

Quelques applications de la méthode des éléments distincts en mécanique des roches

Pietro ALFONSI

Chargé de recherche
Section Rhéologie et modélisation des sols
Division Mécanique des sols et géologie de l'ingénieur

Jean-Louis DURVILLE

Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées
Chef de la division Mécanique des sols
et géologie de l'ingénieur

Laboratoire central des Ponts et Chaussées

Xavier RACHEZ

Docteur de l'École nationale des Ponts et Chaussées
ITASCA Consultants

RÉSUMÉ

Les discontinuités jouent un rôle prépondérant dans la stabilité des massifs rocheux. En mécanique des roches, les méthodes numériques par éléments distincts permettent d'étudier le comportement des massifs fracturés. Trois études menées à l'aide du logiciel UDEC sont présentées :

- le fauchage des versants,
- les fondations au rocher,
- la stabilité des carrières souterraines.

En fonction de la pente du versant, du pendage des discontinuités et de l'angle de frottement, différents types de fauchage sont mis en évidence. Selon le pendage des strates, plusieurs mécanismes de rupture d'une fondation sur puits, en terrain horizontal ou sur versant, sont ensuite analysés. Enfin, il est montré que la présence d'une faille dans un modèle de carrière souterraine influence notablement les déplacements au toit des cavités et la répartition des contraintes dans les piliers, et donc le degré de stabilité.

MOTS CLÉS : 43 - Mécanique des roches - Méthode - Modèle numérique - Massif rocheux - Stabilité - Discontinuité - Fondation - Carrière - Souterrain - Méthode des éléments distincts - Fauchage.

Introduction

Le comportement mécanique des massifs rocheux est lié, pour une grande part, aux discontinuités qui le traversent : joints sédimentaires, diaclases, failles, schistosité, etc. Les propriétés du massif à l'échelle de l'ouvrage, qu'il s'agisse de déformabilité ou de résistance à la rupture, sont donc largement conditionnées par les caractéristiques des discontinuités, soit géométriques (orientation, espacement, persistance, etc.), soit mécaniques (raideurs normale et tangentielle, résistance au cisaillement, dilatance, etc.). La complexité structurale et la diversité des matériaux conduisent, dans certains cas, à utiliser des méthodes numériques pour le dimensionnement des ouvrages de génie civil implantés sur de tels massifs. En géotechnique, les modèles assimilant le terrain à un milieu continu sont les plus employés. Dans le calcul par éléments finis, les discontinuités peuvent être introduites en petit nombre à l'aide d'éléments de contact, les calculs étant limités aux petites déformations. Dès lors que l'on veut créer un réseau de discontinuités et permettre les grands déplacements, la modélisation par la méthode des éléments distincts, développée depuis plus de vingt-cinq ans par Cundall, se révèle mieux adaptée à l'étude des massifs rocheux comme à celle des ouvrages en maçonnerie [1].

Nous avons utilisé le logiciel bidimensionnel UDEC (Universal Distinct Element Code) de la société ITASCA, version 2.01, pour étudier les problèmes de stabilité de versants, de fondations et d'excavations souterraines, et nous présentons dans cet article quelques exemples de résultats obtenus dans ces trois types d'application.

Présentation du logiciel UDEC

Les modèles sont formés d'un assemblage de blocs séparés par des joints déformables au niveau desquels de grands déplacements, des rotations et des ruptures de contact sont possibles [2]. Les blocs peuvent être rigides ou déformables. Les forces de contact et les déplacements aux interfaces sont déterminés par la résolution des équations fondamentales de la dynamique. L'amplitude et la direction de la résultante des moments et des forces agissant sur chaque bloc déterminent les accélérations du mouvement de translation et de rotation du bloc autour de son centre de gravité :

$$\begin{cases} \ddot{u} = \frac{F}{m} \\ \ddot{\theta} = \frac{M}{I} \end{cases}$$

où

- \ddot{u} : accélération du bloc,
- $\ddot{\theta}$: accélération angulaire du bloc,
- m : masse du bloc,
- I : moment d'inertie du bloc,
- M : somme des moments,
- F : somme des forces agissant sur le bloc.

Les joints sont représentés soit par un point de contact (sommet/face), soit par deux points de contact (face/face) entre deux blocs, et chaque contact est schématisé comme un système ressort-patin de raideurs normale et tangentielle k_n et k_t (fig. 1).

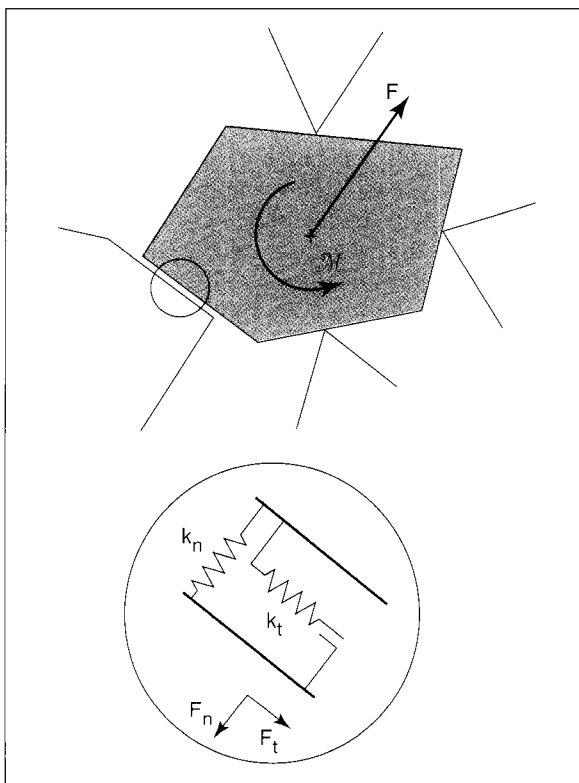


Fig. 1 - Représentation des contacts dans UDEC.

L'évolution numérique du système est définie par un algorithme explicite avec un pas de temps qui dépend de la masse du plus petit bloc et des caractéristiques mécaniques des joints. À chaque pas Δt , le déplacement est obtenu par discrétisation des équations du mouvement, avec mise à jour des contacts et des forces aux interfaces.

Dans notre étude, le comportement des joints est défini par une loi élasto-plastique avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb.

Fauchage de versants

Le fauchage ou basculement des versants rocheux est une déformation impliquant rotations et glissements des masses rocheuses. Il se produit dans les versants parcourus par une famille de discontinuités majeure, parallèle à la direction de la vallée et à très fort pendage vers l'intérieur du massif. C'est généralement un processus assez lent, qui peut être accéléré par les infiltrations dues aux fontes de neige ou aux précipitations. Les déformations, pouvant parfois atteindre une centaine de mètres de profondeur, conduisent à la désorganisation des versants provoquant un affaiblissement des résistances mécaniques. C'est un des modes de rupture possibles des talus de déblai, mais les fauchages les plus importants s'observent dans les vallées alpines où ils ont affecté certains versants au moment de la déglaciation quaternaire. Les volumes déstabilisés peuvent varier de quelques dizaines de mètres cubes jusqu'à plus d'une centaine de millions de mètres cubes, comme dans le versant de la Clapière (Alpes-Maritimes) [3].

Une description détaillée des différents modes de fauchage a été établie par Goodman, Hoek et Bray [4] et [5]. Deux cas typiques, le fauchage par blocs et le fauchage par flexion des bancs, sont représentés sur les figures 2 et 3.

Les études suivantes vont traiter de l'influence de l'angle de frottement φ et des paramètres angulaires, la pente α du talus et le pendage δ des strates, sur la stabilité de quelques modèles de versants régulièrement stratifiés (fig. 4).

Construction du modèle

Les modèles simples présentés ci-dessous possèdent deux familles de discontinuités, la famille principale qui traverse intégralement le massif (parfaitement persistante) et une famille de diaclases perpendiculaire à la première, de persistance égale à 0,5 (zone 4, fig. 5). La dimension du modèle doit être assez grande pour que les déformations liées au talus soient négligeables à la frontière latérale ; le système est composé d'environ 500 éléments disposés en quinconce

Exemples typiques de fauchage (d'après Goodman et Bray [4])

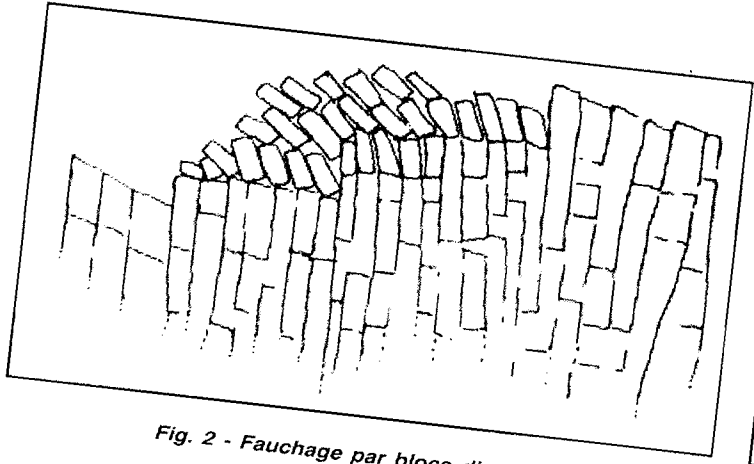


Fig. 2 - Fauchage par blocs distincts.

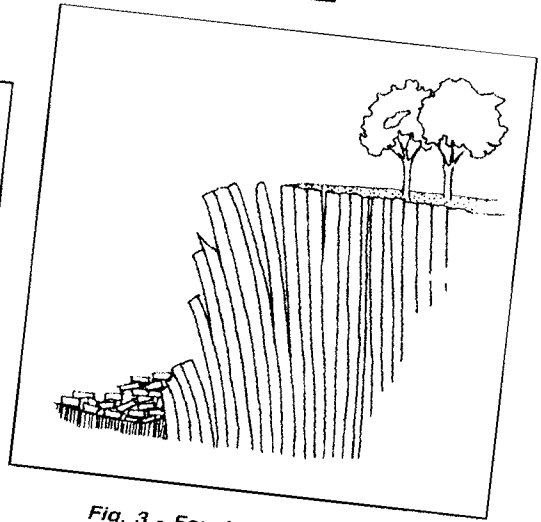


Fig. 3 - Fauchage par flexion des bancs rocheux.

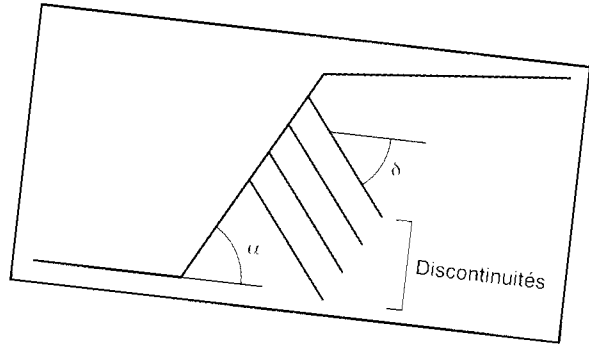


Fig. 4 - Définition des paramètres d'étude.

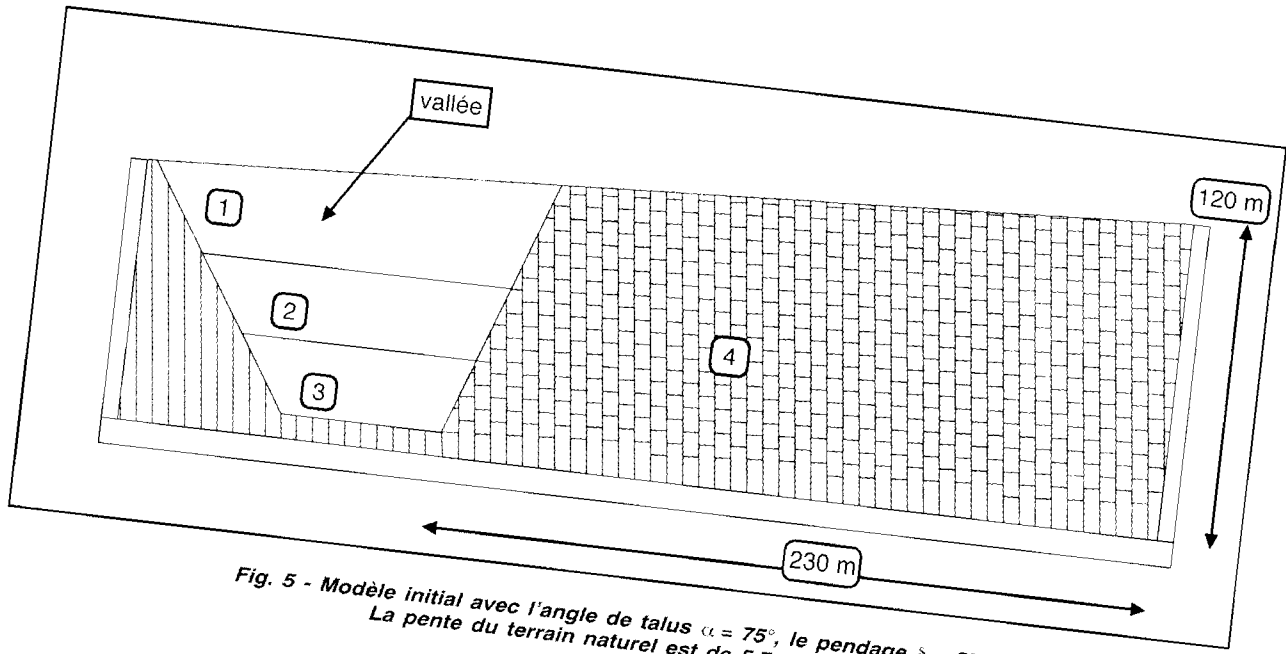


Fig. 5 - Modèle initial avec l'angle de talus $\alpha = 75^\circ$, le pendage $\delta = 85^\circ$.
La pente du terrain naturel est de 5,7 degrés.

sur une longueur de 220 m et sur une hauteur d'une centaine de mètres. Les blocs rectangulaires de 10×5 m sont parfaitement rigides. Le comportement des joints est régi par une loi élasto-plastique avec critère de rupture de Mohr-Coulomb.

Pour amortir les effets d'introduction de la pesanteur, le modèle est préalablement bloqué par trois éléments emplissant la vallée : zones 1, 2 et 3 de la figure 5. C'est la suppression progressive de ces éléments - le creusement de la vallée - qui va permettre les déformations du massif. Dans les exemples traités, les disparitions successives des volumes 1 et 2 ne provoquent que très peu de déformations, et le fauchage n'apparaît en fait qu'avec le creusement complet de la vallée. Aussi, afin de limiter la dimension des modèles et les temps de calcul, allons-nous utiliser par la suite des modèles simplifiés ne concernant que le versant instable avec les deux familles de discontinuités perpendiculaires (zone 4, fig. 5) ; les plus petits blocs situés à la base du modèle sont fixés pour éviter tout glissement, et la vallée est comblée par un bloc unique.

Exemples de fauchage obtenu par la simulation numérique

Après disparition du confinement latéral, les déformations s'effectuent progressivement par basculement des strates et par glissement sur les diaclases, puis se propagent dans le versant. Le basculement peut se produire dès que le barycentre d'une colonne de blocs est en dehors de sa base d'appui, pour une hauteur limite de la colonne qui dépend du pendage des discontinuités principales. Les glissements des blocs sur les diaclases interviennent lorsque les inclinaisons des strates deviennent supérieures à l'angle de frottement. Les figures 6 à 8 représentent un état non stabilisé du système, à un temps de calcul fixe, pour les valeurs de pendages : 85, 75 et 65 degrés.

Sur la figure 6, pour le pendage $\alpha = 85^\circ$, le basculement des strates instables va développer des fractures ouvertes se propageant vers l'intérieur du massif. Dans ce cas, le basculement d'une colonne isolée intervient pour une hauteur d'environ 57 m. On remarque que les strates en déséquilibre subissent une rotation limitée par l'encastrement des blocs inférieurs, mais néanmoins suffisante pour entraîner la chute de colonnes de hauteur inférieure à 57 m. La limite entre la zone stable et la zone basculée suit une « ligne de rupture » partant du pied du talus. La valeur de frottement étant assez importante, les glissements sur diaclases ne se produisent pas tant que les basculements des colonnes restent réduits.

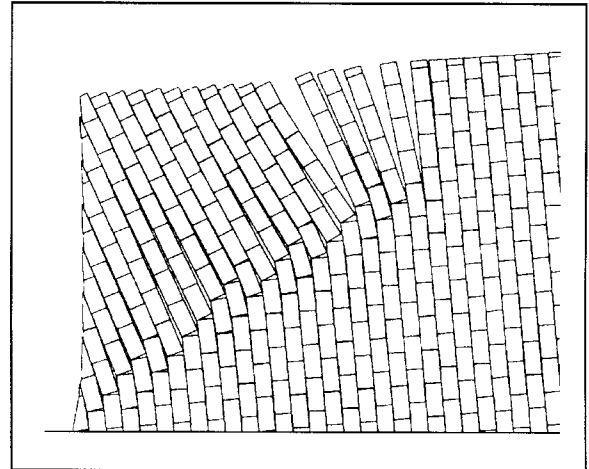


Fig. 6 - Angle de talus $\alpha = 75^\circ$ - Pendage $\delta = 85^\circ$ - Frottement $\varphi = 35^\circ$.

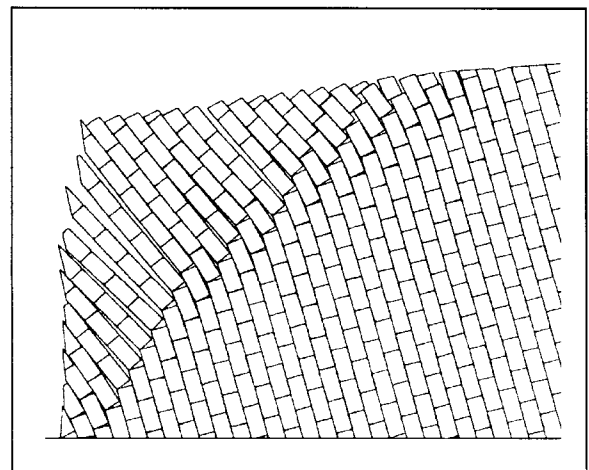


Fig. 7 - Angle de talus $\alpha = 75^\circ$ - Pendage $\delta = 75^\circ$ - Frottement $\varphi = 25^\circ$.

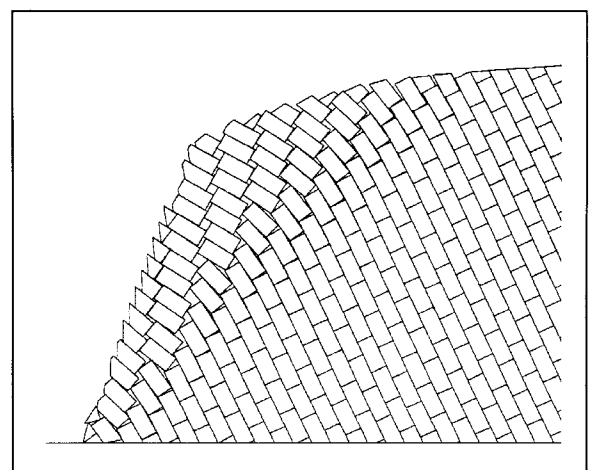


Fig. 8 - Angle de talus $\alpha = 65^\circ$ - Pendage $\delta = 65^\circ$ - Frottement $\varphi = 25^\circ$.

Dans l'exemple traité sur la figure 7, nous observons des basculements de strates comme dans le cas précédent, avec une ligne de rupture plus inclinée. Les chutes des bancs en front de talus s'effectuent plus rapidement du fait d'un pendage plus faible et mobilisent des couches moins profondes, l'équilibre limite d'une colonne étant atteint pour une hauteur de 19 m. Par ailleurs, vers la partie arrière du fauchage, l'angle de frottement étant de 25°, une légère rotation des blocs permet des glissements sur les diaclases et une extension des désorganisations en surface, avec un infléchissement de la ligne de rupture.

Sur la figure 8, les valeurs des angles de pendage et de talus sont diminuées par rapport au cas précédent, et la hauteur limite d'une colonne est alors réduite à 11 m, hauteur à peine supérieure à celle d'un bloc. Par l'effet de la gravité, les légers déplacements de la base du talus vont entraîner, en premier lieu, les basculements des blocs de la rangée la plus externe. Ces basculements rendent alors possibles les glissements sur les diaclases, le fauchage en tête de talus s'étendant ensuite vers la partie arrière du versant. La zone fauchée, peu profonde, est de faible volume.

En résumé, on observe sur les figures 6 et 8 deux mécanismes de rupture différents, le basculement de colonnes pour lesquelles les dimensions des blocs ainsi que les comportements des interfaces ont peu d'influence (fig. 6), et le fauchage de la tête des strates (fig. 8), dont l'importance est fonction de l'espacement des diaclases et des caractéristiques des interfaces. Le cas représenté sur la figure 7 peut être considéré comme un cas intermédiaire.

Approche quantitative

Goodman [6] propose une règle quantitative donnant une tendance au fauchage si l'inégalité :

$$\pi/2 - \delta + \varphi < \alpha$$

est respectée, où

- α : pente du talus,
- δ : pendage des strates,
- φ : angle de frottement des discontinuités (fig. 4).

Cette condition est obtenue en exprimant que le glissement sur les strates est possible, c'est-à-dire que le vecteur contrainte sur une discontinuité, au voisinage du talus, sort du cône de frottement.

De nombreux calculs paramétriques ont été effectués afin de vérifier la correspondance entre la condition de fauchage, soit : $\alpha + \delta - \varphi - \pi/2 > 0$, et les simulations numériques. Les résultats de quelques-uns d'entre eux, choisis de façon à obtenir une progression dans l'inégalité proposée par Goodman, sont présentés dans le tableau I.

Nous constatons dans le tableau un bon accord entre les simulations et la formule de Goodman, avec néanmoins un cas de divergence pour un talus modérément pentu, $\alpha = 45^\circ$, et un pendage $\delta = 85^\circ$ élevé. Il est probable que la relation de Goodman n'est pas applicable pour toutes les valeurs des paramètres. En particulier, pour un talus à faible pente, la hauteur des strates est limitée, ce qui empêche leur basculement. De façon analogue, on peut écrire que la dimension du talus doit être suffisante pour permettre au phénomène de fauchage de se développer, et ceci d'autant plus pour des valeurs élevées du pendage, proches de 90° . Pour confirmer l'importance de la dimension du talus, on a ajouté au modèle de la figure 8 un bloc d'une surface de 100 m^2 à la base du talus, représentant environ 15 % de réduction de hauteur : le fauchage n'affecte plus qu'un volume limité en tête de talus, et atteint d'ailleurs assez rapidement un état d'équilibre (fig. 9). Si l'on réduit la hauteur de près de 20 %, le talus ne subit pas de déformation significative.

TABLEAU I
Étude numérique du fauchage d'un talus avec le logiciel UDEC ;
comparaison avec la formule de Goodman [6]

Talus α (°)	Pendage δ (°)	Frottement φ (°)	$\alpha + \delta - \varphi - \pi/2$	Modèle numérique
65	65	45	- 5	immobile
58	55	25	- 2	immobile
58	75	45	- 2	immobile
62	65	35	+ 2	fauchage probable mais très lent
58	75	40	+ 3	légère tendance au fauchage
58	65	25	+ 8	fauchage des premiers rangs
65	65	25	+ 10	fauchage (fig. 8)
45	85	25	+ 15	immobile
75	85	45	+ 25	ouverture des bancs et basculement
58	85	25	+ 28	ouverture des bancs et basculement
75	65	15	+ 35	fauchage des premiers rangs et pointe de talus
75	75	25	+ 35	fauchage (fig. 7)
75	85	35	+ 35	fauchage (fig. 6)

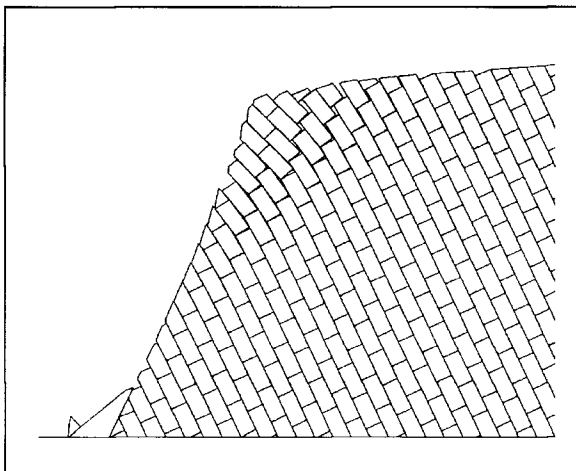


Fig. 9 - Étude numérique du fauchage d'un talus ($\alpha = 65^\circ$, $\delta = 65^\circ$, $\varphi = 25^\circ$) avec une butée en pied de talus, à comparer avec le cas présenté sur la figure 8.

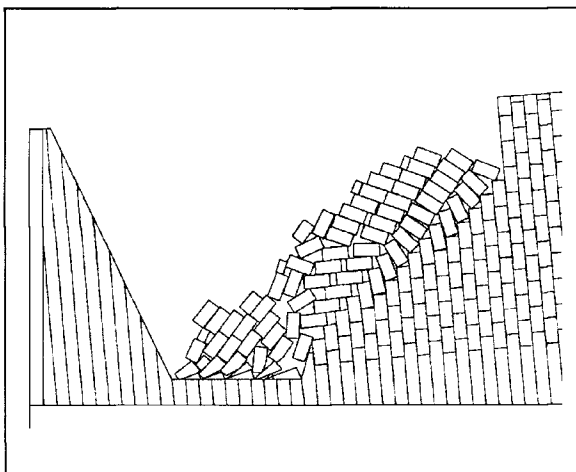


Fig. 10 - Étude numérique, jusqu'à stabilisation, du fauchage d'un talus ($\alpha = 75^\circ$, $\delta = 85^\circ$, $\varphi = 25^\circ$).

Avec le modèle présenté sur la figure 4, les calculs ont été poursuivis jusqu'à l'immobilisation (fig. 10). Si la géométrie précise de la masse éboulée ne peut prétendre représenter un cas réel - l'équilibre atteint étant manifestement fragile - le résultat obtenu présente un certain intérêt puisqu'il montre :

- la nécessité de mise en butée pour arrêter le processus,
- la création d'un talus arrière,
- la formation de terrasses superposées constituées par les rangées de strates basculées.

Fondations sur massifs rocheux fracturés

En mécanique des sols, les fondations d'ouvrages font l'objet de règles de calcul codifiées et validées sur de nombreux sites. Il n'en est pas de même pour les fondations au rocher, en particulier dans le cas des charges considérables apportées par les viaducs à grande portée d'aujourd'hui. Les

méthodes de calcul permettant d'apprécier correctement la stabilité et le tassement des fondations de ces ouvrages ne sont pas encore véritablement au point. Le réseau des discontinuités du massif est, là encore, un élément déterminant du problème, et le calcul par éléments distincts peut apporter une réponse dans certains cas [7].

Les deux exemples qui suivent présentent deux calculs de puits marocains soumis à des efforts verticaux et horizontaux ; ces puits appartiennent à la catégorie des fondations semi-profondes, toujours délicates à dimensionner.

Comportement d'un puits marocain en terrain horizontal

Le modèle, inspiré de la fondation d'une des piles du viaduc de Verrières sur l'autoroute A75, au nord de Millau, est constitué d'un massif stratifié et diaclasé, dans lequel un puits de 7 m de large est encastré sur une hauteur de 8 m (fig. 11). Le pendage des strates est un des paramètres de l'étude ; les diaclases sont verticales.

Le massif rocheux est composé d'un assemblage de blocs de comportement élastique ($E = 10 \text{ GPa}$; $\nu = 0,25$), séparés par des discontinuités à comportement élasto-plastique ($c = 0 \text{ kPa}$; $\varphi = 30^\circ$). De façon à alléger le modèle, seule la partie entourant le puits de fondation possède une densité de discontinuités proche de la densité réelle, les parties plus lointaines étant de géométrie simplifiée. Pour nous placer dans les conditions les plus défavorables, nous avons introduit une strate supplémentaire au niveau de la base du puits de fondation.

La fondation est soumise à une charge normale de 2,5 MN (il s'agit en réalité d'une valeur par mètre dans la troisième direction puisque le modèle est bidimensionnel), puis un effort horizontal T est appliqué par paliers successifs en haut de la pile, soit à une hauteur de 110 m au-dessus du terrain naturel.

La figure 12 présente les courbes reliant l'effort T et le déplacement horizontal calculé à la base de la pile, pour trois valeurs du pendage α des strates. Si la raideur initiale de la fondation est identique dans les trois cas, la charge de rupture pour des strates horizontales est au moins double de la charge de rupture pour $\alpha = 10$ ou 20 degrés.

Les figures 13 et 14 permettent d'expliquer ces différences de comportement. Dans le massif horizontal, la rupture ne peut se réaliser que par soulèvement des strates du côté opposé au basculement de la pile, avec flexion de l'ensemble stratifié ; dans le cas avec pendage, ce basculement est facilité par le glissement des strates dans le sens de l'effort horizontal. Remarquons qu'il ne serait pas facile d'estimer la charge limite, en particulier dans le cas du massif horizontal, sans utiliser une méthode numérique [7].

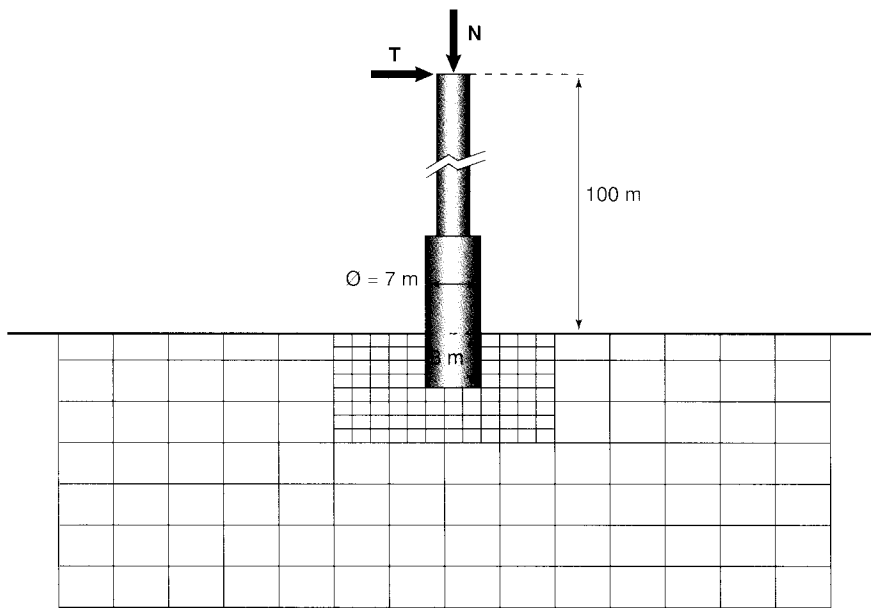


Fig. 11 - Étude de fondations de puits marocain. Modèle de base à strates horizontales ($\alpha = 0^\circ$) et diaclases verticales ($\beta = 90^\circ$).

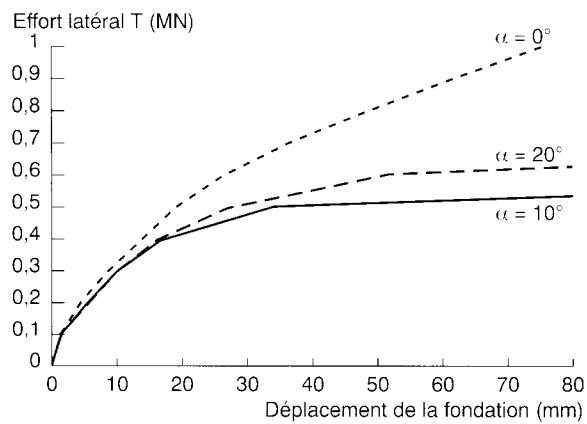


Fig. 12 - Étude de la stabilité de la fondation présentée sur la figure 11. Courbes reliant l'effort latéral T appliqué en tête de pile au déplacement horizontal de la fondation au niveau du terrain naturel. Influence du pendage α des strates.

État du massif après application de l'effort en tête de la pile

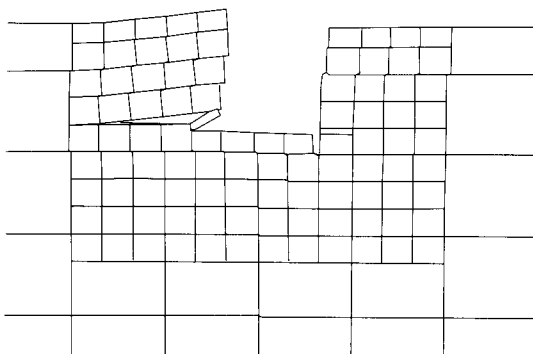


Fig. 13 - $\alpha = 0^\circ$, $\beta = 90^\circ$.

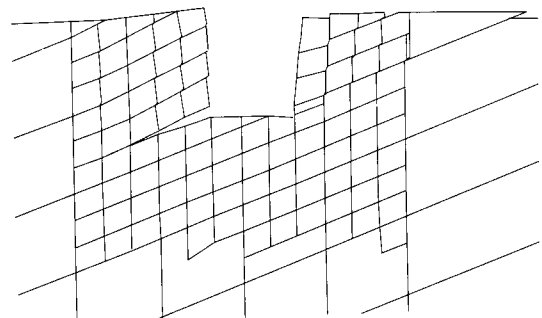


Fig. 14 - $\alpha = 20^\circ$, $\beta = 90^\circ$.

Puits marocain sur versant

Le second exemple est issu d'une étude des fondations d'un appui provisoire du viaduc permettant à l'autoroute A75 de franchir la Truyère. Le puits marocain, de 10 m de hauteur et d'un diamètre de 4,5 m, est implanté dans un versant constitué de gneiss affleurant.

Le modèle bidimensionnel est un assemblage de blocs indéformables délimités par deux familles de discontinuités (fig. 15) :

- une première famille représente la foliation, de persistance infinie, d'espacement 2 m, de pendage 50° vers l'aval dans le modèle de base,
- la seconde famille représente les diaclases, perpendiculaires à la première, non persistantes ; l'espacement décroît avec la profondeur afin de simuler une altération superficielle du massif.

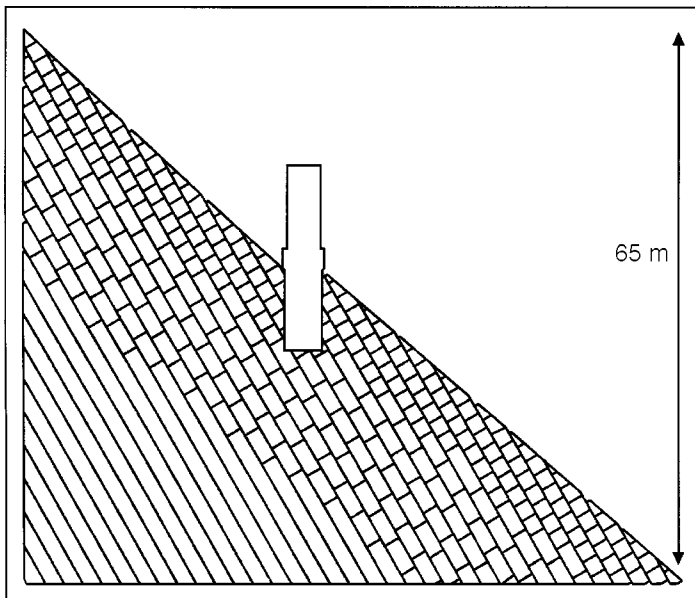


Fig. 15 - Modèle de base pour une fondation sur versant à pendage aval de la foliation : $\alpha = 60^\circ$.

La pile est soumise à une charge normale N de 55 MN (par mètre), puis à un effort croissant T , horizontal et dirigé vers l'aval, appliqué à 22 m au-dessus du sol.

Les figures 16 à 18 présentent les modes de rupture obtenus pour trois pendages différents de la foliation (et des diaclases qui leur sont perpendiculaires). Dans le modèle de base, à fort pendage aval, $\alpha = 60^\circ$, il n'y a pas de ligne de rupture nette (fig. 16) ; la butée aval subit un basculement mettant à contribution foliation et diaclases, la charge limite est de l'ordre de 4,5 MN. Pour un pendage horizontal (fig. 17), la rupture se produit par glissements sur les plans de foliation pour une charge plus faible : 3,5 MN. Pour un pendage amont, $\alpha = 30^\circ$, (fig. 18), la charge limite est très élevée : 18,5 MN ; une ligne de rupture en escalier s'enfonce dans le massif.

Modèle de base après application de l'effort en tête de la pile. Les flèches au centre des blocs représentent les vecteurs vitesses

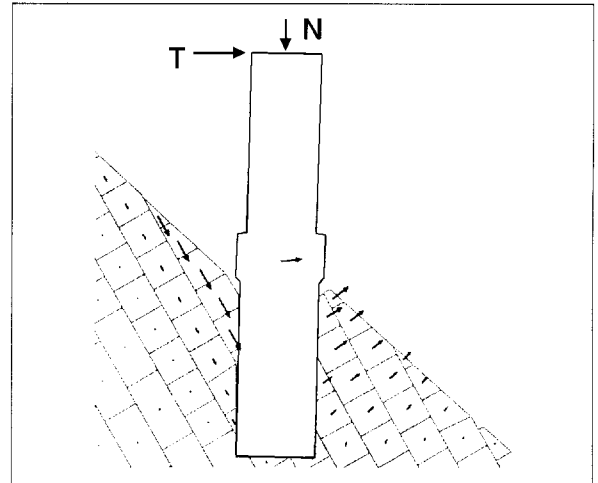


Fig. 16 - À pendage aval ($\alpha = 60^\circ$).

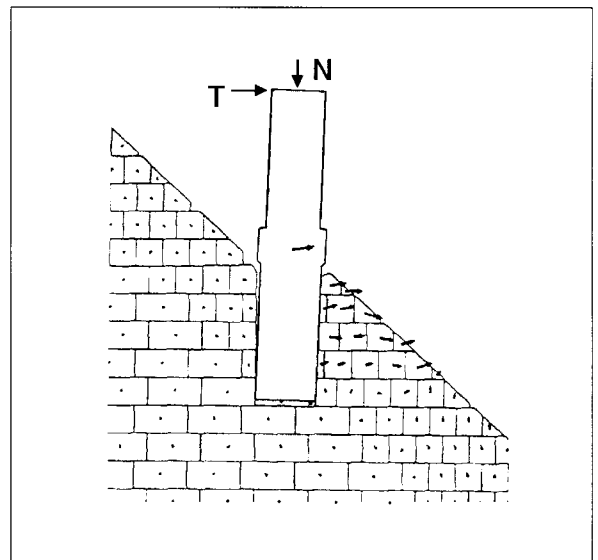


Fig. 17 - À pendage horizontal ($\alpha = 0^\circ$).

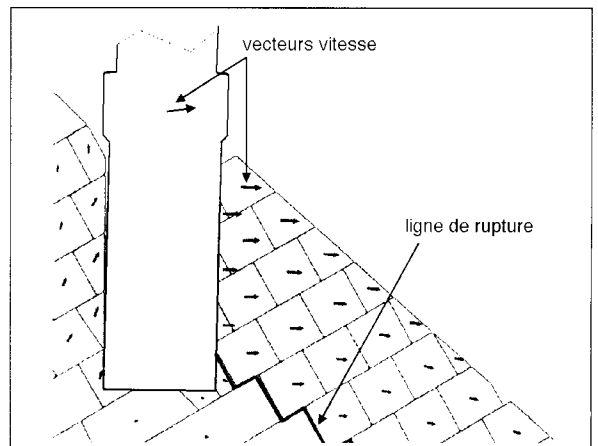


Fig. 18 - À pendage amont ($\alpha = 30^\circ$).

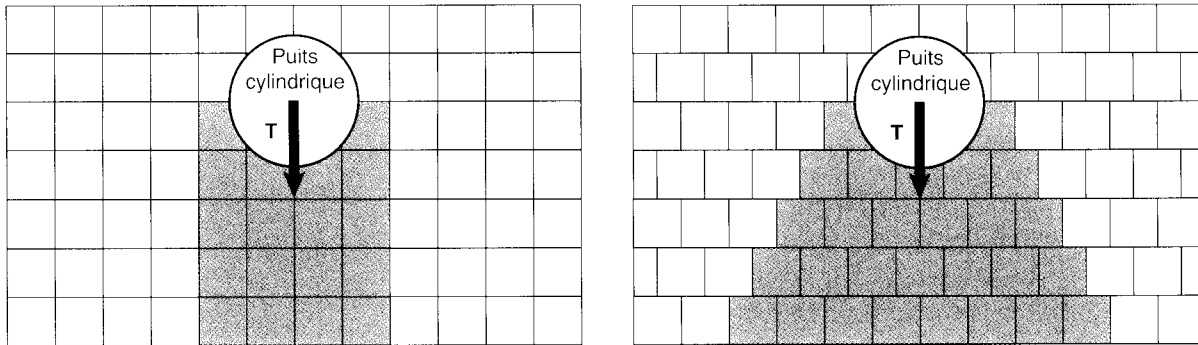


Fig. 19 - Puits de fondation cylindrique dans un massif rocheux à discontinuités persistantes perpendiculaires (vue de dessus) ; les blocs teintés sont sollicités par le déplacement du puits sous l'effort latéral T (en négligeant les frottements).

Du calcul bidimensionnel au dimensionnement de la fondation

Les deux modèles présentés ci-dessus sont bidimensionnels et représentent donc des fondations sur barrettes de grande longueur. Le passage au cas typique d'un puits de section circulaire, dans un espace à trois dimensions, soulève deux questions auxquelles il ne peut être répondu de manière simple : le mécanisme de rupture bidimensionnelle (2D) est-il transposable à des conditions tridimensionnelles (3D) ? comment estimer les charges limites réelles à partir des valeurs bidimensionnelles ?

S'il existe une famille de discontinuités à peu près parallèle au plan du modèle bidimensionnel, on peut admettre que les mécanismes de rupture mis en évidence sont transposables au cas tridimensionnel ; le puits mobilise alors la résistance d'une tranche de terrain qui dépend de l'espace des discontinuités de cette famille, et l'on peut estimer un facteur de correction permettant de passer de la charge limite bidimensionnelle obtenue par l'analyse numérique à la charge limite réelle.

Dans le cas où la structure du massif, la forme de la fondation et la direction des efforts appliqués ne permettent pas l'approche bidimensionnelle, on se limite en général à un calcul approché à la main sur un modèle tridimensionnel très simplifié à un, deux, voire trois blocs. Pour notre problème de puits marocain, il faut tenir compte de la diffusion des contraintes qui se fait en fonction du réseau des discontinuités [8]. Les deux exemples présentés sur la figure 19 montrent que les volumes déplacés par le basculement de la pile diffèrent considérablement selon la répartition des discontinuités. Les mécanismes de rupture peuvent alors concerner une masse importante dont il est difficile d'évaluer la stabilité à la main. Les logiciels de calcul tridimensionnel par éléments distincts peuvent permettre d'analyser ces mécanismes de rupture, mais leur utilisation est encore peu répandue du fait de la difficulté et de la lourdeur de l'outil. La

figure 20 présente un exemple de modèle ayant fait l'objet d'un calcul avec le logiciel 3DEC de la société ITASCA ; elle met en évidence, dans un cas de géométrie simple, le volume rocheux déstabilisé par le basculement de la fondation ; les calculs ont montré, par ailleurs, l'influence de la contrainte naturelle s'exerçant sur les discontinuités orthogonales au versant, étude pour laquelle un modèle bidimensionnel est inadapté.

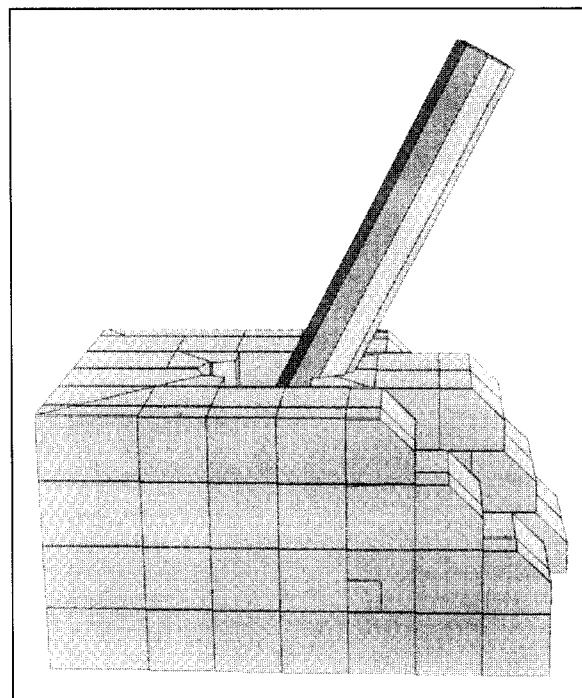


Fig. 20 - Modèle 3DEC de fondation sur versant rocheux, après basculement de la pile soumise à un effort horizontal en tête.

Carrières souterraines

Exploitées autrefois pour l'extraction de matériaux de construction, quelques milliers de carrières souterraines sont aujourd'hui abandonnées sur le territoire français [9]. Soumises à l'épreuve du temps - les plus anciennes des carrières répertoriées datent du VII^e siècle - la plupart de ces cavités subissent de lentes déformations sous le

pois propre des terres les recouvrant, auxquelles s'ajoutent les dégradations dues aux infiltrations et à la présence de nappes phréatiques de hauteur variable. Dans ces zones sous-minées, le problème de la sécurité des personnes et des biens devient une préoccupation majeure du fait de l'extension actuelle des agglomérations et des axes de communication.

Dans les carrières exploitées par chambres et piliers, le taux de défrètement est généralement compris entre 50 et 80 %, voire plus dans certaines galeries surexploitées. La répartition des piliers de soutènement, leur section et leur état jouent donc un rôle important dans la stabilité. Un recensement des affaissements répertoriés en Gironde depuis 1836 (fig. 21) a d'ailleurs montré que près de 70 % d'entre eux concernent des effondrements locaux des toits et des piliers [10].

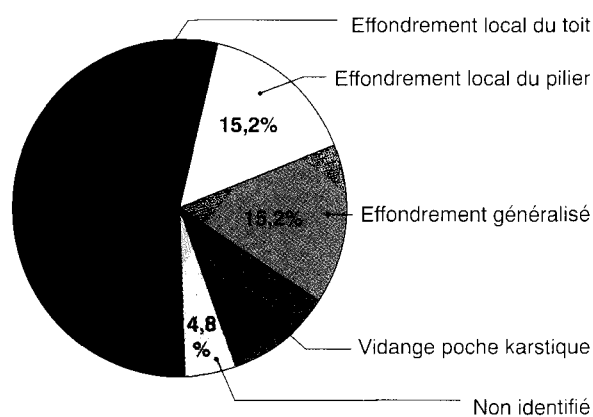


Fig. 21 - Répartition des types d'effondrement connus en Gironde de 1836 à 1995 (d'après Rode et al. [10]).

Les paragraphes suivants traitent des déformations des toits et de la répartition des contraintes que subissent les piliers, dans une carrière fragilisée par la présence d'une faille.

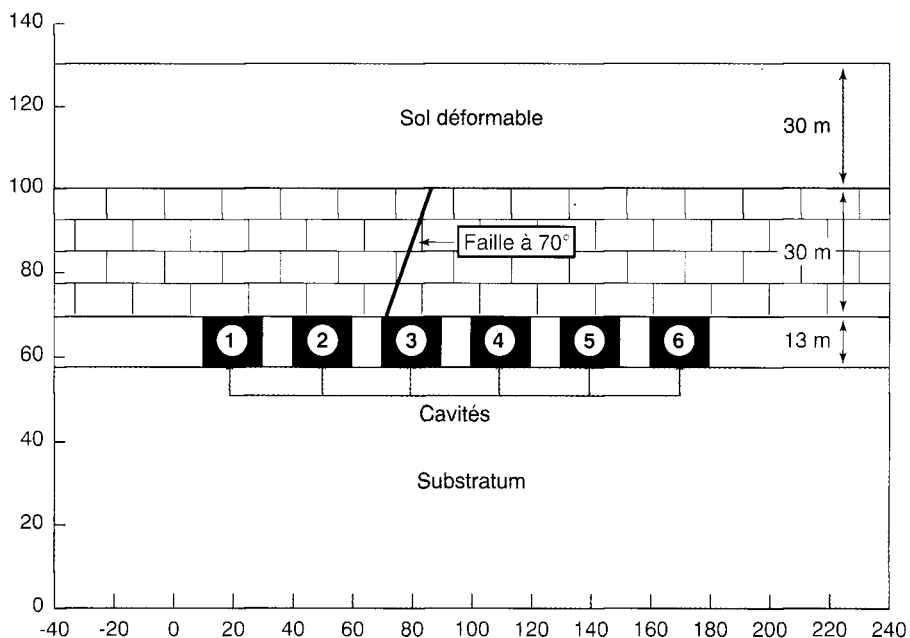
Caractéristiques du modèle

Le modèle bidimensionnel est constitué par un réseau de six galeries parallèles creusées dans un massif stratifié horizontal parcouru par des diaclases verticales, surmonté d'une couche de sol plus déformable d'une épaisseur de 30 m (fig. 22).

Les blocs déformables ($E = 10 \text{ GPa}$, $\nu = 0,25$), de dimension $7,5 \times 19 \text{ m}$, sont disposés en quinconce sur une hauteur de 30 m. Les six cavités de hauteur 10 m et de longueur 20 m sont séparées par des piliers de 10 m de largeur. On s'intéresse à l'influence de l'inclinaison et de la position d'une faille qui traverse les quatre strates rocheuses recouvrant l'excavation. Cette faille débouche au toit de la cavité 3, soit à l'abscisse $x = 72 \text{ m}$ (bord gauche de la cavité), soit à l'abscisse $x = 88 \text{ m}$ (bord droit de la cavité). L'angle de frottement est fixé à 10° , valeur pouvant convenir à une faille tapissée d'argile, par exemple.

Les cavités étant pleines, la gravité est appliquée jusqu'à l'obtention d'un état stable, puis les cavités sont évacuées.

Fig. 22 - Modèle de carrière souterraine avec une faille de pendage 70° à partir du point $x = 72 \text{ m}$ et $y = 70 \text{ m}$.



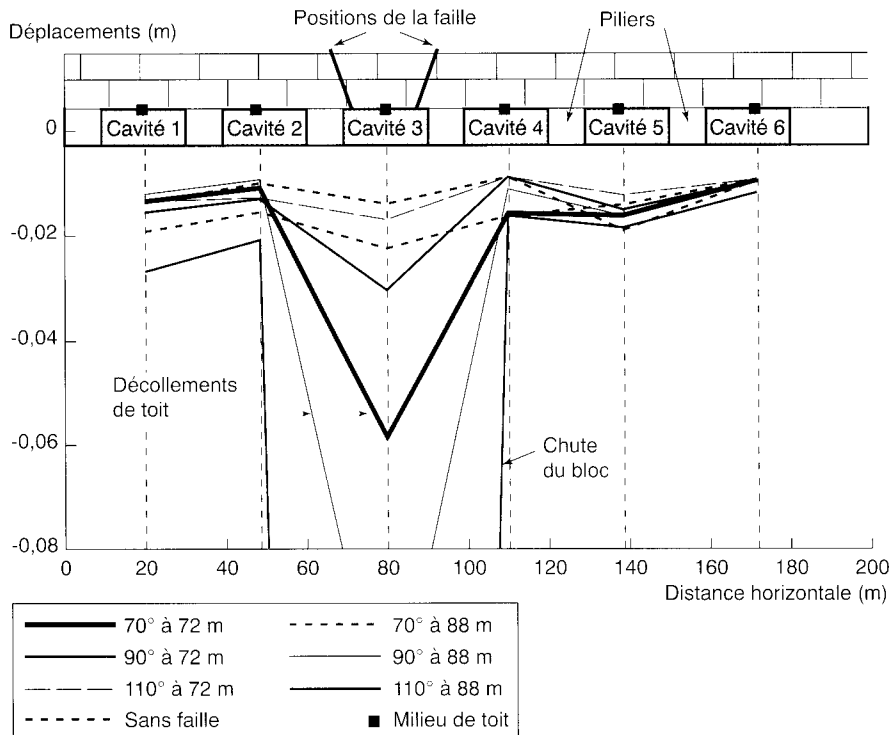


Fig. 23 - Déplacements verticaux (affaissements) au toit des cavités selon l'inclinaison et la localisation de la faille.

Étude des déformations et des contraintes

La figure 23 montre les affaissements des toits des galeries dus au creusement, pour trois orientations de la faille et deux positions (de part et d'autre de la cavité 3). Dans les cas de failles à 70° côté droit ou à 110° côté gauche, on observe un comportement comparable au modèle sans faille, pris comme référence, avec des déplacements de l'ordre de 2 cm. Pour les pendages 70 et 90° de la faille côté gauche, un déplacement plus sensible apparaît, qu'on peut assimiler au décollement de toit fréquemment observé en carrière. Dans le cas de la faille verticale côté droit, le bloc au toit subit un important déplacement et l'équilibre atteint est manifestement instable. Dans ce cas, comme pour celui de la faille orientée à 110° côté droit, le bloc en toit de la cavité n'est pas soutenu et peut se détacher aisément, créant un vide analogue à une cloche de fontis.

Sur les figures 24 et 25, les valeurs des contraintes présentées sont prises au centre de chaque pilier ; compte tenu du maillage choisi, il ne faut pas s'attendre à une très grande précision. Les fluctuations des valeurs proviennent de l'hétérogénéité des contraintes à l'intérieur des piliers, du fait de la géométrie des cavités et de la répartition irrégulière des diaclases verticales.

Selon la méthode approchée de l'aire tributaire, chaque pilier supporte une colonne de matériau de 30 m de large sur une hauteur de 60 m et de masse volumique moyenne 2,3 t/m³ ; la

contrainte verticale attendue est de 4,1 MPa environ. Du fait de la largeur réduite de la zone excavée, une certaine diffusion latérale des charges amène la valeur autour de 3,8 MPa pour le modèle sans la faille, avec les fluctuations précédemment explicitées.

Sur la figure 24, on remarque que les contraintes verticales peuvent varier de plus de 20 % autour de la valeur moyenne, selon la position et l'orientation de la faille. Lorsque la faille est proche d'un pilier, le report du poids des terres s'effectue sur le pilier opposé, où l'on note une valeur plus élevée de la contrainte σ_{yy} , le pilier le plus proche étant au contraire déchargé. Pour le modèle avec la faille à 110° côté droit, la valeur de σ_{yy} au centre du pilier situé entre les cavités 2 et 3 se révèle de l'ordre de 20 % plus faible que la valeur attendue. Ceci peut être lié, pour une part, au détachement du bloc du toit de la cavité 3, qui entraîne une réduction de la charge d'environ 10 %.

Le calcul montre aussi que l'état de contraintes n'est pas uniaxial et l'on peut noter que l'effet de la chute du bloc (cas de la faille à 110° côté droit) provoque une nette augmentation des contraintes horizontales σ_{xx} dans les deux piliers adjacents (fig. 25), attribuable à un effet de voûte.

En définitive, il apparaît que la présence d'une faille influence sensiblement l'état de contraintes dans les piliers et peut donc être à l'origine de leur rupture.

Contraintes au centre des piliers selon l'inclinaison et la localisation de la faille

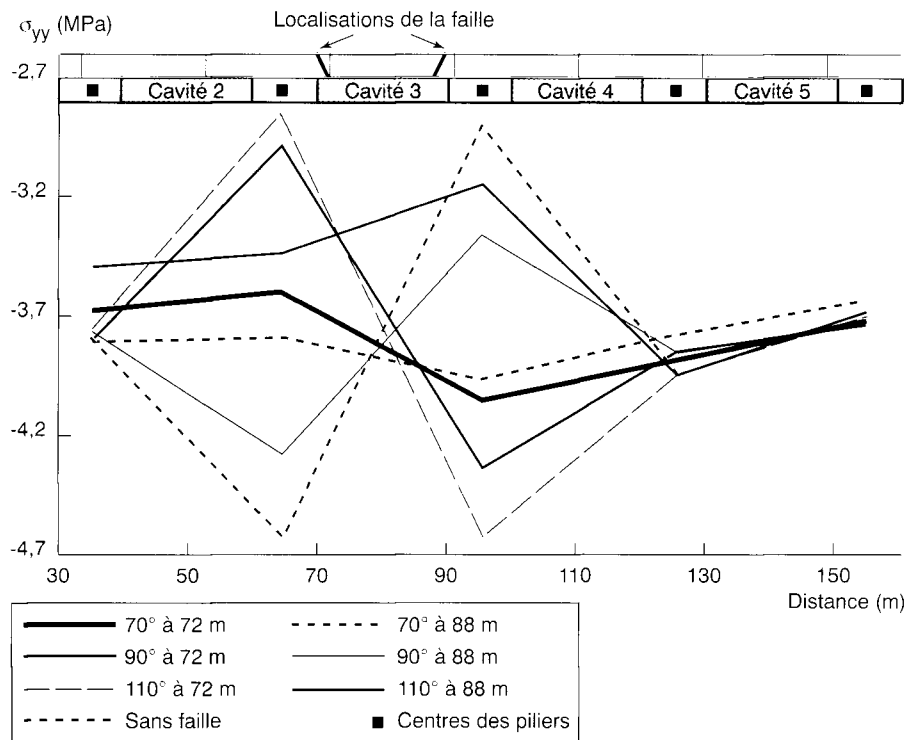


Fig. 24 - Contraintes verticales σ_{yy} .

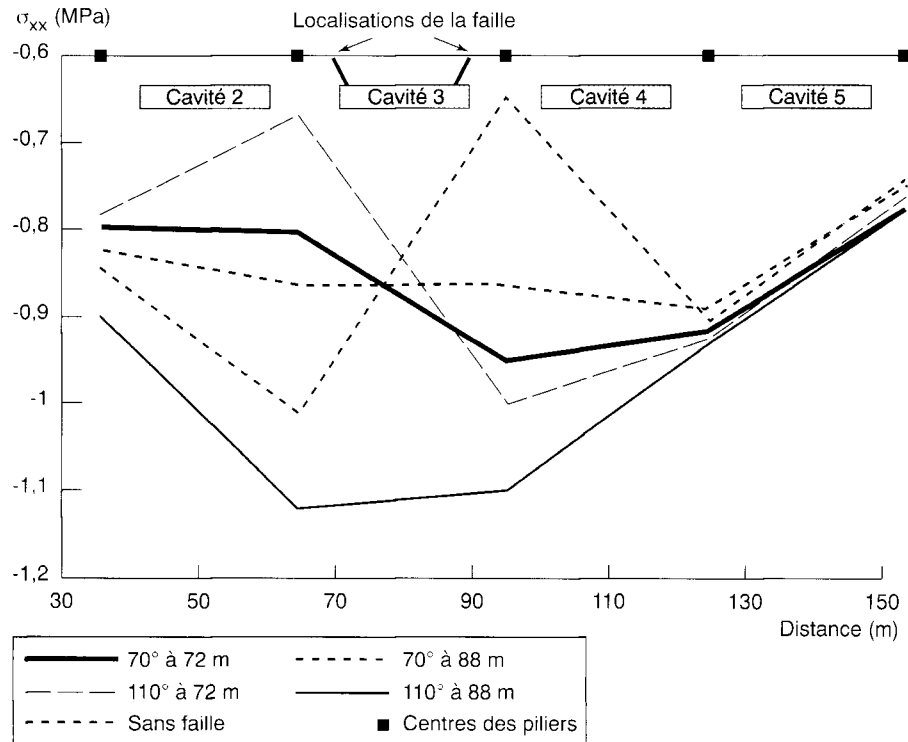


Fig. 25 - Contraintes horizontales σ_{xx} .

Conclusion

La modélisation numérique à l'aide de la méthode des éléments distincts constitue un outil bien adapté à l'étude des massifs rocheux fracturés. Les simulations effectuées sur quelques modèles ont essentiellement mis en évidence des mécanismes de déformation ou de rupture souvent complexes, dans les problèmes tels que le fauchage des talus rocheux, ou la stabilité des fondations au rocher et des carrières souterraines. Les valeurs des déformations ou des charges de rupture restent difficiles à déterminer, mais il est au moins possible de comparer plusieurs variantes et de tester l'influence de chacun des paramètres des modèles.

Les modèles deviennent toutefois très complexes si l'on veut représenter précisément, pour un site donné, toutes les caractéristiques du massif étudié : géométrie détaillée du réseau de discontinuités, propriétés mécaniques des interfaces et des matériaux constitutifs, etc. (à supposer que l'on sache les déterminer). Compte tenu des

moyens informatiques généralement utilisés, l'ingénieur est conduit à simplifier les modèles, mais ceux-ci doivent rester représentatifs et nécessitent malgré tout des capacités importantes de calcul. À titre d'exemple, un seul fichier de résultats intermédiaires de l'étude des fauchages de talus occupe un espace-mémoire de 0,8 mégaoctets. Pour les modèles constitués exclusivement de blocs rigides, les temps de résolution des calculs ont été en moyenne de 10 h avec le logiciel implanté sur un serveur SPARC-serveur 1000 ; les calculs avec des éléments déformables peuvent durer plus longtemps.

Enfin, comme cela a été rappelé dans le cas des fondations de viaduc, les outils de calculs bidimensionnels ne sont pas toujours bien adaptés au dimensionnement d'ouvrages au rocher. Toutefois, comme les logiciels tridimensionnels ne sont pas encore utilisés de façon opérationnelle, l'ingénieur peut trouver dans un logiciel de calcul bidimensionnel, comme UDEC, des éléments de réponse à de nombreux problèmes de mécanique des roches.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] CUNDALL P.A., HART R.D. (1991), Numerical modelling of discontinua, *Engineering computations*, Vol. 9, 2, pp. 101-113.
- [2] LORIG J.L., HART R.D., CUNDALL P.A. (1991), Slope stability analysis of jointed rock using distinct element method, *Transportation Research Record*, 1330, pp. 1-9.
- [3] FOLLACCI J.-P. (1987), Les mouvements de la Clapière à Saint-Étienne-de-Tinée, *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 150-151, pp. 39-54.
- [4] GOODMAN R.E., BRAY J.W. (1976), *Toppling of rock slopes, in rock engineering for foundations and slopes*, Special Conference A.S.C.E., Boulder, Colorado, Vol. 2, pp. 201-234.
- [5] HOEK E., BRAY J.W. (1977), *Rock Slope Engineering*, The Institution of Mining and Metallurgy, London, pp. 257-270.
- [6] GOODMAN R.E. (1989), *Introduction to Rock Mechanics*, John Wiley and Sons, pp. 294-305.
- [7] RACHEZ X. (1997), *Les fondations au rocher de grands viaducs : l'apport de la méthode des éléments distincts*, Thèse de doctorat de l'ENPC, Paris, pp. 113-151.
- [8] MAURY V. (1970), *Mécanique des milieux stratifiés, expériences et calculs*, Dunod, Paris, pp. 4-23.
- [9] SCHWARTZMANN R., FEUGA B. (1989), La sécurité des anciennes carrières souterraines, *Industrie minière - Mines et Carrières*, févr., pp. 17-23.
- [10] RODE N., HOMAND-ÉTIENNE F., BOTH J. (1989), Analyse des effondrements de carrières souterraines de Gironde (France), *Bulletin AIGI*, 39, pp. 137-143.

ABSTRACT

Some applications of the distinct element method in rock mechanics

P. ALFONSI - J.-L. DURVILLE - X. RACHEZ

The role of discontinuities in the stability of rock masses is fundamental. In the field of rock mechanics digital discrete element techniques provide a means of studying fractured masses. Three studies which used the UDEC software are presented. These dealt with :

- the grass mowing of slopes,
- rock foundations,
- the stability of underground mines.

Depending on the angle of slope, the inclination of the cracks and the angle of friction, different types of mowing are emphasized. Next, depending on the inclination of strata, several rupture mechanisms for a caisson foundation, on horizontal or sloping ground, are analyzed. Finally, it has been demonstrated that if an underground mine model includes a fault, the movement of cavity roofs and the distribution of stresses in pillars (and hence the degree of stability) in particular are affected.