REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

AVEC LA PARTICIPATION DES COMITÉS FRANÇAIS DE MÉCANIQUE DES SOLS MÉCANIQUE DES ROCHES GÉOLOGIE DE L'INGÉNIEUR



Sommaire



A. POUYA	
Comportement au cisaillement d'un joint rocheux natur	el
M. GASC-BARBIER, J. GUITTARD	
Éléments joints dans le code CESAR-LCPC. Application aux milieux fracturés, fissurés et aux problèmes d'interface	
A. POUYA, F. ELMI, E. BOURGEOIS, P. BÉMANI YAZDI Comportement mécanique d'un massif rocheux fracturé considéré comme un assemblage d'éléments discrets ; exemple d'une modélisation par la méthode Non-Smooth Contact Dynamics	
A. POUYA, F. ELMI, E. BOURGEOIS, P. BÉMANI YAZDI Comportement mécanique d'un massif rocheux fracturé considéré comme un assemblage d'éléments discrets ; exemple d'une modélisation par la méthode Non-Smooth Contact Dynamics A. RAFIEE, M. VINCHES, C. BOHATIER	
A. POUYA, F. ELMI, E. BOURGEOIS, P. BÉMANI YAZDI Comportement mécanique d'un massif rocheux fracturé considéré comme un assemblage d'éléments discrets ; exemple d'une modélisation par la méthode Non-Smooth Contact Dynamics A. RAFIEE, M. VINCHES, C. BOHATIER Caractérisation hydromécanique des fractures in situ par une nouvelle sonde d'auscultation et des simulations numériques 3D	

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE N° 128 3º trimestre 2009

Numéro spécial « Discontinuités »

Sous la direction de A. Pouya

La *Revue française de géotechnique* est une publication scientifique trimestrielle parrainée par les Comités français de mécanique des sols, de mécanique des roches, et de géologie de l'ingénieur, qui publie des articles et des notes techniques relevant de ces domaines. Des discussions sur les travaux publiés dans la revue sont également les bienvenues.

La *Revue française de géotechnique* se consacre à l'étude pluridisciplinaire des interactions entre l'activité humaine et le terrain naturel. Elle est donc particulièrement concernée par tout ce qui se rapporte à l'intégration de l'homme dans son environnement, dans une perspective de développement durable, ce qui inclut la prise en compte des risques naturels et anthropiques, ainsi que la fiabilité, la sécurité et la durabilité des ouvrages. Le terrain naturel intervient dans de nombreuses constructions, soit parce qu'il les porte (fondations), les constitue (remblais routiers, barrages, barrières étanches de confinement de déchets, soutènements) ou les contient (ouvrages souterrains, tunnels) ; on y extrait également de nombreuses ressources pour la production d'énergie et de matériaux et on y stocke des déchets divers.

Les terrains naturels sont des milieux complexes, spécifiques et de caractéristiques variables dans l'espace et dans le temps, composés de solides et de fluides qui y circulent ou les imprègnent. L'identification de leurs propriétés, en termes de comportement mécanique et hydraulique, est coûteuse, et donc nécessairement incomplète et incertaine. Les problèmes posés sont variés, et leur résolution engage la responsabilité de l'ingénieur. On peut citer en particulier : la conception, la construction et la maintenance d'ouvrages bâtis sur, dans ou avec le terrain, dans des sites urbains ou extra-urbains ; la stabilité de sites naturels ou construits ; l'étude de la circulation et de la qualité de l'eau souterraine ; l'exploitation des ressources naturelles...

Les instructions aux auteurs sont publiées dans chaque numéro, disponibles sur demande, et accessibles sur le site Internet des trois comités **(www.geotechnique.org)**.

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Directeur de publication : Bernard GAMBINI **Rédacteur en chef** : Philippe MESTAT (LCPC)

Co-rédacteurs en chef : Denis Fabre (CNAM), Frédéric Pellet (INSA)

Comité de lecture : Gabriel AUVINET (UNAM, Mexico), Roger COJEAN (École des mines de Paris), Alain GUILLOUX (Terrasol), D. JONGMANS (Université Joseph-Fourier, Grenoble), R. KASTNER (INSA, Lyon), A. PARRIAUX (École polytechnique fédérale de Lausanne, Suisse), A. POUYA (LCPC, Paris), C. SCHROEDER (Université de Liège), J.-P. TISOT (ENSG, Nancy), Pierre VEZOLE (Eiffage), Gérard VOUILLE (École des mines de Paris)

Revue trimestrielle

Abonnement 2009 (numéros 126-129) franco : 135 € Prix au numéro franco : 38 € (valable également pour les numéros anciens) La revue est expédiée par avion dans les D.O.M.-T.O.M. et à l'étranger. Sommaires des numéros anciens sur demande.

Presses de l'École nationale des ponts et chaussées 15, rue de la Fontaine-au-Roi, 75127 Paris Cedex 11 – Tél. : 01 44 58 27 40 presses.ponts@mail.enpc.fr Impression : Corlet, Imprimeur, S.A. 14110 Condé-sur-Noireau. N° d'imprimeur : 123157. Dépôt légal : novembre 2009

Les articles publiés dans cette revue n'engagent que la responsabilité de leurs auteurs. Tous droits de reproduction, de traduction et d'adaptation réservés pour tous pays.

Avant-propos

A. POUYA

Les massifs rocheux sont traversés de discontinuités telles que les failles, les fractures, les joints, les surfaces de glissement et encore d'autres types de discontinuités qui affectent fortement leur stabilité et leur comportement mécanique de manière générale. L'identification géométrique et la caractérisation physique et mécanique des discontinuités majeures de ces massifs sont des préalables indispensables à l'étude de leur stabilité à l'état naturel, ainsi qu'à la conception d'ouvrages de génie civil tels que tunnels, barrages ou fondations au rocher... Après l'identification des discontinuités par des méthodes de reconnaissance géologiques ou géophysiques, les études de conception nécessitent des méthodes et outils numériques pour leur prise en compte dans la modélisation mécanique. Des progrès récents ont permis des avancées sur différents fronts : les méthodes géophysiques conduisent à une localisation de plus en plus précise des fractures, l'expérimentation et la caractérisation mécanique profitent des technologies de mesure et de contrôle de plus en plus pointues et les méthodes numériques évoluent très rapidement.

Pour faire l'état de l'art en matière d'identification et de modélisation des discontinuités des massifs rocheux, un séminaire a été organisé le 24 mai 2007 à l'École nationale des ponts et chaussées. Cette journée intitulée « Discontinuités et joints dans les massifs rocheux : de l'identification géologique à la modélisation mécanique et numérique » a été organisée par le Laboratoire central des ponts et chaussées en collaboration avec l'ENPC et s'est adressée à un public d'étudiants, d'ingénieurs et de chercheurs. Elle a réuni un grand nombre de participants et d'intervenants chercheurs et ingénieurs qui ont présenté leurs travaux sur différents aspects des problèmes rencontrés. Les interventions ont porté sur les recherches en géophysique, en expérimentation mécanique et en modélisation numérique ainsi que sur des applications réalisées par des ingénieurs de bureaux d'études à des projets réels.

A l'issue de cette journée, il a été décidé de présenter une sélection des travaux exposés sous la forme d'un numéro spécial de la *Revue française de géotechnique*. Ce sont ces travaux que vous trouverez dans les pages suivantes.

Comportement au cisaillement d'un joint rocheux naturel

Résumé

Les discontinuités jouent un rôle majeur dans la stabilité des massifs rocheux. Différentes méthodes expérimentales et numériques existent pour les étudier. A l'heure où le blue book de la Société internationale de mécanique des roches (ISRM, 2007) est réédité, s'interroger sur les procédures les plus à même de caractériser le comportement du massif rocheux et plus spécifiquement des discontinuités reste particulièrement d'actualité. Cet article présente les dispositifs expérimentaux en place au LRPC de Toulouse, décrit les procédures d'essais courantes et souligne les difficultés rencontrées dans une optique de modélisation et de dimensionnement. La démarche implique la réalisation d'essais sur discontinuités naturelles et leur représentation au moyen des lois de comportement proposées dans le logiciel de calcul UDEC.

Mots-clés : discontinuité, essais de cisaillement, système expérimental.

Shear behaviour of a natural rock discontinuity

Abstract

Discontinuities are of major importance considering the stability of rock masses. Different experimental and numerical methods can be used for their study. As the « blue book » of the International Society of Rock Mechanics (ISRM, 2007) is republished, it is particularly relevant to wonder about the best procedures to characterize the behaviour of the discontinuities of the rock mass. This paper presents the LRPC Toulouse's experimental devices and describes the current testing procedures. It also points out the difficulties encountered in the aim of modelling and design. The approach involves testing on natural discontinuities and their representation using the constitutive laws proposed in the UDEC software.

Key words: discontinuity, shear test, experimental device.

M. GASC-BARBIER J. GUITTARD

ERA 01 Laboratoire régional des ponts et chaussées 1, av. du Colonel-Roche 31400 Toulouse muriel.gasc@ developpement-durable. gouv.fr

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 01/03/2010.

Introduction

4

Les discontinuités jouent un rôle majeur dans la stabilité des massifs rocheux. Suivant leur nature, leur orientation et les modifications du terrain envisagées, que ces modifications soient naturelles (érosion due aux variations climatiques par exemple) ou bien anthropiques (augmentation de la largeur d'une route, suppression de virages dangereux, etc.), ce sont bien les discontinuités qui influeront sur la stabilité du talus créé. La stabilité de l'ensemble pourra alors être étudiée d'un point de vue de l'ingénierie avec le dimensionnement de parades à mettre en œuvre pour éviter la chute de blocs ou bien sous un angle de comportement du massif, avec une modélisation 2D ou 3D des familles de discontinuités et l'affectation de propriétés à la matrice et aux joints rocheux, ou bien encore, en combinant ces deux approches.

Différentes études ont été menées pour caractériser la morphologie du joint rocheux. Riss et al. (1998a ; 1998b), Gentier et Riss (1990), Marache et al. (2001) ont proposé une caractérisation de la rugosité du joint rocheux à partir de paramètres statistiques, ces paramètres reliant la géométrie du joint à la longueur de base des aspérités. Jiang et al. (2006) ont proposé un modèle basé sur la variance des hauteurs des aspérités. Kulatilake et al. (1995a ; 1995b), Yang et Di (2001) ont étudié la possibilité d'utiliser une dimension fractale pour fournir une mesure de la rugosité des fractures rocheuses. Plusieurs expressions de loi de comportement ont été proposées, en se basant sur l'analyse de résultats expérimentaux et suivant quelques hypothèses supplémentaires : Souley et al. (1995), Souley et Homand (1996) utilisent le critère de rupture de Amadei ; Saeb et Amadei (1992) suggèrent que la contrainte résiduelle peut être estimée par la valeur de la contrainte de cisaillement au pic pour une contrainte normale donnée. Toute une école de pensée est également fondée sur l'utilisation du critère de Barton (1973) et du paramètre JRC (Barton et Choubey, 1977).

Quelle que soit la loi de comportement finalement retenue, il reste un point incontournable, si l'on veut correctement rendre compte du comportement du massif, c'est l'étude du comportement propre de la discontinuité pour déterminer les valeurs des paramètres du modèle. Il peut alors être intéressant de s'interroger sur les types d'essais et les conditions expérimentales à utiliser. Faut-il travailler à rigidité ou à effort constant en fonction de ce que l'on cherche à représenter ? Faut-il permettre ou pas le déplacement des rotules ? Quelle vitesse de déplacements des épontes choisir ? Un programme de recherche est actuellement en cours au Laboratoire régional des ponts et chaussées de Toulouse (LRPC) pour examiner l'influence des procédures expérimentales (chemin de contraintes) et en particulier des vitesses de cisaillement sur des joints naturels dans du marbre. A l'heure où la Société internationale de mécanique des roches publie une mise à jour de ses recommandations pour la réalisation d'essais (ISRM, 2007), on présente ici une étude réalisée sur des fractures réelles, conformément à la norme expérimentale XP P 94-424 « Cisaillement direct selon une discontinuité de roche. Essai sous un effort constant, normal à la surface de discontinuité ». Cette norme expérimentale est très proche des recommandations de l'ISRM. On a utilisé les recommandations contenues dans ces

textes pour encadrer les essais réalisés. En effet, le seul cheminement de contrainte prévu par ces documents concerne un cisaillement à contrainte constante. Cet article décrit une possibilité d'interprétation de ce type d'essai, fondée sur l'utilisation du logiciel Udec (Itasca, 2004).

L'essai considéré a été effectué sur une discontinuité naturelle prélevée dans un gneiss. Cet essai entrait dans le cadre des études pour l'aménagement de la RN 20 au niveau d'Ax-les-Thermes (Ariège), où de grands déblais rocheux ont été réalisés (48 m de haut au maximum, sur un linéaire de 600 m). La discontinuité présentait à son état naturel une surface rugueuse avec quelques dépôts d'argile, les deux épontes étaient jointives.

2

Matériel expérimental

Le matériel expérimental utilisé est constitué d'une presse de type MTS System pilotée par un système Testar. Elle présente une rigidité verticale de 10⁹ N.mm⁻¹, une force maximale du vérin vertical de 1,1 MN et horizontal de 225 kN, associées à des courses maximales de vérins de 100 mm en vertical et de 50 mm en horizontal.

Le système pour l'essai de cisaillement est constitué de deux demi-boîtes de dimensions intérieures : 205 mm × 205 mm × 159 mm et l'espacement, en place, entre les deux demi-boîtes est de 22 mm. Dans cette configuration, la force maximale du vérin vertical est de 500 kN ; celle du vérin horizontal : 225 kN et sa course : 50 mm. L'ensemble est équipé de quatre capteurs de déplacements LVDT verticaux et deux capteurs de déplacements LVDT horizontaux de course \pm 25 mm.

La figure 1 présente le dispositif complet : essai de cisaillement en train d'être démonté. Les deux demiboîtes sont séparées ; l'échantillon testé est encore visible dans la demi-boîte inférieure.

Le système de mise en charge verticale a pour particularité de pouvoir réaliser des essais « rotulés ». Ainsi, lors du cisaillement, la demi-boîte supérieure peut se déplacer dans toutes les directions avec un enregistrement de ses mouvements par le biais des quatre capteurs LVDT verticaux. Cette rotule est bloquée avec des cales lors de la réalisation d'un essai à contrainte normale constante (XP P 94-424, AFNOR, 1993) et les mesures des capteurs enregistrées, pour vérifier l'horizontalité du système.

Par ailleurs, le système Testar permet d'effectuer des essais suivant différents cheminements de contraintes et en particulier à rigidité constante qui devraient être préférés dans le cas de dimensionnements de tunnels, de pieux, voire de talus, étant donné que dans ces cas, le comportement du massif correspond plutôt à une déformation à rigidité constante comme l'ont montré Jiang *et al.* (2004), par exemple. Une procédure spécifique a ainsi été développée au LRPC de Toulouse pour de tels essais.

Afin de s'assurer des conditions exactes appliquées à l'éponte pour assurer sa fermeture avant le cisaillement, un calibrage de la rigidité du dispositif a été réalisé à l'aide d'une éprouvette en acier équipée de jauges. Les déplacements de l'ensemble presse et scellement (mortier et échantillon scellés)



FIG. 1 Photo de la presse de mécanique des roches en fin d'essai de cisaillement. Experimental device at the end of a shear test.

sont déterminés à partir des mesures des capteurs LVDT du système corrigés par les déplacements donnés par les jauges. La figure 2 présente l'enregistrement effectué, ainsi qu'une extrapolation linéaire proposée, qui permet de rendre compte des très faibles chargements. Cette mesure donne un module de déformation du système presse et scellement de l'ordre de 57 MPa.



Réalisation des essais de cisaillement

3

Différents essais doivent être réalisés en laboratoire pour pouvoir caractériser au mieux une roche. Classiquement, pour un milieu rocheux fracturé sont réalisés des essais de caractérisation de la matrice et des essais de caractérisation des discontinuités. 3.1

Caractérisation de la matrice

Pour la caractérisation de la matrice sont réalisés principalement des essais uniaxiaux, conformément à la norme NF P 94-420 ou ASTM D 7012-04. Le module d'Young (E) ou module d'élasticité est usuellement défini comme la pente d'un cycle déchargement-rechargement sur la courbe contrainte-déformation, à la moitié de la contrainte de rupture. D'autres approches sont néanmoins possibles, comme par exemple celle proposée par Beniawski (1989). Le coefficient de Poisson (v) est, quant à lui, défini comme le rapport des pentes des déformations axiale et radiale. La norme française NF P 94-425 explicite plus précisément leur calcul. On obtient également la résistance à la rupture (σ_c).

En parallèle à ces essais de chargement, des mesures de vitesses de propagation des ondes ultrasonores sont également réalisées. Elles permettent d'obtenir des renseignements sur l'état d'altération, mais également sur la fissuration et la porosité. La norme NF P 94-411 explique leur mesure sur échantillon libre de toute contrainte. Leur estimation selon plusieurs directions peut mettre en évidence une éventuelle anisotropie de la roche. De même, la mesure intégrée des vitesses de propagation des ondes de compression et de cisaillement avant et pendant l'essai fournit des informations intéressantes sur l'évolution de la microfissuration et de l'endommagement en cours de chargement. Le dépouillement des vitesses des ondes de compression et cisaillement permet, pour chaque contrainte investiguée, de définir la valeur du module d'Young et du coefficient de Poisson par application des lois de Hooke.

La caractérisation de la matrice peut être complétée par des essais triaxiaux permettant une détermination directe de la courbe de rupture de la roche. Toutefois, ces essais, plus lourds à mettre en œuvre, restent peu pratiqués dans le cadre d'ouvrages simples, et on privilégie plutôt les méthodes empiriques.

Essais sur les discontinuités

La majorité des problèmes d'instabilité des massifs rocheux provenant de la présence de discontinuités, il est particulièrement important de pouvoir en assurer une caractérisation fine, tant du point de vue géométrique que de leurs propriétés mécaniques.

L'échantillon, constitué de deux épontes, provient généralement d'une carotte de diamètre 90 mm. Chaque éponte est scellée dans sa demi-boîte à l'aide de ciment. La discontinuité (naturelle ou non) à tester est placée à l'horizontale au niveau de la séparation des deux demi-boîtes (Fig. 3a). La hauteur et la forme de la carotte testée dépendent fortement de l'inclinaison de la fracture par rapport à l'axe de la carotte. Les épontes doivent présenter une surface de 63,4 cm². Le principe de l'essai de cisaillement indiqué par la norme XP P-94-424 a également été décrit par Mazzoleni (1997). Il consiste à imposer une contrainte de cisaillement (τ) à l'échantillon, avec ou sans application d'une contrainte normale (σ_n). On enregistre durant l'essai les déplacements relatifs des épontes dans la direction du cisaillement (u,) et dans la direction orthogonale (u,). Les figures 3a et 3b schématisent ce type d'essai et le résultat attendu.



Grâce aux essais de cisaillement, on obtient les paramètres suivants.

Raideurs

La raideur normale K_n est définie par le rapport σ_n/u_n pendant le chargement normal et la raideur tangentielle K_t , par le rapport τ/u_t .

Les paramètres de résistance au cisaillement sont obtenus à partir de la courbe déplacement tangentielcontrainte normale. La résistance de pic est la contrainte de cisaillement maximale sur la courbe, correspondant au cisaillement des aspérités. On obtient également la résistance résiduelle qui caractérise le frottement des épontes en contact après la rupture des aspérités, et la dilatance, représentée par un déplacement des épontes dans la direction normale au plan des discontinuités.

Angles

Pour chaque valeur de déplacement tangentiel, on peut calculer : l'angle de frottement global β = arctan (effort tangentiel/effort normal) ; l'angle de dilatance i = arctan (incrément de déplacement normal/incrément de déplacement tangentiel correspondant) et l'angle de frottement interne $\varphi = \beta + i$.

On utilise en général un critère de Coulomb pour décrire la rupture d'une discontinuité naturelle et sa résistance résiduelle dans un plan contrainte de cisaillement maximale – contrainte normale.

L'essai de cisaillement présenté sur la figure 4 a été réalisé conformément à la norme XP P 94-424, à ceci près que la norme ne parle que du cisaillement direct, et que, dans cette étude, on a fait le choix d'effectuer un cycle complet de cisaillement. Cela signifie qu'à partir du joint en place, le cisaillement a été poursuivi jusqu'à 15 mm, puis on a imposé la même vitesse de cisaillement mais en sens inverse jusqu'à 15 mm, avant de revenir à la position initiale. La vitesse de cisaillement imposée pour cet essai était de 5 μ m/s. La contrainte normale constante était fixée à 2 MPa.



3.3

Limites de la norme NF XP P 94-424

Si elle traite bien du déroulement d'un essai isolé à contrainte normale constante, sa portée est en revanche limitée lorsqu'on s'intéresse à un problème de dimensionnement. En effet :

 la contrainte normale constante est le seul cas de chargement étudié ;

 le traitement d'une série d'essais sous plusieurs contraintes n'est pas abordé. La mise en relation des différents résultats est pourtant un point clé si l'on souhaite caractériser le massif dans sa globalité ;

– l'essai est réalisé sur une discontinuité naturelle dont la section est de l'ordre du décimètre carré. Par conséquent, à l'échelle d'un massif, il s'agit d'un comportement très local : les ondulations d'ensemble d'une structure ne sont pas prises en compte ;

 – il est souvent difficile de reproduire les conditions hydriques prévalant *in situ*;

 le cisaillement à contrainte normale constante est rare dans la plupart des modélisations d'un massif rocheux.

L'expression des résultats, telle que demandée par la norme, se veut indépendante de toute interprétation. Ainsi, les résultats doivent être présentés en fonction d'efforts plutôt qu'en termes de contraintes (mis à part l'évaluation de la contrainte normale) et elle définit φ , β et i sans pour autant leur attribuer de signification. On considère que φ est l'angle de frottement de la droite de Mohr-Coulomb, β l'angle de frottement global, défini par arctan (T/N) et i l'angle de dilatance, défini par arctan ($\Delta u_p / \Delta u_t$).

Sur ces points, la norme française est très différente de la norme américaine ASTM D 5607-02, qui présente les caractéristiques suivantes :

– les résultats sont exprimés en termes de contraintes normale et tangentielle (σ et τ) ;

 le pic est plutôt défini comme le passage entre deux phases distinctes ;

– l'angle de frottement global (β) est explicitement défini comme la composition de la participation au frottement pur, la participation à la dilatance et la participation au cisaillement à travers les aspérités.

Enfin, la norme américaine fournit également des indications pour l'exploitation des résultats d'une série d'essais, concernant la représentation de la courbe de rupture de pic et de la courbe de frottement résiduel dans le plan (σ - τ).

Notons que les normes sont appliquées afin de disposer d'un référentiel technique commun avec les autres expérimentateurs et des matériels de capacités équivalentes. D'autres essais de cisaillement avec des cheminements de contrainte non conventionnels peuvent bien entendus être réalisés pour rendre compte de certains phénomènes (à titre d'exemple, le LRPC est ISO 17025-Cofrac pour le processus standard et un cheminement à rigidité constante).

4

Proposition d'interprétation de l'essai de cisaillement en vue du dimensionnement

L'approche présentée ici est essentiellement expérimentale et ne vise pas l'élaboration d'un nouveau modèle mécanique de comportement des joints. Dans une optique de dimensionnement, on a choisi de travailler sur des lois connues et on a essayé d'en tirer parti au mieux en fonction des résultats d'essai. Cette approche a été développée à l'aide du logiciel de calcul numérique UDEC.

4.1

Loi de comportement pour le massif rocheux

Le logiciel de calcul UDEC est fondé sur la méthode des éléments distincts, mise au point par Cundall (1971, 1980 ; Cundall et Hart, 1988 ; Hart *et al.*, 1988 ; Starfield et Cundall, 1988). Cette méthode se distingue par trois caractéristiques fondamentales :

– le massif rocheux fracturé est représenté sous la forme d'un milieu discontinu, constitué par un assemblage de blocs rigides ou déformables qui interagissent par contact de leurs angles et de leurs côtés, grâce à des joints déformables, au niveau desquels de grands déplacements, des rotations et des ruptures de contact sont possibles (Alfonsi *et al.*, 1998);

 les discontinuités sont considérées comme des interactions entre blocs. Les forces de contact et les déplacements aux interfaces sont déterminés par la résolution des équations fondamentales de la dynamique ;

- le temps intervient de manière explicite dans la résolution des équations du mouvement. On peut ainsi simuler des comportements non linéaires de la roche et des discontinuités et traiter des problèmes dynamiques (séismes, explosions). Le pas de temps dépend de la masse du plus petit bloc et des caractéristiques mécaniques des joints.

Ce logiciel a pour avantage d'affecter des lois de comportement différentes à la matrice rocheuse et aux joints. Différents modèles de matériaux sont disponibles pour décrire le comportement de la matrice rocheuse, indépendamment des modèles de joints. Plusieurs modèles existent, essentiellement caractérisés par l'évolution du comportement après le pic, dérivés du modèle de Mohr-Coulomb, avec ou sans radoucissement. Ces modèles ne sont pas satisfaisants pour rendre compte du comportement particulier d'un joint, car ils sont beaucoup trop simplistes. On a donc choisi d'utiliser le modèle à écrouissage continu Continuous Yielding et noté par la suite CY. Ce modèle proposé par Cundall et Hart (1985) est un modèle empirique, qui permet de rendre correctement compte du comportement du joint lors d'un cisaillement. Au contraire de la plupart des autres modèles, celui-ci ne se fonde pas sur la notion de pic de rupture, et il ne distingue pas plusieurs étapes au cours du cisaillement : les lois constitutives restent les mêmes dans le domaine prépic et dans le domaine post-pic, ainsi le passage d'une phase à une autre s'effectue de manière continue. Une présentation plus complète du modèle est proposée en annexe, l'ensemble de ces modèles pourra être retrouvé dans la notice d'utilisation du logiciel UDEC (Itasca, 2004).

Détermination des paramètres du modèle

4.2

Le modèle *Continuous Yielding* est multi-paramètres et permet de rendre compte de façon satisfaisante de ce qui est observé au laboratoire. En revanche, si certains des paramètres utilisés peuvent être obtenus directement par l'exploitation des essais, d'autres ne peuvent être fournis que par la modélisation de l'essai de cisaillement.

On a donc réalisé avec le logiciel UDEC un modèle numérique simple, consistant à représenter les deux demi-épontes sous la forme de deux demi-blocs déformables et à appliquer à l'un d'eux la vitesse de déformation effectivement appliquée au cours de l'essai (soit 5 μ m/s), l'autre demi-bloc restant fixe. La détermination des paramètres du modèle est alors effectuée par itérations :

1) exploitation des résultats expérimentaux pour obtenir les paramètres directement mesurables (caractéristiques physiques et mécaniques);

2) modélisation à l'aide du logiciel UDEC du cisaillement de deux blocs sous contrainte normale constante;

3) si la concordance n'est pas optimale avec les mesures, on fait varier les valeurs précédemment fixées, jusqu'à obtenir la superposition de la courbe expérimentale et de la courbe « numérique » obtenue avec le modèle Continuous Yielding.

Les figures 5 et 6 présentent les comparaisons entre résultats expérimentaux et modèles obtenus pour la partie en cisaillement direct de l'essai (Fig. 4). La figure 5 compare les contraintes de cisaillement en fonction du déplacement tangentiel et la figure 6, les courbes de dilatance (déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel).

L'exploitation de la courbe expérimentale préconisée dans la norme française permet d'obtenir les paramètres suivants :

– résistance au pic, $\tau_{\rm pic}$: 2,5 MPa ;

– résistance résiduelle, τ_r : 1,65 MPa ;

- rigidité tangentielle initiale (moins de 0,1 mm de déplacement) : 13 MPa/mm ;

– angle de frottement global, β : 39,5 degrés ;

- angle de frottement interne, φ : 39 degrés ;

– angle de dilatance i : quasiment égal à zéro.

Les angles caractéristiques variant au cours de l'essai, les valeurs données correspondent aux valeurs en fin d'essai.



déplacement - comparaison modèle/courbe expérimentale.

Shear test on discontinuity - strain/stress curve model and experimental curves.



La modélisation de l'essai de cisaillement à l'aide du logiciel UDEC (Figs. 5 et 6) a été réalisée à l'aide des paramètres du modèle Continuous Yielding suivants :

- angle de frottement global initial ϕ_m^{-1} : 57,5 degrés ; angle de frottement résiduel, ϕ_r : 38,2 degrés ;
- rigidité tangentielle k_: 7,2 MPa/mm ;
- paramètre de rugosité R : 3,8 mm.

5

Discussion

Le travail présenté ici a été mené dans un cadre plus large. On a ainsi testé différentes lois de comportement disponibles dans le logiciel UDEC, pour simuler le comportement du joint rocheux, de manière à analyser l'influence de ces lois sur le comportement global d'un massif rocheux (Alfonsi et al., 2006).

La comparaison des courbes expérimentales et théoriques montre une très bonne concordance, en ce qui concerne l'évolution de la contrainte de cisaillement et de la dilatance. Les paramètres de calcul retenus sont très proches de ceux estimés sur les courbes : l'angle de frottement interne final mesuré était de 39 degrés, et l'angle retenu de 38,2 degrés. On a conservé un facteur 2 entre les valeurs de rigidité tangentielle, qui peut aisément se justifier par le fait que la courbe contrainte de cisaillement-déplacement tangentiel n'est pas linéaire, même en pré-pic (Fig. 5), et c'est donc l'ordre de grandeur de la rigidité qu'il faut prendre en compte.

Le modèle « Continuous Yielding » permet de s'affranchir des simplifications imposées par celui de Mohr-Coulomb. En particulier, il permet de modéliser le comportement au pic, puis l'obtention d'un comportement aux grandes déformations ou résiduel du joint. L'endommagement du joint et l'évolution de la dilatance sont également pris en compte.

Les résultats présentés ici montrent une bonne concordance entre la modélisation numérique et les résultats expérimentaux. Ce n'est pas toujours le cas. En effet, le même type d'exploitation des résultats a été effectué pour différentes valeurs de contrainte normale imposée et les confrontations aux mesures ne sont toujours pas aussi satisfaisantes : en particulier, et pour les mêmes matériaux, on a réalisé des cisaillements pour des contraintes normales de 0,68-5-10 et 20 MPa. A chaque fois, le comportement de la contrainte de cisaillement est relativement bien rendu par le modèle Continuous Yielding. En revanche, ce n'est pas le cas de la dilatance : pour des contraintes normales plus élevées (dans nos essais, à partir de 5 MPa), la dilatance mesurée n'augmente plus, mais diminue de façon significative (jusqu'à parfois devenir négative). Ce phénomène n'est pas rendu par le modèle Continuous Yielding. Ainsi, plus la contrainte normale appliquée est importante, moins on rend bien compte de la dilatance réelle de la fracture. Ce qui s'explique par le fait que la contrainte résiduelle, mesurée aux grandes déformations, est peu différente de celle trouvée au pic et, par conséquent, la simulation avec endommagement plastique est moins pertinente.

Pour des contraintes faibles, dans le cas d'épontes présentant une dilatance importante, le modèle Continuous Yielding permet de modéliser de façon satisfaisante le comportement avec pic et radoucissement observé sur la courbe contrainte de cisaillement-déplacement.

Il est prévu, par la suite, d'étudier l'adéquation du modèle CY à des chemins de contraintes complexes, et en particulier à un cisaillement à rigidité constante.

Conclusion

6

L'étude présentée avait pour objectif d'améliorer la simulation du comportement des massifs rocheux discontinus, grâce entre autre à une meilleure évaluation des paramètres des lois de comportement utilisées pour représenter les discontinuités. Ce travail a permis de soulever la délicate question du lien quelquefois ténu entre essais de laboratoire et modélisation numérique du massif. L'ajustement itératif présenté pour les paramètres du modèle peut être sujet à caution, mais il s'appuie sur une analyse expérimentale précise et permet de rendre bien compte du comportement en laboratoire.

On a insisté sur la capacité du modèle *Continuous Yielding* à prendre en compte les phénomènes de pic et de radoucissement qui sont particulièrement significatifs lorsque les contraintes en jeu sont relativement faibles vis-à-vis de la résistance de la matrice.

Il est souvent délicat de passer de l'échelle de l'« essai de laboratoire » à l'échelle du « massif ». Plusieurs phénomènes se cumulent, l'effet d'échelle et la représentation de la structure du massif. L'effet d'échelle peut être compris comme la généralisation des résultats d'un essai impliquant quelque décimètres carrés à une surface métrique, décamétrique ou plus, pouvant présenter en complément de la rugosité évaluée dans l'essai, des ondulations de grandes longueur d'onde. L'analyse structurale du massif doit conduire à une représentation statistiquement correcte de la répartition des discontinuités dans le massif (famille/ espacement-persistance-nature). La solution qui consiste à modéliser avec le même logiciel l'essai de laboratoire, puis de garder les mêmes paramètres pour modéliser le massif est relativement tentante (Gasc-Barbier et al., 2008), même si elle n'est pas exempte de nouvelles questions comme celle – classique – du passage du 2D au 3D.

REMERCIEMENTS

Une partie du travail présenté a été effectuée au cours du stage de M. Catillon, élève de l'ENISE.

Bibliographie

- AFNOR Cisaillement direct selon une discontinuité de roche, Essai sous un effort constant, normal à la surface de discontinuité. Norme XP P 94-424, 1993.
- Alfonsi P., Gasc-Barbier M., Virely D. Modélisation numérique de la rupture d'une fondation sur versant rocheux : influence du modèle et des paramètres utiles pour la fracturation. *ELU/ELS*, 23-25 août 2006, Paris, p. 173-182.
- Alfonsi P., Durville J.-L., Rachez X. Quelques applications de la méthode des éléments distincts en mécanique des roches. *BLPC*, 214, 1998, p. 31-43.
- Amadei B., Saeb S. Constitutive models of rock joints. Proc. Int. Conf Rocks Joints, Loen, Norway. Barton & Stephasson (eds). Balkema. Rotterdam. 1990, p. 581-594.
- ASTM D 5607-02 Standard test Method for Performing Direct Shear Strength Tests of Rock Specimens Under Constant Normal Force, CD-Rom annuel.
- ASTM D 7012-04 Standard test Method for Compressive Strength and Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens under Varying States of Stress and Temperature. CD-Rom annuel.
- Barton N. Review of a new shear strength criterion for rock joints. *Eng. Geol.*, vol. 7, 1973.
- Barton N.R., Choubey V. The shear strength of rocks joints in theory and practice. *Rock. Mech.*, vol. 10, 1977.
- Beniawski Z. Engineering Rock Mass Classifications, Wiley, Chischester. 1989.
- Cundall P.A. A computer model for simulation progressive, large scale movements in blocky rock systems. *Int. Symp. on Rock Fracture*, ISRM, Nancy (France) vol. 1, 1971, paper n° II.8.
- Cundall P.A. A generalized distinct element program for modelling jointed rock. Final technical report to european Research Office. US Army, Contract DAJA37-79-C-0548. NTIS order n° AD-A087610/2 1980.

- Cundall P.A., Hart R. Development of generalized 2D and 3D distinct element programs for modelling jointed rock. Itasca Consulting Group. *Misc. Paper SL-85-1, US Army Corps of Engineers*, 1985.
- Gasc-Barbier M., Ballion A., Virely D. – Design of large cuttings in jointed rock. Bull. of Engineering geology and the Environment, n° 67 (2), 2008, p. 227-235.
- Gentier S., Riss J. Quantitative description and modelling of joint morphology. *Proc. Int. Conf Rocks Joints, Loen, Norway*, Barton & Stephasson (eds). Balkema, 1990, p. 375-382.
- Hart R., Cundall P.A., Lemos J. Formulation of a three-dimensional element model. Int. J. of Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. n° 25, 1988, p. 117-126.
- ISRM The complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring : 1974-2006. Ulusay & Hudson, Ankara, Turkey, 2007, 628 p.
- ITASCA UDEC User's Guide. CD-Rom, 2004.
- Jiang Y., Li B., Tanabashi Y. Estimating the relation between surface roughness and mechanical properties of rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, n° 43, 2006, p. 837-846.
- Jiang Y., Xiao J., Tanabashi Y., Mizokami T. – Development of an automated servocontrolled direct shear apparatus applying a constant normal stiffness condition. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, n° 41, 2004, p. 275-286.
- Kulatilake P.H., Shou G., Huang T.H., Morgan R.M. – New Peak Shear Strength Criteria for Anisotropic Rock Joints. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 32, 1995a, p. 673-697.
- Kulatilake P.H., Shou G., Huang T.H. – Spectral-based peak-shear-strength criterion for rock joints. *ASCE Journal* of *Geotechnical Engineering*, vol. 121, 1995b.

- Marache A., Riss J., Gentier S., Chiles J.-P. – Geostatistical modeling of rock fracture surfaces and simulation of shear tests. 38th US Rock mechanics symposium, DC Rocks, 7-10 July, Washington DC (USA), Balkema, 2001, p. 869-875.
- Mazzoleni G. L'essai de cisaillement de discontinuité rocheuse. Procédure et interprétation. Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, 211, 1997, p. 89-99.
- Riss J., Gentier S., Flamand R., Archambault G. – Detailed description of the morphology of a fracture in regard of its behaviour during shearing. *Proc. MJFR 3, Vienna,* Austria, April 6-9, 1998a.
- Riss J., Gentier S., Hopkins D. Shear behaviour of rock joints : prediction of the damaged areas using mathematical morphology. *Acta Stereol.*, Original Scientific Paper, vol. 17, 1998b, p. 303-308.
- Saeb S., Amadei B. Modelling rock joints under shear and normal loading. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 29, 1992, p. 267-278.
- Souley M., Homand F., Amadei B. An extension to the Saeb and Amadei constitutive model for rock joints to include cyclic loading paths. Int. J. of Rock Mech. Min. Sc. & Geom. Abs., vol. 32, 1995.
- Souley M., Homand F. Stability of rock masses evaluated by UDEC with an extended Saeb-Amadei Constitutive Law. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 33, 1996.
- Starfield A.M., Cundall P.A. Approche d'une méthodologie pour la modélisation en mécanique des roches. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, nº 25, 1988, p. 99-106.
- Yang Z.Y., Di C.C. A directional method for directly calculating the fractal parameters of joint surface roughness. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, n° 34, 2001.

Annexe

Présentation du modèle Continuous Yielding

Ce modèle, proposé par Cundall et Hart (1984), est un modèle empirique, créé pour représenter les phénomènes intervenant lors du cisaillement d'un joint (diminution de la rigidité tangentielle dans la phase pré-pic, puis radoucissement, évolution continue de la dilatance, etc.). Sa principale particularité est qu'il n'est pas fondé sur la notion de pic de rupture : la valeur de la contrainte tangentielle de pic n'est pas directement utilisée, contrairement à d'autres modèles. De plus, il ne distingue pas le domaine pré-pic du domaine postpic, le passage s'effectue de manière continue (Itasca, 2004).

Dans l'écriture du modèle, les déformations élastiques sont distinguées des déformations plastiques. Le pic de contrainte tangentielle est défini par la non-augmentation des déformations élastiques. Les relations, qui gèrent la répartition des déplacements tangentiels entre les déformations élastiques et plastiques, servent de variables d'ajustement.

Les différents paramètres du modèle sont les suivants :

– la contrainte normale au joint $\sigma_{n'}$

– la rigidité tangentielle K_s,

– l'angle de frottement résiduel φ ,

– l'angle de frottement global initial ϕ_m^{i} , qui est un paramètre sans signification physique réelle, mais qui peut tout de même être estimé,

– un paramètre R, exprimant la rugosité (en m),

– un paramètre r qui n'intervient que dans le cas d'un changement du sens du cisaillement.

Les relations liant les paramètres sont écrites de façon incrémentale, en utilisant en particulier $\Delta \tau$, incrément de contrainte tangentielle, $\Delta u_{n'}$ incrément du déplacement normal et $\Delta u_{t'}$ incrément du déplacement tangentiel, lequel est séparé en u_t^P , déplacement tangentiel plastique et u_t^E , déplacement tangentiel élastique.

Le modèle utilise également les variables :

 $- \phi_m$ dont la valeur initiale est $\phi_m{}^i$ et qui tend progressivement vers ϕ à la fin du cisaillement ; ϕ_m dépend de $u_t{}^p$ et son évolution est fonction de la rugosité (R), il correspond à l'angle de friction qu'il y aurait si le joint pouvait se dilater jusqu'à l'angle de dilatation maximal, on peut donc l'estimer comme étant égal à la valeur maximale de l'angle de dilatance ;

 $-\tau_m$ qui dépend de σ_n et de ϕ_m , cette contrainte peut être assimilée à la valeur limite de résistance au cisaillement du joint ;

– un facteur F qui dépend de la valeur courante de τ et de $\tau_{\tt m}.$

De plus, le modèle suppose que l'angle de dilatance est obtenu par la différence entre l'angle de frottement global et l'angle de frottement résiduel.

Le modèle fonctionne comme suit : au début du cisaillement, le déplacement tangentiel est considéré comme complètement élastique, mais à mesure que la contrainte τ s'approche de la valeur $\tau_{m'}$ les déplacements tangentiels plastiques augmentent. Dans le même temps, on considère que les dégradations du joint sont causées par les déplacements plastiques et τ_{m} diminue. Au cours du cisaillement, la part des déplacements tangentiels plastiques créés augmente

jusqu'à être maximale lorsque τ atteint τ_m ; à cet instant, le déplacement élastique cumulé n'évolue plus, comme la contrainte tangentielle τ qui a alors atteint sa valeur de pic.

1) La phase pré-pic

Elle se caractérise par $\tau < \tau_m$. Les incréments de déplacements sont définis à l'aide de la fonction $F = \frac{(1 - \tau/\tau_m)}{2}$

$$= \frac{(1 - r)(r_m)}{1 - r}:$$

$$\Delta u_t = (1 - 1)\Delta u_t e_t \Delta u_t = 1\Delta u_t$$

On a alors $\Delta \tau = K_s \Delta u_t^E$, d'où $\Delta \tau = FK_s \Delta u_t$

L'augmentation de la contrainte tangentielle par rapport à l'augmentation du déplacement tangentiel dépend donc du produit $F.K_s$ qui peut être considéré comme une rigidité tangentielle « instantanée ». K_s est assimilée à une rigidité tangentielle « initiale » correspondant à la valeur de la rigidité tangentielle au démarrage du cisaillement.

Plus les aspérités sont petites et plus il est difficile de les dégrader. Si $(\phi_m - \phi)$ peut être considéré comme la participation de la rugosité à la résistance de cisaillement, alors la dégradation des aspérités est prise en compte par la relation :

$$\phi_m = (\phi_m^i - \phi) \exp \left(- \frac{u_t^P}{R} \right) + \phi$$

Cette écriture permet de comprendre l'influence du paramètre R : plus R est petit, plus la dégradation du joint est rapide.

2) Après le pic, la contrainte tangentielle τ n'augmente plus, mais comme les déplacements tangentiels plastiques continuent d'augmenter le joint se dégrade et la résistance du joint au cisaillement τ_m diminue. La phase de cisaillement post-pic est caractérisée par : $\tau < \tau_m$. On observe alors des valeurs de F négatives, ce qui permet de traduire une décontraction du joint. Les déplacements élastiques cumulés diminuent et d'avantage de déplacements plastiques sont créés ; la contrainte tangentielle τ diminue progressivement jusqu'à τ_m .

La dilatance est déterminée à partir des valeurs de la contrainte tangentielle. L'angle de dilatance i est considéré comme la part de la contrainte tangentielle τ due au chevauchement des aspérités, il est donc calculé comme :

$$i = \operatorname{Arctan}\left(\frac{|\mathbf{r}|}{\sigma_n}\right) - \varphi$$

On peut alors déterminer les déplacements normaux à partir de i par : Δu_n = Δu_t tan i.

Dans cette présentation du modèle, on a considéré que K_s était un paramètre constant, or généralement K_s varie avec la contrainte normale, le modèle permet de prendre en compte ce phénomène en écrivant $K_s = a_s \sigma_n^{b_s}$ où a_s et b_s sont des paramètres empiriques à introduire. De même, les déplacements normaux dus à la fermeture du joint peuvent être associés aux déplacements normaux liés au phénomène de dilatance permettant ainsi au modèle de reproduire des chemins de contraintes autres que ceux des essais proposés ici. On peut enfin noter que par défaut, la relation donnant K_n est : $K_n = a_n \sigma_n^{b_n}$.

Éléments joints dans le code CESAR-LCPC. Application aux milieux fracturés, fissurés et aux problèmes d'interface



Les discontinuités des géomatériaux (fissures, fractures ou joints dans les massifs rocheux), peuvent être prises en compte dans une modélisation par éléments finis au moyen d'éléments « joints ». Il s'agit d'éléments à épaisseur nulle proposés initialement par Goodman *et al.* (1968). Des éléments joints à quatre nœuds ont été introduits dans le code CESAR-LCPC. Ces éléments permettent de prendre en compte un comportement élastique non linéaire ou un comportement élastoplastique avec plasticité parfaite obéissant au critère de Mohr-Coulomb. Des exemples d'application de ce modèle à la stabilité des massifs rocheux et à l'homogénéisation du comportement des roches fissurées sont donnés. L'extension à un comportement endommageable est en cours.

Mots-clés : fissures, fractures, éléments finis, plasticité, massifs rocheux, homogénéisation.

Joint Elements in the Finite Element code CESAR-LCPC. Application to fractured media and to interface problems



Discontinuities such as cracks, fractures or joints in rockmasses can be taken into account in finite element simulations by introducing so-called joint elements. These are zero thickness elements first introduced by Goodman *et al.* (1968). Four nodes joint elements have been implemented in the Finite Element code CESAR-LCPC. Non-linear elasticity or elasto-plasticity with the Mohr-Coulomb criterion are available for the joint elements. Applications of the numerical tool to the stability of fractured rockmasses and to homogenization of elastic behaviour of micro-cracked rocks are given. Extension of this work to constitutive laws integrating damage is under progress.

Key words: cracks, fractures, finite element, plasticity, rockmasses, homogenization.

A. POUYA F. ELMI E. BOURGEOIS P. BÉMANI YAZDI

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées 58, bd Lefebvre 75732 Paris Cedex 15 pouya@lcpc.fr

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 01/03/2010.

Introduction

Les massifs rocheux sont traversés de failles, fractures, joints et d'autres types de discontinuités qui ont un effet important, voire déterminant, sur leur comportement mécanique. L'étude de la stabilité des talus et déblais rocheux, d'une part, la conception et le dimensionnement des ouvrages de génie civil tels que barrages, tunnels et fondations dans les massifs rocheux, d'autre part, nécessitent la prise en compte des effets des discontinuités et ne peuvent se faire sans intégrer l'effet des fractures et discontinuités. Les discontinuités des massifs rocheux peuvent avoir des origines, natures et propriétés mécaniques très différentes. En laissant de côté les questions liées à leur nature et leur origine géologique, on distingue essentiellement deux types de discontinuités :

 les fractures ouvertes qui constituent de vraies discontinuités matérielles ;

– les zones de contact présentant un remplissage, comme les « joints rocheux », qui résultent du colmatage de fractures, ou les couches minces entre bancs sédimentaires, qui présentent une faible épaisseur (à l'échelle du massif étudié) et une déformabilité qui peut être très grande, en fonction de la nature du matériau de remplissage.

Leur point commun est de constituer des zones de faiblesse mécanique, dont la prise en compte dans les modèles numériques pose des problèmes spécifiques liés à leur épaisseur réduite (généralement négligeable devant la taille du massif étudié). La difficulté consiste à gérer des discontinuités du champ de déplacement, alors que la méthode des éléments finis est a priori plutôt destinée à la recherche de fonctions continues visà-vis des variables d'espace. Dans les codes de calcul par la méthode des éléments finis, une discontinuité de déplacement peut être introduite grâce aux « éléments joints » introduits par Goodman et al. (1968). Il s'agit d'éléments d'épaisseur nulle, utilisés pour modéliser les fractures d'un massif rocheux. Cette approche a été ensuite plusieurs fois améliorée et étendue (Ghaboussi et al. 1973, Zienkiewicz et al. 1970, Buczkowski et Kleiber 1997). Il est intéressant de noter que, moyennant des « lois de comportement » adéquates, les éléments « joints » permettent de traiter aussi les problèmes d'interface ou de contact. Ces éléments ont été introduits récemment dans une version « recherche » du code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC avec des lois de comportement pouvant représenter différents phénomènes physiques. Nous allons décrire ces éléments et les lois de comportement prises en compte ainsi que les applications qu'ils permettent de réaliser.

Phénomènes physiques et modèles mécaniques

2

Les discontinuités et joints que nous considérons sont des zones de faible épaisseur et de grande déformabilité par rapport au milieu environnant. La grande déformabilité résulte de la faible résistance du matériau de remplissage ou du fait que le joint est vide. Autrement dit, la surface de discontinuité Γ au voisinage de laquelle nous voulons modéliser les déformations peut correspondre à des réalités physiques différentes : celle des surfaces en contact ou celle des couches minces.

Dans le premier cas, qui comprend par exemple les surfaces de contact entre blocs rocheux ou entre des épontes de fractures non colmatées, la matière peut devenir discontinue : les deux parties du corps en contact sur Γ ont la possibilité se séparer, ce qui, dans le modèle mécanique, se traduit par une discontinuité de déplacement sur Γ (Fig. 1). Dans le second cas, Γ représente une surface médiane à l'intérieur d'une couche mince de matériau continu compris entre deux surfaces voisines Γ^+ et Γ^- situées à faible distance de part et d'autre de Γ .

Dans le modèle de joint, la distance initiale entre ces deux surfaces est négligée et elles sont confondues avec Γ (ce qui justifie de prendre une épaisseur nulle pour l'élément « joint »). En revanche, l'écart des déplacements entre Γ^+ et Γ^- n'est pas négligeable du fait de la grande déformabilité du matériau de cette couche par rapport au matériau environnant. Cela se traduit donc par une discontinuité de déplacement sur la surface Γ .

Examinons maintenant les contraintes régnant au voisinage de la surface. On note <u>n</u> la normale unitaire à Γ au point <u>x</u>.

Dans le cas des surfaces de la première catégorie, quand les deux corps sont en contact, le vecteur-contrainte $\sigma(\underline{x})$.<u>n</u> est continu au passage de Γ . Si les deux corps ne sont pas en contact, ce vecteur est nul sur Γ^+ et Γ^- ainsi que dans l'espace (vide) entre ces deux surfaces.

Pour les surfaces de la seconde catégorie, $\sigma(\underline{x}).\underline{n}$ est continu au passage de Γ^- de la matrice vers le joint, et reste également continue au passage de Γ^+ du joint vers la matrice. Par ailleurs, la faible épaisseur du joint fait que la variation $\sigma(\underline{x}).\underline{n}$ entre Γ^+ et Γ^- dans le matériau du joint peut être négligée.

Globalement il existe donc une unique valeur de $\sigma(\underline{x})$. \underline{n} qui représente la contrainte normale dans le matériau du joint sur la surface Γ ainsi que la limite quand le point se rapproche du joint de part et d'autre



FIG. 1 Surface de discontinuité Γ dans un corps Ω. Le vecteur unitaire <u>n</u> est orienté de la lèvre inférieure Γ⁻ vers la lèvre supérieure Γ⁺. T désigne la densité surfacique de force s'exerçant sur Γ⁻.

Discontinuity surface Γ in a body Ω . Unit normal <u>n</u> points from the lower border Γ^{-} to the upper border Γ^{+} . T denotes the surface density of force acting on Γ^{-} .

de la surface Γ . Cette valeur unique de $\sigma(\underline{x})$.<u>n</u> est appelée vecteur contrainte du joint et notée $\underline{\sigma}$.

L'écart de déplacements entre x^- et x^+ , appelé déplacement relatif du joint au point <u>x</u>, est noté <u>U(x)</u>. La loi de comportement du joint relie le vecteur contrainte <u> σ </u> et la discontinuité de déplacement <u>U</u>.

Présentation générale du modèle

3

3.1

Pour les joints présentant un remplissage, le modèle élastique linéaire parfaitement plastique permet une première approximation du comportement mécanique. Cette loi ne prétend pas représenter rigoureusement la réalité, mais constitue une approximation suffisante dans beaucoup d'applications et de ce fait elle est largement utilisée. Nous allons ci-dessous présenter sa forme la plus générale.

Comportement élastique linéaire

Pour un joint élastique linéaire, on écrit :

$$\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{K}.\underline{U} \tag{1}$$

où K est une matrice symétrique et définie positive. Dans un repère ayant <u>n</u> pour troisième axe des coordonnées, on peut décomposer <u> σ </u> et <u>U</u> en leurs composantes normales et tangentes au plan du joint :

$$\sigma_{n} = \underline{\sigma} . \underline{n}, \ \underline{\tau} = \underline{\sigma} - \sigma_{n} \underline{n}, \ U_{n} = \underline{U} . \underline{n}, \ \underline{U}_{t} = \underline{U} - U_{n} \underline{n}$$
(2)
et écrire :

$$\underline{\mathbf{U}} = \begin{bmatrix} \underline{\mathbf{U}}_{\mathrm{t}} \\ \mathbf{U}_{\mathrm{n}} \end{bmatrix} \quad , \quad \underline{\boldsymbol{\sigma}} = \begin{bmatrix} \underline{\boldsymbol{\tau}} \\ \boldsymbol{\sigma}_{\mathrm{n}} \end{bmatrix}$$
(3)

Et:

$$K = \begin{bmatrix} K_{T} & \underline{V} \\ \underline{& } \\$$

où K_{nn} représente la *raideur normale*, K_{T} la matrice 2 × 2 de *raideur dans le plan tangent*, et \underline{V} le vecteur 2 × 1 de couplage entre les composantes normales et tangentielles du déplacement relatif du joint. On peut montrer que ce vecteur est lié à une propriété de dilatance élastique : en effet, si on applique une contrainte de cisaillement pur $\underline{\tau}$ sur le joint et on pose $\sigma_n = 0$, on trouve, d'après (1) et (2), un déplacement relatif \underline{U} du joint dont la composante normale U_n est donnée par :

$$U_{n} = -\frac{\underline{V}, K_{T}^{-1}, \underline{\tau}}{K_{nn} - \underline{V}, K_{T}^{-1}, \underline{V}}$$
(5)

Cette composante normale, traduisant une dilatance, est non nulle si \underline{V} n'est pas nul. Les deux paramètres formant \underline{V} ne peuvent varier que dans certaines limites. On peut, en particulier, montrer que si la matrice K est définie-positive, on a alors nécessairement (voir Annexe 1):

$$\frac{\underline{V}.\,K_{\rm T}^{-1}.\,\underline{V}}{K_{\rm nn}} < 1 \tag{6}$$

3.2

3.3

Comportement élastique linéaire-parfaitement plastique

Dans le formalisme de l'élastoplasticité, on décompose le déplacement relatif \underline{U} en une partie élastique \underline{U}^e et une partie plastique \underline{U}^p . Sous forme incrémentale, le modèle s'écrit :

a)
b)
c)

$$\begin{pmatrix} \underline{\dot{U}} = \underline{\dot{U}}^{e} + \underline{\dot{U}}^{p} \\ \underline{\dot{U}}^{e} = K^{-1} \cdot \underline{\dot{\sigma}} \\ \underline{\dot{U}}^{p} = \lambda \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}} \text{ avec } \lambda \ge 0 \text{ et } \lambda = 0 \text{ si } f < 0 \text{ ou si } f = 0 (7) \\ \text{et } \frac{\partial f}{\partial \underline{\sigma}} \cdot \underline{\dot{\sigma}} < 0 \end{cases}$$

Dans ces relations, *f* représente le critère de plasticité et *g* le potentiel plastique, tandis que λ désigne le multiplicateur plastique. En pratique, *f* et *g* sont des fonctions de la contrainte normale σ_n et de la contrainte de cisaillement sur le joint <u>r</u>.

Pour le modèle de Mohr-Coulomb, avec une loi d'écoulement non associée, les fonctions f et g s'écrivent :

 $f(\underline{\sigma}) = ||\underline{\tau}|| + \sigma_n \tan \phi - C, g(\underline{\sigma}) = ||\underline{\tau}|| + \sigma_n \tan \psi$ (8) où ||.|| représente la norme euclidienne, ϕ l'angle de frottement, *C* la cohésion et ψ l'angle de dilatance du joint. On prendra garde qu'il s'agit, ici, d'une dilatance plastique, entièrement indépendante de la dilatance élastique évoquée plus haut.

Conditions de compatibilité entre dilatances élastique et plastique

On considère un état de contraintes plastiquement admissible obtenu lors d'une procédure de chargement, que l'on note $\underline{\sigma}$. Par hypothèse, il ne peut se produire un écoulement plastique que si $f(\sigma) = 0$ et si $(\partial f/\partial \underline{\sigma})$. **K**. \underline{U} est positif ou nul. Écrivant alors la condition de cohérence d f = 0, on obtient :

$$(\partial f/\partial \sigma) \cdot \mathbf{K} \cdot (\underline{U} - \underline{U}^p) = 0$$
 (9)

et, en utilisant la loi d'écoulement (7c) :

 $\lambda = \left[\left(\frac{\partial f}{\partial \sigma} \right) \cdot \mathbf{K} \cdot \underline{U} \right] / \left[\left(\frac{\partial f}{\partial \underline{\sigma}} \right) \cdot \mathbf{K} \cdot \left(\frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}} \right) \right]$ (10)

La condition de non-négativité du multiplicateur plastique impose que le dénominateur de cette expression soit positif, ce qui impose la condition suivante sur les valeurs des paramètres ϕ , ψ et *K* (la preuve est donnée dans l'annexe 1) :

$$\frac{\underline{V}.K_{T}^{-1}.\underline{V}}{K_{rn}} < \frac{4 \tan\phi \tan\psi}{\left(\tan\phi + \tan\phi\right)^{2}} \le 1$$
(11)

Ainsi un choix particulier de la dilatance élastique (paramètres \underline{V}) induit une condition sur l'angle de dilatance plastique ψ . Cette condition implique que plus $||\underline{V}||$ est grand, moins ψ peut s'écarter de ϕ . On remarquera en particulier que si $\underline{V} = 0$ (pas de dilatance élastique), la condition (11) est vérifiée pour tout ψ et ϕ . Réciproquement si $\psi = \phi$ (potentiel plastique *associé*) alors la condition (11) est vérifiée pour toute valeur de \underline{V} respectant (6).

3.4

Valeurs des paramètres

Les paramètres de déformabilité et de résistance des joints rocheux sont en général très mal connus et difficilement accessibles par des moyens expérimentaux courants.

Le cas le plus adapté est celui des joints colmatés dont le matériau de remplissage présente une certaine cohésion. En condition bidimensionnelle, les valeurs des paramètres K_{nn} et K_{tt} peuvent alors être obtenues à partir des caractéristiques estimées du matériau de colmatage et de l'ordre de grandeur de l'épaisseur des fissures colmatées. On pourra généralement, faute d'informations particulières, supposer que le couplage associé au vecteur <u>V</u> peut être négligé.

En dehors de cette situation, le modèle donne de bons résultats pour des phénomènes physiques divers, moyennant une étude de sensibilité sur les paramètres de rigidité et de résistance du joint.

Mise en œuvre numérique (en 2D)

Dans le cas d'un problème en déformation plane, en notant <u>t</u> la direction tangente au joint et <u>n</u> la direction normale, on écrit :

$$\underline{\mathbf{u}} = \begin{pmatrix} u_{\mathrm{t}} \\ u_{\mathrm{n}} \end{pmatrix} , \quad \underline{\boldsymbol{\sigma}} = \begin{pmatrix} \boldsymbol{\tau} \\ \boldsymbol{\sigma}_{\mathrm{n}} \end{pmatrix} , \quad \mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_{\mathrm{tt}} & k_{\mathrm{tn}} \\ k_{\mathrm{nt}} & k_{\mathrm{nn}} \end{bmatrix}$$
(12)

avec $k_{tn} = k_{nt}$. On note $s = \pm 1$ le signe de τ et on pose :

$$\underline{\mathbf{v}} = \begin{pmatrix} \mathbf{s} \\ \tan \phi \end{pmatrix} \quad , \quad \underline{\mathbf{w}} = \begin{pmatrix} \mathbf{s} \\ \tan \psi \end{pmatrix} \tag{13}$$

Dans ce cadre, l'expression du critère et du potentiel plastique (8) devient :

$$f(\underline{\sigma}) = |\tau| + \sigma_n \tan \phi - C = \underline{v} \cdot \underline{\sigma} - C$$
(14)

$$g(\boldsymbol{\sigma}) = |\boldsymbol{\tau}| + \boldsymbol{\sigma}_{n} \tan \boldsymbol{\psi} = \underline{w} \cdot \underline{\boldsymbol{\sigma}}$$
(15)

et on obtient :

$$\partial f/\partial \underline{\sigma} = \underline{V}, \ \partial g/\partial \underline{\sigma} = \underline{W}$$
 (16)

Lors d'une incrémentation de la charge, au cours d'un calcul par éléments finis, on calcule d'abord un estimateur élastique, noté **g**, du nouvel état de contraintes atteint en un point d'un élément. Différentes situations peuvent se présenter :

- si f($\underline{\sigma}$) ≤ 0 , le point considéré reste élastique, le multiplicateur plastique est nul et il n'y a pas de déplacement relatif plastique à calculer ;

- si f($\underline{\sigma}$) > 0, on est amené à calculer une correction $\delta \underline{\sigma}$ de l'état de contraintes, associée à un incrément de déplacement relatif plastique $\delta \underline{U}^p$ par $\delta \underline{\sigma} = -K \cdot \delta \underline{U}^p$. Le principe du calcul consiste à projeter l'estimateur élastique sur la surface de charge, et le calcul est différent selon que la projection se fait sur les côtés ou sur le sommet du domaine (point A sur la figure 2).

Dans le premier cas (qui correspond au domaine I de la figure 2), la projection sur le critère prend une forme simple et on obtient facilement l'expression du multiplicateur plastique, en écrivant la condition $f(\underline{\sigma}+\underline{\delta \sigma}) = 0$ et en effectuant un développement limité au premier ordre de *f* au voisinage de $\underline{\sigma}$:

$$\lambda = \frac{f(\underline{\sigma})}{\underline{v}.K.\underline{w}} \tag{17}$$

Géométriquement, $f(\underline{\sigma})$ s'interprète dans le plan (σ, τ) comme la distance entre l'estimateur élastique et une des droites qui représentent le critère. La formule (17) indique que l'on projette l'estimateur élastique sur cette droite (il ne s'agit pas d'une projection orthogonale, mais d'une projection parallèlement à la direction donnée par $K.\underline{w}$). Il faut vérifier aussi que le point de projection tombe sur la partie des droites se trouvant à gauche du point A. Autrement dit, le projeté $\underline{\sigma}^P = \underline{\sigma} + \delta \underline{\sigma}$, doit correspondre à une contrainte normale inférieure à $C/\tan\phi$. La condition $\underline{\sigma}_n^P \leq C/\tan\phi$ donne $\sigma_n - \lambda(K.\underline{w})_n \leq C/\tan\phi$. Soit encore :

$$\sigma_n - \lambda(k_{nt}s + k_{nn} \tan \psi) \le C/\tan \phi$$
En remplaçant λ par (17) on trouve : (18)

 $(\boldsymbol{\sigma}_n - C/\tan\phi)(k_{tt} + s k_{tn} \tan\psi) - s\tau (s k_{nt} + k_{nn} \tan\psi) \le 0$ (19)

Les deux valeurs de $s = \pm 1$ donnent l'équation de deux demi-droites respectivement D^+ et D^- partant du point A sur la figure 2. Le plan (σ_n , τ) est alors partagé en quatre secteurs pour le mode de projection sur le critère : le domaine élastique, les domaines I⁺ et I⁻ se projetant sur la frontière en section régulière par la formule (17), et le domaine II se projetant sur le point A. Pour les points du domaine II, la projection est définie par :

$$\delta \underline{\sigma} = \underline{\sigma} - \underline{\sigma}^{A}, \ \delta \underline{U}^{p} = -K^{-1}.\delta \sigma$$
⁽²⁰⁾

On pourra vérifier que, dans ce dernier cas, $\delta \underline{U}^p$ ainsi défini appartient bien au cône des normales extérieures au point A.

Finalement, pour un point $\underline{\sigma} = (\sigma_n, \tau)$, on définit deux fonctions σ_1 et σ_2 dépendant de τ par :

$$\sigma_1 = (C - |\tau|) / \tan\phi$$

 $\sigma_2 = C/\tan\phi + |\tau| \left(sk_{nt} + k_{nn} \tan\psi\right) / \left(k^{tt} + s k_{tn} \tan\psi\right)$ (21)

Le procédé de projection sur le critère est donc le suivant :

 $-\operatorname{si} \sigma_n \leq \sigma_1, \ \delta \underline{\sigma} = 0$ (domaine élastique)

– si $\sigma_1 < \sigma_n \le \sigma_{2'} \delta \underline{\sigma} = -\lambda K.\underline{w}, \ \delta U^p = \lambda \underline{w} \text{ avec } \lambda \text{ donné par (17) (domaines I⁺ et I⁻)}$

 $-\operatorname{si} \sigma_2 < \sigma_{n'} \delta \underline{\sigma} = \underline{\sigma} - \underline{\sigma}^A \text{ et } \delta U^p = -K^{-1} \cdot \delta \underline{\sigma} \text{ (domaine II)}$



Application aux massifs rocheux fracturés

Cette section présente un exemple d'application de ce modèle à un problème simple de stabilité de massif rocheux. On présente un modèle bidimensionnel inspiré d'un cas réel d'instabilité due à l'excavation d'un versant rocheux (constitué des foliations des métasédiments) pour construire une autoroute à British Columbia au Canada (Corkum et Martin, 2004). Après une phase de mise en sécurité, cette instabilité a été arrêtée par la mise en place d'un remblai provisoire au pied de la pente dans la zone instable.

Pour analyser l'effet du remblayage provisoire sur la stabilité du massif, nous avons réalisé deux séries d'analyses ; la première correspond à la stabilité du versant après l'excavation et la second à celle du versant stabilisé par le remblai placé en pied.

La figure 4 montre la géométrie du modèle. La zone instable comprend quatre blocs séparés par des joints. Le versant comprend deux familles principales de joints ; la famille J1, qui constitue la base du glissement sur une pente vers l'extérieur du versant et la famille J2 qui correspond à des joints sub-verticaux. Afin de modéliser les interactions entre le remblai, la zone instable et le reste du massif, des joints supplémentaires (famille J3) ont été prévus entre le remblai et le massif. Les propriétés des massifs rocheux et ceux des éléments joints sont présentées dans les tableaux I et II respectivement.



170 m

FIG. 3 Géométrie de la zone instable du versant et des différentes familles des joints. Geometry of the instable zone of the rockslope and of the different families of rock joints.

TABLEAU I Propriétés mécaniques des joints utilisées dans le modèle. Mechanical properties of the joints in the model.

				0
Joint	k _n (GPa/m)	k, (GPa/m)	ø (deg.)	Modèle constitutif
J1	0,12	0,01	35 (30)	Mohr-Coulomb
J2	0,12	0,01	40	Mohr-Coulomb
J3	2,0	0,2	40	Mohr-Coulomb

L'état de contraintes est initialisé en appliquant au modèle le poids volumique du massif, mais avec des caractéristiques élevées pour les joints afin d'éviter tous glissements ou séparations possibles dans la phase de chargement initial liée à la pesanteur. Dans la deuxième phase, les caractéristiques des joints ont été ramenées aux valeurs réelles pour étudier le facteur de sécurité, les champs de déplacement et de contrainte.

Différentes analyses ont été effectuées afin d'étudier l'effet de l'angle de frottement des joints J1 sur le facteur de sécurité mais aussi sur le déplacement total au sommet du versant. La figure 4 compare les résultats obtenus numériquement avec et sans remblai. Le facteur de sécurité calculé est le rapport de l'intégrale des contraintes de cisaillement et de l'intégrale de la résistance au cisaillement sur la base du glissement J1. Le facteur de sécurité diminue presque linéairement avec l'angle de frottement. Le facteur de sécurité est égal à 1 pour un angle de frottement de 35 degrés dans le calcul sans remblai, et de 31 degrés dans le calcul prenant en compte le remblai en pied de versant. Les déplacements augmentent rapidement lorsque l'on s'approche de l'équilibre limite.

Le code permet de calculer le déplacement au niveau des joints, ce qui donne l'allure cinématique du mouvement du versant.

Ainsi ce modèle numérique permet de modéliser l'interaction des blocs rocheux et d'obtenir une estimation du champ des déplacements et des contraintes. Il constitue un moyen relativement simple de prendre en compte l'existence et le rôle mécanique des joints dans la stabilité et le mouvement d'un massif fracturé.

La figure 5 montre la déformée du maillage (en appliquant un facteur d'amplification aux déplacements pour que le résultat soit visible), les vecteurs des déplacements, les contraintes verticales et les contraintes principales pour le versant sans remblai et $\phi = 35$ degrés.





TABLEAU II Propriétés mécaniques du massif et du remblai utilisées dans le modèle. Mechanical properties of the rockmass and embankment used in the model.

Matériau	Poids volumique	E(Mpa)	v	¢ (deg.)	Modèle constitutif
Massif rocheux	2 800	39 280	0,16	72/	Élastique isotrope
Remblai	2 600	169	0,12	40	Mohr-Coulomb



(a) déformée, (b) vecteurs des déplacements, (c) contraintes verticales et (d) contraintes principales pour le versant sans remblai et \$\u03c6 = 35 degrés.
 (a) deformed mesh, (b) displacement, (c) vertical stress and (d) principal stresses in the rock mass without embankment

and with $\phi = 35$ degrees.

6

Application aux problèmes d'homogénéisation des massifs rocheux

Lorsque l'on s'intéresse à un massif rocheux contenant un grand nombre de fractures, il est habituel de recourir à une approche par homogénéisation, dans laquelle on traite le milieu fracturé comme un milieu continu, auquel on attribue des propriétés modifiées (effectives) pour prendre en compte l'effet des discontinuités. Pour les matériaux élastiques on peut citer, parmi d'autres, les travaux de Kachanov (1993) et Tsukrov et Kachanov (2000) et, pour les massifs rocheux fracturés en élasticité et en plasticité, les travaux de Pouya et Ghoreychi (2001) et de Chalhoub (2006).

On présente ici un exemple d'utilisation des éléments joints de CESAR-LCPC pour modéliser un massif rocheux contenant des fractures arbitrairement orientées et calculer le module d'Young effectif du milieu. Les résultats numériques sont comparés à ceux issus de la méthode analytique proposée par Tsukrov et Kachanov (2000).

Pour calculer la déformation globale d'un milieu élastique fracturé contenant des fractures arbitrairement orientées, Tsukrov et Kachanov (2000) ont proposé l'équation suivante :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E}\sigma_{ij} - \frac{\nu}{E}\sigma_{kk}\delta_{ij} + \frac{\pi}{E}\left(\alpha_{ik}\sigma_{kj} + \sigma_{ik}\alpha_{kj}\right)$$
(22)

où α_{ij} est un tenseur symétrique du deuxième ordre relié au nombre et aux caractéristiques géométriques des fractures. Kachanov (1980) a suggéré la relation suivante :

$$\alpha_{ij} = \frac{1}{A} \sum_{k} l_k^2 n_i^{(k)} n_j^{(k)}$$
(23)

où *A* est la superficie du domaine sur lequel on procède au calcul, l_k est la demi-longueur de la $k^{\text{ème}}$ fracture et $\underline{n}^{(k)}$ est le vecteur unitaire normal à la $k^{\text{ème}}$ fracture.

On considère ici un massif rocheux carré de 40 m \times 40 m contenant huit fractures de longueurs et d'inclinaisons différentes. La géométrie et les conditions aux limites sont montrées dans la figure 6.



K	1	2	3	4	5	6	7	8
L(k)	5	2√5	4	3√2	2√5	5	2√5	4
N ^(k)	(1,0)	$(-\frac{\sqrt{5}}{5}, \frac{2\sqrt{5}}{5})$	(0,1)	$(\frac{\sqrt{2}}{2},-\frac{\sqrt{2}}{2})$	$(\frac{\sqrt{5}}{5},\frac{2\sqrt{5}}{5})$	$(-\frac{3}{5},\frac{4}{5})$	$(\frac{2\sqrt{5}}{5}, \frac{\sqrt{5}}{5})$	(0,1)

Les caractéristiques géométriques des fractures sont précisées dans le tableau III. Les joints sont ici des fissures vides : leurs raideurs, normale et tangentielle, sont nulles. Le module d'Young et le coefficient de Poisson de la roche saine valent respectivement 100 GPa et 0,25. On applique successivement une traction (unité) dans la direction verticale et dans la direction horizontale.

Avec les propriétés géométriques des fissures données dans le tableau III et en utilisant (23), on trouve :

$$\alpha = \frac{1}{1600} \begin{bmatrix} 67 & -13\\ -13 & 93 \end{bmatrix}$$
(24)

Les figures 7 et 8 montrent les résultats graphiques de simulations effectuées avec le code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC. On observe une concentration des contraintes au voisinage des deux extrémités de chaque joint, ainsi que la rotation des contraintes principales autours des joints. Les déformations et le module d'Young effectif du massif sont calculés à partir des déplacements moyens et des contraintes appliquées sur les frontières du modèle. Ces derniers sont aussi calculés analytiquement avec la formule de Kachanov (23). Le tableau IV récapitule les résultats numériques et analytiques pour les chargements dans les directions verticale et horizontale.

L'accord entre les résultats numériques et les calculs analytiques est remarquable, en particulier pour l'estimation des modules.

Les éléments joints permettent aussi de tenir compte de la raideur normale et tangentielle des joints, mais dans ce dernier cas, il n'y a pas de solution analytique dans la littérature. A titre d'illustration, on a repris le problème détaillé ci-dessus avec une raideur normale (K_n) et un raideur tangentielle (K_i) respectivement égales à 10 et 3 GPa/m. Le tableau V montre les résultats pour les deux chargements dans les directions verticale et horizontale. La prise en compte de la raideur des joints réduit les déformations calculées, et les modules d'Young sont plus élevés que dans le cas des joints sans raideur.

TABLEAU IV Tenseur de déformation global et modules d'Young effectifs numérique et analytique pour les deux cas de chargement.

Global strain tensor and effective Young modulus obtained numerically and analytically for two loading cases with zero stiffness joints.

	Chargement vertical	Chargement horizontal
Résultats analytiques	$\varepsilon_{ij} = \begin{bmatrix} -0,002500 & -0,000255 \\ -0,000255 & 0,013652 \end{bmatrix}$ $\overline{E}_{w} = 73,25 \text{ GPa}$	$\varepsilon_{ij} = \begin{bmatrix} 0,012631 & -0,000255 \\ -0,000255 & -0,002500 \end{bmatrix}$ $\overline{E}_{xx} = 79,17 \text{ GPa}$
Résultats numériques	$\varepsilon_{ij} = \begin{bmatrix} -0,002299 & -0,000440 \\ -0,000440 & 0,013658 \end{bmatrix}$ $\overline{E}_{w} = 73,22 \text{ GPa}$	$\varepsilon_{ij} = \begin{bmatrix} 0,012544 & -0,000318\\ -0,000318 & -0,002296 \end{bmatrix}$ $\overline{E}_{xx} = 79,72 \text{ GPa}$



Ing. 7Déformée, contraintes verticales et contraintes principales (en Pascal) sous chargement vertical.
Deformed mesh, vertical stress and principal stresses (in Pascal) under vertical load.



DESSIN DE LA DÉFORMÉE maillage initial ----maillage déformé -----



FIG. 8Déformée, contraintes horizontales et contraintes principales (en Pascal) sous chargement horizontal.
Deformed mesh, horizontal stress and principal stresses (in Pascal) under horizontal load.

TABLEAU V Tenseurs de déformation globaux et modules d'Young effectifs obtenus numériquement pour les deux cas de chargement. La raideur des joints est non nulle.

Global strain tensor and effective Young modulus obtained numerically for two loading cases with non zero stiffness joints.

Chargement vertical	Chargement horizontal
$\varepsilon_{ij} = \begin{bmatrix} -0,002650 & -0,000165 \\ -0,000165 & 0,011587 \end{bmatrix}$	$\varepsilon_{ij} = \begin{bmatrix} 0,011141 & -0,000144 \\ -0,000144 & -0,002646 \end{bmatrix}$
$\overline{E}_{yy} = 86,30 \text{ GPa}$	$\overline{E}_{xx} = 89,76 \text{ GPa}$

Conclusion

7

Les éléments de joint introduits dans CESAR-LCPC permettent de modéliser un grand nombre de situations difficiles à prendre en compte dans les modélisations par éléments finis à cause de la présence de discontinuités du champ de déplacement. La première des applications présentées montre comment on peut prendre en compte l'influence de discontinuités de déplacement entre blocs dans un massif rocheux, afin d'évaluer la stabilité d'un talus et d'obtenir une représentation de la cinématique d'un versant.

Les éléments de joint permettent de prendre en compte la raideur du matériau de remplissage des joints, ce qui fournit un moyen de quantifier l'apport du remplissage au comportement global d'un milieu fracturé. On a vu en particulier que l'approche présentée peut être utilisée pour réaliser une homogénéisation « numérique » des propriétés d'un matériau fracturé en prenant en compte la contribution des joints à la raideur globale.

De manière plus générale, le modèle de joint peut être combiné avec différentes lois de comportement pour la roche saine, et la géométrie des joints peut être quelconque. En particulier, les joints ne sont pas nécessairement « traversants » : un élément de joint peut s'arrêter en un point quelconque du massif. Par ailleurs, les éléments de joints implantés dans CESAR-LCPC peuvent être employés de manière plus générale pour la modélisation des interfaces ou surfaces de contact, qui jouent un rôle prépondérant dans le domaine géotechnique pour la modélisation des interactions sol-structure, par exemple à l'interface solmur de soutènement (Elmi *et al.*, 2006).

Le domaine d'application des éléments joints peut être étendu dans différentes directions :

– la première est celle des lois de comportement mécaniques et consiste à prendre en compte les non-linéarités dans le domaine des petites déformations des joints, ou leur endommagement progressif au cours du cisaillement. Ces extensions sont actuellement en cours et en partie réalisées ;

 la seconde porte sur la prise en compte des phénomènes hydrauliques et des couplages hydromécaniques;

– la troisième concerne la généralisation du traitement numérique des joints dans un cadre tridimensionnel. Cette généralisation nécessite le développement d'outils de maillages spécifiques et, de ce fait, constitue une perspective à plus long terme du présent travail.

Bibliographie

- Chalhoub M. Apports des méthodes d'homogénéisation numériques à la classification des massifs rocheux fracturés. Thèse ENSMP 2006.
- Corkum A.G., Martin C.D. Analysis of a rock slide stabilized with a toe-berm: a case study in British Columbia, Canada. *International Journal of Rock Mechanics* & *Mining Sciences*, 41, 2004, p. 1109– 1121.
- Elmi F., Bourgeois E., Pouya A., Rospars C. – Elastoplastic joint element for the finite element analysis of the Hochstetten sheet pile wall. *NUMGE 2006*, Graz, 2006, p. 411-416.
- Ghaboussi J., Wilson E.L., Isenberg J. Finite element for rock joints and interfaces. J. of Soil Mech. Div. ASCE 99, SM10, 1973, p. 833-848.
- Goodman R.E., Taylor R.I., Brekke T.L. A model for mechanics of jointed rock. J. of Soil Mech. Div. ASCE 94, SM3, 1968, p. 637-659.
- Humbert P., Dubouchet A., Fezans G., Remaud D. – CESAR-LCPC un progiciel de calcul dédié au génie civil. *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées,* n° 256-257, 2005, p. 7-37.
- Kachanov M. Elastic Solids with Many Cracks and Related Problems, in Advances in applied mechanics, vol. 30, Hutchinson J. W., Wu, T., eds, 1993, p. 259-445.
- Pouya A., Ghoreychi M. Determination of rock mass strength by homogenization. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., 25, 2001, p. 1285-1303.
- Tsukrov I., Kachanov M. Effective moduli of an anisotropic material with elliptical holes of arbitrary orientational distribution. International Journal of Solids and Structures, 37, 2000, p. 5919-5941.
 Zienkiewicz O.C., Best B., Dullage C., Stagg
- Zienkiewicz O.C., Best B., Dullage C., Stagg K. – Analysis of nonlinear problems in rock mechanics with particular reference to jointed rock systems. Proc. of the 2nd Intern. Cong. on Rock Mechanics, Belgrade, 1970.

Annexe 1 : Démonstration de deux inégalités

Le caractère défini positif de la matrice K se traduit par la condition :

$$\underline{Y}.\underline{K}.\underline{Y} > 0$$
 pour tout \underline{Y} non nul.

En distinguant la composante normale de Y, notée Y_{2} et la partie tangentielle notée <u>X</u> = (Y_{1} , Y_{2}), cette condition s'écrit :

 $\underline{Y}.\underline{K}.\underline{Y} = \underline{X}.\underline{K}_T.\underline{X} + 2 Y_n \underline{V}.\underline{X} + K_{nn} Y_n^2 > 0.$ Le cas particulier $\underline{X} = -(\underline{K}_T)^{-1}.V$ et $Y_n = 1$ donne l'inégalité (6) indiquée dans le texte.

En ce qui concerne l'inégalité (11), notons que,

$$\frac{\partial \mathbf{f}}{\partial \underline{\sigma}} = \frac{\underline{\tau}}{\|\underline{\tau}\|} + \tan\phi \quad \underline{\mathbf{n}}, \qquad \frac{\partial \mathbf{g}}{\partial \underline{\sigma}} = \frac{\underline{\tau}}{\|\underline{\tau}\|} + \tan\psi \quad \underline{\mathbf{n}}$$

et donc :

 $\frac{\partial \mathbf{f}}{\partial \underline{\sigma}} \cdot \mathbf{K} \cdot \frac{\partial \mathbf{g}}{\partial \underline{\sigma}} = \frac{\underline{r}}{\|\underline{r}\|} \cdot \mathbf{K}_{\mathrm{T}} \cdot \frac{\underline{r}}{\|\underline{r}\|} + \frac{\underline{r}}{\|\underline{r}\|} \cdot \underline{\nabla} (\tan\phi + \tan\psi) + \mathbf{K}_{\mathrm{nn}} \tan\phi \tan\psi (A.1)$

En dérivant cette expression par rapport à t/lltll, on trouve que le minimum est obtenu pour :

 $\tau/||\tau|| = -1/2 (\tan \phi + \tan \psi) K_{T}^{-1}.V$

En remplaçant par cette valeur dans (A.1) et en exprimant que le résultat doit être positif, on obtient l'inégalité (11) du texte.

Annexe 2 : Modèle numérique 2D

Du point de vue numérique, l'élément « joint » que nous considérons ici est celui de Goodman (Fig. 9). Il s'agit d'un élément à quatre nœuds, d'épaisseur nulle : les nœuds 1 et 4 ont les mêmes coordonnées, de même que les nœuds 2 et 3. Les nœuds peuvent avoir des déplacements différents, ce qui produit une discontinuité de déplacement au niveau de l'élément.



Cet élément possède huit degrés de liberté de déplacement. Le vecteur des déplacements absolus nodaux par rapport au repère global (x,y) est donné par :

$$\{ u \} = \left\{ u_{1x} \ u_{1y} \ u_{2x} \ u_{2y} \ u_{3x} \ u_{3y} \ u_{4x} \ u_{4y} \right\}^{T}$$

où l'exposant ^T indique une transposée. Le vecteur des forces nodales correspondant est :

$$\left\{ \begin{array}{ccc} f \end{array} \right\} = \left\{ f_{1x} \quad f_{1y} \quad f_{2x} \quad f_{2y} \quad f_{3x} \quad f_{3y} \quad f_{4x} \quad f_{4y} \right\}^{T}$$

On suppose que le déplacement relatif des deux lèvres du joint ou de la fissure est une fonction affine de l'abscisse curviligne le long du joint :

$$U(\xi) = \xi \, \underline{U}^1 + (1 - \xi) \, \underline{U}^0$$

Vec:
$$\underline{\underline{U}}^{0} = \begin{pmatrix} u_{x}^{4} - u_{x}^{1} \\ u_{y}^{4} - u_{y}^{1} \end{pmatrix}, \quad \underline{\underline{U}}^{1} = \begin{pmatrix} u_{x}^{3} - u_{x}^{2} \\ u_{y}^{3} - u_{y}^{2} \end{pmatrix}$$

Le déplacement relatif se partage en une partie élastique et une partie plastique : $\underline{U} = \underline{U}^e + \underline{U}^p$, qui sont chacune une fonction affine de ξ :

$$\underline{\mathrm{U}}^{\mathrm{p}}(\xi) = \xi \, \underline{\mathrm{U}}^{\mathrm{p}_{1}} + (1 - \xi) \, \underline{\mathrm{U}}^{\mathrm{p}_{0}}$$

L'énergie élastique est donnée par :

$$\Phi = L/2 \int_{\xi=0}^{1} \frac{1}{2} (\underline{U} - \underline{U}^{p}) \cdot K \cdot (\underline{U} - \underline{U}^{p}) d\xi$$

où:
$$K = \begin{bmatrix} k_t & k_m \\ k_m & k_n \end{bmatrix}$$

av

On définit les forces nodales : $\{f\} = \frac{\partial \Phi}{\partial \{u\}}$

pour
$$i = 1, 4: f_x^i = \frac{\partial \Phi}{\partial u_x^i}, \qquad f_y^i = \frac{\partial \Phi}{\partial u_x^i}$$

Cela conduit, pour l'élément joint, à une relation matricielle :

$$\{f\} = \mathbf{K}\{u\} + \{f^p\}$$

1

où la matrice de rigidité K et le vecteur force plastique {P} de l'élément joint sont donnés par les expressions suivantes :

1	2k _t	2k _{tn}	kt	k _{tn}	$-k_t$	-k _{tn}	–2k _t	$-2k_{tn}$
	2k _{tn}	2k _n	k _{tn}	k _n	$-k_{tn}$	-k _n	–2k _{tn}	-2k _n
	k _t	k _{tn}	2k _t	2k _{tn}	–2k _t	–2k _{tn}	$-k_t$	-k _{tn}
$\zeta = L$	k _{tn}	k _n	2k _{tn}	2k _n	–2k _{tn}	-2k _n	-k _{tn}	-k _n
6	-k _t	-k _{tn}	–2k _t	–2k _{tn}	2k _t	2k _{tn}	k _t	k _{tn}
	-k _{tn}	-k _n	–2k _{tn}	-2k _n	2k _{tn}	2k _n	k _{tn}	k _n
	-2k _t	–2k _{tn}	-k _t	-k _{tn}	kt	k _{tn}	2k _t	2k _{tn}
	-k _{tn}	-2k _n	-k _{tn}	-k _n	k _{tn}	k _n	2k _{tn}	2k _n
		Ĩ	OUL IIDO		^D)⊥(k∐	^{p1} ⊥k ∐	[p1]]	

$$\{f^{p}\} = \begin{bmatrix} -[2(k_{t} U_{t}^{p} + k_{m} U_{n}^{p}) + (k_{t} U_{t}^{p} + k_{m} U_{n}^{p})] \\ -[2(k_{m} U_{t}^{p0} + k_{n} U_{n}^{p0}) + (k_{m} U_{t}^{p1} + k_{n} U_{n}^{p1})] \\ -[2(k_{t} U_{t}^{p1} + k_{n} U_{m}^{p1}) + (k_{t} U_{t}^{p0} + k_{m} U_{n}^{p0})] \\ -[2(k_{t} U_{t}^{p0} + k_{m} U_{n}^{p1}) + (k_{t} U_{t}^{p0} + k_{m} U_{n}^{p0})] \\ 2(k_{t} U_{t}^{p0} + k_{m} U_{n}^{p0}) + (k_{t} U_{t}^{p1} + k_{m} U_{n}^{p1}) \\ 2(k_{t} U_{t}^{p0} + k_{n} U_{m}^{p0}) + (k_{t} U_{t}^{p1} + k_{m} U_{n}^{p1}) \\ 2(k_{t} U_{t}^{p1} + k_{n} U_{m}^{p1}) + (k_{t} U_{t}^{p1} + k_{m} U_{n}^{p1}) \\ 2(k_{t} U_{t}^{p1} + k_{n} U_{m}^{p1}) + (k_{t} U_{t}^{p0} + k_{m} U_{n}^{p0}) \\ 2(k_{t} U_{t}^{p1} + k_{n} U_{m}^{p1}) + (k_{t} U_{t}^{p0} + k_{t} U_{n}^{p0}) \\ 2(k_{t} U_{t}^{p1} + k_{t} U_{t}^{p1}) + (k_{t} U_{t}^{p0} + k_{t} U_{n}^{p0}) \\ 2(k_{t} U_{t}^{p1} + k_{t} U_{m}^{p1}) + (k_{t} U_{t}^{p0} + k_{t} U_{n}^{p0}) \\ 2(k_{t} U_{t}^{p1} + k_{t} U_{m}^{p1}) + (k_{t} U_{t}^{p0} + k_{t} U_{n}^{p0}) \\ 2(k_{t} U_{t}^{p1} + k_{t} U_{t}^{p1}) + (k_{t} U_{t}^{p0} + k_{t} U_{n}^{p0}) \\ 2(k_{t} U_{t}^{p1} + k_{t} U_{t}^{p1}) + (k_{t} U_{t}^{p0} + k_{t} U_{n}^{p0}) \\ 2(k_{t} U_{t}^{p1} + k_{t} U_{t}^{p1}) + (k_{t} U_{t}^{p0} + k_{t} U_{n}^{p0}) \\ 2(k_{t} U_{t}^{p1} + k_{t} U_{t}^{p1}) + (k_{t} U_{t}^{p0} + k_{t} U_{n}^{p0}) \\ 2(k_{t} U_{t}^{p1} + k_{t} U_{t}^{p1}) + (k_{t} U_{t}^{p1} + k_{t} U_{t}^{p0}) \\ 2(k_{t} U_{t}^{p1} + k_{t} U_{t}^{p1}) + (k_{t} U_{t}^{p1} + k_{t} U_{t}^{p0}) \\ 2(k_{t} U_{t}^{p1} + k_{t} U_{t}^{p1}) + (k_{t} U_{t}^{p1} + k_{t} U_{t}^{p1}) \\ 2(k_{t} U_{t}^{p1} + k_{t} U_{t}^{p1}) + (k_{t} U_{t}^{p1} + k_{t} U_{t}^{p1}) \\ 2(k_{t} U_{t}^{p1} + k_{t} U_{t}^{p1}) + (k_{t} U_{t}^{p1} + k_{t} U_{t}^{p1}) \\ 2(k_{t} U_{t}^{p1} + k_{t} U_{t}^{p1}) + (k_{t} U_{t}^{p1} + k_{t} U_{t}^{p1}) \\ 2(k_{t} U_{t}^{p1} + k_{t} U_{t}^{p1}) + (k_{t} U_{t}^{p1} + k_{t} U_{t}^{p1}) \\ 2(k_{t} U_{t}^{p1} + k_{t} U_{t}^{p1}) + (k_{t} U_{t}^{p1} + k_{t} U_{t}^{p1}) \\ 2(k_{t} U_{t}^{p1} + k_{t} U_{t}^{p1} + k_{t} U_{t}^{p1}) \\ 2(k_{t} U_{t}^{p1} +$$

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUI 3ª trimestre 2009

A. RAFIEE

University of Zanjan University Boulevard PO Box 313 45371-38111, Iran

M. VINCHES

Projet Géo-Mécanique et Hydrologie Centre des Matériaux de Grande Diffusion École des mines d'Alès 6, av. des Clavières 30319 Alès Cedex, France marc.vinches@ema.fr

C. BOHATIER

Laboratoire de Mécanique et Génie civil UMR 5508 Université Montpellier II CC 048 place Eugène-Bataillon 34095 Montpellier Cedex 5 France bohatier@lmgc. univ-montp2.fr Comportement mécanique d'un massif rocheux fracturé considéré comme un assemblage d'éléments discrets : exemple d'une modélisation par la méthode *Non-Smooth Contact Dynamics*

Résumé

Cet article présente l'application de la méthode NSCD (Non-Smooth Contact Dynamics) à la modélisation du comportement mécanique d'un massif rocheux fracturé. Cette méthode numérique permet de calculer le comportement dynamique d'assemblages de corps soumis à des contraintes unilatérales de non interpénétration mutuelle, en tenant compte, dans le cas de contacts, de lois d'interaction spécifiées, mais aussi de sauts de vitesses qui peuvent résulter de collisions. La non-régularité essentielle du problème est traitée sans recourir à la régularisation. La méthode est utilisée ici pour analyser la stabilité d'un massif rocheux dont la géométrie est créée à l'aide d'un modèle d'analyse statistique des données d'orientation des discontinuités mesurées dans le cadre d'un aménagement routier. Dans le code de génération du massif fracturé, on a la possibilité d'intégrer les systèmes de fracturation, de manière hiérarchique ou non, en fonction de l'information statistique et géostatistique fournie par les mesures sur le terrain. Pour chaque famille, la continuité des fractures au sein du massif est contrôlée par le paramètre de persistance. Un paramètre auxiliaire permet de définir un volume minimal des blocs engendrés dans le modèle. Des résultats sur un exemple réel sont présentés à titre d'illustration de la méthode.

Mots-clés : réseaux de fractures, modélisation numérique, talus, méthode NSCD, massif rocheux, analyse de stabilité, LMGC90.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 01/03/2010.

Mechanical behavior of a fractured rock mass considered as an assembly of distinct elements: example of a model using the Non-Smooth Contact Dynamics method

Abstract

Introduction

Après le travail de pionnier de Cundal (1971), Cundal et Strack (1979), un certain nombre de codes de calcul ont été mis au point pour simuler le mouvement ou l'équilibre d'ensembles de solides. A l'heure actuelle, de nombreuses simulations d'ouvrages en milieux rocheux, en maçonnerie, ou dans des milieux granulaires, sont réalisées en utilisant ces codes. Les algorithmes de discrétisation du temps (généralement de type explicite) appliqués dans l'intégration des équations de la dynamique, doivent recourir à des intervalles de temps très courts, et éventuellement à l'intégration d'un amortissement artificiel afin d'assurer la stabilité numérique des calculs.

Dans ce qui suit, on présente l'application d'une approche implicite à la modélisation du comportement mécanique d'un massif rocheux, considéré comme un assemblage granulaire. La méthode NSCD (Non-Smooth Contact Dynamics) initiée et développée par Moreau (1988, 1994, 1999, 2000, 2003) et Jean (1995, 1999), Jean et al. (2001), Jean et Moreau (1992), est dédiée à la résolution de problèmes relatifs aux systèmes dynamiques en présence de contraintes unilatérales. Cette méthode fournit un cadre mathémati-

This paper presents the application of the Non-Smooth Contact Dynamics method (NSCD) to the modeling of the mechanical behavior of a fractured rock mass. This numerical method allows us to compute the dynamic behavior of a collection of solids subjected to unilateral constraints of no interpenetration, taking into account in case of contacts, specified interaction laws, but also velocity jumps resulting from collisions. The non-smooth character of this problem is tackled without regularization procedures. The method is used in this case for the stability analysis of a fractured rock mass. Its geometry is generated on the basis of the statistical analysis of orientation data of discontinuities, measured on a road site. In the code developed for the generation of the rock mass, one can input the fracture sets in a hierarchical way, depending on the statistical and geostatistical information obtained from the field measurements. For each family, the continuity of the fractures, inside the rock mass, is controlled by a persistence parameter. An auxiliary parameter allows the definition of a minimal volume of the generated blocks in the model. Some results on a real engineering case are presented as an illustration of the method.

Key words: fracture systems, numerical modeling, slope, NSCD method, rock mass, stability analysis, LMGC90.

que rigoureux, sur les plans théorique et numérique, permettant d'appréhender correctement les problèmes de contact frottant. En particulier, elle propose un traitement non régularisé (pas de pénalisation) des conditions de contact unilatéral et de frottement de Coulomb. De plus, une attention particulière est portée à l'intégration numérique en temps des équations du mouvement en présence de telles contraintes, susceptibles de générer des discontinuités en vitesses (Monnerie et Acary, 2001). Des détails sur cette méthode sont présentés dans Acary *et al.* (1999), Dubois et Jean (2003), Renouf *et al.* (2004, 2005, 2006).

2

Les données de fracturation du Pallat

Dans le cadre d'un aménagement de la route nationale 116 entre Prades et Mont-Louis, est prévue la réalisation de créneaux de dépassement. Le Laboratoire régional des ponts et chaussées de Toulouse a conduit une reconnaissance détaillée du créneau du Pallat (600 m) et plus particulièrement des conditions de réalisation des talus rocheux (Guittard et Virely, 2005). La protection des ouvrages existants à proximité de l'emprise du projet engendre de fortes contraintes (Fig. 1). Les talus amont et aval de la route actuelle devront faire l'objet d'une purge des blocs susceptibles d'être déstabilisés par les vibrations. Le relevé de fracturation, indispensable à la représentation du site, a été réalisé sur neuf lignes de mesures représentatives de l'ensemble du massif. Ce relevé a été pratiqué sur des lignes continues positionnées sur les affleurements, et situées à 1,50 m du sol en ne tenant compte que des discontinuités naturelles (diaclases, filons, schistosité), les zones présentant des désordres liés au terrassement ont été écartées (effets arrière).

Le tracé recoupe deux grands ensembles :

 les migmatites, ensemble qui à l'échelle de l'affleurement est un mélange de roches de types granite, généralement à grain grossier, et gneiss, à foliation souvent peu marquée ou confuse ;



FIG. 1 Vue panoramique du secteur du Pallat (aperçu de l'ensemble des ouvrages à protéger, notamment d'une voie ferrée en bas de la photo). Scenic view of the Pallat area (general presentation of the structures to be protected, especially the

railway at the bottom of the picture).

TABLEAU I Orientation des vecteurs normaux moyens pour chaque famille de discontinuités, obtenue à partir de la figure 2c, nombre de joints et espacement (en cm) pour chaque famille. Orientation of the average normal vectors for each fracture family, obtained from figure 2c, number of joints, and spacing (in cm) for each family.

Famille	Nombre de joints	Pendage (degrés)	Direction (degrés)	Espacement moyen (cm)
1 +	139	9	200	37
2 Δ	92	10	92	90
З о	105	21	307	85
4 x	56	55	354	130



Modèle créé pour le talus du Pallat avec une hauteur de 130 m, (a) massif fracturé par quatre familles, (b) coupe 2D du talus, (c) projection stéréographique des données mesurées sur le terrain mises en famille par l'algorithme de regroupement spectral (hémisphère inférieur), (d) projection stéréographique des plans de joints générés par l'algorithme dans le modèle (hémisphère inférieur).
 Model of the 130 m high Pallat slope, (a) fractured rock mass with four families, (b) 2D section of the slope.

Model of the 130 m high Pallat slope, (a) fractured rock mass with four families, (b) 2D section of the slope, (c) stereographic projection of the measured data grouped by the spectral clustering method (lower hemisphere), (d) stereographic projection of the joint planes created in the model (lower hemisphere).

- les micaschistes, roches métamorphiques grises à patine « rouille », à grain moyen, à schistosité plane et bien marquée, riches en lamelles de mica visibles à l'œil nu et à débit facile en plaques. Les lits de mica (parallèles à la schistosité) forment des surfaces brillantes propices aux glissements plans.

Dans cette étude, on a choisi la ligne de mesure sur laquelle un nombre important de fractures a été mesuré pour qu'on puisse avoir la possibilité de faire des analyses statistiques. La ligne de mesure numéro 1, dans la migmatite, avec 392 mesures de fractures, est longue de 90 m. La géométrie du massif rocheux est obtenue au moyen d'outils développés dans l'environnement logiciel AutoCAD® qui permettent d'utiliser les données telles que l'orientation des familles des discontinuités et l'espacement entre les discontinuités. Le regroupement des discontinuités en ensembles principaux, pour cette ligne de mesure, a été réalisé selon la méthode de regroupement spectral, proposée par Jimenez-Rodriguez et Sitar (2006). On a élaboré un code dans l'environnement logiciel R, libre de droits et accessible sur internet, sur la base de l'algorithme proposé par ces auteurs. Le calcul du regroupement spectral est effectué sur les 392 joints. Les paramètres calculés pour chaque famille sont représentés dans le tableau L

Dans la figure 2d, sont représentées les partitions de l'ensemble des données, calculées par la méthode du regroupement spectral en quatre familles, avec une projection des pôles sur l'hémisphère inférieur. Le calcul de la direction du vecteur normal moyen pour chaque famille de discontinuités a été réalisé.

3

Genèse du modèle de massif rocheux

Dans cette partie, on détaille la méthode selon laquelle les paramètres statistiques de la distribution des données d'orientation (direction et pendage) sont pris en compte, en plus des données concernant la distribution de l'espacement des joints. Ces paramètres sont les valeurs de l'écart-type de l'angle de tolérance par rapport à des valeurs moyennes, calculées par regroupement des joints, de la direction et du pendage pour chacune des familles. Ils sont calculés en considérant une distribution normale ajustée sur ces valeurs. L'écart-type de ces distributions est pris en compte pour créer le modèle.

Ces valeurs de l'écart-type seront utilisées pour faire pivoter les plans des joints dans la phase de définition de l'intersection des plans de fractures entre eux, afin de permettre une variation locale de cette orientation. Ensuite, le nouveau plan sera utilisé pour couper la géométrie du talus rocheux. Le schéma de cet algorithme est présenté dans la figure 3. A l'aide de cette méthode, on peut engendrer des modèles qui prennent en compte une variabilité de l'orientation des joints, ce qui permet d'intégrer dans le modèle les orientations similaires à celles mesurées sur le terrain ayant la même distribution statistique. En outre, comme on sait que les joints n'ont pas toujours la forme d'un plan, en procédant de cette façon, on obtient au final des évolutions d'orientations de joint par une succession de plans de joints, avant subi de légères rotations lors de leur intersection avec d'autres joints préexistants.



Flow chart of the modeling process of the 3D fractured rock mass, integrating the variability of the joints dip and strike.

Cet algorithme est employé pour engendrer le modèle du talus de Pallat, un talus d'une hauteur de 130 m et d'une épaisseur arbitrairement choisie de 30 m, orienté vers le sud (Fig. 2a). Les joints sont inclus dans le modèle selon un ordre hiérarchique (famille 4, puis 3, puis 2, puis 1) et le modèle est engendré en utilisant les valeurs de la variabilité décrites ci-dessus. Une possibilité auxiliaire dans cet algorithme consiste à avoir accès aux données d'orientation des plans de joints qui sont utilisées pour les calculs de l'intersection du modèle primaire. On peut constater sur la figure 2d que les plans créés par l'algorithme pour les familles 1, 2, 3 sont en accord en moyenne avec les mesures faites sur le terrain (Fig. 2c), mais on voit bien que, pour la famille 4, l'orientation des plans sur cette réalisation particulière du modèle ne donne pas la même distribution que celle mesurée. Il est à noter que les effectifs des plans « primaires », et des plans contenant les facettes des différents blocs constituant le modèle sont forts différents, ce qui se traduit par des densités locales bien plus fortes sur la figure 2d, que celles de la figure 2c. Il se peut que cette différence ait pour cause le faible nombre des fractures appartenant à cette famille, ce qui ne permet pas d'obtenir des paramètres statistiques robustes. D'autre part, en observant la répartition des pôles de cette famille sur la projection hémisphérique, on constate que les fractures classées dans cette famille sont très dispersées. On obtient donc des valeurs élevées de l'écart type sur la direction et le pendage, pour les joints appartenant à cette famille. On pourrait améliorer cet algorithme en remplaçant la distribution normale considérée pour l'orientation par la distribution de Fisher (1953).

La figure 4a présente l'histogramme des superficies des facettes des blocs créés dans le modèle de la figure 2a. Cet histogramme montre une forme de distribution proche d'une loi exponentielle. La figure 4b présente l'histogramme du nombre des sommets pour chaque facette de blocs, qui est un indicateur pertinent pour l'analyse de la complexité de la géométrie des blocs (Kalenchuk *et al.*, 2006).

Analyse de la stabilité du massif rocheux fracturé par la méthode NSCD

Le modèle stochastique créé dans la section précédente est ensuite utilisé pour étudier la stabilité du talus par la méthode NSCD. Pour cela, on a utilisé le code LMGC90 (Dubois et Jean, 2003). Les modélisations sont effectuées en deux étapes, en utilisant les modèles 2D et 3D, en utilisant dans les deux cas des éléments rigides. Pour le modèle 2D, on a considéré l'interaction entre les blocs selon une loi de frottement sec de Coulomb, avec un angle de frottement égal à 38 degrés, et une masse volumique de 2 000 kg/m³.

Les résultats obtenus pour la modélisation 2D sont présentés dans la figure 5. Les figures 5a et 5b illustrent deux états de déplacement vertical de certains blocs du talus, respectivement au début de la troisième et de la neuvième seconde de calcul. Le modèle 2D montre que des instabilités sont concentrées au sommet du talus. On constate un glissement sur le plan d'un joint appartenant à la famille 4 qui provoque l'effondrement complet de ce gradin. Ce plan de joint continu a en effet une inclinaison supérieure à l'angle de frottement. L'évolution du nombre de contacts glissants et restant collés pendant le calcul est présentée dans la figure 5c. Ce graphe montre que le glissement produit pendant les trois premières secondes de calcul a provoqué des détachements instantanés pour les blocs précédemment stables. Entre trois et six secondes, on observe des blocs instables dans le modèle, repérables par les pics instantanés dans les nombres des contacts glissants. Cette séquence caractérise la période durant laquelle les blocs amovibles provoquent les chocs sur le deuxième gradin, ce qui, ensuite, produit des instabilités au sein du massif. Le massif se stabilise pendant les trois dernières secondes. Pour mieux comprendre les phénomènes produits pendant les neuf secondes de calcul, on a tracé le graphe de l'évolution de l'énergie cinétique du modèle (Fig. 5d). Ce graphe révèle bien les différentes phases survenues dans le modèle. L'énergie



a) Histogram of the block face areas ; b) histogram of the number of vertices per block face, for the model presented in figure 2b.





2D model of the Pallat rock mass generated, from a section of the 3D model. a), b) Two consecutive pictures of the horizontal displacement in meter; c) evolution of the number of sliding and sticking contacts during the computation; d) evolution of the kinetic energy in the model during the computation, in Joules.



amovibles ; d) évolution du nombre de contacts glissants et restant collés pendant le calcul. 3D model of the Pallat rock mass. a) Vertical displacement in meter ; b), c) detail of the unstable blocks ; d) evolution of sliding and sticking contacts during the computation. cinétique du modèle montre une forte augmentation jusqu'à la troisième seconde, ensuite elle commence à baisser selon une allure régulière, avec des augmentations locales produites par les chocs entre les blocs mobiles et les blocs stables sur le deuxième gradin.

Le modèle 2D précédemment décrit est par trop simplificateur de la réalité physique, parce que ni la géométrie du talus, ni les conditions aux limites n'y sont réalistes. Il est ainsi apparu nécessaire d'effectuer une modélisation 3D, et important de souligner la différence des résultats obtenus avec un modèle 2D, considéré comme une coupe du modèle 3D.

Les résultats du modèle tridimensionnel sont présentés dans la figure 6. L'angle de frottement pris en compte vaut 35 degrés, légèrement inférieur au cas précédent. A la différence du modèle 2D, même avec un coefficient de frottement plus faible, il ne s'est produit aucun glissement global dans le modèle, et notamment le sommet du talus reste stable. On constate la présence de rares blocs amovibles au niveau du deuxième gradin (Fig. 6a) en forme de dièdres engendrés par les familles 2 et 3 qui glissent sur des plans de fractures appartenant à la famille 4. Les vues rapprochées dans les figures 6b et 6c illustrent bien cette constatation. Dans le modèle 3D, on a à peu près 75 000 points de contact. La figure 6d montre l'évolution du nombre de contacts glissants et restant collés pour le modèle 3D. On observe que le nombre de contacts dans ce modèle varie surtout pendant les 0,2 premières secondes, mais qu'ensuite il reste relativement stable.

Conclusion

Dans cette étude, on a présenté un algorithme de création de modèles de massifs rocheux fracturés en utilisant les données statistiques extraites de mesures faites sur le terrain. Les données de l'orientation sont intégrées dans le modèle en définissant un angle de variabilité, calculé pour chaque famille de fractures qui permet de faire pivoter les plans des joints dans la phase du calcul de leur intersection avec des joints préexistants. Le code développé permet d'obtenir certaines caractéristiques telles que la distribution des volumes des blocs en 2D et 3D, et l'orientation des joints intégrés dans le modèle.

Le modèle engendré a été utilisé dans le cadre de cette étude pour présenter l'application de la méthode NSCD, au moyen du code LMGC90, dans le domaine de l'analyse de la stabilité des massifs rocheux. Cette méthode propose un traitement non régularisé des conditions de contact unilatéral, et, dans notre exemple, en considérant une loi de frottement sec de Coulomb.

Les modélisations effectuées en 2D et 3D montrent, une fois encore, que les simplifications faites sur le modèle 2D peuvent conduire à des résultats erronés. Dans ce cas bidimensionnel, on a en effet constaté des glissements importants au niveau du sommet du talus qui étaient, pour une grande part, le résultat d'une simplification discutable dans ce type de modèle. En revanche, les résultats en 3D ont montré que le talus reste globalement stable, mais que des glissements de blocs se produisent localement : blocs en forme de dièdres engendrés par les familles 2 et 3 glissant sur le plan de la famille 4. Si, dans cette étude, la loi d'interaction entre les blocs considérée est seulement du frottement sec, il convient de noter qu'existe aussi dans le code LMGC90 la possibilité de considérer des lois prenant en compte la cohésion, et l'énergie de décohésion (Jean et al., 2001 ; Monerie et Acary, 2001 ; Renouf et al., 2006). Des études complémentaires seraient nécessaires pour caler de façon réaliste les valeurs des divers paramètres intervenant dans la formulation de ces lois.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à exprimer leurs très vifs remerciements aux personnels du Laboratoire régional des ponts et chaussées de Toulouse, et notamment Muriel Gasc-Barbier, Didier Virély, Jérôme Guittard, qui ont mis les données de terrain à leur disposition, dans le cadre de cette étude.

Bibliographie

- Acary V., Blaise J.-Y., Drap P., Florenzano M., Garrec S., Jean M., Merad D. – NSCD method applied to mechanical simulation of masonry in historical buildings using MOMA. XVII CIPA (International Committee for architectural photogrammetry) *International Symposium WG3* Simple methods for architectural photogrammetry. Olinda, Brazil, 1999.
- Cundall P.A. A computer model for simulating progressive large scale movements of blocky rock systems. *Proc. Int. Symp. on Rock Fracture,* Nancy, France, 1971, p. 132-150.
- Cundall P.A., Strack O.D.L. A discrete numerical model for granular assemblies. *Geotechnique* 29 (1), 1979, p. 47-65.
- Geotechnique 29 (1), 1979, p. 47-65. Dubois F., Jean M. – LMGC90 une plateforme de développement dédiée à la modélisation des problèmes d'interaction. Actes du 6^e colloque national en calcul des structures. CSMA-AFM-LMS, 2003, p. 111-118,
- Fisher R. Dispersion on a sphere. Proceedings of the Royal Society London, A217, 1953, p. 295-305.
- Guittard J., Virely D. R.N. 116, Aménagements entre Villefranche-de-Conflent et Mont-Louis, Talus rocheux du Pallat, Laboratoire régional des ponts et chaussées de Toulouse, dossier n° 20,66.032.2001/20-037/26-125, février 2005, 48 p.
- Jean M. Frictional contact in collections of rigid and deformable bodies : numerical simulation of geomaterials. *Mechanics* of geomaterials Interfaces SM, Bolt J.J. Edn. Amsterdam, Elsevier Science, 1995, p. 463-486.

- Jean M. The non-smooth contact dynamics method. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 177, 1999, p. 235-257.
 Jean M., Acary V., Monerie Y. – Non
- Jean M., Acary V., Monerie Y. Non smooth contact dynamics approach of cohesive materials. *Philosophical Transactions : Mathematical, Physical & Engineering*, The Royal Society, London A, A359 (1789), 2001, p. 2497-2518.
- Jean M., Moreau J.-J. Unilaterality and dry friction in the dynamics of rigid bodies collection. *Contact Mechanics International Symposium*. Lausanne, Switzerland : Presses polytechniques et universitaires, 1992, p. 31-48.
- Jimenez-Rodriguez R., Sitar N. Spectral method for clustering of rock discontinuity sets. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43, 2006, p. 1052-1061.
- Kalenchuk K.S., Diederichs M.S., McKinnon S. – Characterizing block geometry in jointed rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43, 2006, p. 1212-1225.
- Moreau J.-J. Unilateral contact and dry friction in finite freedom dynamics. J. Moreau, P.-D. Panagiotopoulos (eds), Non Smooth Mechanics and Applications, CISM Courses and Lectures, Springer-Verlag, Wien, New York, 1988, p. 1-82.
- Moreau J.-J. Some numerical methods in multibody dynamics : application to granular materials. *European Journal of Mechanics A/ Solids*, 13, 1994, p. 93-114.

- Moreau J.-J. Numerical aspects of sweeping process. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 177, 1999, p. 329-349.
- Moreau J.-J. Contact et frottement en dynamique des systèmes de corps rigides. *Revue européenne des eléments finis*, 9, 2000, p. 9-28.
- Moreau J.-J. An introduction to unilateral dynamics, Novel Approaches in Civil Engineering (M. Frémond and F. Maceri, eds), Springer Verlag, 2003, p. 1-46.
- Monerie Y., Acary V. Formulation dynamique d'un modèle de zone cohésive tridimensionnel couplant endommagement et frottement. *Revue européenne des éléments finis*, 10, 02-03-04, 2001, p. 489-503.
- Renouf M., Acary V., Dumont G. 3D Frictional contact and impact multibody dynamics : a comparison of algorithms suitable for real-time applications. *Multibody Dynamics 2005*, ECCOMAS Thematic Conference, J.M. Goicolea, J. Cuadrado, J.C. Garcia Orden (eds), Madrid, Spain, 21-24 June 2005.
- Renouf M., Dubois F., Alart P. A parallel version of the Non Smooth Contact Dynamics algorithm applied to the simulation of granular media. *The Journal of Computational and Applied Mathematics*, 168, 2004, p. 375-338.
- Renouf M., Dubois F., Alart P. Numerical investigations of fault propagation and forced-fold using a non smooth discrete element method. *Revue européenne de mécanique numérique*, 15, 2006, p. 549-570.

Caractérisation hydromécanique des fractures *in situ* par une nouvelle sonde d'auscultation et des simulations numériques 3D

Résumo

Abstrac

Un dispositif amovible d'auscultation in situ du comportement hydromécanique des fractures permettant la réalisation de mesures simultanées de pression et de déplacement a été mis au point. Les mesures sont réalisées à l'aide de capteurs à fibre optique qui se révèlent être d'un ordre de grandeur plus précis que les mesures par capteurs à cordes vibrantes. La fréquence des mesures est également bien supérieure (120 Hz), ce qui permet d'enregistrer avec beaucoup plus de finesse les variations temporelles des paramètres mesurés. Ce dispositif a été testé sur le site expérimental de Coaraze, petit massif calcaire fracturé situé dans le Sud-Est de la France. Les expérimentations ont consisté à injecter ou pomper un certain volume d'eau (en contrôlant la pression ou le débit) au niveau de l'intersection d'un forage et de la faille que l'on souhaite caractériser. Le dispositif instrumental s'est révélé pertinent pour caractériser in situ le comportement hydromécanique des fractures. Les simulations hydromécaniques ont permis de reproduire correctement les expérimentations et de déterminer par calage les caractéristiques hydromécaniques des fractures (raideur normale, ouverture hydraulique).

Mots-clés : couplage hydromécanique, fracture, caractérisation, mesure *in situ*, essai d'injection, modélisations numériques, éléments distincts, écoulement, déformation, 3DEC.

In situ hydromechanical characterization of fractures using a new sounding probe and 3D numerical simulations

A removable device allowing the in situ fracture monitoring through the realization of simultaneous measurements of pressure and mechanical displacement was developed. Measurements are carried out using fiber optic sensors that prove to be of one order of magnitude more accurate than conventional measurements with vibrating wire sensors. The higher frequency of measurements (120 Hz) makes it possible to record with much more accuracy the temporal variations of the measured parameters. This device was used at the Coaraze Laboratory site, a small calcareous fractured rock mass located in southerneast France. The experiments consisted in injection and pumping of water volumes (while controlling the hydraulic pressure or the flowrate) at the intersection between a horizontal borehole and the studied fault. The instrumental device proved to be relevant to in situ characterize the fracture hydromechanical behavior. Numerical simulations made possible to correctly reproduce the in situ experiments and to determine the hydraulic and mechanical characteristics of the fractures (normal stiffness, hydraulic aperture).

Key words: hydromechanical couplings, fractures, characterization, *in situ* measurements, pulse test, numerical modelling, distinct elements, flow, deformation, 3DEC.

A. THORAVAL

INERIS, École supérieure des mines de Nancy Parc de Saurupt 54042 Nancy Cedex alain.thoraval@ineris.fr

Y. GUGLIELMI

Laboratoire de Géologie des réservoirs carbonatés Université de Provence 3, place Victor-Hugo Case 67 13331 Marseille Cedex 3 yves.guglielmi.@univ-provence.fr

F. CAPPA

Géoscience-Azur Bât. 4 250, rue Albert-Einstein Les Lucioles 1 Sophia-Antipolis 06560 Valbonne Yves.Guglielmi@geoazur. unice.fr cappa@geoazur.unice.fr

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 01/03/2010.

Introduction

1

2

2.1

La prévision à long terme du comportement hydromécanique des massifs rocheux fracturés relève encore du domaine de la recherche. Celle-ci, motivée par des enjeux liés à la sécurité des personnes et des biens et la protection de l'environnement, a de nombreuses applications. En effet, la stabilité de fronts rocheux, l'étanchéité de stockages souterrains (d'hydrocarbures, de déchets radioactifs et de déchets industriels, de gaz à effet de serre), l'efficacité du concept de géothermie et la gestion de réservoirs pétroliers, les risques de migration des polluants, sont autant de domaines très affectés par les couplages hydromécaniques en milieux fracturés.

Dans le cadre d'un programme de recherche financé sur le Budget civil de recherche et développement (BCRD), l'INERIS a développé en partenariat avec le laboratoire Géoscience-Azur de l'université de Nice Sophia-Antipolis une méthode de caractérisation des milieux fracturés fondée sur une amélioration conjointe de la qualité des mesures *in situ* et des méthodes d'interprétation.

Amélioration des techniques de mesure *in situ*

Description du comportement hydromécanique des milieux fracturés

Le comportement mécanique, hydraulique et hydromécanique des fractures a été ces trente dernières années abondamment étudié. Une synthèse de l'état de l'art réalisée par Gentier (2002) souligne notamment les liens entre paramètres géométriques (rugosité des épontes et répartition des zones en contact et des vides), paramètres mécaniques (raideurs normale et tangentielle), paramètres hydrauliques (ouverture hydraulique) et les sollicitations appliquées (contrainte mécanique et pression hydraulique).

L'étude du comportement mécanique d'une fracture sous sollicitation normale met en particulier en évidence l'augmentation de sa raideur normale avec la surface de contact de ses deux épontes. D'autres auteurs ont mis en évidence le lien entre la conductivité hydraulique de la fracture et la répartition des vides entre les deux épontes.

Le couplage hydromécanique dans les fractures se définit classiquement par deux relations :

 l'une entre la pression et les contraintes normales mécaniques totales et effectives :

$$\Delta \sigma'_{n} = \Delta \sigma_{n} - b.\Delta P \tag{1}$$

– l'autre entre les variations de fermeture mécanique Δu_n et d'ouverture hydraulique Δa :

$$\Delta a = f \Delta u_n \tag{2}$$

où b et f sont des paramètres liés à la géométrie des vides permettant l'écoulement (b et f pouvant varier avec la sollicitation appliquée sur la fracture).

Limites de la caractérisation en laboratoire

Les travaux de laboratoire sont très utiles pour comprendre la complexité des relations entre les différents paramètres définissant le comportement hydromécanique des fractures. Toutefois, une identification de ces paramètres à partir d'essais de laboratoire faits sur échantillons de taille nécessairement réduite n'est pas forcément représentative du comportement de la fracture à l'échelle du site étudié. Cela est lié aux ondulations métriques de la fracture, à des dissolutions karstiques locales et aux interactions complexes avec des fractures ou des hétérogénéités environnant la fracture testée qui ne sont pas vues à l'échelle de l'échantillon. Il est donc important de compléter la caractérisation au laboratoire par une caractérisation à plus grande échelle réalisée *in situ*.

2.3

Limite des caractérisations classiques faites *in situ*

L'essai d'injection ou pulse-test est fréquemment utilisé pour déterminer la conductivité ou l'ouverture hydraulique des fractures. Ce test est réalisé le plus souvent en milieu saturé et consiste, dans le cas d'un milieu fracturé, à injecter un faible volume de fluide dans une fracture afin de créer un pic de pression rapide dans celle-ci. Le fluide s'écoule dans le milieu, et la pression diminue dans le temps en fonction de la conductivité hydraulique de la fracture.

Traditionnellement, les résultats du pulse-test sont interprétés en considérant un comportement hydraulique linéaire. Cependant, ces modèles restent souvent imprécis et ne rendent pas compte des effets non linéaires largement observés dans le cas des formations à forte conductivité hydraulique. Dans la plupart des cas, les modèles employés ne prennent pas non plus en compte l'impact des couplages hydromécaniques sur la mesure.

2.4

Une nouvelle méthode de caractérisation hydromécanique des fractures *in situ*

Un dispositif amovible d'auscultation *in situ* du comportement hydromécanique des fractures permettant la réalisation de mesures simultanées de pression et de déplacement a été mis au point par Géoscience Azur (Cappa *et al.,* 2006a).

Comme le montre la figure 1, cette sonde amovible est composée d'un assemblage de plusieurs constituants : deux obturateurs pneumatiques ; deux ancrages mécaniques ; un capteur de pression et un capteur de déplacement à fibre optique basés sur le principe de Fabry-Pérot. Elle permet la mesure synchrone de la pression d'eau dans la fracture et du déplacement normal de ses épontes.

Les deux obturateurs hydrauliques délimitent une chambre d'injection d'eau de 0,5 à 2 m de long. Dans cette chambre, le système central est composé d'un capteur de déplacement installé entre deux ancrages mécaniques indépendants des obturateurs (Fig. 2). Un

FIG. 2 Détail du système central de mesures (intérieur de la chambre d'injection). Detail of the central part of the probe (interior of the injection chamber).

capteur de pression est disposé sur un tube d'extension de longueur ajustable en fonction de la longueur de chambre voulue.

Les capteurs à fibre optique utilisés se révèlent être d'un ordre de grandeur plus précis que les capteurs par cordes vibrantes (soit 10⁻⁷ m pour les déplacements et 1 kPa pour les mesures de pression). De plus, la fréquence des mesures peut être bien supérieure (fréquence d'échantillonnage de 120 Hz), ce qui permet d'enregistrer avec beaucoup plus de finesse les variations temporelles des paramètres mesurés.

Application au site de Coaraze

3.1

Description du site

Les expérimentations *in situ* ont été conduites sur le site laboratoire de Coaraze en France. Ce site est un petit réservoir rocheux fracturé (30 m × 30 m) composé d'une série de calcaires fracturés (d'âge Crétacé inférieur) de 15 m d'épaisseur (Fig. 3). Les limites hydrauliques du réservoir sont bien contraintes avec des niveaux géologiques imperméables à la base et au sommet, une faille imperméable située en aval (vers le sud-ouest du site), et une surface topographique artificiellement imperméabilisée sur une dizaine de mètres de hauteur. En amont (vers le nord-est du site), une faille perméable permet à l'eau de s'écouler continuellement dans le réservoir. La masse rocheuse est naturellement drainée par une source située dans l'angle sud-ouest du site (Fig. 3). Pour les expérimentations, la source a été artificiellement fermée avec une vanne dans le but de contrôler la pression dans le réservoir (par ouverture et fermeture de la vanne).

3.2

Fracturation à l'échelle du site expérimental

Les études préalables réalisées sur le site par Guglielmi (1999) et Fénart *et al.* (2001) ont montré que le réseau de fractures du site de Coaraze est constitué de trois familles principales de discontinuités, dont l'orientation est donnée ici en convention « direction de plan, plongement, sens du pendage » :

- les joints de stratification (Si) de direction N25 à N50 avec un pendage de 45E ;

 des failles (Fi, i : 1 à 10) de direction N140 avec un pendage de 75NE qui contiennent des zones de brèche de 4 à 5 cm d'épaisseur, souvent karstifiées ;

– des failles (Fi, i : 11 à 14) de direction N50 à N90 avec un pendage de 70 à 80SE (donc quasiment parallèles au versant instrumenté du site), qui présentent les plus grands chenaux karstiques. Des relevés complémentaires ont été réalisés à l'aide d'un tachéomètre haute précision dans le but de simuler avec un maximum de précision la géométrie du site. Le principe de la mesure consiste à positionner le tachéomètre face au versant rocheux étudié et à mesurer les coordonnées de points positionnés sur les traces visibles des fractures sur le versant. Un traitement de ces mesures tachéométriques permet de déterminer l'orientation et la position des différentes fractures.

3.3

Description des expérimentations réalisées

Deux types d'expérimentations ont été effectués pour étudier, d'une part, le comportement hydromécanique global du massif fracturé, et pour caractériser, d'autre part, les fractures individuellement en les sollicitant localement par injection ou par pompage.

Le premier type d'expérimentations consiste à imposer une sollicitation globale du massif par fermeture d'une vanne installée sur la source de la Parre. Quand la vanne est fermée, l'eau monte assez rapidement dans les fractures du massif sur une hauteur d'environ 10 m (du fait de l'imperméabilisation de la partie basse du versant). L'ouverture et la fermeture de la vanne permettent de contrôler le niveau de pression de l'eau dans les fractures. Les résultats de cette expérimentation ont été décrits dans Guglielmi (1999) et Cappa *et al.* (2005).

Les expérimentations locales, que l'on va décrire plus précisément ici, ont consisté à utiliser la sonde amovible d'auscultation et à imposer une pression ou un débit dans une fracture et à mesurer les variations des pressions hydrauliques et des déplacements nor-

maux au plan de fracture induits par la sollicitation (Fig. 4). Cela a nécessité la réalisation préalable de deux forages horizontaux, espacés de 1,1 m, recoupant la fracture choisie. On distingue des injections de courte durée (pulse-test) et des essais de pompage et d'injection de plus longue durée. Les injections et les pompages d'eau sont réalisés avec une pompe à membrane connectée par un train de tiges à la chambre. Cette pompe peut imposer des variations de pression allant de 0 à 0,7 MPa. Toutes ces expérimentations ont été

réalisées en condition hydraulique saturée (correspondant à l'état d'équilibre du site à vanne fermée).

Description des expérimentations de courte durée

Pour une injection de courte durée (pulse-test) imposée en HM,, la figure 5 montre la variation au cours du temps de la pression hydraulique dans la frac-

ng. 4 Dispositif d'injection et de pompage utilisé pour la sollicitation localisée d'une fracture particulière. Coupe transversale au talus rocheux. Injection and pumping device used to impose local hydraulic loading inside a particular fracture. Cross-section

ture instrumentée au niveau de son intersection avec les forages (notée $\rm HM_1$ et $\rm HM_2$), ainsi que du déplacement normal associé. La valeur maximale de la pression indiquée correspond à une variation de pression par rapport à la valeur initiale (39 kPa en $\rm HM_1$, 25 kPa en $\rm HM_2$). Le maximum de pression est atteint en $\rm HM_2$ avec un décalage temporel de 1,3 s.

Le déplacement normal induit est synchrone en HM_1 pendant la phase d'application de la surpression (jusqu'au pic). Après le pic, la pression diminue pour retrouver au bout d'environ 20 secondes sa valeur initiale. On note que le déplacement normal diminue moins rapidement en HM_1 du fait de la diffusion de la surpression dans la fracture. Cela est nettement mis en évidence en représentant l'évolution du déplacement normal avec la pression hydraulique (Fig. 5). Cette diachronie s'atténue lorsque l'on s'écarte du point d'injection, comme le montre le résultat en HM_2 .

3.3.2

Description des expérimentations de longue durée

Il s'agit de pompage par palier à débit constant ou d'injection par palier à pression constante. Chaque palier dure de 30 minutes à 1 heure. Les mesures obtenues (à chaque palier) en HM_1 et HM_2 sont rassemblées dans le tableau I (les valeurs imposées sont en gras).

Le pompage induit des variations de la pression hydraulique et du déplacement normal en HM₁ et HM₂. Il apparaît qu'il est nécessaire d'imposer un débit de pompage de 0,77 litre/s pour que la pression s'annule en HM₁. Le pompage génère par ailleurs des déplacements normaux (fermeture) maximaux de 0,9 mm en HM₁ et de 0,2 mm en HM₂.

Les pressions imposées au cours de l'injection induisent des débits injectés respectifs de 0,7 litre/s et 1,2 litre/s en HM₁ et des déplacements normaux (ouverture) de 1 mm et 2,35 mm. En HM₂, les variations de pressions mesurées à l'équilibre pour chaque palier sont respectivement de 28 kPa et 74 kPa. Un dysfonctionnement momentané des capteurs n'a pas permis de mesurer les déplacements normaux induits en HM₂. 4

Interprétation des expérimentations

4.1

Utilisation d'un modèle analytique négligeant les effets mécaniques

Le modèle analytique suppose que l'écoulement dans la fracture instrumentée se produit entre deux plans parallèles distants de « a » (ouverture hydraulique), qu'il est laminaire et radial à partir du point d'injection. Pour ce type d'interprétation, n'ayant en général pas d'autres informations que celles mesurées au point sollicité, on est souvent amené à faire l'hypothèse d'une certaine distance d'influence à partir de laquelle la perturbation n'a plus d'effet. Cette distance étant difficile à évaluer, cette hypothèse conduit à des imprécisions sur les résultats. Dans notre cas, on dispose d'informations complémentaires, puisque l'on a mesuré également les variations de la pression hydraulique en un point de la fracture HM₂ localisé à une distance $r_e = 1,1$ m de HM₁. Dans ce cas, on peut écrire (Rutqvist, 1995) :

$$\frac{Q}{\Delta h} = Ca^3 \tag{3}$$

licité (HM₁);
$$C = 2\pi \left(\frac{\rho g}{12\mu}\right)$$

 $/\ln\left(\frac{r_e}{r_w}\right)$, avec r_w le rayon du forage ($r_w = 0.035$ m),

g est la gravité, ρ la masse volumique et μ la viscosité dynamique du fluide ; Δ h désigne la variation de charge entre le point sollicité (HM₁) et le point extérieur (HM₂), soit Δ h = [(P^rHM1 – PⁱHM1) – (P^rHM2 – PⁱHM2)]/(ρ g).

En représentant la variation de $[(P^{f} HM1 - P^{i} HM1) - (P^{f} HM2 - P^{i} HM2)]$ en fonction du débit Q injecté en HM₁, on a constaté que la relation entre Q et Δh est quasiment linéaire pour les pompages, mais ne l'est plus pour les injections. La valeur de l'ouverture hydraulique peut être estimée en écrivant :

$$a = \left(\frac{Q \frac{6\mu}{\pi} \ln \left(\frac{r_{e}}{r_{w}} \right)}{\left[(P^{f}_{HM1} - P^{i}_{HM1}) - (P^{f}_{HM2} - P^{i}_{HM2}) \right]} \right)^{\frac{1}{3}}$$
(4)

 TABLEAU I
 Synthèse des mesures faites en HM₁ et HM₂ correspondant aux paliers de pompage et d'injection.

 Recorded measurements at HM₁ et HM₂ for each pumping or injection steps.

	Débit HM ₁ (l/s)	ΔP_HM, (kPa)	U,_HM, (µm)	ΔP_HM ₂ (kPa)	U _n _HM ₂ (μm)
	0	0	0	0	0
	- 0,05	- 1	0	0	0
	- 0,44	- 17	- 0,46	- 4,4	- 0,1
	- 0,51	- 23,5	- 0,58	- 6	- 0,12
D	- 0,55	- 25	- 0,62	- 6,1	- 0,13
Pompage	- 0,77	- 43	- 0,9	- 11	- 0,21
	- 0,55	- 25	- 0,64	- 6,1	- 0,12
	- 0,52	- 25	- 0,63	- 6	- 0,12
	- 0,46	- 21,5	- 0,57	- 5	- 0,11
	- 0,09	- 2	- 0,04	- 0,5	- 0,01
	0	0	0	0	
Injection	0,69	36	1	28	Pas de mesures
	1,19	78	2,35	74	

L'application de cette formule à chaque palier de pompage ou d'injection précédente permet d'encadrer l'ouverture hydraulique de la fracture instrumentée : 0,5 mm < a < 1,3 mm. On obtient des valeurs plus importantes dans le cas des essais d'injection à pression constante. Les valeurs d'ouverture hydraulique déterminées par le modèle analytique semblent donc affectées par les conditions d'essai. Ces variations de l'ouverture laissent penser que les hypothèses sur lesquelles repose cette interprétation ne sont pas totalement vérifiées. Il semble en particulier nécessaire de prendre en compte le couplage hydromécanique.

4.2

Apport de la modélisation numérique à l'interprétation des essais

La modélisation numérique des expérimentations in situ a nécessité préalablement la réalisation d'un modèle géométrique en grand du site à l'aide du logiciel RESOBLOK (Korini, 2000). Ce modèle a été construit de manière déterministe à partir des données de fracturation. Les 60 à 70 fractures répertoriées ont été introduites une à une, en commençant par celles qui découpent complètement la zone d'intérêt, soit en particulier celles qui appartiennent aux familles les plus régulières. Cette façon de procéder a l'avantage de définir des compartiments qui permettent de limiter l'extension des fractures secondaires. Un modèle plus petit et plus précis (cube de 8 m de côté) a également été réalisé autour de la zone d'injection pour la simulation des pulses. Il a été construit autour du point d'injection HM₄. Il utilise, en plus des données précédentes, les relevés de fracturation dans les forages.

Pour simuler les expérimentations, on a utilisé le logiciel 3DEC qui permet la simulation du comportement hydromécanique d'une matrice déformable et imperméable découpée par des fractures supposées saturées d'eau (Itasca, 1993 ; 1994). Des travaux antérieurs réalisés par l'INERIS ont permis de vérifier le bon fonctionnement du logiciel pour des simulations hydromécaniques (Thoraval et Renaud, 2003 ; Thoraval, 2005 ; Thoraval *et al.*, 2005 ; Hosni *et al.*, 2003). Des développements ont également été réalisés à la demande de l'INERIS permettant de généraliser les lois de couplage ; les paramètres des équations (1) et (2), décrites dans le § 2.1., peuvent être définis comme des fonctions de la contrainte normale s'exerçant sur la fracture.

Le modèle considère les hypothèses suivantes :

- la matrice a un comportement élastique ;

– les fractures et les joints de stratification ont un comportement élastique linéaire, la fermeture mécanique Δu_n s'obtenant en divisant la contrainte normale effective exercée sur les épontes de la fracture par la raideur normale de la fracture. On a supposé négligeable les variations de la raideur des discontinuités induite par celles de la contrainte effective au cours des expérimentations ;

 – la loi d'écoulement dans les fractures est la loi cubique ;

- les lois de couplages hydromécaniques correspondent aux équations (1) et (2) avec b = f = 1.

Les valeurs choisies pour les paramètres du modèle de référence sont les suivantes :

• Raideurs des fractures

La valeur $k_n = 15$ GPa/m a été retenue pour la raideur normale de la fracture instrumentée (valeur proche de la valeur obtenue en laboratoire à faible valeur de contrainte normale) et $k_n = 100$ GPa/m pour celle des joints de stratification (choix arbitraire à ajuster par calage). Les raideurs tangentielles sont supposées 10 fois plus faibles.

• Ouvertures hydrauliques des fractures

La valeur $a_0 = 10^{-4}$ m a été choisie pour l'ouverture hydraulique de la fracture instrumentée (valeur sous l'état de contrainte et de pression initiale avant perturbation). Cette valeur est proche de celle obtenue en laboratoire sous faible contrainte normale. On a fixé par ailleurs $a_0 = 10^{-5}$ m pour les joints de stratification.

• Pressions hydrauliques initiales

Lorsque la vanne est fermée, un état d'équilibre hydromécanique s'établit dans le versant. Le niveau d'eau remonte et se stabilise à environ 7 m (voire jusqu'à 10 m suivant la distance au versant) au-dessus de la vanne, soit environ 4 m au-dessus du point d'injection en HM_1 . Le « petit » modèle, utilisé ici pour interpréter les expérimentations réalisées avec la sonde amovible, peut donc être considéré comme initialement totalement saturé. Les pressions hydrauliques initiales imposées dans le modèle sont cohérentes avec les valeurs mesurées (45 kPa en HM_1 et 33 kPa en HM_2).

Contraintes initiales

La répartition des contraintes initiales est plus complexe à estimer car elle dépend notamment de la géométrie du versant et de sa fracturation. Faute de mieux, on a choisi de l'estimer par un calcul préalable à grande échelle. Le traitement des résultats de ce calcul a permis de déterminer le champ de contrainte initiale en tout point du « petit » modèle comme une fonction de la position de ce point dans l'espace. La contrainte totale initiale normale à la fracture instrumentée vaut environ $\sigma_{ni} = 120$ kPa en HM₁ (la contrainte effective initiale en HM₁ vaudrait donc selon la relation de Terzaghi $\sigma'_{ni} = 120 - 45 = 75$ kPa) ;

• Conditions aux limites

4.3

On a considéré des conditions aux limites de type « flux nul » en hydraulique et de type « contraintes imposées » en mécanique (les valeurs imposées étant égales aux valeurs initiales résultant du modèle à grande échelle). On a pu établir que, pour la taille choisie du petit modèle, les conditions aux limites n'avaient pas d'effet significatif sur les résultats.

Détermination des caractéristiques HM de la fracture instrumentée par calage sur les mesures faites lors des injections de courte durée

On a simulé le pulse en imposant l'évolution des pressions hydrauliques mesurées au cours du temps au point d'injection. Les simulations ont été réalisées en régime transitoire. Le temps est discrétisé en un certain nombre de pas de temps hydrauliques, un certain nombre de cycles mécaniques dits de relaxation étant effectué à chaque pas de temps hydraulique afin d'obtenir un équilibre mécanique à chaque pas hydraulique. La figure 6 présente les isovaleurs de pression (a), les vecteurs débits (b), les isovaleurs de contrainte normale effective (c), de déplacement normal (d), de contrainte de cisaillement (e), de déplacement tangentiel (f) calculées avec 3DEC au pic de pression pour le modèle de référence. On constate que l'essentiel des variations est observé dans la fracture instrumentée, mises à part les variations de contrainte de cisaillement et de déplacement tangentiel qui affectent surtout les joints de stratification.

La figure 7 compare les évolutions mesurées et calculées des pressions hydrauliques et des déplacements normaux dans la fracture instrumentée au cours du temps au point d'injection HM_1 et en HM_2 . On observe que la pression calculée en HM_2 commence à augmenter environ 1 seconde plus tôt que ce qui est mesuré. La valeur maximale de la surpression calculée en HM_2 est inférieure de 10 % à la valeur mesurée et est atteinte environ 0,5 s plus tôt. L'amplitude des déplacements normaux calculée en HM_1 est très proche des valeurs mesurées. En HM_2 , ces déplacements sont surestimés $(0,7 \ \mu\text{m} \text{ au lieu de } 0,4 \ \mu\text{m})$. On note, en HM₂, des décalages temporels : le déplacement calculé commence à augmenter environ 1,5 s plus tôt, la valeur maximale étant atteinte 0,7 s plus tôt.

Ces valeurs étant très faibles, la détermination des propriétés *in situ* par calage n'a de sens que si l'on peut garantir une précision bien inférieure aux variations mesurées. C'est le cas ici, puisque les capteurs à fibre optique garantissent une précision inférieure à $0,1.10^{-6}$ m pour les déplacements et de 1 kPa pour les pressions hydrauliques.

La figure 8 montre l'évolution des pressions en fonction des déplacements normaux aux mêmes points. Cette représentation a l'avantage de comparer les valeurs mesurées et calculées indépendamment des décalages temporels.

On note une relative bonne corrélation entre la courbe $u_n = f(P)$ mesurée et calculée en HM_q . On constate que le calcul reproduit qualitativement le synchronisme des mesures de déplacement et de pression

= 0,05 m

8,0E-07

4,0E-07

0,0E+00

Impact de l'ouverture hydraulique initiale (a_n) et de la raideur normale (k_n) de la fracture sur les courbes

Impact of the initial hydraulic aperture (a0) and stiffness (kn) of the fracture on normal displacement versus hydraulic

0

4.4

HM.

20

40

60 80

pendant la phase d'augmentation de la pression et le dysynchronisme après le pic. Si la pente de la courbe $u_{p} = f(P)$ est bien reproduite pour HM₁, la largeur calculée de la boucle d'hystérésis est légèrement surestimée. On a montré que la largeur de cette boucle est liée aux caractéristiques mécaniques de l'environnement de la fracture instrumentée, dont le module d'Young de la roche intacte, la densité et la raideur des fractures présentes à proximité (Cappa et al., 2006b).

pressure curve at HM1 and HM2.

60

80

Pression hydraulique (kPa)

100

« déplacement normal/pression hydraulique » en HM, et HM,

120 140

8,0E-07

4,0E-07

0,0E+00 0

FIG. B

HM.

40

20

En HM₂, en cohérence avec les mesures, le dysynchronisme entre mesures de déplacement et de pression après le pic s'atténue (on s'éloigne du point d'injection). La pente de la courbe $u_n = f(P)$ en HM₂ n'est toutefois pas bien reproduite par le calcul.

On voit donc qu'en première analyse, les résultats obtenus avec le modèle de référence reproduisent qualitativement les mesures. On note toutefois des écarts quantitatifs, soit sur l'amplitude des pressions ou des déplacements, soit sur leurs évolutions au cours du temps.

On a notamment étudié la sensibilité de la courbe $u_{p} = f(P)$ à une variation de l'ouverture hydraulique et de la raideur normale de la fracture instrumentée. On note alors que :

- les valeurs choisies pour le modèle de référence $(a_0 = 10^{-4} \text{ m}, k_p = 15 \text{ GPa})$ permettent d'obtenir une bonne adéquation avec les mesures en HM, ;

- pour calibrer le modèle en HM₂, il faut supposer

une valeur de raideur plus importante ($k_n = 50 \text{ GPa/m}$) et une valeur d'ouverture hydraulique plus faible $(a_0 = 5.10^{-5} \text{ m}).$

Pression hydraulique (kPa)

100

120

140

Ce résultat met en évidence l'hétérogénéité des caractéristiques mécaniques de la fracture. Il apparaît donc ici qu'une mesure ponctuelle n'est pas forcément représentative des caractéristiques moyennes de la fracture.

Détermination des caractéristiques HM de la fracture instrumentée par calage sur les mesures faites lors des essais d'injection et de pompage par palier

Dans ce cas, les sollicitations imposées au point HM, consistent en une succession de valeurs de pression (essais d'injection) ou de débit (essais de pompage) au point HM1. Les simulations sont une succession de calculs hydromécaniques en régime permanent (un calcul par palier de débit ou de pression).

La valeur d'ouverture hydraulique initiale de la fracture instrumentée choisie pour le modèle de référence a été modifiée pour qu'elle soit comprise entre les valeurs extrêmes (0,5 mm et 1,3 mm) obtenues à l'aide du modèle analytique.

Le tableau II rassemble les résultats correspondant aux modèles de référence pour simuler les paliers de pompage et d'injection. On observe, par comparaison avec les valeurs mesurées du tableau I :

– une sous-estimation des variations de pression calculées en HM_1 et HM_2 (de 7 à 8 fois) ;

– une surestimation des débits induits calculés (de 7 à 8 fois) ;

– une sous-estimation des déplacements normaux calculés (6 fois plus faibles en HM_1 et 3 fois plus faibles en HM_2).

Il semble donc que les valeurs choisies pour le modèle de référence pour l'ouverture hydraulique et la raideur normale de la fracture instrumentée soient trop fortes. Après calage du modèle, il apparaît que :

la valeur optimale pour l'ouverture hydraulique est 0,6 mm (cette valeur reste dans la fourchette des valeurs déterminées à l'aide du modèle analytique).
Elle est toutefois 6 fois supérieure à celle obtenue par calage sur les mesures faites lors des injections de courte durée;

– la détermination des raideurs de fracture *in situ* par calage du modèle n'a pas encore été faite. Compte tenu des écarts entre les résultats du modèle de référence et les mesures en ce qui concerne les déplacements normaux, on peut s'attendre à ce que les valeurs de raideurs normales optimales soient de 2,5 à 5 GPa/m, soit 6 à 3 fois plus faibles que les valeurs obtenues par calage sur les mesures faites lors des injections de courte durée.

Synthèse

5

Les caractéristiques hydromécaniques de la fracture instrumentée (raideur normale et ouverture hydraulique ici) ont été déterminées à partir de la simulation des pulses de courte durée et des essais d'injection et de pompage par paliers. Il apparaît que l'on n'obtient pas les mêmes valeurs pour les caractéristiques hydromécaniques à partir des pulses de courte durée ($k_{n, HM1} = 15 \text{ GPa/m}$; $k_{n, HM2} = 50 \text{ GPa/m}$; $a_{HM1} = 10^{-4} \text{ m}$; $a_{HM2} = 5.10^{-5} \text{ m}$) et à partir des essais d'injection et de pompage de longue durée ($k_{n, HM1} = 2,5 \text{ GPa/m}$; $k_{n, HM2} = 5 \text{ GPa/m}$; $a_{HM1} = 6.10^{-4} \text{ m}$). Dans le deuxième cas, on obtient donc des raideurs 6 à 10 fois plus faibles et des ouvertures 6 fois plus fortes.

L'origine des écarts vient vraisemblablement du fait que les pulses de courte durée et les essais d'injection/

pompage ont un rayon d'influence très différent. Le pulse affecte un volume de petite taille autour du point d'injection (quelques m³) et sur une très courte période de temps (quelques secondes), alors que les essais d'injection/pompage affectent un volume de roche bien plus important et sur une durée également beaucoup plus longue (30 minutes au minimum par palier). Dans le premier cas, les caractéristiques déterminées par calage correspondent aux caractéristiques locales de la fracture instrumentée à l'endroit de la mesure (les valeurs trouvées dans ce cas sont d'ailleurs assez proches de celles déterminées en laboratoire). Dans le second cas, le comportement de la fracture instrumentée est impacté par la présence des autres fractures ainsi que par les caractéristiques de la matrice rocheuse. Les caractéristiques hydromécaniques déterminées dans ce cas sont en réalité des caractéristiques équivalentes tenant compte des facteurs qui n'ont pas été inclus de façon directe dans le modèle (la présence de petites fractures ou la porosité matricielle par exemple)

Si on veut prédire le comportement hydromécanique « en grand » d'un milieu rocheux fracturé sur une période de temps assez longue, suite à une sollicitation hydraulique (battement de nappe par exemple), on pourra élaborer un modèle simplifié incluant uniquement les fractures principales. On recommande dans ce cas de déterminer leurs caractéristiques hydromécaniques à partir d'un essai d'injection ou de pompage par paliers.

Si on dispose de plus de moyens, et que le modèle prédictif peut simuler explicitement le comportement des différentes composantes du milieu, il peut être intéressant de réaliser des pulses pour déterminer les caractéristiques intrinsèques des différentes fractures.

6

Conclusion et perspectives

D'un point de vue technologique, l'apport principal est la mise au point d'une sonde amovible permettant de faire des mesures simultanées des variations de pression et de déplacement dans une fracture. Les mesures faites par capteurs à fibre optique se révèvent être d'un ordre de grandeur plus précises que les mesures par capteurs à cordes vibrantes (soit 10^{-7} m pour les déplacements et 1 kPa pour les mesures de pression). De plus, la fréquence des mesures peut être bien supérieure (120 Hz), ce qui permet d'enregistrer avec beaucoup plus de finesse les variations temporelles des paramètres mesurés.

TABLEAU II	Valeurs calculées en HM1 et HM2 correspondant aux paliers de pompage et d'injection
	(modèle de référence).

Computed values at HM1 et HM2 for each pumping and injection steps (reference model).

	Débit HM ₁ (l/s)	ΔP_HM ₁ (kPa)	U _n _HM ₁ (µm)	ΔP_HM ₂ (kPa)	U _n _HM₂ (μm)
	0,05	- 0,4	- 0,01	- 0,1	0,00
	0,44	- 3,45	- 0,08	- 0,84	- 0,04
	0,51	- 3,99	- 0,09	- 0,98	- 0,05
	0,55	- 4,31	-0,10	- 1,05	- 0,05
Pompage	0,77	- 6,02	-0,14	- 1,47	- 0,07
	0,55	- 4,31	- 0,10	- 1,06	- 0,05
	0,52	- 4,07	- 0,09	- 1	- 0,05
	0,46	- 3,61	- 0,08	- 0,88	- 0,04
	0,09	- 0,72	- 0,02	- 0,18	- 0,01
Injection	- 4,656 - 10,06	36,25 78,25	0,8317 1,793	8,88 19,21	0,4346 0,9362

Des expérimentations réalisées sur le site de Coaraze ont démontré l'intérêt de l'utilisation de cette sonde amovible pour étudier à l'échelle locale ou globale le comportement hydromécanique d'un milieu rocheux fracturé.

Le dispositif peut en particulier être utilisé pour déterminer les propriétés hydromécaniques d'une fracture particulière, car il permet à la fois de stimuler une fracture par injection ou pompage, mais également de mesurer la réponse à cette stimulation. Les interprétations classiques basées sur des modèles analytiques sont parfois suffisantes pour estimer l'ouverture hydraulique de la fracture. L'utilisation simultanée de deux sondes permet toutefois de réduire l'erreur classique liée à la méconnaissance de la distance d'influence de la sollicitation (que l'on estime souvent d'environ 30 %). Une autre source d'erreur est liée aux effets couplés hydromécaniques qui peuvent être importants dans certains cas. La qualité de l'interprétation pourra être significativement améliorée à l'aide de simulations numériques 3D. Ces simulations auront également l'avantage de préciser la valeur de la raideur normale de la fracture.

Des travaux complémentaires sont actuellement en cours dans le cadre du programme (PNR) HPPP-CO, (Guglielmi et al., 2007, 2008) pour améliorer les performances de la sonde. Il s'agit en particulier de modifier la sonde afin de pouvoir mesurer les déplacements relatifs des épontes dans toutes les directions de l'espace, de réaliser des mesures dans le cas de milieux partiellement saturés, et de l'utiliser dans des forages profonds. Parallèlement, la méthode d'interprétation par modélisation numérique doit également être affinée par une évaluation plus précise de l'impact de l'environnement de la fracture sur les mesures. Les résultats de caractérisation de laboratoire, qui permettent déjà d'établir le lien entre les relations de couplage hydromécanique et la morphologie de la fracture (Souley et al., 2007 ; Lopez et al., 2007), doivent également être utilisés pour améliorer la représentativité des modèles interprétatifs à l'échelle de l'expérimentation.

Bibliographie

- Cappa F., Guglielmi Y., Fénart P., Merrien-Soukatchoff V., Thoraval A. – Hydromechanical interactions in a fractured carbonate reservoir inferred from hydraulic and mechanical measurements. *Int. J. Rock. Mech. Min. Sc.*, 42, 2005, p. 287-306.
- Cappa F., Guglielmi Y., Gaffet S., Lançon H., Lamarque I. – Use of fiber optic sensors to in situ characterize highly heterogeneous deformation field elastic changes in fractured rocks. *Int. J. Rock. Mech. Min. Sc.* 43, 2006a, p. 647-654.
- Cappa F., Guglielmi Y., Rutqvist J., Tsang C.-F., Thoraval A. – Hydromechanical modelling of pulse tests that measure fluid pressure and fracture normal displacement at the Coaraze laboratory site, France. Int. J. Rock. Mech. Min. Sc., 43, 2006b, p. 1062-1082.
- Gentier S. Fractures dans les roches cristallines. Effet des déformations sur les circulations de fluide. *Collection Sciences & Techniques de l'ANDRA*, octobre 2002.
- Fenart P., Guglielmi Y., Dunat X. Contribution to the modelling of jointed rock mass hydromechanical behavior. *International Congress of ISRM*, 02-07 June 2001, Espoo, Finland, p. 229-234.
- Guglielmi Y. Apport de la mesure des couplages hydromécaniques à la connaissance hydrogéologique des réservoirs fissurés : approche sur le site expérimental. Habilitation à diriger des recherches, Université de Franche-Comté, janvier 1999.
- Guglielmi Y., Cappa F., Rutqvist J., Tsang C.-F., Thoraval A. – Mesoscale charac-

terization of coupled hydromechanical behavior of a fractured-porous slope in response to free water-surface movement, *Int. J. Rock. Mech. Min. Sc.*, 45 (6), 2008, p. 862-878.

- Guglielmi Y., Virieux J., Lancon H., Janowczyk J.B., Bigarre P., Rutqvist J., Vanorio T. - High pulse poroelasticity protocole for geophysical monitoring of CO₂ injection in reservoirs : the « High-Pulse Poraelasticity Protocol » (HPPP). *Recueil des résumés du séminaire Captage et stockage du CO*₂, 12-13 décembre 2007, Pau, 2007, p. 92.
- Hosni A., Gentier S., Rachez X., Billaux D. – 3D-hydromechanical modeling of hydraulic stimulation of deep geothermal wells in Hot fractured Rock at Soultz-sous-Forêts (Alsace-France). International GEOPROC conference on Coupled T-H-M-C Processes and Modeling of Geosystems, Stockholm, Oct. 13-15 2003.
- Itasca Consulting Group, Inc. UDEC Universal Distinct Element Code, Version 2.0. Volume I : User's Manual; Volume II : Verification Problems and Example Applications. Minneapolis, Minnesota : ICG, 1993.
- Itasca Consulting Group, Inc. 3DEC 3-Dimensional Distinct Element Code, Version 1.5. Volume I : User's Manual ; Volume II : Verification Problems and Example Applications. Minneapolis, Minnesota : ICG, 1994.
- Korini T. Notices d'utilisation des logiciels RESOBLOK et BSA. 16 août 2000.
- Lopez P., Thoraval A., Rahmani I., Buzzi O., Boulon M. – Advances in constitu-

tive modelling of jointed rock hydro mechanical interactions at laboratory scale. *Actes du 18º Congrès français de mécanique*, 14º Colloque franco-polonais de mécanique des sols et des roches, 29-31 août 2007, Grenoble.

- Rutqvist J. Determination of hydraulic normal stiffness of fractures in hard rock from well test. Int. J. Rock Mech. & Min. Sci., 32, 1995, p. 513-523.Souley M., Boulon M., Rahmani I., Thoraval A.
- Souley M., Boulon M., Rahmani I., Thoraval A. – Mesure en laboratoire des échanges hydrauliques entre fracture et matrice et des couplages hydromécaniques associés dans le cas d'une roche gréseuse, Proceedings of the 11th congress of the international society for rock mechanics, 9-13 july 2007, Lisbon, Portugal. Leiden, The Netherlands, Taylor & Francis, vol. 1, 2007, p. 327-330.
- Thoraval A., Renaud V. Hydromecanical upscalings of a fractured rockmass using a 3D numerical approach. International GEOPROC conference on Coupled T-H-M-C Processes and Modeling of Geosystems, Stockholm, Oct. 13-15 2003.
- Thoraval A. Analyse du comportement hydromécanique des massifs rocheux fracturés à partir d'essais *in situ* et de modélisation. Rapport final BCRD-DRS-02/01, INERIS, 2005.
- Thoraval A., Gatelier N., You T. De certains effets hydromécaniques lors du creusement et de l'exploitation de galeries de stockage en milieu fracturé. *Revue française de géotechnique*, nº 113, 2005, p. 41-51.

J.-A. FLEURISSON R. COJEAN

95290010101

Mines ParisTech Centre de Géosciences 35, rue Saint-Honoré 77305 Fontainebleau jean-alain.fleurisson@minesparistech.fr Prise en compte des discontinuités dans l'élaboration d'un modèle mécanique de massif rocheux. Application au creusement de l'écluse à bateaux du barrage des Trois Gorges (Chine)

Cet article est relatif à l'analyse de la stabilité et à l'évaluation des déformations à long terme des parois de l'écluse à bateaux du barrage des Trois Gorges en Chine. Dans un premier temps, une étude détaillée de stabilité a été réalisée avec le logiciel DEGRÉS (Mines ParisTech-Centre de Géosciences) en prenant en compte les différentes caractéristiques géométriques et géologiques du massif rocheux et ses paramètres géomécaniques, hydrogéologiques et sismiques. Les volumes potentiellement instables et les coefficients de sécurité correspondants ont ainsi pu être calculés conduisant à des recommandations sur le drainage et les renforcements mécaniques. Dans un second temps, une méthodologie spécifique a été mise en œuvre pour analyser le comportement mécanique du massif rocheux en réponse à l'excavation, et surtout évaluer les déplacements à long terme plusieurs années après la fin de l'excavation. Elle est fondée sur la comparaison de résultats de calculs obtenus avec le logiciel FLAC (Itasca) et de données d'instrumentation obtenues alors que les travaux d'excavation de l'écluse à bateaux permanente progressaient. Plusieurs modèles de comportement, relevant en partie des techniques d'homogénéisation, mais intégrant les éléments structuraux majeurs ont ainsi été progressivement mis au point et confrontés aux données de l'instrumentation mise en place sur le site au fur et à mesure de la progression de l'excavation. Par ailleurs, la référence à des travaux de même nature précédemment réalisés dans le même massif (pour une écluse à bateaux provisoire) a permis de disposer de données relatives à des comportements fonction du temps, sur quelques années, et de caler des paramètres de viscosité. En conséquence, le modèle élaboré a permis de simuler numériquement l'évolution au cours du temps des déformations à long terme de l'écluse à bateaux permanente, ouvrage de près de 160 m de profondeur dans sa section la plus profonde.

Mots-clés : déformation de massif rocheux, comportement viscoélastoplastique, simulation numérique, instrumentation, barrage des Trois Gorges.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 01/03/2010.

Numerical modelling of rock masses mechanical behaviour taking into account discontinuities. Application to the excavation of the three Gorges Dam shiplock (China)

Introduction

Le barrage des Trois Gorges (BTG) dont la construction a été totalement achevée en 2006 est le plus grand projet de retenue d'eau jamais construit en Chine. A 5 000 km de la source du Yangtze au Tibet et à 1 300 km de Shanghai, le site du BTG se présente immédiatement à l'aval des Gorges de Xiling, à proximité de la ville de Sandouping située dans le comté de Yichang (province de Hubei). Le barrage est à environ 40 km en amont du barrage de Gezhouba achevé en 1988.

C'est un barrage poids en béton d'une hauteur de 175 m et d'une longueur totale en crête de 2 309 m représentant 27.10⁶ m³ de béton. Son rôle est triple : assurer la protection contre les crues, produire de l'électricité et faciliter la navigation du fleuve.

La capacité totale du réservoir, qui s'étend sur près de 700 km², est de 39,3.10⁹ m³ dont 22,15.10⁹ m³ sont affectés à la rétention des crues grâce à des procédures de gestion du niveau d'eau dans le réservoir. Pour un débit maximal du fleuve de 116 000 m³/s, le BTG serait

This paper is related to the stability analysis and evaluation of the long term deformability of the permanent shiplock rock slopes at the Three Gorges Dam site. On the one hand, a detailed stability analysis was performed using the DEGRES software (Mines ParisTech-Centre de Géosciences) considering various calculation conditions related to geometrical and geological rock mass features, as well as geomechanical, hydrogeological and seismic parameters. Potential unstable volumes and corresponding safety factors were calculated and resulted in drainage and reinforcement recommendations. On the other hand, a specific methodology was implemented to analyze the mechanical behaviour of the rock mass in response to the excavation and especially to evaluate long term displacements several years after the end of the excavation. It is based on comparisons between calculation results using the software FLAC (Itasca) and monitoring data obtained while the excavation process was progressing. Several geomechanical models resulting partially from homogenization techniques and partially from the integration of the main rock mass structural features were progressively implemented and their results were compared with the monitoring data. Moreover, monitoring data over several years after similar excavation works (temporary shiplock) in the same rock mass gave viscosity parameters related to the time dependant behaviour of the rock mass. Therefore, the final geomechanical model allowed the numerical simulation within the time of long term deformations of the permanent shiplock walls with a height of 160 m in the deepest section.

Key words: rock mass deformability, viscoelastoplastic behaviour, numerical simulation, monitoring data, Three Gorges Dam.

en mesure de réduire la fréquence des crues destructrices de une tous les 10 ans à une tous les 100 ans.

Le BTG est équipé de 26 turbines de 700 MW chacune pouvant générer une puissance de 18 200 MW, soit l'équivalent de 10 grands barrages hydroélectriques ou de 20 tranches de centrales nucléaires standard.

Deux installations localisées sur la rive gauche du fleuve ont pour but de permettre le transit des navires entre les parties amont et aval du fleuve :

– l'ascenseur à bateaux. Il est constitué d'un bac à déplacement vertical, mesurant 120 m \times 18 m \times 3,5 m (longueur \times largeur \times profondeur d'eau) permettant aux bateaux de capacité inférieure à 3 000 tonneaux de franchir les 113 m de dénivelé entre les bassins amont et aval ;

- l'écluse à bateaux permanente. Cette structure consiste en une double ligne de chambres d'écluses en série, avec pour chaque ligne, cinq chambres d'écluse successives de 280 m de long chacune permettant de rattraper les 113 m de dénivelé total entre l'amont et l'aval du barrage (Fig. 1). Les deux lignes sont séparées par un plot rocheux bétonné de 60 m de large.

L'écluse à bateaux permanente est désolidarisée du barrage en rive gauche. L'axe de l'écluse fait un angle de 110 degrés par rapport au nord, et sa longueur totale est de 1 617 m. L'écluse est excavée dans un massif granitique, et entaille une colline conduisant, dans la partie centrale, à une excavation de près de 160 m de haut dont les 60 à 70 m inférieurs correspondant aux chambres d'écluse sont verticaux.

La stabilité ainsi que la déformation à long terme des parements de l'écluse à bateaux ont constitué un point clé de la construction du BTG pour la sécurité générale de l'ouvrage, la garantie du trafic fluvial, et plus spécialement la fermeture des portes d'écluse qui pourraient être affectées par des déformations excessives du massif rocheux à leur niveau.

Caractéristiques principales de l'écluse à bateaux

2.1

2

Cadre géologique général

Le *bedrock* du site du barrage est constitué d'un granite à hornblende, biotite et plagioclase datant du Présinien (Précambrien), parcouru de filons acidobasiques et contenant localement des xénoschistes. La masse rocheuse présente un profil d'altération classique bien développé : arènes granitiques en surface (zone IV), granite fortement altéré avec phénomènes d'altération en boule localement (zone III), granite modérément altéré subdivisé en une zone supérieure (zone II₂) et une zone inférieure (zone II₁), puis la roche légèrement altérée et saine (zone I). L'épaisseur des niveaux très altérés varie entre 20 et 40 m (Chen Deji, 1986 ; Chen Deji, 1999).

Les pentes de l'écluse à bateaux sont excavées dans des roches extrêmement altérées sur la partie haute, tandis que dans la partie basse, les parements verticaux et le plot central sont constitués d'un granite sain ou légèrement altéré, avec une structure massive. Le massif est affecté par quelques failles à proximité desquelles la fracturation est plus intense.

2.2

Données spécifiques au profil 17-17'

L'étude a été menée principalement sur le profil 17-17' situé dans la partie centrale de l'ouvrage à la jonction des chambres 2 et 3 (Fig. 1). A cet endroit, les parois de l'excavation sont les plus hautes avec une hauteur totale de 155 m : la hauteur du talus au-dessus des chambres d'écluse est de 85 m avec un angle moyen de 63 degrés ; les parois verticales des chambres d'écluse mesurent 70 m de haut (Fig. 2).

Plusieurs dispositifs de renforcement ont été mis en place de manière systématique sur les pentes de l'excavation.

Pour les deux premiers gradins dans la partie supérieure du talus (cote supérieure à 200 m) excavés dans le granite fortement altéré en surface puis moyennement altéré, des angles de pente de 45 degrés ont été adoptés. Du béton projeté (12 cm d'épaisseur) et des boulons d'ancrage (longueur 150 cm, espacement 300 cm × 300 cm) ont été utilisés afin de protéger la surface des gradins.

Dans la partie inférieure du talus (entre les cotes 200 et 160 m), dans le granite légèrement altéré puis sain, on trouve des pentes plus raides (de 60 à 70 degrés au niveau des gradins). Du béton projeté a été mis en œuvre sur une épaisseur de 10 cm environ et des boulons d'ancrages (longueur : 500 à 800 cm) ont été installés avec un espacement régulier de 300 cm latéralement par 600 cm verticalement. Pour les chambres d'écluse, un système de câbles en acier de haute qualité (800 à 1 400 cm de long, espacement de 130 cm × 130 cm à 160 cm × 160 cm) précontraints à une tension de service de 3 000 kN, assure le maintien des murs verticaux. Ponctuellement, les volumes instables de plusieurs centaines, voire plusieurs milliers de mètres cubes, identifiés à l'avancement des travaux ont été stabilisés par des systèmes d'ancrages et de câbles précontraints supplémentaires.

Un système de surveillance a été installé dès le début des travaux et au fur et à mesure de la progression de l'excavation. Il a fonctionné pendant toute la durée de la construction de l'écluse. Il est constitué de différents instruments de mesure (Fig. 3) :

 des bornes topographiques (TP), qui permettent de suivre la déformation des parois de l'excavation ;

 des inclinomètres (IN), qui renseignent sur les déplacements au niveau des failles et les déformations plus profondes du massif;

- des piézomètres (GW), qui mesurent le niveau de l'eau interstitielle dans le massif rocheux ;

 des extensomètres, qui permettent d'évaluer la déformation au sein du massif rocheux.

3

Analyse de stabilité des parois de l'écluse à bateaux

Une analyse préalable de la stabilité des parois a été menée à l'échelle du gradin, d'un ensemble de gradins et du flanc entier avec le logiciel DEGRÉS (Mines Paris-Tech-Centre de Géosciences). L'objectif était d'identifier les risques d'instabilités contrôlées principalement par les failles majeures et le réseau de discontinuités présents dans le massif.

Le logiciel DEGRÉS permet l'analyse de différents mécanismes de rupture concernant des massifs rocheux constitués de blocs rigides délimités par des discontinuités (Fleurisson *et al.*, 1992, 1996).

Dans un premier temps, ce logiciel permet de générer automatiquement un modèle géométrique des pentes à partir d'un contour initial représentant le sommet ou le bas des pentes et des paramètres géométriques des flancs et des gradins. Les pentes constituées alors d'un ensemble de facettes de caractéristiques géométriques données (orientation, pente enveloppe, hauteur de gradin, largeur de banquette) sont ainsi créées.

Dans un second temps, l'analyse de la stabilité peut être conduite en deux étapes successives : la première concerne l'identification d'occurrence cinématique de différents mécanismes de rupture prédéfinis – rupture plane, en dièdre, en escalier, bilinéaire et par basculement – en analysant, de manière automatique, les relations géométriques entre les différentes discontinuités et les objets géométriques considérés, gradin ou ensemble de gradins. Dans une seconde étape, des calculs à l'équilibre limite permettent de définir les volumes et les coefficients de sécurité des masses rocheuses potentiellement instables en fonction des paramètres mécaniques et hydrauliques des discontinuités mises en jeu.

Cette analyse s'est appuyée sur des données géologiques et géotechniques générales fournies par le bureau d'études chinois CWRC et complétées par des observations de terrain et des mesures de discontinuités le long des parois de l'excavation à proximité du profil 17-17'. La plupart des informations recueillies représentent donc des valeurs moyennes des différents paramètres géométriques et géomécaniques du réseau de discontinuités. Sur cette base, l'analyse de stabilité n'a pu donner que des résultats généraux, mais plusieurs études paramétriques ont été réalisées pour mettre en évidence les principaux paramètres contrôlant la stabilité, analyser leur influence sur les résultats et enfin évaluer ce qui pourrait arriver dans des situations spécifiques où certains paramètres auraient des valeurs éloignées de leurs valeurs moyennes.

Ces études paramétriques ont concerné le nombre de familles de discontinuités et leurs caractéristiques géométriques (orientation, extension) et mécaniques. L'influence des failles principales sur les résultats de stabilité a également été étudiée. Une analyse spécifique du rôle des conditions hydrauliques et sismiques a également été réalisée, afin de prendre en considération l'ensemble des facteurs influençant la stabilité au niveau des talus constituant le profil 17-17'.

D'un point de vue général, les pentes de l'écluse à bateaux, à proximité du profil 17-17', ne présentent pas de risques majeurs d'instabilité. Les résultats ont cependant montré que le versant sud de l'écluse (particulièrement le mur vertical) et le mur vertical nord du noyau central constituaient les zones les plus critiques, le réseau de discontinuités et les failles y étant particulièrement bien développés.

Étant donnée l'orientation moyenne des familles de discontinuités, la principale occurrence cinématique de mécanismes de rupture concerne des ruptures en dièdre, même si des ruptures planes ne peuvent pas être exclues complètement, certaines discontinuités étant parallèles ou subparallèles à la pente.

Les résultats ont également permis d'illustrer clairement le rôle significatif du paramètre d'extension, qui contrôle le volume des blocs potentiellement instables. Ainsi, les mécanismes de rupture détectés impliquent généralement des dièdres avec de petits volumes, qui peuvent toutefois atteindre plusieurs centaines ou même plusieurs milliers de mètres cubes dans des situations exceptionnelles où des failles sont associées à des discontinuités de grande extension.

Ces résultats rejoignent les observations de terrain montrant que le réseau de discontinuités forme habituellement des blocs de taille petite ou moyenne (autour de quelques mètres cubes), sauf à proximité des failles principales où les discontinuités sont plus développées. De plus grands blocs sont alors délimités directement par la faille ou par des associations de discontinuités connectées formant alors une discontinuité équivalente de grande extension. Ces résultats justifient pleinement le système de renforcement mécanique plus développé installé au niveau des parois verticales et dans le plot central.

L'analyse de la stabilité a également mis en évidence le rôle important des conditions hydrogéologiques et en particulier le drainage des discontinuités qui a été analysé en prenant en compte la densité et la connectivité du réseau de discontinuités au niveau de la masse rocheuse. Pour des conditions hydrauliques réalistes, drainage élevé à moyen des discontinuités, les coefficients de sécurité peuvent diminuer jusqu'à 25 % par rapport à une situation à sec, ce qui souligne la nécessité de maintenir la bonne efficacité des systèmes de drainage mis en place.

4

Analyse des déformations à long terme des pentes de l'écluse à bateaux

L'échelle d'analyse considérée, ainsi que l'intensité modérée de fracturation du massif, autorisent une modélisation par un milieu continu équivalent, rendu toutefois localement discontinu pour tenir compte de l'influence des failles majeures. Les calculs, réalisés avec le logiciel en différences finies FLAC-2D (Itasca), ont permis dans un premier temps de caractériser la réponse du massif à l'excavation, et dans un second temps d'évaluer les déplacements à long terme après la fin de l'excavation. La construction d'un tel modèle numérique est complexe car elle nécessite la connaissance d'un nombre important de paramètres relatifs à la géologie, l'hydrogéologie, au comportement mécanique du massif rocheux, ainsi qu'aux principales caractéristiques du processus d'excavation et de la mise en œuvre des renforcements mécaniques.

La détermination des paramètres mécaniques du massif rocheux est certainement le point le plus délicat, car ils dépendent à la fois du comportement rhéologique de la matrice rocheuse et des discontinuités. Les essais de laboratoire concernent essentiellement le comportement de la matrice, et les essais *in situ* ne permettent d'investiguer qu'un volume limité du massif rocheux. Quelle que soit leur qualité, ils ne peuvent rendre compte du comportement réel du massif et fournir les paramètres mécaniques correspondants pouvant être utilisés directement dans les modèles numériques, en particulier pour le comportement à long terme qui fait intervenir des paramètres de viscosité.

La solution retenue, comme la plus appropriée pour obtenir des résultats aussi réalistes que possible, a consisté à construire des modèles numériques prenant en compte les principaux paramètres géométriques, géologiques et géomécaniques du projet, et à comparer les résultats des calculs avec les mesures d'instrumentation pour ajuster, par essais successifs, les valeurs de certains paramètres.

Une telle méthodologie doit être bien contrôlée et a donc nécessité de procéder par étapes successives, mettant en œuvre des modèles initialement simples qui ont été progressivement améliorés. A chaque étape, des comparaisons entre les résultats de calcul et les mesures d'instrumentation ont été réalisées pour contrôler la réponse du modèle et ajuster certains paramètres, si nécessaire.

4.1

Calculs préliminaires et dimensionnement du modèle géométrique

Avant d'élaborer des modèles géomécaniques complexes tenant compte de l'ensemble des caractéristiques du projet, il est fondamental de réaliser des calculs préliminaires sur des modèles simplifiés afin d'évaluer l'influence de la taille du maillage et des conditions aux limites sur les résultats de calculs. Cette approche usuelle en simulation numérique a pour objectif principal de déterminer la taille du maillage et les conditions aux limites qui auront une influence nulle ou du moins limitée sur les résultats au voisinage des pentes de l'écluse à bateaux.

Les résultats de ces calculs préliminaires ont conduit à retenir une taille de modèle de 3 000 m \times 1 000 m. Le rapport entre taille du modèle et taille de l'excavation est donc d'environ 8, ce qui est plutôt élevé si l'on compare aux valeurs généralement recommandées qui varient entre 5 et 10.

Le maillage (Fig. 4) est divisé en quatre zones à mailles carrées dont la taille est adaptée à la précision nécessaire pour simuler la géologie et la géométrie du problème et à la précision recherchée dans les résultats de calcul. Le nombre total de mailles est de 56 900.

4.2

Résultats des simulations numériques

Dans les premières simulations numériques, la géométrie a été simplifiée et le massif rocheux considéré comme un milieu continu obéissant au modèle de Mohr-Coulomb. Puis, ces modèles ont été progressi-

Géométrie du maillage utilisé dans le logiciel FLAC2D et taille des mailles dans chaque zone (d'après Touitou, 2002). FLAC2D model grid geometry and element size in each zone (from Touitou, 2002). vement améliorés pour prendre en compte les aspects discontinus du massif rocheux (discontinuités et failles principales) et le renforcement mécaniques (modèles de Hoek-Brown avec failles et renforcements).

Finalement, le comportement visqueux du massif a été considéré pour pouvoir rendre compte des déformations à long terme du massif après la fin de l'excavation. Le modèle rhéologique utilisé est un modèle de Burger étendu composé d'un modèle viscoélastique de Burger (modèles de Kelvin et de Maxwell en série) en série avec un modèle plastique de Mohr-Coulomb (Fig. 5). Dans la loi de comportement viscoélastique du modèle de Burger, seul le comportement déviatorique est visqueux. Un tel modèle permet donc de simuler la réponse élastique instantanée du massif (volumique et déviatorique à travers le ressort du modèle de Maxwell) et sa réponse visqueuse déviatorique fonction du temps (à travers l'amortisseur du modèle de Kelvin et éventuellement à travers l'amortisseur du modèle de Maxwell). La plasticité est décrite par le modèle de Mohr-Coulomb. Les différents paramètres rhéologiques correspondant à la partie élastoplastique de ce modèle ont été calés à partir des résultats obtenus lors des simulations précédentes sur les modèles élastoplastiques de Mohr-Coulomb et de Hoek-Brown. Les paramètres de viscosité ont été ajustés sur la base de

Modèle rhéologique viscoélastoplastique de Burger étendu.

Viscoelastoplastic extended Burger model.

mesures faites pendant plusieurs années sur les parois de l'écluse provisoire situées à l'emplacement de l'ascenseur à bateaux dans le même contexte géomécanique, ainsi que sur les mesures disponibles sur le site de l'écluse à bateaux après la fin de l'excavation (Fig. 6).

Le champ de contrainte résultant de l'excavation est illustré par la figure 7. De fortes concentrations de contraintes de cisaillement apparaissent à la base des parois verticales et à proximité des galeries de drainage, mais ne conduisent pas à des ruptures de pente majeures.

Les déplacements correspondants présentent une composante horizontale bien marquée en raison de l'état de contrainte initial caractérisé par des contraintes horizontales largement supérieures aux contraintes verticales dans la partie du massif intéressée par l'ouvrage (Fig. 8).

L'ensemble des calculs réalisés a permis d'apprécier l'influence positive, sur les déformations, des galeries de drainage et du renforcement mécanique par

FIG. 7Distribution des contraintes de cisaillement (en Pa) sur des facettes horizontales ou verticales. Modèle de
Burger avec failles principales et renforcements mécaniques.
Distribution of shear stress on horizontal or vertical facets (in Pa). Burger model with main faults and mechanical
reinforcements.

53

MG. 8 Vecteurs déplacements (en m) calculés (noir) et mesurés (gris) au niveau des repères topographiques à la fin de l'excavation. Modèle de Burger avec failles principales et renforcements mécaniques.
 Calculated (black colour) and monitored (grey colour) displacement vectors of the benchmarks at the end of the excavation (in m). Burger model with main faults and mechanical reinforcements.

boulons et câbles d'ancrage mis en œuvre de manière systématique le long des pentes et, parfois, intensifié à proximité de certaines failles majeures. D'une manière générale, les renforcements mécaniques ne changent pas de manière significative les champs de contraintes sauf dans le plot central où les modèles sans renforcements mécaniques conduisent au développement de zones de traction excessive. De la même manière, le champ de déplacements est peu modifié sauf le long des murs verticaux des parois des chambres.

Les renforcements mécaniques installés réduisent considérablement les déplacements le long des murs verticaux et particulièrement à leurs sommets où les déplacements induits par l'excavation sont divisés par 2. Ils limitent également le mouvement de long des failles principales et ont certainement, dans la réalité, une action comparable le long de discontinuités de plus faible extension non prises en compte dans cette modélisation. Au total, ils participent donc activement à la réduction des risques d'instabilités locales de blocs délimités par des failles ou des discontinuités de grande taille.

Dans l'ensemble, les modèles numériques ont donné des résultats en bon accord avec les mesures d'instrumentation (figure 8 de manière globale, et figure 9 pour plus de détails sur le repère topographique TP11) sauf dans la partie centrale où les déplacements mesurés sont sans doute influencés par des effets tridimen-

sionnels, un contexte structural complexe et les effets arrière des tirs à l'explosif qui ont certainement affaibli plus particulièrement cette zone.

L'utilisation d'un modèle viscoélastoplastique a alors permis de calculer l'évolution des déplacements à long terme après la fin de l'excavation. Pour ce faire, différents modèles visqueux ont été considérés tels que les modèles 2f-BU20 et 2f-BU40 pour lesquels respectivement 20 et 40 % de la déformation élastique déviatorique est une déformation viscoélastique, et dont les résultats sont illustrés sur la figure 10. On voit ainsi que le déplacement après la fin de l'excavation est limité dans le temps et devient pratiquement nul au bout de 3 à 4 ans. L'évolution à long terme du déplacement calculé par le modèle de Burger 2f-BU40 est globalement plus proche de la tendance de la courbe d'instrumentation ; ceci est vrai pour l'ensemble des repères topographiques, même pour ceux dont l'accord entre mesures et calculs est moins bon. Avec ce modèle, l'amplitude des déplacements calculés après la fin de l'excavation est du même ordre de grandeur que les déplacements mesurés sur le terrain, et la forme des courbes de l'évolution à plus long terme des déplacements calculés est similaire à celle des courbes de déplacements mesurés.

55

On a pu ainsi calculer la part du déplacement total qui se produirait après la fin de l'excavation. Pour les repères topographiques situés sur les pentes nord et sud, elle varie entre 8 et 17 % du déplacement total. Ces valeurs sont en bon accord avec les mesures effectuées sur des repères topographiques de l'écluse à bateaux provisoire pendant plusieurs années après la fin de son excavation et qui ont représenté 10 à 15 % du déplacement total.

Comparaison entre les différents modèles

4.3

La figure 11 montre à titre d'illustration les déplacements d'un repère topographique (TP11) fournis par l'instrumentation et les valeurs calculées avec différents modèles géomécaniques du massif rocheux.

Par comparaison au modèle continu équivalent de Mohr-Coulomb (2c-MC), le modèle de Hoek-Brown (2c-HB2), qui permet de prendre en compte une plus grande déformabilité du massif rocheux en raison de la présence des discontinuités, fournit des déplacements supérieurs, plus proches des mesures de terrain.

La prise en compte des failles majeures dans le modèle Hoek-Brown (2d-HB62) ne change pas fondamentalement les résultats pour ce repère topographique situé plutôt dans la partie haute du massif et éloigné des failles majeures du modèle.

Si l'on compare le modèle précédent avec le modèle Hoek-Brown (2f-HB62) qui intègre le renforcement mécanique, on peut observer le rôle favorable joué par ce renforcement, limitant les déplacements en particulier lors des dernières phases de l'excavation au cours desquelles sont creusées les chambres verticales sollicitant particulièrement le massif rocheux. Dans la partie finale de la courbe, les déplacements calculés sont encore plus proches des mesures traduisant une amélioration du modèle numérique.

Le modèle 2f-BU40 permet de tenir compte du comportement visqueux du massif rocheux. Ce comportement différé dans le temps est illustré clairement par l'évolution des déplacements qui se poursuit même lorsque le processus d'excavation est arrêté (plateau dans la courbe du modèle élastoplastique 2f-HB62). Ce modèle permet de calculer des déplacements après la fin de l'excavation et on voit, qu'avec les paramètres de viscosité choisis, les déplacements calculés s'approchent relativement bien des déplacements mesurés.

5 Conclusion

L'évaluation des déformations à long terme en réponse à des excavations dans les massifs rocheux, dans des contextes géomécaniques complexes, représente un enjeu de première importance pour les problèmes de géologie de l'ingénieur et de mécanique des roches et ne peut être obtenue que par la simulation numérique.

La mise en œuvre de tels modèles requiert cependant de nombreuses données relatives à la géologie, l'hydrogéologie et principalement le comportement mécanique du massif rocheux. Des essais classiques de laboratoire ou même *in-situ* ne peuvent pas rendre compte de manière exhaustive du comportement mécanique du massif rocheux, en particulier de son comportement à long terme qui fait intervenir des paramètres mécaniques de viscosité à la fois pour la matrice rocheuse et pour les discontinuités.

La méthodologie présentée, fondée sur la construction de modèles de complexité croissante prenant en compte progressivement les caractéristiques géomécaniques du massif rocheux et les mesures issues de l'instrumentation, constitue certainement la solution la plus appropriée pour obtenir les résultats les plus réalistes possible.

Encore une fois, il faut rappeler qu'une étude géologique préalable est indispensable pour identifier les paramètres structuraux, géomécaniques et hydrauliques qui vont contrôler principalement le comportement du massif. On peut alors proposer des modèles de calcul dont les résultats s'approcheront du comportement réel du massif, malgré les simplifications nécessairement introduites dans la modélisation, compte tenu de la complexité de la réalité géologique.

Bibliographie

- Chen Deji The geologic study of the Three Gorges Project in China. 5th International IAEG Congress, Buenos Aires, 4.1.4, 1986, p. 1067-1075.
- Chen Deji Engineering geological problems in the Three Gorges Project on the Yangtze, China. *Engineering Geology* 51, 1999, p. 183-193.
- Cojean R., Fleurisson J.-A., Billiotte J., Thénevin I., Touitou D., Caï Y., Arnould M. – Contribution to the high rock slope design and monitoring of the permanent shiplock at the Three Gorges Dam project. Final report, Contract Armines-CGI/CTGPC, 2001, 4 volumes.
- Touitou D. Apport de la modélisation et de l'instrumentation dans l'analyse de la stabilité et de la déformation à long terme d'un massif granitique. Application aux talus de grande hauteur de l'écluse à bateaux permanente du barrage des Trois Gorges (Chine). Thèse de l'École des mines de Paris, 2002, 174 p. et annexes.
- Fleurisson J.-.A., Cojean R., Thénevin I. – A methodological approach to assessing long term deformation of the excavated rock slopes of the permanent shiplock at the Three Gorges Dam (China), proceedings CD-R Geoline 2005 Lyon, France 23-25 mai, 2005.
- Fleurisson J.-A., Alonso Garcia J., Cojean R. – Mechanical reinforcement and geotechnical design of open pit mine using DEGRES program. *International Journal of Surface Mining*, Reclamation and Environment, 10, 1996, p. 103-112.
- Fleurisson J.-A., Alonso Garcia J., Cojean R., Tanays E., Hantz D., Paquette Y., Driancourt D. – Conception géométrique de mines à ciel ouvert avec piste et analyse de la stabilité de talus. Actes du colloque international géotechnique et informatique. Paris, 29-30 septembre-1^{er} octobre 1992, p. 233-244.

INSTRUCTIONS AUX AUTEURS

Le projet d'article sera envoyé en deux exemplaires, accompagnés de la version électronique à l'un des rédacteurs en chef de la revue :

Philippe MESTAT LCPC 58 boulevard Lefebvre 75735 Paris CEDEX 15 Frédéric Pellet INSA-Université de Lyon Département de Génie civil et d'Urbanisme Laboratoire de Génie civil et d'Ingénierie environnementale Bât. Coulomb - 20, av. A. Einstein 69621 Villeurbanne CEDEX

Denis FABRE CNAM 2, rue Conté 75141 Paris CEDEX 3

Un projet d'article sera composé sous **Word**, présenté en double interligne, sur feuilles de format A4 paginées. Un projet d'*article* (y compris la bibliographie) ne devront pas dépasser une trentaine de pages ; Un projet de *notes techniques*, une dizaine de pages.

La première page comprendra le titre en français et en *anglais*, les noms, prénoms, organismes, adresses, des auteurs et les numéros de téléphone, fax et l'adresse électronique de l'auteur correspondant.

Les résumés, ainsi qu'une liste de **mots-clés** (moins de 10) devront être également fournis en français et en *anglais,* les résumés n'excédant pas *200 mots*.

Les graphiques devront être de bonne qualité, avec des caractères et des chiffres d'assez grande taille pour en permettre une lecture aisée après une éventuelle réduction. Les traits devront être d'une épaisseur suffisante. Les **titres** des figures devront être fournis en français et en anglais.

Les photographies devront avoir été scannées à 300 dpi (format jpg ou tif) et fournies dans des fichiers à part (néanmoins, une sortie papier doit servir de document témoin)*.

Les tableaux pourront être intégrés dans le texte, leur titre fourni en français et en anglais.

Les équations seront numérotées entre parenthèses après l'équation. On utilisera les unités SI.

Les références bibliographiques citées dans le texte seront du type (Baguelin et Jézéquel, 1978), pour un ou deux auteurs ; (Wastiaux *et al.*, 1988) pour plusieurs auteurs.

La bibliographie, en fin d'article, sera présentée par ordre alphabétique des premiers auteurs :

- pour les ouvrages : titre en italique, le reste en romain ;

– pour les revues et actes de conférences publiés : titre de la revue ou de la conférence en italique, le reste en romain ;

– pour les rapports internes et les thèses : texte tout en romain.

Par exemple :

Baguelin F., Jézéquel J.F. - *The pressurementer and foundation engineering*. Series on rok and soil mechanics, vol. 2, n° 4, Trans-tech Publications, 1978.

Wastiaux M., Ducroq J., Corbetta F. – Les pieux maritimes du pont Vasco da Gama. *Revue française de géotechnique*, nº 87, 1999, p. 27-33.

* Il est rappelé que les figures et photos sont imprimés en noir et blanc : l'usage de la couleur n'est donc pas recommandé.