Sommaire

REVUE FRANÇAISE	Avant-propos	3
GÉOTECHNIQUE N° 119	Cartographie de l'aléa induit par d'anciennes carrières souterra en milieu urbain dense	aines
2 ^e trimestre 2007	A. ARBIZZI, C. KREZIAK, AM. PRUNIER-LEPARMENTIER	5
	L'instrumentation des ouvrages au service de la recherche de l'origine de désordres : l'église Saint-Bernard (Lyon) F. EMERIAULT, L. VINET, M. PIEDEVACHE, G. PASINI, N. BOUILLOI	» 17
	Modélisation numérique de l'interaction sol-structure lors du phénomène de fontis	
	M. CAUDRON, F. EMERIAULT, M. AL HEIB	27
	Modélisation numérique tridimensionnelle d'un remblai sur sol compressible renforcé par inclusions rigides verticales O. JENCK, D. DIAS, R. KASTNER	39
	Comportement mécanique de géocellules sous impact. Application aux ouvrages pare-blocs S. LAMBERT, P. GOTTELAND, D. BERTRAND, F. NICOT	51
	Contribution à l'évaluation de la durée de vie d'un compartiment rocheux susceptible de s'ébouler	65
	Vers un modèle probabiliste pour la formation de réseaux de fissures dans les roches lors de l'injection de CO ₂	70
	M. SEYEDI, F. HILD	13

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).

Les manuscrits sont à envoyer en trois exemplaires (dont un original) et cd-rom contenant les fichiers à l'un des rédacteurs en chef :

Isam SHAHROUR Polytech'Lille Cité scientifique Bd Paul-Langevin 59655 Villeneuve-d'Ascq CEDEX Françoise HOMAND École de géologie (ENSG) BP 40 54500 Vandœuvre-lès-Nancy Denis FABRE Chaire de géotechnique 2, rue Conté 75141 Paris CEDEX 3

Toute proposition de publication est examinée par le Comité de lecture.

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Rédacteur en chef: F. HOMAND (ENSG)

Co-rédacteurs en chef : D. FABRE (CNAM), I. SHAHROUR (Polytech'Lille)

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), F. PELLET (Université Joseph-Fourier, Grenoble), 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 2006 (numéros 118 à 121) franco : 130 €

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

28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris - Tél. : 01 44 58 27 40 – presses.ponts@mail.enpc.fr Impression : Corlet, Imprimeur, S.A. 14110 Condé-sur-Noireau. N° d'imprimeur : 104677. Dépôt légal : septembre 2007

(©) 2007 ISSN 0181 — 0529 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. Les Journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur (JNGG) réunissent tous les deux ans la communauté française des géotechniciens et des géologues de l'ingénieur avec plusieurs objectifs :

– offrir l'occasion d'échanges scientifiques et techniques, dans un cadre volontairement vaste, pour faire le point sur les travaux de recherche, les projets et les réalisations dans les domaines du génie civil, pétrolier, des mines et de l'après-mine, du stockage, de l'environnement, etc. ;

 – être un lieu de rencontre entre chercheurs et praticiens, le fossé « bien français » entre ces deux métiers étant encore bien marqué ;

– favoriser la synergie entre les trois comités français impliqués dans les domaines de la géotechnique et de la géologie de l'ingénieur, face aux grands défis de notre société : la protection des personnes, des biens et de l'environnement.

Les différentes Journées ont eu lieu à Nancy (2002), Lille (2004) et Lyon (2006).

Le thème de la dernière édition à Lyon était consacré aux risques géotechniques et environnementaux liés à l'aménagement. Une centaine de communications a été présentée traitant des risques géotechniques sur les ouvrages de génie civil et industriel, des risques géotechniques urbains, des risques naturels en zone montagneuse et des risques environnementaux liés au sol et au sous-sol. Les actes rassemblant ces communications ont été publiés en 2006.

Les thématiques abordées, la richesse des présentations et la participation importante des ingénieurs et des chercheurs ont incité le comité scientifique des JNGG 2006 à opérer une sélection des meilleures communications et à proposer à leurs auteurs de soumettre un article à la *Revue française de géotechnique*. Les sept articles publiés dans ce numéro spécial illustrent ainsi les avancées en matière de cartographies de l'aléa, les nouvelles possibilités de modélisation dans le domaine des risques de fontis, des éboulements de compartiment rocheux et de la création des réseaux de fissures, les progrès dans le dimensionnement des dispositifs de protection (inclusions rigides, ouvrages pare-blocs) et démontrent une fois de plus l'intérêt de l'instrumentation et de la surveillance des ouvrages pour comprendre les phénomènes mis en jeu.

Ce numéro n'aurait pu être réalisé sans tous ceux qui ont consacré du temps et de l'expertise à la relecture des articles. Qu'ils en soient remerciés au même titre que les auteurs : Marwan Al Heib, Sandrine Arbizzi, David Bertrand, Nicole Bouillod, Matthieu Caudron, Daniel Dias, Roger Cojean, Fabrice Emeriault, Magali Frayssines, Philippe Gotteland, Dragan Grgic, Alain Guilloux, Didier Hantz, François Hild, Françoise Homand, Orianne Jenck, Richard Kastner, Charles Kreziak, Stéphane Lambert, François Nicot, Aurèle Parriaux, Georges Pasini, Frédéric Pellet, Médéric Piedevache, Ahmad Pouya, Anne-Marie Prunier-Leparmentier, Christian Schroeder, Mohammad. Seyedi, Isam Shahrour, Louis Vinet, Gérard Vouille.

Jean-Louis Durville Président du CFGI (2003-2007) Mehdi Ghoreychi Président du CFMR

Jean Launay Président du CFMS (2002-2006)

Avantpropos

Cartographie de l'aléa induit par d'anciennes carrières souterraines en milieu urbain dense



Dans le cadre de l'élaboration du Plan de prévention des risques « Mouvements de terrain » de vingt-deux communes du Val-de-Marne, le LREP et l'IGC de la ville de Paris élaborent de concert les cartes de l'aléa induit par d'anciennes carrières souterraines abandonnées. La cartographie d'aléa repose en particulier sur un travail d'enquête approfondie et le cas échéant sur l'interpolation des zones d'exploitations potentielles. Les études techniques intègrent également des phases de communication qui contribuent à la concertation nécessaire à l'acceptation du projet.

Mots-clés : carrière souterraine, fontis, concertation, interpolation, qualification d'aléa.

Mapping of hazards induced by underground quarries on densely populated urban zones



With the aim of building the Map for Risk Prevention related to «Grounds movements» on twenty-two towns of Val-de-Marne, the LREP and the IGC of Paris work together to map hazards resulting from abandoned underground quarries. The hazard map is based on depth investigation and, if necessary, interpolation of potential excavating area. Technical studies also integrate communication stages, which contribute to the project agreement.

Key words: underground quarry, sinkhole, dialogue, interpolation, hazard assessment.

S. ARBIZZI

Laboratoire Régional de l'Est Parisien (LREP) Rue de l'Égalité Prolongée BP 134 93352 Le Bourget Cedex Sandrine.arbizzi@ equipement.gouv.fr

C. KREZIAK

Laboratoire Régional de l'Est Parisien (LREP) 319, avenue G. Clemenceau BP 505 77015 Melun Cedex Charles.kreziak@ equipement.gouv.fr

A.-M. PRUNIER-LEPARMENTIER

Inspection Générale des Carrières de Paris (IGC) 3, avenue du Colonel Henri Rol-Tanguy 75014 Paris Anne-Marie. Leparmentier@paris.fr

> NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} novembre 2007.



Contexte de prescription du Plan de Prévention des Risques dans le Val-de-Marne

Du fait des nombreux aménagements en milieu urbain et de la forte mobilité de la population francilienne, les anciennes carrières, autrefois intensivement exploitées pour l'extraction de matériaux, sont progressivement tombées dans l'oubli. Cependant, les différents désordres liés à leur dégradation peuvent brutalement rappeler les risques qu'elles représentent.

Dans les années quatre-vingt, des périmètres d'anciennes carrières souterraines ont été délimités de façon approximative dans le Val-de-Marne pour cerner les zones touchées et soumettre ainsi les permis de construire à l'avis de l'IGC. Environ 96 % des zones sous-minées dans ce département se trouvent en zone urbaine (hors espaces agricoles et espaces naturels) dont 75,4 % sont construites (Leparmentier *et al.*, 2005). Le 1^{er} août 2001, vingt-deux communes faisaient l'objet d'un arrêté de prescription de Plan de prévention des risques (PPR) « mouvements de terrain », que le service instructeur a souhaité engager au niveau départemental.

Devant l'ampleur de la tâche, la direction départementale de l'Équipement (DDE) a choisi d'étaler les études techniques sur trois ans. Du fait de leurs connaissances locales et de leur expérience en matière d'élaboration de PPR, le Laboratoire régional de l'Est parisien et l'Inspection générale des carrières de la ville de Paris ont été respectivement retenus pour étudier les anciennes carrières de gypse (majoritairement) et les carrières de la proche banlieue.

Les communes ont été regroupées en bassins de risques, établis en fonction de la localisation et de la nature des exploitations (Fig. 1, Tableau I).



2

Présentation du contexte géologique du Val-de-Marne, des carrières et des principaux désordres

2.1

Contexte géologique et structural du département

La géologie du Val-de-Marne intéresse la majeure partie des formations de l'ère Tertiaire du bassin parisien, présentée sur le log stratigraphique de la figure 2. Les principaux horizons rencontrés sont les suivants, des plus récents aux plus anciens :

 TABLEAU I
 Répartition des bassins à étudier entre l'IGC (secteurs 1-3) et le LREP (4-8).

 The eight areas shared out between IGC (1-3) and LREP (4-8) for the study.

		Matériaux exploités (en souterrain ou à ciel ouvert)							
	Contexte	Alluvions anciennes	Limons des plateaux	Travertin de Brie	Argile verte	Gypse	Calcaire de Champigny	Calcaire grossier	Argile
1	Boucle de la Marne à proximité du bois de Vincennes	1						V	
2	Vallée de la Bièvre		1	~	1	~		1	1
3	Terrasse d'Ivry-sur-Seine	1						1	
4	Plateau de Fresnes et vallée de la Bièvre			1		1			
5	Plateau de Vitry-sur-Seine et vallée de la Seine			1	1	1			
6	Plaine alluviale entre Seine et Marne	1				1		1	
7	Rive gauche de la Marne						~	1	
8	Terminaison du plateau de Fontenay-sous-Bois et vallée de la Marne			1		~			

6

 le calcaire de Brie constitue l'entablement des plateaux. Hétérogène, il présente une alternance de bancs marneux et calcaires assez durs morcelés et parfois meuliérisés (épaisseur ~ 10 m);

 les argiles vertes sont relativement homogènes, d'une couleur verte caractéristique, plastiques et très peu perméables (épaisseur ~ 7 m). Les marnes à Cyrènes (épaisseur ~ 1 m), sur lesquelles elles reposent, sont argilo-marneuses, feuilletées et fossilifères (Cyrènes);

 les marnes supra-gypseuses sont représentées au sommet par des marnes blanches calcareuses : les marnes de Pantin (épaisseur ~ 4 m), puis par des marnes bleues homogènes et compactes : les marnes d'Argenteuil (épaisseur ~ 10 m);

- les masses et marnes du gypse et le calcaire de Champigny. L'étage Ludien est marqué dans le Val-de-Marne par une transition entre un faciès calcaire et un faciès gypseux. A l'est du département, une succession de marnes blanches et de calcaire silicifiés détermine le calcaire de Champigny (épaisseur ~ 15-40 m), tandis qu'au nord-ouest se retrouvent les trois masses de gypse caractéristiques des masses et marnes ;

 les sables de Monceau sont représentés par des sables fins avec une base plus marneuse, généralement en poches (épaisseur ~ 2 m), qui remplissent les surfaces d'érosion du toit des marno-calcaires de Saint-Ouen;

- le marno-calcaire de Saint-Ouen est constituée d'une série de marnes crème à rognons calcaires et de bancs calcaires parfois siliceux, où s'intercalent des feuillets argileux et ponctuellement des niveaux gypseux (épaisseur – 10 m);

 – l'horizon de Beauchamp est représenté par des sables quartzeux vert foncé, bleus, verts ou gris, devenant plus argileux à la base (épaisseur ~ 6 m);

 les marnes et caillasses sont des marnes blanches plus ou moins argileuses et magnésiennes (épaisseur ~ 10-20m), présentant en partie inférieure des bancs de calcaire siliceux (caillasses). Elles peuvent contenir des épaisseurs non négligeables de gypse albastroïde ;



- le calcaire grossier se divise en trois étages. L'étage supérieur est constitué de bancs lités peu épais alternativement tendres à durs renfermant des cérithes (épaisseur ~ 10 m); l'étage moyen regroupe des calcaires grisâtres peu fossilifères à l'exception de milioles (épaisseur ~ 4 m); l'étage inférieur est un ensemble sablo-gréseux à cimentations calcaire renfermant des nummulithes (épaisseur ~ 6 m);

 les sables cuisiens ne sont pas présents à l'affleurement. Localement, les fausses glaises formées d'argile brune, de lignite et de pyrite, avec des niveaux sableux lenticulaires, peuvent atteindre 5 m;

 - l'argile plastique est une masse compacte d'argiles grises, noires, jaunes, lie de vin et panachées à la base (épaisseur jusqu'à 12 m).

Ces affleurements tertiaires peuvent être également recouverts par des dépôts postérieurs tels que les dépôts alluvionnaires, les limons des plateaux et les formations de pente :

– dans ce secteur, les *alluvions* sont des dépôts de la Seine, de la Marne et de leurs affluents. Elles sont distinguées en alluvions modernes, matériaux fins à prédominance argilo-sableuse ou limoneuse contenant des matières organiques (épaisseur ~ 1-10 m), et alluvions anciennes, constituées par une alternance de sables et graviers, de cailloutis et de sables fins, leur base étant le plus souvent formée par des dépôts de graviers grossiers (épaisseur jusqu'à 10 m). Leur nature peut être différenciée par leur origine (Seine : éléments silico-calcaires avec nombreux silex ; marne : dépôts plus sableux et calcaires);

– les limons des plateaux ont recouvert au Pléistocène les terrains tertiaires érodés (épaisseur ~ 1-9 m). Ils sont constitués par des dépôts fins et meubles (action éolienne) de teinte ocre à brun rougeâtre.

Du point de vue structural, le Val-de-Marne est traversé par l'anticlinal de Meudon (Fig. 3), qui donne un pendage important aux assises géologiques à sa proximité, et justifie notamment les facilités d'exploitation du calcaire grossier.



Meudon anticline is localized at the north of the departmental territory.



Historique des carrières

Les cavités susceptibles d'entraîner des désordres en surface dans le Val-de-Marne concernent principalement le calcaire grossier lutétien (565 ha), le gypse ludien (104 ha, Fig. 4), le calcaire de Champigny ludien et le travertin de Brie sannoisien.



FIG. 4 Carte postale montrant une entrée en cavage vers des galeries souterraines de gypse (ville de Fontenay-sous-Bois). Postcard showing a cave entry to an underground gypsum quarry (City of Fontenaysous-Bois).

Si les plus anciennes exploitations souterraines datent de l'époque gallo-romaine, le développement de carrières plus importantes a, semble-t-il, débuté au IX^e siècle. Les matériaux calcaires ont principalement été extraits pour fournir de la pierre à bâtir ou produire de la chaux tandis que le gypse était transformé en plâtre.

Ouvertes en périphérie des villes, les cavités ensuite abandonnées se sont rapidement retrouvées sous les faubourgs urbains, avec les conséquences parfois tragiques que la présence de vides importants entraîne vis-à-vis de la sécurité des populations. Les accidents répétés et la perte de vies humaines au cours du XVIII[®] siècle ont conduit à la création à Paris du premier service de contrôle, l'Inspection générale des carrières, par arrêté du conseil d'État du 4 avril 1777. C'est de cette période que date l'arrêt de toute exploitation sous la ville de Paris *intra-muros*, même si l'exploitation des carrières souterraines de gypse sous la butte Montmartre s'est prolongée jusqu'à la deuxième moitié du XIX[®] siècle. En revanche, les extractions se sont intensifiées dans la petite couronne parisienne.

2.3

Différentes techniques d'extraction des matériaux

Les modes d'exploitation se sont succédé et ont varié dans le temps d'un lieu à l'autre, mais les principes généraux sont restés semblables. Ils sont au nombre de quatre : exploitation à ciel ouvert, ou exploitation en souterrain par la méthode des piliers tournés, des « hagues et bourrages » ou des rameaux. A partir des affleurements sur les versants, le recouvrement augmentant, les carriers ont extrait en souterrain à partir des entrées en cavage ou des puits d'extraction et de service.

La méthode « des piliers tournés » laisse régulièrement du matériau en place qui constitue des piliers naturels (Figs. 5 et 6). Les salles d'exploitation abandonnées très partiellement remblayées sont hautes (jusqu'à 7 m) et présentent de grandes (voire trop grandes) portées. Le taux de défruitement moyen atteint 65 %. Cette méthode a été employée pour les carrières de gypse ludien, de calcaire de Champigny et les plus anciennes de calcaire grossier.

La méthode par « hagues et bourrages » consiste à soutenir le ciel de la carrière par des piliers de pierres



Plus rare, la méthode d'exploitation en rameaux a été employée pour des extractions souvent clandestines, notamment pour certaines couches géologiques peu profondes comme le calcaire de Brie. Elle consiste en une galerie principale (« recherche ») de quelques dizaines de mètres de longueur, complétée par des rameaux perpendiculaires (Fig. 9). Les galeries peuvent être parallélépipédiques ou en voûte. L'accès se faisait par puits et/ou par entrée en cavage depuis le flanc de coteaux ou directement depuis certaines habitations.



FIG. 5 Schéma d'exploitation par piliers tournés. Scheme of a chamber and pillar exploitation.



FIG. 6 Pilier tourné dans la masse du calcaire grossier. Chamber and pillar exploitation in a "calcaire grossier" quarry.



FIG. 7 Schéma d'exploitation par hagues et bourrages (IGC). Scheme of an extraction lead by walls and backfilling.



FIG. 8 Hague et bourrage dans une carrière de Calcaire Grossier (LREP). Walls and backfill in a "Calcaire Grossier" quarry.



2.4

Dégradation des anciennes carrières à l'origine de différents désordres en surface

Dans le cas des exploitations par hagues et bourrages, les galeries de front de taille et de circulation sont restées vides et présentent actuellement des signes visibles de vieillissement tels que l'écaillage, la fragmentation, la fissuration, voire la ruine. Le ciel s'affaisse sur les remblais et casse au front de taille (cisaillement). Les bancs séparatifs entre étages sont souvent très minces (Fig. 10).

Les désordres de surface majoritairement rencontrés pour les autres techniques d'exploitation sont des affaissements ou effondrements. Ils sont consécutifs à la présence de vides dans les bancs de calcaire qui inexorablement vont se refermer, entraînant l'effondrement des terrains sus-jacents. Les vides peuvent remonter vers la surface après affaissement des terrains qui les recouvrent et provoquer alors, selon la hauteur du recouvrement, soit une cuvette plus ou moins importante appelée affaissement soit une cavité appelée *fontis* (Fig. 11). Les affaissements et les fontis sont des phénomènes localisés, d'une forme circulaire et de diamètre plus ou moins grand. Lorsqu'un effondrement par rupture des piliers tournés concerne une grande partie de la carrière et se fait brutalement, on parle d'un *effondrement généralisé*.

Les processus de dégradation des carrières résultent souvent d'une combinaison entre une ou plusieurs configurations défavorables susceptibles de modifier les conditions d'équilibre du milieu et d'accélérer la rupture. Les infiltrations d'eau accidentelles (fuite de réseau, absence d'assainissement, cuves non étanches) ou récurrentes (infiltrations de versant, crues, marnages) en sont les principales causes. S'ajoutent les problèmes liés à la géométrie (taux de défruitement trop élevé, murs ou pieds de carrière trop minces, disposition hétérogène des piliers entre étages superposés, décapage des niveaux argileux dans les terrains de recouvrement...) et/ou au couvert végétal (essences à racines abondantes et profondes), qui éclatent les ciels et piliers.



FIG. 10 Tassement différé au droit d'une carrière exploitée par hagues et bourrages (IGC). Late settlement above a backfilled quarry (IGC).



Conduite des études sur les premiers secteurs étudiés

3.1

Les trois grandes étapes d'élaboration du Plan de prévention des risques

Le Plan de prévention des risques naturels a été institué par la loi Barnier en 1995, et son élaboration se fait sous la responsabilité et à l'initiative de l'État. A travers ses objectifs de connaissance du risque et de réduction de la vulnérabilité, ce document permet de délimiter les zones exposées et de les réglementer en limitant ou conditionnant la constructibilité. Une fois approuvé, le PPR vaut servitude d'utilité publique et doit être annexé aux documents d'urbanisme. L'élaboration du PPR s'effectue en trois principales étapes (Fig. 12).

La première étape concerne la connaissance du phénomène naturel, qui se traduit principalement par deux cartographies : la *carte informative des phénomènes connus*, et la *carte des aléas*. Les études sont menées d'après l'état actuel des connaissances, donc *a priori* sans campagne d'investigations complémentaires. Cette phase est assurée par le LREP et l'IGC sur leurs secteurs d'étude respectifs. Un travail d'harmonisation méthodologique a été mené en amont entre les deux organismes afin d'assurer une homogénéité technique.



La deuxième phase consiste à établir une carte des enjeux. Ce document élaboré par la DDE recense les populations, équipements et activités potentiellement concernés par les aléas. L'inventaire porte à la fois sur l'existant mais également sur les projets d'aménagements des collectivités de façon à minimiser les risques à venir. Cette cartographie, croisée avec le contour des zones d'aléa, permet de délimiter les secteurs où des enjeux sont menacés par des aléas, *i.e.* où il y a des risques (traduction graphique en carte des risques, qui servira de support à la troisième phase de rédaction d'un document réglementaire).

A ce stade de l'étude, cette phase n'a pas encore été achevée dans les différents secteurs.



Des phases de communication et concertation indispensables

Le PPR peut être considéré par les collectivités comme un ensemble de contraintes imposées par l'État et il est indispensable de montrer la convergence des intérêts de chacun vers la prévention des risques et la protection des personnes et des biens.

Avant le lancement des études, le service instructeur adresse aux communes un courrier afin d'introduire les organismes techniques et de faciliter la prise de contact. Une première réunion est organisée en présence de la DDE afin de présenter les objectifs, le déroulement et les conséquences du PPR, permettant d'impliquer les communes et de favoriser la prise de conscience des risques. Divers échanges ont ensuite lieu pour établir un bilan des connaissances des carrières sur le territoire et lister les contacts susceptibles d'apporter des informations intéressantes. La synthèse des renseignements récoltés est ensuite présentée en commune pour validation au regard de la mémoire territoriale. Le point fort de ces échanges est de rassurer sur la transparence de la démarche et surtout d'intégrer les connaissances locales indispensables pour la qualité de l'étude.

Pour l'ensemble des communes du Val-de-Marne concernées par le PPR, le travail d'enquête a notamment été relayé par un article dans la presse locale (Fig. 13).

Ce type de communication contribue pleinement à l'information de la population, indispensable pour

Val-de-Marnematin

L'événement

Les carrières sous surveillance dans 22 communes

FIG. 13 Gros titre du journal *Le Parisien* du mardi 9 mai 2006 (édition Val-de-Marne). Banner headlines of "Le Parisien" newspaper, 9th of may 2006 (Val-de-Marne issue).

l'acceptation du PPR : la première étape pour se prémunir du risque est en effet d'en avoir conscience. De plus, cette communication permet de toucher un public large, qui peut détenir des renseignements insoupçonnés sur les carrières. De précieux contacts (associations, particuliers...) ont notamment été obtenus suite à la publication de cet article.

Les premières cartes d'aléas ont été présentées aux communes au cours d'une réunion tripartite rassemblant l'organisme technique, le service instructeur et les services techniques des communes, dont l'avis est recueilli. La même démarche sera adoptée pour la carte des enjeux.

Bien que cette démarche ouverte sur les échanges et la concertation puisse paraître lourde, elle est nécessaire pour l'appropriation des conclusions de l'étude et des prescriptions qui seront induites par le PPR. Elle s'inscrit dans les recommandations du guide de la concertation (MEDD, 2002).

3.3

Un important travail de synthèse des informations relatives au territoire étudié

Le travail du LREP et de l'IGC consiste à rassembler tous les renseignements disponibles sur le contexte géomorphologique, géologique et hydrologique de chaque commune étudiée ainsi que sur l'historique des carrières, leurs caractéristiques et leur état actuel. Dans cette étude, l'objectif du PPR est d'affiner les limites des périmètres grossiers (datant des années quatre-vingt) et de qualifier les niveaux d'aléas dans chaque zone exposée. Les anciennes exploitations à ciel ouvert, non prises en compte dans les périmètres antérieurs, sont également considérées.

Les principaux éléments sont puisés dans les archives internes de l'IGC et du LREP, les premières fournissant des cartes des carrières connues au 1/1 000 et 1/20 000 et des écorchés géologiques, les secondes des reconnaissances géotechniques, études géologiques et hydrologiques ou expertises. Dans le cas de carrières encore accessibles, l'IGC effectue également des visites. La quantité d'informations détenues est relativement importante, du fait de l'ancienneté de l'activité de l'IGC et du grand nombre d'aménagements auxquels le LREP a participé.

Les observations de terrain sont rendues difficiles par la densité du tissu urbain, mais quelques désordres sur bâtis peuvent être constatés. L'analyse est complétée par une photo-interprétation en stéréoscopie. Sur le premier secteur étudié, le LREP a examiné des clichés allant des années 1926 à 1957, à des échelles comprises entre 1/20 000 et 1/5 000. En dehors des désordres débouchant en surface, ces photographies permettent d'observer les aménagements associés aux carrières (entrées en cavage, puits de ventilation comme indiqué sur la figure 14). Ces éléments indiquent des extensions non cartographiées et des zones où des terrassements ont pu faire disparaître les anciennes galeries et où il n'existe plus de vides souterrains significatifs.

Les acteurs présents sur le territoire, notamment les différents concessionnaires, sont sollicités par courrier pour leur connaissance du sous-sol et des consolidations effectuées. Cette collecte est doublée d'enquêtes de terrain, dans lesquelles sont associés les services techniques des communes, le conseil général, les asso-



FIG. 14

FIG. 14 Cliché aérien (1926) au droit d'exploitations de calcaire grossier sur les communes de Maisons-Alfort et Créteil (LREP, 2005). Aerial photograph (1926) over a "calcaire grossier" minig area on Maisons-Alfort and Créteil

Aerial photograph (1926) over a "calcaire grossier" minig area on Maisons-Alfort and Créteil territories (LREP, 2005).

ciations, des historiens locaux, des « anciens » ayant une mémoire locale, la RATP, certaines entreprises de BTP. Les archives départementales et celles de la DRIRE sont également consultées.

La synthèse des données récoltées est enfin représentée sur la carte informative qui reflète l'état des connaissances à la date de la conduite de l'étude (rendu à l'échelle 1/5 000). La figure 15 en présente un extrait sur les communes de Maisons-Alfort et Créteil.

3.4

Des extensions de carrières à interpréter

Les cartes détenues par l'IGC sont riches en informations mais peuvent se révéler localement déficientes, celles-ci étant issues de plans parfois anciens et imprécis. Les indices de galeries, hors périmètre sous-miné connu, confirment l'hypothèse que les exploitations aient pu se prolonger. Toutefois, l'interprétation de l'extension possible des zones exploitées est difficile à déterminer pour des carrières inaccessibles, et les études dans le cadre du PPR ne peuvent s'appuyer sur des reconnaissances complémentaires. Sur le premier secteur étudié par le LREP, l'interprétation de l'extension des carrières a été appréhendée par une modélisation numérique des zones potentiellement exploitables et d'après d'anciennes limites cadastrales.

3.4.1

La limite d'exploitabilité du calcaire grossier

Sur les communes de Créteil et Maisons-Alfort, le toit de la couche géologique a été modélisé (Fig. 16) à partir des sondages pertinents disponibles (données LREP, BSS et IGC, soit 564 sondages).

Au vu des dates anciennes des exploitations connues, il a été considéré que l'extraction n'avait été menée que lorsque le matériau se trouvait hors nappe, l'exhaure étant techniquement et économiquement peu probable. La comparaison de la cote du calcaire grossier et du niveau de nappe (prise à 29 m NGF d'après les chroniques en notre possession) a alors permis de délimiter un périmètre d'exploitabilité (Fig. 17). Dans la partie sud de la zone, le calcaire émergé décrit une ondulation (influence de l'anticlinal de Meudon) qui coïncide avec la répartition des carrières connues. Cette modélisation a ainsi permis de valider ou d'écarter certains indices (Fig. 18).

Il convient de souligner qu'à quelques exceptions près toutes les exploitations connues s'inscrivent dans le périmètre identifié. Les exceptions constatées se situent dans des secteurs où peu de sondages sont disponibles, *i.e.* où la modélisation est donc moins pertinente.





Interpolation of the upper level of the "calcaire grossier" layer on Créteil and Maisons-Alfort territories.

3.4.2

Les anciennes limites cadastrales

Dans les secteurs où les informations précédentes se révélaient insuffisantes pour conclure à l'extension plausible de certaines carrières, le cadastre napoléonien a servi de repère (cartes de 1813-14 et 1841). Il a en effet été considéré que les extensions pouvaient être approchées au travers des parcelles traversées par des galeries. Si tel est le cas, des droits d'exploitations y ont été acquis, et des extensions ont pu être creusées sur toute la superficie : toute la parcelle est donc concernée.

De plus, il a été supposé que l'exploitation souterraine ait pu se poursuivre sous la voirie malgré les interdictions. En ce qui concerne les exploitations à ciel ouvert, il a en effet été retrouvé plusieurs anciens documents faisant état d'infractions : l'extraction était parfois frauduleusement menée à moins de 10 m des chemins vicinaux.



Qualification des aléas liés aux anciennes carrières

Les aléas liés aux carrières dépendent non seulement de la géométrie générale (profondeur, type d'exploitation, qualité du remblaiement, protection du front de taille contre les infiltrations d'eau, qualité du recouvrement...), mais aussi du contexte géographique à l'origine de facteurs aggravants (urbanisation, proximité d'un versant, végétation...). Au vu des caractéristiques des anciennes carrières du Val-de-Marne, le risque de fontis et/ou d'affaissement est élevé dans toutes les zones concernées par les anciennes extractions souterraines vides ou partiellement remblayées.

L'intensité de l'aléa est définie en fonction de l'impact estimé sur les personnes et sur les biens : risque d'atteinte à la vie de personnes, fissurations plus



Quarries and suspected zones on over water limestone map.

TABLEAUX II ET III Niveaux d'aléas et valeurs des bandes de sécurité (ZP, MR) retenues. Hazard levels and values of adopted security zones (ZP, MR).

Contexte	Aléa retenu
Fontis repéré	Très fort
Galeries vides/partiellement remblayées d'origine	Fort
Galeries « remblayées »	Modéré
Galeries « remblayées » clavées	Modéré
Galeries « consolidées »	Faible
Puits d'accès non ceinturés	Fort à faible

Contexte	ZP	MR
Carrières « consolidées » et entrée en cavage		0
Carrières « remblayées »	2 m	4 m
Carrières vides de hauteur < 4 m	4 m	8 m
Carrières de hauteur > 4 m ou à 2 étages	8 m	16 m



ou moins importantes du bâti, voire mise en péril ou ruine de la structure. Il est nécessaire d'apprécier également la probabilité d'occurrence. Contrairement à certains aléas engendrés par d'autres phénomènes naturels, ceux liés aux anciennes carrières, tels le fontis et l'effondrement généralisé, se produisent a priori une seule fois et ne peuvent être appréhendés par leur période de retour.

A partir de ces critères quatre niveaux d'aléas ont été déclinés et cartographiés au 1/10 000. Les confortations réalisées ont également été considérées (Tableau II).

Une zone de protection et une marge de reculement ont été retenues (Fig. 19) : la première d'un même niveau d'aléa que les zones sous-minées, la seconde d'un niveau inférieur. La zone de protection (ZP) cor-





FIG. 20 La figure 20 présente un extrait de la cartographie obtenue. Extrait de carte d'aléas (LREP, 2005). Extract of the hazard map (LREP, 2005).

respond à la bande de terrain, susceptible de s'effondrer, lors la survenue d'un fontis en surface ou peu de temps après. La marge de reculement (MR) représente la zone d'influence d'un événement survenu en surface. Au-delà, aucun désordre n'est à craindre en surface. Ces bandes dépendent du matériau exploité, du type d'exploitation et de la présence éventuelle d'exploitations superposées.

Les distances retenues pour les zones de sécurité sont reportées dans le tableau III. Elles ont été déterminées d'après le retour d'expérience de l'IGC sur les désordres survenus dans le Val-de-Marne (environ 140 recensés) : les fontis au droit de carrières de calcaire grossier viennent généralement à jour avec un diamètre de l'ordre de 2 à 3 m.

La figure 20 présente un extrait de la cartographie obtenue.

Esquisse des prescriptions réglementaires

Bien que les études ne soient pas encore finalisées, il est possible, au regard des pratiques régionales, d'énoncer le type de mesures réglementaires susceptibles d'être retenues.

Dans les secteurs où un risque très fort existe, l'urbanisation est généralement figée par une inconstructibilité. Seuls les travaux liés aux infrastructures indispensables à la continuité du service public sont admis. Dans les zones moyennement ou faiblement exposées, la définition des dispositions constructives est subordonnée aux conclusions d'une étude géotechnique préalable. Suivant le niveau du risque et la nature de l'infrastructure (établissement recevant du public ou bâti privé), cette étude est imposée ou recommandée.

En parallèle, un certain nombre de dispositions préventives et de sauvegarde sont établies (diagnostic régulier des réseaux d'assainissements, délimitation de zone de protection en cas d'effondrement...).

6 Conclusio

Conclusion

L'élaboration de la cartographie d'aléa sur les communes des premiers bassins de risque nous conduit à retenir quelques points importants, du point de vue méthodologique :

• les secteurs en milieu urbain bénéficient de nombreuses études qui facilitent la compréhension du territoire. Il s'agit d'un véritable avantage étant donné les délais et les moyens associés à une étude de type PPR ;

• la dispersion des données techniques représente cependant un frein important à l'avancée de l'étude. Les maîtres d'œuvre et plus encore les maîtres d'ouvrages n'accordent que peu d'importance à la pérennité des archives. De fait, il convient de recouper soigneusement toutes les sources d'informations pour éviter une synthèse incomplète et donc erronée ;

• la concertation avec les acteurs locaux est un gage de qualité et d'acceptation de l'étude. Les informations récoltées apportent une richesse indispensable au travail de synthèse. Les échanges permettent en outre une prise de conscience du risque et favorisent l'appropriation du projet ;

• enfin, il est à souligner que la pression foncière en milieu urbain peut être telle que les prescriptions réglementaires peuvent en être influencées. A titre d'exemple, la réalisation de travaux *a priori* lourds peut être envisagée dans les projets de construction, au vu du niveau de prix des terrains à bâtir dans la région.

Bibliographie

- « Fontenay Notre Ville » Balade au temps passé : collection de cartes postales anciennes de Fontenay-sous-Bois.
- Le Parisien du 9 mai 2006. Première page de l'édition Val-de-Marne matin.

LCPC, INERIS, MATE – Évaluation des aléas liés aux cavités souterraines. Guide technique. Collection « Environnement – Les risques naturels », 2002. LREP – Plan de prévention des risques naturels. Cartographie de l'aléa mouvement de terrain. Département du Val-de-Marne, communes de Créteil, Maisons-Alfort, Bonneuil-sur-Marne. Dossier 2.1.17049, 2005.

Ministère de l'Écologie et du Développement durable – Plans de prévention des risques naturels. Guide de la concertation. La documentation française, 2002. Prunier-Leparmentier A.M., Delannoy M.A., Lebrun E. – Les PPR mouvements de terrain : les interventions de l'IGC. *Les cahiers de l'IAURIF* n° 142, 2005, p. 75-85.

L'instrumentation des ouvrages au service de la recherche de l'origine des désordres : l'église Saint-Bernard (Lyon)



Depuis sa construction, l'église Saint-Bernard de Lyon est le lieu de désordres structurels et géotechniques dont l'origine n'est pas clairement identifiée. La communication présente les résultats sur une période de 30 mois d'une instrumentation en continu de l'ouvrage permettant de mieux cerner les raisons de ces désordres et jouant également le rôle de système d'alerte pour la collectivité responsable de l'ouvrage. L'instrumentation doit, in fine, conduire à la définition de la réponse la plus adaptée au problème du devenir de cette église.

Mots-clés : instrumentation, désordres, tassement, fissuration, monument historique, effet de la température.

Instrumentation of buildings, a tool for the determination of the origin of damage : the case of Saint-Bernard church (Lyon)



Since its construction, the St Bernard church of Lyon is the place of structural and geotechnical damage the origins of which are not clearly identified. The communication presents the results of a comprehensive monitoring of the structure over a period of 30 months allowing to shed some light on the reasons for such damage. The monitoring is also used as an alarm system for the community responsible for the church. The instrumentation should lead, in fine, to the definition of the most adequate answer to the problem of the future of this church.

Key words: monitoring, damage, settlement, crack opening, monument, temperature effect.

F. EMERIAULT L. VINET

INSA-Lyon, LGCIE Bât. J.C.A. Coulomb 34, av. des Arts 69621 Villeurbanne Cedex fabrice.emeriault@insa-lyon.fr louis.vinet@insa-lyon.fr

M. PIEDEVACHE

Solexperts France Immeuble Escurial 17, av. de la Forêt de Haye 54500 Vandœuvre-lès-Nancy info@solexperts.fr

G. PASINI N. BOUILLOD

Direction Sécurité Prévention Ville de Lyon 1, rue de la République 69001 Lyon georges.pasini@mairie-lyon.fr nicole.bouillod@mairie-lyon.fr

> NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} novembre 2007.

Introduction

Les versants des collines de la ville de Lyon - appelés localement Balmes - sont répertoriés comme des zones potentiellement instables. Ces versants sont sous la surveillance du Service des Balmes de la Ville de Lyon, et tout désordre lié au sol est soumis à l'appréciation d'une commission d'experts en géologie et géotechnique, la Commission des Balmes (Vinet et Mongereau, 1994 ; Emeriault et Vinet, 2003, 2004). C'est ainsi que ce service et cette commission doivent gérer actuellement des désordres survenus sur un édifice religieux construit en 1874 sur les pentes de la Croix-Rousse, l'église Saint-Bernard. Apparues rapidement après sa construction, des fissurations de l'édifice avaient entraîné d'importantes reprises en sous-œuvre de certaines fondations. Des déformations sont nouvellement apparues il y a une vingtaine d'années. Le Service des Balmes a été saisi du problème, chargé d'en découvrir les causes ainsi que d'envisager les moyens de le résoudre.

Une reconnaissance géotechnique complète ayant été conduite, des anomalies ont été repérées dans le sous-sol mais sans apporter encore d'explication définitive aux mouvements et désordres. Des hypothèses géotechniques et architecturales s'opposent pour l'explication des phénomènes observés.

Le parti retenu pour l'heure consiste à mesurer le plus finement possible les déformations en cours afin de les interpréter de la manière la plus exacte. L'instrumentation mise en place depuis mars 2004 remplit un double objectif d'alerte et d'analyse. Cette dernière permettra, à partir de mesures obtenues sur le long terme, une identification claire des causes de déformation et la définition d'une réponse technique et économique adaptée. L'instrumentation a ainsi pour vocation d'aider la collectivité à choisir une option définitive sur le devenir de l'ouvrage.

2

L'église Saint-Bernard : les désordres et leur prise en compte par la municipalité

L'église Saint-Bernard, conçue par l'architecte Tony Desjardins dans un style néogothique, est située dans les pentes de la colline de la Croix-Rousse sur le territoire du 1er arrondissement de la Ville de Lyon (Fig. 1a). Sa construction a débuté en 1863 mais n'a pu être complétée par manque de financement (la façade sud, le clocher ainsi que l'escalier monumental devant desservir la place Colbert en contrebas n'ont pu être réalisés). De nombreux désordres ont pu être observés depuis la construction jusqu'à nos jours : on notera en particulier qu'un confortement des fondations sud-ouest a été nécessaire suite à des désordres induits par le percement à proximité du tunnel du funiculaire en 1889. Jusqu'en 1900, des fissurations de la structure sont observées dans l'ensemble de la partie sud de l'ouvrage et réparées (Fig. 1b et c). En 1970 et de manière plus importante en 1992, une reprise des mouvements est observée qui conduit les services municipaux à demander la fermeture définitive de l'ouvrage au public et la mise en place de dispositifs de surveillance simples (points topographiques, témoins de plâtre sur fissures et inspection du réseau de galeries sous-jacentes). Une accélération des mouvements en 1998 conduit à la mise en place d'étampage intérieur des voûtes les plus endommagées (angle sud-est). L'amplitude des tassements observés depuis 1992 est plurimillimétrique et augmente graduellement depuis le chœur au nord (pas de mouvement) jusqu'à la façade sud (Fig. 2). Des mouvements sont également observés dans la galerie située à l'aplomb de cette façade.

L'église Saint-Bernard est positionnée sur le rebord sud-est de la colline de la Croix-Rousse (altitude 240 m) qui forme un promontoire dominant au sud la



FIG. 1 Vue générale de l'ouvrage (vue depuis la montée Saint-Sébastien à l'est) et exemples de désordres intérieurs et extérieurs. General view of the building (view from the Montée Saint-Sébastien to the East) and examples of inner and outer



(G2 located directly below the south facade).

« presqu'île », zone historique urbanisée entre Rhône et Saône. D'un point de vue géologique (Vinet, 1991 ; Mongereau, 2001 ; Mongereau et Vinet, 2004), cette colline s'appuie sur une ossature granito-gneissique recouverte sur le flanc est par des sables molassiques fins et compacts, localement grésifiés en lentilles et en plaque, déposés par la mer Miocène à l'Helvétien. A partir de l'altitude 200 m (Fig. 3), ces deux formations disparaissent sous des argiles silteuses jaunes, continentales, puis des argiles cableuses, kaki ou ocres selon leur degré d'oxydation, à gravier feldspathique, en provenance du Massif central. Cet ensemble témoigne d'un colmatage continental de toute la zone qui se termine au Miocène par des argiles limoneuses jaunes à grisâtres. Des argiles et des sables fins beiges plio-villafranchiens mettent un terme à ce remplissage jusqu'à la cote 225 m approximativement. Cet ensemble est alors raviné par les glaciers du Quaternaire qui déposent des moraines internes, sablo-graveleuses, puis frontales, argilo-limoneuses à graves et blocs. Enfin, des loess sont déposés cà et là et sont plus ou moins préservés par l'érosion superficielle. Après le retrait des glaciers, le Rhône et la Saône installent leurs cours et s'enfonçent progressivement jusqu'à atteindre leur cote actuelle. L'activité colluvionaire résultante fait que le long de la pente entre le plateau et les alluvions des cours d'eau, un manteau de plusieurs mètres de moraines glissées et remaniées tapissent le versant et dissimule la série précédemment décrite. L'installation de la ville de Lyon ajoute des terrains fortement anthropisés qualifiés de remblais.

Le site de l'église Saint-Bernard a été remodelé à l'horizontale le long de la montée Saint-Sébastien au moyen d'un prisme de remblais qui repose sur de la moraine colluvionnée puis sur les argiles pliocènes beiges, les argiles silteuses et enfin sur les argiles graveleuses vertes ou kaki. Cette dernière formation est spécialement aquifère, du fait de sa granulométrie constratée et contient donc des ouvrages de captage anciens dont quelques-uns sont connus et entretenus tandis que d'autres peuvent exister à l'insu des habitants et dans un état plus ou moins effondré. Par ailleurs, il faut préciser la grande hétérogénéité verticale des argiles limoneuses et silteuses où peuvent alterner dans un contexte finement lité, argile très plastique, sable fin, limons et même des lentilles grésifiées. D'où une certaine difficulté à les définir au niveau de leurs caractéristiques géotechniques.

De ce point de vue (Fondaconseil, 2002), l'ouvrage s'insère dans un contexte fortement pentu, les fondations réalisées en escalier (Figs. 4 et 5) sont ancrées dans la couche de moraine. Le remblaiement important entre les plots de fondation a permis d'obtenir une plate-forme horizontale sur laquelle repose la superstructure de l'église. A l'interface entre les moraines et les argiles pliocènes se développe un réseau de galeries anciennes (Fig. 6). Malgré les recherches, des doutes persistent sur l'existence d'autres galeries non répertoriées ou de vides et décompressions (comme peuvent les traduire les fontis observés lors de la construction récente d'un immeuble voisin). La proximité du tunnel du funiculaire induit également des vibrations régulières dans la structure. La figure 4 présente deux coupes géologiques interprétatives dans les deux principaux axes de l'ouvrage. Les principales caractéristiques géotechniques de ces formations mesurées par des essais pénétrométriques ou pressiométriques sont données dans le tableau I. Pour ce qui est des argiles pliocènes (ici de couleur beige et grise), des essais de laboratoire ont permis de déterminer les





FIG. 4 Coupe géotechnique interprétative au droit de l'église (d'après Fondaconseil, 2002) : a) Nord-Sud, dans l'axe de l'église ; b) Ouest-Est, au droit de la façade sud. Geotechnical profile below the church (from Fondaconseil 2002) : a) North-South, in the church centre line ; b) West-East, at the level of the south facade.



FIG. 5 Coupe Sud-Nord schématique des fondations et implantation des galeries connues.

Schematic South-North view of the foundations and location of the know galleries.



FIG. 6 Localisation des galeries connues sous l'emprise de l'église. Location of the know galleries below the church. caractéristiques nécessaires à l'évaluation des tassements et des temps de tassements (Tableaux II et III). On notera, d'une part, l'état de surconsolidation assez peu marqué de ces matériaux malgré la présence au Quaternaire de glaciers sur le territoire lyonnais et, d'autre part, le caractère très plastique et compressible de ces matériaux. De plus les argiles de couleur grise démontrent un caractère gonflant. Des échantillons d'argiles prélevés à la même altitude mais sur un site voisin de 150 m ont montré un comportement très plastique (limite de liquidité w_L = 60 %, indice de plasticité I_p = 40 % et limite de retrait de 12 %). Les caractéristiques de résistance ont été mesurées par des essais triaxiaux CU + u et fournissent c' = 30 kPa et $\phi' = 27^{\circ}$ ainsi que Cu₀ = 130 kPa et $\lambda_{cu} = 0,37$.

Pour expliquer les désordres, deux hypothèses sont, pour l'instant, développées :

• une origine géotechnique : les désordres sont causés par des mouvements de sols résultant :

 de la pente et des caractéristiques mécaniques des argiles (à l'origine du fluage en particulier) et du terrain de couverture;

TABLEAUI Principales caractéristiques mécaniques des formations rencontrées. Main mechanical characteristics of the different geological formations.

Formation	Essai pres	Essai pressiométrique		
	Pression limite p _i (MPa)	Module pressiométrique E _m (MPa)	Résistance de pointe q _c (MPa)	
Moraines	1,3	15	7	
Argiles beiges et grises	0,8	10	3	
Argiles sableuses	3	80	7	

TABLEAU II Identification des argiles beiges et grises. Identification of the beige and gray clays.

Formation	Classe GTR	Teneur en eau naturelle w (%)	Valeur de bleu VBS
Argiles beiges	A2	28	3,4
Argiles grises	A4	38	11,3

 TABLEAU III
 Caractéristiques œdométriques des argiles beiges et grises.

 Oedometric characteristics of the beige and gray clays.

Formation	Coeff. de consolidation $C_{\rm v}~(m^2s^{\rm -t})$	Coeff. de compression $$\mathbb{C}_c$$	$\begin{array}{c} \text{Coeff. de consolidation} \\ \text{secondaire } \text{C}_{a} \end{array}$	Contrainte de préconsolidation o' _c (kPa)	Degré de surconsolidation OCR
Argiles beiges	1,1 10-7	0,20	3 10-3	200	1,25 à 1,5
Argiles grises	7,0 10-9	0,74	2,5 10-3	500	2

 de la présence de vides, décompression ou galeries non connues en cours d'affaissement au droit de l'angle sud-est de l'église (responsables des anomalies notées lors des reconnaissances par forages destructifs et reportées sur la figure 4);

 – et amplifiés par les vibrations dues au fonctionnement du funiculaire ;

• une origine structurelle (Repellin, 2003): les désordres sont liés à une rotation de la façade qui, n'ayant pas été achevée, n'est pas butée par le clocher et les contreforts de la façade définitive. Des profils de verticalité ayant été réalisés par tachéomètre laser (Fig. 7) montrent que la façade est inclinée de 7 cm au maximum vers le sud mettant en évidence un double mécanisme de rotation avec une pente de 2° jusqu'à environ 9 m de haut puis de 5° jusqu'au sommet de la façade (environ 16 m). Les désordres peuvent avoir été amplifiés par l'infiltration d'eaux en divers points de la structure mais aussi en pied de façade (au niveau de fissures existantes ou des fosses de fondation non étanchées de la façade sud actuelle).

L'église ayant été désacralisée en 1999, la Ville de Lyon est désormais responsable de l'ouvrage. Elle doit



Vertical profile of the facade (from Repellin 2003).

en particulier assurer le suivi et la gestion des désordres mais aussi définir quel peut être l'avenir de l'église (destruction, confortement...). A l'heure actuelle, aucun scénario n'ayant été particulièrement privilégié, le service Sécurité de la Ville de Lyon a pris comme parti de mesurer le plus finement possible les déformations en cours afin de les interpréter de la manière la plus exacte. Un protocole alliant plusieurs capteurs reliés à une centrale d'acquisition et de transmission a été mis en place depuis mars 2004. Cette instrumentation remplit un double objectif :

 par des niveaux d'alerte définis pour chaque capteur, le Service des Balmes peut gérer au jour le jour le risque d'aggravation rapide des désordres et la mise en oeuvre de protection du public (périmètre de sécurité, évacuation...);

– l'analyse des résultats de mesure sur le long terme permettra une identification claire des causes de déformation et la définition d'une réponse technique et économique adaptée. L'instrumentation a alors pour vocation d'aider la collectivité à choisir une option définitive sur le devenir de l'ouvrage.

Le dispositif de mesures

3

Le dispositif de mesures mis en place par la société Solexperts a été conçu conjointement par le Service des Balmes et la Commission des Balmes de manière à pouvoir, de part la complémentarité des mesures effectuées, renseigner sur le type de sollicitations et de mouvements auxquels est soumis l'ouvrage, en particulier les zones concernées par des désordres.

Ainsi ont été installées des mesures de nivellement automatique par cibles à codes barres sur divers éléments porteurs de la structure (piliers et façades), des mesures d'ouvertures de fissures (diverses localisations et orientations de fissures existantes plurimillimétriques), des mesures d'inclinaison par pendules (diverses orientations et plusieurs points de mesures sur une verticale pour obtenir une allure de la déformation d'un pilier et de la façade). Enfin, des mesures de température permettent d'évaluer l'effet des variations journalières et saisonnières sur le comportement de la structure.

L'acquisition automatique de l'ensemble des données avec une fréquence variant de 4 à 12 mesures par jour sur le logiciel GeoMonitor et la transmission par modem au siège de Solexperts (Zurich, Suisse) permet un traitement instantané des données, la vérification de critères d'alerte pré-définis, l'information en temps réel du service Sécurité de la Ville de Lyon, mais aussi une mise à disposition en temps réel des résultats sur le site web de l'entreprise (via le logiciel WebDavis).

Le dispositif de mesure (Fig. 8) inclut 10 points de mesure de nivellement (L1 à L10) ainsi que trois points situés à l'intérieur de l'église (au nord, coté chœur) servant de référence au niveau digital motorisé. Les fissuromètres F1, F3, F5 mesurent les ouvertures de fissures centimétriques pré-existantes au niveau de la corniche séparant la nef du bas-côté est. F2 est associé à F5 et mesure le déplacement horizontal relatif des lèvres de la fissure parallèlement à celle-ci. Enfin F4 et F6 sont positionnés de façon symétrique sur des fissures également centimétriques visibles sur les arcs des voûtes séparant la nef des bascôtés et en contact avec la façade intérieure. Enfin, le pendule vertical 1 d'une hauteur totale de 7.8 m mesure les inclinaisons d'un pilier intérieur de l'ouvrage dans deux directions orthogonales et en deux points alors que le pendule 2 (hauteur 7,9 m) détermine les mouvements de l'intérieur de la façade sud perpendiculairement à celle-ci.

Les premiers résultats

La campagne de mesures a débuté fin mars 2004 (Ferrari et Garcia, 2004) ; les résultats obtenus jusqu'à début octobre 2006 sont présentés par la suite. Cette durée totale de plus de 30 mois permet en particulier de déterminer l'impact des variations de température sur les mouvements observés, de proposer une « correction » des mesures des effets cycliques de la température et d'évaluer les accumulations de déformations résultant d'un cycle annuel.





Correction de l'effet de la température

En ce qui concerne la température, il est à noter que les températures extérieure et intérieure à l'ouvrage sont mesurées. Si les écarts maximum entre ces deux valeurs atteignent + 17 °C en été et -7 °C en hiver, l'écart est en général limité à +/- 3 °C. Dans la suite de l'analyse, on « corrigera » l'ensemble des mesures par rapport à la température intérieure, c'est-à-dire que l'on essaiera de faire abstraction des variations saisonnières en grande partie réversibles en retranchant des valeurs mesurées une quantité proportionnelle à la variation de température depuis la mise en place de l'instrumentation. Le coefficient de proportionnalité est calé sur un cycle annuel complet de mesure.



Mesures de nivellement

Les mesures de nivellement des 10 codes barres s'avèrent d'une part très corrélées avec la température intérieure et d'autre part très semblables entre elles (peu de mouvement différentiel notable). La figure 10 montre les résultats obtenus pour le point L1 : une correction linéaire avec la température permet de calculer les mouvements verticaux « vrais » du point, c'est-à-dire non affectés des variations saisonnières et de la respiration du ter-





rain et de l'ouvrage ; l'amplitude des mouvements est ramenée de 3,5 mm à moins de 2 mm (1 mm en moyenne) sur l'ensemble de la campagne de mesure. Ces mesures sont compatibles avec les amplitudes de mouvements mesurés ponctuellement par la campagne de suivi topographique classique (Fig. 2) qui, malgré la mise en place de l'instrumentation automatique, a été conservée à un rythme réduit d'une mesure par an : le chœur est stable, les points en pied de façade ont tassé d'environ 1 à 1,5 mm.

Ouvertures de fissures

L'analyse conjointe des ouvertures de fissure et de la température permet également de définir une « correction » linéaire à apporter aux mesures. La figure 11 montre l'effet de cette correction sur le fissuromètre F1 : on voit clairement apparaître une accumulation des déformations sur un cycle annuel complet (ici une ouverture de l'ordre de 0,5 à 1 mm par année est observée entre mai et septembre). La même démarche appliquée aux autres fissuromètres permet de conclure (Fig. 12) que :

- F1, F3 et F5 situés du coté est de l'église et mesurant des déplacements parallèles à l'axe de la nef présentent sensiblement le même comportement et des amplitudes voisines (ouverture de 0,5 mm par an) ;

- F2 montre un déplacement relatif tangentiel entre les deux parties de la fissure sur laquelle F5 est également positionné ; ce déplacement de l'ordre de 0,25 mm par an est bien corrélé à l'ouverture de la fissure ;

- F4 et F6 ne présentent pas de mouvement significatif (ils ne sont pas représentés sur la figure 12) : ils sont positionnés sur des fissures qui, même si elles présentent une ouverture importante, ne semblent plus être sollicitées par le mécanisme de déformation global de l'ouvrage.

Mesures d'inclinaison

Les mesures d'inclinaison de deux éléments porteurs (façade et pilier) sont réalisées à l'aide de pendules d'environ 8 m de haut. Le pendule 2 est fixé sur la façade et permet de mesurer les déformées (déplacements et rotation) relatives au point d'ancrage perpendiculairement à la façade (axe nord-sud).





FIG.11 Évolution de l'ouverture de la fissure F1 (avec et sans « correction » en température). Evolution of the opening of crack F1 (with and without "correction" with temperature).



La figure 13 montre que la correction avec la température est très pertinente pour le point A le plus haut (« bras de levier » de 2,47 m) : un déplacement constant de 0,15 mm apparaît après 6 mois de mesure ce qui correspond à la première phase d'augmentation de la température. Une augmentation identique est observée en avril 2006. Pour le point B, la distance de mesure étant plus grande (7,88 m soit 3,2 fois le bras de levier pour



A), des phénomènes parasites apparaissent qu'une simple correction linéaire avec la température ne peut gommer. Néanmoins on observe bien, dans ce cas également, le développement d'un déplacement sensiblement constant voisin de 0,45 mm après 6 mois de mesure et une deuxième augmentation notable en avril 2006 portant le déplacement à 1,5 mm environ. Ainsi, une fois que la correction des effets cycliques de température est appliquée, on constate que le rapport entre



FIG. 14 a) Allure des déformations de la façade à partir des mesures « corrigées » du pendule ; b) comparaison du profil actuel avec une extrapolation sur l'ensemble de la durée de vie de l'ouvrage de l'accumulation annuelle régulière de déplacements horizontaux.

a) Deformations of the facade determined from the "corrected" results of the pendulum and b) comparison of the present vertical profile with an extrapolation over the whole life of the structure of the regular annual accumulation of horizontal displacements. les deux déplacements (0,15 et 0,45 mm soit un rapport de 3 pour la première augmentation et 0,3 et 1,5 mm soit un rapport de 5 pour les mouvements depuis avril 2006) est proche de celui des « bras de levier ». Ceci permet de conclure que, majoritairement, une rotation d'ensemble de la façade est observée.

Pour le pendule 1 fixé sur un pilier du coté est de la nef, les mesures montrent un comportement similaire, même si les déplacements sont plus faibles dans la direction longitudinale de la nef (au maximum 0,2 mm) et quasi nuls dans la direction perpendiculaire.

Enfin, il est intéressant de noter que la rotation globale de la façade mesurée après 6 mois de mesure et à partir d'avril 2006 (correspondant à des déplacements de 0,45 et 1,5 mm sur environ 8 m de haut) est compatible avec les mesures issues des fissuromètres F1, F3 et F5 situés sur une corniche de la nef centrale à une hauteur voisine de celle de l'ancrage du pendule 2 (donnant des déplacements irréversibles de 0,5 et 2 mm respectivement après 6 mois de mesure et à partir d'avril 2006).

La figure 14, d'une part, présente une évolution de la déformée de la façade sud de l'église depuis la mise en place de l'instrumentation, d'autre part, compare le profil actuel de l'église mesuré par tachéomètre laser avec une extrapolation sur 130 ans (soit de 1874 à 2004) de l'inclinaison de la façade résultant d'une accumulation annuelle régulière de déplacements. Si le profil actuel n'est pas exactement retrouvé, l'inclinaison générale de la façade est en revanche bien représentée.

Interprétation des mesures et origine possible des désordres

5

L'ensemble des résultats présentés montre tout d'abord qu'il est primordial d'être capable de faire abstraction des effets de la variation saisonnière des températures et d'autre part de mener une campagne de mesure sur une période assez longue (plusieurs années) pour pouvoir identifier les phénomènes cumulatifs même de faible amplitude. Une fois le travail de correction effectué sur les mesures de l'église Saint-Bernard, il s'avère que depuis mars 2004 :

– le nivellement de plusieurs points à l'intérieur de l'église donne une amplitude de mouvement faible (au regard de la précision de la mesure automatique par le niveau utilisé) : il semble donc qu'il n'y ait pas de mouvement notable du sol sous le niveau d'assise des piliers et autres éléments structuraux mais que celui-ci se fasse au niveau du dallage et qu'il intéresse donc le remblai utilisé pour combler les espaces entre les murs porteurs. Ces mesures sont cohérentes avec les évaluations de tassement de fluage basées sur les caractéristiques oedométriques des argiles beiges et grises (Tableau III);

 les différents fissuromètres installés indiquent un mouvement global d'ouverture des fissures orientées est-ouest (perpendiculaire à l'axe de la nef centrale) qui s'accumule au rythme régulier de 0,5 mm par an et correspond à un mouvement vers l'aval de la façade;

– parallèlement, les mesures d'inclinaisons par pendule semblent indiquer une rotation d'ensemble de la façade de l'église correspondant à un déversement vers l'aval. Ce résultat conforte l'hypothèse structurelle de manque de reprise des efforts horizontaux de la structure par la façade inachevée et donc faiblement contreventée. Il est néanmoins indéniable qu'entre 1992 et 2003 des mouvements de sol ont été mesurés (au maximum 50 mm de tassement sur les dallages à l'intérieur de l'église et 2 mm en cinq ans sur les piliers). Par ailleurs, à l'extérieur de l'ouvrage, en particulier en pied de façades sud et est, les tassements mesurés ont été de l'ordre de 0,7 mm par an. La figure 2 montre également que pendant les 30 mois de la campagne de mesure automatique, les points situés en galerie sous la façade ont tassé d'environ 1 mm.

Ainsi, on peut donc supposer que les mouvements observés avant la mise en place de l'instrumentation et en particulier leur aggravation en 1999 étaient liés non seulement à une « instabilité » structurelle de l'ouvrage de faible ampleur qui s'accumule après chaque cycle annuel de température mais également à des infiltrations d'eau mal ou non contrôlées. Parallèlement à l'installation du dispositif de mesure, des opérations de reprises des évacuations d'eau pluviale et d'étanchement des fosses de fondations en pied de façade sud ont été réalisées. Ceci peut expliquer qu'une rotation de la façade ait été observée sur les 6 premiers mois de mesure, puis que celle-ci se soit stabilisée. La poursuite de la campagne de mesure permettra de valider cette hypothèse.

Conclusion

L'instrumentation mise en place sur l'église Saint-Bernard de Lyon a été définie de façon à fournir des informations nombreuses et redondantes sur les mouvements de la structure (acquisition automatique de déplacements verticaux, d'ouvertures de fissures et d'inclinaison de pilier et de façade). L'exploitation de ces mesures sur une période de 30 mois permet de mieux comprendre les mécanismes entraînant l'apparition de désordres.

Il ressort que, si l'origine des mouvements était essentiellement géotechnique dans un premier temps, dans la période récente ceux-ci sont liés majoritairement à un défaut de la structure, en particulier de la façade inachevée et partiellement butée. Le rôle particulier du cycle de température annuel a pu être mis en évidence dans le développement lent des désordres (ouverture de fissures de 0,5 mm par an).

On retiendra de plus que le dispositif de mesure a également un rôle d'alerte en temps réel pour le service de Sécurité de la Ville de Lyon. Des seuils d'alerte ont été définis pour chacun des instruments : leur valeur définitive a pu être ajustée après l'analyse complète des résultats de mesure sur 30 mois d'observation. Le dispositif complet permettra d'assurer la sécurité du public tant qu'aucune décision n'aura été prise pour le devenir de cet ouvrage.

Au vu des résultats de la campagne de mesure, le service de Sécurité de la Ville de Lyon a décidé de mettre en place, courant 2007, un tirant métallique orienté suivant l'axe de la nef et positionné au niveau de la corniche supérieure (à proximité des fissuromètres F3 et F5). Par sa mise en traction, celui-ci devrait permettre de limiter le développement de déplacements horizontaux annuels et donc d'empêcher les ouvertures de fissures et l'inclinaison de la façade sud de l'église.

Bibliographie

- Emeriault F., Vinet L. Accidents et conduites de prévention dans le domaine des mouvements de terrain en site urbain: le cas de la Ville de Lyon. Annales du Bâtiment et des Travaux Publics 4, 2003, p. 25-39.
- Emeriault F., Vinet L. Risque géotechnique en site urbain dense – Prévention des aléas fontis et effondrements de cavités souterraines par la collectivité territoriale de Lyon. Proceedings of the Int. Conf. on Geotechnical Eng. GeoBeyrouth 2004, May 19-22 2004, p. 185-190.
- Ferrari J.C., Garcia K. L'église Saint-Bernard. Mémoire de projet de fin d'études, INSA de Lyon, 2004, 109 p.
- Fondaconseil Ville de Lyon, église Saint-Bernard. Rapport d'étude géotechnique, 2002, 21 p. + annexes.
- Mongereau N. Géologie de Lyon. Éditions lyonnaises d'art et d'histoire, 2001, 95 p.

Mongereau N., Vinet L. – Balmes – Note géotechnique, 2004, 18 p., www.lyon.fr/vdl/ sections/fr/securite/balmes_et_collines_l/.

Repellin D. – Église Saint-Bernard, consolidation, restauration et réutilisation de l'édifice, Rapport d'étude préalable, 2003, 128 p.

- Vinet L. Typologie et prévention des risques et accidents géotechniques en site urbain : les collines de la Ville de Lyon entre 1977 et 1990. Thèse de doctorat, INSA de Lyon, 1991, 335 p.
- Vinet L., Mongereau N. Risques naturels en site urbain : la crise pluviométrique de l'automne 1993 et ses conséquences sur la stabilité des terrains à Lyon. Proc. 7^e Congrès Int. AIGI, Lisbonne, septembre 1994, vol. 3, p. 1543-1547.

Modélisation numérique de l'interaction sol-structure lors du phénomène de fontis



Cet article présente une étude du phénomène d'interaction sol-structure durant la formation d'un fontis par une modélisation numérique. L'approche utilise un modèle numérique bidimensionnel associant un code de calcul aux différences finies avec un code de calcul utilisant les elémentséléments discrets distincts afin de tirer au mieux parti des performances des deux logiciels. Outre un important gain de temps de calcul par rapport à un modèle constitué uniquement d'éléments distincts, cette approche donne des résultats comparables à ceux observés expérimentalement auparavant.

Mots-clés: fontis, interaction sol-structure, modèle numérique, méthode des éléments distincts.

Numerical Modelling of the soil-structure interaction during a sinkhole

Abstract

This article focuses on the simulation of soil-structure interaction during a sinkhole development by the use of a coupling numerical modelling approach. The 2D model uses a Finite Difference computer code associated with a Distinct Elements code to optimize the performances of both softwares. This allows an important decrease of computation time and the results computed are close of the experimental observations made before.

Key words: sinkhole, soil-structure interaction, numerical simulation, distinct elements method.

M. CAUDRON

INERIS Parc technologique Alata BP 2 60550 Verneuil-en-Halatte matthieu.caudron@ineris.fr

F. EMERIAULT

INSA-Lyon, LGCIE Bât. J.C.A. Coulomb 34, av. des Arts 69621 Villeurbanne Cedex, F-69621, France fabrice.emeriault@ insa-lyon.fr

M. AL HEIB

INERIS École des Mines Parc de Saurupt 54042 Nancy Cedex marwan.alheib@ineris.fr

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} novembre 2007.



Les fontis sont causés par l'effondrement de cavités souterraines peu profondes d'origine anthropique ou naturelle. On en recense un nombre important sur l'ensemble du territoire français. Ces cavités, du fait du caractère inéluctable de leur dégradation pourront s'effondrer (dégradation des propriétés des matériaux dans le temps, influence des variations des conditions environnementales telles que la température, l'hygrométrie...) et donneront ainsi naissance à des fontis (Fig. 1). La nature brutale de ce phénomène peut être très préjudiciable pour les structures et infrastructures en surface ainsi que pour la population (Pacyna et al., 2005). A cause de leur large répartition géographique, de nombreuses communes et collectivités territoriales sont concernées par les conséquences de ces aléas sur les ouvrages (bâti, infrastructures...).

L'INERIS travaille depuis plusieurs années (Abbass-Fayad, 2004) à « l'analyse, la prévention et la maîtrise des risques de mouvements de terrains liés à la présence de cavité souterraines », avec comme objectif l'évaluation et le perfectionnement des outils permettant d'améliorer la gestion des risques liés aux cavités souterraines. Contrairement aux cas des travaux souterrains (tunnels, cavités profondes en site urbain...) (Burland et Wroth, 1974 ; Burland, 1995 ; Franzius *et al.*, 2004), le risque encouru par les structures lors de mouvements de terrain résultant d'effondrements de cavités est moins bien connu.

Cet article s'attache plus particulièrement à la conception et à l'utilisation d'un modèle numérique alliant une approche de type milieu continu avec une approche de type milieu discontinu permettant d'étudier les phénomènes d'interaction sol-structure lors de l'apparition en surface d'un fontis (Caudron et al., 2006b). En effet, l'approche communément employée lorsqu'il s'agit d'étudier l'impact d'un fontis (ou de mouvements de terrain divers) sur une structure en surface, tend à dissocier les deux parties du problème. Les mouvements de terrain sont déterminés dans une première partie ne prenant pas en compte la présence du bâtiment : c'est une étude en condition de terrain vierge. Puis, dans un second temps, les déplacements et déformations déterminés précédemment sont appliqués à la structure en considérant par exemple les recommandations émises par l'AFTES (1995). Les phénomènes d'interaction sol-structure dus



FIG. 1 Fontis de Neuville-sur-Authou (2001). Neuville-sur-Authou sinkhole (2001).

aux mouvements de terrain peuvent modifier les sollicitations transmises par le sol à la structure et réciproquement (Augarde *et al.*, 1998 ; Vaillant *et al.*, 2005).

Le modèle numérique présenté par la suite permet de prendre en compte de manière explicite l'interaction sol-structure. Ainsi, par comparaison entre des résultats obtenus en condition de terrain vierge puis en présence d'un modèle de bâtiment, il met clairement en évidence l'influence des interactions sol-structure lors du phénomène de fontis.

Le modèle fait appel à une association de deux logiciels (FLAC^{2D} et PFC^{2D}) basés sur des méthodes numériques différentes ; une comparaison pertinente est possible entre simulations numériques et résultats d'une campagne expérimentale menée sur un modèle réduit de laboratoire (Fig. 2).

Après avoir brièvement détaillé le cas d'étude et le modèle réduit de laboratoire qui a été utilisé et présenté dans Caudron *et al.* (2006a), le schéma de couplage utilisé entre les deux codes de calcul sera détaillé. Ensuite, les résultats de simulation en condition de terrain vierge seront abordés, en terme de phénomène, de répétabilité et de déplacements en surface. Pour finir, des simulations en présence d'un modèle simplifié de structure en surface seront présentées.

Cas étudié

Le modèle réduit expérimental représente, à une échelle 1/40°, un massif de sol d'une largeur de 30 m et de 12 m de hauteur de recouvrement au dessus d'une cavité (soit un modèle réduit de 750 mm par 300 mm). Ce recouvrement est constitué de deux couches différentes. Un banc résistant présentant une épaisseur équivalente à 2 m constitue le toit de la cavité (dans le modèle expérimental, ce matériau est représenté par des rouleaux de Schneebeli, dont un usage récent a été réalisé par Dolzhenko *et al.* (2001), rendus cohérents par ajout de colle aqueuse



FIG. 2 Photo du modèle réduit expérimental (dispositif de création de la cavité en bas au centre, massif de rouleaux de Schneebeli, maquette de bâtiment en surface). View of the small-scale experimental model (apparatus for the creation of the cavity at the centred bottom, Schneebeli material, building model on the ground). (Caudron *et al.*, 2006a)). Ce banc cohérent est nécessaire pour permettre la création d'une cavité stable de taille supérieure à quelques rouleaux dont l'effondrement sera provoqué ultérieurement. Il est surmonté par une couche équivalente à 10 m de matériau granulaire frottant (représenté par le matériau de Schneebeli standard). Les caractéristiques des deux matériaux sont présentées dans le tableau I : les règles de similitudes ont été appliquées sur les caractéristiques brutes du matériau de Schneebeli avec ou sans cohésion pour donner des valeurs directement comparables aux caractéristiques des sols réels considérés. Le module de Young varie dans la plage de 50 à 100 MPa en fonction du confinement utilisé.

TABLEAUI Caractéristiques mécaniques des deux matériaux.

Mechanical characteristics of the two materials.

	Densité	E (MPa)	$\phi\left(^{\alpha}\right)$	c (kPa)
Sol pulvérulent (réel)	2,2	50-100	22-24	0
Sol pulvérulent (modèle)	2,2	50-100	24	
Sol cohérent (réel)	2,2	50-100	27-30	~ 100
Sol cohérent (modèle)	2,2	50-100	25-30	65-150

La cavité, qui correspond à une hauteur équivalente de 2 m, est créée progressivement jusqu'à une largeur maximale correspondant à 10 m en 5 étapes, grâce à un appareillage inspiré des études menées par Nakai *et al.* (1997) sur les mouvements de terrain relatif au creusement de tunnels. La cavité centrale est ouverte par déplacement de parties mobiles en perturbant le moins possible le massif de sol. Puis à chaque étape supplémentaire, 1 m de part et d'autre sont ouverts de la même manière, l'ensemble est résumé par la figure 3.



FIG. 3 Dispositif expérimental de création de la cavité (les cales 5 et 6 sont abaissées, puis 4 et 7, etc.).

Experimental apparatus for the creation of the cavity (the moving parts 5 and 6 are lowered, and then number 4 and 7, and so on).

La structure placée en surface est de type « poutrespoteaux » en acier. Ses caractéristiques géométriques sont détaillées dans le tableau II. Un chargement équivalent à 10 kPa à l'ELS a été considéré et le dimensionnement de la structure et des fondations suit la réglementation française (en particulier le Fascicule 62 titre V).

TABLEAU II Caractéristiques géométriques de la structure (taille équivalente). Geometric characteristics of the building

(corresponding size).

Largeur de semelle	1,65 m		
Longueur des poutres	3,2 m		
Hauteur d'un étage	2,7 m		
Vide sanitaire	1,2 m		
Section (m²/ml)	0,051 m²		
Inertie (m ⁴ /ml)	60,8 10 ⁻⁴ m ⁴		
Nombre de travées	3		

Le modèle couplé

3.

But du couplage

Le modèle numérique utilisé tire parti des possibilités de couplage présentes entre les logiciels FLAC^{2D} et PFC^{2D}. Cela permet de différencier la modélisation en l'adaptant au mieux pour un problème donné. Nous pouvons ainsi utiliser les éléments distincts pour représenter le massif de sol constituant le toit de la cavité, zone où se produiront les déplacements les plus importants ainsi que l'apparition de fractures au sein du matériau tandis que le reste du massif de sol (où n'apparaîtront que de faibles déplacements et déformations) et le modèle de bâtiment seront modélisés par FLAC^{2D} (basé sur une approche en différences finies) en utilisant respectivement des éléments volumiques et des éléments de structures. La figure 4 représente schématiquement le raisonnement utilisé.



Schematic cross section of the coupled model.

L'intérêt de cette approche est de bénéficier au maximum des avantages de chacun des deux codes de calcul, tout en limitant leurs inconvénients. Ainsi, la capacité intrinsèque de PFC^{2D} à représenter la chute de blocs de matériau, ainsi que l'apparition de fractures sans intervention de la part de l'utilisateur, ni de définition préalable de directions ou de localisations particulières est intéressante pour le recouvrement situé à l'aplomb de la cavité. Par ailleurs, l'utilisation de FLAC^{2D} pour les zones concernées uniquement par de faibles déformations permet un gain de temps de calcul non négligeable par rapport à un modèle équivalent basé sur PFC^{2D} uniquement.

3.2

Présentation de FLAC2D et PFC2D

FLAC^{2D} est un logiciel de modélisation numérique utilisant la méthode des différences finies appliquée à un milieu continu. PFC^{2D} est également commercialisé par la société Itasca. L'originalité de son approche provient du fait qu'il utilise la méthode des eléments distincts (MED) (Itasca Consulting Group, 2005). Il considère ainsi le sol comme un ensemble de particules circulaires indéformables possédant chacune ses caractéristiques propres, ce qui lui confère la possibilité de mieux représenter le comportement réel d'un sol soumis à de grandes déformations et à de la fracturation qu'une approche plus classique de type milieu continu. Cependant cette approche présente deux inconvénients ou limitations majeurs :

 le temps processeur requis pour modéliser un même problème est beaucoup plus important que pour les logiciels utilisant une approche en milieu continu. Cela dépend cependant beaucoup de la loi de comportement et du schéma de résolution retenu;

– le comportement global d'un ensemble de particules est la résultante de l'ensemble des propriétés des particules. Le comportement macroscopique est étroitement lié aux propriétés des contacts interparticulaires des particules. Une délicate phase de calage des paramètres est donc nécessaire car il n'existe pas de relations directes entre les micropropriétés et les caractéristiques macroscopiques usuelles des sols : φ , c, E, Ψ ...

Le calage des différents paramètres de contact interparticulaire des particules est réalisé au moyen d'essais biaxiaux. Les paramètres sont ajustés jusqu'à obtenir le comportement du sol souhaité présenté dans le tableau I.

Enfin, chacun des deux logiciels peut « communiquer » avec une autre application développée par Itasca à travers une connection réseau. Ceci permet donc aux deux logiciels d'échanger les données nécessaires au bon fonctionnement du couplage (forces et déplacements au niveau de la zone frontière) de manière simple.

3.3

Fonctionnement du couplage

Le maillage FLAC^{2D} désiré est créé, de même pour l'assemblage de particules PFC^{2D} et un ensemble de procédures va échanger entre les deux codes les informations nécessaires au niveau des frontières communes. Plus particulièrement, PFC^{2D} transmet à FLAC^{2D} les forces qu'appliquent les particules sur les arêtes de FLAC^{2D} concernées et FLAC^{2D} renverra les vecteurs vitesses d'un certain nombre de particules asservies car en contact avec les frontières de FLAC^{2D}.

Ce schéma (Fig. 5) est valable pour un cas simple où il n'y a pas de perte ou d'apparition de contact entre des particules et des éléments frontières. Or dans un modèle représentant la formation d'un fontis, il est nécessaire de pouvoir déterminer les pertes de contact lors de la création de la cavité puis les créations de contact lors de la rupture du toit de la cavité et de la chute des particules à l'intérieur de celle-ci. Pour ce faire, nous avons mis au point une deuxième procédure qui englobe le précédent schéma de fonctionnement.

Il est nécessaire de déterminer tous les *x* cycles de calcul s'il y a apparition de nouveaux contacts entre des particules et des arêtes frontières. Ce nombre de cycles maximal est déterminé à partir de la vitesse maximale des particules à un instant donné. Il sera tel qu'une particule ne pourra pas se déplacer de manière trop importante durant ces *x* cycles avant de déterminer à nouveau les particules en contact avec des éléments frontières. La distance limite est prise égale au rayon de la plus petite particule ($R_{min} = 3 \text{ mm dans notre cas}$). La procédure suivante est ainsi appliquée :

1) l'utilisateur spécifie un nombre total de cycles de calcul à réaliser X ;

2) une fonction Fish (langage de programmation propre aux logiciels Itasca) détermine la vitesse maximale V_{max} sur l'ensemble des particules. Le programme détermine alors le nombre maximum de cycles qui peuvent être réalisés en toute sécurité avec $x = R_{min}/V_{max}$;

3) le modèle couplé réalise y cycles de calcul en utilisant le schéma de couplage détaillé précédemment, yétant le plus faible des deux nombres x et X;

4) PFC^{2D} libère les particules asservies, reçoit de nouveau la liste des éléments frontières de FLAC^{2D} et détermine une liste de nouvelles particules asservies ;



5) on recommence à l'étape 2 en remplaçant X par X-y, jusqu'à ce que le nombre de cycles de calcul effectif soit égal au nombre de cycles demandé par l'utilisateur.

Si l'on souhaite modifier le maillage FLAC^{2D} ou la géométrie de la frontière entre FLAC^{2D} et PFC^{2D} (dans notre cas particulier pour créer la cavité à l'origine du fontis), on suit la même procédure en effectuant les modifications et la mise à jour entre les étapes 3 et 4.

Dans le cas d'une structure en surface, celle-ci est modélisée par FLAC^{2D}. Par ailleurs, l'interfaçage entre éléments de structure et particules PFC^{2D} n'étant pas possible à l'heure actuelle directement par l'intermédiaire des procédures de couplage Itasca, il a été choisi « d'enrober » les semelles dans des zones FLAC^{2D} qui peuvent interagir avec les particules PFC^{2D}. Des zones de petites dimensions « flottantes » sont donc créées et rendues solidaires des semelles de la structure localisées dans la région représentée par PFC^{2D} (Fig. 6). Ces zones présentent une densité de maillage très faible (2*2 mailles). Cela est dû à la nécessité de conserver une taille d'élément supérieure à plusieurs fois la taille moyenne d'une particule PFC.

3.4

Calage des paramètres

Le calage des paramètres de contact interparticulaire de PFC^{2D} est basé sur les résultats de plusieurs essais biaxiaux (courbes $q-\epsilon_1$ et $\epsilon_y-\epsilon_1$). Les différents paramètres régissant le comportement local des particules sont les suivants :

 kn et ks, raideurs normale et tangentielles du contact entre deux particules ;

- fric, le coefficient de frottement intergranulaire ;

- les paramètres c_n et c_s, limites de résistance normale et tangentielle du contact de type « Contact Bond » utilisé pour représenter la cohésion d'un sol dur ou d'une roche (Potyondy & et Cundall, 2004).



Deux hypothèses simplificatrices (kn/ks = 2 et $c_n/c_s = 1$) permettent de ramener le problème au calage de trois paramètres indépendants. Une première série d'essais (Fig. 7 et 8) permet de déterminer le meilleur jeu de paramètres pour le sol pulvérulent, une deuxième est nécessaire pour le matériau cohérent (Tableau III). Des différences sont observables entre le comportement du matériau expérimental et le modèle numérique obtenu. Le modèle numérique est, en début d'essai, légèrement plus raide que les résultats expérimentaux. Le comportement volumique présente lui une différence importante à l'origine qui s'estompe vers la fin de l'essai. En effet, le matériau de Schneebeli est plus rapidement dilatant alors que l'assemblage de particules PFC^{2D} passe par une phase initiale de contractance avant de présenter un comportement dilatant. Cependant les angles de dilatance obtenus sont sensiblement équivalents.





TABLEAU III Caractéristiques mécaniques et paramètres des lois de contact dans PFC^{2D}. Mechanical characteristics and contact law

parameters for PFC^{2D}.

Caractéristiques mécaniques	Densité	E (MPa)	.φ (°)	c (kPa)
Sol pulvérulent (PFC)	2,2	50-100	26	0
Sol cohérent (PFC)	2,2	100-150	30	~ 84
Paramètres	ρ (kg/m³)	k _n (N/m)	ŋ (°)	$c_{_{\rm ft}}\left(N\right)$
Sol pulvérulent	2 600	22.10 ⁶	42	0
Sol cohérent	2 600	22.10 ⁶	16,7	100

Résultats des différentes simulations

4

Deux cas de simulations numériques d'effondrement de cavité ont pu être simulés. Le premier est en condition de terrain vierge, c'est-à-dire en l'absence de structure, et sert de référence. Le second cas prend en compte la présence de la structure afin de déterminer l'importance du phénomène d'interaction sol-structure sur la formation du fontis.

La première configuration a fait l'objet de cinq calculs utilisant un assemblage initial différent des particules constitutives du massif. La seconde configuration a été simulée deux fois (seul l'assemblage des particules variant entre ces deux simulations), de la même manière que pour les simulations en condition de terrain vierge.

Les résultats qui seront plus particulièrement analysés, sont l'amplitude maximale de déplacement en surface et sa localisation, la forme de la cuvette d'affaissement, la pente sous l'emprise de la structure. Ces différents indicateurs sont en effet caractéristiques des sollicitations appliquées à un bâtiment en surface lors de mouvements de sol et permettent de définir le niveau d'endommagement plausible (Deck *et al.*, 2003).

4.1

Résultats en condition de terrain vierge

La cavité est créée en 5 étapes. La rupture apparaît, pour chacune des cinq simulations, lors de la cinquième étape, sans aucune intervention de l'utilisateur (c'est-à-dire sans fragilisation du banc raide au milieu du toit réalisée par l'expérimentateur). C'est donc une rupture purement mécanique, la résistance à la traction C_n ou au cisaillement C_s des contacts interparticulaires étant atteinte.

La figure 9 illustre le réseau de forces de contact intergranulaires dans le massif de sol lorsque la cavité est à la quatrième étape de sa création pour la simulation n° 4. Le report de charge, de part et d'autre de la partie centrale de la cavité, qui se développe au sein du banc de matériau résistant est clairement visible. On



Fourth stage of the creation of the cavity. Contact forces and bonds forces acting on particles are plotted.



observe de même la présence de contraintes de traction dans le banc raide, en zone inférieure de la partie centrale de la cavité, en zone supérieure à l'aplomb des parois latérales de la cavité.

Les reports de charge qui s'effectuent durant la création de la cavité sur les éléments-frontièreséléments frontières de FLAC^{2D}, sont tracés sur la figure 10a pour la simulation n° 4. Le comportement obtenu est très proche des valeurs « théoriques » attendues (en supposant que 90 % du poids des terrains supportés par les cales que l'on abaisse se reporte sur les deux cales voisines), tracées sur la figure 10b.

La figure 11 montre l'état du modèle après rupture de la cavité. Il apparaît qu'un certain volume de vide subsiste, ceci étant dû au réarrangement des blocs lors de leur chute. Une cuvette d'affaissement en surface est clairement identifiable. Elle est reportée sur la figure 12.

La courbe « théorique » présentée sur cette même figure correspond à l'utilisation d'une version modifiée de l'approche empirique de Peck (1969) proposée par Caudron *et al.* (2006a) dans le cas de cavités de forme rectangulaire. Elle prend en compte une estimation du foisonnement pour une constitution des bancs de recouvrement connue.

Le volume de la cuvette est déterminé à partir du volume de la cavité affecté d'un facteur traduisant la propension au foisonnement.

$$S_x = S_{max} \times e^{\left(\frac{-x^2}{2l^2}\right)}$$

avec S_{max} l'affaissement maximal, *i* la distance au point d'inflexion et *x* la position par rapport au centre de la cuvette.

De même, les déplacements horizontaux en surface peuvent être estimés au moyen d'une approche empirique proposée par Lake *et al.* (1992).

$$V_{x} = S_{x} \frac{(x / x_{0})}{(Z_{0} / x_{0})^{\beta}}$$

avec x_0 valant 1 m, Z_0 la distance entre le centre de la cavité et la surface, β un paramètre permettant le calage de l'expression par rapport aux caractéristiques du recouvrement (il vaut dans notre cas 0,87).

La figure 13 présente les déplacements horizontaux obtenus en surface pour les cinq simulations ainsi que pour la campagne d'essais expérimentaux réalisée antérieurement.



Un certain nombre de différences sont observables entre les résultats. Au niveau de la cuvette d'affaissement, la comparaison est globalement satisfaisante, tant au niveau de l'affaissement maximal que de la pente maximale située au niveau du point d'inflexion. On note cependant que les valeurs obtenues au niveau de la zone centrale de la cuvette sont sensiblement plus importantes avec un écart de 25 à 30 % de la valeur expérimentale, portant l'affaissement maximal à près de 34 mm, soit un équivalent de 1,36 m en vraie grandeur.

Les déplacements horizontaux sont par contre plus faibles pour les valeurs calculées par la modélisation numérique, avec une différence pouvant atteindre 65 %. L'origine de cette différence, située dans la modélisation effectuée avec FLAC^{2D} sera détaillée ultérieurement.

La variabilité des affaissements, due aux différences d'agencements des rouleaux, observés expérimentalement lors de la rupture de la cavité est reproduite numériquement. Par contre, celle des déplacements horizontaux est plus faible, voisine de ± 2 mm. On observe de même une discontinuité importante entre les parties modélisées par FLAC^{2D} et celle représentée





Affaissement (mm)

FIG. 12 Cuvettes d'affaissement en surface en condition de terrain vierge (sont tracés les résultats expérimentaux, la courbe empirique calée sur ces résultats et les déplacements obtenus lors des cinq simulations). Subsidence troughs in greenfield condition (experimental results, empirical approach and numerical results are plotted).



curves and numerical results).

par PFC^{2D}, que ce soit au niveau des déplacements verticaux qu'horizontaux. Nous y reviendrons dans la suite de cet article, lors de la présentation de l'origine de certaines différences dans les résultats de la modélisation numérique.

En terme de sollicitations qui seraient transmises à une structure en surface, on retiendra une pente maximale de l'ordre de 17 %, soit une valeur sensiblement plus importante que la valeur de 12,3 % observée expérimentalement. Ceci concorde néanmoins avec l'augmentation de la valeur de l'affaissement maximal. La déformation horizontale est calculée comme étant le déplacement relatif entre des particules en surface. Pour limiter la variabilité inhérente à la formulation en éléments distincts, un pas glissant de calcul valant 40 mm (soit la largeur d'une semelle de la structure, correspondant à 1,60 m en pleine échelle) est utilisé entre deux particules considérées. La déformation horizontale varie alors entre + 7 % et – 12,5 % selon la localisation, ce qui est légèrement plus faible que les valeurs correspondantes obtenues expérimentalement : de + 8 % à – 17 %.

Origine des différences de résultats entre les essais expérimentaux et les simulations numériques

Comme on peut le constater sur les figures 12 et 13, les deux zones périphériques modélisées par FLAC^{2D} se déforment très peu par rapport aux valeurs observées expérimentalement. Ceci occasionne une discontinuité importante visible sur les courbes d'affaissement vertical et de déplacement horizontal. Deux causes sont imputables :

 le maillage utilisé en surface est trop grossier par rapport aux déformations attendues. Aucune plastification ne peut apparaître, le comportement est donc limité à de l'élasticité linéaire;

 – en l'absence de plasticité, le module d'Young utilisé en surface est donc surévalué par rapport au comportement réel du matériau.

Une première solution serait de raffiner le maillage à ce niveau afin de limiter l'impact de celui-ci sur le résultat. Ceci est difficilement réalisable car il est important de conserver une taille d'élément de maillage FLAC^{2D} supérieure à plusieurs fois la taille moyenne d'une particule de PFC^{2D}.

Une autre solution serait de diminuer le module d'Young utilisé pour compenser le fait que de la plastification ne puisse pas se développer. D'autres tests seraient alors nécessaires afin de s'assurer de la pertinence de cette approche, qui pourrait perturber la transmission de l'énergie entre les deux parties du modèle.

Résultats en présence de la structure

La simulation numérique prenant en compte une structure en surface est illustrée sur la figure 14. La rupture obtenue lors d'une des simulations est différente de celle observée en condition de terrain vierge.



Initial state corresponding to a computation with the building model on the ground. Lors de la première simulation, la rupture est obtenue durant la dernière étape de création de la cavité par ruine purement mécanique du banc raide. Par contre, lors de la seconde simulation, réalisée dans des conditions identiques à la première, excepté l'arrangement initial des particules, la cavité est stable après la dernière étape de sa création. Il a été nécessaire d'initier la dégradation pour obtenir la rupture du banc résistant.

Cette dégradation a été induite par l'intermédiaire d'une réduction de la valeur limite des efforts repris par les liaisonnements au sein du banc de matériau cohérent. La zone affectée par ce procédé est localisée au centre du toit de la cavité et remonte à travers le banc raide jusqu'à l'obtention de la rupture. Celle-ci se produit sous la forme de deux blocs de matériau cohérent qui tombent dans la cavité comme illustré par la figure 15.



FIG. 15 Détails de la partie PFC^{2D} de la seconde simulation en présence de la structure après la rupture du banc résistant. Details of the failure of the stiff bench corresponding to the second computation with the building model.

Le sol pulvérulent en surface suit leur mouvement, les fondations de la structure se trouvent alors sollicitées. L'état stable final qui est atteint présente deux vides importants qui subsistent au niveau de la cavité et quelques vides de moindre ampleur au niveau des zones de rupture dans le banc raide.

La figure 16 montre la cuvette d'affaissement obtenue après stabilisation de la rupture. Le déplacement des semelles de la structure est aussi tracé. On remarque une différence entre les mouvements du sol et ceux des semelles. Elle est due à la solution technique utilisée pour effectuer le couplage entre les éléments de structure FLAC^{2D} et les particules de PFC^{2D}. Le fait d'utiliser des zones volumiques FLAC^{2D} perturbe de manière importante le comportement des semelles par rapport à ce qui est observé lors des essais expérimentaux. On retrouve de plus des différences entre les résultats des deux simulations, provenant de la différence de rupture obtenue au niveau du banc résistant. Le volume de matériau tombé diffère donc, de même que le volume de la cuvette d'affaissement en surface.

L'affaissement maximal observé est de 22 mm environ pour les semelles (0,88 m en vraie grandeur), ce qui représente une réduction importante par rapport au résultat obtenu en terrain vierge. Il en est de même pour la pente maximale simulée sous la structure qui est de 11 %, soit une réduction de 6 %. Ces variations sont à l'opposé de ce qui est observé lors d'essais similaires



sur le modèle réduit physique, où une augmentation de l'affaissement maximal et de la pente est obtenue. La raison de cette différence est inhérente au comportement du modèle FLAC^{2D}, qui ne reproduit pas totalement le comportement observé expérimentalement.

Les déplacements horizontaux, tracés sur la figure 17, présentent moins de différences entre les résultats des deux simulations en présence de la structure. Par ailleurs, on obtient une diminution des déformations horizontales extrêmes au niveau de la structure par rapport aux simulations en terrain vierge (+1,9 % à -0,9 % par rapport à +6 % et -13 % en terrain vierge). Ceci rejoint les observations faites lors des essais expérimentaux.

4.4

Déformations au sein de la structure

Lors de mouvements de terrain, les déformations au sein de la structure peuvent être obtenues de deux manières différentes, comme détaillé en introduction. L'approche fréquente consiste à découpler le problème et à appliquer les mouvements de sols déterminés en condition de terrain vierge directement aux fondations de la structure. Les effets de l'interaction sol-structure sont alors négligés.

Une approche plus complète consiste à considérer le problème comme un ensemble complexe, où l'on




accorde la même importance aux phénomènes d'interaction sol-structure qu'au comportement du sol et à celui de la structure.

La figure 18 présente les déformations au niveau d'un certain nombre de points de la structure (Fig. 19) pour ces deux approches. Le choix des points géométriques de calcul des déformations a été guidé par la recherche des zones soumises aux déformations maximales lors de la conception de modèle réduit physique de structure (instrumentation par jauges de déformation). Par abus de langage, les valeurs expérimentales ainsi que les valeurs obtenues numériquement seront désignées par le même vocable « mesure de déformation » assignée à un lieu dénommé « jauge » (jauge A, jauge B, etc.).

Pour les simulations en condition de terrain vierge, ce sont des fuseaux de déformations qui sont tracés. En effet, les mouvements (deux translations et une rotation) de chaque semelle, sont affectés d'une certaine incertitude dépendant de la précision de la mesure et de la variabilité des résultats entre les différentes simulations. L'incertitude sur les translations est de l'ordre d'un millimètre, celle sur la rotation de 2°. Un grand nombre de simulations avec un modèle numérique de structure identique à celui utilisé dans la modélisation couplée sont réalisées en considérant un tirage aléatoire des incertitudes affectant les déplacements des semelles.

Chaque fuseau est alors défini par sa valeur moyenne, ses valeurs extrêmes (barres horizontales) et la plage centrale déterminée par la valeur moyenne plus ou moins l'écart-type. Les valeurs correspondant aux deux simulations en présence de la structure sont directement issues de l'état final de déformations au sein de la structure.

Les déformations obtenues en prenant en compte l'interaction sol-structure montrent certaines différences par rapport aux valeurs déterminées en traitant les mouvements de sol séparément du comportement de la structure. Certaines mesures de déformation présentent une augmentation de la valeur obtenue (jauge A, H et I), alors que pour les autres, la tendance est plutôt à la stagnation, ou à une très légère diminution (jauge F).

Ceci est différent des résultats des essais expérimentaux, où l'on obtenait de manière générale une réduction des déformations au sein de la structure, voire une inversion du signe des déformations pour les jauges H et I. La cohérence des résultats des simulations numériques avec ceux des essais expérimentaux antérieurs est donc assez moyenne, la raison étant les écarts de comportement de la partie FLAC^{2D}, ainsi que la solution technique retenue pour réaliser l'interfaçage de la structure avec les particules PFC^{2D}. Le faible nombre de simulations qui ont pu être réalisées en présence d'une structure en surface n'est pas à écarter et ne permet pas de se prononcer plus précisément.

Conclusion et perspectives

Un modèle numérique alliant deux approches complémentaires (mécanique des milieux continus et discontinus via FLAC^{2D} et PFC^{2D}) a été développé afin de permettre l'étude des phénomènes d'interaction solstructure lors de mouvements de terrain. Il a été utilisé dans le cadre particulier de l'effondrement d'une cavité



donnant naissance à un fontis. Les résultats obtenus ont été comparés avec ceux antérieurs provenant d'essais expérimentaux sur modèle réduit. Bien que présentant certaines différences, les résultats des deux modèles convergent vers le fait qu'il n'est pas souhaitable de découpler l'évaluation des mouvements de terrains de la détermination de l'impact au sein de la structure de ces mouvements. La prise en compte de l'interaction sol-structure permet en effet d'observer une redistribution des déformations dans la structure. Les déformations résultantes d'une approche découplée correspondent à une sous-évaluation des déformations subies en certains points de la structure, ce qui peut menacer la pérennité du bâtiment.

Le couplage FLAC^{2D}-PFC^{2D} s'est révélé pertinent. En effet, avec cet outil, il est maintenant possible de traiter des cas pour lesquels les mouvements en surface ne peuvent pas être estimés de façon simple. Les recherches précédentes visant, par exemple, à évaluer l'interaction sol-structure dans le cas de mouvements induits par le creusement de tunnels reposent sur le fait que ces mouvements peuvent être déterminés de façon satisfaisante par une approche numérique de milieu continu. Ainsi, si les résultats présentés dans cet article ne sont pas très éloignés des conclusions de ces recherches (essentiellement parce que le massif de sol considéré est constitué dans sa frange supérieure par un matériau purement frottant), l'utilisation ultérieure de la modélisation par PFC^{2D} permettra de représenter de façon pertinente le phénomène de rupture de la cavité (chute de blocs, foisonnement), la propagation d'un vide jusqu'en surface et la possible apparition de discontinuités importantes au sein des mouvements de terrain en étant capable de prendre en compte la présence d'une structure.

Les axes de développements futurs s'orientent à court terme vers la réalisation de nouvelles simulations en présence d'un bâtiment afin de confirmer ou d'infirmer les résultats obtenus. Cette étape requiert une amélioration préalable du modèle numérique couplé au niveau du comportement de la partie FLAC^{2D}.

A moyen terme, la réalisation d'études paramétriques permettant de caractériser l'influence de différents paramètres tels que la position de la structure, l'épaisseur et la constitution du recouvrement est envisagée.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient le ministère de l'Écologie et du Développement durable pour le financement partiel de l'INERIS et de son projet de recherche.

Bibliographie

- Abbass-Fayad A. Modélisation numérique et analytique de la montée de cloche des carriers à faible profondeur. Étude de l'interaction sol-structure due aux mouvements de terrain induits par des fontis. Thèse de doctorat INPL, 2004, 146 p.
- AFTES. Recommandations relatives aux tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain. Tunnels et Ouvrages souterrains (132), 1995.
- Augarde C., Burd H., Houlsby G. Some experiences of modelling tunnelling in soft gound using three-dimensional elements. In A. Cividini (ed.), Proceeding of the fourth European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Udine. Wien : Springer-Verlag, 1998, p. 603-613.Burland J., Wroth C. – Settlement of build-
- Burland J., Wroth C. Settlement of buildings and associated damage. State-ofthe-Art Report for Session 5. Conf. on Settlement of Structures, Cambridge, 1974, p. 611-654.
- Burland J. Invited Special Lecture : Assessment of risk of damage to buildings due to tunneling and excavation. *1st Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering*, Tokyo, vol 3, 1995, p. 1189-1201.
- Caudron M., Emeriault F., Kastner R., Al Heib M. – Sinkhole and soil-structure

interactions : Development of an experimental model. Int. Conf. on Physical Modeling in Geotechnics, Hong Kong, 04-06 Aug. 2006a, p. 1261-1267.

- Caudron M., Emeriault F., Al Heib M. Numerical modeling of the soil-structure interaction during sinkholes. Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Graz, 06-08 September 2006b, p. 267-273.
- Deck O., Al Heib M., Homand F. Taking the soil-structure interaction into account in assessing the loading of a structure in a mining area. *Engineering Structure* 25, 2003, p. 435-448.
- Dolzhenko N., Mathieu P. Experimental modeling of urban underground works. Displacement measurement in a twodimensional tunneling experiment. Regional Conference on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Shangai, 2001, p. 351-359.
- Franzius J.N., Potts D.M., Addenbrooke T.I., Burland J.B. – The influence of building self-weight on tunnelling-induced ground and building deformation. *Soils and Foundations*, vol. 44, n° 1, 2004, p. 25-38.
- ITASCA Consulting Group. PFC2D 3.1 Manual provided with the PFC2D code, 2005.
- Lake L.M., Rankin W.J., Hawley J. Prediction and effects of ground move-

ments caused by tunnelling in soft ground beneath urban areas. CIRIA funders report CP/5, 1992, p. 129.

- Nakai T, Xu L., Yamazaki H. 3D and 2D model tests and numerical analyses of settlements and earth pressures due to tunnel excavation. *Soils and Foundations* 37, 1997, 37, p. 31-42.
- Pacyna D., Thimus J., Welter P. Les carrières souterraines abandonnées en Belgique : Impacts sur les infrastructures publiques et privées, Actes des journées scientifiques du LCPC : « Évaluation et gestion des risques liés aux carrières souterraines abandonnées », mai 2005, p. 182-194.
- Peck R. Deep excavations and tunnelling in soft ground, Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics Foundation Engineering, Mexico, 3, 1969, p. 225-290.
- Potyondy D.O., Cundall P.A. A bondedparticle model for rock. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 41, 2004, p. 1329-1364.
- Vaillant J-M., Mroueh H., Shahrour I. Prise en compte de l'interaction sol-fondations-structures dans le calcul d'une structure flexible sur sol meuble. *Revue européenne de génie civil* (REGC), vol. 9, n° 4, 2005, p. 497-508.

Modélisation numérique tridimensionnelle d'un remblai sur sol compressible renforcé par inclusions rigides verticales



Une modélisation numérique en différences finies d'un remblai édifié sur sol compressible renforcé par inclusions rigides verticales est proposée. Dans ce type d'ouvrage, des effets de voûte se développent dans le sol granulaire constituant le remblai, entraînant un report des charges partiel vers les têtes d'inclusion ainsi que la réduction et l'homogénéisation des tassements en surface. Les inclusions, le sol compressible et le remblai sont simulés dans un modèle en milieu continu. Une cellule élémentaire représentative du réseau d'inclusions est d'abord prise en compte, puis une section courante de remblai est modélisée, afin de mettre en évidence l'aspect typiquement tridimensionnel du comportement de ce type d'ouvrage. Une dernière partie confronte les résultats numériques à des méthodes de détermination du report de charge vers les inclusions.

Mots-clés : modélisation numérique, différences finies, renforcement des sols, inclusions rigides, remblai.

Three-dimensional numerical modelling of an embankment over soft soil improved using vertical rigid piles

Abstract

This paper proposes a three-dimensional numerical modelling of an embankment over soft soil improved using vertical rigid piles. Arching occurs in the embankment fill, leading to partial load transfer onto the piles as well as surface settlement reduction and homogenisation. The piles, the soft soil and the embankment are simulated within a continuum model. A representative unit cell from the pile grid is first taken into account, then a current embankment section is simulated, in order to highlight the fully three-dimensional behaviour of this type of structure. The last part compares numerical results to design methods.

Key words: numerical modelling, finite differences, soil improvement, rigid piles, embankment.

O. JENCK

Laboratoire de génie civil Polytech'Clermont-Ferrand Université Blaise-Pascal 24, av. des Landais BP 206 63174 Aubière Cedex orianne.jenck@ cust.univ-bpclermont.fr

D. DIAS, R. KASTNER

Laboratoire de génie civil et d'ingénierie de l'environnement Institut national des sciences appliquées de Lyon Domaine scientifique de la Doua 69621 Villeurbanne Cedex daniel.dias@insa-lyon.fr, richard.kastner@insa-lyon.fr

> NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1er novembre 2007.



La raréfaction des sols de bonne qualité nécessite l'usage de techniques de renforcement afin de construire sur des sols médiocres. Une des techniques disponible parmi un large panel est le renforcement par inclusions rigides verticales. Cette technique consiste en un réseau d'inclusions édifiées à travers la couche de sol compressible jusqu'à un substratum de meilleure portance, associé à un remblai ou un matelas constitué de sol granulaire, assurant la répartition des charges vers les inclusions. Cette technique permet de pallier le problème des tassements et de la stabilité de l'ouvrage, tout en étant de mise en œuvre rapide et sans remplacement du sol en place. Les inclusions rigides peuvent être préfabriquées ou construites in situ. Parmi les inclusions préfabriquées, on retrouve les pieux en bois (Holtz et Massarsch, 1976), les pieux métalliques ou les pieux en béton, mis en place par battage ou fonçage. Parmi les inclusions construites in situ, on retrouve essentiellement les pieux en béton forés, les pieux battus tubés et les colonnes de mélange d'un liant avec le sol. Les techniques de réalisation de ces inclusions sont décrites par Briançon (2002) et Kempfert (2003). Les domaines d'application de cette technique sont principalement les remblais routiers, autoroutiers ou ferroviaires (Alexiew et Vogel, 2002 ; Quigley, 2003 ; Wood, 2003), l'élargissement de remblais existants (Habib et al., 2002), afin de minimiser les tassements différentiels entre l'ancienne et la nouvelle voie, les remblais d'accès à des ouvrages d'art (Ooi et al., 1987 ; Combarieu et al., 1994), lorsque les culées sont fondées sur des fondations profondes, et les dallages industriels (Liausu et Pezot, 2001 ; Pinto et al., 2005).

Des mécanismes de voûte se développent dans le remblai (Fig. 1), conséquence du tassement différentiel en base du remblai entre les inclusions rigides et le sol compressible. Il semble que les paramètres prépondérants conditionnant la formation de ces voûtes soient la géométrie (la hauteur de remblai et l'espacement entre les inclusions) ainsi que les propriétés du sol de remblai, plus particulièrement l'angle de frottement interne (Rathmayer, 1975), mais probablement aussi le module de rigidité (Briançon, 2002). Dans certains cas, un renforcement supplémentaire en base du remblai est apporté par la mise en place d'une ou plusieurs nappes de géosynthétique, contribuant au renforcement du système par effet membrane (Collin et al., 2005 ; Mankbadi et al., 2004) ou rigidification de la couche de transfert de charge (Guido et al., 1987 ; Vega-Meyer et Shao, 2005). Le frottement qui se développe



le long du fût des inclusions participe également au fonctionnement du système (Berthelot *et al.*, 2003). La partie supérieure des inclusions est soumise au frottement négatif car le sol compressible tasse plus que l'inclusion, ce qui contribue à augmenter le chargement de l'inclusion (Combarieu, 1988), alors que la partie inférieure des inclusions est soumise à du frottement positif car les inclusions poinçonnent le substratum, où se développe également un effort de pointe.

Différentes méthodes existent afin de dimensionner la partie supérieure de l'ouvrage (le remblai ou le matelas). Ces méthodes tentent de déterminer le transfert de charge par effet de voûte, mais une confrontation entre les diverses approches montrent qu'elles conduisent à des résultats différents (Briancon et al., 2004 ; Naughton et Kempton, 2005). De plus, aucune méthode ne permet de prédire les tassements de l'ouvrage (Love et Milligan, 2003). Ainsi, dans un contexte de développement de l'application de cette technique en France, une amélioration de la compréhension de ce type d'ouvrage apparaît nécessaire. Pour répondre à ce besoin, le projet national ASIRI (Amélioration des Sols par Inclusions RIgides) a débuté en 2005. Le travail présenté ici contribue à la compréhension des mécanismes qui se développent dans le remblai, en interaction avec la partie inférieure constituée des inclusions et du sol compressible, par la mise en œuvre de modélisations numériques tridimensionnelles en milieu continu.

2

Modèle numérique d'une cellule élémentaire

Le problème étudié ici est typiquement tridimensionnel de par la configuration géométrique des voûtes dans le remblai, qui reposent sur respectivement trois ou quatre têtes d'inclusion selon que le réseau d'inclusions est triangulaire ou rectangulaire. Des modélisations numériques antérieures ont utilisé une approche bidimensionnelle pour traiter ce problème. Lorsqu'un modèle axisymétrique est mis en œuvre, comme dans le modèle de Han et Gabr (2002), les voûtes ont une forme de parapluie, ce qui ne représente pas la réalité. Des modélisations en déformations planes ont également été effectuées, mais Kempton et al. (1998) ont comparé de telles modélisations avec des modélisations réellement tridimensionnelles et ils ont montré que les modèles bidimensionnels ne simulent pas correctement le comportement réel de l'ouvrage. Il apparaît donc essentiel de mettre en œuvre un modèle tridimensionnel afin de prédire plus précisément la performance de ce type de renforcement. Des simulations réellement tridimensionnelles et simulant explicitement le sol compressible ont déjà été effectuées par Wong et Poulos (2001), Aubeny et al. (2002), Laurent et al. (2003) et Stewart et Filz (2005). Ces modélisations sont relativement récentes, car elles nécessitent des moyens numériques puissants.

Cet article présente les résultats obtenus par une modélisation numérique tridimensionnelle en milieu continu effectuée par le code en différences finies Flac3D (Itasca, 2002). Il s'agit d'un cas fictif, mais représentant une configuration réaliste (géométrie et matériaux). Un réseau carré d'inclusions de 350 mm de diamètre est modélisé (figure 2), avec un espacement de 2 m. Ce choix de géométrie est déduit de valeurs cou-



FIG. 2 Vue en plan d'un réseau d'inclusions à maille carrée. Cellule unitaire modélisée numériquement. Top view of a squared grid of piles. Unit cell considered in the numerical model.

rantes rencontrées dans les chantiers répertoriés par Briançon (2002). Le taux de recouvrement, qui est la proportion de la surface totale couverte par les inclusions, est ici de 2,4 %, ce qui reste une valeur relativement faible. Certains cas de massifs renforcés présentent une valeur de ce taux de recouvrement plus importante lorsque des dallettes sont disposées sur les têtes d'inclusion (Zanziger et Gartung, 2002). Pour un réseau d'inclusions régulier, loin des bords de l'ouvrage considéré, seul un quart d'une maille élémentaire nécessite d'être modélisé, grâce aux conditions de symétrie, comme montré sur la figure 2.

La figure 3 présente le modèle numérique d'une cellule élémentaire. Les inclusions, le sol compressible et le remblai sont simulés explicitement. Le sol compressible et l'inclusion surmontent un substratum rigide,

qui est modélisé par blocage des nœuds de cette limite du modèle. Ainsi, l'inclusion est supposée encastrée rigidement dans le substratum rigide. Afin de respecter les conditions de symétrie, les nœuds situés sur les plans verticaux à X et à Y = 0 m et 1 m sont bloqués respectivement dans les directions X et Y (Fig. 3). Aucune interface n'est modélisée entre l'inclusion et le sol compressible. Le modèle numérique initial est constitué du sol compressible et de l'inclusion, puis le remblai est mis en place par passes successives de 0,5 m jusqu'à une hauteur de 5 m, à laquelle on ajoute une surcharge uniforme en surface de 20 kPa, en deux paliers de 10 kPa. A chaque étape, l'équilibre du modèle sous poids propre est atteint, en effectuant les calculs en conditions drainées. On néglige ainsi complètement la phase de consolidation du sol compressible. La mise en œuvre numérique de ce modèle est basée sur celle de Laurent et al. (2003).

Modélisation des matériaux et de leur comportement

3.

3

Le sol compressible

L'horizon de sol à renforcer a une épaisseur de 5 m. Il est composé d'une couche de sol compressible saturée surmontée d'une couche superficielle hors d'eau de 1 m, comme généralement observé sur ce type d'horizon (Vepsäläinen *et al.*, 1991 ; Chai *et al.*, 2002). Le modèle Cam Clay modifié (Roscoe et Burland, 1968) est



très largement utilisé pour simuler le comportement des horizons de sols compressibles (Mestat et al., 2004) et est également mis en œuvre dans cette analyse. Les deux couches de l'horizon compressible à renforcer ont les caractéristiques mécaniques de l'horizon du site expérimental du LCPC de Cubzac-les-Ponts, largement décrit dans la littérature (Magnan et Belkeziz, 1982 Magnan et al., 1982 ; Nguyen Pham et Reiffsteck, 2005). Magnan et Belkeziz (1982) ont effectué des modélisations numériques ayant pour cadre ce site expérimental et les paramètres ont été déterminés pour le modèle Cam Clay modifié à partir d'essais de laboratoire. Les paramètres utilisés dans cette analyse sont donnés dans le tableau I. Le sol est initialement très légèrement surconsolidé ($p_{e} = p + 10$ kPa), pour des raisons numériques. La compressibilité du sol est indiquée par le paramètre λ . Ce paramètre est environ 5 fois plus petit pour la couche superficielle (donc plus rigide) que pour la couche de sol compressible. Les paramètres de ce modèle permettent de déterminer la valeur du terme $C_c/(1 + e_0)$, où C_c est l'indice de compressibilité et e_0 l'indice des vides initial. Ce terme est égal à 0,13 dans la couche superficielle et sa valeur moyenne est de 0,4 environ dans la couche de sol compressible, ce qui correspond à un sol très compressible.

Le sol de remblai

Le sol de remblai modélisé est également issu d'une étude bibliographique. Le sol grossier décrit et testé par Fragaszy et al. (1992) est simulé dans cette étude. Des essais triaxiaux ont été effectués sur des échantillons compactés de ce matériau à des pressions de confinement entre 75 et 150 kPa. Ces essais ont montré une cohésion nulle, un angle de frottement au palier de 42°, un module d'Young initial de 20 MPa pour l'essai confiné à 150 kPa et un angle de dilatance de 5,4°. Le poids volumique du remblai est de 20 kN/m3.

La plupart des modèles numériques de remblai sur sol renforcé par inclusions rigides mettent en œuvre le modèle élastique linéaire parfaitement plastique avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb (Jenck, 2005). Cependant, les sols granulaires réels montrent un comportement fortement non linéaire (Valle, 2001). Certains auteurs (Han et Gabr, 2002) ont utilisé le modèle hyperbolique de Duncan et Chang (1970) afin de prendre en compte une élasticité non linéaire. Dans cette étude. nous proposons la mise en œuvre du modèle élastique parfaitement plastique avec critère de rupture de

TABLEAU 1 Paramètres du modèle Cam Clay modifié pour l'horizon compressible.

Modified Cam Clay model parameters for the soft soil layer.

	λ	К	М	e _λ	v	P _{clm}
Sol compressible	0,53	0,048	1,2	4,11	0,35	$p_0 + 10kPa$
Couche superficielle	0,12	0,017	1,2	1,47	0,35	$p_0 + 10$ kPa

λ: pente de la droite de consolidation normale

к: М: pente de la droite de gonflement

constante de frottement

 e_{λ} ; indice des vides à consolidation normale pour une contrainte moyenne p = 1 kPa coefficient de Poisson ν:

pc_{ini}: pression de préconsolidation initiale, po étant la contrainte movenne initiale

Mohr-Coulomb mais avec une partie élastique non linéaire : le module d'Young E est déterminé en fonction de la contrainte principale mineure σ_a selon la formule de Janbu (1963) :

$$\frac{E}{P_a} = k \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^m$$
(1)

où P, est une pression de référence (P, = 100 kPa), k et m sont les paramètres de Janbu et sont ici égaux à respectivement 163 et 0,5. La valeur du coefficient de Poisson est constante et égale à 0,4.

Nous avons par ailleurs montré que les résultats de l'analyse obtenus avec ce type de modélisation du comportement du sol du remblai sont quasiment identiques à ceux obtenus avec un niveau de modélisation plus élevé, c'est-à-dire avec un modèle élastoplastique à deux mécanismes à écrouissage isotrope et à élasticité non linéaire (Jenck et al., 2006), alors que les résultats peuvent être très différents lors de la mise en œuvre du modèle élastique parfaitement plastique avec critère de rupture de Mohr-Coulomb mais avec une partie élastique linéaire (Jenck, 2005).

4

Les inclusions rigides

Les inclusions sont constituées de béton armé et leur comportement est simulé par un modèle élastique linéaire dont les paramètres sont E = 10 GPa et v = 0.2.

Résultats des simulations sur la cellule élémentaire

Les résultats en termes de tassement sont confrontés à ceux obtenus pour le cas non renforcé par inclusions, dont le modèle est composé d'une simple colonne de sol (comportement en compression). Le remblai étant mis en place par couches successives, seul le tassement en base de celui-ci est accessible dès le début du chargement. La figure 4 présente le tassement maximal obtenu en base du remblai, à mi-portée entre les inclusions (au point A de la figure 3) et pour le cas sans inclusions. On note H la hauteur de remblai jusqu'à 5 m, H = 6 m correspondant à l'ajout de la surcharge en surface de 20 kPa. Pour H = 6 m, on obtient un tassement entre les inclusions de 0,23 m, soit une réduction de 80 % par rapport au cas non renforcé.



Le remblai est mis en place par couches successives et à chaque étape on peut observer le tassement en surface dû à la mise en place de la couche suivante de 0,5 m. Le tassement différentiel en surface correspond à la différence de tassement entre l'aplomb de l'inclusion (tassement minimal) et l'aplomb du point A de la figure 3, à mi-portée entre les inclusions (tassement maximal). La figure 5 présente l'évolution de ce tassement différentiel et du tassement maximal en surface en fonction de la hauteur de remblai actuelle. Cette figure montre que le tassement différentiel diminue lorsque la hauteur de remblai augmente, pour s'annuler complètement à partir d'un remblai de 2 à 2,5 m, grâce à l'effet de voûte qui s'est formé dans le sol de remblai. Sans renforcement par inclusions, il n'y a pas de tassement différentiel en surface, mais le tassement maximal est beaucoup plus important, puisqu'il varie entre 0,16 m et 0,07 m pour la mise en place de la deuxième et de la dernière couche respectivement, alors qu'il n'est plus que de l'ordre de 0,02 m lors du renforcement par inclusions.

Dans la littérature, on trouve différents facteurs pour quantifier le report de charge vers les inclusions (Hewlett et Randolph, 1988 ; Low *et al.*, 1994). L'efficacité (Eff) est la proportion du poids total qui est reprise par les inclusions :

$$Eff = \frac{F_{lnc}}{P}$$
 (2)



FIG. 5 Tassement en surface du remblai dû à la mise en place de la couche de sol suivante de 0,5 m.

Embankment surface settlements due to next 0.5 m-thick soil layer.



où F_{inc} est la charge supportée par les inclusions et *P* le poids du remblai. Lorsqu'il n'y a pas de report de charge, l'efficacité est égale au taux de recouvrement (ici égal à 2,4 %). La figure 6 présente l'évolution de l'efficacité avec la hauteur de remblai. L'augmentation de l'efficacité traduit un report de charge de plus en plus important vers les inclusions, par effet de voûte. Pour 5 m de remblai et 20 kPa de surcharge en surface, 72 % du poids du remblai est supporté par les inclusions, le reste étant supporté par le sol compressible.



Le cas d'une section courante de remblai est ensuite étudié, afin de pouvoir prendre en compte les zones de talus du remblai étudié. Seul un modèle réellement tridimensionnel peut être utilisé pour cette configuration, car c'est la seule solution pour prendre simultanément en compte le réseau d'inclusions tridimensionnel et les talus du remblai.

Le cas d'un remblai de 5 m de hauteur présentant une plateforme de 44 m de large et des talus latéraux de 26 degrés est simulé. Pour des raisons de symétrie, seule la moitié de la section courante est prise en compte dans le modèle numérique (Fig. 7).

Le modèle numérique consiste, au niveau de la zone de sol traité, en la multiplication suivant la direction X



de la cellule élémentaire présentée dans les paragraphes précédents, une adaptation du modèle étant effectuée au niveau du talus du remblai pour le prendre en compte. La largeur du modèle schématisé sur la figure 7 est donc toujours la moitié de l'espacement entre deux inclusions (ici 1 m). La zone de sol non traité est prolongée jusqu'à une distance de 28 m au-delà du pied du talus, distance à laquelle il n'y a plus d'influence du remblai. Le modèle ainsi présenté comporte 105 000 zones. Les conditions de calcul (mise en œuvre numérique, modèles de comportement, paramètres des matériaux) sont identiques à celles de l'étude sur la cellule élémentaire. Un modèle numérique simplifié est mis en œuvre pour l'étude du cas sans inclusions, qui comporte 900 zones de sol.

Résultats numériques obtenus sur la section courante de remblai

Sans inclusions de renforcement

Les figures 8 et 9 présentent les tassements et les déplacements horizontaux en surface de l'horizon compressible non renforcé par inclusions, après la mise en place du remblai de 5 m et de la surcharge en surface de 20 kPa. Au centre du remblai, on retrouve le tassement obtenu sur la cellule élémentaire non renforcée.



FIG. 8 Tassement en surface du sol compressible non renforcé pour 5 m de remblai et 20 kPa de surcharge.

Non-reinforced soft soil surface settlement for a 5 m-embankment and 20 kPa surcharge.



FIG. 9 Déplacement horizontal (direction X) en surface du sol compressible non renforcé pour 5 m de remblai et 20 kPa de surcharge.

Horizontal displacement (X-direction) at the surface of the non-reinforced soft soil for a 5 membankment and 20 kPa surcharge. Les déplacements horizontaux, qui sont inexistants dans le cas de la cellule élémentaire, atteignent 0,21 m au niveau du pied du talus, ce qui est préjudiciable pour la stabilité de l'ouvrage. Des déplacements horizontaux sont observés jusqu'à une distance de 20 m environ du pied du talus.

6.2

Avec renforcement par inclusions

6.2.1

Tassements et déplacements horizontaux

Les déplacements du sol en surface du sol compressible, sous le remblai, sont analysés le long d'une ligne suivant X située entre les inclusions et une seconde passant au dessus des inclusions, comme explicité sur la figure 10.

Les figures 11 et 12 présentent respectivement les tassements et les déplacements horizontaux en surface de l'horizon compressible renforcé par inclusions. Ces figures sont à comparer avec les figures 8 et 9 correspondant au cas non renforcé.

La figure 11 montre que le tassement des inclusions est négligeable (inclusions rigides encastrées dans le substratum rigide). Le tassement atteint 0,23 m entre les inclusions sous la zone centrale du remblai, ce qui correspond à la valeur obtenue par la simulation de la cellule élémentaire, et il atteint jusqu'à 0,29 m entre les inclusions au niveau de la jonction entre le talus et la plateforme du remblai. En dehors de l'emprise du remblai, il n'y a pas de tassement de l'horizon compressible.

La figure 12 montre que le maximum de déplacement horizontal est atteint au niveau du pied du talus, avec une valeur de 0,12 m, alors que ce déplacement



Ligne au-dessus des inclusions





Soft soil surface settlement for a 5 membankment and 20 kPa surcharge.





est de 0,21 m sans inclusions, soit une réduction de 43 %. En dehors de l'emprise du remblai, des déplacements sont observés jusqu'à une distance de 20 m environ, mais ils sont réduits par rapport au cas non renforcé. Le renforcement par inclusions permet ainsi de limiter les déplacements horizontaux sous le remblai et en dehors de l'emprise du remblai. Les inclusions sont également soumises à des déplacements horizontaux, ce qui entraîne des efforts de flexion dans ces éléments. Le calcul sur la cellule élémentaire ne permettait pas la simulation de ces déplacements horizontaux.

Les figures 11 et 12, en montrant des résultats de déplacement de sol variables suivant la direction transversale X (au niveau du centre du remblai, de la zone de talus et en dehors de l'emprise du remblai) et aussi suivant la direction longitudinale Y (ligne sous les inclusions et ligne entre les inclusions) démontrent que le problème étudié est typiquement tridimensionnel.

6.2.2

Report de charge vers les inclusions

La figure 13 présente la valeur de l'efficacité obtenue pour chaque inclusion de la section de remblai (représentées par leur position par rapport au centre du remblai), pour un remblai de 5 m et 20 kPa de surcharge. La valeur obtenue lors de la simulation de la cellule élémentaire est également reportée sur ce graphique. Pour les inclusions situées en zone centrale du remblai, l'efficacité est de 0,72, soit la même valeur



que lors de la prise en compte d'une cellule élémentaire, alors que ce n'est plus vérifié pour les inclusions situées en bord de remblai. Il y a donc une redistribution différente des efforts dans cette zone du massif par rapport au cas de la cellule élémentaire.



Confrontation des résultats numériques à des méthodes de dimensionnement

Il existe plusieurs méthodes de détermination du transfert de charge vers les inclusions par effet de voûte dans le sol du remblai. Ces méthodes sont analytiques ou empiriques et sont basées sur diverses approches du problème. Certaines méthodes incluent un renforcement horizontal par nappe de géosynthétique, mais les mécanismes de transfert de charge par effet membrane et par effet de voûte y sont traités indépendamment. On peut alors utiliser ces méthodes pour déterminer le transfert de charge par effet de voûte uniquement.

7.1

Quelques méthodes existantes

7.1.1

Méthode proposée par Hewlett et Randolph (1988)

Hewlett et Randolph (1988) ont effectué des expérimentations sur modèle réduit d'un matelas granulaire édifié sur un réseau rectangulaire d'inclusions. Après une analyse de la morphologie des voûtes formées dans leur modèle physique, ils ont développé une expression analytique pour évaluer l'effet de voûte en considérant l'équilibre limite dans une zone de sol en forme de dôme semi-hémisphérique reposant sur les quatre inclusions adjacentes, comme illustré par la figure 14.

7.1.2

Méthode allemande EGBEO (2004)

La norme allemande EGBEO (2004) est également basée sur un modèle analytique tridimensionnel de



voûte, mais dans lequel les enveloppes inférieures et supérieures de la zone de sol en équilibre limite ne sont pas concentriques (Kempfert *et al.*, 2004). Une relation donnant la contrainte verticale moyenne agissant sur le sol compressible est déterminée en considérant l'équilibre des zones de sol dans l'axe de la voûte.

7.1.3

Méthode proposée par Svano et al. (2000)

Dans la méthode SINTEF, Svano *et al.* (2000) considèrent qu'un coin de sol de remblai comme illustré par la figure 15 est supporté par l'inclusion. Si la hauteur de remblai est supérieure à la hauteur critique H_c (H_c étant déterminée à partir de la pente β et de l'espacement entre les inclusions), tout le poids de remblai situé au-dessus de H_c ainsi que les surcharges de surface sont également transmises à l'inclusion. La valeur de β (pente du coin de sol) doit être calibrée et varie en général entre 2,5 et 3,5. Ce paramètre peut être considéré comme un paramètre matériel du sol de remblai (Van Eekelen, 2001).

7,1.4

Méthode britannique BS8006 (1995)

La norme britannique pour dimensionner les remblais sur sol renforcé par inclusions rigides est basée sur la formule de Marston et Anderson (1913), originellement développée pour déterminer la réduction de contrainte verticale par effet de voûte sur des conduites enterrées. Pour une application tridimensionnelle, la formule devient :

$$\frac{q_{p}}{\gamma \cdot H} = \left(\frac{C_{a} \cdot a}{H}\right)^{2}$$
(3)

où q_p est la contrainte verticale moyenne sur la tête d'inclusion, γ H est la contrainte verticale moyenne, *a* la largeur de la tête d'inclusion et C_p est un coefficient de voûte. Dans la norme BS8006 (1995), la valeur du coefficient C_p est empirique et est donnée par l'équation 4 pour les pieux résistants à la pointe :

$$C_a = 1.95.H/a - 0.18$$
 (4)

Dans cette approche, l'angle de frottement interne du sol n'est pas explicitement pris en compte, sa



valeur est implicitement injectée dans la formule empirique de détermination de C_a . Cette méthode doit donc être valable pour une gamme de sol de remblai bien déterminée car l'angle de frottement est l'un des paramètres les plus importants dans le mécanisme de l'effet de voûte (Russell et Pierpoint, 1998 ; Jenck *et al.*, 2007).

7.1.5

Méthode proposée par Russell et Pierpoint (1997)

Russell et Pierpoint (1997) ont adapté l'analyse de Terzaghi (1943) sur l'effet de voûte dans les sols frottants au cas tridimensionnel des remblais édifiés sur inclusions rigides. Terzaghi (1943) considère l'équilibre limite de tranches de sol élémentaires d'une masse de sol soumise à un tassement différentiel en sa base. Dans leur étude, Russell et Pierpoint (1997) considèrent cette masse de sol de section cruciforme (entre les inclusions) et supposent que le plan d'égal tassement est situé en surface du remblai.

7.1.6

Méthode proposée par Combarieu (1988)

Combarieu (1988) a proposé une méthode basée sur l'estimation du frottement négatif le long de surfaces cylindriques verticales centrées sur l'inclusion, dans le sol compressible mais aussi dans le sol de remblai. Il s'agit donc d'une méthode globale. On ne s'intéresse ici qu'à l'évaluation du report de charge vers les inclusions dans le remblai (alors que les inclusions sont également surchargées par frottement négatif le long de leur fût dans le sol compressible). La contrainte verticale moyenne agissant en surface du sol compressible q_e est donnée par l'équation 5 :

$$q_s = \frac{\gamma}{m} \cdot (1 - e^{(-m \cdot H)})$$
(5)

avec (pour un accrochage nul $\lambda = 0$) $m = \frac{4 \cdot a \cdot K \cdot tan\phi}{s^2 - a^2}$ (6)

où s est l'espacement entre deux inclusions. La valeur de K tan ϕ est située entre 0,5 et 1 pour les sols granulaires denses (Combarieu, 1988)

En ne considérant que les mécanismes de cisaillement dans le remblai, une même valeur de coefficient de pression horizontale des terres K et un effet d'accrochage nul, cette méthode et celle proposée par Russell et Pierpoint (1997) pour déterminer le transfert de charge vers les têtes d'inclusion sont identiques.

7.2

Comparaison des méthodes avec les résultats de la modélisation numérique

Les méthodes décrites ci-dessus sont appliquées avec les paramètres géométriques et géotechniques de l'étude numérique proposée (tableau II), et les résultats sont confrontés en termes d'efficacité. On considère une hauteur de remblai de 5 m, sans surcharge en surface. L'efficacité obtenue par la méthode numérique est alors égale à 0,69.

Dans les méthodes proposées, la contribution éventuelle apportée par le sol compressible n'est pas prise

 TABLEAU II
 Paramètres pour l'application des méthodes.

 Paramèters for the method application.

Paramètre	Description	Valeur
а	Largeur de la tête d'inclusion	0,35 m
S	Espacement entre les inclusions	2 m
Н	Hauteur de remblai	5 m
φ	Angle de frottement du remblai	42°
Kp	Coefficient des terres en butée	5
K tanφ Coefficient de la méthode de Combarieu (1988)		0,7
β	Pente du coin de sol de la méthode de Svano <i>et al.</i> (2000)	3,5

en compte, alors que dans le modèle numérique proposé, la compressibilité du sol compressible sousjacent peut avoir une influence sur la valeur de l'efficacité (Jenck, 2005). Cependant, dans le cas étudié ici, le sol modélisé est suffisamment compressible pour négliger son support éventuel.

La figure 16 présente les valeurs de l'efficacité (Eff) donnée par les différentes méthodes. La valeur la plus importante est donnée par la méthode numérique (Eff = 0,69) et la valeur la plus faible correspond à l'approche de Combarieu (Eff = 0,45). La méthode donnant les résultats les plus proches de la modélisation numérique est celle de Hewlett et Randolph (Eff = 0,6). La méthode BS8006 (1995) permet de s'approcher des résultats donnés par toutes les autres méthodes (Eff = 0,59), car elle est probablement bien adaptée pour un angle de frottement du sol du matelas de 42°.

Toutes ces méthodes aboutissent donc à des résultats relativement disparates (la charge appliquée en tête d'une inclusion pour un remblai de 5 m serait de 276 kN par la méthode numérique, et entre 180 et 240 kN selon la méthode analytique ou empirique utilisée), ce qui montre qu'il est nécessaire de développer une méthode de dimensionnement simple et unifiée pour estimer l'effet de voûte dans le remblai.

Une confrontation entre ces méthodes de dimensionnement et des résultats expérimentaux obtenus sur un modèle physique bidimensionnel utilisant des matériaux analogiques a déjà été effectuée (Jenck *et al.*, 2005). L'impact du coefficient horizontal des terres K a notamment été mis en évidence, car il est pris en compte différemment selon les méthodes.

Le module d'élasticité n'intervient dans aucune des méthodes analytiques ou empiriques présentées, alors que la modélisation numérique tridimensionnelle



montre l'influence de ce paramètre sur l'amplitude du report de charge dans le remblai (Jenck, 2005), en plus de son influence sur les tassements.

8

Conclusions et perspectives

Une étude numérique tridimensionnelle en différences finies d'un remblai édifié sur sol compressible renforcé par inclusions rigides verticales a été présentée dans cet article. La modélisation a été effectuée dans deux configurations :

sur une cellule élémentaire d'un maillage régulier, au centre d'un remblai ;

 sur une section courante de remblai, en modélisant les talus latéraux.

Un cas fictif est simulé, mais avec un souci de réalisme dans le choix de la géométrie, des matériaux et de la modélisation de leur comportement. Les résultats des simulations effectuées sur ce modèle ne sont cependant pas validés par des résultats expérimentaux, ce qui constitue une forte limitation à ce modèle numérique.

Les calculs sur la cellule élémentaire ont montré la réduction des tassements dans le remblai par rapport au cas sans renforcement par inclusions, ainsi que l'homogénéisation des tassements en surface, qui s'explique par le développement de mécanismes de voûte dans le remblai. Une hauteur minimale de remblai est nécessaire afin d'annihiler les tassements différentiels en surface. Elle est ici de 2 m environ, pour un espacement entre les inclusions de 2 m. L'amplitude du transfert de charge est indiquée par la valeur de l'efficacité. Celle-ci augmente lorsque la hauteur de remblai augmente, grâce au développement de l'effet de voûte dans le remblai. L'efficacité atteint une valeur de 0,72 pour un remblai de 5 m surchargé en surface par 20 kPa, c'est-à-dire que 72 % du poids exercé par le remblai et des surcharges en surface est supporté par les inclusions, qui ne couvrent que 2,4 % de la surface de sol compressible.

Les simulations effectuées sur la section courante de remblai montrent que le massif est soumis à des déplacements horizontaux, qui ne pouvaient pas être pris en compte par la cellule élémentaire. Ces déplacements sont les plus importants au niveau du pied du talus. Les inclusions sont donc soumises à des efforts de flexion, qui doivent être pris en compte dans le dimensionnement. Une comparaison avec le cas non renforcé montre que les inclusions permettent la réduction de ce déplacement horizontal, en plus de réduire fortement les tassements, ce qui contribue à la stabilité globale de l'ouvrage.

La distribution des tassements dans les directions transversales et longitudinales à l'axe du remblai met clairement en évidence qu'il s'agit d'un problème typiquement tridimensionnel, qui ne pourrait pas être simulé dans sa globalité par un modèle simplifié bidimensionnel.

En termes de report des charges dans le remblai vers les inclusions, la valeur de l'efficacité pour les inclusions situées au centre du remblai est égale à celle déterminée par la simulation sur la cellule élémentaire, alors que le comportement du massif est différent au niveau des talus latéraux (mouvements horizontaux, redistribution des efforts).

La dernière partie présente la confrontation des résultats des simulations numériques aux résultats donnés par l'application de méthodes analytiques ou empiriques d'évaluation du report de charge dans le remblai par effet de voûte. L'application de ces méthodes au cas du remblai de 5 m a donné des valeurs de l'efficacité comprises entre 0,45 et 0,6, alors que la méthode numérique proposée indique une efficacité de 0,69. Cela met en évidence le manque de méthode de dimensionnement unifiée pour traiter ce problème. En effet, ces méthodes ne prennent ni en compte la contribution éventuelle du sol compressible, ni l'influence de la valeur de la rigidité du sol du remblai, ni parfois non plus l'angle de frottement du sol du remblai, alors qu'il semble que tous ces paramètres ont une influence. De plus, il n'existe pas de méthode permettant d'estimer l'amplitude des tassements en surface du remblai, alors qu'il s'agit d'une donnée importante quant au fonctionnement de l'ouvrage édifié en surface (route, autoroute, voie ferrée, dallage industriel, réservoir de stockage, station d'épuration, etc.).

Les perspectives immédiates de ce travail sont d'abord la validation du modèle numérique à partir de résultats expérimentaux prévus dans le Projet national ASIRI, ce qui permettra ensuite de mener une étude paramétrique précisant l'influence de chacun des paramètres géotechniques et géométriques sur les mécanismes de transfert de charge et de réduction des tassements, afin de développer par la suite une méthode de dimensionnement unifiée et adaptée à la pratique dans les bureaux d'études.

- Alexiew D., Vogel W. Remblais ferroviaires renforcés sur pieux en Allemagne : projets phares. *Travaux*, vol. 786, 2002, p. 47-52.
 Aubeny C.P., Li Y., Briaud J.L. Geosyn-
- Aubeny C.P., Li Y., Briaud J.L. Geosynthetic reinforced pile supported embankments : numerical simulation and design needs. 7th Int. Conf. on Geosynthetics, Nice, Lisse, Swets & Zeitlinger, 2002, p. 65-368.
- Berthelot P., Pezot B., Liausu P. Amélioration des sols naturels ou anthropiques par colonnes semi-rigides : Le procédé CMC. 13th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Prague, Balkema, 2003.
- Briançon L. Renforcement des sols par inclusions rigides – État de l'art. IREX, 2002.
- Briançon L., Kastner R., Simon B., Dias D. – État des connaissances. Amélioration des sols par inclusions rigides. Symp. Int. sur l'Amélioration des sols en place, Paris, Presses de l'ENPC, 2004, p. 15-44.
- BS8006 Strengthened/reinforced soils and other fills, Section 8: design of embankments with reinforced soil foundation on poor ground. British Standards, 1995, p 98-121.
- Chai J.C., Miura N., Shen S.L. Performance of embankments with and without reinforcement on soft subsoil. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 39, n° 4, 2002, p. 838-848.
- Collin J.G., Watson C.H., Han J. Columnsupported embankment solves time constraint for new road construction. *Geo-Frontiers 2005*, Austin, USA, 2005, ASCE.
- Combarieu O. Amélioration des sols par inclusions rigides verticales. Application à l'édification de remblais sur sols médiocres. Revue française de géotechnique, n° 44, 1988, p. 57-79.
- nique, nº 44, 1988, p. 57-79. Combarieu O., Gestin F., Pioline M. – Remblais sur sols améliorés par inclusions rigides : premiers chantiers. Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées, vol. 191, 1994, p. 55-61.
- Chaussées, vol. 191, 1994, p. 55-61. Duncan J.M., Chang C.Y. – Non linear analysis of stress and strain in soil. ASCE, Journal of Soil Mech. Fdns, vol. 96, 1970, p. 1629-1653.
- EGBEO Bewehrte Erdkörper auf punktund lilienförmigen Traggliedern. Entwurf Kapitel 6.9, version du 16 mai 2004.
- Fragaszy R.J., Su J., Siddigi H., Ho C.J. Modelling strength of sandy gravel. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 118, n° 6, 1992, p. 920-935
- Guido V.A., Knueppel J.D., Sweeney M.A.
 Plate loading test on geogrid reinforced earth slabs. *Geosynthetics*'87, New Orleans, IFAI Publ., 1987, p. 16-25.
- Habib H.A.A., Brugman M.H.A., Uijting B.G.J. – Widening of Road N247 founded on a geogrid reinforced mattress on piles. 7th Int. Conf. on Geosynthetics, Nice, Swets & Zeitlinger, 2002, p. 369-372.
- Han J., Gabr M.A. Numerical analysis of geosynthetic-reinforced and pile-supported earth platforms over soft soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 128, 2002, p. 44-53.

- Hewlett W.J., Randolph M.F. Analysis of piled embankment. Ground Engineering, vol. 21, n° 3, 1988, p. 12-18.
- Holtz R.D., Massarsch K.R. Improvement of the stability of an embankment by piling and reinforced earth. 6th European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vienna, 1976, p. 473-478. Itasca. – FLAC³⁰ User's Guide. 2002.
- Janbu N. Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. European Conf. on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Wiesbaden, 1963, p. 19-25.
- Jenck O. Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. Modélisation physique et numérique. Thèse de doctorat, INSA de Lyon, Villeurbanne, 2005.
- Jenck O., Dias D., Kastner R. Soft ground improvement by vertical rigid piles. Two-dimensional physical modelling and comparison with current design methods. *Soils and Foundations*, vol. 45, n° 6, 2005, p. 15-30.
- Jenck O., Dias D. et Kastner R. Numerical modeling of an embankment on soft ground improved by vertical rigid piles. 4th Int. Conf. on Soft Soil Engineering, Vancouver, 4-6 octobre 2006, p. 505-514.
- Jenck O., Dias D. et Kastner R. Twodimensional physical and numerical modeling of a pile supported earth platform over soft soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 133, n° 3, p. 295-305.
- Kempfert H.G. Ground improvement methods with special emphasis on column-type techniques. Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils, Theory and Practice, Noordwijkerhout, Pays-Bas, VGE, 2003, p. 101-112.
- Kempfert H.G., Göbel C., Alexiew D., Heitz C. – German recommendations for reinforced embankments on pile-similar elements. 3rd European Geosynthetic Conf., Munich, 1-3 mars 2004, p. 279-284.
- Munich, 1-3 mars 2004, p. 279-284.
 Kempton G., Russell D., Pierpoint N.D., Jones C.J.F.P. – Two- and three-dimensional numerical analysis of the performance of piled embankments. 6th Int. Conf. on Geosynthetics, Atlanta, IFAI Publ., 1998, p. 767-772.
- Laurent Y., Dias D., Simon B., Kastner R. A 3D finite difference analysis of embankments over pile-reinforced soft soil. Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils – Theory and Practice, Noordwijkerhout, Pays-Bas, VGE, 2003, p. 71-76.
- Liausu P., Pezot B. Renforcement de sols mous par colonnes à module contrôlé. 15th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Swets & Zeitlinger, 2001, p. 1613-1618.
- Love J.P., Milligan G.W.E. Design Methods for basally reinforced pile supported embankments over soft ground. *Ground Engineering*, 2003, p. 39-43.
- Low B.K., Tang S.K., Choa V. Arching in piled embankments. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 120, n° 11, 1994, p. 1917-1938.
- Magnan J.P., Belkeziz A. Consolidation d'un sol élastoplastique. *Revue française* de géotechnique, n° 19, 1982, p. 39-49.

- Magnan J.P., Shahanguian S., Josseaume H. – Étude en laboratoire des états limites d'une argile molle organique. *Revue française de géotechnique*, n° 20, 1982, p. 5-18.
- Mankbadi R., Mansfield J., Wilson-Fahmy R., Hanna S., Krstic V. – Ground Improvement Utilizing Vibro-Concrete Columns. *GeoSupport Conf. 2004*, Orlando, ASCE, 2004, p. 473-484.
- Marston A., Anderson A.O. The theory of loads on pipes ditches and tests of cement and clay drain tile and sewer pipes. Iowa Engineering Experiment Station Armes, Bull. 31, 1913.
- Mestat P., Bourgeois E., Riou Y. Numerical modelling of embankments and underground works. Computers and Geotechnics, vol. 31, 2004, p. 227-236.
- Naughton P.J., Kempton G.T. Comparison of Analytical and Numerical Analysis Design Methods for Piled Embankments. Geo-Frontiers 2005, Austin, ASCE, 2005.
- Nguyen Pham P.T., Reiffsteck P. Évolution d'une surface de charge après 30 ans. 23^{es} Rencontres de l'AUGC, Grenoble, 26-27 mai 2005.
- Ooi T.A., Chang S.F., Wong S.N. Design, Construction and Performance of pile supported embankments. 9th Southeast Asian Geotechnical Conf., Bangkok, 7-11 dec. 1987, p. 2-1 – 2-12.
- Pinto A., Falcão J., Pinto F., Ribeiro J.M. Ground improvement solutions using jet grouting columns. 16th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, Rotterdam, Millpress Science Publ., 2005, p. 1249-1252.
- Quigley P., O'Malley J., Rodgers M. Performance of a trial embankment constructed on soft compressible estuarine deposits at Shannon, Ireland. Int. Workshop on Geotechnics of soft soils, Theory and Practice, Noordwijkerhout, Pays-Bas, VGE, 2003, p. 619-624.
- Rathmayer H. Piled embankment supported by single pile caps. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Istanbul, mars-avril 1975, p. 283-290.
- Roscoe K.H., Burland J.B. On the generalised stress-strain behaviour of «wet» clay. Engineering Plasticity, Cambridge University Press, 1968, p. 535-609.
- University Press, 1968, p. 535-609. Russell D., Pierpoint N. – An assessment of design methods for piled embankments. *Ground Engineering*, nov. 1997, p. 39-44.
- Russell D., Pierpoint N. Settling on a dispute, Discussion on «An assessment of design methods for piled embankments» by Russell & Pierpoint – Author's response. Ground Engineering, March 1998, p. 34-36.
- Stewart M.E., Filz G.M. Influence of clay compressibility on geosynthetic loads in bridging layers for column-supported embankments. *Geo-Frontiers* 2005, Austin, USA, 24-26 janvier 2005, ASCE, 2005.
- Svano G., Ilstad T., Eiksund G., Want A. Alternative calculation principle for design of piles embankments with base reinforcement. 4th Int. Conf. of Ground Improvement Geosystem, Helsinki, 7-9 juin 2000.
- Terzaghi K. Theoretical soil mechanics. New York, John Wiley & Sons, 1943.

Bibliographie

- Valle N. Comportement mécanique d'un sol grossier d'une terrasse alluvionnaire de la Seine. Thèse de doctorat, université de Caen/Basse-Normandie, 2001.
 Van Eekelen S.J.M. – Arching in reinforced piède achechenerte. Littere parie
- van Eukerson, S.S.M. Aktion and Complexity of the second se
- Vepsäläinen P., Arkima O., Lojander M., Näätänen A. – The trial embankments in Vaasa and Paimio, Finland. 10th European Conf. on Soil Mexhanics and Foundation Engineering, Florence, 26-30 mai 1991, p. 633-640.
- Wong S.C., Poulos H.G. Analysis of Piled Pavement System, Computer Methods and Advances in Geomechanics, Tucson, Arizona, USA, 2001, p. 1395-1400.
- Wood H.J. The design and construction of pile-supported embankments for the A63 Selby Bypass. Foundations: Innovations, Design and Practice, Thomas Telford, 2003, p. 941-950.
- Zanziger H., Gartung E. Performance of a geogrid reinforced railway embankment on piles. 7th Int. Conf. on Geosynthetics, Nice, Swets & Zeitlinger, 2002, p. 381-386.

Comportement mécanique de géocellules sous impact. Application aux ouvrages pare-blocs

S. LAMBERT^{1, 2} stephane.lambert@

grenoble.cemagref.fr

Ph. GOTTELAND²

philippe.gotteland@ ujf-grenoble.fr

D. BERTRAND¹

david.bertrand@ grenoble.cemagref.fr

F. NICOT¹

francois.nicot@ grenoble.cemagref.fr

¹ Cemagref ETNA BP 76 38402 Saint-Martin-d'Hères

> ² Laboratoire 3S-R, UMR Domaine universitaire BP 53 38041 Grenoble Cedex 9

Résumé

Le comportement sous impact d'éléments géocomposites cellulaires constitutifs d'ouvrages de protection contre les chutes de blocs est étudié expérimentalement. La réponse de cellules sollicitées par largage vertical d'un impactant sous des énergies allant jusqu'à 18 kJ est analysée. L'influence du matériau de remplissage, des conditions aux limites de la cellule et de la hauteur de chute de l'impactant est discutée. La capacité d'atténuation des efforts transmis par la cellule lorsqu'elle est impactée dépend du couple (matériau de remplissage, conditions aux limites). Ces résultats sont ensuite comparés avec ceux issus de simulations numériques menées par la méthode aux éléments distincts.

Mots-clés: chute de blocs, protection, merlon, impact, cellule, gabion, géomatériaux, dissipation, expérimental, numérique.

Mechanical behaviour of geocells subjected to impact. Application to rock fall protection structures

Abstract

The impact behaviour of composites geo-cells component of rock fall protection structures is studied experimentally. The response of single cells subjected to impact by a boulder vertically dropped with energies up to 18 kJ is analysed. The influence of the cell filling material, cell boundary conditions and boulder falling height is discussed. The damping potential of an impacted cell appears to depend on the pair (filling material, boundary conditions). These results are then compared with numerical ones obtained using the discrete element method-DEM.

Key words: rock fall, protection, dyke, impact, cell, gabion, geomaterials, dissipation, experiments, numerical.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} novembre 2007.

Introduction

Les chutes de blocs rocheux, toutes dimensions confondues, sont les aléas naturels les plus fréquents en zones montagneuses. Chaque année, et principalement en hiver, cet aléa cause interruptions de circulation, destructions d'infrastructures, voire atteintes mortelles aux personnes, même lors d'événements de faible énergie. Les parades contre cet aléa peuvent être actives, par une action au niveau de la zone de départ, ou passives, par une action sur le phénomène une fois développé. Dans le premier cas il s'agit d'empêcher le départ des blocs, par exemple avec des filets plaqués sur la falaise. Dans le second cas, qui nous intéresse ici, l'objectif est d'agir sur la trajectoire du bloc, le plus souvent en visant son immobilisation. Différents types de structures peuvent être mises en œuvre : écran de filets, casquettes, merlons (Descœudres, 1997) dont le choix sera guidé par l'énergie du bloc attendu à l'emplacement prévu pour l'ouvrage, mais également par la nature et la distance de l'enjeu à protéger. La hauteur de passage des blocs, déterminée par l'étude trajectographique, est également un paramètre dimensionnant essentiel. Les merlons sont des ouvrages construits en élévation par rapport au terrain naturel, associés à une fosse de réception, et dont l'aptitude à dissiper l'énergie cinétique du bloc incident tient à leur masse importante. La technique la plus courante en France consiste à renforcer par des inclusions souples de type géosynthétique le corps du remblai afin d'assurer sa stabilité statique et de réaliser le parement à l'amont, exposé à l'impact, à l'aide de pneus juxtaposés et superposés (procédé Pneutex). Le renforcement permet notamment le raidissement du parement à l'amont qui limite le risque de franchissement. Le parement à l'aval ne doit pas se déformer et doit généralement satisfaire des conditions d'intégration paysagère.

Cependant, le dimensionnement des merlons demeure empirique et ne tient pas réellement compte de la réponse à la sollicitation dynamique. Le critère dimensionnant est la stabilité propre, en statique, de l'ouvrage aux caractéristiques dimensionnelles imposées par l'enveloppe géométrique.

Un développement innovant pour la conception des merlons est la réalisation d'ouvrages sandwichs par utilisation de géocellules (Fig. 1). Les géocellules sont des éléments préfabriqués de forme géométrique régulière et remplis de géomatériaux, tels que les gabions. Elles confèrent à la structure une modularité spatiale et autorisent la mise en œuvre simplifiée des différentes couches du sandwich. Dans l'étude présentée, les géocellules élémentaires sont constituées d'une cage grillagée métallique remplie de géomatériaux du site (gravier, blocs, tout-venant...) ou de matériaux aux caractéristiques spécifiques (matériaux anthropiques tels que des pneumatiques transformés...). Les caractéristiques mécaniques des cellules peuvent ainsi être adaptées aux différentes fonctions à remplir au sein de l'ouvrage. Les espacements et déplacements entre cellules sont rendus possibles ou non en fonction de leur position. Une telle conception vise à concentrer sur le parement à l'amont les déformations et les dégradations résultant de l'impact lors de l'interception d'un bloc rocheux. L'énergie du bloc est dissipée au niveau des cellules de parement et de noyau : la partie de la structure à l'aval est alors peu ou pas sollicitée et peut ainsi être réduite en dimensions.



Un autre intérêt de ce type de structure réside dans la facilité d'entretien présagée au cours de la vie de l'ouvrage et en particulier la réparation en cas de dégradations avérées suite à un impact par un bloc.

Par rapport aux structures existantes ce type d'ouvrage a pour finalité l'interception de blocs d'énergie modérée dans des zones à forte contrainte d'emprise au sol.

L'étude menée est conduite suivant une approche multi-échelles : du matériau constitutif à l'ouvrage (Bertrand, 2006). Elle s'appuie sur des modélisations expérimentale et numérique en forte interaction. Les précédents travaux expérimentaux ont principalement concerné les matériaux constitutifs des cellules ainsi que le comportement sous chargement pseudo-statique de cellules seules (Fig. 2) (Lambert *et al.*, 2004). Ces expérimentations ont notamment permis de modéliser par la méthode aux éléments distincts le comportement des cellules remplies de granulats sous sollicitations quasi-statiques (Gotteland *et al.*, 2005a) (Bertrand *et al.*, 2005).

Dans ce même contexte plusieurs auteurs se sont récemment intéressés au comportement sous impact de géomatériaux avec des expériences sur sol en place (Pichler *et al.*, 2005), sur matériaux amortissants en couche (Montani Stoffel, 1998) ou sur des dalles en béton (Delhomme, 2005). D'autres se sont par ailleurs intéressés à l'effet du confinement par une enveloppe sur un géomatériau, principalement en abordant le comportement d'objets cylindriques soumis à chargement pseudo-statique parallèlement ou perpendiculairement à leur axe (Bathurst et Karpurapu, 1993); (Iizuka *et al.*, 2004).

L'article s'intéresse au comportement d'une géocellule de forme parallélépipède rectangle remplie de matériaux granulaires et soumise à un impact. En par-



ticulier, on évalue : l'influence du matériau de remplissage, de l'énergie cinétique de l'impactant et des conditions aux limites de la cellule sur sa réponse à l'impact. La réponse est évaluée en termes de résistance opposée à la pénétration de l'impactant et en termes de force transmise par la cellule. L'objectif est d'identifier les conditions pour une dissipation d'énergie maximale et une réduction des efforts transmis au support par la cellule. Les expérimentations réalisées sont présentées, les résultats discutés, puis comparés avec les simulations numériques.

Matériel et méthodes

1.17.2.1

Matériel

Les géocellules étudiées sont constituées de cages de grillage métallique remplies de matériaux granulaires et usuellement nommées gabions. Pour des raisons de symétrie par rapport à l'axe de chargement, les cages utilisées sont cubiques et sont montées sans les tirants qui, habituellement, relient toute face exposée du gabion à son opposée et limitent les déformations latérales. Les cages utilisées sont des cubes de 500 et 1 000 mm d'arête fabriquées à partir de grillage double torsion, c'est-àdire à maille hexagonale, dont la résistance à la rupture en traction dans le sens des torsades est de 51 kN/m.

Les matériaux de remplissage sont soit des matériaux grossiers soit des matériaux fins. Les matériaux grossiers sont issus du concassage en carrière de calcaire urgonien de 58 000 MPa de module. Les granulats de remplissage des cellules de 500 et 1 000 mm d'arête ont une granulométrie de 60-180 mm et 60-250 mm, respectivement, en accord avec la norme française relative aux ouvrages en gabions (Afnor, 2004). Les matériaux fins sont le sable d'Hostun RF et un mélange de ce même sable avec 30 % en masse de déchiquetures de pneus (Fig. 3). Ce matériau compo-



FIG. 3 Pneus déchiquetés (a) et mélange (M) pneu-sable à 30 % en masse de pneus (b). Shredded tyres (a) and tyre-sand mix (M) containing 30 % by mass of tyres (b).

site a été retenu pour ses caractéristiques mécaniques mais également à des fins de valorisation. La déchiqueture de pneus étudiée résulte du poinçonnement de pneus usagés non réutilisables et consiste en un mélange de copeaux dont 30 % en masse sont des pastilles de forme circulaire de 25 mm de diamètre et le reste est de forme indéfinissable résultant de la méthode de poinçonnement. Un tel mélange de copeaux de pneu et de sable constitue un matériau composite renforcé et allégé (Gotteland *et al.,* 2005b).

Les matériaux fins sont contenus dans la cage grillagée par l'intermédiaire d'une chaussette en géotextile non-tissé aiguilleté de polyester de 20 kN/m de résistance à la traction. Sur les faces latérales, cette enveloppe de contention est constituée d'une bande de géotextile se recouvrant sur la longueur d'une face. Ce chevauchement permet d'assurer la contention du matériau quelle que soit la déformation de la cellule.

Un coffre de confinement est utilisé lors du remplissage pour limiter la déformation des cages avant essai. Les granulats sont disposés manuellement « à plat », de telle sorte que leur plus petite dimension soit suivant la verticale. Le sable est moyennement compacté. Les géocellules sont confectionnées sur le site expérimental afin d'éviter les phénomènes de compactage et de réarrangement liés aux vibrations durant le transport.

2.2

Méthode

Les sollicitations dynamiques sont appliquées sur les cellules par chute libre d'un impactant depuis des hauteurs de 4 à 7 m (Fig. 4). L'impactant est une coque sphérique en acier de 12 mm d'épaisseur remplie de béton fibré, de poids volumique proche de 30 kN/m³. Un fourreau permet de placer un accéléromètre triaxial en son centre de gravité.

Les cellules sont placées sur un socle en béton armé considéré indéformable reposant sur trois capteurs de force disposés en trépied sur une dalle en béton armée coulée sur le sol du site.

Compte tenu des objectifs de l'étude, l'instrumentation mise en œuvre vise à analyser la force opposée par la cellule à la pénétration par l'impactant et la force transmise par la cellule, sur toute la durée de l'impact. La première donnée est déduite de la mesure de l'accélération de l'impactant. La seconde est obtenue par mesure de l'effort transmis par le socle à la dalle, faute de pouvoir mesurer directement la force transmise par la cellule au socle, notamment dans le cas de cellules remplies d'éléments grossiers. Le traitement de cette donnée se fait par comparaison de réponse dans les différentes configurations d'essai.

Après essai, on mesure le périmètre de la cellule à mi-hauteur dont on déduit la variation relative par rapport au périmètre initial, $\Delta P(\%)$. On mesure également l'enfoncement de l'impactant dans la cellule ; c'est la distance parcourue par l'impactant entre le point de contact avec la cellule et le point d'immobilisation.

Lors de l'impact, les faces latérales des cellules sont soit laissées libres de se déformer (essais non confinés – NC) (Fig. 5a) soit maintenues fixes par une structure de confinement rigide (essais confinés – C) (Fig. 5b). Ces deux situations constituent les cas extrêmes des conditions aux limites attendues au sein de l'ouvrage : la réponse des cellules sera modifiée par l'interaction avec les cellules contiguës, qu'elles soient espacées ou non. Les conditions expérimentales sont donc simplifiées pour faciliter la compréhension phénoménologique du comportement des géocellules composites impactées. Cette simplicité limite la possibilité d'extrapolation directe au comportement des cellules dans l'ouvrage mais est également nécessaire à l'accompagnement de la démarche de modélisation numérique menée en parallèle.

3

Résultats expérimentaux

Des cellules de taille et de matériaux de remplissage différents ont été soumises à impacts d'énergie variable, avec ou sans confinement latéral (Tableau I). L'identifiant de chaque essai mentionné en première colonne du tableau fait pleinement référence aux conditions d'essai. Les colonnes de droite du tableau présentent les principaux résultats ; ils seront abordés au paragraphe suivant.







Cellule de 500 mm remplie de sable non confinée (a) et cellule de 500 mm remplie de granulats confinée (b), après impact.
 500 mm in height unconfined sand cell (a) and 500 mm in height gravel confined cell (b) after impact.

Lors de la chute, puis de l'impact, la rotation de l'impactant est faible. Le point d'impact est bien centré sur la cellule. Lors de l'impact, la cellule subit un affaissement conjointement à un gonflement latéral, sauf dans le cas de cellules confinées (Fig. 6). Sur les cellules de 500 mm remplies de granulats, l'impact provoque de nombreuses fracturations des granulats et conduit à l'ouverture et l'éjection d'agrafes de liaison des panneaux de grillage pour les énergies d'impact élevées. Sur les cellules de 500 mm remplies de matériaux fins, on observe un glissement de l'ordre de 100 mm sur la zone de recouvrement du géotextile de contention latérale, ainsi qu'un allongement également de l'ordre de 100 mm suivant le périmètre de la cellule, traduisant une sollicitation mécanique du géotextile. En fin d'impact sur les cellules confinées et sur les cellules de 500 mm remplies de sable (S) et de mélange pneu-sable (M) non confinées l'impactant remonte, avec rebond important dans le premier cas. Ce n'est pas le cas pour



FIG. 6 Impact sur une cellule de 1 000 mm remplie de granulats, non confinée, à 3 instants après contact (essai 1000_G_NC_7,4). Impact on a 1,000 mm in height cell filled with gravel at 3 times after contact (test 1000_G_NC_7,4).

Identifiant de l'essai*	Masse de la cellule	Énergie cinétique du bloc avant impact	Fimp	F _{Apic}	Att.	Enf.	L _{imp}	ΔP
	(kg)	(kJ)	(kN)	(kN)	(-)	(mm)	(ms)	(%)
500_G_NC_3	208	7,4	68	47	0,7	300	≅ 110	42
500_G_NC_4,1	205	10,1	76	53	0,7	330	≅ 105	35
500_G_NC_4,25	215	10,4	112	52	0,5	390	≅ 90	39
500_G_NC_5,5	215	13,5	127	77	0,6	330	≅ 100	
500_G_NC_5,5 bis	215	13.5	144	43	0,6	400	≅ 100	46
500_S_NC_3,2	200	7,8	43	27	0,6	210	≅ 90	13
500_S_NC_4,25	205	10,4	60	37	0,6	220	≅ 90	13
500_S_NC_5,5	202	13,5	81	46	0,6	210	≈ 80	16
500_M_NC_5,5	190	13,5	48	39	0,8	230	≅ 65	12
500_M_NC_5,5 bis	190	13,5	74	40	0,5	260	≈ 65	19
500_G_C_5	204	12,3	242	377	1,6	80	≈ 26	_
500_S_C_5	206	12,3	346	601	1,7	60	≈ 22	
1000_G_NC_7,4	1538	18,1	128	97	0,8	630	≥ 150	25
1000_S_NC_7,25	1441	17,9	86	75	0,9	510	≥ 120	9

 TABLEAU I
 Caractéristiques des essais et principaux résultats.

 Tests conditions and main results.

* L'identifiant fait successivement référence à la taille de la cellule (500 ou 1 000 mm), au matériau de remplissage (G pour granulats, S pour sable et M pour mélange de sable avec 30 % en masse de pneus), aux conditions aux limites (C pour confiné et NC pour non confiné) et à la hauteur de chute, en mètres.



FIG. 7 Force appliquée par l'impactant sur la cellule (a) et force transmise aux appuis (b) pour les cellules de 1 000 mm non confinées remplies de granulats et de sable.

Force applied by the boulder on the cell (a) and force on the load transducers (b) for 1,000 mm in height unconfined cells filled with gravel and sand.



FIG. 8 Force appliquée par l'impactant sur la cellule (a) et force aux appuis (b) lors de l'impact de cellules de 500 mm remplies de granulats, non confinées, pour 2 hauteurs de chute. Force applied by the boulder on the cell (a) and force on the load transducers (b) during impacts on 500 mm in height unconfined cells for 2 boulder falling heights.



Influence of the type of filling material (gravel/sand/tyre-sand mixture) on the force applied by the boulder for two boulder falling height : 3 m (a) and 5.5 m (b).

les cellules remplies de granulats et non confinées. Pour les cellules remplies de mélange pneu-sable (M), ce rebond n'est pas vertical, du fait de la difficulté d'assurer lors de la mise en œuvre une parfaite homogénéité de ce matériau composite. De fait, en fin d'impact, l'impactant est éjecté alors que dans les autres situations il s'immobilise sur la cellule.

A partir de l'accélération de l'impactant on obtient la force appliquée par l'impactant sur la cellule comme étant le produit de la masse de l'impactant par son accélération. Cette force est équivalente à la force opposée par la cellule à la pénétration par l'impactant (ex. Fig. 7a). La valeur de la force au premier pic est définie comme étant la force d'impact, F_{imp}. Ce pic est toujours observé dans les 30 millisecondes après contact.

La somme des trois mesures de force donne la force résultante transmise aux appuis. Ces mesures de force sont souvent perturbées par les oscillations du système mécanique (ex. Figs. 7b et 8b). Néanmoins la valeur de cette force au premier pic, $F_{Apic'}$ sera directement comparée à la force d'impact, $F_{imp'}$ elle aussi mesurée en début d'impact.

Dans certaines configurations F_{imp} et F_{Apic} ne sont pas les valeurs maximales des forces sur la durée de l'impact. Ces maximums peuvent être atteints pour des temps après contact assez importants, donc pour de grandes déformations de la cellule (Figs. 8b et 9). Le comportement des cellules très déformées n'étant pas représentatif de celui attendu au sein de l'ouvrage n'a pas été retenu. En effet, les conditions expérimentales en lâché vertical s'écartent des conditions réelles d'utilisation des cellules en interaction dans l'ouvrage. La cellule est posée sur un support fixe indéformable et les conditions aux limites latérales sont des conditions extrêmes par rapport à celles attendues au sein de l'ouvrage. D'autres essais de performance sont en cours et devraient permettre le lien avec le fonctionnement en situation réelle.

L'atténuation est définie comme le rapport des deux forces précédentes, Att. = $\rm F_{Apic}$ / $\rm F_{imp}.$

La durée de l'impact, t_{imp}, est déduite des mesures d'accélération.

Ces résultats, ainsi que les valeurs d'enfoncement, Enf., et de variation relative de périmètre, ΔP , sont reportés sur les colonnes de droite du tableau I.

Dans le cas des cellules de 500 mm non confinées remplies de sable (S) et de mélange pneu-sable (M), les valeurs d'enfoncement et de périmètre mesurées sont inférieures aux valeurs maximales atteintes au cours de l'impact, du fait du rebond de l'impactant, donc de la décompression de la cellule.

L'impossibilité de reproduire d'un essai à l'autre la mise en œuvre des granulats et des mélanges pneusable introduit une variabilité des valeurs de force obtenues pour les cellules remplies de ces matériaux.

Les mesures d'accélération peuvent être utilisées pour déterminer l'enfoncement de l'impactant en tout instant de l'impact, permettant notamment de présenter les courbes de force appliquée par l'impactant en fonction de son déplacement. Le calcul conduit cependant à des incertitudes non négligeables sur les valeurs d'enfoncement. A défaut, des valeurs indicatives d'enfoncement sont données pour certains instants particuliers.

Discussion

La géo-cellule est un système composite constitué d'une enveloppe et d'un matériau de remplissage granulaire. Le comportement observé dépend des caractéristiques de chacun des constituants et de leur interaction. La compréhension de ce comportement est abordée à travers une discussion sur l'influence de différents paramètres et en particulier : le matériau de remplissage, les conditions aux limites et la hauteur de chute (énergie d'impact).

4.1

Influence du matériau de remplissage

Les caractéristiques du matériau de remplissage ont une influence sur la forme des courbes et sur les valeurs particulières.

Dans le cas des cellules remplies de granulats, les variations brutales de force sur l'impactant au cours de l'impact (Figs. 7a et 8a) s'expliquent par la nature grossière du matériau de remplissage. La transmission des efforts au sein d'une assemblée granulaire grossière se fait par le biais de chaînes de force, supportées par des colonnes de granulats. Pour les contacts, on distingue une phase forte entre les granulats mobilisés dans les colonnes, d'une phase faible entre les colonnes et les autres granulats, contribuant à la stabilité des colonnes (Radjai et al., 1998). Lorsqu'une de ces chaînes rompt, soit par déplacement d'un des granulats de la colonne (Oda et al., 1982) soit par rupture d'un de ces éléments (Tsoungui et al., 1999), la force reprise par l'assemblée décroît brusquement jusqu'à ce qu'une nouvelle colonne soit mobilisée. Les paramètres influant sur ces variations brutales sont notamment la taille moyenne des éléments, leur forme et leur arrangement initial. Comparativement, les courbes relatives aux cellules sable (S) et pneu-sable (M) sont plus lisses (Figs. 7a et 9).

L'utilisation de sable en lieu et place des granulats, pour les cellules de 500 mm comme pour les cellules de 1000 mm, conduit à une réduction : des valeurs des forces d'impact et aux appuis, $F_{\rm imp}$ et $F_{\rm Apic'}$ des valeurs d'enfoncement de l'impactant et de la durée d'impact (Tableau I). En début d'impact, c'est-à-dire sur les 20 premières millisecondes, la force opposée à la pénétration de l'impactant est sensiblement plus faible pour une cellule remplie de sable comparativement à une cellule remplie de granulats ; en particulier, le premier pic est plus étroit et est suivi d'un deuxième pic moins prononcé (point α , Fig. 9a). Au-delà des effets dynamiques, ceci s'explique par la plus faible « rigidité apparente » du volume de matériau de remplissage effectivement sollicité pendant cette première phase de l'impact. Vers la fin de l'impact, la force opposée à la pénétration de l'impactant par une cellule remplie de sable augmente de manière marquée (point β , Fig. 9a). Ce pic se manifeste à l'enfoncement maximal lors de l'impact et marque le début de remontée de l'impactant. Cette forme de courbe se distingue nettement des courbes classiquement obtenues lors d'impacts sur couches de matériaux granulaires fins (p. ex. Montani Stoffel, 1998). Cette augmentation est due à la mobilisation effective de l'enveloppe constituée du grillage et du géotextile, appliquant sur le matériau de remplissage une contrainte de confinement croissante. Cette mobilisation n'est effective que lorsque la cellule est très déformée et que sa forme, initialement cubique, a changé. En présence de tirants l'enveloppe serait mobilisée plus tôt, puisque ceux-ci ont pour effet de limiter la déformation latérale des cellules. Il en serait de même si la cellule était initialement cylindrique.

Pour les cellules remplies de granulats, de 500 mm et de 1 000 mm, cet accroissement de force en fin d'impact n'apparaît pas, bien que la déformation après impact soit plus importante. La déformation peut être évaluée à partir des enfoncement et variation de longueur du périmètre mesurés (Tableau I). Notons que cette variation traduit le niveau de sollicitation de l'enveloppe. Cette différence de comportement en fin d'impact peut être expliquée par les différences de configurations entre les deux types de cellules granulats et sable. Ces différences tiennent à la fois à l'enveloppe et au matériau de remplissage.

L'enveloppe des cellules remplies de granulats est uniquement constituée du grillage alors que celle des cellules sable inclue également le géotextile. Or, il est avéré que le géotextile est effectivement sollicité en traction. Il contribue donc à l'effet de confinement par l'enveloppe. Cependant, compte tenu du rapport de 10 des modules d'élongation du géotextile et du grillage en faveur du grillage, le surcroît de confinement lié à la présence du géotextile est faible. L'absence de géotextile sur les cellules granulats ne peut expliquer seule la différence de comportement observée en fin d'impact entre les deux types de cellules.

La différence de matériau de remplissage peut être à l'origine d'une modification de l'influence de l'enveloppe sur la réponse de la cellule. Il semble que l'existence de chaînes de force au sein de l'assemblée granulaire réduise l'influence de l'effet de confinement latéral. Les chaînes sont particulièrement stables du fait de la forme des granulats : l'enveloppe a peu d'effet sur leur stabilité. Pour les cellules de 500 mm, la distance entre impactant et socle est inférieure à 300 mm au-delà de 40 ms après le contact. représentant environ trois granulats. Les colonnes constituées d'un si faible nombre de granulats sont moins sensibles à toute action latérale, tel que l'effet de confinement par l'enveloppe. Pour les cellules de 1 000 mm, pour lesquelles le rapport de taille initial entre granulats et cellule est de 8, l'enfoncement est moindre et le nombre minimum de granulats mobilisés dans les colonnes est plus élevé. Pour ces cellules, on peut supposer que l'effet de confinement ne peut se propager au sein de l'assemblée granulaire du fait de la réduction du nombre de contacts de la phase faible, phénomène résultant des fortes déformations subies par la cellule (Radjai et al., 1999). Il apparaît donc que c'est la nature granulaire grossière du matériau de remplissage qui explique cette différence de comportement entre cellule granulats et cellule sable.

Par ailleurs, au-delà du temps de 20 ms après contact, la force que peut reprendre une cellule remplie de granulats est limitée par la résistance en compression des granulats mobilisés dans la phase forte. En effet, la force transitant dans une colonne de granulats ne peut dépasser la résistance maximale du plus faible de ses éléments. Chaque colonne se comporte ainsi en fusible et la force opposée au déplacement de l'impact est limitée par le nombre de colonnes mobilisées et les caractéristiques des granulats constitutifs.

Ainsi, ce sont les caractéristiques du matériau de remplissage qui gouvernent le comportement de la cellule en petites déformations, l'enveloppe n'étant pas ou peu sollicitée. Par contre, en grandes déformations, la force résistante à l'impact opposée par une cellule non confinée dépend à la fois des caractéristiques de l'enveloppe et des caractéristiques du matériau de remplissage.

L'incorporation de déchiquetures de pneus dans le sable se traduit principalement par une réduction de la durée de l'impact et une augmentation de l'enfoncement. Les valeurs des forces d'impact et aux appuis, F_{imp} et $F_{Apic'}$ sont sensiblement réduites. En fait, la plus faible résistance opposée par la cellule remplie de mélange pneu-sable en début d'impact conduit à un plus fort enfoncement en grandes déformations. Ce plus fort enfoncement engendre une plus forte sollicitation de l'enveloppe et donc une augmentation de la valeur de force au pic β (Fig. 9 b). Au final, le temps d'impact est sensiblement réduit.

Globalement, l'accélération subie par l'impactant au cours de l'impact avec une cellule sable ou une cellule pneu-sable est plus uniforme et en moyenne plus élevée qu'avec une cellule granulats, à énergie d'impact identique. La force transmise aux appuis en début d'impact est plus faible. Dans ces conditions d'essai une cellule remplie de sable (S) ou de mélange pneusable (M) répond mieux aux attentes d'atténuation des efforts transmis à la partie à l'aval.

4.2

Influence des conditions aux limites

Le confinement (C) affecte le comportement de la cellule par une augmentation de la valeur de force d'impact, $F_{imp'}$ et par une réduction de la durée de l'impact d'un rapport 4 par rapport à un essai non confiné (NC) (Fig. 10). Il conduit à une augmentation de la valeur de force transmise aux appuis par rapport à la valeur de force appliquée. Il conduit, par ailleurs, à un plus grand nombre de fracturations des granulats.

Le fait que l'atténuation soit supérieure à 1 (Tableau I) apparaît étonnant mais peut s'expliquer par une amplification des efforts induits par les ondes de choc produits par les frontières latérales rigides.

Contrairement à la situation sans confinement, on constate que la force d'impact et la force transmise par la cellule remplie de sable sont supérieures à celles de la cellule remplie de granulats. Cette différence de comportement s'interprète dans la mesure où une cellule remplie de sable confinée est moins compressible qu'une cellule remplie de granulats confinée, du fait de la possibilité de fracturation des granulats. Dans une cellule confinée, le réarrangement du matériau de remplissage est restreint, voire impossible, et la seule déformation possible est celle liée à la compression du matériau de remplissage. En fait, la restriction de mobilité du matériau de remplissage conduit à l'augmentation de la force opposée à la pénétration de l'impactant ayant une vitesse donnée. Dans le cas des granulats, cette augmentation de force conduit à leur dégradation par fracturation à partir d'une certaine valeur de force. Pour ces cellules, on atteint donc un seuil de résistance contrairement aux cellules remplies de sable et le temps nécessaire pour arrêter l'impactant en est augmenté. En condition confinée (C), une cellule remplie de granulats atténue ainsi plus les forces qu'une cellule remplie de sable.

L'extrapolation de ces résultats au comportement des cellules dans l'ouvrage reste confrontée au problème des conditions aux limites. Pour le déplacement des faces latérales des cellules, il sera limité dans l'ouvrage par la présence des autres cellules, qu'elles soient en contact direct ou légèrement espacées. Ainsi, les conditions aux limites des cellules dans l'ouvrage seront intermédiaires entre les deux types de conditions aux limites testées (C ou NC). En particulier, à fortes déformations il y aura effectivement interaction entre la cellule impactée et les cellules contiguës. Dans les premiers instants, la cellule se déformant très peu latéralement les conditions aux limites latérales influent peu sur le comportement de la cellule. Pour la condition de support, lors des expérimentations réalisées les cellules reposent sur un support rigide alors qu'au sein de l'ouvrage la face opposée à la face impactée sera au contact d'une autre cellule, déformable. De telles configurations d'essais sont planifiées.

4.3

Influence de la hauteur de chute, Hc

Pour les cellules de 500 mm non confinées remplies de sable ou de granulats, les forces d'impact et aux appuis, et F_{Apic}, montrent une dépendance à la hauteur de chute, donc à l'énergie cinétique de l'impactant avant contact avec la cellule (Fig. 11). Il en est de même pour l'enfoncement sur cellules de 500 mm remplies de granulats, ce qui est cohérent avec le plus grand nombre de fracturations observées. Par contre, l'énergie d'impact semble avoir peu d'influence sur la réponse de ces cellules aux grandes déformations en termes de force opposée à la pénétration de l'impactant : les courbes relatives aux 4 impacts sur cellules de 500 mm remplies de granulats non confinées sont très similaires au-delà de 50 ms, soit pour des enfoncements supérieurs à 250 mm, marquant un plateau à environ 20-30 kN avant de diminuer (Fig. 8). Il semble que pendant les premiers instants l'énergie soit transmise à la cellule par des phénomènes collisionnels, donc fortement dépendant de l'énergie cinétique de l'impactant. Puis, l'énergie est principalement dissipée par fracturation des granulats constitutifs des chaînes de force, jusqu'à immobilisation de l'impactant.





Dans le cas des cellules remplies de sable, la hauteur de chute modifie la réponse de la cellule en grandes déformations par une forte augmentation du pic β (Fig. 9), traduisant une plus forte mobilisation de l'enveloppe.

Modélisation numérique

La modélisation numérique dans le domaine du génie civil fait largement appel à la méthode aux éléments finis. Cette méthode est en effet bien adaptée lorsque les matériaux sont assimilables à des matériaux continus. Cependant, elle se révèle moins performante lorsqu'il s'agit de modéliser une sollicitation de type impact localisé sur des matériaux grossiers, ou sur un ouvrage constitué de géocellules composites. L'approche discrète apparaît mieux adaptée.

Les géocellules remplies de granulats ont ainsi été modélisées en trois dimensions par la méthode aux éléments distincts (DEM : *discrete element method*). Cette méthode permet de traiter le milieu comme un assemblage de corps distincts, prenant ici une forme sphérique (Bertrand, 2006). Les interactions entre ces sphères sont définies par des lois de contact locales, dont dépend le comportement macroscopique du milieu modélisé. Cette méthode permet également de gérer dans un même environnement de calcul les deux types de matériaux constitutifs des cellules : l'enveloppe grillagée et le matériau de remplissage granulaire grossier.



FIG.11 Force d'impact, F_{imp}, (a) et force aux appuis au 1^{er} pic, F_{Aple}, (b) pour tous les essais, en fonction de l'énergie cinétique de l'impactant. Impact force, F_{imp}, (a) and force on the load transducers, F_{Appe}, (b) for all the tests, according to the kinetic energy of the



FIG. 12Cellule de 500 mm remplies de granulats après impact : numérique (a) et expérimental (b).500 mm in height gravel cell after impact: simulation (a) and experimental (b).

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 119 2º trimestre 2007 Cellule confinée



Cellule non confinée



Les granulats sont modélisés par des agrégats insécables de sphères. Les agrégats sont initialement de forme parallélépipède rectangle et de distribution granulométrique identique aux granulats. Lors de leur mise en place dans la cellule, les agrégats sont positionnés de manière aléatoire et leurs arêtes sont coupées pour reproduire l'angularité des granulats. La dégradation lors du chargement de l'assemblée granulaire, principalement par fracturation, est prise en compte grâce à un modèle de contact interagrégats élastique parfaitement plastique. Ce modèle limite la valeur de force dans la direction normale au plan de contact. Les déformations plastiques sont localisées aux zones voisines des points de contact sans affecter le reste de l'agrégat. Au final, ce modèle permet de reproduire l'influence de la détérioration des granulats sur le comportement macroscopique de l'assemblée granulaire (Bertrand et al., 2005).

Le grillage est décrit par un ensemble de particules sphériques positionnées aux nœuds physiques de la maille, c'est à dire à l'intersection des brins. Les interactions physiques entre ces nœuds sont modélisées par le biais de forces d'interaction à distance, entre les particules. Le modèle différencie les brins simples des brins torsadés, caractéristiques du grillage double torsion. Le comportement mécanique des brins est modélisé par une loi élastoplastique avec rupture, calée sur le comportement réel des brins. La réponse du modèle de grillage a été validée par comparaison avec des essais de traction sur bande large de grillage (Bertrand *et al.,* 2006).

Une cage grillagée est obtenue par repliement de bandes de ce grillage, puis remplie avec les agrégats par application de la gravité, c'est-à-dire par pluviation. Cette cellule numérique est ensuite vibrée dans le but d'atteindre une porosité similaire à celle des essais expérimentaux.

Des essais de chargement pseudo-statique de cellules de 500 mm remplies de granulats confinées ont permis le calage du modèle, notamment le calage des paramètres relatifs aux contacts interagrégats. Le modèle a été validé à partir d'essais sur des cellules non confinées (Fig. 2). D'une cellule à l'autre les résultats montrent, comme en expérimental, une forte variabilité dont l'origine est la texture initiale de l'assemblage granulaire. La simulation numérique a par ailleurs montré la très forte influence de la forme des agrégats sur la réponse de la cellule (Bertrand *et al.*, 2005).

A partir de ce modèle, calé, des simulations sous sollicitations dynamiques ont été possibles (Fig. 12). Les résultats relatifs à des impacts sur deux cellules de



FIG: 14 Modélisation de l'effet de confinement par application d'une force aux nœuds du grillage des faces latérales ; effet sur la réponse d'une cellule de 500 mm remplie de granulats impactée, pour différentes valeurs de force F0, F1, F2 et F3 valant respectivement 0, 500, 1000 et 2000 N. Modelling of the confining effect by applying a force on the node of the mesh : effect on the response during impact of a 500 mm in height gravel cell for different force values F0, F1, F2 and F3 equalling 0, 500, 1,000 and 2,000 N respectively. 500 mm remplies de granulats, confinées et non confinées, montrent une bonne concordance entre numérique et expérimental, aussi bien pour l'enveloppe globale de la courbe que pour les variations locales observées (Fig. 13).

Le modèle numérique de la cellule remplie de granulats apparaît robuste. Il peut être utilisé pour simuler des situations difficiles à mettre en œuvre expérimentalement. Un point important est l'influence de la présence de cellules contiguës sur la réponse de la cellule impactée. Ce point a pu être abordé numériquement en modélisant la force opposée par les cellules contiguës aux déformations latérales de la cellule impactée. A chaque particule de grillage des faces latérales est appliquée une force normale au plan défini localement par celui-ci. En première approche les forces appliquées sont de valeur constante, estimée à partir des essais de chargement pseudo-statique sur cellules confinées : les simulations donnent un rapport de 0,13 entre la force de chargement et la force totale sur chaque face latérale. Connaissant les sollicitations sur les cellules lors des impacts et le nombre de nœuds par face, on déduit un ordre de grandeur de la force locale à appliquer sur chaque nœud. Des simulations d'impact ont été menées pour différentes valeurs de force (Fig. 14). En augmentant la force de confinement la durée de l'impact est réduite et la force maximale augmente, de façon analogue à ce qui est observé entre une cellule non confinée et une cellule confinée. Cette approche met clairement en évidence l'effet sur la réponse d'une cellule d'un confinement latéral non rigide, c'est-à-dire résultant de l'interaction avec d'autres cellules.

6 Conclusion

Pour comprendre le comportement sous impact de géocellules constitutives d'ouvrages à technique cellulaire, des essais ont été réalisés sur des cellules cubiques remplies de trois matériaux différents, en

condition non confiné et confiné. L'influence du type de matériau de remplissage est mise en évidence notamment par l'interaction avec l'enveloppe de confinement, sollicitée en grandes déformations en l'absence de tirants. L'influence très importante des conditions aux limites a été mise en évidence. En l'absence de confinement, une cellule remplie de sable ou de mélange pneu-sable dissipe de façon plus uniforme l'énergie d'impact, notamment avec une plus grande sollicitation de l'enveloppe. Par contre, si la cellule est confinée, la possibilité de fracturation des granulats confère à ces matériaux un avantage par rapport aux matériaux fins. Le choix du matériau de remplissage des cellules pour obtenir une bonne atténuation des efforts dépend donc des conditions aux limites de la cellule, c'est à dire de l'interaction avec les cellules voisines au sein de l'ouvrage.

Ces essais ont par ailleurs permis de valider le modèle numérique et la modélisation à l'échelle de l'ouvrage peut alors être abordée, à partir d'un modèle constitutif de la cellule (Nicot *et al.*, 2007).

Les résultats expérimentaux doivent être complétés en appliquant un confinement plus en accord avec le fonctionnement attendu dans un ouvrage. Sur la base de l'ensemble de ces résultats, il sera possible de définir les ouvrages expérimentaux de grandeur réelle à soumettre à impact, objectif du projet de recherche Rempare soutenu par l'ANR 2006.

REMERCIEMENTS

Globalement supportés par France Maccaferri SA, ces travaux sont réalisés en collaboration entre l'UJF-L3SR et le Cemagref-ETNA dans le cadre du GIS VOR-RNVO, qui a financé l'équipement du site utilisé pour ces expériences (Grés-sur-Aix, 73). La réalisation des essais présentés a été rendue possible grâce au soutien financier apporté par le Pôle grenoblois des Risques naturels du conseil général de l'Isère (CGI38-PGRN) et par la fourniture gracieuse des géotextiles par Bidim Geosynthetics SA. Les auteurs remercient vivement ces acteurs ainsi que toutes les personnes qui contribuent par leur intérêt à supporter et encourager cette recherche.

- Afnor NF P 94-325-1 : Exécution des travaux géotechniques spéciaux – Ouvrages en gabion. Partie 1 : Ouvrages hors site aquatique. Afnor, 2004, 24 p.
- Bathurst R.J., Karpurapu R. Large-scale triaxial compression testing of geocellreinforced granular soils. *Geotechnical* testing journal, 1993, vol. 16, p. 296-303.
- Bertrand D., Nicot F., Gotteland P., Lambert S. – Modelling a geo-composite cell using discrete analysis. Computers and Geotechnics, 32, 2005, p. 564-577.
- Bertrand D. Modélisation du comportement mécanique d'une structure cellulaire soumise à une sollicitation dynamique localisée, Application aux structures de protection contre les éboulements rocheux. Thèse de doctorat, université Joseph-Fourier Grenoble 1, Lirigm, Cemagref, Grenoble, 2006, 197 p.
- Bertrand D., Gotteland P., Lambert S., Nicot F., Derache – Multi-scale modelling of cellular geo-composite structure under localized impact. *Revue européenne de génie civil*, (10)3, 2006, p. 309-322.
- Bertrand D., Gotteland P., Nicot F. D.E.M. modelling of natural stones assembly confined in wire mesh. *Powders & Grains 2005*, Rojo-Garcia Herrman and McNamara Eds., Balkema, Stuttgart (Germany), vol. 1, 2005, p. 681-685.

- Delhomme F. Étude du comportement sous impact d'une structure pare-blocs en béton armé. Thèse de doctorat, université de Savoie, LOCIE: Chambéry, 2005, 234 p.
- Descœudres F. Aspects géomécaniques des instabilités de falaises rocheuses et des chutes de blocs. Publications de la société suisse de mécanique des sols et des roches, 135, 1997, p. 3-11.
- des roches, 135, 1997, p. 3-11. Gotteland P., Bertrand D., Lambert S., Nicot F. – Modelling an unusual geocomposite material barrier against a rockfall impact. *Proc of IACMAG 2005*, Torino (Italy), 2005a, p. 529-536.
- Gotteland P., Lambert S., Balachowski L. Strength characteristics of tyre chipssand mixtures. Studia geotechnica et mechanica, vol. 27(1), 2005b, p. 55-66.
- Iizuka A., Kawai K.,Kim E. R., Hirata M. Modeling of the confining effect due to the geosynthetic wrapping of compacted soil specimens. *Geotextiles and* geomembranes, vol. 22, 2004, p. 329-358.
- Lambert S., Gotteland P., Plé O., Bertrand D., Nicot F. – Modélisation du comportement mécanique de cellules de matériaux confinés. Journées nationales de Géotechnique et de Géologie. Lille (France), 2004, p. 219-226.
- Montani Stoffel S. Sollicitation dynamique

de la couverture des galeries de protection lors de chutes de blocs. Thèse de doctorat, EPFL, Lausanne, 1998, 180 p.

- Nicot F., Gotteland P., Bertrand D., Lambert, S. – Multi-scale approach to geocomposite cellular structures subjected to rock impacts. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2007 (à paraître).
- Oda M., Konishi J., Nemat-Nasser S. Experimental evaluation of strength of granular materials, effects of particle rolling. *Mechanics of Materials*, vol. 1, 1982, p. 269-283.
- Pichler B., Hellmich C., Mang H.A. Impact of rocks onto gravel. Design and evaluation experiments. International Journal of Impact Engineering, vol. 31, 2005, p. 559-578.
- Radjai F., Wolf D.E., Jean M., Moreau J.J. Bimodal character of stress transmission in granular packings. *Physical Review Letters*, Vol. 80(1), 1998, p. 61-64. Radjai F., Roux S., Moreau J.J. – Contact
- Radjai F., Roux S., Moreau J.J. Contact forces in a granular packing. *Chaos*, vol. 9 (3), 1999, p. 544-550.
- Tsoungui O., Vallet D., Charment J.C. Numerical model of crushing of grains inside two-dimensionnal granular materials. *Powder technology*, vol. 105, 1999, p. 190-198.

Contribution à l'évaluation de la durée de vie d'un compartiment rocheux susceptible de s'ébouler

Résumé

D. HANTZ

Laboratoire de géophysique interne et tectonophysique, CNRS Observatoire de Grenoble Université Joseph-Fourier Grenoble, France

Maison des Géosciences BP 53, 38041 Grenoble Cedex 9 didier.hantz@ujf-grenoble.fr

M. FRAYSSINES

Scetauroute, DGM 3, rue du Dr Schweitzer 38180 Seyssins magali.frayssines@egis.fr Une nouvelle méthode d'analyse en retour d'éboulements rocheux est présentée, qui prend en compte, de manière probabiliste, les accélérations sismiques subies par les compartiments rocheux depuis qu'ils sont exposés à la surface des falaise. L'accélération minimale subie dépend de la durée d'exposition du compartiment, qui est estimée à partir d'un modèle d'érosion. Deux modèles expliquant la dégradation de la stabilité au cours du temps sont utilisés pour analyser trois éboulements survenus dans des falaises calcaires : l'un fait intervenir la dissolution, l'autre la propagation instable de la fissuration. Ces modèles, calés sur des cas réels, permettent d'estimer par excès, la durée de vie de compartiments rocheux potentiellement instables.

Mots-clés : aléa éboulement, prévision de la rupture, analyse en retour, dissolution, fluage tertiaire.

A contribution to the evaluation of the life time of a potentially unstable rock compartment

Abstract

A new method for rock fall back-analysis is proposed, which takes into account, in a probabilistic way, the seismic accelerations underwent by the rock compartments since they have been exposed at the cliff surface. The minimal underwent acceleration depends on the exposure time of the compartment, which can be estimated from an erosion model. Two models are proposed to explain the decrease of the stability with time, and they are applied to three failures occurred in limestone cliffs. The first one involves the limestone dissolution and the second one the unstable crack propagation. These models, which have been fitted with real cases, make it possible to estimate the life expectancy of potentially unstable rock compartments.

Key words: rock fall hazard, time to failure, back-analysis, dissolution, tertiary creep.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} novembre 2007.

Dans le domaine des risques naturels, l'aléa peut être défini comme la probabilité qu'un événement donné se produise en un lieu donné, dans une période donnée (cette période étant de l'ordre du siècle en cartographie de l'aléa). En un point donné, l'aléa éboulement est la probabilité qu'une masse rocheuse se détache d'une paroi voisine (rupture) et se propage jusqu'à ce point (propagation). Il existe plusieurs méthodes permettant de simuler la trajectoire de blocs rocheux et de calculer la probabilité qu'ils atteignent un point donné d'un versant. En revanche, il n'existe actuellement aucune méthode éprouvée permettant d'estimer la « durée de vie » d'une masse rocheuse potentiellement instable, que ce soit de manière déterministe ou probabiliste. Une évaluation probabiliste de la durée de vie permettrait de déterminer une probabilité de rupture en fonction du délai considéré, de la même manière que les sismologues déterminent la probabilité qu'un séisme d'intensité minimale se produise dans une période donnée, ou les hydrologues celle d'une crue d'intensité donnée.

La durée de vie d'un compartiment rocheux dépend d'un certain nombre de processus qui modifient les contraintes actives et la résistance des surfaces de glissement potentielles (Hantz, 2001; Hantz et al., 2003). On peut distinguer des processus rapides et discontinus. comme les séismes et les mises en pression hydraulique, qui peuvent déclencher la rupture en peu de temps (facteurs déclenchants), et des processus relativement lents et continus (facteurs dégradants), qui provoquent une diminution progressive de la stabilité pouvant conduire à la rupture sans facteur déclenchant apparent. Parmi ceux-ci, on peut citer l'altération, la dissolution (pour les roches solubles comme le calcaire), les cycles gel-dégel, les cycles thermiques, le fluage des assises, les déformations tectoniques, la propagation lente des fissures et les phénomènes de fatigue dus à des sollicitations sous-critiques répétées. Si les valeurs actuelles de la contrainte active et de la résistance sont connues et supposées constantes, une prévision probabiliste de l'accélération sismique et de la pression hydraulique permet théoriquement de déterminer, en fonction du délai, la probabilité d'une rupture due à ces facteurs. Dans ce contexte d'évaluation de l'aléa, les valeurs adoptées doivent être les plus probables et ne doivent pas être affectées d'un coefficient de sécurité (partiel ou global), comme c'est généralement le cas dans les calculs de dimensionnement visant à garantir la sécurité d'une pente; de même, les modèles géomécaniques adoptés doivent être les plus réalistes et non les plus pessimistes (Hantz, 2001).

Dans l'état actuel des connaissances, l'évaluation de la probabilité d'une rupture provoquée ou favorisée par les processus dégradants, n'est pas envisageable car la connaissance quantitative de ces processus est encore insuffisante. Dans les calculs effectués pour le dimensionnement de pentes rocheuses, la réduction de stabilité due aux facteurs dégradants est généralement négligée, compte tenu de la marge de sécurité qui est prise. Le taux de dissolution du calcaire massif a été estimé localement à partir d'expériences sur des plaquettes (Kupper, 1981), ou à l'échelle d'un massif, à partir d'analyses hydrogéochimiques (Delanoy, 1984). Les valeurs obtenues sont respectivement de l'ordre de 10⁻⁵ et 10⁻⁴ m/an. L'influence des cycles gel-dégel sur la fracturation de la roche a été mise en évidence *in situ* (Rovera, 1997) et en laboratoire (Frays-

sines, 2005). L'influence des cycles thermiques a été modélisée par Gunzberger et al. (2005). La propagation sous-critique des fissures a été étudiée à l'échelle macroscopique en réalisant des essais de compression de longue durée sur des échantillons rocheux (Lama et Vutukuri, 1978 ; Genevois et Prestininzi, 1979; Kranz, 1980). Des lois reliant la contrainte appliquée au temps à la rupture ont été proposées et utilisées pour simuler numériquement les essais (Amitrano et Helmstetter, 2006). La propagation sous-critique a également été étudiée à l'échelle de la fissure, en utilisant la théorie de la mécanique de la fracture (Atkinson, 1984). Cette théorie a été appliquée sur un cas d'école, pour prévoir l'évolution de la stabilité d'un bloc pouvant glisser sur un joint comportant des ponts rocheux (Kemeny, 2003), mais la détermination des paramètres du modèle est délicate.

Dans ce travail, nous avons tenté d'appréhender quantitativement l'évolution de la stabilité des pentes rocheuses, en effectuant des analyses en retour « historiques » d'éboulements rocheux. L'analyse en retour classique, que l'on peut qualifier d'«instantanée », permet d'estimer certaines caractéristiques mécaniques du massif rocheux au moment de la rupture, en considérant que l'équilibre limite a été atteint (coefficient de sécurité = 1) sous certaines sollicitations connues (pression interstitielle, accélération sismique ou surcharge statique par exemple). L'analyse en retour historique, quant à elle, a pour objectif de prendre en compte l'historique des sollicitations subies par la masse éboulée depuis qu'elle est en situation d'instabilité potentielle. Cette situation survient à la suite d'éboulements précédents, qui s'inscrivent dans le processus de recul de la paroi. Les sollicitations que nous avons prises en compte, de manière probabiliste, sont les sollicitations sismiques. Nous nous sommes appuyés sur les études de sismicité historique, qui permettent d'estimer, pour une région donnée, les accélérations sismiques correspondant à différentes périodes de retour. Nous avons donc pu estimer, avec un certain risque probabiliste, l'accélération minimale qu'a subie un compartiment rocheux potentiellement instable, en fonction de son « âge » (durée depuis laquelle il est en situation d'instabilité potentielle).

Cet âge a été appréhendé grâce à un modèle símple d'érosion de versant, basé sur les fréquences d'éboulement (Hantz et al., 2002 ; Hantz et Frayssines, 2005). Ce modèle permet de montrer que la durée de vie moyenne des masses rocheuses éboulées dépend de leur volume (les plus gros volumes ayant statistiquement une durée de vie plus longue). Pour chaque éboulement étudié, nous avons ainsi pu estimer, en fonction de son volume, la durée la plus probable pendant laquelle la masse rocheuse potentiellement instable a été soumise aux accélérations sismiques. Nous avons ensuite déterminé, à partir du zonage sismique de la France, l'accélêration ayant une probabilité de 95 % d'être dépassée sur cette durée. Il est donc possible d'estimer par défaut le degré de stabilité passé des masses rocheuses éboulées et d'appréhender son évolution au cours du temps.

Durée de vie moyenne des masses rocheuses

2

L'évaluation de la durée de vie moyenne des masses rocheuses est basée sur un modèle d'érosion par ébou-



FIG.1 Fréquence cumulée d'éboulement f en fonction du volume V (équation 1) et taux volumique d'éboulement (équation 2). Pour les falaises calcaires de l'agglomération grenobloise, a = 1122 et b = 0.55. Cumulated rock fall frequency f as a function of the rock fall volume V (équation 1), and volumetric rock fall rate (equation 2). For the limestone cliffs of the Grenoble area, a = 1,122 et b = 0.55

lement, établi à partir de l'analyse d'inventaires d'éboulements (Hantz et Frayssines, 2005). L'analyse d'un certain nombre d'inventaires d'éboulements (Wieczorek, 1992 ; Hungr et al., 1999 ; Vengeon et al., 2001 ; Dussauge-Peisser et al., 2002) a montré que la distribution des volumes d'éboulement dans une zone homogène obéit à une loi puissance (Fig. 1). Dans l'équation 1 de la figure 1, f représente la fréquence d'éboulements (nombre d'éboulements par siècle) de volume supérieur à V. l'analyse d'inventaires portant sur des zones différentes, montre que le paramètre a dépend fortement du contexte géologique et géomorphologique, alors que b est toujours voisin de 0,5. Cette loi permet, par intégration, de calculer le taux volumique d'éboulement W, (volume éboulé par siècle), qui dépend du volume d'éboulement maximal possible V (Hantz et al., 2002). Il est donné par l'équation 2 dans la figure 1. Connaissant la surface totale S de la falaise considérée dans l'inventaire, on peut en déduire le taux d'érosion par éboulement E (vitesse moyenne de recul de la falaise) : E = W/S.

Une intégrale du même type que celle de l'équation 2 (Fig. 1) permet de calculer le taux volumique d'éboulement W, correspondant à une classe de volume (V₁, V₁₊₁) (Hantz et al., 2002).

A un instant donné, la surface de falaise A, constituée de cicatrices d'éboulements de la classe (V_i, V_{i+1}) est égale à W_i/E , comme on peut le voir sur la figure 2, dans laquelle, pour simplifier, les éboulements d'une même classe ont tous le même volume (V1, V2 ou V3).

On peut définir le taux de renouvellement de la surface A, par le rapport entre la surface de cicatrice B. qui apparaît chaque siècle (représentée en trait gras sur la figure 3 pour la classe de volume la plus petite) et A, Son inverse, A, / B, est égal à la durée de vie moyenne T_i des cicatrices de la classe (V_i , V_{i+1}), qui est aussi celle des compartiments rocheux de cette même classe. Pour chaque classe de volume, B, peut être déterminé par intégration à partir de la loi de distribution des surfaces de cicatrice. Celle-ci peut être déterminée à partir d'un inventaire comportant ces surfaces ou d'une corrélation entre le volume et la surface des éboulements (Frayssines, 2005).



temps. Conceptual two-dimensional models (view from above) with three rock fall volume classes (Vy, Vy, V3),

corresponding respectively to cliff surfaces A_1 , A_2 , A_3 . In the b configuration, the surfaces $\dot{A_1}$, $\dot{A_2}$, $\ddot{A_3}$ correspond to cliff sectors which vary with time.



FIG. 3 En supposant que les compartiments représentés s'éboulent en un siècle, la surface totale B₁ des cicatrices d'éboulements de la classe V_1 , qui apparaît chaque siècle, est représentée par les traits gras. La durée de vie moyenne d'une cicatrice est le rapport A1/B1. La configuration a' se distingue par une forme différente des compartiments.

Assuming the displayed compartments will fall in one century, the total surface B, of the rock fall scars for the volume class V_1 , which appears in one century, is represented by the thick lines. The average life expectancy of a scar is given by A1/B1. The configuration a' is different shaped by the form of the compartments.



grenobloise. Trait gras: falaises concernées par l'inventaire d'éboulements. Etoile: localisation des 3 éboulements analysés. Geological scheme of the Grenoble area. Bold

line : cliffs considered for the rock fall inventory. Star : location of the 3 analyzed rock slides.

Le modèle d'érosion par éboulements a été appliqué aux falaises calcaires de l'agglomération grenobloise, pour lesquelles un inventaire d'éboulements avait été réalisé par le service RTM de l'Isère (1996). Les falaises concernées sont représentées sur la figure 4. l'application de ce modèle suppose que ces falaises, constituées de calcaire massif, ont une vitesse de recul homogène dans l'espace, à une échelle de temps géologíque. Cette hypothèse est suggérée par la forme relativement rectiligne des lignes de crête. Les résultats obtenus, qui doivent être considérés comme des ordres de grandeur, sont présentés dans le tableau I. On constate que le taux de recul (taux linéaire d'érosion) est de l'ordre du km par million d'années, ce qui est compatible avec le recul de la limite orientale de la plate-forme urgonienne, qui est de l'ordre de 10 km en 10 millions d'années (Arnaud, 1979). Les âges obtenus seront confrontés aux résultats de datations par la méthode des isotopes cosmogéniques (Siame *et al.*, 2000).

Estimation probabiliste des accélérations sismiques

Pour estimer, de manière probabiliste, les accélérations sismiques qui ont affecté les falaises, nous avons utilisé l'étude réalisée par GEO-TER (2002) pour la révision du zonage sismique de la France. Cette étude, qui s'appuie sur les séismes historiques des mille dernières années, fournit pour un certain nombre de villes, des courbes taux de dépassement – accélération correspondant aux différentes zones sources possibles. En additionnant les taux correspondant à différentes zones sources, on peut obtenir la loi de fréquence cumulée des accélérations. Pour la ville de Grenoble, on obtient la loi suivante :

$$\log f = 2,65 \log a - 1,83$$
 (1)

f étant la fréquence (par année) des séismes d'accélération maximale supérieure à a (en m/s²). En admettant que l'occurrence des séismes obéit à une loi de Poisson, la probabilité P qu'une accélération de fréquence f ait été dépassée au moins une fois dans une période T est :

$$P(T) = 1 - e^{-fT}$$
 (2)

On peut donc affirmer avec un risque d'erreur de 5 %, qu'au moins une accélération de fréquence f, donnée par l'équation suivante, s'est produite pendant la période T :

$$1 - e^{-fT} = 0.95$$
 (3)

TABLEAU I Application du modèle d'érosion par éboulements aux falaises calcaires de l'agglomération grenobloise. Application of the rock fall erosion model to the limestone cliffs of the Grenoble area.

Classe de volume (m ³)	0-10-2	102-103	103-104	10 ⁴ -10 ⁵	105-100	10 ⁶ -10 ⁷
Période d'observation		1935-2000	1935-2000	1935-2000	1800-2000	1600-2000
Nombre d'éboulements		33	9	6	3	2
Fréquence observée (par siècle)		51	14	9	1.5	0.5
Fréquence moyenne calculée		65	18	5	1.5	0.6
Taux volumique d'érosion par classe de volume						
(m³/siècle)	10 893	19 807	55 825	157 336	443 433	$2,83\ 10^{6}$
Taux volumique d'érosion global			3 52	1 927		
Surface totale de falaise (m²)			24	106		
Taux linéaire d'érosion (m/siècle)			0,	15		
Surface moyenne de falaise affectée						
par des éboulements de volume compris	0,07 105	$0,1\ 10^{6}$	$0,4\ 10^{6}$	106	$3 10^{6}$	$19 \ 10^{6}$
entre V, and V ₁₊₁ (m ²)			000-000			2.61.2020
Taux d'apparition de cicatrices (m²/siècle)	27 264	14 240	21 677	33 000	50 235	150 769
Durée de vie moyenne des masses					00400	100100
potentiellement instables (ans)	272	948	1 755	3 249	6 015	12 812
Accélération subie avec une probabilité						
de 95 % (m/s²)	1,12	1,79	2,26	2,85	3,60	4,78





 Les taches chartes dans la talaise grise sont les cicatrices des éboulements de Chalimont (à gauche) et du Pas du Fouillet (à droite).
 The bright spots in the grey cliff are the scars of the Chalimont (left) and Pas du Fouillet (right) rock falls.

La valeur de l'accélération correspondant à cette fréquence est donnée par l'équation (1). Les valeurs des accélérations ayant affecté les falaises de l'agglomération grenobloise avec une probabilité de 95 %, sont données dans la dernière ligne du tableau I, pour les durées de vie correspondant à chaque classe de volume.



Nous avons analysé trois éboulements, qui se sont produits dans des falaises de calcaire urgonien du Vercors (Fig. 4) : l'éboulement de la Vierge du Vercors (117 m³), celui de Chalimont (48 m³) et celui du Pas du Fouillet (24 m³). Les deux derniers sont présentés sur la figure 5. Leur description détaillée a été faite par Frayssines (2005) et résumée par Frayssines et Hantz (2006). Les mécanismes de rupture étaient des glissements sur des diaclases, de pendage 80° vers le vide. Ces diaclases appartiennent à une des principales familles de discontinuités, qui correspond au plan moyen de la falaise et prédécoupe des écailles potentiellement instables. Celles-ci peuvent être délimitées latéralement par des joints appartenant à une seconde famille subverticale, perpendiculaire à la falaise, ou se terminer en biseau. Dans un profil vertical, elles sont interrompues vers le haut par des joints de stratification subhorizontaux et se terminent en biseau vers le bas (Fig. 6). Les glissements sont dus à la rupture de ponts rocheux, dont la surface représente moins de 1 %



Scheme of a rock slide. The bold line represents a rock bridge. W: weight of the block. N, T: normal and tangential reactions.

de la surface totale de la cicatrice, bien visible a posteriori grâce à la différence de couleur avec la surface patinée de la falaise, de couleur grise (Fig. 5). En dehors des ponts rocheux, les cicatrices sont couvertes d'une croûte de calcite indiquant que les diaclases étaient ouvertes avant le glissement. On peut donc considérer que les efforts étaient concentrés sur les ponts rocheux et que le glissement est dû à la rupture de la matrice calcaire qui les constituait. Des essais triaxiaux ont permis de déterminer le critère de rupture instantané du calcaire urgonien. Les valeurs obtenues sont données dans le tableau II.

Analyses en retour

Deux processus différents de dégradation ont été envisagés séparément : la dissolution du calcaire et la propagation instable de fissures, aboutissant à la rupture après un fluage tertiaire de durée égale à l'âge des compartiments. Dans la première hypothèse, nous avons négligé le fluage et considéré que la contrainte de cisaillement sur le pont rocheux au moment de la rupture était égale à la résistance au cisaillement instantanée de la roche, donnée par le critère de Mohr-Coulomb. De plus, nous avons pu estimer par défaut,

 TABLEAU II
 Caractéristiques mécaniques instantanées du calcaire urgonien.

 Instantaneous mechanical parameters of the Urgonian limestone.

Paramètre	Moyenne	Écart-type	Min	Max	Nombre d'essais
Résistance en compression uniaxiale (MPa)	142	21	93	177	8
Résistance en traction (MPa)	7	3	3	12	19
Cohésion (MPa)					3
$(0 \le \sigma_2 \le 10 \text{ MPa})$		23	3		triaxiaux
Angle de frottement	54	3			
Module d'Young (GPa)	68	7	59	77	6

l'effort résistant mobilisable au moment où le compartiment a été exposé à la surface de la falaise, suite à un éboulement antérieur, en considérant que celui-ci a résisté à l'accélération sismique calculée au paragraphe 3. Cet effort résistant initial était supérieur à l'effort résistant mobilisé lors de la rupture, la différence entre les deux étant due à la diminution de la surface des ponts rocheux par dissolution de la calcite. Dans la seconde hypothèse, la dissolution a été négligée, et nous avons considéré que la contrainte de cisaillement sur le pont rocheux à la rupture s'exerçait de manière permanente depuis un temps égal à la durée de vie moyenne des compartiments, estimée au paragraphe 2. Dans ce cas, la résistance au cisaillement instantanée a été estimée par défaut en considérant que le compartiment avait résisté à l'accélération sismique calculée au paragraphe 3.

5.1

Dégradation par dissolution

La condition de rupture est donnée par l'équation suivante, qui exprime l'équilibre limite des forces dans la direction du glissement (axe Y de la figure 6) :

$$W \sin \alpha = W \cos \alpha \tan \Phi + c S_{\pm}$$
 (4)

W étant le poids du compartiment, S_ la surface de pont rocheux au moment de la rupture, α l'inclinaison du plan de glissement, c et Φ la cohésion et l'angle de frottement du calcaire. Cette condition fournit une relation entre c et Φ . Hoek et Brown (1980) ont montré que la pente du critère de rupture de la roche intacte (à l'échelle de l'échantillon) est une caractéristique intrinsèque à la nature de la roche, contrairement à la résistance en compression simple, qui peut varier de manière importante d'un échantillon à l'autre d'une même roche, notamment en fonction de la microfissuration. A l'échelle du massif rocheux, la pente du critère est affectée par la fracturation, mais de manière moins sensible que la résistance en compression simple. Les ponts rocheux étant constitués de roche intacte, nous avons adopté pour Φ la valeur déterminée en laboratoire. Mais nous avons considéré que leur cohésion pouvait être affectée par un effet d'échelle, qui a été observé par plusieurs auteurs en comparant les résistances d'échantillons de tailles différentes (Goodman, 1989). Nous avons donc calculé les valeurs de c expliquant les ruptures à partir de l'équation (4). Ces valeurs sont données dans le tableau III. On constate que les cohésions obtenues sont 2 à 6 fois plus faibles que celles obtenues à l'échelle de l'échantillon. Cette différence peut être attribuée à un effet d'échelle, entre celles des ponts rocheux (de l'ordre de 10-1 m²) et des échantillons (de l'ordre de 10-3 m²), mais aussi par le fait que les ponts rocheux pourraient présenter une microfissuration plus importante que les échantillons (qui n'ont pas été prélevés dans des ponts rocheux).

Lorsque le compartiment a résisté à l'accélération a = kg calculée au paragraphe 3 (g étant l'accélération de la gravité), la condition suivante était remplie :

W $(\sin\alpha + k \cos\alpha) < W (\cos\alpha - k \sin\alpha) \tan\Phi + c S (5)$

La surface S de pont rocheux à cet instant inconnu peut donc être estimée par défaut à partir de cette inégalité. La surface de pont rocheux diminuant au cours du temps, la surface S, au moment où le compartiment a été exposé à la surface de la falaise est supérieure à S. L'inégalité (5) donne donc une estimation par défaut de la surface initiale S₁ de pont rocheux. Il est donc possible d'évaluer par défaut le taux de décroissance de cette surface et la vitesse linéaire de dissolution. Les valeurs obtenues pour les trois éboulements analysés sont données dans le tableau III. Elles sont compatibles avec les vitesses de dissolution données dans la littérature (de l'ordre de 0,01 à 0,1 mm/an).

5.2

Propagation instable des fissures

Le rapport de la contrainte de cisaillement active permanente sur la résistance instantanée du pont rocheux (charge de fluage) est donné par l'équation :

$$\sigma/\sigma_{i} = W \sin\alpha/(W \cos\alpha \tan\Phi + c_{i} S)$$
(6)

Comme précédemment, la cohésion instantanée, partiellement mobilisée lorsque l'accélération kg s'est produite, est déterminée par défaut à partir de l'inégalité (5), la surface S de ponts rocheux étant maintenant supposée constante au cours du temps. L'expression (6) donne donc une évaluation par excès du rapport σ/σ_{μ} , qui peut être comparée aux lois empiriques obtenues à partir d'essais de fluage tertiaire (Fig. 7). Une analyse des résultats publiés dans la littérature a été effectuée par Amitrano et Helmstetter (2006). Ces auteurs ont montré que les données expérimentales peuvent être ajustées par une loi exponentielle (équation 7) ou par une loi puissance (8) :

$$t_{\rm f} = t_0 \exp\left(-\alpha \,\sigma/\sigma_{\rm i}\right) \tag{7}$$

$$t_f = t_1 (\sigma/\sigma_i)^{-\beta}$$
(8)

Dans l'équation (8), t₁ représente le temps avant la rupture instantanée. Pour situer nos résultats par rapport à ceux obtenus en laboratoire, nous avons considéré uniquement les essais en compression uniaxiale ou quasiment uniaxiale ($\sigma_i = 0,1$ MPa), sur échantillons secs et à température ambiante. En effet, on peut esti-

TABLEAU III Principales données et résultats de l'analyse en retour de trois éboulements.

Main data and results of the back analysis of three rock falls.

Nom de l'éboulement	Vierge du Vercors	Chalimont	Pas du Fouillet
Volume (m ³)	117	48	24
Cohésion (MPa)	4	10	6
Surface ponts rocheux à la rupture (m²)	0,6	0,1	0,08
Surface initiale de ponts rocheux (m²)	> 0,98	> 0,14	> 0,11
Durée de vie du compartiment (ans)	948	272	272
Vitesse de dissolution (mm/an)	> 0,05	> 0,07	> 0.07
Charge de fluage σ/σ_i	0,78	0,85	0,85



mer que, dans les cas de rupture analysés, la contrainte principale mineure est toujours très faible ou négative. On peut estimer également que la roche constituant les ponts rocheux dans les falaises calcaires étudiées n'est, la plupart du temps, pas saturée. Sur la figure 7, sont représentées les lois puissance obtenues à partir d'essais effectués sur des granites par Kranz (1980) et Genevois et Prestinizi (1979). Les paramètres correspondants varient entre 0,85 et 142 pour t,, et entre 15 et 56 pour β (Frayssines, 2005). A partir d'un point obtenu par analyse en retour, il est possible d'estimer par excès le paramètre β, en considérant que t_a, le temps nécessaire pour obtenir la rupture lors d'un essai classique de laboratoire, est de l'ordre de 1 à 100 secondes. L'estimation de β par excès, obtenue à partir de l'éboulement de la Vierge du Vercors, est ainsi de 79 $(pour t_1 = 100 s)$ à 97 $(pour t_1 = 1 s)$. Notons qu'Amitrano et Helmstetter (2006) ont obtenu une valeur de β de 72 en compression uniaxiale et des valeurs allant jusqu'à 123 en compression triaxiale. On peut donc considérer que les valeurs par excès données par l'analyse en retour historique ne sont pas incompatibles avec celles déduites des essais en laboratoire, compte tenu de la dispersion importante de celles-ci.

La discordance importante entre les points de la figure 7 obtenus par analyse en retour et les lois ajustées sur les résultats de laboratoire peut s'expliquer par le fait que le rapport σ/σ_i a été surestimé, l'accélération sismique présumée étant nettement insuffisante pour mettre en évidence la véritable valeur de la cohésion instantanée. Cette discordance peut aussi être accentuée par le fait que les essais de laboratoire ont été effectués sur du granite et non sur du calcaire. Or le calcaire peut se déformer par dissolution-cristallisation, comme le montrent la schistosité et les stylolites. Ce processus, concurrent de la microfissuration, pourrait expliquer qu'une charge de fluage plus importante soit nécessaire pour obtenir la rupture du calcaire.

Néanmoins, les valeurs des paramètres de fluage que nous avons obtenues, permettent d'estimer par excès la durée de vie de compartiments rocheux sur une gamme de temps de l'ordre du millier d'années, beaucoup plus grande que celle investiguée par les essais de laboratoire. Dans le contexte du dimensionnement d'un ouvrage, une telle estimation n'est pas conservative et ne permet donc pas de garantir la sécurité. Mais dans celui de l'évaluation de l'aléa, elle permettrait de quantifier le délai dans lequel un éboulement peut être qualifié de très probable. Si ce délai est de l'ordre du siècle, l'aléa d'éboulement peut être qualifié de très élevé, ce qui peut justifier des travaux de sécurisation ou une interdiction de construire.



Conclusion

L'analyse en retour de la rupture, sur trois cas d'éboulement, a permis d'estimer la cohésion « en vraie grandeur » du calcaire urgonien, qui est en moyenne 3 fois plus faible que celle obtenue en laboratoire.

L'analyse en retour «historique » a permis d'appréhender quantitativement le problème de l'évolution temporelle de la stabilité. L'hypothèse d'une dégradation par dissolution du calcaire est compatible avec les vitesses données dans la littérature. L'hypothèse d'une propagation instable de la fissuration est compatible avec les données expérimentales et les complète en explorant un domaine temporel plus étendu (le millier d'années). La loi obtenue à partir des analyses en retour historiques permet d'estimer par excès, la durée de vie de compartiments rocheux sur une gamme de temps de l'ordre du millier d'années, beaucoup plus grande que celle investiguée par les essais de laboratoire. Une telle estimation par excès ne permet pas de garantir la sécurité d'un ouvrage, mais elle permettrait, dans certains cas, de justifier des travaux de sécurisation ou une interdiction de construire. Une meilleure connaissance du comportement des roches en fluage tertiaire est nécessaire pour améliorer cette estimation.

Il convient cependant de rappeler qu'une analyse géomécanique prenant en compte les ponts rocheux n'est possible que lorsque ceux-ci sont connus, ce qui est rarement le cas. Cette considération souligne les limites actuelles de l'approche géomécanique dans l'évaluation de l'aléa (Hantz, 2001) et la nécessité de poursuivre les recherches sur l'application des méthodes de prospection géophysique à la reconnaissance des parois rocheuses. Des premiers résultats intéressants ont été obtenus en utilisant le géoradar pour détecter des fractures ouvertes dans des falaises calcaires (Dussauge-Peisser *et al.*, 2003 ; Deparis *et al.*, à paraître).

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient les organismes qui ont contribué au financement de ces travaux : le département de l'Isère (Pôle grenoblois Risques naturels), la Région Rhône-Alpes, l'Union européenne (projets InterregIIIA « Rockslidetec » et InterregIIIB « ClimChAlp »).

Bibliographie

- Amitrano D., Helmstetter A. Brittle creep, damage and time to failure in rocks. J. Geophys. Res., 111, B11201, doi: 10.1029/2005JB004252, 2006.
- Arnaud H. Paleogeography of the Urgonian limestones of the Southern France. *Géobios*, Mémoire spécial 3, 1979, p. 363-383.
- Atkinson B.K. Subcritical crack growth in geological materials. J. Geophys. Res., 89, 1984, p. 4077-4114.
- Delannoy J.J. Le Vercors : un massif de la moyenne montagne alpine. *Karstologia* 3, 1984, p. 34-35.
- Deparis J., Garambois S., Hantz D. (à paraître) – On the potential of Ground Penetrating Radar to help rock fall hazard assessment of a limestone scale. Accepté par Engineering Geology.
- Dussauge-Peisser C., Helmstetter A., Grasso J.R., Hantz D., Jeannin M., Giraud A. – Probabilistic approach to rock fall hazard assessment: potential of historical data analysis. Natural Hazards and Earth System Sciences, 2, 2002, p. 15-26.
- Dussauge-Peisser C., Wathelet M., Jongmans D., Hantz D., Couturier B., Sintes M. – Investigation of a fractured limestone cliff (Chartreuse Massif, France) using selsmic tomography and ground penetrating radar. *Near Surface Geophysics*, 2003, p. 161-170.
- Frayssines M. Contribution à l'évaluation de l'aléa éboulement rocheux. Mémoire de thèse, UJF, 2005.
- Frayssines M., Hantz D. Failure mechanisms and triggering factors in calcareous cliffs of the Subalpine Ranges (French Alps). *Engineering Geology*, 86, 2006, p. 256-270.
- Genevois R., Prestininzi A. Time-dependent behaviour of granitic Rocks related to their alteration grade. *Proc. 4th*

Congr. of the Int. Soc. for Rock Mechanics, Montreux, 1979.

- GEO-TER Révision du zonage sismique de la France, étude probabiliste. Rapportn° GTR/MATE/0701-150, 2002.
- Goodman R. Introduction to rock mechanics. Wiley, 1989.
- Gunzburger Y., Merrien-Soukatchoff V., Guglielmi Y. – Influence of daily surface temperature fluctuations on rock slope stability: Case study of the Rochers de Valabres slope (France). Int. Journ. of Rock Mechanics and Mining Sciences, 42 (3), 2005, p. 331-349.
- Hantz D. Ingénierie des pentes rocheuses naturelles et artificielles. Les Techniques de l'industrie minérale, n° 10, Les progrès dans la maîtrise des mouvements de terrain, 2001, p. 66-75.
- Hantz D., Dussauge-Peisser C., Jeannin M., Vengeon J.M. – Danger d'éboulements rocheux : de l'opinion d'expert à une évaluation quantitative. Symp. Geomorphology : from expert opinion to modelling, Strasbourg, 26-27/04/02, 2002, p. 115-122.
- Hantz D., Vengeon J.M., Dussauge-Peisser C. – An historical, geomechanical and probabilistic approach to rock-fall hazard assessment. *Natural Hazards* and Earth System Sciences, 3, 2003, p. 693-701.
- Hantz D., Frayssines M. The relation between rock fall frequency and erosion rate. *Geophysical Research Abstracts*, vol. 7, 04112, 2005.
- Hoek E., Brown E.T. Underground Excavations in Rock. The Institution of Mining and Metallurgy, Londres, 1980.
- Hungr O., Evans S. G., Hazzard J. Magnitude and frequency of rock falls along the main transportation corridors of southwestern British Columbia, *Canadian Geotechnical Journal*, 36, 1999, p. 224-238, 1999.

- Kemeny J. The time-dependent reduction of sliding cohesion due to rock bridges along discontinuities: a fracture mechanics approach. Rock Mech. Rock Engin. 36 (1), 2003, p. 27-38.
- Kranz R. The effect of confining pressure and difference stress on static fatigue of granite. J. Geophys. Res., 85, 1980, p. 1854–1866.
- Kupper M. Les vitesses d'érosion du calcaire. Étude de processus actuels sous différents climats. Thèse, Liège, 1981.
- Lama R.D., Vutukuri V.S. Handbook on Mechanical Porperties of Rocks, Testing Techniques and Results. Ed. Trans Tech Publications, 1978.
- Rovera G. L'éboulisation des corniches de calcaire urgonien dans le massif de la Grande Chartreuse. Environnements périglaciaires, XXII-4, 1997, p. 13-27.
- RTM Inventaire des mouvements rocheux, Secteur de l'Y grenoblois. Rapport du Service de restauration des terrains en montagne de l'Isère, Grenoble, France, 1996.
- Siame L.L., Braucher R., Bourlès D.L. Les nucléides Cosmogéniques cosmogéniques produits in situ : de nouveaux outils en géomorphologie quantitative. Bulletin de la Société Géologique géologique de France, 171 (4), 2000, p. 383-396.
- Vengeon J.M., Hantz D., Dussauge C. Prédictibilité des éboulements rocheux : approche probabiliste par combinaison d'études historiques et géomécaniques. *Revue française de géotechnique*, n° 95/96, 2001, p. 143-154.
- Wieczorek G.F., Snyder J.B., Alger C.S., Isaacson K.A. – Yosemite historical rockfall inventory. US Geol. Surv. Open File Report, 92-387, 38, 1992.
Vers un modèle probabiliste pour la formation de réseaux de fissures dans les roches lors de l'injection de CO₂

Résumé

Le stockage géologique de CO_2 est une des solutions pour diminuer la concentration de gaz à effets de serre. L'éventuelle fuite de CO_2 vers la surface est associée à la perméabilité des roches de couverture et par ce biais peut être reliée à son état de fissuration. Un modèle probabiliste qui prend en compte l'hétérogénéité du matériau est proposé. La propagation de fissures isolées est discutée et la possibilité de formation de réseaux de fissures est analysée. L'interaction entre les fractures est prise en compte en considérant des zones d'obscurcissement correspondant aux effets d'écran créés par chaque fracture.

Mots-clés: stockage géologique de CO₂, fracturation des roches, approches probabilistes, modèle de Weibull.

Towards a probabilistic model for the formation of crack networks in rocks

Abstract

Injection of CO_2 into geologic formations is being practiced today to decrease the greenhouse gas effect, but it is not yet possible to predict with confidence storage volume, formation integrity and long term reliability. Potential CO_2 leakage towards the surface is associated with the cracking state of caprocks through the permeability-fracturing state relationship. A probabilistic method based on the initial distribution of defects is proposed to describe different aspects of the formation of crack networks in rocks under CO_2 injection conditions. Propagation of single cracks is discussed by studying the stress intensity factor variation and the possibility of crack network formation is shown. The interaction between cracks is modelled by considering obscuration zones corresponding to shielding effects created by each crack.

Key words: CO_2 geologic disposal, rock fracturing, probabilistic approach, Weibull model.

M. SEYEDI

BRGM Service Aménagement et Risques naturels 3, av. Claude Guillemin 45060 Orléans Cedex 2 m.seyedi@brgm.fr

F. HILD

LMT-Cachan, ENS de Cachan CNRS UMR 8535 Université Paris 6 61, av. du Président Wilson 94235 Cachan Cedex

> NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} novembre 2007.

Introduction

Le stockage de CO_2 dans les formations géologiques profondes telles que les nappes aquifères salines ou les réservoirs de pétrole déplétés est une des solutions pour diminuer l'effet de la pollution par le CO_2 et aussi pour améliorer la rentabilité de la production de pétrole dans le second cas. Actuellement, la stabilité et la sûreté à long terme du stockage de CO_2 dans les formations géologiques profondes sont probablement le défi le plus important car cet aspect a un impact fort sur l'opinion publique.

La concentration de CO, en surface peut être très dangereuse (Le Guren et Sigvaldason, 1989; Farrer et al., 1995; Williams 1995). Le désastre de Lake Nyos en est peut-être l'exemple le plus tristement célèbre. La nuit du 21 août 1986, une masse très importante de CO, a été émise de Lake Nyos, un lac volcanique au Cameroun. Une concentration mortelle de gaz a été observée à une altitude de 120 m au-dessus de la surface du lac. La quantité totale de gaz mortel a pu être estimée à 1,3 km³. Le gaz a tué plus de 1700 personnes dans un endroit fortement peuplé et tous les animaux jusqu'à une distance de 14 km. L'hypothèse la plus plausible pour expliquer cette catastrophe est une émission brutale et violente de CO, causée par la saturation du lac par du CO, d'origine volcanique (Holloway, 2005). La possibilité d'un accident similaire, causé par une fuite de CO₂ à partir d'un réservoir souterrain doit être étudiée. Il faut noter que les particularités topographiques de Lake Nyos ont favorisé la concentration du gaz évacué, ce qui peut donner un caractère singulier à cette tragédie. Pourtant, Cox et al. (1996) ont noté qu'une rupture importante au bord du puits produite vers la fin du processus d'injection, quand la pression dans le réservoir est relativement élevée, peut créer un danger de développement d'un nuage épais de CO, à la surface.

Des études récentes ont mis en évidence la possibilité d'apparition d'une rupture mécanique à l'interface réservoir – couverture (Rutqvist *et al.*, 2002 ; Rutqvist et Tsang, 2005). La diminution de la contrainte effective (au sens de la mécanique des sols) dans cette zone peut engendrer la fracturation de la roche. Cette diminution de la contrainte effective est liée à l'augmentation de la pression de la phase fluide (liquide et gazeuse) due à l'injection de CO₂. Plusieurs relations existent dans la littérature entre la pression de la phase fluide, π , et le tenseur de contrainte effective σ' . L'équation (1) en est un exemple (Dangla et Coussy 1998):

$$\sigma' = \sigma - b\pi I$$
 avec $\pi = (1 - S_w) \cdot p_g + S_w \cdot p_w - \frac{2}{3} \int_{S_w}^{1} p_c(\tau) d\tau$ (1)

où p_g est la pression de gaz, p_w la pression de liquide, $p_c = \dot{p}_g - p_w$ la pression capillaire, et I le tenseur unité. σ désigne le tenseur de contrainte totale, S_w la saturation en liquide et b le coefficient de Biot.

L'éventuelle fuite de CO_2 vers la surface est associée à la perméabilité du massif rocheux qui entoure le réservoir et par ce biais est reliée à son état de fracturation. Cette influence directe de l'état de fracturation (endommagement) du massif sur la capacité à stocker et la sûreté du réservoir nécessitent la mise en œuvre de modèles appropriés pour modéliser la formation et la propagation de réseaux de fractures dans les massifs rocheux ainsi que l'établissement des relations permet-

tant de relier chaque état d'endommagement du massif à sa perméabilité.

L'endommagement par fissuration est le principal processus dissipatif associé au comportement inélastique et à la rupture des roches (quasi) fragiles. Dans ce cas, la déformation irréversible se manifeste par la dégradation progressive du matériau quand les microfissures s'amorcent et se propagent à « petite échelle » et coalescent pour initier des macrofissures à une échelle beaucoup plus grande. Le mécanisme de rupture dans les zones endommagées est de l'amorçage et de la propagation de fissures et de fractures.

Une revue bibliographique révèle une quantité relativement importante de travaux réalisés sur l'endommagement des roches profondes et sur les relations endommagement-perméabilité principalement en vue de la modélisation du stockage profond de déchets nucléaires. Il s'agit principalement d'endommagement sous confinement, vu l'absence de sollicitations en traction et la nature du problème. Des études expérimentales ont montré que différents mécanismes peuvent être à l'origine de l'amorçage et de la propagation de fractures sous des contraintes de compression (Souley et al., 2001). Les mécanismes concernés incluent le glissement le long des faces de fissures préexistantes ou de grains, l'écrasement de pores, le mouvement de dislocations, etc. Afin de décrire ces mécanismes, plusieurs modèles micromécaniques de rupture ont été développés. La caractéristique principale des modèles micromécaniques est leur capacité à décrire l'évolution des microfissures au niveau de la microstructure de la roche

Par ailleurs, des modèles anisotropes d'endommagement ont aussi été développés. Ils sont basés sur des principes thermodynamiques et utilisent une variable interne pour caractériser l'état d'endommagement de la roche. En effet, l'amorçage de microfissures affecte les propriétés mécaniques du matériau. Différentes méthodes ont été développées afin d'évaluer des paramètres élastiques d'un solide fissuré. Parmi cellesci, les modèles dits « autocohérents » et le schéma différentiel (Budiansky et O'Connell, 1976 ; Hashin, 1988) sont les plus utilisés. Les principaux ingrédients de chaque modèle micromécanique sont le critère d'amorçage des fissures, les lois de propagation et l'évaluation de l'effet de la création de microfissures sur la souplesse du matériau. L'avantage essentiel de ces modèles est leur capacité à décrire l'amorçage et la propagation de microfissures à une échelle appropriée. Cependant, l'implantation numérique de ces modèles n'est pas toujours facile surtout pour des problèmes 3D.

Récemment une troisième voie, que l'on peut appeler « approche phénoménologique enrichie », a été développée (Halm et Dragon, 1996 ; Homand-Étienne *et al.*, 1998 ; Hoxa et Homand, 1999). Des approches essentiellement basées sur les travaux de Kachanov (1994) peuvent également être utilisées pour calculer des propriétés effectives d'un solide fissuré. Ainsi, un modèle anisotrope a été proposé par Shao *et al.* (1999) pour décrire l'endommagement dans les roches.

D'un point de vue pratique, l'étude de la sûreté d'un stockage géologique de CO_2 consiste à déterminer les marges de sécurité dont on dispose pour une pression d'injection donnée. Ceci entraîne inévitablement la détermination de la pression limite pour chaque site de stockage. Cette pression limite, d'une part, doit être assez élevée pour permettre l'injection de quantités importantes de gaz et, d'autre part, ne pas mettre en péril l'intégrité de la roche de couverture. La prise en compte de l'hétérogénéité de la roche avec en particulier la présence de microfractures et de fissures, est un point important dans la démarche adoptée dans le présent travail pour déterminer cette pression limite. Pour ce faire, nous nous sommes limités, dans le cadre de cet article, à l'étude de la formation de réseaux de fractures en mode I, c'est-àdire la rupture en mode d'ouverture.

Il est important de noter qu'une étude complète de l'intégrité d'un stockage géologique de CO, doit prendre en compte les effets des couplages hydromécaniques, les variations de température et des processus géochimiques sur le comportement des formations de couverture. Dans le cadre de cet article, la formation des réseaux de fractures dans la roche de couverture, considérée comme un matériau hétérogène, sous le seul effet mécanique de la surpression engendrée par l'injection de gaz, est étudiée.

La rupture de la roche est un phénomène généralement aléatoire. La contrainte de rupture présente une dispersion et sa valeur moyenne diminue quand le volume de l'échantillon augmente. L'effet de cette dispersion sur la capacité du site à stocker le gaz doit être pris en compte. Les modèles probabilistes permettent de prendre en compte l'effet de l'hétérogénéité de la roche sur son état d'endommagement. L'hétérogénéité du massif rocheux est représentée par la présence de fissures initiales réparties de manière aléatoire dans le massif. Ces dernières sont à l'origine de l'amorçage de fissures entraînant la rupture. Un modèle probabiliste basé sur un processus ponctuel de Poisson de microfissures (Gulino et Phoenix, 1991 ; Jeulin, 1991), sites potentiels d'amorçage des fissures, est utilisé pour décrire ce caractère aléatoire en reliant la microstructure du matériau à son comportement macroscopique.

Les différents aspects de la propagation de fissures isolées sont étudiés, et la possibilité d'arrêt est évaluée. La formation de réseaux de fissures est ensuite traitée. L'amorçage de chaque fissure modifie le champ de contraintes dans son voisinage, et des zones de relaxation et d'amplification de contraintes sont créées. L'effet d'écran peut être expliqué en considérant l'influence des zones de relaxation de contraintes sur l'amorçage d'autres fissures. L'éventuelle interaction entre les fissures amorcées et les autres sites d'amorçage est modélisée en introduisant une probabilité d'écrantage pour chaque site d'amorçage.

2 Conditions d'amorçage de fissures

2.1

Rappel de mécanique de la rupture

La mécanique de la rupture propose une solution pour estimer la valeur des paramètres qui gouvernent le comportement des fissures, c'est-à-dire leur amorçage, propagation et arrêt. Trois types de variables caractérisent la perturbation du champ de contraintes due à la présence d'une fissure : les facteurs d'intensité des contraintes, les intégrales de contour et le taux de restitution d'énergie. Considérant la commodité de calcul du facteur d'intensité des contraintes K, nous l'utilisons, dans le cadre du présent travail, pour étudier le comportement des fractures dans un massif rocheux. Les facteurs d'intensité des contraintes caractérisent l'intensité du champ des contraintes à la pointe de la fissure. Si l'on connaît leur valeur, ils permettent de déterminer complètement les champs de contraintes singuliers ou de déplacements associés dans la structure fissurée, considérée comme élastique. Inversement, si l'on connaît les expressions des composantes non nulles des contraintes et des déplacements, on peut déterminer les facteurs d'intensité des contraintes pour les trois modes d'ouverture de fissure (Fig. 1a) par les expressions suivantes qui sont valables pour les milieux fissurés plans :

$$K_{\mathrm{II}} = \lim_{r \to 0} (\sigma_{22}\sqrt{2\pi r}) = \lim_{r \to 0} \left(\frac{\mathrm{E}}{\mathrm{8H}_{\mathrm{V}}} \sqrt{\frac{2\pi}{\mathrm{r}}} [\mathrm{u}_{2}] \right)$$

$$K_{\mathrm{II}} = \lim_{r \to 0} (\sigma_{12}\sqrt{2\pi \mathrm{r}}) = \lim_{r \to 0} \left(\frac{\mathrm{E}}{\mathrm{8H}_{\mathrm{V}}} \sqrt{\frac{2\pi}{\mathrm{r}}} [\mathrm{u}_{1}] \right)$$

$$K_{\mathrm{III}} = \lim_{r \to 0} (\sigma_{13}\sqrt{2\pi \mathrm{r}}) = \lim_{r \to 0} \left(\frac{\mathrm{E}}{\mathrm{8(1+\upsilon)}} \sqrt{\frac{2\pi}{\mathrm{r}}} [\mathrm{u}_{3}] \right)$$
(2)

avec $H_v = 1$ en contraintes planes et $H_v = 1 - v^2$ en déformations planes. Dans l'équation (2), K_P, K_{II} et K_{III} sont les facteurs d'intensité des contraintes (FIC), E le module d'élasticité, v le coefficient de Poisson, $[u_i]$ la discontinuité de champ de déplacements selon l'axe i et r la distance entre chaque point et la pointe de fissure (Fig. 1b).

Dans la suite, nous ne considérons que le mode I d'ouverture et le facteur d'intensité des contraintes est considéré comme le pilote d'amorçage et de propagation des fissures.

2.2

Hypothèses

Deux phases peuvent être distinguées lors d'un processus de stockage de CO_2 . Pendant la phase d'injection, la pression du gaz augmente et atteint sa valeur maximale à la fin de l'injection. En négligeant la fuite diffuse de gaz et sa dissolution dans la phase liquide sur une échelle de temps relativement courte, on peut considérer que la pression reste constante pendant la seconde phase, c'est-à-dire le stockage. La question que l'on se pose est d'étudier l'effet de cette augmentation de pression sur l'équilibre mécanique du massif et de savoir comment les réseaux de fractures peuvent évoluer suite à l'injection de gaz.

Afin d'expliquer la formation de fissures, on suppose que toutes les fissures s'amorcent sur des défauts préexistants, modélisés par des fissures possédant une taille donnée. Autrement dit, le début de la propagation est considéré comme l'amorçage. Dans ce cadre, l'amorçage de fissures est limité à la phase d'injection et aucune fissure ne pourra s'amorcer pendant la seconde phase. Toutefois, des fissures amorcées peuvent continuer à se propager.

Le modèle de Weibull est largement utilisé pour étudier la dégradation et la rupture des matériaux à comportement fragile (Weibull, 1939) ou quasi fragile (Daniels, 1944; Coleman 1958; Hild *et al.*, 1994). Lors de la rupture d'une éprouvette de roche, on peut considérer que c'est la rupture du défaut le plus critique, la rupture locale, qui entraîne la rupture de la structure, donc la rupture globale. Autrement dit, la rupture du maillon le plus faible entraîne la rupture de la chaîne



(la structure). Dans le cadre de l'hypothèse du maillon le plus faible (Freudenthal, 1968), la probabilité de rupture globale P_F d'un domaine Ω est reliée à la probabilité de chaque élément Ω_0 de surface S_o, P_{FO} par :

$$P_{\rm F} = 1 - \exp\left[\frac{1}{S_0} \int_{\Omega} \ln(1 - P_{\rm F0}) d\Omega\right]$$
(3)

La probabilité cumulée de la rupture locale $\rm P_{F0}$ peut être écrite à partir d'une loi de Weibull (1951) :

$$\ln(1 - P_{F0}) = -\left(\frac{\langle \sigma_1 - \sigma_u \rangle}{\sigma_0}\right)^m$$
(4)

où o, est la contrainte principale maximale dans l'élément considéré, $\langle x \rangle$ la partie positive de x ($\langle x \rangle = x$ si $x \ge 0$ et $\langle x \rangle = 0$ sinon), m le paramètre de forme (paramètre de Weibull), $S_0 \sigma_0^m$ le paramètre d'échelle et σ_{i} un paramètre seuil. Si l'on prend σ_{i} = 0, les équations (3) et (4) représentent un modèle de Weibull à deux paramètres. D'un point de vue physique, P_{FO} représente la probabilité de trouver un défaut critique dans un domaine Ω_0 . Cette probabilité est reliée à une distribution de défauts caractérisée par une densité de probabilité fo. La distribution initiale de défauts, fou dépend de paramètres morphologiques du défaut ; tout d'abord sa taille a, ensuite son orientation qui peut être définie par un vecteur normal unitaire n et enfin d'autres paramètres morphologiques qui sont décrits par w. Pour un niveau de chargement donné, la population de défauts existants peut être séparée en deux parties. La première, D_c contient les défauts critiques. La seconde, D_{pc}, contient les défauts qui ne sont pas critiques pour ce niveau de contrainte. La probabilité cumulée de la rupture P_{FD}(Q) pour un chargement de niveau Q s'écrit (Hild et Marquis, 1995) :

$$P_{F_0}(Q) = \int_{D_e(Q)} f_0(a, \underline{n}, w) dad\underline{n} dw$$
(5)

En utilisant cette définition, la valeur de P_{F0} peut varier entre 0 ($D_c = \emptyset$: aucun défaut critique) et 1 ($D_c =$ D : tous les défauts sont critiques). Dans le cadre de la présente étude, tous les défauts sont considérés comme des fissures. Chacun de ces défauts peut commencer à se propager si sa valeur correspondante de FIC dépasse la ténacité de la roche.

En supposant que l'hypothèse du maillon le plus faible (Freudenthal, 1968) peut être appliquée à la rupture de roches, un modèle de Weibull (1951) à deux paramètres peut être utilisé pour représenter la dispersion des résultats expérimentaux et l'équation (4) s'écrit dans le cas d'un problème plan :

$$P_{\rm F} = 1 - \exp\left[-\left(\frac{H_{\rm m}S}{S_0}\right)\left(\frac{\sigma_{\rm F}}{\sigma_0}\right)^{\rm m}\right] \tag{6}$$

où P_F est la probabilité de rupture, H_m le facteur d'hétérogénéité des contraintes (Hild *et al.*, 1992) dont l'expression sera précisée plus bas, S la surface sollicitée, $S_0\sigma_0^m$ le paramètre d'échelle de Weibull, σ_F la contrainte à rupture et m le module de Weibull. Mathématiquement, le modèle de Weibull peut être décrit par un processus ponctuel de Poisson (Gulino et Phoenix, 1991 ; Jeulin, 1991) d'intensité λ_r (σ_r) :

$$\lambda_{t}(\sigma) = \frac{1}{S_{0}} \left(\frac{\langle \sigma \rangle}{\sigma_{0}} \right)^{m}$$
(7)

où λ_i est la densité des défauts activables, m le module de Weibull, <•> la partie positive et σ_0 un paramètre d'échelle lié à une surface de référence S_0 . La probabilité P de trouver N = n défauts activables dans un domaine Ω de surface S soumis à un chargement uniforme suit une loi de Poisson :

$$P(N = n) = \frac{[\lambda_{i}(\sigma_{i})S]^{n}}{n!} \exp[-\lambda_{i}(\sigma)S]$$
(8)

En faisant l'hypothèse du maillon le plus faible, la probabilité de rupture P_F est égale à la probabilité de trouver au moins un défaut critique dans un domaine Ω de surface S (Hild, 2001) :

$$P_{\rm F} = P(N \ge 1) = 1 - P(N = 0) = 1 - \exp\left[-\frac{S}{S_0} \left(\frac{\langle \sigma \rangle}{S_0}\right)^m\right]$$
(9)

L'équation (9) est identique aux équations (3) et (4) pour un domaine Ω soumis au chargement uniforme. Notons que dans le cadre du modèle de Poisson-Weibull, les sites potentiels de rupture sont considérés comme des points avec une répartition aléatoire. C'est ce modèle qui sert de base à la description de la formation de réseau ; les paramètres pouvant, par exemple, être identifiés à partir d'essais où l'hypothèse du maillon le plus faible s'applique (Denoual et Hild, 2000).

Pour une fissure donnée de la taille a et en mode I, l'expression du facteur d'intensité des contraintes (équation (1)) peut être réécrite de la manière suivante :

$$K = Y\sigma\sqrt{a}$$
(10)

où Y est un paramètre adimensionnel et σ la contrainte appliquée. Une fissure peut commencer à se propager, une fois que K dépasse la valeur de la ténacité de la roche K_{IC}. La contrainte d'amorçage σ_i de chaque fissure peut être donc reliée à sa taille par :

$$\sigma_i = \frac{K_{IC}}{Y\sqrt{a}}$$
(11)

La réponse mécanique à l'échelle du réservoir n'est pas le sujet du présent travail. Afin de pouvoir analyser les conditions d'amorçage de fissures au bord des puits d'injection et dans la couverture par des solutions analytiques, on idéalise leur géométrie par un cylindre creux soumis à une pression interne (Fig. 2). Dans cette modélisation, la couverture est considérée comme un cylindre entourant le réservoir. L'effet de la pesanteur n'étant pas pris en compte, la modélisation ne considère que la traction engendrée dans la couverture par l'injection de gaz. Dans ce cadre, la surpression engendrée par l'injection de gaz est modélisée comme une pression appliquée sur la surface interne du cylindre, c'est-à-dire sur l'interface réservoir – couverture. Dans ce cas le champ des contraintes s'écrit :

$$\sigma_{rr} = \frac{p_{int}R^2}{Q^2 - R^2} \left(1 - \frac{Q^2}{r^2}\right)$$

$$\sigma_{\theta\theta} = \frac{p_{int}R^2}{Q^2 - R^2} \left(1 + \frac{Q^2}{r^2}\right)$$

$$\sigma_{zz} = 2v \frac{p_{int}R^2}{Q^2 - R^2}$$
(12)

où p_{int} est la pression interne, R et Q les rayons interne et externe, r la coordonnée radiale et v le coefficient de Poisson. Connaissant le champ de contrainte, on peut calculer le facteur d'hétérogénéité des contraintes H_m. Ce dernier caractérise l'effet de l'hétérogénéité du champ des contraintes (Hild *et al.*, 1992) sur la probabilité cumulée de la rupture (H_m = 1 quand un domaine est sollicité en traction pure). En considérant que la contrainte orthoradiale est la principale responsable de la fissuration (car la seule positive, en traction), H_m est calculé de la manière suivante :

$$H_{m} = \frac{1}{S} \int \left(\frac{\sigma_{\theta\theta}(r)}{\sigma_{F}} \right)^{m} d\Omega$$
(13)

où d Ω = rdrd θ . L'équation (13) peut être intégrée en la développant en série limitée. Quand m est un nombre entier on a :

$$H_{m} = \frac{1}{\pi (Q^{2} - R^{2})} \left(\frac{1}{1 + (Q/R)^{2}} \right)^{m_{2}\pi} \int_{0}^{Q} \int_{R^{1}=0}^{m} \alpha_{i} \left(\frac{Q^{2}}{r^{2}} \right)^{1} r dr d\theta (14)$$

où $\boldsymbol{\alpha}_i$ est le coefficient du développement en série et s'écrit :

$$\alpha_i = \frac{m!}{(m-i)!i!}$$
(15)

Les valeurs de H_m en fonction de m et du rapport Q/R sont présentées sur la figure 3. Ces résultats montrent que lorsque Q/R tend vers 1, H_m tend aussi vers 1



Stress heterogeneity factor as a function of Q/R

for different Weibull moduli m.

FIG. 2 Réservoir ou puits d'injection idéalisés par un cylindre creux sous pression interne. Reservoir or injection well idealized as a hollow cylinder under internal pressure p_{int}.

et un champ de contraintes quasi uniforme existe. Par contre, quand Q/R augmente, le champ de contraintes devient plus hétérogène et la valeur de H_m diminue. Cette tendance s'amplifie quand m augmente.

Probabilité d'amorçage de fissures

L'équation (6) définit la probabilité d'amorcage guand l'hypothèse du maillon le plus faible est applicable. Si l'on remplace la valeur de H_m dans l'équation (6) par sa définition, on obtient la probabilité d'amorçage pour différents rapports Q/R et S/S₀ en fonction de la contrainte de rupture normée (Fig. 4). Pour une valeur donnée de m, H_m diminue quand Q/R augmente. Par conséquent, pour le même niveau de pression interne, la probabilité d'amorçage est plus faible pour les grands rapports Q/R. Quand H est proche de 1, tous les points sont sollicités de la même manière. Quand Q/R augmente, le champ de contraintes devient plus hétérogène, la probabilité de rupture diminue. Ce résultat met en évidence l'effet de l'épaisseur de la couverture par rapport à celui du réservoir sur le risque de fracturation de la couverture. L'augmentation de l'épaisseur de la couverture par rapport au réservoir diminue le risque de sa fracturation.

La figure 4b montre la variation de la probabilité de rupture en fonction de la contrainte de rupture pour différentes valeurs de S/S₀. Ce graphique illustre l'effet d'échelle sur la probabilité d'amorçage. Pour le même niveau de la pression, la probabilité d'amorçage augmente quand la surface sollicitée augmente.

Formation de réseaux de fissures

Dans ce paragraphe, on étudie tout d'abord la propagation d'une fissure isolée dans l'épaisseur du cylindre. Par cette analyse, on démontre qu'un réseau de fissures peut être formé suite à l'application d'une pression interne, si une fissure peut s'amorcer. Ensuite, un modèle probabiliste est introduit pour expliquer la formation de ces réseaux de fissures. Il est basé sur une extension du modèle de Poisson-Weibull introduit cidessus. En effet, il s'agira de prendre en compte l'interaction de fissures s'étant propagé avec des sites potentiels d'amorçage de nouvelles fissures.

Propagation d'une fissure isolée

Considérons une fissure débouchante sur le bord intérieur d'un cylindre creux soumis à une pression interne p_{int} . Le facteur d'intensité des contraintes est considéré comme le paramètre clé qui pilote la propagation de cette fissure. Pour étudier si une fissure se propage ou pas suite à une augmentation de p_{int} , la valeur de K est comparée à la ténacité de la roche K_{IC} pour différentes longueurs de fissure quand la pression intérieure augmente. Pour ce faire, des simulations par éléments finis ont été réalisées dont les résultats sont présentés sur la figure 5. Ces courbes montrent deux tendances différentes pour la variation du facteur d'intensité des contraintes en fonction de la taille de la fissure. Dans la première partie, l'effet de la taille de fis-



probabilité de rupture. a) Effect of the Q/R ratio on the initiation probability as a function of the normalized failure stress; b) effect of the S/S₀ ratio on the initiation probability as a function of the normalized failure stress.

sure par rapport au niveau de la contrainte appliquée est prépondérant et K augmente avec celle-ci. Par contre dans la seconde partie, l'effet de la diminution du niveau de contrainte appliquée à la fissure devient plus important que l'effet de l'augmentation de sa taille et K diminue en fonction de la taille de fissure. La figure 5 montre qu'une fissure peut s'amorcer dès lors que K atteint la ténacité (K_{1C}). La fissure se propage en augmentant la pression interne. Quand la pression intérieure arrive à sa valeur maximale, la fissure continue à se propager et s'arrête lorsque la valeur de K devient inférieure à K_{1C} .



Ces résultats montrent qu'une fissure isolée se propage jusqu'à une taille donnée pour laquelle la valeur du facteur d'intensité des contraintes devient inférieure à la ténacité de la roche. Quand une première fissure s'arrête, une autre peut s'amorcer sur un deuxième site d'amorçage. La deuxième fissure s'arrêtera à la même longueur que la première, une troisième fissure peut s'amorcer et ainsi de suite. Cela signifie qu'un réseau de fissures peut se former.



Modélisation probabiliste de la formation de réseaux de fissures

Supposons que toutes les fissures s'amorcent à partir de défauts initiaux répartis de manière aléatoire dans le massif. Un processus ponctuel de Poisson est considéré pour décrire la répartition des sites d'amorçage (§2.2). Parmi tous ces sites potentiels d'amorçage de fissure, seule une fraction va donner naissance à des fissures. Quand la valeur du facteur d'intensité des contraintes pour un défaut (une fissure) dépasse une valeur critique (K,c), la fissure commence à se propager (voir équation (11)). Quand une fissure est initiée, la présence de cette fissure crée une zone de relaxation de contraintes autour de celle-ci. Pour expliquer l'amorçage d'une fissure, il faut modéliser l'interaction des zones (donc le volume, la surface ou la longueur) affectées par la diminution de contrainte et les autres sites qui peuvent créer des fissures. Si le site se trouve dans une zone de relaxation des contraintes, la contrainte microscopique est inférieure à la contrainte macroscopique appliquée. Dans ce cas, ce site ne peut pas donner naissance à une nouvelle fissure.

Dans cette approche, la zone d'obscurcissement est la quantité-clé pour décrire la formation d'un réseau de fissures. La zone d'obscurcissement est définie comme une zone dans laquelle le niveau de contrainte est inférieur à la contrainte appliquée. Une série de simulations par éléments finis a été réalisée pour différentes configurations géométriques afin d'obtenir une estimation de la taille de cette zone au voisinage d'une fissure amorcée sur le bord d'un cylindre creux soumis à une pression interne. La forme de cette zone est représentée pour trois rapports différents de taille de fissures par rapport au rayon interne du cylindre sur la figure 6. Ces résultats montrent que la taille de la zone d'obscurcissement est proportionnelle à la taille de la fissure, elle-même proportionnelle à la pression interne imposée p et une fonction puissance est utilisée pour la représenter en première approximation :

$$Z_{\rm obs}(p) = \left(\frac{Ap}{\sigma_0}\right)^n$$
(16)

où Z_{obs} est la taille de la zone d'occultation, A une constante et n la dimension de l'espace (n = 1, 2 ou 3). La distribution de sites est divisée en deux parties et la densité moyenne de fissures initiées s'écrit :

$$\lambda_{\rm b}(p) = \lambda_{\rm t}(p) - \lambda_{\rm obs}(p) \tag{17}$$

où $Z\lambda_{b}(p)$ donne le nombre moyen de fissures dans une zone de mesure Z pour une pression appliquée inférieure ou égale à p. Les indices désignent la densité de fissuration (b), la densité de défauts écrantés (obs) et la densité totale de défauts activables (t).

Deux conditions doivent être satisfaites pour l'amorçage de nouvelles fissures. Il faut qu'un site se trouve dans la zone étudiée et que celui-ci ne soit écranté par aucune fissure. L'incrément de densité de fissures initiées s'écrit :

$$\frac{d\lambda_{\rm b}}{dp}(p) = \frac{d\lambda_{\rm t}}{dp}(p) \left[1 - P_{\rm obs}(p)\right] \text{ avec } \lambda_{\rm b}(0) = 0$$
(18)

où 1 – P_{obs} est la probabilité pour qu'aucune fissure n'écrante le site. La variable 1 – P_{obs} peut être divisée en une infinité d'événements définis par la probabilité de ne pas trouver de défaut dans la zone d'occultation $Z_{obs}(p)$ pour un niveau de pression p pendant un incrément de pression dp. Cet incrément de probabilité est décrit par un processus ponctuel de Poisson d'intensité d\lambda_/dp. Ces événements indépendants sont utilisés pour calculer P_{obs} :

$$P_{obs}(p_{int}) = 1 - \exp\left[-\int_{0}^{p_{int}} \frac{d\lambda_t}{dp}(p) Z_{obs}(p) dp\right]$$
(19)

On notera que la probabilité d'obscurcissement permet de définir l'état d'endommagement de la structure considéré. En effet, la fraction volumique des zones obscurcies (donc endommagée) est directement égale à cette quantité. Ceci permet de définir une variable d'endommagement (Kachanov, 1958 ; Lemaitre et Chaboche, 1978) associée au réseau étudié. De ce point de vue, on se rapproche d'études de matériaux à comportement quasi fragile (Daniels, 1944 ; Coleman, 1958 ; Hild *et al.*, 1994).

Au début du chargement, il y a peu d'interaction entre les fissures créées et $\lambda_{b}(p) \approx \lambda_{t}(p)$, mais au fur et à mesure que davantage de fissures s'amorcent, l'interaction entre les fissures devient de plus en plus



Evolution de la zone de relaxation des contraintes orthoradiales au voisinage d'une fissure. a) a/R = 0,1; b) a/R = 0,2; c) a/R = 0,4.

Change of the obscuration zone around a crack for different sizes. a) a/R = 0.1; b) a/R = 0.2; c) a/R = 0.4.

importante et $\lambda_{_{B}}(p)\ll\lambda_{_{t}}(p).$ Cette différence peut conduire à une saturation de la fissuration.

On définit une densité caractéristique λ_c et une pression caractéristique p_c comme suit :

$$\lambda_{c} = \lambda_{o} \left(\frac{p_{c}}{\sigma_{o}}\right)^{m} \text{ et } p_{c}^{m+n} = \frac{\sigma_{o}^{m+n}}{\lambda_{o} A^{n}}$$
 (20)

La pression caractéristique correspond à un niveau de pression pour lequel $\lambda_t(p_c)Z_{obs}(p_c) = 1$. En utilisant ces quantités caractéristiques, une solution analytique est obtenue pour l'équation différentielle (18) :

$$\frac{\lambda}{\lambda_{c}} = \left(\frac{m+n}{m}\right)^{\frac{-n}{m+n}} \gamma \left[\frac{m}{m+n}; \frac{m}{m+n} \left(\frac{p}{p_{c}}\right)^{m+n}\right]$$
(21)

où γ est la fonction de gamma incomplète et l'indice c désigne les quantités caractéristiques définies plus haut. La figure 7 montre le phénomène de saturation du réseau de fissures et la variation de probabilité d'occultation quand la pression interne dépasse la pression caractéristique. La densité de fissuration à saturation s'obtient de l'équation (21) et ne dépend que du module de Weibull m (l'hétérogénéité de la roche) et de la dimension de l'espace n quand elle est normée par λ_c .



de fissuration en fonction de la pression appliquée (m = 10, n = 1). Obscuration probability and normalized crack density as functions of the normalized applied presure (m = 10, n = 1).

La figure 8 montre l'effet du module de Weibull sur la densité de fissuration. Avec un grand module de Weibull, la densité de fissuration augmente pendant un petit incrément de pression d'une manière importante quand la pression appliquée dépasse la valeur p_c . A cause de la dépendance du mécanisme de saturation à la pression appliquée, plus de fissures peuvent s'amorcer avant une saturation significative et le matériau sera complètement fissuré. A contrario, pour un petit module de Weibull m, il y a plus de temps entre l'amorçage de deux fissures. Les premières fissures initiées écrantent les autres sites avant qu'ils ne puissent initier de nouvelles fissures.



Conclusion

La détermination de la pression limite d'injection ainsi que l'étude des conséquences si jamais la pression d'injection dépasse cette valeur limite sont des parties intégrantes de l'étude de sûreté d'un site de stockage géologique de CO_2 . Une approche probabiliste de formation de réseaux de fractures prenant en compte l'effet de l'hétérogénéité de la roche est proposée dans cette optique.

En étudiant la propagation d'une fissure isolée, la possibilité de formation d'un réseau de fissures autour d'un puits d'injection ou à l'interface réservoir - couverture est démontrée. Un modèle probabiliste basé sur une distribution aléatoire de défauts initiaux, considérés comme les sites potentiels d'amorçage, a été proposé pour décrire les différents aspects de la formation de réseaux de fissures suite à l'injection de CO2. La densité totale de défauts est modélisée par un processus ponctuel de Poisson et l'interaction entre les fissures est prise en compte par la probabilité d'écrantage (ou d'obscurcissement). Une solution analytique a été obtenue pour calculer la probabilité d'écrantage dans le réseau ainsi que la densité de fissuration. L'extension de ce travail pour prendre en compte des couplages hydromécaniques et l'effet de la fracturation sur la perméabilité des formations de couverture en considérant des géométries plus réalistes est en cours.

REMERCIEMENTS

Ce travail a été financé par la Direction de la recherche du BRGM.

- Budiansky B., O'Connell R.J. Elastic Moduli of a Cracked System. Int. J. Solids Struct. 12, 1976, p. 81-97.
- Coleman B.D. Statistics and Time-Dependence of Mechanical Breakdown in Fibers. J. Appl. Phys. 29, 1958, p. 968-983.
- Cox H., Heedrick J.P., Meer L.G., Straaten R.V.D., Holloway S. – The underground disposal of carbon dioxide. In Safety and stability of underground CO₂ storage, Final report of the Joule II project n^o CT192-0031. S. Holloway (Eds.), 1996.
- Dangla P., Coussy O. Non-linear poroelasticity for unsaturated porous materials: an energy appraoch. Poromechanics, A tribute to M.A. Biot. Proc. of the Biot conference on poromechanics, Balkema, 1998.
- Daniels H.E. The Statistical Theory of the Strength of Bundles of Threads, Proc. R. Soc. London, A 183, 1944, p. 405-429.
- Soc. London, A 183, 1944, p. 405-429. Denoual C., Hild F. – A Damage Model for the Dynamic Fragmentation of Brittle Solids. Comp. Meth. Appl. Mech. Eng. 183, 2000, p. 247-258.
- Farrer C.D., Sorey W.C., Evans J.F., Howle B.D., Kerr B.M. – Forest-killing diffuse CO₂ emissions at Mammoth Mountain as a sign of magnetic unrest. *Nature* 376, 1995, p. 675-677.
- Freudenthal A.M. Statistical Approach to Brittle Fracture. *Fracture*, H. Liebowitz (Ed.). New York (USA), Academic Press. 2, 1968, p. 591-619.
- 1968, p. 591-619.
 Gulino R., Phoenix S.L. Weibull Strength Statistics for Graphite Fibres Measured from the Break Progression in a Model Graphite/Glass/Epoxy Microcomposite. J. Mater. Sci. 26 (11), 1991, p. 3107-3118.
- Halm D., Dragon A. A model of anisotropic damage by meso-crack growth; unilateral effect. *Int. J. of Damage Mechanics* 5, 1996, p. 384-402.

- Hashin Z. A differential scheme and its application to cracked materials. J. Mech. Phys. Solids 36, 1988, p. 719-734.
- Hild F. The Weibull law: a model of wide applicability. *Physical Aspects of Fracture*, E. Bouchaud, D. Jeulin, C. Prioul et S. Roux (Eds.), Kluwer Academic Publishers, 2001, p. 35-46.
- Hild F., Billardon R., Marquis D. Hétérogénéité des contraintes et rupture des matériaux fragiles. C.R. Acad. Sci. Paris t. 315 (Série II), 1992, p. 1293-1298.
- Hild F., Domergue J.M., Evans A.G., Leckie F.A. – Tensile and Flexural Ultimate Strength of Fiber-Reinforced Ceramic-Matrix Composites. Int. J. Solids Struct. 31 (7), 1994, p. 1035-1045.
- Hild F., Marquis D. Fiabilité de matériaux avec défauts en propagation stable. C.R. Acad. Sci. Paris t. 320 (Série IIb), 1995, p. 57-62.
- Holloway S. Underground sequestration of carbon dioxide-a viable greenhouse gas mitigation option. *Energy* 30, 2005, p. 2318-2333.
- Homand-Étienne F., Hoxa D., Shao J.F. A continium damage law for brittle rocks. *Computers and Geotechnics* 22 (2), 1998, p. 135-151.
- Hoxa D., Homand F. Modélisation microstructurale de l'endommagement des roches fragiles. Congrès français de mécanique, Toulouse, 1999.
- Jeulin D. Modèles morphologiques de structures aléatoires et changement d'échelle. Thèse d'État, université de Caen, 1991.
- Kachanov L.M. Time of the Rupture Process under Creep Conditions. Bull. SSR Acad. Sci., Division of Technical Sciences 8, 1958, p. 26-31.
- Kachanov M. Elastic Solids with Many Cracks and Related Problems. Adv. Appl. Mech. 30, 1994, p. 259-445.

- Le Guren F., Sigvaldason G.E. The Lake Nyos event and natural CO₂ degassing. *J. Volcanol Geotherm Res.* 39, 1989, p. 95-276.
- Lemaitre J., Chaboche J.L. Aspect phénoménologique de la rupture par endommagement. J. Méc. Appl. 2 (3), 1978, p. 317-365.
- Lemaitre J., Chaboche J.L. Mécanique des matériaux solides. Dunod, 1985.
- Rutqvist J., Tsang C.F. Coupled hydromechanical effects in CO₂ injection. Lawrence Berkeley National Laboratory report (http://www-library.lbl.gov/docs/ LBNL/573/37/PDF/LBNL-57337.pdf), 2005.
- Rutqvist J., Wu Y.S., Tsang C.F., Bodvarsson G. A modeling approach for analysis of coupled multiphase fluid flow, heat transfer and deformation in fractured porous rock. Int. J. Rock Mech. & Min. Sci. 39, 2002, p. 429-442.
- Shao J.F., Hoxha D., Bart M., Homand F., Duveau G., Souly M., Hoteit N. – Modelling of induced anisotropic damage in granites. Int. J. Rock Mech. & Min. Sci. 36, 1999, p. 1001-1012.
- Souley M., Homand F., Pepa S., Hoxha D. Damage-induced permeability changes in granite: a case example at the URL in Canda. Int. J. Rock Mech. & Min. Sci. 38, 2001, p. 297-310.
- Weibull W. A Statistical Theory of the Strength of Materials 151 Roy. Swed. Inst. Eng. Res., 1939.
- Weibull W. A Statistical Distribution Function of Wide Applicability. ASME J. Appl. Mech. 18 (3), 1951, p. 293-297.
- Williams S.N. Dead trees tell tales. Nature 376, 1995, p. 644.

INSTRUCTIONS AUX AUTEURS

Les articles adressés en soumission seront envoyés en deux exemplaires, accompagnés de la version électronique à l'un des rédacteurs en chef de la revue :

Isam SHAHROUR Polytech' Lille Cité scientifique Bd Paul-Langevin 59655 Villeneuve-d'Ascq CEDEX Françoise HOMAND École de Géologie (ENSG) BP 40 54500 Vandœuvre-lès-Nancy Denis FABRE Chaire de géotechnique 2, rue Conté 75141 Paris CEDEX 03

Les textes seront composés sous Word, présentés en double interligne, sur feuilles de format A4 paginées. Les *articles* (y compris la bibliographie) ne devront pas dépasser une trentaine de pages ; les *notes techniques*, une dizaine de pages.

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

Les résumés des contributions, 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 tableaux pourront être intégrés dans le texte, leur titre fourni 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 équations seront numérotées entre parenthèses après l'équation.

On utilisera les unités SI.

Les références bibliographiques citées dans le texte seront du type (Kerisel J., Absi E., 2003), 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 :

Kerisel J., Absi E. – *Table de poussée et de butée des terres.* Presses des Ponts et Chaussées, 2003, 4^e éd. Wastiaux M. *et al.* – « Les pieux maritimes du pont Vasco da Gama ». *Revue française de géotechnique*, n° 87, 1999, p. 27-33.

Après acceptation par le comité de lecture, en cas d'auteurs multiples, préciser lequel sera le relecteur des épreuves envoyées par la fabrication.

Un délai de 15 jours sera demandé pour le retour des épreuves, afin de ne pas retarder la sortie de la revue et, ainsi, de ne pas pénaliser les autres contributeurs.