# Sommaire

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE N° 109 4° trimestre 2004 La maîtrise des risques : une approche indispensable dans le développement des études de tunnels en terrains difficiles

P. GRASSO, E. CHIRIOTTI, S. XU

Stabilité et renforcement des fronts de taille des tunnels : une approche analytique en contraintes-déformations

А.	GUILLOUX, A. KURDTS, J	В.	KAZMIERCZAK,	G.	REGAL,	02
Η,	WONG					23

Modélisation physique d'un écran de soutènement autostable : contribution à la validation des méthodes de dimensionnement

G. GRODIN, J. GLINNER, L. DELININE
------------------------------------

Réflexions sur les mesures ponctuelles du coefficient de perméabilité par essais Lefranc

I. GINDINA	A. C	CASSAN	Į.				
------------	------	--------	----	--	--	--	--

Essai de bilan hydrochimique sur les eaux du Haut Bassin de l'Oum Er Rbia (Moyen Atlas, Maroc)

N. KHALIL, S. ER ROUANE, J. MANIA, J. MUDRY

Modélisation numérique de l'impact d'un bloc rocheux sur un éboulis. Analyse stochastique des coefficients de réflexion

S. KECILI-LAOUAFA, F. NICOT

NOTE TECHNIQUE

Détermination de l'anisotropie de perméabilité des sols par l'essai Lefranc

Z. LAFHAJ, I. SHAHROUR

99

3

20

55

75

87

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 le premier numéro de chaque année, 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 une disquette contenant le fichier à l'un des rédacteurs en chef :

Isam SHAHROUR Polytech'Lille Bd Paul-Langevin Cité scientifique 59655 Villeneuve-d'Ascq CEDEX Françoise HOMANDDenis FABREÉcole de géologie (ENSG)CNAMBP 40292, rue Saint-Martin54500 Vandœuvre-lès-Nancy75141 Paris CEDEX 03

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 (EWSG, Nancy), Pierre VEZOLE (Eiffage), Gérard VOUILLE (École des mines de Paris)

#### Revue trimestrielle

Abonnement 2005 (numéros 106 à 109) franco : 120 €

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 : 80042. Dépôt légal : janvier 2005

(©) 2004 ISSN 0181 — 0529

resses de l'école nationale des

nts et chaussées

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.

# La maîtrise des risques : une approche indispensable dans le développement des études de tunnels en terrains difficiles<sup>(1)</sup>

Résume

Abstrac

L'étude et la construction de tunnels longs et profonds et de tunnels en milieu urbain sont souvent associées au risque dérivant de la non conformité des informations géotechniques, d'un choix non adéquat de la méthodologie de construction et des incidents potentiels pendant la construction. La gestion de la plupart des risques peut avoir lieu à travers l'utilisation d'un Plan de gestion du risque (*Risk* Management Plan, RMP). Le RMP identifie et quantifie les risques et les problèmes, en sélectionnant et mettant en action les mesures pour mitiger et contrôler les risques et indique s'il existe un risque résiduel qui devra être partagé entre les sujets impliqués dans le projet. Le système d'aide à la décision pour les tunnels DAT (Decision Aids for Tunnelling), logiciel de support au processus de décision dans l'étude des tunnels et partie intégrante de l'analyse des risques, est utilisé pour simuler, de façon probabiliste, le processus de la construction en souterrain. Les résultats du DAT illustrent les effets des incertitudes liées à la géologie, à la méthode de construction, etc., en termes de temps et coûts pour les différentes solutions alternatives. La discussion du pour les différentes solutions alternatives. La discussion du processus de développement d'un RMP est suivie par l'application des concepts de RMP à deux projets pris comme exemple : 1) le tunnel de base Maurienne-Ambin faisant partie de la liaison ferroviaire Lyon-Turin et 2) les tunnels des lignes C et S du métro de Porto au Portugal. Les résultats démontrent que le processus de gestion du risque est un instrument d'ingénierie pratique qui peut être appliqué aux études de tunnels garantissant des résultats satisfaisants et des bénéfices en ce qui concerne temps, coûts et sécurité.

# Risk management plan : a must-adopt approach for tunnelling in difficult ground conditions

The design and construction of both long and deep tunnels and urban tunnels are frequently associated with many risks due to poor geological information, inappropriate selection of the construction methods and potential accidents during construction. The implementation of a Risk Management Plan, RMP, can be very effective to manage such risks. The aim of a RMP is to identify the potential hazards, quantify the relative risks, and implement systematically adequate preventive measures to mitigate and/or control the identified risks, indicating if any residual risk could be shared among the shakeholders of the Project. The DAT (Decision Aids in Tunnelling) system is a computersimulation program developed to support the decision-making process for tunnelling projects and can be used as part of the risk analysis process. DAT simulates, in a probabilistic way, the process of underground constructions. The results of DAT simulations can show the effects of uncertainties due to geology, construction method, etc., in terms of the overall construction time and costs for different design-and-construction options considered for a given project. Following a general discussion on the process of developping a RMP, two case-histories are presented to illustrate the application of the concepts of the RMP : 1) the base tunnel Maurienne-Ambin that is part of the new railway Lyon-Turin link and 2) the tunnels of the Lines C and S of the Porto Light Metro in Portugal. The results have shown that the process of risk management is an effective engineering tool that can be applied for developping large underground infrastructure projects, increasing greatly the possibility of achieving the project goals especially with regards to time, coasts and safety.

<sup>(1)</sup> Conférence invitée, prononcée lors de la séance spéciale du Comité français de mécanique des sols du 18 juin 2003.

P. GRASSO E. CHIRIOTTI S. XU

Geodata Spa Corso Duca degh Abruzzi, 48/E 10129 Turin, Italie

> NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1<sup>er</sup> avril 2005.



Les études des ouvrages en souterrain ont suivi, traditionnellement, une approche déterministe, basée sur la gestion indirecte des risques potentiels à travers une série de décisions prédéterminées lors de l'étude. En fait, la phase d'étude ainsi que la phase de construction sont toujours caractérisées par un certain niveau d'incertitude, lié spécialement aux caractéristiques, à la variabilité dans l'espace, au comportement du massif rocheux et au degré de connaissance de tels facteurs.

Malgré l'expérience, une certaine marge d'incertitude, et par conséquent le niveau de risque qui en dérive, ne pourra jamais être complètement évitée. De plus, les conditions de connaissance de la partie géologique, source principale de risque du projet, ne sont pas souvent les meilleures et la caractérisation du sol est insuffisante pour de nombreux facteurs : difficulté et complexité géologique, profondeur du tunnel, limitations imposées aux fonds destinés aux auscultations, plan d'auscultation défini a priori par rapport à la méthode d'excavation, auscultations réalisées en une seule phase plutôt qu'en tranches de façon à concentrer les auscultations dans les zones critiques, auscultations très limitées lors de la construction spécialement quand elles impliquent une interruption de l'avancement, sousestimation des risques à la faveur d'une production élevée (Pelizza et Grasso, 1998). Pour toutes ces raisons, la réalisation d'un projet ne pourra jamais être considérée comme un événement prédéterminé.

En considération de ces préambules, la direction à suivre est l'activation d'une gestion efficace du risque, accompagnée par une approche flexible dans les phases d'étude et de construction. Cette direction s'est dessinée progressivement au cours des dernières décennies :

– les années quatre-vingt sont encore caractérisées par l'absence d'une approche attachée à la reconnaissance et à la gestion du risque, surtout dans la phase de préconstruction. La gestion de l'incertitude, surtout celle de nature géologique, est réalisée à travers l'utilisation déterministe des classifications et les profils géologiques sont mis à jour, lors de la construction. Souvent les différences entre les conditions prévues et celles rencontrées ne sont pas suffisamment gérées et les différences sont exacerbées par l'insuffisance du confinement ou des techniques de construction. Cet ensemble de circonstances crée un milieu idéal pour l'amplification de réclamations;

– dans les années quatre-vingt-dix, les concepts d'incertitude, de probabilité et d'évaluation du risque furent introduits. La méthode observationnelle, proposée par Peck dès 1960, devient un procédé alternatif d'étude, basé sur le pilotage de la construction à travers une auscultation attentive de paramètres clés, améliorée par l'activation de contre-mesures prédéfinies et l'éventuelle révision de l'étude;

– dans le nouveau millénaire, le projet flexible et la maîtrise des risques sont deux aspects qui s'intègrent dans le processus de développement du projet. La tolérance du risque du maître d'ouvrage est définie ; la vulnérabilité du projet est évaluée en relation avec les risques rencontrés et un schéma de gestion du risque est développé parallèlement aux responsabilités pour la gestion et la réduction des risques résiduels. Non seulement maître d'ouvrage et constructeur, mais également bureau d'études et maître d'œuvre participent aux risques, surtout en ce qui concerne les contrats « clef en main ».

L'évolution décrite ci-dessus montre la prise de conscience croissante qu'un projet en souterrain ne peut être réalisé sans risques : les risques peuvent être gérés, minimisés, partagés, transférés ou simplement acceptés mais ils ne peuvent être ignorés.

# Approches pour la gestion du risque

#### 2.1

2

#### Définition

Il existe des événements qui peuvent être l'origine des éléments d'incertitude d'un projet. Ils sont associés à une probabilité (P) de se vérifier et à un impact (I), en termes de sécurité, temps et coûts. Le risque associé est généralement défini en littérature comme le produit entre la probabilité et l'impact :  $R = P \times I$ .

Il faut déterminer, pour chaque risque, le niveau d'acceptation qui permet de définir si le risque peut être assumé ou doit être diminué, à travers l'utilisation de mesures aptes à réduire la probabilité, l'impact ou les deux facteurs négatifs en même temps.

Le risque résiduel est défini comme le risque qui reste après la mise en œuvre des actions de réduction. Ce risque doit être lui aussi évalué pour son acceptabilité et contrôlé au moyen de contre mesures définies à l'avance.

#### 2.2

#### Les origines du risque

Les risques principaux qui peuvent être rencontrés dans les ouvrages souterrains sont les suivants :

 risque géologique, lié à l'insuffisance des informations obtenues à travers la campagne de reconnaissances, à la capacité de reconnaître le comportement du sol et d'en prévoir ses singularités (les tunnels longs et profonds et les barrages sont particulièrement vulnérables);

 risque d'étude, lié surtout à la difficulté du projet à s'adapter aux conditions géomécaniques rencontrées réellement, aux défauts de construction, à l'expérience du bureau d'études ainsi qu'aux contraintes contractuelles;

 risque de construction, lié au choix de techniques de construction non appropriées ou mal maîtrisées, aux phénomènes d'instabilité, à l'expérience du constructeur et aux contraintes contractuelles;

 risques opérationnels liés aux défauts de fonctionnement et aux accidents ;

 risque financier, lié aux contraintes sociales et politiques, à la non-acceptation des responsabilités, aux contentieux, à la sécurité.

#### 2.3

# Le plan de gestion du risque (Risk Management Plan-RMP)

De nombreux et récents cas dans le monde ont démontré que la gestion du risque peut être améliorée énormément par l'utilisation systématique et préalable des techniques de *risk management* pendant l'étude ; plus son utilisation est mise en œuvre rapidement dès le début de l'étude, plus les résultats sont appréciables. L'activation du système de gestion du risque assure une identification rapide des problèmes potentiels, la mise en œuvre de mesures appropriées de réduction du risque et le contrôle et la répartition des risques résiduels entre les différentes parties qui prennent part au projet.

L'objectif est donc de minimiser le plus possible tous les risques identifiés à chaque phase de l'étude et de la construction, selon les informations disponibles et les décisions qui doivent être prises et de mettre en œuvre, pendant la réalisation, les mesures de réduction du risque déterminées préventivement.

Le RMP doit être intégré dans chaque phase du projet (étude, appel d'offres, contrat, construction, exploitation) et doit impliquer dans le processus toutes les parties appelées en cause, pour éviter ou réduire les risques et répartir les responsabilités. Dans ce sens, l'approche d'un groupe qui incorpore différentes disciplines et prospectives est fondamentale. De plus, il est essentiel que tous les « acteurs » soient représentés : maître d'ouvrage, maître d'œuvre, bureau d'études, entreprise de construction.

Le processus consiste en les phases suivantes (Chiriotti, Grasso, 2002) :

identification du risque, c'est-à-dire rédaction d'une liste la plus exhaustive possible des risques potentiels ;
quantification du risque, à travers l'évaluation de la possibilité qu'il se manifeste et l'impact sur le projet ;  assignation d'un ordre de priorité aux risques identifiés et sélection des risques qui devront être repris en considération ultérieurement parce qu'inacceptables;

 réduction du risque, si on ne peut l'éviter, en modifiant l'approche et la méthode de construction ;

 réévaluation du risque selon la mise en œuvre des mesures de réduction ;

 identification du risque résiduel en tenant compte du fait que, suite à l'introduction des mesures de réduction, la responsabilité de la gestion du risque résiduel peut être attribuée à d'autres;

– définition des actions successives (contre mesures) nécessaires pour réduire ultérieurement le risque résiduel si non acceptable ou pour en effectuer la gestion et le contrôle. Les risques qui ne pourront être atténués devront être également acceptés et gérés.

Le tableau I présente les composants d'un RMP à partir des différents points de vue des participants. Le reste de l'article prend surtout en considération la prospective du bureau d'études.

2.4

### L'identification du risque

Dans la réalisation de grands ouvrages en souterrain, la continuelle variabilité spatiale en termes de structures, de caractéristiques et de comportement géotechnique et le niveau limité et ponctuel de connaissances déterminent le niveau d'incertitudes le plus élevé qui caractérise le projet.

 TABLEAU I
 Schéma des points importants de la gestion du risque, en fonction des différents points de vue (modifié par Clayton, 2001).

Scheme of the relevant aspects for the risk management process, according to the different points of view (modified by Clayton, 2001).

Maître d'ouvrage	Bureau d'études	Entreprise de construction	
Définir les objectifs du projet et les exigences.	Identifier les exigences de base du maître d'ouvrage et la tolé- rance aux risques.	Activer les procédures de gestion du risque le plus tôt possible, déjà	
Établir la tolérance du maître d'ouvrage au risque, aussi bien	Identifier les risques au stade des études préalables (établir une liste).	la négociation du contrat.	
pour le degré d'incertitude que pour le niveau de risque à prendre.	Utiliser les techniques d'analyse des risques pour identifier, quantifier les risques et les placer en ordre de priorité.	Créer une liste des risques non encore identifiés/indiqués par le maître d'ouvrage ou le bureau	
Activer la procédure de gestion du risque en phase d'étude.	Définir une campagne d'auscultations adéquate au niveau des risques géotechniques du projet.	d'études. Si le contrat est du type <i>étude et</i>	
Estimer la vulnérabilité du projet au risque : géotechnique, finan-	Adopter une stratégie pour l'étude et une méthodologie de construction aptes à gérer les incertitudes en atténuant les risques pon accentables, selon les critères de réduction de	<i>construction</i> , revoir les risques géologiques et soigner la récolte de données in situ.	
cier, de l'environnement, de la santé, et de la sécurité (recours à des experts).	l'incertitude, simplicité et fiabilité de la solution de construc- tion, et conformité à l'état de l'art.	Observer, contrôler, enregistrer le comportement de la structure	
Identifier comment, quand, et par qui les risques seront gérés.	Reconnaître que l'approche déterministe peut être souvent peu précise.	lors de la construction. Fournir les données au bureau	
Définir les contrats en fonction	Préférer une analyse de sensibilité et une analyse probabiliste.	d'études et interagir pour identi- fier les points critiques et si	
de la distribution des risques acceptables et de façon à garan- tir le meilleur résultat écono-	Pour chaque mécanisme critique clef, définir plus d'une stra- tégie de défense (contre mesures).	nécessaire, modifier les méthodo- logies de construction et l'étude elle-même.	
mique.	Anticiper les contrôles et les auscultations lors de la construc- tion		
Assurer, avant le début des tra- vaux, la mise en place de procé- dures efficaces de solution de contentieux.	Quand c'est possible, avoir recours à l'étude flexible, trans- former les auscultations des paramètres et les événements clés en pivot de la méthode observationnelle.		
S'assurer qu'un RMP est adopté par le bureau d'études et l'entre- prise.	Compléter la liste des risques (y compris les risques résiduels) et communiquer cette liste au maître d'ouvrage et à l'entre- prise.		

Le processus d'identification du risque, surtout géologique-géotechnique, doit passer à travers un parcours structuré et systématique (Chiriotti, Grasso, 2002) composé de :

 la création d'un groupe de spécialistes proportionné aux dimensions et à la complexité du projet;

– la récolte de données publiées ou non sur les conditions géologiques régionales et locales, y compris photos de satellite et photos aériennes. Ces données fournissent des informations importantes sur les structures et les contacts principaux qui devront, même en phase initiale, être localement vérifiés et détaillés à travers le travail sur place et successivement supportés par une campagne de reconnaissance adéquate;

 la production d'un modèle géologique et estimation des conditions de terrain les plus probables et de leur variabilité relative;

-l'identification des techniques possibles de construction;

 - l'utilisation du travail de groupe entre experts et mise en valeur d'expériences précédentes pour l'identification des risques, au moyen de listes de contrôle, heuristique, software de risques, rock engineering system de Hudson, etc.;

 la préparation d'un registre formel des risques qui doit être utilisé comme base de données pour la définition de la solution alternative optimale.

### 2.5

# Quantification du risque

Quantifier un risque signifie en évaluer les composants, c'est-à-dire la probabilité et l'impact en termes de sécurité, temps et coûts. Dans le domaine des ouvrages en souterrain, la quantification du risque se base sur un ensemble d'approches analytiques (statistique) et d'opinions d'experts.

#### 2.5.1

# Exemples de quantification du risque selon les opinions d'experts

La quantification à travers les opinions d'experts devient nécessaire quand la nature et le nombre de données ne sont pas propices à des élaborations statistiques ou quand l'analyse statistique des données ne peut identifier des problèmes spécifiques (ex. localisation de failles ou d'incidents géologiques). Dans ce cas, l'expérience permet de quantifier, même de façon simplifiée, les composants de probabilité (P) et d'impact (I) selon une échelle de valeur comme celle reportée dans le tableau II.

TABLEAU II	Exemple de valeur de la probabilité
	d'un événement (a) et de l'impact
	d'un événement (b).
	Example of packability (a) and imposet

Example of probability (a) and impact (b) ratings of hazards.

(a)		(b)	
Échelle de valeur	Probabilité	Échelle de valeur	Impact
5	Très probable	5	Très élevé
4	Probable	4	Élevé
3	Peu probable	3	Moven
2	Improbable	2	Bas
1	Négligeable	1	Très bas

Il est évident que les échelles de valeur sont typiques du projet, car elles en respectent les obligations et les limites.

Le risque R est défini comme le produit de P et I et les résultats sont présentés dans la colonne 1 du tableau III. Pour définir le degré de valeur de ce même tableau, il est important d'y intéresser aussi le maître d'ouvrage (ou l'entreprise/opérateur, en cas de contrat clef en main) afin de refléter directement la tolérance du risque.

Associer un niveau de risque à chacun des risques identifiés permet d'obtenir une classification et de discerner les risques qui doivent être minimisés des risques qui doivent être acceptés.

#### TABLEAU III Exemple d'échelle de valeur du risque associé à un événement. Example of risk rating associated to hazards.

Échelle	Niveau de risque	Actions requises
17-25	Intolérable	Les travaux ne peuvent com- mencer avant que le risque n'ait été réduit. Si le risque ne peut être réduit, on pourrait devoir arrêter le projet.
13-16	Substantiel	La construction ne peut com- mencer avant que le risque ne soit réduit. Les solutions pour les risques existent mais néces- sitent d'autres ressources.
9-12	Significatif	Les travaux peuvent commen- cer et progresser jusqu'au moment où les contre mesures devront être prises.
5-8	Mineur	Les travaux ne subissent pas de retard appréciable. Considérer des solutions avec coûts optimi- sés.
1-4	Insignifiant	Aucune

#### 2.5.2

#### Exemples de quantification probabiliste du risque

La quantification à travers des approches analytiques, comme l'approche statistique, permet une évaluation moins qualitative aussi bien de la probabilité que de l'impact.

Les lois statistiques permettent d'associer à différents éléments, discrets et continus, une distribution probabiliste. On peut prendre l'exemple des paramètres de classification et de géomécanique des massifs rocheux (Kalamaras, 1996) définis à travers une distribution gaussienne pour la résistance à la compression mono-axiale, GSI, les modules de déformation, et une distribution exponentielle négative pour l'espacement des discontinuités, etc. En outre, la distribution de Poisson peut être utilisée pour définir la distribution statistique d'évènements discrets tels que : rencontrer une faille non prévue le long du tracé, un karst, un éboulement en surface ou l'instabilité du front. L'exemple reporté dans la figure 1 montre le cas d'un tunnel alpin de 20 km et l'étude de probabilité de rencontrer des nappes qui amènent de l'eau dans le tunnel.



Les incertitudes géologiques qui caractérisent un projet, mais également la vitesse d'avancement variable en fonction des différents facteurs humains et logistiques qui influencent typiquement le processus de construction, rendent impossible une prévision précise des temps et des coûts. Ceux-ci varient toujours dans un certain intervalle. Par conséquent, l'impact d'un risque en terme de durée et de coût est représentable par une loi statistique (Figs. 2A et 2B). De plus, puisque chaque coût total est associé à une durée, on peut représenter les informations contenues dans les figures 2A et 2b sous la forme d'un nuage de points (Fig. 2C).

Pour évaluer les conséquences économiques (impact) d'un événement discret périodique, on peut utiliser une fonction exponentielle, au lieu d'une fonction linéaire, pour exprimer les influences liées aux problèmes logistiques, au potentiel élevé de contentieux, à l'augmentation de l'impact politique et social en relation avec la répétition de l'événement négatif dans le domaine du projet.

L'utilisation de l'approche probabiliste en phase d'étude permet, par exemple, d'évaluer si le système de confinement choisi est fiable ou, mieux encore, de quantifier la probabilité d'instabilité et de vérifier si telle probabilité est acceptable. L'évaluation du support se base sur une évaluation de la distribution statistique de la marge de sécurité (S), définie comme la différence entre la capacité (C) de confinement et la demande (D) et utilise, par exemple, la méthode bien connue de convergence-confinement. Elle se déroule de cette façon : – définition du genre de données variables, aussi bien déterministes que probabilistes ;

 – évaluation de la variabilité des paramètres géomécaniques (par exemple : résistance de la roche intacte GSI) et de construction (exemple : épaisseur du béton fibré projeté, espace entre les boulons) et définition de leur loi de distribution la plus appropriée ;

 détermination de la matrice de corrélation entre les paramètres, en utilisant les corrélations connues entre les paramètres géomécaniques et en définissant les



corrélations appropriées entre paramètres géomécaniques et paramètres de construction, par exemple, pour prendre en considération que la densité du support est gouvernée par les conditions du massif rocheux au front ;

 incorporation des différentes sources d'incertitude dans la méthode d'analyse (dans ce cas, la méthode convergence/confinement) à travers la simulation Monte-Carlo;

– chaque ensemble de valeurs déterminé de cette façon est introduit dans les fonctions pour déterminer la capacité de soutènement et la courbe de réaction du terrain et est évalué au point d'intersection entre les deux fonctions; ce point représente la condition d'équilibre, c'est-à-dire la demande D du système en termes de pression interne;

 la marge de sécurité (S) est évaluée comme la différence entre les capacités (C) du support (calculée avec les équations proposées par Hoek (1980) en considérant le poids gravitationnel de la zone plastique) et la demande D déterminée auparavant;

 la simulation est répétée un nombre significatif de fois de façon à obtenir une distribution de la fonction (S) avec une précision acceptable;

Hypothèses :

 probabilité d'occurrence d'un événement particulier = 0,1 % (défini dans la phase d'identification du risque);

- segment en tunnel de 20 km de long ;

– extension de l'événement : 10 m.

Une telle méthode a été appliquée, entre autres, au cas d'un tunnel ferroviaire en Amérique du Sud, ayant une section de 100 m<sup>2</sup>, une longueur de 7 km, une couverture entre 150 et 200 m (classes III-IV de RMR très variables). Le but était d'optimiser le système de soutènement, construit à l'origine avec béton fibré projeté et boulons et d'augmenter sa fiabilité en termes de sécurité, de contrôle du temps et des coûts (Russo *et al.*, 1999).

Le schéma des analyses réalisées est reporté en figure 3a. La solution proposée comme alternative consiste en cintres d'acier et béton fibré projeté. La figure 3b montre les résultats en termes de distribution cumulative de la marge de sécurité pour les deux solutions de soutènement (originale et alternative). Il est à noter que le facteur de sécurité (CFS) pour la solution originale est 1,2 comparé à 1,6 pour la solution alternative, mais la probabilité d'instabilité se réduit du 20 %.

Un autre exemple simple pour l'application de l'approche probabiliste est illustré en figure 4. L'analyse d'interaction convergence-confinement, combinée avec une simulation Monte-Carlo, est utilisée pour analyser et comparer différents scénarios de crise : instabilité totale avec le support de boulons (alternative A),



fissures dans le soutènement de cintres et de béton projeté (alternative B) pour définir les mesures d'étude opportunes, en tant que variation de la capacité de soutien, pour faire face aux petites variations géologiques (Grasso *et al.*, 2001).

La variabilité des conditions géologiques est représentée par la relation entre la résistance du massif rocheux et la contrainte initiale. Pour chaque couple résistance-contrainte, l'analyse fournit la valeur de la pression nécessaire pour l'équilibre et le nuage de points de la figure 4 (a) en représente la distribution. A l'intérieur du champ d'application de chaque section type, la simulation permet de discriminer des petites variations relatives aux conditions géologiques qui demandent une adaptation relative de la section type



FIG. 3 Schéma des analyses (a) et distribution cumulative de la marge de sécurité (b) pour les solutions de soutènement de première phase originaire (béton projeté et boulons) et alternative (béton projeté et cintres) pour un tunnel ferroviaire (Russo *et al.*, 1999).

Steps of the analysis (a) and cumulative distribution of the safety margin (b) related to the evaluation of potential failure of a railway tunnel considering both the original support system (bolts and shotcrete) and the alternative solution (ribs and shotcrete) (Russo *et al.*, 1999).



FIG. 4 Définition de la variation de la section type par rapport à une analyse probabiliste de l'interaction terrainsoutènement (a) et exemple de variation du coût pour différentes solutions (b) (Grasso *et al.*, 2001). Variation of the section type as a function of the probabilistic analysis of the soil-support interaction (a) and cost variation for different alternatives (b) (Grasso *et al.*, 2001).

en terme d'allègement c'est-à-dire de renforcement relatif. Les résultats des analyses sont montrés dans la figure 4 (b) qui illustre la correspondance entre le type de la section du soutien (lourde, normale, légère) et son coût relatif.

# Utilisation de systèmes intégratifs pour l'analyse du risque : le DAT

En 2001, le Département de génie civil et de l'environnement de l'université de Southampton, sponsorisée par l'Institution of Civil Engineers in London, a mené une enquête sur les techniques de gestion du risque dans la pratique (Clayton, 2001). Des questionnaires furent distribués à plus de 250 sociétés (bureaux d'études pour l'environnement et la géotechnique, entreprises générales, géotechniques et spécialisées en auscultations) ; seulement 28 % d'entre elles répondirent au questionnaire.

De l'analyse des questionnaires rendus, l'on observa que 90 % des sociétés pensent que les procédures de gestion du risque devraient faire partie du projet dès la phase préliminaire ; seulement 70 % suivent une procédure de gestion du risque, tandis que 30 % utilisent, dans ce but, un logiciel. Il apparaît de plus que, parmi les sociétés consultées, les bureaux d'études géotechniques sont ceux qui utilisent le moins les techniques d'analyse et de gestion du risque, tandis que les plus grands utilisateurs sont les grandes entreprises de construction.

Par conséquent, puisqu'il existe sur le marché un intérêt toujours plus marqué pour faire de l'analyse du

risque un composant habituel des différentes phases de projet, il est essentiel de promouvoir cette approche et de trouver les instruments capables de la supporter, surtout quand il s'agit de grands projets.

A notre avis, le logiciel le plus efficace pour l'analyse du risque est le système appelé *Decision Aids for Tunnelling* (DAT), développé par le *Massachusetts Institute of Technology* (MIT) et l'École polytechnique fédérale de Lausanne (EPFL). Le DAT a été utilisé par Geodata dans de nombreux projets, ce qui a conduit à des développements ultérieurs du logiciel.

Le DAT permet de simuler le processus de construction en souterrain, de façon probabiliste. Les données d'entrée sont représentées par les conditions géologiques et les paramètres de construction le long du tracé, leur degré de variabilité et donc d'incertitude, y compris l'évaluation des incertitudes dans le processus décisionnel. Les résultats du DAT illustrent les effets de la géologie, de la construction, en fournissant une distribution des temps et des coûts lors de la phase de construction.

Le système DAT permet de gérer et d'analyser les différentes séquences de l'excavation, comme dans le cas de fronts multiples excavés en parallèle ou en séquence ; il permet de simuler la construction simultanée de plusieurs tunnels dans un même projet. Les éventuels retards et interruptions de travail peuvent être également représentés (Grasso *et al.*, 2002).

# Principes de base du DAT

#### Le DAT est constitué par deux modules principaux : le module géologique et le module de construction (Einstein *et al.,* 1992 ; Grasso *et al.,* 2002c).

Le module de description de la géologie permet la production, de façon probabiliste, de profils géologiques et géotechniques sous la forme de classes géomécaniques le long du tracé de l'ouvrage. Le processus consiste en :

1) subdivision du tunnel en segments ou zones homogènes selon les conditions géologiques ou géomécaniques. Les différentes longueurs de ces segments peuvent être définies au moyen d'une distribution triangulaire ;

 2) définition des paramètres géologiques et géotechniques qui contrôlent la méthode d'excavation et déterminent le système de support, pour chaque zone homogène, selon les différents paramètres possibles de variabilité et d'incertitude;

3) fourniture d'une extension et d'une matrice de transition pour chaque paramètre ; de telles informations sont utilisées pour simuler un profil possible pour chacun d'eux (par exemple, le paramètre « granite » plutôt que « schiste ») en termes de probabilité en fonction de la distance ;

4) détermination, par la combinaison des différents états des paramètres, des profils des classes géomécaniques qui sont, à leur tour, utilisés dans la simulation de la construction.

Le module simulation dans la construction met en relation les simulations des profils de classes géomécaniques et les catégories de comportement de l'excavation avec les classes techniques directement associées aux différentes solutions de projet (section type, revêtement de première phase et définitifs, méthode d'excavation). Les paramètres relatifs à la construction peuvent être définis de manière probabiliste ou déterministe. Le niveau de détails des données en entrée et, par conséquent, la précision de la simulation dépendent des phases de développement du projet. La simulation des opérations de réalisation se base sur la méthode Monte-Carlo et suit, pas à pas, le profil de classes géomécaniques déjà défini.

La procédure se répète pour chaque zone du profil ; on arrive ainsi à une évaluation finale des coûts et délais correspondant à ce profil. Le total des coûts et des temps pour chaque simulation constitue un point dans le diagramme « nuage » de la figure 2. La simulation est répétée pour chaque profil généré par le module géologique. Pour obtenir un résultat statistique satisfaisant, il faut généralement réaliser plus de 300 simulations.

Le schéma général du système DAT est reporté dans la figure 5.

3.2

#### Domaines d'application

Le DAT peut être appliqué à toutes les phases du projet, depuis l'étude de faisabilité jusqu'à l'étude de définition particulière. C'est un instrument utile pour toutes les parties (Maître d'ouvrage, bureau d'études, entreprises).

Les domaines d'application du DAT embrassent l'analyse du risque géologique, de projet, de construction, avec d'importantes applications en ce qui concerne les décisions financières et de développement des contrats. Les principaux domaines sont donc :

1) la définition du degré de précision des campagnes d'auscultation requises pour respecter un certain niveau de tolérance (Fig. 6a) ;

2) le choix des alternatives de projet (Fig. 6b) ;

3) le choix des méthodes de construction plus appropriées pour réduire le risque et pour évaluer l'efficacité des contre-mesures différentes pour la gestion des risques résiduels ;



General scheme of the DAT system (Russo *et al.*, 1997).





4) l'évaluation de la durée totale d'un projet et des coûts relatifs ;

5) la simulation des scénarios de crise et d'impact sur temps et coûts ;

6) l'organisation financière d'un projet (division du projet en lots, choix du contrat approprié à chaque lot ; simulation du cash-flow lors de la réalisation) ;

7) l'organisation des travaux et la distribution des ressources.

En ce qui concerne le point 6, l'introduction des graphiques probabilistes distance-délais permet des considérations intéressantes (Grasso *et al.*, 2001). La figure 7 permet d'identifier les zones caractérisées par le degré d'incertitudes le plus élevé, pour lesquelles il faut prévoir une intégration d'auscultations et/ou le recours à des techniques d'excavation différentes afin de réduire le risque. Le même graphique, en termes financiers, fournit une base réaliste pour diviser l'œuvre en lots, chacun desquels étant confié à une entreprise avec contrat séparé qui tiendra compte du niveau des risques que chacun comporte.



FIG. 7 Représentation sur le plan distance-temps de planning excavation et soutènement déterministes et probabilistes. Probabilistic planning of excavation and support vs deterministic planning.

4

# Exemple 1 : Tunnel de base Maurienne-Ambin

# Caractéristiques générales du projet

Le tunnel de base Maurienne-Ambin, de 52,6 km de long et 2 500 m de couverture maximale, représente, au point de vue de la durée de la construction et des investissements, l'œuvre principale de la liaison ferroviaire à grande vitesse Lyon-Turin. Le tunnel traverse plusieurs formations rocheuses de sédimentaires (calcaires, arénaires) à métamorphiques (gneiss, schistes, quartzites). La campagne de reconnaissance du site réalisée en 1990 indiquait que le projet était réalisable. Cependant, les nombreuses lacunes en ce qui concerne les parties géomécanique et hydrogéologique représentaient une grande source d'incertitudes et de risques.

#### 4.2

### La nécessité de l'analyse du risque

L'étude, la construction et la mise en exercice d'un tunnel long et profond comme celui de Maurienne-Ambin peuvent être associées à des risques considérables dus au manque d'informations géotechniques, au choix erroné de techniques de construction et aux incidents potentiels lors de la construction du tunnel.

Ces risques ont été quantifiés, grâce au DAT, de la façon suivante :

 quantification de l'impact dû à l'effet combiné entre le risque géologique, géomécanique et hydrogéologique sur la durée et sur les coûts du projet ;

 identification le long du parcours des zones où les estimations construction-planning peuvent être dépassées de façon significative à cause de l'effet combiné des risques géologiques;

 identification de la configuration du projet et des alternatives d'organisation associées au risque minimal;  définition des zones qui demandent de nouvelles reconnaissances pour réduire le risque de façon acceptable.

#### 4.3

# Caractéristiques de l'analyse du risque avec utilisation du DAT

Au moment de la réalisation de l'étude, le maître d'ouvrage avait identifié plusieurs scénarios de construction, caractérisés par les divers emplacements des galeries de service, les séquences de construction, la division du lot et les techniques d'excavation.

Le DAT a permis de mener une étude comparative probabiliste des alternatives disponibles, en simulant la variabilité et l'incertitude du modèle de référence. Principalement, l'analyse a permis :

 - d'évaluer l'effet d'une galerie de service et de reconnaissance parallèle à l'axe du futur tunnel sur les coûts et la durée du projet ;

 - d'évaluer l'effet des venues d'eau dans le tunnel et le coût relatif des pompages sur les coûts totaux et la durée du projet;

 de considérer la fiabilité des prévisions géologiques et géomécaniques ;

 de développer le graphique probabiliste de dépenses lors de la réalisation des travaux de génie civil.

Données

4.4

Le niveau de détails des données a engendré une énorme quantité de données, la plus grande que le DAT avait gérée jusque-là (Bonnard et Gardel, Geodata, 2000). Par contre, la simulation s'est avérée très réaliste (Grasso *et al.*, 2002). Le profil longitudinal a été divisé en 44 zones homogènes et l'on a introduit 17 zones connues a priori comme problématiques au point de vue des caractéristiques géomécaniques, géologiques, hydrogéologiques (comportement du sol, instabilité locale dérivant des charges anisotropes, zones de nappe avec possibilité de très grande perméabilité, venues d'eau...).

Les paramètres de construction comprennent : les vitesses d'avancement et les coûts unitaires associés à la méthode de construction et à la section type de la zone du tunnel ; l'organisation générale des travaux y compris les retards accumulés entre les différentes phases ; les coûts fixes associés aux méthodes de construction ; le nombre de jours de travail par semaine ; l'influence pénalisante sur les temps et les coûts des conditions imprévues dans les zones problématiques.

Des séries répétées d'accidents géologiques à impact minime ont été prises en considération, puisque, sur la base de l'expérience, ces accidents semblent être assez fréquents dans les tunnels longs et profonds. Leur impact se réduit considérablement en cas de réalisation d'une galerie de reconnaissance parallèle, grâce au drainage préventif que celle-ci exerce, à l'acquisition anticipée de données sur les conditions géologiques que le tunnel rencontrera et à la possibilité de réaliser des traitements locaux du massif rocheux avant l'excavation.

4.5

# Principaux résultats obtenus

Au total, 11 projets alternatifs ont été sélectionnés sur la base du schéma d'étude, de la séquence et de la méthode de construction, de l'approfondissement des auscultations de base. Pour chaque alternative considérée, 500 simulations ont été réalisées.

Les analyses du risque, réalisées avec le DAT, montrent que les différentes alternatives sont influencées



FIG. 8 Exemple de résultat fourni par le DAT : comparaison entre des alternatives caractérisées par différents niveaux d'auscultations in situ (complet, cas A, et partiel, cas B). Example of DAT results: comparison between alternatives characterized by different numbers of site investigations (complete investigation, Case A, and partial investigation, Case B). de façons très différentes par les conditions géologiques, géomécaniques, hydrogéologiques, en ce qui concerne les temps et le coût global du projet. L'extension de la campagne de reconnaissance et le niveau des informations récoltées, agissant sur le degré d'incertitude qui caractérise le problème, influencent la garantie de pouvoir déterminer raisonnablement la date de fin des travaux (Fig. 8).

Après évaluation du risque restant, les résultats obtenus avec ce genre de simulation déterminent de combien les auscultations doivent être augmentées pour rendre le risque acceptable. Les analyses conduites ont mis en évidence trois zones critiques, deux sur le versant français et une sur le versant italien, qui requièrent la réalisation du même nombre de galeries de reconnaissance.

La figure 9 montre l'impact relatif d'un accident imprévu en terme de temps et de coûts additionnels, de venues anormales et non contrôlées d'eau dans l'excavation (I : pas de galerie de reconnaissance ; II : galerie de reconnaissance et tunnel ferroviaire construits en même temps ; III : galerie de reconnaissance construite avant le tunnel ferroviaire). Ce graphique est également très important pour sélectionner les alternatives et quantifier le risque résiduel associé.

La figure 10 illustre, pour un des lots, l'analyse comparative de deux solutions sur le programme d'excavation et la mise en œuvre des soutènements de première phase. La première utilise complètement un tunnelier, la seconde la méthode traditionnelle. Ce type d'analyse a permis de mettre en évidence la localisation des zones critiques à l'intérieur d'un même lot (proportionnelles à la largeur de la bande de prévision) et de confronter le niveau de criticité des différents lots. L'analyse du risque conduite pour le tunnel de base Lyon-Turin constitue dans son genre un cas unique en terme de détails des données des analyses et de l'approche utilisée pour la modélisation. Ces deux aspects ont permis la simulation réaliste du processus de construction, ainsi que la possibilité d'évaluer l'impact d'aspects tels que les venues d'eau et les imprévus géologiques. De plus, les résultats ont permis de définir la division optimum des lots à construire et des zones requérant des auscultations supplémentaires.



# Exemple 2 : le métro de Porto

#### 5.

# Caractéristiques générales du projet

Le métro de Porto (Portugal) est un système de métro léger qui se développe sur une longueur de 70 km, à travers 7 municipalités. De ces 70 km, 20 sont en construction. La partie en souterrain est située dans la ville de Porto. Les tunnels pris en considération sont le tunnel d'environ 8 m de diamètre interne des lignes C et S, pour une longueur totale de 7 km, réalisés avec deux tunneliers EPB-TBM Herrenknecht. Sur le tracé se trouvent 10 stations souterraines. Pour les travaux de génie civil, le projet a été confié, par contrat *Design Build Operate Transfer*, au consortium d'entreprises internationales Normetro, formé des sociétés Soares da Costa, Somague et Impregilo. La construction commencée en 1998 devrait se terminer en 2004.

Un système de soutènement unique a été utilisé sur une longueur de 1 400 m ; il a une épaisseur de 300 mm



FIG.9 Évaluation probabiliste, à travers la distribution de coûts additionnels, retards et venues d'eau dans l'excavation, de l'impact d'incidents géologiques pour trois différentes alternatives prises en considération.

Probabilistic evaluation of geological accidents on additional costs, additional time and additional cumulative water inflow for three considered alternative solutions.



Planning (excavation and support) of two alternatives compared in a probabilistic way.

et est constitué de 6 voussoirs préfabriqués en béton armé plus la clef, ce qui permet d'excaver avec un rayon minimum de courbure de 200 m.

La couverture moyenne varie entre 15 et 30 m, avec un minimum de 3 à 4 m dans le segment final du tunnel C, réalisé sous des bâtiments de valeur dans le centre de la ville. La nappe est localisée entre 10 et 25 m audessus du tunnel.

#### Caractéristiques particulières du milieu urbain

5.2

Les caractéristiques du contexte dans lequel se trouve l'ouvrage et qui requièrent une attention particulière pour identifier et contrôler les paramètres clés sont les suivantes :

 construction du métro dans un contexte urbain très habité, avec plus de 1 700 bâtiments à l'intérieur de la zone influencée par les excavations ;

– risque géologique à la charge du consortium d'entreprises. Le contexte géologique est complexe et composé de matériaux hétérogènes dans la formation du « granite de Porto » caractérisés par une variabilité rapide et imprévisible dans l'espace. Le profil d'altération du granite varie de sain à complètement altéré et est caractérisé par la présence de blocs préservés auxquels s'ajoutent des structures fragiles (failles), des intrusions pegmatitiques, des niveaux granulaires non cohérents. Ces derniers manifestent une structure thixotropique métastable à potentiel élevé d'effondrement due à la grande porosité et à la faible cohésion des sols résiduels;

 développement du projet en terme de paramètres moyens insuffisants. Forte probabilité de changement due à la variabilité des conditions au front de taille, avec difficulté de contrôle et adaptation immédiate de la pression de stabilisation du front ;

 les terrains suivent un comportement élastoplastique fragile, conduisant à des effondrements brusques et imprévisibles en surface, si le front de taille n'est pas suffisamment supporté ou si une « sur-extraction » est permise ;

– le contexte hydrogéologique complexe est caractérisé par la présence de parcours préférentiels de communication (naturels et artificiels) qui garantissent une recharge rapide de l'aquifère. Un réseau de galeries hydrauliques préexistantes et une grande densité de puits le long du tracé influencent le flux souterrain (aussi bien en drainage qu'en recharge) et constituent une interférence avec l'excavation;

– les fluctuations de la nappe (souvent rapides et localisées, dépendantes du taux de pluviosité de la région et du régime des canaux préférentiels) influencent la stabilité du front de taille. Ce dernier influence lui-même la nappe, provoquant une variation locale des gradients hydrauliques qui, si élevés, peuvent conduire à un phénomène d'érosion interne dans les matériaux plus altérés.

#### 5.3

# Le RMP adopté pour l'analyse et la réduction du risque

Le rôle de Geodata dans le projet était le suivant : – développement de l'étude de construction des tunnels ;

- évaluation de l'impact sur la surface ;

 gestion des auscultations et mise à jour du projet en conséquence ;

- réduction du risque.

Les analyses réalisées pour répondre aux demandes du maître d'ouvrage et de l'entreprise illustrent la nécessité de respecter les temps de consigne de l'ouvrage et de réduire le risque dérivant de l'incertitude géologique et hydrogéologique, spécialement en ce qui concerne l'impact sur le bâti et sur l'opinion publique. Par conséquent, le RMP a été articulé à deux niveaux lors de l'étude d'exécution.

1. Niveau de sélection des alternatives :

 – caractérisation géomécanique basée sur les analyses statistiques des données (Russo *et al.*, 2001);

 choix de la méthode d'excavation et planning des constructions, selon les termes de référence du travail et de la sécurité, au moyen du système DAT.

2. Niveau d'étude des solutions d'ingénierie :

– adoption d'un processus de réduction du risque dans chaque phase de l'étude, en identifiant le niveau du risque, à travers le degré d'incertitude et de variabilité associé aux paramètres clés, en reportant les risques jusqu'aux standards du projet et en communiquant les risques résiduels (Fig. 11a);

 définition d'une stratégie flexible (Fig. 11b) pour traiter les inconnues et les incertitudes résiduelles qui consistent principalement en : prévision ponctuelle des valeurs des paramètres clés;

• simulation des scénarios possibles de crise et de prévision des contre mesures applicables et prédéfinies au sein de l'étude elle-même;

• définition des procédures pour activer les contre mesures à travers une campagne d'auscultations ;

 définition des données du projet (charge sur le revêtement) à travers l'utilisation de méthodes empiriques et probabilistes pour vérifier les résultats des analyses numériques (Russo *et al.*, 2001).

Une mise à jour de l'analyse complète du risque a été réalisée après le début de l'excavation, après avoir complété le segment initial du tunnel C et après que s'est manifestée une criticité sérieuse dans le processus de construction. Pour en garantir l'efficacité, l'analyse du risque a été réalisée en utilisant une « équipe de travail » regroupant prospectives et disciplines de chaque acteur.

L'application d'une telle procédure a porté à l'intégration du RMP à travers les éléments suivants :

1) réduction des risques potentiels dans la phase d'étude ;

2) adaptation de la façon d'opérer de l'EBP-TBM ;

 ajustement des contre-mesures des risques potentiels et résiduels lors de la construction ;

 activation d'un protocole spécial pour l'avancement du tunnel (PAT), lien dynamique entre projet et construction et outil dans le processus de décision et réalisation.

#### 5.4

# Le RMP dans la phase d'étude avant la construction

L'objectif est de récupérer 8 mois de retard accumulés sur un total prévu de 33 mois et de trouver une solution d'accélération au moyen du DAT.

Le tracé des tunnels des lignes C et S a été divisé en segments homogènes au point de vue des modalités



construction (b).

d'avancement. Pour représenter de façon réaliste le processus d'excavation, la simulation DAT a inclus également des modalités d'avancement avec confinement partiel en chambre d'excavation, introduisant de cette façon un certain pourcentage de risque d'instabilité de durée variable par rapport à une possibilité d'amélioration de la vitesse d'avancement.

En plus de la solution de base (0), des alternatives (1-2-3) ont été considérées. Elles sont ainsi caractérisées (Fig. 12) :

 alternative 0 : construction des deux tunnels au moyen d'un seul tunnelier qui creuse tout d'abord le tunnel C et, ensuite, le tunnel S. L'amélioration et/ou le renforcement préalable du sol ou des bâtiments n'est pas considéré. La simulation considère la possibilité que, parfois et pour de brefs moments, la modalité d'excavation ne soit pas adéquate (par ex.: vitesse de réaction du responsable de la construction insuffisante, manque de contrôles à l'avancement...);

– alternative 1 : La consolidation du sol est prise en compte pour permettre une progression rapide. Le renforcement statique des bâtiments associé au présoutènement du sol permet d'augmenter la longueur des segments où le tunnelier pourra opérer de façon ouverte. Hypothétiquement, le présoutènement pourrait se révéler efficace dans 80 % des cas (absence d'accidents ; vice-versa dans les 20 % restants, les accidents sont toujours possibles) ;



FIG. 12 Schéma des alternatives comparées entre elles au moyen du DAT. Layout of the various alternatives compared using DAT.



 – alternative 2 : en plus de l'excavation réalisée avec le tunnelier, deux fronts sont excavés en traditionnel (à l'explosif). Cette alternative présente deux options par rapport à l'excavation avec tunnelier (Fig. 12);

 alternative 3 : deux tunneliers sont utilisés pour creuser les deux tunnels.

Les résultats de l'analyse DAT sont montrés dans la figure 13 dans laquelle sont indiquées les probabilités cumulées de la durée de la construction pour chacune des quatre alternatives. Il est évident que l'alternative 0 est la plus lente et est suivie de près par l'alternative 1. Les alternatives 2 et 3 sont presque équivalentes en terme d'accélération de la construction et permettent de respecter les limites de temps mais comportent des risques très différents.

Chaque solution permet de prévoir les travaux et les opérations à réaliser avant le passage du tunnelier. La solution offerte par l'alternative 3 (utilisation de 2 tunneliers) non seulement minimalise la préparation des travaux (par exemple : solution indépendante de la progression des stations) mais est également plus fiable en ce qui concerne la stabilité du milieu hétérogène. Dans ce sens, le choix de la méthode d'excavation adéquate est la première réponse au risque. tion, pour laquelle aucune analyse n'avait été réalisée précédemment. L'approche « groupe de travail » a été décidée pour l'analyse du risque de façon à ce que soient représentées toutes les opinions : entreprise, bureaux d'études, experts dans le domaine de la géotechnique, des auscultations, et des tunneliers.

La procédure de gestion du risque a été développée au cours de rencontres de travail focalisées sur les points suivants :

 identification des événements critiques dans les différentes phases du projet (auscultations, étude, construction et opération), de leurs causes et de l'entité de référence;

 – évaluation des probabilités que l'événement se produise, évaluation de son impact sur la sécurité lors de la construction (pour les opérateurs et pour le public), des coûts et de la durée ;

 – évaluation des risques associés à l'événement comme combinaison de probabilité et impact ;

# TABLEAU IV (a) Échelle quantitative de la probabilité (P) que se produise un événement. Quantitative scale of the probability (P) – Porto Metro.

#### 5.5

### Intégration du RMP dans la phase de construction

Après l'excavation de la première partie du tunnel C, une analyse complète du risque a été menée en tenant compte des aspects de l'étude et de la construc-

Échelle P	Description de la probabilité	Impact
5	Fréquente	Événement presque certain
4	Probable	Événement attendu
3	Occasionnelle	1 dans 10
2	Peu probable	1 dans 100
1	Improbable	1 dans 1 000

 TABLEAU IV (b)
 Échelle quantitative de l'impact (I) d'un événement dans le métro de Porto.

 Quantitative scale of the impact (I) – Porto Metro.

Échelle I	Description de l'impact	Impact sur la santé et la sécurité (lors de la construction et de l'exploitation)	Impact économique (coût pour la mise en œuvre de mesures de sécurité)
5	Très haut	Un ou plus incidents mortels	Fin potentielle du projet
4	Haut	Lésions graves ou longue maladie	Délais de plusieurs mois. Coûts additionnels jusqu'à 10 000 000 €
3	Moyen	Lésions guérissables ou maladie	Délais de plusieurs semaines. Coûts additionnels jusqu'à 1 000 000 €
2	Bas	Lésions légères/incommodités. L'accidenté nécessite un traitement immédiat et un congé de maladie	Coûts extra de 100 000 €
1	Très bas	Lésions légères/incommodités Le blessé peut continuer à travailler	Coûts extra de 10 000 €

TABLEAU V Échelle quantitative du risque (P × I) associé à un événement, utilisée pour le métro de Porto. Quantitative scale of the risk (P x I) associated to hazards, used for the Project of Porto Metro.

Échelle P×1	Niveau de risque	Actions pour maîtriser le risque compromettant santé et sécurité	Actions pour maîtriser le risque économique
1-4	Bas	Vérifier si le changement de conception peut réduire les risques futurs. Procéder avec la conception	Communiquer les résultats de l'analyse de risque à la Direction, aux intervenants, et éventuellement à tierces personnes.
5-9	Moyen	Prendre en considération une étude ou une méthode de construction alternative. Si ce n'est pas possible, spécifier les précautions à prendre. Identifier le risque résiduel.	Communiquer les résultats de l'analyse de risque à la Direction, aux intervenants, et éventuellement à tierces personnes.
10-25	Haut	Rechercher des solutions alternatives. Si ce n'est pas possible, spécifier les précautionsà prendre et en informer la Direction. Enregistrer le risque résiduel.	Prendre en considération les alternatives et évaluer la proportion coût bénéfice des mesures de réduction en relation avec la gravité du risque (impact).

 priorité des risques en terme de réduction et acceptabilité ;

- définition de mesures appropriées de contrôle du risque (RCM) pour réduire ce dernier ;

nouvelle définition du risque, après l'application du RCM, donc identification du risque résiduel ;

- définition d'actions ultérieures (contre mesures) nécessaires à la gestion et au contrôle du risque résiduel.

Les échelles qualitatives de probabilité (P), impact (I), risque (R) d'un événement sont indiquées respectivement dans les tableaux IV (a), 4 (b), et V.

L'application des procédures décrites a mis en évidence les points critiques du projet et a permis l'intégration du RMP en ce qui concerne les méthodologies d'étude, le choix des procédures d'opération du tunnelier, et la communication entre les équipes d'étude et de construction.

De plus, pour garantir l'efficacité du RMP, différents aspects organisationnels ont été revus et/ou introduits :

1) rôles, responsabilité et flux des informations au sein du groupe ;

 introduction du rôle et de l'équipe de l'Ingénieur résident (IR) pour la supervision de la construction directement par le bureau d'étude ;

3) activation de la réunion journalière (RRG) du tunnel y compris la maîtrise d'œuvre, l'équipe de construction et l'équipe de l'IR ;

4) activation d'un groupe d'experts internationaux pour les audits périodiques.

# Réduction du risque dans la phase d'étude

Les points suivants furent considérés dans le développement du RMP pour le projet (Grasso et al., 2002a) : - mise à jour du modèle géologique, géotechnique et hydrogéologique pour chaque segment encore à excaver, à travers un ensemble d'auscultations spécifiques par phases, pour des sections de 200 à 400 m, de façon à utiliser le niveau de connaissance acquis pour le détail de la phase successive ;

 définition des critères spécifiques pour gérer les risques relatifs aux immeubles en surface et aux sous-services, en adaptant la prévision des tassements au milieu hétérogène au moyen d'une méthode semi-empirique ;

 adaptation du système d'auscultation, en prévoyant un contrôle pour chaque immeuble dans la zone d'influence du tunnel ; pour réduire l'impact économique, aussi bien des instruments actifs (lus systématiquement) que des instruments de contrôle additionnel (pour lesquels les lectures systématiques sont réalisées seulement dans le cas où la limite d'attention a été touchée dans les instruments actifs contigus) ont été placés et distribués selon le niveau de risque des immeubles ;

 adoption d'une procédure spécifique pour calculer la pression de stabilisation du front, en l'adaptant aux conditions de chaque zone ;

- sélection et contrôle d'un groupe additionnel de paramètres clés, y compris les paramètres représentatifs du tunnelier lui-même de façon à pouvoir adapter l'étude aux conditions rencontrées et donc de mitiger n'importe quel risque résiduel ;

- établissement des valeurs pour chaque paramètre clé qui serviront de seuils d'attention et d'alarme pour la mise en action des contre mesures prévues.

#### Ajustement des modalités d'opération de l'EPB-TBM

Les tunneliers employés peuvent opérer en mode fermé (chambres d'excavations pleines de matériaux d'excavation conditionnés et pressurisés) ou en mode ouvert (chambres d'excavation partiellement pleines de matériaux d'excavation conditionnés mais non pressurisés). Ces deux modalités sont appliquées en fonction des conditions géomécaniques rencontrées au front de taille.

Dans le cas spécifique, si le mode ouvert est utilisé dans une situation où est normalement requise l'utilisation du mode fermé (par exemple : lorsque l'entreprise décide de changer le mode prévu par le bureau d'études pour augmenter la production, ou bien lorsqu'un brusque changement de la géologie n'est pas suivi par une réponse immédiate de l'opérateur), il existe un risque de sur-excavation ayant comme conséquences des tassements excessifs et des éboulements, qui se traduisent au minimum par une augmentation des délais de construction. Les risques d'une inadéquate opération de la TBM et leurs impacts sont simulés par le DAT qui introduit le délai exponentiel du cumul des retards dus à la succession des accidents.

La figure 14 montre les résultats de l'analyse. Le résultat obtenu dénote que :





 le choix d'opérer en mode ouvert quand le mode fermé serait requis ne conduit pas à de réels bénéfices en terme de production ;

 dans un contexte géologique extrêmement hétérogène, le risque d'accidents dus à l'erreur humaine face à un changement de conditions au front existe toujours et peut avoir des conséquences désastreuses pour la sécurité du public.

Par conséquent, vu les délais réduits pour la réalisation et l'environnement fortement habité, ce dernier risque n'a pas été considéré comme acceptable dans ce projet. De ce fait découle la nécessité que l'excavation soit toujours réalisée en mode fermé.

L'impact de la réduction partielle de la vitesse d'avancement sur les temps de consigne de l'ouvrage, dérivant de l'utilisation exclusive de la façon fermée, a été corrigé à travers une redistribution des distances à parcourir par les deux TBM par rapport à ce qui est reporté dans la figure 12.

#### 5.5.3

#### Réduction des risques dans la phase de construction

La révision de l'analyse du risque a mis en évidence deux paramètres clés :

 - l'adoption de la méthode correcte d'excavation qui sert comme première contre-mesure pour limiter le risque d'instabilité et d'effondrement ;

 son contrôle sévère, comme deuxième contremesure, pour limiter l'impact de l'éventuelle instabilité.
 Par conséquent, différentes actions ont été nécessaires pour appliquer le RMP à la phase de construction (Guglielmetti *et al.*, 2002) :

 contrôle rigoureux des paramètres clés du tunnelier pour opérer dans les intervalles opérationnels prévus (Fig. 15); • mise au point d'un système secondaire de support actif du front de taille. Un système automatique injecte de la bentonite dans la chambre d'excavation si la pression au front diminue sous les limites préétablies;

• installation d'alarmes automatiques dans la cabine de pilotage qui s'activent lorsque les valeurs de seuil (de volume extrait, pression au front...) sont dépassées ou non respectées, rédaction des procédures opérationnelles du tunnelier pour assurer son utilisation correcte et l'adoption de techniques d'excavation appropriées. Les procédures contiennent également les actions et les flux d'information en cas d'anomalies;

 création d'une équipe de suivi du système, composée de personnel de l'entreprise et du bureau d'études pour une interface systématique des paramètres clés avec les processus d'étude, de construction, d'auscultations et les éventuelles modifications;

- réalisation d'un système d'information géographique (SIG) intégré pour la gestion des interférences du projet au niveau de l'étude, du monitoring et des analyses. L'accès aux données est garanti en temps réel à tous les acteurs engagés dans la réalisation du projet.

#### 5.5.4

#### Protocole pour l'avancement du tunnel

Pour garantir le respect des principes théoriques adoptés dès le début et résumés dans la figure. 8, le protocole pour l'avancement du tunnel (PAT) a été inséré dans le RMP. Le PAT est un document « vivant » qui agit à l'intérieur du RMP comme lien entre l'étude et la construction (Grasso *et al.* 2002). Le PAT est un document d'étude détaillé, produit et mis à jour tous les 200-400 m avec un minimum d'anticipation sur l'excavation, qui résume les nécessités de l'étude et de la construction. Une approche multidisciplinaire est utilisée pour identi-



Example of control of the TBM's key-parameters through predefined operational ranges that emphasize anomalies, obliging to interpret them, implementing corrective measures and updating dinamically the procedures.

fier les risques résiduels à travers la récolte de données, l'analyse et l'interprétation de toutes les données supplémentaires relatives à la section précédemment excavée, aux conditions géologiques et hydrogéologiques locales, aux informations sur les interférences avec structure en souterrain ou en surface, au relevé actualisé de l'état des immeubles. Ces informations sont donc utilisées pour obtenir un très bon modèle de prévision.

Le contenu du PAT est donc discuté avec le maître d'ouvrage et, après son approbation, est donné en dotation à l'équipe de construction. A ce point, le PAT devient une directive dynamique pour les opérations d'excavation, utilisée :

1) pour mettre à jour ultérieurement, par rapport à l'étude d'exécution, les paramètres clés sur une base quotidienne en fonction des auscultations en temps réel;

2) comme support dans le processus décisionnel.

La directive assure donc à toutes les parties en cause que la construction est réalisée de façon complètement contrôlée.

#### 5.5.5

#### Résultats de l'application du RMP au métro de Porto

Grâce aux procédures décrites, à partir de septembre 2001, la totalité de la ligne C (2 300 m) et environ 1 700 m de la ligne S ont été complètement excavés, avec de bons résultats, sans incidents, et avec des tassements superficiels très limités, même en présence de faible couverture (3 à 4 m). La vitesse d'avancement de 40 à 50 m par semaine est satisfaisante, surtout si l'on considère la nécessité d'entrer continuellement en conditions hyperbariques dans la chambre d'excavation pour la maintenance de la tête à cause de la forte capacité d'abrasion du granit.

Aucune situation d'alarme n'a plus été enregistrée après l'application du RMP. De plus, l'augmentation du niveau de connaissance du sol, de sa réponse à l'excavation, et du contrôle du tunnelier a augmenté le degré de confiance dans la technique d'excavation permettant d'optimiser les études (par ex. : limitation des soutènements du sol avant le passage du tunnelier ; optimisation du système d'auscultations et du régime de lectures ; réduction des ouvrages de protection préalables...) là où le degré d'incertitude qui caractérisait le projet avait obligé à prévoir des solutions beaucoup plus conservatrices.



# Conclusion

Le risque géotechnique, sous forme de conditions géologiques non prévues ou imprévisibles, est un facteur décisif pour le contrôle des temps, des coûts et de la sécurité de tous les plus importants projets d'ingénierie de génie civil. Le projet doit être géré dans toutes ses phases, en prêtant grande attention aux sources des risques, à leur identification, leur quantification et leur minimisation, après avoir défini la tolérance spécifique du projet aux risques. Un tel processus requiert l'attention du maître d'ouvrage, du bureau d'études et de l'entreprise dans toutes les phases du projet, depuis l'étude de faisabilité jusqu'à l'entrée en exercice de l'œuvre terminée ; il requiert également le développement d'un RMP – stratégie de gestion et répartition du risque.

Le RMP utilisera des instruments d'analyse du risque, de nature semi-empirique à probabiliste, qui permettront d'approcher, de manière flexible, l'étude et la construction, en évitant ainsi l'imprécision et la rigidité inhérentes à l'approche déterministe.

Les exemples d'application de l'analyse du risque reportés dans cet article ont démontré qu'une politique de gestion du risque n'est pas une fantaisie, mais un outil pratique pour l'ingénierie qui peut amener de nombreux avantages.

### Bibliographie

- Chiriotti E., Grasso P. Il controllo dei rischi nello scavo meccanizzato di gallerie in area urbana. *Convegno Nazionale di Geotecnica*, L'Aquila, 2002.
- Clayton C.R.I. Managing Geotechnical Risk. Improving Productivity in UK Building and Construction. Institution of Civil Engineers, London. Thomas Telford Publishing, London, 2001.Einstein H.H, J.-P. Dudt, V.B. Halabe, F.
- Einstein H.H, J.-P. Dudt, V.B. Halabe, F. Descœudres – Decision Aids in Tunnelling. Principle and Practical Application. Monographie, Swill Federal Office of Transportation, Project Alp Transit, 1992.
- Grasso P., Chiriotti E., Xu S. Riduzione e condivisione dei rischi residui associati allo scavo di un tunnel meccanizzato in ambito urbano attraverso l'uso di un protocollo di avanzamento. *Convegno Nazionale di Geotecnica*, L'Aquila, 2002a.
- Grasso P., Collomb D., Vignat P., Bochon A. – Base Tunnel Maurienne-Ambin : Probabilistic Estimation of Construction Time and Cost for Various Project Planning and Configuration Alternatives Considerino Geologic and Geomechanical Uncertainties. Actes du congrès Le indagini Geologiche e Geotecniche Propedeutiche alla Costruzione delle Opere Sotterranee sia Civili che Minerarie, Modena, 2002c.
- Grasso P., Kalamaras G.S., Mahtab M.A. Project Financing for Long and Deep Tunnels : An Approach Based on Risk Analysis. Actes *AITES-ITA World Tunnel Congress*, Milano, 2001.

Guglielmetti V., Grasso P., Gaj F., Chiriotti

E. – Il controllo dello scavo e della stabilità del fronte in uno scavo meccanizzato in ambiente urbano con il metodo a pressione di terra bilanciata. EPB Shield. *Gallerie e Grandi Opere in Sotterraneo*, 2002.

- Kalamaras G.S. A Probabilistic Approach to Rock Engineering Design : Application to Tunnelling. *Milestones in Rock Engineering*, The Bieniawski Jubilee Collection, A.A. Balkema, Rotterdam, 1996, p. 113-135.
- Pelizza S., Grasso P. Tunnel Collapses : Are They Unavoidable? World Tunnelling, 1998, p. 71-75.
- Russo G., Kalamaras G.S., Origlia L., Grasso P. – A Probabilistic Approach for Characterizing the Complex Geologic Environment for Design of the New Metro of Porto. Actes AITES-ITA World Tunnel Congress, Milano, 2001.
- Russo G., Kalamaras G.S., Grasso P. Reliability Analysis of Tunnel-Support Systems. Atti 9th ISRM Congress, Parigi, 1999.
- Russo G., XuS., ValdemarinF., Grasso P. A Tunnel Construction Time and Cost Probabilistic Evaluation with the System DAT (Decision Aids for Tunneling). *Strategic Project-Tunnel* Coordinator S. Polizza, Final Report, 1997, p. 124-138.

A consulter également :

Balan A., Trannoy P., Guttières L. – Application du MERP aux travaux souterrains et son intégration aux marchés publics. *AFTES, Journées d'études internationales de Toulouse*, 2002.

- Chiriotti E., Grasso P., Xu S. Analysis of Tunnelling Risks : State-of-the art and Examples. *MIR 2002* et prochaine publication dans *Gallerie*, 2002-2003.
- Grasso P., Mahtab M.A., Kalamaras G.S., Einstein H.H – On the Development of a Risk Management Plan for Tunnelling. 28th ITA General Assembly and World Tunnel Congress, Sydney, 2002b
- Hoek E. Geotechnical Risks on Large Civil Engineering Projects. Inter. Association of Engineering Geologists Congress, Vancouver, 1998.
- ITA Working Group n.12. Guidelines for Tunnelling Risk Assessment. Draft of the WG Report Prepared for WG 12 Meeting in Sydney, February 2002
- ITA Working Group n.17. Long Traffic Tunnels at Great Depth. First Draft of the WG Report Prepared for WG 17 Meeting in Amsterdam, April 2003
- Kovari K. La sicurezza del sistema nel campo della costruzione di gallerie in aree urbane : l'esempio della galleria Zimmerberg. *Gallerie e Grandi Opere Sotterranee* n° 36, dicembre 2002.
- Maidl B. TBM procurement using risk analysis. Tunnel & Tunnelling International, April 2003.
- Piraud J. Sur la désaffection des français pour les travaux souterrains : causes et remèdes possibles. AFTES, Journées d'études internationales de Toulouse, 2002.
- Robert J. L'analyse des risques pour la maîtrise des incertitudes lors de la construction d'un tunnel. AFTES, Journées d'études internationales de Toulouse, 2002.

# Stabilité et renforcement des fronts de taille des tunnels : une approche analytique en contraintes-déformations

Résumé

Les tunnels sont de plus en plus réalisés en pleine section, ce qui conduit à des hauteurs du front de taille parfois très importantes. C'est pourquoi les ingénieurs sont fréquemment appelés à examiner la tenue du front, et à prévoir son renforcement par des boulons longitudinaux en fibre de verre. Les approches actuelles privilégient les analyses en stabilité, mais ne permettent quère une évaluation des déformations du front, sauf à utiliser des méthodes numériques, dans lesquelles la prise en compte des renforcements conduit à des modèles très lourds et peu utilisables en pratique courante. Cet article présente une nouvelle approche analytique en contraintes-déformations, basée sur un principe de symétrie sphérique, et permettant d'évaluer les déformations d'extrusion du front, et ce même lorsque le front est renforcé par des boulons. Nous présentons en premier lieu les principes de la méthode ainsi que sa validation, puis différentes études paramétriques, ainsi que quelques cas possibles d'utilisation : évaluation d'un coefficient de sécurité, dimensionnement d'un renforcement par boulonnage, effet de la pression de confinement sur l'extrusion lors de l'utilisation de boucliers.

Mots clés: tunnel, front de taille, renforcement, contrainte-déformation, modèle analytique, modèle numérique.

# Stability and reinforcement of tunnels faces : an analytical stress-strain approach

Abstract

Tunnel excavation more and more frequently involve full face excavation, with sometimes significantly high tunnel faces. Engineers are often concerned with the tunnel face stability and they frequently use longitudinal fibreglass bolts to reinforce it. Current approaches are more often based on stability analysis with no estimation of strains. Strains can be estimated using numerical modelling. However, numerical modelling of reinforced tunnels faces is complex, heavy and quite difficult to use in engineering practice. This paper describes a new analytical stress-strain approach based on a spherical principle that calculates the tunnel face deformations, including when bolts reinforcement are used. The principles of the method is presented together with its validation. Various parametric analysis and some practical applications are finally presented : evaluation of a safety factor, design of the face reinforcement, effect of the confining pressure on the tunnel face deformations when using a TBM.

Key words: tunnel, excavation face, reinforcement, stress-strain, analytical model, numerical model.



# A. GUILLOUX, A. KURDTS

TERRASOL Immeuble Hélios 72, avenue Pasteur 93108 Montreuil Cedex info@terrasol.com

#### J.-B. KAZMIERCZAK

INERIS Parc technologique Alata BP 2 60550 Verneuil-en-Halatte (à Terrasol au moment de l'étude) jean-bernard.kazmierczak@ ineris.fr

### G. REGAL

Saint-Gobain VICA SA (à Terrasol au moment de l'étude) gilberto.regal@ saint-gobain.com

# H. WONG

ENTPE-CNRS 69518 Vaulx-en-Velin Cedex Henry.Wong@entpe.fr

> NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1<sup>er</sup> avril 2005.



#### 1.1

# Contexte général

Depuis plusieurs décennies les approches de dimensionnement des tunnels ont fortement évolué. A l'origine elles s'appuyaient sur des méthodes de calcul des structures de soutènement, soumises à des charges de terrain évaluées à partir de calculs « à la rupture » telles que la formule de Terzaghi. De nos jours, elles font appel à des approches en contraintes-déformations, permettant de mieux prendre en compte les mécanismes d'interaction sols-structures. Elles permettent donc d'optimiser le dimensionnement des ouvrages, mais aussi d'évaluer les déformations induites par le creusement et donc leur effet en surface ou sur les ouvrages existants.

Plus récemment, le développement des tunnels de grande section en terrains meubles a conduit l'ingénieur à se préoccuper fréquemment de la tenue du front de taille, ceci dans le but de vérifier sa stabilité et de dimensionner des méthodes confortatives. Ces méthodes incluent notamment le confinement du front de taille en cas d'utilisation de boucliers, ou le renforcement de ce front avec des boulons longitudinaux en fibre de verre, technique dont l'application devient fréquente pour les grands tunnels creusés par les méthodes traditionnelles.

Les évaluations de la tenue d'un front de taille suivent la même évolution que celle des calculs en section transversale. En effet, l'objectif recherché lors de la vérification de la stabilité du front peut être double (Clouterre II, 2002):

 dans les tunnels sous état de contrainte élevé et en milieu non urbanisé, il convient d'assurer la stabilité du front, pour éviter des accidents souvent graves, mais aussi pour maintenir le terrain en état « élastique », afin de ne pas dégrader ses propriétés mécaniques (Lunardi, 1997);

- dans les tunnels en milieu urbain, et même s'il n'y a pas de risque d'instabilité, on sait que les déformations au front de taille lors du creusement participent de façon significative aux tassements en surface (Serratrice et Magnan, 2002). Le confinement ou le renforcement du front sont alors un moyen de contrôle des déformations induites sur l'environnement (Guilloux et Kastner, 2001).

# Les méthodes d'analyse de la tenue du front

Dans un tel contexte, les méthodes d'analyse de la tenue du front de taille des tunnels suivent un développement comparable à celles des tunnels en section transversale : dans un premier temps, les ingénieurs ne se sont préoccupés que de la vérification de la stabilité du front, par des approches « à la rupture », depuis les approches empiriques développées par Broms *et al.* (1967) jusqu'aux méthodes récentes faisant appel au concept d'analyse limite (Leca et Dormieux, 1990) ou aux modélisations physiques (Chambon et Corté, 1989). L'objectif recherché est alors uniquement la détermination d'un « coefficient de sécurité » global du front, incluant éventuellement les renforcements ou pressions de confinement. Mais, outre les difficultés d'application des nombreuses méthodes à la disposition des ingénieurs, qui les laissent parfois perplexes devant la très grande disparité des résultats selon les méthodes utilisées, de telles approches ne permettent en aucun cas de disposer de résultats en déformations. Par ailleurs, on ne dispose pas du recul suffisant pour établir des corrélations entre la valeur du coefficient de sécurité du front et des valeurs de déformations « acceptables », comme cela existe dans le domaine de la stabilité des talus.

C'est pourquoi est apparue la nécessité de disposer d'outils permettant de quantifier les déformations en avant du front, avec pour objectifs :

 de mieux comprendre les mécanismes notamment en cas de renforcement du front de taille par boulons en fibre de verre, technique maintenant fréquemment utilisée;

 de mieux évaluer l'incidence de ces déformations sur les tassements en surface;

– enfin, de pouvoir disposer de prévisions servant de base aux mesures sur chantier, offrant ainsi un outil d'aide à la décision lors de l'utilisation de la méthode observationnelle pour le suivi des extrusions mesurées sur le chantier.

Il s'agit ainsi de pouvoir faire des approches en contraintes-déformations, comme on le fait couramment depuis quelques dizaines d'années en section transversale, notamment avec l'approche convergenceconfinement développée par Panet (1995).

#### 1.3

### Le modèle « extrusion »

Les méthodes numériques telles que la méthode des éléments finis (EF) permettent bien sûr de telles analyses en contraintes-déformations. Les calculs axisymétriques peuvent constituer une première approche d'accès relativement simple, mais présentent des limitations liées aux hypothèses de base des modèles. Des approches plus élaborées nécessitent des calculs tridimensionnels pour bien modéliser les phénomènes se produisant au voisinage du front de taille, qui sont très éloignés d'un comportement en déformations planes. Malgré le développement des outils informatiques, de tels calculs restent encore difficiles à utiliser dans la pratique courante, surtout lorsqu'on doit prendre en compte l'effet du renforcement par des boulons axiaux, car la prise en compte d'inclusions linéiques conduit à des modèles très lourds.

Wong *et al.* (1999a) ont développé une méthode analytique permettant, à partir d'un certain nombre d'hypothèses simplificatrices, une analyse en contraintes-déformations avec la possibilité supplémentaire de tenir compte d'un renforcement par boulons. Cette méthode, que nous appellerons dans la suite le modèle « extrusion », a été intégrée dans le logiciel TunRen<sup>(1)</sup>; elle permet de disposer d'un outil simple d'utilisation, donnant ainsi à l'ingénieur la possibilité d'analyser les problèmes liés à la stabilité et aux défor-

Le logiciel est le résultat d'une collaboration entre le CNRS/ENTP et Terrasol.

mations du front de taille d'un tunnel, en l'état naturel et avec renforcement ou confinement du front.

L'objet de cet article est ainsi, après un rappel des principes de la méthode, de présenter :

 les comparaisons faites avec des modélisations par éléments finis permettant ainsi de « valider » le modèle « extrusion », et avec des résultats d'auscultations en vraie grandeur pour les quelques rares cas de chantiers où des mesures fiables étaient disponibles;

 quelques études paramétriques ayant pour objet de mettre en évidence l'influence des principaux paramètres sur l'extrusion du front de taille et la mobilisation de la traction dans les boulons;

 – enfin, diverses possibilités d'application du modèle : approche du coefficient de sécurité du front, effet de la pression de confinement dans le cas d'utilisation d'un bouclier, dimensionnement d'un renforcement par boulons en fibre de verre.

# Le principe de calcul du modèle « extrusion»

Le modèle « Extrusion » a été développé par Wong et al. (1999a). Comme pour la méthode convergenceconfinement, diverses hypothèses simplificatrices sont nécessaires pour développer les formulations analytiques :

 tunnel de section circulaire, correspondant à l'hypothèse de symétrie sphérique;

- milieu infini, homogène et isotrope;

 champs de contraintes initiales uniforme et hydrostatique, c'est-à-dire où l'on peut négliger le gradient de contraintes sur la hauteur du front.

On notera que ces dernières hypothèses, qui limitent en théorie l'utilisation de la méthode à des tunnels relativement profonds et en terrain homogène, sont les mêmes que celles faites, de façon plus ou moins implicite, dans l'utilisation de modèles EF en axisymétrie.

Les autres hypothèses spécifiques et les modèles de comportement pris en compte sont les suivants :

• Symétrie sphérique du champ de contraintes-déformations (Fig. 1): on considère que la zone au voisinage du front de tunnel peut être assimilée à une « cavité sphérique ». De ce fait, l'état des contraintes et déformations est le même dans toutes les directions, et on admet qu'il est représentatif de la direction axiale du tunnel. En particulier, on ne calcule qu'une valeur de l'extrusion qui est le déplacement radial des parois de la cavité sphérique, alors que dans la réalité, avec un front plan, la déformation conduit à un bombement de ce dernier, c'est-à-dire à une extrusion plus forte au centre que sur les bords. Nous verrons au paragraphe 3 les relations entre l'extrusion calculée par le modèle et celle obtenue dans des calculs EF axisymétriques.

• Principe de « déconfinement »: le problème revient à considérer une cavité sphérique sur la paroi de laquelle est appliquée une pression interne P décroissante depuis la pression géostatique  $\sigma_0$  jusqu'à 0. En effet (Fig. 1):

 pour un point A très éloigné du front, l'état de contrainte n'est pas encore perturbé par le tunnel, et les déformations sont nulles; – pour un point B situé à proximité du front, la contrainte radiale est plus faible (elle diminue progressivement avec la distance de B au front), et le déplacement radial devient non nul: cet état peut être considéré comme équivalent à celui d'un point situé sur les parois d'une cavité dans laquelle existe une pression interne  $\sigma_0(1-\lambda)$  où  $\lambda$  varie entre 0 et 1;

– à la limite, pour  $\lambda$  = 1, la pression à l'intérieur de la cavité est nulle: cet état correspond à un point C situé sur le front; la valeur du déplacement radial  $u_r$  est alors la valeur calculée de l'extrusion pour le modèle de symétrie sphérique.

*Nota* : dans le cas d'utilisation d'un bouclier exerçant une pression sur le front  $p_f$  la valeur de l'extrusion correspondante est obtenue pour un déconfinement partiel  $\lambda_r$  tel que  $\sigma_0 (1 - \lambda_r) = p_r$  (cf. § 5.2).



La figure 2 montre la distribution des contraintes radiale  $\sigma_r$  et tangentielle  $\sigma_{\theta}$  obtenues par le modèle « extrusion » dans le cas d'un tunnel de 5 m de rayon, dans le cas d'une contrainte initiale  $\sigma_0 = 1$  MPa et d'un critère de Tresca avec  $c_u = 0,5$  MPa ( $\sigma_0/c_u = 2$ ). Il apparaît clairement que les variations de contraintes dues au front de taille ne sont pas symétriques par rapport à  $\sigma_0$ et que leur différence vaut 2 \*  $c_u$  dans la zone en rupture. Ces variations ne se font plus sentir au-delà de 10 à 15 m, c'est-à-dire environ une fois le diamètre du tunnel.

• Lois de comportement du terrain : le modèle a été développé avec une loi de comportement élastoplastique pour le terrain. La tenue du front étant un problème « instantané », les analyses correspondent aux conditions de « court terme ». Suivant les terrains, le critère de plasticité pourra être soit un critère de Tresca dans les sols fins, caractérisé par une cohésion  $c_u$  avec  $\phi_u = 0$ , soit un critère de Mohr-Coulomb (c et  $\phi$ ) dans les sols grenus.

Lors du déconfinement de la cavité, le déviateur de contraintes augmente, jusqu'à atteindre le critère de rupture pour une certaine valeur de  $\lambda$ . Au-delà il se crée autour de la cavité une zone en équilibre limite (cf. Fig. 1).

Ce comportement est illustré sur la figure 3 qui montre la variation du déplacement radial en fonction du taux de déconfinement. Dans l'exemple étudié d'un tunnel de 6 m de rayon, à 100 m de profondeur et avec





un terrain de module E = 300 MPa, on observe que, pour un angle de frottement  $\phi$  restant égal à 30°, les différentes valeurs de la cohésion c du terrain conduisent à des comportements variables :

– pour c = 1,5 MPa le comportement reste toujours élastique et la valeur de l'extrusion finale (pour  $\lambda$  = 1) vaut  $u_f$  = 40 mm;

– pour c = 1 MPa le comportement reste élastique pour  $\lambda < 0.7$  et on atteint le domaine plastique pour des déconfinements supérieurs; la valeur finale de l'extrusion est légèrement plus forte : u<sub>r</sub> = 48 mm;

- pour c = 0,5 MPa on atteint le domaine plastique pour  $\lambda$  > 0,4 et la valeur finale de l'extrusion est largement plus forte : u<sub>r</sub> = 155 mm.



• *Prise en compte du boulonnage*: les boulons de renforcement du front de taille sont pris en compte par la méthode d'homogénéisation des milieux périodiques, selon les principes décrits par Greuell (1993) pour le boulonnage radial des tunnels, puis adaptés par Jassionnesse *et al.* (1998) pour le boulonnage axial. Par hypothèse, les boulons ont une longueur infinie ; ils sont modélisés avec une loi de comportement élastoplastique et avec une adhérence parfaite entre les boulons et le terrain. Les calculs permettent ainsi de calculer la traction dans les boulons, qui est maximale au front de taille. Ce dernier résultat est directement lié à l'hypothèse simplificatrice d'adhérence parfaite : Dias (1999) a en effet montré que, lorsqu'on considère que les contraintes de cisaillement à l'interface sol-boulons sont plafonnées, la traction dans les boulons est maximale à une certaine distance en arrière du front.

La figure 4 montre l'effet du boulonnage sur l'extrusion du front de taille dans le même cas que pour la figure 3:

– pour c = 1,5 MPa, le comportement reste élastique et les boulons n'ont qu'un effet négligeable sur l'extrusion; – pour c = 0,5 MPa, c'est-à-dire avec une forte plastification, le boulonnage joue un rôle significatif de réduction de l'extrusion, qui passe de 158 mm à 96 mm.

La figure 5 montre les efforts de traction mobilisés dans les boulons pour différentes valeurs de la cohésion : la forte plastification observée dans le cas c = 0.5 MPa conduit à une mobilisation de l'effort limite des boulons T = 830 kN, tandis qu'avec une forte cohésion l'effort dans les boulons ne dépasse pas 400 kN.

# Validation du modèle « Extrusion »

#### 3.1

# Validation sur modèles numériques 2D

# 3.1.1

# Méthodologie

Il était nécessaire de caler les résultats obtenus par le modèle analytique « extrusion » avec d'autres approches; les cas expérimentaux étant relativement limités, nous avons conduit une importante étude paramétrique de



Effect of the bolts on the extrusion.



comparaison entre les résultats de calcul « extrusion » et des résultats de modèles par EF réalisés avec le logiciel Plaxis. Pour ces derniers la plupart des calculs ont été conduits en axisymétrie, mais quelques calculs sont faits avec de véritables modèles 3D (cf. § 3.2).

Les valeurs d'extrusion u, du modèle « extrusion » sont comparées à la valeur maximale de l'extrusion du front de taille calculée dans les modèles EF, qui est obtenue à l'axe du tunnel. En effet la déformation d'un front de taille dans un calcul EF n'est pas uniforme : elle a une forme convexe telle que présentée sur la figure 6

pour un tunnel de 7 m de rayon (u, = 30 mm à l'axe et 20 mm sur les contours).

La prise en compte du boulonnage pose une difficulté spécifique dans les modèles EF : en effet la modélisation des boulons comme éléments de renforcement linéiques nécessite le recours à des modèles tridimensionnels, très lourds à manipuler; il est donc préférable de prendre en compte l'effet du boulonnage de façon indirecte. Une étude très complète a été menée par Dias (1999) qui propose deux approches.

1) L'application d'une « pression équivalente au front p, », calculée à partir des caractéristiques de résistance des boulons et du frottement latéral terrain-boulons par la relation suivante :

$$p_{i} = Min \left\{ \frac{n.A_{b.}\sigma_{b}}{S}; \frac{n.S_{i}, \tau_{max}}{S} \right\}$$

avec:

n: nombre total de boulons au front;

S<sub>k</sub>: section d'un boulon;

 $\sigma_{\rm b}$ : contrainte maximale en traction dans un boulon;

S: surface du front;

 $\tau_{\mbox{\tiny max}}$  : contrainte maximale de cisaillement à l'interface boulon/terrain ;

S,: surface latérale totale de contact terrain-boulon.



Le problème de cette méthode provient du fait que l'on ne prend pas en compte le comportement réel des boulons, puisqu'ils sont considérés avec leurs caractéristiques de résistance limite, et non par les efforts réellement mobilisés.

Dias (1999) a montré que l'on n'obtenait des résultats satisfaisants qu'à la condition de calculer la pression p<sub>r</sub> à partir de valeurs de traction dans les boulons  $T_b$  réellement mobilisées par suite des différents mécanismes d'interaction, et qu'il a déterminées dans ses travaux par des modèles EF 3D.

Le modèle Extrusion est un outil nettement plus simple pour évaluer cette traction  $T_b$ ; dans la suite nous déterminerons donc la pression  $p_f$  à utiliser dans les modèles EF axisymétriques par la relation  $p_f = \frac{n.T_b}{S}$ 

avec une traction  $T_b$  calculée par le modèle « extrusion »; puis nous comparerons les valeurs d'extrusion obtenues dans les modèles EF axisymétriques et avec le modèle « extrusion ».

2) La prise en compte d'un « noyau à cohésion renforcée »: la cohésion du sol dans la zone renforcée par les boulons est augmentée du fait du renforcement par les boulons, suivant la relation:

$$c'=c+\frac{\Delta\sigma_3}{2}\tan(\frac{\pi}{4}+\frac{\phi}{2})$$

avec:

c: cohésion du massif;

φ: angle de frottement du massif;

 $\Delta\sigma_3$  : incrément de la contrainte mineure due aux boulons  $\Delta\sigma_3 {=} \frac{n.T_b}{S}$  .

On retrouve la même limitation que précédemment sur l'estimation de la traction dans les boulons, évaluée soit à partir des caractéristiques de résistances limites, soit à partir d'une estimation de la traction réellement mobilisée. Dans notre étude, la valeur de  $T_b$  a été prise égale aux valeurs de traction obtenues par le modèle Extrusion.

On souligne en outre que ce principe de « cohésion renforcée » est *a priori* moins performant pour modéliser l'effet du boulonnage, puisqu'il n'intervient que lorsqu'on atteint le domaine plastique ; de ce fait, dans le domaine élastique, le confinement apporté par les boulons n'est pas pris en compte.

Cette méthodologie a été appliquée à deux cas réels de chantier où la technique du boulonnage du front de taille a été appliquée de façon systématique sur de grands linéaires : la traversée souterraine autoroutière de Toulon et le tunnel de Tartaiguille sur la ligne nouvelle du TGV Sud-Est (André *et al.*, 1999; Bouvard *et al.*, 1999). En outre le paragraphe 3.3 présentera la comparaison entre les valeurs théoriques et celles mesurées lors des auscultations mises en œuvre sur ces chantiers.

#### 3.1.2

#### Tunnel de Toulon

Pour le tunnel de Toulon, les caractéristiques utilisées pour les études sont les suivantes :

– rayon du tunnel R = 5,8 m; profondeur de 35 m environ, soit une contrainte initiale  $\sigma_0$  = 0,8 MPa (on notera que le tunnel est ici relativement peu profond);

comportement géotechnique moyen des terrains: élas-

toplasticité avec critère de rupture de Mohr-Coulomb :  $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$ , E = 300 MPa, c = 50 kPa,  $\phi = 20^\circ$ ,  $\psi = 0$ .

Les résultats sont présentés sur la figure 7 en termes de variation de l'extrusion en fonction de l'intensité du renforcement caractérisée par le nombre de boulons au front, d'une part, pour le modèle « extrusion » et, d'autre part, pour les modèles EF axisymétriques avec les deux méthodes évoquées ci avant (pression équivalente au front et cohésion renforcée). L'accord entre les différentes méthodes est excellent : pour un nombre de boulons variant de 0 (front non renforcé) jusqu'à 100 boulons l'extrusion décroît de 45 à 20 mm environ. Au-delà de 100 boulons, l'extrusion varie relativement peu, et la méthode de la cohésion renforcée dans les calculs EF diverge quelque peu des autres approches, vraisemblablement parce que le terrain reste alors dans le domaine élastique (cf. ci-avant).



# 3.1.3

#### Tunnel de Tartaiguille

Pour le cas du tunnel de Tartaiguille, les caractéristiques utilisées lors des études du projet sont les suivantes:

– rayon du tunnel R = 7,4 m; profondeur de 100 m environ, soit une contrainte initiale  $\sigma_0$  = 2,3 MPa;

– comportement géotechnique moyen des terrains : élastoplasticité avec critère de rupture de Tresca :  $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$ , E = 400 MPa, c<sub>u</sub> = 1,2 MPa.

La figure 8 présente comme précédemment les résultats obtenus avec les différentes méthodes : on constate dans ce cas que la comparaison des différentes méthodes montre des résultats moins satisfaisants que pour le tunnel de Toulon et que la densité de boulons n'a qu'une faible influence sur l'extrusion; en fait les données du calcul sont telles que l'on reste pratiquement toujours en domaine élastique.

De nombreuses autres comparaisons ont pu être faites en faisant varier dans de larges gammes la géométrie des modèles, les paramètres géotechniques et les renforcements du front. Il apparaît que les écarts entre les diverses méthodes:

– restent en général de l'ordre de 10 à 15 % lorsque les terrains sont modélisés par un critère de Mohr-Coulomb (angle de frottement  $\phi$  non nul);

– peuvent atteindre jusqu'à 50 % lorsque les terrains sont modélisés par un critère de Tresca ( $\phi = 0$ ), et dans le cas de faibles sollicitations (N =  $\sigma_0/c_u < 3$ ) c'est-à-dire lorsqu'on est loin de la rupture sans renforcement; c'est le cas notamment du tunnel de Tartaiguille. Lorsqu'on



se rapproche de la rupture du front (N =  $\sigma_0/c_u > 3$ ), l'accord entre les deux méthodes est nettement plus satisfaisant (écarts inférieurs à 20 %).

Par ailleurs, on constate que le comportement global du front en fonction de l'intensité du renforcement (nombre de boulons) est bien reproduit dans tous les cas; notamment le « coude » des courbes « extrusion/nombre de boulons », caractérisant la densité de boulonnage nécessaire pour obtenir de faibles déformations, est tout à fait comparable dans les différentes approches.

### Validation sur modèles numériques 3D

3.2

Les comparaisons précédentes entre les résultats du modèle « Extrusion » et ceux des calculs EF axisymétriques, qui s'avèrent satisfaisantes, reposent néanmoins sur une hypothèse forte, consistant à utiliser dans les calculs EF les valeurs de traction mobilisée dans les boulons résultant du modèle Extrusion. Il nous a donc paru nécessaire de faire une comparaison des deux méthodes par une approche directe, en conduisant des calculs EF tridimensionnels dans lesquels la traction mobilisée dans les boulons ne reposait pas sur une hypothèse préalable, mais résultait directement du calcul en déformations.

Il fallait donc faire un véritable calcul 3D, où les boulons sont modélisés par leur résistance et leur raideur. Le logiciel Plaxis 3D utilisé ne permettant pas la modélisation réelle des boulons, nous avons simulé ces derniers à l'aide de nappes de « géotextiles » de caractéristiques équivalentes à celles du boulonnage étudié, tant en terme de résistance et de raideur en traction que de résistance à l'arrachement.

La figure 9 montre la comparaison entre les résultats obtenus par les deux types de modèle, pour le cas du tunnel de Toulon (cf. § 3.1.2): l'accord est alors excellent.

# 3.3

### Validation sur résultats expérimentaux

Le tunnel de Tartaiguille a fait l'objet d'une auscultation poussée, avec notamment des mesures régulières de l'extrusion du front de taille en fonction de l'avancement du tunnel par mesures extensométriques.



Wong *et al.* (1999b) ont analysé les résultats expérimentaux obtenus sur les profils où les mesures sont réellement exploitables, et les ont comparés aux valeurs déduites du modèle Extrusion. La figure 10 montre la distribution de l'extrusion en fonction de la distance au front, les valeurs théoriques étant calculées avec les hypothèses géotechniques de base du projet rappelées au paragraphe 3.1.2 : l'accord est tout à fait satisfaisant, tant en terme de valeur maximale de l'extrusion au front que de sa distribution en fonction de la distance au front : les déformations deviennent négligeables audelà de 15 m soit environ un diamètre de tunnel.

Les résultats expérimentaux sur le tunnel de Toulon sont plus difficilement exploitables, notamment par suite de difficultés de mise en œuvre des extrusomètres. On retiendra cependant que les extrusions mesurées ont été le plus souvent de l'ordre de 20 à 30 mm, ce qui est tout à fait cohérent avec les résultats présentés sur la figure 7 pour une densité d'environ 50 boulons au front.

#### 3.4

# Conclusion sur le modèle « extrusion »

L'ensemble des simulations effectuées, dont quelques résultats ont été illustrés dans les paragraphes précédents, nous a conduits à conclure que le modèle analytique « Extrusion », malgré ses hypothèses simplificatrices, permet d'obtenir un bon ordre de grandeur des valeurs de l'extrusion au front de taille d'un tunnel.



Cet outil simple d'analyse en déformation de la tenue du front de taille d'un tunnel, incluant un renforcement de ce dernier par boulonnage axial, permet ainsi d'aborder ces problèmes avec une approche globale. Nous présentons au paragraphe 5 quelques exemples d'utilisation de cet outil pour l'aide à la conception des projets.

# Analyses paramétriques

Nous présentons tout d'abord quelques résultats d'études paramétriques destinés à montrer l'évolution de l'extrusion du front en fonction des caractéristiques géométriques et géomécaniques du projet, et à mettre en évidence l'influence des principaux paramètres :

– contrainte initiale (et donc profondeur du tunnel);

 propriétés géomécaniques du massif: résistance au cisaillement et module de déformation, caractéristiques du renforcement au front: résistance et déformabilité des boulons, densité de boulonnage.

Le cas de base considéré est celui d'un tunnel situé à environ 100 m de profondeur (nous avons considéré une contrainte initiale  $\sigma_0 = 2,4$  MPa), de rayon R = 5 m, avec un terrain de module E = 200 MPa et deux types de critères de rupture :

- terrain purement cohérent, de type argile raide, avec  $c_u = 1 \text{ MPa et } \phi_u = 0^\circ$ ;

– terrain cohérent et frottant, de type marne ou sable consolidé, avec c = 0,2 MPa et  $\phi$  = 30°.

L'analyse paramétrique est faite pour le cas d'un front renforcé par des boulons en fibre de verre de caractéristiques suivantes : densité de boulonnage  $d_b = 0.5 \text{ u/m}^2$ , résistance unitaire des boulons de 1 750 kN (contrainte limite  $\sigma_b = 700$  MPa et section  $S_b = 25 \text{ cm}^2$ ), raideur des boulons  $E_b.S_b = 5000$  kN (module élastique de 2 000 MPa). A partir de ces données de base, nous avons fait varier de façon isolée les différents paramètres.

#### 4.1

#### Effet du rayon du tunnel

Pour un rayon de galerie R variant de 1 à 8 m, la figure 11 montre que l'extrusion varie linéairement avec le rayon, et que la traction mobilisée dans chacun des boulons est indépendante du rayon.

Ces résultats s'expliquent par le fait que, dans les formules analytiques de base en comportement élastique, l'extrusion est directement proportionnelle au rayon du tunnel, alors que la traction varie comme le rapport u<sub>i</sub>/R pour une densité de boulonnage constante.

#### 4.2

### Effet du module de déformation du terrain

Pour un module E de terrain variant entre 50 et 1 000 MPa, la figure 12 montre que l'extrusion et la traction mobilisée diminuent fortement lorsque le module E augmente, en particulier pour E > 200 MPa (dans les cas étudiés).

Les courbes sont en fait de type hyperbolique, l'extrusion et la traction étant sensiblement inversement proportionnelles au module élastique du terrain.

#### 4.3

# Effet de la contrainte initiale

Pour une contrainte initiale  $\sigma_0$  variant entre 0,5 et 10 MPa (soit des profondeurs variant entre 25 et 400 m environ), la figure 13 montre que l'extrusion et la traction mobilisée augmentent fortement avec la contrainte initiale. On remarque en particulier que l'extrusion tend vers une valeur « infinie » pour  $\sigma_0 > 5$  MPa avec un sol purement cohérent ( $c_u = 1$  MPa); en notant que ce cas correspond à un facteur de charge  $N = \frac{\sigma_0}{c_u} = 5$ , on re-

trouve le résultat classique sur l'instabilité du front en

milieu purement cohérent, qui est atteinte lorsque N dépasse la valeur de 5 ou 6: cette remarque sera développée au § 5.1 pour introduire la notion de coefficient de sécurité à partir de ces calculs d'extrusion.

Dans le cas du critère de Mohr-Coulomb avec  $\phi \neq 0$ , l'extrusion augmente également avec le niveau de contrainte, mais garde des valeurs « finies »: le caractère frottant limite donc fortement le développement de la rupture du front, car la résistance au cisaillement du terrain augmente avec la contrainte moyenne.

# Effet des paramètres c et $\phi$

#### 4.4.1

#### Cas du sol purement cohérent

Pour une cohésion  $c_u$  variant de 1 à 10 MPa, la figure 14 montre que l'extrusion et la traction mobilisée ne varient que très peu lorsque  $c_u$  dépasse 1 MPa; en pratique le comportement du terrain est de type élastique dans ce domaine, et le critère de rupture ne joue alors pas de rôle. Pour  $c_u < 0,5$  MPa, l'extrusion et la traction dans les boulons tendent vers des valeurs « infinies »; on se retrouve dans le cas d'instabilité du front évoqué ci-avant.







REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 109 4ª trimestre 2004



#### 4.4.2

4.5

#### Cas du sol cohérent-frottant

Pour  $\phi = 30^{\circ}$  et une cohésion c variant de 0,1 à 10 MPa, la figure 15 montre que l'extrusion et la traction mobilisée diminuent relativement peu lorsque la cohésion augmente. En revanche l'influence de l'angle de frottement  $\phi$  variant entre 10° et 40°, avec c = 0,2 MPa, est beaucoup plus marquée.

# Effet du renforcement au front

Dans les cas considérés, la densité des boulons  $d_b$ , que l'on a fait varier entre 0 et 2 u/m<sup>2</sup>, ne joue pas un rôle déterminant sur l'extrusion et la traction dans les boulons, notamment en milieu purement cohérent (cf. Fig. 16); ce résultat s'explique par le fait que, dans nos exemples, le comportement du front est loin de la rupture. La figure 7 (§ 3.1.2) montre d'ailleurs, dans le cas du tunnel de Toulon, que l'influence de la densité du boulonnage peut être beaucoup plus marquée lorsque le front n'est pas stable sans renforcement.

Quant à l'influence de la raideur des boulons ( $E_b$ , $S_b$  variant entre 0,25 et 50 MN), on constate également qu'elle est faible sur les valeurs d'extrusion, mais très significative sur les tractions dans les boulons.

#### 5

# Utilisation du modèle « extrusion » pour l'aide à la conception

#### 5.1

# Évaluation du coefficient de sécurité au front

Les approches usuelles de l'analyse de la tenue du front de taille restant encore souvent basées sur la notion de « coefficient de sécurité », nous avons développé une procédure permettant d'approcher une telle notion avec le modèle Extrusion. Cette approche s'appuie sur le constat que, toutes choses égales par ailleurs, l'évolution de l'extrusion du front avec la résistance du terrain présente une allure tout à fait caractéristique.

La figure 17 montre ainsi la variation de l'extrusion

 $u_{f}$  en fonction du facteur de stabilité  $N = \frac{\sigma_{o}}{c}$ ; le cas

considéré est le même que pour l'étude

paramétrique précédente (tunnel de rayon R = 5 m avec  $\sigma_0$  = 2,4 MPa, sans renforcement du front; terrain purement cohérent

de caractéristiques  $c_u = 0.3$  à 2.4 MPa, soit =  $N = \frac{\sigma_o}{c}$ 

1 à 8); nous avons considéré que, conformément à l'expérience, le module élastique E était proportionnel à la cohésion:  $E = 100 - 200 - 500 c_u$ .

On constate que :

– pour de fortes valeurs de la cohésion  $c_u$ , c'est-à-dire lorsque N reste inférieur à 4, l'extrusion reste faible et varie relativement peu avec la cohésion : on reste dans une phase « pseudo-élastique »;

- pour de faibles valeurs de la cohésion, c'est-à-dire lorsque N dépasse 5 ou 6, l'extrusion augmente forte-







$$F_1 (2,5 \%) = 5,8$$
  
 $F_2 (5,0 \%) = 6,9$ 

a : sol purement cohérent c<sub>u</sub> = 1 MPa



FIG. 18 Application de la procédure  $c - \phi$  réduction. Application of the  $c - \phi$  reduction procedure. ment, jusqu'à atteindre des valeurs très élevées, plurimétriques, soit plus de 10 % du rayon: on est dans le domaine plastique.

L'idée de base consiste donc, comme cela se fait dans certains logiciels de calculs aux éléments finis, à appliquer une procédure « c –  $\phi$  réduction » qui consiste à réduire progressivement la résistance au cisaillement du terrain par un facteur F s'appliquant sur c et tan  $\phi$  et à observer l'évolution de l'extrusion en fonction de F. La figure 18 montre les résultats obtenus, pour les mêmes données que ci-dessus et E = 480 MPa et avec deux critères de rupture pour le terrain, en exprimant l'extrusion en valeur adimensionnelle « u,/R ».

Il s'agissait alors de définir une valeur conventionnelle d'extrusion correspondant au « coude » des courbes. Pour cela, nous avons calé les résultats obtenus par le modèle « Extrusion » sur l'approche usuelle basée sur le facteur de stabilité  $N = \frac{\sigma_0}{c_u}$  pour un milieu purement cohérent, et qui consiste à considérer qu'il y a instabilité du front pour N > 5 ou 6 (Broms *et al.*, 1967). La comparaison entre ce critère et les résultats obtenus par le modèle « Extrusion » nous a conduits à considérer que l'on avait rupture pour des valeurs d'extrusion relative u/R de l'ordre de quelques pour-cent. Le logiciel propose ainsi deux valeurs conventionnelles du coefficient de sécurité F vis-à-vis de la stabilité du front :

 $F_1$  pour u/R = 2,5 % et  $F_2$  pour u/R = 5 %



$$F_1$$
 (2,5 %) = 1,8  
 $F_2$  (5,0 %) = 2,1  
: sol cohérent-frottant  
 $c = 0,2$  MPa ;  $\phi = 30^\circ$ 

b

Cette procédure peut bien sûr s'appliquer aussi bien à l'évaluation du coefficient de sécurité du front en l'absence de renforcement qu'à celle d'un front renforcé par boulonnage.

# Effet d'une pression de confinement au front

5.2

Dans le cas de projets en sols meubles et aquifères, c'est souvent par utilisation d'un bouclier à front confiné que l'on assure la stabilité du front et que l'on cherche à limiter les déformations à des valeurs acceptables. Le modèle Extrusion peut là encore servir d'aide à la décision quant au choix de la pression de confinement, tout en gardant à l'esprit les hypothèses simplificatrices qui sont à la base du modèle (notamment le champ de contraintes initial uniforme et isotrope).

Prenons l'exemple d'un tunnel de rayon R = 5 m, à 30 m de profondeur ( $\sigma_0$  = 0,6 MPa) dans un terrain sableux avec une légère cohésion ( $\phi$  = 30° et c = 10 kPa) et de module E = 50 MPa. En l'absence de pression de confinement l'extrusion u<sub>r</sub> atteint 204 mm (soit u<sub>r</sub>/R = 4 %), c'est-à-dire que le front est « instable » (coefficient de sécurité de l'ordre de F = 1).

La figure 19 montre la variation de l'extrusion calculée en fonction de la pression appliquée au front de taille; on observe une fois de plus une différence nette entre :

– un comportement « pseudo-élastique » pour  $p_f > 150 \text{ kPa}$  environ, avec une extrusion variant linéairement avec la pression appliquée : de 40 mm à 0 pour  $p_f$  variant de 150 à 600 kPa (cette dernière valeur correspondant à la contrainte initiale  $\sigma_0$ );



FIG. 19 Évolution de l'extrusion en fonction de la pression appliquée au front. Evolution of the extrusion with the confining face pressure.

- un comportement plastique pour  $\rm p_{f} < 150~kPa,~avec$  une extrusion qui augmente très rapidement lorsque  $\rm p_{f}$  diminue.

Dans un tel cas, le choix de la pression de confinement consistera donc à imposer une pression minimale de 100 à 150 kPa pour rester dans le domaine des « petites » déformations, et à ajuster ensuite la valeur de  $p_f$  en fonction de la sécurité recherchée sur les déformations : pour une pression de 300 kPa, l'extrusion n'est que de 22 mm, alors que pour une pression de  $p_f$  de 150 kPa elle atteint 40 mm soit près du double.

### Dimensionnement d'un boulonnage du front

Nous allons maintenant montrer de quelle façon utiliser le modèle Extrusion pour le dimensionnement d'un boulonnage du front de taille. Le cas considéré est celui d'un tunnel de R = 6 m de rayon avec une contrainte initiale  $\sigma_0 = 2,5$  MPa, dans un terrain de module d'Young E = 200 MPa, et avec deux types de critère de rupture. Les boulons en fibre de verre considérés ont une section S<sub>b</sub> = 10 cm<sup>2</sup> avec une contrainte limite  $\sigma_b = 700$  MPa (soit une résistance maximale de 700 kN) et un module de déformation E<sub>b</sub> = 20 000 MPa (soit une raideur de 20 MN).

#### 5.3.1

# Cas d'un terrain purement cohérent : $c_u = 0,5 \text{ MPa}$

La figure 20a montre l'évolution de l'extrusion u, en fonction de la densité de boulonnage d<sub>b</sub> variant entre 0 et 3 u/m<sup>2</sup>: u, varie de 240 à 85 mm. Si on retient le critère u<sub>f</sub>/R = 2,5 % on note que le coefficient de sécurité vis-à-vis de la stabilité du front est inférieur à 1 sans boulons et devient égal à 1,5 pour d<sub>b</sub> = 1,3 u/m<sup>2</sup> environ. Toutefois les boulons atteignant leur résistance limite tant que d<sub>b</sub> reste inférieur à 2 u/m<sup>2</sup> (cf. Fig. 20b), il conviendrait de prévoir une densité de boulonnage d'au moins 2,5 à 3 u/m<sup>2</sup>, selon la marge de sécurité souhaitée, et l'extrusion serait alors de l'ordre de 80 à 90 mm.

# 5.3.2

### Cas d'un terrain frottant et cohérent : c = 50 kPa et $\phi$ = 25°

La figure 21a montre l'évolution de l'extrusion  $u_r$  en fonction de la densité de boulonnage  $d_b$  variant entre 0 et 3 u/m<sup>2</sup>:  $u_r$  varie de 380 à 60 mm. On note par ailleurs qu'il suffit d'une très faible densité de renforcement (0,05 boulon/m<sup>2</sup> dans ce cas) pour réduire très rapidement l'extrusion; ce comportement est caractéristique des terrains frottants.

Avec le critère  $u_f/R = 2,5 \%$ , on observe que le coefficient de sécurité vis-à-vis de la stabilité du front est inférieur à 1 sans boulons et devient égal à 1,5 pour  $d_b = 0,05 \text{ u/m}^2$  environ. Toutefois la résistance limite des boulons est atteinte pour  $d_b < 0,5 \text{ u/m}^2$  (cf. Fig. 21b).

Un dimensionnement correct consiste à prévoir une densité d'environ 1 u/m<sup>2</sup>, et l'extrusion est alors de l'ordre de 85 mm.

# Conclusion

Le développement de la construction des tunnels en pleine section, y compris en terrains meubles et sous faible couverture, et avec des hauteurs du front de taille parfois très importantes, conduit les ingénieurs à analyser la tenue du front, et souvent à prévoir son renforcement par des boulons longitudinaux en fibre de verre.



#### a : extrusion

#### b : traction dans les boulons





Design of a face bolting in frictional cohesive ground.

Les approches existantes privilégient les analyses en stabilité, mais ne permettent guère une évaluation des déformations du front. Les méthodes numériques autorisent quant à elles le développement de calculs en déformations, mais la prise en compte correcte des renforcements conduit à des modèles 3D très lourds et peu utilisables dans la pratique courante.

C'est pourquoi nous proposons une approche analytique en contraintes-déformations, basée sur un principe de symétrie sphérique, et permettant d'évaluer les déformations d'extrusion du front, et ce même lorsque le front est renforcé par des boulons. Cette approche repose sur certain nombre d'hypothèses simplificatrices (notamment l'adhérence parfaite entre le sol et les boulons), qui sont bien sûr à prendre en compte dans les analyses, mais qui ne remettent pas en cause l'intérêt de la méthode. On souligne notamment que ces hypothèses sont tout à fait similaires à celles de la méthode convergence-confinement pour les sections transversales de tunnels, dont l'intérêt n'est plus à démontrer, notamment pour une aide à la conception des déformations et soutènements à prévoir sur les parois d'un tunnel.

Après un rappel des principes et hypothèses de base de la méthode, développée par Wong *et al.* 

(1999a), nous avons présenté une validation du modèle à partir de comparaisons avec des modèles numériques 2D et 3D et de deux cas de chantiers pour lesquels des mesures expérimentales étaient disponibles. Dans tous les cas cette comparaison a montré que, malgré ses hypothèses simplificatrices, le modèle « Extrusion » permettait de bien reproduire les phénomènes observés et d'obtenir des ordres de grandeur tout à fait acceptables des valeurs de l'extrusion.

Enfin, nous avons développé quelques études paramétriques, montrant l'influence des principales données du projet, ainsi que des exemples d'utilisation de la méthode pour l'aide à la conception en vue de l'analyse de la tenue et du renforcement du front de tunnels:

 – évaluation d'un coefficient de sécurité vis-à-vis de la stabilité du front de taille;

 effet d'une pression de confinement sur l'extrusion lors de l'utilisation de boucliers;

 dimensionnement d'un renforcement par boulonnage.

Nous espérons que cette méthode apportera un complément aux méthodes d'analyse de la stabilité du front de taille, qui pourra être utile à l'ingénieur confronté à ces problèmes.
## Bibliographie

- André D., Dardard B., Carmes J. La traversée des argiles du tunnel de Tartaiguille. *Tunnels et ouvrages souterrains*, n° 153, 1999.
- Bouvard A., Boidy E., Colombet G. Validation des méthodes de dimensionnement du confortement du front de taille des tunnels profonds. Application au tunnel de Tartaiguille. AFTES journées d'études internationales, Paris, octobre 1999.
- Broms B.B., Bennermark H. Stability of Clay at Vertical Openings. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, 1967, SM1.
- Chambon P., Corte J.F. Stabilité du front de taille d'un tunnel faiblement enterré : modélisation en centrifugeuse. Colloque international *Tunnels et Microtunnels en terrain meuble : du chantier à la théorie,* Paris, 1989.
- Dias D. Renforcement du front de taille des tunnels par boulonnage. Étude numérique et application à un cas réel en site urbain. Thèses INSA. Lyon, 1999,
- Clouterre II Additif 2002 aux recommandations Clouterre 1991. Presses des Ponts et Chaussées, 2002.

- Greuell E. Étude du soutènement des tunnels par boulons passifs dans les sols et les roches tendres par une méthode d'homogénéisation. Thèse de doctorat de l'École polytechnique, 1993.
- Guilloux A., Kastner R. Rapport général Tunneling and underground space development. Comptes rendus du Quinzième Congrès international de mécanique des sols et de la géotechnique, Istanbul, 27-31 août 2001.
- Jassionnesse C. Contrôle de la déformation du massif renforcé par boulonnage au front de taille d'un tunnel. Thèse, INSA, Lyon, 1998.
- Leca E., Dormieux L. Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material. *Géotechnique*, n° 40, 1990.
- Lunardi P. La stabilité du front de taille dans les ouvrages souterrains en terrain meuble : études et expériences sur le renforcement du noyau d'avancement. Symposium international *Renforcement des sols : expérimentations en vraie* grandeur des années 80, Paris, 1993, p. 93-131.

- Lunardi P. Conception et exécution des tunnels d'après l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols. *Revue française de géotechnique*, n° 80, 1997, p. 17-34.
- Panet M. Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement. Presses des Ponts et Chaussées, 1995
- Serratrice J.-F., Magnan J.-P. Analyse des tassements de surface pendant le creusement du tunnel Nord de la traversée souterraine de Toulon. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, n° 237, 2002.
  Wong H., Trompille V., Dias D. – Déplace-
- Wong H., Trompille V., Dias D. Déplacements du front d'un tunnel renforcé par boulonnage prenant en compte le glissement boulon-terrain : approches analytique, numérique et données in situ. Revue française de géotechnique, n° 89, 1999a.
- Wong H., Trompille V., Subrin D., Guilloux A. – Tunnel face reinforced by longitudinal bolts: analytical model and in-situ data. International Symposium Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground IS TOKYO'99, Japan, 19-21 July 1999b.

# Modélisation physique d'un écran de soutènement autostable : contribution à la validation des méthodes de dimensionnement

Résumé

Un programme a été engagé au Laboratoire central des ponts et chaussées sur la modélisation physique en centrifugeuse des écrans de soutènement. Il est maintenant possible de réaliser l'excavation devant l'écran pendant la rotation de la centrifugeuse grâce à un robot embarqué. Le premier volet de cette étude a pour but de valider les dispositifs et la procédure expérimentale. A cette fin, des essais sur une paroi autostable de 10 m de hauteur ont été réalisés. Les moyens mis en œuvre sont détaillés, les résultats expérimentaux sont comparés aux résultats de calculs aux coefficients de réaction et quelques éléments d'optimisation pour la détermination des paramètres de cette méthode sont présentés.

*Mots-clés* : soutènement, écran autostable, centrifugeuse, modèle réduit, robot, sable de Fontainebleau, fondation filante, interaction sol-structure, coefficients de réaction, équilibre limite, coefficients de poussée et de butée.

# Physical modelling of a cantilever wall: validation of design methods

Abstract

An experimental centrifuge tests study of cantilever walls has been carried out in Laboratoire central des ponts et chaussées. It is now possible to excavate the soil in-flight using an inboard robot. The aim of this first program is to validate the experimental devices and the procedures developed for the study and to perform several tests on a 10 m high cantilever wall. The models and the experimental devices are described. The experimental data are compared with the results of a subgrade reaction model and some proposals to optimize the determination of the parameters are presented.

*Key words* : retaining structure, cantilever wall, reduced scale model, centrifuge, robot, Fontainebleau sand, strip footing, soil-structure interaction, subgrade reaction modulus, limit equilibrium method, active and passive earth pressure coefficient.

## C. GAUDIN

Ex-doctorant ENC-LCPC Centre for Offshore Foundations Systems The University of Western Australia 35 Stirling Highway, 6009 Crawley WA Australia gaudin@civil.wwa.edu.au

## J. GARNIER, L. DELATTRE

Laboratoire central des ponts et chaussées BP 4129 44341 Bouguenais Cedex jacques.garnier@lcpc.fr luc.delattre@lcpc.fr

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1<sup>er</sup> avril 2005.

## NOTATIONS

- γ : Poids volumique
- $\gamma_d$  : Poids volumique sec
- $\gamma_s$  ~ : Poids volumique des grains
- $\gamma_{dmax}$  : Poids volumique sec maximal
- $\gamma_{dmin}$ : Poids volumique sec minimal
- I<sub>d</sub> : Indice de densité
- e<sub>max</sub> : Indice des vides maximal
- e<sub>min</sub> : Indice des vides minimal
- $K_0$  : Coefficient de pression des terres au repos  $K_{0(sc)}$  : Coefficient de pression des terres au repos pour un sol surconsolidé
- K : Coefficient de poussée
- K : Coefficient de butée
- k.<sup>P</sup> : Coefficient de réaction
- R<sub>e</sub> : Partie fixe du coefficient de réactions sous Rido
- $R_{\rm p} \hspace{0.5cm} : \hspace{0.5cm} \mbox{Partie variable du coefficient de réaction sous} \\ Rido$
- OCR : Degré de surconsolidation
- E<sub>m</sub> : Module pressiométrique
- E<sub>moy</sub> : Module élastique moyen déduit des essais triaxiaux
- E : Module d'élasticité de Schmitt
- v : Coefficient de Poisson
- c : Cohésion
- φ : Angle de frottement interne
- $\psi$  : Angle de dilatance
- q. : Résistance de pointe pénétrométrique
- Q<sub>c</sub> : Résistance de pointe pénétrométrique adimensionnelle
- Q<sub>ref</sub> : Résistance de pointe pénétrométrique adimensionnelle moyenne entre 15 et 20 z/D<sub>n</sub>
- $\sigma_{_{V\!\sigma}}$  : Contrainte verticale initiale normalement consolidée
- $\sigma_{v}$  : Contrainte verticale
- $\sigma_h$  : Contrainte horizontale
- $\sigma_1$  : Contrainte axiale de l'essai triaxial
- $\sigma_3$ : Contrainte radiale de l'essai triaxial
- σ<sub>x</sub> : Contrainte horizontale en un point de coordonnées (x;z)
- $\epsilon_{\!a}$   $\quad$  : Déformation axiale de l'essai triaxial
- $\epsilon_v$  : Déformation volumique de l'essai triaxial
- $\dot{P_0}$  : Pression initiale sous Rido
- p(z) : Pression selon la profondeur z
- S : Surcharge sous Rido
- z : Profondeur
- Z<sub>p</sub> : Profondeur prototype
- $D_n^{\prime}$  : Diamètre de la pointe pénétrométrique
- $\delta^{-}$  : Inclinaison des forces de pressions ( $\delta_{a}$  pour la poussée,  $\delta_{p}$  pour la butée)
- a : Paramètre dimensionnel pour le calcul des coefficients de réaction
- $\alpha$  : Paramètre rhéologique du sol
- $\beta$  : Premier angle de Boussinesq
- ω : Deuxième angle de Boussinesq
- EI : Module d'inertie de la paroi
- H<sub>e</sub> : Hauteur excavée
- q : Charge appliquée sur le sol

## Introduction

Les méthodes actuelles de dimensionnement des ouvrages de soutènement restent, malgré les nombreux travaux réalisés, susceptibles d'amélioration, tant au niveau des fondements théoriques que de l'identification et de la détermination des paramètres de dimensionnement (Delattre, 1999). Les chercheurs et praticiens disposent de différents moyens pour améliorer la connaissance du comportement de ces ouvrages. L'expérimentation sur site réel reste la référence mais elle pose de délicats problèmes d'instrumentation, de caractérisation du sol et de l'ouvrage, de qualité des mesures, de délai et de coût. La modélisation numérique est désormais largement exploitée, mais les difficultés de résolution numérique et de modélisation (du comportement rhéologique du sol, de la mise en place de l'ouvrage, de l'interface sol-structure, des appuis associés au soutènement...) restent encore nombreuses. Les essais sur modèles réduits constituent une troisième voie mais se heurtent à différentes questions de similitude. Certaines peuvent être résolues en recourant aux centrifugeuses géotechniques. Celles-ci permettent de simuler le comportement d'un ouvrage réel, appelé prototype, par un modèle réduit à l'échelle 1/n soumis à une accélération de ng (où g est la pesanteur terrestre). Si cette technique a depuis longtemps fait ses preuves dans les domaines concernant les fondations, elle restait à ce jour peu appliquée à l'étude des problèmes de soutènement. L'excavation en cours de rotation, condition indispensable d'une modélisation fidèle du comportement de la paroi, a été jusqu'à maintenant simulée de façon approximative par d'autres équipes (Garnier et al., 1987; Bolton et Stewart, 1988; Powrie et al., 1994). Elle n'est devenue pleinement réalisable que récemment, grâce au développement de nouveaux outils embarqués, et notamment d'un téléopérateur, mis en service au Laboratoire central des ponts et chaussées.

Cet article présente les premières expérimentations faites au LCPC sur des modèles réduits d'écrans de soutènement. L'objectif de ces expérimentations est avant tout de valider le dispositif et la procédure expérimentale et de démontrer la pertinence de ce type de modélisation pour l'étude des problèmes de soutènement. Cette validation passe notamment par la maîtrise de la répétitivité des essais et l'analyse de la dispersion des résultats.

Les essais réalisés portent sur des parois autostables mais également sur l'interaction entre une paroi et une fondation voisine (Gaudin, 2003). Les dispositifs expérimentaux et les moyens mis en œuvre sont présentés en détail. Les résultats expérimentaux concernant la paroi autostable sont analysés et comparés aux résultats de calculs effectués avec la méthode aux coefficients de réaction (les résultats concernant les interactions entre la paroi et une fondation seront présentés dans une communication ultérieure).

Notons que les parois testées sur modèles centrifugés ont également fait l'objet d'une simulation numérique par éléments finis, pour laquelle le sable utilisé a été finement caractérisé par des essais de cisaillement sur des chemins de contraintes particuliers aux ouvrages de soutènement (Gaudin, 2002b).



# Dispositifs expérimentaux

### 2.1

2

## La centrifugeuse, le téléopérateur et ses outils

Les modèles réduits centrifugés sont désormais courants dans le domaine géotechnique et de nombreux ouvrages ont déjà été étudiés, comme les fondations superficielles, les pieux, les tunnels, les sols renforcés ou encore les ancrages de plates-formes offshore (Garnier, 2002). Cependant, certains problèmes n'avaient pu être réellement abordés jusqu'à présent du fait de la difficulté de les reproduire sur modèle réduit centrifugé. C'est notamment le cas des ouvrages de soutènement qui nécessitent que les différentes phases d'excavation soient réalisées en cours de rotation afin de reproduire fidèlement l'histoire des contraintes dans le massif de sol. L'apparition de nouveaux matériels embarqués et notamment d'un téléopérateur, développé au LCPC, permet aujourd'hui la réalisation d'opérations complexes et l'étude de ce type d'ouvrage.

Ce téléopérateur a été mis en service au LCPC en 1997, dix ans après les premières études de faisabilité. Il a été conçu pour pouvoir effectuer un même essai en différents endroits du conteneur ou enchaîner différentes opérations au cours d'un même cycle de rotation. Ces opérations étaient auparavant effectuées par des appareils embarqués à poste fixe et nécessitaient l'arrêt de la centrifugeuse.

Ce robot présenté sur la figure 1 est de type cartésien (Garnier *et al.*, 1999). Il peut être installé indifféremment sur des conteneurs rectangulaires ou circulaires et fonctionne sous une accélération de 100 g. Il dispose de quatre degrés de liberté (X, Y, Z et  $\theta_2$ ) et peut saisir et mettre en œuvre différents types d'outils préalablement disposés dans trois magasins. Quatre outils



sont aujourd'hui utilisés : un pénétromètre, une pince à trois mors, un outil de chargement de fondation et un outil d'excavation de sol. Des circuits électriques, hydrauliques et pneumatiques permettent l'alimentation et le fonctionnement des actionneurs et des capteurs équipant les outils.

Le robot est piloté par une commande numérique Robonum 800 qui assure l'exécution de programmes préalablement établis ou la réalisation d'opérations en commande manuelle. A ce jour, le téléopérateur a été utilisé par exemple pour effectuer des cartographies de résistance de pointe pénétrométrique (Ternet, 1999), des essais d'arrachement d'inclusions verticales ou horizontales (Garnier et König, 1998) ou encore une étude de faisabilité d'une excavation devant un écran de soutènement (Bodin, 1999) qui est à l'origine des travaux relatés dans le présent article.

Un outil d'excavation et un outil de chargement ont été développés spécifiquement pour cette étude. L'outil d'excavation (Fig. 2) permet de modéliser un processus d'excavation réelle par ratissage de fines couches de sol. Il est constitué d'une lame verticale de 220 mm de large associée à un capteur de force permettant de mesurer l'effort exercé sur cette lame lors de l'excavation.



FIG. 2 L'outil d'excavation. The excavation tool.

### 2.5

## La paroi modèle

Le développement de la paroi modèle utilisée lors de cette étude bénéficie des résultats de l'étude de faisabilité conduite par Bodin (1999). Il reprend le même principe d'une paroi métallique instrumentée pour déterminer les moments de flexion et les déplacements au cours de l'excavation. La rigidité de la paroi a cependant été adaptée aux objectifs de la présente étude, à savoir la mesure précise des moments de flexion au moyen de jauges extensométriques en vue d'en déduire les réactions du sol. En ce sens, ses caractéristiques mécaniques et géométriques en font plus un outil de recherche qu'un véritable modèle d'ouvrage réel, mais elles permettent d'accéder aux réactions du sol par double dérivation des moments de flexion. Cette méthode développée au LCPC a été appliquée avec succès lors de différentes études sur les fondations profondes (Bouafia, 1990 ; Mezazigh, 1995 ; Remaud, 1999).

La paroi modèle, en aluminium AU3G, a une épaisseur de 2 mm et une hauteur de 24 cm. L'essai est effectué sous une accélération de 50 g. Le modèle, à l'échelle 1/50, représente donc une paroi prototype de 12 m de hauteur, dont 10 m sont fichés dans le sol, et de produit d'inertie EI égal à 6,54 MN/m<sup>2</sup> (ce qui correspond approximativement à un profilé de type PU6). Le moment maximal admissible, lié aux caractéristiques mécaniques de la paroi, est de 120 kN.m/ml (Tableau I).

La largeur totale de la paroi modèle est de 0,80 m, soit la largeur du conteneur. Elle est découpée en cinq tronçons afin de s'affranchir des éventuels effets de bord et de garantir ainsi un comportement bidimensionnel de l'ouvrage dans la partie centrale où sont effectuées les mesures. Cette partie centrale est large de 0,08 m, largeur minimale pour assurer un comportement de type poutre et éviter les effets de gauchissement. Les caractéristiques mécaniques et géométriques de la paroi sont résumées dans le tableau I, ainsi que celles de l'ouvrage prototype modélisé.

	Dimensions modèles	Dimensions prototypes
Hauteur totale h, (m)	0,24	12
Largeur b (m)	0,08	4
Épaisseur e (m)	0,002	0,1
Hauteur en fiche h (m)	0,20	10
Limite élastique 🗛 (MPa)	121	121
Limite de rupture $\sigma_{c}$ (MPa)	206	206
Module élastique théorique E (MPa)	74 000 (1)	74 000 <sup>(1)</sup>
Module d'inertie expérimental EI (N.m <sup>2</sup> )	4,20	6,54.10 <sup>6</sup>
Moment de flexion maximal M <sub>max</sub> (N.m)	3,22	120.10 <sup>3</sup>

TABLEAUI Caractéristiques de la paroi.

Characteristics of the wall.

(1) D'après le guide Almet, 1991.

La partie centrale de la paroi (Fig. 3) est instrumentée par vingt-deux paires de jauges de déformation. A un niveau donné, deux jauges de type CEA 125 UN 120 sont collées l'une en face de l'autre et câblées en demipont. Ce montage permet une mesure directe de la déformation due à la flexion longitudinale. Les déformations d'effort normal sont ainsi éliminées, de même que les éventuels effets parasites (effet de la température, par exemple). Après calibration de la paroi, par chargement en laboratoire, la mesure des jauges donne directement le moment de flexion à la profondeur considérée.



The model wall.

L'espacement des jauges, égal à 10 mm, a été choisi constant pour permettre la mise en œuvre des techniques de double intégration et de double dérivation conduisant aux profils des déplacements et des pressions différentielles (logiciel Slivalic 5, Degny, 1985). En phase initiale, avant le début de l'excavation, la paroi modèle est fichée de 0,20 m dans le sol.

Du fait de leur relative fragilité, les jauges ont été recouvertes d'une couche de silicone et d'un revêtement aluminium qui permet de conserver un même état de surface sur toute la paroi. Cette double protection assure la pérennité du système mais modifie légèrement son comportement mécanique. Alors que la plaque d'aluminium a une épaisseur de 2 mm, l'ensemble ainsi composé a désormais une épaisseur de 8 mm. Bien que le module du silicone soit très faible face à celui de l'aluminium, la procédure de calibration a montré qu'il introduit une petite composante irréversible, avec un chemin légèrement différent entre le chargement et le déchargement. Cette différence reste cependant inférieure à 1,5 % et peut donc être négligée.

0.2
Z115

## Le massif de sol

2.3.1

Reconstitution des massifs

Le sable utilisé est un sable de Fontainebleau sec. Ses caractéristiques physiques sont présentées dans le tableau II. Le massif est reconstitué par pluviation dans l'air, à l'aide de la trémie automatique du LCPC, à la densité de 16,0 kN/m<sup>3</sup> (indice de densité I<sub>d</sub> = 71 %). Ce procédé permet une bonne répétitivité et une bonne homogénéité du massif avec des écarts de densité inférieurs à 0,5 % (Garnier, 2002).

TABLEAU II Caractéristiques physiques du sable de Fontainebleau. Fontainebleau sand physical characteristics.

$\frac{\gamma_s}{(kN/m^3)}$	Y <sub>dmin</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	e <sub>min</sub>	γ <sub>dmax</sub> (kN/m <sup>a</sup> )	e <sub>max</sub>
26,00	13,93	0,523	17,07	0,523



Le dispositif expérimental du premier essai sur paroi autostable est présenté sur la figure 4. La paroi est mise en place avant la pluviation en étant maintenue sur les bords du conteneur. Trois boîtes de densité sont disposées au fond du conteneur, sous la paroi et au centre du conteneur, pour contrôler la densité après chaque essai (Fig. 4). Elles permettent également de vérifier que la présence de la paroi ne modifie pas localement la densité du sable.

### Caractéristiques du massif

Les caractéristiques mécaniques du sable ont été déterminées à partir d'essais pénétrométriques, réalisés en cours de centrifugation, et d'essais triaxiaux sur des échantillons reconstitués au même poids volumique (16,0 kN/m<sup>3</sup>). La figure 5 présente ainsi les profils de résistance de pointe (en données prototypes) obtenus par deux essais pénétrométriques. La reproductibilité est satisfaisante et l'évolution de la résistance de pointe en fonction de la profondeur prototype est linéaire et peut être estimée par l'expression suivante :

$$q_c = 2,24z_o$$
 (1)

où q<sub>c</sub> est la résistance de pointe en MPa et  $z_p$  la profondeur prototype dans le massif, exprimée en mètre.

Parallèlement, une importante campagne d'essais triaxiaux a été conduite afin de déterminer le comportement du sable sur des chemins de contraintes pouvant exister autour d'un écran de soutènement (Gaudin *et al.,* 2002a). Des essais de compression axisymétrique ( $\sigma_1 \oslash$  et  $\sigma_3 =$  cte), des essais sur des chemins de poussée ( $\sigma_1 =$  cte et  $\sigma_3 \boxdot$ ) et des essais sur des chemins de butée ( $\sigma_1 =$  cte et  $\sigma_3 \boxdot$ ) sous des pressions de confinement voisines de celles existantes dans le massif ont ainsi été réalisés au Laboratoire régional des ponts et chaussées d'Aix-en-Provence.

Les résultats montrent un comportement complexe du sable dépendant notamment du chemin de chargement et de l'état de contrainte. Ces essais ont permis d'établir plusieurs jeux de paramètres pour les différentes lois de comportement qui sont introduites dans





la modélisation numérique des parois testées en centrifugeuse (Gaudin *et al.*, 2002b). Le tableau III donne les paramètres élastiques et plastiques issus des essais sous chargement de compression axisymétrique (Fig. 6) qui ont été utilisés pour les calculs aux coefficients de réaction présentés plus loin.

TABLEAU IIIParamètres élastiques et plastiques du sol<br/>évalués à partir d'essais triaxiaux de<br/>compression axisymétrique ( $\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$ ).<br/>Soil parameters from triaxial tests.

E <sub>moy</sub> (MPa)	V	c (kPa)	ф (°)	Ψ (°)
75	0,2	2,6	38,3	15,3
				1





Le coefficient K<sub>0</sub> a par ailleurs été déterminé en plusieurs points par des mesures directes des contraintes totales verticales et horizontales dans le massif centrifugé (Gaudin, 1999). Les mesures montrent que le coefficient est constant dans tout le massif et voisin de 0,38. Cette valeur expérimentale est en bon accord avec l'expression proposée par Jáky (K<sub>0</sub> =  $1 - \sin \phi$ ).

L'interface entre le sol et la paroi a également été étudiée par des essais de cisaillement direct. Les résultats donnent un angle de frottement sable-aluminium égal 13,4 degrés, soit approximativement un tiers de l'angle de frottement interne du sable égal à 38,3 degrés.

## Caractérisation de l'état surconsolidé du massif

Lors de l'excavation devant la paroi, le sol est soumis à un déchargement modifiant l'état de contrainte et les propriétés mécaniques du sable. Des essais triaxiaux sur chemins  $K_p$  (Fig. 7) et des mesures de contrainte totale en centrifugeuse à des niveaux d'accé-



lération décroissante ont permis de déterminer l'effet de la surconsolidation sur les caractéristiques du massif de sable. Il apparaît que lors du déchargement, le coefficient  $K_{olsci}$  est différent du coefficient  $K_o$  du sol normalement consolidé et peut être approché par la formule de Meyerhof :

$$K_{0(sc)} = (1 - \sin \varphi) \sqrt{OCR}$$
<sup>(2)</sup>

où OCR est le degré de consolidation (over consolidation ratio) Dans le cas présent, la surconsolidation se manifeste surtout devant la paroi du fait de l'excavation qui réduit les contraintes verticales. Afin de quantifier l'effet de cette surconsolidation, des essais pénétrométriques en centrifugeuse ont aussi été réalisés sous des accélérations décroissant de 50 g à 10 g par paliers de 10 g. Le massif se trouve ainsi dans différents états de surconsolidation et le degré de consolidation est alors égal au rapport de l'accélération sous laquelle est conduit l'essai au pénétromètre à l'accélération maximale supportée par le massif. Les résultats sont présentés sur la figure 8 où  $Q_c$  est la résistance de pointe adimensionnelle définie par la relation suivante :



en fonction du degré de consolidation. CPT profiles with OCR ratio.

$$Q_c = \frac{q_c - \sigma_{v_0}}{\sigma_{v_0}}$$
(3)

et où z/D<sub>p</sub> est la profondeur relative, D<sub>p</sub> le diamètre de la pointe pénétrométrique (soit 12 mm) et  $\sigma_{v_0}$  la contrainte verticale à la profondeur z.

L'allure générale des courbes, notamment pour les faibles degrés de surconsolidation présente une partie relativement constante pour  $z/D_p$  compris entre 15 et 20. On définit alors le terme  $Q_{ref}$  comme la moyenne des termes  $Q_c$  sur cette hauteur. L'évolution de  $Q_{ref}$  en fonction du degré de surconsolidation est présentée sur la figure 9. Elle permet d'établir l'expression de la résistance de pointe  $q_c$  en fonction de la profondeur pour différents degrés de surconsolidation (et par conséquent pour différentes hauteurs d'excavation) à partir de la relation (3).

La variation de la résistance de pointe en un point donné devant la paroi n'est pas négligeable, puisqu'elle peut atteindre – 35 % au pied de la paroi (à 10 m de profondeur) après une excavation de 6,00 m.



2.4

## Instrumentation

Outre l'acquisition des moments de flexion dans la paroi, des capteurs potentiométriques assurent la mesure du déplacement vertical de la paroi et des déplacements horizontaux en pied, en tête et à mi-hauteur de la paroi. Ces différentes mesures permettent de suivre en continu les déplacements de l'écran durant l'excavation, mais également de préciser les conditions aux limites pour le traitement par double intégration des courbes de moment. Les premiers essais ont montré une influence non négligeable de la présence des capteurs de déplacement sur les moments en tête de la paroi. Le dispositif a donc été aménagé et un capteur à triangulation laser a été utilisé par la suite pour mesurer le déplacement en tête, sans contact avec la paroi.

Des capteurs de déplacement ont également permis de mesurer le tassement du sol soutenu derrière l'écran et de dresser des profils de tassement relativement précis, à différentes étapes de l'excavation.

## 2.5

## Processus d'excavation

Le processus d'excavation influe directement sur le comportement d'un ouvrage de soutènement car il conditionne l'état de contrainte et la mobilisation des réactions du sol des deux côtés de la paroi. La modélisation doit donc correctement reproduire l'histoire du chargement et des contraintes existant dans un ouvrage réel.

Sur le modèle réduit, l'excavation est effectuée par ratissage du sol devant la paroi par couches élémentaires de 1,5 à 3 mm d'épaisseur (7,5 à 15 cm prototype) selon la profondeur. L'épaisseur est déterminée pour limiter à des valeurs admissibles les efforts exercés sur la colonne z du téléopérateur. Le sable excavé est stocké dans le conteneur dans une zone prévue à cet effet (Fig. 4).

Chacune de ces couches élémentaires est évacuée en cinq passes successives de la lame dans la largeur du conteneur (Fig. 10). L'excavation d'une couche dure entre trois et six minutes pour une durée totale de l'essai de quatre à huit heures selon la profondeur finale d'excavation. La vitesse d'excavation n'a pas d'effet sur la réponse de la paroi en raison de la nature du sol utilisé (sable sec).



### 2.6

## Données obtenues et traitement des mesures

Selon le type d'essai, les données suivantes sont obtenues :

 les moments de flexion sur chaque niveau de jauges de déformation (22 mesures);  les déplacements horizontaux de la paroi à quatre niveaux, deux de ces mesures étant doublées dans la largeur (1 à 7 mesures);

- le déplacement vertical de la paroi (1 mesure) ;

- les tassements du sol soutenu (1 à 4 mesures) ;

Toutes les mesures, transitant par une chaîne UPM60, sont acquises au terme des passes 1, 3 et 5 de chaque niveau d'excavation.

Les diagrammes de la pression différentielle exercée sur la paroi et les profils de déplacement sont obtenus par double dérivation et double intégration des courbes de moments de flexion. La double dérivation est effectuée à l'aide du logiciel Slivalic 5 (Degny, 1985). Dans un premier temps, les données des moments sont lissées par des splines quintiques. Cette méthode est préférée au lissage par des polynômes car les résultats des dérivations successives peuvent fortement dépendre du choix du degré du polynôme comme l'ont montré Boissier et al. (1978). Un paramètre d'ajustement permet en outre de régler la fidélité du lissage par rapport aux points expérimentaux. Ce paramètre peut lui-même être optimisé en minimisant l'énergie emmagasinée lors de la déformation de la paroi.

Les fonctions splines sont calculées sur six points expérimentaux successifs et glissent de point en point d'une extrémité à l'autre de la paroi en assurant la continuité des valeurs des moments et des deux premières dérivées. Dans un second temps, chaque spline est dérivée deux fois afin d'obtenir d'abord le profil d'effort tranchant, puis le profil de pression différentielle.

Les diagrammes de pression obtenus sont ensuite validés en vérifiant l'équilibre statique de la paroi (équilibre des efforts et des moments). Lorsque l'erreur sur ces équilibres est supérieure à 10 %, les diagrammes ne sont pas exploités. Cette procédure est en effet très sensible aux incertitudes expérimentales. Les sollicitations exercées sur la paroi et les déformations qui en résultent sont faibles par rapport au cas des pieux chargés latéralement en tête. Contrairement aux études sur les pieux, il est apparu que la méthode n'a pu être appliquée ici dans tous les cas, notamment lors des essais où la paroi est située à proximité d'une fondation encastrée (Gaudin, 2003).

La double intégration pose beaucoup moins de problème et elle est conduite selon un autre processus. Un programme écrit sous Visual Basic permet de représenter par un polynôme de degré 9 les moments de flexion mesurés. Ce polynôme est ensuite intégré deux fois avec, comme conditions aux limites, les mesures ponctuelles du déplacement horizontal de la paroi.

## Programme expérimental et objectifs

2.7

L'objectif de ces essais a d'abord été de valider le processus expérimental par l'étude du comportement de la paroi autostable. Les données expérimentales ont ensuite été comparées aux prévisions obtenues par la méthode aux coefficients de réaction. Le programme expérimental présenté dans le tableau IV comprend un essai sur paroi autostable sans fondation qui a été doublé afin de vérifier la reproductibilité du processus expérimental. Il comprend également des essais sur paroi autostable située à proximité d'une fondation encastrée dans le sol à une distance de l'écran variant entre 0 et 4 m selon l'essai. L'excavation est effectuée jusqu'à une profondeur conduisant, soit à la rupture de l'ouvrage (très grands déplacements de la paroi), soit à une valeur limite du moment de flexion admissible par la paroi.

#### TABLEAU IV Programme expérimental. Experimental program.

Réf.	Fondation	Distance paroi (m)
A0-1	Sans	25
A0-2	Sans	1
B1-1	Fondation encastrée sous charge constante	4,00
B1-2	Fondation encastrée sous charge constante	2,50
B1-3	Fondation encastrée sous charge constante	1,50
B1-4	Fondation encastrée sous charge constante	0,75
B1-5	Fondation encastrée sous charge constante	0,00
B2-1	Chargement d'une fondation superficielle	0,75
B2-2	Chargement d'une fondation superficielle	0,00

Le programme inclut enfin des essais sur paroi autostable avec chargement d'une fondation après excavation. La distance entre la fondation et la paroi varie alors entre 0 et 0,75 m et, dans ce cas, le chargement de la fondation est effectué après une excavation de 3 m soit approximativement la moitié de la hauteur d'excavation limite. Les essais portant sur les interactions avec une fondation chargée avant ou après excavation seront présentés et analysés dans une autre communication.

### 2.8

## Reproductibilité des essais

La reproductibilité du processus expérimental peut être évaluée en comparant les essais A0-1 et A0-2 effectués sous la même configuration et avec le même dispositif de mesure. Les profils de moments sont comparés sur la figure 11 pour différentes hauteurs d'excavation ( $h_{\mu} = 2,05$  m à 5,73 m). On peut noter une superposition satisfaisante des courbes de moments de flexion, avec un écart maximal de 25 % qui survient en pied de paroi et en fin d'essai, lorsque le comportement de la paroi est très instable (les grandeurs évoluent alors rapidement). L'écart moyen sur les moments maximaux, qui sont par ailleurs observés à la même cote lors des deux essais, ne dépasse pas quant à lui 5 %. La figure 11 montre également l'évolution du déplacement en tête de paroi en fonction de la hauteur d'excavation. Là encore, la superposition des courbes est très satisfaisante, avec un écart maximal entre les déplacements de 4 à 5 % pour une même hauteur d'excavation.





# Étude de la paroi autostable

3

## Présentation des résultats expérimentaux

La figure 12 présente les profils de moment de flexion et de déplacement pour différentes hauteurs d'excavation. Tous les résultats sont donnés en valeurs prototypes.



Bending moment and displacement profiles for test A0-1 for different excavation depths h<sub>e</sub>.

Au terme de l'essai obtenu lorsque le moment maximal admissible est atteint, le déplacement en tête vaut 0,38 m, soit 3,8 % de la hauteur totale de l'ouvrage. Ce déplacement n'est pas acceptable pour un ouvrage en service où il est généralement limité entre 0,1 % et 0,5 % de la hauteur.

Les déplacements en fiche restent faibles par rapport aux déplacements en tête quelle que soit la hauteur d'excavation, traduisant la présence d'un encastrement en pied. Les déplacements en tête résultent essentiellement de la déformée propre du rideau. Localement, on peut cependant considérer, d'un point de vue de la modélisation, que le déplacement du rideau au niveau du fond de fouille est la somme d'une translation et d'une rotation. Les tables de Caquot-Kerisel (1973) sont donc applicables pour le calcul des coefficients de poussée et de butée.

L'excavation a été arrêtée à une profondeur de 5,83 m sans que la rupture complète de l'ouvrage ne soit atteinte. A ce stade, le moment de flexion maximal atteint 120 kN.m/ml (valeur limite admissible par la paroi avant plastification). Sans cette limite imposée par la paroi, l'excavation aurait sans doute pu être poursuivie et l'extrapolation des courbes de déplacement en tête et de moment maximal en fonction de la hauteur d'excavation situe la hauteur d'excavation limite entre 6,10 et 6,30 m.

Un calcul à l'équilibre limite, avec les coefficients de Caquot-Kerisel, selon le schéma classique du rideau encastré non ancré (avec  $\delta/\phi = 1/3$  en poussée,  $\delta/\phi = -1/3$  en butée pour  $\phi = 38,3^\circ$  selon les résultats de la caractérisation de l'interface sol-paroi), conduit à une hauteur d'excavation maximale de 6,43 m et à un moment maximal de 227 kN.m.ml. Ces valeurs limites correspondent au cas du déversement d'un rideau très rigide avec de grands déplacements en pied pouvant mobiliser largement la butée. Elles s'appliquent donc mal au cas étudié ici où la butée en pied n'est que très partiellement mobilisée (60 kPa contre 400 kPa pour la butée théorique).

Les diagrammes de pression résultante (différence entre les pressions s'exerçant de par et d'autre de la paroi) sont présentés sur la figure 13. Ils montrent les trois zones classiques de poussée, butée et contrebutée assurant l'équilibre statique de la paroi. Dans la partie libre soumise à la seule poussée, le diagramme de pression s'approche de la répartition triangulaire théorique. Les valeurs de poussée en tête de paroi évoluent peu au cours de l'excavation, ce qui témoigne que l'état d'équilibre limite actif est rapidement atteint par le massif.

La forme du diagramme des pressions au-dessous du niveau du fond de fouille est relativement constante. La valeur maximale de la pression résultante dans la zone de butée est observée à environ 1 m sous le fond de fouille. Elle croît régulièrement avec la hauteur d'excavation, d'environ 7 kPa pour  $h_e = 2,05$  m à plus de 60 kPa pour  $h_e = 5,83$  m. Elle reste dans tous les cas très inférieure à la valeur théorique maximum mobilisable (près de 400 kPa) comme indiqué ci-dessus.

La contrebutée maximale mobilisée croît également avec la hauteur d'excavation de moins de 5 kPa pour  $h_e=2,05$  m à 40 kPa pour  $h_e=5,83$  m (Figs. 13 et 14). Elle est rencontrée à une profondeur sous le fond de fouille variant de 2,50 à 3,00 m suivant la hauteur d'excavation. La zone de la paroi sur laquelle s'exerce la contrebutée a une hauteur d'environ 2,50 m. Elle migre progressivement vers le pied de la paroi lorsque l'excavation croît. Les théories qui supposent le passage brutal de la butée à la contre-butée à l'approche de l'équilibre limite constituent donc des approximations grossières. Des constatations analogues ont été faites lors d'études expérimentales de pieux sous charges latérales (Bouafia *et al.,* 1991).

Il faut cependant rappeler que les pressions résultantes sont obtenues par double dérivation des courbes de moments. Les profils de pression ne peuvent reproduire certains détails comme, par exemple, le point anguleux existant au niveau du fond de fouille sur des profils théoriques (Boissier *et al.*, 1978). Cette imperfection peut peut-être expliquer la petite zone de poussée négative qui apparaît juste au-dessus du fond de fouille sur certains profils.



3.2



3.2.1

## Loi de réaction utilisée

Bien que les hypothèses sur lesquelles elle repose soient discutables, la méthode aux coefficients de réaction reste en France la méthode de référence pour l'ingénierie des soutènements (Delattre, 2002). Cette méthode a déjà été abondamment décrite, et on se contente ici de rappeler les principales hypothèses faites dans le logiciel RIDO4 (Fages, 1985) utilisé pour les calculs présentés ici.



#### REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 109 44 trimestre 2004

A l'état initial, à déplacement nul, les pressions de part et d'autre du rideau sont définies à partir du coefficient  $K_0$ :

$$P_0 = K_0 \gamma z + S \tag{4}$$

avec z : la profondeur du point considéré ;

 $\gamma$  : le poids volumique du sol ; S : la pression exercée par la surcharge sur le sol si elle existe.

La pression varie ensuite linéairement avec le déplacement horizontal de la paroi selon l'expression (5) tout en étant bornée par les équilibres limites de poussée et de butée.

$$P = P_0 + k_h (y - v(z))$$
(5)

avec y: déplacement du point considéré ; v(z): facteur rendant compte de l'irréversibilité du comportement du sol.

Le coefficient de réaction  $k_{\mbox{\tiny h}}$  est défini par la relation suivante :

$$k_{\rm b} = R_{\rm e} + \gamma z R_{\rm p} \qquad (6)$$

où R<sub>e</sub> représente la valeur du coefficient de réaction pour z = 0 et R<sub>p</sub> la variation de coefficient de réaction en fonction de la contrainte verticale.

La construction de la courbe de réaction entre la phase n et la phase n+1 s'effectue en deux étapes : – la mise à niveau de l'état de contrainte à déplacements nuls, qui dans le cas d'un déchargement se fait selon un chemin irréversible ( $\Delta \sigma_h \neq K_{cd} \Delta \sigma_{v'}$  avec  $K_{cd} = 0$  puis  $K_{cd} = K_{p'}$ );

 la mise en déplacement en suivant la courbe de réaction précédemment calée.

3.2.2

# Règles usuelles de détermination des coefficients de réaction

Le coefficient de réaction  $k_n$  n'est pas un paramètre intrinsèque du sol, mais le paramètre d'une loi d'interaction simplifiée entre le sol et la paroi permettant de relier forfaitairement le déplacement de la paroi en un point donné à la pression qui s'y applique. Sa détermination a donc fait l'objet de nombreuses recherches. On retiendra principalement celles de Ménard *et al.* (1964) qui ont proposé, pour la partie en fiche de l'écran, une relation entre le coefficient de réaction et le module pressiométrique  $E_m$ :

$$k_{h} = \frac{E_{m}}{\frac{\alpha a}{2} + 0.133(9a)^{\alpha}}$$
(7)

où  $\alpha$  désigne un coefficient rhéologique égal à 1/3 pour les sables et a un paramètre dimensionnel dépendant de la géométrie de l'ouvrage.

Cette formulation a été reprise par Balay (1985) qui a étendu la proposition de Ménard *et al.* à l'interaction sol/paroi et proposé une méthode de détermination du paramètre dimensionnel *a* en fonction du phasage des travaux et une expression de  $k_h$  pour les phases de mise en tension des tirants.

Les recommandations de Balay sont aujourd'hui largement utilisées et ont fait l'objet de plusieurs discussions, notamment par Simon (1995) et Schmitt (1995, 1998).

Simon propose de distinguer les parties de l'écran où la surface libre est intéressée (zone en poussée et en butée) et les parties où la surface libre n'intervient pas (zone entre deux points d'appuis). Dans le premier cas, les propositions de Balay pour la détermination du paramètre *a* restent applicables, en prenant soin tout de même de vérifier que les hypothèses nécessaires au calcul du paramètre *a* sont bien compatibles avec le mode de fonctionnement de l'ouvrage. Dans le second cas, Simon propose une méthode itérative de détermination de k<sub>h</sub> reposant sur la similitude de comportement de la paroi au droit des appuis et celui d'une semelle de largeur finie soumise à une charge concentrée. Cette méthode conduit à un coefficient k<sub>h</sub> sensiblement plus faible que celui proposé par Balay.

La démarche de Schmitt est similaire à celle de Simon dans le sens où il relie le paramètre dimensionnel *a* aux différents modes de fonctionnement de la paroi. Il propose notamment de définir le paramètre *a* comme étant la hauteur de la paroi où des déplacements significatifs se produisent (> 20 % du déplacement maximal). Dans la pratique, pour les écrans de longueur élastique l<sub>o</sub> inférieure à 2/3 de la fiche f, cette proposition conduit à un paramètre *a* égal à :

$$a = 1.7 \left(\frac{EI\alpha}{E_m}\right)^{\frac{3}{2}} \qquad \text{si } l_0 = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k_h}} \leq \frac{2}{3}f \qquad (8)$$

Schmitt propose également de prendre en compte la non linéarité du comportement du sol en introduisant, du fait des faibles déformations induites dans les ouvrages de soutènement, un module d'élasticité définit par :

$$E_s = 4 \frac{E_m}{\alpha}$$
(9)

L'expression du coefficient de réaction se résume alors à :

$$k_{h} = \frac{E_{s}}{a}$$
(10)

Notons que cette formulation du coefficient de réaction s'applique à toutes les parties de l'ouvrage.

Dans le cas présent, en l'absence d'appuis, la détermination du paramètre a est plus aisée, et les règles proposées par Balay ont été retenues pour une première approche. On verra que les comparaisons entre ce calcul et les résultats expérimentaux nous ont conduits à reformuler le coefficient k<sub>n</sub> en se basant sur les recommandations de Schmitt.

L'ensemble de ces considérations qui affine la détermination du coefficient de réaction ne doit pas faire oublier que  $k_h$  reste un coefficient empirique, dans une certaine mesure artificiel, et que sa connaissance dans un rapport de 1 à 2 reste souvent suffisante pour la mise en œuvre de la méthode dans la pratique.

## Paramètres adoptés pour le calcul de la paroi testée en centrifugeuse

Les paramètres adoptés pour le calcul aux coefficients de réaction sont présentés dans le tableau V. Le coefficient  $K_0$  a été obtenu par mesure directe des contraintes totales verticales et horizontales en centri-

TABLEAU V Paramètres initiaux pour le calcul aux coefficients de réaction. Initial Parameters used for the subgrade reaction calculations.

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	K <sub>o</sub>	K <sub>a</sub>	K <sub>p</sub>	φ	c (kPa)	δ <sub>a</sub>	$\boldsymbol{\delta}_p$	α	k <sub>n</sub>
16,0	0,38	0,217	8,08	38,3	2,6	0,67	- 0,5	0,33	Balay

fugeuse (Gaudin, 2002c). L'inclinaison des forces de poussée et de butée est prise selon les règles de Balay en considérant, au vu des grands déplacements de la paroi, que le frottement maximal est mobilisé. Les coefficients K<sub>a</sub> et K<sub>p</sub> sont issus des tables de Caquot *et al.* (1973) (déterminés à partir de l'angle de frottement interne du sol, de la géométrie du massif et des hypothèses sur l'inclinaison des forces de poussée et butée). Les coefficients de réaction ont été déterminés à partir des recommandations de Balay en considérant en première approximation que le module pressiométrique  $E_m$  varie avec la profondeur comme la résistance de pointe pénétrométrique selon l'expression suivante (Cassan, 1978) :

$$E_{m} = q_{c}$$
 (11)

## Confrontation entre les calculs et les résultats expérimentaux

Les résultats du calcul mené avec les paramètres issus des recommandations usuelles sont présentés sur les figures 15 et 16 pour deux hauteurs d'excavation,  $h_e = 4,05$  m et  $h_e = 5,83$  m.

### Les résultats appellent plusieurs remarques :

 le comportement de l'ouvrage est assez correctement retranscrit. L'encastrement réel en pied de l'ouvrage est convenablement représenté, la déformée de la paroi ne concerne que la partie au-dessus du fond de fouille. Les profils de moments sont à peu près conformes aux résultats expérimentaux;



 la poussée sur la paroi est correctement estimée, confirmant ainsi la valeur théorique du coefficient K adopté comme valeur de poussée moyenne;

– à l'inverse, les pressions en fiche sont moins bien modélisées, notamment en fin d'essai. Les pressions maximales dans la zone de butée sont fortement surestimées pour toutes les hauteurs d'excavation. La répartition entre butée et contre butée n'est pas conforme aux résultats expérimentaux, même si la hauteur de paroi concernée est sensiblement la même. En fin d'essai, les calculs laissent entrevoir un supplément de fiche mobilisable plus important que ne l'indiquent les données expérimentales. Le calcul conduit d'ailleurs à une hauteur d'excavation limite de 6,60 m, voisine de la valeur de 6,43 m obtenue par la méthode d'équilibre limite (cf. § 3.1);

 les déplacements et les moments de flexion sont sensiblement sous estimés par le calcul, notamment en fin d'essai, principalement à cause de la surestimation de la butée.

Avec le jeu de paramètres déduit des règles usuelles, il apparaît que le comportement de l'ouvrage est correctement prédit par le calcul, mais que les spécificités de l'ouvrage et de son mode de fonctionnement ne sont pas intégralement pris en compte. En particulier, le sol s'avère sensiblement plus raide dans le calcul qu'il ne l'est en réalité, accentuant l'encastrement de la paroi.



### Calages des paramètres

La détermination des paramètres K, et K, est en général peu sujette à discussion et l'optimisation des résultats d'un calcul au coefficient de réaction passe le plus souvent par une réflexion approfondie sur le coefficient de réaction k,. La détermination de k,, qui caractérise le comportement du sol dans sa partie élastique, doit se faire à partir des données théoriques et bibliographiques, mais en tenant compte aussi des spécificités de l'ouvrage (notamment sa déformabilité et le taux de déformation atteint) et du sol (forte évolution des caractéristiques avec la profondeur).

Dans le cas présent, la modélisation du comportement de la paroi passe également par la détermination des caractéristiques à la rupture qui sont elles aussi fonction des spécificités de l'ouvrage et de son mode de fonctionnement. Du fait de la très grande souplesse de la paroi testée, les déplacements résultent pour l'essentiel de sa déformée propre dans la partie hors fiche sous l'action de la poussée du sol. La partie en fiche reste faiblement sollicitée et l'état limite de butée est uniquement mobilisé en partie supérieure de la fiche. Cet aspect pourrait laisser supposer que k, a peu d'influence sur le comportement de l'ouvrage et que seul K, est important. Différents calculs (Gaudin, 2002c) ont montré que k, conserve un effet, bien que faible, sur le résultat des calculs, notamment en terme de déplacements. A l'inverse, l'influence sur les pressions exercées sur la paroi est quasiment nulle.

Après le calcul à partir des recommandations usuelles, le calage des paramètres peut donc être envisagé à partir des éléments suivants :

– détermination de K<sub>a</sub> et K<sub>p</sub> en fin d'essai, c'est-à-dire près de la rupture, à partir du diagramme des pressions;

- détermination de k<sub>h</sub> pour des hauteurs d'excavation intermédiaires c'est-à-dire dans le domaine « élastique » à partir des profils de déplacements.

Le calcul initial sous-estime les déplacements et les moments dans l'écran à tous les stades de l'excavation. Au vu des remarques précédentes, les coefficients K et K, sont calés sur la dernière hauteur d'excavation, indépendamment de k,, en essayant de faire coïncider les diagrammes de pressions issus du calcul avec les diagrammes de pressions expérimentaux. La poussée étant relativement bien connue, K, reste sensiblement inchangé (ce qui en outre s'accorde avec les résultats expérimentaux), et K<sub>p</sub> est modifié de façon à diminuer la butée maximale et à la ramener à des valeurs proches de celles obtenues expérimentalement. Au final, un coefficient K, de 4,3 permet de retrouver les résultats expérimentaux en fin de d'essai, aussi bien pour les pressions que pour les moments de flexion et les déplacements. Cette valeur de K<sub>p</sub> correspond à une réalité physique, elle est égale à celle obtenue à partir des tables de Caquot Kérisel en considérant une inclinaison nulle des forces de butée. Cette inclinaison nulle peut peut-être se justifier dans le cas présent en considérant le faible déplacement vertical relatif sol-paroi.

Pour les hauteurs d'excavation intermédiaires, il apparaît que le coefficient k, est surestimé dans la zone de butée. Il y a lieu de tenir compte du déchargement du sol et d'adapter les valeurs du coefficient k, aux caractéristiques mécaniques du sol déchargé. A partir de cette hypothèse, le coefficient k, a été calculé avec la formule (12) due à Marche (1974), à partir de la résistance de pointe pénétrométrique q, et en prenant pour paramètre a la hauteur de paroi soumise à des efforts de butée et de contre-butée.

$$k_{h} = 4, 5 \frac{q_{c}}{a}$$
(12)

On remarque, sur les résultats expérimentaux, que cette hauteur est sensiblement constante quelle que soit la hauteur d'excavation (approximativement 4,5 m). Le coefficient k, est alors équivalent à la résistance de pointe q, et est croissant avec la profondeur. Cette formulation a pour conséquence de diminuer les coefficients de réaction dans le sol en butée, augmentant ainsi les déplacements de la paroi et diminuant les pressions de butée. Elle permet également de mieux modéliser le passage de la butée à la contre butée (Gaudin, 2002c).

Les paramètres calés sont représentés dans le tableau VI. Les résultats du second calcul conduit avec ces paramètres sont présentés sur les figures 17 et 18 et montrent un meilleur accord entre les prédictions théoriques et les données expérimentales.

Les principaux enseignements qui peuvent être tirés de la comparaison des résultats expérimentaux avec le calcul aux coefficients de réaction sont résumés ciaprès :

 le calcul effectué selon les règles usuelles et à partir de paramètres déduits d'essais courants modélise correctement le comportement de la paroi. L'écart relatif entre les résultats du calcul et les données expérimentales est au maximum de 20 % pour les moments et 30 % pour les déplacements. Ces écarts restent raisonnables compte tenu des fondements de la méthode et des hypothèses faites ;

 – il est possible d'améliorer les résultats du calcul en tenant compte des spécificités et du mode de fonctionnement de la paroi. La mobilisation partielle de la butée limite au niveau du fond de fouille due à la grande souplesse de la paroi peut être représentée en diminuant le coefficient de butée K., Il reste à préciser si cette diminution est arbitraire ou si elle correspond à une réalité physique concernant l'inclinaison des pressions de butée. Car, si cette valeur permet d'approcher les résultats expérimentaux, elle ne permet pas de déterminer la hauteur d'excavation limite. Le coefficient K, permettant d'obtenir, par le calcul, une hauteur d'excavation limite égale à celle déduite des résultats expérimentaux, soit environ 6,30 m, est voisin de 2 (mais les déplacements et les moments de flexion de la paroi avec cette valeur sont alors très fortement surestimés);

TABLEAU VI Paramètres ajustés pour le calcul aux coefficients de réaction. Adjusted Parameters used for the subgrade reaction calculations.

γ (kN/m³)	K <sub>a</sub>	K"	K <sub>p</sub>	φ(°)	c (kPa)	δ <sub>a</sub>	$\delta_{\rho}$	α	k <sub>n</sub>	
16,0	0,38	0,226	4,3	38,3	2,6	0,33	0	0,33	Marche	5



et des moments de flexion mesurés et calculés après ajustement des paramètres. Test A0-1. Comparison between measured and calculated displacement and bending moment using fitted parameters.

– l'ordre de grandeur des coefficients de réaction  $k_h$  calés sur les résultats expérimentaux est sensiblement le même que celui des coefficients issus de la formule de Ménard. Ces derniers sont cependant surestimés dans la zone de butée. Il est nécessaire de considérer l'état de contrainte réel du sol de butée pour la détermination des coefficients de réaction. L'évolution du coefficient de réaction avec la profondeur est dans le cas présent un élément important de la qualité des résultats et notamment de la modélisation de la répartition des forces de butée et contrebutée ;

– le coefficient de réaction est directement lié au paramètre a, comme l'avait déjà noté Schmitt (1995) à partir d'observations sur plusieurs ouvrages. Cependant, dans le cas présent, ce paramètre a pu être simplement relié à la hauteur de paroi mobilisé en fiche, ce qui correspond à la définition initiale du paramètre a par Ménard et al. (1964) pour des ouvrages similaires sollicités dans la partie hors fiche par la poussée active.

## 4 Conclusion

Des essais ont été réalisés au Laboratoire central des ponts et chaussées sur un modèle réduit d'écran de soutènement en utilisant un robot embarqué dans la centrifugeuse pour effectuer le terrassement devant la paroi en cours de rotation. La procédure expérimentale a d'abord été validée. Les données obtenues semblent fiables et répétitives et le comportement de la paroi est globalement conforme aux observations généralement faites sur ce type d'ouvrages (cinématique, déformation de l'écran, déplacement du sol soutenu, moments de flexion). Les diagrammes de pression (résultante des pressions s'exerçant sur chaque face) ont dans certains cas pu être déterminés par double dérivation des courbes de moment. Cette opération reste délicate et la mesure directe à l'aide de capteurs de pression totale est une autre voie à explorer.



Dans les essais décrits, le comportement de la paroi pendant l'excavation est gouverné par sa grande déformabilité. Elle conduit à la mobilisation totale de la poussée hors fiche et à une faible mobilisation du sol dans les zones de butée et contrebutée.

Des essais de cisaillement en laboratoire ont fourni les paramètres nécessaires pour appliquer la méthode aux modules de réaction. Avec les règles usuelles et dans des conditions d'utilisation courantes, cette méthode conduit à une assez bonne prévision des moments, des déplacements et même des pressions dans la zone hors fiche. Les pressions dans les zones de butée et contrebutée sont par contre surestimées.

Les conditions ne sont pas très favorables pour appliquer la méthode au module de réaction en raison de la forte déformabilité de la paroi et du gradient des caractéristiques mécaniques du sol avec la profondeur. En procédant à un calage des paramètres (coefficient de butée et module de réaction) avec une meilleure prise en compte des spécificités et du mode de fonctionnement de cette paroi, la prévision des pressions en butée et contrebutée peut être nettement améliorée.

Des essais ont par ailleurs été réalisés pour étudier les interactions entre une paroi et une fondation chargée avant ou après excavation. Une prochaine étape consistera à examiner le comportement de parois soutenues par des butons ou même des tirants actifs.

#### REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier l'ensemble de l'équipe technique assurant la mise en œuvre de la centrifugeuse et du robot embarqué et plus particulièrement Patrick Gaudicheau, Claude Favraud et Gérard Rault. Ils remercient également vivement M. Robert Fages pour son concours sur les calculs aux modules de réaction ainsi que les relecteurs de cet article pour leurs remarques très constructives. M. Jean-François Serratrice est également ici vivement remercié pour son précieux concours lors de la réalisation et l'interprétation des essais triaxiaux.

## Bibliographie

- Balay J.-M. Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction : note d'information technique. LCPC, ministère de l'Urbanisme du Logement et des Transports, 1985, 25 p.
- Bodin D. Modélisation physique des parois de soutènement : étude de faisabilité. Rapport de DEA, École centrale de Nantes, 1999, 74 p.
- Boissier D., Gielly J., Kastner R., Mangin J.-C. – Détermination des moments et des pressions exercées sur un écran à partir de mesures inclinométriques. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 15, 1978, p. 522-536.
- Bolton M.D., Stewart D.I. The design of deep in situ walls. Centrifuge 88 (Corté J.-F. Ed.). Balkema, 1988, p. 405-414.
- Bouafia A. Modélisation des pieux chargés latéralement en centrifugeuse. Thèse de doctorat, ENSM de Nantes, 1990, 267 p.
- Bouafia A. Garnier J. Experimental study of P-Y curves for piles in sand. *Centrifuge 91* (Hon-Yim K. Mc Lean F. Eds). Balkema, 1991, p. 261-268.
- Caquot A., Kerisel J., Absi E. Table de butée et de poussée. Gauthier-Villars, Paris, 1973, 178 p., 2º éd.
- Cassan M. Les essais in situ en mécanique des sols (tome 2). Eyrolles, 1978, 332 p.
- Degny E. Slivalic 5 : programme de lissage par spline quintique, notice d'utilisation. FAER 1.05.10.4. LCPC, ministère de l'Urbanisme, du Logement et des Transports, 1985, 24 p.
- Delattre L. Comportement des écrans de soutènement : expérimentations et calculs. Thèse de doctorat, École nationale des ponts et chaussées, 1999, 498 p.
- Delattre L. Un siècle de méthode de calcul d'écrans de soutènement. L'approche par le calcul – les méthodes classiques et la méthode au coefficient de réaction. Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, n° 234, 2002, p. 35-56.
- Fages R. RIDO 4, Notice d'utilisation, Robert Fages. Logiciel, 1985, 50 p.

- Garnier J., Cottineau L.-M., Bangratz J.-L., Gigan J.-P. – Influence des conditions de sol-structure sur le comportement d'un écran : modélisation par centrifugeuse et analyse numérique. *Colloque international Sol-Structures*, Paris, 5-7 mai 1987, p. 577-584.
- Garnier J., König D. Scale effects in piles and nails loading tests in sand. *Centrifuge 98*, Tokyo (Eds Kimura *et al.*), Balkema, 1998, p. 202-210.
- Garnier J., Derkx F., Cottineau L.-M., Rault G. – Études géotechniques sur modèles réduits centrifugés – Évolution des matériels et techniques expérimentales. Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, n° 223, 1999, p. 27-50.
- Garnier J. Modèles physiques en géotechnique – Évolution des techniques expérimentales et des domaines d'application. Revue française de géotechnique, nº 97, 2002, p. 3-29.
- Gaudin C. Détermination de l'état de contrainte géostatique des massifs sableux centrifugés par essais pénétrométriques et pressiométriques. Rapport de DEA, École centrale de Nantes, 1999, 124 p.
- Gaudin C., Serratrice J.-F., Thorel L., Garnier J. (a) Caractérisation du comportement d'un sol par essais triaxiaux pour la modélisation numérique d'un écran de soutènement. Symposium international Identification et détermination des paramètres des sols et des roches pour les calculs géotechniques, 2-4 septembre 2002, Paris.
- Gaudin C., Riou Y., Popa H., Garnier J. (b) Numerical modelling of centrifuge test on embedded wall. 5<sup>th</sup> European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, 5-6 Sept. 2002, Paris, France.
- Gaudin C. (c) Modélisation physique et numérique des écrans de soutènement : application à l'étude de l'effet d'une surcharge sur le sol soutenu. Thèse de doctorat, université de Nantes-École centrale Nantes, 2002, 410 p.
- Gaudin C., Garnier J., Gaudicheau P., Favraud C. – Étude des interactions entre une fondation filante et un écran

de soutènement. XIII<sup>e</sup> Congrès européen de mécanique des sols et géotechnique, 25-28 août 2003, Prague, vol. 2, 2003, p. 155-160.

- Marche Sollicitations en flexion des pieux par les couches qu'ils traversent. Thèse de doctorat, École polytechnique de Lausanne, 1974.
- Maréchal O. Portance des fondations superficielles établies à proximité de talus et soumises à des charges inclinées et excentrées. Thèse de doctorat, université de Nantes, 1999, 357 p.
- Ménard L., Bourdon G., Houy A. Étude expérimentale de l'encastrement d'un rideau en fonction des caractéristiques pressiométriques du sol de fondation. Sols and Soils, 1964, n° 12. Mezazigh S. – Étude expérimentale des
- Mezazigh S. Étude expérimentale des pieux chargés latéralement : proximité d'un talus et effet de groupe. Thèse de doctorat, université de Nantes, 1995, 266 p.
- Powrie A., Richards D.J., Kantartzi C. Modelling diaphragm wall installation and excavation processes. *Centrifuge* 94 (Leung, Lee & Tan Eds), Balkema, 1994, p. 655-661.
- Remaud D. Pieux sous charges latérales : étude expérimentale de l'effet de groupe. Thèse de doctorat, université de Nantes, 1999, 328 p.
- Schmitt P. Méthode empirique d'évaluation du coefficient de réaction du sol, vis-à-vis des ouvrages de soutènement souples. Revue française de géotechnique, n° 71, 1995, p. 3-10.
- Schmitt P. De l'élasticité linéaire au coefficient de réaction : théories, observations et ordres de grandeur. Revue française de géotechnique, n° 85, 1998, p. 79-87.
- Simon B. Commentaire sur le choix des coefficients de réaction pour le calcul des écrans de soutènement. Revue française de géotechnique, n° 71, 1995, p. 11-20.
- Ternet O. Reconstitution et caractérisation des massifs de sable : application aux essais en centrifugeuse et en chambre de calibration. Thèse de doctorat, université de Caen, 1999, 184 p.

# Réflexions sur les mesures ponctuelles du coefficient de perméabilité par essais Lefranc

Résumé

M. CASSAN

Directeur technique honoraire de Fondasol 6, rue du Petit-Limas 84000 Avignon Nous présentons et commentons, dans cette communication, une méthode d'interprétation des essais Lefranc qui permet de mettre en évidence les diverses anomalies susceptibles de se produire dans le déroulement des essais et d'en fausser les résultats : colmatage dans les essais par injection, décolmatage ou entraînements d'éléments fins dans les essais par pompage.

Cette méthode consiste à étudier d'une part l'évolution, en fonction du temps et sous débit constant, de la charge hydraulique dans la cavité de filtration, et d'autre part l'évolution de la vitesse relative de l'eau dans le tube d'écoulement reliant cette cavité à la surface du sol. En ajustant une courbe théorique sur les points expérimentaux, il est alors possible de déterminer une valeur représentative du coefficient de perméabilité, même si cet ajustement n'est que partiel à condition qu'il ne concerne qu'un ensemble de points consécutifs à partir du début de l'essai.

Cette méthode a été illustrée par quelques exemples de courbes, mais aussi par des résultats obtenus sur deux grands chantiers où l'on a pu montrer une bonne concordance des résultats d'une part entre les essais Lefranc par injection et ceux par pompage mais également entre les essais Lefranc et les essais de pompage classiques dans un puits de gros diamètre assortis de piézomètres satellites.

*Mots-clés*: cavité de filtration, tube d'écoulement, charge hydraulique différentielle, charge variable, charge constante, injection, prélèvement, pompage, débit, vitesse relative d'écoulement, graphe des vitesses, colmatage, décolmatage, anomalies, courbe théorique, ajustement.

# Reflections on the ponctual measures of the coefficient of permeability in Lefranc's tests



A method of interpretation of Lefranc's tests is presented and commented. The paper points out the possible abnormal occurrences that can affect the result : sealing in the injection tests, « unsealing » or washing away of fine particles in pumping tests

The method consists of studying the change in the hydraulic load under a constant flow in the cavity of filtration in relation with time, and the change of the water relative speed in the draining pipe linking the cavity to the ground surface. By adjusting a theoretical curve to tests data, it is possible to determine a figure representative of the permeability coefficient, even if this adjustment is only partial, provided it includes a set of consecutive points at the beginning of the test.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1<sup>er</sup> avril 2005. La détermination du coefficient de perméabilité des sols est quelque chose de très délicat et de très incertain qui peut se faire en laboratoire certes, avec toutes les réserves que cela implique, mais qui s'opère le plus généralement in situ, soit par des essais ponctuels, plus précisément des essais Lefranc, soit par des essais de pompage avec mesures dans des piézomètres satellites.

Si l'unanimité se fait autour de l'essai de pompage, il n'en est pas de même de l'essai Lefranc, et il faut bien reconnaître que certains arguments avancés par ses détracteurs ne sont pas sans fondements. Pourtant, malgré les controverses qui l'entourent encore, cet essai est de plus en plus utilisé, vraisemblablement à cause de sa simplicité qui n'est d'ailleurs qu'apparente. C'est pourquoi, il convient de faire le point sur son efficacité et sa fiabilité à la lumière de l'expérience acquise depuis une vingtaine d'années tant dans le domaine expérimental que dans celui de l'interprétation.

## Principe et réalisation de l'essai

Rappelons que l'essai Lefranc consiste d'une part à provoquer la percolation de l'eau à travers la paroi d'une cavité aménagée à l'intérieur d'un massif aquifère en créant, dans cette cavité, une charge hydraulique différentielle h par rapport à la charge hydrostatique initiale, et d'autre part à mesurer l'évolution de cette charge différentielle en fonction du temps.

Le premier problème qui se pose donc est celui de la réalisation de cette cavité car c'est d'elle que dépenThe method is illustrated by some examples of curves and by results from two big construction sites. The results show a great similarity between the Lefranc's tests by injection and by pumping, and between the Lefranc's tests and classic pumping tests in a large well fitted with surrounding piezometers.

Key words: cavity of filtration, differential, al hydraulic load, variable load, constant load, injection, extraction, pumping, flow, relative speed of drainage, graph of speed, sealing, unsealing, anomalies, theoretical curve, adjustment.

dent, en grande partie, la qualité et la représentativité de l'essai. Je ne fais qu'évoquer ce problème car les procédures de réalisation de cette cavité ont été parfaitement décrites dans la norme NFP 94.132 après de longues et laborieuses discussions.

A tout instant l'écoulement doit satisfaire à l'équation de continuité qui, en milieu homogène et isotrope, et en négligeant la compressibilité de l'eau et du sol, est une équation de Laplace dont l'intégration conduit à la relation fondamentale :

$Q_s = m k h B$	(1)
Dans laquelle :	

-Q, est le débit qui traverse la paroi de la cavité ;

 B est le diamètre efficace de la cavité que l'on assimile au diamètre du forage au fond duquel celle-ci a été aménagée ;

-m est le coefficient de forme de la cavité dont l'expression analytique est fonction de son élancement, c'està-dire du rapport  $\lambda$  entre sa longueur et son diamètre efficace.

Les expressions analytiques de m sont données dans le tableau ci-après (Cassan, 2004) et figurent dans la norme NFP.94.132 ;

 k est le coefficient de perméabilité du milieu supposé homogène et isotrope.

La charge hydraulique différentielle peut être produite en injectant ou en prélevant, dans la cavité, un débit constant Q (Fig. 1), et c'est autour de ce choix entre prélèvement et injection que se développe essentiellement la controverse.

λ.	m
$\lambda \ge 10$	2πλ
	ln 2λ
$1,2 \leq \lambda < 10$	2πλ
	$\ln(\lambda + \sqrt{\lambda^2 + 1)}$
$0.7 \leq \lambda < 1.2$	$\pi \sqrt{4\lambda + 1}$
$0.3 \leq \lambda < 0.7$	$\frac{\pi}{\sqrt{2}}\sqrt{4\lambda+1}$
$0 < \lambda < 0.3$	$\pi\sqrt{1-4\lambda^2}$
	$2\operatorname{Arc}\cot g(2\lambda + \sqrt{4\lambda^2 + 1})$
0	2

TABLEAU I Expressions analytiques du coefficient de forme.

L'expérience montre, en effet, que la méthode par injection conduit souvent à des phénomènes de colmatage qui peuvent être, soit un colmatage direct des parois de la cavité, soit la formation d'une zone de colmatage qui se crée à l'extérieur de la cavité, au sein même du massif, par déplacement et concentration des éléments les plus fins du sol sous l'action des forces de courant dirigées, dans ce cas, vers l'intérieur du massif. Comme l'essai par injection est beaucoup plus facile à réaliser que l'essai par prélèvement, lequel se fait en général par pompage ce qui nécessite des forages de plus gros diamètre, il tend, à l'heure actuelle, à se généraliser, de telle sorte que l'on ne dispose que de peu d'éléments de comparaison entre les deux méthodes, et que l'expérience que l'on a sur la méthode par pompage n'est pas très riche.

La méthode par prélèvement recommandée par la norme, présente une première difficulté qui est celle de la stabilité de la paroi de la cavité pendant l'essai.

On croit avoir résolu le problème en utilisant un manchon crépiné type *manchon Lefranc*, mais cette solution est illusoire car le manchon crépiné ne met pas à l'abri d'un entraînement des matériaux les plus fins du sol qui peuvent pénétrer dans la cavité si les trous de la crépine sont trop importants, ce qui rend alors l'essai, sinon inexploitable, tout au moins peu représentatif par suite de l'augmentation de la porosité du sol sur une zone concentrique à la cavité.

Lorsque celle-ci est constituée par un tube crépiné que l'on descend dans un forage préalable, il faut éviter de l'entourer d'un géotextile qui est un élément favorable au colmatage externe. Mais le filtre en gravillon que l'on interpose entre le tube crépiné et la paroi du forage (Fig. 2) peut lui aussi se colmater.

Par ailleurs, dans les terrains finement granulaires, le phénomène de renard avec remontée du sol dans le tubage, est extrêmement fréquent, beaucoup plus fréquent que ne peuvent l'être les phénomènes de colmatage dans les essais par injection.

Avant de procéder à l'essai, il faudrait développer la cavité, mais si le développement est efficace, c'est-àdire s'il n'y a pas de colmatage au cours du développement, la perméabilité de la zone développée devient plus importante que celle du sol non perturbé et on ne maîtrise plus le diamètre efficace de la cavité, car il n'est plus alors question d'assimiler ce diamètre à celui de son forage.





Dans le cas d'un décolmatage ou d'un renard on a :  $k \le k^* < \infty$ , et l'on voit alors que pour  $k^* = \infty$  on a  $\frac{k_a}{k} = \frac{R}{r}$  . Ainsi donc lorsque la perturbation est maxi-

male, le coefficient de perméabilité apparent tend vers une valeur limite finie.

Si par exemple, 
$$\frac{R}{r} = 2$$
 on aura toujours

 $\overline{r} = 2 \text{ on aura}$  $k \le k_a \le 2 \text{ k}$ 

ce qui n'est pas grave.

En revanche un colmatage, qui correspond à  $0 \le k^* \le k,$  conduit à une évaluation de k\_ beaucoup plus éloignée de la réalité et par conséquent beaucoup plus dangereuse, comme le montre le tableau II ci-dessous

correspondant à 
$$\frac{R}{r}$$
 1,2 et  $\frac{R}{r}$  = 2.

TABLEAU II

	k <sub>a</sub>	
<u>k*</u>	R 1,2	<u> </u>
00	1,2	2
$10^{3}$	≈ 1,2	≈ 2
$10^{2}$	≈ 1,2	1,98
10	1,18	1,82
1	1	1
10-1	4,10-1	1,82.10-1
10-2	5,97.10-2	1,98.10-2
10-3	5,97.10-3	$\simeq 2,10^{-3}$
10-4	$\simeq 6,10^{-4}$	$\simeq 2,10^{-4}$

On voit donc que les deux méthodes, par pompage et par injection, présentent l'une et l'autre de nombreux inconvénients et que jeter un interdit sur la méthode par injection conduirait à la disparition progressive de l'essai Lefranc, ce qui serait regrettable car, comme nous le verrons par la suite, les méthodes récentes d'interprétation permettent d'apprécier la représentativité de chaque essai et de s'affranchir en grande partie des perturbations évoquées précédemment, en particulier de celles résultant de colmatages qui sont beaucoup plus dangereuses que celles provenant d'un décolmatage ou d'un simple renard, comme on peut s'en rendre compte, ne serait-ce que qualitativement, en se plaçant dans le cas théorique très simple d'une cavité sphérique.

Supposons en effet que l'essai Lefranc produise une perturbation hydraulique qui se développe depuis la paroi de la cavité sphérique de rayon r jusqu'à la sphère concentrique de rayon R, et que cette perturbation se traduise, sur toute l'épaisseur R - r de la zone perturbée, par un coefficient de perméabilité k' constant mais différent du coefficient de perméabilité k initial du sol. Dans ces conditions, l'essai Lefranc conduira à un coefficient de perméabilité apparent k différent de k\* et de k.

Il est alors facile de démontrer (Cassan, 2004) que :



On entend souvent parler d'essai Lefranc à charge constante et d'essai Lefranc à charge variable. Il convient de bannir du langage cette dichotomie qui provient d'une ancienne pratique que j'ai d'ailleurs utilisée moi-même au début de ma carrière mais que j'ai condamnée et abandonnée depuis longtemps, et qui est schématisée sur la figure 3. Cette pratique consiste à injecter un débit Q, dans la cavité par l'intermédiaire d'un tube muni d'une surverse qui permet d'évacuer, dans un bac gradué, le débit excédentaire Q<sub>2</sub>. Le débit Q. absorbé par le sol est alors :

$$Q_s = Q_1 - Q_2$$

La charge hydraulique différentielle h, qui correspond à ce débit, n'est autre que la distance verticale entre la surverse et le niveau statique initial de la nappe. Elle est par conséquent constante.

L'essai lui-même consistait alors à mesurer, en fonction du temps, l'abaissement du niveau de l'eau dans le bac, ce qui permettait de calculer le volume cumulé V de l'eau injecté dans le sol au temps t :

$$V_s(t) = \int_0^t (Q_1 - Q_2) dt$$

Lorsque tout se passait bien, Q2 était constant et la courbe V<sub>s</sub> (t) était une droite passant par l'origine. Le

débit  $Q_s = \frac{dV_s}{dt}$  qui pénétrait dans le sol était donc



FIG. 3 Essai Lefranc par injection à charge constante.

constant et comme la charge différentielle était également constante, on avait donc, avec cette méthode :

# $k = \frac{Q_s}{mhB}$

Mais lorsque la courbe  $V_s$  (t) n'était plus une droite, on se trouvait bien embarrassé, sauf si la courbe passait sans ambiguïté par l'origine, auquel cas on pouvait admettre comme débit la pente de la tangente à l'origine de cette courbe.

D'une façon générale lorsqu'on injecte ou que l'on pompe un débit constant dans une cavité sans imposer une valeur de la charge différentielle, cette charge évolue en fonction du temps et ne devient constante que lorsque le débit qui traverse la paroi de la cavité est devenu égal au débit imposé : c'est le régime permanent dans lequel l'essai devient un essai à charge constante. Mais, comme nous le verrons plus loin, ce régime n'est pas toujours atteint.

C'est pourquoi la procédure de l'essai, telle qu'elle est d'ailleurs décrite dans la norme, consiste à injecter ou à prélever directement un débit constant Q dans la cavité et à relever, en fonction du temps, le niveau de l'eau dans le tube d'écoulement qui relie la cavité aux dispositifs de surface. On peut alors calculer les charges hydrauliques qui sont égales, à tout instant, à la différence entre le niveau de l'eau dans le tube d'écoulement et le niveau statique initial de la nappe au repos.

Ce niveau de la nappe au repos est un paramètre particulièrement important car il a une grande influence sur la valeur de k, mais il est d'autant plus difficile à appréhender que le sol est moins perméable, compte tenu du temps de réponse des forages.

Il m'est arrivé d'entendre dire que ce n'est pas le niveau de la nappe au repos qu'il convenait de prendre en compte, mais le niveau de l'eau dans le sol à l'extérieur de la cavité, mais à son voisinage immédiat. Indépendamment du fait que cette mesure nécessiterait des dispositions tout à fait particulières et très difficiles à mettre en œuvre, elle ne servirait à rien, car son utilisation serait incorrecte sur le plan théorique.

En effet, dans l'intégration de l'équation de Laplace, les conditions aux limites sont les valeurs de la charge hydraulique respectivement dans la cavité et à l'infini.

Soit donc (Fig. 4) :

 $-z_c$  la cote d'un point que lconque situé à l'intérieur de la cavité ;  $-\,h_{\rm c}$  la hauteur d'eau dans le tube d'écoulement au-dessus de ce point ;

 $-u_c$  la pression hydraulique en ce point ;

 $-h_0$  la hauteur initiale du niveau de la nappe au repos (niveau hydrostatique) au-dessus du plan horizontal passant par ce point (cote z.);

- $-u_0$  la pression hydraulique à l'infini à la cote z, ;
- $-\gamma_w$  le poids volumique de l'eau.



# Interprétation de l'essai

#### 2.1

## Méthode de la courbe théorique

L'essai est interprété à partir de la courbe de la figure 5, l'ensemble des couples de coordonnées (h, t) mesurées constituant les données du problème. On voit apparaître sur cette courbe deux domaines, l'un, le domaine 1 correspondant à un régime transitoire au cours duquel la charge évolue en fonction du temps et l'autre, domaine 2, correspondant à un régime permanent dans lequel la charge reste constante.



La charge hydraulique dans la cavité est alors, d'après l'équation de Bernouilli :

$$\phi_c = z_c + \frac{u_c}{\gamma_w} = z_c + h_c$$

La charge hydraulique à l'infini est de même :

$$\phi_o = z_c + \frac{u_o}{\gamma_w} = z_c + h_o$$

La différence de charge (ou différence de potentiel)  $\Delta \phi = \phi_c - \phi_{0'}$  qui engendre le mouvement de l'eau à travers la paroi de la cavité, est donc :

$$\varphi_c - \varphi_0 = h_c - h_0 = h$$

Elle est donc constante et la cavité est bien une surface équipotentielle.

On voit bien que le niveau initial de la nappe représente l'une des conditions aux limites du problème. Tout se passe alors comme si la cavité était soumise à un potentiel égal à h sur sa paroi et nul à l'infini.

A partir des mesures du niveau de l'eau dans le tube d'écoulement de la cavité, mesures manuelles ou de préférence mesures enregistrées automatiquement, on peut alors tracer, par points, la courbe de l'évolution de la charge hydraulique différentielle en fonction du temps (Fig. 5). Or la relation (1), qui relie le débit  $Q_s$  percolant dans le sol à la charge h, est valable quel que soit h et par conséquent à tout instant.

Supposons alors qu'on réalise un essai en prélevant un débit Q constant dans la cavité.

A l'instant t, la cavité est alimentée par un débit  $Q_s$  provenant de la nappe. Pendant un temps dt, le volume d'eau prélevé dans la cavité est Qdt et le volume d'alimentation est  $Q_s$ dt.

L'abaissement du niveau de l'eau dans le tube signifie donc que le volume de prélèvement est supérieur au volume d'alimentation. La différence entre ces deux volumes est donc égale au volume correspondant à l'abaissement dh de l'eau dans le tube d'écoulement pendant le temps dt.

Si S désigne l'aire de la section droite intérieure de ce tube, on obtient donc :

 $Qdt - Q_dt = S dh$ 

soit :

$$Q - Q_s = S \frac{dh}{dt}$$
(2)

De même, si on opère par injection d'un débit Q, le débit de remontée de l'eau dans le tube d'écoulement est alors égal à la différence entre le débit qui alimente la cavité et le débit  $Q_s$  qui en sort pour s'écouler dans le sol.

On a donc la même relation, entre les débits, que précédemment et on peut écrire dans les deux cas :

$$S\frac{dh}{dt} + Q_s = Q$$

soit encore puisque :  $Q_s = m k B h$ 

$$S\frac{dh}{dt}$$
+mkBh=Q (3)

La séparation des variables est évidente et l'on a immédiatement, entre les instants  $t_0$  et t :

$$\int_{t_0}^t dt = \int_{h_0}^h \frac{Sdh}{Q - mkBh}$$

soit :

$$h = \frac{Q}{mkB} + \left(h_0 - \frac{Q}{mkB}\right) exp\left[-\frac{mkB}{S}(t - t_0)\right]$$
(4)

Si  $h_0 = 0$  et  $t_0 = 0$ , l'expression précédente se simplifie et devient :

$$h = \frac{Q}{mkB} \left[ 1 - exp(-\frac{mkB}{S}t) \right]$$
(5)

Dans les deux cas, le graphe de h présente donc une asymptote horizontale d'ordonnée  $\frac{Q}{mkB}$  qui correspond par conséguent au régime permanent.

Dans le cas simple de la forme (5), on voit que :

$$\frac{dh}{dt} = \frac{Q}{S} \exp\left(-\frac{mkB}{S}t\right)$$

et que, par conséquent, la pente de la tangente à l'origine de la courbe h (t) est égale à  $\frac{Q}{s}$ . Toutes les courbes théoriques doivent donc être tangentes à cette droite.

L'interprétation de l'essai se fait alors à l'aide d'un logiciel qui permet de tracer la courbe théorique ci-dessus lorsqu'on connaît k (Fig. 6a).

On introduit donc dans le micro-ordinateur les couples de valeurs expérimentales (h, t), dont les points représentatifs apparaissent sur l'écran et, en se fixant différentes valeurs de k, on cherche une courbe théorique qui s'ajuste le mieux possible sur les points expérimentaux. Cette méthode de superposition, qui est courante dans les sciences de la Terre en particulier pour l'interprétation des essais de pompage, comme dans les méthodes de Theïs (1940) en milieu homogène, de Hantush (1955 et 1964) dans le cas de la drainance, ou de Boulton (1954 et 1963) dans le cas de débit retardé, s'avère particulièrement simple et rapide dans le cas présent, car elle ne demande que deux ou trois minutes par essai après la saisie des données.

Lorsque l'ajustement n'est pas possible par suite d'une anomalie de l'essai, on cherche une courbe qui s'ajuste sur les premiers points du graphe et la valeur de k correspondante est la valeur cherchée.

Les principaux cas d'anomalies qui peuvent se présenter sont schématisés sur la figure 7.

### 2.2

## Méthodes de la courbe des vitesses relatives

On dérive la courbe de charge expérimentale de la figure 5 en calculant la pente  $\frac{\Delta h}{\Delta t}$  de la tangente en

différents points de cette courbe. Or  $\frac{\Delta h}{\Delta t}$  n'est autre

que la vitesse relative v du mouvement de l'eau dans le tube d'écoulement par rapport à la vitesse de percolation





à travers la paroi de la cavité comme on peut s'en rendre compte d'après l'équation (2). On trace alors le graphe de v =  $\frac{\Delta h}{\Delta t}$  en fonction de

h. En vertu de l'équation différentielle (3), ce graphe doit être une droite de pente  $-\frac{mkB}{S}$ , et dont l'abscisse à l'origine est égale à  $\frac{Q}{mkb}$ , et l'ordonnée à l'origine à  $\frac{Q}{S}$  (Fig. 6b). On dispose donc de deux évaluations de k.

Cette ordonnée à l'origine est particulièrement importante car elle constitue une donnée incontournable du problème, puisque Q est le débit que l'on injecte ou que l'on pompe dans le tube d'écoulement et S est la surface de la section droite de ce tube. Ce sont donc deux grandeurs parfaitement connues et parfai-

tement constantes. Le rapport  $\frac{Q}{S}$  n'est autre que la vitesse moyenne de circulation de l'eau dans une conduite qui véhicule, à pleine section, le débit Q imposé.

Puisque la droite v (h) doit obligatoirement passer

par le point d'abscisse nulle et d'ordonnée  $\frac{Q}{S}$  , il en

résulte que toute configuration dans laquelle l'ordonnée à l'origine de la droite expérimentale est différente

de 
$$\frac{Q}{S}$$
 traduit une anomalie.

Les anomalies les plus fréquemment rencontrées sont données sur les figures 8 et 9 où les droites expérimentales sont figurées en traits pleins et leurs prolongements, jusqu'aux axes de coordonnées, en trait discontinu.

Nous allons analyser brièvement les cinq cas exposés.

Le graphe expérimental de v (h) (Fig. 8a) est constitué de deux segments de droite AB et BC. Le point A,

situé sur l'axe vertical a pour ordonnée  $\frac{Q}{S}$ . Le segment

AB correspond donc à la réponse hydraulique d'un sol non perturbé et sa pente permet de calculer le coefficient de perméabilité k représentatif de ce sol. L'abscisse du point A', intersection du prolongement de AB avec l'axe des charges correspond au régime permanent qu'on aurait obtenu en l'absence de perturbation.

Le segment BC correspond à la réponse hydraulique d'un sol perturbé. Comme la pente de BC est plus faible que celle de AB, le coefficient de perméabilité k\* est plus faible que k. L'abscisse h<sup>\*</sup><sub>p</sub> du point C correspond au régime permanent réellement obtenu, qui est

relatif au terrain colmaté. On a donc  $k* = \frac{Q}{mbh_p^*} < k$  puisque  $h_p^* > h_p$ .

La droite complète C'BC correspondrait à un essai non perturbé dans un sol homogène de coefficient de perméabilité k\* dans lequel le débit de pompage (ou d'injection) serait  $Q^* < Q$ . Dans la représentation h (t) ce cas correspond à celui illustré par la figure 7b.

Sur la figure 8b, le graphe des vitesses relatives est également constitué de deux segments de droite, mais alors que dans la figure 8a le sommet B du triangle ABC était situé du côté de l'origine des coordonnées par rapport à la base AC, dans le cas présent le sommet B est situé de l'autre côté de AC.

En raisonnant comme précédemment, on voit que le segment AB est relatif au sol non perturbé et permet d'évaluer le coefficient de perméabilité k représentatif de ce sol et que la perturbation représentée par le segment BC correspond à un coefficient de perméabilité k\*\* > k. La droite complète CBC' représenterait un essai dans un sol non perturbé de coefficient de perméabilité k\*\* dans lequel on aurait pompé ou injecté un débit  $Q^{**} > Q$ . La perturbation est donc un décolmatage ou, ce qui revient au même, un débourrage.

Sur la figure 8c, le graphe des vitesses présente une

première phase linéaire d'ordonnée à l'origine  $\frac{Q}{S}$  , puis

la vitesse devient constante et le graphe est constitué par une droite parallèle à l'axe des charges. Il est facile de montrer que cette deuxième phase correspond à un colmatage progressif au cours duquel le produit kh reste constant.

Posons, en effet, pour simplifier l'écriture  $\frac{Q}{S} = v_{0'}$  et

soit  $v_{\rm s}$  la valeur constante de la vitesse de l'eau dans le tube d'écoulement.

L'équation (3) peut alors s'écrire dans cette deuxième phase :



REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 109 44 trimestre \$004



$$v_s + \frac{mB}{S}kh = v_0$$

soit :

$$kh = \frac{(v_0 - v_s)S}{mB}$$

Comme  $v_0$  et  $v_s$  sont constants, il en résulte que le produit kh est également constant.

Le graphe des vitesses comprend ici trois segments et il est facile de voir que :

 le segment AB correspond au terrain non perturbé et permet d'évaluer son coefficient de perméabilité k ;

– le segment BC traduit un débourrage et conduit à un coefficient de perméabilité  $k^{\ast\ast}>k$  ;

 le segment CD représente un colmatage avec un coefficient de perméabilité k\* < k.</li>

Le graphe des vitesses relatives comporte ici quatre segments de droite et correspond très exactement à la courbe de la figure 7d. Il est facile en effet de montrer que :

 le segment AB correspond à un début d'essai correct permettant d'évaluer le coefficient réel k ;

le segment BC correspond à un colmatage avec k\*
 k ;

le segment CD traduit un décolmatage avec k\*\* > k ;

 le segment DE prolongement de AB à un retour à l'état initial non perturbé.

Ces anomalies théoriques ne sont pas des vues de l'esprit, mais sont confirmées par l'expérience comme le montrent les courbes des figures 10 et 11, extraites d'une étude assez complète réalisée par Fondasol pour EDF sur l'Isère à proximité d'Albertville entre Cevins et La Batie, et celles des figures 12 et 13 relatives au palais de justice de Lyon. On remarquera en particulier sur la figure 13b, que l'interprétation sous débit nul, après arrêt de la pompe, conduit pratiquement à la même valeur de k que l'interprétation effectuée à partir de la figure 13a.

Comme on peut le voir, certains essais qui auraient été, jadis, considérés comme inexploitables ont conduit à des résultats tout à fait représentatifs grâce à la méthode d'interprétation exposée précédemment.

## 2.3 Cas particulier dit du « débit nul »

Lorsque l'essai est terminé, on arrête la pompe et l'on doit mesurer en fonction du temps, comme l'indique la norme, l'évolution du niveau de l'eau dans le tube d'écoulement : remontée si on a opéré par prélèvement, ou descente si on a opéré par injection.

Le phénomène est régi par l'équation (3) dans laquelle on fait Q = 0.

On obtient alors :

$$\frac{dh}{dt} + \frac{mkB}{S}h = 0$$
(6)

 $h = h_0 \exp\left(-\frac{mkB}{S}t\right)$ 

### ESSAI LEFRANC REGIME TRANSITOIRE (injection)

E5 P:24 B:3

0.60 (B) -0.50 0.40 0.30 0.20 0.10 0 6 T (mn) 8= 0-088 dETRE H= 13.95 COURSE THEORIQUE N= 3,200 X 10-40/5 FIG. 10A EDF Cevins. Ajustement d'une courbe.





Dans cette relation :

 $-h_0$  est la charge différentielle au moment de l'arrêt de la pompe,

 t est le temps compté à partir de l'arrêt de la pompe.

On obtient alors une nouvelle évaluation de k en ajustant la courbe théorique sur les points expérimentaux à l'aide du même logiciel qu'en II.1.

On peut également travailler sur le graphe des dh

vitesses relatives  $v = \frac{dh}{dt}$  qui est la droite représentée

dans le système (v, h), par l'équation (6).

Cet essai sous débit nul est souvent appelé *essai* sous charge variable, mais on voit bien qu'il ne s'agit, en fait, que d'un cas particulier de l'essai Lefranc puisque, comme on vient de le voir, on l'interprète en faisant Q = 0 dans les formules générales.

Cet essai est spécifiquement utilisé dans le cas de terrains peu perméables lorsque le débit que peut absorber le sol est trop faible.

La méthode par injection consiste alors à remplir le forage et à mesurer l'abaissement du niveau de l'eau en fonction du temps, et la méthode par prélèvement consiste à vider partiellement le forage et à relever la remontée de l'eau.

Cette dernière méthode a fait l'objet dans les années soixante de la mise au point par un ingénieur de Solétanche, J. Brillant, d'un dispositif très ingénieux et très pratique, et l'essai correspondant a été appelé *essai Brillant* (J. Brillant 1960 et 1966). Malheureusement cet essai est tombé dans l'oubli et il n'est pas certain que l'appareillage existe encore sauf peut-être dans les caves de Solétanche !

Il existe, certes, des essais en forage, appelés essais à charge variable qui ressemblent à des essais Lefranc, mais qui ne sont pas des essais Lefranc, et qui relèvent de normes différentes car ils ne sont applicables qu'aux sols de très faibles perméabilités.

Il s'agit :

– de l'essai à charge variable en forage ouvert applicable à la mesure de coefficients de perméabilité compris entre  $10^{-6}$  et  $10^{-9}$  m/s et régi par la norme NFX.30.423 (septembre 2002);

 de l'essai à charge variable en forage fermé applicable à la mesure de coefficients de perméabilités inférieurs à 10<sup>-8</sup> m/sec et régi par la norme NFX.425 (août 2002).

Ces deux essais nécessitent des dispositifs expérimentaux et des corrections de mesures spécifiques, en particulier la correction de la viscosité dynamique de l'eau en fonction de la température. Si l'interprétation du premier est, peut être un peu abusivement, la même que celle de l'essai Lefranc sous débit nul, l'interprétation du second que l'on appelle quelquefois *choc hydraulique* est très différente et beaucoup plus complexe, et fait intervenir la compressibilité du sol et celle de l'eau.

Ne s'agissant pas d'essais Lefranc, je me limiterai à cette simple évocation, car tout développement nous



### ESSAI LEFRANC REGIME TRANSITOIRE (injection)



## ESSAI LEFRANC REGIME TRANSITOIRE (injection)



### ESSAI LEFRANC REGIME TRANSITOIRE (pompage)

.

SC5 P: 23.70M DEBIT: 5.61.10-4M3/S

ESSAI LEFRANC REGIME TRANSITOIRE (pompage) SC5 P: 23.70M REMONTEE





10

COURSE THEORIDUE  $\kappa = 0.700$   $\pm 10^{-4H/S}$  COURSE THEORIDUE  $\kappa = 0.625$   $\pm 10^{-4H/S}$ 

8= 0.120 METRE H= 24.39 20 (MN)

T (mn)

H (m)

3.0

2.0

1.0

0

### ESSAI LEFRANC REGIME TRANSITOIRE (pompage) SC9 P: 24.46M DEBIT: 2.86.10-4M3/S

## ESSAI LEFRANC REGIME TRANSITOIRE (pompage) SC9 P: 24.46M REMONTEE



entraînerait trop loin, mais je rappellerai que dans la première phase de l'essai Lefranc la charge est variable et qu'elle n'est constante que dans la deuxième phase, lorsque le régime permanent est atteint.

## Analyse de cas réels

3.1

3

Nous allons analyser ici les résultats obtenus sur deux grands chantiers.

Le premier concerne une étude hydrogéologique qui a permis de comparer des essais Lefranc classiques réalisés par injection et des essais Lefranc réalisés par pompage dans une cavité de grande dimension.

Le second concerne l'étude du rabattement permanent d'une nappe qui a permis, d'une part, de comparer les résultats d'essais Lefranc classiques avec ceux d'un pompage traditionnel et, d'autre part, de comparer les débits de rabattement prévus dans l'étude et les débits réellement obtenus.

## Aménagement Romanche-Isère (EDF)

Cette opération située entre Vizille et Séchilienne a comporté la réalisation de :

 trois forages de reconnaissance géologique carottés à la colonne de 120/140 mm et descendus entre 36 et 40 mètres de profondeur, puis équipés de piézomètres de 40/49 mm ;

– trois forages destructifs de 120/140 mm pour la réalisation d'essais Lefranc ;

– un puits de pompage de 500 mm de diamètre descendu à 30 mètres de profondeur et assorti de 16 piézomètres satellites, dont 10 furent arrêtés à 15 mètres et 6 descendus à 26 mètres. Ce puits était destiné à réaliser des essais de pompage sous fort débit.

Les terrains traversés sont les alluvions de la Romanche constitués par une succession de sables plus ou moins graveleux et de graves sableuses, à éléments centimétriques à décimétriques, pouvant être localement limoneuses avec des passages de gros blocs.

Il s'agit donc d'un matériau granulaire à granulométrie assez variable et présentant, au-dessous de 16 mètres, une tendance légèrement plus argilo-limoneuse (Fig. 14).

La principale particularité de l'opération a résidé dans la réalisation du puits et des pompages qui a comporté trois phases.

### Première phase :

 forage du puits à l'hammergrab avec tubage de 500 mm jusqu'à 15 mètres de profondeur ;

 équipement du puits avec un tube crépiné de 350 mm de diamètre, filtre en gravillon et développement à l'émulseur;  remontée du tube extérieur de 500 mm sur une hauteur de 5 mètres ;

 pompage sous un débit de 480 m<sup>3</sup>/heure pendant 20 heures avec mesures dans le puits et les piézomètres.

### Deuxième phase :

- extraction du tube crépiné de 350 mm ;

 reprise du forage à l'hammergrab avec tubage de 500 mm jusqu'à sa profondeur définitive de 30 mètres ;

 équipement du puits avec le tube crépiné de 350 mm et développement à l'émulseur;

 remontée du tube extérieur sur une hauteur de 10 mètres ;

 pompage sous un débit de 460 m<sup>3</sup>/heure pendant
 62 heures avec mesures dans le puits et les piézomètres.

### Troisième phase :

- extraction complète du tubage de 500 mm ;

- équipement définitif du puits ;

 pompage classique dans le puits crépiné sur toute sa hauteur.

Ce qui est intéressant dans cette procédure, c'est que, dans les deux premières phases, le puits n'était pas crépiné sur toute sa hauteur mais seulement à sa base, sur une hauteur de 5 mètres pour le premier pompage et de 10 mètres pour le second, et que cette partie crépinée était hydrauliquement isolée par le tube de forage  $\Phi$  500 dont le sabot n'était pas débordant.

Dans les trois phases, le pompage a été interprété de manière classique à partir des piézomètres satellites ce qui a permis d'évaluer la transmissivité de l'aquifère mais pas son coefficient de perméabilité puisque l'épaisseur de cet aquifère était très importante et non précisée (plus de 50 mètres).

En revanche, dans les deux premières phases, compte tenu des dispositions adoptées et décrites cidessus, le phénomène hydraulique dans le puits en cours de pompage est identique à celui d'un essai Lefranc.

On a donc étudié l'évolution du niveau de l'eau dans le puits comme s'il s'agissait d'essais Lefranc avec des cavités de grandes dimensions (diamètre 0,50 mètre et longueurs de 5 et 10 mètres) et sous des débits très élevés, ce qui n'est évidemment pas courant.

Tous les essais Lefranc, qu'il s'agisse des essais classiques dans les forages spécifiques en 120/140 mm ou des deux essais dans le puits de pompage, ont été analysés selon les méthodes exposées précédemment.

Dans le premier pompage, la courbe d'évolution de la charge en fonction du temps présente, dès le départ, des anomalies qui évoquent un phénomène de colmatage. Il n'a pas été possible de trouver une courbe théorique qui s'ajuste sur les points expérimentaux mais les six premiers points correspondant aux dix premières minutes, semblent, à la rigueur, pouvoir être considérés comme voisins d'une courbe théorique. Une évaluation du coefficient de perméabilité à partir de ces points a donné :

### $k = 3.10^{-2} \text{ m/s}$

Au bout de 10 heures de pompage on voit apparaître un palier d'une durée de 4 heures (Fig. 15).



Par curiosité on a évalué le coefficient de perméabilité à partir de ce palier comme s'il s'agissait du régime permanent dans un essai non perturbé. On a ainsi obtenu :

### $k = 2.10^{-2} \text{ m/s}$

L'écart n'est donc pas très significatif, mais il faut dire que la cavité de filtration constituée par la base du puits était particulièrement mal placée puisque sa moitié supérieure se trouvait dans des sables, graviers et galets légèrement argileux avec des blocs et que sa moitié inférieure était située dans un amas de blocs (Fig. 14-phase 1). Il n'est donc pas étonnant qu'on ait obtenu un coefficient de perméabilité élevé et il n'est pas impossible que les anomalies constatées aient pu provenir de l'établissement d'un régime turbulent.

On peut donc globalement retenir à ce niveau :  $2.10^{-2} \le k \le 3.10^{-2} \text{ m/s}$ 

Mais le parallélisme des deux segments inclinés situés de part et d'autre du palier n'est pas sans rappeler le phénomène d'égouttement, ce qui complique quelque peu les choses et conduirait à une précision illusoire si l'on voulait faire intervenir ce phénomène dans le dépouillement.

Dans le deuxième pompage, réalisé avec une cavité de 10 mètres de hauteur et dont le centre est à 25 mètres de profondeur, il n'a pas été, là non plus, possible d'ajuster une courbe théorique sur les points expérimentaux bien que l'on se trouve dans une zone plus homogène.

À partir de la 53<sup>e</sup> heure de pompage, on a obtenu un palier mais celui-ci correspond à un matériau perturbé par un phénomène de colmatage. L'interprétation a pu se faire en adoptant le schéma de la figure 7b,

### ESSAI LEFRANC REGIME TRANSITOIRE



### ESSAI LEFRANC REGIME TRANSITOIRE



la courbe théorique étant déterminée à partir des huit premiers points (Fig. 16). Le coefficient de perméabilité correspondant est alors :

### $k = 7,5.10^{-3} \text{ m/s}$

Mais le colmatage a dû être très important car après l'arrêt des pompes, il n'a pas été non plus possible d'ajuster la courbe théorique sur l'ensemble des points expérimentaux (Fig. 17). L'ajustement n'a pu se faire que sur les premiers points de la descente et a donné :

$$k = 7.10^{-7} \text{ m/s}$$

ce qui confirme le colmatage.

En ce qui concerne les essais Lefranc classiques, les courbes expérimentales sont un peu moins perturbées, et les colmatages que l'on a observés sont du type de ceux de la figure 7a.

Le nombre total d'essais Lefranc classiques réalisés par injection est de 82, mais certains de ces essais ont fait l'objet de plusieurs paliers de débit.

Il en résulte que le nombre de niveaux testés était de 27, c'est-à-dire que nous avons donné 27 valeurs de coefficient de perméabilité.

Parmi ces 27 valeurs :

- 2, c'est-à-dire 7,4 % se situaient dans la tranche de 10^-6 m/s ;

- 2 se trouvaient dans la tranche des 10<sup>-4</sup> m/s ;

- 17, c'est-à-dire 63 % appartenaient à la tranche de 10^3 m/s ;

- 6, c'est-à-dire 22,2 % étaient dans la tranche des  $10^{-2}$  m/s.

Les deux valeurs de l'intervalle 10<sup>-6</sup> peuvent être négligées car les courbes obtenues, linéaires en fonc-

tion du temps, traduisent un colmatage immédiat, et cela sans aucune ambiguïté.

Sur l'histogramme logarithmique de la figure 18, nous avons reporté la position des deux pompages et nous constatons que, globalement il n'y a pas de contradiction flagrante entre les deux expérimentations. Mais il convient néanmoins de tempérer un peu l'optimisme fallacieux que peut donner cet histogramme logarithmique. C'est pourquoi nous donnons sur la figure 19, les histogrammes arithmétiques pour les deux épaisseurs testées, 0 à 15 mètres correspondant au pompage 1, et 15 à 30 mètres correspondant au pompage 2.

Nous constatons un étalement très important des valeurs de k qui n'est toutefois pas anormal pour ce paramètre.

On remarque alors que, pour la tranche 10/15 mètres, la fourchette de perméabilité donnée par le pompage 1 n'encadre qu'un seul essai Lefranc et que globalement l'essai par pompage donne des valeurs supérieures aux essais classiques dans un rapport de 1 à 8 environ, c'est-à-dire presque une puissance de 10. Mais ce résultat n'est pas surprenant, car comme nous l'avons vu précédemment, la cavité de 5 mètres de hauteur est située pour moitié dans une zone de blocs très perméables dans laquelle le régime d'écoulement n'est peut-être pas laminaire.

En revanche, au-dessous de 15 mètres, les résultats du pompage 2 sont assez voisins de ceux des essais Lefranc. Nous avons en effet dans l'ensemble :

- essai Lefranc :  $1.10^{-3} < k < 5.10^{-3} m/s$ ;

- pompage : k = 4 à 7.10<sup>-3</sup> m/s



La concordance est encore meilleure si on considère l'ensemble du site, toutes profondeurs confondues, ce qui n'est pas étonnant puisque la cavité du pompage 2, malgré sa hauteur de 10 mètres est entièrement située dans une formation de grave sableuse localement, mais faiblement limoneuse, et que c'est dans cette formation que l'ensemble des essais Lefranc a été réalisé.

## Palais de justice de Lyon

3.2

L'actuel palais de justice de Lyon, en service depuis quelques années, comporte un sous-sol de parking de 21 mètres de profondeur environ, dont 18,80 mètres sous la nappe.

La mise hors d'eau de ce parking par radier général et cuvelage étanche a été rejetée par les concepteurs compte tenu de la sous-pression qui se serait exercée sous le radier.

La solution qui a été retenue fut celle d'un radier drainant avec pompage permanent sous réserve que le débit de pompage nécessaire pour rabattre la nappe de 18,80 mètres n'entraîne pas des frais de maintenance susceptibles de remettre le projet en cause. Il importait donc pour cela de déterminer le débit d'épuisement avec la plus grande fiabilité possible.

Nous avons donc réalisé un programme qui a comporté :

 des forages de reconnaissance classique, carottés et destructifs;

des essais Lefranc ;



– deux essais de pompage, l'un, préliminaire de très courte durée, l'autre de 10 heures.

La reconnaissance a fait apparaître, sous les alluvions grossières du Rhône, la formation molassique bien connue dans la région lyonnaise et c'est dans cette dernière formation qu'ont été réalisés les essais de perméabilité, car nous avons estimé que les alluvions grossières du Rhône pouvaient être considérées comme infiniment perméables par rapport à la molasse. De plus, le radier drainant devait être descendu dans la partie supérieure de cette molasse dans laquelle devait être fichée l'enceinte en paroi moulée destinée d'une part à assurer la stabilité des parois de la fouille pendant les travaux et d'autre part à constituer les murs extérieurs du parking en sous-sol.

Le nombre d'essais Lefranc a été très faible eu égard à l'importance du problème, onze seulement, mais il faut dire qu'ils n'ont été réalisés que dans la molasse.

Ces essais ont donné des coefficients de perméabilité tels que :

 $2,5.10^{-5} \le k \le 10.10^{-5} \text{ m/s}$ 

Mais sept de ces essais ont été réalisés par pompage et quatre par injection. Nous avons obtenu :

– essais par injection :

$$5.10^{-5} \le k \le 10.10^{-5} \text{ m/s}$$

- essais par pompage :

$$2.5.10^{-5} \le k \le 9.10^{-5} \text{ m/s}$$

– des essais Lo



a. Profondeur inférieure à 15 mètres







On voit qu'il n'y a pas de différence significative entre les deux méthodes.

Les essais de pompage réalisés dans un puits assorti de trois piézomètres ont donné respectivement :

 $k = 4,8.10^{-5}$  et  $5.1.10^{-5}$  m/sec

On voit donc que les essais Lefranc et les essais de pompage ont donné des résultats du même ordre de grandeur avec toutefois des valeurs légèrement plus élevées pour les essais Lefranc.

Cette excellente correspondance provient de ce que, d'une part le sol étudié était constitué d'éléments fins et que d'autre part le diamètre des forages pour essais Lefranc était assez voisin de celui du puits ( $\Phi$  120/140). Deux analyses granulométriques réalisées dans l'un des forages pour essais Lefranc ont permis d'appliquer la formule de Hazen qui a donné :

### $k = 1,2.10^{-5} a 4,2.10^{-5} m/s$

Nous avons alors adopté, comme résultat des mesures, la valeur  $k = 5.10^{-5}$  m/s et nous avons admis que cette valeur correspondait au coefficient de perméabilité horizontale  $k_h$ . Sans parler véritablement d'étude bibliographique, une enquête nous a permis de considérer qu'un coefficient d'anisotropie de 5 était une valeur vraisemblable. On a donc retenu finalement :

$$k_{\rm h} = 5.10^{-5} \text{ m/s}$$
  
 $k_{\rm v} = 1.10^{-5} \text{ m/s}$ 



En appliquant aux coordonnées spatiales l'affinité classique bien connue qui permet de transformer l'équation de continuité en milieu anisotrope en équation de Laplace, nous avons obtenu entre le débit Q dans le milieu réel et le débit Q' dans le milieu transformé, la relation :

$$Q = Q' \sqrt{\frac{h_h^2 k_v}{k^3}}$$
 avec k arbitraire

Nous avons alors imposé la condition  $\mathbf{Q}'=\mathbf{Q},$  ce qui a entraı̂né :

$$k = \sqrt[3]{k_h^2 k_v} = 3.10^{-5} \,\mathrm{m/s}$$

Enfin, une enquête relative à deux chantiers voisins analogues nous a permis d'acquérir des données à partir desquelles nous avons pu, par rétro-analyse, estimer une valeur du coefficient de perméabilité isotrope équivalent.

Ces données étaient les suivantes :

- dimensions de la fouille ;

- fiche des parois moulées dans la molasse ;

– hauteur de rabattement ;

- débit d'exhaure.

La rétro-analyse a utilisé deux méthodes :

 la méthode simplifiée de Schneebeli (Schneebeli, 1987, cité par M. Cassan 1994);

– la méthode complète de Harr (Harr, 1962, cité par M. Cassan, 1994).

Les résultats sont donnés dans le tableau I, soit :  $1,9.10^{-5} \le k \le 4,6.10^{-5} \text{ m/s}$ 

Nous avons donc conservé la valeur obtenue à partir de nos essais :

$$k = 3.10^{-5} \text{ m/s}$$

## TABLEAU III Évaluation de k par rétro-analyse de données de chantiers.

Chantier	k en m/s			
	Schneebeli	Harr		
Rue Bonnel	2,5.10 <sup>-5</sup> à 3,5.10 <sup>-5</sup>	1,9.10 <sup>-5</sup> à 2,5.10 <sup>-5</sup>		
Rue Vendôme	4,6.10-5	3,7.10-5		

Nous avons alors évalué les débits de pompage de la fouille du palais de justice à l'aide des deux méthodes utilisées pour la rétro-analyse. Nous avons ainsi obtenu :

$$410 \le Q \le 585 \text{ m}^3/\text{heure}$$

soit une valeur moyenne :

$$Q \simeq 500 \text{ m}^3/\text{heure}$$

Le débit maximal pompé pendant le chantier a été :  $Q = 460 \text{ m}^3\text{/heure}$ 

et le débit d'exploitation actuel est :

$$Q = 360 \text{ m}^3/\text{heure}$$

Ces résultats se passent de commentaires.

# Conclusion

La méthode d'interprétation des essais Lefranc présentée et analysée dans cette communication est utilisée depuis plusieurs années déjà et a été intégrée à la norme NFP.94.132 dans une annexe non normative.

L'analyse détaillée à laquelle nous avons procédé montre que cette méthode permet de valoriser considérablement l'essai Lefranc et de limiter les controverses dont il continue de faire l'objet bien que celles-ci se soient déjà bien atténuées.

Cette méthode permet, en effet, de suivre le déroulement du phénomène de percolation de l'eau dans la cavité et de mettre en évidence les anomalies et les perturbations qui ont pu se produire pendant la durée de l'essai. Comme nous l'avons vu sur des exemples réels, elle permet de dégager des valeurs du coefficient de perméabilité tout à fait représentatives à partir d'essais qui auraient été considérés, jadis, comme non interprétables et par conséquent éliminés, ou au contraire qui auraient été interprétés dans leur phase finale. Cette interprétation aurait donc intégré toutes les perturbations qui auraient pu se produire et aurait ainsi conduit à des résultats non représentatifs, avec toutes les conséquences fâcheuses et quelquefois même désastreuses que cela implique.

Mais il ne faut pas se leurrer, l'essai Lefranc a ses limites et, appliqué à des terrains de faible perméabilité, il ne peut conduire qu'à des déboires. Rappelons
qu'il n'est applicable qu'à des terrains dont le coefficient de perméabilité est supérieur à 10<sup>-6</sup> m/s.

Sa simplicité est, certes, très attrayante, mais elle est trompeuse car d'une part, la réalisation de la cavité de filtration est très délicate, et d'autre part la méthode par injection qui est pratiquement généralisée à l'heure actuelle peut entraîner, dans certains terrains, des colmatages immédiats et indétectables même avec la méthode d'interprétation présentée ici. On retiendra que cette méthode par injection est surtout valable dans les terrains granulaires, et la méthode par pompage dans les terrains doués d'une légère cohésion.

Lorsqu'on approche de la limite inférieure de validité de l'essai, c'est-à-dire lorsqu'on se trouve dans des terrains à forte prédominance argileuse ou limoneuse, on peut, soit vider le forage (pompe ou émulseur) soit au contraire le remplir et, après arrêt de la pompe, étudier l'évolution de la charge par la méthode du débit nul.

Mais surtout il ne faut pas perdre de vue que l'essai Lefranc n'est qu'un essai ponctuel et qu'il est très dangereux de vouloir extrapoler sans précaution ses résultats à l'ensemble d'un site, même lorsqu'on en a réalisé un grand nombre. Il serait donc inadmissible de se limiter à de simples essais Lefranc pour étudier un rabattement de nappe important. En revanche, ils donnent une idée très représentative des contrastes de perméabilité et, à ce titre, ils peuvent être un excellent auxiliaire des essais de pompage et devraient toujours précéder et accompagner ces essais par exemple en profitant des forages des piézomètres satellites.

La normalisation des essais d'eau doit, certes, permettre d'améliorer la qualité de l'expérimentation et les progrès réalisés dans le matériel et les méthodes d'interprétation doivent accroître la fiabilité des résultats, mais il est bien évident que les coefficients de perméabilité ainsi déterminés n'ont, comme la plupart des paramètres géotechniques, qu'un caractère conventionnel. Il ne faut donc pas attendre des miracles de ces normalisations car la nature est, et restera capricieuse et mystérieuse et c'est à la sagacité mais aussi à la rigueur de l'ingénieur qu'il appartiendra finalement de percer ses mystères et de composer avec ses caprices.

#### Bibliographie

- Boulton N.S. Untersdy radial flow to a punped well allowing for delayed yield from storage. *AIHS Assemblée générale de Rome*, Tome II, publication n° 37, 1954.
   Boulton N.S. – Analysis of data from non
- Boulton N.S. Analysis of data from non équilibrium pumping test allowing from delayed yieds. Proc. Inst. Civ. Eng., vol. 26, nov. 1963.
- Brillant J. Appareil pour la mesure de la perméabilité du terrain en place. Génie civil, août 1960.
- Brillant J. La mesure in situ des perméabilités locales. Geotechnique, Londres, mars 1966.
- Cassan M. Aide-mémoire d'hydraulique souterraine. Presses des ponts et chaussées, 1994.
- Cassan M. Les essais de perméabilité sur site dans la reconnaissance des sols. Presses des ponts et chaussées, 2004, 2º éd.
- Hantush M.S. Non steady radial flow in an infinite leaky aquifer. Transaction

American Geophysical Union, vol. 36, n° 1, février 1955.

- Hantush M.S. Hydraulic of wells. Advence Hydroscience, Tome I, Ven Te Chow, New York, 1964.
- Harr M.E. Groundwater and seepage. Mac Graw Hill Book Company, New York, 1962.
- Schneebeli G. Hydraulique souterraine. Eyrolles, 1987.
- Theis C.V. The Source of Water Derived from Wells. *Civil Eng.*, vol. 10, 1940.



# Essai de bilan hydrochimique sur les eaux du Haut Bassin de l'Oum Er Rbia (Moyen Atlas, Maroc)

L'article illustre un nouveau cas d'application d'une méthodologie d'estimation de la composition géochimique et hydrologique à partir de données de terrain d'un secteur karstique. L'objectif de ce travail est d'essayer dans un premier temps : 1) d'évaluer le phénomène de la salinité dans le haut bassin de l'Oum Er Rbia; 2) d'étudier la répartition de cette salinité exprimée en termes de conductivité électrique ; 3) de localiser les secteurs géologiques d'apports de sels et dans un deuxième temps d'évaluer les zones géographiques les plus touchées afin de déterminer les secteurs aquifères qui pourraient être utilisés pour fournir en eau potable la population ainsi que les eaux d'irrigation pour l'activité agricole. Les analyses physico-chimiques des eaux souterraines et de surface ainsi que les différentes cartes de distribution spatiale de la conductivité électrique, des chlorures et du rapport Sr/Ca attestent du rôle joué par les niveaux lithologiques du Trias (argiles salifères) dans la contamination et la dégradation de la qualité des eaux. Le bilan hydrologique permet d'identifier un débit de perte de 1,75 m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup> en période d'étiage exceptionnel (août 1998) qui correspond à 20 % des débits globaux sur une distance de 70 km.

Le bilan géochimique basé sur la concentration des chlorures des eaux superficielles des oueds de l'Oum Er Rbia indique un flux de perte massique de 41,22 eq. m<sup>-3</sup> qui correspond à une perte d'environ 2,6 kg. s<sup>-1</sup> de chlorures sur une distance de 70 km, soit 0,037 kg. km<sup>-1</sup>.s<sup>-1</sup>.

*Mots-clés* : aquifère, karst, Lias, Trias, hydrochimie, Oum Er Rbia, Moyen Atlas, Maroc.

# Hydrochimical balance assessment in the High Basin of the Oum Er Rbia river (Middle-Atlas, Morocco)



Résumé

The aim of this work is, firstly, to try: 1) to evaluate the water salinization in the High Basin of Oum Er Rbia River (Morocco); 2) to study the spatial distribution of this stalinization expressed in term of electric conductivity; 3) to locate the zones where salt is provided. Secondly, the geographical zones most affected by salinization are assessed in order to determine the sectors where aquifers could be used for water supply or for agriculture. The physicochemical analyses of the ground and surface waters and the maps of the spatial distributions of electric conductivity, chlorides and Sr/Ca ratio show the role of Trias strata (salutiferous clays) in the contamination and the degradation of the water quality.

The hydrologic balance enables to identify a 1,75 m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup> seepage loss in exceptional low water season (August 1998) which corresponds to 20 % of the total flow on a 70 km distance. The geochemical balance is evaluated by using the chloride concentrations of superficial waters of the Oum Er Rbia river's tributaries wadis. It corresponds to a loss of 41,22 eq. m<sup>3</sup> which corresponds to a loss of chloride of 2,6 kg. s<sup>-1</sup> along a 70 km distance, giving a value of 0,037 kg. km<sup>-1</sup>.s<sup>-1</sup>.

Key words : aquifer, karst, Trias, hydrochemistry, Middle-Atlas, Morocco.

### N. KHALIL S. ER ROUANE

Université Cadi Ayyad Faculté des sciences Semlalia, Laboratoire de géologie appliquée BP 2390 Marrakech 40000, Maroc

#### J. MANIA

Université des sciences et technologies de Lille EUDIL, LML URA CNRS 1441, France

#### J. MUDRY

Université de Franche-Comté EA 2642 DET Besançon France

# Introduction

La contamination des eaux douces par des eaux salées est souvent le fait d'intrusion d'aquifères côtiers par les eaux marines, comme le montrent El Achheb et al. (2001), Kifane et al. (2001). Dans l'exemple qui est présenté une salinisation très forte des eaux souterraines et superficielles s'explique par le mélange, d'eaux douces provenant d'un massif calcaire et d'eaux salées provenant de sources drainant des eaux lessivée des formations évaporitiques triasiques. Peu d'exemples sont cités dans la littérature mettant en relation des eaux salées souterraines avec des eaux de surface. On cite l'exemple de la contamination des eaux douces d'un lac en Floride (Dooris et Martin, 1979) par apport d'eaux salées pompées dans des calcaires profonds. Un autre exemple cité par Boutaleb et al. (2000) montre le lessivage des formations triasiques salées du bassin de l'oued Issen appartenant au massif du Haut Atlas.

Les formations évaporitiques sulfatées se rencontrent au Maroc dans de nombreux niveaux stratigraphiques (Salvan, 1984), à l'exception du Trias où elles atteignent le stade de dépôts chlorurés (sodiques, potassiques et même magnésiens). L'influence des couches salifères sur la salinité des eaux est très importante, une très forte proportion des eaux marocaine est salée (2 milliards de m<sup>3</sup>/an d'après Dinia *et al.*, 1980, *in* Hakim, 1982).

Cette salinité réduit considérablement la marge utile des ressources en eaux souterraines, elle met hors d'usage une proportion non négligeable des eaux marocaine du fait des teneurs élevées en chlorure et sulfate.

# Présentation du secteur d'étude (Fig. 1)

2

L'Oum Er Rbia prend naissance dans le Moyen Atlas à une trentaine de kilomètres au NE de la ville de Khénifra où une dizaine de sources constituent son origine hydrologique. Sur son cours supérieur, les massifs montagneux reçoivent des précipitations relativement abondantes. Par ailleurs, l'Oum Er Rbia se distingue dans cette région par un profil en long irrégulier et des pentes fortes. Enrichi par les eaux de ces sources dont une partie est salée (Loup, 1960), l'Oum Er Rbia est caractérisé par des débits assez constants au cours de l'année, les débits d'étiage n'étant jamais inférieurs à 7 m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup>. En aval de Khénifra, il reçoit en rive gauche ses premiers affluents, les oueds Srou et Ouaoumana.

Le Moyen Atlas, par son altitude, sa situation géographique et son exposition aux influences océaniques, se caractérise par un climat humide et froid, classé comme climat méditerranéen de montagne (Martin, 1981). La pluviométrie moyenne annuelle varie entre 600 et 1 000 mm, avec des variations importantes en fonction de l'altitude. La zone la plus arrosée est celle du plateau d'Ajdir (1 000 à 1 200 mm/an). Les mois les plus pluvieux sont ceux de janvier et février. Une partie importante de ces précipitations parvient au sol sous forme de neige. Cette dernière tombe essentiellement durant les mois de décembre, janvier et février. Les températures sont relativement plus basses et connaissent de très importantes variations saisonnières. La température moyenne annuelle sur l'ensemble des causses moyens atlasiques est de 12 °C (Kabbaj et Combe, 1977). L'évaporation est importante sur l'ensemble du bassin, ainsi elle est estimée en moyenne par la méthode annuelle de Turc à 510 mm/an (Bentayeb et Leclerc, 1977). Sa valeur varie fortement avec l'altitude.

Les unités topographiques et surtout leur structure géologique permettent, en reprenant les précisions de Colo (1961) et la mise au point de Martin (1981) de subdiviser le Moyen Atlas en deux grandes parties :

1) le Moyen Atlas méridional ou Atlas de Béni Mellal;

 le Moyen Atlas septentrional qui comprend : – au NW, le Moyen Atlas tabulaire ou Causse moyen atlasique,

- au SE, le Moyen Atlas plissé.

Du point de vue géomorphologique, les roches en affleurement sont surtout les calcaires et les dolomies du Lias au sein desquels se développent des manifestations karstiques superficielles et souterraines. Le karst de surface est représenté par des lapiez, des poljes et des dolines.

#### 2.1

#### Aperçu géologique et structural

Le bassin versant du haut Oum Er Rbia fait partie du Moyen Atlas. La puissante série stratigraphique du bassin étudié est composée à sa base par un socle paléozoïque sur lequel repose, en discordance, une couverture sédimentaire allant du Trias supérieur jusqu'au Quaternaire (Fig. 2).

Les formations carbonatées (calcaires et dolomies) du Lias inférieur et moyen forment l'ossature du Causse moyen atlasique. Les dépôts les plus récents (Crétacé moyen et supérieur) affleurent localement dans la vaste cuvette synclinale de Bekrit. Enfin, des dépôts tertiaires et quaternaires et des alluvions récentes sont localisés dans des structures en cuvettes.

Le Trias qui forme le substratum imperméable et continu de l'aquifère liasique semble être à l'origine de la salinité d'une grande partie des eaux marocaines. Les basaltes sommitaux jouent un rôle primordial en formant un écran imperméable empêchant ainsi tout contact entre les formations salifères et les eaux de l'aquifère liasique.

Le Trias affleure sur les bordures du causse moyen atlasique, le long de structures tectoniques cassantes affectant les dépôts liasiques. En général, la plupart des accidents cassants affectant le Lias sont jalonnés par des écailles de Trias. On le trouve, par ailleurs, au sein des grandes vallées (Srou, Chbouka...).

Le Trias qui repose en discordance sur le Paléozoïque est formé par:

– des argiles ocre rouge, qui sont généralement en contact direct avec le socle et renfermant plusieurs lentilles de gypse et de sel. Néanmoins, dans la vallée de l'oued Srou, ces argiles reposent sur un ensemble grésoconglomératique marquant la base des épandages terrigènes du Trias marocain (Fig. 3). La formation argileuse et salifère montre des épaisseurs importantes (plus de 800 m) au centre du bassin à l'Est d'El Kbab. Vers les



яд, ть Bassin versant du Haut Oum Er Rbia. Upper Oum Er Rbia watershed.

bordures, cette épaisseur n'est que d'environ 300 à 400 mètres (Charroud *et al.*, 1996). Le gypse affleure rarement alors que les lentilles de sel individualisées sur quelques mètres d'épaisseur sont rencontrées dans les forages, ou même peuvent apparaître en surface, de telle sorte que le sel y est souvent exploité soit en salines, soit en galeries quand il se trouve en bancs massifs, et vendu à l'état brut dans les souks de la région;

 des coulées de basaltes doléritiques plus ou moins altérés, de couleur brune à verdâtre qui peuvent atteindre 100 m d'épaisseur dans la corniche de l'oued Srou;

 - un ensemble à dominance argileuse et localement gréseux de couleur rouge. La série sédimentaire jurassique débute par une alternance de dolomies et d'argiles rouges qui marque le passage d'une sédimentation à dominance continentale du Trias supérieur à une sédimentation marine qui s'affirme au Lias par des dépôts carbonatés.

Les dépôts du Lias inférieur sont représentés par une puissante formation calcaro-dolomitique. Ces dépôts sont pratiquement concordants sur ceux du Trias supérieur (Fig. 3).

Les formations carbonatées calcaires et dolomies du Lias inférieur dont l'épaisseur peut dépasser 300 m constituent l'aquifère principal du secteur étudié.



 FIG. 2
 Carte géologique du haut bassin de l'Oum Er Rbia d'après la carte de Rabat 1/50 000.

 Geological map of the Upper Basin of the Oum Er Rbia according to the map of Rabat 1/50,000.

#### 2.2

### Cadre hydrogéologique

Sur le plan hydrogéologique, deux niveaux semblent les plus importants régionalement :

 les calcaires liasiques perméables et karstifiées, constituant l'aquifère principal, qui donnent naissance à de nombreuses sources dont les plus importantes sont celles de l'Oum Er Rbia;

– les formations du Trias essentiellement argileuses et salifères, jouent un rôle primordial. D'une part, le Trias constitue un niveau de base imperméable et continu pour l'aquifère liasique, d'autre part, il est responsable de la salinité des eaux.

# Origine de la salinité

L'abondance des niveaux salifères sur l'ensemble de l'échelle stratigraphique du Maroc, est l'une des principales causes directes de la salinité des eaux. Au niveau du haut bassin de l'Oum Er Rbia, le Trias est la principale source de salinité des eaux. Le Trias qui constitue un ensemble tendre et imperméable joue un rôle primordial dans l'hydrogéologie de la région.

La succession de la trilogie triasique, grès, argiles et basaltes est parfois incomplète. Lorsque les basaltes sont absents, les calcaires liasiques reposent directement sur les argiles salifères ce qui induit une forte salinité des eaux des aquifères sus-jacents (Fig. 4).

L'Oum Er Rbia, fleuve le plus important du Maroc transporte des eaux salées sur une grande longueur et pendant plusieurs mois par an, la cause principale est l'apport d'un certain nombre de sources salées sur une bonne partie de son cours supérieur, s'ajoutent ensuite les apports de l'oued Srou, principal affluent du Haut Oum Er Rbia qui draine un bassin versant où prédominent les affleurements des terrains triasiques.

### 4 Méthodologie

L'étude est basée sur des campagnes de prélèvement d'échantillons et de jaugeages qui ont été réali-







sées en avril 1997 et en août 1998. Ces campagnes ont porté sur les principales sources (environ trente) de la région ainsi que sur les principaux affluents de l'Oum Er Rbia (Tableaux I et II).

La méthodologie employée est basée essentiellement sur l'identification de certains traceurs chimique ( $Sr^{++}/Ca^{++}...$ ) et la réalisation de cartes de répartition des éléments majeurs ( $HCO_3$ , Cl...). Ceci a déjà montré des résultats satisfaisants dans des contextes similaires (Bouchaou *et al.*, 1995; Hsissou *et al.*, 1996; Khalil et Er Rouane, 1999; Negrel *et al.*, 1997). Pour cela, plusieurs campagnes d'échantillonnage ont été réalisées. Des mesures de certains paramètres ont été effectuées sur le terrain (conductivité, pH, température), l'analyse des éléments majeurs et traces (Ca, Mg, Na, K, Cl, HCO<sub>3</sub>, SO<sub>4</sub>, NO<sub>3</sub>, Sr et F) a été faite à La Direction régionale de l'hydraulique (DRH) de Béni Mellal et à l'université de Franche-Comté.

Afin de quantifier les pertes ou les apports, un essai de bilan hydrochimique sera tenté sur tout le bassin.

#### TABLEAU I Paramètres physico-chimiques des eaux souterraines dans le Haut Bassin de l'Oum Er Rbia (avril 1997) – Teneur en meq/l.

Physical and chemical parameters of the groundwater upper watershed of the High Basin of the Oum Er Rbia (April 1997) – Content in meq.l<sup>-1</sup>.

Nom	Ten °C	pН	Cd µs/cm	Ca	Mg	Na	K	HCO3	Cl	$SO_4$	Sr
Lac Ouiouane	10	7,96	310	2,67	2,29	1,3	0,03	3.9	1.4	0.05	0.0011
Itnaknouine	14,5	7,79	346	3,77	2,13	0,28	0,05	3,6	1,75	0,22	0,0009
516/30	13	7,36	21000	9,37	4,4	310	0.19	3,2	272	2.48	0.0379
Oum Er Rbia	14,5	7,46	938	4,82	2,13	6	0,025	4,7	5,9	0,85	0,0055
517/30	12	8,03	17900	9,4	5,08	310	0,004	6,52	289,8	2,28	0.0363
521/30	14	7,42	11000	6,87	3,75	180	0,115	6,96	150	2.5	0.0194
source pont	12	7,27	10760	8,65	6,25	185	0.1	6.5	155	1.77	0.0267
Lac Aguelmame	11	7,84	382	3,67	2,33	0,69	0.015	4.8	0.54	0.18	0.0009
Ajdir	10	7,4	76,6	2,12	0,21	0,08	0.08	1.2	1.1	0.01	0.0002
Assoul	13,5	7,21	515	4,65	3,67	0,27	0,025	6,4	0.9	0.25	0.0014
Arrougou	14,5	7,3	530	3,72	2,29	0.39	0,008	5.4	0.42	0.23	0.0011
Lac Ajdir	9,5	7,41	94,7	2,32	0.33	0.03	0.05	2.3	0.2	0.02	0.0005
Ham, Hassan D	12	7,85	560	3,72	3.04	2.5	0,008	5.02	2.24	0.09	0.0011
Ham. Hassan S	11	6,97	14780	61.8	4,17	225	0.08	4.8	212	22.48	0.0402
Jnane Imes 1	13	7,57	612	4,3	3,33	2	0.008	6.3	2.1	0.26	0.0016
Jnane Imes 2	13	7,6	540	4.15	3.29	1.8	0.008	6.2	1.9	0.18	0.0014
Ait Chart	17	7,38	768	4.87	4.04	2	0.013	6.66	2	0.99	0.0023
Ibn Khlil	19	7,23	1923	7,25	9,17	12	0.06	7.2	14.54	2.09	0.0201
Bou Slíma	18	7,21	616	4.67	3.87	0.57	0.01	6.92	0.6	0.43	0.0025
Ouarnfaa	18	7,23	541	5,15	2.37	0.56	0.015	6.3	0.54	0.27	0.0021
Boudillite	17	7,13	576	5,57	2,25	0.53	0.06	6.28	0.6	0.22	0.0018
Igly	19	7,26	547	4.55	3,62	0.6	0.015	6.4	0.64	0.27	0.0025
Tamda 1	15	7,2	410	5,3	0,92	0.17	0.03	5.2	0.7	0.06	0.0011
Tamda 2	15	7,16	402	5,52	0,87	0.12	0.02	5.3	0.14	0.06	0.0011
Boulmattene	18,5	7,4	511	4,37	3,42	0.33	0.02	6.3	0.28	0.22	0.0011
Boutmarsite	19,5	7,4	705	3,8	5.04	0.77	0.01	7.24	0.9	0.37	0.0007
Nougziza	18,5	7,26	656	5.4	3,54	0.69	0.015	6.64	0.9	0.57	0.0030
Tiguimate	20	7,26	594	4.55	2.92	0.67	0.018	6	0.76	0.28	0.0027
Ain Infaghen	18	7,34	560	4.52	3,54	0.49	0.013	6.3	0.62	0.17	0.0014
Ait Abd. Aval	16	7,39	483	4,95	2,58	0.19	0.023	7.6	0.2	0.05	0.0011
Ait Abd. amont	16	7,22	499	4,82	2,71	0.21	0.036	6.5	0.42	0.06	0.0011
Ait Laadi	15,5	7,22	524	4,42	2,67	0.28	0.018	5.8	0.24	0.05	0.0011
Tameskourte	16	7,21	600	4,82	3,54	0,44	0,02	6,7	0,52	0,13	0,0016

 

 TABLEAU II
 Paramètres physico-chimiques des eaux de surfaces dans le Haut Bassin de l'Oum Er Rbia (août 1998) – Teneur en meq/l.

Physical and chemical parameters of the surface waters in the upper watershed Basin of the Oum Er Rbia (August 1998) – Content in meq.l<sup>-1</sup>.

N°	T	Ph	Cd à 20 °C	Са	Mg	Na	К	HCO <sub>3</sub>	C1	$\mathrm{SO}_4$	Sr	Q m <sup>3</sup> /s
1	19,5	7,63	1,29 ms/s	2,72	3,6	6,7	0,06	5,2	5,76	1.2	0.0034	0.226
2	23,5	7,37	1,37 ms/s	4,48	4,48	6.8	0.12	6.1	6.14	2.26	0.0041	0.107
3	24	7,61	3,18 ms/s	3,44	3.2	28,1	0.06	3.8	25.92	2.3	0.0039	0.959
4	24	7,67	3,31 ms/s	3,36	3.2	29	0.06	3.8	26.5	3.08	0.0034	2.43
5	23,5	7,74	3,48 ms/s	3,68	3,2	28,5	0.06	4	26.88	3.15	0.0039	0.801
7	19,5	7,51	11,4 ms/s	8,32	6,52	109.7	0.43	5.6	105.6	1.6	0.0169	0.495
8	23	7,66	8,04 ms/s	5,28	5,84	80,65	0.32	4.8	76.8	1.17	0.0107	0.386
9	24,5	7,52	11,1 ms/s	7,28	6,96	105.7	0,42	5.4	101.8	1.65	0.0132	0.547
10	28,7	7,66	11,2 ms/s	7,44	8,56	105,4	0,42	4.2	103.7	2.01	0.0157	0.53
11	26	7,87	6,41 ms/s	4,84	5,32	57,71	0,23	4.2	56.64	1.12	0.0094	1.468
12	19	7,78	4,35 ms/s	5,32	2,92	41,17	0,15	3.8	37.44	4.78	0.0105	0.51
13	14,5	7,61	1,96 ms/s	4,08	2,32	14,74	0,08	5.6	13.44	0.97	0.0043	N.J
14	16	7,57	2,61 ms/s	3,32	2,52	22,83	0,1	5.4	20.16	1.27	0.0046	7.764
15	18	7,57	2,66 ms/s	3,24	2,56	24,43	0.1	4.2	22,08	1.14	0.0050	8.576
16	25	8,18	3,17 ms/s	3,36	3,24	29,78	0,12	4.3	26.88	1.95	0.0055	8.401

80



### Répartition des écoulements de surface

Les écoulements superficiels de l'Oum Er Rbia et ses affluents sont connus et contrôlés au niveau des cinq stations principales. Ces écoulements sont définis à partir de l'analyse statistique des chroniques des débits moyens journaliers. La période commune des observations pour les eaux de surface est de 252 mois entre septembre 1975 et août 1996.

L'analyse statistique des données hydrométriques doit permettre de définir les régimes des écoulements à partir des valeurs caractéristiques.

La position des points de mesures ainsi que les résultats de cette campagne sont reportés sur la figure 5 ou les débits sont exprimés en m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup>.

Le tableau III montre que pour toutes les stations, les débits augmentent à partir de septembre et présentent un maximum au mois de février, puis ils diminuent régulièrement pour atteindre un minimum au mois d'août. Il n'y a pas de période de basses eaux d'hiver ce qui démontre un caractère montagnard nettement marqué.

Le tableau IV ci dessous donne les principaux paramètres statistiques caractéristiques des débits moyens journaliers au niveau des cinq stations de jaugeages.

Les valeurs des écarts type traduisent une forte dispersion des valeurs de débits moyens journaliers des stations concernées. 5.2

# Campagne de jaugeage (août 1998)

Dans le but de déterminer les zones d'apports et/ou de pertes, une campagne de jaugeage au moulinet a été réalisée en août 1998. Cette campagne a intéressé le cours principal de l'oued Oum Er Rbia et ses affluents les oueds : Srou, Chbouka et Ouaoumana.

Du fait de l'ampleur du bassin qui avoisine 3 400 km<sup>2</sup>, dont l'accès est très difficile, de la difficulté à réaliser des jaugeages au moulinet sur le cours d'eau principal (profondeurs et débits importants), on s'est limité à un nombre réduit de stations de mesures.

L'oued Chbouka: ce cours d'eau prend naissance dans une région riche en eau (lac Miami) à 1 600 m d'altitude. D'après les jaugeages effectués on note:

– entre la station S4 et S5, un apport de 180 l.s<sup>-1</sup>;

 – entre S5 et S6 une très importante perte de l'ordre de 300 l.s<sup>-1</sup> sans aucun prélèvement apparent.

Au niveau de l'oued Srou, nous avons pu noter un apport d'écoulement entre les stations S7 et S8. Le débit augmente assez brusquement sans aucun apport latéral apparent. Ce débit excédentaire de 100 l.s<sup>-1</sup> est apparemment lié à des venues d'eau par le fond du lit de l'oued.

Entre les stations S8 et S9, on a observé une diminution de l'écoulement de l'ordre de 50 l.s<sup>-1</sup>. Avant la station d'Ait Ishaq, le Srou est rejoint en rive droite par l'oued Chbouka. Cet affluent possède un débit double de celui du cours principal (Srou) alors que son bassin versant topographique est 5 fois plus petit. Le débit au niveau de la station représente la somme des deux cours d'eau (Srou et Chbouka).

TABLEAU III	Paramètres physico-chimiques des eaux souterraines dans le Haut Bassin de l'Oum Er Rbia.
	Physical and chemical parameters of the groundwater upper watershed of the High Basin of the Oum Er Rbia

Station	S	0	N	D	J	F	М	А	М	J	J	А	Moy.
Tarhat (S15)	11,61	12,30	13,51	14,55	18,65	24,76	23,22	20,92	16,59	14,04	11,93	11,23	16,11
El Heri (S6)	1,16	1,49	1,90	2,44	3,85	4,58	3,51	3,15	2,22	1,51	1,23	1,10	2,35
Ait Ishaq (S11)	2,34	3,72	5,13	6,56	12,53	16,75	12,07	9,72	5,82	3,30	2,40	2,04	6,86
Ouaoumana (S3)	0,40	0,54	0,72	0,78	2,17	3,16	2,42	1,66	0,72	0,48	0,36	0,36	1,15
Dchar El Oued (S16)	11,75	13,94	17,25	20,38	32,54	43,17	33,79	28,62	19,57	14,50	11,59	10,86	21,50

#### TABLEAU IV Paramètres physico-chimiques des eaux de surface dans le haut bassin de l'Oum Er Rbia.

Physical and chemical parameters of the surface waters in the upper watershed Basin of the Oum Er Rbia.

Station	Tarhat (S15)	El Heri (S6)	Ait Ishaq (S11)	Ouaoumana (S3)	Dchar El Oued (S16)
Maximum	259	66	252	107	691
Minimum	11,6	0,52	0,55	0,07	5,67
Moyenne	16,05	2,33	6,79	1,14	21,37
Écart type	11,16	3,35	13,37	3,03	29,29
C.V	0,7	1,44	1.97	2,66	1,37
Intervalle de Confiance	0,25	0,08	0,30	0,07	0,66
Variance	124,63	11,24	178,8	9,21	858,1





Electric conductivity (ms/cm) and flow map of the surface waters in the High Basin of the Oum Er Rbia (August 1998).



Au niveau de l'oued Ouaoumana on a observé une perte de l'ordre de 100 l.s-1 entre les stations S1 et S3.

L'oued Oum Er Rbia: le débit mesuré au niveau de la station de prélèvement de l'ONEP (station S14) qui est de 7,76 m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup> est dû essentiellement aux apports des sources de l'Oum Er Rbia, le débit de l'oued Fellat atteint 0,51 m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup>.

Les différents sous-bassins, constituant l'impluvium de l'Oum Er Rbia ont des productivités fort différentes et indépendantes de leur surface. L'essentiel du débit de l'oued principal est dû à l'apport important fourni par les sources de l'Oum Er Rbia.

Le cours d'eau principal et ses affluents sont marqués par l'existence de pertes et d'apports par le fond des lits qui entraînent des variations de débits spectaculaires.

Le bilan hydrologique des débits de pertes pour août 1998 peut s'écrire de la façon suivante (Fig. 5):  $Q_{pertes} = (Q S15 + Q S11 + Q S3) - Q S16 = 1,75 m^3.s^{-1}$ avec QS16 = 8,401, QS15 = 8,576, QS11 = 1,468, et QS3 = 0,107 m<sup>3</sup>.s^{-1}

soit un peu moins de 20 % du débit total en étiage du bassin de l'Oum Er Rbia (8,40 m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup>).

#### 5.3

#### Géochimie

#### 5.3.1

#### Les eaux souterraines

Les différentes campagnes de prélèvement systématique réalisées dans le Haut Oum Er Rbia ont permis d'obtenir un cliché instantané des caractéristiques physico-chimiques des eaux de la totalité du bassin.

Sur l'ensemble du bassin, la géochimie des eaux présente une grande variation, avec des eaux peu minéralisées (conductivité électrique inférieure à 7 ms.cm<sup>-1</sup>) à des eaux très minéralisées (conductivité moyennement supérieure à 20 ms.cm<sup>-1</sup>).

Le report des analyses chimiques sur le diagramme de Piper (Fig. 6a) montre que les eaux souterraines, ont essentiellement un faciès bicarbonaté-calcique, et sont très peu chargées en chlorure et en sodium. Au contact du Trias, les eaux se chargent en sels (Na et Cl) et acquièrent un faciès chloruré-sodique, ce qui entraîne une dégradation de leur qualité (la conductivité électrique peut atteindre jusqu'à 26 ms.cm<sup>-1</sup>).

#### 5.3.2

#### Les eaux de surface

La carte de la répartition de la conductivité électrique des eaux de surface (Fig. 5), montre que les valeurs fluctuent entre 1 ms.cm<sup>-1</sup> et 11 ms.cm<sup>-1</sup>, ces dernières illustrent la variabilité de la composition chimique des eaux. La carte permet de localiser les zones à eaux douces et les zones à eaux salées qui coïncident avec les aires d'affleurement des argiles salifères triasiques.

L'influence des sources salées sur la qualité de l'Oum Er Rbia est très nette, particulièrement en période d'étiage. L'apport des sources salées, de débit faible, qui au niveau des sources de l'Oum Er Rbia se retrouve sur une bonne partie le long de l'oued, modifie donc la composition chimique en amont des eaux de l'Oum Er Rbia, qui acquiert après mélange entre sources douces et salées une conductivité moyenne de l'ordre de 1,2 à 1,4 ms.cm<sup>-1</sup>.

La salinité est accentuée ensuite par les apports des affluents, essentiellement ceux de l'oued Srou dont la conductivité est de l'ordre de 10 ms.cm<sup>-1</sup>. Ces apports modifient donc considérablement la qualité de l'eau de l'oued, limitant ainsi l'utilisation de ces eaux pour l'irrigation et l'alimentation en eau potable.

Sur le plan méthodologique, le strontium a été souvent utilisé en hydrogéologie par de nombreux auteurs (Carré, 1975; Meybeck, 1984; Hsissou *et al.*, 1996; Negrel *et al.*, 1997) et le rapport ionique en concentration molaire Sr/Ca est caractéristique d'une origine évaporitique lorsqu'il est supérieur ou égal à 1‰.

L'utilisation du rapport Sr/Ca a permis de distinguer:

 – un premier groupe dont le rapport Sr/Ca < 1 ‰, représente les eaux issues des calcaires liasiques sans aucun rapport avec le Trias salifère;

 un deuxième groupe avec un rapport Sr/Ca > 1‰, représente les eaux issues des horizons évaporitiques.

La carte de répartition des rapports Sr/Ca, en liaison avec les affleurements du Trias, démontre (Fig. 7) que les eaux qui sont en contact avec les formations triasiques, présentent les plus forts rapports, mais qu'à l'exception de l'oued Ouaoumana tous les rapports Sr/Ca démontrent la marque des évaporites.

#### 5.4

#### Bilan hydrochimique

Un bilan des flux en chlorures peut être réalisé à l'échelle du bassin, afin d'essayer de quantifier les pertes ou les apports.

#### 5.4.1

#### Répartition des chlorures

La carte de la répartition des teneurs en chlorures (Fig. 7) a permis d'individualiser :

 le long de l'oued Srou, une zone caractérisée par des fortes concentrations qui peuvent atteindre 100 meq.l<sup>-1</sup>, en relation avec la nature lithologique du bassin versant;

l'oued Fellat avec des valeurs élevées de 37 meq.l<sup>-1</sup>;
les autres zones (oued Ouaoumana et oued Chbouka) sont marquées par des teneurs de l'ordre de 20 meq.l<sup>-1</sup>;
l'oued Ouaoumana présente les valeurs les plus faibles (5,76 meq.l<sup>-1</sup>);

- à Dchar El Oued la teneur en chlorure est de 26,88 meq.l<sup>-1</sup>.

#### 5.4.2

#### Bilan des chlorures

Pour essayer de quantifier l'impact de la composante évaporitique, on a utilisé les teneurs en chlorures mesurées durant la campagne d'août 1998.

D'après les observations de terrain, le déficit de débit à Dchar El Oued, représente des pertes dans les calcaires de l'aquifère souterrain.





A partir des données des débits du tableau IV, les pertes dans les calcaires sont estimées à 6,55 m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup> en période hydrologique d'activité minimale et sont de 2,61 m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup> en période moyenne. Cette inversion semble indiquer une réduction des pertes avec une recharge des calcaires qui inhibe le phénomène des pertes. En période de crue l'apport d'eau atteint 73 m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup>.

En août 1998, les débits des pertes ont été estimés à 1,75 m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup> à la suite de la réalisation de profils de jaugeages. Cette quantité d'eau vient alimenter l'aquifère liasique.

Pour un apport massique minimal de 273 417 tonnes.an<sup>-1</sup> (calculé sur la période 1975-1996) au niveau de la station S15 de Tarhat (Tableau IV), les chlorures perdus dans l'aquifère souterrain représentent 151 373 tonnes.an<sup>-1</sup>.

En période de moyennes eaux, le déficit de débit atteint 2,61 m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup> et le flux en chlorure 6,09 kg.s<sup>-1</sup> ce qui représente 192 054 tonnes.an<sup>-1</sup>.

A partir des données de la carte de la figure 7, on a essayé de quantifier les pertes des flux de chlorures sur la base des chiffres de la campagne d'août 1998.

En période des basses eaux exceptionnelles d'août 1998. La démonstration est la suivante (Figs. 5 et 7):

$$Q_{pertes} = 1,75 \text{ m}^3.\text{s}^{-1}$$

 $Q_{pertes}$  ,  $F_{pertes} = [F S15 . Q S15 + F S3 . Q S3 + F S11 . QS11] - F S16 . Q S16$ 

 $= [22,08 \ . \ 8,576 \ + \ 6,14 \ . \ 0,107 \ + \ 56,64 \ .$ 

1,468] - 26,88 . 8,401

 $= 273,163 - 225,819 = 47,344 \text{ eq.s}^{-1} = \text{Def}_{\text{pertes}}$  avec  $\text{Def}_{\text{pertes}}$  : déficit lié aux pertes ;

F: la concentration en chlorures exprimée en meq.l-1 et le débit Q en m<sup>3</sup>/s sur les différentes stations S.

Soit  $F_{pertes} = Def_{pertes}/Q_{pertes} = 47,344/1,75 = 41,22 eq.m^{-3}$ ; soit 2,56 kg.s<sup>-1</sup> sur une distance de 70 km qui correspond à 0,037 kg.s<sup>-1</sup>.km<sup>-1</sup>



Cette étude de l'impact de la composante évaporitique du Trias sur les eaux du Haut Oum Er Rbia a permis de mettre en évidence :

 le rôle des argiles salifères dans la contamination des eaux de l'aquifère liasique;

 le rôle des basaltes triasiques dans la protection des eaux lorsque ces derniers sont présents.

Les différentes cartes de la répartition géographique de la conductivité électrique et des chlorures montrent que la localisation des secteurs les plus touchés par la salinité est en relation étroite avec les aires d'affleurement des argiles salifères. Ces cartes montrent que la salinité augmente de l'amont vers l'aval. Le sous-bassin le plus salé est celui de l'Oued Srou.

Au niveau de l'exutoire à Dchar El Oued on constate pour tous les éléments chimiques une diminution des concentrations qui est due à l'apport continu d'eau douce des sources de l'Oum Er Rbia venant des massifs calcaires et surtout le rôle important joué par l'oued Ouaoumana au niveau de la dilution des eaux de l'Oum Er Rbia.

Le bilan hydrologique permet d'identifier un débit de perte de 1,75 m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup> en période d'étiage exceptionnel (août 1998) qui correspond à 20 % des débits globaux sur une distance de 70 km. Cette quantité d'eau alimente l'aquifère liasique.

Le bilan géochimique basé sur la concentration des chlorures des eaux superficielles des oueds de l'Oum Er Rbia indique un flux de perte massique de 41,22 eq.m<sup>-3</sup> qui correspond à une perte d'environ 2,6 kg.s<sup>-1</sup> de chlorures sur une distance de 70 km, soit 0,037 kg.km<sup>-1</sup>.s<sup>-1</sup>.

#### REMERCIEMENTS

Le travail de recherche a bénéficié d'une action intégrée franco-marocaine entre l'université de Marrakech, le DET de Besançon et le LML (URA CNRS 1441) de l'université de Lille-Eudil.

#### Bibliographie

- Boutaleb S., Bouchaou L.H., Mudry J., Hsissou Y., Mania J., Chauve P. – Hydrogeologic effects on the quality of water in the oued Issen watershed, western upper mountains, Morocco. *Hydrogeology Journal*, 8, 2000, p. 230-238.
- Bentayeb A., Leclerc C. Le Moyen Atlas. Le Causse moyen atlasique. In Ressources en eau du Maroc : domaine atlasique et sud atlasique. Notes et Mémoires du Service géologique du Maroc, n° 231, 1977, p. 37-66. Bouchaou L.H. – Fonctionnement des aqui-
- Bouchaou L.H. Fonctionnement des aquifères atlasiques et leur relation avec les aquifères de la plaine : cas de l'Atlas de Béni Mellal et de la plaine du Tadla (Maroc). Thèse de doctorat d'État, 1995.
- Carré J. Géochimie du strontium dans les eaux de la nappe et de surface de la région parisienne. Thèse de 3° cycle, université Paris VI, 1975, 216 p.
- Charroud A. et al. Dynamique sédimentaire des formations triasiques du Moyen Atlas méridional. In F. Medina (éd), Le Permien et le Trias du Maroc: état des connaissances. Éditions Pumag, Marrakech, 1996, p. 269-289. Colo G. – Contribution à l'étude du Juras-
- Colo G. Contribution à l'étude du Jurassique du Moyen Atlas septentrional. Notes et Mémoires du Service géologique du Maroc, n° 139, 1961, 226 p., 28 fig., 1 carte.
   Dooris P.M., Martin D. – Groundwater
- Dooris P.M., Martin D. Groundwater induced Changes in Lake Chemistry. Groundwater 17, nº 4, 1974, p. 324-327.

- Hakim B. Recherches hydrologiques et hydrochimiques sur quelques karsts méditérraneens: Liban, Syrie et Maroc. Thèse d'État de géographie physique, université Aix-Marseille II en 4 vol., 1982, 667 p.
- El Achheb A., Mania J., Mudry J., Chauve P., Bahi L. – Processus de salinisation des eaux souterraines dans le bassin Sahel-Doukkala (Maroc occidental). First Intern. Conf. SWICA-M3, Salt Water Intrusion and Coastal Aquifer, Essaouira, 23-25 april 2001.
- Hsissou Y., Mania J., Mangin A., Bakalowicz M., Gaiz A. – Caractérisation des eaux de l'aquifère turonien du bassin du Tadla (Maroc) par le rapport des concentrations molaires Sr<sup>2+</sup>/Ca<sup>2+</sup>. Jour. of Hydrology, 183, 1996, p. 445-451.
- Kabbaj A., Combe M. Présentation du domaine atlasique. In Ressources en eau du Maroc : domaine atlasique et sud atlasique. Notes et Mémoires du Service géologique du Maroc, n° 231, 1977, p. 29-36.
  Kifane D., El Mandour A., Mania J., Cram-
- Kifane D., El Mandour A., Mania J., Crampon N. – L'effet du développement du périmètre d'irrigation (café Maure-Madagh) sur le comportement hydrodynamique et la qualité hydrochimique de la nappe des Triffa. Colloque national d'hydrogéologie, Fès, Maroc, 26-27 avril 2001.
- Khalil N., Er Rouane S. Influence de la composante évaporitique du Trias sur

la qualité des eaux du haut bassin de l'Oum Er Rbia (Maroc). Deuxième Réunion du Groupe du Permien et du Trias, Marrakech, 24-26 novembre 1999.

- Loup J. L'Oum Er Rbia. Contribution à l'étude hydrogéologique d'un fleuve marocain. Institut scientifique chérifien, Service de géographie physique, n° 9, Rabat, Maroc, 1960.
- Martin J. Le Moyen Atlas central. Étude géomorphologique. Notes et Mémoires du Service géologique du Maroc, n° 258 bis, 1981, 446 p.
- Meybeck M. Les fleuves et le cycle géochimiques des éléments. Thèse de doctorat d'État, université Paris VI, 1984, 506 p.
- Négrel P., Fouillac C., Brach M. A strontium isotopic study of mineral and surface waters from the Cézalier (Massif central, France): Implications for mixing processus in areas of disseminated emergences of mineral water. *Chemical geology* (135), 1997, p. 89-101.
- Piqué A. Géologie du Maroc: les domaines régionaux et leur évolution structurale. *Histoire géologique du Maroc*, 1994, 284 p.
- Salvan M. Les formations évaporitiques du Trias marocain. Problèmes stratigraphiques, paléogéographiques et paléoclimatologiques. Quelques réflexions. Revue de géologie dynamique et de géographie physique, Paris, vol. 25, fasc. 3, 1984, p. 187-203.

# Modélisation numérique de l'impact d'un bloc rocheux sur un éboulis. Analyse stochastique des coefficients de réflexion

De par les destructions et dégradations importantes qu'elles occasionnent, les chutes de blocs isolés dans les régions montagneuses constituent un risque naturel majeur. Sur le plan de la prévention, la simulation de la trajectoire de ces blocs en interaction avec les éventuels obstacles naturels du versant (terrain naturel, couverture forestière), à l'aide d'outils appropriés, constitue une étape essentielle permettant de présenter une cartographie d'intensité du phénomène redouté. Dans cette vaste problématique, l'article traite plus spécifiquement de l'étude de l'impact d'un bloc rocheux sur un sol composé d'éboulis, dans l'objectif d'établir une loi de réflexion qui sera intégrée à terme dans un code de trajectographie. Le caractère fortement stochastique de cette loi a été clairement établi. Dans le cas d'un impact normal à la surface du sol, une première analyse a permis de montrer qu'il existait une dépendance linéaire entre la vitesse incidente et les vitesses réfléchies normale, tangentielle, et de rotation; de plus, il est apparu que le coefficient de réflexion normale suivait une distribution normale, alors que le coefficient de réflexion tangentielle était plutôt décrit par une loi Bêta. Une modélisation plus réaliste de la phase de contact entre le bloc et le sol contribue, en effet, à une évaluation plus judicieuse des vitesses du bloc ainsi que de ses hauteurs de passage. Ce sont ces paramètres qui permettent de définir les stratégies de protection les plus adaptées (localisation et dimensionnement).

*Mots-clés*: méthode des éléments discrets, chutes de blocs, éboulis, analyse trajectographique, analyse stochastique, loi de réflexion.

# Numerical modelling of rock impact on a course soil. Stochastic analysis of reflecting coefficients



Résumé

As rockfalls direct strong disasters, they stand as a major natural hazard. In order to manage this phenomenon, it is of great interest to predict as accurate as possible the trajectory of falling blocks. This allows the spatial extension of the risk to be assessed. But the modelling of the trajectory of a falling block requires to take into account the mechanical interaction that occurs between the boulder and natural obstacles, such as the ground or a forest stand. This paper deals with the analysis of the impact of a block onto a rocky ground; the purpose consists in expressing a reflecting law relating both incident and reflected velocities. Stochastic nature of the reflecting law was clearly established. In the case of an impact normal to the ground surface, simulations have shown that the relation between both incident and reflected velocities was quasi-linear; furthermore, it has appeared that the normal reflecting coefficient could be described by a Normal distribution, whereas a Beta distribution could be associated to the tangential reflecting coefficient. Designing protective structures requires to know the trajectory of the block, as well as the velocity of the block. Thus, the improving in the modelling of the contact between the block and the ground represents an actual challenge.

Key words: discrete elements methods, rockfalls, rocky ground, cinematic analysis, stochastic analysis, reflecting law.

S. KECILI-LAOUAFA F. NICOT

Cemagref, Unité de recherche ETNA Domaine universitaire Grenoble, France Francois.nicot@ cemagref.grenoble.fr

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1<sup>er</sup> avril 2005.

# Introduction

#### 1.1

### Territoires de montagne et instabilités gravitaires

Dans les régions montagneuses, les éboulements rocheux constituent un aléa majeur tant pour les infrastructures que pour les populations environnantes et leurs habitations (Fig. 1). Il convient de noter que le terme éboulement rocheux est utilisé ici dans son acception générique; il se rapporte aux phénomènes de chutes de matériaux rocheux sans faire référence au mécanisme de déclenchement ni au volume ou intensité mis en jeu. Dans ces régions, les risques naturels revêtent une importance toute particulière. Les caractéristiques de ces régions se déclinent sous des aspects climatiques et géomorphologiques auxquels on peut associer une qualification structurale qui repose en partie sur l'histoire tectonique du massif considéré. Ces faits sont à l'origine des phénomènes gravitaires qu'il est usuel de rencontrer dans de telles régions : mouvements de terrains et instabilités nivologiques. On remarquera que les mouvements de terrain comprennent à la fois les instabilités rocheuses (chutes de blocs et éboulements), les glissements de terrain, mais aussi les coulées boueuses. On rappellera pour mémoire l'éboulement du mont Granier (Savoie, 1248), le glissement de terrain de Passy (Haute-Savoie, 1972), la survenue de laves torrentielles à Bourg-Saint-Maurice (Savoie, 1981), le sinistre de Moutier (Savoie, 1998) ou les éboulements qui ont bloqué les vacanciers à Vald'Isère (Savoie, 1999). Les dénivelées souvent considérables des versants, associées aux volumes importants de matériaux mobilisables, confèrent aux phénomènes d'origine gravitaire une forte énergie potentielle, et donc une réelle capacité destructrice (Nicot, 1999).



FIG. 1. Chutes de blocs à Chablais (Haute-Savoie). An example of rockfall (Chablais, Haute-Savoie).

Dans le cadre général des phénomènes d'origine gravitaire, il est d'usage de décrire ceux-ci en trois phases successives:

 une première phase d'initialisation permet de mobiliser un volume rocheux; – une deuxième phase d'écoulement est décrite, quant à elle, par la cinématique des volumes rocheux mobilisés, en interaction avec le milieu naturel extérieur;
– enfin, une dernière phase d'arrêt correspond à la dissipation totale de l'énergie mécanique des blocs en mouvement. Il faut noter que cet arrêt peut être temporaire, sauf en pied de versant, et que le(s) bloc(s) rocheux en équilibre instable sur un versant abrupt, peuvent être susceptibles de se déplacer, ultérieurement, sous l'action d'une sollicitation extérieure.

Dans le cadre de ce travail, on s'intéresse plus particulièrement à la seconde phase. De plus, on se restreint au cas de chutes de blocs isolés en interaction avec un sol composé d'éboulis. Il s'agit là d'un type de sols rencontré fréquemment en pied de versant, le long des couloirs empruntés préférentiellement par les blocs rocheux en mouvement.

#### 1.2

#### Trajectographie des chutes de blocs : un aperçu de l'état de l'art

D'occurrence beaucoup plus élevée que celle des éboulements de grande masse et au vu des dégâts qu'ils occasionnent, la prévision de la trajectoire des blocs en mouvement, dans le cas des chutes de blocs isolés, constitue une donnée primordiale pour la prévision et la prévention du risque. En pratique, pour la simulation des trajectoires suivies par les blocs lors de leur propagation, des logiciels de trajectographie sont utilisés. En effet, une modélisation représentative de la trajectoire des blocs rocheux en interaction avec le milieu naturel complexe permet une meilleure prévision de la zone exposée au risque et par conséquent, un positionnement judicieux des ouvrages de protection.

L'objectif de l'analyse trajectographique est de déterminer, à partir de la position et des vitesses initiales d'un bloc rocheux de forme géométrique et de masse données, et en fonction de la topographie du versant et de sa nature, la trajectoire du bloc en mouvement au cours de sa propagation. Dans ce domaine, des recherches tant en modélisations numériques qu'expérimentales sont menées depuis de nombreuses années dans le but d'enrichir les connaissances nécessaires à la modélisation réaliste du comportement mécanique du contact pour la mise au point d'outils d'analyse trajectographique plus performants.

Plusieurs codes trajectographiques ont été développés ces dernières décennies. Dans de nombreux modèles numériques, le traitement de la phase de contact est mené en considérant le sol comme indéformable. En général, la topographie du versant est représentée en deux dimensions (Azimi et al., 1982; Bozzolo et Pamini, 1986; Hungr et Evans, 1988). Quelques modèles sont néanmoins tri-dimensionnels (Descœudres et Zimmermann, 1987 ; Asté, 1996). Les trajectoires constituent les solutions calculées à l'aide d'équations mathématiques basées sur les lois de la mécanique et à partir d'hypothèses concernant la modélisation de la phase de contact. A chaque impact, la réflexion du bloc est traitée en considérant des fonctions de transfert traduisant les échanges et les pertes d'énergie lors des impacts. Introduites sous forme de paramètres définis pour chacun des modèles, elles permettent de prendre en compte l'état de surface du versant (rugosité, présence éventuelle de végétation, etc.), la nature du sol, etc. En fonction des modèles, ces paramètres de calculs sont estimés de différentes façons. Ils sont déterminés soit à partir d'expériences en laboratoire sur modèle réduit, soit à partir d'analyses en retour d'événements passés; de ce fait leur extrapolation à l'ensemble des sites n'est pas évidente et doit être utilisée avec précaution. Une modélisation plus élaborée du contact entre le bloc et le sol traite, guand à elle, le sol comme un objet déformable (Falcetta, 1985). Ce modèle prend en compte de façon explicite la pénétration du bloc dans le sol, lors de la phase de contact. Une autre approche du contact entre le bloc et le sol est initiée dans un code trajectographique tridimensionnel et multi-blocs (Dimnet, 2000). Les auteurs abordent le problème du contact à l'aide de la théorie classique du choc. Dans cette approche, le bloc rocheux et le sol sont considérés comme rigides avec des déformations localisées uniquement aux interfaces.

La forme du bloc rocheux est prise en compte de façon différente en fonction des modèles. En général, la forme réelle du bloc est rarement considérée. Il est représenté par une forme simple (contour circulaire ou polygonal). Par ailleurs, très peu de modèles prennent en compte la fragmentation éventuelle du bloc et donc la perte de masse lors de son fractionnement (Azimi *et al.*, 1982; Rochet, 1987).

L'examen de ces modèles, dans leurs diverses approches de modélisation du contact entre le bloc et le sol, témoigne de la complexité du problème. On peut souligner notamment, que la plupart des codes ne prennent pas en compte de façon explicite le comportement du sol. La phase de contact est en général traitée de façon globale, à travers des coefficients globaux qui ne prennent pas en compte les mécanismes locaux qui régissent la réflexion du bloc. Des fonctions de transfert sont généralement utilisées, dans lesquelles les paramètres de calcul tels que la nature du sol, la végétation, ou la forme du bloc, sont postulés *a priori* et déterminés *a posteriori* sur le terrain par retour d'expérience d'éboulements passés.

Il convient de noter, sur ce dernier point, que ces méthodes ont constitué un premier pas important pour le développement d'outils de simulation trajectographique des chutes de blocs rocheux. Mais, malheureusement, leur utilisation en ingénierie se heurte parfois à la nécessité de requérir une longue expérience d'utilisation, pour pouvoir estimer de façon réaliste les différents paramètres de calculs, dont en particuliers ceux relatifs à la nature du terrain.

#### 1.3

#### Analyse phénoménologique

Désignons par  $D_b$  la taille caractéristique du bloc, et  $D_e$  la taille caractéristique moyenne des éléments constitutifs de l'éboulis. Si  $D_b << D_{e'}$  l'impact peut être assimilé à celui d'un bloc sur une dalle; ce cas de figure semble assez bien maîtrisé aujourd'hui. Si  $D_b >> D_{e'}$  il s'agit de l'impact d'un bloc sur un milieu fin, tel un peu une boule de pétanque sur un tas de sable. De récents travaux menés à l'université polytechnique de Turin tendent à montrer que le sol peut être représenté par un milieu continu, rendant possible l'utilisation d'outils numériques classiques basés sur des approches continues. Le cas intermédiaire, pour lequel  $D_b$  et  $D_e$  sont du même ordre de grandeur, est en revanche mal docu-

menté. Dans ce cas de figure, au cours de l'impact, le bloc est en contact avec un faible nombre d'éléments. La réflexion du bloc est alors fortement gouvernée par la forme locale des objets au droit de la zone de contact (angle, arête, plan). Dans le cadre de cet article, nous nous intéressons à ce cas figure, en mettant en œuvre une approche discrète. Ce type d'approche permet de décrire de manière aisée la cinématique d'une collection d'objets, pouvant interagir les uns avec les autres au droit des zones de contact.

Dans le cas d'un éboulis, en raison du caractère discontinu du milieu, l'analyse du comportement postimpact du bloc est un phénomène complexe conditionné par plusieurs facteurs. D'une part, interviennent les facteurs liés au bloc tels que la vitesse de chute, l'angle d'impact, la forme, la taille ou la masse du bloc rocheux. D'autre part, les caractéristiques aussi bien mécaniques que géométriques du sol, tels que son épaisseur, la nature des matériaux rocheux le constituant, leur angle de frottement interne, leur rigidité de contact, la texture du milieu doivent être considérées.

#### 1.4

#### Cadre méthodologique

Le travail présenté dans cet article vise à étudier l'interaction d'un bloc rocheux avec un éboulis, en essayant de mettre en évidence les différents mécanismes qui pilotent la réflexion du bloc, et à analyser l'influence de la variabilité spatiale des hétérogénéités locale du milieu, manifestement discret, sur les coefficients reliant les vitesses incidentes et réfléchies.

Afin de réduire le nombre de paramètres et de permettre une analyse quantitative et qualitative détaillée, l'étude numérique actuelle a été restreinte au cas de chutes verticales d'un bloc sur un milieu granulaire à surface horizontale; les dimensions de l'éboulis sont fixées de manière à éviter l'influence parasite des effets de bord sur le comportement post-impact du bloc rocheux. Cela signifie que l'on suppose l'absence de substratum au voisinage de la surface topographique.

Les résultats obtenus permettent d'une part de mieux comprendre les différents mécanismes qui régissent le phénomène de réflexion dans le cas de l'impact d'un bloc rocheux avec un sol à forte granulométrie tel qu'un éboulis de pente. D'autre part, ils fournissent des premiers éléments de réponse relatifs à la loi de réflexion qui régit l'interaction entre un bloc et un éboulis. L'élaboration d'une telle loi nous paraît essentielle pour la simulation trajectographique des chutes de blocs isolés.

L'article s'articule en trois parties. La première partie expose le cadre numérique dans lequel se situe la modélisation. Une analyse paramétrique est présentée en deuxième partie, portant sur l'influence des conditions d'impact sur le phénomène de réflexion du bloc. Au cours de cette étude, on s'attachera essentiellement à la compréhension des phénomènes physiques qui entrent en jeu lors de l'interaction d'un bloc rocheux avec un éboulis. Enfin, la troisième partie fournit des premiers éléments de réponse relatifs à la relation liant les vitesses incidentes et réfléchies dans le cas d'impacts normaux du bloc rocheux. On proposera une première modélisation de cette interaction sous la forme d'une loi de réflexion.



#### 2.1

### Code de calcul utilisé

Pour la modélisation de l'impact, des simulations numériques avec le logiciel PFC-2D ont été réalisées. Ce code met en œuvre la méthode des éléments discrets (Cundall, 1979) dans un cadre bidimensionnel. Ce logiciel est destiné à modéliser le comportement mécanique de milieux granulaires. Il utilise des éléments de forme circulaire (cylindrique ou sphérique). Ces derniers représentent les éléments constitutifs du milieu granulaire, et sont traités comme des corps rigides admettant des déformations infinitésimales localisées aux points de contact.

La limitation la plus importante liée au logiciel utilisé est liée à la forme des particules. En effet, les éléments constituant un éboulis présentent la plupart du temps des topologies angulaires, dont une représentation polyédrique (ou polygonale) paraît plus réaliste qu'une représentation sphérique (ou cylindrique). D'un point de vue mécanique, le caractère anguleux et élancé des éléments constituant l'éboulis s'oppose à leur rotation, induisant ainsi un caractère déviatoire au milieu; de même, les irrégularités de surface tendent à augmenter la résistance au glissement entre les éléments en contact. Ce dernier point, qui sera développé dans la dernière section de l'article, peut être contourné artificiellement, au moins dans le cadre d'une première approximation, par le choix d'une valeur élevée de l'angle de frottement local. A notre connaissance, il n'existe pas de logiciels commerciaux, fondés sur la méthode des éléments discrets, traitant d'objets polyédriques. De tels outils appartiennent encore au domaine de la recherche; citons par exemple le code LMGC (Moreau, 1988). Toutefois, il convient de signaler que le caractère élancé des éléments sera pris en compte, dans le cadre de développements futurs, par l'intermédiaire d'agglomérats de particules (clusters). Cette fonctionnalité, offerte par le logiciel PFC, permet de limiter artificiellement la rotation des éléments.

Par ailleurs, le traitement du contact entre les particules en contact, au sein d'un assemblage, demeure un aspect fondamental de la méthode des éléments discrets. Il est d'usage (Cundall, 1979) de distinguer deux grandes classes d'approche : les approches permettant la pénétration (ou recouvrement) des objets (soft contact), et les approches résolvant les équations de la mécanique en introduisant une contrainte cinématique d'impénétrabilité des objets en contact (hard contact). Le logiciel PFC est basé sur la première approche. Il est difficile de statuer de la validité de ces deux approches; il s'agit là d'une question fondamentale qui reste encore très ouverte aujourd'hui, et dont la discussion dépasse le cadre de cet article. Néanmoins, il est bon de signaler que ces deux approches prennent en compte, chacune, une partie des phénomènes physiques impliqués : au cours du contact, il y a déformation des objets, sans recouvrement; c'est cette déformation qui génère au sein de chacun d'eux un champ de contraintes, résultant en des efforts de contact à l'interface des objets. Ces efforts résultent donc de la déformation des objets, et non pas de leur caractère rigide et impénétrable; en revanche, les efforts de contact proviennent du champ de déformation des

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 109 4º trimestre 2004 objets, et pas seulement de l'évolution de la distance séparant leurs centres de gravité. Par ailleurs, lorsque la rigidité des objets est importante, l'hypothèse d'objets parfaitement rigide devient pertinente pour traiter du contact et des efforts générés.

#### 2.2

#### Modélisation des contacts entre éléments

Le caractère « tendre » des contacts permet l'utilisation d'un schéma de discrétisation temporelle totalement explicite. Le contact entre deux particules, dans la direction normale au plan de contact, est décrit par une loi élastique linéaire; la force normale est proportionnelle au déplacement relatif des particules dans la direction normale:

$$F_i^n = K^n \ U^n \ n_i \tag{1}$$

où  $K^n$  est la rigidité normale sécante du contact,  $F_i^n$  la force de contact normale, et  $U^n$  le déplacement normal.

Le contact dans la direction tangentielle est décrit par une formulation élastoplastique intégrant le critère de Mohr-Coulomb avec une cohésion nulle. La force tangentielle agissant entre les deux particules en contact est déterminée de manière incrémentale par la relation:

$$F_{i}^{s}(t + \Delta t) = signe \left\{ F_{i}^{s}(t) + k^{s} \Delta U_{i}^{s} \right\} \min$$

$$\left\{ \left| F_{i}^{s}(t) + k^{s} \Delta U_{i}^{s} \right|, \left. \mu \left| F_{i}^{n}(t + \Delta t) \right| \right\}$$
(2)

où  $F_i^s$  est la force de contact tangentielle,  $\mu$  est le coefficient de frottement intergranulaire,  $k^s$  la rigidité tangentielle du contact et  $\Delta U_i^s$  l'incrément de déplacement tangentiel au pas de temps  $\Delta t$ , défini par  $\Delta U_i^s$ ,  $V_i^s \Delta t$ ,  $V_i^s$  étant la composante tangentielle de la vitesse relative des particules au contact *i*.

2.3

#### Présentation du milieu granulaire étudié

La figure 2 illustre le milieu granulaire étudié modélisant un éboulis. Les traits noirs représentent les réseaux de forces normales. Les trois parois sont considérées fixes. Le tableau I reporte les différentes caractéristiques géométriques et mécaniques du milieu considéré.

Afin de caractériser un sol grossier, une décade est considérée entre les diamètres minimal et maximal des grains ( $D_{max}/D_{min} = 10$ ).

TABLEAU I	Paramètres géométriques et mécaniques.
	Mechanical and geometrical parameters.

Hauteur de l'échantillon H = 7 mLargeur de l'échantillon L = 17 mNombre de grains 4 500  $D_{\rm max} = 28 {
m ~cm}$ ;  $D_{\rm min} = 3 {
m ~cm}$ n = 0,18Taille de grains Porosité du milieu  $\rho_{e} = 25 \text{ kN}.\text{m}^{-3}$ Densité des éléments  $k_n^* = 10^9 \text{ N}.\text{m}^{-1}$ Rigidité normale de contact Rigidité tangentielle de contact  $k_{c}^{n} = 10^{8} \text{ N.m-1}$  $\phi = 30^{\circ}$ Angle de frottement interne local



FIG. 2 Représentation de l'état initial du milieu granulaire généré. Initial state of the analysed granuler medium

# Analyse locale de l'impact

Selon les conditions d'impact, lorsque le bloc entre en contact avec le sol, il subit au cours d'un laps de temps très court des variations de vitesses très importantes qui peuvent selon sa cinématique, ses caractéristiques mécaniques, géométriques ainsi que celles du terrain modifier son mode de déplacement : rebond avec trajectoire aérienne jusqu'à un prochain impact, roulement avec ou sans glissement, arrêt. Dans cette partie, l'influence capitale de la microstructure du milieu, de même que la configuration géométrique de la surface, est examinée.



### Influence de la microstructure

La microstructure est définie par l'arrangement géométrique des grains. Cet arrangement peut être décrit, en première approximation, par la distribution granulométrique des grains et la compacité du milieu. La microstructure est une propriété locale du matériau, qui est susceptible de varier d'un point à un autre. Par conséquent, afin d'évaluer l'influence de celle-ci, une campagne de simulations d'impacts en différents points a été menée. La variabilité texturale du matériau a permis d'avoir une évolution de la microstructure sur



FIG. 3 Évolution du coefficient de réflexion normale  $(e_n)$  en fonction du point d'impact. Change of the normal reflecting coefficient (e,) in terms of the location of the impact point.

la longueur d'échantillonnage. Afin d'évaluer l'influence de ces caractéristiques sur les coefficients de réflexion, des simulations d'impacts normaux à la surface de l'éboulis en différents points de celui-ci ont été réalisées avec une vitesse incidente du bloc de 30 m/s et une masse de 100 kg (ce qui correspond à un bloc de 47 cm de diamètre, et de 2 700 kg/m3 de masse volumique). Les divers impacts ont porté sur une longueur d'échantillonnage L, de 10 m centrée sur la longueur de l'échantillon. Le pas d'échantillonnage  $\lambda_{a}$  est pris égal à 0,025 m, soit de l'ordre de la taille du plus petit grain du milieu. On définit l'abscisse x, de la position du point d'impact 'i' par la relation  $x_i = i\lambda_i$ ; x, varie entre  $x_i = 0$  et  $x_N = L_e$ . Dans la suite de l'article, on définit le coefficient de réflexion normale  $(e_n)$  comme le rapport entre la vitesse réfléchie normale et la vitesse incidente. La figure 3 représente l'évolution, sur la longueur d'étude considérée, du coefficient de réflexion normale (e) en fonction de la position du point d'impact. Le graphique met en évidence une très forte variabilité du coefficient de réflexion normale, qui varie entre 0 et 0,372. Cette dispersion exhibe l'influence des hétérogénéités locales du milieu granulaire.



FIG. 4 Variabilité locale du coefficient de réflexion normale. Local variability of the normal reflecting coefficient.

La figure 4 correspond à un agrandissement de la courbe précédente dans la zone comprise entre les points d'abscisse  $x_0 = 0$  cm et  $x_1 = 10$  cm. Le graphique met en évidence une variation locale relativement importante du coefficient de réflexion normale entre deux points d'impact successifs, comme par exemple entre les deux points d'abscisses 5,25 et 5,50 cm. Les figures 7 et 8 illustrent respectivement les deux points d'impact correspondants. L'étude au voisinage de la zone d'impact montre qu'à l'abscisse 5,25 cm, le bloc sollicite une zone locale de faible compacité (Fig. 5a), plus lâche et donc plus dissipative; au contraire, à l'abscisse 5,50 cm (Fig. 5b), le bloc sollicite une famille de grains fortement chargés, peu dissipative, pouvant transmettre des efforts.

Ces résultats permettent de retrouver un comportement relativement bien connu, lié au fait qu'on peut considérer que le milieu granulaire est constitué de deux phases (Fig. 6): l'une d'entre elles est formée par les grains fortement chargés, organisés en un réseau de chaînes de forces capables de transmettre des efforts de cisaillement (population peu dissipative), tandis que la population des grains faiblement chargés, « spectateurs », est comparable à un fluide (Radjai, 1996). De ce fait, lorsque le bloc rocheux impacte une famille dense de grains, la dissipation d'énergie est relativement faible.

Ces premiers résultats soulignent l'influence de la texture du milieu granulaire, c'est-à-dire l'arrangement spatial des grains, sur les coefficients de réflexion.

#### Influence de la topographie de surface de l'éboulis

La topographie de surface d'un sol composé d'éboulis est rarement plane, elle présente des irrégularités de surface dont la dimension est liée à la distribution granulométrique du sol. Comme les dimensions du bloc impactant et des éléments de l'éboulis ont été choisis du même ordre de grandeur, la réflexion du bloc dépend fortement de l'orientation du plan tangentiel de contact par rapport à la direction verticale. Lors de l'impact, en fonction de l'orientation du plan de contact, des transferts d'énergie sont susceptibles d'intervenir, générant un couplage entre les composantes des vitesses de translation et les vitesses de rotation.



FIG. 5

Influence de la texture locale, a) abscisse 5,25 cm; b) abscisse 5,50 cm. Influence of the local fabric. a) abscissa 5.25 cm; b) abscissa 5.50 cm.





Afin d'illustrer ceci, l'influence de l'orientation du plan de contact a été examinée sur un cas simple, en faisant varier celle-ci entre les deux positions indiquées sur le figure 7.

Le figure 8 reporte l'évolution des énergies restituées normale  $E_{\eta}^{r}$ , tangentielle  $E_{t}^{r}$  et de rotation  $E_{\omega}^{r}$ , en fonction de l'inclinaison de plan de contact. On observe les deux tendance suivantes :

– l'énergie cinétique réfléchie totale du bloc augmente ave l'inclinaison du plan de contact. Elle s'élève à 3 % de l'énergie incidente lorsque le plan est normal à la direction d'impact, et atteint 23 % de l'énergie incidente lorsque l'obliquité du plan est de 45 degrés. Des valeurs plus importantes d'inclinaison n'ont pas été examinées;

 la part des énergies de translation tangentielle et de rotation dans l'énergie réfléchie totale augmente avec l'inclinaison du plan de contact.



FIG. 7 Influence de l'orientation du plan de contact. Influence of the orientation of the contact plane.

En conclusion, on peut donc observer que la topographie de surface de l'éboulis joue un rôle important sur les phénomènes de transfert d'énergie. Lorsque le plan de contact est normal à la direction incidente du bloc, la direction de réflexion du bloc reste voisine de la direction incidente. La restitution d'énergie est alors d'autant plus élevée que la compacité du milieu est localement importante au voisinage de la zone d'impact. En revanche, lorsque le plan de contact est incliné par rapport à la direction incidente du bloc, l'énergie cinétique totale restituée par le bloc est dans ce cas plus importante, mais la part d'énergie liée aux vitesses réfléchies tangentielle et de rotation augmente.



#### 4.1

#### Formulation du problème

L'interaction entre un bloc et le sol est un problème de nature dynamique dont la réponse peut être caractérisée par une relation du type :

$$Y = f(X)$$
 (3)

où X est les processus d'excitation, Y le processus de réponse, et f la fonction d'état qui traduit le comportement mécanique du problème considéré, de nature aléatoire ou déterministe. Dans le cas présent, X et Y représentent respectivement les vitesses incidente et réfléchie du bloc; la fonction f dépend des différentes caractéristiques mécaniques et géométriques du système « bloc – éboulis ».

L'expression 3 peut être formulée de la manière suivante :

$$V_n^r = f_n \left( V_n^i, V_{i'}^i, \omega_i \right)$$
(4a)

$$V_t^r = \tilde{f}_t \left( V_{tr}^i, V_{tr}^i, \omega_t \right)$$
(4b)

$$\omega = \tilde{f}_{w} (v_{v}^{\dagger}, v_{v}^{\dagger}, \omega) \qquad (4c)$$

où  $v_n^i$ ,  $v_t^i$  et  $\omega$  désignent les vitesses incidentes normale, tangentielle et de rotation, et  $v_n^r$ ,  $v_t^r$  et  $\omega$  les vitesses réfléchies normale, tangentielle et de rotation (Fig. 9).





FIG. 9 Décomposition des vitesses incidente et réfiéchie. Decomposition of both incident and reflected velocities.

$$V_t^r = \sum_{j=1}^{\infty} b_{j00} (v_n^j)^j$$
 (6b)

$$\omega^{r} = \sum_{j=1}^{\infty} C_{j00} \left( V_{n}^{i} \right)^{j} \tag{6c}$$

On cherche à établir une relation liant les vitesses incidentes et réfléchies au point d'impact. Cela conduit à proposer une estimation des opérateurs  $\tilde{f}_{p'}$ ,  $\tilde{f}_{t}$  et  $\tilde{f}_{\omega}$ . En admettant que ces opérateurs soient suffisamment réguliers, ils peuvent être développés en séries entières, de telle sorte que l'on puise écrire:

$$V_n^r = \sum_{(j,k,l)=1}^{\infty} a_{jkl} \left( V_n^i \right)^j \left( V_l^i \right)^k \left( \omega^i \right)^l$$
(5a)

$$V_t^r = \sum_{(j,k,l)=1}^{\infty} b_{jkl} \left( V_n^l \right)^j \left( v_l^l \right)^k \left( \omega^i \right)^l$$
(5b)

$$\omega^{r} = \sum_{(j,k,l)=1}^{\infty} C_{jkl} \left( \mathbf{v}_{n}^{l} \right)^{j} \left( \mathbf{v}_{t}^{l} \right)^{k} \left( \boldsymbol{\omega}^{l} \right)^{l}$$
(5c)

Tout revient donc à déterminer les coefficients  $a_{jkl'}$  $b_{jkl}$  et  $c_{jkl'}$  La nature très irrégulière du phénomène étudié, clairement mis en évidence dans les sections précédentes, ne permet pas de rechercher une expression analytique pour ces coefficients. Il s'agira par conséquent de décrire le caractère stochastique de ces coefficients, en recherchant à leur associer une densité de probabilité.

### Cas d'un impact normal

4.2

#### 4.2.1

#### Forme du développement

Dans le cadre d'une première approche, seul le cas où la composante incidente  $v_n^i$  est non nulle a été considéré, de sorte que le développement précédent devient:

$$v_n^r = \sum_{j=1}^{\infty} a_{j00} \, \left( v_n^i \right)^j \tag{6a}$$

L'objet des simulations a été de montrer que les développements des opérateurs  $\tilde{f}_{n}$ ,  $\tilde{f}_{t}$  et  $\bar{f}_{m}$  pouvaient être limités à un ordre n, puis de déterminer les coefficients  $a_{i00}$ ,  $b_{i00}$  et  $c_{i00}$  pour j = 1,... n. Dans cette perspective, des simulations impliquant des vitesses normales variant de 0,5 à 10 m.s<sup>-1</sup>, ont été réalisées en deux points d'impact de la surface de l'éboulis (Figs. 10 et 11). Au cours de ces simulations, dont les paramètres sont consignés dans le tableau I, le pas de variation de la vitesse incidente normale a été fixé à 0,5 m.s<sup>-1</sup> ; la masse du bloc a été choisie égale à 100 kg. Les courbes représentant l'évolution des vitesses réfléchies normale, tangentielle et de rotation en fonction des vitesses incidentes normales, exhibent une allure quasi linéaire. Par conséquent, il semble légitime de considérer que le développement des opérateurs  $\tilde{f}_{n'}$ ,  $\tilde{f}_{t}$  et  $\tilde{f}_{\omega}$  puisse être limité au premier ordre, de telle sorte que les équations 6a, 6b et 6c deviennent:

$$V_n^r = a_{100} V_n^r$$
 (7a)

$$V_{t}^{r} = b_{100} V_{n}^{i}$$
 (7b)

$$\omega_r = C_{100} V_p^l \tag{7c}$$

Un commentaire mérite d'être apporté. Le caractère linéaire du développement ne peut être généralisé au cas d'un impact quelconque, non traité dans cet article, pour lequel les vitesses initiales tangentielle  $(V_t^i)$  et de rotation ( $\omega$ ) ne seraient pas nulles. Par conséquent, la notion de développement en séries entières conserve tout son sens, la dégénérescence linéaire du modèle pouvant disparaître dès lors que les termes  $V_t^i$  et  $\omega$  sont non nuls. Les non-linéarités susceptibles d'intervenir ont essentiellement deux origines :

– une origine constitutive, liée à la nature du contact. La partie élastique de la loi de contact utilisée est linéaire; en revanche, la partie plastique de la loi introduit de fortes non-linéarités sur la composante tangentielle des efforts de contact. On ne peut donc assimiler la loi de contact à un modèle purement linéaire; toutefois, des simulations complémentaires sont envisagées

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 109 4ª trimestre 2004





afin d'examiner l'influence de non-linéarités élastiques, normale et tangentielle. Dans ce cadre, la loi non linéaire de Hertz-Mindlin (Mindlin, 1953) sera mise en œuvre;

 une origine géométrique, liée à l'assemblage des particules; la texture même du milieu induit des non-linéarités au niveau de la loi de réflexion.

En conclusion, on peut penser que le caractère linéaire de la loi de réflexion ne provient pas strictement de la linéarité de la partie élastique de la loi de contact, d'autres sources de non-linéarités étant potentiellement activables. Ce point devra faire l'objet d'investigations complémentaires, à partir du modèle non-linaire de Hertz-Mindlin.

4.9.9

Analyse stochastique des coefficients de réflexion

Stratégie de modélisation

Il a été établi, au moins dans le cas d'un impact normal, qu'il existait une dépendance linéaire entre les vitesses incidentes et réfléchies. En revanche, les coefficients  $a_{100}$ ,  $b_{100}$  et  $c_{100}$  intervenant dans les relations linéaires 7a, 7b et 7c, présentent une forte sensibilité vis-à-vis de la position du point d'impact. Par conséquent, il est pertinent de rechercher à associer à ces coefficients une loi de probabilité, traduisant le caractère stochastique du phénomène d'impact d'un bloc sur un éboulis. Dans cette perspective, il a été simulé une série d'impacts portant sur une longueur d'échantillonnage  $L_e$  de 10 mètres. Le pas d'échantillonnage  $\lambda_e$ a été choisi égal à 0,025 mètres. Comme précédemment, l'abscisse x, de la position du point d'impact 'i' a été définie par la relation  $x_i = i \lambda_i$ ;  $x_i$  varie entre  $x_i = 0$  et  $x_N = L_q$ . A chaque position d'impact  $x_i$  sont associées des valeurs  $\alpha_p \beta_p$  et  $\lambda_i$  des coefficients  $a_{100}$ ,  $b_{100}$  et  $c_{100}$ . Il est alors possible de définir la probabilité  $P_a(\alpha)$  pour que  $a_{100}$  soit compris entre  $\alpha$  et  $\alpha + \Delta \alpha$ . La même démarche s'applique bien sûr pour les deux autres coefficients  $b_{100}$  et  $c_{100}$ . Toutefois, dans ce qui suit, seuls les coefficients  $a_{100}$  et  $b_{100}$  sont examinés.

#### Lois de distribution des coefficients de réflexion normale et tangentielle

Les paramètres numériques utilisés au cours des simulations sont ceux définis dans le tableau 1. Les distributions représentées sur les figures 12 et 13 montrent, d'une part, que la distribution du coefficient obéit à une loi Normale, avec une moyenne  $\bar{a}_{100}$  de 0,161 et un écart type  $e(a_{100})$  de 0,077, et d'autre part que la distribution du coefficient  $b_{100}$  obéit à une loi Bêta, avec une moyenne  $\bar{b}_{100}$  de 0,142 et un écart type  $e(b_{100})$  de 0,052. On peut également noter une tendance bimodale pour la distribution du coefficient de réflexion normale.

#### Influence de la microstructure sur les coefficients de réflexion

Pour étudier l'influence de la microstructure du milieu sur les lois de distribution ainsi obtenues, deux nouveaux milieux granulaires ont été générés (milieux 2 et 3). Ces derniers présentent les mêmes caractéristiques mécaniques et géométriques que le milieu investigué précédemment (milieu 1), et en particulier une même compacité moyenne; ils se distinguent simplement par un arrangement spatial différent des grains. Le choix de milieux granulaires de même compacité ne nous paraît pas restrictif, dans la mesure où les éboulis observés sur le terrain présentent des valeurs de compacité très voisines. Les simulations d'impact ont été effectuées avec les paramètres indiqués dans le tableau I. Il convient de préciser que la préparation des

#### TABLEAU II Synthèse des éléments statistiques relatifs à a<sub>100</sub> et b<sub>100</sub>. A synthesis of statistic results for both a<sub>100</sub> and b<sub>100</sub>.

	Milieu 1	Milieu 2	Milieu 3
Movenne ā	0,161	0,146	0,175
Écart type $e(a_{100})$	0,077	0,076	0,071
Moyenne b <sub>100</sub>	0,143	0,159	0,137
Écart type $e(b_{100})$	0,052	0,057	0,053



milieux granulaires a été menée de telle sorte que la structure de la partie superficielle de chacun d'eux, d'une épaisseur de l'ordre d'un mètre, soit modifiée : des arrangements géométriques différents ont été générés. Il ne nous a pas semblé pertinent de décrire la structure à l'aide de représentations globales telles que l'histogramme polaire des directions de contacts; celui-ci permet en effet de décrire, en moyenne seulement, l'anisotropie de structure. La réflexion du bloc est gouvernée par des phénomènes beaucoup plus locaux qui échappent à une statistique trop large.

L'analyse des distributions des coefficients  $a_{100}$  et  $b_{100}$  révèle que celles-ci obéissent bien respectivement à une loi Normale et à une loi Bêta. Le tableau II récapitule les résultats obtenus pour les coefficients  $a_{100}$  et  $b_{100}$  avec les trois échantillons considérés. Il ressort de cette première analyse que les lois de distribution qui peuvent être associées aux coefficients  $a_{100}$  et  $b_{100}$  sont faiblement sensibles à la microstructure du milieu; un écart relatif inférieur à 10 % autour de la valeur moyenne est enregistré pour  $a_{100}$  et  $b_{100}$ . Il s'agit d'un résultat important, car il tend à établir que la forme et les paramètres des distributions obtenues pour ces coefficients possèdent un caractère intrinsèque. Des travaux complémentaires sont en cours pour confirmer ce résultat.

#### Influence de la forme des grains

La forme circulaire des grains favorise au cours des simulations la rotation de ces derniers. Il a été évoqué que ce degré de liberté cinématique est d'autant plus mobilisé lorsque l'impact sollicite une famille de grains faiblement chargés. Or, dans la plupart des éboulis, les matériaux rocheux présentent une géométrie plutôt irrégulière. La mobilisation des rotations, dans ce cas, est beaucoup plus difficile. Dans le cadre de la modélisation proposée, une manière possible de prendre en compte la morphologie irrégulière des grains, consiste à bloquer la rotation de ces derniers. Afin d'estimer l'influence de cette contrainte cinématique, une campagne de simulations, portant sur le milieu 1, et reprenant les paramètres consignés dans le tableau I, a été réalisée en bloquant alors la rotation des grains. Les résultats obtenus fournissent à nouveau une loi de distribution Normale pour le coefficient  $a_{100}$  et une loi de distribution Bêta pour le coefficient bion. On observe



que la valeur moyenne  $\bar{a}_{100}$  est égale à 0,181, et la valeur moyenne  $\bar{b}_{100}$  égale à 0,164. Ces valeurs sont donc légèrement supérieures aux valeurs obtenues en laissant les rotations libres. Il s'agit là d'un résultat tout à fait cohérent. En effet, dans un assemblage granulaire, trois modes de déplacement relatif des grains en contact peuvent s'observer: le glissement, le roulement et le contact frontal (régime collisionnel). Les deux premiers modes sont très dissipatifs et ne permettent pas de diffuser au sein du milieu des réseaux de forces importantes. Au contraire, le dernier mode est peu dissipatif, et est à l'origine de la génération de réseaux de forces. Le fait de bloquer les rotations supprime donc une source de dissipation d'énergie, et induit donc une augmentation de la part relative du mode de contact frontal. Cela conduit à des valeurs moyennes des coefficients de réflexion sensiblement plus élevées.

Il importe de souligner que ce sont là des premiers éléments qui devront être consolidés par des simulations complémentaires. Néanmoins, en première approximation, on peut penser que le blocage des rotations constitue un artifice cinématique permettant de prendre en compte de manière globale la forme irrégulière des éléments rocheux.

# Conclusion

5

Cet article a porté sur la modélisation de l'impact d'un bloc rocheux sur un éboulis composé d'éléments dont la taille moyenne est voisine des celle du bloc. Les relations macroscopiques reliant les vitesses incidente et réfléchie du bloc au point d'impact ont été approchées à partir d'une investigation locale prenant en compte la microstructure du milieu. Dans le cadre d'une première approche, considérant un sol horizontal sollicité par un impact normal, il a été établi qu'il existait une relation linéaire entre la vitesse incidente normale, et les vitesses réfléchies normale, tangentielle et de rotation. Par ailleurs, les simulations réalisées ont également révélé que les coefficients de réflexion intervenant dans ces relations linéaires étaient fortement sensibles à la position du point d'impact, c'est-à-dire à la texture locale du milieu au droit de l'impact, de même qu'aux variations locales de la topographie de surface de l'éboulis. Cette propriété a justifié l'introduction d'une approche stochastique pour décrire ces coefficients de réflexion. Cette approche a fourni des premiers éléments permettant de penser que, sous impact normal, le coefficient de réflexion normale peut être décrit par une loi de distribution Normale, et le coefficient de réflexion tangentielle par une loi de distribution Bêta. Il semble de plus que les éléments caractéristiques de ces lois soient peu sensibles à l'arrangement spatial des éléments constituant le sol.

Ce sont bien sûr là des premiers éléments, qui exigent pour être confirmés, des simulations complémentaires ; en particulier, l'influence de la compacité moyenne du milieu et de la distribution granulométrique de l'assemblage granulaire n'a pas été examinée. Par ailleurs, l'extension au cas d'impacts non normaux, avec une vitesse de rotation incidente, devra être envisagée.

Néanmoins, ce type d'approche semble fructueux, en permettant par changement d'échelles, d'évaluer les relations gouvernant les vitesses incidentes et réfléchies en intégrant les mécanismes locaux pilotés par la microstructure du milieu. Il s'agit là d'une avancée importante, établissant par ailleurs qu'il est nécessaire de traiter ces relations dans un cadre stochastique. C'est un résultat tout à fait fondamental, signifiant que la trajectographie des chutes de blocs, au moins dans le cas de sols constitués d'éboulis, ne peut être traitée dans un cadre déterministe.

#### Bibliographie

- Asté J.-P., Asté T., Badjin N. 3D.BLOC, photogrammetry, block theory and cliff equilibrium, some recent development. *Proceedings of the Fifth International Symposium of Lanslides*, vol. 1, Balkema, Trondheim, 1996, p. 605-610. Azimi C., Desvareux P., Giraud A., Martin-
- Azimi C., Desvareux P., Giraud A., Martin-Cochet J., Rochet L. – Méthode de calcul de la dynamique des chutes de blocs, application à l'étude du versant de la montagne de la Pale (Vercors). Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, n° 122, 1982, p. 93-102.
- Bozzolo D., Pamini R., Hutter K. Chutes de pierres, un modèle mathématique et sa vérification avec des données réelles. Proccedings of the Fidth International Symposium on Landslides, vol. 1, Balkema, Rotterdam, 1988, p. 555-560.
- Cundall P.A., Strack O.D.L. A discrete numerical model for granular assem-

blies. *Geotechnique*, n° 29, 1979, p. 47-65.

- Descoeudres F., Zimmermann T.H. Three-dimensional dynamic calculation of rockfalls. Proceedings of the Sixth International Congress on Rock Mechanics, Lausanne, 1987, p. 337-342.
- Dimnet E., Fremond M. Instantaneous collisions of solids. European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering, Barcelona, 2000, p. 11-17.
- Falcetta J.-L. Étude cinématique et dynamique de chutes de blocs rocheux. Thèse de doctorat, INSA de Lyon, 1985.
- Hungr O., Evans S.G. Engineering evaluation of fragmental rockfall hazards. Proccedings of the Fidth International Symposium on Landslides, vol. 1, Balkema, Rotterdam, 1988, p. 685-690.
- Mindlin R.D., Deresiewicz H. Elastic spheres in contact under varying oblique

forces. Journal of Applied Mechanics, vol. 20, 1953, p. 327-344.

- Moreau J. Unilateral contact and dry friction in finite freedom dynamics. CISM Courses and Lectures, n° 302, Springer-Verlag, New York, 1988, p. 1-82.
- Nicot F. Étude du comportement mécanique des ouvrages souples de protection contre les éboulements rocheux. Thèse de doctorat, École centrale de Lyon, 1999.
- PFC2D. User's Manual. Itasca Consulting Group, Minneapolis, USA, 1999.
- Radjai F., Jean M., Moreau J.-J., Roux S. Force distribution in dense two-dimensional granular system. *Physical Revue Letters*, n° 77, 1996, p. 274-277,
- Rochet L. Application des modèles numériques de propagation à l'étude des éboulements rocheux. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, n° 151, 1987, p. 84-95.

# Détermination de l'anisotropie de perméabilité des sols par l'essai Lefranc

Determination of the anisotropy of soil permeability by the Lefranc test

Z. LAFHAJ I. SHAHROUR École centrale de Lille École polytechnique universitaire de Lille Laboratoire de mécanique de Lille (UMR 8107) 59651 Villeneuve-d'Ascq Cedex

#### Résumé

Cette communication comporte une étude de l'essai Lefranc dans des sols anisotropes et l'élaboration d'une méthodologie pour l'interprétation de cet essai lorsqu'il est effectué dans ce type de sol. Après une présentation de l'essai Lefranc, on étudie par la méthode des éléments finis l'influence de l'anisotropie sur l'infiltration de l'eau lors de cet essai. Ensuite, on construit des abaques qui permettent de déterminer l'anisotropie du sol à partir des essais réalisés pour différents élancements de la cavité d'infiltration.

*Mots-clés* : Lefranc, anisotropie, perméabilité.

#### Abstract

In this paper, a method of determination of the anisotropic permeability of soils based on data from the Lefranc hydraulic test is proposed. The principle of the Lefranc test is firstly presented, followed by a finite element analysis of the influence of soil anisotropy on the infiltration carried out during the test. Charts are derived from numerical calculations carried out, in order to help determining the soil anisotropy from water tests performed at various values of the slenderness ratio of the cavity.

Key words : Lefranc, anisotropy, permeability.

# 1. Introduction

On propose dans cette communication d'étudier l'essai Lefranc dans des sols anisotropes et de proposer une méthode pour l'interprétation de cet essai dans ce type de sols. Cette méthode s'appuie sur le fait que l'infiltration d'eau lors d'un essai Lefranc dans un sol anisotrope fait principalement intervenir deux paramètres à savoir l'élancement de la cavité et la perméabilité des sols. Ainsi, en réalisant des essais dans le même site pour différents rapports d'élancement de la cavité d'infiltration, on peut déterminer les perméabilités des sols dans les directions verticale et horizontale (Lafhaj, 1998; Lafhaj et Shahrour, 2000; Cassan, 2000).

La méthode proposée dans cette communication est fondée sur des simulations par éléments finis. Après une présentation de l'essai Lefranc, on décrit la modélisation numérique effectuée et la démarche suivie pour la construction des abaques permettant d'interpréter d'une manière simple les résultats de l'essai Lefranc dans un sol anisotrope.

# 2. Présentation de l'essai Lefranc

L'essai Lefranc est largement utilisé pour la mesure de la perméabilité des sols sous la nappe. Il consiste à créer une cavité à la base d'un forage pour y générer un écoulement, à partir duquel on cherche à déterminer la perméabilité du sol (Fig. 1). L'interprétation de cet essai est effectuée d'après l'expression (Hvorslev, 1951):

$$k = \frac{Q}{mDH}$$
(1)

m désigne le facteur de forme, D est le diamètre de la cavité, H correspond à la différence de la charge hydraulique entre l'eau dans la cavité et la nappe dans le sol, Q est le débit d'eau échangé entre la cavité et le sol.

L'interprétation de cet essai est fondée sur le facteur de forme m qui caractérise l'interaction entre le sol et la cavité. La détermination de ce facteur nécessite la résolution d'un problème d'écoulement à partir d'une

> REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 105 4# trimestre 2004

# Note technique

cavité cylindrique. Hvorslev (1951) a proposé une expression approchée pour ce facteur en assimilant la cavité cylindrique à un ellipsoïde placé dans un milieu infini. Pour une cavité d'élancements,  $L/D \ge 1,2$ , il a proposé l'expression suivante :

$$m = \frac{2\pi (L/D)}{Ln((L/D) + \sqrt{(L/D)^2 + 1})}$$
(2)



# 3. Étude de l'influence de l'anisotropie sur l'essai Lefranc

On propose d'étudier l'essai Lefranc dans un sol anisotrope à l'aide de la méthode des éléments finis. Les simulations numériques ont été effectuées à l'aide du code de calcul par élément fini CESAR/LCPC (Humbert 1989). Le calcul est effectué en symétrie de révolution. Les calculs ont été effectués pour une cavité cylindrique caractérisée par une longueur L et un diamètre D (0,12 m) placée dans un sol anisotrope de perméabilité k<sub>h</sub> et k<sub>v</sub>. Sur la surface de la cavité, on impose une charge hydraulique h = H. La distance entre le fond de la cavité et le substratum imperméable (Zs) est fixée à 30D, la distance entre le toit de la cavité et la surface de la nappe (Zn) est imposée à 50D; l'extension latérale Re du domaine est égale à 80D. Ces paramètres ont été fixés d'après une étude préliminaire (Lafhaj et Shahrour, 2000).

Les conditions aux limites de ce problème sont (Fig. 2):

 – flux nul sur la frontière AB (axe de symétrie), DE (tubage), FG (limite latérale du domaine) et AG (substratum imperméable);

- charge hydraulique imposée : h = 0 sur EF (surface de la nappe) et h = H sur BC et CD (surface de la cavité).

Afin de montrer l'influence de l'anisotropie du sol du sol qui a pour effet de réduire l'écoulement de sur les mécanismes d'écoulement lors de l'essai l'eau dans le sol. On note également que l'influence



Lefranc, on donne dans les figures 3 et 4 les lignes d'écoulement et d'équipotentielles obtenues pour deux rapports d'élancement de la cavité (L/D = 2 et L/D = 10 dans les cas d'un sol isotrope et d'un sol anisotrope (k,  $/k_{\rm c} = 25$ ). On remargue dans le cas d'un sol anisotrope que les équipotentielles sont plus étendues dans la direction horizontale, ce qui montre que l'écoulement s'effectue, en grande partie, dans la direction horizontale, en particulier pour les faibles élancements, avant que l'eau remonte vers la surface. Ce résultat montre clairement que l'anisotropie du sol et l'élancement de la cavité affectent d'une manière sensible les mécanismes d'écoulement lors de l'essai Lefranc. En s'appuyant sur ces observations, on propose de déterminer le degré . d'anisotropie d'un sol en réalisant des essais pour différents élancements de la cavité d'infiltration.

## 4. Proposition d'une méthode pour l'interprétation de l'essai Lefranc dans des sols anisotropes

Des calculs ont été effectués pour différentes valeurs d'élancement de la cavité L/D = (2, 4, 5, 6, 9, 10) et ceci pour différents rapports d'anisotropie  $k_h/k_v = (4, 9, 16, 25, 50, 75 \text{ et 100})$ . Les calculs ont été effectués en maintenant constante la perméabilité du sol dans la direction horizontale  $k_h$ 

La figure 5 illustre la variation du rapport  $Q/(k_hDH)$  (l'équivalent du facteur de forme pour un sol isotrope) avec le rapport d'anisotropie  $k_h/k_v$  pour les différents élancements. On note que ce rapport décroît quand le rapport  $k_h/k_v$  augmente. Ceci résulte de la diminution de la perméabilité verticale du sol qui a pour effet de réduire l'écoulement de l'eau dans le sol. On note également que l'influence











FIG. 5 Variation du facteur de forme numérique en fonction du degré d'anisotropie. Variation of the numerical shape factor as a function of the anisotropy.

de l'anisotropie est plus marquée pour les élancements élevés de la cavité. A titre d'exemple, pour un élancement L/D = 10, le rapport Q/(k<sub>h</sub>DH chute de 22 à 4 quand le degré d'anisotropie k<sub>b</sub>/k<sub>v</sub> croît de 1 à 100. Par contre pour une cavité de faible élancement (L/D = 2), ce rapport ne varie que de 8 à 4 pour la même augmentation du degré d'anisotropie. Ce résultat montre que l'interprétation de l'essai Lefranc dans un sol anisotrope par le facteur de forme calculé en milieu isotrope (k = Q/mDH) peut conduire à des erreurs élevées.

Les figures 6 a, b et c montrent respectivement la variation du débit (Q) normé par les débits calculés pour des cavités d'élancement L/D = 2, 5 et 10 et ceci pour les différents rapports d'anisotropie. On note que ce débit croît quand l'élancement et le rapport d'anisotropie augmentent. Chacune de ces figures peut être utilisée pour la détermination du rapport d'anisotropie du sol. Pour cela, il suffit de réaliser des essais pour différents élancements et de reporter les résultats de mesures sur les abaques et déterminer ainsi le rapport d'anisotropie.



Variation of the normalized flow versus the slenderness ratio of the cavity, in an anisotropic soil (Lr/Dr = 2).



Variation of the normalized flow versus the slenderness ratio of the cavity, in an anisotropic soil (Lr/Dr = 10).



# 5. Conclusion

Cette communication a comporté une étude numérique de l'essai Lefranc dans des sols anisotropes et l'élaboration d'une méthode pour interpréter cet essai dans ce type de sol. L'étude numérique a montré que le degré d'anisotrope peut être déterminé en réalisant des essais pour différents rapports d'élancement de la cavité d'infiltration. Des abaques ont été proposés pour interpréter d'une manière simple l'essai Lefranc dans les sols anisotropes.

### Bibliographie

- Cassan M. Application des essais Lefranc à l'évaluation du coefficient d'aniso-
- à l'évaluation du coefficient d'aniso-tropie hydraulique Des sols aquifères. *Revue française de géotechnique*, n° 90, 2000, p. 25-43.
  Humbert P. CESAR-LCPC : un code général de calcul par éléments finis. *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées*. V. 203, 1989, p. 112-115.
- Hvorslev M.J. Time lag and soil permeability in ground water levels and pres-sures. US Army Engineer Waterways Experiment Station, MS, Bulletin 36, 1951, p. 50.
- Lafhaj Z. Détermination de la perméabilité des sols in situ : étude expérimentale et numérique du facteur de forme. Thèse de doctorat de l'USTL, nº 2332, 1998, 100 p.
- Lafhaj Z., Shahrour I. Analysis of borehole water tests in stratified and anisotropic soils. Mechanics Reschearch Commu-nications, vol. 27, 2000, p. 87-94. Lafhaj Z., Shahrour I. – Use of the boun-
- dary element method for the analysis of water tests in boreholes. Internatio-nal Journal of Engineering Analysis with Boundary element, vol. 24, 2000, p. 695-698.