

Sommaire

15 JUIL 1997

LCPC - Paris
Division MSGI
Bibliothèque
RMS

REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE
N° 69
4^e trimestre 1994

Analyse probabiliste de la stabilité de deux remblais édifiés sur versant instable

J.-P. MAGNAN, A. ABDUL BAKI, P. POUGET

3

Modélisation numérique en thermo-poro-élastoplasticité d'un stockage souterrain de déchets radioactifs en milieu argileux saturé
Application au calcul du champ lointain

M. OULD AMY, G. ROUSSET

11

Simulation expérimentale de l'écoulement dans un talus de sol soumis à la marée

A. REZZOUG, A. ALEXIS, P. THOMAS

31

Étude expérimentale de la chute de blocs rocheux sur une dalle en béton armé recouverte par des matériaux amortissants

V. LABIOUSE, F. DESCŒURES, S. MONTANI, C. A. SCHMIDHALTER

41

Méthodologie de la cartographie des risques naturels liés aux mouvements de terrain

A. FARES, M. ROLLET, P. BROQUET

63

REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE

Directeur de la Publication : **P. Habib**

Président du Comité de Direction : **J. Lagardère**

Comité de Direction : **M. Londez, G. Vouillé, D. Pfefer** (Présidents des trois comités)

Comité de Rédaction : **E. Absi, P. Antoine, F. Bonnechère, Prof. Descœudres, P. Duffaut, J. Kérisel, P. La Rochelle, P. Londe, L. Parez, F. Schlosser**

Revue trimestrielle

Abonnement 1994 (numéros 66 à 69) franco : 582 F

Prix au numéro franco : 168 F (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

49, rue de l'Université, 75007 Paris - Tél. : 49.54.72.72

Publicité : OFERSOP 8, bd Montmartre, 75009 Paris - Tél. : 48.24.93.39

Impression : Corlet, Imprimeur, S.A. 14110 Condé-sur-Noireau.

N° d'imprimeur : 7580. Dépôt légal : décembre 1994

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.

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

(©) 1994

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 — 0529

Analyse probabiliste de la stabilité de deux remblais édifiés sur versant instable

J.-P. MAGNAN*
A. ABDUL BAKI**
P. POUGET**

* Laboratoire central
des Ponts et Chaussées
58, bd Lefèbvre,
75732 Paris Cedex 15

** Laboratoire régional
des Ponts et chaussées
8-10, rue Bernard-Palissy
BP 11
63014 Clermont-Ferrand Cedex

Résumé

L'article présente l'analyse probabiliste de la stabilité de deux remblais édifiés sur le site expérimental de Sallèdes (Puy-de-Dôme). Cette analyse consiste à évaluer la probabilité de rupture de ces remblais sur la base de la méthode des blocs (découpage du massif susceptible de glisser en blocs rigides) et d'une procédure d'intégration numérique (développement en série de Taylor de la fonction donnant le coefficient de sécurité F). Les variables aléatoires prises en compte sont les paramètres de cisaillement effectifs des différentes couches rencontrées. La loi de distribution normale a été choisie pour représenter la répartition des valeurs de la cohésion et de l'angle de frottement interne, d'une part, et du coefficient de sécurité, d'autre part. Les résultats de cette première approche sont comparables avec ceux obtenus dans un calcul déterministe et incitent à poursuivre des recherches dans cette voie.

Probabilistic analysis of the stability of two embankments built on an unstable slope

Abstract

The paper presents the probabilistic analysis of the stability of two embankments built at the Salledes (Puy-de-Dôme, France) experimental site. The analysis consists in the assessment of the probability of failure of these embankments, using the wedge analysis method (which assumes that the sliding mass of soil can be divided into a set of rigid blocks) and of a numerical solving scheme (development of the factor of safety function into a Taylor's series). The random variables taken into account are the effective shear strength parameters of each soil layer. Normal distributions are assumed for the effective cohesion intercept and the effective angle of internal friction, as well as for the factor of safety. The results of this approximative analysis are similar to those obtained from a deterministic approach; further developments might be of interest.

Introduction

Une dizaine de méthodes de calcul probabiliste du comportement d'ouvrages construits sur versants ont été publiées depuis une vingtaine d'années. Ces méthodes restent pour l'instant des produits de recherche sans applications pratiques dans les bureaux d'études. Cette situation est certainement due à l'insuffisance des méthodes testées jusqu'à présent. En effet, il résulte des articles disponibles dans la littérature que l'utilisation des méthodes de calcul probabiliste conduirait à une augmentation parfois sensible mais toujours coûteuse des coefficients de sécurité habituellement admis. Ce caractère pessimiste n'est pourtant pas inévitable : on peut raisonnablement penser que l'amélioration de la description des variations naturelles des propriétés des sols, l'amélioration des méthodes de calcul probabiliste et l'amélioration de la description des mécanismes de rupture devraient conduire à des méthodes de calcul utilisables pour les projets.

Pour cette raison, un travail a été entrepris en 1989 au Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Clermont-Ferrand visant à utiliser une démarche probabiliste d'intégration numérique sur une méthode simple d'analyse de stabilité consistant à découper le massif en mouvement en différents blocs. Cette technique d'analyse a été appliquée au versant naturel instable du site expérimental de Sallèdes, où deux remblais ont été édifiés et un grand nombre de données sont disponibles.

Le cas traité : le site expérimental de Sallèdes

Le site expérimental de « versant naturel instable » des Laboratoires des Ponts et Chaussées à Sallèdes (Puy-de-Dôme) a déjà fait l'objet de diverses publications (Morin, 1979; Blondeau *et al.*, 1983; Cartier et Pouget, 1988). Il se caractérise par des formations sédimentaires datant de l'Oligocène supérieur, composées de marnes remaniées ou en place, avec la proximité immédiate d'un dôme volcanique qui est entouré d'éboulis et de colluvions.

On rencontre ainsi sur les six mètres supérieurs des formations essentiellement argileuses qui constituent deux couches (colluvions, marnes remaniées) reposant sur le substratum marno-calcaire. Ces formations meubles glissent lentement au contact avec le substratum. La pente du terrain naturel est de l'ordre de 7 degrés.

Deux remblais ont été édifiés sur le site :

- le premier remblai (remblai A) a été construit en 1978 à des cadences normales de terrassement jusqu'à la rupture ;
- le deuxième remblai (remblai B) a été construit en 1980, en deux phases à une hauteur inférieure à celle du remblai A. Le comportement de cet ouvrage est suivi depuis sa réalisation.

L'analyse probabiliste de la stabilité de ces deux remblais est traitée dans cet article.

Analyse de stabilité par la méthode des blocs

La méthode des blocs repose sur le découpage de la masse de sol susceptible de glisser en blocs rigides dont on analyse l'équilibre sous l'action des forces volumiques (pesanteur), et des efforts de contact entre blocs. Nous avons pris en compte des blocs à interfaces verticaux.

Un programme de calcul a été créé sur la base d'une configuration classique dans le domaine des pentes, qui a conduit à prendre en compte les hypothèses suivantes (Fig. 1) :

- le remblai est composé de matériaux homogènes ;
- la surface supérieure du remblai est horizontale ;
- le terrain naturel a une pente régulière tout le long du versant ;
- les couches de sol sont stratifiées suivant des lignes parallèles au terrain naturel ;
- le massif de sol est divisé en quatre blocs :
 - EFGE représente le bloc numéro 1,
 - GFHIG représente le bloc numéro 2,
 - IHKJDCI représente le bloc numéro 3,
 - JKLJ représente le bloc numéro 4 ;
- les points I (commun aux blocs 2 et 3) et G (commun aux blocs 1 et 2) peuvent se déplacer entre les deux points A et D ;
- le point J commun aux blocs 3 et 4 peut se déplacer en partant du point D vers l'aval du remblai ;
- les segments GF, IH et JK sont des segments verticaux ;
- la pente du segment EF est fixée dès le départ à :

$$\Omega + \alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}$$

φ' étant l'angle de frottement interne du matériau constituant le remblai ;

- les pentes des segments FH et KL ainsi que la position des points H et K peuvent varier indépendamment, comme nous allons le voir plus loin ;
- les forces d'interaction entre blocs (sur les frontières FG, IH et JK) sont supposées horizontales.

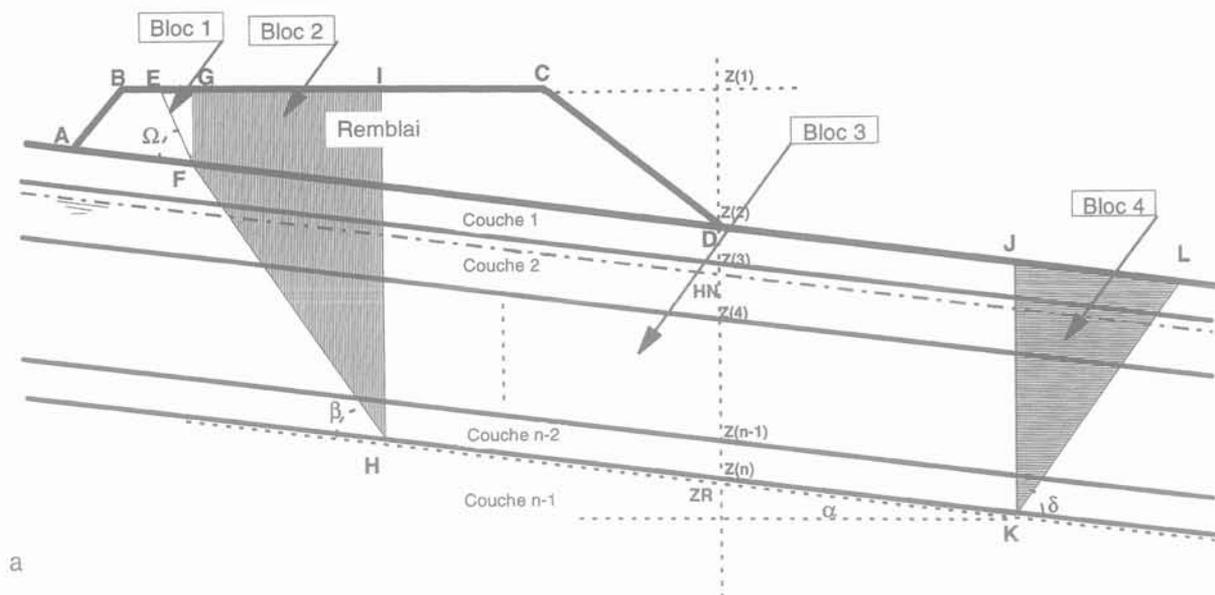
La méthode des blocs conduit à calculer les forces appliquées par les blocs 2 et 4 sur le bloc 3 et à déduire de l'équilibre des forces sur ce dernier bloc la valeur du coefficient de sécurité correspondant à la stabilité du massif de sol considéré.

Le coefficient de sécurité F a été pris constant le long de la surface considérée. Ce coefficient est introduit dans la formule de Coulomb de la manière suivante :

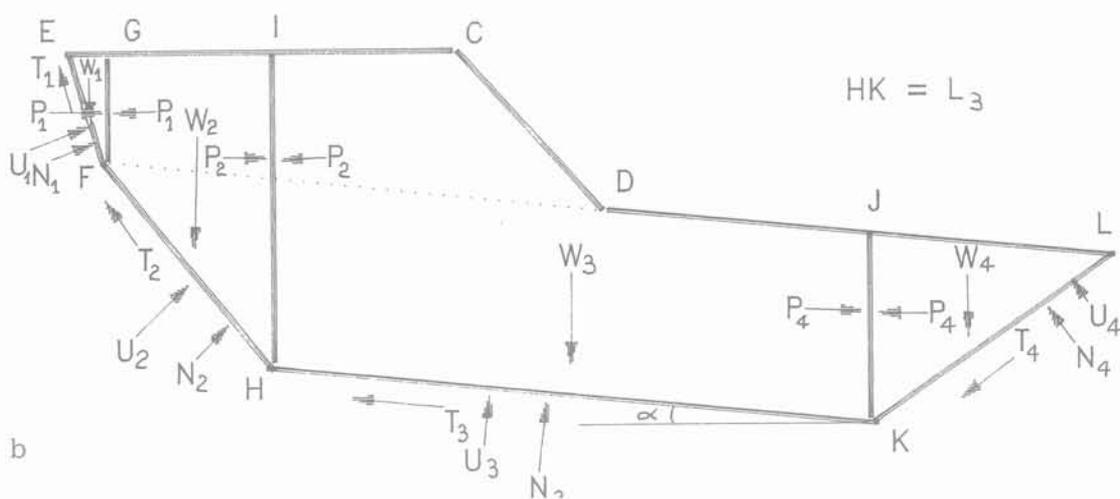
$$T = \frac{1}{F} (c'l + N'tg\varphi')$$

où T est la force s'opposant au glissement sur la surface de contact des blocs avec le sol immobile, N' est la résultante des forces normales à cette surface, l est la longueur du bloc et c' et φ' sont les propriétés de l'interface.

La détermination de F résulte du calcul du rapport des forces résistantes aux forces motrices, qui est supposé égal à 1.



a



b

FIG. 1 Schématisation de la pente et du remblai pour le calcul.

Design scheme of the slope and the embankment. a. Description of the soil, the embankment and the failure surface. b. Forces used in the stability analysis.

Le calcul des forces P_2 et P_4 exercées respectivement par les blocs 2 et 4 sur le bloc 3 conduit à diviser les blocs 2 et 4 en autant de blocs que de couches constituant le massif de sol considéré. Ce calcul est effectué sur la base des hypothèses de Bishop.

En écrivant l'équilibre des forces au niveau du bloc 3, le coefficient de sécurité F est obtenu par la résolution de l'équation suivante :

$$W_3 \cdot \text{tg} \varphi'_n + P_4 (F + \text{tg} \varphi'_n \text{tg} \alpha) - P_2 \text{tg} \varphi'_n \text{tg} \alpha + c'_n L_3 / \cos \alpha - u_3 (\text{tg} \varphi'_n / \cos \alpha) = F P_2 + F \cdot W_3$$

La racine de cette équation est obtenue par l'application de la méthode de la tangente. Le plan de glissement le plus défavorable est obtenu à partir d'un balayage des points F et L d'une part, et des points H et K d'autre part (Fig. 1).

4

Technique d'analyse probabiliste utilisée

Dans une analyse probabiliste, on considère que le résultat du calcul nécessaire à l'étude de la stabilité est une variable aléatoire fonction de plusieurs variables aléatoires caractérisant le sol (Magnan, 1982) :

$$Y = f(X_i)$$

Diverses méthodes peuvent être utilisées pour déterminer de façon approchée la densité de probabilité $g(y)$ à partir des lois de distribution des paramètres X_i du modèle de calcul (Rosenblueth, Monte-Carlo, intégration numérique...). La méthode d'approximation par intégration numérique a été utilisée : elle nécessite un développement en série de Taylor de la fonction Y .

5

Un développement au second ordre est utilisé ici.

$$Y = f(X_i) = f(m_{x_i}) + \sum_{i=1}^n \frac{\partial f(x_i)}{\partial x_i} \Big|_{m_{x_i}} (X_i - m_{x_i}) + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \frac{\partial^2 f(x_i)}{\partial x_i^2} \Big|_{m_{x_i}} (X_i - m_{x_i})^2$$

m_{x_i} étant la valeur moyenne de X_i .
L'espérance mathématique de Y s'écrit :

$$E[Y] = f(m_{x_i}) + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \frac{\partial^2 f(x_i)}{\partial x_i^2} \Big|_{m_{x_i}} \sigma_{x_i}^2 + \sum_{i < j} \frac{\partial^2 f(x_i)}{\partial x_i \partial x_j} \Big|_{m_{x_i}} \sigma_{x_i x_j}$$

Lorsque l'expression de $Y = f(X_i)$ n'est pas connue sous forme analytique, mais peut être déterminée sous forme numérique ou expérimentale, le calcul des dérivées partielles précédentes est pratiquement impossible mais les moments de Y peuvent cependant être déterminés de façon précise par intégration numérique (Lumb, 1974).

La méthode repose sur l'utilisation de la technique d'intégration numérique développée par Evans (1967, 1972), qui peut être présentée de la façon suivante :

$$E[Y] = C \cdot f(m_{x_i}) + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n N_i \left[\frac{f(a_i^-, \sigma_{x_i})}{a_i^-} \right] + \sum_{i,j} P_{ij} \left[\frac{f(a_i^+, \sigma_{x_i}, a_j^+, \sigma_{x_j})}{a_i^+ \cdot a_j^+} - \frac{f(a_i^+, \sigma_{x_i}, a_j^-, \sigma_{x_j})}{a_i^+ \cdot a_j^-} - \frac{f(a_i^-, \sigma_{x_i}, a_j^+, \sigma_{x_j})}{a_i^- \cdot a_j^+} + \frac{f(a_i^-, \sigma_{x_i}, a_j^-, \sigma_{x_j})}{a_i^- \cdot a_j^-} \right]$$

avec les notations suivantes :

$C, N_i, P_{ij}, a_i^+, a_i^-$ sont des constantes,

$f(a_i^+, \sigma_{x_i})$ est la valeur de $f(X_i)$ au point $(m_{x_i}, \dots, (m_{x_i} + a_i^+, \sigma_{x_i}), \dots, m_{x_n})$

$f(a_i^-, \sigma_{x_i}, a_j^+, \sigma_{x_j})$ est la valeur de $f(X_i)$ au point $(m_{x_i}, \dots, (m_{x_i} + a_i^+, \sigma_{x_i}), \dots, (m_{x_j} + a_j^+, \sigma_{x_j}), \dots, m_{x_n})$.

La variance de Y est donnée par :

$$V[Y] = E[(f(X_i) - E(f(X_i)))^2]$$

Dans le cas où toutes les variables X_i ont une distribution normale, on trouve :

$$a_i^+ = a_i^- = \sqrt{3}$$

$$C = 1 + n(n-7)/18$$

$$N_i = -(n-4)/(6\sqrt{3})$$

$$P_{ij} = 1/12$$

5

Application au site de Sallèdes

5.1

Choix des variables aléatoires et de leur loi de distribution

L'analyse statistique de la variabilité des propriétés des sols réalisée sur le site de Sallèdes (Abdul Baki, 1992) montre un faible coefficient de variation du poids

volumique au niveau de chacun des sondages carottés ($C\gamma$ ne dépasse pas 0,047) et au niveau de l'ensemble du site ($C\gamma = 0,025$). Pour ce qui concerne les caractéristiques de cisaillement (c', φ'), le faible nombre d'essais réalisés (16 essais de cisaillement sur les trois couches de sol) et l'hétérogénéité des formations testées ne permettent pas de porter un jugement significatif. Des études récentes (Harr, 1977 ; Magnan, 1984...) montrent que le poids volumique présente toujours une faible dispersion autour de la moyenne alors que les paramètres de cisaillement ont une variabilité nettement plus élevée.

Les hypothèses suivantes ont donc été adoptées :

- la géométrie, la pression interstitielle, le poids volumique et les caractéristiques du sol constituant les deux remblais ont été considérés comme des variables déterministes ;
- la cohésion et l'angle de frottement effectifs des trois couches de sols sont les seules variables aléatoires.

Pour ce qui concerne le choix des lois de distribution de ces paramètres aléatoires, le faible nombre d'essais exécutés sur le site ne permet pas de définir précisément les lois de distributions. Divers auteurs (Lumb, 1966 et 1970 ; Schultze, 1972 ; Singh, 1972 ; Magnan et Bagheri, 1980) ont montré que les paramètres de cisaillement suivent généralement une loi proche de la normale. La loi de distribution normale a donc été adoptée dans cette analyse.

La stratégie de recherche de la surface de rupture correspondant au risque maximal est analogue à celle des calculs classiques de stabilité de pente : balayage de toutes les forces possibles, avec tous les jeux possibles de paramètres mécaniques. Ce type de calcul a été exécuté sur quelques ouvrages. Néanmoins, compte

COUCHES	PARAMETRES RETENUS		
	γ' (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (degrés)
Remblai	22,5	0,0	45,0
Couche 1	17,0	20,0	21,0
Couche 2	18,0	15,0	25,0
Couche 3	18,0	0,0	9,0

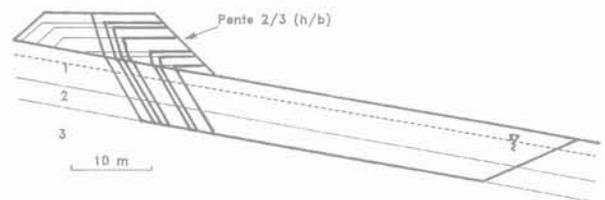


FIG. 2 Remblai A de Sallèdes. Évolution des surfaces de rupture les plus défavorables lors de la construction du remblai.
Salledes embankment A : evolution of the critical slip surface as construction of the embankment proceeds.



FIG. 3 Remblai B de Sallèdes. Calcul à la hauteur de 3,4 m : surface de rupture la plus défavorable.
Salledes embankment B : critical slip surface for an embankment height of 3.4 m.

tenu de la grande durée de ces calculs, une démarche simplifiée a été définie, après analyse des premiers résultats : on commence par rechercher la surface de rupture la plus défavorable en utilisant les valeurs moyennes de chaque paramètre aléatoire (calcul déterministe). Le calcul probabiliste est ensuite réalisé sur cette surface de rupture.

5.2

Étude de la stabilité des deux remblais

Les deux remblais ont été construits avec les mêmes caractéristiques géométriques à la base (70 x 13 m). Les matériaux utilisés sont des graves alluvionnaires de l'Allier (granulométrie 0/60), qui ont été mises en œuvre par couches de 5 cm d'épaisseur environ.

Le remblai A (Fig. 2) a été monté à une hauteur de 5,4 m en 7 jours. L'analyse probabiliste de stabilité a été réalisée à la hauteur atteinte à la fin de chaque journée de travail ainsi qu'à la hauteur correspondant à la rupture observée (la schématisation de la surface du terrain naturel conduit à $H_{max} = 5,10$ m).

Le remblai B (Fig. 3) a été monté à une hauteur de 3,4 m en deux phases (de 5 et 2 jours) espacées de 6 mois. L'analyse probabiliste de stabilité a été réalisée à la hauteur finale.

Trois couches de sol ont été prises en considération (colluvions, marnes remaniées et couche contenant la surface de glissement), avec les paramètres suivants :

PARAMÈTRES RETENUS

COUCHES	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (degrés)
Remblai	22,5	0,0	45,0
Couche 1	17,0	20,0	21,0
Couche 2	18,0	15,0	25,0
Couche 3	18,0	0,0	9,0

La probabilité de rupture P_r est estimée en supposant que le coefficient de sécurité F suit une loi de distribution normale de moyenne m_F et d'écart type σ_F (m_F et σ_F sont calculés par la méthode d'intégration numérique) : P_r est la probabilité que $F < 1$.

Le tableau I présente les résultats obtenus pour les différentes étapes de la construction du remblai A.

Le tableau II présente les résultats obtenus pour chacun des remblais A et B à leur hauteur finale. Pour l'ensemble de ces calculs, les valeurs moyennes de la cohésion et de l'angle de frottement interne des deux premières couches de sols (Fig. 2 et 3) ont été fixées à :

Couche 1 : $c' = 20$ kPa
 $\varphi' = 21^\circ$

Couche 2 : $c' = 15$ kPa
 $\varphi' = 25^\circ$

Les résultats sont présentés sous forme :

- de calculs déterministes sur la base d'une part du programme de calcul PETAL-LCPC (logiciel de calcul de stabilité mis au point par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) et d'autre part de la méthode des blocs ;

- de calculs probabilistes sur la base de la méthode d'intégration numérique.

La figure 4 illustre l'évolution de la probabilité de rupture en fonction de la variation de l'écart type σ_φ de l'angle de frottement interne de la troisième couche du sol pour une variation de 1 à 5 degrés de l'écart type de φ' et de 1 à 5 kPa de l'écart type de c' des deux autres couches du sol.

On constate une cohérence remarquable entre les résultats des calculs effectués par le logiciel PETAL-LCPC (calcul par la méthode des perturbations) et par la méthode des blocs, malgré les hypothèses géométriques simplificatrices effectuées pour ces derniers calculs.

La montée du remblai A entre les hauteurs 1,03 m et 5,10 m conduit à une diminution sensible du coefficient

TABLEAU I Calculs de stabilité du remblai A de Sallèdes au cours de la construction.
Stability analyses of Salledes embankment A during its construction.

Paramètres de calcul	Calcul déterministe		Calcul probabiliste (blocs)					
			Valeurs moyennes comme pour le calcul déterministe					
			Couches 1 et 2 $\sigma_c = 5$ kPa $\sigma_\varphi = 4$ degrés		Couches 1 et 2 $\sigma_c = 3$ kPa $\sigma_\varphi = 3$ degrés		Couche 3 $\sigma_c = 0$ $\sigma_\varphi = 2$ degrés	
Hauteur (m)	PETAL-LCPC F	Blocs F	m_F	σ_F	P_r	m_F (%)	σ_F	P_r (%)
1,03	1,593	1,430	1,436	0,248	3,62	1,432	0,133	0,057
1,74	1,378	1,301	1,306	0,222	8,38	1,303	0,119	0,56
2,06	1,318	1,251	1,256	0,212	11,31	1,253	0,114	1,33
3,09	1,243	1,127	1,130	0,190	24,83	1,128	0,102	10,40
3,80	1,134	1,055	1,058	0,177	37,07	1,056	0,095	27,80
4,36	1,077	1,020	1,023	0,171	44,83	1,021	0,974	40,90
5,10	1,021	0,973	0,975	0,163	55,96	0,74	0,088	61,50

TABLEAU II Calculs de stabilité des remblais A et B de Sallèdes.

Stability analyses of Salledes embankments A and B.

a. Remblai A (H = 5,1 m)

a. Embankment A (height : 5.1 m)

		Calcul déterministe		Calcul probabiliste (blocs)					
				Valeurs moyennes comme pour le calcul déterministe					
Paramètres de calcul	Couche 1		Couches 1 et 2			Couches 1 et 2			
	$m_c = 20$ kPa $m_{\varphi} = 21$ degrés		$\sigma_c = 2$ kPa $\sigma_{\varphi} = 3$ degrés			$\sigma_c = 2,5$ kPa $\sigma_{\varphi} = 2$ degrés			
	Couche 2		Couche 3			Couche 3			
	$m_c = 15$ kPa $m_{\varphi} = 25$ degrés		$\sigma_c = 0$ $\sigma_{\varphi} = 3$ degrés			$\sigma_c = 0$ $\sigma_{\varphi} = 1$ degré			
Couche 3		$m_c = 0$ $m_{\varphi} = 9$ degrés							
Couche 3		PETAL-LCPC	Blocs	m_F	σ_F	P_r	m_F	σ_F	P_r
m_c	m_{φ}	F	F			(%)			(%)
0	9	1,021	0,973	0,975	0,116	58,70	0,974	0,051	69,60
0	18	1,432	1,294	1,296	0,113	0,45	1,294	0,051	$0,50 \times 10^{-6}$
10	9	1,449	1,289	1,290	0,111	0,44	1,290	0,051	$0,32 \times 10^{-6}$
10	18	1,711	1,597	1,598	0,113	$0,53 \times 10^{-5}$	1,597	0,051	$0,38 \times 10^{-29}$

b. Remblai B (H = 3,4 m)

b. Embankment B (height : 3.4 m)

Couche 3		PETAL-LCPC	Blocs	m_F	σ_F	P_r	m_F	σ_F	P_r
m_c	m_{φ}	F	F			(%)			(%)
0	9	0,985	1,041	1,043	0,146	38,40	1,041	0,059	24,30
0	18	1,478	1,464	1,467	0,151	0,098	1,465	0,061	$0,15 \times 10^{-11}$
10	9	1,476	1,493	1,495	0,143	0,027	1,494	0,059	$0,18 \times 10^{-14}$
10	18	1,952	1,907	1,910	0,149	$0,49 \times 10^{-7}$	1,907	0,061	$0,94 \times 10^{-48}$

de sécurité de 1,43 à 0,97 et à une augmentation de la probabilité de rupture de 0,057 à 61,5 %.

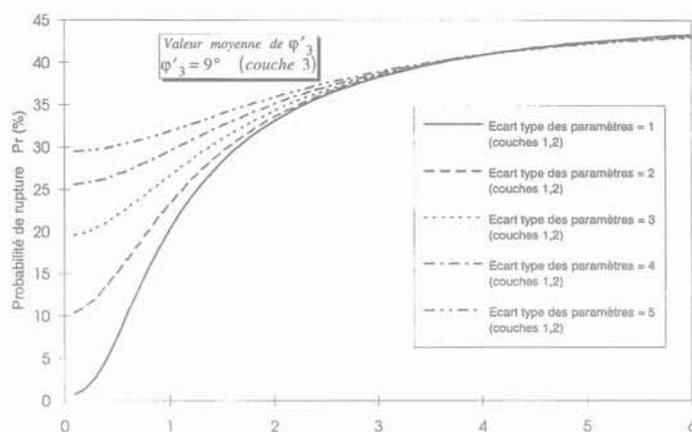
Le choix des caractéristiques de cisaillement de la troisième couche ($\varphi' = 9$ à 18°) a une grande influence, tant sur la valeur du coefficient de sécurité que sur celle de la probabilité de rupture.

On peut voir qu'une augmentation de 1 à 5° de l'écart type de l'angle de frottement interne de la couche 3 (cas où $\varphi' = 18^\circ$) conduit à des variations très importantes de la probabilité de rupture (de 36.10^{-19} à 3 %) en considérant des valeurs constantes pour les paramètres des couches 1 et 2. Dans le cas d'une augmentation de 1 à 5° de l'écart type des paramètres des couches 1 et 2, en maintenant constantes les caractéristiques de la couche 3, on observe une augmentation nettement moindre de la probabilité de rupture (0,08 à 0,26).

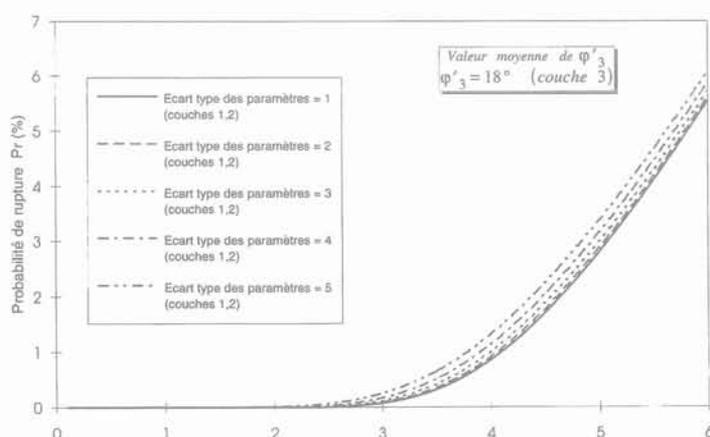
On remarque donc que la variation de l'écart type de l'angle de frottement interne φ' mesuré dans la troi-

sième couche (couche où se produit l'essentiel du glissement) a une influence sur la probabilité de rupture plus importante que celle produite par la variation des écarts types des paramètres mesurés dans les autres couches.

La grande sensibilité de la probabilité de rupture aux variations des paramètres statistiques caractérisant les propriétés des sols montre que l'application des méthodes de calcul probabilistes (qui tiennent compte de la variabilité des propriétés des sols) nécessite une évaluation soignée des paramètres statistiques des propriétés considérées comme variables aléatoires dans le calcul. Cette évaluation doit être effectuée en tenant compte des variations spatiales des paramètres considérés, ce qui produit habituellement des valeurs faibles des écarts types, de l'ordre de celles qui ont été utilisées dans les études paramétriques de la figure 4.



Écart-type de l'angle de frottement interne de la couche 3 $\sigma\phi'_3$ (degrés)



Écart-type de l'angle de frottement interne de la couche 3 $\sigma\phi'_3$ (degrés)

FIG. 4 Variations de la probabilité de rupture du remblai B en fonction des écarts types des paramètres des sols (site de Sallèdes).
Probability of failure of embankment B versus standard deviations of the soil characteristics (Salledes experimental site).

6

Conclusion

L'analyse probabiliste de la stabilité des deux remblais construits sur le versant instable de Sallèdes présentée dans cet article a consisté à évaluer la probabilité de rupture de ces remblais sur la base de la méthode des blocs et d'une procédure d'intégration numérique.

Les paramètres de cisaillement considérés comme variables aléatoires dans cette étude sont la cohésion effective et l'angle de frottement interne effectif (étude de stabilité d'ensemble à long terme). La loi de distri-

bution normale a été choisie pour représenter la répartition des valeurs de ces deux paramètres.

L'introduction des méthodes probabilistes dans le calcul de stabilité a eu un effet non négligeable sur l'estimation du niveau de risque, qui est tout à fait conforme aux variations qualitatives que l'on peut déduire d'un raisonnement empirique.

Si l'on exclut les incertitudes résultant de la méthode d'intégration numérique, et par comparaison avec les résultats des calculs déterministes, on peut donc dire que l'analyse statistique et probabiliste effectuée a donné des résultats raisonnables et encourageants, dont l'utilité pour les études de projets courants doit maintenant être étudiée, à la suite de cette première recherche.

- Abdul Baki A. – Analyse probabiliste du comportement de deux remblais sur versant instable. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 1992, 290 p.
- Blondeau F., Morin P., Pouget P. – Comportement d'un remblai construit jusqu'à la rupture sur un versant naturel, site expérimental de Sallèdes (Puy-de-Dôme). Paris, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Rapport de recherche LPC, n° 126, 1983, 46 p.
- Cartier G., Pouget P. – Étude du comportement d'un remblai construit sur versant instable, le remblai de Sallèdes (Puy-de-Dôme). Paris, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Rapport de Recherche LPC, n° 153, 1988, 130 p.
- Evans D.H. – The application of numerical integration techniques to statistical tolerancing. *Technometrics*, vol. 9, n° 3, 1967, pp. 441-456.
- Evans D.H. – An application of numerical integration techniques to statistical tolerancing. III General distributions, *Technometrics*, vol. 14, n° 1, 1972, pp. 23-35.
- Harr M.E. – Mechanics of particulate media. A probabilistic approach, 1977, New York, Mac Graw-Hill.
- Lumb P. – Variability of natural soils. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 3, n° 2, 1976, pp. 74-97.
- Lumb P. – Safety factors and the probability distribution of soil strength. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 7, n° 3, 1970, pp. 225-242.
- Lumb P. – Application of statistics in soil mechanics. In « Soil Mechanics: New Horizons », 1974, New York, American Elsevier Publ. Company, Inc.
- Magnan J.-P. – Les méthodes statistiques et probabilistes en mécanique des sols. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 1982, Paris, 203 p.
- Magnan J.-P. – Méthodes statistiques en mécanique des sols. Comptes rendus, Journées de Mécanique aléatoire appliquée à la construction, Paris, Juin 1984.
- Association Française de Recherche et d'Essais sur les Matériaux et les Constructions (AFREM), pp. 217-225.
- Magnan J.-P., Baghery S. – Étude probabiliste du comportement d'un remblai sur sols mous. *Revue Française de Géotechnique*, n° 20, 1982, pp. 5-11.
- Morin P. – Étude du comportement avant la rupture d'un remblai expérimental sur versant à Sallèdes (Puy-de-Dôme). Thèse de docteur ingénieur, École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1979, 318p.
- Schultze E. – Frequency distributions and correlation of soil properties. Proceedings, 1st International Conference on Applications of Statistics and Probability in Soil and Structural Engineering, Hong-Kong, 1972, pp. 371-388.
- Singh A. – How reliable is the factor of safety in foundation engineering? Proceedings, 1st International Conference on Applications of Statistics and Probability in Soil and Structural Engineering, Hong Kong, 1972, pp. 389-424.

13^e Réunion générale annuelle de l'Association Canadienne des Travaux en Souterrains Appel à communication

L'Association Canadienne des Travaux en Souterrains tiendra sa 13^e Conférence sur les tunnels ainsi que sa réunion annuelle à Montréal, Province du Québec (Canada),
du 18 au 20 octobre 1995

• Thème de la Conférence

Le but de la Conférence de 1995 est de présenter l'état de l'art dans le domaine de la construction des tunnels. Elle rassemblera des présentations sur des développements récemment terminés ou en cours, aussi bien que sur des exemples de pratique courante ou sur des études de cas. Les aspects d'ingénierie seront privilégiés. Des contributions traitant de l'emploi des matériels sont particulièrement souhaitées.

• Appel à communication

Les auteurs sont invités à envoyer un résumé de moins de 500 mots au Comité du Programme Technique de la Conférence (CPTC) à l'adresse ci-dessous. Les communications devront être originales et en accord avec le thème de la Conférence.

- Date limite de réception des résumés : **28 février 1995**
- Notification aux auteurs : **31 mars 1995**
- Date limite de réception des communications : **15 juin 1995**
sur des formes prêtes à la reprographie

La sélection des communications est sous la responsabilité du CPTC. Les résumés seront revus par au moins deux lecteurs.

• Comptes rendus

Les communications acceptées par la CPTC seront publiées dans un volume qui sera distribué à chaque participant. En plus, toutes les communications acceptées seront revues par le Bureau éditorial du *Canadian Tunneling Journal* et les textes acceptés seront aussi publiés par le Journal.

Adresse : Denis E. Gill
TPC/1995 TAC Conference
École Polytechnique
CP 6079, Succursale Centre-Ville
MONTRÉAL, QC, Canada
H3C 3A7

Tél. : (514) 340-5951
Fax : (514) 340-4477

M. OULD AMY
G. ROUSSET

Groupement pour l'étude
des Structures Souterraines
de Stockage (G. 3S)
École Polytechnique
91128 Palaiseau Cedex

Modélisation numérique en thermo-poro-élastoplasticité d'un stockage souterrain de déchets radioactifs en milieu argileux saturé Application au calcul du champ lointain

Résumé

Le calcul de la réponse thermique, hydraulique et mécanique d'un milieu argileux saturé, soumis à un dégagement de chaleur associé à un enfouissement de déchets radioactifs exothermiques, pose des problèmes nombreux et complexes : la tridimensionnalité des structures d'accueil, les couplages thermo-hydro-mécaniques forts et variés, la rhéologie du matériau hôte et le caractère éminemment transitoire des phénomènes en présence.

Dans le cadre d'une description théorique générale traitant les couplages thermo-hydro-mécaniques, on effectue une modélisation numérique, basée sur la méthode des éléments finis, appliquée à la thermo-poro-élasticité et à la thermo-poro-plasticité, visant à analyser l'évolution à long terme (approche globale ou champ lointain) des champs de température, de pression, des déplacements et des contraintes au sein du massif hôte. L'étude illustre l'ampleur des phénomènes hydrauliques, thermiques et mécaniques provoqués par l'enfouissement souterrain et présente des résultats qui intéressent directement le dimensionnement du stockage dans une formation argileuse standard.

A numerical modelling on thermo-poro-elastoplasticity of an underground radioactive wastes disposal in saturated clayey medium Application to the calculation of the far field

Abstract

The analysis of the thermal, hydraulic, and mechanical responses of a saturated medium, subjected to a thermal load attached at the underground evacuation of exothermal radioactive wastes, gives rise to numerous complex problems : the tridimensionality of the storage structure, the strong thermo-hydro-mechanical couplings and the eminently transient character of the phenomena.

After a brief presentation of the general theoretical framework of thermo-hydro-mechanical couplings, a numerical modelling is performed, based on the finite element method, applied to thermo-poro-elasticity and thermo-poro-plasticity ; the objective is to study the long term evolution (global approach or far field) of the temperatures, pore pressures, displacements, as well as the stresses within the host material.

This study illustrates the importance of the hydraulic, mechanical and thermal phenomena, as provoked by the underground evacuation of nuclear wastes, and presents the results which are useful to the dimensioning of underground storage in clayey formations.

Introduction

L'enfouissement des déchets radioactifs dans des formations géologiques profondes pose de nombreux et complexes problèmes géotechniques dont un large aperçu est donné par bon nombre de spécialistes (Habib, 1990 ; Berest, 1989 ; Rousset, 1990 ; Côme, 1988).

Si on se limite aux milieux argileux saturés, et si on se situe seulement dans le cadre du calcul des structures souterraines de stockage, telles qu'elles sont conçues pour accueillir les déchets radioactifs de type C (déchets de haute activité et de longue vie), des aspects multiples et fondamentaux doivent être examinés avec soin :

1) la tridimensionnalité des structures : une solution prévoit en effet le creusement de réseaux de galeries parallèles, aux murs desquelles sont forés des puits verticaux où seront déposés les conteneurs de déchets vitrifiés. Les puits constituent des sources volumiques chauffant tout le massif. Les galeries s'organisent sous forme de modules ;

2) des couplages thermo-hydro-mécaniques de tous ordres (Rousset, 1992 ; Giraud, 1993) se présentent dans un milieu poreux biphasique où le squelette est en forte interaction avec le fluide interstitiel, l'ensemble est soumis à une énergie thermique importante ;

3) la rhéologie de l'argile hôte de l'enfouissement, dont l'identification n'est pas toujours aisée. Son comportement mécanique n'est pas en général élastique linéaire. Dans la plupart des cas, il est soit élasto-plastique, soit élasto-viscoplastique, souvent écrouissable (Rousset, 1988) ;

4) l'aspect transitoire des phénomènes en présence est essentiel. Il est dû à la fois à la conduction thermique et à la diffusion hydraulique. Il peut être également dû à la rhéologie (viscosité), au changement de porosité et surtout à la nature des chargements thermiques et mécaniques. Les déchets C possèdent une très longue activité liée à leur nature physique radioactive (plusieurs dizaines de siècles de durée de vie pour certains radionucléides). Le chargement mécanique est lié, pour sa part, à l'exécution d'un nombre important d'ouvrages, étalée dans le temps suivant un calendrier précis ;

5) des couplages structurels existent : on ne peut pas étudier une structure donnée sans prendre en compte l'influence des autres structures voisines. L'interaction entre les structures souterraines de stockage est donc de règle. Les puits interagissent, les galeries aussi, les puits et les galeries de même...

La prise en compte de l'ensemble de ces facteurs ne peut pas bien évidemment faire l'objet d'un unique modèle où un seul calcul suffit pour le dimensionnement final des structures souterraines de stockage. Bien au contraire, il s'agit d'un vaste domaine de recherches où des stratégies globales et complémentaires sont indispensables pour maîtriser tel ou tel aspect, pour parvenir, grâce à un travail de synthèse, à garantir la sécurité de toute l'opération de l'enfouissement.

Une analyse attentive des phénomènes en présence révèle cependant l'existence de deux échelles de temps et de deux échelles d'espace : ce qui se passe au voisi-

nage des ouvrages creusés (puits, galeries, etc.) où les phénomènes locaux sont amplifiés (champ proche) (Ould Amy, 1992 ; Picard, 1993) est différent des phénomènes qui se produisent à l'échelle du massif (champ lointain) (Ould Amy et Rousset, 1994).

C'est dans ce dernier cadre que se situe la présente étude numérique sur la modélisation thermo-hydro-mécanique d'un enfouissement de déchets radioactifs exothermiques (déchets C) en massif argileux. Les modèles globaux (étude du champ lointain) donnent une information générale sur l'évolution à long terme des structures, et, de ce point de vue, ils constituent un élément essentiel de l'analyse de la sûreté des ouvrages à long terme. On doit éviter à tout instant que le confinement des déchets dans des milieux poreux profonds ait une incidence préjudiciable sur la biosphère et les nappes souterraines.

L'étude comprend trois parties. Une première partie qui rappelle le cadre théorique et numérique sur lequel se base la modélisation. Une analyse en thermo-poro-élasticité est présentée en deuxième partie, portant sur une étude de sensibilité visant à proposer un jeu de paramètres géométriques satisfaisants pour le stockage des déchets en milieu argileux. Enfin, la troisième partie nous rapproche davantage de la réalité de l'enfouissement : on y tient compte de la stratification du site, de l'élastoplasticité de la roche hôte et la loi réelle de dégagement thermique des déchets.

2

Cadre théorique et numérique

2.1

Équations de base de la thermo-poro-élasticité

Nous nous plaçons dans le cadre de la théorie générale des milieux poreux faite par Coussy (1991), fondée sur la thermodynamique des systèmes ouverts généralisant ainsi la théorie tridimensionnelle de Biot (1941).

L'évolution d'un milieu poreux saturé isotrope homogène élastique linéaire thermodilatant, obéissant aux lois de Darcy (écoulement du fluide interstitiel) et de Fourier (conduction de la chaleur), en l'absence de forces inertielles et de thermo-convection, peut être correctement décrite en petites déformations par le système suivant [on adopte dans toute la suite la convention de la mécanique des milieux continus : signe (+) pour la traction et signe (-) pour la compression] :

$$\operatorname{div} [\boldsymbol{\sigma} - \boldsymbol{\sigma}_o] + \mathbf{F} = 0 \quad (\text{équilibre}) \quad (1)$$

$$\operatorname{div} [\boldsymbol{\lambda}_h \cdot \mathbf{grad} \mathbf{P}] = \frac{1}{M} \frac{\partial \mathbf{P}}{\partial t} + b \frac{\partial e}{\partial t} - 3\alpha_m \frac{\partial \theta}{\partial t}$$

(diffusion hydraulique) (2)

$$\operatorname{div} [\boldsymbol{\lambda}_T \cdot \mathbf{grad} \mathbf{T}] = C_e^o \frac{\partial \mathbf{T}}{\partial t} + 3\alpha_o K_o T_o \frac{\partial e}{\partial t} - 3\alpha_m T_o \frac{\partial \mathbf{P}}{\partial t} - Q_v$$

(diffusion thermique) (3)

$$\sigma - \sigma_0 = \left(K_0 - \frac{2}{3} G \right) \mathbf{e} \mathbf{1} + 2G\boldsymbol{\varepsilon} - b(P - P_0) \mathbf{1} - 3\alpha_0 K_0 \theta \mathbf{1} \quad (\text{loi de comportement}) \quad (4)$$

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \frac{1}{2} [\text{grad } \mathbf{u} + {}^t \text{grad } \mathbf{u}] \quad (\text{petites déformations}) \quad (5)$$

où σ_0 (Nm^{-2}) représente le tenseur des contraintes initiales en l'absence de forces volumiques, σ (Nm^{-2}) est le tenseur de contraintes actuelles, \mathbf{F} (Nm^{-3}) les forces volumiques appliquées, λ_h ($\text{m}^4 \text{N}^{-1} \text{s}^{-1}$) le tenseur des conductivités hydrauliques, le point \bullet représente le signe de contraction entre deux tenseurs, P (Nm^{-2}) la pression interstitielle, M (Nm^{-2}) le module de Biot, b (sans dimension) est le coefficient de Biot, e (sans dimension) la déformation volumique ($e = \text{div } [\mathbf{u}] = \text{trace du tenseur des déformations } \boldsymbol{\varepsilon}$), α_m ($^\circ\text{C}^{-1}$) le coefficient de dilatation linéique thermique différentielle du fluide et de la matrice poreuse en conditions drainées, θ ($^\circ\text{C}$) est la variation de température subie, T (K) la température absolue, t (s) représente le temps, λ_T ($\text{Wm}^{-1} \text{C}^{-1}$) le tenseur des conductivités thermiques, C_ε^0 ($\text{Jm}^{-3} \text{C}^{-1}$) la capacité calorifique à volume constant, α_0 ($^\circ\text{C}^{-1}$) le coefficient de dilatation thermique linéique drainé, K_0 (Nm^{-2}) le module élastique drainé de compression isotrope, T_0 (K) la température uniforme de référence, Q_v (Wm^{-3}) la puissance volumique thermique, G (Nm^{-2}) le module de cisaillement et P_0 (Nm^{-2}) la pression interstitielle de référence. On rappelle entre parenthèses les dimensions dans le système SI des différents paramètres.

Remarquons que pour un milieu indéformable et isobare, l'équation (3) est l'équation de diffusion thermique classique avec un terme source volumique. Il semble même que pour les applications usuelles, l'influence des termes de couplages dans l'équation (3) est négligeable sur l'évolution de la température. On reviendra plus tard sur ce point dans notre étude thermo-hydro-mécanique de l'enfouissement.

Le modèle théorique poro-élastique ainsi défini nécessite quatre types de données : les chargements thermiques, hydrauliques et mécaniques, les conditions aux limites (C.L) thermiques, hydrauliques et mécaniques également, les conditions initiales (C.I) et 12 paramètres physiques (cas isotrope) indépendants : E_0 , ν_0 , γ , b , λ_T , C_ε^0 , M , γ_w , α_m , α_0 , λ_T , T_0 . La résolution de ce modèle théorique relève des méthodes numériques.

2.2

Modèle numérique

La formulation variationnelle dite faible en déplacement appliquée aux équations (1) à (5), avec prise en compte des conditions aux limites, suivie d'une discrétisation de l'espace du domaine étudié puis assemblage conformément à la méthode des éléments finis, donnent le système algébrique à résoudre (Dangla, 1992 ; Skoczylas, 1992) :

$$[\mathbf{R}_{UU}] \{ \mathbf{U} \} + [\mathbf{C}_{UP}] \{ \mathbf{P} \} + [\mathbf{C}_{UT}] \{ \mathbf{T} \} = \{ \mathbf{F} \} \quad (6)$$

$$[\mathbf{C}_{UP}]^T \{ \dot{\mathbf{U}} \} + [\mathbf{R}_{PP}] \{ \mathbf{P} \} + [\mathbf{M}_{PP}] \{ \dot{\mathbf{P}} \} + [\mathbf{C}_{PT}] \{ \dot{\mathbf{T}} \} = \{ \mathbf{W} \} \quad (7)$$

$$[\mathbf{C}_{UT}]^T \{ \dot{\mathbf{U}} \} + [\mathbf{C}_{PT}] \{ \dot{\mathbf{P}} \} + [\mathbf{R}_{TT}] \{ \mathbf{T} \} + [\mathbf{M}_{TT}] \{ \dot{\mathbf{T}} \} = \{ \mathbf{Q} \} \quad (8)$$

où $[\cdot]$ désigne la notation matricielle et $\{\cdot\}$ la notation vectorielle. Les inconnues nodales sont les déplacements $\{U\}$, la pression interstitielle $\{P\}$ et la température $\{T\}$. Les lettres R et M correspondent respectivement aux matrices de « rigidité » et de « masse », tandis que la lettre C introduit les matrices des divers couplages. Les vecteurs $\{F\}$, $\{W\}$ et $\{Q\}$ constituent respectivement le chargement nodal mécanique, hydraulique et thermique.

L'évolution du milieu thermo-poreux est donc complètement déterminée par la résolution d'un système matriciel linéaire symétrique différentiel de premier ordre exigeant le choix d'un schéma d'intégration dans le temps, par exemple, une interpolation linéaire entre les instants t et $t + \Delta t$ du type semi-implicite :

$$f(t + \alpha \Delta t) = (1 - \alpha) f(t) + \alpha f(t + \Delta t) \quad \text{où } \alpha \in [0,1] \quad (9)$$

f pouvant être $\{U\}$, $\{P\}$ et $\{T\}$. C'est ce système que résout le module MPLI du code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC (Humbert, 1989), outil de base de la modélisation qui suit.

3

Analyse thermo-poro-élastique de l'enfouissement

Un schéma actuellement étudié de l'enfouissement profond des déchets radioactifs de type C (classification française) en milieu argileux consiste à creuser un réseau de galeries horizontales parallèles au mur desquelles on creuse des puits verticaux, régulièrement espacés. Les puits sont destinés au dépôt des contenants des déchets vitrifiés. La géométrie tridimensionnelle du problème du stockage est illustrée par la figure 1. La durée de service des galeries est de l'ordre de quelques dizaines d'années.

Il existe en général deux approches différentes et complémentaires pour étudier ce problème : une approche par champ proche qui s'intéresse à la caractérisation des phénomènes locaux au voisinage immédiat des ouvrages (puits et galeries) et une approche par champ lointain qui s'intéresse, elle, à examiner les phénomènes qui se produisent à l'échelle du massif. Comme la durée de vie des déchets en question est beaucoup plus longue que la durée de service des ouvrages (galeries, par exemple), on peut considérer que cette dernière approche dite globale constitue un élément essentiel de l'évolution du stockage à long terme.

Dans ce cas, la puissance totale fournie par les puits est uniformément distribuée dans un cylindre dont la section est équivalente à l'emprise du stockage (superficie) et de faible épaisseur (modèle du type galette). L'épaisseur de la galette représente la longueur des puits. Ce modèle dit global permet de ramener le problème tridimensionnel (Fig. 1) à un problème bidimensionnel axisymétrique (Fig. 2). L'hypothèse d'axisymétrie se justifie par deux raisons : la géométrie des puits et leur espacement régulier.

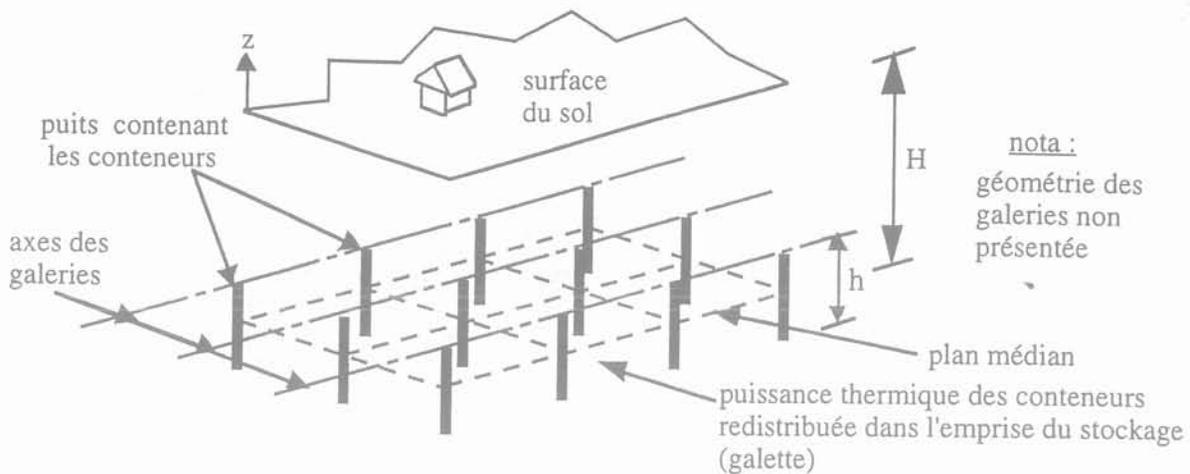


FIG. 1 Vue en plan horizontal de la structure de stockage avec la distribution des puits.
Horizontal layout of the storage structure, showing the rectangular grid of boreholes.

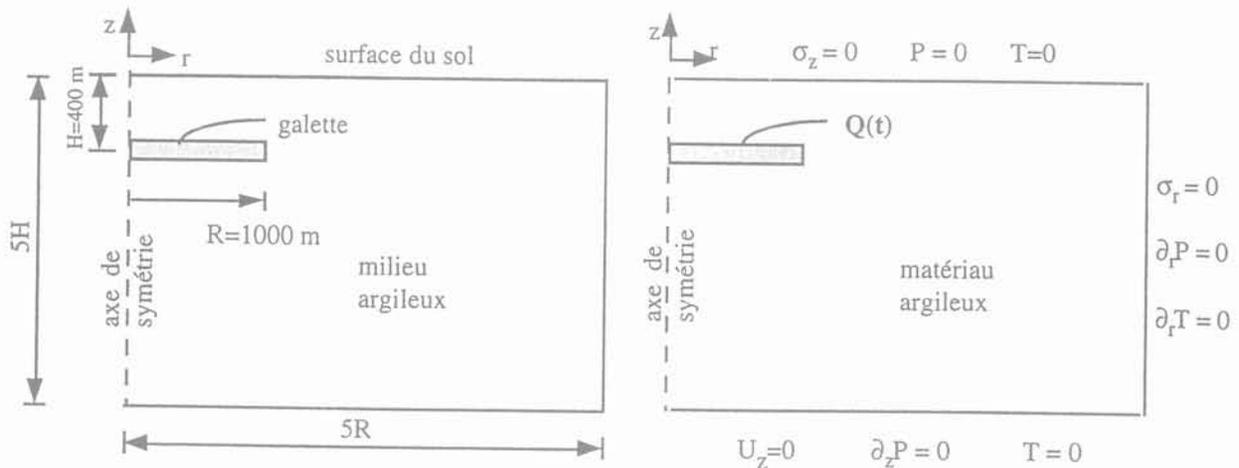


FIG. 2 Domaine d'analyse et conditions aux limites.
Domain of analysis and the boundary conditions.

3.1

Objectifs de l'étude

L'objectif principal de l'étude thermo-poro-élastique est de mener une réflexion autour de questions concrètes :

- 1) Quel est l'effet de l'épaisseur de la galette (longueur des puits) sur la réponse thermique, hydraulique et mécanique du massif ? L'augmentation de l'épaisseur agit-elle dans le sens de la sécurité ?
- 2) Peut-on évaluer le domaine de validité de modèles mono-dimensionnels thermo-poro-élastiques grâce à l'étude paramétrique de l'élançement ?
- 3) Existe-t-il des zones du massif suffisamment chargées susceptibles d'une éventuelle plastification ?
- 4) Dans quel sens agit l'écoulement de l'eau interstitielle (chemins de drainage) en vu d'applications hydrogéologiques ultérieures ?
- 5) Quelle serait l'amplitude du soulèvement de la surface du sol causé par l'enfouissement profond ? Ce déplacement est-il réversible à long terme ?

3.2

Géométrie, maillage, état initial et conditions aux limites

On raisonnera dans toute la suite par rapport à un état de référence hydrostatique : les quantités calculées sont donc des variations par rapport à cet état.

La géométrie et les conditions aux limites sont illustrées sur la figure 2. On considère que la température moyenne à la surface du sol n'est pas affectée par l'enfouissement pendant la période étudiée.

Récapitulons alors :

- C.I. : • $\{u\} = \{t\} = \{P\} = \{0\}$ à $t = 0$;
- C.L. : • $\{u\}$: $u_r = 0$ sur l'axe $r = 0$ et sur la limite latérale, $u_z = 0$ sur la base du modèle ;
- $\{T\}$: $T = 0$ à la surface du sol $z = 0$ et sur la base du modèle, $\partial_r T = 0$ sur la limite latérale du modèle ;
- $\{P\}$: $P = 0$ drainage à la surface du sol $z = 0$ et flux nul partout ailleurs : $\partial_r P = 0$.

Une étude paramétrique portant sur l'épaisseur de la galette est effectuée. On envisage 7 valeurs : $h = 10$ m, 20 m, 40 m, 60 m, 80 m, 120 m, 140 m. Un maillage typique est présenté sur la figure 3, volontairement raffiné au voisinage de la structure chauffante (zones à forts gradients). Il comporte 1 650 nœuds et 747 éléments finis isoparamétriques quadratiques adaptés aux calculs de diffusion (triangles à 6 nœuds mixés à des quadrilatères à 8 nœuds).

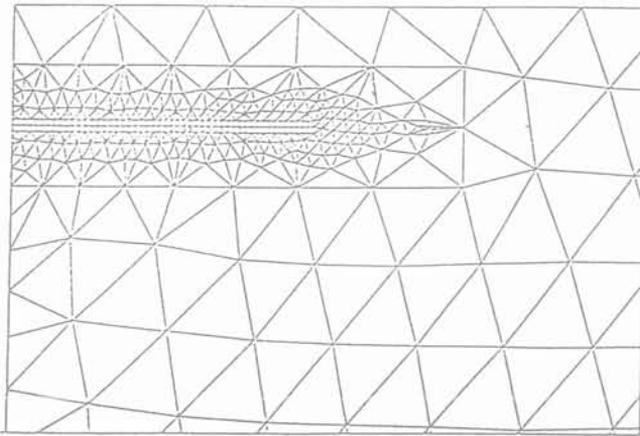


FIG. 3 Maillage d'éléments finis.
The finite element mesh.

3.3

Paramètres physiques

On considère, à ce stade, un calcul homogène : la structure chauffante possède les mêmes caractéristiques physiques que le massif avoisinant. Celles de ce dernier sont données dans le tableau I. Ces paramètres correspondent aux plus récentes données recueillies sur une argile du bassin parisien à la cote 400 m, profondeur envisagée pour l'enfouissement dans cette étude.

3.4

Chargement thermique

Le seul chargement considéré dans toute l'étude est la puissance thermique dégagée par les déchets radioactifs. On tient compte, à ce stade (on appliquera la loi de dégagement dans toute sa généralité dans l'analyse thermo-poro-élastoplastique qui suit) que du premier

terme exponentiel en fonction du temps t , compté en années :

$$q(t) = q_0 \cdot \exp(-wt) \quad (10)$$

avec :

$q_0 = 4,92 \cdot 10^7$ W correspondant à la puissance initiale dégagée, après trente ans de refroidissement à la surface du sol, par 10^5 tonnes d'uranium métal produisant chacun un millier de watts ;

$w = 0,024 \text{ an}^{-1}$ inverse de la constante de temps (41,6 ans) liée à la décroissance radioactive des déchets.

La puissance volumique introduite s'écrit alors :

$$Q(t) = \frac{q(t)}{\pi R^2 h} \quad (11)$$

où R représente le rayon de la galette et h son épaisseur.

3.5

Analyse des résultats

3.5.1

Température et pression interstitielle

Les évolutions des champs de température et de pression étant à peu près analogues d'un point de vue qualitatif, nous avons volontairement regroupé leur analyse. La figure 4 donne, pour toutes les épaisseurs étudiées de galettes l'évolution temporelle au centre du stockage, là où les grandeurs sont maximales, tandis que la figure 5 donne l'évolution spatiale des profils de température et de pression le long de l'axe de symétrie du stockage pour différents instants. Il s'agit d'une diffusion hydraulique dont le moteur est la diffusion thermique aux tendances qualitatives prévisibles, découlant directement de la nature transitoire du chargement thermique :

- on note indépendamment de l'épaisseur de la galette la présence d'un paroxysme thermique et d'un paroxysme hydraulique. L'instant et l'intensité de ces deux paroxysmes dépendent de l'épaisseur de la galette. Plus l'épaisseur est faible, plus les paroxysmes hydraulique et thermique sont forts (à cause de la concentration de l'énergie dans un volume réduit) et se produisent plus vite ;

- à court terme, pendant la phase d'échauffement au centre du stockage, l'effet de l'épaisseur est relativement net sur les températures, moins important sur les pressions interstitielles. Mais après 200 ans environ, se produit une uniformisation aussi bien thermique

TABLEAU I Caractéristiques physiques de l'argile.

Poids volumique γ	= 20 MN m ⁻³	Porosité n	= 20 %
Module d'Young drainé E_0	= 2 330 MPa	Coefficient de Biot b	= 1
Coeff. de Poisson drainé ν_0	= 0,3	Température de référence T_0	= 293 K
Poids volumique de l'eau γ_w	= 10 MN m ⁻³	Capacité calorifique à volume constant C_e^0	= 2,85 10 ⁶ Jm ⁻³ K ⁻¹
Module de Biot M	= 5 500 MPa	Conductivité thermique isotrope λ	= 1,7 Wm ⁻¹ K ⁻¹
Perméabilité isotrope k	= 4.10 ⁻¹² ms ⁻¹	Coeff. drainé de dilatation thermique α_0	= 10 ⁻⁵ K ⁻¹
Module de compression K_0	= 1 940 MPa	Dilatation thermique différentielle drainée α_m	= 2,45 10 ⁻⁵

qu'hydraulique : l'état final (long terme) de la température et de la pression est indépendant de l'épaisseur de la galette ;

– la zone affectée par l'écoulement et par l'échauffement est variable : son importance est fonction de l'importance de l'épaisseur de la galette ;

– contrairement au paroxysme thermique qui se situe toujours au centre de stockage, le paroxysme hydraulique (Fig. 5b) se déplace du centre vers une zone de part et d'autre de celui-ci qui se développe dans le temps. Ce phénomène est remarquable seulement dans la phase de refroidissement du centre du stockage. Il découle en fait du rôle du terme (3) de l'équation (2) qu'il faut bien analyser. Pendant la phase de l'échauffement, c'est ce terme qui est responsable de la surpression interstitielle ; on peut l'interpréter comme un chargement hydraulique d'origine thermique, autrement dit il constitue un apport de volume fluide qui génère naturellement la pression du fluide. Pendant cette phase, l'eau est drainée de la zone chauffée vers le massif. Pendant la phase de refroidissement, le centre de stockage se refroidit le plus vite, et en ce point le terme (3) change de sens ($\partial T < 0$) soutirant ainsi une partie de l'apport de masse fluide, ce qui s'accompagne d'une diminution de pression interstitielle alors qu'au-delà du centre de stockage, le massif continue de s'échauffer générant de ce fait la surpression interstitielle. C'est pourquoi la localisation du paroxysme hydraulique (Fig. 5b) hors du centre de stockage se produit toujours dans la phase de refroidissement du centre du stockage.

Du point de vue quantitatif, on peut formuler les remarques suivantes :

– le maximum de pression est de l'ordre de 4 MPa pour $h = 10$ m ; le maximum de température est atteint pour cette même épaisseur et vaut environ 72 °C. Le tableau II résume l'ensemble des valeurs maximales de pression et de température ainsi que les instants de paroxysme correspondants pour chaque épaisseur de galette. Si on ajoute à ces variations les champs de température et de pression initiales on obtient un maximum thermique de l'ordre de 100 °C, en ne tenant compte que du premier terme de la puissance volumique des déchets, ce qui tend à minorer ce paroxysme (si on prend 15 °C comme température moyenne au sol et un gradient géothermique d'environ 0,03 °C/m), tandis que le maximum de pression est de l'ordre de 8 MPa. *A priori*, ces valeurs ne représenteraient pas, du point de vue thermique et hydraulique, des risques majeurs ou préjudiciables à la sécurité de l'enfouissement des déchets radioactifs dans une argile raide ;

– quelle que soit l'épaisseur de la galette, le paroxysme hydraulique semble se produire toujours plus vite que le paroxysme thermique ; celui-ci s'étale, suivant l'épaisseur de 40 ans ($h = 10$ m) à 90 ans ($h = 140$ m), tandis que le premier varie entre 35 ans ($h = 10$ m) et

65 ans ($h = 140$ m). Ce phénomène s'explique : la diffusivité qui importe ici n'est pas le coefficient de consolidation classique auquel sont habitués les mécaniciens des sols argileux [$c_v = \lambda_h / (E_0 \gamma_w)$] saturés. Ce coefficient, quoique faible dans notre application, n'est pas déterminant pour une argile raide où la porosité ne change pas énormément. C'est la diffusivité hydraulique pure qui est le responsable principal des échanges d'eau, sous le chargement thermique : $k_h = \lambda_h M$, soit $2,22 \cdot 10^{-6}$ m²/s. La diffusivité thermique, elle, est de l'ordre de $6 \cdot 10^{-7}$ m²/s ($\lambda T / \rho C$). Il en résulte donc que la diffusion hydraulique est plus rapide que la diffusion thermique.

• Isovaleurs, lignes de courant et vitesses

Pour avoir une idée globale de la répartition spatiale des champs de température et de pression, on a tracé pour un seul jeu de données ($h = 40$ m) les isothermes et les isobares à des instants différents, ainsi que les vitesses (flux de fluide ou de chaleur), les lignes de courant étant les lignes où les vitesses sont tangentes. La figure 6 donne les équipressions aux instants 50 ans et 100 ans et la figure 7 les isothermes à 50 ans.

L'examen de ces figures confirme l'analyse déjà faite : forte activité hydraulique et thermique dans la zone du stockage, gradients verticaux élevés, écoulement vers les zones à basse pression dans le massif, conduction de chaleur vers les zones froides du milieu hôte. Pendant la phase du refroidissement du centre du stockage (temps supérieur à 50 ans), on voit nettement les deux écoulements : au voisinage de la galette retour de l'écoulement vers le stockage (la galette), au-delà on a un écoulement vers le massif. Au voisinage de celui-ci, à la limite latérale de stockage, l'écoulement et la conduction sont bidimensionnels. En dehors de cette zone, les isothermes et les isovaleurs sont presque des lignes horizontales auxquelles sont perpendiculaires les vitesses. Plus le temps augmente, plus se développe un écoulement et une conduction radiaux vers la pointe de la galette.

3.5.2

Déplacements et déformations

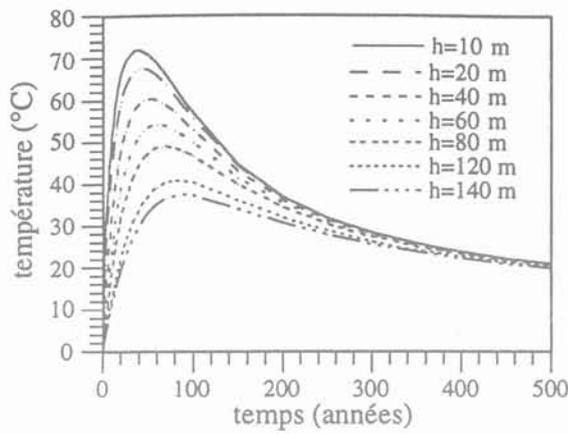
La figure 8 présente le profil du déplacement vertical le long de l'axe du stockage à l'aplomb du centre à des instants différents et pour les épaisseurs minimale et maximale de la galette. Ensuite la déformée du contour initial (Fig. 9) à 50 ans, ainsi que les isovaleurs des déplacements verticaux et des déplacements radiaux (Fig. 10) à ce même instant complètent la présentation.

Les commentaires suivants peuvent être faits :

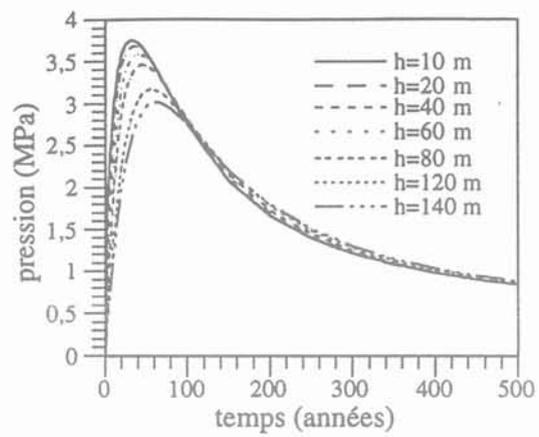
– indépendamment de l'épaisseur, le déplacement vertical augmente à mesure que l'on s'approche de la surface du sol, mais il n'est pas maximal en ce point. Le déplacement maximal se situe entre le milieu du stockage et la surface du sol ;

TABLEAU II Paroxysmes thermique et hydraulique.

h	(m)	10	20	40	60	80	120	140
T_{\max}	(°C)	71,8	67,6	60,3	54,2	49,1	40,7	37,4
t (T_{\max})	(ans)	40	45	50	60	70	80	90
P_{\max}	(MPa)	3,8	3,7	3,7	3,6	3,5	3,2	3,0
t (P_{\max})	(ans)	35	37	40	42	45	55	65

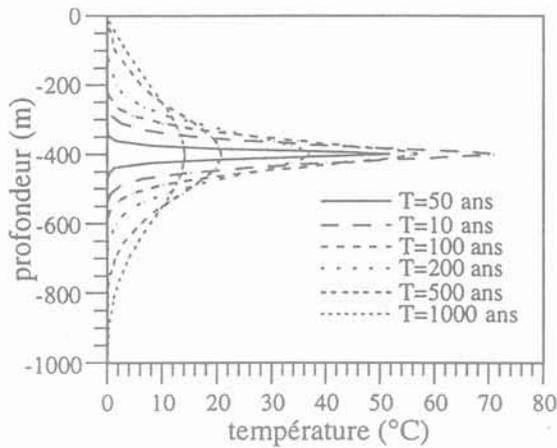


(a) Température

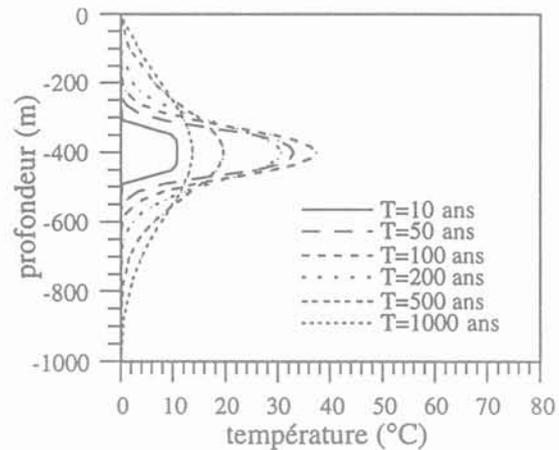


(b) Pression

FIG. 4 Évolution de la température et de la pression interstitielle au centre de la galette.
Evolution of the temperature (a) and the pore water pressure (b) at the centre of the cake.



(a) Profil de température pour h=10m
(a) Temperature profile for h=10m



(b) Profil de température pour h=140m
(b) Temperature profile for h=140m

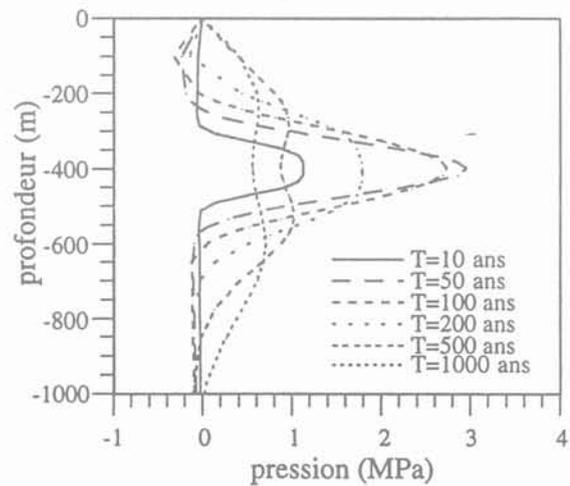
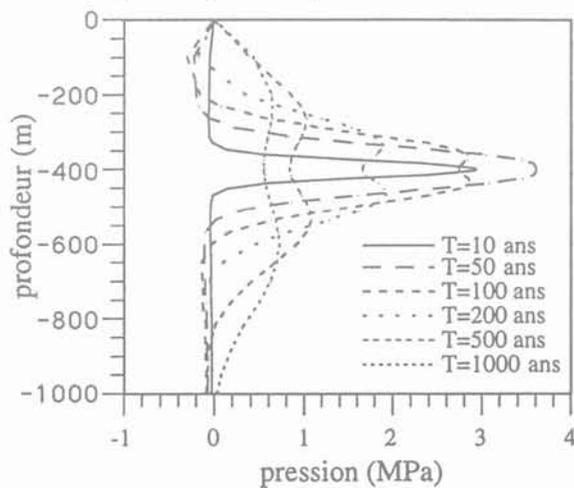
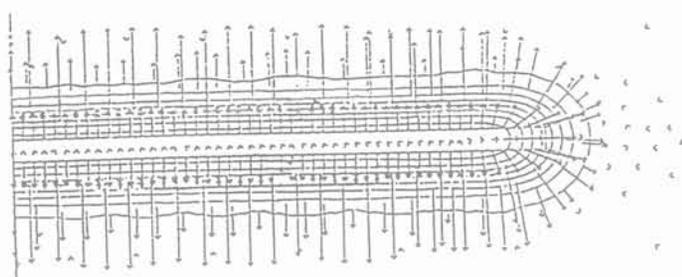
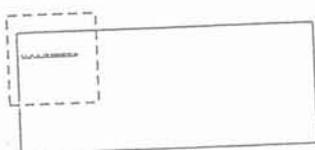
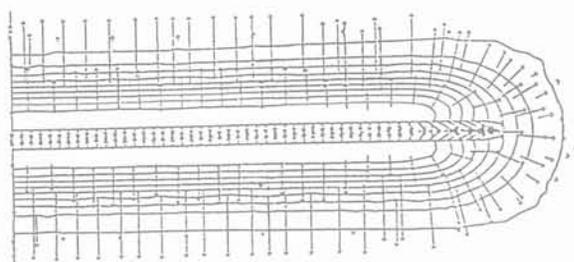


FIG. 5 Profils de température et de pression interstitielle le long de l'axe de symétrie pour les épaisseurs minimale ($h = 10$ m) et maximale ($h = 140$ m).
Temperature and pore pressure profiles along the axis of symmetry for the minimum ($h = 10$ m) and the maximum ($h = 140$ m) thicknesses.



(a) équipressions à $t=50$ ans
(a) isobars at $t=50$ years



(b) équipressions à $t=100$ ans
(b) isobars at $t=100$ years

FIG. 6 Équipressions à deux instants : $t = 50$ ans et $t = 100$ ans.
Isobars at two instants : $t = 50$ years and $t = 100$ years.

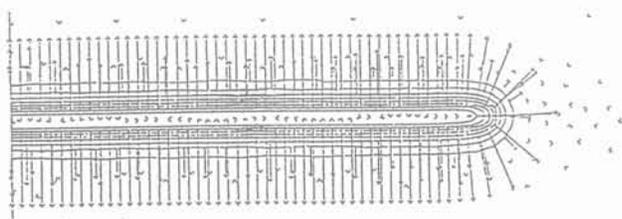


FIG. 7 Isothermes à $t = 50$ ans.
Isotherms at $t = 50$ years.

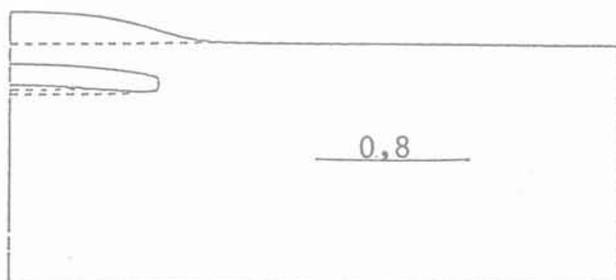
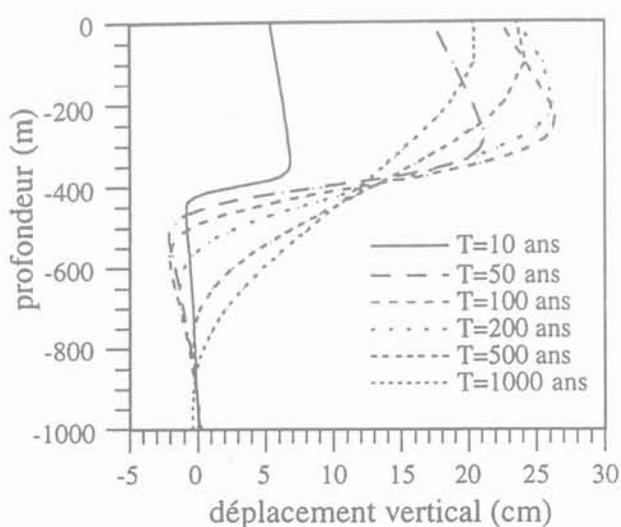
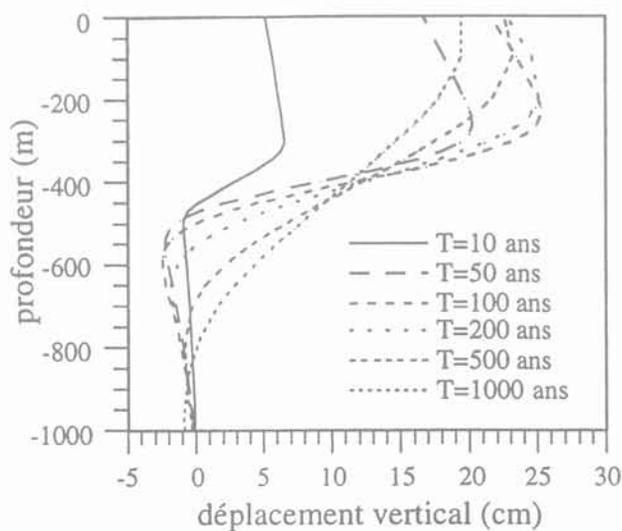


FIG. 9 Déformée des contours du maillage illustrant l'amplitude et le sens du champ de déplacement.
The deformed contour lines showing the displacement field. A global upheaval is observed.

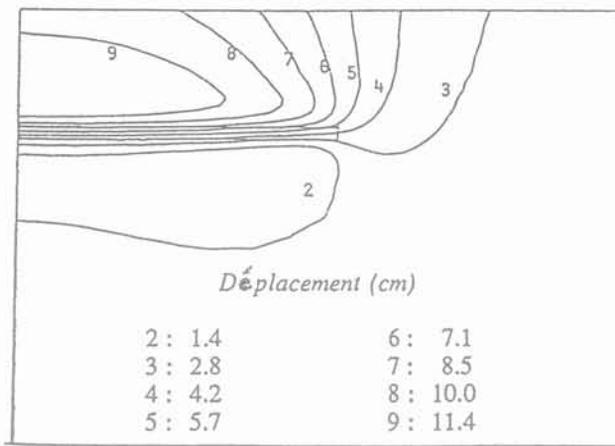


(a) $h=10$ m

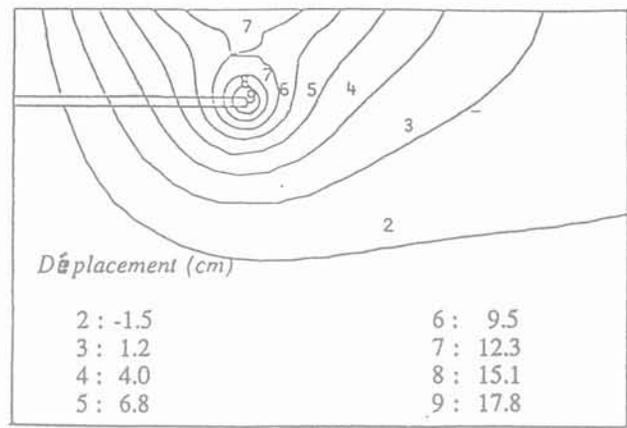


(b) $h=140$ m

FIG. 8 Profil du déplacement vertical le long de l'axe de symétrie pour les épaisseurs minimale ($h = 10$ m) et maximale ($h = 140$ m).
Vertical displacement profiles along the axis of symmetry for the minimum ($h = 10$ m) and the maximum ($h = 140$ m) thicknesses.



(a) Déplacement vertical
(a) Vertical displacements



(b) Déplacement radial
(b) Horizontal displacements

FIG. 10 Isovaleurs des déplacements verticaux et horizontaux dans le massif à $t = 50$ ans.
Isovalues of the vertical and horizontal displacements in the medium at time $t = 50$ years.

– pendant la phase de l'échauffement, plus le temps augmente plus le déplacement croît à la surface du sol. Il y atteint environ 23 cm à l'instant 200 ans, et ce quelle que soit l'épaisseur de la galette. Celle-ci influence très peu les résultats des déplacements verticaux : elle produit une différence d'un cm à peu près entre les épaisseurs minimale et maximale ;

– il se produit une diminution extrêmement lente des déplacements pendant la phase de refroidissement : à 1 000 ans, le déplacement est de l'ordre de 19,5 cm à la surface du sol et de 12 cm au centre du stockage ;

– le soulèvement de la surface du sol, libre de toute contrainte, intéresse une zone de rayon égal à 1 800 m environ (Fig. 9), ce qui dépasse largement l'extension horizontale de la galette ($r = 1\ 000$ m). On remarque également sur la courbe des déformées des contours le caractère bidimensionnel des déformations.

• Isovaleurs des déplacements

Les isovaleurs des déplacements verticaux et radiaux donnent une idée plus globale de la répartition spatiale du champ de déplacement, qui conforte l'analyse et les commentaires précédents. On note que les isovaleurs de la composante radiale du déplacement s'organisent de manière concentrique, autour de la pointe de la galette et suivent en fonction du temps une expansion vers la surface du sol à l'aplomb de l'extrémité de la galette.

D'une manière générale, la composante verticale (le soulèvement) diminue beaucoup plus lentement que le mouvement radial que la galette transmet au massif. En effet celui-ci oppose à l'expansion de la galette une rigidité plus grande dans le sens radial plus que dans le sens vertical.

Du point de vue qualitatif, notons qu'à la différence des diffusions hydraulique et thermique qui s'effectuent de part et d'autre du centre de manière presque symétrique, on ne constate en mécanique qu'un soulèvement d'ensemble vers le haut. D'autre part, alors que la diffusion thermique et hydraulique est approximativement monodimensionnelle, les déplacements sont véritablement bidimensionnels.

On peut également remarquer que la diffusion est plus sensible à l'épaisseur de la galette que ne le sont les déplacements. Cela s'explique par une raison simple : les déplacements en un point dépendent de la distribution spatiale de la température et de la pression interstitielle, et de ce fait ils sont plus sensibles à l'énergie globale (constante) répartie dans la galette.

3.5.3

Évolution des contraintes

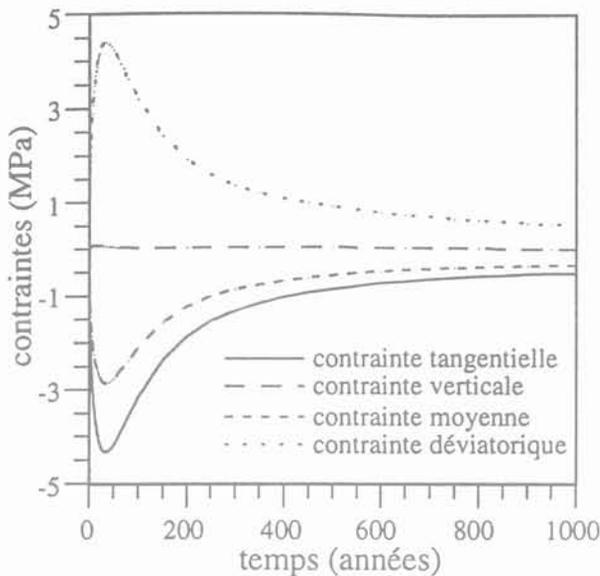
On s'intéresse particulièrement aux phénomènes au centre du stockage, lieu le plus chargé mécaniquement de la galette. La figure 11 donne l'évolution temporelle au milieu du stockage des quatre contraintes σ_θ (contrainte tangentielle), σ_z (contrainte verticale), σ_m (contrainte moyenne) et σ_{eq} (contrainte déviatorique de Von-Mises) pour les épaisseurs minimale et maximale de la galette.

Le point le plus remarquable semble être l'établissement d'un paroxysme mécanique, dont l'intensité varie légèrement avec l'épaisseur de la galette ; plus celle-ci est faible, plus le paroxysme mécanique est fort et se produit plus vite. Par exemple, pour une épaisseur de galette égale à 10 m, le déviateur maximal est de l'ordre de 4,5 MPa à l'instant 35 ans. Il est d'environ 3 MPa à l'instant 65 ans pour l'épaisseur $h = 140$ m. Il est intermédiaire entre ces deux valeurs pour les autres épaisseurs étudiées. Ces variations de paroxysme mécanique avec l'épaisseur répercutent l'évolution des diffusions thermique et hydraulique.

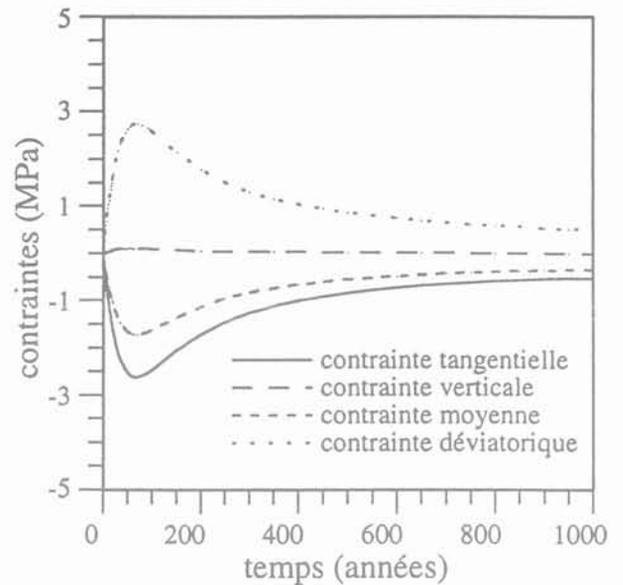
Remarquons qu'au centre du stockage, la contrainte équivalente de Mises s'identifie presque en valeur absolue à la contrainte orthoradiale. Pour une raison simple : au centre, le tenseur est naturellement diagonal $[\sigma = \text{diag} [\sigma_r, \sigma_z, \sigma_\theta]]$, et dans ce cas σ_{eq} est donnée par la relation :

$$\frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + (\sigma_\theta - \sigma_z)^2 + (\sigma_r - \sigma_z)^2} ; \text{l'équilibre}$$

sur l'axe du stockage impose l'égalité des contraintes



(a) h=10m



(b) h=140m

FIG. 11 Évolution des quatre contraintes σ_r , σ_z , σ_m et σ_{eq} au centre du stockage pour les épaisseurs minimale ($h = 10$ m) et maximale ($h = 140$ m).

Evolution of the four stresses σ_r , σ_z , σ_m and σ_{eq} at the centre of the storage structure for the minimum ($h = 10$ m) and the maximum ($h = 140$ m) thicknesses.

radiale et tangentielle ; la contrainte verticale est presque nulle ($\sigma_z \sim 0$) ; il en résulte que : $\sigma_{eq} \sim |\sigma_r|$. Une conséquence directe de cette remarque fait que la contrainte moyenne vérifie une relation simple :

$$\sigma_m(t) \sim \frac{2}{3} \sigma_r(t), \text{ ce que l'on obtient bien (Fig. 11).}$$

L'importance relative du déviateur au centre de la galette nous conduit à nous poser la question de la plastification de l'argile dans ces zones chargées. Tout va dépendre en fait de la cohésion à long terme de l'argile raide considérée. Les essais effectués sur des argiles raides montrent à court terme une cohésion variant de 5 MPa à 7 MPa. Il est possible qu'en prenant en compte tous les termes de la puissance thermique dégagée par les déchets, on arrive à un déviateur de ce même ordre de grandeur. On examinera cette question dans la seconde analyse thermo-poro-plastique.

Le cisaillement se développe seulement à l'extrémité de la galette ($r = 1\,000$ m). La contrainte σ_{rz} s'annule dans le plan médian du stockage. Elle est de traction en dessous, de compression au-dessus de ce plan. On explique parfois l'amorce de la traction au voisinage de la limite latérale de la galette, par une analogie avec une poutre (Ghoreychi, 1990). En fait, la présence de la contrainte de cisaillement nous indique l'existence d'un mouvement bidimensionnel de la galette dans son extension latérale. La valeur du cisaillement en traction et en compression est de l'ordre de 0,8 MPa à 50 ans au voisinage de l'extrémité de la galette (Fig. 12).

3.6

Comparaison des résultats avec un modèle semi-analytique monodimensionnel

L'examen de l'allure des gradients thermiques et hydrauliques (Fig. 6 et 7) nous incite à comparer nos

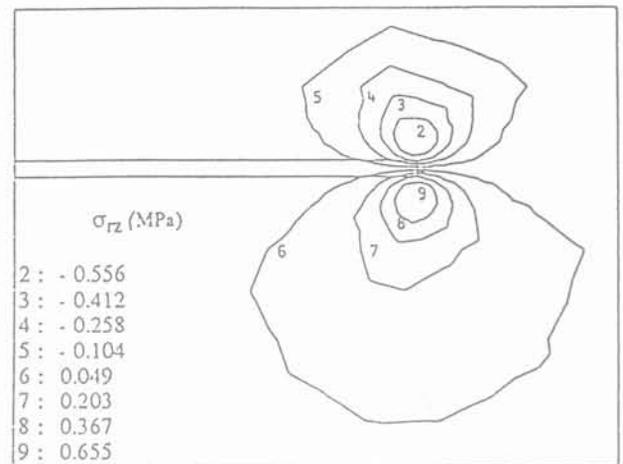


FIG. 12 Isovaleurs de la contrainte de cisaillement σ_{rz} à l'instant $t = 50$ ans pour l'épaisseur $h = 40$ m.

The isovalues of the shear stress σ_{rz} at the time $t = 50$ years for the thickness $h = 40$ m.

résultats avec ceux donnés par les modèles unidirectionnels. Certes, ces derniers ne prétendent pas décrire ce qui se passe au voisinage de la pointe de la galette, encore moins étudier les déplacements radiaux, ni non plus le cisaillement à la limite latérale du stockage. Mais dans l'axe du stockage ($r = 0$), on peut espérer qu'à court terme les résultats thermiques, hydrauliques et mécaniques (déplacement vertical, contrainte latérale) ne diffèrent pas beaucoup. On peut aussi évaluer le domaine de validité des modèles monodimensionnels : à partir de quel instant et de quel élargissement de la galette l'écart entre les deux calculs devient significatif.

Le modèle monodimensionnel dont il est question ici, a été mis au point par Giraud (1993). Il suppose une extension infinie de la galette (élancement nul) : les

déchets sont ainsi confinés dans une couche semi-infinie d'argile saturée homogène isotrope élastique linéaire (tous les paramètres physiques sont constants). Considérons une couche d'argile d'épaisseur h , chauffante (dégageant une puissance volumique $Q_v(t) = Q_0 e^{-\omega t}$), dont le centre est à la distance H de la surface du sol (Fig. 13). A la surface du sol, libre de toute contrainte, une condition de drainage et une température nulle sont imposées (on raisonnera par rapport à un état thermo-hydro-mécanique initial en équilibre).

Dans ces conditions, Giraud montre que la solution du problème thermique (découplé de la mécanique et de l'hydraulique) permet d'obtenir, par combinaisons linéaires, l'expression analytique de la pression interstitielle et de la déformation volumique. La solution du problème mécanique (le déplacement vertical) s'en déduit par intégration numérique.

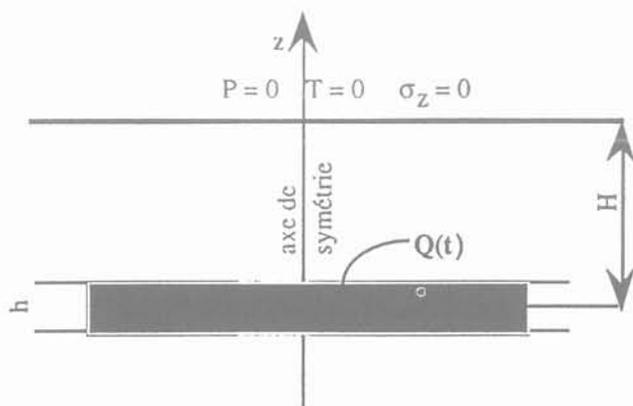


FIG. 13 Problème monodimensionnel de stockage (Giraud, 1993).
Monodimensional problem of the storage (Giraud, 1993).

• Résultats

On a tracé au centre de stockage (là où les grandeurs hydrauliques et thermiques doivent être les plus comparables) les pressions interstitielles ainsi que les températures (Fig. 14) et la contrainte latérale (Fig. 15) en fonction du temps pour différents élargissements de la galette. Enfin, le déplacement axial à divers instants et pour les mêmes élargissements est illustré sur la figure 16.

D'une façon générale, plus l'élargissement est faible, plus les résultats des deux calculs se rapprochent et l'écart apparaît moins vite. Avant 30 ans, l'accord entre les résultats thermiques est très bon. Ils ne dépassent guère les 2 % de différence pour les élargissements inférieurs à 0,02 et se rapproche de 8 % à 150 ans pour l'élargissement 0,07. La diffusion hydraulique semble mieux répercuter l'importance de l'élargissement mais là encore les différences n'excèdent pas 10 % pour les élargissements étudiés.

L'écart se ressent plus vite aux grands élargissements. Cependant, le modèle monodimensionnel surestime davantage les résultats mécaniques conduisant à une contrainte latérale majorée d'environ 15 % pour les plus grands élargissements et à long terme. La différence entre les déplacements est significative pour tous les élargissements étudiés puisqu'elle dépasse les 30 % à long terme à la surface du sol.

Ces différences s'expliquent : la couche infinie amplifie l'effet du dégagement de chaleur et génère plus de surpression interstitielle et majore la contrainte latérale. Le champ de déplacement étant obtenu par intégration le long de l'axe du stockage d'une combinaison de la pression et de la température, il cumule les différences entre les résultats des calculs mono et bidimensionnels.

On peut tout de même retenir que pour les premières dizaines d'années de stockage (environ 30 ans), les résultats que donne le modèle 1D (sur l'axe du stockage) sont pratiquement identiques à ceux obtenus par le modèle 2D, ce qui était prévisible. En effet, à court terme, on peut écrire : $\partial_r P / \partial_z P \approx \partial_r T / \partial_z T \approx h/R$.

Si l'élargissement est faible (h/R petit devant l'unité), on peut négliger les gradients radiaux, devant les gradients verticaux et supposer alors que les diffusions sont uniquement verticales, ce qui constitue une approximation qui n'est pas justifiée à long terme.

4

Analyse thermo-poro-élastoplastique de l'enfouissement

4.1

Modélisation effectuée

On reprend la modélisation précédente (même cadre théorique et numérique, même géométrie, mêmes conditions aux limites), mais on examine cette fois-ci sous deux nouveaux aspects la réponse thermique, hydraulique et mécanique du massif : un comportement non linéaire élastoplastique de l'argile d'une part, et la variété des matériaux d'un site d'autre part. On introduit également la puissance thermique dans toute sa généralité et on profite de l'amélioration de nos connaissances sur la valeur de deux paramètres importants : le coefficient de dilatation linéique drainé et la conductivité thermique de l'argile. Bref, on s'approche davantage de la réalité de l'enfouissement.

4.1.1

Paramètres thermiques, hydrauliques et mécaniques des divers géomatériaux

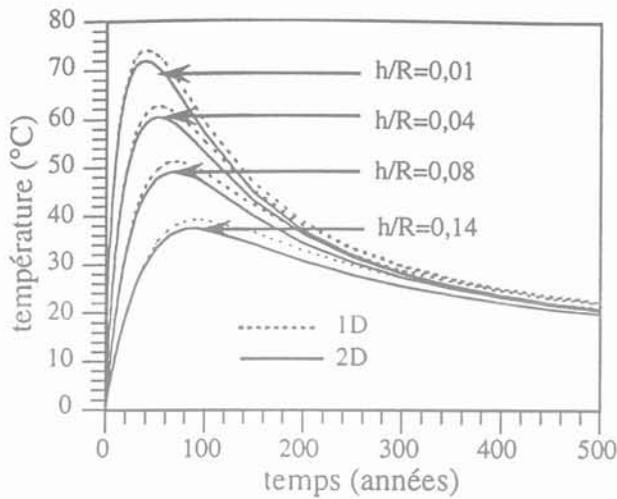
L'analyse de la coupe géologique du site type envisagé dans notre étude permet de distinguer dix géomatériaux. Le tableau III résume leurs caractéristiques thermiques, hydrauliques et mécaniques. On reviendra plus loin sur les paramètres de cisaillement pris pour l'argile.

4.1.2

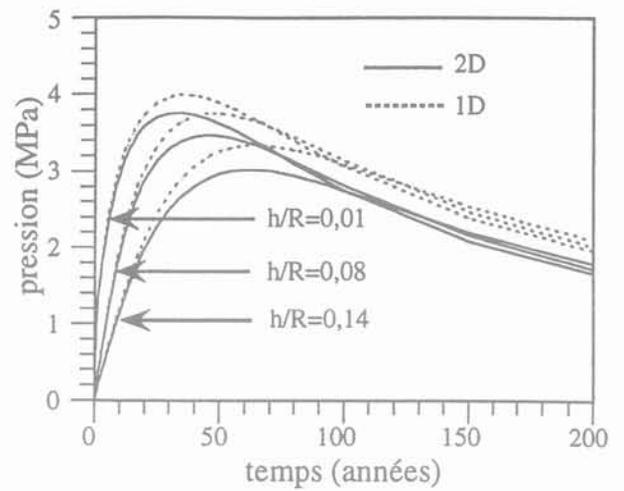
Loi de dégagement thermique

L'expression analytique la plus récente en provenance de l'ANDRA concernant la loi de dégagement thermique des déchets vitrifiés de catégorie C s'écrit en W par tonne de métal :

$$P(t) = 899 \exp[-t \log 2 / 29,15] + 24,07 \exp[-t \log 2 / 432] \\ + 0,59 \exp[-t \log 2 / 7380] \\ + 0,26 \exp[-t \log 2 / 24,10^3] + 0,037 \exp[-t \log 2 / 2,1 \cdot 10^6] \\ + 3,10^{-5} \exp[-t \log 2 / 10^9].$$

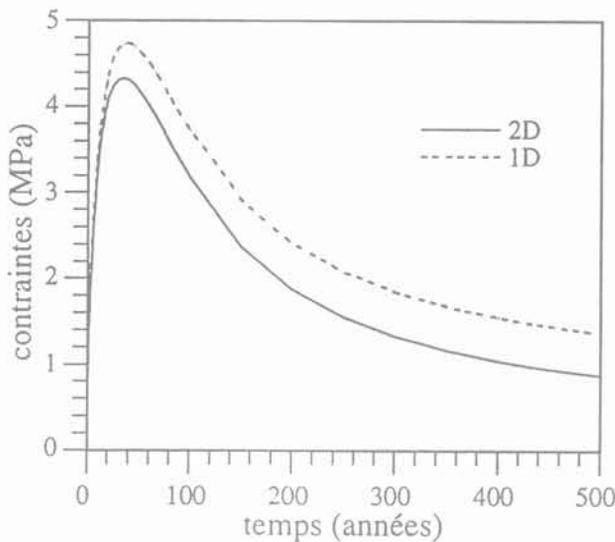


(a) Température
(a) Temperature

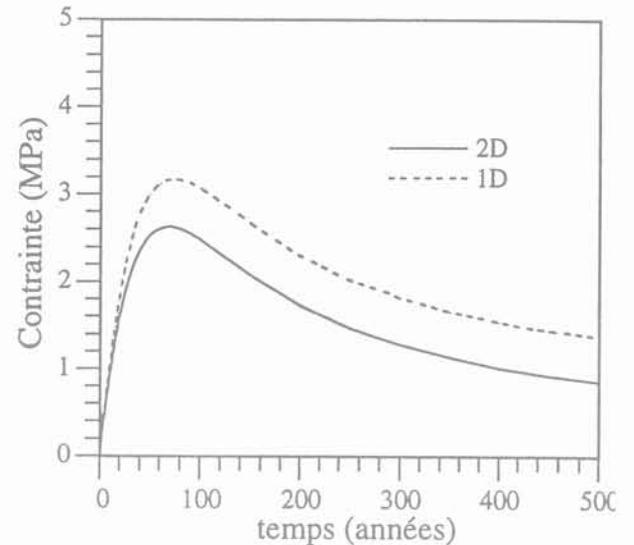


(b) Pression
(b) Pressure

FIG. 14. Évolution comparée de la température et de la pression interstitielle au centre du stockage.
Compared evolution of the temperature and the pore water pressure at the centre of the storage.



(a) h=10m



(b) h=140m

FIG. 15. Évolution comparée de la contrainte circonférentielle σ_θ au centre du stockage pour les épaisseurs $h = 10$ m et $h = 140$ m.
Compared evolution of the circumferential stress σ_θ at the centre of the storage structure for the thickness $h = 10$ m and $h = 140$ m.

Si on admet qu'un stockage correspond à peu près à 10^5 tonnes de métal uranium, la puissance volumique $Q(t)$ devient: $Q(t) = P(t+t_0) \cdot 10^5 / (\pi R^2 h)$ où t_0 représente le temps de refroidissement des déchets en surface (30 ans), R le rayon de la galette (1 km) et h son épaisseur (longueur des puits variable). C'est cette puissance Q que nous avons programmée comme chargement volumique dans le code CESAR-LCPC.

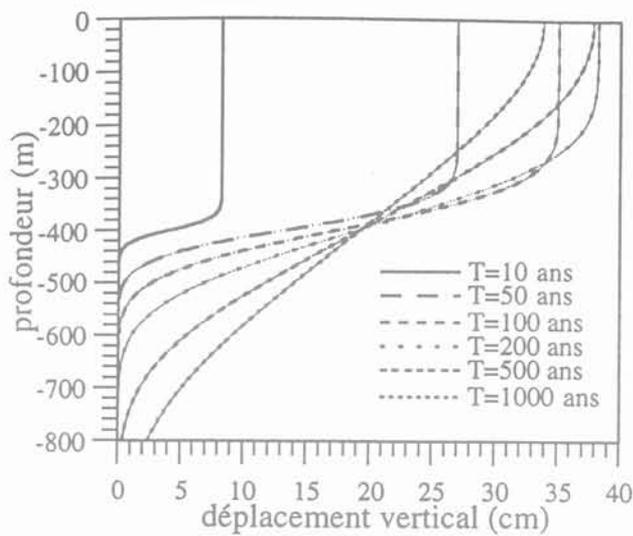
4.1.3

Loi de comportement de l'argile hôte

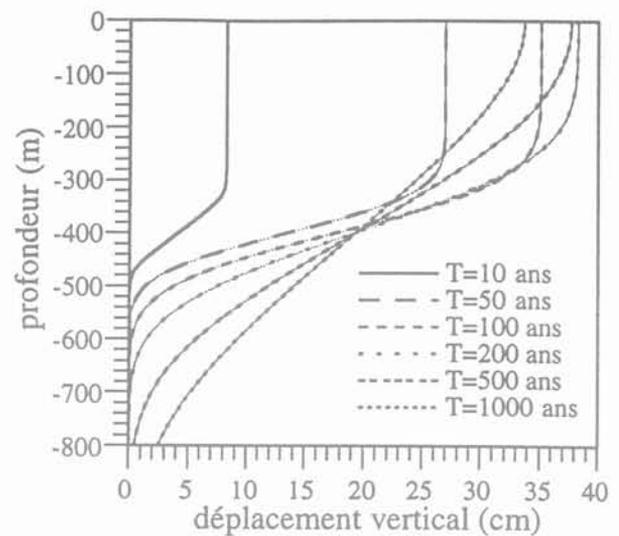
L'argile considérée possède un comportement relativement complexe. Elle est élasto-plastique à court

terme, fluante à long terme, écrouissable dans les deux cas (Rousset, 1988). Il nous paraît raisonnable, avant de compliquer la modélisation, de partir d'un modèle simple, celui de Mohr Coulomb associé. Comme on s'intéresse à l'évolution du stockage sur une longue période, on a pris les paramètres de cisaillement à long terme suivants: $C=2$ MPa et $\phi=4^\circ$.

Précisons cependant que ses valeurs ne sont qu'approximatives pour deux raisons au moins: les essais effectués jusqu'à présent sur les argiles profondes sont, pour la plupart, réalisés en conditions non drainées d'une part, et d'autre part, il a été prouvé (Rousset, 1993) que le déviateur à la rupture de cette argile chute sensiblement sous l'échauffement (écrouissage d'origine thermique).



(a) h=10m



(b) h=140m

FIG. 16 Profil du déplacement vertical le long de l'axe de symétrie pour les épaisseurs minimale (h = 10 m) et maximale (h = 140 m). Problème 1D.

Vertical displacement profiles along the axis of symmetry for the minimum (h = 10 m) and the maximum (h = 140 m) thicknesses. 1D problem.

TABLEAU III Caractéristiques thermo-hydro-mécaniques.

	$\gamma \cdot 10^{-3}$ MPa/m ³	E_0 MPa	ν_0	$\gamma_w \cdot 10^{-3}$ MPa/m ³	1/M MPa ⁻¹	k_x m/s	k_y m/s	k_{xy} m/s	n	b	T_0 K	C_p J°K/m ³	λ_x W°K/m	λ_y W°K/m	λ_{xy} W°K/m	α_0 °K ⁻¹	K_0 MPa	α_m °K ⁻¹	C MPa	ϕ deg
Craie-marnes 0-112 m	18	250	0,25	10	1,8.10 ⁻⁴	10 ⁻⁴	10 ⁻⁴	0	0,20	1	293	10 ⁶	0,9	0,9	0	10 ⁻⁵	167	2,88.10 ⁻⁵	1	15
Sables-argile 121-131 m	19	66	0,25	10	2.10 ⁻⁴	10 ⁻¹⁰	10 ⁻¹⁰	0	0,25	1	293	10 ⁶	2	2	0	10 ⁻⁵	44	2,98.10 ⁻⁵	0	17
Sables-argile carbonatée 131-156 m	17	650	0,25	10	3,36.10 ⁻⁴	10 ⁻¹⁰	10 ⁻¹⁰	0	0,37	1	293	10 ⁶	2,5	2,5	0	10 ⁻⁵	433	4,3.10 ⁻⁵	5	30
Grès-argile 156-187 m	16	1620	0,2	10	3,45.10 ⁻⁴	10 ⁻⁷	10 ⁻⁷	0	0,38	1	293	10 ⁶	3	3	0	10 ⁻⁵	900	2,8.10 ⁻⁵	5	30
Calcaire-argile 187-262 m	19	2000	0,25	10	3,45.10 ⁻⁴	10 ⁻⁷	10 ⁻⁷	0	0,38	1	293	10 ⁶	2,5	2,5	0	10 ⁻⁵	1333	4,4.10 ⁻⁵	7	30
Calcaire 262-325 m	22	14.10 ³	0,27	10	2,73.10 ⁻⁴	10 ⁻⁷	10 ⁻⁷	0	0,3	1	293	10 ⁶	2,5	2,5	0	10 ⁻⁵	1,01.10 ⁴	3,7.10 ⁻⁵	7	30
Argile 325-478 m	20	2330	0,3	10	1,8.10 ⁻⁴	4.10 ⁻¹²	4.10 ⁻¹²	0	0,20	1	293	2,85.10 ⁶	1,3	1,3	0	2.10 ⁻⁵	1940	2,45.10 ⁻⁵	2	4
Calcaire 478-693 m	24	44.10 ³	0,2	10	1,8.10 ⁻⁴	10 ⁻⁶	10 ⁻⁶	0	0,29	1	293	10 ⁶	2,5	2,5	0	10 ⁻⁵	2,44.10 ⁴	2,8.10 ⁻⁵	15	40
Argile 693-864 m	21	3417	0,12	10	1,36.10 ⁻⁴	5.10 ⁻¹³	5.10 ⁻¹³	0	0,15	1	293	10 ⁶	2	2	0	2.10 ⁻⁵	1498	3,2.10 ⁻⁵	5	15
Marnes-argile- calcaire 864-2000 m	21	3417	0,12	10	1,36.10 ⁻⁴	5.10 ⁻¹³	5.10 ⁻¹³	0	0,15	1	293	10 ⁶	2	2	0	2.10 ⁻⁵	1498	3,2.10 ⁻⁵	5	15

4.1.4

Maillage et modèle numérique

Le modèle numérique utilisé est un modèle isotrope élastoplastique du type Mohr-Coulomb associé, appliqué au problème bi-dimensionnel axisymétrique présenté sur la figure 2. On prévoit 11 groupes d'éléments finis respectant la stratification des terrains telle qu'elle est donnée dans le tableau III. Le maillage (Fig. 17) est

constitué de triangles à 6 nœuds et de quadrilatères à 8 nœuds. Ces éléments isoparamétriques et quadratiques sont réputés adaptés aux calculs de diffusion et de mécanique non linéaire. On peut également dire que ce maillage est relativement dense ; sa finesse a été accrue dans la couche hôte du stockage pour deux raisons évidentes : conformité de la taille des éléments chauffants (11^e matériau) au calcul de chargement volumique thermique, niveau de la zone plastique potentielle.

Soulignons enfin, pour fixer les idées, qu'avec ce maillage type, on résout un système non linéaire (itératif) et transitoire d'environ 8000 équations.

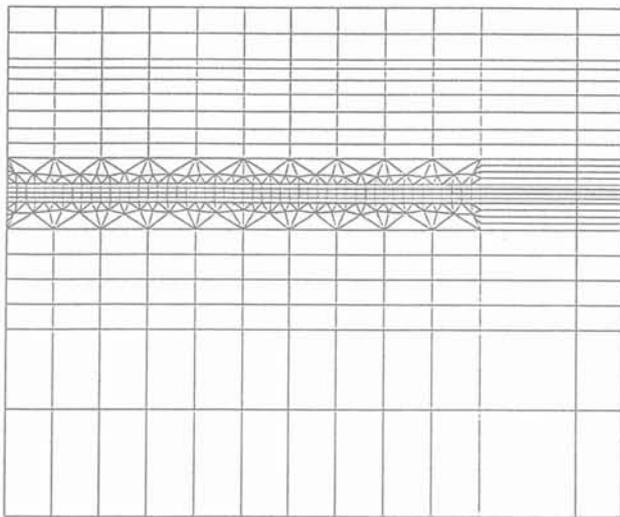


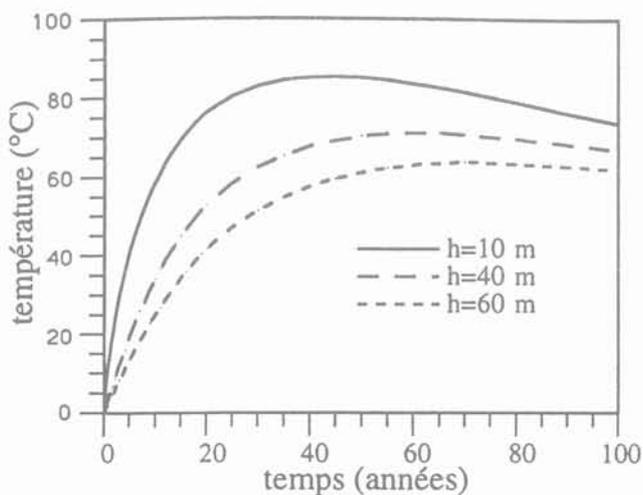
FIG. 17 Maillage d'éléments finis servant à l'étude thermo-poro-plastique.
The finite element mesh for the thermo-poro-plastic study.

Ce système est implémenté sous forme algorithmique dans le module MPNL (milieux poreux non-linéaires) du code de calculs par éléments finis CESAR-LCPC. Son traitement de la plasticité repose sur les idées suivantes : schéma totalement implicite pour l'intégration dans le temps, un schéma dit de « contraintes initiales » pour le calcul des efforts internes (résidus) et un procédé itératif du type Newton pour la résolution du système global matriciel.

4.1.5

Conditions aux limites et conditions initiales

En ce qui concerne les conditions aux limites, aucune modification n'est apportée par rapport à



(a) Température
(a) Temperature

l'étude thermo-poro-élastique (Fig. 3). Par contre, l'état initial est nécessairement différent, car il faut pour un calcul plastique (itératif) initialiser les contraintes (état de contraintes non nul).

Pour continuer de raisonner en terme de variation de pression, de température et de déplacement, on adopte la méthode simple suivante :

On sait que l'état initial est un état hydrostatique ; la pression hydrostatique comme chargement mécanique ajoutée aux contraintes initiales équilibrent le poids total des terres.

Au lieu de déclarer donc trois types de chargements différents, on enlève le poids volumique de l'eau directement du poids volumique total, on obtient ainsi un poids total déjaugé qui permet de construire un état de

contraintes effectives initiales : $\underline{\sigma}'(z,0) = - \left(\int_0^z \gamma(u) du \right) \underline{1}$.

Insistons tout de même sur un point : cette initialisation ne doit pas nous faire oublier le rajout, à tout instant, aux résultats de contraintes et de pression interstitielle, de la pression hydrostatique : $P1 = \gamma_w (z-z_0) \underline{1}$.

4.2

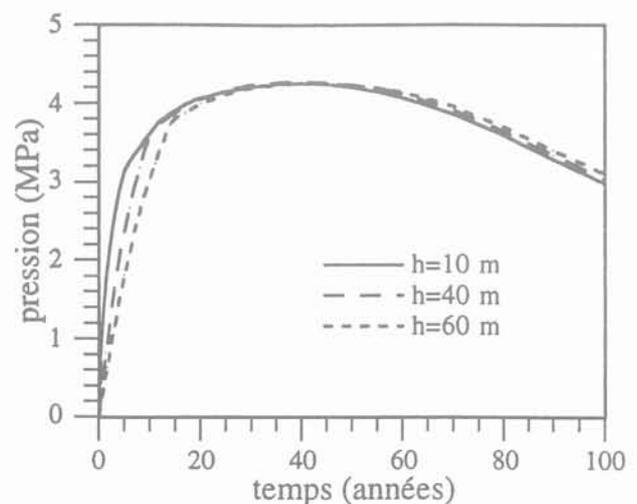
Résultats et analyse

4.2.1

Évolution du champ de pression et de température

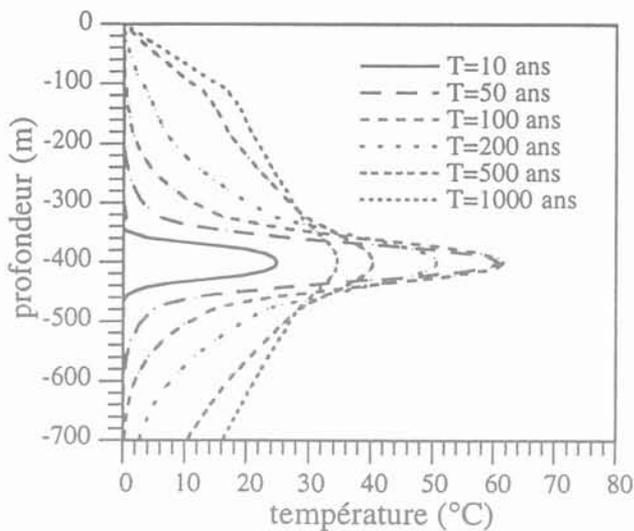
Dans le même esprit de présentation faite pour l'étude thermo-poro-élastique, on donne l'évolution de la température et de la pression au centre du stockage, en fonction du temps (Fig. 18), pour les différentes épaisseurs étudiées. La figure 19 illustre l'évolution spatiale, le long de l'axe du stockage ($r = 0$), de la température et de la pression interstitielle.

L'effet combiné d'une plus faible conductivité thermique de l'argile et de la prise en compte de tous les termes de la puissance de dégagement thermique est net : le paroxysme thermique est de l'ordre de 85 °C au

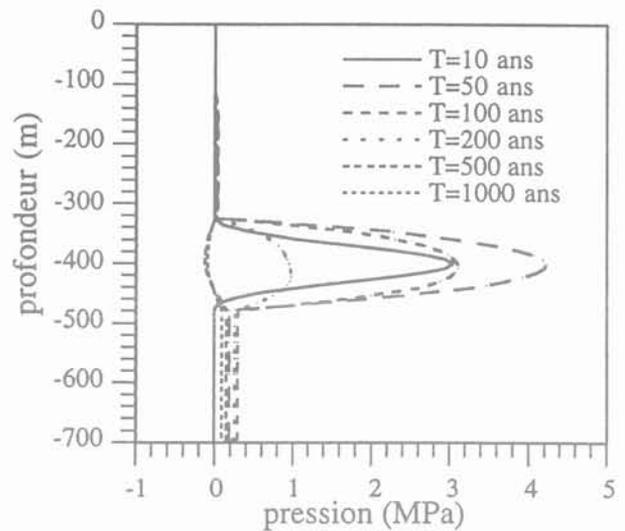


(b) Pression
(b) Pressure

FIG. 18 Évolution de la température et de la pression interstitielle au centre de la galette.
Evolution of the temperature and the pore water pressure at the centre of the cake.



(a) Profil de température pour h=60m
(a) Temperature profile for h=60m



(b) Profil de pression pour h=60m
(b) Pore pressure profile for h=60m

FIG. 19 Profils de température et de pression interstitielle le long de l'axe de symétrie pour l'épaisseur h = 60 m. Temperature and pore pressure profiles along the axis of symmetry for the thickness h = 60 m.

lieu de 72°C obtenus dans l'étude thermo-poro-élastique pour l'épaisseur h = 10 m. Si on ajoute à cette variation la température initiale, on obtient un ordre de grandeur proche de 120°C.

Par ailleurs, on ne constate pas (Fig. 18a) sur l'évolution thermique une influence d'origine mécanique. C'est un résultat tout à fait prévisible: l'aspect thermique est presque découplé des aspects hydrauliques et mécaniques.

Par contre l'évolution de la pression (Fig. 18b) semble bien indiquer une influence d'origine mécanique notamment dans la plage 15-50 ans correspondant en fait, comme on le verra plus loin, à une nette plastification de la zone centrale du stockage. Pendant ce temps, on constate deux tendances:

- l'effet de l'épaisseur de la galette est quasiment nul entre 15 et 50 ans, ce que l'on n'a pas observé en thermo-poro-élasticité;
- une inversion des effets de l'épaisseur de la galette: avant la charge plastique c'est la plus faible épaisseur qui conduit au maximum de pression, ce qu'on a obtenu en thermo-poro-élasticité; après la plastification du centre, c'est le phénomène inverse: la plasticité joue sur la vitesse de dissipation des pressions interstitielles.

Il reste néanmoins un point à clarifier: pourquoi la hausse de température n'a-t-elle pas entraîné une augmentation du paroxysme hydraulique, qui a conservé pratiquement la même valeur que dans l'étude précédente.

La réponse à cette question réside dans l'influence de la plasticité sur l'écoulement hydraulique, là encore. En effet, l'étude comparée d'un calcul élastique (on prend une cohésion artificiellement élevée pour l'argile pour que celle-ci demeure élastique) montre que la plasticité contribue à un emmagasinement hydraulique supplémentaire (de l'ordre de 20%), comme l'illustre la figure 20.

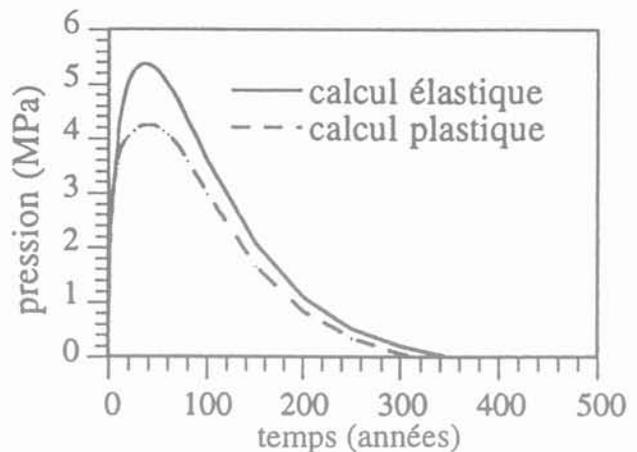


FIG. 20 Influence plastique sur l'évolution de la pression interstitielle au centre du stockage (h = 10 m). Plastic influence on the evolution of the pore pressure at the centre of the storage (h = 10 m).

Cet emmagasinement hydraulique de provenance mécanique trouve son origine dans le terme (2) de l'équation (2): il y a en effet une contribution de déformation volumique plastique, le critère plastique étant dépendant de la contrainte moyenne; autrement dit:

$$b \frac{\partial e}{\partial t} = b \left(\frac{\partial e^e}{\partial t} + \frac{\partial e^p}{\partial t} \right)$$

D'autre part, l'hétérogénéité du site a une influence marquée sur l'évolution spatiale de la température et de la pression (Fig. 19). C'est normal: la continuité des flux impose à la traversée de deux couches sous-jacentes i, j:

$$\lambda_i \vec{\text{grad}} T_i = \lambda_j \vec{\text{grad}} T_j$$

$$k_i \vec{\text{grad}} P_i = k_j \vec{\text{grad}} P_j$$

$$\text{donc } \frac{|\vec{\text{grad}} T_i|}{|\vec{\text{grad}} T_j|} = \frac{\lambda_j}{\lambda_i} \quad \text{et} \quad \frac{|\vec{\text{grad}} P_i|}{|\vec{\text{grad}} P_j|} = \frac{k_j}{k_i}$$

Il y a donc une réfraction de la température et de la pression à chaque traversée de banc de terrain. Il se trouve que les matériaux avoisinant l'argile hôte sont tellement perméables que le rapport des perméabilités est pratiquement infini. Il en résulte un drainage presque instantané en dehors de la couche argileuse, comme si on avait ramené la condition à la limite de la surface du sol et à la base du modèle aux niveaux supérieur et inférieur de l'argile hôte.

Le peu de différence de perméabilité entre le calcaire supérieur (10^{-7} m/s) et inférieur (10^{-8} m/s) semble suffisant pour opérer une dissymétrie de l'écoulement par rapport au centre. La pression augmente plus dans le calcaire inférieur, qui est moins perméable (Fig. 19).

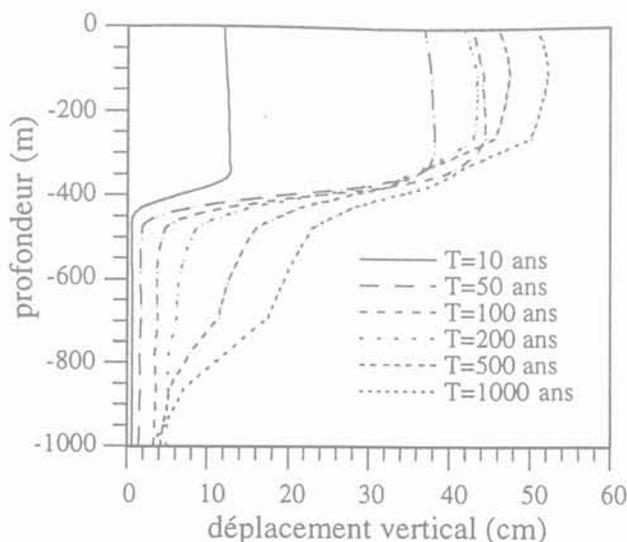
De plus, on constate de très légères surpressions négatives à long terme. C'est un effet exclusivement dû au site et non d'origine rhéologique, comme le montrent d'ailleurs la figure 19 et les résultats du calcul homogène (Fig. 5).

4.2.2

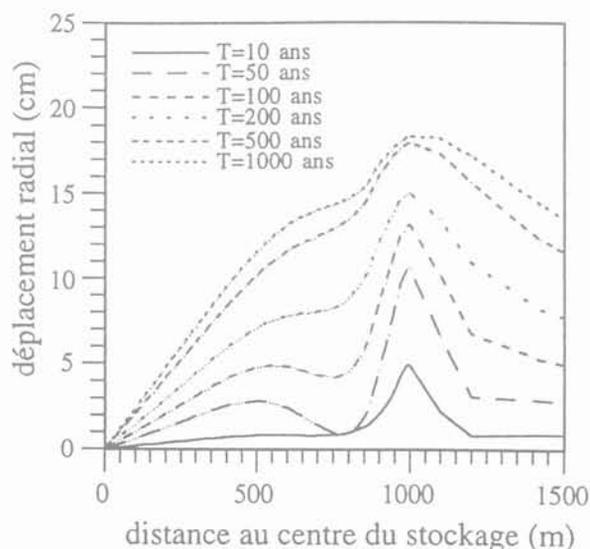
Évolution des déplacements et des contraintes

• État des déplacements

On a tracé pour les différentes épaisseurs, la répartition spatiale du déplacement vertical suivant l'axe du stockage ($r = 0$) à divers instants et du déplacement radial suivant la coupe au milieu du stockage ($z = 400$ m) aux mêmes instants (Fig. 21).



(a) Profils du déplacement vertical
(a) Vertical displacement profiles



(b) Profils du déplacement radial
(b) Horizontal displacement profiles

FIG. 21

Profils des déplacements vertical le long de l'axe ($r = 0$) et radial le long de l'axe médian de la galette ($z = 400$ m) pour l'épaisseur $h = 60$ m.

Vertical and horizontal displacement profiles respectively along the axis ($r = 0$) and along the radius of the median plane ($z = 400$ m) for the thickness $h = 60$ m.

Ces figures sont à comparer à celles déjà obtenues en thermo-poro-élasticité.

Ces figures nous permettent de formuler les points suivants:

a) le déplacement vertical est beaucoup plus important que celui obtenu pour le calcul thermo-poro-élastique précédent, pour plusieurs raisons qui se conjuguent: l'échauffement est plus important dans le calcul thermo-poro-plastique, la plastification et la nature du critère favorisant la dilatance, la faible rigidité des matériaux supérieurs (grès, sables et surtout la craie) et la quasi-absence d'écoulement dans les formations supérieures (à cause de leurs fortes perméabilités) tendant à augmenter les contraintes effectives dans le recouvrement, et surtout l'effet de la nouvelle valeur de la dilatation linéique introduite (celle-ci a été doublée);

b) l'influence des divers terrains, responsables d'une réfraction du déplacement vertical, liée à l'hétérogénéité du site est nette; plus le module Young est faible, plus la tendance au soulèvement est accentuée;

c) le déplacement radial répercute surtout l'influence de la plasticité (Fig. 21). A l'instant 10 ans où la plastification n'a pas encore joué un rôle prépondérant, on voit une évolution analogue à celle obtenue en thermo-poro-élasticité: croissance monotone en fonction de la distance au centre du stockage, pic à la pointe de la galette. En revanche, au fur et à mesure du développement de la plasticité, se dégage une contribution de déformation radiale non négligeable dont résulte un deuxième pic situé entre le centre du stockage où le déplacement radial est nul (axe de symétrie) et la pointe de la galette, lieu du maximum de déplacement radial aussi bien en élasticité qu'en plasticité. Ces deux pics coexistent même à long terme;

d) à 1000 ans, le soulèvement de la surface du sol est toujours croissant (pas d'amorce de tassement). L'ordre de grandeur de ce soulèvement est de 50 cm tout au long d'un rayon égal à 800 m environ. Il faudra bien évi-

demment en tenir compte pour certaines activités de génie civil à la surface du sol (constructions de canaux, de lignes de chemin de fer...), et ce pour une durée apparemment bien plus longue que celle de notre calcul (1 000 ans). Le déplacement radial même s'il continue de croître après 1 000 ans, a une importance toute relative : il ne dépasse guère les 20 cm en profondeur et n'intéresse pratiquement que la zone de stockage, comme le montre la figure 22 des déformées.

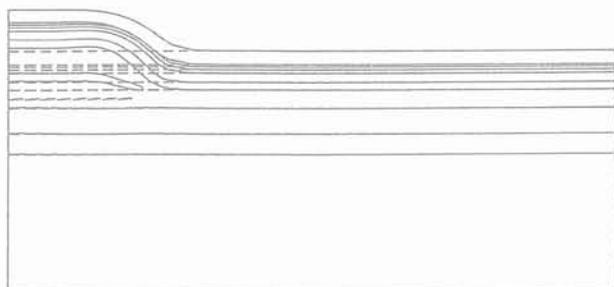


FIG. 22 Déformée des contours du maillage illustrant l'amplitude et le sens du champ de déplacement.

The deformed contour lines showing the displacement field. A global upheaval is observed.

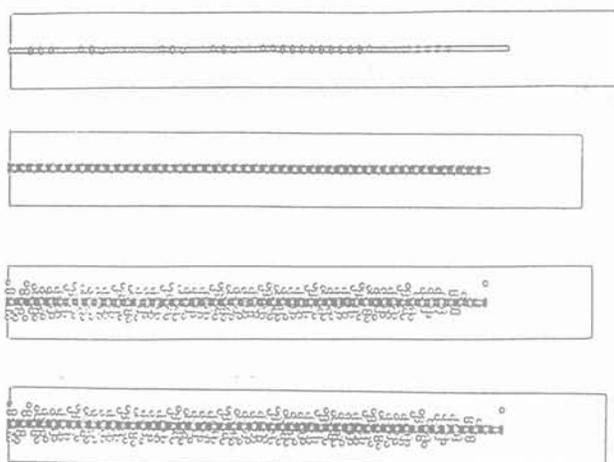


FIG. 23 Évolution et extension de la zone plastifiée du stockage (h = 10 m).

The evolution and the extension of the plasticized zone of the storage (h = 10 m).

On s'intéresse maintenant à un aspect particulier du problème, à savoir l'évolution de la zone plastique et de son extension. Pour cela, on trace à divers instants les points plastiques (Fig. 23).

Quelques enseignements se dégagent :

- la plastification commence à se manifester à partir de 5 ans environ ;
- la plasticité s'amorce d'abord dans l'axe du stockage et se répand radialement dans le plan médian de la galette ; ainsi à 5 ans, 880 m de la galette sont plastifiées, à 10 ans, il ne reste qu'une vingtaine de mètres non plastifiés de la galette ;
- l'extension verticale, relativement plus lente et moins importante, dépend de l'épaisseur de galette étudiée. Mais d'une façon générale, elle ne dépasse guère la

couche argileuse (partie en zoom autour du stockage (Fig. 23)) ;

- à partir de 50 ans environ, la zone plastique reste gelée (identique à tout instant ultérieur) collant ainsi au régime transitoire thermique (pas de déformations plastiques supplémentaires pendant la phase post-paroxysme thermique) ;

- l'écoulement plastique est clairement bidimensionnel, les modèles mono-dimensionnels seraient donc insuffisants.

• État des contraintes

L'état des contraintes est sous-jacent à l'analyse déjà faite à propos notamment de l'évolution des pressions interstitielles et des déplacements. On a cependant cherché à expliciter davantage l'évolution du déviateur et de la contrainte moyenne intervenant directement dans l'expression du critère plastique. La figure 24 donne leur évolution pour les différentes épaisseurs. On voit sur les courbes du déviateur et de la contrainte moyenne l'inversion de l'effet de l'épaisseur de la galette. Pendant la phase élastique ($t < 50$ ans) c'est l'épaisseur la plus petite qui conduit au déviateur maximal. Après la phase plastique (> 50 ans) c'est l'inverse qui se produit.

Pendant le temps de la charge plastique ($\epsilon^p > 0$) située entre environ 5 ans et 50 ans, l'influence de l'épaisseur de la galette est pratiquement négligeable.

De plus, on note les tendances suivantes :

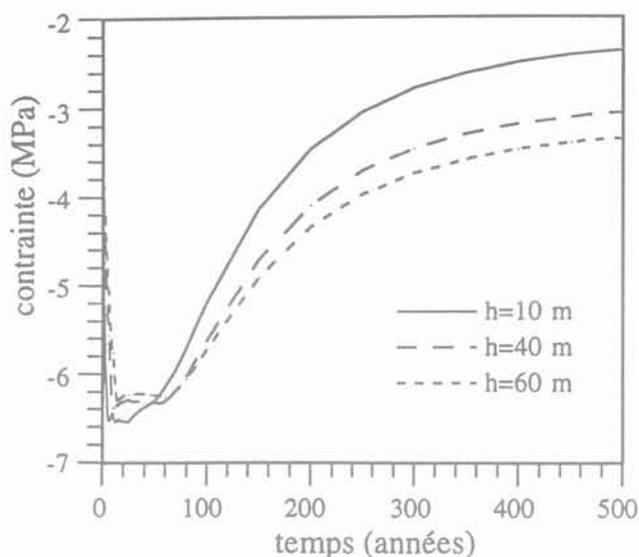
- le déviateur $\sqrt{3}J_2$ au centre croît rapidement en fonction du temps jusqu'à l'instant où se déclenche la plasticité (instant qui dépend légèrement de l'épaisseur de la galette) passe par un palier pendant la charge plastique ($5 \leq t \leq 50$ ans) et chute jusqu'à sa valeur initiale nulle avant de croître lentement après. Le temps où s'annule le déviateur, dépend également de l'épaisseur de la galette (200 ans pour $h = 10$ m), (300 ans pour $h = 40$ m), (400 ans pour $h = 60$ m) ;

- comme l'ordre des contraintes principales évolue au centre de la galette, c'est sans doute la raison de la reprise de croissance du déviateur après sa chute ;

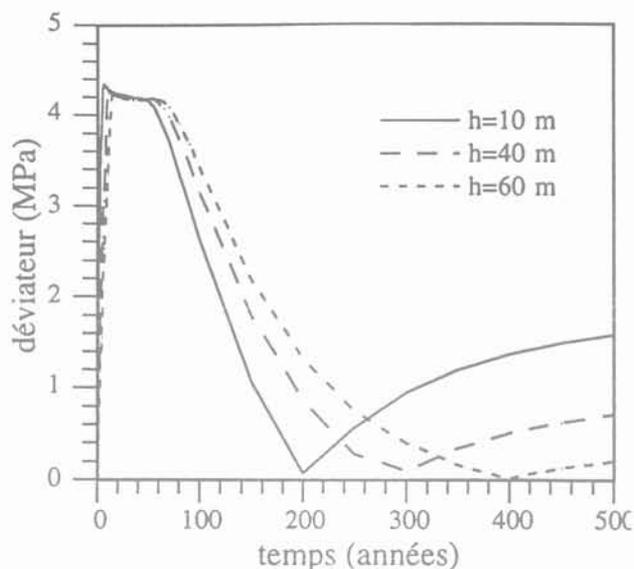
- la contrainte moyenne semble se stabiliser à long terme à une valeur relativement plus faible que sa valeur initiale hydrostatique déjaugée, autrement dit elle subit une variation positive à long terme (+ 2 MPa, pour $h = 10$ m, par exemple). Mais elle reste de compression puisqu'il faut lui rajouter la pression hydrostatique initiale (- 4 MPa).

Pour bien montrer que ces tendances trouvent leur explication dans la rhéologie adoptée, on a fait une comparaison entre un calcul thermo-poro-élastique (on met artificiellement dans le jeu de données une forte cohésion pour l'argile) et un calcul thermo-poro-plastique. La figure 25 donne les courbes de variation dans le temps du déviateur et de la contrainte moyenne pour une épaisseur de galette fixée ($h = 10$ m).

On voit bien que pendant la phase élastique, il s'agit de la même variation. Mais dès que s'amorce la plasticité ($t \sim 5$ ans) le déviateur devient constant pendant toute la phase de charge plastique. Sa valeur, qui déclenche la plasticité, est proche de 2C (déviateur de Tresca), car l'angle de frottement est relativement faible. Il chute pendant la phase de décharge plastique où le centre entame son refroidissement et reprend à l'issue de cette phase post-paroxysme thermique, du

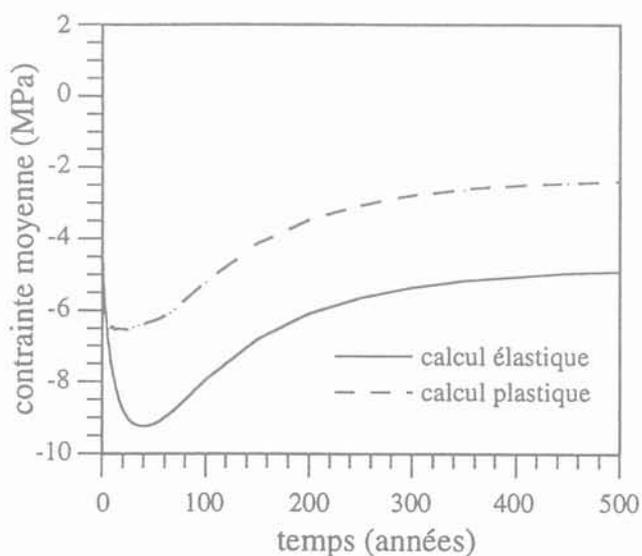


(a) contrainte moyenne
(a) Mean stress

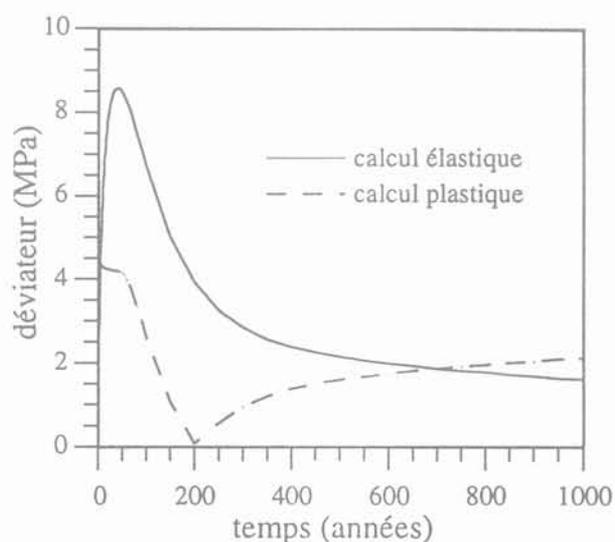


(b) contrainte déviatoire
(b) Deviator stress

FIG. 24 Évolution des contraintes moyenne σ_m et déviatoire σ_{eq} au centre du stockage pour les épaisseurs étudiées.
Evolution of the stresses σ_m and σ_{eq} at the centre of the storage structure for the studied thicknesses.



(a) contrainte moyenne
(a) Mean stress



(b) contrainte déviatoire
(b) Deviator stress

FIG. 25 Influence de la plasticité sur l'évolution des contraintes moyenne et déviatoire au centre du stockage pour l'épaisseur $h = 10$ m.
Influence of the plasticity on the evolution of the mean and deviator stresses at the centre of the storage for the thickness $h = 10$ m.

fait de l'évolution de l'ordre des contraintes principales au centre du stockage. Par contre, en thermo-poro-élasticité il y a une évolution quasiment réversible, caractérisée par un « paroxysme mécanique » unique.

5

Conclusion et perspectives

On a effectué une étude numérique paramétrique en thermo-poro-élasticité et une étude en thermo-poro-plasticité appliquées à un enfouissement de déchets radioactifs exothermiques dans une argile raide saturée, grâce au code de calculs par éléments finis CESAR-LCPC (modules MPLI et MPNL).

Par une approche globale (modèle de galette), bidimensionnelle et axisymétrique, on a étudié l'influence de l'épaisseur de la galette sur la réponse thermo-hydro-mécanique à long terme du massif. A l'issue de cette modélisation thermo-poro-élastique, il se dégage les principaux points suivants :

1) Plus l'épaisseur de la galette est faible, plus les paroxysmes thermique, hydraulique et mécanique (déviateur, contraintes radiale et orthoradiale) sont forts en intensité et se produisent plus vite. A l'inverse, si l'épaisseur est importante les paroxysmes diminuent en intensité et sont différés.

Pour tous les élancements étudiés, les maximums de température, de pression et de déviateur au centre du stockage sont atteints au cours de la première centaine d'années du stockage. Leurs valeurs (une variation de température de 72 °C, une surpression de 4MPa et un déviateur de 5MPa, pour l'épaisseur minimale) sont *a priori* compatibles avec la sécurité de l'enfouissement ;

2) le soulèvement de la surface du sol est maximal à 200 ans (25 cm environ) presque indépendamment de l'épaisseur de la galette. Le tassement pendant la phase de refroidissement est extrêmement lent (1 cm tous les 100 ans). La valeur du déplacement vertical à la surface du sol est très peu affectée par l'élancement de la galette ;

3) quelle que soit l'épaisseur de la galette, il s'établit systématiquement, pendant la phase du refroidissement de la zone centrale de stockage, deux écoulements dont un secondaire se dirigeant vers le centre du stockage (région refroidie) et un plus important se dirigeant vers le massif encore chaud. Cela explique le fait que le centre du stockage n'est pas nécessairement le lieu du paroxysme hydraulique à tout instant. La naissance de cet écoulement vers le centre du stockage agit dans le sens de la sécurité de l'enfouissement, puisqu'il tend à limiter la migration des particules fluides contenant des radioéléments ;

4) les calculs monodimensionnels sont pratiquement valables dans l'axe du stockage sur une période de temps qui varie en fonction de l'élancement de la galette. Les écarts entre les résultats des calculs monodimensionnels et bidimensionnels sont réduits en ce qui concerne la diffusion thermique, modérés en hydraulique et significatifs à long terme en mécanique. Les résultats 1D majoraient systématiquement les résultats réels.

5) les valeurs des déviateurs obtenues nous ont incité à poursuivre la modélisation en thermo-poro-plasticité.

On s'est rapproché davantage de la réalité de

l'enfouissement des déchets à l'occasion de la modélisation thermo-poro-plastique : prise en compte des principaux matériaux du site, de toute la puissance thermique des déchets, de la non-linéarité du comportement mécanique.

Cette dernière étude a mis en évidence les points suivants :

1) L'intensité de la chauffe est relativement plus importante, une augmentation d'environ une quinzaine de degrés (20 %) due à la fois à l'influence des autres termes de la puissance thermique des déchets et surtout à la nouvelle valeur de la conductivité thermique, plus faible ; aucune différence en ce qui concerne les tendances liées à l'effet de l'épaisseur de la galette, la variation qualitative en fonction du temps, mais seulement dans l'espace où l'hétérogénéité thermique semble plus favorable, dans l'ensemble, à une meilleure diffusion.

2) Contrairement à la température, la pression interstitielle est bien affectée par la mécanique (couplages hydro-mécaniques). Une chute de pression interstitielle au centre de la galette se produit du fait de la plasticité ; l'emmagasinement hydraulique d'origine mécanique est de l'ordre de 20 %. Le drainage des bancs supérieur et inférieur à la couche d'argile hôte est lié à leur forte perméabilité. L'influence du site est évidente sur la répartition du champ de pression.

3) Pour tous les jeux d'épaisseurs étudiées, il y a une plastification dont l'étendue dépend de la valeur de l'épaisseur. Cette plastification reste limitée dans la couche argileuse.

4) Le déplacement vertical de la surface du sol a pratiquement doublé pour diverses raisons (plasticité, faible rigidité des matériaux de surface,...) mais surtout à cause de la nouvelle valeur double introduite du coefficient de dilatation linéique drainé α_v . Le soulèvement du sol est important, il dépasse le demi-mètre et est toujours croissant dans la période étudiée.

5) La plasticité commence toujours à se développer au niveau de l'axe du stockage, demeure tributaire de l'ampleur de l'échauffement (charge plastique pendant la période du paroxysme thermique et décharge pendant le refroidissement) et semble responsable d'un mouvement radial du stockage.

En terme de perspectives, il nous semble important de poursuivre la modélisation du champ lointain sous deux angles nouveaux :

1) l'effet de la *variation de la cohésion en fonction de la température*. Si la cohésion chute en fonction de la température, comme cela est confirmé par les essais, on risque d'avoir une plastification plus amplifiée dans ses effets et dans son extension aux couches avoisinantes ;

2) l'effet d'un couplage convectif lié à la présence d'un écoulement transversal de la nappe souterraine. Ce courant d'eau peut, compte tenu des perméabilités fortes du recouvrement, empêcher la diffusion thermique verticale et minorer ainsi les effets thermo-mécaniques du stockage.

Remerciements

Les auteurs expriment leur gratitude envers l'ANDRA (Agence Nationale pour la gestion des Déchets Radioactifs, 92266 Fontenay-aux-Roses, France) pour son support à ce travail de recherche.

- Bérest P. – Les problèmes de mécanique associés au stockage souterrain. Thèse ENSM, 1989, Paris.
- Biot M.A. – General theory of three dimensional consolidation. *J. of App Physics*, 12, 1941, pp. 155-164.
- Côme B. – Aspects thermomécaniques liés à l'évacuation des déchets radioactifs dans la thermomécanique des roches. P. Bérest et Ph. Weber, Eds. Publication du BRGM, n° 16, 1988.
- Coussy O. – Mécanique des milieux poreux, 1991, Paris, Eds. Technip.
- Dangla P., Coussy O. – Méthodes de résolution numérique en thermo-poro-anélasticité. Étude et recherches des laboratoires des Ponts et Chaussées, Série Sciences de l'Ingénieur SI1, 1992, LCPC, Paris.
- Ghoreychi M., Bérest P. – Thermo-mechanical modeling of radioactive waste disposal in salt formations. 10th Conf. on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMIRT), 1990, California, USA.
- Giraud A. – Couplages thermo-hydro-mécaniques dans les milieux poreux peu perméables : application aux argiles profondes. Thèse de Doctorat ENPC, 1993, Paris.
- Habib P. – Aspects thermomécaniques de l'enfouissement des déchets radioactifs de haute activité dans des formations géologiques. Comptes rendus de l'académie des Sciences, Tome 7, Série Générale, n° 4-5 juillet-octobre, 1990.
- Humbert P. – CESAR-LCPC : Un code général du calcul par éléments finis. *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 160, 1989.
- Ould Amy M. – Modélisation numérique du champ proche d'un stockage de déchets radioactifs. Application au sel gemme. Conseil scientifique de G.3S, École polytechnique, 1992, pp. 119-133.
- Ould AMY M. – Modélisation thermo-hydro-mécanique d'un enfouissement de déchets radioactifs exothermiques en massif argileux. Rapport interne G.3S, n° 621 RP G.3S 94-001, Palaiseau, France, 1994.
- Ould Amy M., Rousset G. – Thermo-hydro-mechanical modelling of an underground radioactive wastes disposal. Third European Conference on numerical methods in geomechanics, 1994, Manchester, UK.
- Picard J.-M., Tchiye G. – Coupled thermo-hydro-mechanical modeling of *in situ* heating experiments in Boom clay. ISMES, 1993, Bergamo, Italy.
- Rousset G. – Le stockage de déchets radioactifs dans les argiles profondes, *in* Stockage en souterrain, Presses des Ponts et Chaussées, 1990, p. 207-228.
- Rousset G. – Comportement mécanique des argiles profondes. Application au stockage de déchets radioactifs. Thèse de Doctorat ENPC, 1988, Paris.
- Rousset G. – L'enfouissement des déchets radioactifs en formations profondes. Problèmes de Recherche associés. *Annales de l'ITBTP*, n° 507, 1992, pp. 101-113.
- Skoczylas F., Shahrour I., Shao J.-F., Henry J.-P. – Solution of thermo-poro-elastic problems by the finite element method. *Numerical Models in Geomechanic*, Volume 1, 1992 pp. 501-508.

Simulation expérimentale de l'écoulement dans un talus de sol soumis à la marée

**A. REZZOUG
A. ALEXIS
P. THOMAS**

*Laboratoire de Génie Civil,
École Centrale, Nantes
1, rue de la Noë
44072 Nantes Cedex
Institut Universitaire
de Technologie,
58, rue Michel-Ange
BP 420
44606 Saint-Nazaire Cedex*

Résumé

Les fluctuations de la marée, comme toutes les contraintes océaniques, sollicitent la stabilité des ouvrages portuaires et les talus intertidaux en général. Cet effet dépend, entre autres, des vitesses de l'écoulement et des pressions induites par la propagation de la marée dans le milieu de la masse de l'ouvrage. Le but de ce travail est tout d'abord d'étudier l'évolution du champ instantané de pression dans le massif de sol sous des conditions cycliques de variation de niveau d'eau par une simulation originale de la marée, puis d'élaborer une méthode rationnelle simple pour localiser à tout moment le niveau d'eau de la surface libre et quantifier la distribution du champ de pression dans le but d'une éventuelle étude de stabilité. Cet article est consacré à une description d'un modèle physique de simulation de la marée et des exemples de résultats expérimentaux. Des comparaisons sont effectuées avec les résultats d'une modélisation numérique de la tranche de sol du modèle physique.

Experimental simulation of flow in sloping soil under tide

Abstract

The stability of harbour structures and intertidal slopes in general, subjected to the effects of cyclic changing level by tide, is dependant on among other factors, the pore pressures and flow velocities induced within the medium of structure mass due to seepage. This paper contains some examples of experimental results for tidal transient seepage obtained from the physical flow model and comparisons of this result with numerical results in case of physical model. It contains also, before all this, a description and exploitation of the model. The physical model made up a slice of soil submissive under cyclical variations of water table for an original tidal simulation. The purpose of this study is to investigate the transient development of pore pressures in an earth bank under conditions of cyclical variation of sea level with tide and to evolve a more rational method for predicting location of free surface and distribution of pore pressures for use in design and stability analysis.

Introduction

Dans les zones littorales soumises à de fortes marées, il apparaît fréquemment des perturbations ou ruines d'ouvrages sous l'action des contraintes océaniques périodiques.

Dans le but d'estimer l'impact des actions hydrauliques cycliques dues à la marée sur le comportement des talus estuariens et sur les ouvrages portuaires en général, tels que les quais et les digues, nous avons cherché à mieux cerner le phénomène de l'écoulement à caractère dynamique dans ces types d'ouvrages.

Nous nous intéressons, ici, aux études du mouvement et de l'évolution de la surface libre. Pour la recherche de solutions nous avons fait appel à des modèles mathématiques et physiques permettant d'estimer le comportement hydrodynamique de l'écoulement à surface libre que nous souhaitons analyser et prédire.

Dans cet article, nous proposons un modèle physique du sol qui est une reconstitution d'un massif poreux de sable, en laboratoire à petite échelle, avec une simulation originale du mouvement de la marée.

Ce modèle physique permet d'obtenir des informations indispensables pour l'exploitation et la validation d'un modèle mathématique que nous décrirons ensuite brièvement.

Il convient de préciser ici, que notre objectif n'est pas la recherche d'une similitude physique de la nature, donc comme première approche, n'est pas la reproduction fidèle des conditions aux limites naturelles. Il s'agit simplement d'étudier expérimentalement le comportement d'une tranche de sol présentant une frontière oblique ou verticale avec une réserve d'eau dont le niveau varie d'une façon périodique. Il s'agit également de tester la validation du modèle mathématique que nous proposons par une application dans le cas spécifique correspondant à ce modèle physique; et déduire des informations utiles, éventuellement, une validation pour le cas réel en nature.

Description et schématisation du phénomène naturel

Description du phénomène naturel

Sous l'action des contraintes cycliques induites par la marée, les talus portuaires se remplissent et se vident périodiquement.

L'onde marée se propage à l'intérieur de ces talus et donne naissance à des phénomènes d'écoulement dans les sols alternativement immergés et émergés.

Cet écoulement se caractérise par sa surface libre, (ensemble des points à la pression atmosphérique), au-dessus de laquelle se situe la frange capillaire.

Le talus a une pente oblique ou verticale. Constitué d'un sol perméable, il repose sur une couche généralement imperméable.

A l'intérieur du talus, assez loin de l'interface mer-talus, l'impact de l'onde de marée diminue, l'amplitude des oscillations se réduit, et il apparaît un niveau d'équilibre.

Les vitesses d'écoulement pourront causer des effets perturbateurs sur la stabilité globale (possibilité de grand glissement) ou locale (affouillement) des massifs portuaires, soumis à la marée.

Schéma de modélisation

Ce phénomène naturel peut être schématisé ainsi, en désignant par PM et BM la pleine mer et la basse mer :

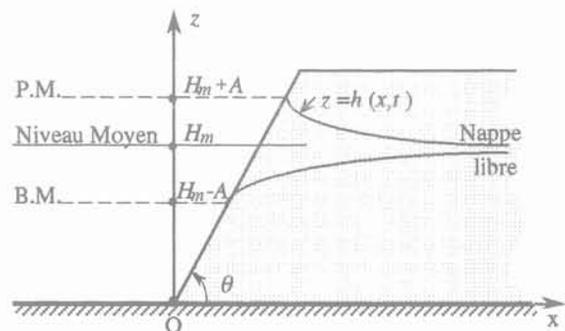


FIG. 1 Schéma du talus soumis au marnage.
Scheme of the intertidal slope.

L'onde marée a un niveau moyen H_m , une amplitude A et une période T correspondant à une pulsation ω , supposés constants. Son niveau oscille verticalement selon la loi :

$$h(0,t) = H_m + A \sin \omega t \quad (1)$$

$h(x,t)$ désigne la cote de la surface libre à partir du substratum, supposé imperméable, sur lequel repose le talus de pente P .

Modèle physique

Description

Pour s'affranchir de la plupart des hypothèses habituelles, nous proposons un modèle physique expérimental bidimensionnel, original, base de cette étude, qui permet :

- d'effectuer un suivi de l'évolution de la surface libre;
- de mesurer la perméabilité du massif en place.

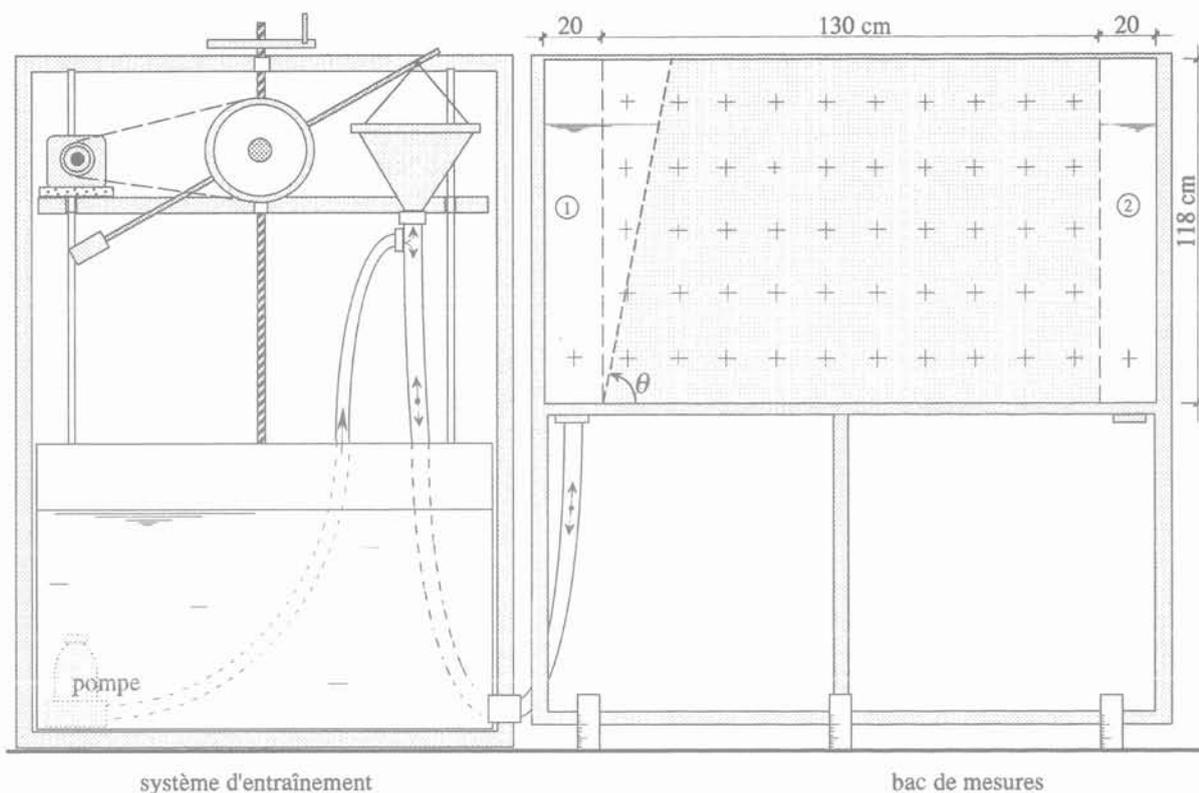


FIG. 2 Schéma général du modèle physique expérimental.
 → sens de l'écoulement 1 simulation du côté mer
 + prises de pression 2 simulation du côté terre
 General scheme of experimental physical model.

3.1.1

La figure 2 montre d'une façon globale les deux parties principales du montage de cette installation : le système excitateur (simulation de la marée), et le système récepteur (domaine de l'expérimentation).

Un mécanisme excitateur composé d'un moteur entraînant un entonnoir constamment en trop-plein, constitue le système d'entraînement (Fig. 3). L'entonnoir tourne en décrivant un cercle dans un plan vertical, et permet d'obtenir une variation sinusoïdale du niveau d'eau dans le réservoir, côté mer, du bac de mesures recréant ainsi le phénomène de la marée.

Le domaine d'expérimentation est constitué, dans son ensemble, d'un bac de mesures de forme parallélépipédique de dimensions 1,3 m x 1,18 m x 0,2 m (Fig. 2). Ce bac repose sur une base horizontale imperméable et contient une tranche de sable fin (de granulométrie étalée entre 0 et 1 mm) comprise entre deux parois latérales de plexiglas (rigidifiées par des profilés métalliques). Chaque paroi est également en contact avec un réservoir ayant la profondeur du bac, une section de 20 cm x 20 cm, et communique directement avec la tranche à travers des grilles. Nous avons appelé « réservoir côté mer », le réservoir amont où la simulation du phénomène de la marée est appliquée. Cette simulation est assurée par la communication directe de ce réservoir au système d'entraînement par l'intermédiaire

d'un tube mou en plastique de 12 cm de diamètre. De même, nous avons appelé « réservoir côté terre » le réservoir du côté aval de la tranche où le niveau d'eau est laissé libre. Ce dernier est exploité pour l'observation et la simulation de la limite infinie.

Le bac de mesures est porté par un portique en profilés métalliques rigides, l'ensemble repose sur des cales de réglage de l'horizontalité du portique et de la verticalité des parois du bac.

Les mesures de charges sont effectuées à l'aide de tubes piézométriques connectés aux prises de pressions. Ces prises sont installées de manière à former un maillage quadrilatère sur toute une face du modèle.

Nous pouvons faire varier l'angle de l'inclinaison θ de l'interface eau-sol du côté mer de la tranche, dans le but de simuler la pente d'un talus.

Nous avons ainsi pu simuler les conditions aux limites naturelles en établissant une nappe à surface libre et en faisant varier le niveau pour représenter l'impact de la marée (A. Alexis *et al.*, 1990).

Nous avons ainsi pu suivre l'évolution de la surface libre et le champ de pression dans la zone saturée lors des oscillations périodiques de la nappe.

3.1.2

La figure 4 décrit le montage de mesure de perméabilité k de la tranche de sol en place. Nous avons

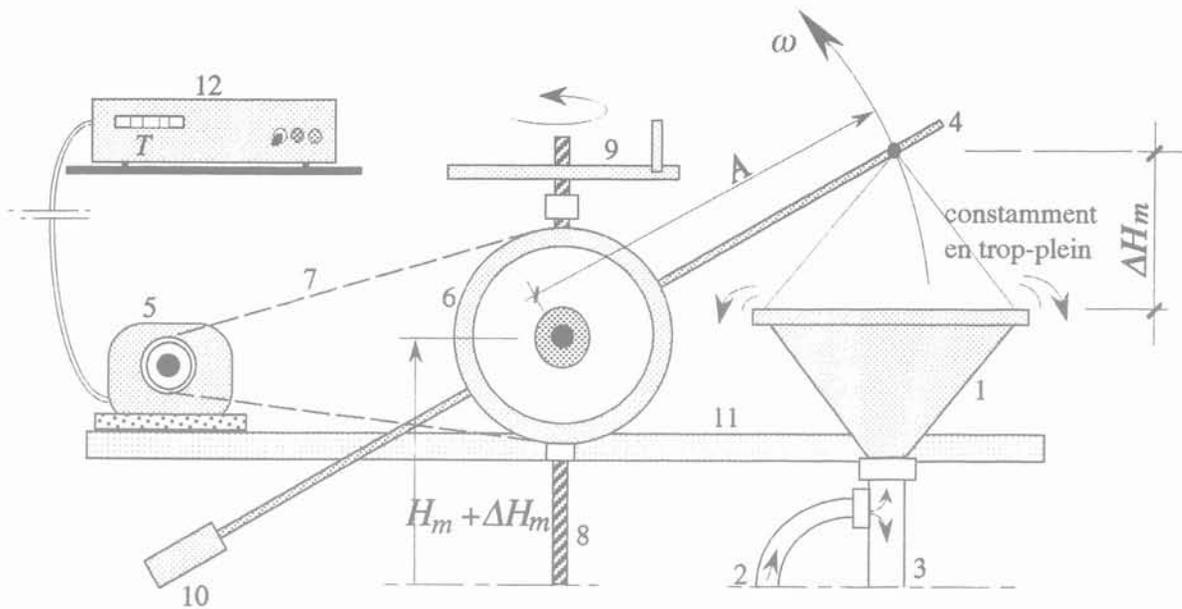


FIG. 3

Détails du mécanisme de simulation de la marée sinusoïdale par le système d'entraînement.

1) Entonnoir constamment en trop-plein, reçoit l'eau par 2, et la transmet au bac de mesures « côté mer » par 3. 2) Tube d'admission à la pompe. 3) Tube de transfert. 4) Tige support soudée à la poulie. L'amplitude A de la marée peut être réglée en fonction de la position du point d'attache de l'entonnoir sur cette tige. 5) Moteur électrique pas à pas, entraîne la poulie 6 par la courroie 7. Il est commandé par le générateur 12. 6) Poulie. 7) Courroie. 8) Tige filetée, sa rotation règle la hauteur de la barre 11 et du centre de poulie 6 : et donc la hauteur moyenne de la marée. 9) Manivelle de rotation manuelle de la vis 8. 10) Contrepoids, compense le poids de l'entonnoir. 11) Barre support pour le moteur 5 et la poulie 6. 12) Générateur d'impulsion. Il règle la période et pilote le moteur 5.

Mechanism details of the sinusoidal tidal simulation by dragging system.

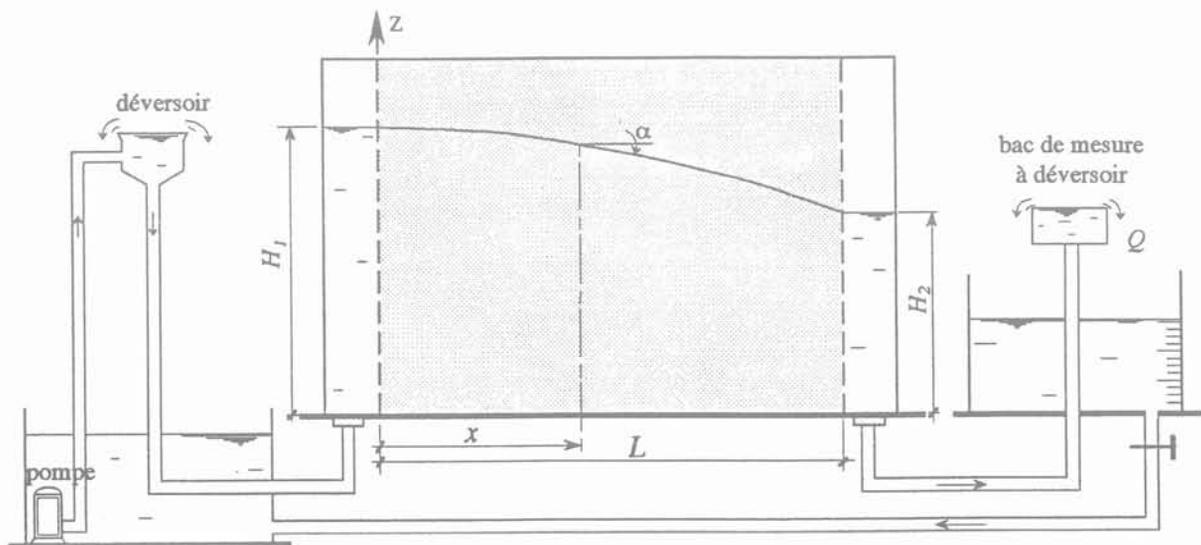


FIG. 4

Schéma général d'un montage de mesure de perméabilité de la tranche de sol en place.
General scheme of permeability measurement of a slice of soil in place.

imposé une différence de charge entre les deux réservoirs en gardant la ligne de la surface libre peu inclinée sur l'horizontale. Soit H_1 et H_2 les hauteurs côté amont et aval de la tranche ($H_1 > H_2$). Nous mesurons le débit aval Q et nous en déduisons k par application de la loi de Dupuit pour les écoulements plans (Mahé, 1989):

$$Q = \frac{l}{2L} k (H_1^2 - H_2^2) \quad (2)$$

Pour ce sable nous avons obtenu une perméabilité $k = 8,77 \cdot 10^{-4}$ m/s (Fig. 5), et une porosité efficace moyenne de l'ordre de 0,12, mesurée par la quantité d'eau libre dans trois échantillons préparés dans les mêmes conditions que la tranche.

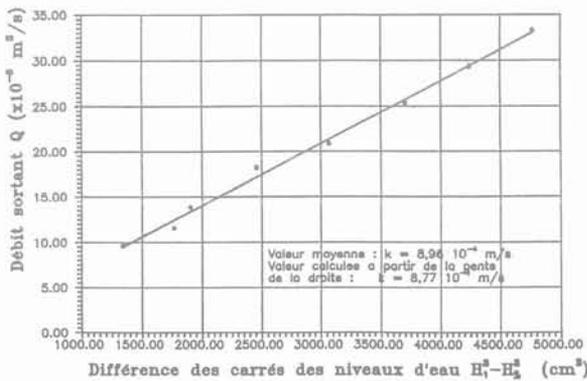


FIG. 5 Courbe expérimentale de détermination de la perméabilité k .
 Experimental curve of determination of permeability k .

3.2

Exploitation

La présence de bulles d'air dans le circuit de l'écoulement constitue un problème délicat, systématiquement rencontré chez les expérimentateurs en hydraulique des sols. Dans notre cas, il s'est posé aussi bien dans le milieu de la tranche de sable qu'au niveau des prises de pression.

Ces bulles d'air, dont la taille est environ le diamètre des tubes piézométriques utilisés, perturbent les mesures et affectent la précision.

Pour faire face à ce problème, nous avons cherché à éliminer leur présence dans la tranche de sable. La méthode de pluviation uniforme du sable (recommandée pour la fabrication de massifs homogènes), dans le bac rempli d'eau lors de la mise en place de la tranche nous est parue bien adaptée: les grains se dispersent et chutent dans l'eau régulièrement alors que les bulles d'air remontent et disparaissent à la surface libre.

La réalisation des mesures nous a conduit à trois observations concernant:

- la périodicité: l'oscillation de l'onde incidente sinusoïdale (côté mer), est transmise à la surface libre à l'intérieur du massif, qui oscille avec la même périodicité;
- le niveau d'eau: il apparaît une surélévation dans le réservoir côté terre par rapport au niveau moyen à l'amont où le mouvement sinusoïdal du niveau d'eau est imposé;
- la variation du niveau d'eau dans le réservoir côté

terre: environ 0,5 cm d'amplitude par rapport à 16 cm dans le réservoir côté mer. Le sable utilisé est choisi pour la fabrication d'un modèle qui est considéré incompressible. La variation observée ne pose pas de problème pour la modélisation mathématique si nous ciblons une confrontation des résultats de ce modèle physique aux modèles mathématiques.

Pour chaque jeu de données expérimentales (période, amplitude, niveau moyen..., voir tableau I), les valeurs de pression recueillies sont représentées sous forme d'une carte de lignes équipotentielles, grâce à un programme d'interpolation. La position de la surface libre est calculée par la suite et mise en évidence sur la même carte.

Nous avons choisi, ici, de représenter quelques exemples de nos résultats expérimentaux. Les figures 6 et 7 montrent les cartes de lignes équipotentielles de l'écoulement dans la tranche de sol de notre modèle physique. L'axe vertical donne la valeur de la charge hydraulique dans la zone saturée entre la base imperméable du modèle et le niveau de la surface libre, alors que l'axe horizontal donne la pénétration en cm dans la tranche. L'origine du repère est fixée à son coin inférieur du côté du réservoir côté mer. Les deux séries de cartes (Fig. 6 et 7) correspondent aux données figurant sur le tableau I à chaque quart de cycle.

TABLEAU I Récapitulation et comparaison des grandeurs H_m , N_e , et N_e théorique dans trois cas.

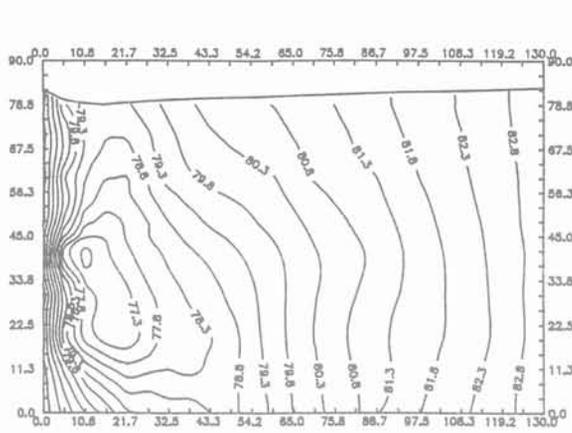
Recapitulation and comparison of the parameters H_m , N_e and theoretical N_e for three cases.

T (s)	Niveau d'eau dans le réservoir (cm)					
	Côté mer				Côté terre	
	H_{max}	H_{min}	H_m	A	N_e	N_e théor
Écran Vertical : Fig. 6 et 10						
80	98,7	66,3	82,5	16,2	83,3	83,3
Écran Vertical : Fig. 9						
120	98,3	66,7	82,5	15,8	83,3	83,3
Pente = 1 : Fig. 7 et 11						
120	70,3	44,9	57,6	12,7	58,7	59,9

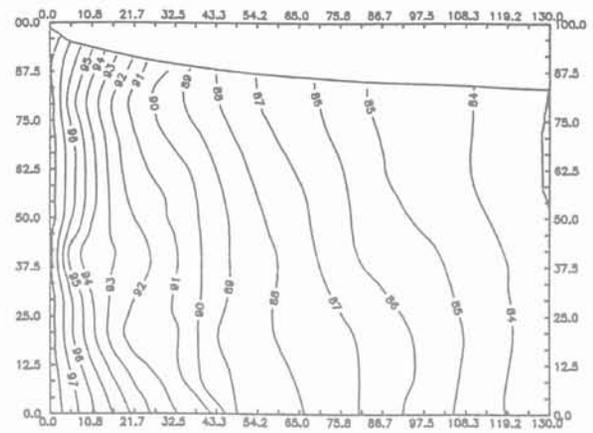
Nous remarquons, à mi-flot, pendant la marée montante, une zone de perturbation, dépression dans le cas présent, due à la confrontation entre l'écoulement entrant et sortant au cours du cycle. Cette zone attire notre attention, et mérite de faire l'objet d'une analyse critique. Elle disparaît en s'éloignant dans la tranche pendant le flot. Elle reprend naissance juste à côté du réservoir côté mer pendant le jusant, mais cette fois-ci en surpression, et disparaît également en s'éloignant de ce dernier vers le réservoir côté terre. C'est ainsi que cette zone de perturbation se crée près de l'interface massif-mer. Elle est donc sollicitée par des battements importants de fluctuations de pression.

Le fort rabattement de la ligne de surface libre ainsi que les rétrécissements des équipotentielles observés dans cette zone mettent en évidence l'importance des vitesses de filtration en particulier sur l'interface talus-mer.

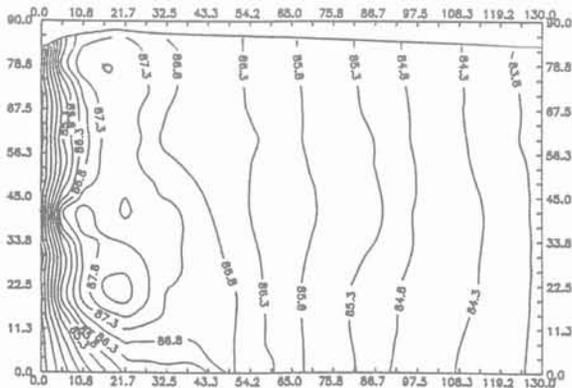
Par contre en s'éloignant vers le côté terre de la tranche, nous constatons que l'écoulement devient plus laminaire et vérifie l'hypothèse légitime des nappes de Dupuit. Cela s'explique par la quasi-verticalité des



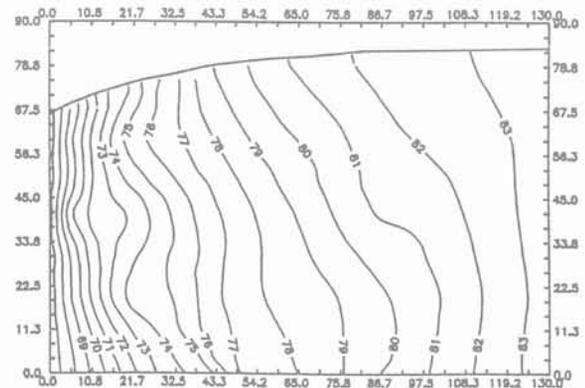
(a) mi-flot
mid flood



(b) pleine mer
high tide



(c) mi-jusant
mid ebb



(d) basse mer
low tide

FIG. 6 Lignes équipotentielles et surface libre (écran vertical).
Equipotential lines and free surface (vertical bank).

lignes équipotentielles. Ces dernières s'interrompent à leur niveau pour créer ainsi la ligne de la surface libre.

Dans les deux séries de cartes, et malgré un temps de cycle réduit, un niveau d'eau stationnaire dans le réservoir côté terre, reste difficile à réaliser, vu la forte perméabilité de la tranche. Nous soulignons ici que ce niveau oscille au-dessus de la hauteur moyenne de la marée simulée. Des détails d'une justification analytique de la surélévation du niveau d'eau dans les talus estuariens, sont déjà donnés (Rezzoug *et al.*, 1993¹, 1993²). De même des constatations en nature concernant ce phénomène ont été observées et semblent incontestables pour De Cazenove (1971); néanmoins, sa justification nous semble loin d'être effective dans la mesure où il attribue cette constatation à d'autres facteurs parasites (présence de la vase sur la pente, dissymétrie des marées...). Une telle justification expérimentale sur un modèle physique à petite échelle est un des objectifs de cette étude. Cette remontée du niveau d'eau dans les ouvrages portuaires des ports à marée, mérite d'être prise en compte dans les calculs de conception et de vérification de stabilité.

4

Confrontation théorie-expérimentation

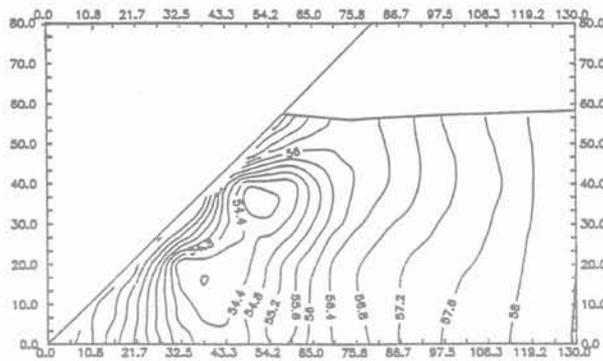
4.1

Nos études analytiques antérieures

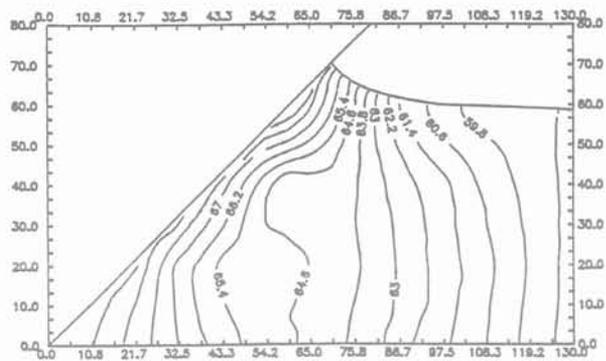
Ce modèle physique a été exploité pour permettre une analyse de validité d'un modèle mathématique des écoulements transitoires de nappes libres dans un massif intertidal, simulant le comportement des talus portuaires sollicités par la marée.

Cette modélisation mathématique est basée sur la résolution de l'équation de Dupuit en transitoire non linéaire donnée par Polubarinova (1962):

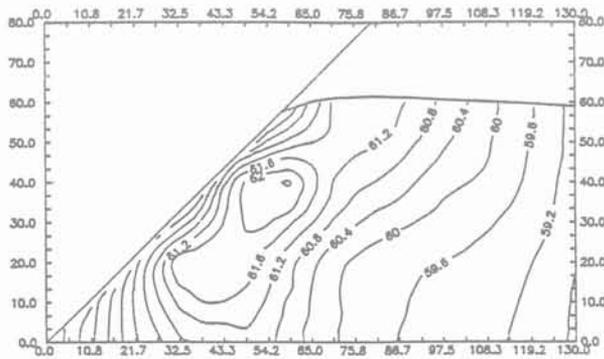
$$\frac{\partial h(x, t)}{\partial t} = \frac{k}{2n} \frac{\partial^2 h^2(x, t)}{\partial x^2} \quad (3)$$



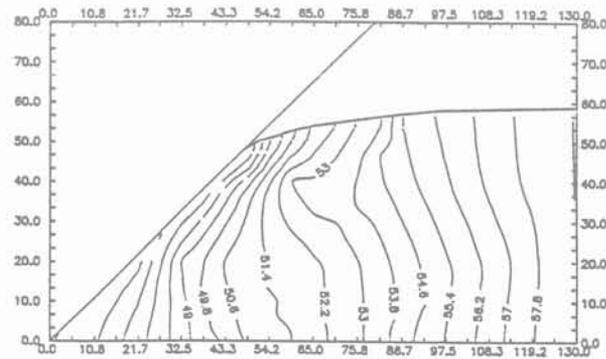
(a) mi-flot
mid flood



(b) pleine mer
high tide



(c) mi-jusant
mid ebb



(d) basse mer
low tide

FIG. 7 Lignes équipotentiels et surface libre (talus de pente unité).
Equipotential lines and free surface (unit slope).

Elle a été décrite en s'appuyant sur la loi de Darcy et l'hypothèse de Dupuit dans un milieu homogène poreux, saturé, perméable et indéformable. Ces hypothèses sont tout à fait applicables au modèle physique proposé ici. Nous avons donné par ailleurs (Rezzoug *et al.*, 1993¹) la fonction analytique $h(x,t)$ qui décrit l'allure de la surface libre dans le cas général d'un talus naturel semi-émergé de perméabilité k et de porosité n . Un niveau d'eau dans le réservoir côté terre stable, se traduit par une vitesse d'infiltration nulle entre la tranche et le réservoir. Cette condition représente alors, par analogie, la condition naturelle à l'infini.

Les études analytiques et numériques (Alexis, 1987; Rezzoug, 1994) ont montré une onde progressive d'écoulement pénétrant à l'intérieur du talus. Elle s'amortit sur une distance fonction de la perméabilité du milieu. Cette onde caractérise la longueur d'une zone perturbée aussi bien par les changements instantanés et cycliques de la pression interstitielle que par les vitesses d'écoulement induites par la marée. Les calculs mettent également en évidence une surcote du niveau d'équilibre (Ne) dans le talus par rapport au niveau moyen de la marée (H_m).

La variation du niveau d'eau dans le réservoir côté terre et son influence dans l'alimentation et le drainage de la nappe (dans la tranche), ne peut être négligée. Donc, pour réaliser une confrontation exacte et objective entre les résultats du modèle mathématique et l'expérimentation, il faut prendre en compte, dans les calculs, la fluctuation du niveau d'eau dans ce réservoir.

4.2

Simulation numérique de l'essai en laboratoire

Pour pouvoir comparer les résultats expérimentaux et théoriques, nous avons utilisé le moyen des différences finies pour modéliser la tranche de sol ainsi que ses conditions aux limites physiques. Pour simuler la marée, le niveau d'eau oscille dans le premier réservoir selon la loi sinusoïdale (1).

La discrétisation en différences finies selon un schéma explicite centré de l'équation non linéaire (2), avec $x = i\Delta x$ et $t = j\Delta t$, (Alexis, 1987) donne :

$$h_{i,j+1} = h_{i,j} + K[h_{i+1,j}^2 - 2h_{i,j}^2 + h_{i-1,j}^2] \quad (4)$$

avec :

$$K = \frac{k \Delta t}{2n \Delta x^2} \quad (5)$$

L'étude de stabilité des calculs donne une condition nécessaire ($K \leq \frac{1}{4A}$) (Rezzoug, 1990).

Dans l'autre réservoir, le niveau d'eau est laissé libre. Pendant un intervalle de temps Δt la quantité d'eau communiquée entre la tranche et le réservoir de largeur D , est égale à la variation Δh du niveau d'eau dans ce dernier (Fig. 8). La vitesse d'infiltration selon la loi de Darcy $\vec{v} = -k \text{grad}h$ au temps t est :

$$v h_{n,j} = \frac{\Delta h}{\Delta t} D \quad (6)$$

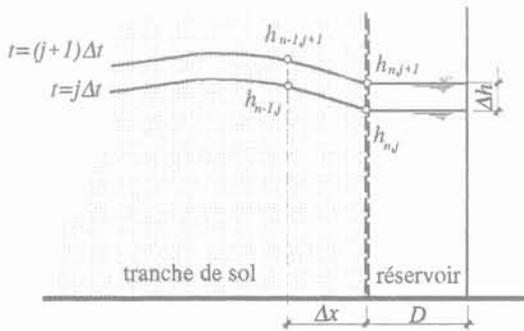


FIG. 8 Modélisation de l'évolution du niveau d'eau, dans le second réservoir en fonction de la variation de la surface libre de la nappe dans la tranche de sol. Modelisation of water level evolution in the second reservoir versus the free surface change of table water in the slice of soil.

Le découpage de la tranche en n points répartis le long de sa largeur permet une discrétisation de la grandeur h sur l'axe des x . Au point n et à l'instant $t = j\Delta t$, elle est définie par $h_{n,j}$. La variation Δh est alors :

$$\Delta h = \frac{k}{D} \frac{h_{n-1,j} - h_{n,j}}{\Delta x} h_{n,j} \Delta t \quad (7)$$

On en déduit au temps $(j+1)\Delta t$:

$$h_{n,j+1} = h_{n,j} + \frac{k}{D} \frac{h_{n-1,j} - h_{n,j}}{\Delta x} h_{n,j} \Delta t \quad (8)$$

Nous avons réalisé un programme, appelé *Maree-sol*, de calcul des écoulements transitoires dans un massif saturé semi-émergé, soumis à la marée. Au sein de ce programme, le module MSDIF réalise la résolution de l'équation (8) correspondant à cette discrétisation en différences finies.

4.3

Comparaison des résultats théoriques et expérimentaux

Les figures 9, 10 et 11 visualisent une comparaison entre les profils de surfaces libres expérimentales et

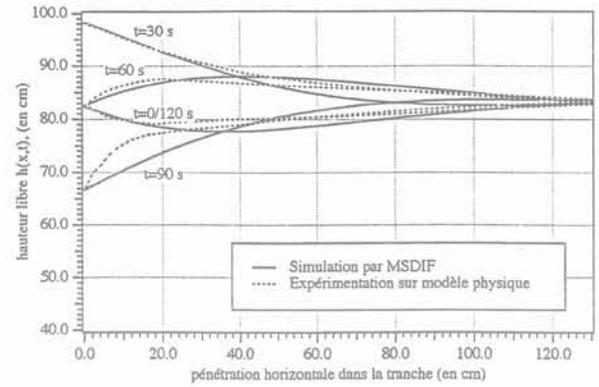


FIG. 9 Comparaisons des profils de surface libre. Écran vertical. Comparisons of profiles of free surface. Vertical bank.

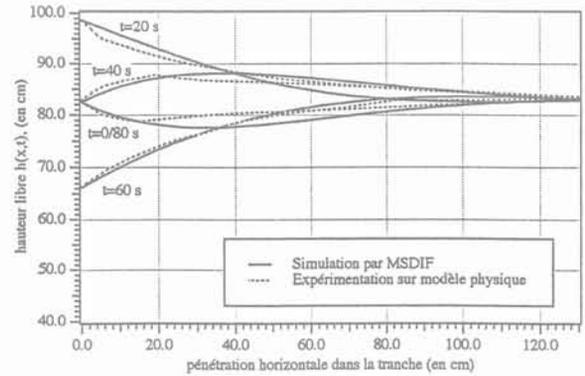


FIG. 10 Comparaisons des profils de surface libre. Écran vertical. Comparisons of profiles of free surface. Vertical bank.

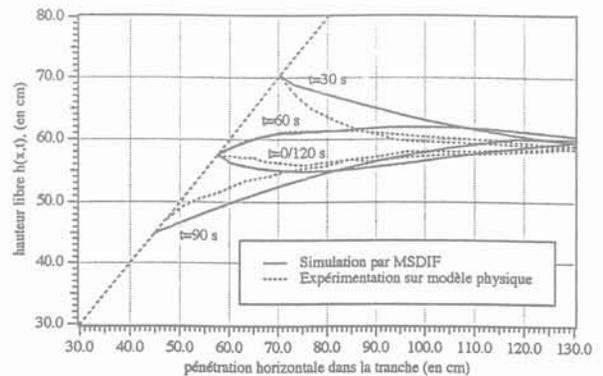


FIG. 11 Comparaisons des profils de surface libre. Pente unité. Comparisons of profiles of free surface. Unit slope.

théoriques. Elles représentent respectivement les cas d'un massif vertical et le cas d'un talus de pente. Nous avons présenté un couple de profils (théorique-expérimental), à chaque quart du cycle. Le modèle expérimental, ici, est toujours la tranche de sable décrite précédemment, avec une simulation d'une marée par une variation sinusoïdale accélérée du niveau d'eau dans le réservoir côté mer, alors que le modèle mathématique est décrit par l'équation (4), compte tenu des conditions aux limites (8) et (1) appliquées à la tranche expérimentale.

La surélévation du niveau d'équilibre est exprimée de la même façon chez les deux modèles sur les figures 9 et 10 et plutôt légèrement surestimée par le modèle mathématique sur la figure 11. Nous considérons que ces deux figures quantifient la tolérance des résultats du modèle mathématique proposé par les résultats de notre modèle physique. Les résultats synthétisés dans ses deux figures visualisent la validation du modèle mathématique proposé au moyen du modèle physique que nous avons réalisé (Rezzoug et al., 1993²).

Il serait également intéressant de confronter ces résultats expérimentaux à d'autres théories existantes dans la littérature, comme la théorie des milieux non saturés. Ces travaux devront donner plus de détail, si nous envisageons aussi des manipulations sur des sols de granulométrie différentes.

5

Synthèse et conclusion

L'écoulement périodique dans un massif soumis à la marée constitue un phénomène naturel complexe en raison de la difficulté de l'estimation de l'interaction Hydraulique-Géotechnique dans un milieu poreux soumis à des sollicitations cycliques.

Une meilleure connaissance de ces problèmes hydrauliques des écoulements internes permet de mieux appréhender l'étude des problèmes de génie civil, tels que la conception et le dimensionnement des ouvrages.

Le modèle physique proposé permet d'obtenir une série d'informations dont l'exploitation fournit d'utiles indications pour l'utilisation et la validation des modèles mathématiques qui reposent, généralement, sur des hypothèses dont le domaine de validité n'est pas toujours parfaitement adapté.

Le niveau d'eau côté amont (côté mer) de l'ouvrage, à l'intérieur du massif ou à quelque distance, et à chaque moment du cycle marée, permet d'étudier l'effet de la surpression hydrostatique dans le sol vis-à-vis d'un éventuel glissement. Cette surpression est due à la forte dénivellation du niveau d'eau à la basse mer. Elle introduit des poussées hydrostatiques déstabilisatrices (Chapon, 1966).

La zone de perturbation par les fluctuations de la nappe causées par la marée est le lieu de changements importants et alternatifs de pression interstitielle. Ce domaine apparaît nettement comme une zone de dépression qui se neutralise à la pleine mer pour devenir une zone de surpression à mi-jusant. C'est ainsi qu'elle perturbe les caractéristiques physiques et même mécaniques du sol.

Le sol subit dans ce mécanisme des vitesses d'écoulement alternatives dues au remplissage et à la vidange cyclique du massif, à un effet dynamique non négligeable. Globalement, les variations de ces vitesses donnent naissance à une accélération d'entraînement qui peut emporter toute la masse de l'ouvrage vers une instabilité par glissement. Localement, ces vitesses sont généralement importantes au pied de ces ouvrages au moment de la basse mer. Elles risquent d'entraîner le matériau lors de leurs sorties, créant ainsi un affouillement. Ce dernier cas est souvent constaté sur les pentes des talus semi-émergés lorsque la mer se retire, lors de la marée basse.

Les résultats obtenus permettent d'approfondir la connaissance de ces phénomènes et d'envisager d'intéressants développements, notamment concernant la stabilité des talus estuariens. Par ailleurs, le modèle physique original que nous avons réalisé peut constituer un outil de base pour d'autres validations. Cette recherche permet ainsi de mieux cerner le domaine de l'aménagement portuaire, qui présente un grand intérêt à la fois scientifique et économique.

Bibliographie

- Alexis A. – Étude géotechnique et sédimentologique de souilles et chenaux de la rade de Lorient. Contribution à la stabilité des sols immergés. Thèse de Docteur Ingénieur, ENSM Nantes, 1987, 260 p.
- Alexis A., Dos Santos P., Gouraud N., Mazery S. – Réalisation d'un modèle de mesure des écoulements dans un massif en situation estuarienne. Contrat ANVAR Nantes, juin 1990, 79 p.
- Chapon J. – Travaux maritimes, Tome 2, 1966, Ed. Eyrolles pp. 88-91.
- De Cazenove E. – Ondes phréatiques sinusoïdales, *La houille blanche*, n° 7, 1971, pp. 601-315.
- Mahé A. – Mécanique des sols. Tome 1, 1989, École Centrale de Nantes, pp. 69-99.
- Polubarinova P.Y.A. – Theory of ground water movement, 1962, Princeton Ed., 613 p.
- Rezzoug A., Alexis A., Thomas P. – Écoulement dans les talus intertidaux. *Journal de Recherche Océanographique* (accepté à paraître), 1993¹.
- Rezzoug A., Alexis A., Thomas P. – Theory and experimental validation of tidal seepage in banks. International Conference on Hydro-Science and Engineering, Washington June 7-11, 1993². Volume I part B, pp. 1711-1716.
- Rezzoug A., Alexis A. – Impact d'un écoulement cyclique sur un ouvrage semi-émergé. Journées nationales de Génie Civil-Génie Côtier, 26-28 février 1992, Nantes, pp. 486-498.

Comportement et modélisation des ouvrages du site de Knutange : tunnel du Bois des chênes et parois clouées de la tranchée d'accès

ODILE VANNIÈRE-FEGER

Thèse de doctorat de l'INPL (Nancy) préparée à l'ENSG sous la direction de F. Homand

L'exploitation des mesures de convergence faites dans la galerie de reconnaissance a conduit à définir les caractéristiques du terrain encaissant. Une analyse numérique, réalisée à l'aide du logiciel CESAR-LCPC, a permis de simuler le phasage des travaux de creusement du tunnel définitif.

Pendant le chantier, le suivi des mesures de convergences faisait partie intégrante de la méthode de construction de ce tunnel dans des argiles raides, sous faible couverture.

A posteriori, ces mesures ont servi de base, pour affiner la modélisation, et parvenir à reconstituer au mieux les mesures *in situ*.

D'autre part, sur ce chantier, la paroi Sud de la tête d'accès Ouest au tunnel, a été instrumentée dans le cadre du « programme Clouterre ». Le suivi de cette expérimentation a permis d'appréhender le comportement d'une paroi clouée de grande hauteur dans des terrains marneux.

Modélisation des massifs rocheux fracturés par la méthode des éléments distincts : influence de la loi de comportement des discontinuités sur la stabilité des ouvrages

MOUNTAKA SOULEY

Thèse de doctorat de l'INPL (Nancy) préparée à l'ENSG sous la direction de F. Homand

Le comportement mécanique des massifs fracturés est énormément et, quelquefois, dramatiquement affecté par le comportement des discontinuités présentes dans les massifs. L'influence des discontinuités sur le comportement mécanique des masses rocheuses a été démontrée par de nombreuses études expérimentales et numériques. Les joints sont à l'origine des ruptures ou instabilités observées dans les structures de génie civil, et leur comportement dépend de nombreux facteurs. Par conséquent, les modèles de comportement des discontinuités et les paramètres associés jouent un rôle essentiel dans les applications des techniques numériques. Un programme permettant de déterminer les paramètres des lois constitutives des discontinuités ainsi que les critères de rupture en cisaillement, à partir des données d'essais en laboratoire, a été mis au point. Saeb et Amadei ont développé un modèle

analytique et incrémental de comportement des joints rocheux. S'inspirant de la formulation des auteurs, nous avons généralisé le comportement des joints rocheux à des sollicitations cycliques dans la direction normale et avec changement de direction de sollicitations dans la direction tangente au joint. Les deux modèles ont été implantés dans le code de calcul des éléments distincts UDEC. Une vérification des modèles ainsi qu'une étude paramétrique ont été réalisées sur des géométries simples. Trois exemples d'application à l'étude de l'influence des lois sur la stabilité des ouvrages ont été traités. Les deux premiers étudient l'influence des lois de comportement sur la stabilité d'ouvrages à plusieurs profondeurs ainsi que l'influence de la rigidité du milieu entourant les fractures. Une comparaison entre les résultats de la modélisation et les mesures *in situ* constitue le troisième exemple.

Étude expérimentale des transferts hydriques et du comportement mécanique d'un limon non saturé

SAÏD EL DINY

Thèse de doctorat de l'INPL (Nancy) préparée à l'ENSG sous la direction de J.-P. Tisot

Il est nécessaire de prendre en considération le phénomène de la non-saturation, dont la caractéristique principale est le développement de pression négative ou succion. Dans ce cadre, des résultats expérimentaux sont présentés relatifs à des déterminations de la conductivité hydraulique et des essais triaxiaux sur un limon non saturé. Deux méthodes de mesure de la conductivité hydraulique sont exposées. La première, basée sur le suivi du débit sortant lors de l'application d'une pression d'air (succion), permet d'étudier le couplage entre les variations volumétriques de

l'échantillon et celles du volume d'eau drainée. Afin de mesurer très précisément ces petites variations, qui, bien évidemment, nécessitent un long temps d'expérience, un système de mesure de haute précision a été utilisé ; la seconde méthode repose sur le principe des profils instantanés et permet de couvrir une large gamme de succion. Pour chaque méthode, les essais ont été réalisés en drainage et en humidification. Les essais triaxiaux, sur les échantillons non saturés, ont été réalisés dans une cellule triaxiale à succion imposée.

Étude expérimentale de la chute de blocs rocheux sur une dalle en béton armé recouverte par des matériaux amortissants

V. LABIOUSE

*Université Catholique de
Louvain, Unité Génie Civil,
Place du Levant, 1, B-1348
Louvain-la-Neuve, Belgique*

F. DESCŒUDRES

S. MONTANI

C.-A. SCHMIDHALTER

*École Polytechnique
Fédérale de Lausanne,
Laboratoire de mécanique
des Roches,
CH-1015 Lausanne, Suisse*

Résumé

Le dimensionnement des galeries de protection contre les chutes de pierres dépend fortement de l'estimation des sollicitations dynamiques, que l'utilisation d'une couche amortissante peut réduire considérablement. Afin d'approfondir les connaissances actuelles sur les capacités d'amortissement des matériaux meubles, une étude expérimentale a été menée au Laboratoire de Mécanique des Roches de l'EPFL : des blocs de 100, 500 et 1 000 kg ont été lâchés de diverses hauteurs (≤ 10 m) sur une dalle en béton armé recouverte par un remblai d'épaisseur variable constitué de trois types de matériaux différents.

Les dispositifs et programme d'essais sont tout d'abord présentés. Ensuite, un exemple complet permet d'illustrer les divers enregistrements effectués lors d'un impact, ainsi que les traitements postérieurs à celui-ci. Finalement, une analyse des résultats expérimentaux souligne les principales tendances entre les grandeurs mesurées et débouche sur l'élaboration d'expressions mathématiques entre certaines de ces variables.

Experimental study of rock blocks falling down on a reinforced concrete slab covered by absorbing cushions

Abstract

The design of rock sheds depends strongly on the amplitude of the impulsive loadings, which can be drastically reduced using an absorbing cushion. To have a better knowledge of the damping abilities of soil layers, an experimental study has been carried out at the rock mechanics laboratory of the Swiss Federal Institute of Technology : weights of 100, 500 and 1 000 kg were dropped from various falling heights (≤ 10 m) on a reinforced concrete slab covered by three different soil cushions.

The testing device and programme are first presented. Then, a comprehensive example is taken to illustrate the various data recorded during an impact, as well as their post-processing. Finally, an analysis underlines the main tendencies between the experimental results, and allows the development of mathematical expressions between some of the problem variables.

Introduction

Cadre de l'étude

Dans les régions montagneuses, certaines voies de communications sont exposées à des phénomènes d'instabilités tels que glissements de terrain, avalanches, éboulements ou chutes de blocs. Ces événements s'accompagnent fréquemment d'un entraînement ou d'une obstruction partielle, voire totale des voies de circulation.

Afin de limiter les risques correspondants, des ouvrages de protection peuvent être construits (Fig. 1). Ils sont généralement caractérisés par :

- une dalle de toiture fortement armée en vue de diminuer la fragilité de l'ouvrage ;
- une structure dimensionnée pour reprendre l'importante composante horizontale des sollicitations (poussée du talus, coulées d'éboulis, avalanches, impacts rocheux) ;
- l'utilisation d'une couche meuble de matériaux remblayés afin de dissiper une part importante de l'énergie d'impact et, de la sorte, protéger la dalle de toiture de la structure.

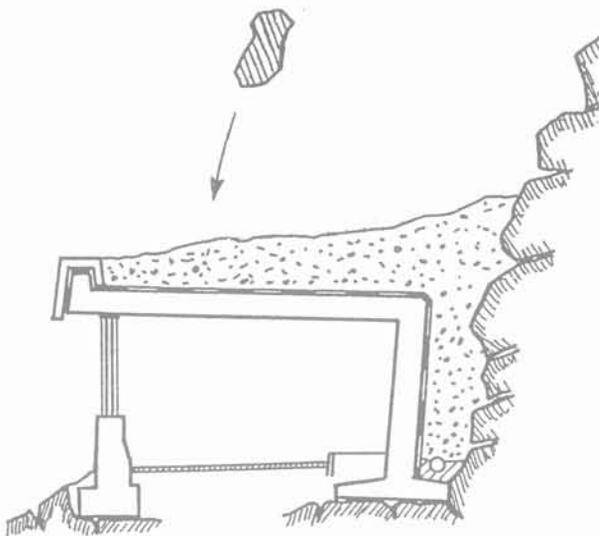


FIG. 1 Galerie de protection contre les chutes de pierres.
Rock shed used as protection against falling blocks.

Dans le cadre d'une étude suisse relative aux ouvrages de protection contre les chutes de pierres, conduite par l'Office Fédéral des routes et la direction des travaux des CFF, le Laboratoire de mécanique des roches de l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) a été mandaté pour l'élaboration des bases du calcul des sollicitations de dalles en béton armé dues à des chutes de blocs.

Le programme de recherche comprend les aspects suivants :

- une étude bibliographique ;
- des essais permettant de mesurer la dissipation d'énergie cinétique obtenue dans les matériaux rem-

blayés (effet amortisseur), et les efforts sur la structure porteuse ;

- l'interprétation des résultats de mesure ;
- ainsi qu'une justification théorique.

Buts de l'étude

Les efforts sur les ouvrages de protection sont essentiellement conditionnés par trois types de facteurs :

- la taille des blocs rocheux, leur vitesse de chute, leur angle d'impact et leur forme (chutes isolées ou éboulements) ;
- l'épaisseur de la couche de protection, la nature des matériaux constitutifs, leur granulométrie, leur compacité, leur angle de frottement interne, leur teneur en eau...
- la structure porteuse elle-même, son système statique, sa résistance, sa rigidité, sa fréquence propre, l'inclinaison du toit, les tirants d'ancrages, les fondations...

Afin de réduire le nombre de paramètres et de permettre une analyse quantitative détaillée, l'étude actuelle s'est limitée aux cas de chutes verticales de blocs sur une dalle horizontale.

Les résultats obtenus devraient conduire à l'élaboration de recommandations pratiques pour la conception des ouvrages, le choix des matériaux d'amortissement et le dimensionnement de la structure. Dans le cadre de cette directive, les aspects relatifs à la construction, à la maintenance et à la réparation de ces ouvrages de protection seront également introduits.

Recherche bibliographique

Une importante documentation existe au sujet des chutes de pierres. Citons notamment le symposium international de Kandersteg (1979, Canton de Schwyz en Suisse) sous l'égide des Chemins de Fer Fédéraux suisses, ainsi que les journées d'études de Chambéry organisées, en 1988, par l'École Nationale des Ponts et Chaussées.

Seuls quelques documents relatifs à l'aspect expérimental de la chute de blocs sur des ouvrages de génie civil sont repris ci-après. Il s'agit par ordre chronologique :

- d'une étude du Laboratoire Fédéral suisse d'Essais des Matériaux (LFEM) en 1966 ;
- d'une approche expérimental menée par l'Istituto Cantonale Tecnico Sperimentale (ICTS) du canton du Tessin en 1984 ;
- des recherches entreprises au Japon par le ministère des Constructions, quelques institutions privées et différentes universités. Un état des connaissances a été établi par le Dr H. Masuya, professeur invité à l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne en 1993.

Les principales caractéristiques de ces campagnes d'essais sont reprises au tableau I. Y sont également reportées les informations essentielles relatives aux essais réalisés dans le cadre de cette étude.

TABEAU 1 Études expérimentales de la chute de blocs sur des ouvrages de génie civil.
Experimental studies of rock blocks falling down on civil engineering buildings.

Caractéristiques de l'essai		LFEM	ICTS	JAPON	EPFL
Blocs d'impact	Forme	quelconque	sphère	cylindres à base plane, conique ou sphérique	cylindres à base sphérique
	Masse (kg)	1...75	1180	300-1000-3000	100-500-1000
Hauteurs de chute (m)		5-10-20-30-40	0,5...3	5-10-15-20	0/25...10
Remblai amortissant	Nature	néant	gravillons dépôts alluvionnaires	trois types de sable	graviers déchets rocheux
	Épaisseur (cm)		50-100	50-70-90-120-150	35-50-100
Structure	Type	Pré-dalle	Dalle Fondation	Dalle Fondation	Dalle
	Matériau	Béton armé	Béton armé	Béton armé	Béton armé
	Épaisseur (cm)	4-6-8-10	20	30	20

2

Dispositif d'essais

2.1

Configuration générale

Les essais d'impacts ont été effectués dans la Halle Fosses de l'EPFL où l'on dispose d'un puits de 5 m de diamètre et de 8 m de profondeur. Cette halle présente l'avantage de permettre des essais à l'abri des intempéries, ce qui facilite l'installation d'un système de mesure fiable ainsi que le contrôle des paramètres significatifs des essais entrepris.

Une dalle en béton armé a été construite, placée sur quatre appuis au fond du puits, puis recouverte par un remblai d'épaisseur variable (Fig. 2 et 3). L'ensemble est sollicité par des blocs d'impact lâchés de différentes hauteurs depuis le pont roulant dont est équipé la Halle Fosses. Au cours des essais, les paramètres suivants ont été variés :

- la masse des blocs d'impact: 100, 500 et 1 000 kg
- la hauteur de chute: entre 0,25 et 10 m
- l'épaisseur du remblai: 0,35, 0,50 et 1,00 m

De plus, les essais ont été réalisés avec trois matériaux de remblayage de nature différente: un gravier à béton 3/32, des matériaux provenant d'un cône de déjection et des déchets rocheux excavés par un tunnelier.

2.2

Dalle en béton armé

Les dimensions de la dalle (3,40 x 3,40 m) ont été conditionnées par le diamètre de la fosse profonde

(5 m). Son épaisseur et son pourcentage d'armatures ont été calculés pour un effort d'impact de 400 kN agissant en son centre; l'amplitude de cette sollicitation ayant été estimée à partir d'une relation japonaise basée sur la théorie de Hertz (chocs élastiques).

Le dimensionnement a permis de fixer les caractéristiques suivantes:

- dalle carrée: 3,40 m x 3,40 m
- épaisseur: 0,20 m
- pourcentage d'armatures: 0,6 %
- armatures inférieures: Ø 14 mm s = 150 mm
- armatures supérieures: Ø 10 mm s = 150 mm
- qualité de béton: B35/25

La dalle repose sur quatre appuis ponctuels. Une précontrainte d'environ 320 kN (assurée par des tiges d'ancrage placées au travers des blocs d'appui) permet de maintenir un contact parfait, et prévient de la sorte le soulèvement de la dalle lors des essais d'impact.

2.3

Blocs d'impact

Les blocs d'impact sont constitués d'une masse de béton enveloppée dans un coffrage perdu métallique (Fig. 4). Leur fût est cylindrique tandis que leur base a la forme d'un segment sphérique.

Le bloc d'une tonne, dont les dimensions ont été tirées de documents japonais (Yoshida *et al.*, 1988), a été choisi comme modèle des deux autres (100 kg et 500 kg). Pour chacun d'entre eux, notons que le diamètre du fût est égal au diamètre d'une sphère de roche (masse volumique de 2 600 kg/m³) de même poids.

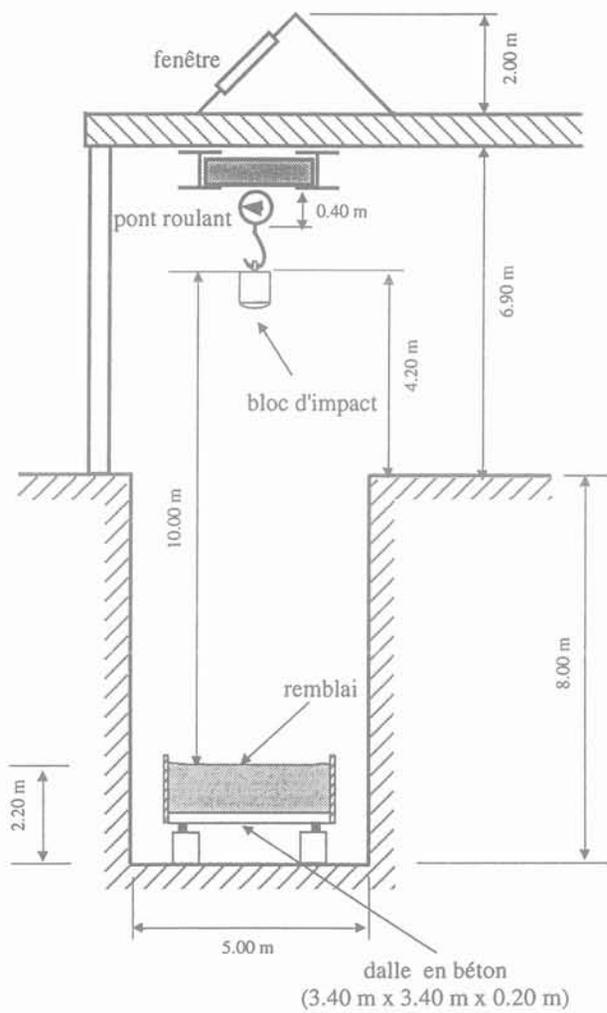


FIG. 2 Coupe verticale du puits d'essai.
Vertical section of the testing shaft.

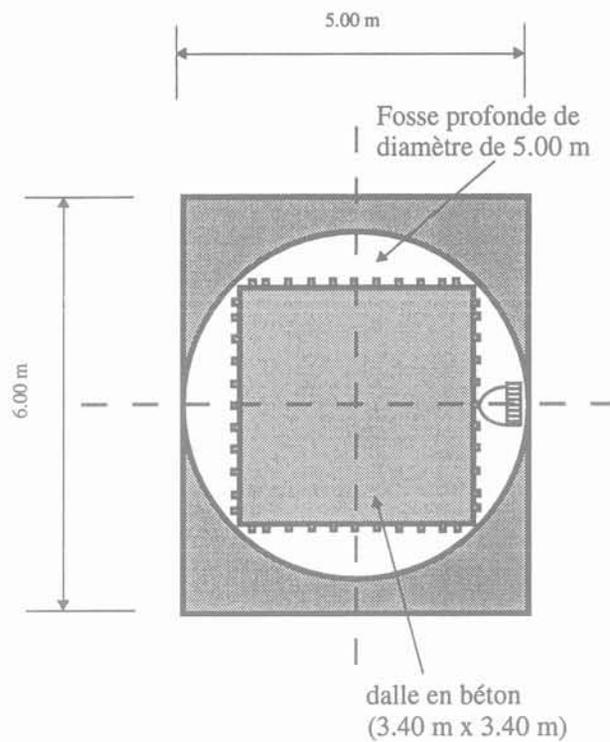
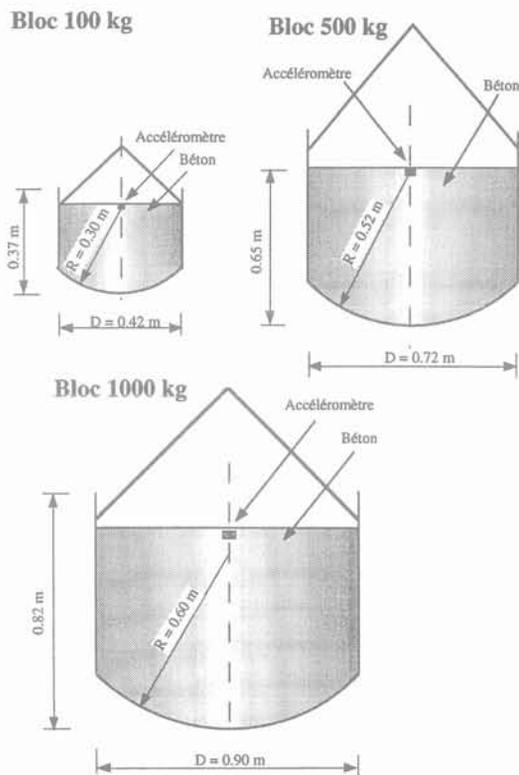


FIG. 3 Vue en plan du puits d'essai.
Cross section of the testing shaft.



Blocs d'impact

Shape of the impact blocks

FIG. 4 Blocs d'impact.
Shape of the impact blocks.

Matériaux de remblai

Divers matériaux d'amortissement ont été successivement utilisés (tableau II). Les essais ont été d'abord entrepris avec un gravier à béton de caractéristiques bien spécifiées et contrôlables. Ensuite, ils se sont poursuivis avec des matériaux de remblayage représentatifs de ce qui peut être mis en place économiquement sur les ouvrages réels; notamment des déblais d'excavations dont la réutilisation s'avère impossible et qui devraient être mis en décharge.

Les courbes granulométriques et les caractéristiques géotechniques de ces trois types de matériaux de remblai sont reprises respectivement à la figure 5 et au tableau III. On note une nette différence de constitution; en particulier, le pourcentage de fines augmente du premier (sol-1) au dernier sol (sol-3).

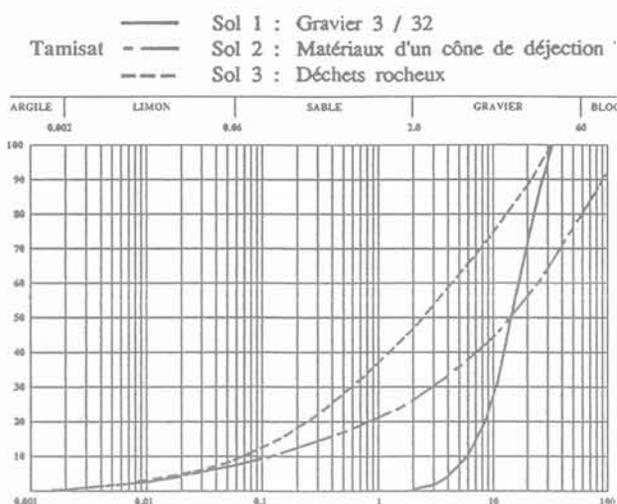


FIG. 5 Courbes granulométriques des trois sols.
Particle size accumulation curves.

Dispositif de mesure

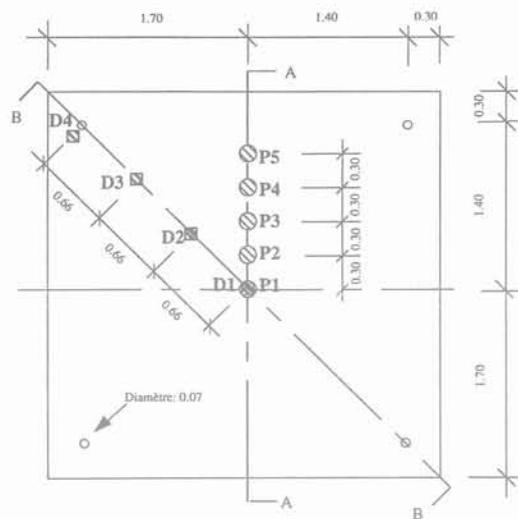
Comme expliqué dans l'introduction, le but des investigations est de déterminer la capacité d'amortissement de l'énergie d'impact par le matériau remblayé, et de mesurer les efforts agissant sur la dalle en béton armé ainsi que les déformations associées. L'approche

TABLEAU II Description des matériaux d'amortissement utilisés.
Description of the damping materials.

	Sol-1	Sol-2	Sol-3
Dénomination	Gravier (3/32)	Cône de déjection	Déchets rocheux
Origine	Mélange de granulats à béton issus d'une drague et de gravières	Matériaux d'un cône de déjection situé en Valais	Matériaux d'excavation d'un tunnel routier au Tessin
Composition	Mélange de roches magmatiques, métamorphiques et sédimentaires	Gros éléments de schistes cristallins et de gneiss en plaquettes	Gneiss cœillé, schisteux à deux micas (noir et blanc)
Traitement	Néant	Tamissage pour éliminer les gros blocs (tamis à barres longitudinales de 10 cm d'espacement)	Criblage pour augmenter la fraction de fines (criblage à sec, mailles de 20 mm)

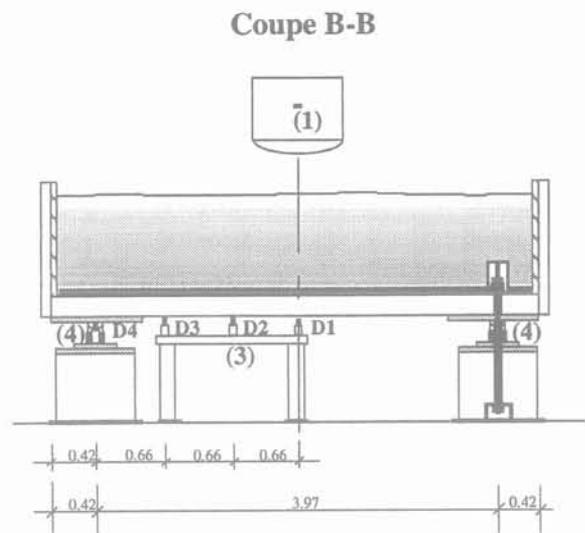
TABLEAU III Caractéristiques géotechniques des trois sols de remblai.
Geotechnical characteristics of the three soil layers.

Type sol	Densité (kg/m ³)	d ₁₀ (mm)	Uniformité C _u	Courbure C _c	Angle de frottement	Cohésion (kN/m ²)
Sol-1	1 650	6	2,8	1,1	41	0
Sol-2	1 900	0,12	230,8	6,2	45	0
Sol-3	1 800	0,065	77,8	1,4	47	0



Légende: ⊗ Pressiomètres installés et liés (5 pcs.)
 ⊠ Capteurs de déplacement (4 pcs.)

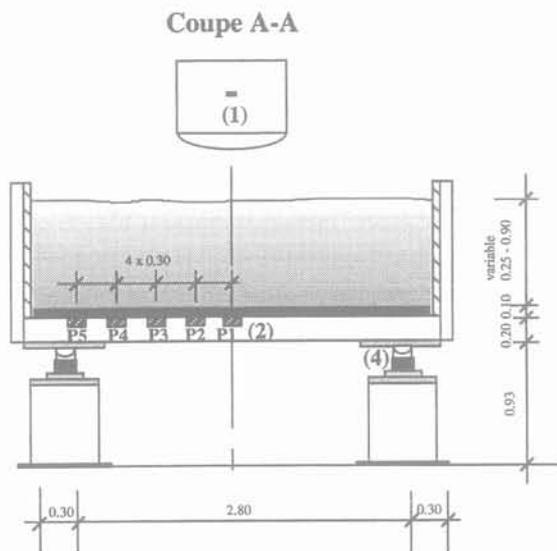
FIG. 6 Vue en plan de la dalle et du dispositif de mesure.
 Cross section of the concrete slab and the measuring device.



■ sable
 ▨ gravier, moraine ou tout-venant

Légende: (1) accéléromètre du bloc d'impact (1 pce.)
 (3) capteurs de déplacement (4 pcs.)
 (4) réactions d'appui (4 capteurs de force)

FIG. 8 Coupe diagonale (BB) de la dalle et du dispositif de mesure.
 Diagonal section (BB) of the concrete slab and the measuring device.



■ sable
 ▨ gravier, moraine ou tout-venant

Légende: (1) accéléromètre du bloc d'impact (1 pce.)
 (2) pressiomètres (5 cellules de pression)
 (4) réactions d'appui (4 capteurs de force)

FIG. 7 Coupe médiane (AA) de la dalle et du dispositif de mesure.
 Median section (AA) of the concrete slab and the measuring device.

scientifique d'un tel problème très complexe d'action dynamique exige des essais systématiques et bien instrumentés. A cet effet, divers capteurs ont été installés (Fig. 6, 7 et 8):

- 1) un accéléromètre dans le bloc d'impact;
- 2) cinq pressiomètres (P1 à P5) scellés dans la dalle et placés sur une demi-médiane avec une entredistance de 30 cm. Afin d'éviter leur détérioration par les matériaux de remblayage, une couche de sable de 10 cm d'épaisseur est mise en place sur la dalle;
- 3) quatre capteurs de déplacement (D1 à D4) placés sous la dalle suivant une demi-diagonale et entre distants de 66 cm;
- 4) quatre capteurs de force au droit des appuis afin de mesurer les réactions.

Il était également prévu de mesurer les contraintes dans les armatures inférieures, mais les résultats obtenus ne se sont pas avérés satisfaisants, probablement suite à la fissuration du béton.

Toutes ces mesures, acquises à une fréquence de 1,2 kHz, sont stockées automatiquement sur ordinateur, puis elles font l'objet d'un traitement et d'une représentation graphique.

Programme d'essais

3.1

Essais d'impact

La campagne des essais dynamiques est résumée au tableau IV. Il est essentiel de noter que le déroulement de ces essais a été adapté au cours de l'avancement de l'étude :

- **Séries 1 à 8 :** Pour un type de remblai (épaisseur constante) et un type de bloc d'impact, on a procédé à des essais à différentes hauteurs de chute. Pour chacune de ces hauteurs, l'essai a été répété 3 à 4 fois jusqu'à ce que les valeurs maximales enregistrées se soient stabilisées. Après chaque impact, le cratère formé par le bloc était pioché, puis égalisé.

- **Séries 9 à 28 :** Afin de mieux cerner le phénomène de compactage des matériaux d'amortissement, on a ensuite réalisé des essais pour un type de remblai (épaisseur constante), un type de bloc et une hauteur de chute bien définie ; et ce, jusqu'à ce que l'on atteigne des valeurs d'impact stabilisées (pour certaines séries, onze chocs ont été nécessaires !). Pour que les conditions initiales soient plus ou moins identiques d'une série à l'autre, un remaniement du sol s'est avéré indispensable entre chaque série d'essais (sortie partielle ou même totale du remblai). Par contre, entre chaque

impact, on se contentait de corriger superficiellement le sol en piochant et en égalisant le cratère (comme pour les huit premières séries).

- **Séries 30 et 31 :** Ces deux dernières séries ont été planifiées pour connaître le comportement du système sous de plus grandes énergies d'impact : blocs de 500 et 1 000 kg dont la hauteur de chute a été progressivement augmentée jusqu'à 9 m par incréments de 1 m. La procédure d'essais est analogue à celle utilisée pour les huit premières séries.

3.2

Essais statiques

3.2.1

Rigidité statique

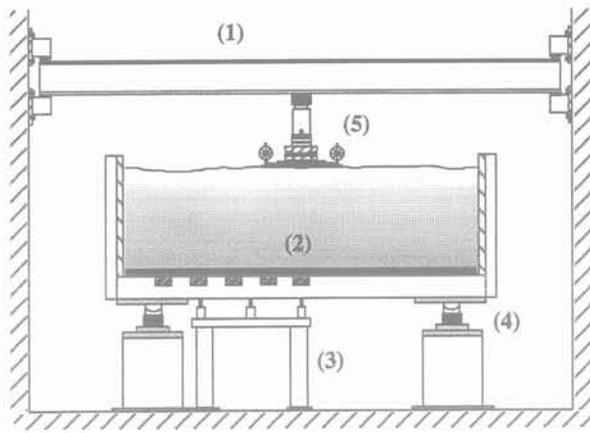
Le suivi de l'évolution de la rigidité au cours de la campagne d'essais permet de se faire une idée de l'endommagement progressif de la dalle. De plus, la connaissance des rigidités statiques de la dalle et de l'ensemble remblai-dalle devrait permettre, par comparaison avec les essais d'impact, de ramener le problème du dimensionnement sous sollicitations dynamiques au calcul plus aisé d'une structure soumise à un effort statique équivalent.

Des essais statiques ont donc été effectués régulièrement tant sur la dalle seule que sur la dalle recouverte de remblai (Fig. 9), la charge appliquée étant de 50 kN jusqu'à la vingt-huitième série de 200 kN ensuite.

TABLEAU IV Déroulement des essais.
Testing programme.

Série	Sol	h_{remblai} (m)	Bloc (kg)	H_{chute} (m)	Série	Sol	h_{remblai} (m)	Bloc (kg)	H_{chute} (m)
1	1	1,00	100	2,5 ; 5 ; 7,5 ; 9,8	17	1	0,50	1000	1
2	1	1,00	500	0,5 ; 1,0 ; 1,5 ; 2 ; 2,5	18-A	3	1,00	100	10
3	1	1,00	1000	0,25 ; 0,5 ; 0,75 ; 1	18-B	3	1,00	100	5
4	2	1,00	100	2,5 ; 5 ; 7,5 ; 9,85	19-A	3	1,00	500	1
5	2	1,00	500	0,5 ; 1 ; 1,5 ; 2	19-B	3	1,00	500	2
6	2	1,00	1000	0,25 ; 0,5 ; 0,75	20	3	1,00	1000	1
7	1	0,50	100	2,5 ; 5 ; 7,5 ; 9	21	3	1,00	100	5
8	1	0,50	500	0,25 ; 0,5 ; 1	22-A	3	0,50	100	5
9	1	0,50	100	10	22-B	3	0,50	100	10
10-A	1	1,00	100	9,75	23-A	3	0,50	500	1
10-B	1	1,00	500	2	23-B	3	0,50	500	2
11-A	2	1,00	100	9,75	24	3	0,50	1000	1
11-B	2	1,00	500	2	25-A	3	0,35	100	5
12-A	2	0,50	100	5	25-B	3	0,35	100	10
12-B	2	0,50	100	10	26-A	1	0,35	100	5
13-A	2	0,50	500	1	26-B	1	0,35	100	10
13-B	2	0,50	500	2	27	1	1,00	100	9,75
14	2	1,00	500	2	28	1	1,00*	100	9,75
15	2	1,00	1000	1	30	1	0,50	500	2...9
16	1	0,50	500	2	31	1	0,50	1000	1...9

* Essais sur un remblai incliné à 20°.



Légende: (1) poutre d'appui (HEB 300)
 (2) pressiomètres (5 pcs.)
 (3) capteurs de déplacement (4 pcs.)
 (4) capteurs de force (4 pcs.)
 (5) vérin hydraulique et capteur de force

■ sable
 □ remblai (sol-1, 2 ou 3)

FIG. 9 Schéma de l'essai statique.
 Scheme of the static test.

3.2.2

Essais à la plaque

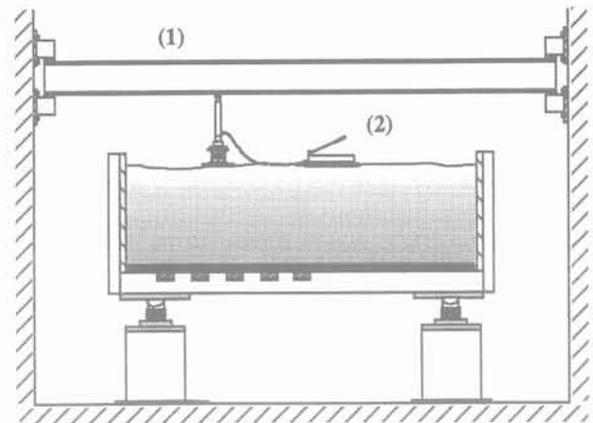
Afin de connaître les caractéristiques de déformabilité des remblais mis en place, des essais ME ont été régulièrement réalisés avant et après les séries d'essais. Ces essais à la plaque normalisés (grâce auxquels on détermine les modules de compressibilité en charge et décharge d'une couche d'infrastructure) étaient effectués, non pas au centre du remblai où le sol était pré-consolidé par les essais dynamiques et statiques antérieurs, mais à la moitié de la distance entre le centre et le bord (Fig. 10).

4

Exemple d'essai d'impact

Les essais dynamiques permettent d'obtenir de nombreuses informations, soit directement par des mesures, soit indirectement par des calculs. Par mesure, on détermine la décélération du bloc, les pressions sur la dalle, les réactions d'appuis ainsi que les mouvements de la dalle (Fig. 6, 7 et 8). Par calcul ou par analyse des enregistrements d'essais, on détermine l'évolution de la vitesse et de la pénétration du bloc durant l'impact, l'effort dynamique par accélération, l'effort dynamique intégré (à partir des pressions mesurées), le temps d'impact ainsi que la période propre du système.

Les figures 11 à 18 ci-après sont relatives au sixième essai de la série 22-B (tableau IV). Il s'agit d'un impact du bloc de 100 kg lâché d'une hauteur de 10 m sur un remblai de déchets rocheux (Sol-3) de 50 cm d'épaisseur.



Légende: (1) poutre d'appui (HEB 300)
 (2) vérin hydraulique avec plaque d'appui (A = 700 cm²) et comparateur

FIG. 10 Schéma de l'essai ME.
 Scheme of the ME test.

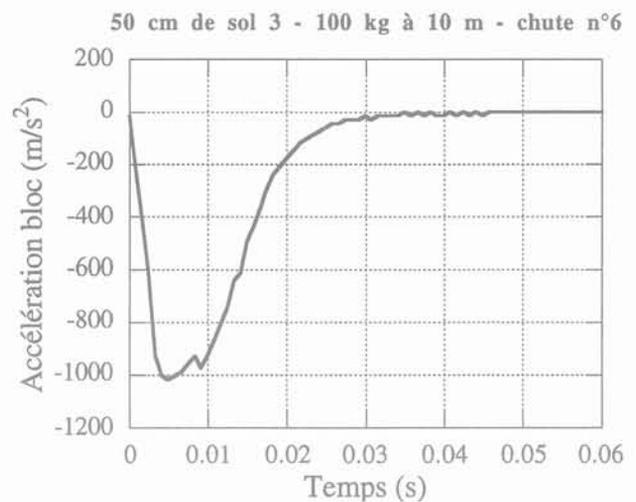


FIG. 11 Décélération du bloc durant l'impact.
 Deceleration of the weight during the impact.

4.1

Accélération, vitesse et pénétration du bloc d'impact

A partir des mesures fournies par l'accéléromètre du bloc d'impact (Fig. 11), il est aisé de déterminer par intégration l'évolution de la vitesse du bloc au cours du temps (Fig. 12). Un contrôle de la fiabilité des valeurs enregistrées est alors réalisé en vérifiant que la courbe de vitesse aboutit à une valeur nulle en fin d'impact. Si tel n'est pas le cas, la courbe d'accélération est corrigée jusqu'à convenance en filtrant les mesures inférieures au seuil de précision du capteur (1 % du fond d'échelle).

Une seconde intégration fournit ensuite l'enfoncement du bloc en fonction du temps (Fig. 13). Il a pu être constaté que la pénétration ainsi calculée était proche

50 cm de sol 3 - 100 kg à 10 m - chute n°6

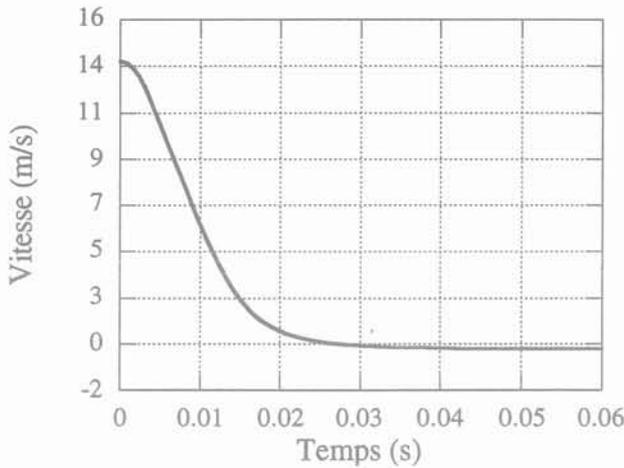


FIG. 12 Vitesse du bloc durant l'impact.
Speed of the weight during the impact.

50 cm de sol 3 - 100 kg à 10 m - chute n°6

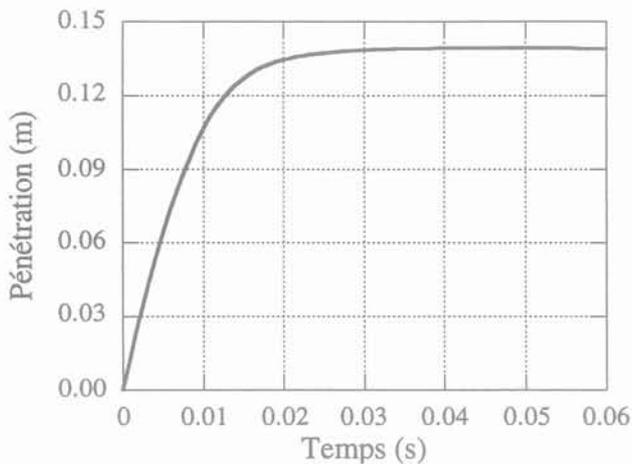


FIG. 13 Pénétration du bloc durant l'impact.
Penetration of the weight during the impact.

de la valeur mesurée manuellement après retrait du bloc.

Finalement, en multipliant la décélération maximale du bloc par sa masse, on détermine l'effort maximal agissant à la surface du remblai au cours de l'impact. Cette valeur caractéristique, dénommée « effort par accélération », sera utilisée lors de l'analyse des résultats.

4.2

Pressions sur la dalle

La figure 14 représente la réponse des pressiomètres P1 à P5 au cours du temps. Vu que ces mesures de pression sont seulement effectuées sur la moitié d'une médiane (Fig. 7), il était important de garantir un impact parfaitement centré des blocs sur le remblai afin que l'on puisse faire l'hypothèse d'une distribution axisymétrique des pressions sur la dalle.

La force résultante agissant au centre de la dalle, encore appelée « effort intégré », s'obtient en intégrant la répartition des pressions sur toute la dalle (Fig. 15). Cette intégration se base sur une distribution trapézoïdale et axisymétrique des pressions (Fig. 16):

$$F_{\text{int}} = 0,333 \pi \Delta s^2 (p_1 + 6 p_2 + 12 p_3 + 18 p_4 + 11 p_5) \text{ avec } \Delta s = 0,3 \text{ m (1)}$$

Par ailleurs, une analyse de l'enregistrement de la pression centrale (capteur P1) permet une estimation du « temps d'impact », ou durée d'application de la charge dynamique (T_{imp} à la figure 14).

4.3

Réactions d'appuis

Grâce aux quatre capteurs de force (Fig. 6), l'enregistrement de la somme des efforts transmis aux appuis est possible (Fig. 17). L'existence de réactions négatives atteste clairement de la nécessité d'une précontrainte des appuis pour éviter le sursaut de la dalle.

50 cm de sol 3 - 100 kg à 10 m - chute n°6

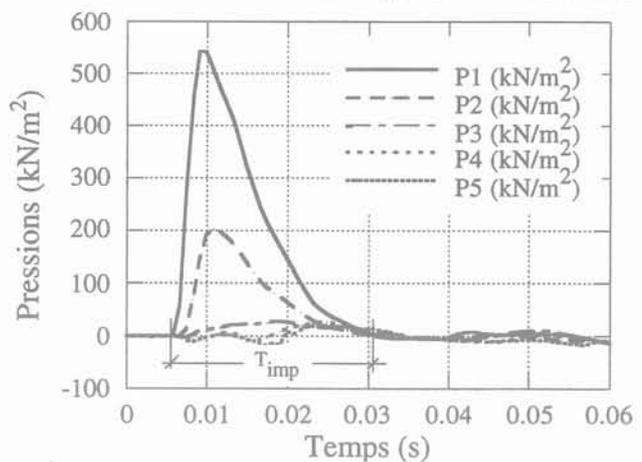


FIG. 14 Réponse des pressiomètres P1 à P5.
Measures of the pressure meters P1 to P5.

50 cm de sol 3 - 100 kg à 10 m - chute n°6

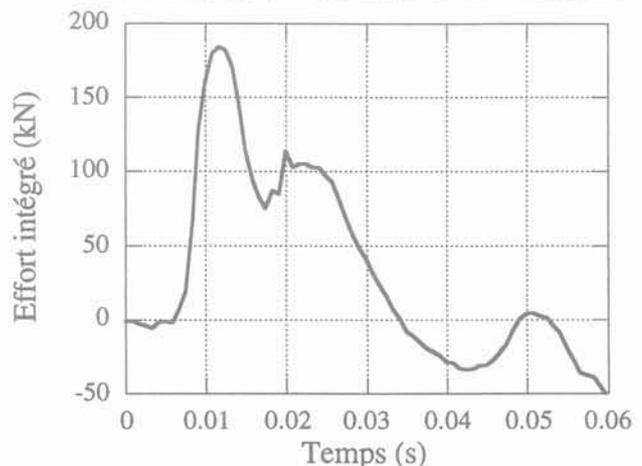
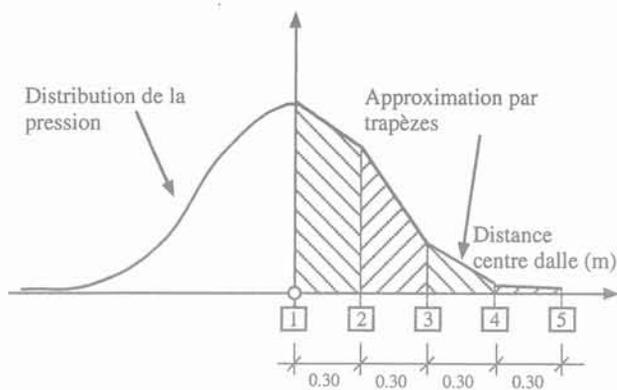


FIG. 15 Effort intégré.
Integrated earth pressure.



Légende: 1 à 5 capteurs de pression

FIG. 16 Intégration de la répartition des pressions.
Integration of the earth pressure distribution.

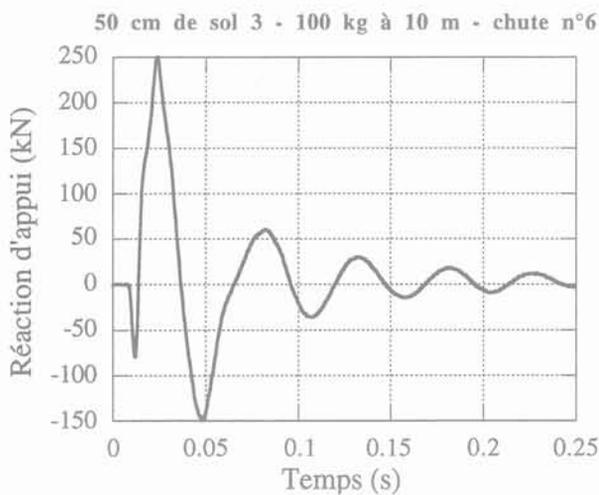


FIG. 17 Enregistrement de la somme des réactions d'appuis.
Measurement of the total reaction force.

4.4

Mouvement de la dalle

En plus de la mesure des réactions d'appuis, la réponse de la dalle aux divers impacts peut être observée grâce aux quatre capteurs de déplacement D1 à D4 placés sous celle-ci (Fig. 18).

La période propre de l'ouvrage peut être déterminée à partir des figures 17 ou 18. Dans cette étude, l'estimation a été basée sur les troisième et quatrième cycles de vibration du capteur de déplacement central D1 ($T_{0,3}$ et $T_{0,4}$ à la figure 18). Notons qu'un calcul théorique simplifié a permis de trouver des résultats tout à fait comparables.

4.5

Influence du compactage dynamique

Lors de l'interprétation des résultats de la campagne d'essais dynamiques, il est important de garder

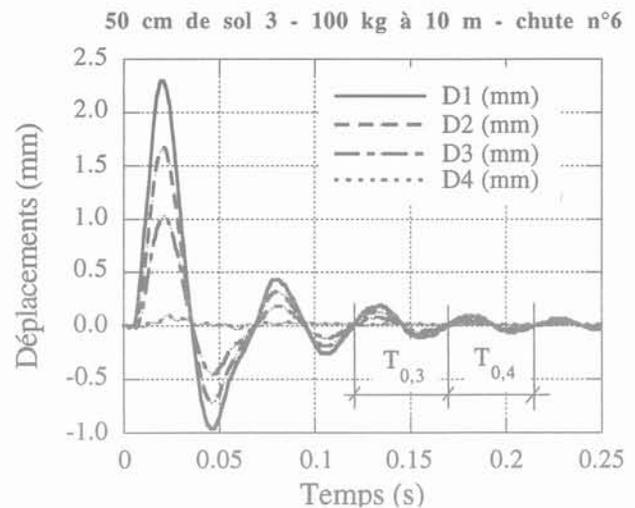


FIG. 18 Mesure des capteurs de déplacement D1 à D4.
Measures of the displacement meters D1 to D4.

à l'esprit que les diverses informations mesurées et calculées dépendent non seulement des caractéristiques de la série d'essais (masse du bloc, hauteur de chute, type et épaisseur du remblai), mais aussi du nombre d'essais précédemment réalisés dans cette série. Ce phénomène de compactage dynamique, déjà mentionné auparavant, est très bien illustré aux figures 19 et 20 pour la série 22-B (dont les résultats pour le sixième essai ont été présentés aux figures 11 à 18 ci-avant). On y constate une stabilisation des différents paramètres après quelques chutes.

Pour les trois types de matériaux d'amortissement utilisés dans la présente étude, l'influence du compactage dynamique semble être d'autant plus marquée que la teneur en fines du sol est élevée.

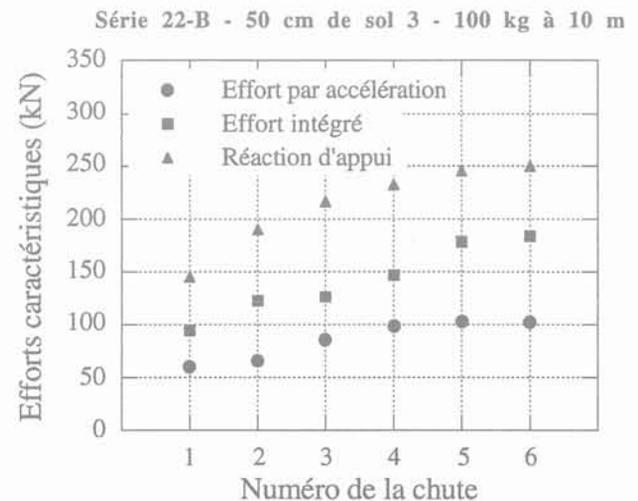


FIG. 19 Évolution des efforts avec le nombre de chutes.
Evolution of the forces with the number of falls.

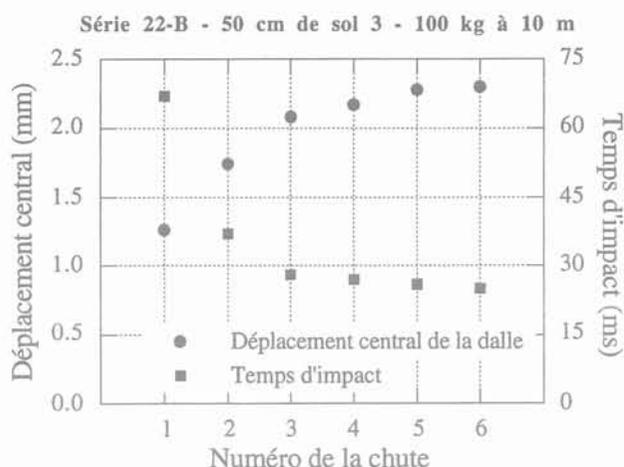


FIG. 20 Évolution du déplacement central de la dalle et du temps d'impact avec le nombre de chutes.
Evolution of the central slab displacement and of the impact time with the number of falls.

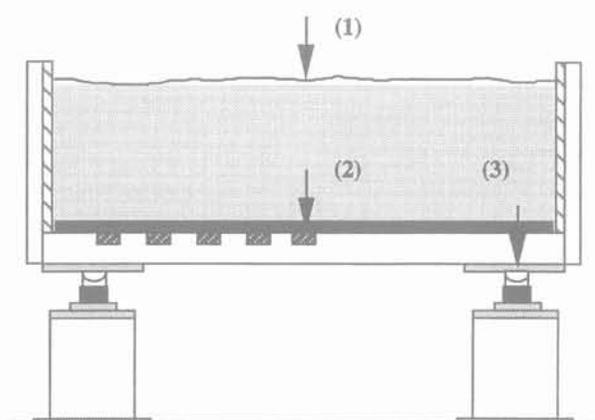
5

Analyse des résultats

5.1

Comparaison des trois efforts caractéristiques

Chaque essai d'impact permet d'obtenir l'évolution au cours du temps de trois efforts caractéristiques (Fig. 21) : l'effort par accélération, l'effort intégré et la somme des réactions d'appui (définis respectivement aux points 4.1, 4.2 et 4.3).



Légende: (1) Effort par accélération
(2) Effort intégré
(3) Réaction d'appui

FIG. 21 Représentation des trois efforts caractéristiques.
Representation of the three characteristic forces.

La valeur maximale de chacune de ces forces a été relevée pour tous les essais réalisés jusqu'à la série 27. Ces résultats ont ensuite été collationnés et triés par type de matériau d'amortissement et par épaisseur de remblai, avant de faire l'objet de trois représentations graphiques :

- figure 22 : relation effort intégré-effort par accélération ;
- figure 23 : relation effort intégré-réaction d'appui ;
- figure 24 : relation réaction d'appui-effort par accélération.

L'examen de ces résultats mène aux constatations suivantes :

1) Dans la gamme des impacts analysés (énergie potentielle maximale de 1 kNm, soit 100 kg à 10 m, 500 kg à 2 m ou 1 000 kg à 1 m), il semble y avoir une relation linéaire entre les valeurs maximales des trois efforts caractéristiques. Cette linéarité est mieux marquée pour la relation entre la réaction d'appui et l'effort par accélération (Fig. 24) suite à une dispersion plus faible des points ; la meilleure corrélation étant probablement due au fait que ces deux forces sont mesurées directement, contrairement à l'effort intégré qui s'obtient par intégration des valeurs enregistrées aux cinq pressiomètres (mesures qui se sont avérées légèrement influencées par les vibrations de la dalle...).

2) L'influence du type de matériau de remblai sur les tendances linéaires mises en évidence ci-avant est quasi insignifiante pour les trois sols utilisés dans la présente étude. Par contre, une différence due à l'épaisseur de la couche d'amortissement peut être notée aux figures 22 et 23 où l'effort intégré tend à croître plus vite lorsque la hauteur de remblai diminue.

5.2

Rigidité « dynamique » de la dalle

Lors des essais statiques réalisés sur la dalle recouverte de remblai, les trois efforts caractéristiques sont sensiblement égaux (à $\pm 10\%$ près) ; et, par conséquent, la détermination de la rigidité de l'ensemble dalle-remblai est univoque. Par contre, l'évaluation de cette rigidité à partir des essais dynamiques s'avère plus difficile suite aux valeurs différentes prises par ces trois forces. Parmi les divers diagrammes force-déplacement ainsi envisageables, notre intérêt s'est essentiellement porté sur les représentations des valeurs maximales de l'effort intégré et de la réaction d'appui en fonction du déplacement maximal au centre de la dalle, et ce pour deux raisons :

- ces deux forces sont appliquées à même la dalle, contrairement à l'effort par accélération qui agit à la surface du remblai (Fig. 21) ;
- ces deux efforts atteignent leur maximum sensiblement en même temps que le déplacement central de la dalle, ce qui en facilite l'interprétation.

L'analyse des figures 25 et 26 met en évidence l'importance de l'évolution de la rigidité de la dalle au cours des essais. Cela se remarque clairement pour les résultats des séries 1, 2 et 3 (effectuées sur un remblai de 1 m de gravier), où la rigidité est bien plus élevée que pour les séries ultérieures. L'analyse des premiers essais statiques réalisés sur la dalle a d'ailleurs confirmé une perte de rigidité de l'ordre de 35 % au début de la campagne d'essais. Cette chute s'explique

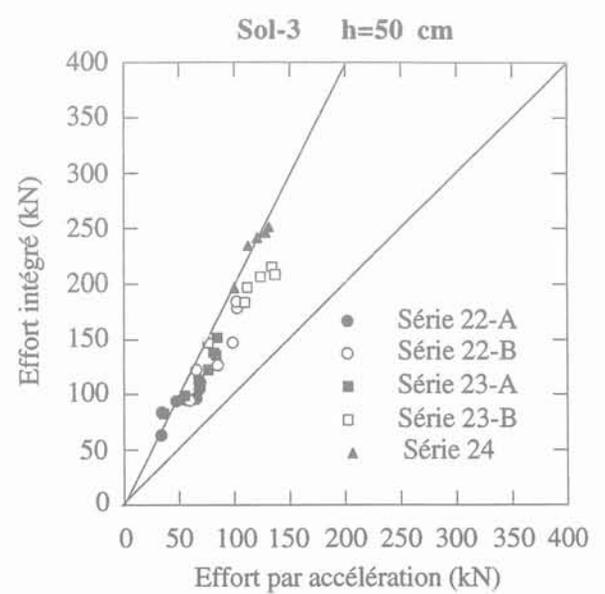
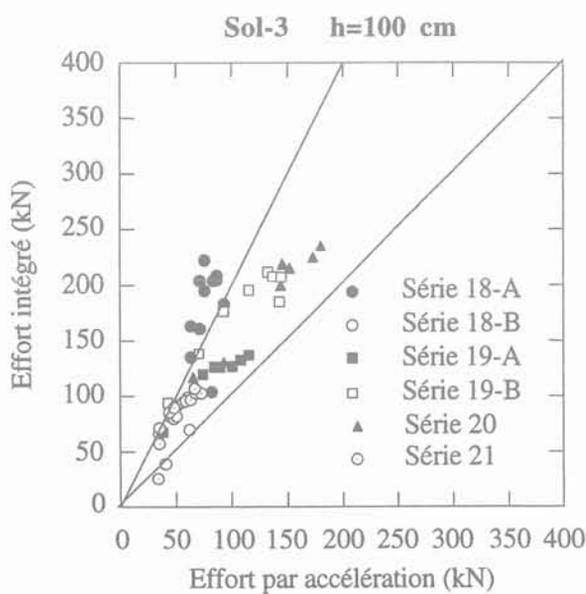
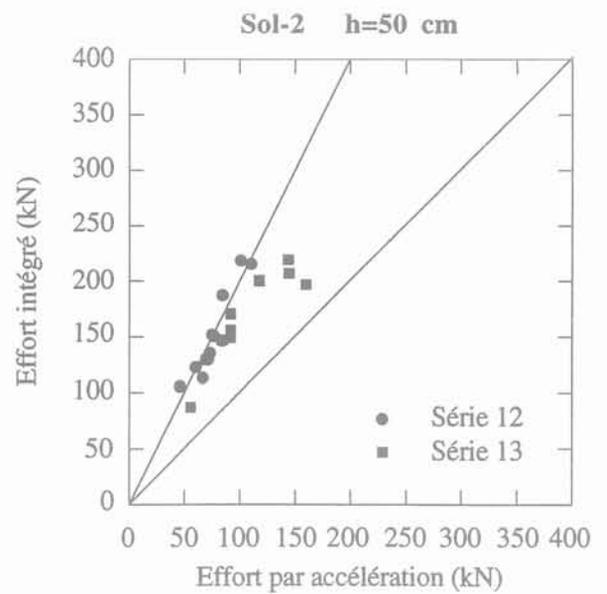
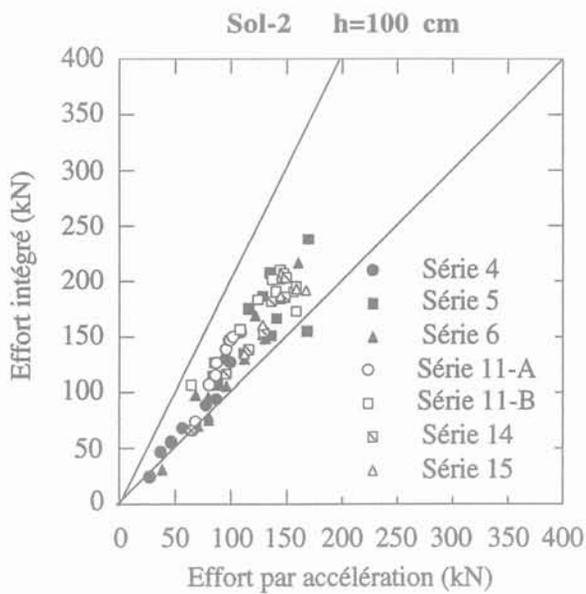
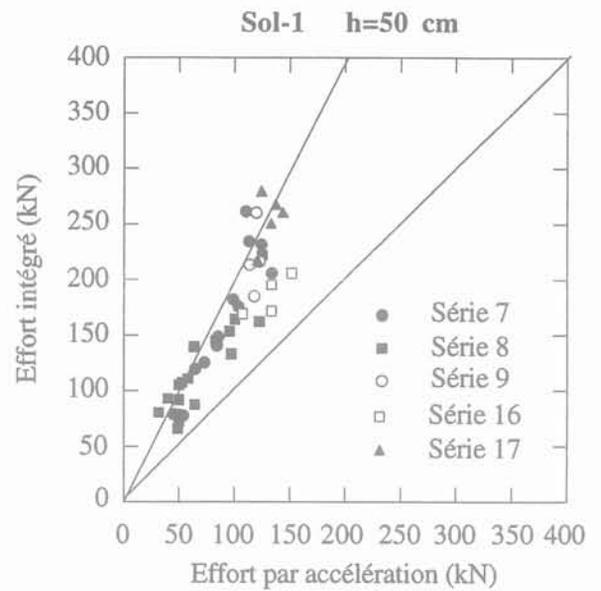
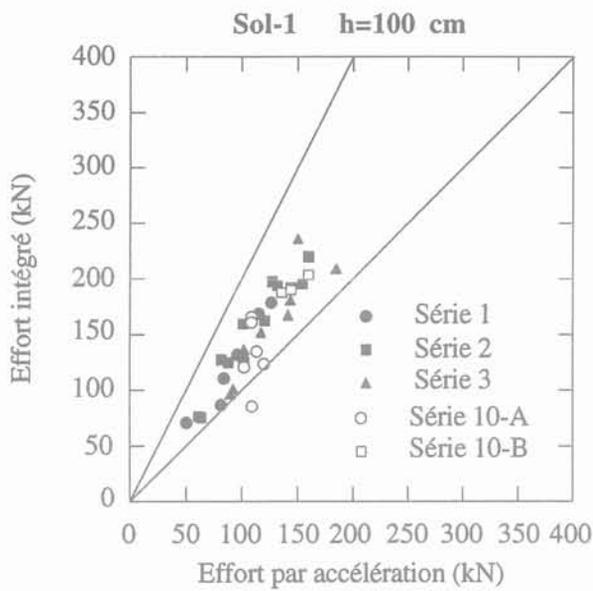


FIG. 22 Relation effort intégré-effort par accélération.
Relationship between integrated earth pressure and impulsive force of weight.

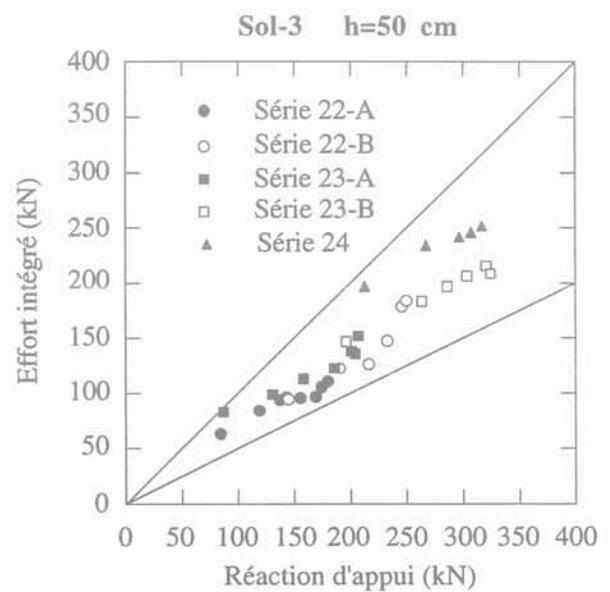
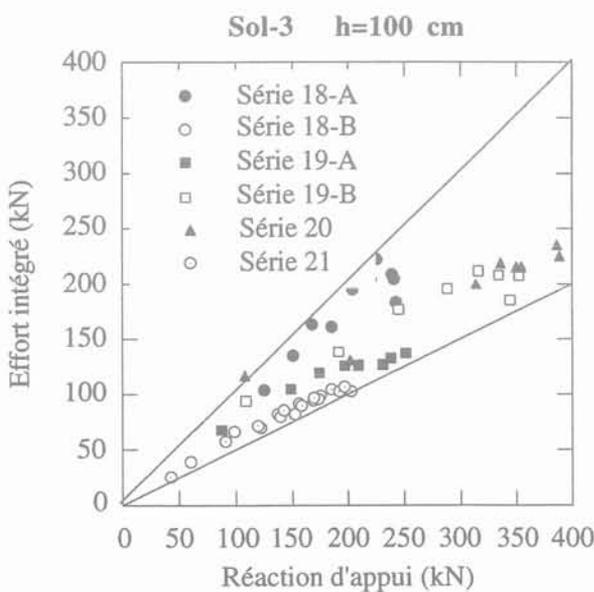
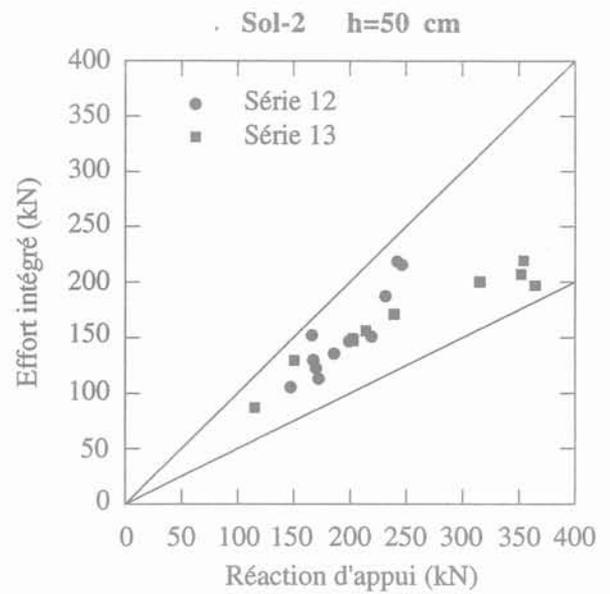
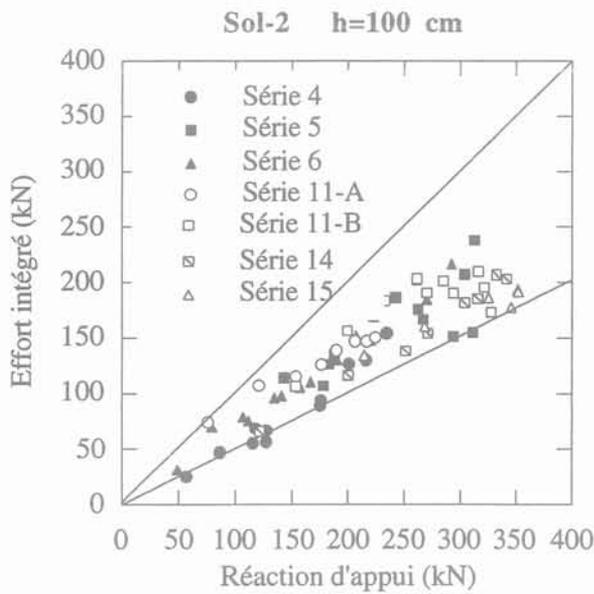
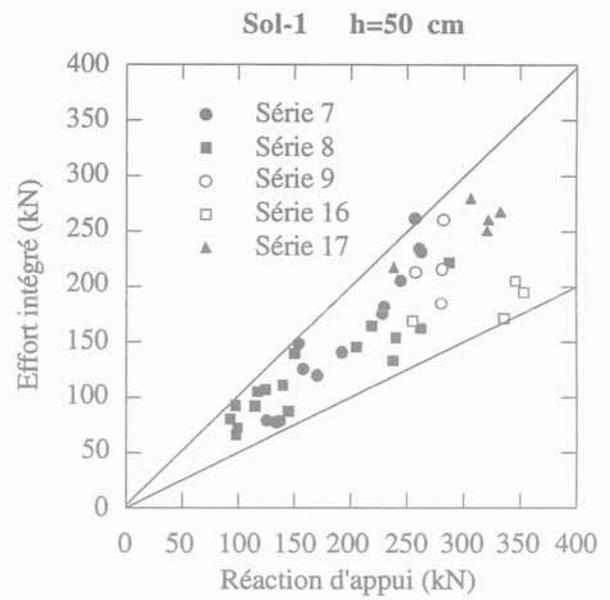
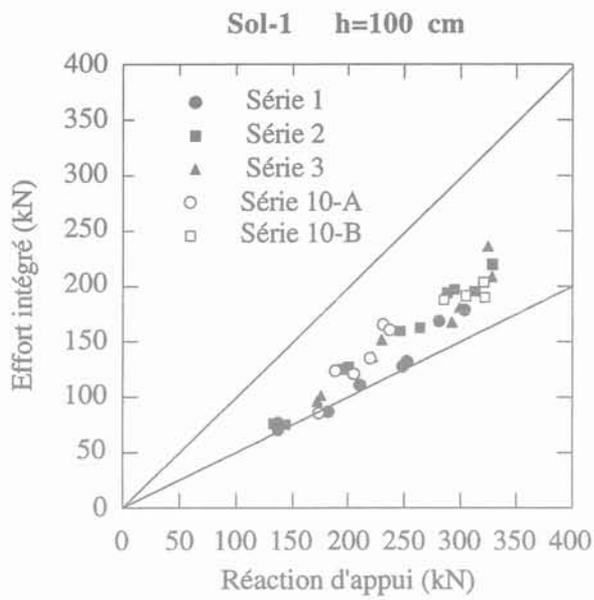


FIG. 23 Relation effort intégré-réaction d'appui.
Relationship between integrated earth pressure and total reaction force.

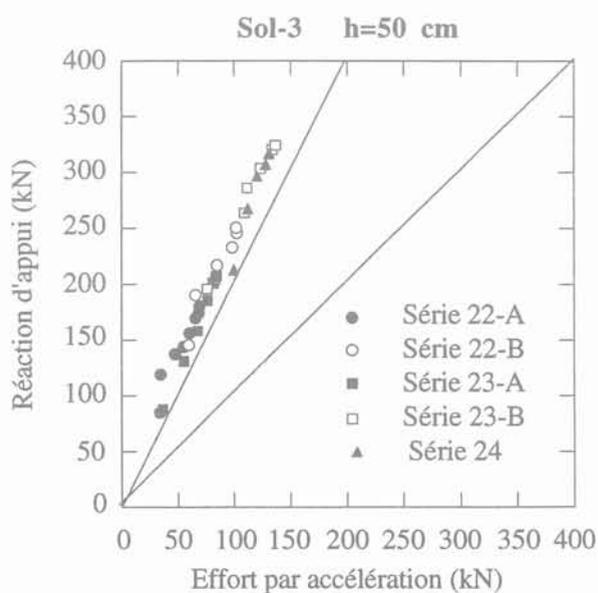
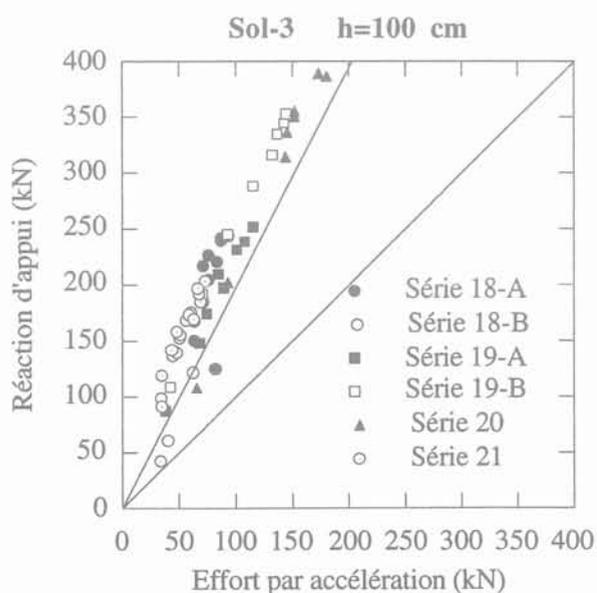
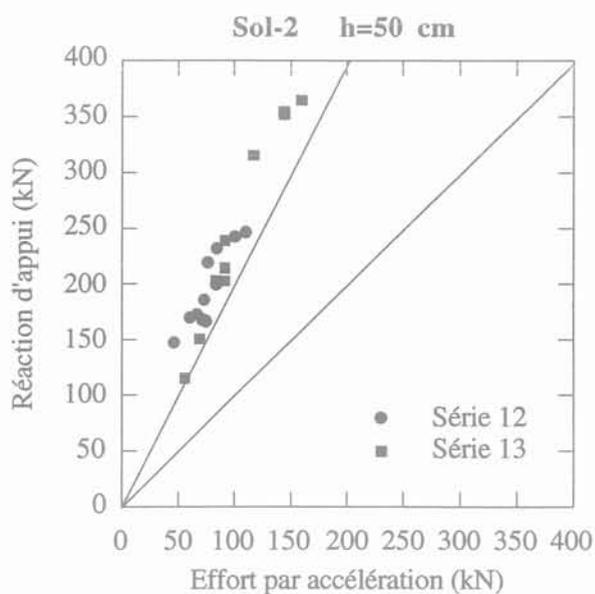
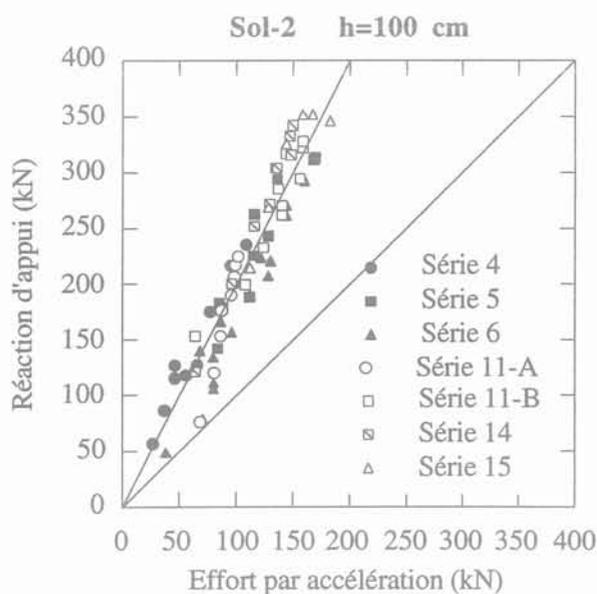
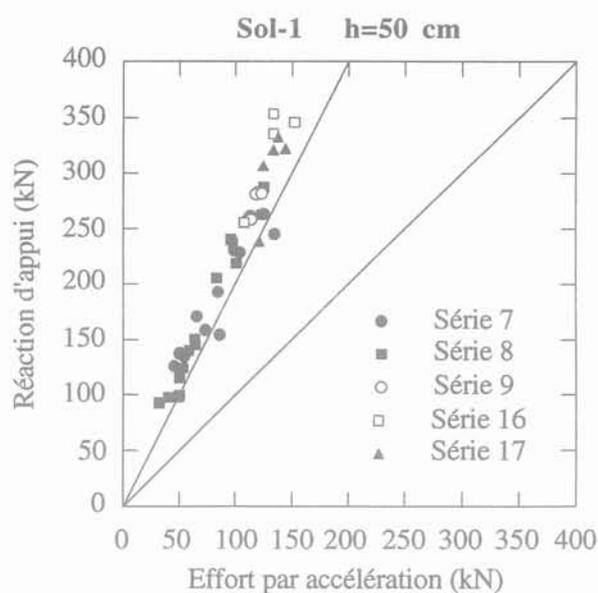
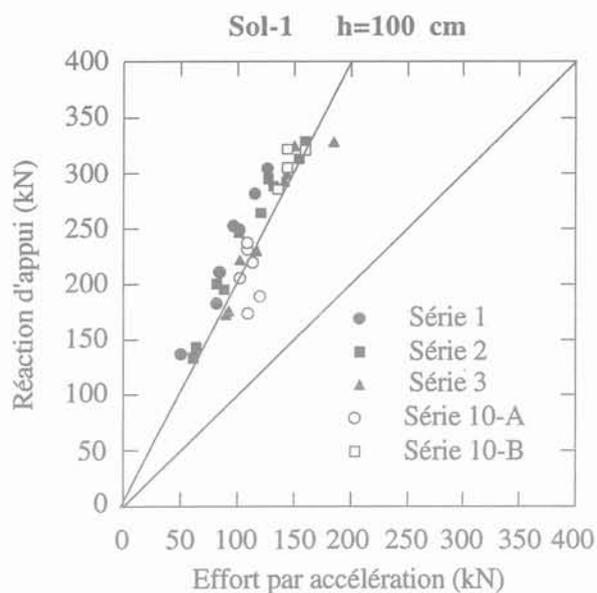


FIG. 24 Relation réaction d'appui-effort par accélération.
Relationship between total reaction force and impulsive force of weight.

probablement par la fissuration de la dalle lors des premiers impacts. Au cours des séries suivantes (4 à 28), la rigidité de la dalle a encore fluctué, mais sans dépasser une variation de 10 %.

Hormis les trois premières séries, on constate que dans l'ensemble les résultats présentent une faible dispersion lorsqu'ils sont exprimés en fonction de la réaction d'appui (Fig. 25); et, tout comme déjà noté précédemment (point 5.1), une dispersion plus marquée dans le diagramme faisant intervenir l'effort intégré (Fig. 26). Les tendances sont linéaires à légèrement paraboliques et sont relativement indépendantes du type de matériau d'amortissement utilisé. Par contre, l'épaisseur de remblai semble avoir une petite influence.

Des essais statiques de 100, 150 et 200 kN ont été réalisés après la série 28 sur un remblai de 50 cm de gravier (sol-1). Les trois courbes effort intégré (\approx effort au vérin) – déplacement central de la dalle ainsi obtenues sont superposées aux résultats d'impacts des séries 7, 8, 9, 16 et 17 (Fig. 27). Il en ressort que les courbes statiques constituent une bonne moyenne des résultats dynamiques; et par conséquent, l'effort intégré peut être utilisé pour passer d'un dimensionnement sous sollicitation dynamique à un calcul statique équivalent.

5.3

Apport des séries 30 et 31

Au cours des séries 30 et 31, la hauteur de chute des blocs de 500 et de 1 000 kg a été progressivement augmentée jusqu'à 9 m, permettant ainsi d'analyser le comportement de l'ensemble dalle-remblai sous de plus grandes énergies d'impact. Ces essais ayant été menés sur un remblai de gravier de 50 cm d'épaisseur, les mesures ont pu être comparées aux enregistrements des séries 7, 8, 9, 16 et 17.

La figure 28 reprend les trois diagrammes de comparaison des efforts caractéristiques ainsi que les trois représentations différentes de la relation force-déplacement (à noter que les valeurs maximales des efforts et du déplacement utilisées dans ces graphes ont été modifiées : 800 kN et 25 mm, à comparer aux 400 kN et 4 mm des figures 22 à 27). De prime abord, on s'aperçoit que les tendances linéaires mises en évidence pour les faibles énergies d'impact ne sont plus du tout satisfaites pour les chocs plus importants. Cependant, on peut se demander si ces changements d'allure ne pourraient pas être liés à l'évolution de la rigidité de la dalle au cours du temps (vieillessement, fissuration, dégradation). Une analyse complémentaire (explicitée ci-après) a effectivement montré qu'en intégrant cette influence, l'interprétation des résultats expérimentaux devient plus aisée et les tendances mieux marquées.

L'analyse des neuf essais statiques de 20 tonnes réalisés durant les séries 30 et 31 a mis en évidence un certain endommagement de la dalle. On a notamment enregistré une réduction de la rigidité de 50 % entre le premier et le dernier essai ! Sur base de ces informations statiques, les mesures dynamiques des séries 30 et 31 ont été modifiées afin de pouvoir examiner les résultats indépendamment de l'évolution de la raideur de la dalle :

- les valeurs du déplacement central de la dalle ont été réduites proportionnellement à la diminution de rigidité statique;

- les enregistrements de la réaction d'appui ont été augmentés proportionnellement à la racine carrée de l'accroissement de flexibilité. Notons que cette correction peut être justifiée de façon théorique (Tonello, 1988);

- l'effort intégré a subi une modification analogue à la réaction d'appui. Cependant, l'influence de la raideur de la dalle sur cet effort devra être vérifiée ultérieurement, notamment par la réalisation de quelques essais complémentaires appropriés;

- l'effort par accélération n'a pas été modifié, car il dépend essentiellement des caractéristiques d'amortissement du matériau de remblai.

Les nouveaux graphiques ainsi obtenus sont repris à la figure 29. Bien que certains des points modifiés sortent du cadre des graphes, les échelles ont été choisies semblables à celles de la figure 28 afin d'en faciliter la comparaison. On constate tout d'abord que les points « corrigés » présentent une plus faible dispersion (surtout au niveau des déplacements), ce qui tend à confirmer que les modifications réalisées sont logiques et cohérentes. On note également que les résultats modifiés des séries 30 et 31 se disposent mieux dans le prolongement des mesures des séries précédentes.

Disposant d'un nombre raisonnable de points de mesure, une étude statistique a pu être envisagée. Pour chacune des six relations reprises à la figure 29, elle a consisté en la recherche de la loi de type puissance « $Y = A X^B$ » qui colle le mieux aux résultats expérimentaux corrigés. Les coefficients A et B qui fournissent cette meilleure corrélation sont résumés au tableau V.

TABLEAU V Résultats de l'analyse statistique.
Results of the statistical analysis.

Relation	A	B	r
Effort intégré – Effort par accélération	1,980	0,959	0,951
Effort intégré – Réaction d'appui	0,202	1,220	0,978
Réaction d'appui – Effort par accélération	6,110	0,796	0,979
Effort intégré – Déplacement central	72,394	0,968	0,939
Effort par accélération – Déplacement central	43,160	1,003	0,974
Réaction d'appui – Déplacement central	117,295	0,819	0,979

Par ailleurs, des considérations théoriques simplifiées ont permis d'estimer que la réaction d'appui était reliée à l'effort par accélération via un exposant (5/6). Partant de cette information et des résultats statistiques du tableau V, des propositions de relations entre les trois efforts caractéristiques ont été avancées :

$$\text{Effort intégré} = \alpha \text{ Effort par accélération} \quad (2)$$

$$\text{Effort intégré} = \beta (\text{Réaction d'appui})^{6/5} \quad (3)$$

$$\text{Réaction d'appui} = \gamma (\text{Effort par accélération})^{5/6} \quad (4)$$

où les coefficients α , β et γ sont fonction des caractéristiques de la couche d'amortissement.

Ces expressions établies pour le remblai de gravier

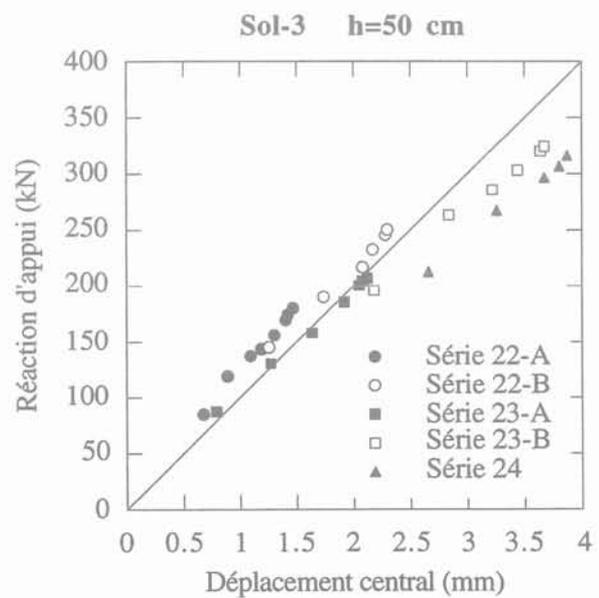
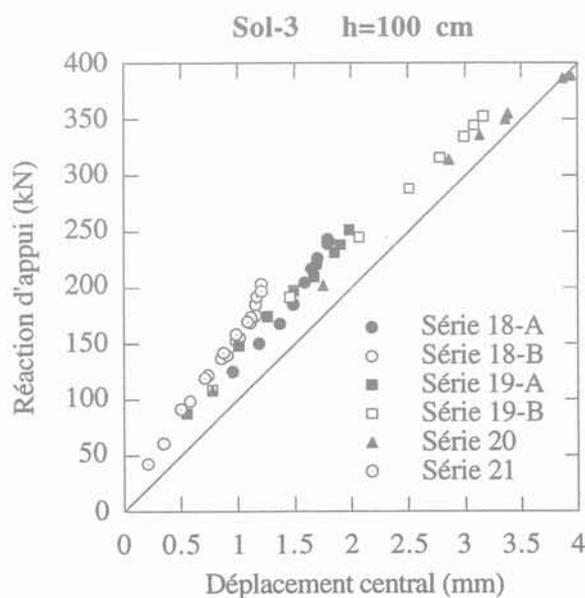
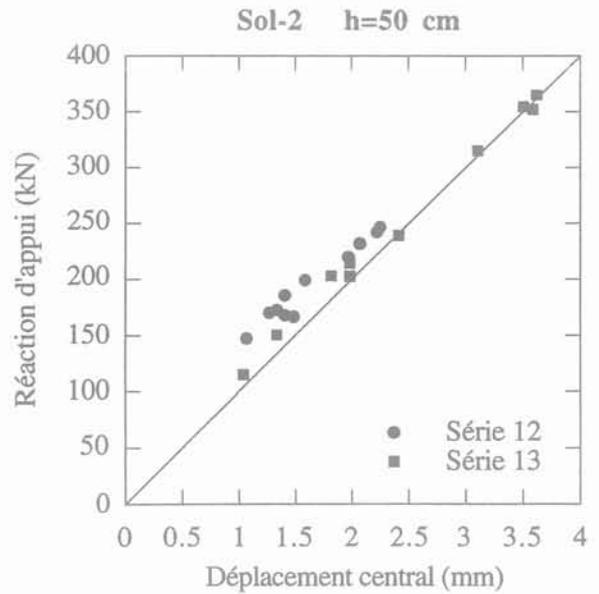
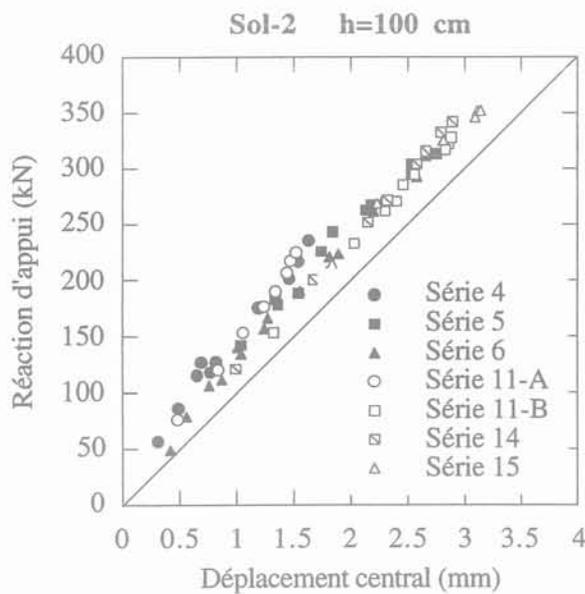
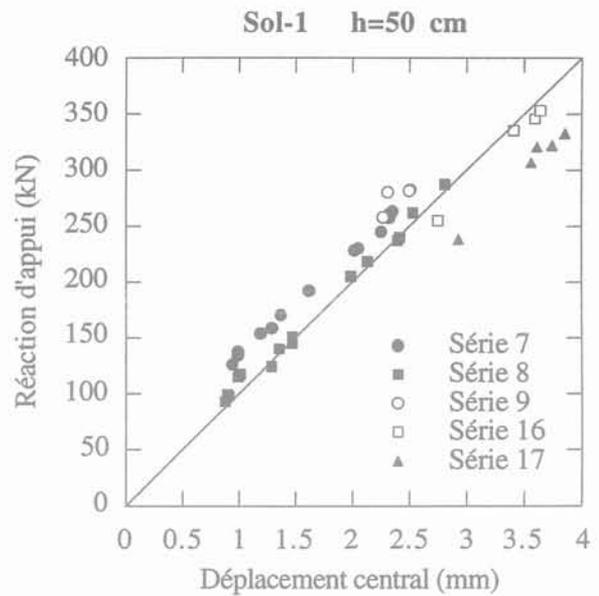
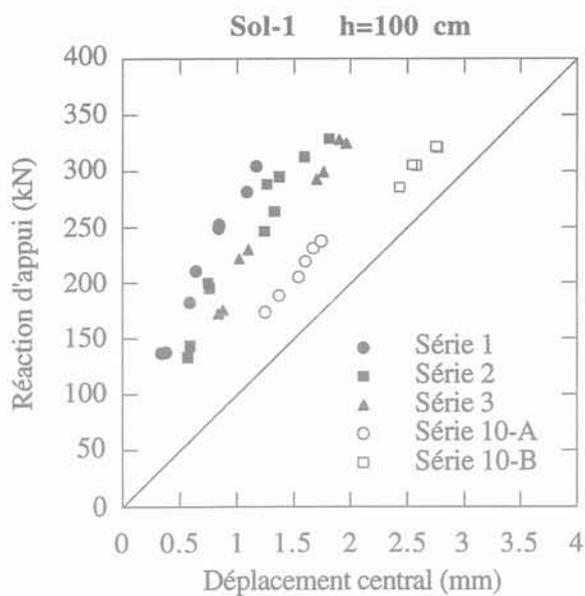


FIG. 25 Relation réaction d'appui-déplacement central de la dalle.
Relationship between total reaction force and central slab displacement.

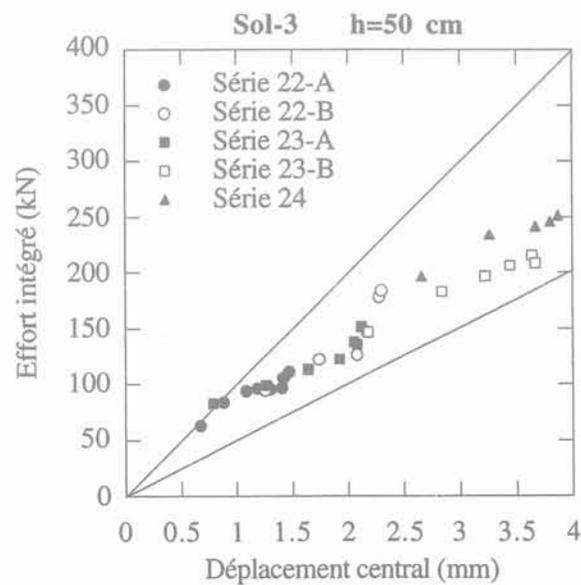
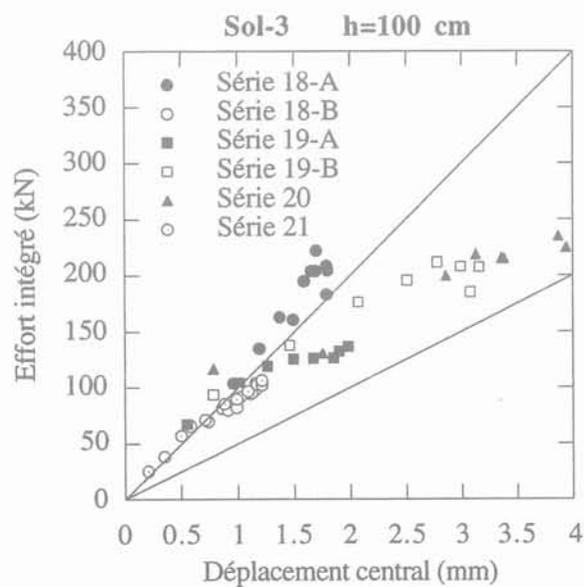
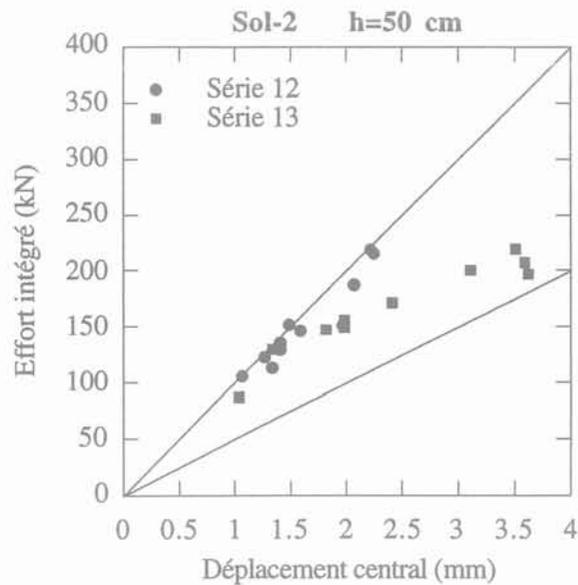
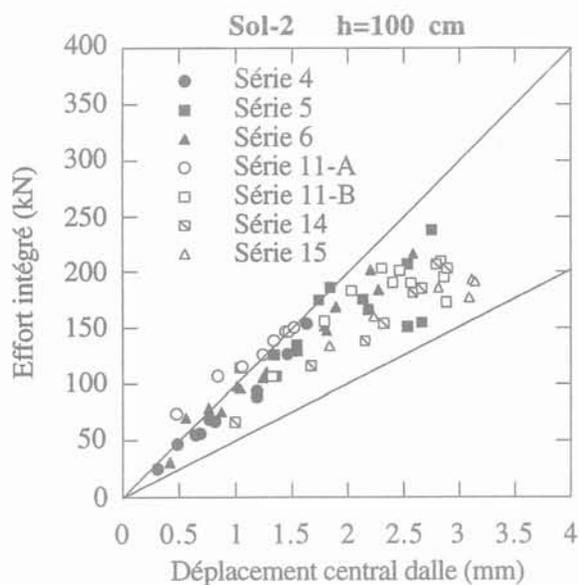
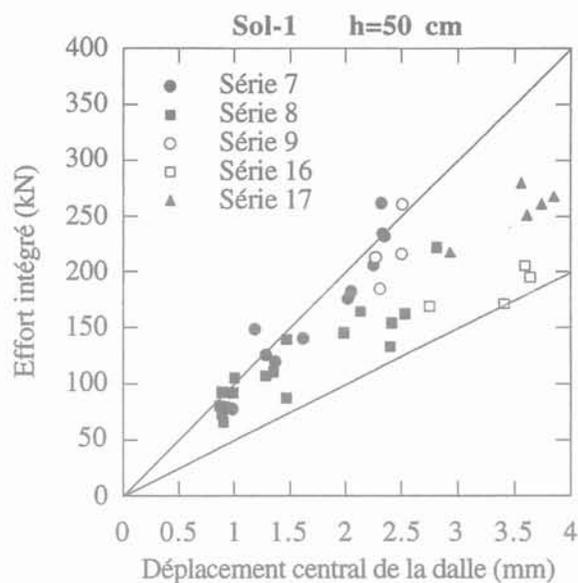
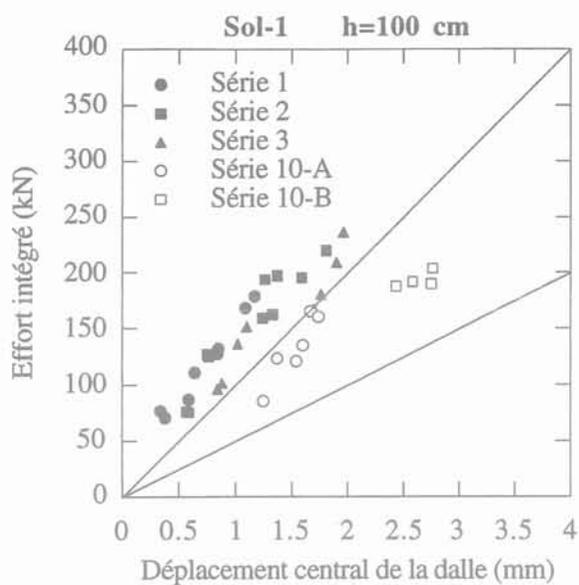


FIG. 26 Relation effort intégré-déplacement central de la dalle.
Relationship between integrated earth pressure and central slab displacement.

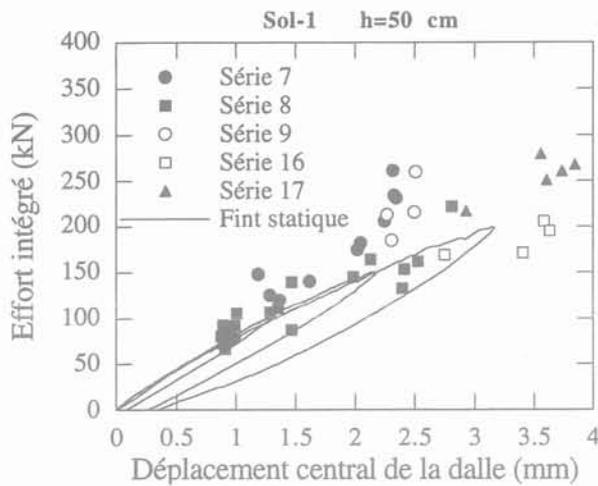


FIG. 27 Comparaison résultats dynamiques-courbes statiques.
Comparison of dynamic results and static curves.

de 50 cm d'épaisseur devront faire l'objet d'une vérification et éventuellement d'une adaptation pour les autres types de sol et les autres épaisseurs de remblai.

5.4

Évaluation de l'effort par accélération

La connaissance de la valeur maximale de l'effort par accélération en fonction des caractéristiques de l'impact (masse du bloc, hauteur de chute, type et épaisseur de remblai) permettrait de déterminer l'amplitude de la sollicitation dynamique agissant sur le remblai et ensuite, via les relations vues précédemment, les valeurs maximales de l'effort intégré et de la réaction d'appui.

Sur la base de la théorie des chocs élastiques développée par Hertz (1881), il est possible d'exprimer la force de contact maximum lors de l'impact d'une sphère sur un milieu semi-infini (Japan Road Association, 1978; Heierli, 1984; Ishikawa, 1993). Cette formulation a été légèrement revue afin de tenir compte de la géométrie des blocs d'impact (non sphériques) et des données géotechniques disponibles (essais ME):

$$P_{\max} = 1,765 M_E^{2/5} R^{1/5} W^{3/5} H^{3/5} \quad (5)$$

avec:

P_{\max} (kN)	Effort maximal durant l'impact;
M_E (kN/m ²)	Module de compressibilité du matériau d'amortissement obtenu par un essai à la plaque (ME) réalisé sur le remblai, en premier chargement;
R (m)	Rayon de la partie du bloc en contact avec le sol lors de l'impact (≡ rayon du segment sphérique);
W (kN)	Poids du bloc d'impact;
H (m)	Hauteur de chute.

Cette expression appelle quelques commentaires:

– les exposants permettent de se faire une idée de l'importance relative des divers paramètres intervenant dans la formule;

– le poids du bloc W et la hauteur de chute H possédant le même exposant, cette équation pourrait être exprimée en fonction de l'énergie acquise par le bloc au moment de l'impact;

– l'épaisseur de la couche amortissante n'intervient pas dans l'équation. L'influence de ce paramètre doit être prise en compte par l'utilisation d'un facteur de correction correspondant à l'effort intégré mesuré au niveau de la dalle. Pour l'instant, ce facteur pourrait être de la forme $(h_0/h)^{1/2}$ où h_0 représente la hauteur de référence $h_0 = 1,00\text{m}$.

Les figures 30 et 31 représentent l'évolution de l'effort par accélération en fonction de la hauteur de chute pour les blocs de 500 et de 1000 kg tombant sur un remblai de 50 cm de gravier (module de compressibilité moyen en charge de 3200 kN/m² mesuré par des essais à la plaque de type ME). Y sont comparées les mesures de laboratoire et les évaluations théoriques. Ainsi que le confirment les coefficients de corrélation de 0,96 (500 kg) et de 0,95 (1000 kg), la concordance expérience-calcul est très bonne.

6

Conclusions

Dans le cadre d'une étude suisse relative aux ouvrages de protection contre les chutes de pierres, le Laboratoire de Mécanique des Roches de l'EPFL a été mandaté pour mener une campagne expérimentale d'impacts de blocs rocheux sur une dalle en béton armé recouverte de matériaux amortissants. Au cours de ces essais, quatre paramètres essentiels intervenant dans le dimensionnement des galeries de protection ont été variés: la taille des blocs d'impact, la hauteur de chute, le type de matériau d'amortissement et l'épaisseur de la couche de remblai.

Lors des premières séries d'impacts, il est rapidement apparu que les résultats obtenus dépendaient non seulement des paramètres du choc, mais aussi du nombre d'essais réalisés précédemment dans la série (phénomène de compactage dynamique). Cette constatation nous a d'ailleurs conforté dans l'idée que l'étude scientifique de la capacité d'amortissement d'un matériau remblayé soumis à un impact exige des essais systématiques et très bien instrumentés.

Dans le même ordre d'idées, il a été constaté que la diminution de la rigidité de la dalle au cours de la campagne d'essais se traduisait par une évolution des grandeurs mesurées, même pour des séries de caractéristiques analogues. Dans ce sens, la réalisation d'essais statiques en parallèle avec les séries dynamiques s'est avérée très riche lors de l'interprétation des résultats. En effet, ces essais ont permis de quantifier l'évolution de la raideur de la dalle, et ont contribué de la sorte à connaître son influence sur les efforts et déplacements mesurés.

L'analyse des résultats a fait appel à la définition de trois efforts (Fig. 21): l'effort par accélération (≡ effort exercé par le bloc sur le remblai), l'effort intégré (≡ force résultante agissant au centre de la dalle) et la somme des réactions d'appuis. Les valeurs maximales

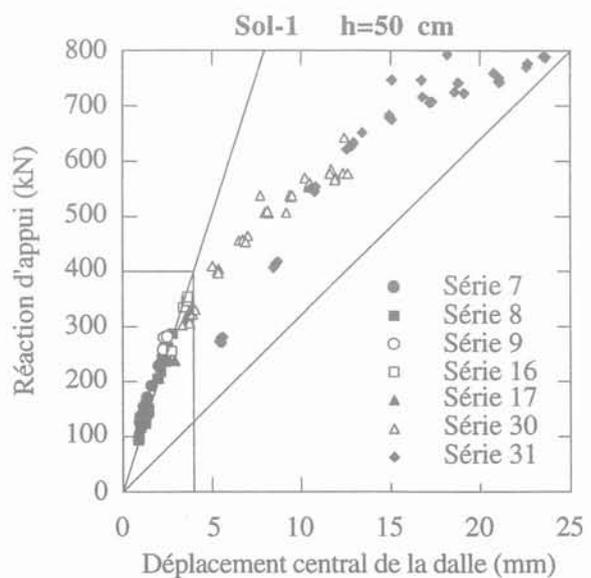
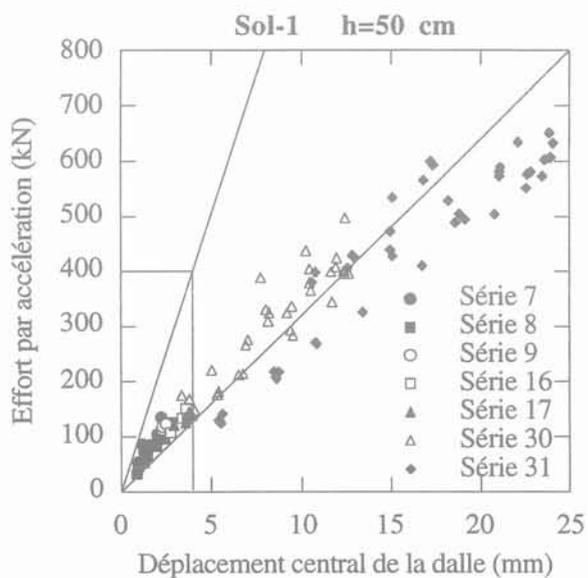
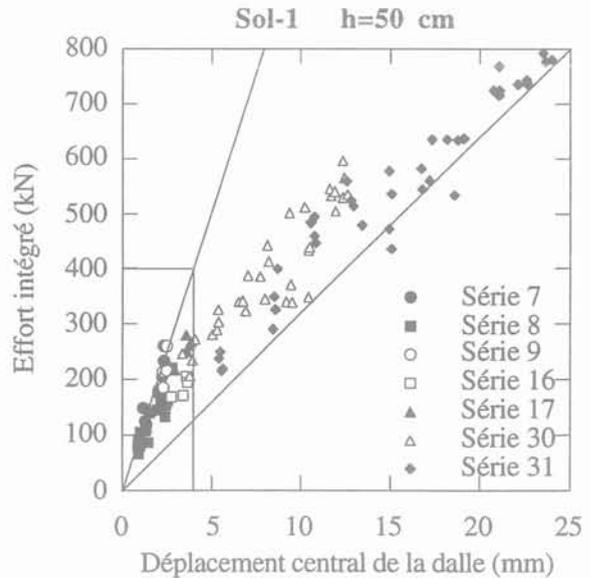
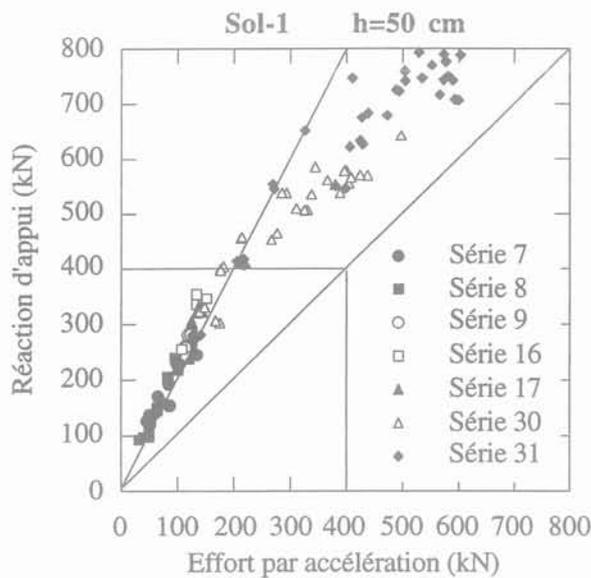
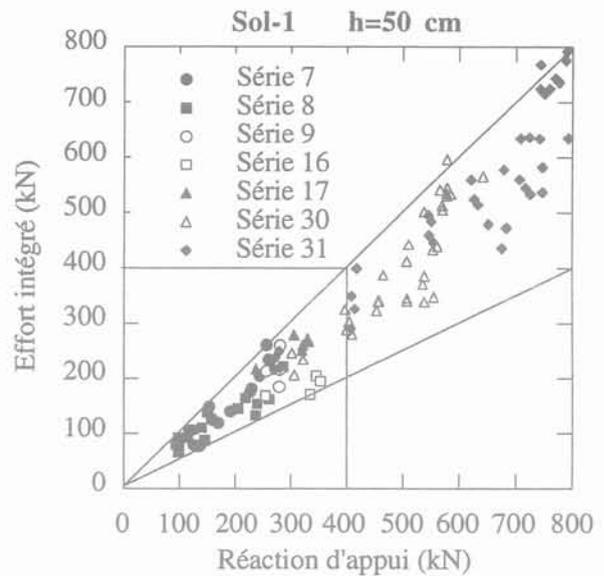
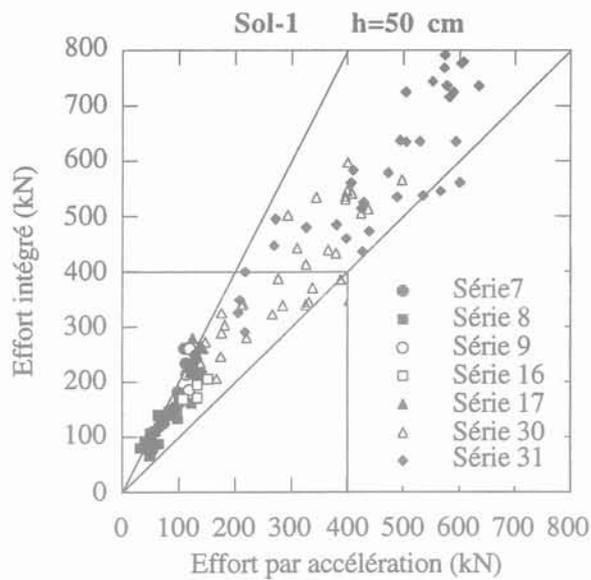


FIG. 28 Résultats des essais sur 50 cm de gravier.
Test results for the 50 cm gravel cushion.

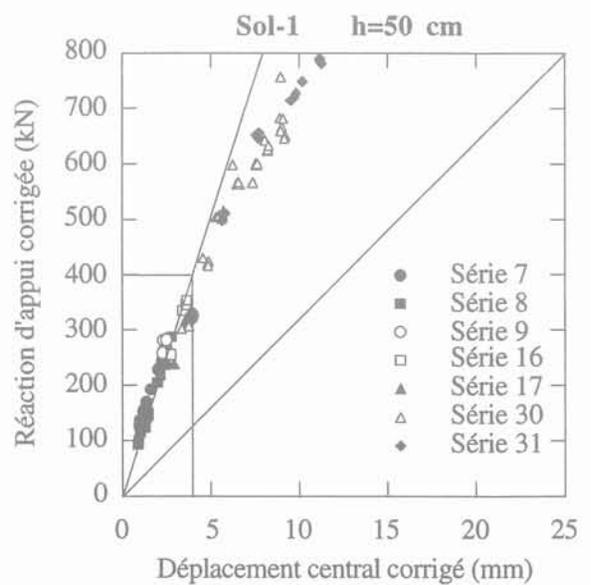
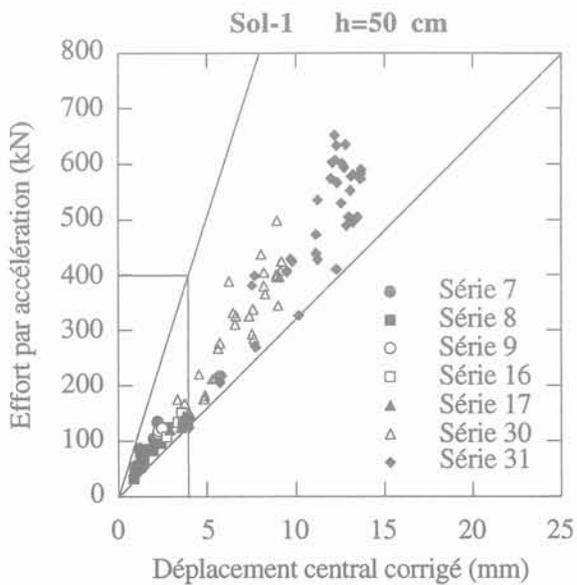
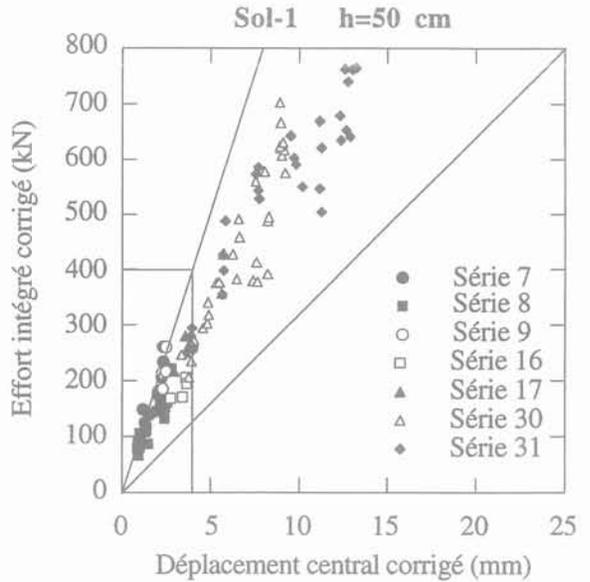
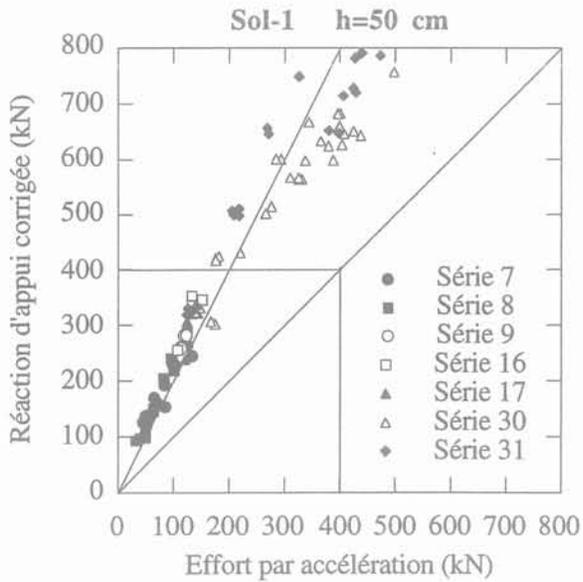
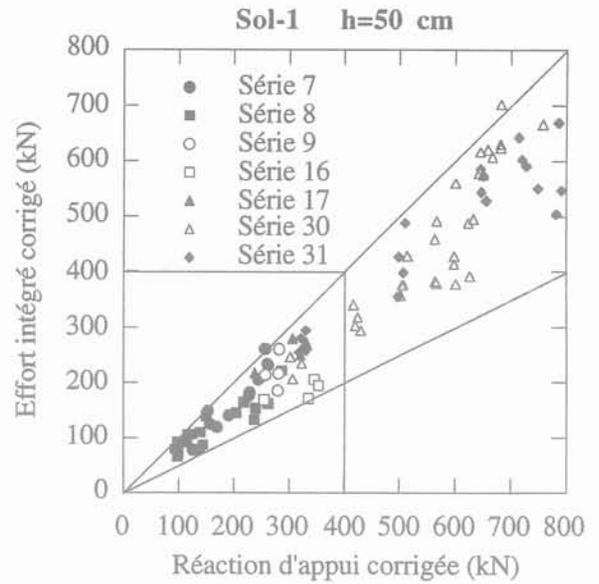
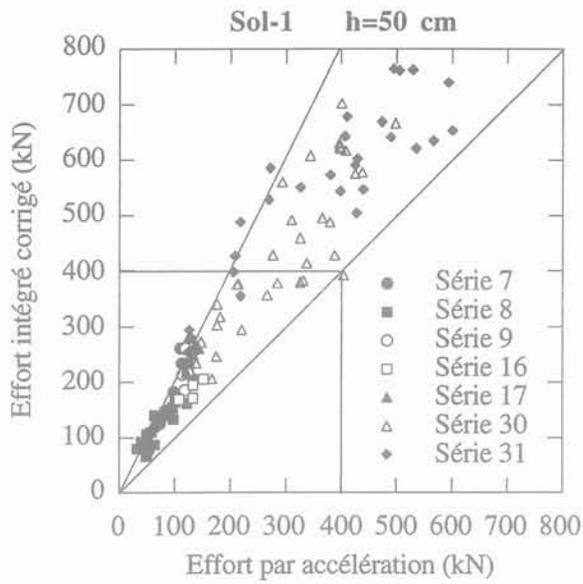


FIG. 29 Résultats « corrigés » des essais sur 50 cm de gravier.
« Corrected » results for the 50 cm gravel cushion.

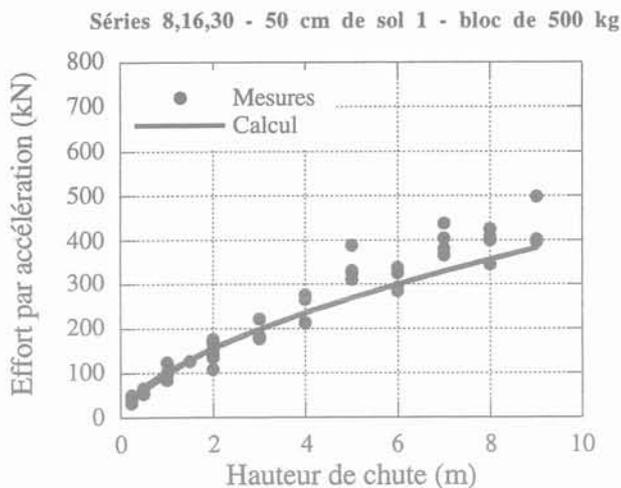


FIG. 30 Relation effort par accélération-hauteur de chute ; comparaison des mesures et du calcul pour le bloc de 500 kg.
Relationship between the maximum impulsive force of weight and the falling height ; comparison of measures and calculation for the 500 kg block.

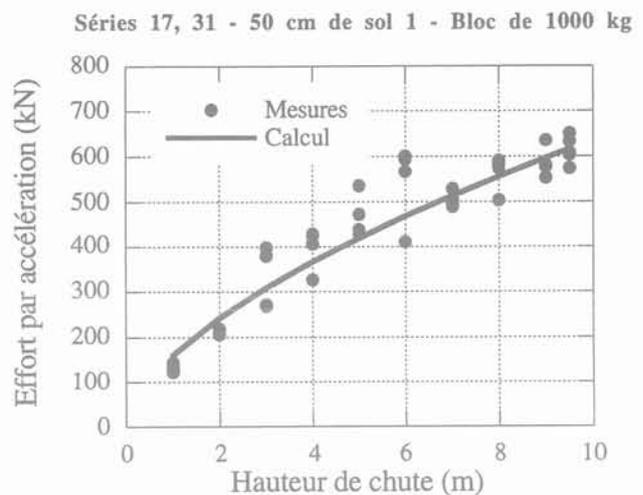


FIG. 31 Relation effort par accélération-hauteur de chute ; comparaison des mesures et du calcul pour le bloc de 1000 kg.
Relationship between the maximum impulsive force of weight and the falling height ; comparison of measures and calculation for the 1000 kg block.

de ces trois grandeurs caractéristiques ont été comparées et ensuite reliées par des expressions mathématiques. Les coefficients intervenant dans ces équations dépendent du type de sol utilisé et de l'épaisseur de remblai.

L'examen du déplacement central de la dalle en fonction des sollicitations dynamiques a mis en évidence une bonne corrélation entre d'une part les mesures dynamiques présentées dans un diagramme effort intégré-déplacement, et d'autre part les courbes force-déplacement issues des essais statiques. Il s'ensuit que l'effort intégré peut être utilisé pour ramener le problème du dimensionnement de la dalle soumise à un impact, au calcul plus aisé d'une structure sollicitée par un effort statique équivalent.

L'amplitude de la sollicitation dynamique agissant sur le remblai (\equiv effort par accélération) a été étudiée en fonction des caractéristiques de l'impact. Une très bonne concordance a ainsi été trouvée entre les mesures de laboratoire et une formulation théorique basée sur la théorie des chocs élastiques de Hertz.

En guise de remarque finale, il est important de garder à l'esprit que certains des résultats obtenus peuvent être liés aux spécificités de la campagne d'essais réalisée. Dans ce sens, des essais complémentaires sont en cours avec suppression de la dalle pour évaluer l'influence de la rigidité de la structure (remblai sur un fond rigide).

Remerciements

Les travaux présentés dans cet article ont été rendus possibles grâce au support financier de l'Office Fédéral des Routes suisse (mandat de recherche n° 98/92) et l'aide scientifique du groupe de travail « Dimensionnement des galeries de protection contre les chutes de pierres ».

Les remerciements du premier auteur sont également adressés au Laboratoire de Mécanique des Roches de l'EPFL pour l'occasion qui lui a été donnée de collaborer à cette passionnante recherche.

- CFF-SBB – Protection des installations ferroviaires contre les effets de chutes de rochers, Symposium international de Kandersteg, Canton de Schwyz, Suisse, 10-12 septembre 1979.
- Descœudres F., Masuya H., Schmidhalter C.-A. – Étude expérimentale de la chute de blocs impactant une dalle en béton armé recouverte par des matériaux amortissants, Rapport n° 98/92 du Laboratoire de Mécanique des Roches de l'EPFL, Suisse, 1993.
- ENPC – Les paravalanches : ouvrages de protection contre les avalanches et les chutes de pierres, Journées d'études de Chambéry, France, 8-10 mars 1988.
- Heierli W. – Viadotto bosco di Bedrina n° 2, Steinschlag-Schutz: Verhalten von Kies-Sand-Dämpfungsschichten, Rapport n° 1296-3 pour le Dipartimento delle pubbliche costruzioni, Ufficio Strade Nazionali, Bellinzona, Canton du Tessin, Suisse, 1984.
- ICTS – Prove sperimentali dell'urto di una sfera di calcestruzzo su due tipi di ghiaia, Rapport du Laboratorio di Fisica Terrestre, Istituto Cantonale Tecnico Sperimentale, Lugano-Trevano, Canton du Tessin, Suisse, 1984.
- Ishikawa N. – Design method of rock sheds, Impact behavior and design of structures (en japonais), Japan Society of Civil Engineers, Tokyo, Japon, 1993, pp. 153-248.
- Japan Road Association – Handbook of prevention against rock falls (en japonais), Tokyo, Japon, 1978, pp. 18-27.
- LFEM – Fallversuche an Elementen für Steinschlaggalerien, Rapport n° 24040 du Laboratoire Fédéral d'Essais des Matériaux, Dübendorf, Canton de Zurich, Suisse, 1966.
- Masuya H. – The evaluation of the impact load on rock shed by the falling rocks (en japonais), Thèse de doctorat, Department of Civil Engineering, Kanazawa University, Japon, 1989.
- Masuya H. – The state of the art concerning the impact problem by rock falls in Japan, Rapport interne du Laboratoire de Mécanique des Roches de l'EPFL, Suisse, 1993.
- Tonello J. – Généralités et approche de modèles simples, Les paravalanches : ouvrages de protection contre les avalanches et les chutes de pierres, Journées d'études de Chambéry, France, 1988.
- Yoshida H., Masuya H., Ihara T. – Experimental study of impulsive design load for rock sheds, Périodique de l'Association Internationale des Ponts et Charpentiers, vol. P-127/88, pp. 61-74, 1988.

Identification et caractérisation mécanique de graveleux latéritiques du Sénégal : application au domaine routier

FALL-MEISSA

Thèse de l'INPL (Nancy) préparée à l'ENSG sous la direction de J.-P. Tisot

Thèse

Les sols latéritiques compactés sont très largement employés comme remblais et matériaux de construction routière dans la plupart des pays tropicaux. Certaines caractéristiques techniques habituelles sont déjà bien connues et ont fait l'objet d'études antérieures. Le travail actuel porte sur l'examen plus détaillé du comportement mécanique de trois graveleux latéritiques du Sénégal occidental compactés à l'Optimum Proctor Modifié. Le travail a d'abord été consacré à une étude statistique sur une banque de données géotechniques. Cette étude a dégagé des généralités sur les latérites du Sénégal et a abouti à une analyse de données statistiques qui conclut par la proposition de nouvelles spécifications routières avec les graveleux latéritiques du Sénégal. L'étude des interconnexions simples et multiples avec le CBR (recherches de corrélations entre le CBR et les caractéristiques physiques d'identification) montre que le facteur de portance est

indépendant des autres caractéristiques. Une bonne évaluation de l'indice CBR passerait par une meilleure connaissance des qualités mécaniques de ces sols. Enfin dans une étude expérimentale on a utilisé trois sols latéritiques compactés à l'Optimum Proctor Modifié, et pour lesquels des essais triaxiaux CU ont été faits sous des sollicitations monotones et cycliques. Une évaluation préliminaire a été faite à la boîte de cisaillement de grande taille et a montré des pertes de caractéristiques mécaniques en passant de l'état non imbibé à l'état imbibé, selon les conditions de l'essai CBR. Le comportement des sols est différent selon que l'on est sous faibles contraintes (50 à 150 kPa) ou sous grandes contraintes (200 à 600 kPa), ce phénomène étant lié aux paramètres d'état initiaux. L'approche sous chargements répétés a montré que ces sols sont assez performants dans les conditions de variation de teneur en eau faible.

Méthodologie de la cartographie des risques naturels liés aux mouvements de terrain

(Région de Taounate - Rif, Nord du Maroc)

A. FARES

M. ROLLET

P. BROQUET

Laboratoire de géologie
structurale et appliquée
1, place Leclerc
25000 Besançon

Résumé

Cette étude présente une méthodologie de la cartographie des risques naturels liés aux mouvements de terrain à l'échelle du 1/25 000, qui utilise un mode de cartographie numérique basé sur une simulation du risque en fonction de l'importance et de la typologie des instabilités de versant.

Les facteurs constituant les éléments du risque pour cette cartographie sont relatifs à la topographie, à la lithologie et à la géomorphologie. Ce choix des facteurs nous permet de délimiter le cadre propice aux déclenchements des mouvements de terrain. L'évaluation du risque résultant de l'action conjointe des facteurs a été effectuée suivant deux méthodes, la méthode arithmétique et la méthode probabiliste, aboutissant à deux cartes synthétiques dont une seule, fondée sur la méthode probabiliste servira comme carte des risques naturels; facile à lire, elle est donc utilisable par les différents décideurs de l'aménagement du territoire.

Mots clés: Cartographie, géologie, simulation, mouvement de terrain, risque, méthodologie, quantification.

Methodical test of natural risks relative to ground movements cartography

(Taounate area - Rif, North Marroco)

Abstract

The present study suggests a methodical test of mapping the natural risks relative to ground movements at a 1/25 000 scale. This methodical test riks uses a numeric cartography based on a risk simulation in accordance with the typology importance of slopes instabilities.

The factors making the risk elements selected in this cartography are those of topography, lithology and geomorphology. This selection enable us to delimit the favourable frame releasing ground movements. The risk evaluation resulting from the selected factors united actions is realised using two methods. The first one is arithmetic whereas the second is probabilistic.

Theese two methods lead to two synthetic maps, the one using the probabilistic method will be employed to realise a natural risks map, being easy to read and helpful for different users in urbanism.

Key words: Cartography, geology, simulation, ground movements, risk, methodical test, quantification.

Introduction

Le Rif forme un domaine d'étude riche et varié des instabilités de versants. Ces mouvements de terrain, au niveau du site de Taounate (Rif central), gênent l'aménagement de la ville du même nom et constituent un risque, d'où l'intérêt d'une cartographie à caractère prévisionnelle pour définir les sites les plus exposés aux instabilités des versants.

Historiquement, la cartographie des risques naturels a commencé pour la première fois au Maroc dans les années soixante, en même temps que les cartes géotechniques de Casablanca, de Fès, de Tanger... En 1968, A. Millies-Lacroix établit pour l'ensemble du Rif une carte prévisionnelle des mouvements de terrain à une échelle de 1/1 000 000. Les facteurs utilisés dans cette cartographie sont la lithologie au sens large, les hauteurs moyennes de précipitation annuelle, la topographie, le couvert végétal et l'action anthropique. La région de Taounate apparaît dans des zones comprises entre les degrés 6 et 9, correspondant aux susceptibilités maximales de la carte prévisionnelle.

En France, les études de cartographie des risques naturels ont commencé à partir du début des années soixante-dix, par le Bureau de Recherche Géologiques et Minières (BRGM) et le laboratoire de géologie appliquée de l'Université de Grenoble, dans une cartographie commune intitulée Plan Zermos « zones exposées aux risques des mouvements du sol et du sous sol » (W. Chazan, 1973). Les objectifs de ce programme n'ont pas été totalement atteints (P. Antoine, 1977), puisque la conception du risque reste une notion subjective interprétée différemment selon les auteurs des cartes Zermos réalisées jusqu'à maintenant.

Nous avons repris les préoccupations de la cartographie Zermos et défini une méthodologie en utilisant le mode de cartographie numérique basée sur la simulation des facteurs à partir des observations et des données de surface. Notre méthode s'appuie sur des moyens faciles à mettre en œuvre et peu coûteux, à savoir : une carte topographique à l'échelle du 1/25 000, une carte géologique levée à l'échelle du 1/25 000, des photographies aériennes et quelques essais géotechniques. A partir de ces données, nous avons élaboré une série de cartes qui s'enchaînent dans un ordre logique pour aboutir à la carte des risques naturels liés aux mouvements de terrain de la région de Taounate.

Les facteurs déterminant la genèse des mouvements de terrain

La genèse d'un mouvement de terrain résulte de l'action simultanée de plusieurs facteurs. Certains sont permanents et forment le cadre propice créant les conditions indispensables aux mouvements, à savoir : la topographie, la lithologie et la géomorphologie ; les autres dynamiques ont un rôle déclenchant et sont représentés par le climat, l'hydrologie, l'évolution de la dynamique actuelle des mouvements de terrain (A. Millies-Lacroix, 1981), l'action de l'homme, la végétation et la sismicité. Ces facteurs dynamiques ont une intensité

et une fréquence variables dans le temps et dans l'espace.

Nous avons fait le choix de cartographier à l'échelle du 1/25 000 les facteurs permanents afin de délimiter les secteurs qui présentent le cadre favorable aux déclenchements des mouvements de terrain.

Établissement de la carte des risques naturels

Méthodologie (Fig. 1)

Pour aboutir à une carte des secteurs susceptibles d'être le siège des mouvements de terrain, nous avons retenu les facteurs liés à la topographie, à la nature et la structure du matériau et à la géomorphologie. Ces facteurs sont cartographiés séparément pour obtenir les cartes de facteurs du risque. La superposition de ces cartes fait ressortir les relations entre la lithologie, la pente et les indices d'instabilité. Une étude basée sur les calculs de rapports de surfaces nous permet de fonder une simulation du risque que nous avons graduée en cinq niveaux dans une échelle numérique (1, 2, 3, 4 et 5). Ceci nous conduit à transcrire les cartes de facteurs en cartes numériques appelées cartes de simulation du risque. La carte de l'interprétation du risque délimite des secteurs où figurent le niveau du risque assigné à chaque facteur selon des triplets.

L'évaluation du risque résultant de l'action conjointe des facteurs a été effectuée suivant deux méthodes : la méthode arithmétique et la méthode probabiliste aboutissant à deux cartes synthétiques dont une seule servira comme carte des risques naturels à la suite de la comparaison des deux démarches.

Les cartes de facteurs

Carte des pentes

Nous avons établi une carte des pentes à partir de la carte topographique à l'échelle du 1/25 000. Elle présente six classes de pente de [0-2,5 %], [2,5-5 %], [5-10 %], [10-20 %], [20-40 %] et [40-100 %].

Carte des faciès lithologiques

Elle a été établie à partir de la carte géologique à l'échelle du 1/50 000 (G. Suter, 1967) et de levés nouveaux. Elle présente une notice explicative qui classe les faciès suivant les caractéristiques géologiques, hydrogéologiques et géotechniques. Nous y avons annexé également la carte de distribution de la fracturation dans les massifs gréseux qui présente en plus des rosaces de fracturation, le pendage et le degré d'hétérogénéité en fonction de la dimension des blocs délimités par les fractures.

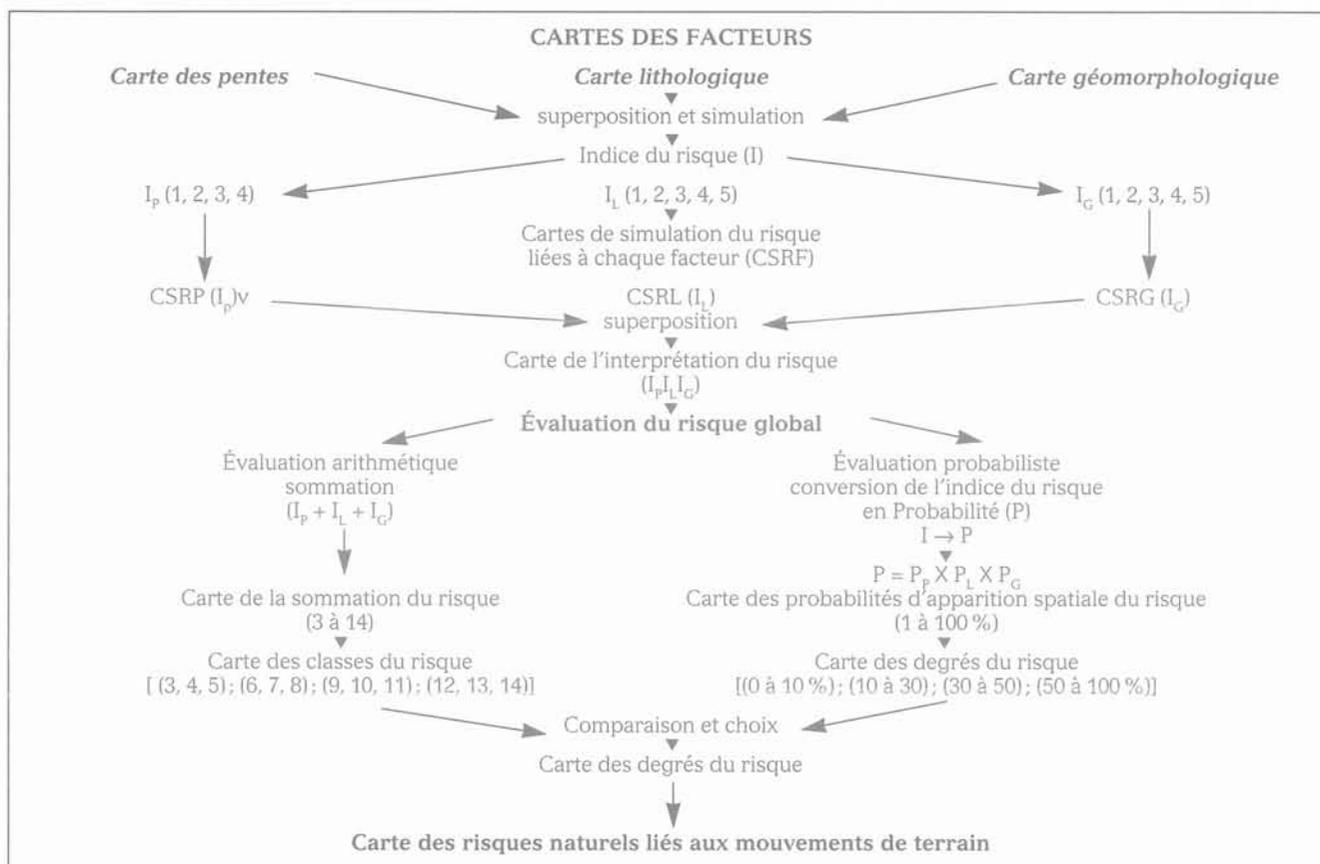


FIG. 1 Essai méthodologique de la cartographie des risques naturels.
Methodical test of the natural risks cartography

(I) : Indice du risque
 (I_p) : Indice du risque lié à la pente
 (I_L) : Indice du risque lié à la lithologie
 (I_G) : Indice du risque lié à la géomorphologie
 (P) : Probabilité du risque
 (P_p) : Probabilité du risque lié à la pente
 (P_L) : Probabilité du risque lié à la lithologie
 (P_G) : Probabilité du risque lié à la géomorphologie

TABLEAU I Degré d'instabilité des classes des pentes des marnes bleues de la région de Taounate.
Instability degree of blues marls slopes classes of Taounate area.

Classe des pentes	Surfaces totales St (km ²)	Surfaces instables Si (km ²)	Degré d'instabilité Si/St (%)	Types d'instabilité
2,5 à 5%	0,197	0	0	Solifluxion et ravinement
5 à 10%	2,74	0,175	6,4	
10 à 20%	13,35	2,35	17,6	
20 à 40%	3,45	1,15	33,4	

3.2.3

Carte des indices d'instabilité

Elle a été établie à partir de l'étude des photographies aériennes de plusieurs missions espacées dans le temps (1951, 1960, 1979 et 1986) complétée par les observations sur le terrain concernant les dommages occasionnés. En dehors des ravinements et des badlands qui sont des phénomènes actuellement actifs, la cartographie des mouvements de masse a englobé systématiquement les formes actives où le risque est certain et les formes anciennes stabilisées ou en période de rémission provisoire.

3.3

Les cartes analytiques

3.3.1

Quantification du risque

Dans la nature, chaque faciès lithologique présente une pente limite en dessous de laquelle le versant n'engendre aucune instabilité. Nous avons procédé à une étude des surfaces basée sur la superposition sec-

Les cartes de simulation du risque

teur par secteur de la lithologie, des pentes et des indices d'instabilité; nous avons ainsi défini pour chaque faciès les degrés d'instabilité en fonction des classes de pentes (rapport des surfaces instables sur la surface totale de la classe considérée). Cette confrontation des cartes de facteurs nous permet de situer approximativement la pente limite de chaque faciès:

Les marnes bleues ne présentent pas de pente supérieure à 40 % (Tab. I). A partir des pourcentages des surfaces instables, on peut caler approximativement la pente limite vers 10 % et plus précisément entre 5 et 10 %.

Le pourcentage des surfaces instables élevé de la classe [10, 20] traduit l'héritage d'anciennes coulées et correspond à des terrains relativement altérés (Tab. II). La pente limite des marnes schisteuses ne pourra avoir une valeur supérieure à 20 % que si la roche est saine.

Contrairement aux marnes bleues et aux marnes schisteuses, les grès n'ont pas de pente limite (Tab. III). Les instabilités correspondant aux différentes classes dépendent d'autres facteurs tels que la structure et l'altération.

Il ressort de cette confrontation, que toutes les pentes inférieures à 10 % sont relativement stables et qu'à partir de 10 % la stabilité des terrains dépend de la nature lithologique, de la structure ou de l'altération.

A chacun des facteurs du risque, nous avons attribué un indice (I_p) dans une échelle numérique en rapport avec son importance relative dans la genèse des instabilités. Cette simulation nous permet de traduire les cartes de facteurs en cartes de simulation du risque.

• Carte de simulation du risque lié à la pente

La détermination cartographique de la pente limite naturelle pour chaque matériau rend possible l'utilisation directe de la carte des pentes dans une cartographie des risques naturels. Nous pouvons comparer les pentes des versants (P_v) aux pentes limites (P_l) des différents faciès et attribuer un indice de risque (I_p), comme suit:

- si P_v est inférieur à P_l , la pente du versant est stable et I_p prend la valeur minimum de: 1;
- si P_v est sensiblement égal à P_l , I_p est égal à: 2;
- si P_v est supérieur à P_l , I_p est égal à: 3;
- si P_v est très supérieur à P_l , I_p prend la valeur maximum de: 4.

Le tableau IV montre les différents indices attribués en fonction des degrés d'instabilité des classes de pente:

TABEAU II Degré d'instabilité des classes des pentes des marnes schisteuses du Sénonien de la région de Taouate.
Instability degree of Senonian schistous marls slopes classes of Taouate area.

Classe des pentes	Surfaces totales St (km ²)	Surfaces instables Si (km ²)	Degré d'instabilité Si/St (%)	Types d'instabilité
5 à 10%	0,433	0	0	
10 à 20%	3,733	1,4124	37,83	Coulées anciennes
20 à 40 %	3,2715	1,3185	40,3	
> à 40 %	0,5308	0,2455	46,25	Niches de départ et ravinement

TABEAU III Degré d'instabilité des classes des pentes des grès du Tortonien supérieur de la région de Taouate.
Instability degree of Upper Tortonian sandstones slopes classes of Taouate area.

Classe des pentes	Surfaces totales St (km ²)	Surfaces instables Si (km ²)	Degré d'instabilité Si/St (%)	Types d'instabilité
5 à 10%	0,2314	0	0	
10 à 20%	2,5422	0,4453	17,5	Glissement de terrain
20 à 40 %	7,9492	0,4242	5,4	
> à 40 %	1,6726	0,1403	8,38	Glissement et éboulement

TABEAU IV Indices de risque attribués aux différentes classes de pentes en fonction de la lithologie.
Risk indices attributed to different slopes classes in accordance with the lithology.

Classe de pentes	Terrasses anciennes	Marnes bleues	Molasses	Grès	Marnes schisteuses	Schistes gréseux	Complexe bréché
2,5 à 5%	1	1	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
5 à 10%	(-)	2	(-)	1	1	(-)	(-)
10 à 20%	(-)	3	2	2	2	(-)	(-)
20 à 40%	(-)	4	3	3	3	1	3
40 à 100%	(-)	(-)	4	4	4	2	(-)

• **Carte de simulation du risque lié à la lithologie**

Nous pouvons faire une première approximation en comparant le degré d'instabilité des différents faciès lithologiques (Tab. V).

Compte tenu du degré et du type d'instabilité, de la nature et de l'épaisseur de la couverture d'altération, et de la structure; nous avons traduit la carte des faciès lithologiques en une carte de simulation du risque lié à la lithologie, basée sur les indices du risque attribués aux faciès suivants:

- les molasses : 5;
- les marnes bleues saines et altérées, le complexe bré- chique gypsifère, les marnes schisteuses altérées, les grès très fracturés à pendage conforme à la pente, les grès à couverture d'altération issue d'un mouvement de masse : 4;
- les marnes schisteuses, les grès à pendage conforme à la pente : 3;
- les grès subaffleureants, les schistes gréseux : 2;
- les terrasses anciennes : 1.

• **Carte de simulation du risque lié à la géomorphologie**

L'évaluation du risque peut être faite en fonction des masses déplacées, nous avons donc délimité les secteurs où domine chaque type d'instabilité en leur attribuant un indice de risque, comme suit:

- secteur à éboulements et à glissements de terrain : 5;
- secteur à solifluxions : 4;
- secteur à coulées anciennes et à ravinements : 3;
- secteur à petites instabilités potentielles : 2;
- secteur ne présentant aucune instabilité : 1.

Cette délimitation en secteurs où domine chaque type d'instabilité nous permet de traduire la carte des indices d'instabilité en carte de simulation du risque lié à la géomorphologie.

• **Carte de l'interprétation du risque (Fig. 2)**

Elle résulte de la superposition des cartes de simulation du risque lié à la pente, à la lithologie et à la géomorphologie. La carte de l'interprétation du risque présente dans chaque secteur figuré une combinaison à trois indices définis dans un ordre bien déterminé (I_p, I_l, I_g).

Le triplet (I_p, I_l, I_g) situe la part du risque lié à chaque facteur. Prenons par exemple un secteur qui présente le triplet (3, 4, 5):

- la pente est favorable à l'instabilité : 3;
- le matériau est très sensible aux mouvements de terrain : 4;
- les risques manifestés ou à craindre sont les glissements de terrain et les éboulements : 5.

3.4

L'évaluation du risque global et les cartes synthétiques

La transformation des cartes de facteurs en cartes numériques nous permet d'évaluer le risque naturel suivant deux méthodes: la méthode arithmétique et la méthode probabiliste.

3.4.1

Évaluation arithmétique

Cette méthode a été utilisée par A. Millies-Lacroix (1968). L'action simultanée des trois facteurs de la carte de l'interprétation du risque est représentée par la somme des différents indices dans chaque secteur. L'exemple du triplet I_p, I_l, I_g précédent c'est-à-dire (3, 4, 5) fournit une somme de 12.

• **Carte de la sommation du risque**

L'évaluation du risque global par la méthode arithmétique consiste donc à faire la somme des trois indices des triplets figurant dans la carte de l'interprétation du risque ($I_p + I_l + I_g$). La carte de la sommation du risque présente douze zones où la somme indiciaire donne un maximum de 14 (4 + 5 + 5) et un minimum de 3 (1 + 1 + 1).

• **Carte des classes du risque (Fig. 3)**

Les douzes zones de la carte de la sommation du risque laissent apparaître une imprécision dans l'appréciation du risque global, ce qui a nécessité une réduction à quatre classes exprimant des niveaux croissant dans la carte des classes de risque, définies selon les fourchettes suivantes: classe 1, risque faible ou négligeable (3, 4, 5); classe 2, risque moyen (6, 7, 8); classe 3, risque élevé (9, 10, 11) et classe 4, risque très élevé (12, 13, 14).

TAB. V Degré d'instabilité des terrains de la région de Taounate en fonction de leur nature lithologique.
Instability degree of Taounate area formations according to their lithologic nature.

Nature lithologique	St (km ²)	Si (km ²)	Si/St (%)	Instabilité prédominante
Marnes bleues	19,737	3,675	18	Solifluxion
Marnes schisteuses	7,9683	2,9764	37,4	Coulée ancienne
Grès	12,3954	1,0098	8,2	Glissement de terrain
Schistes gréseux	7,2663	1,0708	14,75	Ravinement
Molasses	1,6662	0,5153	35,92	Glissement de terrain
Complexe bré- chique	1,0624	0,2875	27	Coulée ancienne

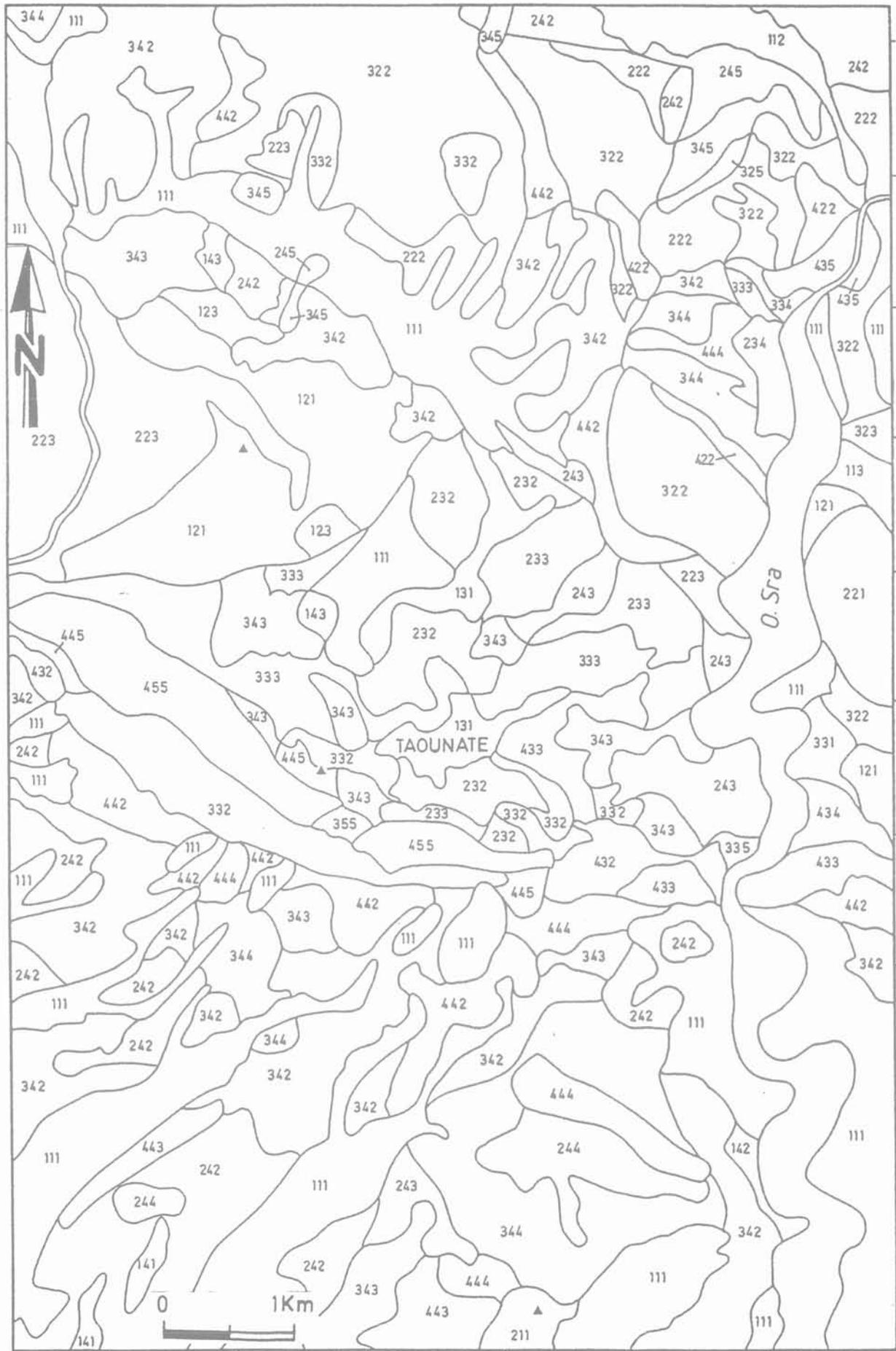


FIG. 2 La carte de l'interprétation du risque.
The map of the risk interpretation.

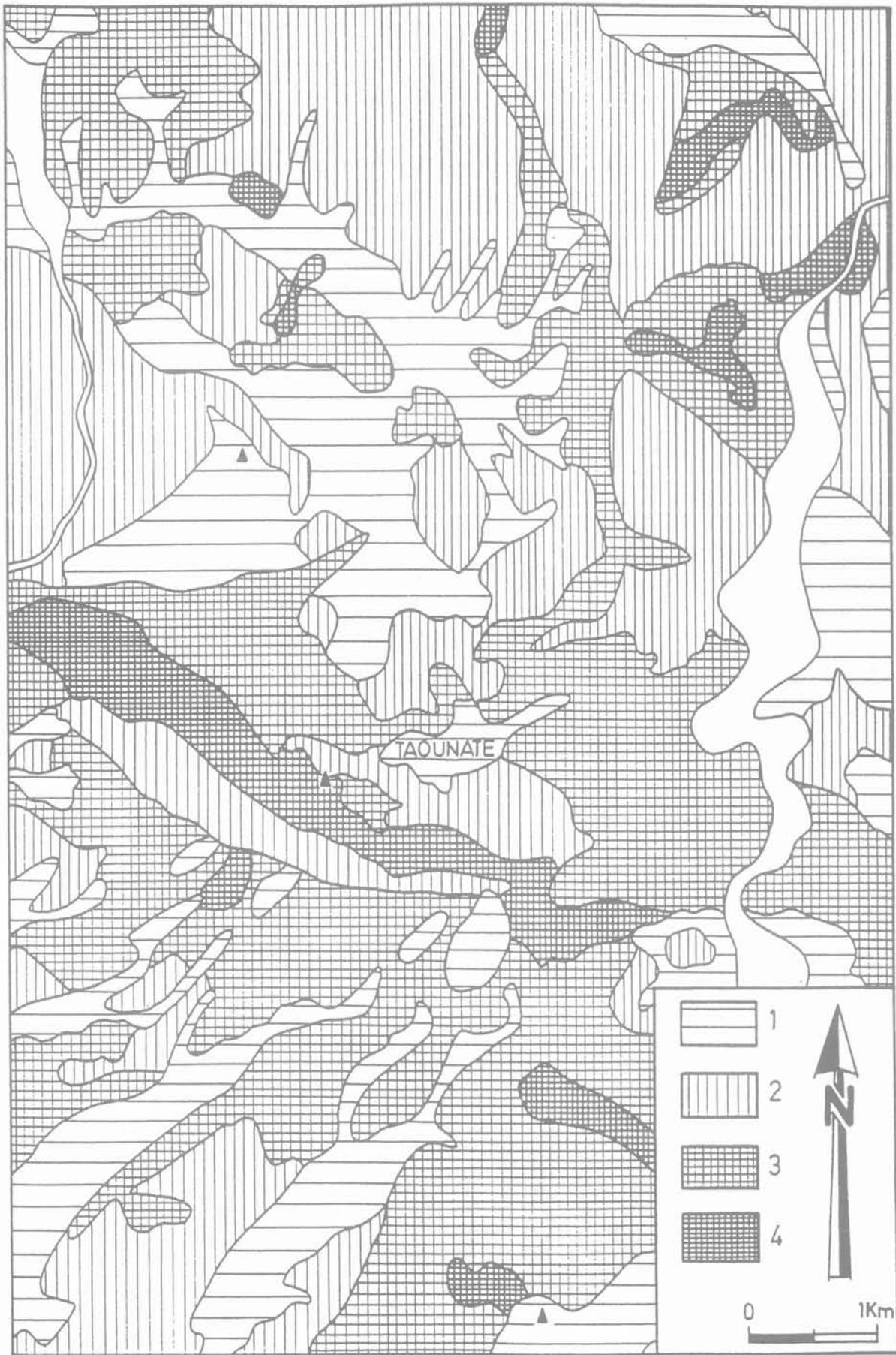


FIG. 3 La carte des classes du risque.
The map of risk classes.

Évaluation probabiliste

Nous avons gradué le risque de 0 à 1 et converti les indices du risque en terme de probabilité partielle (Tab. VI).

En conséquence, l'évaluation du risque est estimée égale au produit des probabilités des différents facteurs.

$$P_R (\%) = P_p \times P_l \times P_g \times 100$$

P_R est la probabilité d'apparition spatiale du risque.

Lorsque tous les facteurs sont à leur maximum d'intensité (P_R) est de 100 %, valeur pour laquelle la conception du risque est certaine sinon évidente :

$$P_R (\%) = 1 \times 1 \times 1 \times 100 = 100 \%$$

Par contre, si les facteurs sont à leur minimum d'intensité, la probabilité est réduite à 1 %.

$$P_R (\%) = 0,25 \times 0,2 \times 0,2 \times 100 = 1 \%$$

• Carte des probabilités d'apparition spatiale du risque

Les facteurs du risque considérés ne varient que dans l'espace et la probabilité d'apparition spatiale écarte donc toute prévision dans le temps.

A partir de la carte de l'interprétation du risque, nous pouvons établir directement la carte de la probabilité d'apparition spatiale du risque qui présente 23 secteurs avec des probabilités allant de 1 à 100 %.

• Carte des degrés du risque (Fig. 4)

Nous avons ramené les pourcentages de probabilité de la carte précédente à quatre niveaux du risque croissant : degré du risque faible ou négligeable (1 à 10 %), degré du risque moyen (10 à 30 %), degré du risque élevé (30 à 50 %) et degré du risque très élevé (50 à 100 %).

Comparaison entre les deux méthodes

La comparaison de l'évaluation arithmétique et de l'évaluation probabiliste porte sur l'action conjointe des facteurs, la lecture de la carte et les rapports des cartes des risques finales avec la carte géologique.

• Action conjointe des facteurs

La méthode arithmétique conduit à un cumul des intensités des facteurs et on aboutit donc à une appréciation pessimiste. L'évaluation probabiliste met en jeu l'interaction entre les différents facteurs. En effet, il y a un phénomène d'inhibition c'est-à-dire lorsqu'un facteur présente une faible intensité, le risque d'apparition d'une instabilité est moyen, voire faible. On aboutit donc à une appréciation du risque relativement moins subjective.

• Lecture de la carte

La carte des classes du risque reste interprétative et laisse une part d'imprécision sur l'appréciation du risque présenté par des secteurs d'une même classe ou des secteurs de classes voisines.

TABLEAU VI Conversion des indices en probabilité.

Conversion of the indices in probability terms.

La pente

I_p	1	2	3	4
P_p	0,25	0,5	0,75	1

La lithologie

I_l	1	2	3	4	5
P_l	0,2	0,4	0,6	0,8	1

La géomorphologie

I_g	1	2	3	4	5
P_g	0,2	0,4	0,6	0,8	1

La carte des degrés du risque au contraire voit cette imprécision levée, car elle exprime le risque par une probabilité d'apparition spatiale, et par conséquent la lecture de la carte directe est facilitée, donc accessible à un large public.

• Rapports de la carte des risques avec la carte géologique

La carte des classes du risque et la carte des degrés du risque présentent les mêmes tendances dans les secteurs à haut risque et des recoupements quand les secteurs sont classés avec un risque douteux. Cependant les limites de la carte des classes du risque suivent en quelque sorte les contours géologiques, ce qui limite l'intérêt de la démarche arithmétique à l'échelle locale. Cette concordance fait défaut quand on superpose la carte des degrés du risque avec la carte géologique. Il paraît possible alors d'adapter cette approche probabiliste de la quantification du risque à d'autres régions présentant des problèmes similaires et ayant des caractéristiques géologiques différentes, et c'est là qui réside tout l'intérêt de l'approche probabiliste par rapport à l'approche arithmétique.

• Méthode choisie pour l'établissement de la carte des risques naturels

La comparaison des deux méthodes nous a conduit à abandonner la méthode arithmétique et à retenir la méthode probabiliste, car elle met en jeu l'interaction des facteurs et donne une idée relativement précise sur leur action conjointe par la probabilité d'apparition spatiale du risque. Nous utiliserons donc la carte des degrés du risque comme composante fondamentale pour la carte des risques naturels.

La carte des risques naturels liés aux mouvements de terrain

La carte des degrés du risque exprime la probabilité d'apparition spatiale de mouvements de terrain. Elle ne tient pas compte des zones urbanisées, des routes, etc., bref de la composante humaine surimposée qu'il nous faut introduire dans la carte des risques naturels. En reportant la carte des degrés du risque sur le fond topographique, nous pouvons donc délimiter les zones les plus menacées par les mouvements de terrain. Pour faciliter la lecture et l'utilisation, nous avons employé une représentation cartographique en couleurs conventionnelles du risque à savoir :

- vert correspond au degré du risque faible ou négligeable, D_1 (1 à 10 %);
- jaune correspond au degré du risque moyen, D_2 (10 à 30 %);
- orange correspond au degré du risque élevé, D_3 (30 à 50 %);
- rouge correspond au degré du risque très élevé, D_4 (50 à 100 %).

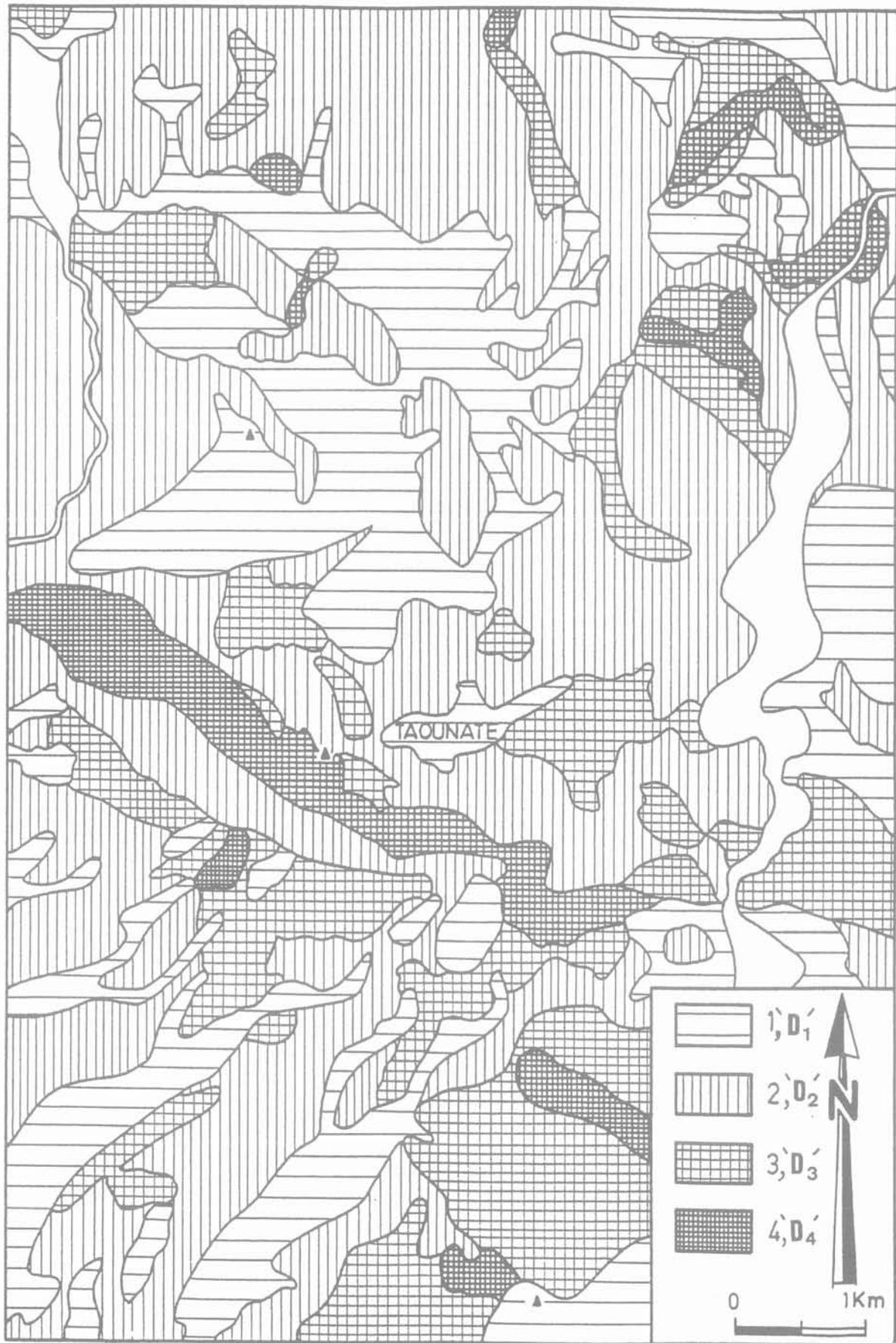


FIG. 4 La carte des degrés du risque.
The map of the risk degrees.

Conclusion générale

La méthode proposée de la cartographie des risques liés aux mouvements de terrain présente une série de cartes allant des cartes de facteurs à la carte des risques naturels. Les étapes intermédiaires sont exposées notamment l'introduction des facteurs du risque (pente, lithologie et géomorphologie), leur quantification et la transformation en cartes numériques. A l'échelle du 1/25 000, nous avons considéré les terrains comme le premier paramètre conduisant à l'instabilité.

A une échelle plus petite, nous pouvons faire intervenir les facteurs dynamiques à savoir, le climat, l'homme, la sismicité, etc. A une échelle plus grande, d'autres facteurs prennent de l'importance comme les caractéristiques hydrogéologiques et géotechniques et le suivi des mouvements de terrain en cours, équipés si possible par des instruments de mesures de déplacement.

La carte des risques naturels obtenue par l'approche probabiliste présente une zonation du risque plus fine et plus précise. La représentation du risque en pourcentage facilite la lecture de la carte, donc une utilisation par un large public. A ce titre, elle peut donc être considérée comme la première étape de la prévention contre les mouvements de terrain.

Quelques références bibliographiques*

- Antoine P. (1977) – Réflexions sur la cartographie Zermos et bilan des expériences en cours. *Bull. BRGM*, III, 1-2, pp. 9-20.
- Chazan W. (1973) – Le plan Zermos. Identification des zones exposées aux risques liés aux mouvements du sol et du sous-sol. Symposium national Sol et Sous-sol et sécurité des constructions, Cannes BRGM, I.
- Farès A. (1994) – Essai méthodologique de la cartographie des risques naturels liés aux mouvements de terrain ; application à l'aménagement de la ville de Taounate (Rif, Maroc). Thèse Univ. Besançon, 177 p.
- Humbert M., Jeannette A. (1962) – Les cartes géotechniques : quelques principes de réalisation. *R. Géogr. Maroc*, n° 1-2, pp. 67-74.
- Millies-Lacroix A. (1968) – Les glissements de terrain, présentation d'une carte prévisionnelle des mouvements de terrain dans le Rif. *Mines et géologie*, 27, pp. 45-54.
- Millies-Lacroix A. (1981) – Classification des talus et versants instables. *Bull. Liaison Labo. Ponts et Chaussées*, Spécial X.
- Suter G. (1967) – Carte géologique de Taounate-Aïn Aïcha à 1/50 000. Not. et Mém. du Serv. Géol. Maroc, 186 bis.