations de compression axiales sinusoïdales définies par les contraintes axiales moyennes σ_m et minimale σ_{\min} (fig. 2.1)

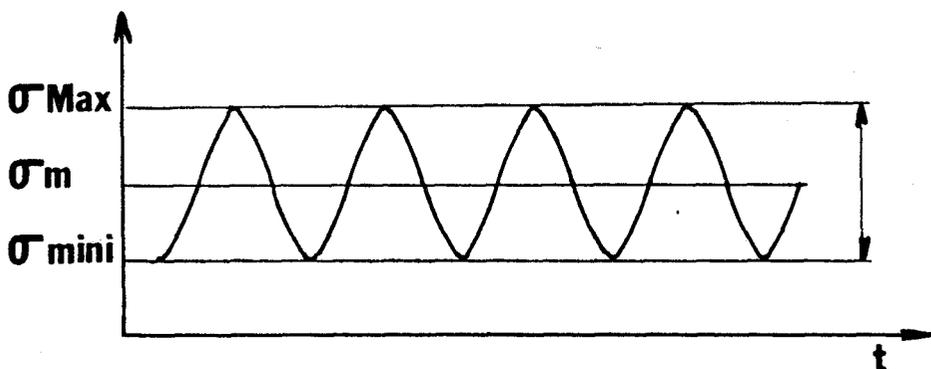


Figure 2.1 : Type de sollicitation retenue

2.1.1. COURBE DE WOHLER

On soumet un matériau à un chargement cyclique de compression simple défini par ses contraintes maximales et minimales. La courbe de WOHLER détermine la durée de vie et la limite d'endurance en fonction de la contrainte moyenne appliquée (fig. 2.2) [7]

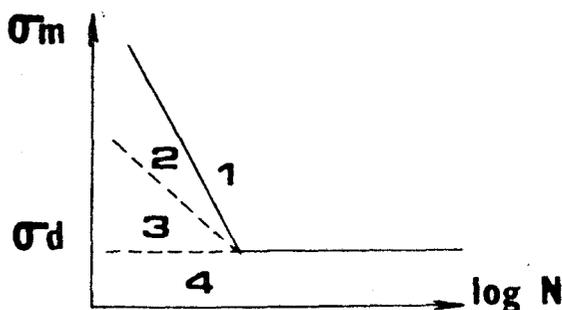


Figure 2.2 : Diagramme de WOHLER

Avant d'atteindre la limite d'endurance σ_d , la courbe est en général une droite dans un diagramme $(\sigma_m, \text{Log } N)$ où N^d est le nombre de cycles appliqués.

L'équation de cette droite peut s'écrire sous la forme :

$$(2.1) \quad \text{Log } N = a - b \sigma_m \quad \text{équation de WÖHLER}$$

où a et b sont des constantes dépendant du matériau déterminées expérimentalement.

L'endommagement par fatigue présente deux aspects [7], l'un physique ou intuitif qui correspond aux variations des caractéristiques mécaniques ou physiques ; l'autre descriptif ou quantitatif de la rupture. L'état du matériau est défini par quatre zones (fig. 2.2) :

- 1 - éprouvettes rompues
- 2 - endommagement par surcharges
- 3 - amélioration de l'endurance selon l'effort
- 4 - éprouvettes non rompues

2.1.2. DIAGRAMME DE GODMAN

Pour des durées de vie données, on peut définir les sollicitations en fonction de σ_m . Le chargement caractérisé par σ_{\max} et σ_{\min} est représenté par un seul point. [14]

Le lieu des points correspondant à des chargements ayant donné une durée de vie égale sont tracés sur le graphe de la figure 2.3.

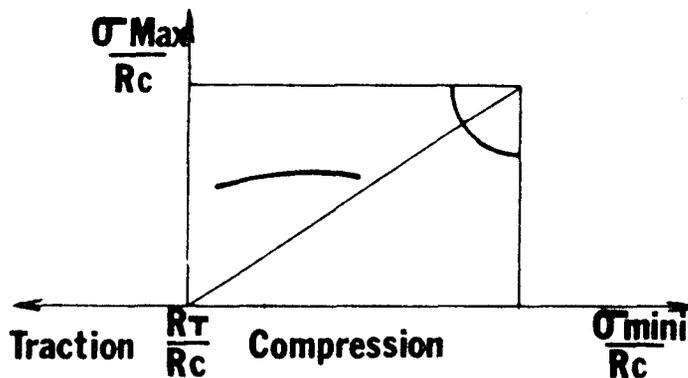


Figure 2.3 ; Diagramme de Godman

R_c : résistance à la compression simple

R_T : résistance à la traction

On obtient des courbes d'égale durée de vie pour des amplitudes et des contraintes moyennes différentes.

Remarquons que lorsque σ_{\min} tend vers σ_{\max} , le nombre de cycles n'est plus représentatif de la durée^{mini} de vie. La forme^{max}, la fréquence du signal et les contraintes appliquées influent fortement sur la forme des courbes dans le coin supérieur droit ; l'essai ne peut plus être appelé essai de fatigue.

2.1.3 REGLE DE MINER

La durée de vie pour un ensemble de sollicitations étant connue pour chaque élément de cet ensemble, on cherche à déterminer la durée de vie pour une sollicitation qui est une succession de sollicitations appartenant à cet ensemble [7] [14]

On suppose que les dommages sont définis par le seul paramètre D

$$(2.2) \quad D = \begin{cases} 0 & \text{épreuve intacte} \\ 1 & \text{épreuve rompue} \end{cases}$$

et qu'ils se cumulent.

Compte tenu de cette hypothèse, si l'application de N cycles d'un chargement alterné provoque la ruine, n cycles engendrent un endommagement

$$(2.3) \quad D = \frac{n}{N} \quad n < N$$

Lorsque l'on soumet un échantillon à m changements différents caractérisés par leur contrainte moyenne, leur amplitude, leur nombre N_i de cycles nécessaires pour atteindre la rupture et A_i de cycles appliqués pour chaque chargement, le dommage résultant devient $\frac{1}{D}$

$$(2.4) \quad D = \sum_{i=1}^m \frac{A_i}{N_i}$$

A partir de cette règle, Manson et Coffin [7] déterminent le dommage à chaque cycle de fatigue à contrainte ou à déplacement total imposé. Ils supposent qu'il existe une relation entre le nombre de cycles à la rupture N_R et la déformation plastique axiale ϵ_p du type :

$$(2.5) \quad C = N_R^\alpha \Delta \epsilon_p$$

ou C et α sont des constantes dépendant du matériau.

A chaque cycle le dommage D est défini par :

$$(2.6) \quad \frac{dD}{dN} = \left(\frac{\Delta \epsilon_p}{C} \right)^{1/\alpha}$$

à la rupture on a :

$$(2.7) \quad D = 1 = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\Delta \epsilon_p}{C} \right)^{1/\alpha}$$

2.2 ETUDE EXPERIMENTALE

L'étude expérimentale a pour but de préciser le comportement à la fatigue d'un pilier de craie, éventuellement renforcé, provenant de la carrière de Lezennes. Cette carrière est située à une dizaine de mètres de profondeur (voir chapitre B4).

Les principales caractéristiques mécaniques déterminées au chapitre A1 sont représentées par le tableau 1.

TABLEAU 1

Confinement MPa	0,02	0,1	0,3	0,7
R_c MPa	4	5,4	6	7

E = 1000 MPa

ν = 0,15

η_0 = 40%

Dans le pilier, la teneur en eau est de 25 % ce qui correspond à une saturation quasi-totale de la craie. Par conséquent, l'étude portera sur des échantillons (diamètre 36 mm, élanement 2) saturés sous vide par de l'eau naturelle, puis conservés dans cette eau pendant une période d'un mois pour parachever la saturation [75].

Compte tenu des faibles contraintes in-situ, et d'un éventuel renforcement, et afin de préciser les mécanismes de comportement à la fatigue, l'étude portera sur trois pressions de confinement, à savoir : 0,1 - 0,3 - 0,7 MPa.

De plus, l'étude comporte deux phases :

- 1 - sous chaque confinement la contrainte minimale appliquée est maintenue à 1 MPa
- 2 - la contrainte minimale appliquée est portée ensuite à 2 - 3 - 4 MPa respectivement sous les pressions de confinement de 0,1 - 0,3 - 0,7 MPa.

La contrainte axiale maximale est choisie selon le tableau 2.

TABLEAU 2

Confinement σ_3 (MPa)	σ_{mini} (MPa)	σ_{max} (Mpa)	N° de l'essai
0,1	1	3	1
		3,5	2
		4	3
	2	3,5	3
		4,0	4
0,3	1	3	5
		4	6
		5	7
	3	5,5	8
		4	9
5		10	
0,7	1	3	11
		4	12
		5,5	13
		6	14
	4	4	15
		5	16
		6	17
		6,0	18

Les échantillons placés dans une cellule triaxiale sont sollicités par une machine dynamique asservie du type MTS 2,5 tonnes.

Pendant toute la durée de l'essai, qui se poursuit sur une période pouvant atteindre 300 à 500 000 cycles, sont contrôlés à partir du système d'acquisition de la machine :

- . le nombre de cycles
- . les charges appliquées
- . les déformations axiales et l'amplitude du signal en déformation

ce qui permet d'en déduire les déformations permanentes lorsque la contrainte axiale appliquée est égale à σ_{mini} considérées comme des déformations plastiques.

En outre, sont relevées les variations de volume de l'échantillon au cours de l'essai par le biais de la quantité d'eau expulsée de l'échantillon et recueillie dans un capillaire (fig. 2.4). Cette variation de volume devrait permettre de préciser l'endommagement de l'échantillon au cours de l'essai.

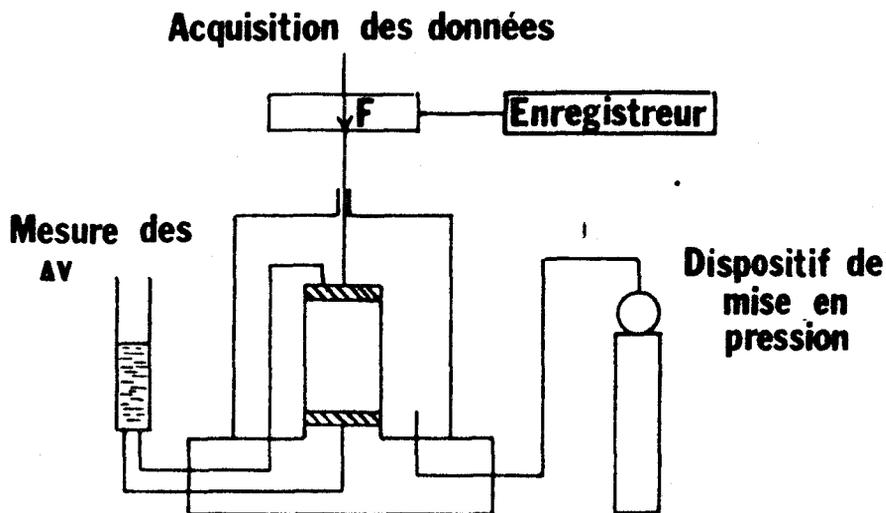


Figure 2.4 : Schéma de principe de l'essai

Pour tous les essais, la méthodologie suivante a été respectée :

- . avant démarrage de l'essai, application de la charge au niveau moyen désiré, à vitesse constante de 0,05 MPa/S
- . compte tenu des imprécisions éventuelles et de la lenteur du système d'acquisition de données de la machine, de l'évolution rapide des déformations dans les premiers cycles : les vingt premiers cycles sont effectués à une fréquence de 10^{-2} Hz,
- . à partir du 21ème cycle, et jusqu'à l'arrêt de l'essai, la fréquence est maintenue à 1 Hz.

L'influence de la fréquence sur le comportement n'est pas étudiée.

2.3. RESULTATS

2.3.1. $\frac{\Delta V}{V_0}$ EN FONCTION DE N

La variation du volume de l'échantillon en fonction du nombre de cycles, selon les contraintes minimales et maximales est représentée par les figures 5, 6 et 7 respectivement pour les pressions de confinement de 0,1 - 0,3 - 0,7 MPa. Ces courbes présentent l'allure schématisée par la figure 2.8, elles se décomposent en quatre zones.

On appelle $\dot{\epsilon}_v$: vitesse de déformation volumique totale

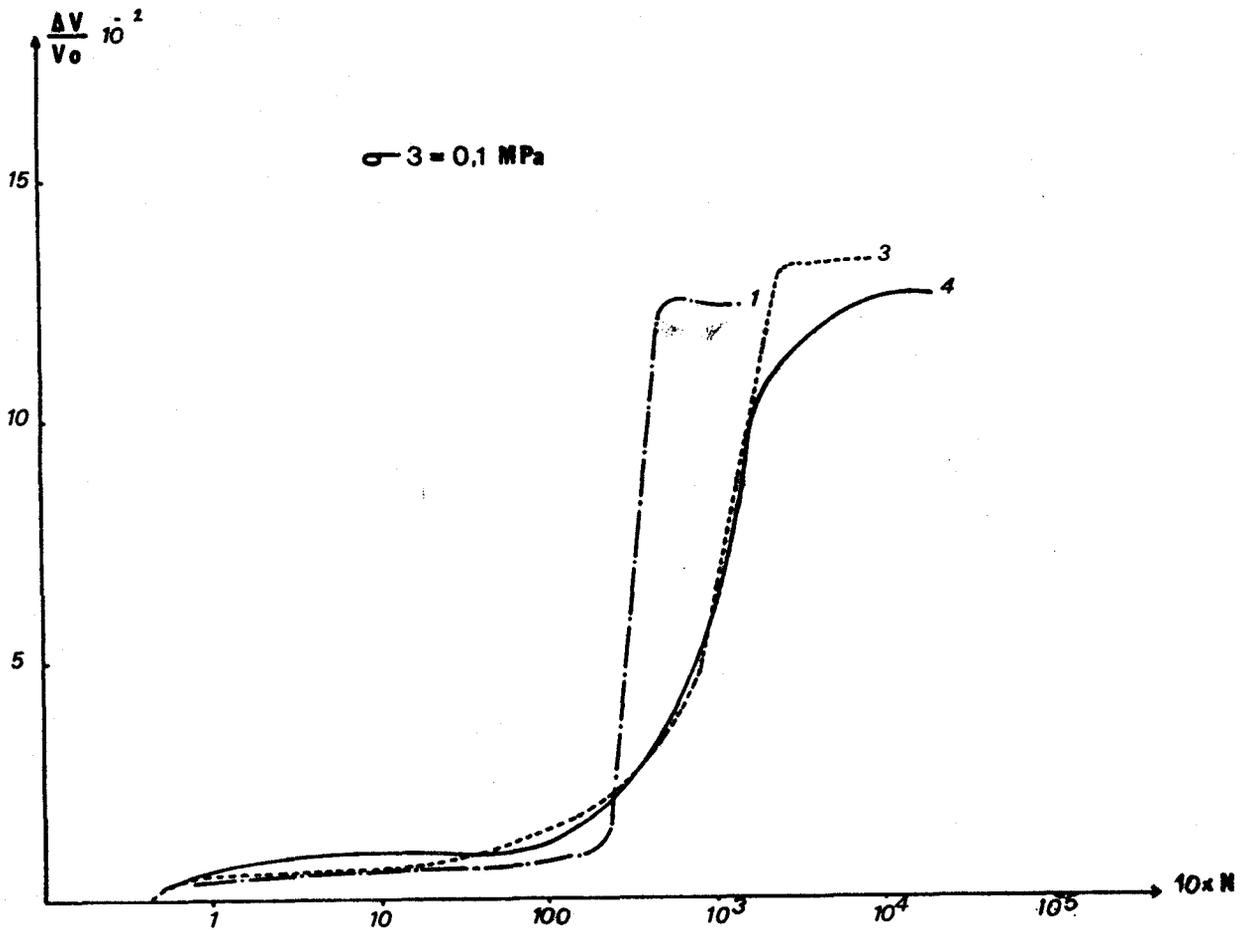


Figure 1.5 : Variation du volume en fonction du nombre de cycles, $\sigma_3 = 0,1 \text{ MPa}$

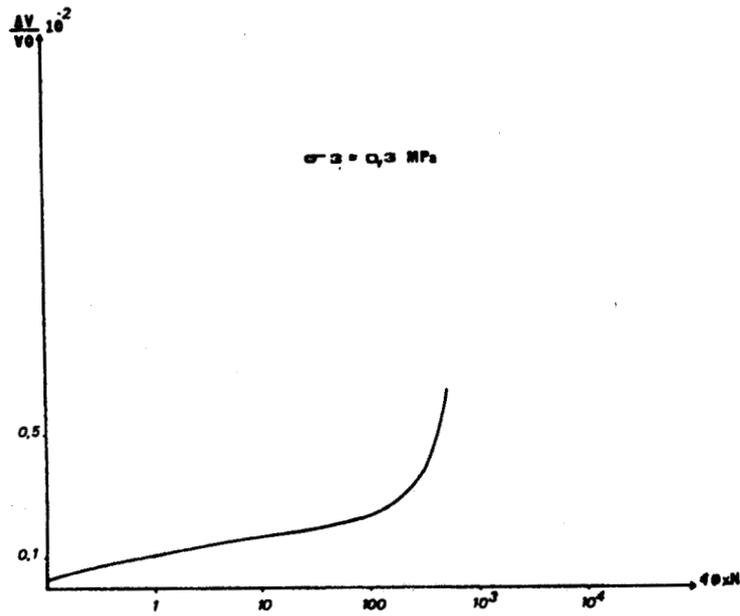


Figure 1.6 : Variation de volume en fonction du nombre de cycles, $\sigma_3 = 0,3 \text{ MPa}$

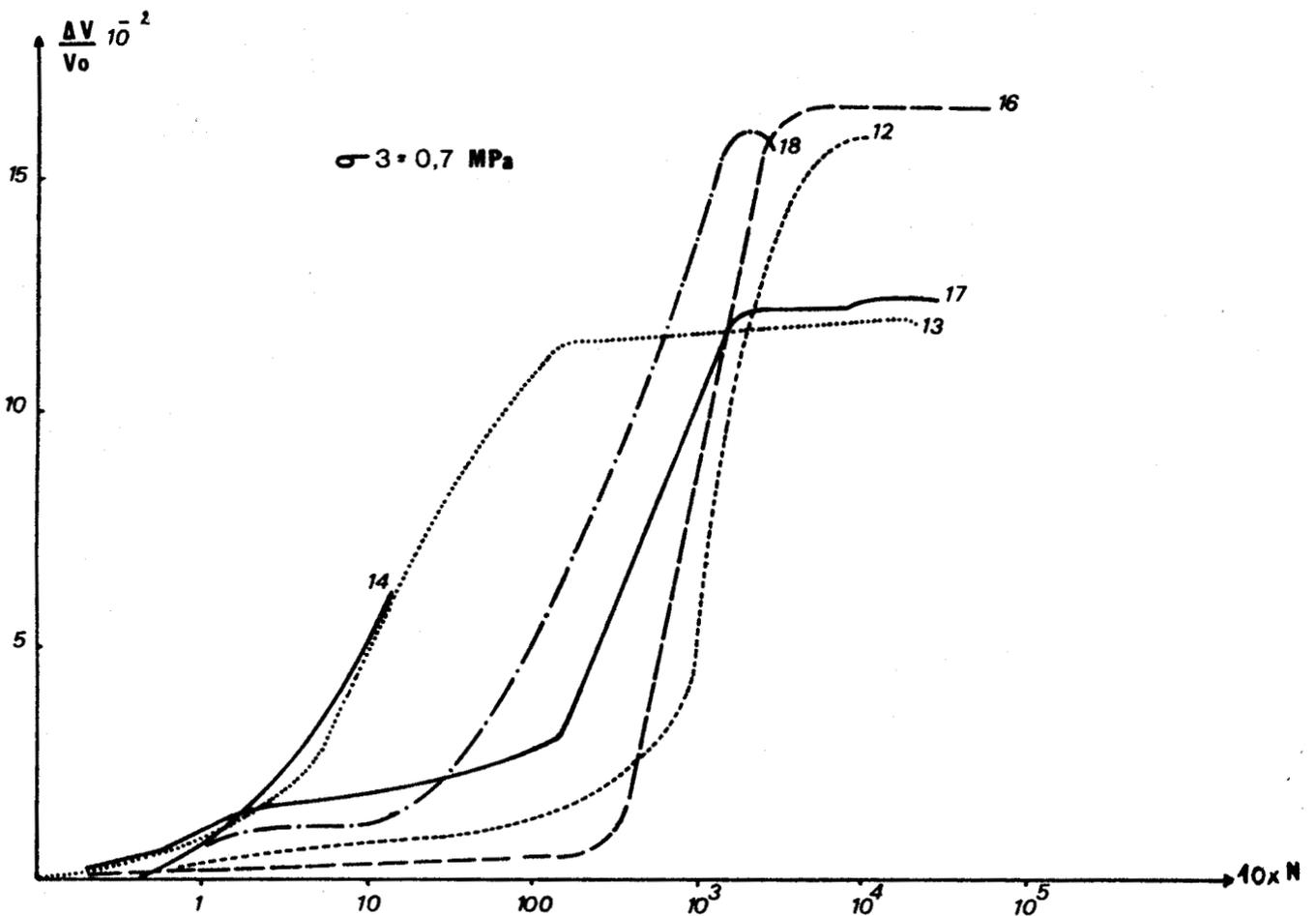


Figure 1.7 : Variation de volume en fonction du nombre de cycles, $\sigma_3 = 0,7 \text{ MPa}$

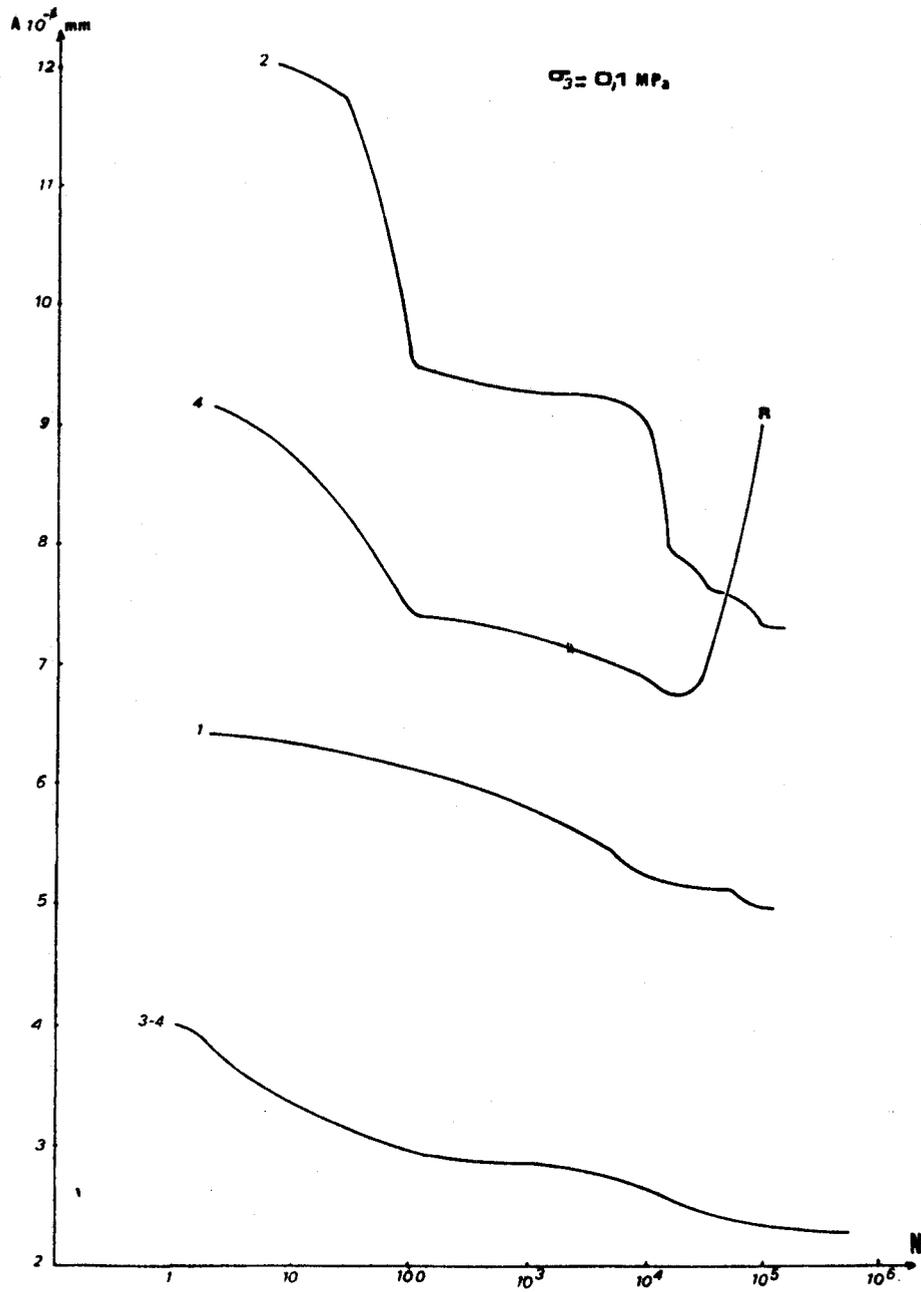


Figure 2.10 : Variation de l'amplitude en fonction du Nombre de cycles, $\sigma_3 = 0,1$ MPa

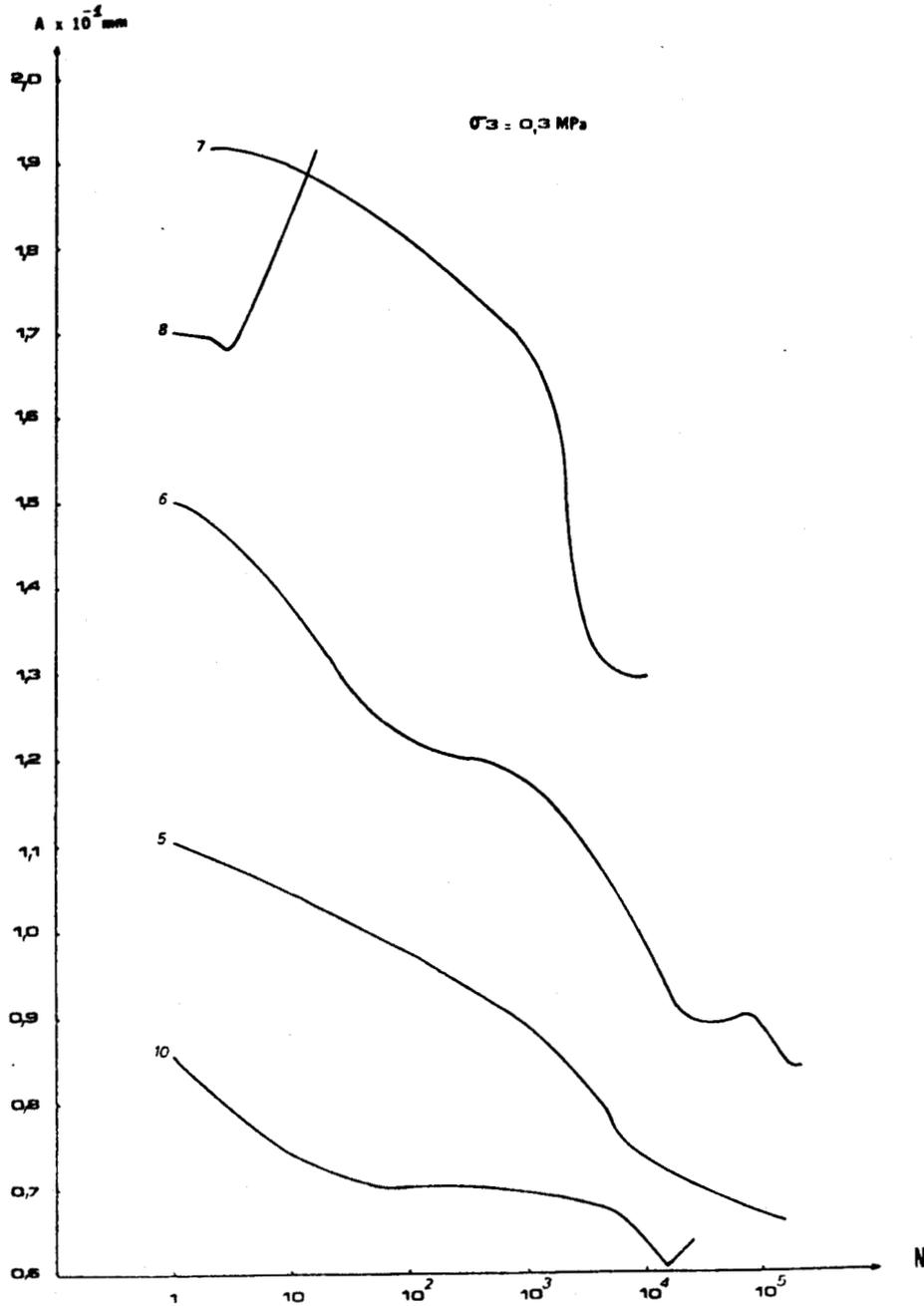


Figure 2.11 : Variation de l'amplitude en fonction du Nombre de cycles, $\sigma_3 = 0,3 \text{ MPa}$

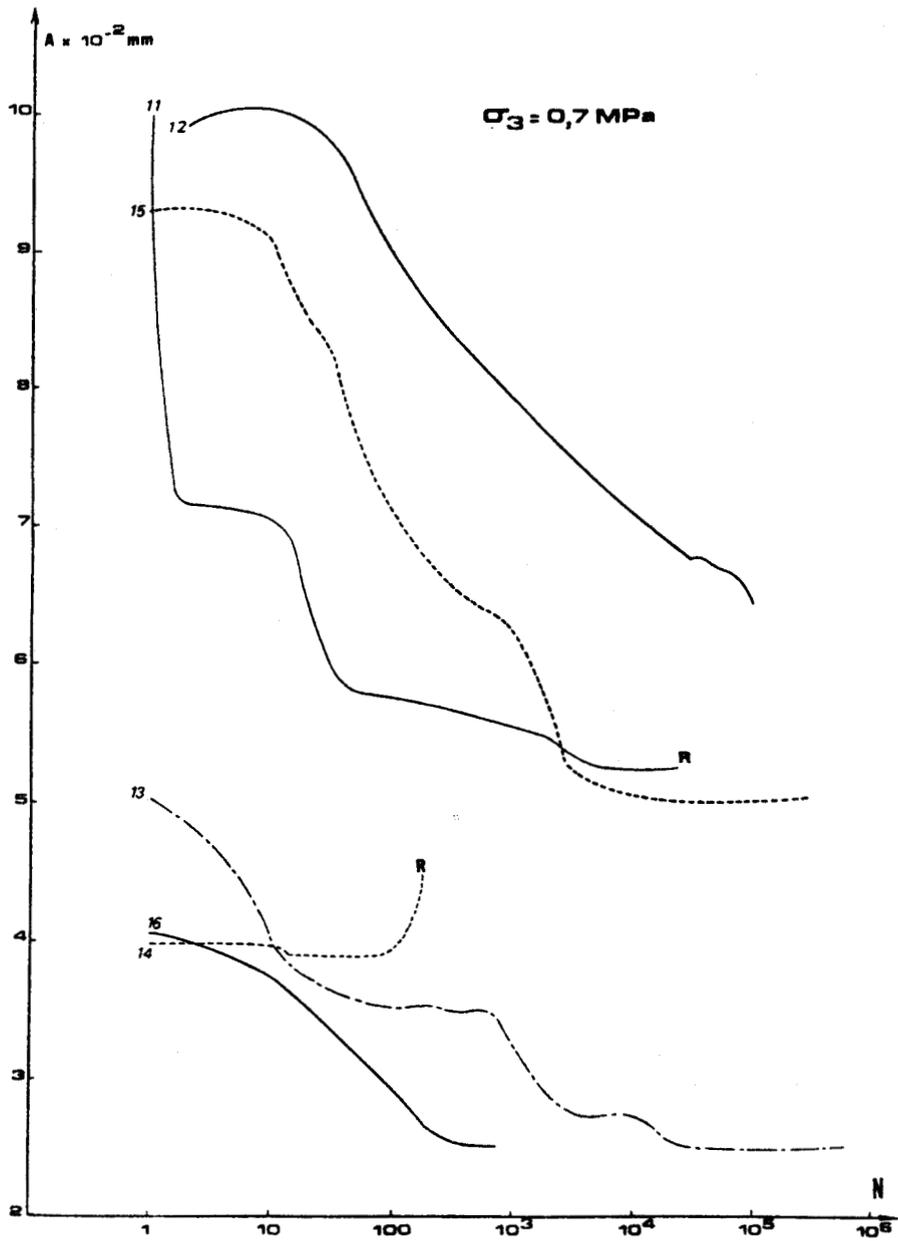


Figure 2.12 : Variation de l'amplitude en fonction du nombre de cycles $\sigma_3 = 0,7 \text{ MPa}$

Dans la zone 2, il y a forte et brutale diminution de l'amplitude généralement linéaire : le module d' Young augmente fortement.

Cette zone s'étend sur plus de 100 000 cycles.

Pour un confinement et σ_{mini} imposés, la diminution de l'amplitude est d'autant plus marquée que σ_m est élevé.

La pente de cette décroissance pour une sollicitation donnée diminue avec le confinement.

Dans la zone 3, il y a stabilisation de l'amplitude donc du module.

Lorsque la rupture intervient très vite, la courbe montrant l'évolution de l'amplitude en fonction de N suit une loi représentée par la figure (2.9).

2.3.3. DEFORMATIONS PLASTIQUES AXIALES ϵ_p EN FONCTION DE N

L'évolution de la déformation plastique en fonction de N pour les différentes sollicitations est représentée par les courbes 2-14, 2-15, 2-16 aux confinements respectifs de 0,1 - 0,3 - 0,7 MPa.

L'allure de ces courbes est synthétisée par la figure 2.17 qui se décompose en trois zones ; elle s'apparente à celle d'une courbe de fluage

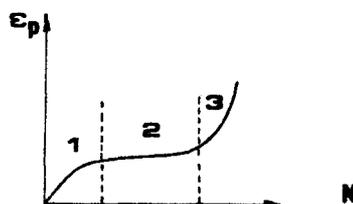


Figure 2.17 : Evolution des déformations plastiques en fonction du nombre de cycles

zone 1 : déformation importante représentant 10 à 50 % de la déformation plastique totale selon les cas

zone 2 : stabilisation des déformations plastiques dans la mesure où ces déformations évoluent linéairement en fonction de N avec une pente très faible

zone 3 : augmentation brutale et importante de la déformation plastique en fonction de N

Pour une sollicitation donnée, les déformations plastiques totales sont d'autant plus élevées que le confinement est faible.

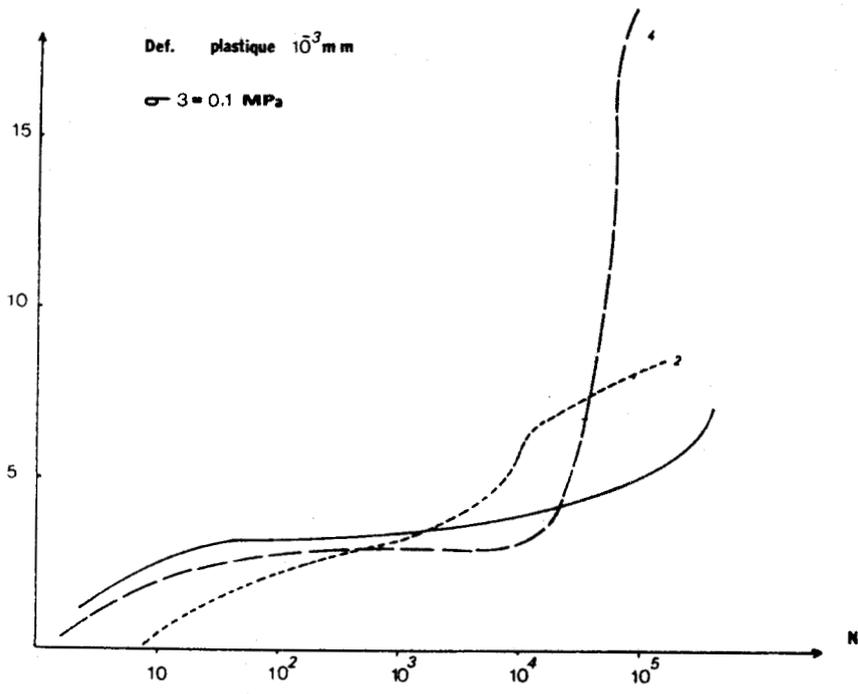


Figure 2.14 : Evolution des déformations plastiques en fonction du nombre de cycles, $\sigma_3 = 0,1$ MPa

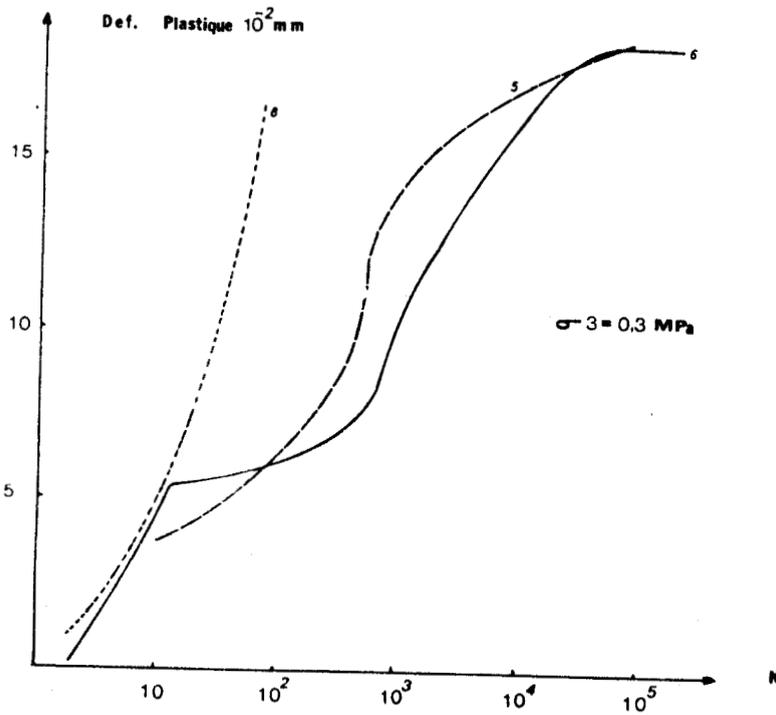


Figure 2.15 : Evolution des déformations plastiques en fonction du nombre de cycles, $\sigma_3 = 0,3$ MPa

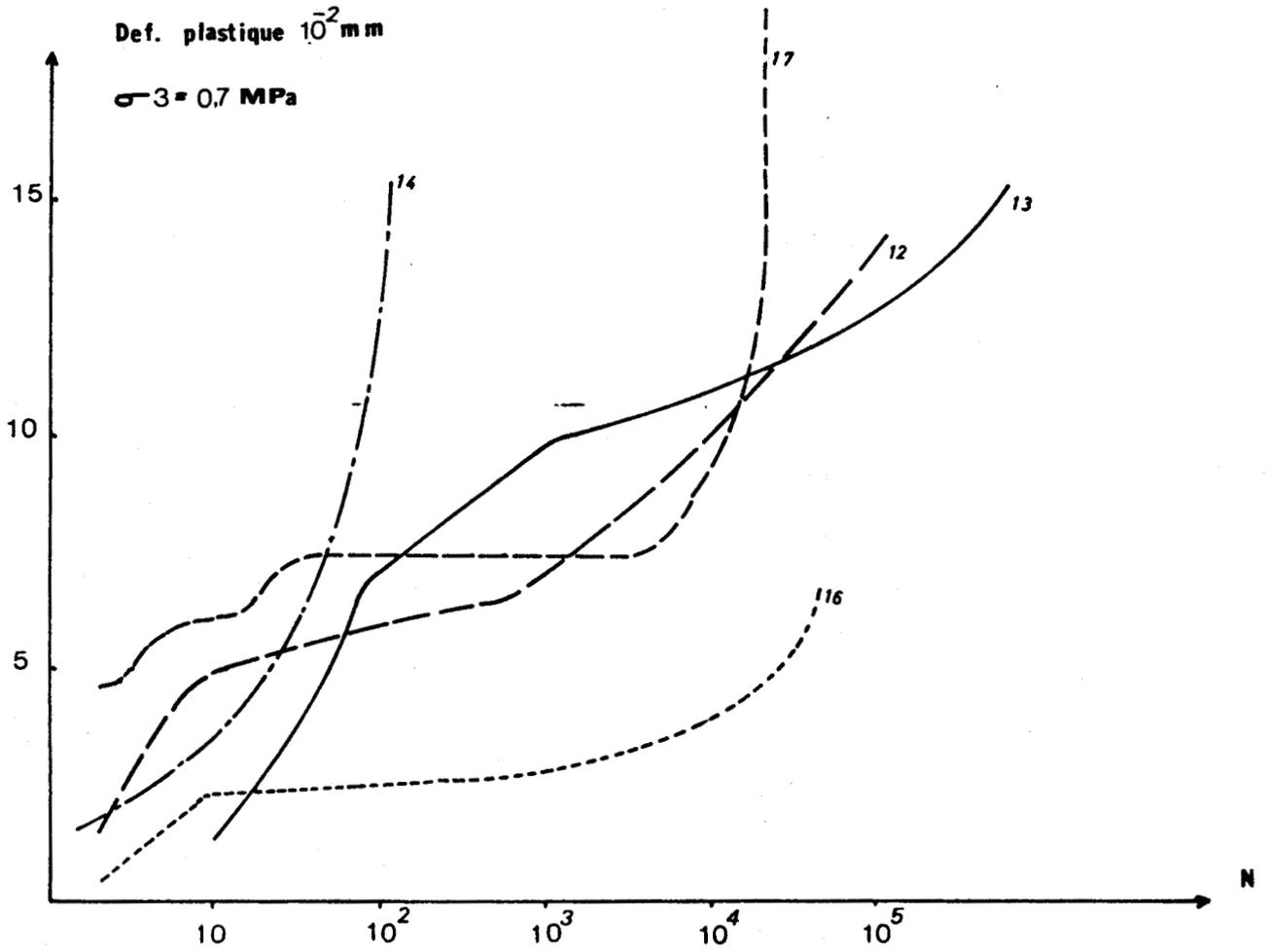


Figure 2.16 : Déformations plastiques en fonction du nombre de cycles, $\sigma_3 = 0,7$ MPa

De plus, les paliers de stabilisation se font plus tôt, sont plus courts et sont moins importants en amplitude pour un confinement plus faible : (voir par exemple les résultats correspondants aux essais)

$$\sigma_3 = 0,3 \text{ MPa} ; \sigma_1 - \sigma_3 \text{ 1 à 4 MPa} \quad (6)$$

$$\sigma_3 = 0,7 \text{ MPa} ; \sigma_1 - \sigma_3 \text{ 1 à 4 MPa} \quad (12)$$

Lorsque l'on impose σ_{mini} , le palier de stabilisation pour un confinement donné sera atteint plus vite si σ_{max} est faible : (voir par exemple les résultats correspondants aux essais)

$$\sigma_3 = 0,7 \text{ MPa} ; \sigma_1 - \sigma_3 \text{ 4 à 5 MPa} \quad (16)$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 \text{ 4 à 6 MPa} \quad (18)$$

Le changement de pente marquant le début de la zone 3 se fait d'autant plus tard que σ_{max} est élevé pour un confinement et σ_{mini} fixés : (voir par exemple les résultats correspondants aux essais)

$$\sigma_3 = 0,3 \text{ MPa} ; \sigma_1 - \sigma_3 \text{ 1 à 3 MPa} \quad (5)$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 \text{ 1 à 4 MPa} \quad (6)$$

A confinement imposé, la rupture survient d'autant plus vite que σ_{mini} est faible, et l'amplitude de la sollicitation la plus élevée notamment lorsque σ_{max} est proche de R_c .

La diminution du confinement pour une sollicitation donnée favorise la rupture, voir par exemple les résultats correspondants aux essais :

- 4 - 6 MPa . rupture pour $\sigma_3 = 0,3 \text{ MPa}$
- . non rupture pour $\sigma_3 = 0,7 \text{ MPa}$

La rupture par fatigue apparaît donc d'autant plus tôt que :

- . σ_3 est faible
- . σ_{mini} est faible
- . l'amplitude de la sollicitation est élevée et que σ_{max} est proche de R_c

2.3.4. HYSTERESIS - RETARD

L'hystérésis est fortement marqué dans les premiers cycles, la boucle étant très ouverte. Cet hystérésis est de forme elliptique, caractéristique d'un matériau visco-élastique linéaire [71]. Au fil du temps, il évolue, l'ellipse s'applatit, se referme et ses extrémités se transforment en points (fig. 2.20). Bien qu'un faible nombre d'essais aient été conduits jusqu'à la rupture, il n'a pas été possible de vérifier la réouverture de la boucle avant la rupture [44].

Un retard dans les déformations par rapport à l'application des charges est remarqué. Ce retard est stabilisé au bout d'une vingtaine de cycles. Il est à noter qu'après vingt cycles appliqués, la fréquence est portée à 1 Hz, le phénomène n'a pu être étudié complètement. Néanmoins, pour une centaine de cycles, ce retard disparaît si l'on réutilise une fréquence de 10^{-2} Hz. Caractéristique rhéologique du matériau [68], ce retard est surtout influencé par le confinement : au début de l'essai, il est d'autant plus important que ce confinement est élevé.

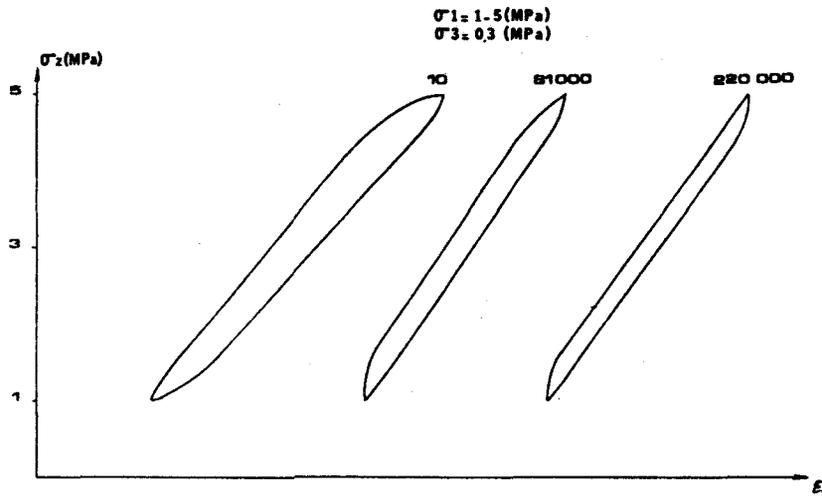


Figure 2.20 : Hystérésis

2.4. CONCLUSION SUR LE COMPORTEMENT EN FATIGUE DE LA CRAIE

Lorsque l'on se place dans les conditions favorables d'une rupture très rapide, et ceci quelque soit le confinement, la rupture est essentiellement provoquée par un compactage intense. L'accumulation des déformations plastiques, avec effet d'irréversibilité, est accélérée par la répétition du phénomène. Le mécanisme se déroule en une seule phase : variation exponentielle, jusqu'à rupture globale, des déformations plastiques et du volume (fig. 2.21)

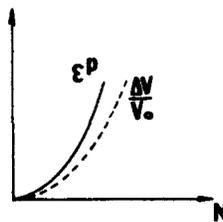


Figure 2.21 : Variations lors d'une rupture rapide

Dans tous les autres cas, le processus se déroule en trois phases selon le schéma représenté par la figure (2.22).

La courbe ϵ_p en fonction de N s'apparente à une courbe de fluage sous charge constante.

. Partie OA

Dans cette zone qui s'étale sur une vingtaine de cycles, les déformations plastiques atteignent 10 à 50% de la déformation plastique totale selon le confinement et la sollicitation appliquée. Elles sont importantes

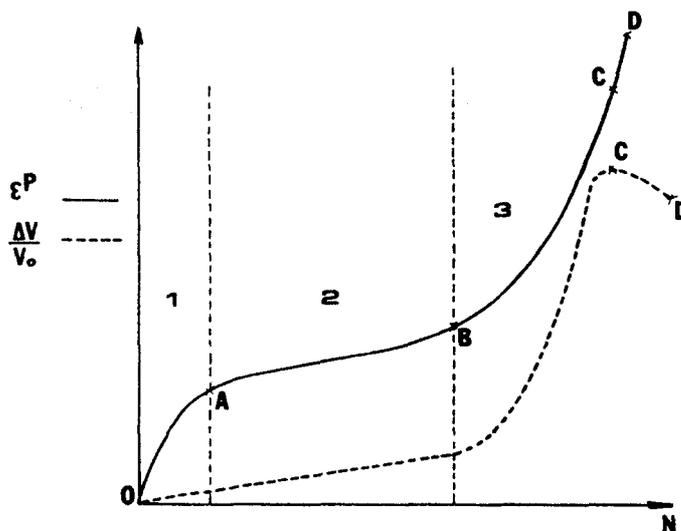


Figure 2.22 : Schéma de principe d'un essai de fatigue sur la craie

dans deux cas :

- . σ_{mini} faible, σ_{moyen} élevé pour un confinement donné
- . confinement important pour une sollicitation donnée.

La variation de volume de l'échantillon, quant à elle, est très faible, voire négligeable devant la variation de volume maximale.

Les amplitudes de déformation n'évoluent pas ou peu.

Cette zone est fortement influencée par les caractéristiques rhéologiques du matériau. Dans cette partie, il y a probablement rupture des liaisons intergranulaires les plus faibles énergétiquement ; ces liaisons pouvant être de trois types d'après Talon [40]

- . par adhérence : accrochage ionique des réseaux cristallins de deux grains en contact,
- . par coalescence : fusion de deux grains en contact,
- . par pont de calcite.

. Partie AB

Dans cette zone, les déformations plastiques se font à vitesse constante. Cette dernière est d'autant plus élevée que σ_{mini} et σ_{moy} sont élevés pour un confinement donné. Par contre, cette vitesse augmente avec la chute du confinement pour une sollicitation donnée. Il y a durcissement du matériau, l'amplitude des déformations diminue continuellement et généralement linéairement avec le nombre de cycles appliqués. Le volume de l'échantillon baisse lentement avec une faible amplitude, les boucles d'hystérésis se refermant simultanément.

Cette phase apparaît donc comme une phase de stabilisation du processus. Le matériau subit des ruptures de liaisons qui se resoudent par effet de dissolution-recristallisation lequel modifie la structure du matériau. Ce phénomène de dissolution-recristallisation est amplifié pour σ_{moy} élevé à un confinement donné. Les déformations permanentes sont alors une conséquence de la transformation du matériau.

- En B, l'évolution des déformations plastiques, du volume et de l'amplitude en fonction du nombre de cycles est modifiée : il y a un changement de pente des courbes représentatives en ce point. Le comportement du matériau est alors modifié.

• Partie BC

Les déformations plastiques et la variation de volume augmentent fortement, elles n'évoluent plus linéairement en fonction du nombre de cycles appliqués. Par contre, les modules semblent se stabiliser.

Il y a compactage intense du matériau, le phénomène de dissolution-recristallisation est négligeable.

• Partie CD

Dans cette zone, deux cas peuvent se présenter :

- 1°) Les déformations plastiques d'intensifient, le volume de l'échantillon continue à décroître. Il y a compactage très intense du matériau, conduisant à une rupture rapide sans microfissuration en volume ;
- 2°) Les déformations plastiques se développent ; par contre, il y a inversion dans l'évolution de la variation de volume. L'échantillon se microfissure alors en volume (augmentation de volume). La rupture semble inévitable, mais aucun signe ne permet d'en préciser l'instant. Elle ne sera atteinte que pour un seuil de microfissuration critique.

Dans cette partie CD, le module se stabilise autour d'une valeur limite dans les deux cas considérés.

Peu d'échantillons se sont trouvés dans les conditions favorables d'une rupture rapide. La droite sur la courbe de Wohler avant la limite d'endurance possède alors une pente très faible. La limite de fatigue, en dessous de laquelle les échantillons ne sont pas amenés à une rupture pour une contrainte minimale de 1 MPa est supérieure à 80 % de la limite à la rupture.

Le phénomène de fatigue est fortement influencé par le niveau moyen, l'amplitude et le confinement. Les phénomènes de dissolution-recristallisation ne sont pas à négliger. Ils prennent une importance prépondérante dans le comportement qui est transposé in-situ. En effet, l'écoulement se faisant continuellement, il accentue ce phénomène en durcissant la craie. Les paliers de stabilisation prennent alors une signification importante.

PARTIE B

Chapitre 1

METHODES DE CONFORTATION

1.1. INTRODUCTION

Le choix d'un soutènement est fonction de la nature du terrain, de son état de fissuration, de la puissance et de l'altération des couches de couverture, de l'hydrologie et des poussées exercées dans le massif.

D'après Talobre [96] le soutènement choisi réalisera l'une des éventualités suivantes :

- . protection simple,
- . maintien d'une zone déconsolidée,
- . soutènement de stabilisation lors d'une aggravation
- . soutènement de stabilisation totale,
- . mise en butée du massif.

Les soutènements se classent en deux groupes principaux : les rigides et les souples. Ces derniers ont la particularité de ne pas conserver la géométrie. De plus, les renforcements peuvent être actifs ou passifs et se distinguent en fonction de leur caractère temporaire ou permanent.

Actuellement, parmi une panoplie non exhaustive de moyens de confortation ou de soutènements, le boulonnage, le béton projeté, le remblaiement sont susceptibles d'être appliqués aux carrières à faible profondeur, et plus particulièrement aux piliers. Chacune de ces méthodes possède ses particularités propres, dont on cherchera à utiliser au maximum les avantages.

Le boulonnage induit par l'intermédiaire des têtes de boulons des forces de réactions supplémentaires dans la zone d'ancrage [42]. Il permet de ralentir, voire de stopper la fissuration [71]. L'effet stabilisateur de la méthode est rendu plus efficace lorsque l'ancrage réparti est préféré à l'ancrage ponctuel [5].

Le béton projeté, quant à lui, est largement utilisé en Génie Civil en tant que soutènement ou complément à un soutènement tel le boulonnage [1] [63]. Dans le cas des carrières souterraines, il assure un revêtement de stabilisation. Bien que l'on distingue la méthode par voie sèche de la méthode par voie humide ; elles nécessitent le même matériel [26].

Le foudroyage des piliers, technique de comblement des vides par descente des terrains [91] [129], ne s'applique que sur des domaines non lotis.

A faible profondeur, la confortation sera toujours permanente.

1.2. REMBLAYAGE

1.2.1. TECHNIQUE

L'une des plus anciennes techniques d'élimination de riques dûs à la présence de vides est de remblayage. Généralement total, le remblayage est largement utilisé en mines et dans les carrières des régions parisiennes et du Nord de la France. La méthode est employée lorsque les piliers et le toit en particulier sont fortement et gravement altérés sur des zones étendues. Bien que d'un prix de revient très élevé, cette méthode est retenue lorsque les techniques précédemment évoquées s'appliquent difficilement, en particulier dans les parties inaccessibles des carrières, et dans les zones où les risques d'instabilité peuvent conduire à des désordres importants à la surface.

Autrefois, un bourrage manuel se faisait dans les exploitations à faible profondeur et de faible puissance. Les vides laissés entre les piliers ou les murs de soutènement étaient remplis par des déchets d'exploitation, à l'avancement du front de taille [64] [67]. Au cours du temps, le remblai s'est compacté naturellement en stabilisant le massif.

Actuellement, les matériaux utilisés en remblayage doivent obligatoirement être stables et inaltérables, à l'exclusion d'argile, de limons ou de déchets humains [82]. Ces produits doivent en outre être perméables, et ne pas polluer la nappe phréatique. Le soutènement du pilier et du toit est réalisé selon trois techniques :

- pneumatique : un courant d'air comprimé véhicule un matériau granulaire, tel que sable fin, schiste ou scorie ;
- hydraulique : l'air est remplacé par un flux d'eau sous pression. On a la possibilité d'utiliser des granulats plus grossiers. L'inconvénient de cette méthode est d'injecter une quantité importante d'eau qui réduit les caractéristiques mécaniques des piliers ;
- injection de coulis : cette méthode est la plus couramment employée de toutes en carrières. Elle nécessite la création de barrages de retenue. Les coulis injectés à faible pression sont des mélanges faiblement dosés en ciment mais fortement chargés en éléments fins tels que sable, scories ou cendres. Leur composition est pour 1m^3 d'éléments fins [55] :
 - 100 à 150 kg de ciment ;
 - 200 litres d'eau

donnant des résistances maximales à la compression de l'ordre de 0,3 MPa à 90 jours.

Les techniques d'injection ou de comblement ont l'inconvénient d'être très lourdes d'utilisation. De plus, elles engendrent une usure rapide du matériel. Les déperditions de matériaux injectés, tels les coulis, sont généralement très importantes. Les quantités déversées représentent jusqu'à deux fois le volume apparent des vides, les coulis s'infiltrant dans les remblais et les fissures du massif.

Selon que des déformations en surface sont tolérables ou non, on choisira le matériau de comblement. Si ces déformations doivent être réduites au maximum, on préférera employer des coulis et un clavage sera réalisé après compactage et durcissement du remblai.

Ce procédé est donc destiné à assurer la sécurité des personnes et des biens, de réduire, voire d'éliminer tout risque de désordre en surface. Le remblaiement n'est préconisé qu'en zone urbaine, ou pour garantir la stabilité d'ouvrages tels que, entre autres, autoroutes et collines [45] [38].

1.2.2. MODELISATION

1.2.2.1. Introduction

La plupart des carrières sont plus ou moins comblées, soit par des déchets, soit par des matériaux d'apport, notamment celles qui furent utilisées à des fins agricoles telles que champignonnières. Il est à remarquer que ces carrières sont relativement stables, ou au pis moins dégradées que celles laissées en l'état. Le remblaiement, lorsqu'il est retenu, se fait totalement afin de soutenir le toit et les piliers. Ce soutènement, selon le matériau employé, se réalise différemment :

- . ou bien, on utilise un matériau naturel qui au cours du temps se consolide et se compacte, engendrant des efforts sur le pilier dont la répartition sera triangulaire (figure 1.1a). On atteindra une stabilisation du pilier lorsque ces efforts horizontaux induits par le remblai seront suffisants ;
- . ou bien, on emploie des produits manufacturés, tels que mortier ou cendres volantes additionnées à du ciment. Du fait même des caractéristiques physiques et mécaniques de ces matériaux, le pilier se trouve très vite équilibré. La répartition des efforts induits sur le pilier sera plus proche de la répartition trapézoïdale, voire rectangulaire (figure 1.1b), selon la composition et les propriétés expansives de ces matériaux. De plus, ces produits ayant une granulométrie très fine, pénètrent dans les fissures et bloquent le mécanisme de rupture des piliers.

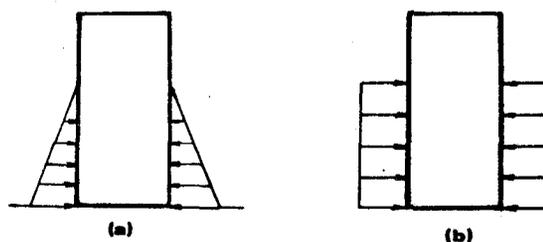


Figure 1.1 : Répartition des efforts

Différentes questions se posent alors :

- Est-il nécessaire de combler totalement une carrière ?
- Quelle est l'influence du remblai sur le comportement du pilier ?
- Quelles charges latérales doit-on appliquer sur le pilier pour le stabiliser ?
- Quel est le comportement du pilier après application d'une surcontrainte latérale ?

cas	σ_3 (MPa)	σ_1' (MPa)	Point	h mm	R_c (MPa)	augmen- tation de R_c (%)	R_s (MPa)	augmen- tation de R_s (%)	h mm	R_c (MPa)	augmen- tation de R_c (%)	R_s (MPa)	augmen- tation de R_s (%)	
1.1	0,1	0,1	1	140	5,77	6,9	1,79	26,65	80	5,53	2,3	1,52	7,6	
			2		5,40		2,06			45,40		1,94		37
			3		5,40		2,09			47,80		1,89		33,7
			4		5,31		1,72			21,40		1,62		14,7
1.3	0,1	0,3	1	140	5,73	6,4	3,37	133	80	5,62	4,1	2,09	48	
			2		5,40		3,16			123		2,67		88
			3		5,40		3,30			133		2,41		70,4
			4		5,86		8,5			2,56		81		2,9
3.1	0,3	0,1	1	140	6,72	11,8	3,27	29,1	80	6,18	2,9	2,86	12,8	
			2		6,01		3,42			35		2,99		15,6
			3		6,01		3,00			18,5		2,58		2
			4		6,54		8,9			2,73		7,9		1,1
3.3	0,3	0,3	1	140	7,15	19	3,82	50,9	80	6,49	8	3,46	36,8	
			2		6,01		3,54			39,8		3,27		29,1
			3		6,01		3,32			37		2,94		16,1
			4		7,01		16,7			3,19		26		1,9

Tableau T2

Confinement (MPa)	0,02	0,1	0,3
R_c (MPa)	4	5,4	6,01
R_s (MPa)	0,2	1,41	2,34

Valeurs obtenues en triaxial

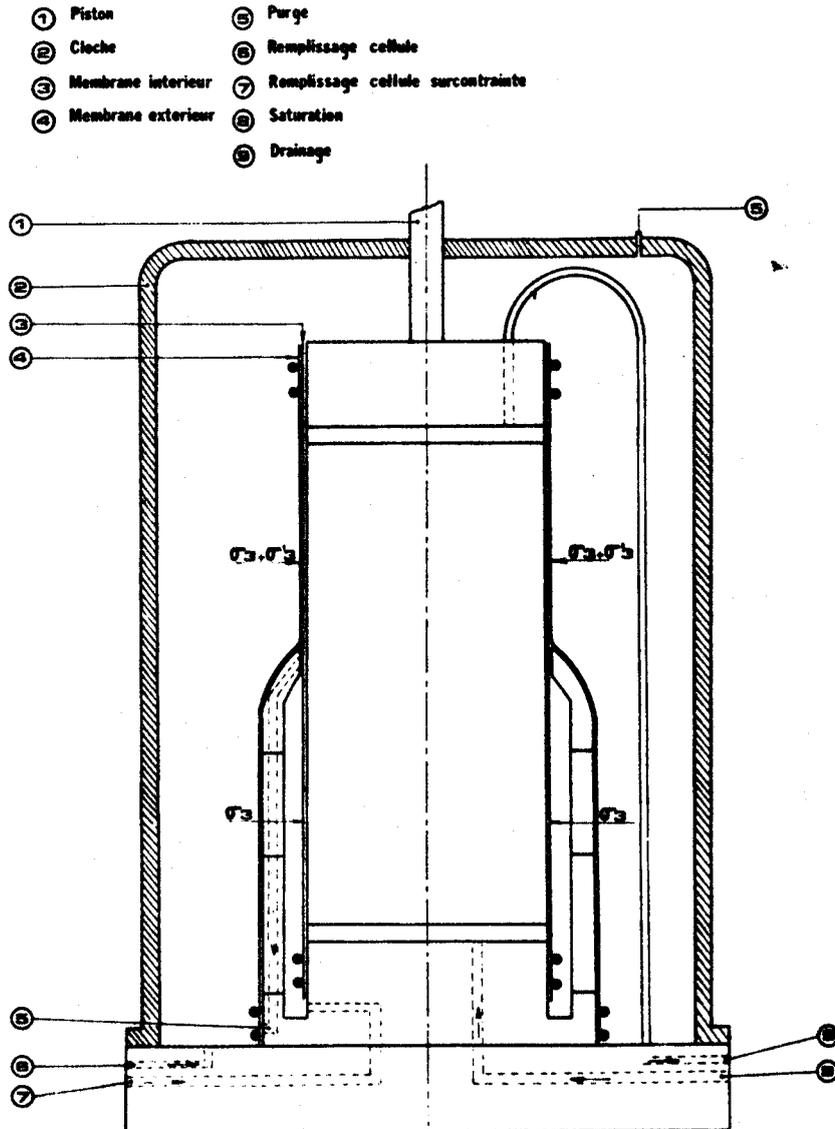


Figure 1.3 : Schéma de la cellule de sur-contrainte.

1.2.2.2. Expérimentation

Des échantillons de craie blanche (diamètre 70 mm, élancement 2) totalement saturés sont chargés triaxialement, à la vitesse de déformation axiale constante de 7 $\mu\text{m}/\text{mn}$, à drainage ouvert dans une cellule triaxiale. Lorsque le point de charge atteint l'un des quatre points suivants : (figure 1.2)

- . point 1 : l'échantillon entre dans la phase de microfissuration pré rupture. La charge appliquée est égale au trois quarts de la charge de rupture R_C
- . point 2 : la phase post rupture s'amorce
- . point 3 : l'échantillon se trouve dans la phase résiduelle
- . point 4 : l'échantillon a dépassé la phase de serrage, il se trouve dans la zone élastique. La charge axiale appliquée est égale au tiers de la charge de rupture

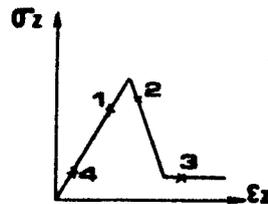


Figure 1.2 : points d'application de la surcontrainte

est appliquée une surcontrainte latérale σ'_3 qui s'ajoute à la contrainte de confinement initiale σ_3 , sur une hauteur de 140 ou 80 mm selon qu'il s'agit de simuler un remblaiement total ou partiel. Ce dernier nécessite la création d'une cellule particulière, permettant l'application de la surcontrainte sur une fraction de la hauteur de l'échantillon (figure 1.3).

Furent réalisés les essais définis selon le tableau T1 pour les différents points et hauteurs d'application

cas	σ_3 (MPa)	σ'_3 (MPa)
1.1	0,1	0,1
1.3	0,1	0,3
3.1	0,3	0,1
3.3	0,3	0,3

(T1)

Dans le tableau T2 sont reportées les valeurs des contraintes à la rupture R_C et résiduelle R_S dans les différents cas, ainsi que leur pourcentage d'augmentation par rapport à une rupture sans application de surcontrainte. La valeur de R_S aux points 2 et 3 représente la moyenne de tous les essais entrant dans la catégorie concernée, les autres valeurs sont la moyenne sur 5 essais.

1.2.2.3. Résultats

Lorsque la surcontrainte σ_3 est appliquée sur la hauteur totale de l'échantillon, l'augmentation de portance maximale à la rupture atteinte est de 19 % dans le cas (3.3). Cette augmentation en pourcentage est toujours inférieure à celle de la portance résiduelle R_S . Cette dernière est pratiquement doublée dans le cas 1.3 ; par contre, dans les autres cas, elle n'atteint que 7,9 à 50,9 % de la contrainte résiduelle lorsqu'il n'y a pas surcontrainte.

Lorsque la surcontrainte est appliquée sur une partie de la hauteur de l'échantillon, l'augmentation des portances à la rupture et résiduelle induites, est environ la moitié de celle qu'apporterait cette même surcontrainte appliquée sur la hauteur totale. Il est à noter que pour les cas (3.1) et (3.3) au point 4, les valeurs obtenues sont aberrantes. L'augmentation de R_S est toujours plus sensible dans le cas (1.3), et ce en tout point, où elle atteint 88 % au point 2. Dans les autres cas, R_S n'est majoré que de 7,6 à 36,8 selon l'essai. L'augmentation de R_C , quant à elle, est plus modérée que celle de R_S . Elle est maximale pour le cas (3.3) où elle est de 8 %.

Il est à remarquer que les contraintes à la rupture et les contraintes résiduelles dans les cas (1.3) et (3.1) diffèrent, alors que l'on a uniquement inversé, en chacun des points d'application, l'intensité des confinements et des surcontraintes latérales. Pour ces types d'essais, R_C est plus faible dans le cas (1.3), pour les deux hauteurs considérées. R_S , quant à elle, est plus élevée dans le cas (1.3) pour une surcontrainte appliquée partiellement ; par contre, lorsque la surcontrainte est totale, les valeurs, en les différents points, ne sont pas significatives. Par contre en termes de pourcentage, l'augmentation de R_S est plus importante dans le cas (1.3) quelque soit la hauteur d'application.

Si l'on détermine les résistances à la rupture et les résistances résiduelles à partir du critère post-rupture écrit sous la forme :

$$K_p \sigma_1 - \sigma_3 - (K_p - 1) H = 0$$

$$H > \sigma_1 > \sigma_3$$

$$H = c \cotg \phi \quad \text{à la rupture}$$

$$H = c_0 \cotg \phi \quad \text{au point 3}$$

$$c, c_0 = \text{cohésion et cohésion résiduelle}$$

les valeurs expérimentales de R_C sont vérifiées à environ 10 à 15 % près par défaut ; celles de R_S le sont jusqu'à 15 à 20 % près par défaut, et uniquement lorsque la contrainte est totale.

La surcontrainte a donc un effet important sur les portances sous faible confinement. Son application, qu'elle soit partielle ou totale, aux points 2 et 3 influe sur la forme des courbes en post-rupture.

Du fait de l'imprécision sur la mesure de l'angle de frottement, les valeurs sont en accord avec une théorie simplifiée.

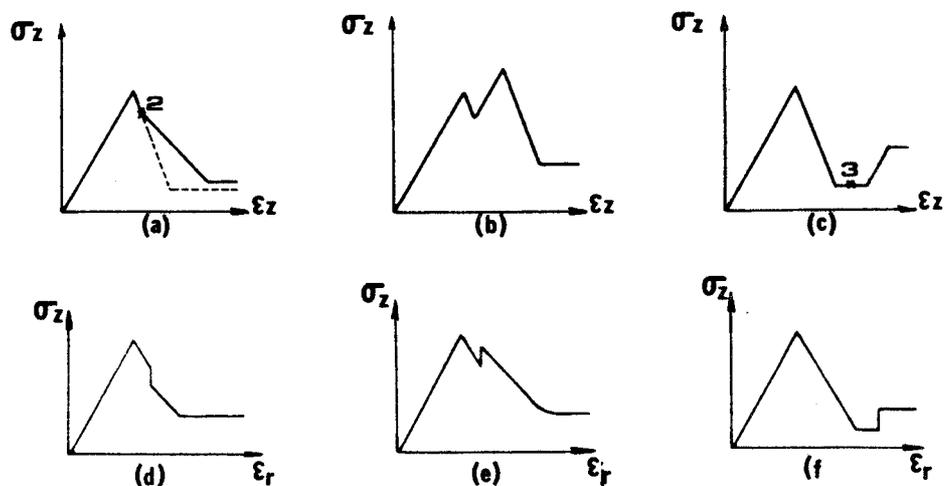


Figure 1.4 : Forme des courbes efforts déformations en post rupture après application d'une surcontrainte

Au point 2, il y a diminution de la pente post rupture (figure 1.4a), le paramètre χ , défini dans la partie A, est multiplié jusqu'à un rapport 5 selon l'intensité de la surcontrainte et du confinement. Il en découle une rupture moins fragile. La déformation latérale dans la partie surcontrainte suit une courbe à pente plus élevée (figure 1.4d).

Il apparaît des cas, non rares expérimentalement, où lors de l'application de la surcontrainte au point 2, la contrainte axiale σ_z s'élève jusqu'à atteindre un nouveau seuil de rupture, inférieur au cas où la surcontrainte est appliquée au point 1 (figure 1.4b), avant de s'évanouir. Les paramètres post rupture dans ce cas sont similaires à ceux du cas représenté par la (figure 1.4a). Les déformations latérales sont bloquées jusqu'à ce que la contrainte axiale ne décroisse (figure 1.4e).

Par ces deux configurations au point 2 est mis en évidence l'effet de cinétique de la rupture et l'effet dynamique de la mise en charge qui influent sur le comportement de l'éprouvette.

L'application de la surcontrainte dans la phase résiduelle, au point 3, a pour effet d'augmenter instantanément la contrainte axiale (figure 1.4c). Cette dernière se stabilise à déformation latérale constante (figure 1.4 f). Néanmoins, un resserrement de l'éprouvette, de l'ordre du 1/100 mm, est enregistrée parfois lors de l'application d'une surcontrainte élevée sur la hauteur totale. Lorsque cette surcontrainte est appliquée partiellement sur la hauteur, ce resserrement n'est pas toujours perceptible.

Une surcontrainte appliquée sur une partie de l'échantillon provoque une discontinuité dans les déformations latérales (figure 1.5).

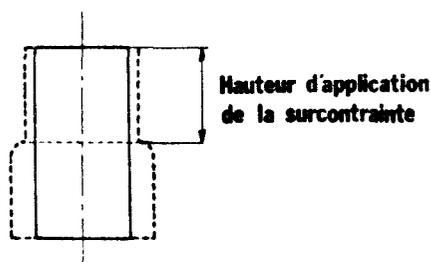


Figure 1.5 : Discontinuité des déformations latérales après application d'une surcontrainte sur une fraction de la hauteur de l'échantillon

La partie non surcontrainte passe alors le seuil de rupture beaucoup plus tôt que l'autre. Le comportement de l'éprouvette est perturbé, la rupture est alors modifiée, cette dernière se faisant essentiellement et uniquement en colonnettes dans la partie non surcontrainte, possédant un élancement réduit.

1.2.2.4. - Conclusion

Le critère de rupture généralement utilisé pour décrire le comportement rocheux est un critère de Coulomb dont l'enveloppe des cercles de Mohr est une parabole. Les valeurs de rupture sont alors très sensibles à la contrainte de confinement notamment lorsqu'elle est faible. Néanmoins, tous les résultats obtenus expérimentalement ne peuvent donner qu'une idée approximative ou qualitative et non quantitative du comportement d'un pilier de craie conforté en post rupture.

Dans la phase résiduelle, on n'enregistre pas de reserrage du matériau, sauf dans le cas où la surcontrainte est appliquée très brutalement, la déformation diamétrale est alors inférieure au 1/100 mm. Du fait même du caractère anisotrope de la craie et de l'existence de fissures et poutres dans l'échantillon ; le comportement mécanique de cet échantillon est modifié en post rupture. Les différentes dispersions enregistrées ne peuvent préjuger du comportement du matériau et du pilier in situ, compte tenu de l'effet d'échelle qui apparaît non négligeable en post rupture particulièrement.

La surcontrainte latérale a été appliquée par de l'eau. Les résultats obtenus ne tiennent alors pas compte du matériau qui sera utilisé in situ et de sa raideur, ce qui a pour conséquence de ne pas placer l'interaction remblai-pilier dans son contexte de particularisme [30].

Néanmoins, lorsque des mouvements à la surface sont prévisibles ou inévitables, outre la confortation classique jusqu'ici développée, les fondations des constructions en surface se feront par pieux profonds ou par radiers selon l'importance de l'ouvrage [37].

Chapitre 2

ETUDE DU COMPORTEMENT DE LA RESINE

2.1. INTRODUCTION

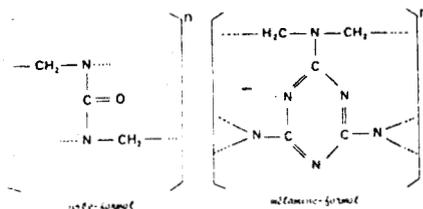
2.1.1. GENERALITES SUR LES RESINES

Lors de travaux de confortation d'ouvrages souterrains sont souvent utilisées deux types de résines : les aminoplastes et les epoxydes.

Ces résines sont généralement constituées de mélanges de macro molécules ou de polymères organiques. Elles résultent d'une polycondensation ou d'une polymérisation. La plupart des résines employées en Génie Civil sont thermodurcissables, et s'obtiennent par polycondensation. Le produit final s'obtient par réaction chimique classique souvent isothermique entre les différents constituants et élimination de résidus de la réaction.

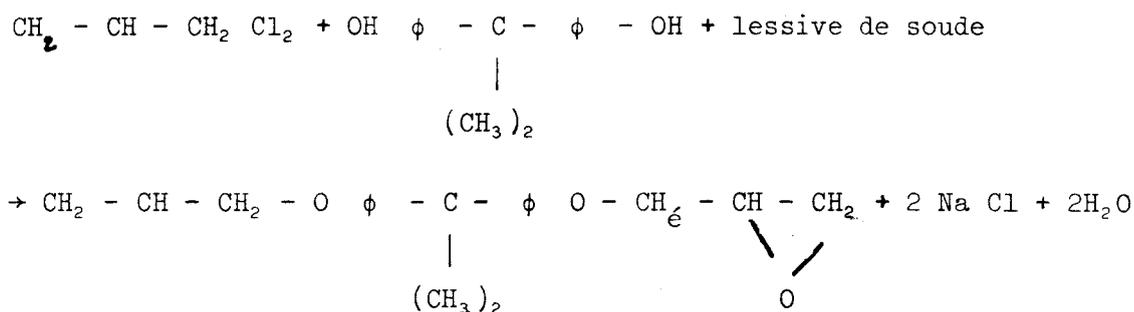
Il y a création d'un réseau macromoléculaire bi ou tri-dimensionnel très dense.

Les résines aminoplastes, dont les principales sont l'urée formol ou la mélamine formol, possèdent un groupement NH_2 .



En présence d'eau, il se forme de par la polycondensation un sirop qui représente un état A. Le produit final ou état B, s'obtient par ajout d'un durcisseur qui peut être un sel.

Les résines epoxydes s'obtiennent par réaction de l'épichlorohydrine du glycol sur des polyalcools. La plus courante des réactions est celle sur le biphenol A



La réaction se fait également en deux phases A et B en créant un réseau macromoléculaire. L'état A est généralement à structure linéaire. L'état B s'obtient par addition d'un durcisseur à l'état A. Les constituants des résines epoxydes doivent non seulement être soigneusement malaxés mais également correctement définis en proportion afin d'obtenir le polymère attendu. Tout écart aussi minime soit-il dans le sérieux de la préparation peut conduire à un produit final différent de celui qui est recherché.

La fabrication d'un liant résineux nécessite donc la réaction d'une base ou résine sur un durcisseur. Les bases sont classées suivant leur masse moléculaire. Selon la proportion des constituants et le degré de polycondensation, l'état A sera plus ou moins visqueux. Le choix du durcisseur est prépondérant voir déterminant sur la structure désirée, et par voie de conséquence sur les caractéristiques mécaniques souhaitées. Les durcisseurs se classent, soit dans les groupes chimiques anhydrides, soit dans les amines, c'est à dire suivant la température de réaction ; les anhydrides ne réagissent qu'à partir de 80°C rendant les réactions très exothermiques. Par contre, avec des amines, le durcissement se fait à température ambiante.

Selon les formules employées et la nature des constituants, les caractéristiques mécaniques des résines varient considérablement, Il est néanmoins fréquent de rencontrer des retraits volumiques de l'ordre de 2,5 % et des modules d'élasticité atteignant 4 000 MPa.

Après malaxage, la pâte constituée de résine et d'eau reste tout au moins en apparence inerte. Au bout d'une période plus ou moins longue, il y a un dégagement de chaleur correspondant au début de la prise ou de la structuration. Dès que la prise est complète, apparaît la phase de durcissement qui s'étale sur plusieurs semaines pendant laquelle les caractéristiques mécaniques s'élèvent jusqu'à atteindre leur maximum. On distingue alors dans le processus de création du matériau, les phases suivantes :

- . l'hydratation du produit qui n'est que chimique,
- . la structuration en tant qu'action physique,
- . le durcissement, phénomène purement mécanique.

2.1.1. RESINE CARACTERISEE

La résine étudiée dérive de la celtamine P3 fabriquée par la Société Celtite. Elle est principalement employée en tant que protection dans les ouvrages souterrains et notamment en mines.

Bien que la composition chimique ne nous soit pas donnée, il est possible de préciser que cette résine est un mélange de résine epoxyde et d'urée formol en présence d'amines. Ces derniers jouent certainement un rôle

de catalyseur. Cette décomposition qualitative a été obtenue par décomposition thermique de la résine en poudre.

Le produit final s'obtient par malaxage de la résine deshydratée en poudre et d'eau dans les proportions en poids suivantes :

- 84 % résine,
- 16 % d'eau.

2.2. CHALEUR D'HYDRATATION

2.2.1. GENERALITES

En présence d'eau, les constituants de la résine s'hydratent en formant une "structure" mécaniquement résistante. A l'inverse des ciments qui créent une structure parfaitement définie, les résines réalisent une chaîne moléculaire globale.

Après malaxage, l'eau introduite a plusieurs actions qui sont :

- . la dissolution des composants qui caractérise le changement vers un état solide,
- . la solvation par la formation d'un gel.

Cette dernière étape marque le début de la réaction chimique qui est caractérisée par un dégagement de chaleur. Cette quantité de chaleur augmente d'autant plus vite que l'on se rapproche de la fin de prise et que la structuration se développe. Après prise, il y a stabilisation de la chaleur dégagée pendant une période plus ou moins longue, puis décroissance.

La mesure et l'étude de la chaleur d'hydratation permet donc de déterminer la prise, mais également de définir les conditions pour lesquelles apparaissent les contraintes de retrait pouvant, le cas échéant, fissurer le matériau.

2.2.2. EXPERIMENTATION

Le but de l'expérimentation est de déterminer la chaleur d'hydratation à 20°C et 12°C. Cette dernière est la température d'utilisation de la résine in situ.

Après stabilisation en température de la résine, de l'eau et des différents accessoires utilisés, 300g de résine malaxée dans la proportion de 84 % résine et 16 % d'eau sont étudiés.

L'expérimentation est effectuée selon la norme expérimentale p 15 436 |72| qui utilise la méthode du calorimètre de Lagrange pour la détermination de la chaleur d'hydratation des ciments. La seule entorse que nous avons faite réside dans le fait que le second calorimètre est remplacé par une enceinte régulée en température (figure 2.1)

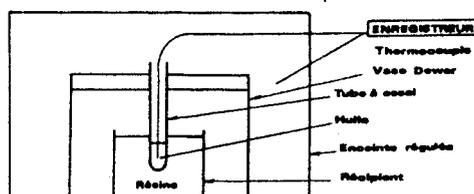


Figure 2.1 : Calorimètre

l'évolution de l'échauffement du matériau au cours du temps est représentée par la figure 2.2.

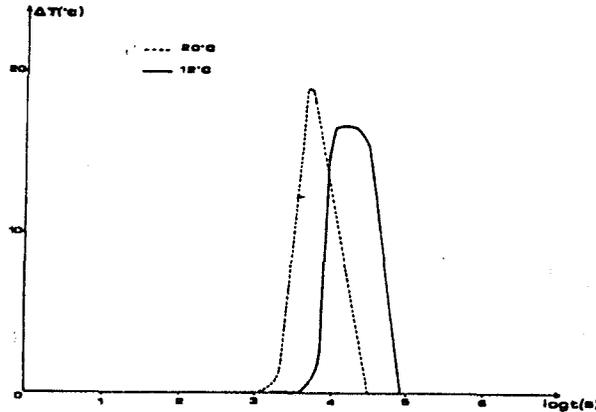


Figure 2.2. : Variation de la température en fonction du temps

Lorsque le matériau est conservé et testé à 20°C, la prise a lieu en 1 heure environ ; l'augmentation de température au sein du matériau est de 19°C. Par contre, si la résine est conservée, malaxée et testée à 12°C, cette augmentation de température n'est plus alors que de 16°C. (figure 2).

La quantité de chaleur q dégagée lors de la prise est définie par [72] :

$$(2.1) \quad q = \frac{C}{m_r} \left\{ \Delta T + \int_0^t \alpha \Delta T dt \right\}$$

soit encore :

$$(2.2) \quad q = \frac{1}{m_r} \{ C_D + C_B + C_k m_h + C_t m_t \} \Delta T + \frac{1}{m_r} \alpha \Delta T \Delta H$$

avec :

m_r : masse de résine

m_h : masse d'huile

m_t : masse du tube à essai

C_D, C_B, C_h, C_t : capacités calorifiques du vase Dewar, du récipient, de l'huile et du tube à essai

C : capacité calorifique de l'ensemble

ΔT : variation de température

ΔH : intervalle de temps

α : coefficient de déperdition thermique du vase Dewar

L'application de la relation 2.2 conduit aux chaleurs dégagées suivantes à la prise :

$$q_{12^\circ\text{C}} = 15,8 \text{ cal/g}$$

$$q_{20^\circ\text{C}} = 9,78 \text{ cal/g.}$$

La température d'essai donc d'utilisation de cette résine joue donc un rôle thermodynamique et cinétique important dans la formation du produit.

Elle peut notamment accélérer ou retarder la réaction lorsque la température extérieure baisse, elle augmente la période "inerte" pendant laquelle la réaction ne se produit pas.

2.3. RETRAIT

2.3.1. GENERALITES

Même en l'absence de tout chargement, la pâte subit des variations dimensionnelles qui sont liées à la dessiccation par évaporation interne et à la structuration progressive due à l'hydratation. Les dimensions augmentent et diminuent selon les périodes. On définit alors le gonflement et les retraits linéaires lorsque l'on mesure les déformations d'une éprouvette suivant une seule direction. La variation de longueur décrit généralement la courbe suivante [27]

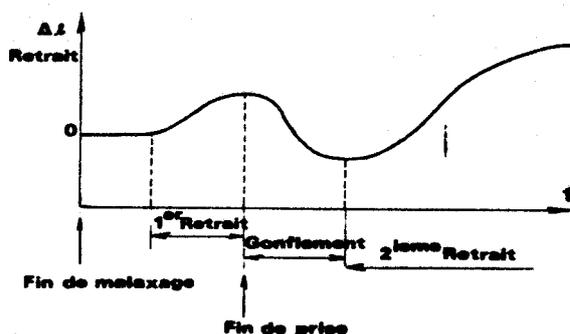


Figure 2.3 : Retrait linéaire

Si l'on suppose que la résine reste isotrope, la variation de volume d'un échantillon suit la courbe représentée par la figure 2.3. On distingue trois phases bien distinctes : un premier retrait, une phase de gonflement et un second retrait.

2.3.2. EXPERIMENTATION

Afin de déterminer le retrait volumique total, et notamment le premier qui apparaît au bout d'un temps très court, nous avons procédé de la manière suivante : 130 cm³ de résine sont introduits dans une membrane souple. Cette dernière est déposée dans une enceinte remplie d'eau (figure 2.4)

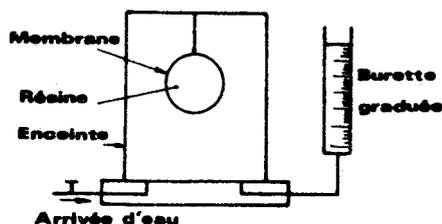


Figure 2.4 : Schéma de principe d'un essai de retrait volumique.

Les variations volumiques sont déterminées par les fluctuations du niveau d'eau dans la burette graduée, laquelle est reliée à l'enceinte. Dans cet essai, nous mesurons la variation de volume absolue de l'échantillon, une certaine quantité d'eau de ressuage pouvant s'intercaler entre la membrane et le mélange testé.

En supposant le matériau homogène et isotrope, la mesure du premier retrait permet de définir les déformations unidirectionnelles $\frac{\Delta L}{L}$ au cours de la prise par :

$$\frac{\Delta V}{V} = 3 \frac{\Delta L}{L}$$

Les essais de retrait volumique sont effectués sur un mélange note 1 correspondant au mélange préconisé par le fabricant, à savoir 84 % résine, 16 % d'eau. Les essais ont été effectués d'une part à température ambiante, et d'autre part, à 12°C. Cette dernière température est celle d'utilisation in situ.

Sur chantier, il peut arriver que les préparations ne soient pas effectuées selon les normes proposées. Aussi l'étude est complétée par la caractérisation de l'influence d'une mauvaise préparation de la résine sur le retrait. Trois mélanges comprenant les quantités d'eau différentes ont été testés :

- . mélange 1 : 16 % d'eau
- . mélange 2 : 13 % d'eau
- . mélange 3 : 21 % d'eau.

2.3.3. RESULTATS

Les variations de volume pour le mélange 1 à 20°C, en fonction du temps sont représentées par la figure 2.6.

La courbe déterminant le retrait volumique à 12°C pour les mélanges 1 à 3 en fonction du temps est tracée sur la figure 2.5.

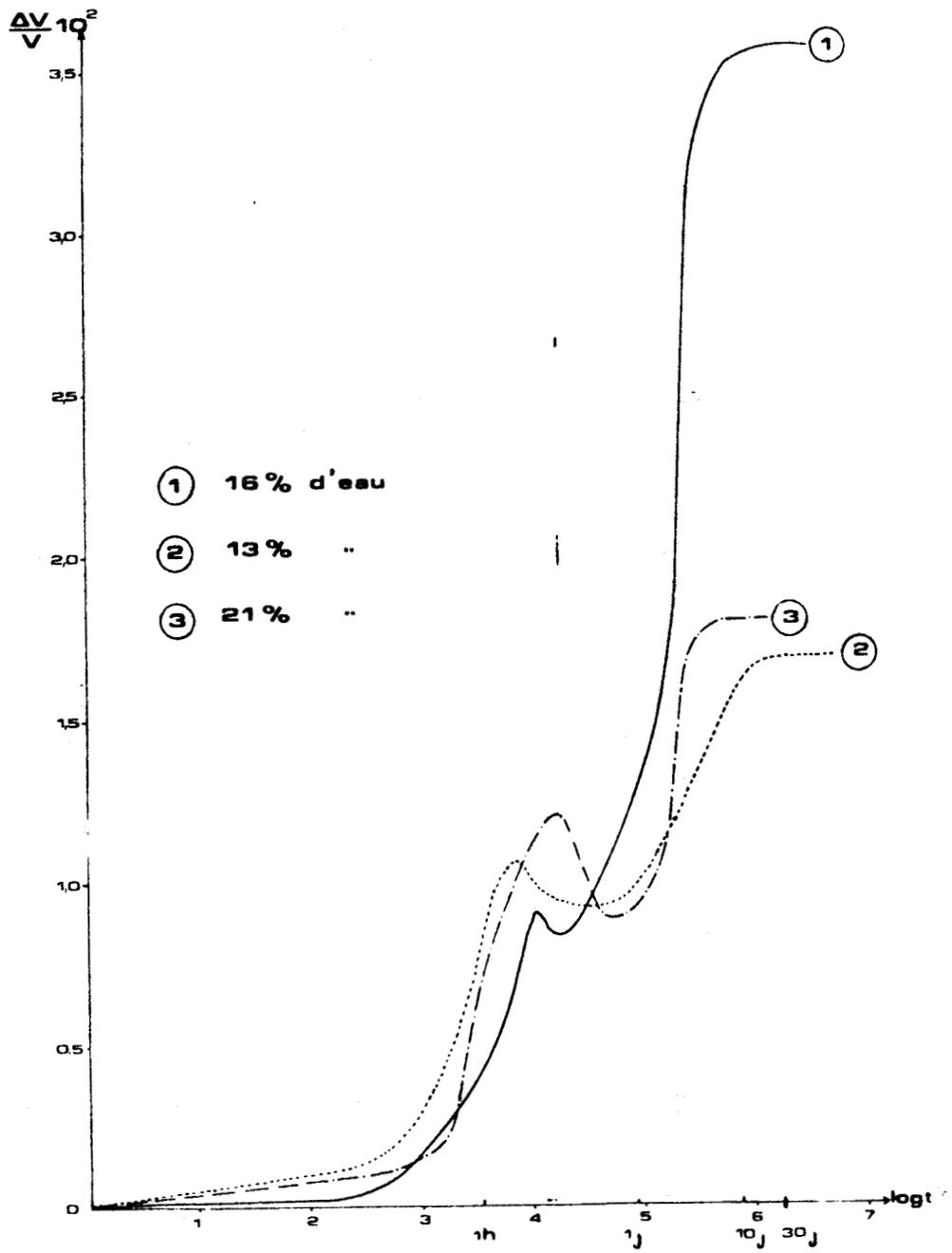


Figure 2.5 : Variation volumique à 12°C en fonction du temps

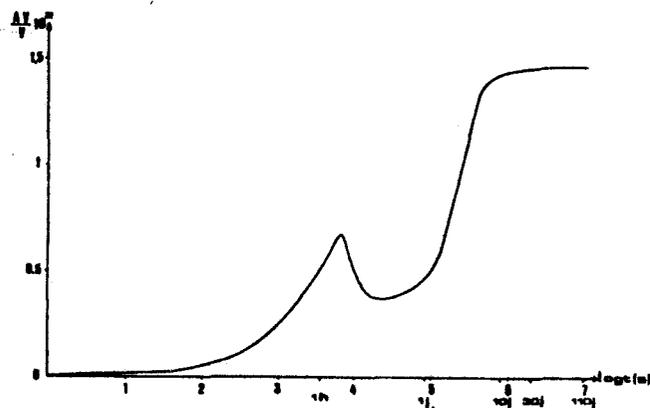


Figure 2.6 : retrait volumique à 20°C en fonction du temps pour la composition 1.

Le premier retrait apparaît avec la prise, soit quelques minutes après le malaxage à 20°C. Il s'étale sur environ une heure.

A 12°C, les malaxages 1 à 3 démarrent leur prise simultanément. Cette prise se poursuit ensuite pendant 2 heures 30 environ. La fin de prise du mélange 1 est intermédiaire à celle des mélanges 2 et 3.

Pour le mélange 1, les amplitudes de déformation sont plus faibles à 20°C qu'à 12°C. Par contre à 12°C, c'est le mélange 1 qui a les plus faibles retraits. Ces amplitudes passent de $0,9 \cdot 10^{-2}$ pour la composition 1 à $1,2 \cdot 10^{-2}$ pour la composition 3 pour laquelle il y a excès d'eau.

Au premier retrait succède la phase de gonflement qui détermine la fin de prise. A la lecture des figures 2.5 et 2.6, il est d'autant plus réduit que la température est faible. Pour la composition 1, ce gonflement est de l'ordre de $0,3 \cdot 10^{-2}$ à 20°C, et quasi inexistant à 12°C.

A 12°C, le gonflement prend de l'importance avec un excès ou un défaut d'eau dans la composition.

Le deuxième retrait apparaît lorsque la prise est entièrement terminée. A la température constante de 12°C, l'amplitude du retrait en général dépend de la proportion d'eau dans le mélange. Les compositions 2 et 3 ont un retrait final nettement inférieur à celui de la composition 1. Le second retrait de ces compositions est équivalent au premier retrait. Par contre, pour le mélange 1, le second retrait est triple du premier, le retrait volumique total atteignant $3,5 \cdot 10^{-2}$.

Pour la composition 1, le retrait volumique et a fortiori le retrait linéaire sont fonction de la température. L'amplitude du deuxième retrait qui est doublée à 20°C, est triplée lorsque la température est amenée à 12°C. Le retrait volumique passe de $1,5 \cdot 10^{-2}$ à $3,5 \cdot 10^{-2}$ lorsque les températures sont respectivement de 20 et 12°C.

Le deuxième retrait peut également être mis en évidence par un essai de retrait linéaire dès qu'il a fait prise (figure 2.7). Un échantillon de $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$ est placé sous un comparateur. On suit au cours du temps les variations de la plus grande longueur subies par l'échantillon.

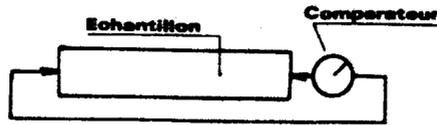


Figure 2.7 : Principe de l'essai de retrait linéaire

La période de gonflement est fonction de la température et de l'hygrométrie ambiante [39].

Pour la composition 1 à 20°C, l'évolution du gonflement et du deuxième retrait sont représentés par la figure 2.8. Le gonflement linéaire s'étale sur une dizaine de jours avec une amplitude de $3,5 \cdot 10^{-3}$. Le deuxième retrait se stabilise au bout d'une trentaine de jours à $5 \cdot 10^{-3}$ soit le tiers du retrait volumique correspondant.

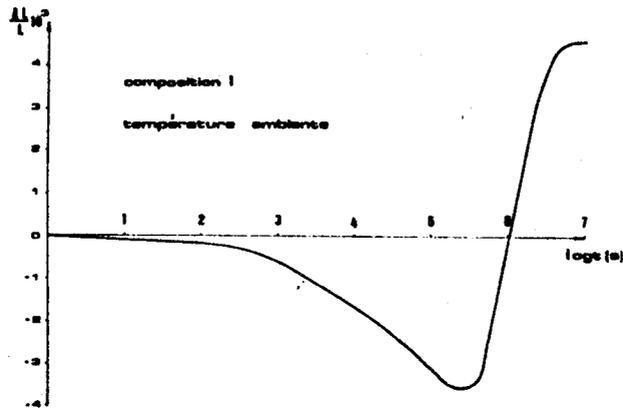


Figure 2.8 : Retrait linéaire pour la composition 1 à température ambiante en fonction du temps.

Le retrait volumique tel qu'il est représenté est un essai endogène dans la mesure où l'échantillon vieillit sans échange d'eau avec l'extérieur. L'essai volumétrique fait mal apparaître la phase de gonflement. Dans l'essai linéaire après prise, cette phase de gonflement est très importante. Les amplitudes de déformations rejoignent celles de l'essai volumique à la fin de l'essai.

2.4. COMPORTEMENT AU DURCISSEMENT

2.4.1. INTRODUCTION

Après les phases d'hydratation et de structuration apparaît le durcissement qui prend naissance simultanément avec le deuxième retrait. La prise correspond à une consolidation par la variation de nouvelles liaisons physiques [95].

Le durcissement, quant à lui est la conséquence de l'hydratation continue et progressive. Les résistances mécaniques dépendent alors de la cohésion du corps en cours de structuration et de l'adhérence inter-moléculaire. Les résistances suivent une loi du type [95][27].

$$(2.3) \quad R = a t^\alpha$$

où a et α sont des constantes dépendant du matériau, t le temps.

En l'absence de toute action extérieure, les propriétés et les caractéristiques intrinsèques du matériau évoluent au cours du temps. Le comporte-

ment de ce matériau est alors appelé vieillissant car il dépend de son âge. Pour les matériaux de Génie Civil, tels que bétons et résines, la réponse à un chargement va donc varier selon l'instant d'application des charges. Le comportement ultérieur de la résine en particulier peut s'en trouver perturbé si l'intensité de la sollicitation dépasse un certain seuil. Cela peut être mis en évidence notamment par des essais de fluage [39].

2.4.2. EXPERIMENTATION

L'étude expérimentale porte sur la détermination des caractéristiques mécaniques de la résine à 20°C et à 12°C qui est la température d'utilisation. L'éventualité d'une mauvaise préparation est prise en compte dans l'étude. Pour cela 5 compositions différentes, définies comme suit, sont analysées à 12°C :

Composition 1 : 16 % d'eau
2 : 10 %
3 : 13 %
4 : 19 %
5 : 21 %

Seule la composition 1 est caractérisée à 20°C.

Pour les différentes expérimentations, les échantillons sont soumis à la méthodologie suivante :

- . stabilisation en température de la résine et de l'eau à 12°C ou à 20°C dans une enceinte régulée en température,
- . malaxage dans cette enceinte à 12°C ou 20°C selon le cas,
- . confection des éprouvettes dans cette enceinte régulée ; les éprouvettes sont cylindriques de diamètre 36 et 50 mm respectivement pour les essais de compression et de traction par fendage selon l'essai brésilien. L'éclatement de ces éprouvettes est d'environ 2,
- . conservation dans l'enceinte jusqu'au moment de l'essai des éprouvettes. Les échantillons sont placés dans une ambiance à 12°C et 100 % d'hygrométrie ou 20°C 50 % d'hygrométrie selon le cas,
- . essai de compression triaxiale à une vitesse de 0,5 MPa/S suivant la norme P 18 406 [73] et essai de traction à la vitesse de 0,05 MPa/S selon la norme P 18 408 [74].

2.4.3. RESULTATS

RESISTANCE A LA RUPTURE : R_c

A 20°C, l'évolution de la résistance à la compression au cours du temps, pour la composition 1, est représentée par la figure 2.9.

A 12°C, elle est définie par la figure 2.10 en fonction de la composition et de l'âge.

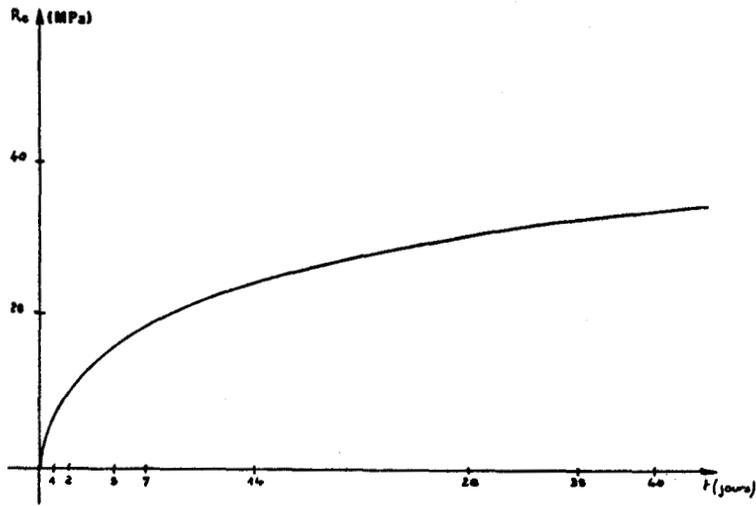


Figure 2.9 : Variation de la résistance à la compression à température ambiante pour la composition 1 en fonction du temps.

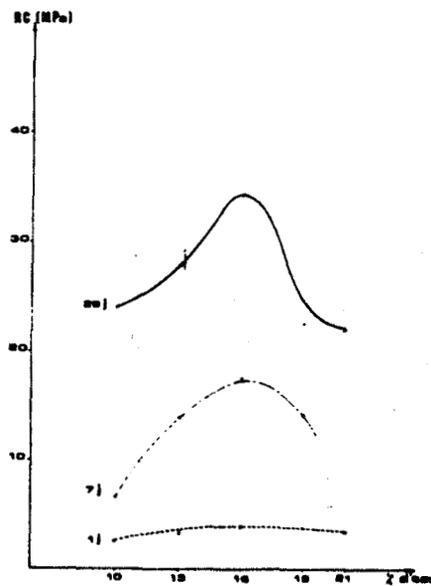


Figure 2.10 : Variation de la résistance à la compression en fonction du temps et de la proportion d'eau dans le mélange.

A 20°C, la résistance à la compression se stabilise vers 38,0 MPa à partir de 40 jours. La courbe montrant l'évolution de la résistance à la rupture en fonction du temps pour la composition 1 est du type :

$$R_c = a t^\alpha.$$

ou $a = 79,85 \text{ MPa/j}$ t : temps en jours
 $\alpha = 0,42$ R_c en MPa

A 12°C pour la composition 1, la résistance à la rupture est légèrement inférieure à celle à 20°C pour les différents âges. Selon les compositions, les courbes ont l'allure de cloches et présentent un maximum pour la composition 1.

MODULE D'YOUNG

A 20°C pour la composition 1, le module d'Young est représenté en fonction du temps par la figure 2.11 ; à 12°C selon la composition et l'âge pour les courbes 2.12 et 2.13.

La courbe 2.11 permet d'affirmer que le module d'Young à température ambiante pour la composition 1 se stabilise vers 4 200 MPa. Il peut être défini par la relation :

$$E = a t^b \quad \text{avec } a = 4,6 \cdot 10^4 \text{ MPa/jours}$$

E en : MPa $b = 2,6 \cdot 10^{-2}$
 t en jours

A 12°C le module, quelque soit la composition, présente toujours l'allure définie par l'équation (2.4). Mais il se stabilise plus tôt, à partir de 30 jours. La composition 1 présente les meilleurs valeurs, elle réalise l'optimum pour toutes les courbes de la figure 2.2 qui montre l'évolution en cloche du module en fonction de la proportion d'eau.

Pour une composition donnée, le module est fonction de la température et de l'hygrométrie. Il est nettement plus faible à 12°C qu'à 20°C ; à 28 jours pour la composition 1, il n'atteint que 2 650 MPa.

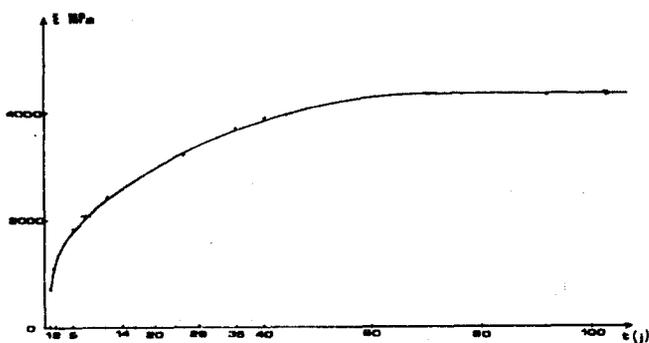


Figure 2.11 : Variation du module à température ambiante pour la composition 1 en fonction du temps

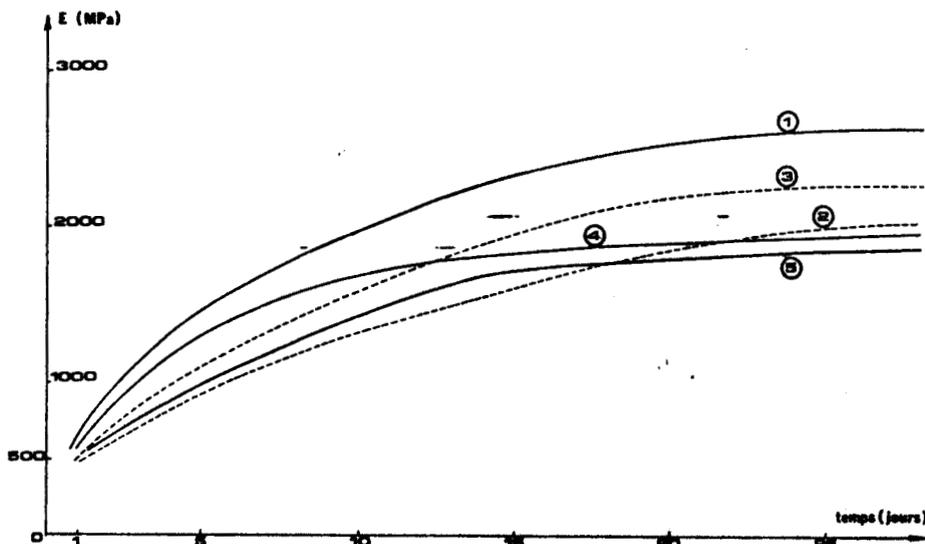


Figure 2.13 : Variation du module en fonction du temps et de la composition à 12°C

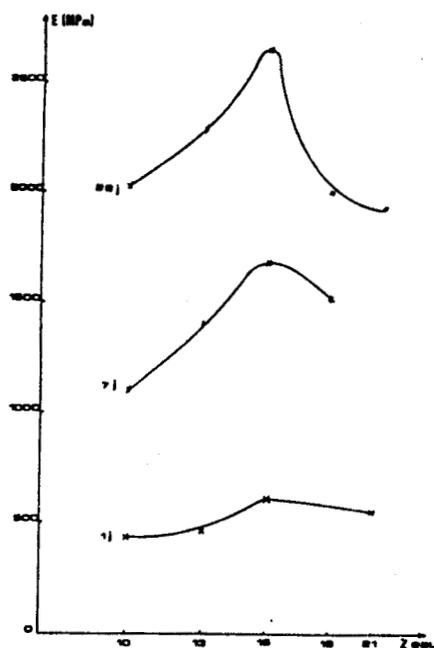


Figure 2.12 : Variation du module en fonction du temps et de la proportion d'eau à 12°C

RESISTANCE A LA TRACTION R_T

La résistance à la traction est déterminée par l'essai Brésilien. Elle est représentée pour la composition 1 en fonction du temps à 20°C par la figure 2.14 et par la figure 2.15 pour toutes compositions à 12°C selon l'âge.

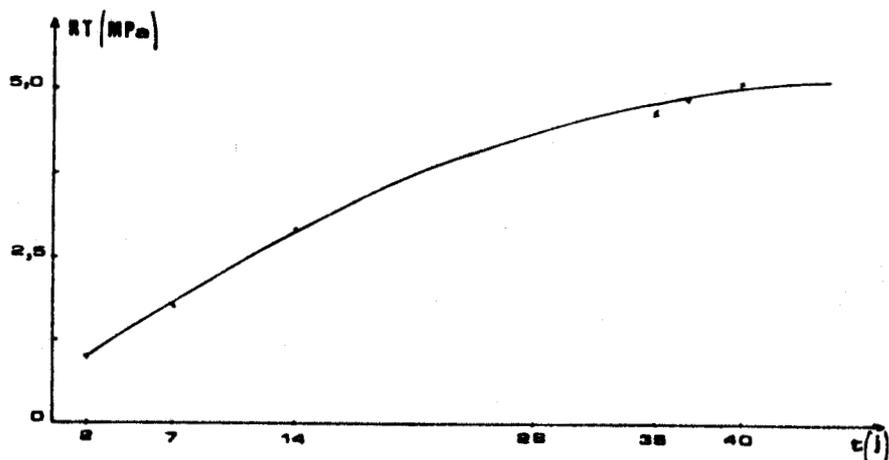


Figure 2.14 : Evolution de la résistance à la traction en fonction du temps à température ambiante pour la composition 1

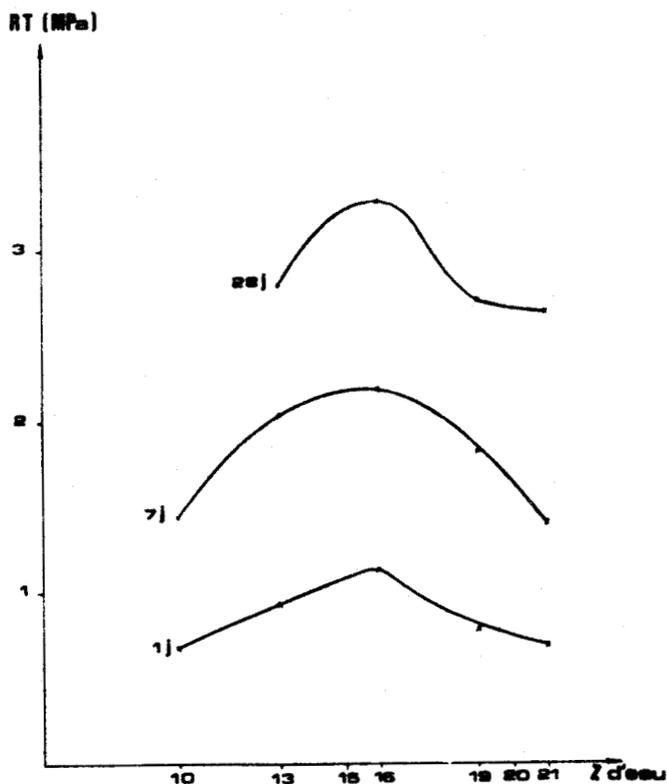


Figure 2.15 : Evolution de la résistance à la traction selon la proportion d'eau en fonction du temps

La résistance à la traction d'après la figure 15 suit une loi du type

$$(2.5) \quad R_T = a t^b \quad \text{à température ambiante}$$

R_T en MPa avec $a = 23,7$ MPa/jours $b = 0,6$
 t temps en jours

A 20°C, elle se stabilise à partir de 40 jours vers 5 MPa.

A 12°C, selon la composition et l'âge, la résistance à la traction présente l'allure de cloches. A 1 et 7 jours, sa valeur est sensiblement égale également, pour les compositions 1, 3 et 4 à celle de la composition 1 à 20°C. Par contre, à 28 jours, la composition 1, bien que présentant l'optimum de traction à 12°C ; sa résistance est nettement inférieure à celle à 20°C et n'atteint que 3,2 MPa.

RESISTANCE RESIDUELLE R_S

En poursuivant un essai de compression simple au-delà de la rupture, il est possible de déterminer la valeur de la résistance résiduelle. Cette dernière est représentée par la figure 2.16 pour la composition 1 à 20°C en fonction du temps et par la figure 2.17 selon la composition et l'âge à 12°C.

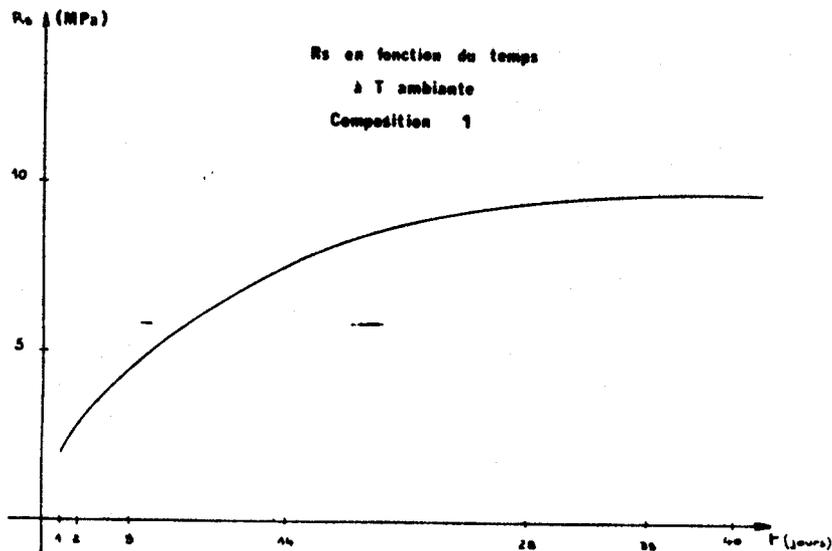


Figure 2.16 : Evolution de la résistance résiduelle en fonction du temps pour la composition 1 à température ambiante.

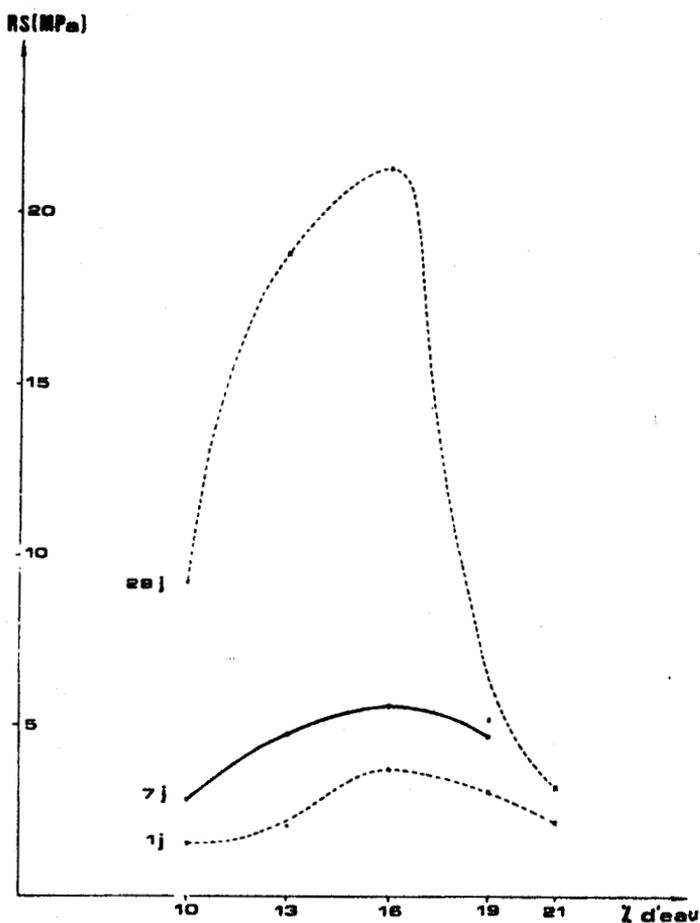


Figure 2.17 : Evolution de R_S en fonction du pourcentage d'eau et du temps

A 20°C pour la composition 1, la valeur de la résistance résiduelle est définie par la relation :

$$(2.5) \quad R_S = a t^b \quad \text{où } a = 35,8 \text{ MPa/jours}$$

$$R_S \text{ en MPa} \quad b = 0,28$$

t temps en jours

Elle se stabilise à partir de 30 jours vers 9,5 MPa.

A 12°C en fonction de la proportion d'eau et de l'âge, elle se présente selon la figure 2.18 sous la forme de cloches, dont l'optimum est donné par la composition 1. De plus, pour les compositions 1, 3 et 4 en particulier sa valeur est nettement supérieure à celle de la composition 1 à température ambiante et ce, à tout âge.

COHESION, ANGLE DE FROTTEMENT

Lors d'essais de compressions triaxiales, l'angle de frottement interne du matériau est resté sensiblement constant, autour d'une valeur de 35° quelque soit l'âge, la composition et la température.

La cohésion C et la cohésion résiduelle C_0 suivent des lois du type (2.6)

$$(2.6) \quad C = a t^b$$

en particulier pour la composition 1 à 20°C. De la figure 2.18, on détermine a et b

C et C_0 en MPa	t en jours	
a = 46,2 MPa/j	b = 0,74	pour la cohésion
a = 96,7 MPa/j	b = 0,59	pour la cohésion résiduelle

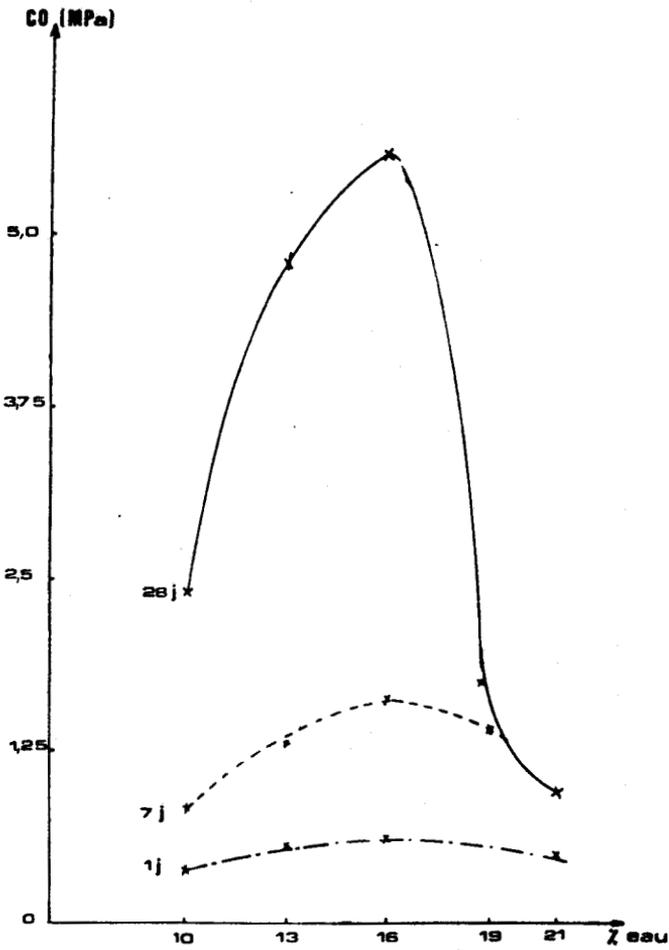


Figure 2.19 : Variation de la cohésion résiduelle en fonction du temps et du pourcentage d'eau

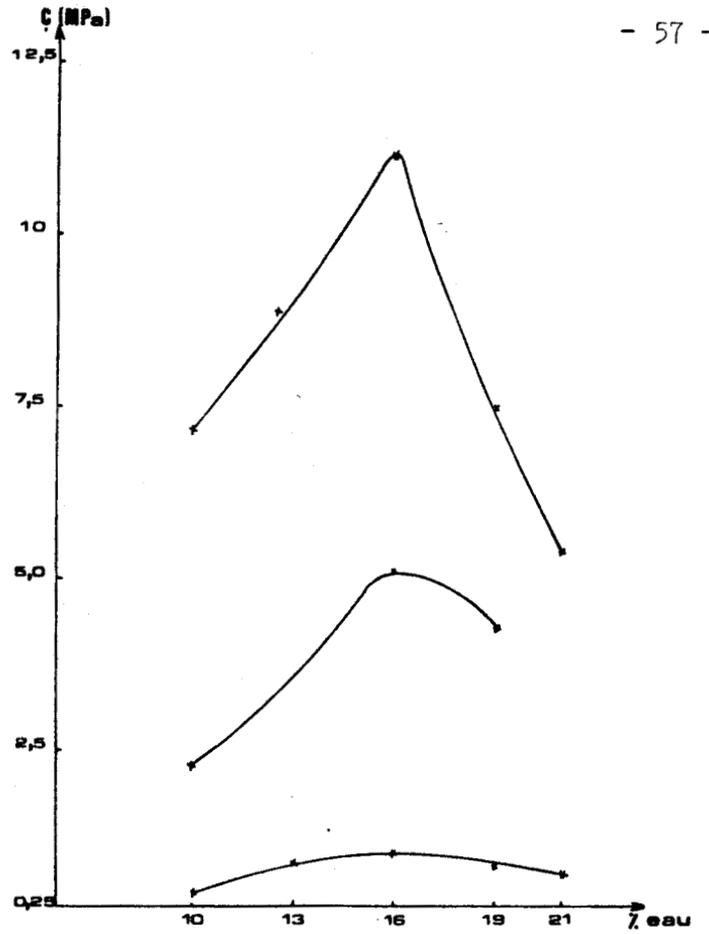


Figure 2.20 : Variation de la cohésion en fonction du temps et du pourcentage d'eau

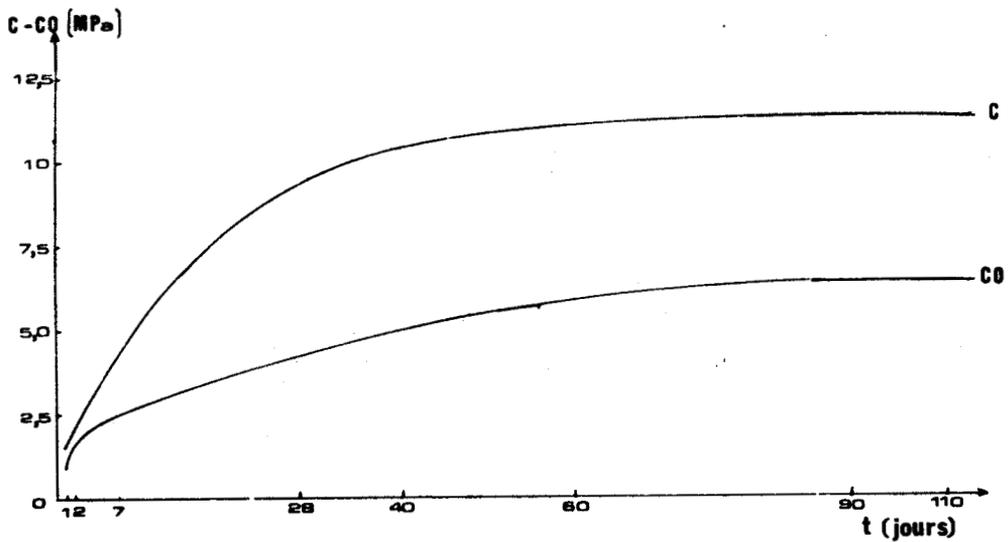


Figure 2.18 : Variation de la cohésion et de la cohésion résiduelle en fonction du temps pour la composition 1 à température ambiante.

La cohésion et la cohésion résiduelle pour la composition 1 à 20°C se stabilisent à partir de 40 jours respectivement à 11,5 MPa et 6 MPa. Lorsque la température de conservation est abaissée à 12°C, ces valeurs sont pratiquement inchangées pour cette composition 1. Néanmoins les figures 2.19 et 2.20 montrent l'influence de l'excès et du défaut d'eau faisant chuter les valeurs.

CONCLUSION

En se plaçant à 12°C, température d'utilisation de la résine, et en faisant varier la proportion d'eau, il apparaît que les courbes représentant E , R_C , R_T , R_S , C , C_0 en fonction du mélange et de l'âge se présentent sous la forme de cloches dont les sommets définissent l'optimum des caractéristiques. Ces sommets sont toujours atteints pour la composition 1. De plus ces caractéristiques, pour une composition et une température donnée peuvent se définir par la relation (3).

Pour la composition 1, qui est optimale à 12°C, les caractéristiques mécaniques notamment E , R_C , R_T sont plus élevées à 20°C qu'à 12°C. La chute notable du module d'Young caractéristique de la baisse de température est à relier à l'augmentation de retrait, notamment volumique, dans ces mêmes conditions pour la composition 1.

La densité du matériau pour la composition 1 en particulier se stabilise au bout de quelques jours à 1,7.

Si l'on réalise un essai complet de post rupture en effectuant des décharges et des recharges dans la phase radoucissante (figure 2.21), il apparaît qu'il y a variation du module d'Young en fonction de la déformation plastique axiale (figure 2.22). Le comportement post-rupture présenté dans la première partie est donc transposable au cas de cette résine.

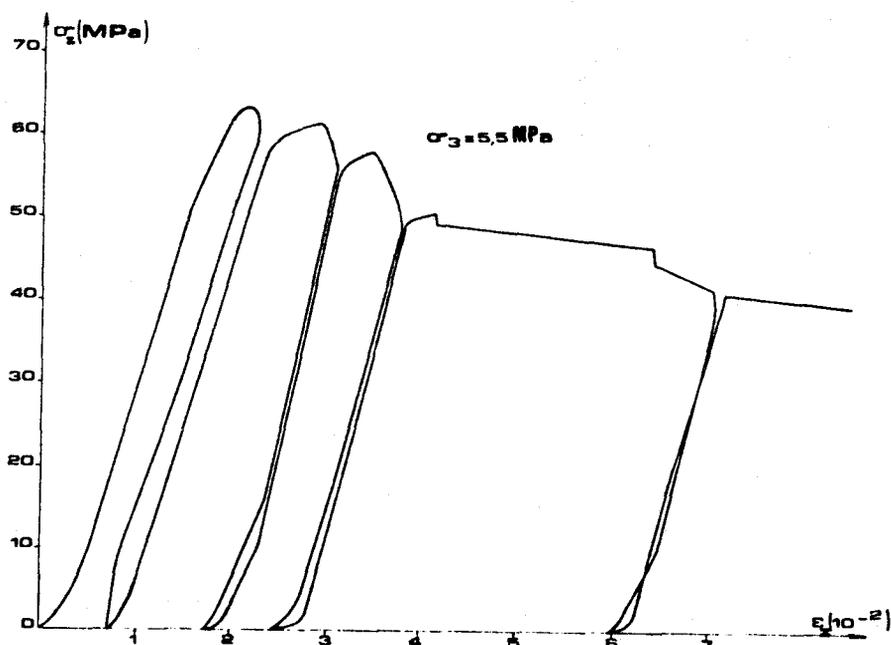


Figure 2.21 : Cycles de charges et décharges en post-rupture

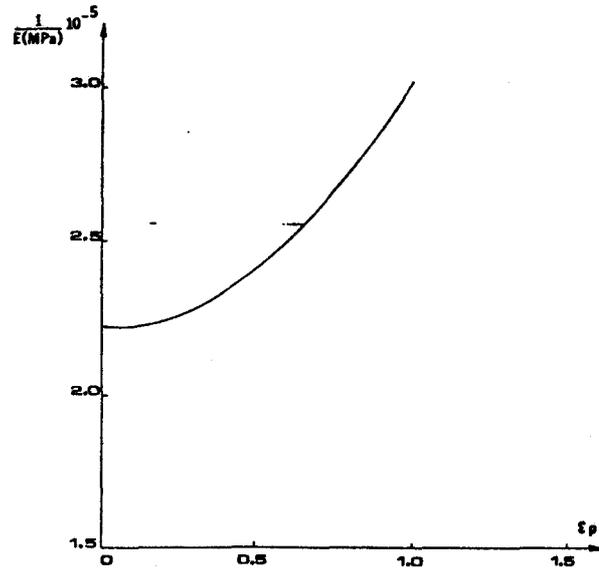


Figure 2.22 : Variation de l'inverse du module en fonction de la déformation plastique axiale.

Chapitre 3

ETUDE DU COMPORTEMENT CRAIE-RESINE EN LABORATOIRE

Toutes les caractéristiques mécaniques et physiques de la résine ayant été déterminées, certaines d'entr'elles vont permettre de la définir en tant que matériau de renforcement de piliers.

En général, l'application d'un gunitage sur les parois d'une excavation évite la décompression du massif rocheux sur le pourtour de l'ouvrage. La méthode autrichienne [60] par exemple, est basée sur l'application d'un revêtement dès l'ouverture de l'ouvrage. Cette technique d'interaction massif-revêtement, nécessite l'application d'une épaisseur importante, d'environ de 10 à 30 cm, de mortier ou béton éventuellement associée à un boulonnage qui la précède, ou renforcée d'une armature par treillis métalliques soudés. Cette méthode, sil elle est mise en oeuvre très rapidement, limite non seulement la décompression du massif avec les désordres qui en découlent, mais également la chute de blocs isolés.

En ouvrage souterrain, le revêtement, de par sa raideur, s'oppose aux mouvements du massif. Cette raideur K est déterminée à partir de la pression P exercée par le massif sur le gunitage, et du déplacement U_r à l'intrados de l'ouvrage [75]

$$(3.1) \quad P = K U_r$$

K est reliée aux caractéristiques mécaniques et géométriques du renforcement par la relation suivante, sous l'hypothèse d'épaisseur mince

$$(3.2) \quad K = \frac{e}{r} E$$

e = épaisseur du gunitage

E = module d'Young du matériau constituant le renforcement

r = rayon de l'intrados

Dans le cas de carrières souterraines abandonnées, exploitées en chambres et piliers, le gunitage testé est à base de résine, bien que d'un prix de revient relativement élevé comparativement à celui du béton. Appliqué sur les piliers, le béton travaille à la traction contrairement au cas où il est appliqué sur les parois d'un tunnel. Il est par conséquent peu intéressant. Les propriétés mécaniques de la résine, et en particulier le retrait, ne peuvent être bénéfiques qu'à la condition d'entourer un ouvrage. Le seul cas possible est "l'enrobage" d'un pilier par de la résine. Ce qui, de par les efforts de retrait, fera naître des contraintes de frettage et stabilisera le pilier.

Dans le cas d'un renforcement total des piliers, il est donc absolument nécessaire de déterminer les efforts que le matériau de renforcement est susceptible d'appliquer. Pour y parvenir, on modélise le retrait et on calcule les contraintes apportées par ce retrait. Une vérification et un calage de cette modélisation sont ensuite effectués expérimentalement sur des échantillons sains puis fracturés.

3.1. DETERMINATION THEORIQUE DE LA CONTRAINTE DE RETRAIT POUR UN CYLINDRE DE CRAIE SAIN GUNITEE.

On considère un noyau de craie cylindrique de rayon R enrobé d'une épaisseur e de résine faible par rapport à R (figure 3.1)

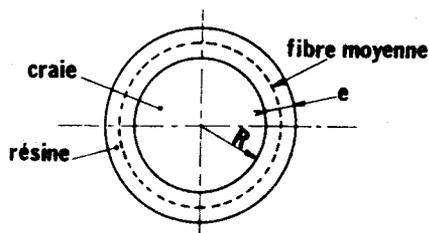


Figure 3.1 : Schéma de fonction du cylindre gunité

La déformation totale ϵ_{θ}^t au niveau de la fibre moyenne est la somme d'une déformation due au retrait du matériau ϵ_{θ}^r et d'une déformation ϵ_{θ}^a due aux contraintes appliquées à l'interface craie-résine et en particulier de la pression P.

$$(3.3) \quad \epsilon^t = \epsilon^a + \epsilon^r$$

modèle 1

On suppose le cylindre central rigide, d'où :

$$(3.4) \quad \epsilon^a = - \epsilon^r$$

en termes de vitesse d'application de contraintes, on peut écrire :

$$(3.5) \quad \frac{d\sigma^a}{dt} = E^c \frac{d\epsilon^r}{dt} + \epsilon^a \frac{dE^c}{dt}$$

où σ^a est la contrainte appliquée sur la craie
 E^c = module d'Young de la craie

soit encore :

$$(3.6) \quad \frac{d\sigma^a}{dt} = E^r \frac{d\epsilon^r}{dt} - \epsilon^r \frac{dE^r}{dt}$$

E^r = module d'Young de la résine

La contrainte appliquée sur le noyau central peut alors s'écrire pour un intervalle de temps Δt :

$$(3.7) \quad \Delta\sigma^a = - E_m^r \Delta\epsilon^r - \epsilon_m^r \Delta E^r$$

où :

- . E_m^r et ϵ_m^r sont respectivement les modules d'Young et les déformations moyens de la résine pendant Δt
- . ΔE^r , $\Delta\epsilon^r$ étant respectivement les variations du module d'Young et de déformation pendant Δt (figure 3.2)

A partir des courbes de retrait, et en particulier celles de retrait volumique, en considérant le matériau homogène et isotrope, il est possible de déterminer les déformations unidirectionnelles

$$\frac{1}{3} \frac{\Delta V}{V_0} = \epsilon_r^r = \epsilon_\theta^r = \epsilon_z^r$$

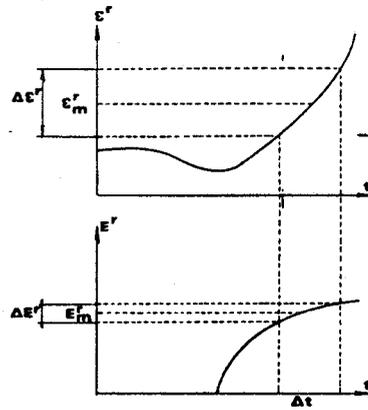


Figure 3.2 : Incrementation des modules et déformations de la résine

Considérant que l'épaisseur de la résine est suffisamment faible pour que les déformations radiales de la résine dues au retrait soient négligées, il vient :

$$(3.8) \quad \epsilon_r^r = 0$$

Des équations du cylindre creux en considérant que la pression extérieure P_e est nulle, on obtient sur la fibre moyenne :

$$(3.9) \quad \begin{aligned} \sigma_{rr}^r &= 0 \\ \sigma_{\theta\theta}^r &= \frac{P R}{e} \end{aligned}$$

$$\text{d'où (3.10)} \quad P = \sigma_{\theta\theta}^r \frac{e}{R}$$

avec $\sigma_{\theta\theta}^r$ défini à partir de (3.7)

modèle 2

On suppose que le déplacement radial du bord du cylindre est égal au déplacement radial de la fibre moyenne de l'anneau de résine

$$(3.11) \quad u_r^c = u_r^r$$

Sur la fibre moyenne de la résine, le déplacement radial est dû au déplacement provoqué par la pression exercée $\epsilon_{\theta\theta}^a$ au niveau de l'interface craie-résine et au retrait propre de la résine $\epsilon_{\theta\theta}^{ret}$.

On néglige le retrait suivant l'épaisseur de par la faible épaisseur de résine appliquée. On ne tient pas compte également du retrait axial qui peut engendrer un cisaillement à l'interface.

Hypothèse 1

Outre les hypothèses précédentes, on suppose que le pilier de craie est en état de contraintes planes. De (3.10), on en déduit alors sur l'interface :

$$(3.12) \quad \begin{aligned} \epsilon_{\theta\theta}^c &= \epsilon_{rr}^c = -P = -\sigma_{\theta\theta} \frac{c}{R} \\ u_r^c &= -P R \frac{1 - \nu^c}{E^c} \end{aligned}$$

E^c , ν^c module d'Young et coefficient de Poisson de la craie.

Le déplacement radial de la résine au niveau de la fibre moyenne s'écrit :

$$(3.13) \quad u_r^r = (R + e/2) (\epsilon_{\theta\theta}^a + \epsilon_{\theta\theta}^{ret.})$$

Sous l'hypothèse de contraintes planes, on a :

$$(3.14) \quad \epsilon_{\theta\theta}^a = \frac{1}{E^r} \{ \sigma_{\theta\theta}^a - \nu^r \sigma_{rr}^a \}$$

où ν^r est le coefficient de Poisson de la résine.

On considère que σ_{rr}^a est la moyenne de la distribution de contrainte en la fibre moyenne, soit :

$$(3.15) \quad \sigma_{rr}^a = -P/2$$

(3.14) s'écrit encore :

$$(3.16) \quad \epsilon_{\theta\theta}^a = \frac{1}{E^r} P \left\{ \frac{R}{e} - \frac{\nu^r}{2} \right\}$$

d'où :

$$(3.17) \quad u_r^r = (R + e/2) \left\{ \frac{1}{E^r} P \left(\frac{R}{e} - \frac{\nu^r}{2} \right) + \epsilon_{\theta\theta}^{ret.} \right\}$$

En différentiant (3.11), on détermine l'increment de pression appliquée pendant un intervalle de temps Δt donné, cet increment vérifie (3.18) :

$$(3.18) \quad \begin{aligned} -\Delta P \left\{ \frac{R(1 - \nu^c)}{E^c} + \frac{(R + e/2)}{E^r} \left(\frac{R}{e} - \frac{\nu^r}{2} \right) \right\} + \Delta \epsilon_{\theta\theta}^{ret.} (R + e/2) \\ - \frac{P}{(E^r)^2} \Delta E^r (R + e/2) \left(\frac{R}{e} - \frac{\nu^r}{2} \right) = 0 \end{aligned}$$

l'épaisseur e du gunitage étant très petite devant le rayon R , (3.18) s'écrit encore :

$$(3.19) \quad \Delta P \left\{ \frac{1 - \nu^c}{E^c} + \frac{R}{e E^r} \right\} - P \frac{\Delta E^r}{(E^r)^2} \frac{R}{e} + \Delta \epsilon_{\theta\theta}^{ret} = 0$$

(formule simplifiée)

Hypothèse 2

Les hypothèses faites précédemment sur le comportement de la résine sont maintenues. La résine reste en état plan de contraintes. Par contre, on suppose que la craie se trouve en état plan de déformations.

L'équation (3.17) reste valable, par contre (3.12) est modifiée à l'interface $\sigma_{rr}^c = \sigma_{\theta\theta}^c = -P$ d'où :

$$(3.20) \quad \sigma_{zz}^c = -2 \nu^c P$$

le déplacement radial de la craie à l'interface s'écrit :

$$(3.21) \quad u_r^c = -R \frac{P}{E^c} (1 + \nu^c + 2 \nu^{c^2})$$

l'increment de pression appliquée pendant un intervalle de temps Δt vérifie alors :

$$(3.22) \quad \Delta P \left\{ \frac{R}{E^c} (1 + \nu^c + 2\nu^{c^2}) + \left(\frac{R+e/2}{E^r} \right) \left(\frac{R}{e} - \frac{\nu^r}{2} \right) \right\} - P \frac{\Delta E^r}{E^{r2}} \left(\frac{R}{e} - \frac{\nu^r}{2} \right) + (R + e/2) \Delta \varepsilon_{\theta\theta}^{ret} = 0$$

En considérant que l'épaisseur de résine appliquée est très faible devant le rayon (3.22) s'écrit encore :

$$(3.23) \quad \Delta P \left(\frac{1 + \nu^c}{E^c} + \frac{R}{e E^r} \right) - P \frac{\Delta E^r}{(E^r)^2} + \Delta \varepsilon_{\theta\theta}^{ret} = 0$$

(formule simplifiée)

3.2. DETERMINATION EXPERIMENTALE DE LA CONTRAINTE DE RETRAIT SUR UN ECHANTILLON SAIN

3.2.1. EXPERIMENTATION

A température ambiante, sur une série d'échantillon non fracturés de diamètre 70 mm élancement 2, complètement saturés, confectionnés dans la craie précédemment caractérisée, est simulé un gunitage à la résine, deux épaisseurs, 10 et 4 mm sont retenues. La résine est préparée selon le mélange 1 défini au chapitre précédent, à température ambiante.

La contrainte de retrait est déterminée par une méthode d'extensiométrie. Deux jauges unidirectionnelles sont collées radialement à l'opposé l'une de l'autre, et à mi-hauteur de l'échantillon (figure 3.3). L'ensemble craie-résine évolue sans aucune contrainte extérieure appliquée, dans une hygrométrie ambiante maintenue à 50 %

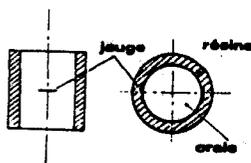


Figure 3.3 : Schéma des mesures expérimentales

On suppose que l'état de contrainte est uniforme dans le cylindre.

Le cisaillement à l'interface craie-résine, induit par le retrait, est négligé ; on obtient sous l'hypothèse de contraintes planes :

$$\epsilon_{\theta\theta}^c = \frac{1}{E^c} (\sigma_{\theta\theta}^c - \nu^c \sigma_{rr}^c)$$

soit
$$= - P \frac{1 - \nu^c}{E^c}$$

$$(3.24) \quad P = - E^c \frac{\epsilon_{\theta\theta}}{(1 - \nu^c)}$$

où P est la pression exercée par le gunitage
 $\epsilon_{\theta\theta}$ les déformations enregistrées.

Sur la figure 4 sont représentées les évolutions de cette pression pour les deux épaisseurs considérées. Cette pression se stabilise à partir de 21 jours à environ 0,75 MPa et 0,85 MPa respectivement pour 4 et 10 mm.

L'évolution de la pression appliquée se déroule en deux phases :

- une évolution rapide pendant 4 jours environ
- une évolution beaucoup plus lente par la suite
- en fin d'essai les contraintes de traction dans la résine sont supérieures à la limite de traction, le gunitage se fissure alors.

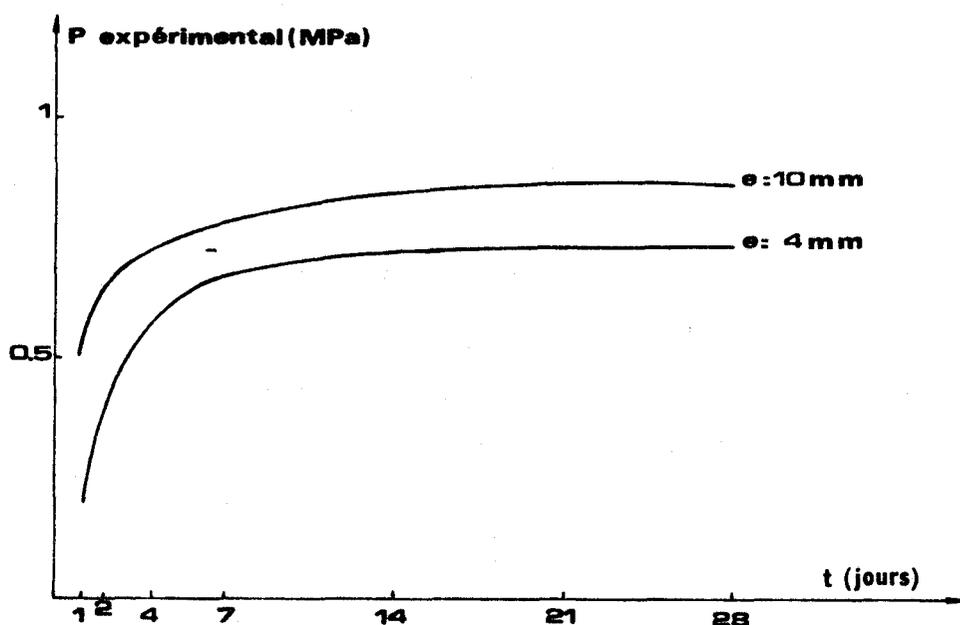


Figure 3.4 : Variation expérimentale de la pression appliquée en fonction du temps.

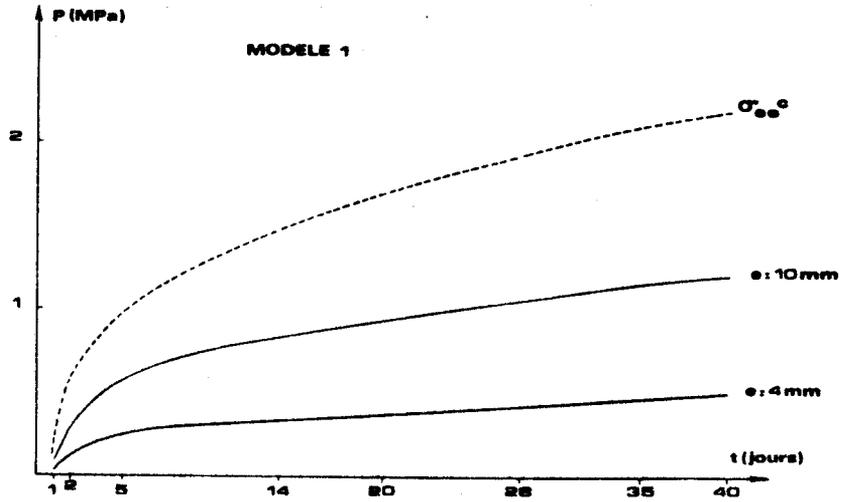


Figure 3.5 : Variation de la pression appliquée en fonction du temps à partir du modèle 1

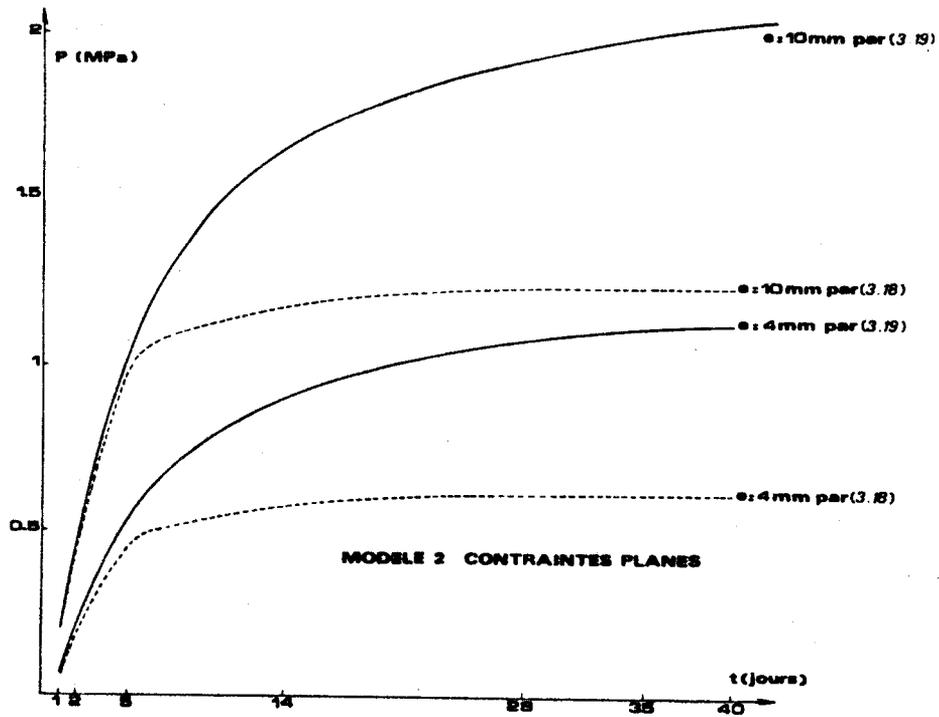


Figure 3.6 : Variation de la pression appliquée en fonction du temps à partir du modèle 2 en contraintes planes

La pression appliquée sur un cylindre de mêmes caractéristiques géométriques et mécaniques, déterminée à partir des modèles 1 et 2 en contraintes planes, est représentée par les figures 3.5 et 3.6.

Pour une épaisseur de 4 mm, les modèles 1 et 2 donnent respectivement une pression appliquée de 0,55 et 0,50 MPa, pour une épaisseur de 10 mm, on obtient respectivement une pression de 1,2 et 2,1 MPa.

Les modèles 1 et 2 sous l'hypothèse de contrainte plane pour la craie donnent par application des relations 3.10 et 3.18 ou 3.19 des pressions appliquées plus faibles que celles obtenues expérimentalement pour uniquement l'épaisseur de 4 mm. De plus, pour cette épaisseur, c'est le modèle 2 qui tient compte du retrait propre du matériau et qui implique les plus faibles pressions appliquées.

Pour une épaisseur de 10 mm, les valeurs obtenues par ces modèles divergent des mesures expérimentales, le modèle 2 diverge le plus. Dans ce cas, le rapport $\frac{R}{e}$ vaut 3,5 soit une valeur faible. On s'éloigne fortement des conditions énoncées dans les hypothèses, à savoir notamment que l'épaisseur est très petite devant le rayon. Il y a alors un important effet de retrait radial.

Sous l'hypothèse de déformation plane, l'évolution de la pression appliquée pour le modèle 2 est représentée par la figure 3.7. Pour une épaisseur de 10 mm, il semble qu'il y ait divergence, par contre pour une épaisseur de 4 mm, les valeurs obtenues sont équivalentes à celles obtenues en contrainte plane.

Pour le modèle 2 en contraintes planes, la déformation axiale à 40 jours est de $18 \cdot 10^{-5}$

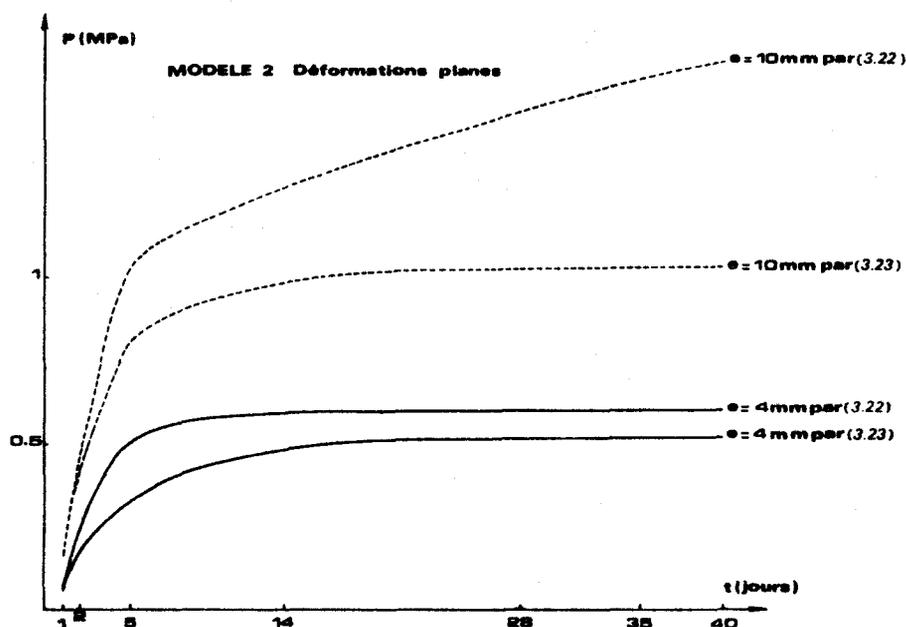


Figure 3.7 : Variation de la pression appliquée en fonction du temps à partir du modèle en déformations planes.

3.2.2. MISE EN PLACE - REMARQUES

Lorsque la température passe de l'ambiante à 12°C, l'amplitude des retraits est plus que doublée, les modules par contre sont réduits d'un tiers pour une composition donnée, en l'occurrence la composition 1.

A partir des relations (3.7) et (3.10) dans lesquelles le terme prépondérant aux jeunes âges est celui relatif à la variation volumique, la valeur de l'increment de pression appliquée pendant un intervalle de temps Δt s'en trouve modifiée, toujours pour une composition et un rayon R donnés. Sur la figure (3.8) est représentée l'évolution théorique de cette contrainte appliquée lorsque le matériau est conservé à 12°C. Cette dernière passerait de 0,5 MPa à température ambiante à 1,23 MPa à 12°C pour une épaisseur de 4 mm de résine et un rayon de 35 mm.

Une mauvaise préparation dans la composition de la résine a pour conséquence de réduire considérablement les retraits et les modules, les pressions appliquées s'en trouvent donc considérablement amoindries pour une température donnée. Sur la figure (3.8) est également représentée l'évolution de la pression appliquée à 12°C pour la composition 5, dans laquelle la proportion d'eau est de 21 %, et pour une épaisseur et un rayon respectivement de 4 et 35 mm. La contrainte de retrait passe de 1,23 à 0,47 MPa.

Une démonstration analogue à la précédente peut être faite à partir des relations (3.19) ou (3.23).

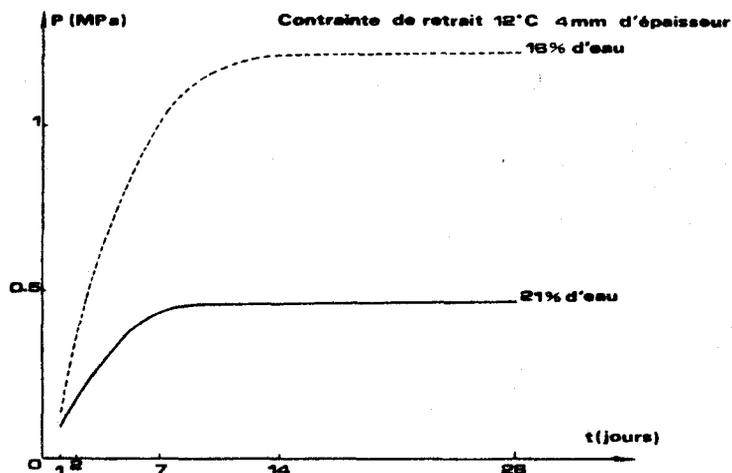


Figure 3.8 : Variation de la pression appliquée en fonction du temps et du pourcentage d'eau à 12°C

En Laboratoire, certaines précautions sont prises. On évite de laisser une peau d'eau superficielle sur les échantillons de craie saturée. La résine étant malaxée à sa composition optimale, un excès d'eau dans la craie passerait inévitablement dans la résine faisant décroître ses caractéristiques.

Inversement, un défaut de saturation aspirerait l'eau de la résine ce qui provoquerait les mêmes conséquences que celles décrites précédemment.

En surface la résine pénètre dans les pores de la craie formant une interface entre les deux matériaux. Cette interface permet, dans une certaine mesure, une évolution continue d'un matériau par rapport à l'autre. Lorsque les matériaux sont de rigidité voisine et sollicités indistinctement, ou lorsque aucune sollicitation extérieure n'est appliquée à l'un des deux matériaux indépendamment de l'autre, l'interface assure la continuité.

Par contre, si l'un des deux composés est seul exposé à des contraintes ou s'il évolue seul dans le temps, comme c'est le cas de la résine, il se crée des efforts de cisaillement au niveau de l'interface pouvant conduire à la perte d'adhérence.

La contrainte de retrait déterminée expérimentalement tient compte du premier retrait, les mesures étant prises en continu depuis l'instant de coulage.

La contrainte de retrait déterminée par les différents modèles ne l'est qu'à partir du moment où la résine passe d'un état pâteux à un état solide, c'est à dire après la prise, dès le démarrage de la phase de durcissement.

Les courbes de pression appliquée, sur le cylindre de craie saine, obtenues expérimentalement et à partir notamment du modèle 2 sous l'hypothèse de contrainte plane, pour une épaisseur de 4 mm uniquement, se transposent complètement. Seules les origines de ces deux courbes (à 1 jour) sont décalées. Ce décalage correspond à l'effort appliqué pendant le 1er retrait ou pendant la phase de prise. Cet effort n'est pas pris en compte dans les différents modèles. La transposition étant totale, le phénomène d'adhérence est négligeable, l'hypothèse faite en ce sens dans les différents modèles est plausible.

3.3. COMPORTEMENT DE L'ECHANTILLON FRACTURE GUNITÉ

3.3.1. MODELISATION

Dans le paragraphe 3.2 du présent chapitre ont été déterminées les contraintes de retrait appliquées sur un échantillon sain. En règle générale, un gunitage est appliqué sur un ouvrage fracturé ou partiellement en post-rupture. Les modèles précédents doivent donc être complétés au cas de l'échantillon fracturé afin d'appréhender les contraintes de retrait qui s'y exercent.

On considère que la résine homogène isotrope est en état plan de contraintes dans le domaine élastique. On suppose que l'épaisseur e de la résine est faible devant le rayon R du pilier, l'adhérence craie-résine étant toujours négligée. Le déplacement radial u_r de la fibre moyenne de la résine vérifie toujours la relation :

$$(3.25) \quad u_r^r = (R + e/2) \left\{ \frac{P}{E^r} \left(\frac{R}{e} - \frac{v^r}{2} \right) + \epsilon_\theta^{\text{ret}} \right\}$$

La craie est en état post-rupture isotrope, son comportement vérifie les lois de l'élastoplasticité avec écrouissage négatif selon le modèle défini dans la première partie au chapitre A 12. On considère que le pilier est en régime d'arête.

$$(3.26) \quad \sigma_\theta^c = \sigma_r^c = -P \quad \text{en } R$$

$$\sigma_z^c > \sigma_\theta^c = \sigma_r^c$$

et que les déformations plastiques dérivent du potentiel plastique suivant :

$$(3.27) \quad g = \beta \sigma_r - \sigma_z$$

Le déplacement radial au bord du cylindre de craie u_r^c est de la forme :

$$(3.28) \quad \frac{u_r^c}{R} = \frac{1}{E^c} \{-P(1-\nu^c) - \nu^c \sigma_z^c\} + \beta \lambda$$

La déformation axiale vérifie

$$(3.29) \quad \epsilon_z^c = \frac{\Delta h}{h} = \frac{1}{E^c} \{\sigma_z^c + 2\nu^c P\} - 2\lambda$$

h et Δh : hauteur et variation de hauteur du cylindre.

Le retrait de la résine engendre une pression latérale sur l'échantillon qui provoque un allongement Δh de celui-ci d'où la création d'un effort axial F^r dû à ce retrait dans l'échantillon mesuré à partir d'un anneau dynamométrique de raideur K (figure 3.9)

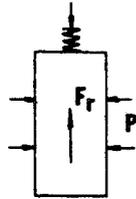


Figure 3.9 : Principe de la modélisation

F^r est de la forme :

$$(3.30) \quad F^r = K \Delta h$$

In situ, cette raideur représente la rigidité du toit.

Le déplacement radial de la fibre moyenne de la résine devant être égal au déplacement radial du bord du cylindre, on a :

$$(3.31) \quad u_r^e = u_r^c$$

Cette relation (3.31) s'écrit encore :

$$(3.32) \quad P\left\{\frac{1}{E^r} (R+e/2)\left(\frac{R}{e} - \frac{\nu^r}{2}\right) + \frac{R}{E^c} (1-\nu^c)\right\} + (R+e/2) \epsilon_\theta^{ret} + \frac{R}{E^c} \nu^c \frac{F^r}{S} - R\beta\lambda = 0$$

où S est la section du pilier ou de l'échantillon

F^r peut s'écrire encore :

$$(3.34) \quad F^r = \frac{2 K h}{1 - \frac{K h}{E^c S}} \left\{-\lambda + \frac{1}{E^c} \nu^c P\right\}$$

la relation (3.32) s'exprime alors par :

$$(3.35) \quad P\left\{(R+e/2)\left(\frac{R}{e} - \frac{\nu^r}{2}\right) \frac{1}{E^r} + \frac{R}{E^c} (1-\nu^c)\right\} + (R+e/2) \epsilon_\theta^{ret} + \frac{R}{E^c} \nu^c \frac{2 K h}{1 - \frac{K h}{E^c S}} \left\{-\lambda + \frac{\nu^c P}{E^c}\right\} - R\beta\lambda = 0$$

qui se met sous la forme condensée suivante :

$$(3.36) P\left\{R + e/2\right\} \left(\frac{R}{e} - \frac{v^r}{2}\right) \frac{1}{E^r} + \frac{R}{E^c} (1 - v^c) + \alpha\right\} + (R + e/2) \epsilon_{\theta}^{ret} + (\alpha - R\beta) \lambda = 0$$

Si l'on se place en état de déformations planes pour la craie, la pression appliquée par le retrait est de la forme :

$$(3.37) P = \left(\frac{2\lambda}{E^c} - \frac{F}{S}\right) \frac{1}{2v^c}$$

La relation (3.36) se décompose en une partie élastique et une partie plastique. La valeur de λ dépend de l'écrouissage de la craie, donc de la position du point de charge sur la courbe effort-déformation.

La détermination du resserage du matériau après gunitage suppose la validité de la relation (3.36) pour une surcontrainte latérale et la connaissance de l'écrouissage pour ce chemin de contrainte particulier suite à l'expérimentation du chapitre B1, il a été constaté qu'une surcontrainte latérale provoquait une augmentation de portance notable à déformations radiales nulles. Afin de préciser le comportement de la craie, les expérimentations précédentes ayant un caractère dynamique, un échantillon de cette craie, diamètre 70 mm élanement 2, sous un confinement de 0,3 MPa est amené dans la phase résiduelle puis décomprimé totalement. Cet échantillon est alors placé en état plan de déformation et lui est appliquée une pression latérale σ_3 . L'augmentation de portance F_z et les variations du rayon ΔU_r au cours de l'essai sont reportées sur le tableau suivant :

σ_3 (MPa)	F_z (N)	ΔU_r (mm)
0,1	360	0
0,2	720	0
0,3	1 110	0
0,4	1 470	0
0,5	1 840	0

L'expérience se faisant dans une cellule triaxiale classique, la pression latérale s'applique également sur les bases de l'échantillon ; une correction sur la force axiale est effectuée. Aucun déplacement radial n'est enregistré pour un tel chemin de contraintes dans le domaine parfaitement plastique. Le matériau de l'élastoplasticité isotrope ne sont plus valables pour des sollicitations particulières.

Tous les paramètres post-rupture de la craie sont déterminés à partir d'une théorie isotrope. Dans la phase radoucissante, le module et la cohésion chutent linéairement en fonction de l'écrouissage d'après le modèle post-rupture ; de plus, ils ont toujours un sens. Par contre, les paramètres β et λ n'ont de sens que pour une sollicitation de type compression.

Au cours de la rupture, il se crée un réseau de fissures sub-verticales qui traversent l'échantillon ; certaines d'entre elles sont fermées à la fin du radoucissement.

Les pressions de retrait de la résine, définies à partir des modèles et expérimentations précédents, appliquent des efforts peu élevés sur la craie. De plus, ces efforts sont nettement plus faibles que ceux que le matériau a subi à la rupture, et ils sont perpendiculaires à la fissuration.

Le gunitage peut être modélisé par un comportement élastique. Or, en compression, la post-rupture rend le comportement de l'éprouvette de craie orthotrope suivant les directions axiales et radiales. Dans cette post-rupture n'est connu que le module, variable, dans la direction d'orthotropie axiale, par contre tous les coefficients de Poisson et le module radial sont inconnus. La modélisation élastique du gunitage en tenant compte de l'anisotropie de la craie en post-rupture devient alors difficile. Une hypothèse simplificatrice est émise en considérant que la rupture conserve l'homogénéité et l'isotropie du matériau. Les efforts de retrait s'appliquent alors sur la craie de caractéristiques :

- E_0 : module d'Young résiduel
- ν : coefficient de Poisson initial.

En éliminant λ et β dans la relation (3.36), et en considérant que l'épaisseur est très faible devant le rayon, cette relation s'écrit encore :

$$(3.37) \quad P \left\{ \frac{R}{e E_r} + \frac{R}{E_c} (1 - \nu^c) + \frac{\alpha}{R} \right\} + \varepsilon_\theta^{\text{ret}} = 0$$

En utilisant la rigidité du montage expérimental défini par la figure (3.10), qui est de l'ordre de $4 \cdot 10^3$ N/mm, on détermine la pression appliquée à l'échantillon fracturé. L'évolution de la contrainte de retrait en fonction du temps est représentée par la figure (3.10), celle de l'augmentation de portance et des déformations radiales par les figures 3.11 et 3.12.

La valeur maximale de la contrainte de retrait est de 0,8 MPa, soit une valeur équivalente à celle déterminée par les modèles élastiques précédents. Le déplacement radial maximal est de 0,12 mm ce qui correspond à une déformation de $3.6 \cdot 10^{-3}$, l'augmentation de portance en fin de retrait de la résine est de 528 Newtons.

Une modélisation correcte du comportement post-rupture de la craie pour des sollicitations particulières ne peut se faire qu'en tenant compte de l'anisotropie induite par cette pos-rupture. Cette modélisation passe par des modèles incrementaux tels que ceux réalisés par Darve dans le cas des sols [32] et Robinet [85] dans le cas des bétons.

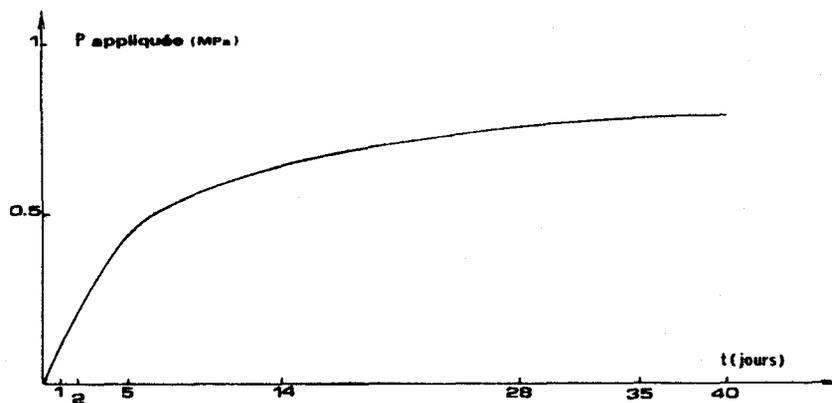


Figure 3.10 : Evolution de la pression de retrait en fonction du temps

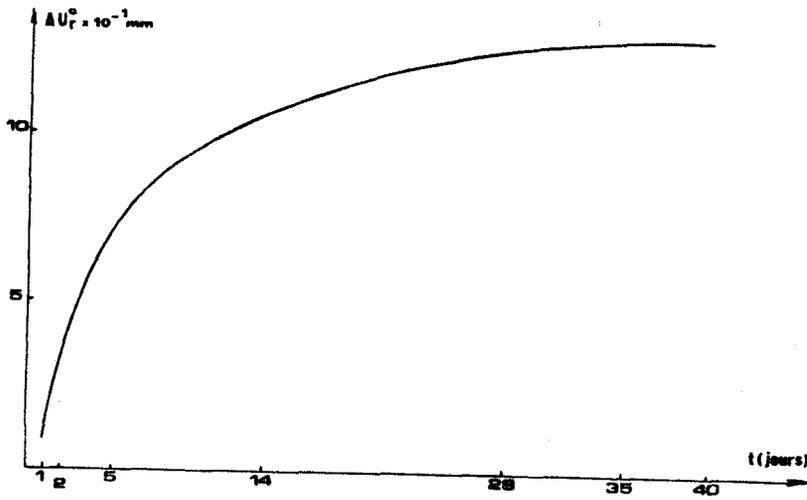


Figure 3.11 : Evolution de déformations radiales

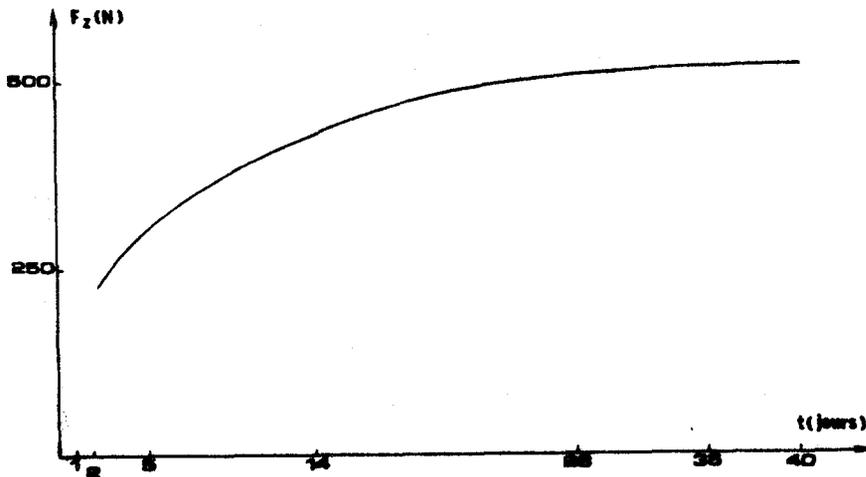


Figure 3.12 : Evolution de l'augmentation de portance en fonction du temps

3.3.2. INTERACTION CRAIE-RESINE

Afin de préciser qualitativement le mécanisme de frettage d'un pilier sous l'action du retrait de la résine, la simulation schématisée par la figure (3.13) est réalisée

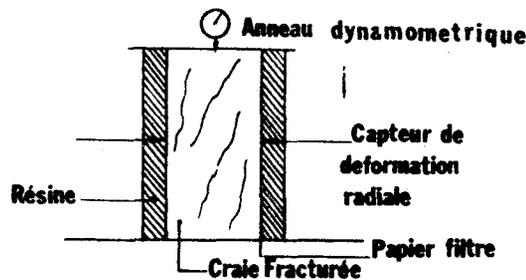


Figure 3.13 : Simulation du frettage d'un échantillon fracturé

Un échantillon de craie blanche saturée (diamètre 70 mm, élancement 2) est amené à la rupture puis conduit jusqu'à la phase résiduelle où il est décomprimé. Il est alors recouvert sur sa face latérale d'un papier filtre, et introduit dans un moule élastique. L'échantillon est maintenu dans les conditions de déformations pseudo-planes. De la résine malaxée dans sa composition optimale est coulée autour de l'échantillon formant une gunité d'environ 4 mm d'épaisseur. Le papier filtre évite à la résine de pénétrer dans les fissures de l'échantillon. Au cours du temps, sont relevés les déplacements diamétraux et l'effort axial engendré par le retrait. Ils sont représentés respectivement par les figures (3.14) et (3.15).

L'effet du gunitage est caractérisé par trois périodes :

- 1 - Le début du premier retrait est sans influence aucune sur le comportement global, et ceci jusqu'au début de la prise qui correspond à l'instant où l'on retire le moule. La prise est caractérisée par un effort axial modéré sur l'échantillon sans déformation radiale apparente de celui-ci. La poursuite du premier retrait montre une évolution à pente élevée des efforts axiaux sans qu'aucune déformation radiale ne se produise. Cette période s'étale sur une dizaine d'heures.
- 2 - Pendant la phase de gonflement de la résine qui se poursuit pendant une journée, les efforts axiaux s'atténuent légèrement. Latéralement, l'échantillon n'a subi qu'un léger déplacement.
- 3 - Le deuxième retrait et la phase de durcissement sont le siège de grandes transformations. Cette phase est caractérisée par deux processus qui se succèdent et se répètent sans cesse jusqu'à stabilisation et équilibre :
 - . une évolution continue des déformations radiales et des efforts axiaux induits ;
 - . un brusque déplacement radial accompagné d'une réaction axiale importante.

Dans cette troisième période entre 2 et 7 jours, les déformations radiales sont restées constantes mais la charge axiale s'est fortement accrue. Les déformations radiales semblent se développer à partir d'un seuil de contrainte latérale ; à 7 jours, les contraintes de retrait atteignent leur asymptote. Après 28 jours, ces dernières sont maximales, des déplacements diamétraux et les efforts axiaux induits se stabilisent respectivement à 22/100 mm et 200 Newtons, ce qui correspond respectivement à une déformation de $3.14 \cdot 10^{-3}$ et une contrainte axiale de 60 KPa.

DISCUSSION

Ces valeurs sont à comparer à celles obtenues par le calcul à partir du modèle élastique fracturé :

- . les déformations radiales sont équivalentes ;
- . l'augmentation de portance déterminée par le calcul est près de 2,5 fois plus élevée que l'expérimentale ce qui laisse supposer que les pressions de retrait sont réduites dans un rapport voisin de 2,5.

Tous les modèles précédents donnent une valeur de la contrainte de retrait plus élevée que celle qui existe réellement et qui est très faible. L'hypothèse d'une modélisation par modèle incrémental lorsque l'on considère le matériau et l'échantillon continus s'avère plausible.

Dans l'échantillon avant gunitage, se présentent deux types de fissures :

- les fissures ouvertes et les fissures fermées.

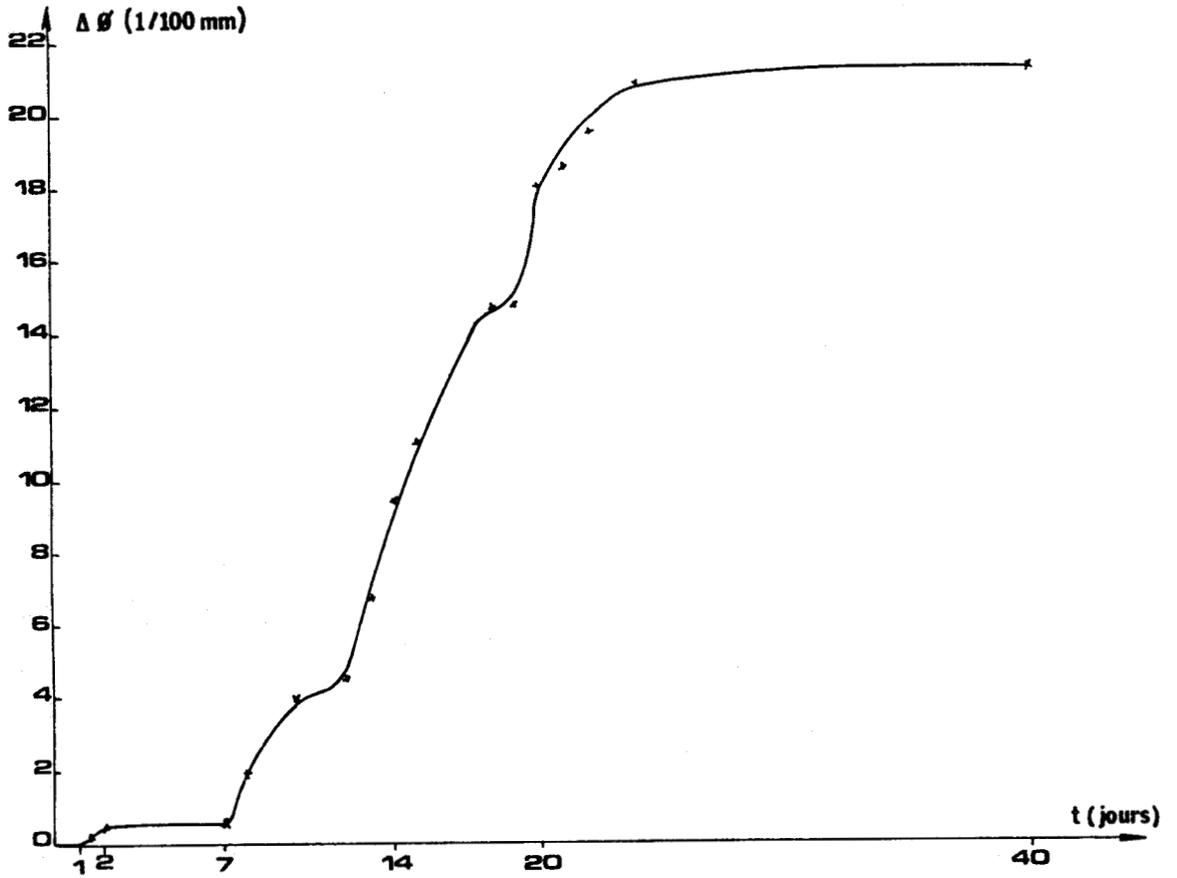


Figure 3.14 : Variation diamétrale de l'échantillon fracturé en fonction du temps

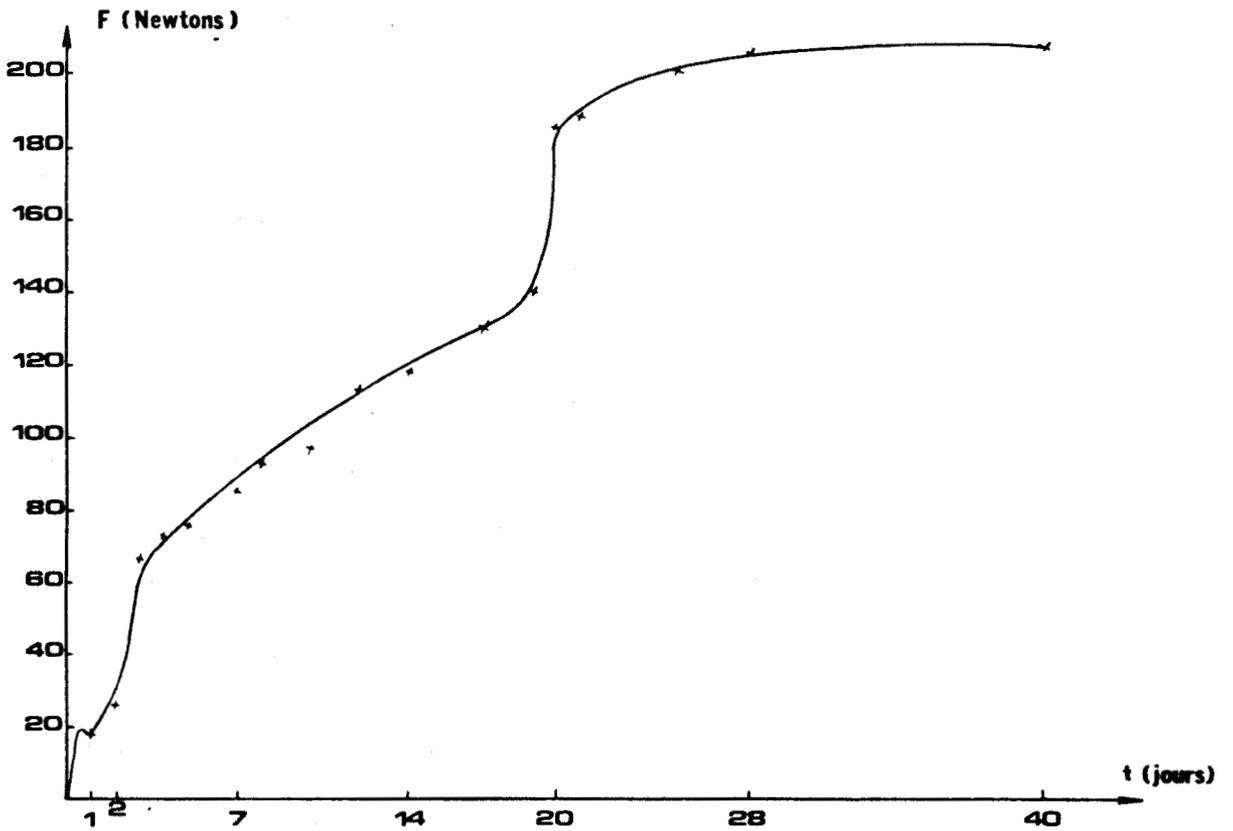


Figure 3.15 : Evolution de l'effort axial induit par le retrait sur l'échantillon fracturé en fonction du temps

Lors du processus de retrait, les périodes continues, c'est à dire celles où les déformations radiales et les réactions axiales évoluent lentement et continuellement, correspondent essentiellement à la fermeture de fissures ouvertes. Une partie de l'énergie de retrait est utilisée pour vaincre le frottement des lèvres des fissures fermées. Les déformations brutales n'apparaissent que lorsque ce frottement est vaincu. Les fissures se repositionnent alors, engendrant un effort axial. Tout ce processus se réitère, et d'autant plus vite que l'on se rapproche de la stabilité finale. L'énergie de retrait est alors utilisée pour vaincre les énergies de surfaces [26] et le frottement entre les lèvres des fissures.

L'amplitude des déformations diamétrales entre 2 et 7 jours définit uniquement les fissures ouvertes subverticales. A partir du 7e jour, le schéma décrit précédemment prend en compte l'ensemble des fissures.

REMARQUE

Si dans l'essai le papier filtre est supprimé, lors du coulage, la résine pénètre dans les fissures. La prise est caractérisée de manière identique. Les efforts axiaux augmentent légèrement sans déformation axiale, puis s'estompent. Il y a alors blocage du système, l'expérimentation simule une injection.

Chapitre 4

ETUDE IN SITU

Les piliers des carrières souterraines abandonnées à faible profondeur sont soumis à :

- . des charges statiques dues au poids des terrains surincombants
- . des surcontraintes, généralement dynamiques, dues au trafic en surface, pouvant entraîner un phénomène de fatigue
- . des vibrations et ébranlements

qui influent sur la stabilité de la structure nécessitant parfois un renforcement.

L'expérimentation in-situ a pour but :

- 1°) de caractériser statiquement le pilier, puis de déterminer l'ordre de grandeur des surcontraintes dynamiques appliquées depuis la surface, afin de vérifier la stabilité statique et dynamique du pilier ;
- 2°) d'étudier, après gunitage à la résine du pilier, l'effet du retrait de cette résine sur le comportement et la stabilité de la structure.

4.1. SITE

La carrière de craie blanche considérée fut exploitée par chambres et piliers avec un taux de défrètement d'environ 50 %. Le pilier étudié (figure 4.1) est situé sous la rue Pasteur à Lezennes ; une partie de ce pilier empiétant sur le trottoir. La zone autour du pilier est remblayée par des déchets d'exploitation, sur une hauteur d'un mètre sur deux faces contigües (figure 4.2)

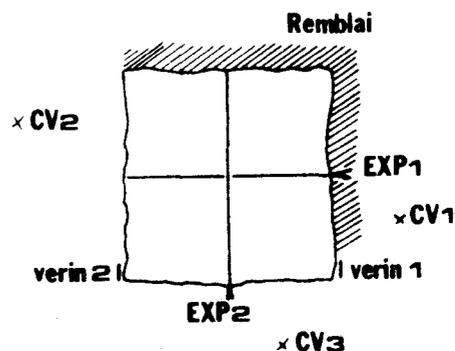


Figure 4.2 : Schéma d'instrumentation du pilier

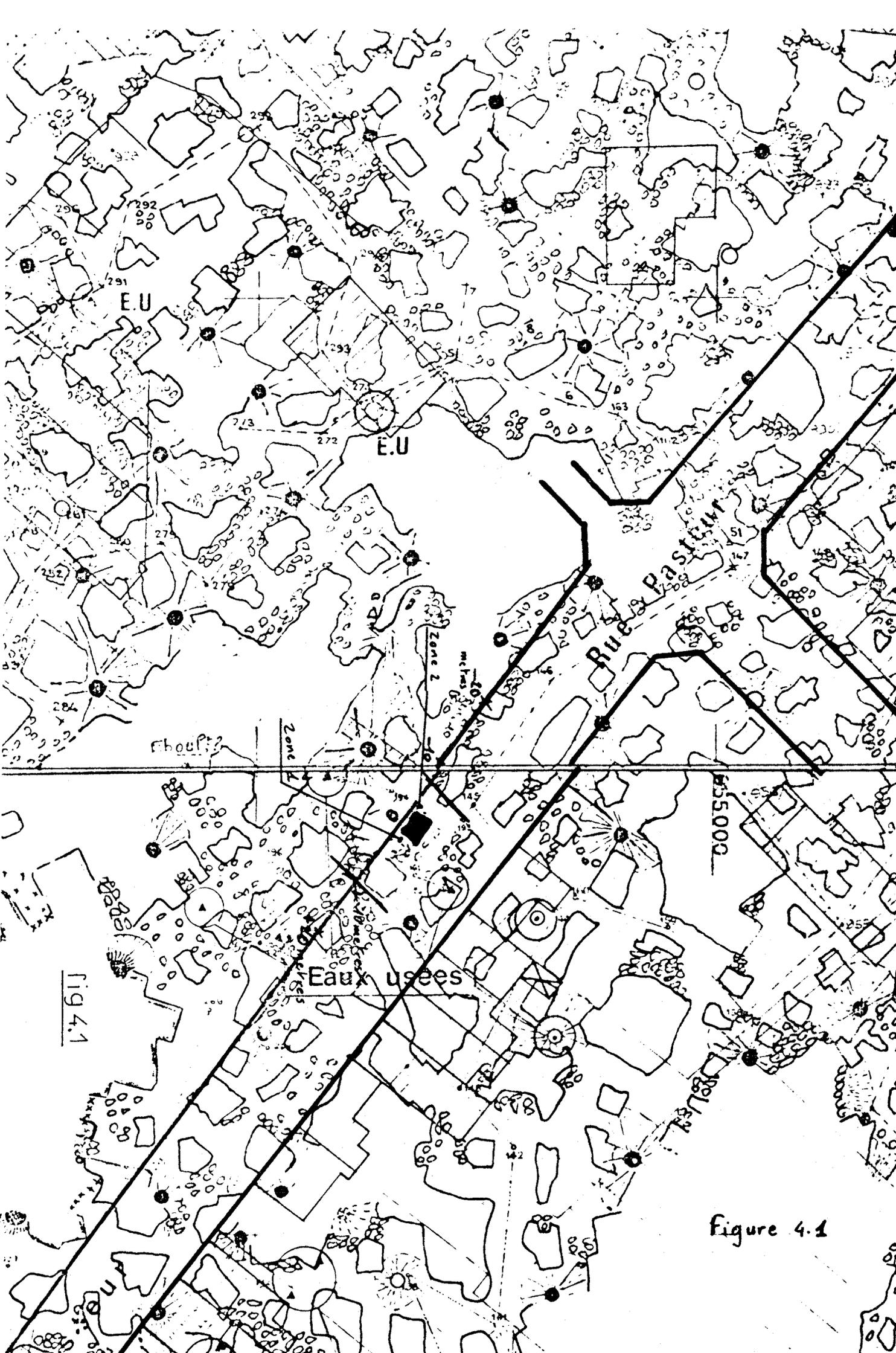


fig 4.1

Figure 4.1

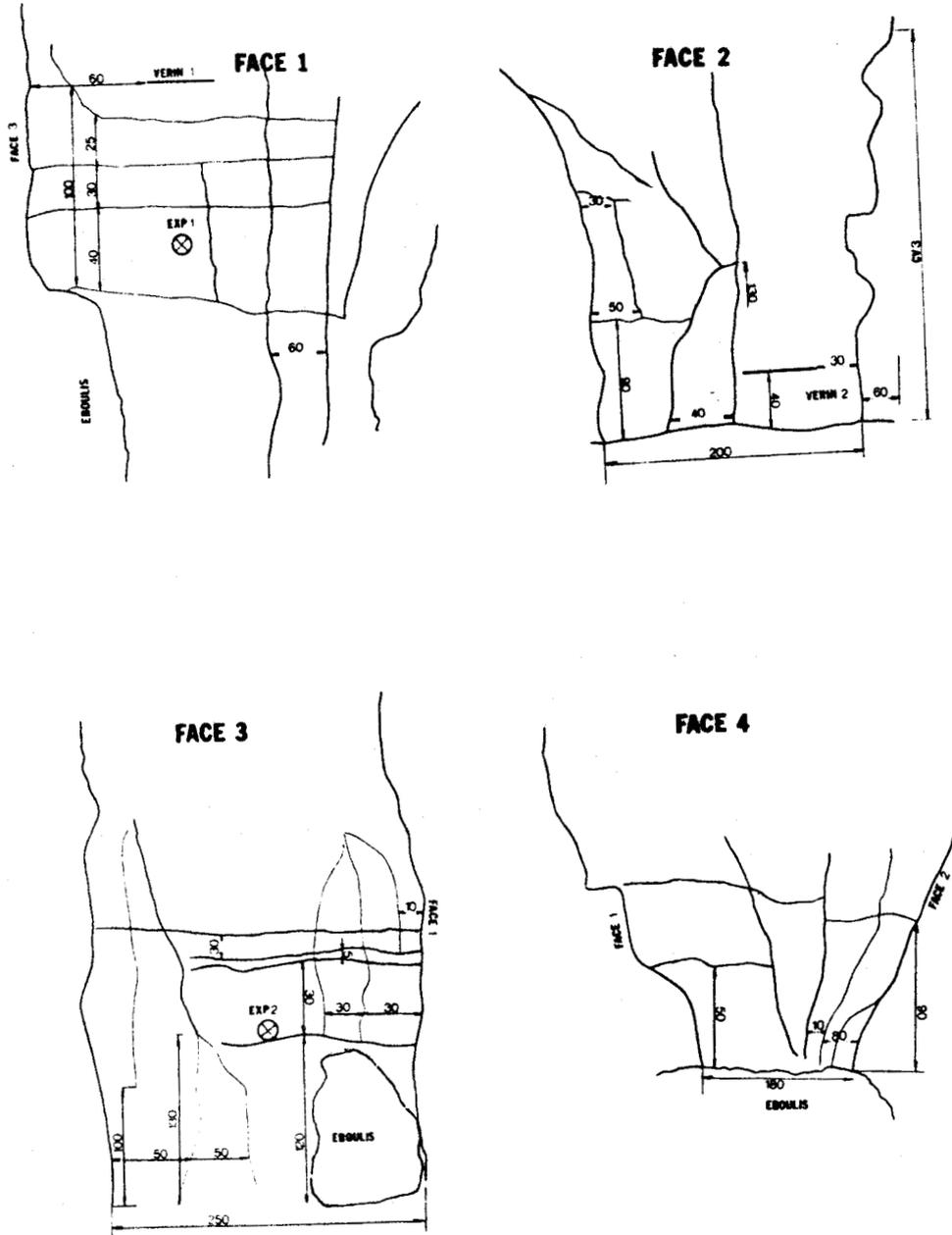


Figure 4.3 : Schéma de fracturation du pilier

Le pilier étudié est grossièrement parallélépipédique à base carrée (élancement 1,3), la longueur des côtés étant voisine de 2,5 mètres. Il est constitué de bancs horizontaux d'épaisseur 20 à 50 cm ; la longueur minimale des blocs est de 50 cm, notamment dans la zone autour du vérin 2. Une diaclase verticale traverse le pilier perpendiculairement à l'expansion 1, "séparant" le pilier en deux parties égales en volume. Plusieurs fissures subverticales parcourent ce pilier, elles sont généralement fermées (figure 4.3).

Le toit de la carrière est situé à 9 mètres de profondeur. Le recouvrement est constitué du haut vers le bas par :

- . de la terre végétale et du limon sur 1 mètre ;
- . de la craie altérée sur 2,5 mètres ;
- . de la craie blanche jusqu'au tun à 12 mètres.

La nappe phréatique se trouve à environ 12 mètres de profondeur. La circulation des eaux se faisant par de nombreuses diaclases subverticales parfois remplies.

4.2. ETUDE DU PILIER AVANT GUNITAGE

Afin de vérifier l'efficacité d'un gunitage, il est procédé avant expérimentation à une caractérisation mécanique du pilier. Ce dernier se situant sous une chaussée, cette caractérisation sera statique et dynamique.

L'état d'équilibre statique du pilier est déterminé par la méthode du vérin plat. Deux saignées opposées sont effectuées selon le schéma de la figure 4.2 et également représentées sur la figure 4.3.

Dans la partie du pilier autour de la saignée 1, la contrainte verticale qui y règne est de 0,47 MPa, le module d'Young étant de 2 240 MPa. Par contre, dans la partie opposée du pilier, la contrainte verticale et le module valent respectivement 0,61 et 3 390 MPa.

Différents modèles mathématiques permettent de définir la charge appliquée sur le pilier à partir de la géométrie de l'excavation [16]. En particulier, dans le modèle de l'aire tributaire, le pilier supporte la charge qui lui incombe. La fissuration du toit empêchant toute accumulation d'énergie, le pilier supporte toute la charge [115].

La contrainte verticale théorique σ_z qui y règne, s'exprime par la relation

$$(4.1) \quad \sigma_z = \frac{\sigma_0}{1 - \tau}$$

σ_0 : contrainte initiale avant creusement

τ : taux de défrètement

ce qui donne dans le cas de la carrière 0,4 MPa. A cette contrainte, il faut ajouter une surcontrainte statique due aux habitations en surface d'environ 0,05 MPa.

Des cycles de charges du pilier à partir du vérin permettent non seulement de définir le module mais également de traduire le comportement rhéologique du matériau [16]. Dans la zone 1, l'hystérésis est notable sur le plot 1, les plots 2 et 3 montrent une irréversibilité du matériau. Dans

la zone 2, la craie est linéaire réversible (Annexe 1). La zone 1 est également sollicitée en cisaillement de par la poussée du remblai existant dans cette zone.

L'environnement immédiat du pilier fut équipé de dispositifs permettant de suivre les déformations du pilier. Trois canes de convergence et deux canes d'expansion disposées selon le schéma 4.2 suivent les évolutions verticales et radiales du pilier.

Le risque de ruine du pilier, par applications de charges statiques, est approché par un coefficient de sécurité statique défini par :

$$(4.2) \quad F_s = \frac{R}{\sigma}$$

R : résistance aux sollicitations statiques. On prendra $R = R_c$, résistance à la compression simple déterminée en Laboratoire très proche de la limite élastique.

σ : contrainte dans le pilier.

A Lezennes, pour ce pilier, F_s vaut environ 6,6 dans la zone la plus sollicitée sous la route. Or, in situ, R_c en périphérie du pilier, déterminé par claquage vaut 2 MPa. Le coefficient de sécurité statique est alors ramené à 3,3.

Le passage de véhicules lourds en surface peuvent induire des surcontraintes et des vibrations pouvant nuire à la stabilité du pilier.

Différents facteurs influent sur les surpressions dans le pilier. Ils sont inhérents entre autres : |20| |22|

- . au véhicule : poids, vitesse accélération
- . au terrain entre la chaussée et le pilier
- . au pilier lui-même, en particulier l'état de contrainte et l'état du matériau.

L'analyse des surcontraintes au sein du pilier est réalisée en faisant circuler un camion chargé à 38 tonnes, à différentes vitesses. Ces surcontraintes sont détectées par les vérins plats laissés en place dans les saignées. De géophones tridimensionnels (4,5 Hz) permettant de détecter des vibrations sont posés sur le pilier. Les surcontraintes verticales, les déformations verticales et les vibrations induites par le passage du camion sont reportées sur le tableau 1.

L'augmentation de contrainte lors du passage du véhicule est de l'ordre de 5000 Pa dans la zone 2, de plus cette surcontrainte est indépendante de la vitesse du camion. Par contre, dans la zone 1, cette surcontrainte est constante, autour de 800 Pa, à faible vitesse. Mais elle augmente fortement lorsque le poids lourd circule à 40 km/h pour atteindre 2 500 Pa, soit une valeur nettement inférieure à celle de la partie opposée du pilier.

Lors de freinages ou d'accélération à l'aplomb du pilier, aucune surcontrainte supplémentaire n'a été décelée.

Les déformations verticales du pilier, enregistrées à partir de la convergence n° 3, sont légèrement inférieures au centième de millimètre. Les déformations latérales, quant à elles, sont restées dans les différentes configurations quasi-nulles.

Lorsque le pilier est mis en état de fluage, par le stationnement à l'aplomb du pilier, la surcontrainte axiale atteint 500 Pa, soit une valeur équivalente à celle de la surcontrainte en dynamique. La déformation verticale instantanée dans ce cas est de l'ordre du millièème de millimètre ; au bout d'une demi-heure, cette déformation s'est stabilisée à 1,5/100mm. Aucune déformation latérale n'a été détectée pendant cette expérimentation.

Quelque soit la vitesse du véhicule, le pilier n'est sollicité que lorsque le camion se trouve dans un périmètre de -5, + 10 mètres de part et d'autre du pilier (figure 4.1) et (figure 4.4). Au-delà de cette zone d'influence, tout effet à la surface n'a aucune répercussion en profondeur. Les enregistrements de la figure (4.4) laisse supposer que le modèle de la dalle surmontant le pilier soit plausible.

Un coefficient de sécurité dynamique F_d peut être calculé, il est de la forme [13] :

$$(4.3) \quad F_d = \frac{R_d}{\sigma_d}$$

R_d : résistance aux sollicitations dynamiques

σ_d : contrainte dans le pilier due aux sollicitations dynamiques

$$\sigma_d = \sigma + \text{surcontrainte}$$

SURCONTRAINTES AVANT GUNITAGE

VITESSE	VERIN 2 Pa	VERIN 1 Pa	GEOPHONS	DEFORMA- TION 1/100mm
marche au pas : arrêt sur pilier	4 800	1 200	0	1
40km/h	5 500	2 500	0	1
25km/h	4 200	800	0	1
15km/h : aller	4 800	2 000	0	1
retour	4 600	2 000	0	1
marche arrière 10km/h	4 400	1 200	0	1
marche lente - 10m	0	0	0	0
- 5m	1 200	400	0	0
0	5 200	800	0	1
+ 5	1 200	0	0	0
+ 10	0	0	0	0
marche arrière lente	4 400	1 200	0	1
10km/h	5 000	750	0	1
10km/h	4 200	80	0	1
fluage 1/2 heure	5 000	100		1,5

TABLEAU T1

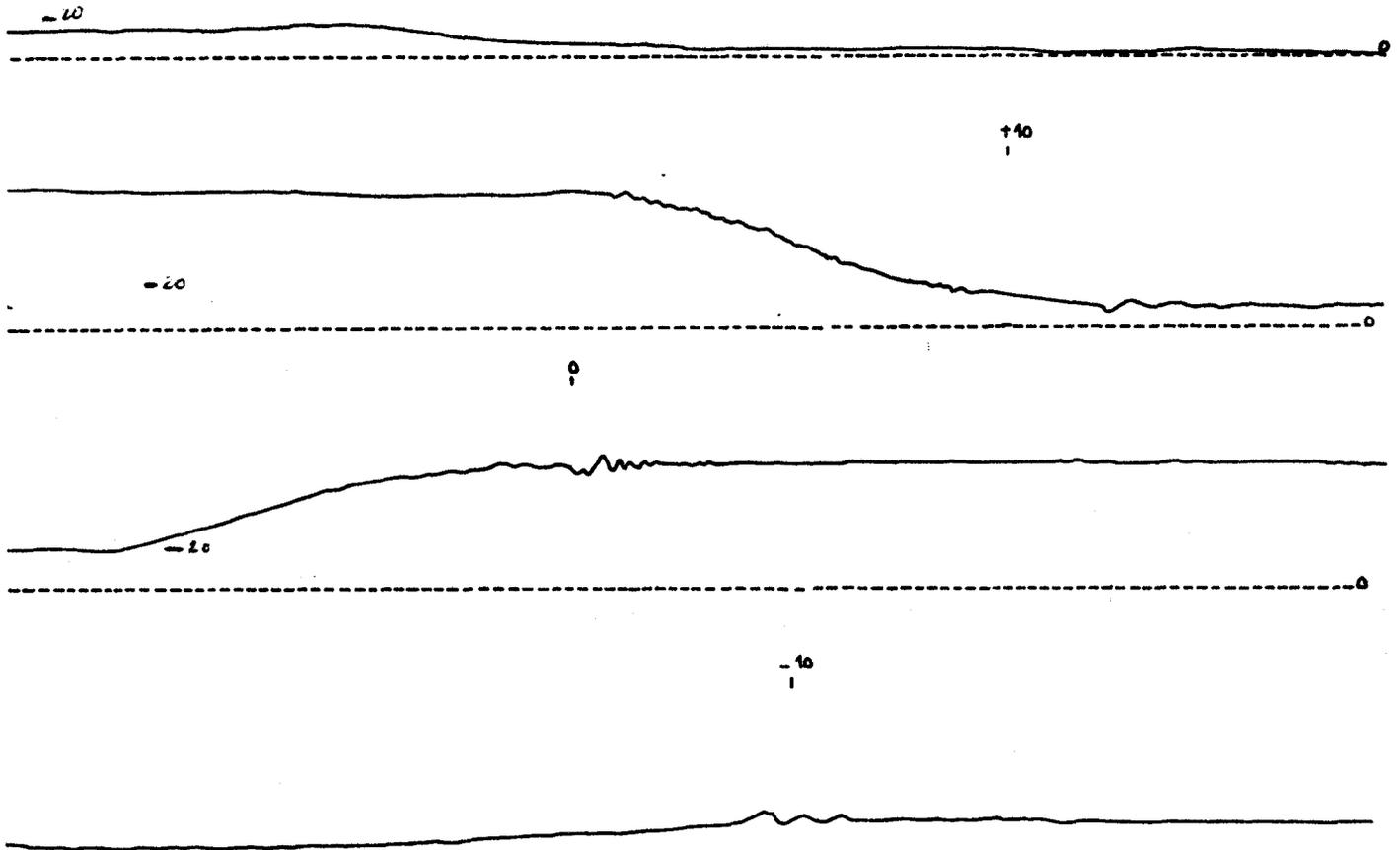


Figure 4.4 : Mesure de surcontraintes sur le pilier

Si l'on prend R_d , tel que :

$$R_d = K R_c$$

où K est pris égal à 0,8 d'après les essais de fatigue, la rupture rapide

$$\sigma_{\max} > 0,8 R_c$$

intervient pour

$$\text{et } \sigma_{\min} = 1 \text{ MPa}$$

F_d de par le trafic en surface ne vaut plus que 2,4.

In-situ, il n'est pas aisé de déterminer la valeur de R_d , néanmoins, il est souhaitable de caractériser la circulation.

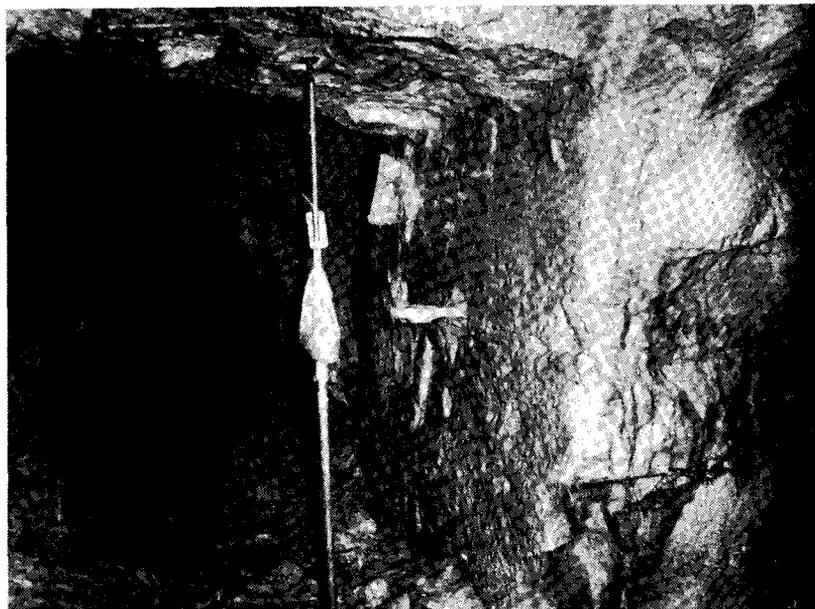
Compte tenu :

- . des surcontraintes enregistrées de l'ordre de 5,00 Pa,
- . de l'état de contrainte initial, nettement inférieur à la limite de rupture in-situ,
- . qu'aucune vibration ne traverse le pilier, les géophones ayant toujours donné un signal nul, le toit en particulier serait fissuré ce qui est confirmé par la coupe géologique (craie altérée sur 2,5 mètres),
- . des caractéristiques du matériau sous comportement cyclique réalisées au paragraphe A2.

Le trafic en surface ne provoque pas un endommagement pouvant conduire à la ruine à court terme, ce qui corrobore la valeur de F_d trouvée précédemment.

4.3. GUNITAGE DU PILIER

La technique du gunitage à la résine s'apparente à celle du béton projeté. Le matériel utilisé est composé d'une pompe pneumatique véhiculant le gel malaxé à la composition optimale précédemment définie, un pistolet de pulvérisation auquel est associé un coupeur de fibre de verre [70].



Avant toute opération, le pilier est purgé, nettoyé et lavé à l'eau de toute particule susceptible d'empêcher l'adhérence de la première couche au pilier. D'une distance comprise entre 1 et 3 mètres est projetée en 5 passes une épaisseur de 6 mm de résine à la composition 1 armée de fibres de verre d'une longueur moyenne de 25 mm. La première couche est dosée à 15 % d'eau, compte tenu de l'excès d'eau sur les parois du pilier. Cette opération de gunitage est réalisée dès la caractérisation mécanique du pilier terminée, aucune évolution marquante du pilier n'a donc pu être enregistrée avant l'opération.

4.4. COMPORTEMENT APRES GUNITAGE

Le retrait de la résine a pour effet de reserrer et de redresser le pilier. L'évolution des déformations enregistrées par les différents canes de mesure est reportée sur la courbe (4.5).

Sous l'effet du retrait de la résine, le pilier se redresse axialement de 1/100 mm et se reserre de 34/100 et 4/100 mm respectivement selon les expansions 1 et 2 durant les deux premiers mois qui suivent l'opération de renforcement.

Au bout de cette période de deux mois est effectuée une nouvelle opération de surcontraintes par passage d'un camion chargé à 38 tonnes. Furent installés, outre l'équipement précédent, des accéléromètres afin de vérifier le caractère dynamique de ces surcontraintes et un comparateur

au millième de millimètre sur la convergence 3. Les surcontraintes et déformations verticales, accélérations et vibrations induites par le passage du camion dans différentes configurations de vitesse sont reportées sur le tableau 2.

SURCONTRAINTE APRÈS GUNITAGE

VITESSE	VERIN 2	VERIN 1	ACCELEROMETRE mg	GEOPHONES	DEFORMATION 1/1000mm
10km/h	800	920	4	0	7
10km/h + coup de frein sur le pilier	820	940	4	0	7
pas	860	800	2	0	2
20km/h . aller	760	860	5		8
. retour	860	1 000	10	0	8
. + coup de frein	760	840	17		10
25km/h . aller	720	800	11	0	8
. + coup de frein	800	920	17		8
40km/h . aller	800	1 020	13	0	9
. + coup de frein	760	920	17		8
fluage	700	700	0	0	4

Tableau T2

Avant toute interprétation, il est à noter que les géophones ont toujours transmis un signal nul, mettant en évidence une fissuration du toit, et que les accéléromètres ont relevé des valeurs maximales d'accélération de 17 mg, soit des valeurs si faibles qu'un effet dynamique de ces surcontraintes n'est pas envisageable.

Les surcontraintes enregistrées varient entre 80 et 100 Pa. Elles sont pratiquement identiques sur les deux vérins. La vitesse n'a aucune influence sur l'amplitude des surcontraintes. Par contre au-delà d'une vitesse de 25 km/h, une forte décélération au droit du pilier engendre une légère surcontrainte supplémentaire d'environ 1 Pa.

Les déformations verticales présentent un hystérésis. Il n'y a pas annulation de la déformation verticale induite avec la disparition de la surcontrainte. Il naît une déformation permanente qui est de l'ordre de 3/1000 mm à la fin de l'expérimentation. Dans le tableau 2 ne sont représentées que les déformations induites compte tenu de ces déformations permanentes, l'origine des déformations est prise dès l'apparition de la surcontrainte. Une période de relaxation est effectuée avant tout nouveau changement. La déformation verticale est stable et constante avec la vitesse et l'amplitude de la surcontrainte ; elle se situe entre 7 et 8/100 mm. Des déformations latérales n'ont pu être mesurées, l'aiguille du comparateur oscillant sans déplacement.

Lorsque le pilier est mis en fluage par le stationnement du camion, la surcontrainte dans le pilier n'est que de 700 Pa. Elle est, dans ce cas, plus faible que la surcontrainte dynamique et la surcontrainte de même nature avant gunitage. La déformation totale n'est que de 4/1000 mm, et elle est atteinte instantanément.

Pendant cet intervalle de deux mois, les vérins plats laissés dans le pilier se décompressent, la surcontrainte axiale ou l'amélioration de la portance induite par le retrait de la résine ne peut être précisée. Néanmoins, compte tenu de la réduction des surcontraintes dynamiques appliquées au pilier lors du passage du véhicule et de la faible intensité de la surcontrainte portante induite par le retrait de la résine, les valeurs de R et de R_d n'ont pas été modifiées. Les coefficients de sécurité statiques et dynamiques sont alors améliorés. L'hypothèse précédente est déduite de l'expérimentation sur échantillon fracturé du chapitre précédent.

Au cours du temps, l'évolution des déformations verticales et latérales représentée par la figure 4.5 se déroule en trois phases :

- . Dans la phase 1 qui s'étale sur sept mois, il y a fermeture de toutes les fissures ouvertes et en particulier des fissures verticales, de plus les blocs se resserrent fortement.

Les expansions 1 et 2 évoluent "continuellement" jusqu'à comprimer le pilier respectivement de 100 et 9/100 mm. Elles évoluent différemment à cause de la non symétrie de fracture dans le pilier. La forme, l'orientation, le remplissage facilitent l'effet de serrage dans la direction 1.

Les convergences, quant à elles, montrent un redressement du pilier pendant trois mois pour se stabiliser ensuite. Les déformations verticales sont de 6/100 mm pour les convergences 1 et 3, et de 3/100 mm pour la convergence 2. Seule la raideur plus élevée du toit au niveau de la zone 2 peut expliquer cela.

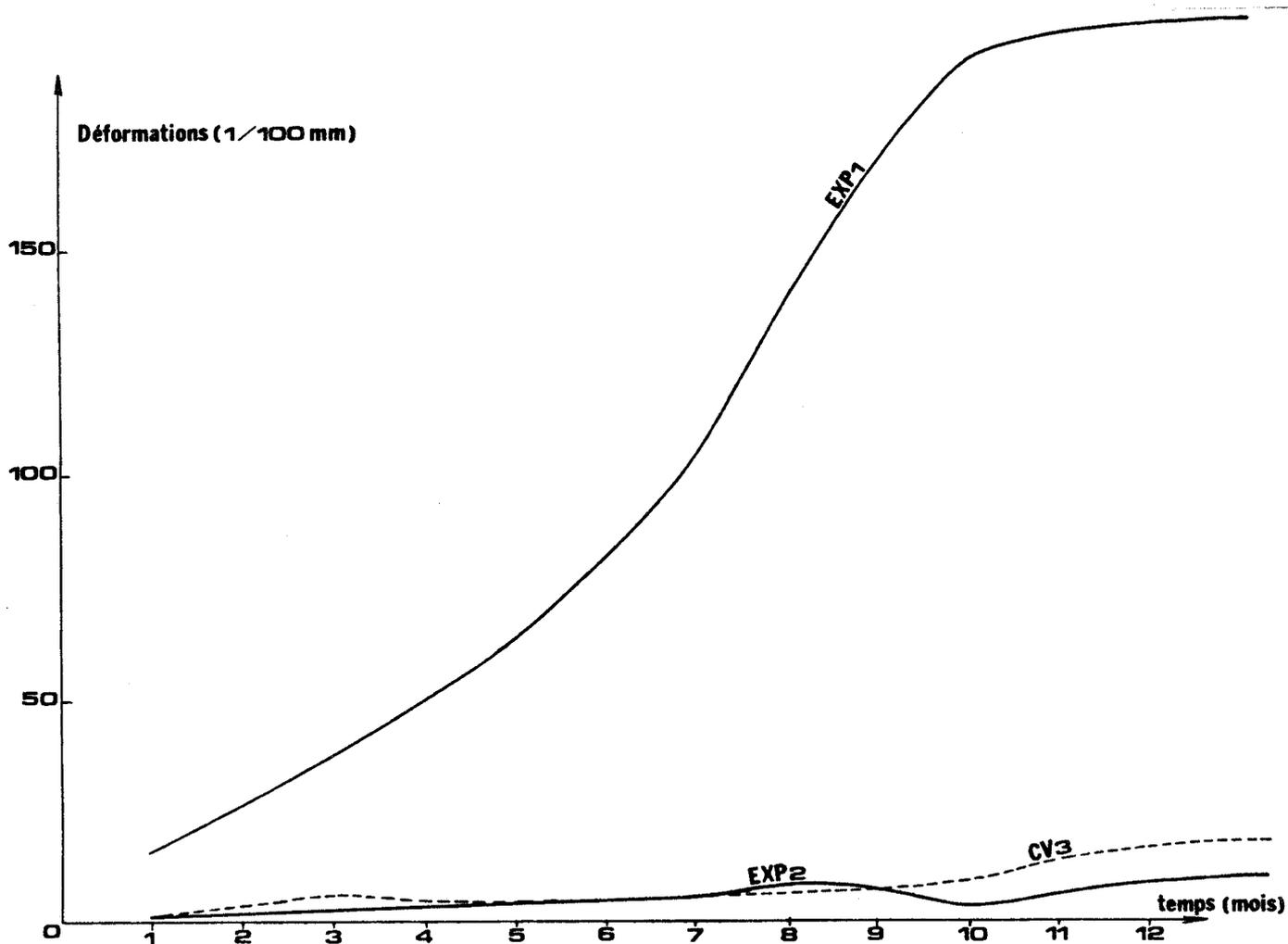


Figure 4.5 : Déformations du pilier au cours du temps

Cette hypothèse est confirmée par les cycles de charges et des charges réversibles avant gunitage qui montrent que cette zone n'est pas altérée. De plus la dalle, évoquée précédemment, dans le toit n'a qu'une portée de 5 mètres du côté de cette zone, son extrémité reposant sur un gros pilier très stable (point 145 de la figure 4.1) et qui semble être plus stable que le pilier 161 dans la zone 1, les surcontraintes statiques et dynamiques étant plus élevées dans la zone 2.

- . Dans la deuxième phase, le pilier se resserre fortement suivant la direction 1 et se dilate légèrement selon l'expansion 2. Le pilier se redresse à nouveau selon une pente faible en fonction du temps.

Les efforts de retrait deviennent de plus en plus importants, les fissures et les fractures étant refermées pour l'essentiel, il y a frottement et mouvement entre les différents blocs selon le processus décrit dans le chapitre précédent.

- . La troisième phase est atteinte un an après l'expérimentation, les efforts de retrait sont à leur maximum : c'est la phase de stabilisation et d'équilibre.

Le pilier s'est resserré latéralement d'environ 2 mm et 13/100 mm respectivement suivant les convergences 1, 2 et 3. Ces différences sont dues pour l'essentiel à la fissuration privilégiée dans certaines zones du pilier et du toit ainsi qu'aux raideurs locales différentes.

4.5. VERIFICATION DES HYPOTHESES

4.5.1. MODELISATION

Les différents modèles précédemment développés supposent le pilier élastique "homogène" et "isotrope". D'après les courbes obtenues au vérin plat (Annexe 1), l'élasticité du matériau est vérifiée, tout au moins pour une partie du pilier. La nature de la fissuration du pilier essentiellement fermée et sa répartition permettent de considérer l'homogénéité et l'isotropie.

Les pressions appliquées et les déformations sont calculées dans les modèles à partir de l'état du pilier considéré comme état neutre, ce qui suppose l'homogénéité des contraintes dans le pilier et de l'écroutissage.

La méconnaissance du toit et de sa rigidité ne permettent pas de vérifier le modèle élastique fracturé.

On considère le pilier équivalent au pilier étudié, cylindrique de diamètre 2,5m et d'élanement 1,3 en état de contraintes planes. D'après le modèle 2, on détermine les pressions appliquées par le retrait et les déformations axiales et radiales. Les évolutions de ces valeurs en fonction du temps sont représentées par les figures 6, 7, 8, 9 et 10 pour lesquelles on a considéré les modules suivantes :

- . module moyen E_1 in situ $E_1 = 2\ 200\ \text{MPa}$
- . module E_2 en fin de phase radoucissante déterminé expérimentalement $E_2 = 400\ \text{MPa}$

Pour le module E_1 , la pression de retrait, la déformation radiale et la déformation axiale atteignent respectivement :

$$42 \text{ KPa} \quad - \quad 1,6 \cdot 10^{-5} \quad - \quad 5,70 \cdot 10^{-5}$$

Pour le module E_2 , ils atteignent respectivement :

$$30 \text{ KPa} \quad - \quad 6,3 \cdot 10^{-5} \quad - \quad 2,25 \cdot 10^{-5}$$

Il apparaît que les modélisations élastiques effectuées approchent les valeurs de pressions et de déformations in situ dans un rapport variant de 4 à 10 selon les cas, et donnent des résultats plus optimistes.

Les déformations déterminées par les différents modèles sont plus faibles que celles relevées in situ, par contre les pressions appliquées sont plus élevées à partir des modèles théoriques ou expérimentaux qu'in situ. Cela est lié au fait suivant :

Les essais de Laboratoire ont porté sur des échantillons fracturés sous une contrainte de confinement très supérieure aux contraintes appliquées ultérieurement par retrait de la résine, les fissures peuvent être considérées comme relativement fermées lorsque l'on applique la résine ; dans le cas du pilier le réseau de fissuration est obtenu sans contrainte latérale ; dans ce cas, les fissures s'ouvrent largement. Dans le premier cas, la résine est efficace dès son application ; on peut avec une bonne approximation considérer le milieu comme élastique puisque les contraintes appliquées par la résine sont alors faibles devant les contraintes ayant amené l'échantillon à l'état post-rupture. Dans le deuxième cas, une grande partie du retrait de la résine est utilisée à fermer le réseau de fissures. En outre, dans ce dernier cas, les contraintes in situ sont toujours appliquées, et il est alors très difficile d'écrire le théorème de superposition. L'effet du retrait a donc un effet rapide engendrant des efforts importants en Laboratoire ou théoriquement. Par contre, in situ, le gunitage avant d'appliquer des contraintes importantes doit refermer les fissures, provoquant ainsi de grands déplacements des bords du pilier, étant entendu que ces déplacements sont fonction de son état de fissuration. Une amélioration de l'effet du gunitage peut alors se réaliser en comprimant latéralement le pilier, par exemple, par un léger boulonnage.

4.5.2. DETERMINATION DES CONTRAINTES DANS LA RESINE

La pression de retrait appliquée par la résine sur le pilier in situ est déterminée par une méthode de décompression, doublée d'une méthode d'extensométrie (figure 4.11). La contrainte de retrait relevée à l'interface craie-résine est de l'ordre de 10^0 KPa. Ce qui compte tenu du manque de fiabilité dans la méthode permet d'affirmer que les pressions de retrait appliquées sur le pilier sont très faibles.

4.5.3. CONCLUSION

Les pressions appliquées par le retrait sont très faibles ; elles assurent néanmoins une amélioration de la portance et un resserrage du matériau notable. Tous les modèles élastiques proposés ne tiennent pas compte de l'état du matériau, de la nature de la fissuration et de l'endommagement du pilier. Néanmoins, ils donnent une indication sur le comportement de petits piliers gunités.

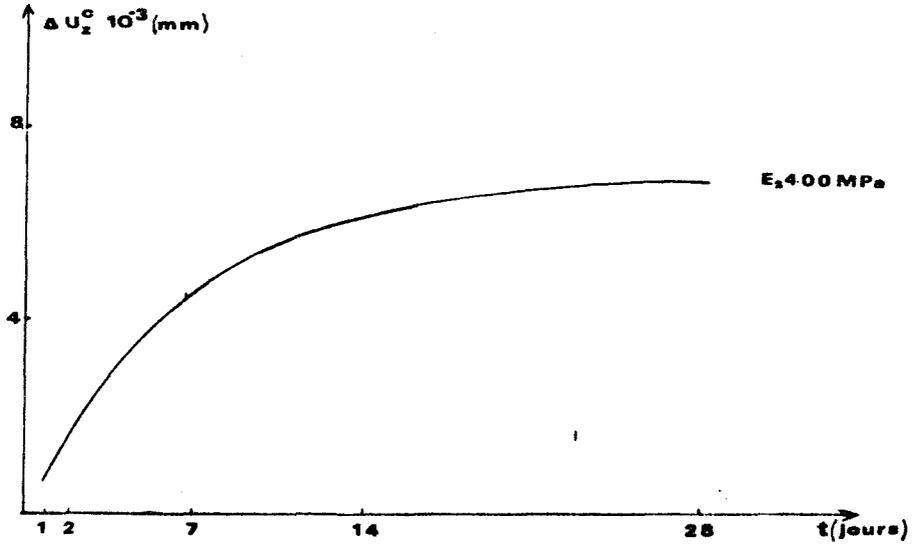


Figure 4.7 : Evolution des déformations axiales du pilier en fonction du temps pour un module de 400 MPa

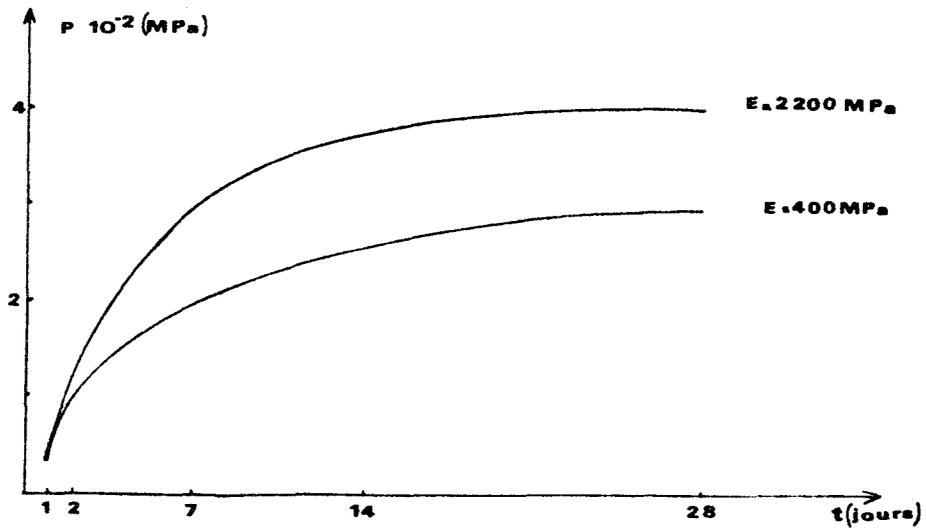


Figure 4.6 : Evolution de la pression appliquée en fonction du temps

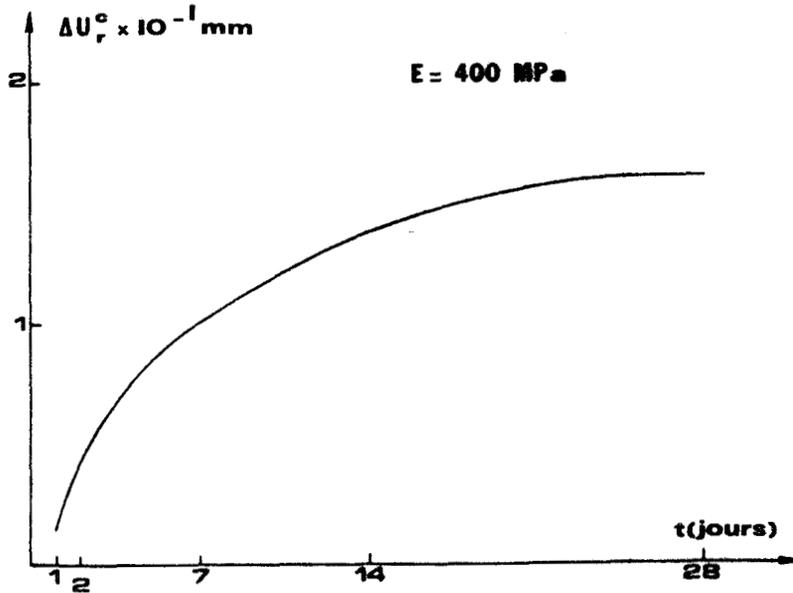


Figure 4.8 : Variations radiales du pilier en fonction du temps pour un module de 400 MPa

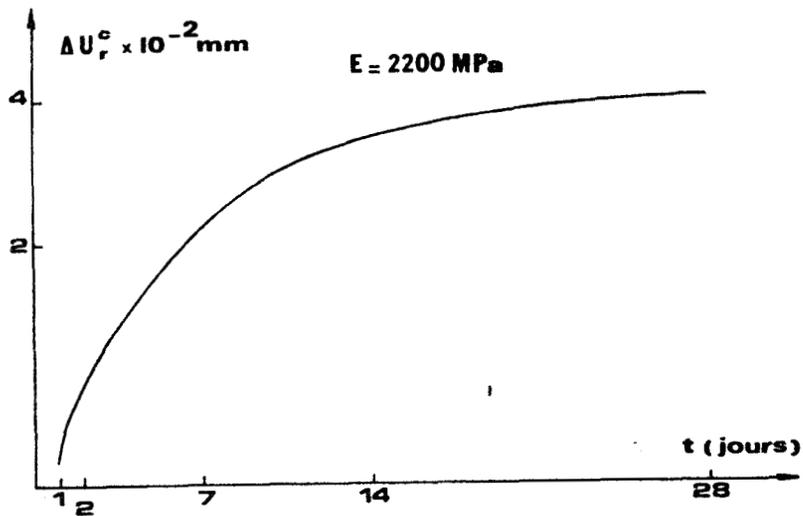


Figure 4.9 : Variations radiales du pilier en fonction du temps pour un module de 2 200 MPa

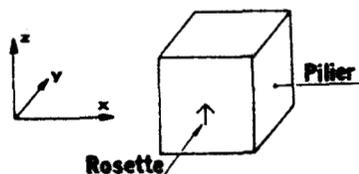


Figure 4.11 : Principe de mesure des contraintes

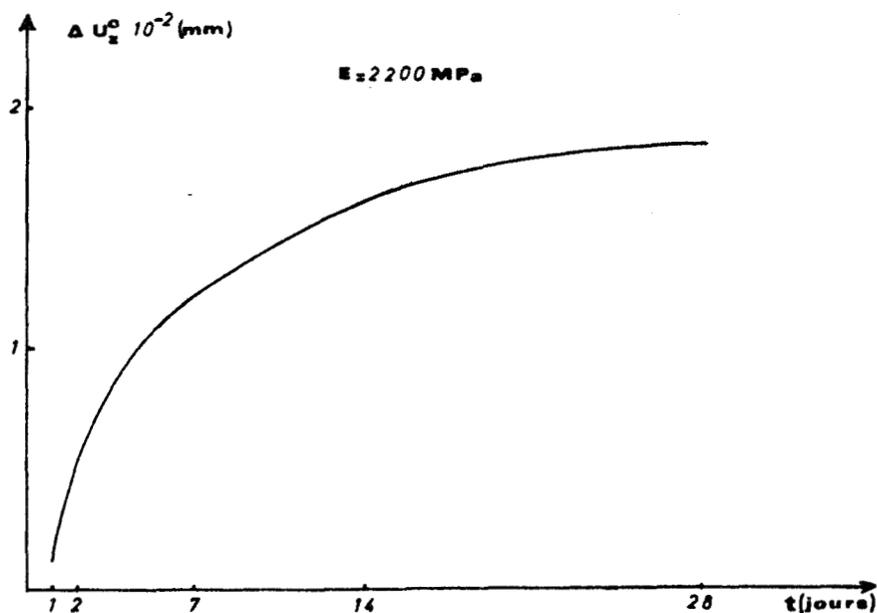


Figure 4.12 : Variations axiales du pilier en fonction du temps pour un module de 2 200 MPa

La chute des surcontraintes dynamiques enregistrées sur le pilier gunité s'explique également, en partie, par le frottement craie-résine à l'interface. Des cycles de charges et décharges du vérin 1 (Annexe 1) montrent la non linéarité du comportement de la craie à l'interface. Cela confirme une fois de plus l'insuffisance des modèles élastiques qui doivent être prolongés par des modèles incrementaux qui tiennent compte de l'état du matériau en post-rupture.

Il est à noter qu'au bout de quelques semaines un décollement de la résine en différents endroits du pilier s'est produit, et en particulier dans les zones planes. Ce décollement n'a pas empêché la résine d'évoluer dans son processus et de maintenir l'effet du gunitage. L'adhérence craie-résine, dans la conformation d'un pilier, n'est donc pas primordiale.

REMARQUES

L'écoulement des eaux à travers le pilier n'a jamais été perturbé par le gunitage. Des tubes en U placés dans le pilier, très proches de l'interface craie-résine, n'ont jamais permis de détecter une surpression intersticielle.

CONCLUSION

Un renforcement ou une stabilisation d'un pilier de carrière souterraine de craie à faible profondeur ne peut être réalisé qu'à la condition de déterminer correctement sa stabilité. Le pilier doit donc être caractérisé complètement, dans la mesure du possible, par la détermination de toutes ses caractéristiques mécaniques in situ, de l'état et la nature de la fissuration, et de l'importance des zones décomprimées.

Différentes méthodes de calcul de stabilité utilisent des modèles post-rupture isotropes. Nous avons cherché à vérifier leurs hypothèses et plus particulièrement la constance des modules élastiques. Il apparaît que l'inverse du module d'Young chute linéairement en fonction de la déformation plastique axiale pendant la phase radoucissante jusqu'à atteindre une valeur résiduelle correspondant à la phase parfaitement plastique. Un modèle post rupture qui tient compte de cette chute de module est alors développé dans le cadre d'une théorie isotrope.

Tous les modèles de stabilité post-rupture ne tiennent pas compte des effets dynamiques et de l'endommagement sous l'effet de sollicitations cycliques. Nous avons montré que ces dernières conduisent très rapidement à la ruine et quelque soit la pression de confinement lorsque :

- . le niveau moyen de la sollicitation est faible ;
- . l'amplitude de cette sollicitation est élevée.

Dans tous les autres cas, il y a apparition de paliers de stabilisation lors de l'endommagement pour :

- . la variation du volume ; l'amplitude du palier augmente lorsque le niveau moyen diminue pour un confinement et pour une charge maximale imposée ;
- . les déformations plastiques axiales ; l'amplitude du palier diminue avec le confinement pour une sollicitation donnée.

Pendant ces paliers, il y a durcissement de la craie. Les phénomènes de dissolution-recristallisation prennent une signification particulière, ainsi in situ l'écoulement des eaux peut favoriser la stabilisation.

La méthode et la technique de confortation est choisie à partir des mouvements admissibles en surface et de l'accessibilité aux vides. Les techniques pouvant être employées sont :

- . le remblaiement des cavités, qui est une opération très chère, ne s'appli-

que pas pour des piliers isolés. On utilise un matériau manufacturé tel les cendres volantes ou du sablon qui n'altère pas la carrière. La simulation du remblai total par application d'une surcontrainte σ'_3 sur la hauteur totale de l'échantillon lors d'une compression triaxiale sous un confinement σ_3 montre que :

- lorsque la surcontrainte est appliquée avant la rupture, la portance augment de 6 à 9 % selon les valeurs de σ_3 et σ'_3 qui peuvent être de 0,1 ou 0,3 MPa ;
- l'augmentation de portance résiduelle est plus sensible ; elle varie entre 8 et 130 % selon σ_3 et σ'_3 ; de plus, elle est toujours supérieure à celle de la portance à la rupture correspondante.

Lorsque l'on simule le remblaiement partiel, par application d'une surcontrainte latérale sur la moitié de la hauteur de l'échantillon, l'augmentation en charge des portances à la rupture et résiduelle est réduite environ de moitié par rapport à celle du remblai total correspondant aux mêmes σ_3 , σ'_3 et point d'application de la surcontrainte ;

- le gunitage à la résine, plutôt qu'au mortier, qui par son retrait important resserre les fissures et restabilise le pilier. Les principales caractéristiques de cette résine sont :

- un retrait important de l'ordre de 3,5 %. Il est réduit de moitié lorsque la température passe de 20 à 12 degrés pour une composition donnée ou lorsque la composition est défectueuse à température fixée ;
- les modules d'Young importants de l'ordre de 4 000 MPa sont réduits de 25 % lorsque la température passe de 20 à 12° C, et sont légèrement réduits lorsque la composition est mauvaise à température donnée ;
- les résistances à la compression et à la traction sont légèrement réduites lorsque la température chute de 20 à 12°C ; par contre, elles le sont fortement par un excès ou un défaut d'eau lors de la préparation pour une température fixée.

Une modélisation élastique du gunitage a été proposée en contraintes et déformations planes, en écrivant l'identité des déplacements radiaux à l'interface craie-résine. En considérant la craie saine, ces modèles permettent à partir des caractéristiques mécaniques et géométriques de la résine et du pilier de déterminer avec une erreur de l'ordre de 20 % les efforts appliqués au pilier et ses déformations.

Un modèle également élastique qui tient compte de la post-rupture du pilier, considéré homogène et isotrope, et de la rigidité du toit ne permet pas de vérifier les pressions appliquées et l'augmentation de portance induite du fait même de l'existence de fissures, et de l'impossibilité d'écrire correctement le serrage du matériau.

La méconnaissance du comportement rocheux sous des chemins de contraintes particuliers en post-rupture empêche les différents modèles de prévoir le comportement du pilier après renforcement, le matériau étant devenu anisotrope. Une meilleure connaissance du comportement post-rupture doit donc être envisagée, la modélisation numérique de ce comportement anisotrope ne pouvant se faire qu'à partir de modèles incrementaux.

Les différents modèles de retrait appliqués au cas du pilier in situ ont donné des pressions toujours plus élevées et des déformations plus faibles, lorsque l'on emploie les modules post-rupture pour la craie, que celles relevées in situ. Le retrait de la résine est d'abord utilisé pour refermer les fissures avant d'appliquer des efforts. De plus, ces modèles considèrent le pilier homogène et ne tiennent pas compte d'une différence de modules selon les zones. Ils ne peuvent donc être appliqués qu'à de petits piliers dont l'état de fissuration permet de les considérer homogènes.

In situ, l'efficacité du gunitage serait renforcée par un pré-boulonnage légèrement actif qui refermerait certaines fissures, rendant le pilier plus homogène ce qui le rapprocherait des hypothèses émises par les différents modèles, et par conséquent augmenterait les pressions de retrait appliquées et la portance. Cette solution suppose que la foration n'aggrave pas l'état du pilier et qu'elle est possible. Dans ce cas, on pourra employer indifféremment des résines qui évoluent lentement ou rapidement vers leur état asymptotique.

Le matériau de gunitage doit obligatoirement posséder les qualités suivantes :

- un retrait important ;
- des modules élevés ;
- une résistance à la traction suffisante pour qu'il ne se détériore pas sous l'effet du retrait ;
- une certaine perméabilité ;
- une stabilité chimique et une non-altération aux conditions du fond.

Les autres caractéristiques mécaniques n'ont que peu d'importance compte tenu des faibles contraintes qui règnent à ces faibles profondeurs.

ANNEXE 1

MÉTHODE DU VÉRIN PLAT

La méthode du vérin plat est une méthode directe de mesure de contraintes appliquées dans les zones superficielles d'un massif supposé élastique et réversible.

Des broches sont disposées sur le massif selon le schéma suivant :



Après avoir effectué une saignée qui provoque une décompression locale du massif, on y introduit un vérin plat qui épouse la forme de celle-ci. Ce vérin est mis en pression jusqu'à rétablir la pression dans le massif, ce qui est réalisé lorsque les distances entre les différents plots sont retrouvées. La contrainte déterminée est unidirectionnelle et perpendiculaire à la saignée, elle peut ne pas être principale.

La contrainte d'équilibre σ est définie par :

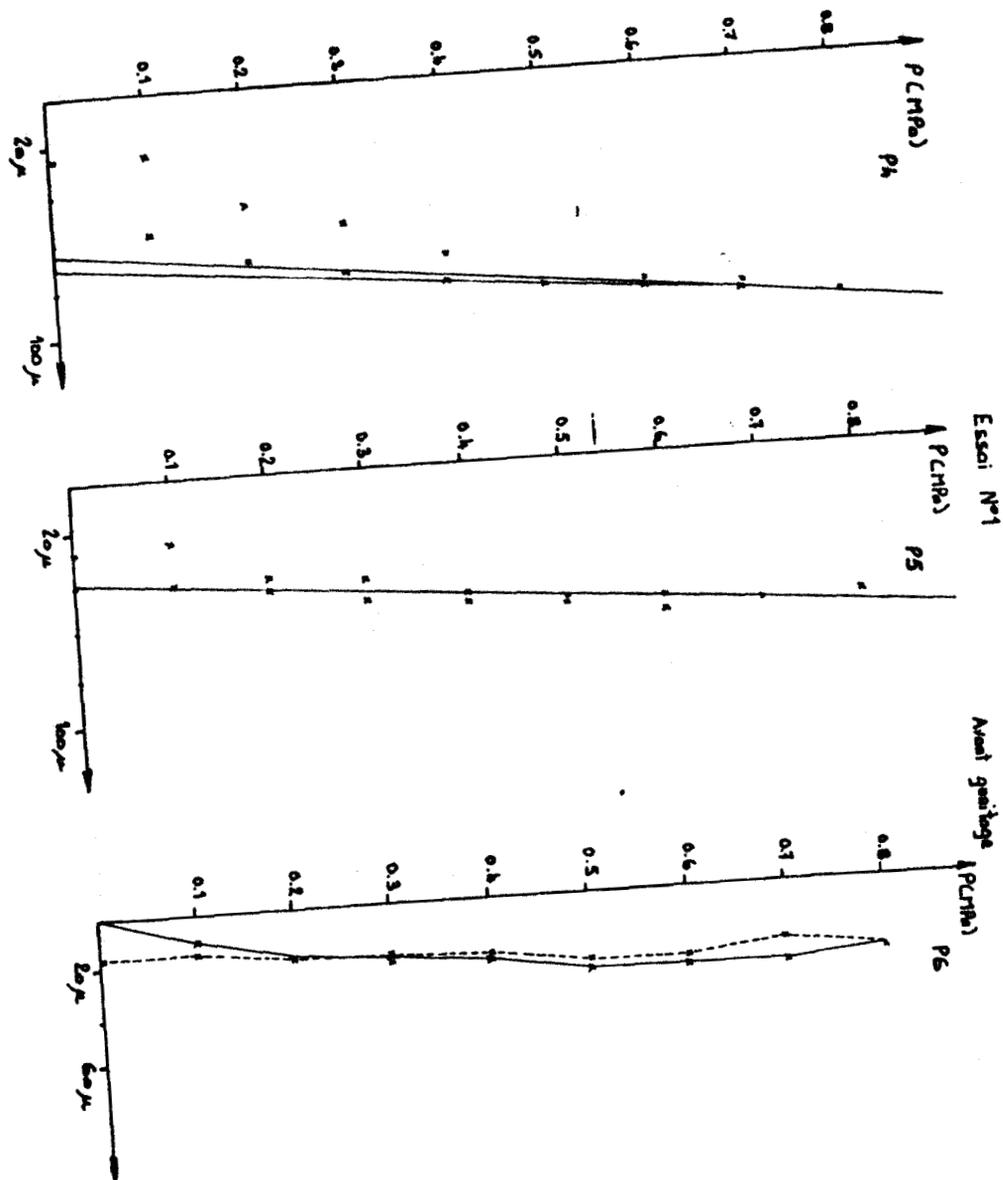
$$\sigma = K \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$$

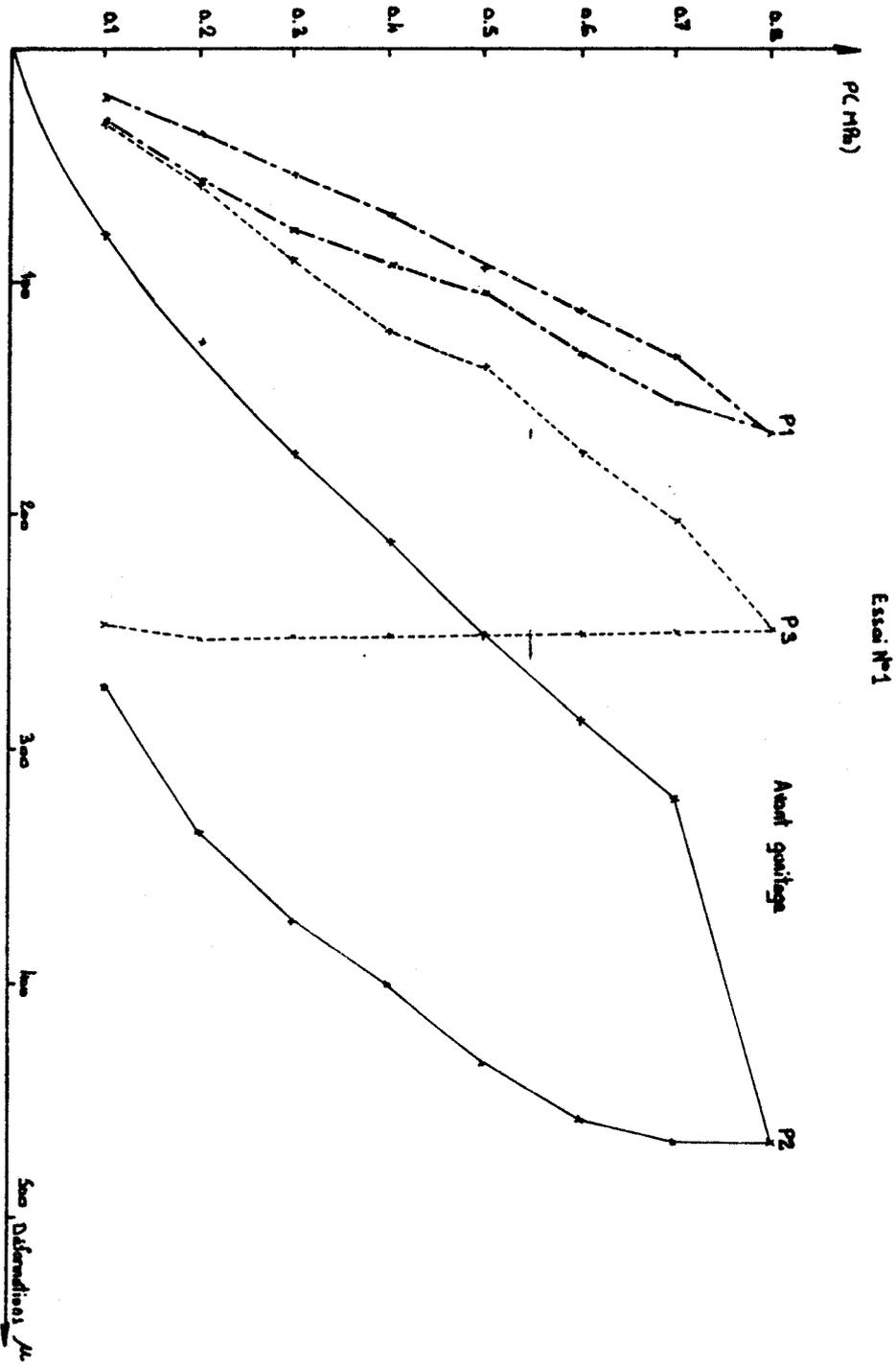
où

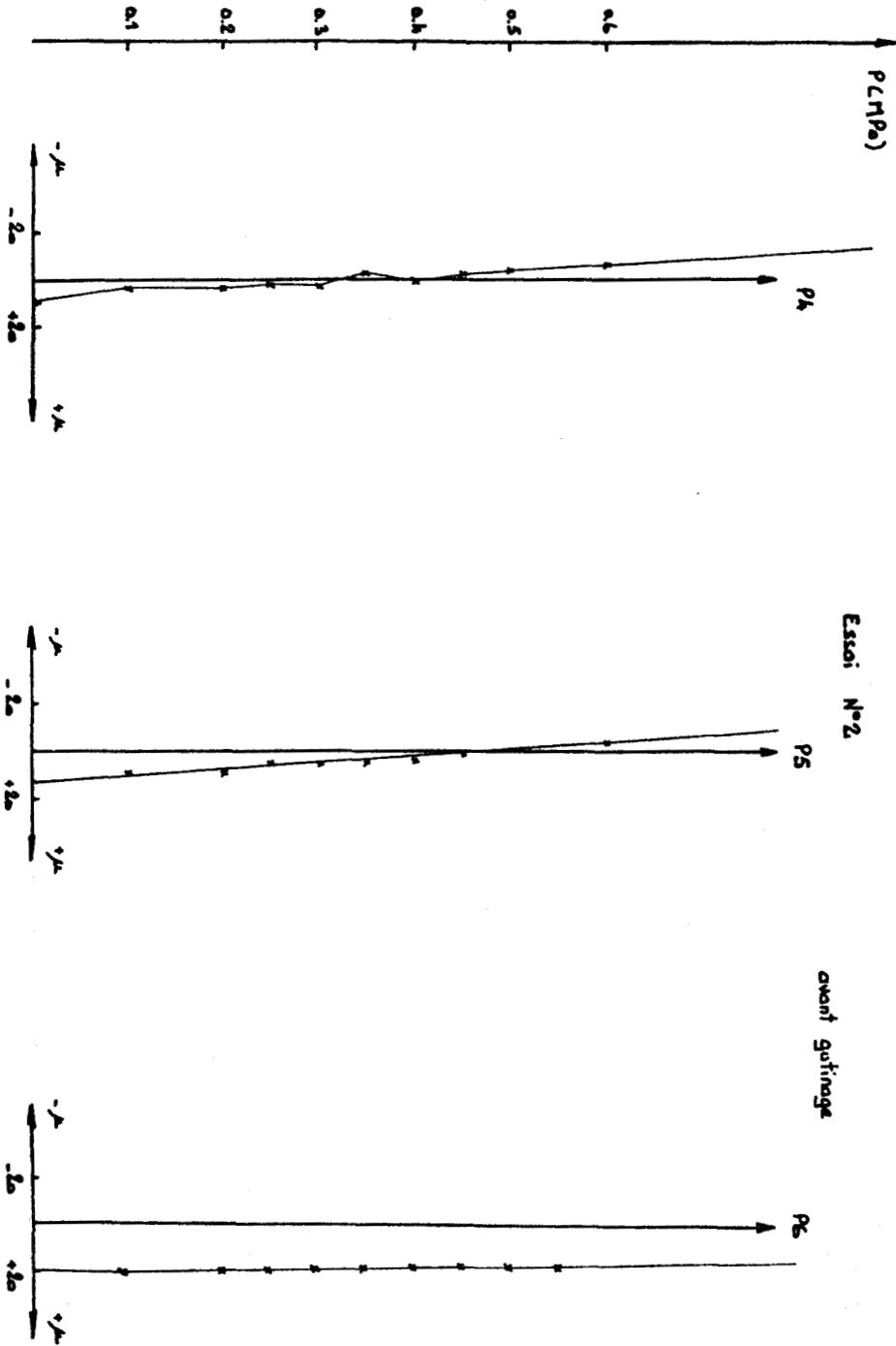
- . K est un coefficient correcteur dû à la différence de section entre la saignée et le vérin ;
- . σ_i $i = 1$ à 3 : sont les pressions d'équilibre des doublets i encadrant la saignée.

Le module d'Young est obtenu à partir des pentes des courbes montrant la variation des distances P_4 et P_5 en fonction de la pression dans le vérin aux facteurs multiplicatifs près suivants :

- . la distance entre les plots ;
- . le facteur de correction dû au coefficient de Poisson lequel est déterminé en Laboratoire

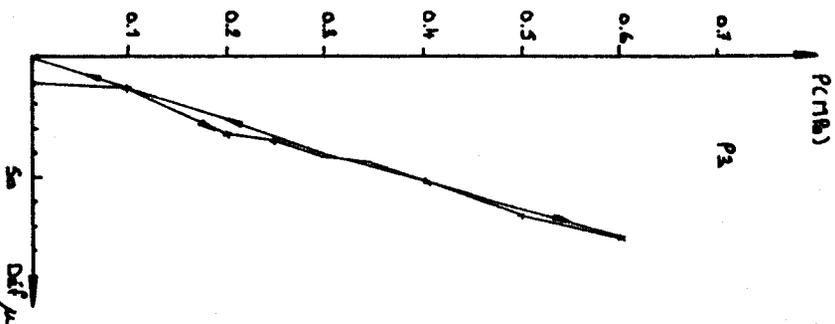
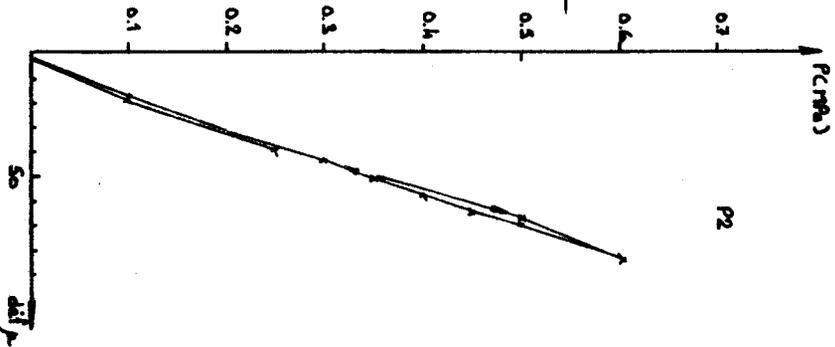
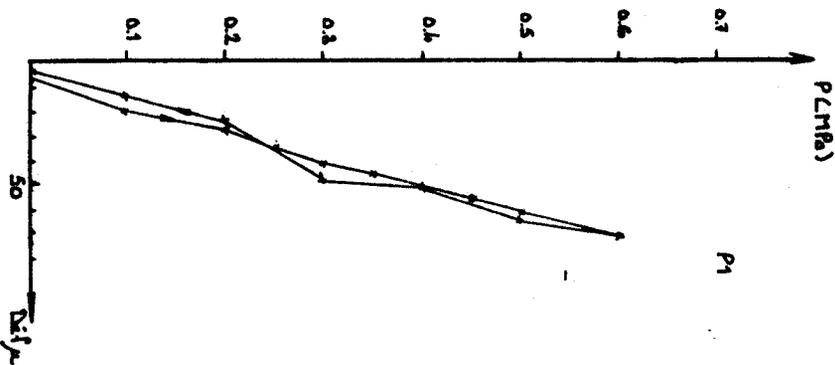


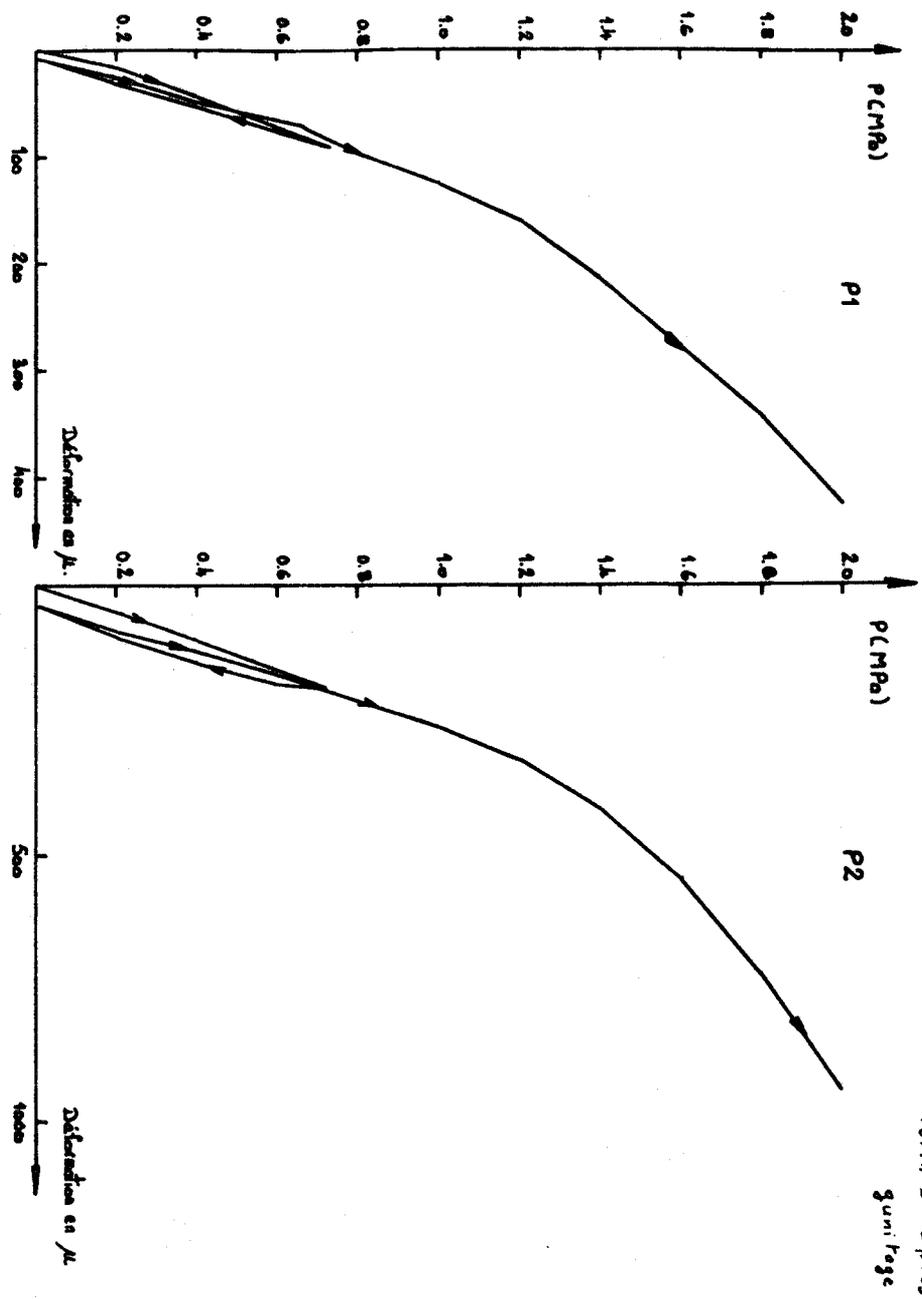


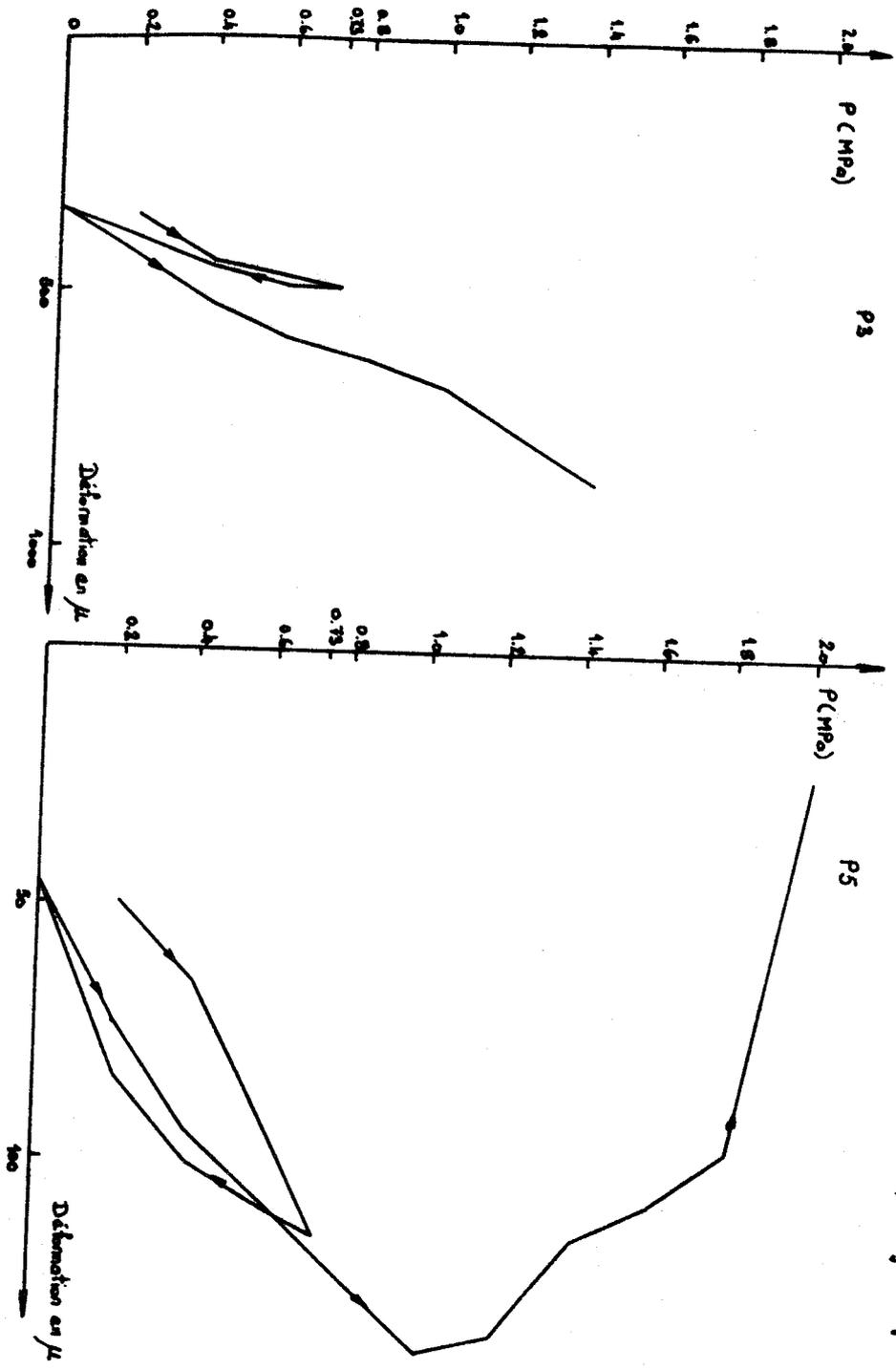


Essai N°2

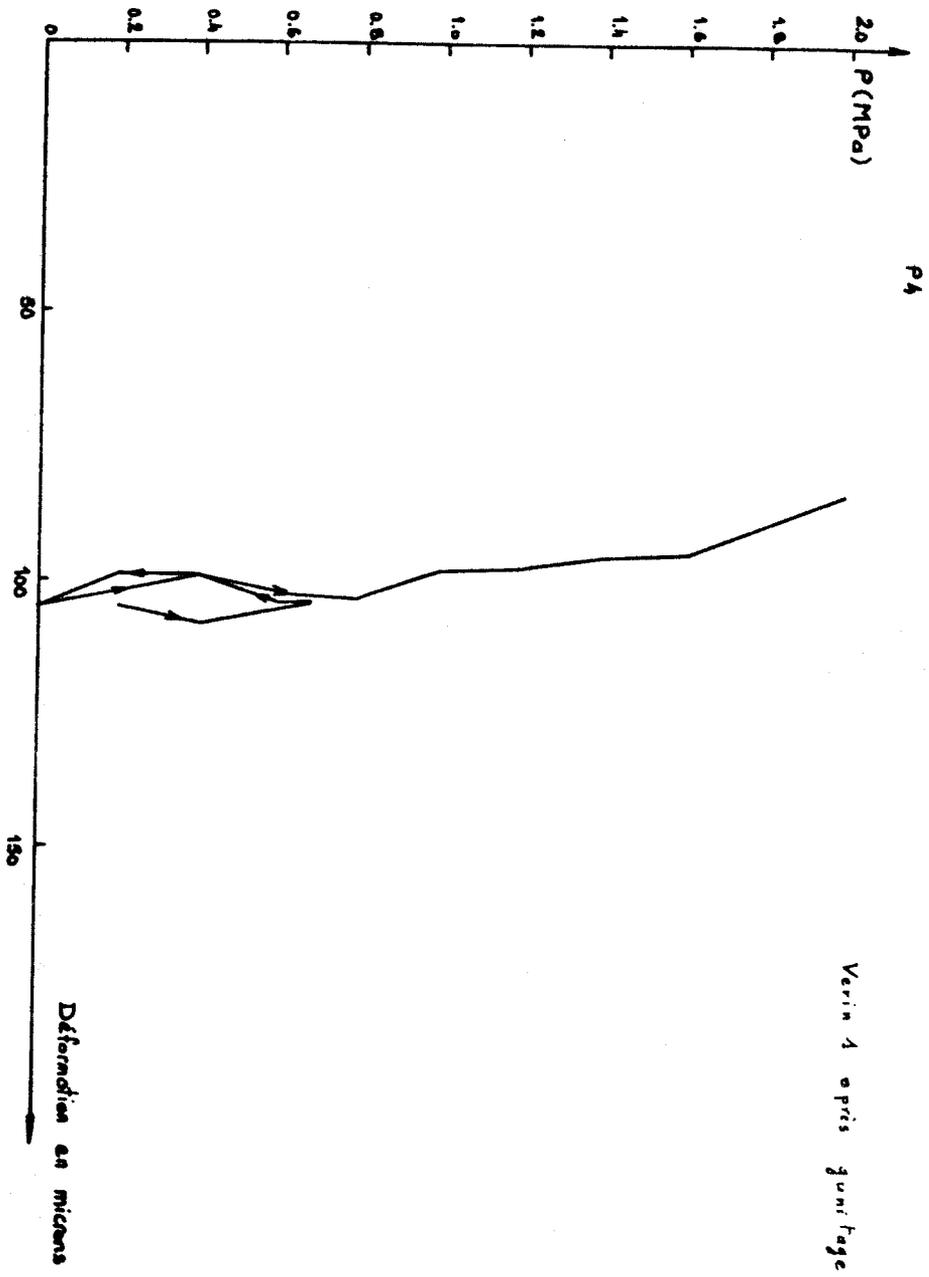
avant gâchage







Verin 4 apres quatrieme



Verin 4 après jointage

Déformation en microns

BIBLIOGRAPHE

- [1] AFTES - Groupe de travail n° 6 béton projeté
- [2] AFTES (1974) - Stabilité des tunnels par la méthode convergence confinement - *Tunnels et ouvrages souterrains* n° 32, Mars 1974, p. 70-87
- [3] ARCAMONE J. - DEJEAN M. (1982) Affaissements miniers et exploitation partielle - *Revue française de géotechnique* n° 21, p. 57-66.
- [4] ATTEWELL P.B. and FARMER IW (1973) - Fatigue behaviour of rock - *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci.*, Vol. 10, p. 1-9
- [5] AZUAR JJ. (1977) - Stabilisation des massifs rocheux fissurés par barres d'acier scellées - *Rapport de recherche L.P.C. N° 73*, Nov. 1977.
- [6] BARON J. - Fissuration différée du béton par hydratation locale - *Rapport de recherche 2 P.C.*, n° 15
- [7] BATHIA et BAILLON - *Fatigue des Matériaux et des structures - Ed. de l'Université de MONTREAL.*
- [8] BEREST P. - BERGUES J. - NGUYEN MIMH D. - Comportement des roches au cours de la rupture : application à l'interprétation d'essais sur tubes épais - *Revue française de Géotechnique*, n° 9, p. 5-12. (1979)
- [9] BEREST P.-NGUYEN MINH (1979) - Etude en grandes déformations de la contraction et de l'expansion de cylindres creux de révolution élastoplastiques avec radoucissement - *Journal de Mécanique Appliquée*, Vol. 3, N° 4, p. 469-487.
- [10] BEREST P. - NGUYEN MINH D. (1977) - Contraction d'une sphère élastoplastique avec radoucissement - *Journal de Mécanique Appliquée*, Vol. 1, N° 1, p. 85-109.
- [11] BEREST P. - NGUYEN MINH D. (1979) - Etude de la stabilité des cavités souterraines avec un modèle de comportement élastoplastique radoucissant - *4e Congrès de la S.M.I.R. MONTREUX*, Vol. 1, p. 249-256.

- [12] BEREST P. - NGUYEN MIMH D. - PANET M. - Contribution à l'étude de la stabilité d'une cavité souterraine dans un milieu radoucissant - *Revue française de Géotechnique* N° 4, p. 65-72.
- [13] BERTRANT L. - BONVALLET J. - BOTH J. - FEUGA B. - WOJTKOWIAK F. (1982) - Etude de l'influence d'un trafic routier de fort tonnage sur la stabilité des carrières souterraines abandonnées en Gironde - *Industrie Minérale* Juin 1982.
- [14] Béton hydraulique - Ed. Presse de l'Ecole des Ponts et Chaussées.
- [15] BIENIAWSKI Z.T. (1967) - Mechanism of brittle fracture of Rock - *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 17, p. 395-429.
- [16] BONVALLET J. (1978) - Critères de stabilité des exploitations souterraines à faible profondeur - *Thèse de Docteur Ingénieur I.N.P.L., NANCY 1978*
- [17] BONVALLET J. (1980) - Caractérisation géotechnique des piliers dans les anciennes exploitations souterraines par auscultation sonique - *Publication C.E.R.C.H.A.R. N° 2897.*
- [18] BONVALLET J. - DEJEAN M. - SCHWARTZMANN R. (1978) - Stabilité générale d'une carrière souterraine - Application au cas des carrières de HORDAIN *Industrie minérale* - Août 1978, p. 1-12.
- [19] Mesure des surcontraintes statiques et dynamiques des carrières souterraines peu profondes - *Bulletin de liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées* N° 98 - Nov. Déc. 1978, p. 33-40.
- [20] Stabilité des ouvrages - Mesures des contraintes dynamiques dans les piliers des carrières souterraines - *Rapport C.E.R.C.H.A.R., 5 Nov. 1976.*
- [21] Mesures des contraintes dans les carrières de Lezennes - Elaboration d'un modèle de comportement - *Rapport C.E.R.C.H.A.R., N° 103, Janvier 1978.*
- [22] Mesure des contraintes statiques et dynamiques dans les piliers de la carrière de Lezennes - *Rapport C.E.R.C.H.A.R., Mai 1977*
- [23] BOST J. - Matières plastiques. I - Chimie et applications - Ed. *Technique et documentation.*
- [24] Boulonnage - Document S.I.M. B4 - *Industrie Minérale, Janvier 1978.*

- [25] BRIGHENTI G. - Réaction mécanique des roches soumises à la fatigue - *Congrès de la S.M.I.R.*, p. 65-69.
- [26] BUI MD. - Mécanique linéaire de la rupture - *Ed. MASSON*
- [27] BUIL M. - Contribution à l'étude du retrait de la pâte de ciment durcissable - *Rapport recherche L.P.C. N° 92.*
- [28] CAZAUD - Fatigue des Métaux - *Ed. DUNOD.*
- [29] . le béton fibreux projeté - Juin-Juillet 1981
. le béton projeté mouillé - Décembre 1981
Carrières et matériaux.
- [30] CHADELIER J. (1978) - Comportement des roches fracturées sous faible confinement latéral, application à certains problèmes miniers - *Thèse Docteur Ingénieur, I.N.S.A. LYON (28.9.78)*
- [31] La Craie (1973) - *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Spécial V, octobre 1973.*
- [32] DARVE M. (1974) - Contribution à la détermination de la loi rhéologique incrementale des sols - *Thèse Docteur Ingénieur, Université de GRENOBLE (1974)*
- [33] DEJEAN M. (1981) - Stabilité et consolidation des exploitations souterraines abandonnées - Mouvements de surface lors de travaux souterrains - *Revue française de Géotechnique, N° 17, p. 47-54 et 71-76.*
- [34] DEJEAN M. - RAFFOUX (1978) - Conditions d'emploi du boulonnage - *Doc. S.I.M. "Le boulonnage" (Juin 1978).*
- [35] DEJEAN M. - SCHWARTZMANN (1973) - Etude de la stabilité d'une carrière souterraine - Le cas des carrières de Lezennes - *Colloque National LYON (13-14 Mars 1973). Thème 3, Document B.R.G.M. p. 529-535.*
- [36] Les excavations souterraines à faible profondeur, 5 ans d'expérience dans l'évolution et la surveillance de leur stabilité - *Publication C.E.R.C.H.A.R. n° 2890.*
- [37] DELBECQ (1977) - La sécurité des carrières souterraines abandonnées dans la région Nord-Pas de Calais - *Industrie Minérale (Mars 1977) p. 129-146.*
- [38] DUFOUR C. - Stabilisation et consolidation de la colline d'Issy-les-Moulineaux - *Revue française de Géotechnique n° 14 bis, p. 177-184.*

- [39] DURIEZ M. ARAMBIDE J. - Nouveau traité de Matériaux de Construction - Ed. DUNOD.
- [40] DOREMUS C. (1978) - Les craies du Nord de la France - Corrélation entre la lithostratigraphie, la microstructure et les propriétés mécaniques - Thèse 3e Cycle - U.S.T. Lille (Juillet 1978) N° 700.
- [41] DREW V. - NELSON (1977) - Review of fatigue crack grow prediction methods - *Experimental Mechanics* (Février 1977) p. 41-49.
- [42] EGGER P. (1973) - Influence du comportement du rocher après la rupture sur le soutènement des tunnels en particulier le soutènement par boulonnage B.R.G.M. Traduction N° 5401.
- [43] HAIMSON B.C. (1974) - Mechanical behaviour of Rock under cyclic Loading - 3e Congrès de la S.M.I.R. - DENVER 1974 - p. 373-378.
- [44] HOMAND F. - ETIENNE - MORA S. - HOUPERT R. (1983) - La déformation et la fatigue cyclique des roches - 5e Congrès de la S.M.I.R. - MELBOURNE 1983 - p. 129-132.
- [45] GUERIN A. (1972) - Travaux de Consolidation de carrières sous l'emprise de l'autoroute H6 - Travaux N° 444 (Mars 1972).
- [46] GHOREYCHI M. (1983) - Stabilité d'exploitations partielles avec piliers en post-rupture. Application au cas des carrières souterraines de craie - Thèse Docteur-Ingénieur - I.N.P.L. NANCY (Juillet 1983).
- [47] HABIB (1968) - Introduction à la fissuration des roches - Colloque sur la fissuration des roches. Sept. 1967 - *Revue de l'industrie minière* - numéro spécial - Mai 1968.
- [48] HENRY J.P. (1978) - Mécanique linéaire de la rupture appliquée à l'étude de la fissuration et de la fracturation des roches calcaires - Thèse Docteur ès-Sciences - U.S.T. LILLE (juillet 1978).
- [49] HOUPERT R. (1978) - Rupture fragile en compression et structure des roches cristallines quasi-isotropes - *Sciences de la Terre* - tome XXII n° 1, p. 69-108.
- [50] La rupture fragile des roches. *Ann. Soc. Géol. Nord* 1975 XCV 3, p. 145-153
- [51] Le comportement à la rupture des roches. - CR. 4e Congrès de la S.M.I.R. MONTREUX th. 1, Vol. 3, p. 115-122.

- [52] La rupture fragile des roches contrôlée au moyen d'une machine asservie - *CR. Acad. Sc. PARIS 17/7/1972, série A, p. 233-236.*
- [53] HOUPERT R. - TISOT J.P. - THOMAS (1971) - Le comportement des roches après rupture - *CR. symp. Soc. Int. Meca. roches (NANCY) tome II 22.*
- [54] Journées sur la craie (1976) - 5 et 6 Mai 1976 - C.E.T.E. ROUEN
- [55] JOURDAN (1966) - Remblai des carrières d'Issy-les-Moulineaux et Clamat - *Travaux Mars 1966, p. 298-303.*
- [56] KOITER W.T. (1964) - Général Theorems for élastic-plastic solids. - *Progress in Solid. Mechanics, Vol. 1, chap. 4.*
- [57] LEPLAT J. (1973) - Les cavités souterraines de la craie dans le Nord de la France - *Bull. Liaison Labo. Ponts et Chaussées n° 63, Janvier 1973.*
- [58] LIERADE - Pratique des essais de fatigue - *Ed.*
- [59] LINO M. (1980) - Un modèle de matériau microfissuré - *Revue française de Géotechnique n° 11, p. 29-42.*
- [60] LOUIS C. (1971) - Construction de tunnels par la nouvelle méthode autrichienne - *Docuement B.R.G.M. 71 - S.G.N. 323 G.T.C.*
- [61] MAIER G. - MUECKEL T. (1977) - Non associated and coupled flow rules of élastoplasticity for rock like material - *Int. Rock Mec. Min. Sci., Vol. 16*
- [62] MANDEL - Cours de Sciences des Matériaux - *Ecole Nationale Supérieure des Mines de PARIS*
- [63] MAREC M. (1971) - Utilisation du béton projeté dans les tunnels de l'autoroute de MENTON - *Annales de l'I.T.B.T.P., série Travaux publics N° 149, p. 82-91.*
- [64] MARVY J. et VACHAT J.C. (1981) - Anciennes carrières de la région parisienne - Chap. 31 de *Pratique des sols et fondations - G. VENUAT, Ed. MONITEUR.*
- [65] Matériel de boulonnage (1978) - *Revue de l'Industrie Minérale (Octobre 1978).*
- [66] La Mécanique des roches appliquées aux ouvrages de Génie Civil - *Ed. Association amicale des anciens élèves de l'Ecole des Ponts et Chaussées.*

- [67] MONOT (1978) - L'Inspection générale des carrières de PARIS et les confortations du sous-sol. *Tunnels et ouvrages souterrains* n° 26.
- [68] MORA S. (1982) - La fatigue cyclique des roches - *Thèse 3e cycle - I.N.P.L. NANCY (février 1982)*
- [69] MORLIER P. (1971) - Sur le comportement des roches fragiles avant la rupture - *Symp. Soc. Int. Meca. Roches NANCY 1971 - I4.*
- [70] NICOLAS P. (1979) - Pulvérisation de résine aminoplaste armée - *Industrie Minérale, Déc. 1979, p. 321-323.*
- [71] NISHIMATSU Y. - MERESEWOJO R. (1974) - Rheological properties of rocks under the pulsatory loads - *3e Congrès de la S.M.I.R. (DENVER) p. 385-389.*
- [72] NORME P. 15 436 - Mesure de la chaleur d'hydratation
- [73] NORME P. 18 406 - Compression
- [74] NORME P. 18 408 - Traction par fendage
- [75] PANET M. - La stabilité des ouvrages souterrains, soutènement et revêtement - *Rapport recherche L.P.C. N° 28.*
- [76] PANET M. (1976) - Analyse de la stabilité d'un tunnel creusé dans un massif rocheux en tenant compte du comportement après la rupture - *Rock. Mechanics Vol. 8, p. 209-223*
- [77] PETUKHOV I.M. - LINKOV A.M. (1979) - The theory of post failure deformation and the problem of stability in rocks mechanics - *Int. J. rock Mech. Min. Sci., Vol. 16, p. 57-76.*
- [78] PIETRUSZCZAK-MROZ (1980) - Numerical analysis of élastic-plastic compression of pillars accounting for material hardening and softening - *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci., Vol. 17, p. 199-207.*
- [79] PREVOST J.M. - HOEG K. (1975) - Soil mechanics and plasticity analysis of strain softening - *Geotechnique 25, N° 2, p. 279-297.*
- [80] PRIOU P. (1983) - Contribution à l'étude du comportement plastique des massifs rocheux : développement du logiciel Plast. 3 F avec une application aux cas d'exploitations souterraines - *Thèse Docteur-Ingénieur I.N.P.L. NANCY (Juin 1983)*

- [81] RADINKOVIC (1961) - Théorèmes limites pour un matériau de Coulomb à dilatation non standardisée - *C.R. de l'Académie des Sciences PARIS*, Vol. 252.
- [82] Recommandations sur le traitement des cavités souterraines et notamment des carrières (1979) - *Sol et Fondations n° 370 (Mars 1979)*, p. 119-140.
- [83] REINICKE - RALSTON (1977) - Plastic limit analysis with an anisotropic, parabolic yield fonction - *Int. J. Rock Mech. Sci.*, Vol. 14, p. 147-154.
- [84] RICARD A. - Etude des massifs continus à comportement non linéaire - *Rapport L.P.C. N° 44*.
- [85] ROBINET J.C. (1980) - Loi rhéologique en écriture incrementale application aux sols et au béton - *Thèse Docteur ès sciences physiques - Université de GRENOBLE (12 Mai 1980)*
- [86] SALENCON J. (1969) - Contraction quasi-statique d'une cavité à symétrie sphérique ou cylindrique dans un milieu élastoplastique - *Annales des Ponts et Chaussées - IV*, p? 231-236.
- [87] SAINT LEU C. - SIRIEYS (1971) - La fatigue des roches - *Symposium Soc. Int. Meca. Roches NANCY (1977) II 18*
- [88] SALOMON - ORAVICZ (1966) - Déplacement and strain induced by boards and pillar mining in South Africa - *1er Congrès de la S.M.I.R. LISBONNE (1972)* p. 227-231.
- [89] Session formation continue - *Ecole Nationale Ponts et Chaussées (1980)*
- [90] SCHWARTZMANN R. (1978) - Les carrières souterraines abandonnées et les risques liés à leur existence - *Rapport C.E.R.C.H.A.R. (Septembre 1978)*
- [91] Stabilité d'ouvrages - Note sur la récupération des sols par foudroyage contrôlé des piliers dans les carrières souterraines peu profondes - *Rapport C.E.R.C.H.A.R. (Janvier 1981)*
- [92] SCHWARTZMANN R. - RAFFOUX J.F. (1978) - Stabilité d'ouvrages - réduction de la section d'un pilier à la carrière de Lezennes - *Rapport C.E.R.C.H.A.R. (Mars 1978)*
- [93] SCOTT J.J. (1980) - Systèmes de renforcement interne des terrains - *Tunnels et ouvrages souterrains N° 42 - Nov. 1980*, p. 319-327
- [94] Rupture des roches et massifs rocheux (22 Mai 1975) - *Société Géologique du Nord*

- [95] Spécial O. - *Bulletin de liaison des Laboratoires routiers des Ponts et Chaussées.*
- [96] TALOBRE - Mécanique des roches - *Ed. DUNOD*
- [97] TEXIER P. (1976) - Contraintes techniques des sols sous mines. *Ingénieur des villes de France (1976) p. 55-57.*
- [98] TIJANI (1982) - Calcul analytique approché de la stabilité des mines exploitées par piliers abandonnées - *Revue de l'Industrie Minérale (Février 1982)*
- [99] TINCELIN (1982) - Stabilité de la surface à l'aplomb des exploitations souterraines en mines métalliques et assimilées - *Revue de l'industrie minière (Février 1982)*
- [100] WAWERSIK - FAIRHUST (1970) - A study of brittle rock fracture in Laboratory - compression experiments - *Int. J. Rock Min. Sci. Vol. 7, p. 561-575*
- [101] WEBER Ph. (1981) - Comportement mécanique des massifs rocheux en cours de fracturation - *Comité français de Mécanique des roches.*

