

# Modélisation numérique du comportement à long terme des ouvrages souterrains

**F. LAIGLE**

Électricité de France  
Centre national  
d'Équipement hydraulique  
Savoie Technolac  
73373 Le Bourget-du-Lac  
Cedex

**P. KOLMAYER**

École Centrale de Lyon  
Laboratoire de Mécanique  
de Génie Civil  
BP 163  
69131 Ecully

## Résumé

De même manière que les sols, les matériaux rocheux rencontrés dans le cadre des études et réalisations d'ouvrages souterrains sont susceptibles de présenter un comportement visqueux à plus ou moins brève échéance, et sous des états de contrainte très variés, fonction de leur nature géologique. Ces phénomènes de fluage ne deviennent plus négligeables pour les excavations réalisées dans des roches sédimentaires tendres, telles que les faciès marneux des massifs molassiques. Cet article présente le développement et la mise au point d'un modèle de comportement viscoplastique, adapté au besoin de l'ingénieur d'étude, permettant de simuler le comportement à long terme d'excavations souterraines. Les hypothèses et principales équations à la base de ce modèle rhéologique sont présentées. Les possibilités de ce modèle sont exposées ainsi qu'une application concrète à un ouvrage souterrain en cours de réalisation.

## Numerical modelisation for long term behaviour of underground structures

## Abstract

Depending on *In Situ* state of stresses and geological characteristics, rock materials may present long term behaviour due to a « viscous » phenomenon. This behaviour has to be taken into account for underground works during design phases in view of its effects on displacements and loading estimation in supports. These creep effects aren't negligible for underground excavations in sedimentary weak rocks like molass and marls. This paper presents some results about one viscoplastic constitutive model fitted to engineers need and allowing to simulate the long term behaviour of underground excavations. Assumptions and formulation of the constitutive model are presented, illustrated by one practical example.

## Introduction

Les roches, au même titre que les sols, peuvent présenter des évolutions de comportement à long terme sous l'effet d'une sollicitation extérieure. Ce phénomène est communément rattaché à la notion de viscosité du matériau, bien que sa justification physico-chimique puisse varier d'un matériau à l'autre. Cette évolution des propriétés mécaniques en fonction du temps ou de la vitesse de sollicitation se traduit, au niveau des ouvrages souterrains, par une augmentation des convergences et surtout des efforts dans les revêtements. Certaines excavations, telles que les usines hydroélectriques, au sein desquelles il existe une interaction importante entre les équipements électromécaniques et les mouvements de la caverne, nécessitent de cerner au préalable le comportement à long terme et l'amplitude des convergences sous l'effet du fluage (Fig. 1).

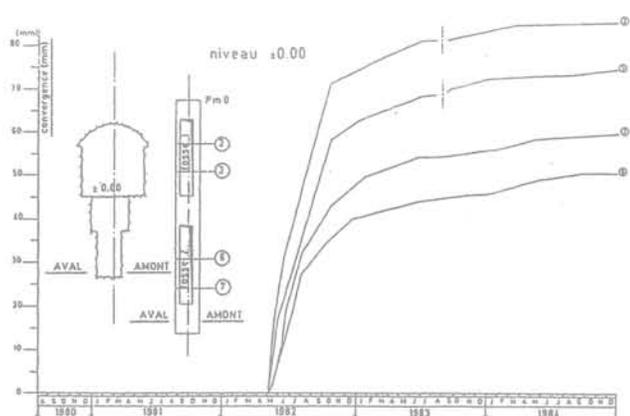


FIG. 1 Exemple de convergence à long terme des longs-pans d'une caverne hydroélectrique. Long term displacements on walls of one underground power station.

La modélisation de ce phénomène rhéologique peut être prise en compte au niveau des calculs de différentes manières plus ou moins précises. Comme ceci est couramment réalisé, il peut être possible de réduire le module d'élasticité, ou d'utiliser une approche visco-élastique. De telles modélisations restent souvent suffisantes mais relativement imprécises, en particulier si le massif est fortement sollicité ou présente une anisotropie et stratigraphie complexe.

Afin d'améliorer la modélisation de ce phénomène, le Centre National d'Équipement Hydraulique d'Électricité de France a cherché à développer un modèle rhéologique, suffisamment simple et adapté aux calculs d'ouvrages souterrains, permettant de reproduire les principaux phénomènes caractéristiques du fluage des roches. Cette loi de comportement doit s'intégrer dans le panel d'outils de modélisation numérique des ouvrages souterrains, utilisable par des ingénieurs d'étude, et dans des conditions de validité et de fiabilité optimales.

Les hypothèses de base de ce modèle sont décrites dans cet article, ainsi qu'une application concrète à un projet d'ouvrage souterrain en cours de réalisation. Lié

à ce projet, nous avons appliqué ce modèle rhéologique à une marne molassique, intermédiaire entre une roche et un sol. Il apparaît que cette loi de comportement est tout à fait applicable à d'autres problèmes de géotechnique et de mécanique des roches, moyennant une adaptation des lois d'écroutissage et des paramètres.

## La viscosité des roches

Lors du retour d'expérience réalisé sur le comportement à long terme d'ouvrages souterrains excavés en milieu rocheux, il est courant de constater une évolution des convergences en parois et/ou des sollicitations dans les revêtements, et ceci de nombreuses années après la fin des excavations. Ces phénomènes, représentatifs d'un comportement différé de l'encaissant, se retrouvent aussi bien dans le cas de massif de roches tendres (marne) que de roches extrêmement résistantes (granite, gneiss...). En fonction de la nature géologique de la roche, les comportements différés deviennent significatifs pour des états de contraintes très diverses, avec des amplitudes et des conséquences tout à fait différentes.

Même si ce comportement différé des roches peut être lié à divers phénomènes physico-chimiques, il est couramment associé à la notion de viscosité qui n'est que la traduction au niveau mécanique de la sensibilité vis à vis de la vitesse de sollicitation.

Cette influence de la vitesse de sollicitation est clairement illustrée sur les figures 2 et 3 qui montrent des essais de compression simple effectués par Bieniawski [1] et Peng *et al.* [2]. Dans ce cas, la viscosité de la roche a pour conséquence de modifier à la fois les comportements pré et post-pic, ainsi que l'amplitude de la résistance maximale. Ces conclusions peuvent éventuellement être discutées et partiellement remises en question en fonction d'autres résultats expérimentaux, en particulier de par les difficultés expérimentales rencontrées pour analyser les phénomènes de fluage

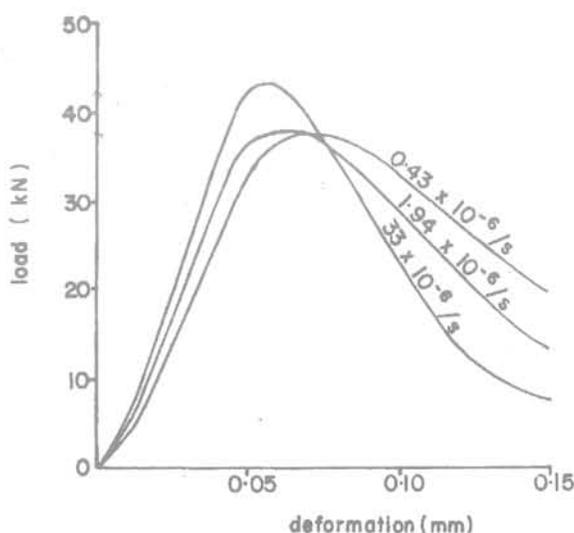


FIG. 2 Essais de compression simple sur un granite. Influence de la vitesse de déformation [1].

Unconfined compression test on granite. Influence of strain rate [1].

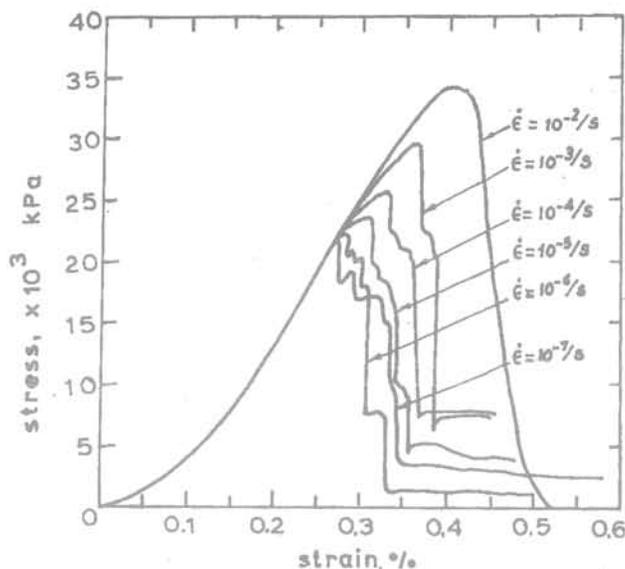


FIG. 3 Essais de compression simple sur un tuff: Influence de la vitesse de déformation [2].  
Unconfined compression test on tuff: Influence of strain rate [2].

sur ces roches à proximité ou au-delà du pic de résistance. Cependant, ces résultats permettent déjà de cerner et de préciser les comportements caractéristiques qui devront être simulés par un modèle rhéologique.

Un autre type d'essai permettant de visualiser et de quantifier l'effet de la viscosité, est l'essai de fluage triaxial. Il consiste à maintenir constant un déviateur de contrainte, et à enregistrer l'évolution des déformations (Fig. 4 et 5).

L'essai de fluage montre trois phases caractéristiques correspondant à :

- un fluage amorti, avec diminution de la vitesse de déformation dans le temps. Pour des roches très résistantes, ce type de comportement est prépondérant jusqu'à des déviateurs de fluage très élevés, de l'ordre de 80 % de la résistance maximale à court terme ;
- un fluage stabilisé, à vitesse constante de déformation ;
- un fluage tertiaire qui correspond à une augmenta-

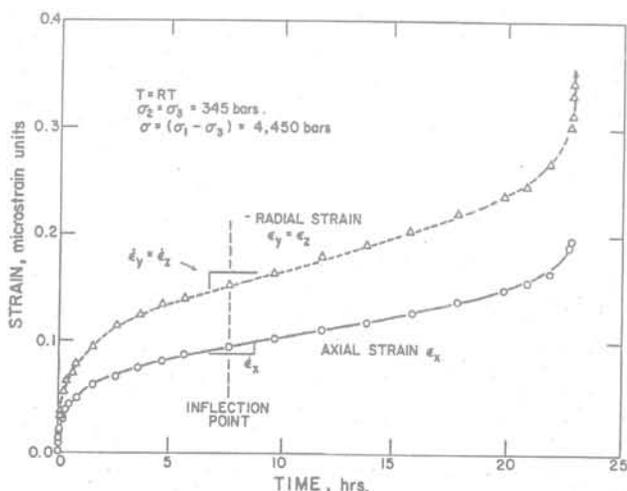


FIG. 4 Essai de fluage triaxial sur un granite [3].  
Creep triaxial test on granite [3].

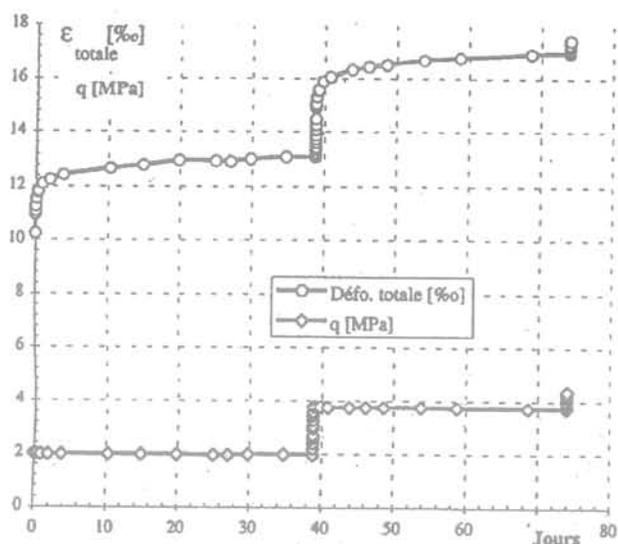


FIG. 5 Essai de fluage sur une marne [4].  
Creep triaxial test on marl [4].

tion des déformations, et qui conduit à la rupture du matériau. Ce comportement ultime est grandement lié à la fragilité de la roche.

De nombreux facteurs peuvent influencer ce comportement visqueux de la roche, en particulier la température et l'humidité.

Pour justifier le fluage des roches fragiles, diverses théories ont été développées. Toutefois, dans notre cas, nous avons uniquement cherché à développer un modèle phénoménologique permettant de reproduire les principaux phénomènes décrits précédemment.

### 3

## Présentation du modèle viscoplastique

Le modèle de comportement présenté ici n'est pas innovant de par les concepts qu'il reprend. Les notions et principales hypothèses reprises dans la suite de cet article sont effectivement déjà à l'origine de nombreuses lois de comportement.

L'idée originelle était de développer, dans un cadre industriel et en liaison directe avec les besoins liés à un projet particulier, une loi de comportement permettant de modéliser le comportement à long terme d'une excavation souterraine réalisée dans un encaissant molassique.

Dans ces conditions, le modèle réalisé devait donc être suffisamment simple d'utilisation, c'est-à-dire être fiable numériquement et permettre la réalisation de calculs d'ouvrage avec des échéances suffisamment courtes et une précision acceptable sur les résultats. Pour un ingénieur d'étude, le corollaire de cela est d'avoir un minimum de données rhéologiques à introduire. En particulier, les paramètres doivent avoir une signification physique suffisante et ne pas rester des valeurs abstraites.

En ayant précisé cela, le « cahier des charges » de ces développements était quasiment établi.

- Facilité d'utilisation par un ingénieur d'étude, en particulier dans le cadre de la démarche d'identification des paramètres.

- Possibilité de simuler les principaux comportements caractéristiques de la rhéologie d'une roche tendre. Il s'agissait, entre autre, de modéliser le comportement fragile de ces matériaux, et l'influence de la vitesse de déformation, donc de la viscosité, sur l'amplitude du pic de résistance. Un autre aspect, lié au précédent, était de pouvoir modéliser les trois phases habituelles du fluage, à savoir les fluages primaires, secondaires et tertiaires.
- Reprises de concepts théoriques relativement courants dans le domaine de la modélisation appliquée à la géotechnique. Les critères définis dans l'espace des contraintes sont du type Mohr-Coulomb, c'est-à-dire linéaires dans le plan de Mohr, et le comportement élastique est supposé linéaire, indépendant de l'état des contraintes et de la vitesse de sollicitation.
- Le fluage sous sollicitation isotrope est négligé, ce qui est tout à fait acceptable pour l'analyse des roches.
- Le modèle reprend la théorie de Perzyna, compte tenu des intérêts qu'elle présente pour ce type de modélisation, et que nous détaillons par la suite.

Le développement du modèle de comportement a donc été réalisé sur la base de ces besoins, en gardant à l'esprit que la validation ultime était l'application de cet outil à des projets d'ouvrages souterrains, avec obtention de résultats concrets directement applicables à l'étude.

### 3.1

## Rappel sur la théorie de Perzyna

La théorie de Perzyna [5,6] fut initialement développée pour les métaux, avant d'être élargie à la modélisation du comportement viscoplastique des géomatériaux. De nombreuses lois de comportement basées sur ce principe ont ainsi été développées, essentiellement pour les sols, mais tout à fait applicables à l'études des roches tendres telles que les marnes. Parmi ces modèles, nous pouvons citer ceux d'Adachi *et al.* [7-9], Kaliakin *et al.* [10-12], Zienkiewicz *et al.* [13, 14], Wittke [15], Aubry *et al.* [16], ou encore une adaptation viscoplastique du Cap Modele proposée par Katona [17].

Le principe de base de cette théorie est de considérer deux surfaces limites dans l'espace des contraintes. Une première surface, dite « statique », correspond à un chargement infiniment lent et sa position ne dépend que des déformations irréversibles générées. L'autre surface est appelée « surface dynamique » et évolue avec le point de charge. A partir du moment où le point de charge s'éloigne de la surface « statique », des déformations viscoplastiques sont alors engendrées. La vitesse de déformation du matériau est fonction de la distance  $D$  entre la surface dynamique et la surface statique, conformément à l'expression suivante :

$$\dot{\epsilon}_{ij}^v = \mu \cdot \langle \Phi(D) \rangle \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (1)$$

$\langle \rangle$  étant les crochets de Macaulay ;  
 $G$  le potentiel plastique ;  
 $\Phi$  la fonction d'écoulement ;  
 $\mu$  un terme de viscosité.

Le terme  $\frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}}$  définit la direction des déformations irréversibles. Pour les sols et roches tendres, l'expérience impose un modèle non associé afin de limiter la dilata-  
 tance après introduction des déformations irréversibles.

Le terme  $\langle \Phi(D) \rangle$  détermine l'amplitude de la vitesse de déformation, et une attention particulière doit être portée à l'expression retenue dans le modèle.

Le recours à la formulation de Perzyna se justifie, entre autres, par les raisons suivantes :

- une formulation des équations rhéologiques proche de celle de l'élastoplasticité à potentiel. Parmi les modèles cités précédemment, nombreux sont ceux issus d'une adaptation d'un modèle élastoplastique. Nous pouvons ainsi citer le modèle de l'École centrale de Paris, qui est un dérivé de la loi élastoplastique de Hujeux *et al.* [18], ou encore le modèle d'Adachi *et al.* [7] qui trouve ses origines dans les travaux de Roscoe ;
- le temps n'apparaît pas explicitement dans les équations du modèle. Il n'est donc pas nécessaire de définir une date origine qui empêche toute objectivité du modèle.

### 3.2

## Définition de la fonction d'écoulement

Le choix de l'expression de la fonction d'écoulement est une hypothèse importante lors de l'écriture d'un modèle basé sur la théorie de Perzyna. De ce choix dépend l'aptitude du modèle à simuler les comportements visqueux caractéristiques des sols ou roches, ainsi que la possibilité de pouvoir déterminer et extrapoler les paramètres à différentes gammes de vitesses de sollicitations. En effet, dans le cas d'une loi viscoplastique, les paramètres qui seront identifiés à partir d'essais de laboratoire, pour des vitesses de sollicitation relativement fortes, devront pouvoir être extrapolés dans un domaine de vitesse plus faibles, représentatives des cadences de construction des ouvrages.

Expérimentalement, il est souvent admis, pour la plupart des géomatériaux, une relation linéaire entre la résistance maximale au triaxial et la vitesse de chargement, dans un plan semi-logarithmique. Retenir une fonction puissance pour  $\langle \Phi(D) \rangle$  ne permet pas de retrouver une telle relation linéaire, et conduit généralement à surestimer la résistance des sols sous sollicitation extrêmement lente. Dans ces conditions, nous préconisons de retenir une relation exponentielle de la forme suivante :

$$\Phi(D) = A \cdot \left[ \exp \left( \left( \frac{D}{D_0} \right)^n \right) - 1 \right] \quad (2)$$

Ce type de relation permet de retrouver par la simulation les principaux résultats expérimentaux observés sur les matériaux visqueux.

### 3.3

## Formulation des équations

La première hypothèse du modèle consiste à décomposer le terme de déformation en trois composantes :

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}^e + \dot{\epsilon}^p + \dot{\epsilon}^v \quad (3)$$

$\dot{\epsilon}$  est le taux de déformation totale ;  
 $\dot{\epsilon}^e$  est le taux de déformation élastique instantanée ;  
 $\dot{\epsilon}^p$  est le taux de déformation plastique instantanée ;  
 $\dot{\epsilon}^v$  est le taux de déformation viscoplastique.

Dans son domaine purement élastique, le matériau est supposé avoir un comportement élastique linéaire isotrope. Ainsi les contraintes et les déformations sont-elles liées par une matrice inversible à valeurs constantes.

$$\epsilon_{ij}^e = \frac{1+\nu}{E} \cdot \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \cdot \sigma_{kk} \cdot \delta_{ij} \quad (4)$$

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1-2 \cdot \nu)} \quad (5)$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1+\nu)} \quad (6)$$

L'activation du mécanisme élastoplastique est régie par une surface de charge  $F$  de type Mohr-Coulomb. L'amplitude des déformations élastoplastiques est déterminée à partir de la règle de normalité et de consistance et du potentiel plastique  $G$ . La surface de charge est définie par la cohésion  $C$  et l'angle de frottement  $\Phi$  du matériau et le potentiel par l'angle de dilatanse  $\psi$ .

$$F = \sigma_1 - \frac{1+\sin\Phi}{1-\sin\Phi} \cdot \sigma_3 - 2 \cdot C \cdot \sqrt{\frac{1+\sin\Phi}{1-\sin\Phi}} \quad (7)$$

$$\dot{\epsilon}_{ij}^p = \lambda \cdot \frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}} \quad (8) \quad \text{si } F=0 \text{ et } d\sigma > 0$$

$$\dot{\epsilon}_{ij}^p = 0 \quad (9) \quad \text{si } F < 0 \text{ ou si } F=0 \text{ et } d\sigma < 0$$

Le mécanisme visqueux est activé dès que la sur-contrainte définie au sens de la théorie de Perzyna est strictement positive, c'est-à-dire dès que le point de charge franchi la surface statique. L'expression de cette surface, appelée « surface viscoplastique », est voisine de celle de Mohr-Coulomb et nécessite l'introduction de deux nouveaux paramètres  $C_{\Pi}$  et  $\Phi_{\Pi}$ .

$$F_{\Pi} = \sigma_1 - \frac{1+\sin\Phi_{\Pi}}{1-\sin\Phi_{\Pi}} \cdot \sigma_3 - 2 \cdot C_{\Pi} \cdot \sqrt{\frac{1+\sin\Phi_{\Pi}}{1-\sin\Phi_{\Pi}}} \quad (10)$$

La vitesse de déformation plastique est alors fonction de la distance entre le point de charge et cette surface limite.

$$\dot{\epsilon}_{ij}^v = \langle \phi(D) \rangle \cdot \frac{\partial G_{\Pi}}{\partial \sigma_{ij}} \quad (11)$$

$\dot{\epsilon}_{ij}^v$  est la vitesse de déformation viscoplastique ;  $\phi(D)$  est la fonction d'écoulement définie en [2] ;

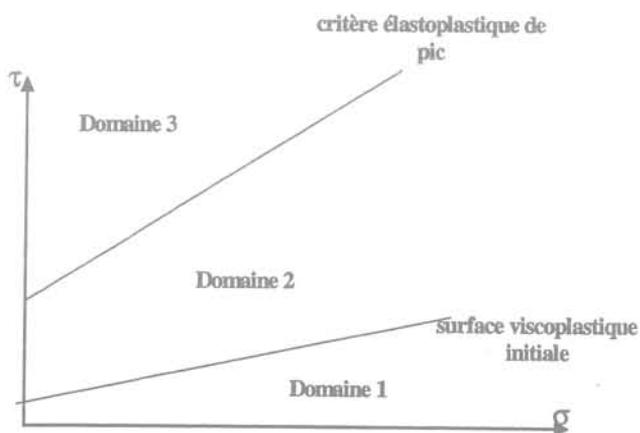


FIG. 6 Représentation des critères élastoplastique et viscoplastique dans le plan de Mohr. Elastoplastic and viscoplastic criteria.

$\frac{\partial G_{\Pi}}{\partial \sigma_{ij}}$  détermine la direction dans l'espace des déformations, à partir de la définition d'une surface de potentiel que nous supposons identique à  $F_{\Pi}$ , « surface viscoplastique » (modèle associé).

Afin de modéliser le comportement fragile du matériau, un écrouissage de la surface de charge  $F$  est réalisé, à travers une réduction des caractéristiques mécaniques  $C$  et  $\Phi$ . La variable d'écrouissage considérée correspond à la déformation déviatoire irréversible totale  $\epsilon_d^{vp}$ , c'est-à-dire celle générée par les mécanismes élastoplastiques et viscoplastiques.

$$\epsilon_d^{vp} = \epsilon_d^p + \epsilon_d^v \quad (12)$$

$$\dot{\epsilon}_d^{vp} = \left\{ \frac{1}{2} \cdot (\dot{\epsilon}_1^{vp} - \dot{\epsilon}_m^{vps})^2 + \frac{1}{2} \cdot (\dot{\epsilon}_m^{vps})^2 + \frac{1}{2} \cdot (\dot{\epsilon}_3^{vp} - \dot{\epsilon}_m^{vps})^2 \right\}^{1/2} \quad (13)$$

$$\dot{\epsilon}_m^{vps} = \frac{1}{3} \cdot (\dot{\epsilon}_1^{vp} + \dot{\epsilon}_3^{vp}) \quad (14)$$

Par l'intermédiaire de cet écrouissage en déformation, un couplage des différents mécanismes est réalisé. La génération de déformations viscoplastiques entraîne une diminution de la cohésion et de l'angle de frottement du matériau. Dans ces conditions, nous constatons que l'amplitude du pic de résistance est fonction de la vitesse de sollicitation, et il est donc d'autant plus bas que la vitesse de chargement est faible.

Cette fonction d'écrouissage peut être définie analytiquement ou point par point. Pour les applications réalisées jusqu'à présent, nous avons supposé une fonction linéaire par morceaux (Fig. 7).

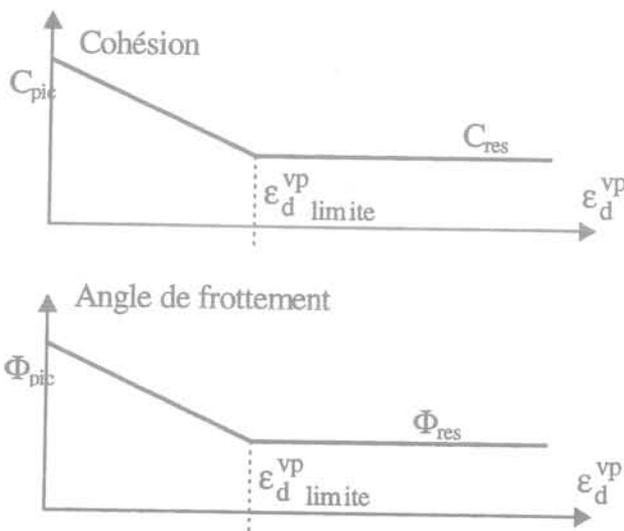


FIG. 7 Lois d'évolution retenues pour l'écrouissage du critère élastoplastique. Hardening laws for elastoplastic behaviour.

Les critères définis précédemment délimitent alors, dans l'espace des contraintes, quatre domaines (Fig. 8) :

- **Domaine 1**, dans lequel le matériau présente un comportement élastique linéaire (Fig. 9).
- **Domaine 2**, au-delà de la surface viscoplastique, mais en deçà du critère élastoplastique résiduel.

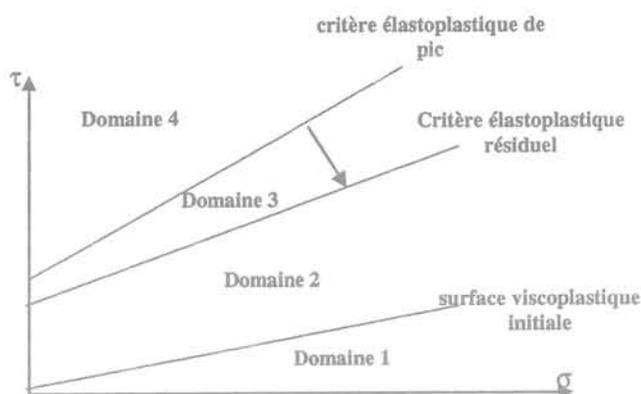


FIG. 8 Représentation des critères élastoplastique et viscoplastique dans le plan de Mohr. Elastoplastic and viscoplastic criteria.

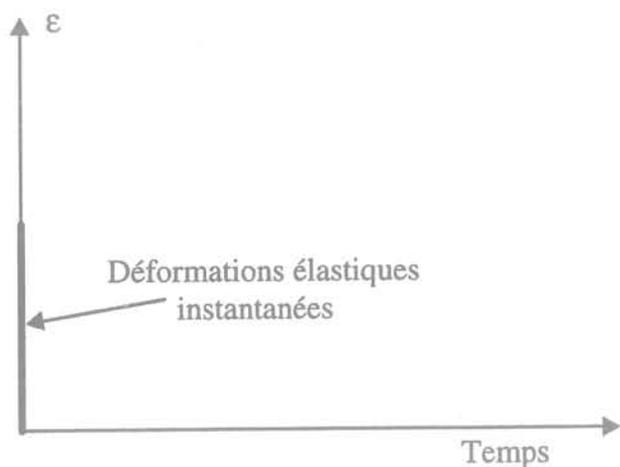


FIG. 9 Simulation d'un essai de fluage si le point de charge se trouve dans le domaine 1. Creep test simulation when the loading point is in the domain 1.

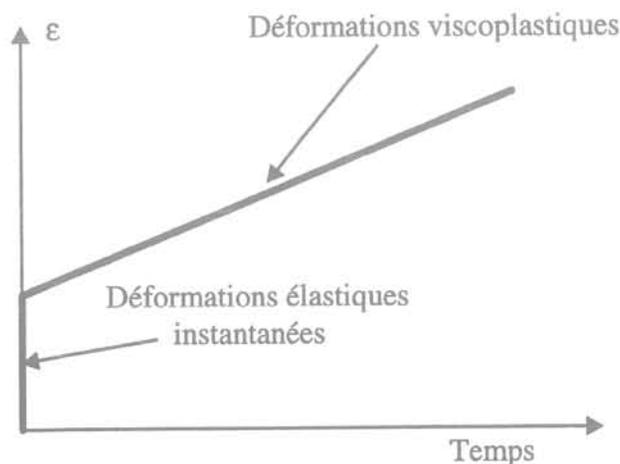


FIG. 10 Simulation d'un essai de fluage si le point de charge se trouve dans le domaine 2. Creep test simulation when the loading point is in the domain 2.

Lorsque le point de charge se trouve dans cette zone, des déformations irréversibles sont créées par activation du mécanisme viscoplastique. Le critère élastoplastique évolue, de part l'écroutissage. La surface de fluage étant supposée fixe, la simulation d'un essai de fluage triaxial montrerait une vitesse de déformation constante, directement fonction de la distance entre le point de charge et cette surface. On ne peut, dans ce cas présent, que simuler un fluage stabilisé, ou secondaire (Fig. 10).

- **Domaine 3** : Comme précédemment, seul le mécanisme viscoplastique est activé. Cependant, compte tenu de l'écroutissage du critère élastoplastique, le point de charge atteindra à un moment donné, la surface de charge élastoplastique. Des déformations plastiques instantanées seront alors créées, permettant de simuler une rupture du matériau, et donc éventuellement un fluage tertiaire (Fig. 11).
- **Domaine 4** : Ce domaine est situé au-delà de la surface de charge élastoplastique, et il est donc inaccessible. La présence de la surface limite élastoplastique a l'avantage de limiter la position du point de charge à un domaine restreint, tout au moins en cisaillement. Ceci pallie le défaut principal de certains modèles de comportement basés sur le principe de Perzyna qui, en ne dissociant pas les déformations élastoplastiques et viscoplastiques, ne limitent pas les mouvements du point de charge dans l'espace des contraintes.

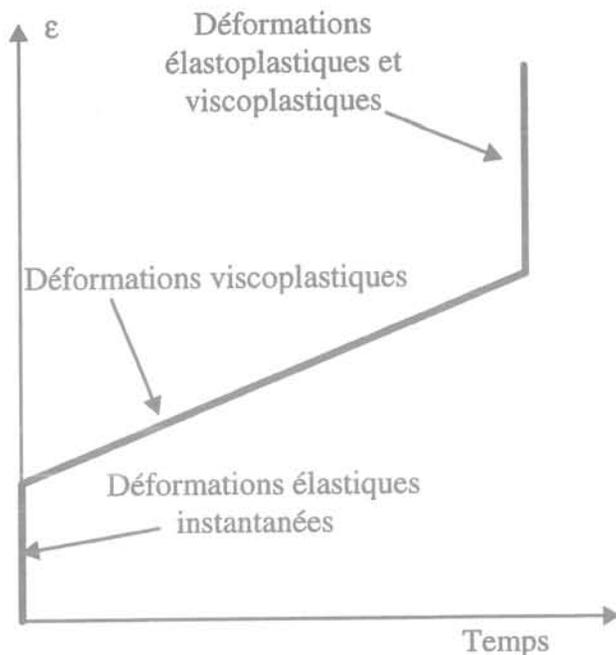


FIG. 11 Simulation d'un essai de fluage si le point de charge se trouve dans le domaine 3. Creep test simulation when the loading point is in the domain 3.

Dans ces conditions, le modèle exposé ne peut pas simuler une phase de fluage primaire. Afin de pallier ce défaut, la surface viscoplastique peut être écroutie. Elle évolue alors de sa position initiale caractérisée par  $C_n$  et  $\Phi_{n'}$  vers une nouvelle position définie par 2 nouveaux paramètres qui sont  $C_{n,res}$  et  $\Phi_{n',res}$ . Cet écroutissage est régi par les déformations déviatoires irréversibles totales  $\epsilon_d^{vp}$ .

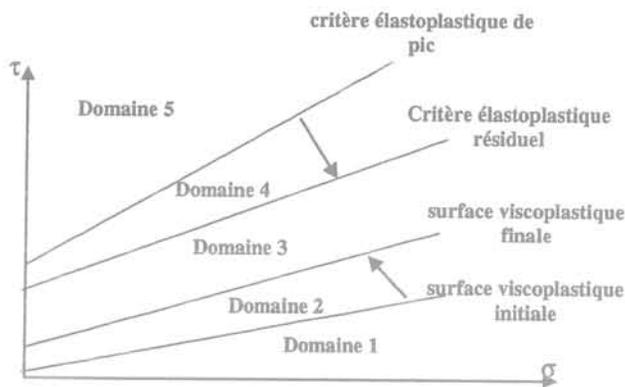


FIG. 12 Représentation des critères élastoplastique et viscoplastique dans le plan de Mohr. Elastoplastic and viscoplastic criteria.

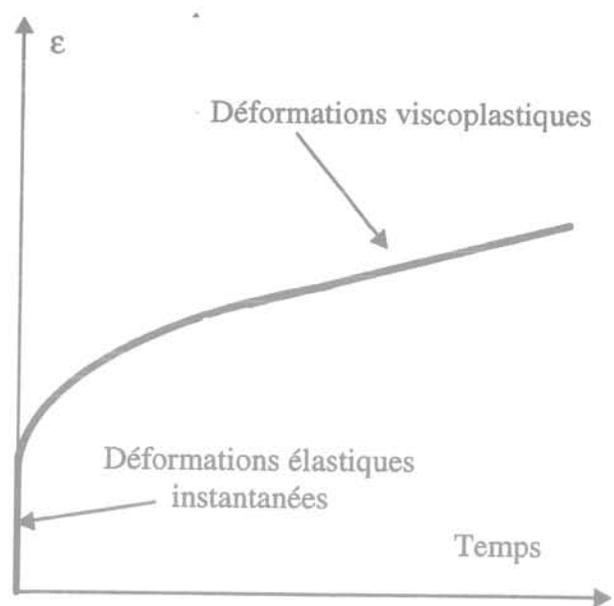


FIG. 15 Simulation d'un essai de fluage si le point de charge se trouve dans le domaine 3. Creep test simulation when the loading point is in the domain 2.

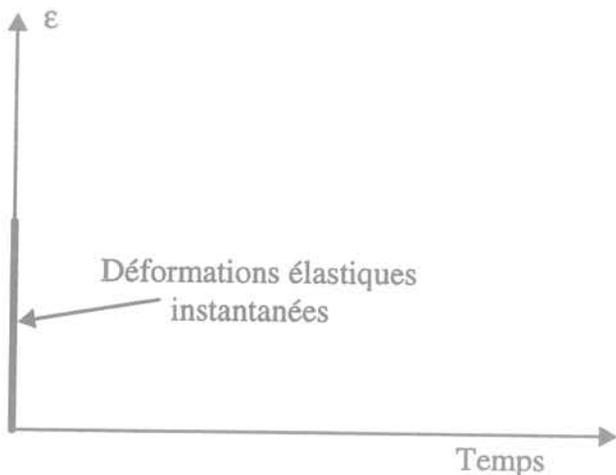


FIG. 13 Simulation d'un essai de fluage si le point de charge se trouve dans le domaine 1. Creep test simulation when the loading point is in the domain 1.

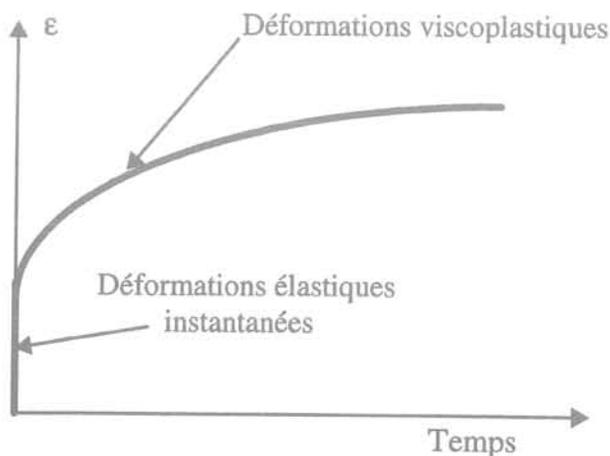


FIG. 14 Simulation d'un essai de fluage si le point de charge se trouve dans le domaine 2. Creep test simulation when the loading point is in the domain 2.

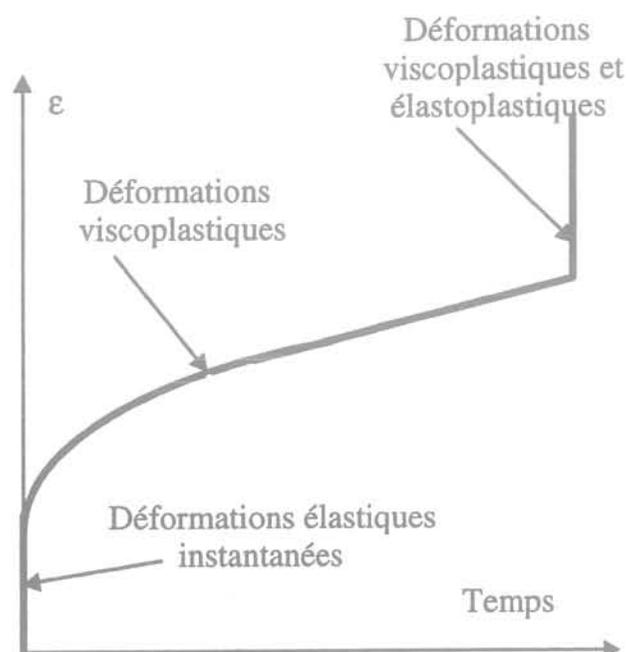
L'espace des contraintes est alors décomposé en cinq domaines de comportement (Fig. 12).

- **Domaine 1** : Le comportement est élastique linéaire (Fig. 13).
- **Domaine 2** : Des déformations viscoplastiques sont créées. Elles entraînent simultanément un écrouissage du critère élastoplastique et de la surface de fluage initiale. Si le point de charge reste immobile, la surface de fluage va alors se rapprocher de celui-ci en entraînant une diminution de la vitesse de déformation qui s'annulera lorsque le point de charge sera situé sur la surface viscoplastique. On simule ainsi un fluage primaire (Fig. 14).
- **Domaine 3** : Seules des déformations viscoplastiques sont générées. Si le point de charge se situe dans ce domaine, il est alors possible de modéliser un fluage primaire (évolution de la surface viscoplastique initiale vers la surface viscoplastique finale), suivi d'un fluage secondaire (Fig. 15).
- **Domaine 4** : En fonction du calage des paramètres, il est alors possible de simuler les trois phases d'un essai de fluage. Le fluage primaire, en début d'essai, est obtenu durant l'écroutissement de la surface de fluage. Le fluage secondaire correspond à l'intervalle de temps durant lequel la surface de fluage n'évolue plus (surface de fluage finale) et avant que le critère élastoplastique ait atteint le point de charge. Enfin, le fluage tertiaire est modélisé lorsque le critère élastoplastique est descendu et a atteint le point de charge.
- **Domaine 5** : Il s'agit d'un domaine inaccessible au-delà de la surface de charge élastoplastique.

En fonction des informations disponibles sur le comportement du matériau étudié, de l'avancement des études, et du degré de précision que l'on attend sur les résultats issus de la modélisation, le modèle de comportement peut être mis en œuvre en bloquant certains mécanismes. Trois niveaux d'utilisation peuvent être retenus, présentés dans le tableau I.

**TABEAU I** Niveaux de modélisation et conséquences sur la simulation d'un essai de fluage.  
Creep test simulation versus kind of modelisation.

| Niveau de modélisation | Écrouissage de la surface de charge élastoplastique | Écrouissage de la surface viscoplastique | Modélisation d'un essai de fluage        |
|------------------------|---|--|--|
| 1                      | non   | non                                      | fluage secondaire                        |
| 2                      | oui   | non                                      | fluage secondaire et tertiaire           |
| 3                      | oui   | oui                                      | fluage primaire, secondaire et tertiaire |



**FIG. 16** Simulation d'un essai de fluage si le point de charge se trouve dans le domaine 3.  
Creep test simulation when the loading point is in the domain 3.

### 3.4

## Paramètres rhéologiques

En dehors des paramètres d'élasticité et d'élastoplasticité, que l'ingénieur se doit de déterminer pour effectuer un calcul d'ouvrage souterrain, seuls quatre à huit paramètres supplémentaires doivent être déterminés suivant le niveau de modélisation requise. Ces paramètres sont liés au mécanisme viscoplastique, et nous nous attarderons uniquement sur leur identification.

La définition de la fonction d'écoulement  $\langle \Phi(D) \rangle$  nécessite deux paramètres, notés A et n.

Le coefficient A s'exprime en  $s^{-1}$ , tandis que « n » n'a pas d'unité. Ce dernier peut être déduit du coefficient de consolidation secondaire  $C_{\alpha}$  par l'intermédiaire de la relation suivante :

$$C_{\alpha} = \frac{\lambda - \kappa}{(1+e) \cdot n} \quad (15)$$

**TABEAU II** Paramètres rhéologiques en fonction du niveau de modélisation.  
Rheological parameters for each kind of modelisation.

| Niveau de modélisation                                 | 1 | 2  | 3  |
|--|---|----|----|
| Paramètres d'élasticité                                |   |    |    |
| E  | x | x  | x  |
| $\nu$  | x | x  | x  |
| Paramètres d'élastoplasticité<br>Résistance de pic     |   |    |    |
| Angle de frottement $\phi_{pic}$                       | x | x  | x  |
| Cohésion $C_{pic}$                                     | x | x  | x  |
| Angle de dilatace $\psi_{pic}$                         | x | x  | x  |
| Paramètres d'élastoplasticité<br>Résistance résiduelle |   |    |    |
| Angle de frottement $\phi_{res}$                       |   | x  | x  |
| Cohésion $C_{res}$                                     |   | x  | x  |
| Angle de dilatace $\psi_{res}$                         |   | x  | x  |
| Paramètres viscoplastiques<br>Critère initial          |   |    |    |
| Angle du critère $\phi_{i1}$                           | x | x  | x  |
| Cohésion du critère $C_{i1}$                           | x | x  | x  |
| Paramètres viscoplastiques<br>Critère final            |   |    |    |
| Angle du critère $\phi_{f1, res}$                      |   |    | x  |
| Cohésion du critère $C_{f1, res}$                      |   |    | x  |
| Fonction d'écrouissage                                 |   |    |    |
| Critère élastoplastique                                |   | x  | x  |
| Critère viscoplastique                                 |   |    | x  |
| Fonction d'écoulement viscoplastique                   |   |    |    |
| A  | x | x  | x  |
| n  | x | x  | x  |
| Nombre de paramètres                                   | 9 | 13 | 16 |

$\lambda$  est la pente de la courbe vierge de compression isotrope dans le plan  $(e_v, \ln(P))$ ;  
 $\kappa$  est la pente de déchargement-rechargement isotrope dans le plan  $(e_v, \ln(P))$ .

Il n'existe pas de règle pour A, mais l'on peut s'inspirer des propositions de Katona :

|                           |                 |
|---------------------------|-----------------|
| Mc Cormick Ranch Sand     | $A = 0,001 /s$  |
| Solenhofen Limestone      | $A = 0,2e-9 /s$ |
| Roche tendre sédimentaire | $A = 0,5e-5 /s$ |

L'étape suivante consiste à positionner les critères viscoplastiques, initial et, éventuellement, final. Le calage de ces critères peut être réalisé à partir de l'analyse comparative d'essais de fluage à différentes contraintes de confinement et différents déviateurs de fluage. Ceci permet de définir approximativement le déviateur à partir duquel le fluage apparaît (critère viscoplastique initial), et à partir duquel le fluage n'est plus amorti (critère viscoplastique final).

Enfin, il est nécessaire de définir la fonction d'érouissage du critère viscoplastique. La définition de cette loi d'érouissage n'est pas directe, et nécessite une démarche itérative, par modélisations successives d'essais de fluage.

4

## Modélisation d'essais de laboratoire

Afin de démontrer la capacité du modèle à reproduire les comportements caractéristiques d'un matériau visqueux, nous avons cherché à simuler la réponse d'une roche le long de chemins de sollicitations homogènes.

Les paramètres utilisés pour ces simulations sont représentatifs d'une marne raide.

4.1

### Essai triaxial à différentes vitesses de sollicitation

Des essais triaxiaux à vitesse de déformation imposée ont été simulés, pour une même contrainte de confinement. Pour chacun de ces essais, nous avons fait varier la vitesse de chargement. Sur la figure 17, nous

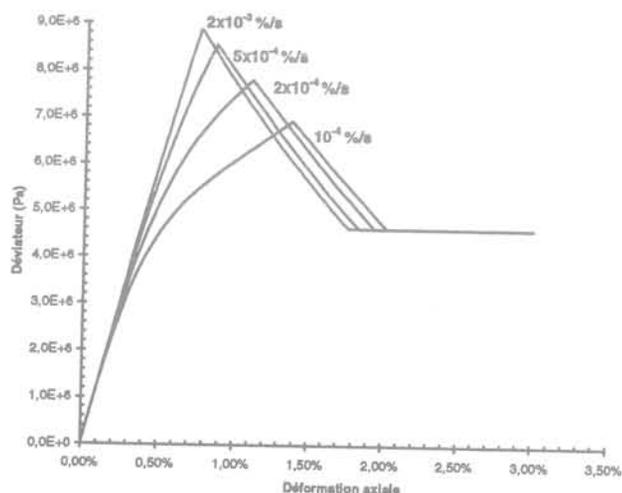


FIG. 17 Simulation d'essais triaxiaux de compression à différentes vitesses de sollicitation. Triaxial compression tests for several strain rates.

TABLEAU III Jeu de paramètres pour une marne raide. Set of parameters for a hard marl.

| Paramètres élastiques                                  |                                   |
|--|-----------------------------------|
| E  | 1,2 GPa                           |
| $\nu$  | 0,3                               |
| Paramètres d'élastoplasticité<br>Résistance de pic     |                                   |
| Angle de frottement $\phi_{pic}$                       | 20°                               |
| Cohésion $C_{pic}$                                     | 1,7 MPa                           |
| Paramètres d'élastoplasticité<br>Résistance résiduelle |                                   |
| Angle de frottement $\phi_{res}$                       | 15°                               |
| Cohésion $C_{res}$                                     | 0,7 MPa                           |
| Paramètres viscoplastiques<br>Critère initial          |                                   |
| Angle du critère $\phi_{fi}$                           | 2°                                |
| Cohésion du critère $C_{fi}$                           | 0,17 MPa                          |
| Paramètres viscoplastiques<br>Critère final            |                                   |
| Angle du critère $\phi_{fi,res}$                       | 10°                               |
| Cohésion du critère $C_{fi,res}$                       | 0,85 MPa                          |
| Fonction d'érouissage                                  |                                   |
| Critère élastoplastique                                | $\epsilon_{d\ limite}^{vp} = 1\%$ |
| Critère viscoplastique                                 | $\epsilon_{d\ limite}^{vp} = 1\%$ |
| Fonction d'écoulement viscoplastique                   |                                   |
| A  | $8 \times 10^{-8} s^{-1}$         |
| n  | 3                                 |

constatons que le matériau présente un pic de résistance d'autant plus marqué que la vitesse de déformation est élevée. Compte tenu de la formulation du modèle, la résistance ultime du matériau, après rupture, n'est pas influencée par la vitesse de sollicitation.

Ce résultat est tout à fait comparable, qualitativement, à celui présenté sur la figure 2, et qui concernait des essais de compression simple sur un grès.

Si nous reportons la résistance maximale atteinte en fonction du logarithme de la vitesse de déformation (Fig. 18), nous obtenons une courbe sensiblement linéaire sur une plage de vitesse de déformation, et admettant deux asymptotes en résistance :

- une valeur maximale correspondant à la résistance de pic obtenue sur un essai de laboratoire rapide ;
- une valeur minimale correspondant à la résistance résiduelle du matériau.

4.2

### Essai de fluage

La figure 19 représente une série d'essais de fluage, réalisés pour une même contrainte de confinement, mais pour différents déviateurs de contrainte.

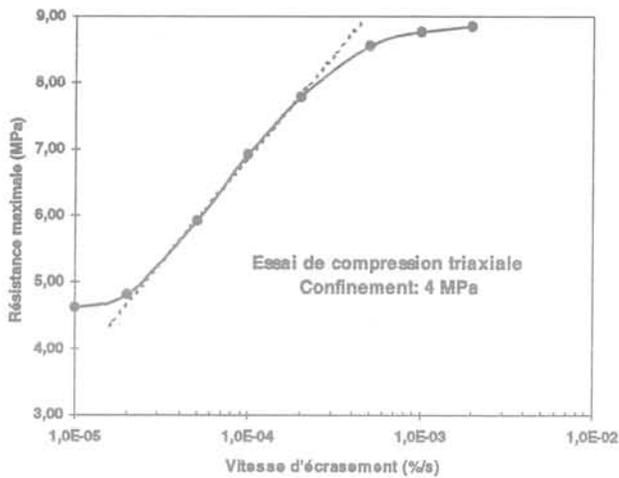


FIG. 18 Evolution de la résistance maximale en fonction de la vitesse de sollicitation. Maximal strength vs strain rate.

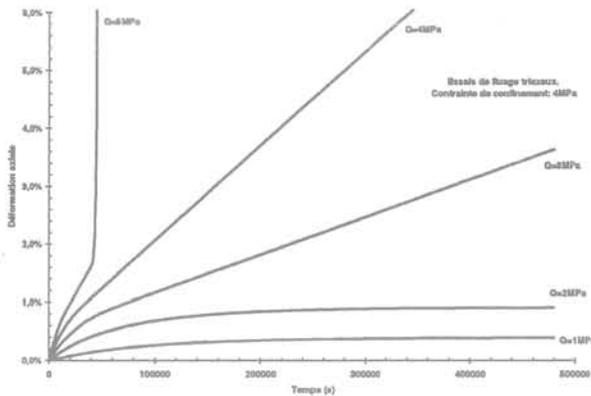


FIG. 19 Simulations d'essais de fluage triaxial. Simulations of triaxial creep tests.

Compte tenu des caractéristiques mécaniques retenues, nous constatons sur la figure précédente, que :

- les courbes correspondant aux deux plus faibles déviateurs permettent de retrouver un fluage amorti, puisque l'état des contraintes est tel que le point de charge représentatif se situe en dessous du critère viscoplastique final ;
- les courbes correspondant aux déviateurs de 3 et 4 MPa reproduisent un fluage stabilisé, à vitesse constante ;
- enfin, pour un déviateur de 5 MPa, le point de charge se positionne au-delà du critère élastoplastique résiduel, ce qui entraîne l'apparition d'un fluage tertiaire, et donc d'une rupture du matériau.

## 5

### Implantation dans FLAC

FLAC est un logiciel développé pour la simulation de calcul en mécanique et plus particulièrement pour les ouvrages souterrains. Contrairement à la plupart des codes basés sur la méthode des éléments finis, il

utilise la théorie des différences finies, nécessitant une faible puissance de calcul, peu de ressource mémoire, mais un grand nombre d'itérations. Souple et interactif, il est d'un usage facile pour l'utilisateur.

Deux facteurs facilitent l'intégration de nouvelles lois de comportement :

- le découplage total existant entre le schéma numérique de résolution des équations dynamiques ;
- la simplicité et la convivialité du macrolangage FISH.

Le principe d'intégration d'une loi viscoplastique dans ce logiciel est le suivant :

L'incrément de déformation est supposé entièrement élastique. L'incrément de contrainte qui en découle se traduit aisément par la relation linéaire de Hooke. A partir du nouvel état des contraintes, on calcule la fonction de charge. Si le critère est franchi, on ramène l'état de contrainte sur ce dernier ; sinon le calcul se poursuit normalement.

Dans le cas viscoplastique, il faut introduire deux types de correction : une correction plastique, correspondant au cas explicite ci-dessus, et une correction visqueuse dès lors que la surcontrainte est positive. A la différence du cas plastique, il n'est plus possible de calculer de manière explicite le nouvel état de contrainte du fait de la non-linéarité de la loi d'écoulement visqueuse. De plus, le pas de temps, qui n'était qu'un outil numérique en élastoplasticité, acquiert maintenant une signification physique. Pour limiter les erreurs, on choisit de restreindre volontairement le pas de temps. On pourra alors considérer que la surcontrainte est constante pendant la durée  $dt$  et obtenir les incréments de déformation et de contrainte visqueux. La surcontrainte, qui devrait être modifiée, sera peu affectée par cette correction et l'hypothèse précédente est alors justifiée. Pour une faible valeur de la surcontrainte ce n'est plus exact, mais la déformation visqueuse peut alors être négligée devant la déformation élastique.

Cette solution est particulièrement intéressante parce que FLAC offre des facilités pour contrôler le pas de temps. En particulier, il est possible de contrôler son évolution en fonction du déséquilibre maximal de la structure. Cette solution assure à l'utilisateur la finesse en début de calcul et une optimisation du pas de temps si on tend vers l'équilibre.

## 6

### Application à un ouvrage souterrain

En 2004, le CERN mettra en service le LHC (Large Hadron Collider) qui permettra d'explorer et d'étudier des particules de la matière extrêmement petites, nécessitant de mettre en œuvre des énergies toujours plus élevées. Ce grand collisionneur de hadrons est un accélérateur de particules qui utilisera les 27 km de l'anneau du LEP. Les faisceaux de protons seront accélérés avant d'être injectés dans le LHC, générant une énergie de collision de 14 TeV environ.

Sur le plan du génie civil, ce projet nécessite la réalisation de différents ouvrages neufs, disposés sur l'axe de l'anneau du LEP, et de bâtiments de surface.

A l'automne 1995, le CERN a lancé une consultation internationale pour la maîtrise d'œuvre de la réalisation de ces ouvrages. EDF, en partenariat avec le bureau d'étude britannique Knight Piesold Limited, a été chargé des études et du suivi de réalisation du lot 1 qui consiste en l'exécution de plusieurs cavernes, puits et

galeries disposés à proximité immédiate du LEP, ainsi qu'en la réalisation de bâtiments de surface.

D'un point de vue technique, l'étude et la conception des excavations souterraines du lot 1, sont extrêmement complexes compte tenu des dimensions exceptionnelles des cavernes et de la proximité des différentes excavations. La figure 20 montre les volumes excavés, sachant qu'une partie de ces excavations existe déjà. Les principaux ouvrages à réaliser sont les suivants :

- La caverne principale UX15, d'une portée de 35 m, d'une hauteur de 42 m, et d'une longueur de 56 m. Cette caverne est quatre fois plus volumineuse que la plus grande des cavernes réalisée pour le LEP.
- La grande caverne auxiliaire USA15, d'une portée de 22 m, d'une hauteur de 17 m et d'une longueur de 63 m. Cette caverne est perpendiculaire à la précédente.

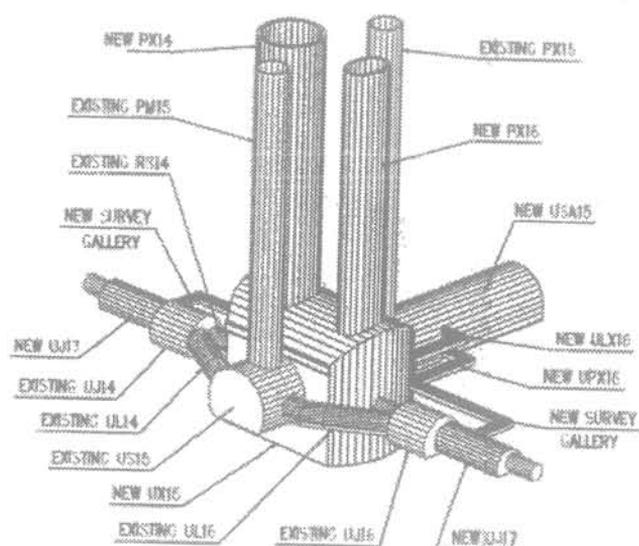


FIG. 20 Vue d'ensemble des excavations du lot 1 du projet LHC.  
General view of lot 1 underground excavations.

- Deux puits circulaires PX14 et PX16, de diamètres respectifs 18 m et 12,6 m.
- Plusieurs tunnels et galeries de jonction.

## 6.1

### Contexte géologique et géotechnique

Les ouvrages ont une couverture variant entre 70 m et 110 m d'épaisseur, dans la molasse tertiaire du bassin genevois. Cette molasse est constituée d'une alternance, en banc d'épaisseur décimétrique à métrique, de grès durs, de grès tendres, de grès marneux, de marnes sableuses et de marnes. Au droit du site, ces niveaux se présentent sous forme de strates relativement horizontales.

D'un point de vue géotechnique, les horizons les plus défavorables correspondent à des couches essentiellement marneuses, présentant un faciès « grumeleux », et possédant des caractéristiques relativement faibles. De plus, ce faciès de marne apparaît extrême-

ment sensible à l'eau, le déconfinement est susceptible de s'accompagner d'un gonflement important, et un fluage à moyen terme, dès les premiers mois d'excavation, est probable.

Ce comportement visqueux des couches marneuses et son influence sur le comportement des ouvrages en phase d'excavation ont ainsi été analysés numériquement, en mettant en œuvre différentes approches, dont la loi rhéologique présentée dans cet article.

## 6.2

### Ouvrage étudié

Nous présentons ici l'application du modèle viscoplastique à l'étude du comportement de la caverne USA15 latérale. Si nous nous positionnons suffisamment loin des longpans de la caverne principale UX15, une analyse bidimensionnelle de l'USA15 est envisageable.

Le profil stratigraphique au droit de la caverne USA15 est représenté sur la figure 21. En sombre sont représentées les couches de marne de faible qualité mécanique, susceptibles de présenter un fluage durant la période de chantier. Nous supposons donc que les déformations visqueuses se localiseront uniquement dans ces couches marneuses.

La stratigraphie constatée au niveau de l'USA15 est relativement défavorable pour la stabilité de l'ouvrage. Des couches de marne sont disposées immédiatement en clé de voûte et en dessous du radier. Compte tenu de l'état des contraintes initiales, qui correspond à une contrainte principale majeure horizontale, ces couches sont susceptibles de se déformer et d'être cisailées, aussi bien en cours d'excavation qu'à long terme. Une couche marneuse d'épaisseur importante est positionnée au droit des reins de la caverne, dans une zone soumise à des efforts de compression verticaux importants cisillant la marne.

Immédiatement en fin d'excavation, le soutènement définitif de la caverne est mis en place. Il correspond à un béton coffré d'épaisseur 1 m en voûte et piédroits, et de 2 m en radier. Ce soutènement étant mis en œuvre après excavation, il ne reprend initialement aucune sollicitation, et ne travaillera que sous l'effet du comportement à long terme des couches marneuses.

Associé à ce soutènement, des boulons sont mis en place dans le terrain, ceci durant la phase d'excavation. Ces boulons sont explicitement pris en compte dans le modèle, par l'intégration d'éléments de structure travaillant uniquement à l'effort normal, et liés au terrain par l'intermédiaire d'une loi d'interface régissant le transfert d'effort depuis le terrain vers la barre.

## 6.3

### Démarche de calcul

L'analyse du comportement de la caverne peut être réalisée selon deux démarches chronologiques de calcul :

– une première approche consisterait à modéliser aussi bien la phase d'excavation que le long terme en utilisant le modèle viscoplastique. Il est alors nécessaire de définir la durée de chaque phase d'excavation et la chronologie envisagée des travaux. Ceci est relative-



Dans ces conditions, le comportement du massif est étudié en analysant les déformations déviatoires totales, englobant aussi bien les déformations élastiques que plastiques et viscoplastiques. Ce mode d'interprétation permet à la fois de comprendre le comportement de l'ouvrage en visualisant l'éventuelle cinématique de rupture, mais aussi de localiser les zones susceptibles d'être en rupture. La figure 22 représente les isovalues de ces déformations en fin d'excavation.

Les amplitudes de déformations de cisaillement restent très faibles, pour atteindre très localement une valeur maximale de 0,6%. En fin d'excavation, de telles déformations ne correspondent qu'à une très faible plastification des couches de marne, uniquement localisée en partie inférieure des piédroits.

La figure 23 représente les déplacements verticaux du terrain en fin d'excavation.

## 6.5

### Comportement à long terme

Une fois l'excavation terminée, le mécanisme viscoplastique peut alors être activé dans les éléments représentatifs des horizons marneux. Il est alors intéressant d'étudier l'évolution des déformations dans le massif et, en particulier, dans les couches marneuses, ainsi que leurs conséquences sur les convergences en paroi et sur les sollicitations induites dans les structures définitives.

Les résultats correspondent à une durée de fluage de 2 ans environ. Aucune évolution des sollicitations et déformations n'est alors perceptible par le calcul au bout de ce laps de temps.

La figure 24 montre les isovalues des déformations de cisaillement à long terme. Ce résultat est à comparer à celui de la figure 22.

Nous constatons que le volume de massif influencé par le creusement de la caverne est plus important à long terme, puisque des déformations apparaissent dans des couches marneuses relativement éloignées de l'ouvrage. Ceci est très clair au-dessus de la voûte et en dessous du radier.

L'accroissement des déformations de cisaillement est important à proximité immédiate des parois de la

caverne, en particulier au niveau des couches de marne interceptant les piédroits ou se situant immédiatement en dessous du radier. Cependant, l'amplitude maximale de ces déformations reste très faible, de l'ordre de 0,6% environ, ce qui n'est pas considéré comme pathologique pour ce type de terrain.

La conséquence de ces déformations du massif est l'augmentation des déplacements sur les parois de la caverne. Le tableau IV présente les déplacements liés au fluage des couches de marne, en radier.

Au-delà de 4 mètres de profondeur, il existe encore un déplacement important dû au fluage. Ceci démontre l'importante zone influencée par l'excavation en dessous de l'ouvrage.

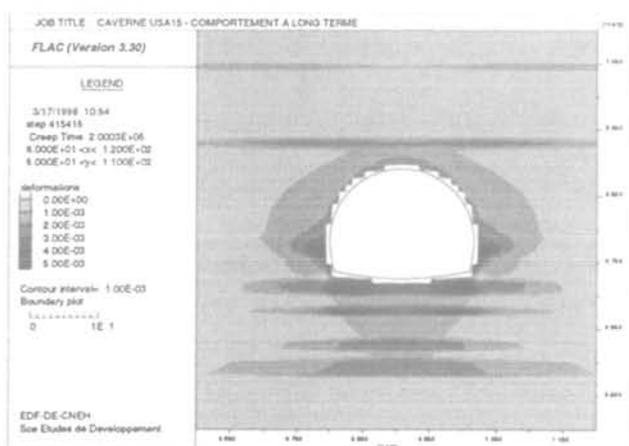
Le tableau V présente les déplacements horizontaux au niveau des piédroits.

**TABLEAU IV** Déplacement vertical sous le radier.  
Vertical displacements under the invert.

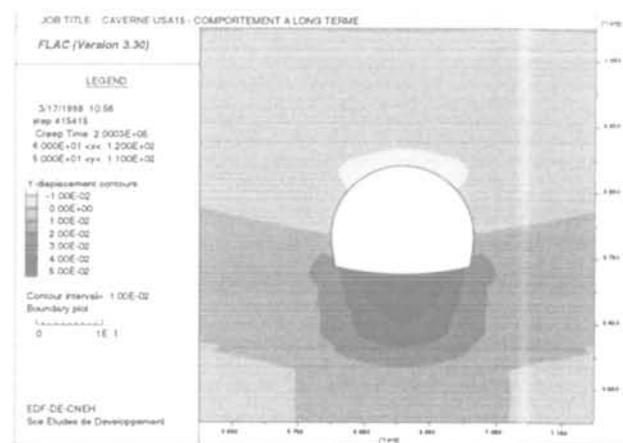
| Profondeur sous la base du radier | Déplacement dû au fluage |
|-----------------------------------|--------------------------|
| 0                                 | + 2,4 cm                 |
| 1,4m                              | + 2,0 cm                 |
| 2,3m                              | + 1,6 cm                 |
| 4,6m                              | + 1,6 cm                 |

**TABLEAU V** Déplacement horizontal.  
Horizontal displacements.

| Distance par rapport à la paroi (Reins) | Déplacement dû au fluage |
|---|--------------------------|
| 0                                       | + 0,9cm                  |
| 1,2m                                    | + 0,7 cm                 |
| 2,2m                                    | + 0,5 cm                 |
| 4,2m                                    | + 0,2 cm                 |



**FIG. 24** Déformations de cisaillement à long terme.  
Shear strains at long term.



**FIG. 25** Déplacements verticaux du massif à long terme.  
Vertical displacements at long term.

L'augmentation des déplacements est plus faible horizontalement, compte tenu de la présence des couches de grès et grès-marneux dont le fluage n'est pas pris en compte dans ces calculs. Ces couches créent un freinage des bancs marneux, limitant les déplacements. De plus, compte tenu de l'état des contraintes initiales, les déformations de cisaillement sont plus faibles en piédroits.

Durant la phase de fluage, les soutènements définitifs sont supposés réalisés. Compte tenu de leur rigidité, des sollicitations sont générées dans le béton durant cette période. Le tableau VI présente les résultantes des efforts en radier et en clé de voûte. Ces efforts sont uniquement dus à l'effet du fluage.

Le revêtement le plus sollicité correspond au béton du radier, ce qui est logique compte tenu de la géométrie de la caverne, de la stratigraphie et des contraintes initiales.

En clé de voûte, la seule sollicitation significative est l'effort normal.

7

## Conclusion

Les phénomènes de « viscosité » des roches, qui se traduisent au niveau des ouvrages souterrains par des évolutions à long terme des déplacements (fluage) ou des contraintes (relaxation), ont une relative importance, dès lors qu'ils peuvent conduire à des ruptures localisées du massif ou à des désordres et dysfonctionnement des équipements internes installés dans les cavités. Cette notion de « fluage », au sens usuel du terme, se retrouve aussi bien dans des massifs constitués de roches résistantes (granite...) que de roches sédimentaires de faible résistance (molasses...). Les conditions physico-chimiques et les contraintes internes du massif devant, bien entendu, être très différentes selon le cas, pour constater une évolution dans le temps des ouvrages.

## Bibliographie

- [1] Bieniawski Z.T. – Time dependant behaviour of fractured rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 2, 1970, p. 123-137.
- [2] Peng S., Podnieks E.R. – Relaxation and the behaviour of failed rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 9, 1972, p. 699-712.
- [3] *Handbook of Physical Properties of Rocks*. Vol. III., Ed. Robert Carmichael.
- [4] Kharchafi M., Descœudres F. – Comportement différé des roches marneuses encaissant les tunnels. Colloque International Craies et schistes, GBMR, Bruxelles, 20-22 mars 1995.
- [5] Perzyna P. – The constitutive equations for rate sensitive plastic materials. *Quart. Appl. Math.* (20), p. 321-332.
- [6] Perzyna P. – *Fundamental problems in viscoplasticity*. *Advances Applied Mechanics*. Academic Press, New York and London, 1966.
- [7] Adachi T., Oka F. – Constitutive equations for normally consolidated clays based on elasto-viscoplasticity. *Soils and Foundations*, vol. 22 (n° 4), 1982, p. 57-70.
- [8] Adachi T., Okano M. – A constitutive model for normally consolidated clays. *Soils and Foundations*, vol. 14 (n° 4), 1974.
- [9] Akai K., Adachi T., Ando N. – Existence of a unique stress-strain-time relation of clays. *Soils and Foundations*, vol. 15 n° 1, 1975.
- [10] Dafalias Y.F. – Bounding surface elastoplasticity for particulate cohesive media. IUTAM Conference on Deformation and Failure of Granular Material, Delft, 31 Aug.-3 Sept. 1982.
- [11] Kaliakin V.N., Dafalias Y.F. – Theoretical aspects of the elastoplastic-viscoplastic bounding surface model for cohesive soils. *Soils and Foundations* vol. 30, n° 3, sept. 1990, p. 11-24.
- [12] Kaliakin V.N., Dafalias Y.F. – Verification of the elastoplastic-viscoplastic bounding surface model for cohesive soils. *Soils and Foundations*, vol. 30, n° 3, sept. 1990, 25-36.
- [13] Zienkiewicz O.C., Corneau I.C. – Visco-
- plasticity. Plasticity and creep in elastic solids. A unified numerical solution approach. *Int J for Numerical Methods in Engineering*, vol. 8, 1974, p. 824-845.
- [14] Zienkiewicz O.C. - Humpheson C. - Lewis R.W. – Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in soils mechanics. *Géotechnique* 25. n°4, pp671-689. 1975.
- [15] Wittke W. – *Rock Mechanics. Theory and Applications with case histories*.
- [16] Aubry D., Kodaissi E., Meimon Y. – A viscoplastic constitutive equation for clays including a damage law. *Int. Conf. on Num. Meth. in Geomechanics*. Nagoya, 1985.
- [17] Katona M.G. – Evaluation of viscoplastic cap models. *Int of geotechnical Engineering*, vol. 110, n°8, 1984.
- [18] Hujeux J.C. – Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols. In V. Davidovici (ss la dir. de) *Génie parasismique*, Presses des Ponts et Chaussées, 1985.

**TABLEAU VI Efforts induits dans les structures par le fluage des marnes, pour une tranche plane de 1 m d'épaisseur.**  
Induced loads in structures due to creep of marl layers, for 1 m thick section.

|                      | Sollicitation maximale en radier | Sollicitation en clé de voûte |
|----------------------|----------------------------------|-------------------------------|
| Effort normal N      | 10 MN                            | 5,4 MN                        |
| Effort tranchant T   | 2 MN                             | 0,006 MN                      |
| Moment fléchissant M | 3,9 m.MN                         | 0,006 m.MN                    |

Il apparaît donc important, lorsque la nature de l'ouvrage étudié le nécessite, de prendre en compte cette viscosité du massif pour chercher à comprendre et quantifier les évolutions des convergences à long terme, et leurs conséquences sur les accroissements de sollicitations induites dans les revêtements définitifs.

Dans ce but, un modèle de comportement a donc été développé par EDF avec des critères bien spécifiques permettant d'être mis en œuvre relativement rapidement et facilement pour les études d'ouvrages souterrains. Les principales hypothèses et équations du modèle ont été présentées, ainsi qu'une série de modélisations d'essais de laboratoire qui a permis de démontrer la capacité de ce modèle à reproduire les comportements visqueux caractéristiques des roches.

Ce modèle viscoplastique a ensuite été mis en œuvre dans le cadre des études des ouvrages souterrains du projet LHC du CERN. Une modélisation bidimensionnelle du comportement d'une des cavernes a été effectuée, durant la phase d'excavation et à long terme. Les évolutions des déformations, déplacements et sollicitations dans les revêtements ont ainsi été analysées.

## REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier le CERN, et en particulier M. H. Rammer, pour nous avoir permis de présenter les résultats d'application relatifs au projet LHC.