

# L'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes Partie I : Méthodes à la rupture

**R.M. FAURE**

Centre d'Étude des Tunnels  
25, avenue François-  
Mitterrand  
69500 Bron, France

## Résumé

Cet article présente l'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes, utiles à l'ingénieur cherchant à quantifier la stabilité d'un talus. On s'intéresse tout particulièrement aux hypothèses des méthodes de calcul, pour que l'usage de ces méthodes corresponde bien au but pour lequel elles ont été développées. Pour les méthodes de calcul à la rupture, on part du coin de Coulomb, et on montre la complexification progressive des méthodes et l'abondance provoquée par l'arrivée des calculateurs. Toutes ces méthodes ne conduisent pas pour autant à des résultats indiscutables. Le savoir-faire de l'utilisateur reste encore le garant du bon emploi de ces méthodes.

*Mots-clés* : stabilité des pentes, méthodes de calcul, méthode à la rupture, coefficient de sécurité, classification, équilibre, déplacement, fluage.

# The evolution of slope stability methods Part 1 : Failure methods

## Abstract

This paper shows the evolution of the slope stability methods, useful for engineers in charge of quantifying a slope stability. We point out the hypothesis of the methods in relation with their relevant use. Dealing with failure methods, we start from Coulomb's corner, and show the progressive complexification and the multiplication of the methods, due to the upcoming of computers. However, no method can be considered as being the best, the user's know-how remaining the guarantee of their use.

*Key words* : slope stability, computational method, failure method, safety factor, classification, equilibrium, displacement, creep.

NDLE : Les discussions sur  
cet article sont acceptées  
jusqu'au 1<sup>er</sup> juillet 2001.

## Introduction

Depuis Fellenius (1927), de nombreux auteurs ont proposé des méthodes de calcul, plus ou moins sophistiquées et plus ou moins efficaces, en relation avec le développement des techniques, des recherches, des calculateurs électroniques, et de l'analyse numérique. Little *et al.* (1958) et Horn (1960) sont les précurseurs de cette évolution. Cet article, à travers une classification des méthodes, présente l'évolution des différentes méthodes d'analyse numérique qui permettent à l'ingénieur d'aujourd'hui d'évaluer les mouvements ou l'aléa de la rupture de la pente qu'il étudie.

Un mouvement de terrain présente différentes phases, différents mécanismes de rupture, et différents matériaux. Deux aspects de ces différences sont d'ordre géométrique et doivent être connus pour pouvoir être décrits à la machine, à un instant donné : il s'agit de la stratigraphie caractérisant le sous-sol et du régime hydraulique. Le troisième aspect est temporel et traduit une évolution mécanique. L'étude d'un glissement nécessite donc de savoir si le problème est celui d'un instant donné ou si l'évolution est la clé de l'étude. Les données vont dépendre de ce choix et, si le temps est pris en compte, le volume des données et le temps d'acquisition de ces dernières vont être importants.

Les calculs se font maintenant par ordinateur, et les codes de calcul qui traduisent les méthodes nécessitent, pour conduire une analyse, de nombreux paramètres qui sont à évaluer à partir de données toujours insuffisantes. Des hypothèses simplificatrices sont donc nécessaires pour adapter le cas réel à celui du modèle de calcul. Il y a ainsi, tout au long de la démarche, de nombreux choix à faire et ces choix ne peuvent être justifiés qu'en fonction d'une bonne connaissance du code de calcul utilisé.

## 2

## Les différents choix possibles

## 2.1

### Les choix de présentation des résultats

En 1973, le professeur Lambe (Lambe, 1973) rappelait que les résultats obtenus sont le produit de

méthodes de mesure, pour les paramètres, et de méthodes de calcul, et il précisait que les résultats doivent être appréciés en tenant compte de ces deux éléments. On retrouve aujourd'hui cette prudence dans les Eurocodes qui insistent sur la façon de déterminer les valeurs caractéristiques et affectent aussi un coefficient de sécurité (confiance) sur la méthode de calcul. Mais le résultat doit aussi être apprécié en fonction de la façon de gérer le risque ; pour un calcul à la rupture en stabilité de pentes, un coefficient de sécurité d'au moins 1,3 est demandé en génie civil, alors qu'en génie minier on se satisfait de 1,1. Cette notion de coefficient de sécurité est très importante : à travers elle, on cherche à traduire par un seul nombre de quelle façon la pente est stable. Cette simplification n'est pas unique, ce qui ne va pas faciliter le dialogue entre les différentes personnes concernées par la stabilité d'une pente.

Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité ; ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeur par rapport à une grandeur limite ; il peut être aussi, avec des calculs en déplacement, une valeur limite. Ce choix est en général inclus dans le choix de la méthode de calcul. Il va dépendre, en partie, de la demande du projeteur et aussi des possibilités de calcul. Ce choix n'est pas sans conséquences car la comparaison entre ces différentes approches n'est pas toujours aisée et les valeurs limites de référence ne sont pas toujours les mêmes, comme le montre le tableau I.

## 2.2

### Le choix du type de méthode de calcul

Un autre choix important, qui dépend des moyens que l'on peut mettre en œuvre, est celui entre une méthode modélisant toute la masse de sol et une méthode définie localement, le long d'une surface de rupture par exemple. Cependant, avec les possibilités d'analyse d'un grand nombre de courbes de rupture potentielles, les deux approches se rejoignent. Dans le cas d'une méthode intéressant toute la masse, le calcul fournira directement la zone de rupture la plus probable, alors qu'une méthode s'appuyant sur une courbe préalablement définie sera répétée un grand nombre de fois pour un résultat semblable. Ce choix doit donc être fait en examinant les moyens disponibles, le comportement global de la pente, mais aussi en s'assurant de la possibilité d'obtenir les paramètres

TABLEAU I Différentes définitions d'un coefficient de sécurité.  
Different definitions of a safety factor.

	Définition	Formule	Commentaires
1	Rapport de contraintes	$F = \tau_{\max} / \tau$	Méthodes à la rupture
2	Rapport de forces	$F = E_{\text{résist}} / E_{\text{moteur}}$	Direction de déplacement
3	Rapport de moment	$F = Mt_{\text{résist}} / Mt_{\text{moteur}}$	Rotation
4	Paramètres réduits	$p = p/F$	Cf. Eurocodes
5	Probabilité à x %	Distribution de F	Cf. Monte-Carlo
6	Marge de sécurité	Par ex. : $H/H_{\max}$	Sur une grandeur
7	Nombre flou	Utilisation logique floue	En développement

de calcul correspondants au modèle. Le comportement global de la pente correspond à quatre mécanismes qui se traduisent par des déplacements du sol différemment répartis. (Vaunat *et al.*, 1992) :

- pré-rupture, où le comportement du sol est élasto-visco-plastique et où le massif est un milieu continu, sans zone de discontinuité ; les déformations sont quasi homogènes ;
- rupture, où une partie du massif se déplace par rapport à l'autre ; le modèle de sol est élasto-plastique, voire rigide-plastique ;
- post-rupture, où une partie du sol se déplace sur l'autre, comme un écoulement visqueux et avec une vitesse appréciable ;
- réactivation, quand la partie du sol ayant déjà glissé et s'étant stabilisée, le mouvement reprend sur une surface prédéfinie, suivant un comportement rigide-plastique.

La distinction entre ces quatre mécanismes est fondamentale pour une étude fiable des pentes, et ceci va bien sûr influencer sur le choix d'une méthode de calcul. Elle permet de choisir entre les types de méthodes rappelés ci-après.

### 2.2.1

#### Méthodes de calcul à la rupture

Lorsqu'une masse rigide peut se déplacer le long d'une surface de géométrie bien définie, le comportement est contrôlé par la loi de Mohr-Coulomb, qui donne la résistance au cisaillement à la rupture  $\tau_r$ . En conditions non drainées, cette résistance est la résistance au cisaillement non drainée  $\tau_{ru}$ . Quand on connaît les pressions interstitielles, la résistance au cisaillement peut s'exprimer en contraintes effectives, selon la relation  $\tau_r = c' + \sigma' \tan \phi'$ . C'est le cas des massifs rocheux fracturés, pour lesquels la cinématique du mouvement est conditionnée par les discontinuités et leur orientation spatiale ; c'est aussi le cas pour les sols lorsqu'il peut y avoir mouvement le long d'une surface de glissement préexistante. Dans le cas des réactivations, c'est l'angle de frottement résiduel qu'il faut prendre en compte. Pour tous ces cas, les méthodes dites à l'équilibre limite sont très appropriées car on peut écrire facilement les équations qui relient les variables ; mais, sauf pour les cas les plus simples, le nombre de variables est bien supérieur au nombre d'équations.

Pour pouvoir résoudre les équations, il faut alors introduire des hypothèses supplémentaires et simplificatrices de manière à égaliser le nombre d'inconnues et le nombre d'équations.

Dans les sols relativement homogènes ne présentant pas de discontinuités géologiques, la surface sur laquelle il pourrait y avoir rupture n'est pas connue. Elle est alors définie sur la base d'un coefficient de sécurité minimal et d'une rupture cinématiquement possible. Notons que dans de tels cas, le processus conduisant à la rupture est complexe et rend la sélection des paramètres de résistance difficile. Afin de préciser la surface de rupture la plus critique et le coefficient de sécurité qui lui est associé, on utilise généralement des méthodes à l'équilibre limite itérées de nombreuses fois.

Les méthodes à l'équilibre limite ont été adaptées pour répondre aux besoins de la profession et prendre en compte, en particulier, la troisième dimension, des efforts dynamiques qui peuvent être importants en cas de séismes, et des inclusions dans le cas de confortations.

Toutes ces méthodes à l'équilibre limite sont de type bloc rigide sur substratum rigide, sans considérations pour les mouvements internes aux blocs. Dans le cas de glissements actifs, la surface de rupture est connue, le coefficient de sécurité est de 1.0 et l'on peut parler d'analyse à rebours. Mais si le paramètre important est la vitesse de mouvement qui peut être plus ou moins élevée, il devient nécessaire d'adjoindre un modèle visqueux aux méthodes à l'équilibre limite.

### 2.2.2

#### Méthodes volumiques ou méthodes sans hypothèse sur la surface de rupture (de type éléments finis)

Avant la rupture, au stade de la pré-rupture, le massif de sol ou de roche est continu et son comportement ne peut être analysé par des méthodes à l'équilibre limite, car on ne peut mettre en évidence une surface de rupture. Les phénomènes à décrire sont nombreux et complexes (élasto-plasticité, fluage, rupture progressive) et intéressent l'ensemble du massif. Il est alors nécessaire de considérer des méthodes volumiques prenant en compte l'ensemble du volume pour analyser les mouvements ainsi que leur évolution dans le temps.

**TABEAU II Méthodes de calcul à utiliser.**  
Choice of a calculus method.

	Pré-rupture	Rupture	Post-rupture	Réactivation
Chute ou écroulement	Éléments finis si massif continu Éléments volumiques si massif faillé	Sans objet	Méthodes énergétiques	Sans objet
Glissement	Éléments finis car ligne de rupture inconnue	Calcul à la rupture sur ligne de rupture supposée	Méthodes énergétiques	Calcul à la rupture sur ligne de rupture connue
Fluage	Éléments finis	Sans objet	Sans objet	Éléments finis
Coulée	Éléments finis	Éléments finis	Éléments finis	Sans objet

## Méthodes énergétiques

L'amplitude et la vitesse des mouvements dépendent essentiellement de la redistribution de l'énergie potentielle devenant disponible au moment de la rupture. Pour les grandes vitesses et les grands déplacements, il faut alors considérer des approches énergétiques. Dans le cas où, au sein de la masse en mouvement, la pression interstitielle joue un grand rôle, on utilisera des approches initialement développées pour des problèmes de fluides avec des viscosités évolutives ou des approches basées sur l'observation.

Le tableau II relie les types de mouvements, le type de rupture et les méthodes à utiliser.

Cet article ne traite que des méthodes à la rupture, les méthodes volumiques et énergétiques seront présentées dans un prochain article.

## 3

## Calculs à la rupture

## 3.1

### Méthodes des blocs

## 3.1.1

#### Principes du calcul à la rupture

Les méthodes de calcul à la rupture sont des méthodes où l'analyse et le calcul sont locaux, limités sur une ligne ou une surface de rupture, réelle ou potentielle, et s'opposent donc aux méthodes volumiques. Du fait de cette restriction, les hypothèses sont très fortes, mais les paramètres sont moins nombreux et plus faciles à déterminer. Ce sont les méthodes les plus anciennes (on peut y rattacher la méthode du coin de Coulomb, vers 1780) et elles sont basées sur les hypothèses suivantes : le massif en mouvement peut être décomposé en un ensemble de blocs rigides indéformables qui frottent les uns sur les autres. Le comportement de l'interface est presque toujours défini par la loi de Coulomb. Ceci est approprié pour les massifs rocheux et les argiles discontinues, quand on peut prévoir correctement la forme de rupture des blocs en fonction des matériaux ; mais cela est aussi l'hypothèse forte des calculs à l'équilibre limite, qui distinguent une partie potentiellement mobile, séparée d'une partie fixe du massif, par une courbe de rupture définissant une rupture cinématiquement admissible. Dans ce cas :

- le calcul d'équilibre est fait à la rupture ;
- les équations résolvantes sont les équations de la statique ;
- le coefficient de sécurité  $F$  est spatialement bien déterminé (on peut considérer par exemple  $F$  constant partout).

## 3.1.2

#### Cas statiquement définis

##### • Rupture plane d'un talus

On écrit l'équilibre de la masse potentiellement instable sur un plan incliné d'un angle  $\alpha$  (Fig. 1) et l'on obtient la formule suivante :

$$F(\alpha) = (c' L + W \cos \alpha \tan \phi') / W \sin \alpha$$

où  $W$  est le poids de la masse en mouvement,  $\alpha$  l'angle de la ligne de rupture sur l'horizontale,  $L$  la longueur de la rupture et  $c'$  et  $\phi'$  les paramètres de la loi de Coulomb du sol en contraintes effectives.  $W \sin \alpha$  est la force d'entraînement et  $c' L + W \cos \alpha \tan \phi'$  est la force résistante obtenue par la loi de Coulomb appliquée à la réaction normale de la masse en mouvement sur le sol fixe. On retient la ligne de rupture définie par  $\alpha$  qui minimise  $F$ .

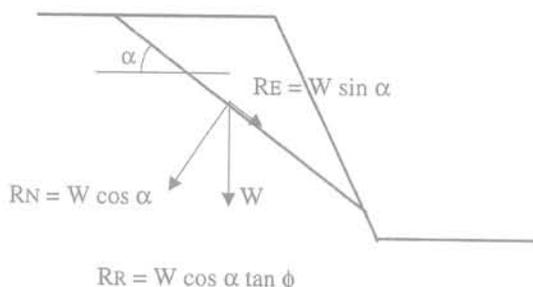


FIG. 1 Schéma de rupture plane.  
Schematic sketch of a plane failure.

Cette formule surestime généralement le coefficient de sécurité  $F$ . En effet, les simplifications éloignent de la réalité, et on traite un mécanisme plus résistant que le mécanisme réel, qui correspond à un minimum. Une analyse critique du résultat peut conduire à le rejeter, si par exemple cette surface de rupture est incompatible avec la structure géologique du terrain.

Ce principe d'équilibre, illustré par ce cas simple, est à la base de toutes les méthodes de calcul à la rupture. Il est développé avec toutes les hypothèses simplificatrices nécessaires pour modéliser le cas réel et le réduire à une équation que l'on résout. La description des autres méthodes consiste à préciser les hypothèses choisies et le mode de résolution utilisé.

##### • Rupture plane d'une pente infinie

Le cas de la pente infinie inclinée d'un angle  $\beta$  (Fig. 2) permet de mettre facilement en évidence le rôle de l'eau. Dans le cas d'une pente noyée avec un écoulement parallèle à la pente, on peut calculer le coefficient de sécurité soit par un bilan de forces, soit par sa définition usuelle :  $F = \tau_{\max} / \tau$ . Les deux approches sont formellement équivalentes.

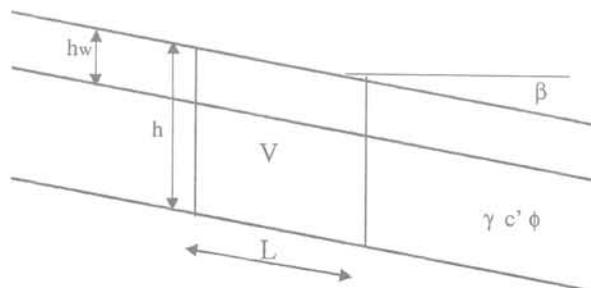


FIG. 2 Schéma de rupture plane infinie.  
Schematic sketch of an infinite plane failure.

Pour le bilan des forces s'appliquant à un volume  $V$  de sol, on a les quatre forces suivantes :

- force de pesanteur :  $V \gamma'$  ( $\gamma'$  étant le poids volumique déjàgué) ;
- force d'entraînement le long de la pente :  $V \gamma_w \sin \beta$  ;
- force d'écoulement :  $i V \gamma_w$  (où  $i = \sin \beta$  est le gradient hydraulique de l'écoulement parallèle à la pente) ;
- force résistante :  $L (c' + (V \gamma' \cos \beta) \tan \phi'/L)/F$ .

Ce qui donne en écrivant l'équilibre :

$$F = (c' + h \cos \beta \gamma' \tan \phi') / (\gamma h \cos \beta \sin \beta).$$

Si on utilise la définition  $F = \tau_{\max} / \tau$ , il faut se rappeler que le dénominateur correspond à la masse totale, alors que le numérateur, correspondant au frottement, est à exprimer en contraintes effectives. Les deux approches conduisent à la même formule. En considérant un écoulement suivant la pente, mais limité par un toit de nappe à une profondeur  $h_w$ , on obtient la formule pour  $c' = 0$  :

$$F = ((\gamma h - \gamma_w (h - h_w)) / \gamma h) * (\tan \phi' / \tan \beta).$$

Il est facile de voir que si la nappe baisse, alors  $h_w$  augmente et  $F$  croît (voir Fig. 2).

### • Cas de deux blocs instables

Dans ce cas, la rupture se fait selon deux plans (Fig. 3). On distingue alors deux blocs dont le plan de contact est paramétré par l'angle  $\delta$ . En faisant varier  $\delta$  et en prenant pour inconnue auxiliaire la réaction « interbloc » à travers le plan de contact défini par  $\delta$ , on peut résoudre avec un coefficient de sécurité  $F$ , identique pour toutes les interfaces entre blocs.

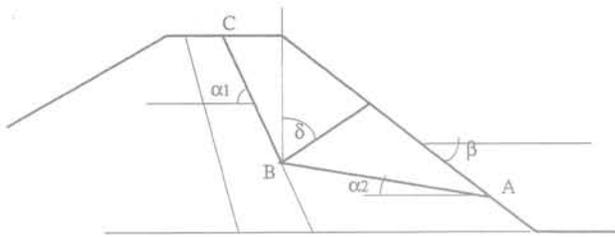
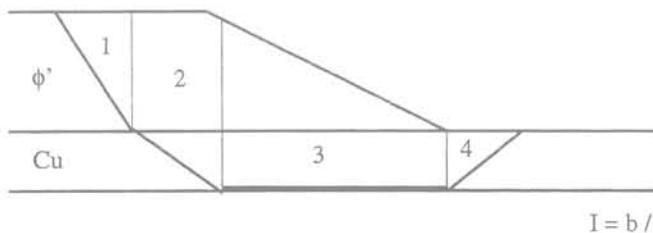


FIG. 3. Schéma d'une rupture à deux blocs. Schematic sketch of a two blocks failure.

Dans le cas des barrages à noyau, un plan préférentiel BC de glissement existe et l'on peut admettre, pour un calcul à court terme, que la résistance au cisaillement sur ce plan de rupture est égale à  $c_u$ . Par un procédé itératif de double descente, on peut trouver la position du point B et les valeurs optimales pour  $\alpha_2$  et  $\delta$ .

Le cas d'une rupture dont une partie est horizontale est un glissement en translation avec deux parties terminales. On peut alors résoudre les équations manuellement. La figure 4 est une schématisation d'un tel cas, dont la résolution nécessite des hypothèses supplémentaires. Les interfaces entre blocs sont prises verti-



$$I = b / \cos \alpha$$

cales et on néglige les composantes verticales des efforts « interbloc ». De plus, l'usage de sols cohérents introduit des efforts normaux sur les interfaces correspondantes. On peut donc mettre ainsi en évidence une procédure itérative simple pour résoudre facilement à la main. Cette approche peut aussi très simplement se résoudre graphiquement à l'aide de funiculaires de forces.

### 3.1.3

### Cas statiquement indéfinis

#### • Équilibre de plusieurs blocs

Une bonne façon d'aborder le problème consiste à faire l'inventaire des inconnues. Un bloc courant est soumis aux efforts transmis par ses interfaces. Chaque effort est représenté par un effort normal et un effort tangentiel en un point donné, ce qui fait trois inconnues par interface. En comptant les  $(n + (n - 1))$  interfaces, cela fait  $6n - 3$  inconnues, auxquelles on doit rajouter  $2n - 1$  coefficients de sécurité pour chaque interface, car le jeu des blocs ne conduit pas toutes les interfaces au même niveau de rupture. On obtient ainsi  $8n - 4$  inconnues. Les équations résolventes sont les  $3n$  équations de la statique pour chacun des blocs et  $2n - 1$  équations de type Coulomb pour chacune des interfaces, soit  $5n - 1$  équations. Pour résoudre, il y a donc  $3n - 3$  équations supplémentaires à définir.

On peut considérer que tous les coefficients de sécurité sont égaux ( $2n - 2$  équations), que les efforts « interbloc » s'appliquent au tiers des interfaces ( $n - 1$  équations), que le coefficient de sécurité à la base des blocs est différent de celui des interfaces ( $2n - 3$  équations), ou faire tout autre choix apportant au total les  $3n - 3$  équations supplémentaires permettant la résolution. Comme, à l'époque où se sont développées ces méthodes, la résolution des systèmes linéaires se faisait avec des procédures itératives, plusieurs méthodes ont été proposées afin de contourner la difficulté posée par la présence du coefficient  $F$  au dénominateur.

La méthode de Sarma (1979) est une méthode astucieuse de résolution. Ce dernier simplifie la procédure de résolution en prenant une inconnue auxiliaire  $k$ , accélération que l'on identifiera à un effet sismique.  $k$  apparaît au numérateur alors que le  $F$  du dénominateur est devenu une constante. La résolution en  $k$  est assez simple. En faisant varier  $F$ , on trouve la valeur cherchée du coefficient de sécurité statique lorsque  $k = 0$ . Pour  $F = 1$  on a ainsi l'accélération critique, et pour  $k = 0$  le coefficient statique.

#### • Autres types de mouvement

Il existe d'autres types de mouvement très particuliers, comme le basculement d'un pan rocheux, qui font appel à des méthodes particulières dont l'utilisateur doit connaître les hypothèses simplificatrices utilisées.

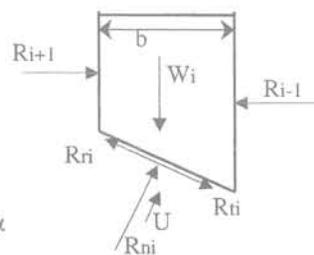


FIG. 4. Schéma de rupture en translation (4 blocs, équilibre d'un bloc). Schematic sketch of a translation failure (4 blocks, equilibrium of a block).

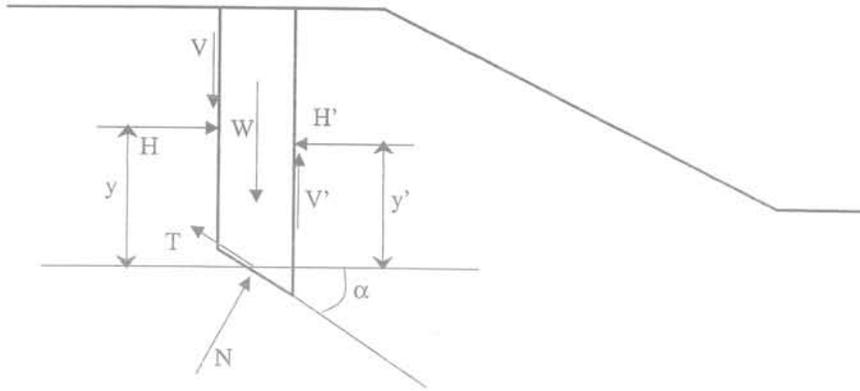


FIG. 5 Les inconnues d'une méthode des tranches.  
The unknown parameters in a slice method.

3.2

Méthodes des tranches

Le découpage de la masse en mouvement en tranches verticales (Fig. 5) a permis le développement d'un très grand nombre de méthodes, symbolisées par la méthode suédoise de Fellenius (1927).

Trois hypothèses sont ajoutées par rapport à la méthode des blocs :

- les bords des blocs sont devenus verticaux ;
- le point de passage de la force à la base du bloc - de la tranche - est situé au centre de cette base ;
- le coefficient de sécurité est unique et ne s'applique qu'à la base des tranches.

3.2.1

Méthodes issues de l'analyse de l'équilibre d'une tranche

Le dénombrement des inconnues et des équations du problème permet de comparer facilement les méthodes. Par tranche, il y a les forces situées à droite et à gauche (deux forces et leurs points de passage, soit 6n inconnues), les forces à la base mais centrées (2n inconnues), et le coefficient de sécurité qui est pris constant le long de la courbe de rupture, ce qui fait au total 8n + 1 inconnues. Le principe d'action et de réaction entre tranches fournit 3(n - 1) équations, l'équilibre de chaque tranche 3n équations ; on a aussi n équations de type Coulomb à la base des tranches et les 6 équations correspondant à des forces nulles aux extrémités du glissement, ce qui fait au total 7n + 3 équations. Il manque n - 2 équations pour résoudre. Le choix de ces n - 2 équations différencie les méthodes.

• Rupture circulaire en conditions non drainées

Cette méthode a été proposée par Fellenius (1927), dans le cas d'un sol purement cohérent. Aucune hypothèse n'est faite sur la distribution des forces à l'intérieur du massif et seuls les efforts de cisaillement le long de la courbe de rupture circulaire sont pris en compte. La résistance au glissement est alors facilement calculable sous l'expression d'un moment, avec un bras de levier, égal au rayon R, constant. Pour obtenir le moment moteur, il est nécessaire de décomposer la masse en mouvement en tranches verticales, le bras de levier étant alors le rayon du cercle R multiplié par le sinus de l'angle d'inclinaison de la base de la tranche. Le coefficient de sécurité peut être défini comme le rapport des deux moments et on obtient :

$$F = (R \sum l_i c_u / \sum R W_i \sin \alpha_i)$$

Dans cette formule, R s'élimine et le terme  $\sum l_i$  équivaut à la longueur de l'arc de cercle de rupture. Le découpage en tranches est donc défini pour le seul calcul du moment moteur. Mais la formule finale  $[F = (\sum l_i c_u / \sum W_i \sin \alpha_i)]$  est aussi vraie pour une surface de rupture plane ou quelconque.

• Méthode de Bishop (1955)

Bishop ne néglige plus les forces horizontales intertranches et obtient une formule implicite dont la programmation pose quelques problèmes :

$$F_{Bish} = (\sum (c' b + (W - ub) \tan \phi') / (\cos \alpha) (1 + \tan \alpha \tan \phi' / F)) / (\sum W \sin \alpha)$$

En explicitant l'expression de la contrainte à la base de la tranche, on se rend compte qu'elle peut être négative ; de même, le terme  $(1 + \tan \alpha \tan \phi' / F)$  peut devenir nul et l'on obtient des valeurs très grandes de la contrainte. Pour pallier ces anomalies numériques, le programmeur introduit des tests qui maintiennent les valeurs dans des fourchettes admissibles. Fellenius est en général la référence choisie. Mais il en résulte qu'il y a plusieurs façons de programmer la méthode de Bishop et que certains résultats, par exemple quand le talus est immergé, peuvent différer considérablement suivant la programmation utilisée. Pour maîtriser la méthode de Bishop, il faut donc connaître les tests cachés dans sa programmation.

• Méthode de Morgenstern et Price (1965)

Morgenstern et Price définissent une fonction donnant l'inclinaison des efforts intertranches. La programmation est assez délicate et Fredlund et Krahn (1977) proposent un algorithme de résolution plus stable. Cette méthode est très utilisée mais pose toujours quelques problèmes de convergence.

• Autres méthodes des tranches, comparaisons et difficultés

Il existe bien d'autres méthodes des tranches, avec des hypothèses différentes et surtout, pour des raisons numériques, des choix différents pour l'inconnue résolvante. L'approche de Li (1992) est un exemple intéressant pour le choix de l'inconnue auxiliaire, ce qui permet une résolution directe. De nombreuses comparaisons ont été faites (Wright *et al.*, 1973, Lumsdaine *et al.*, 1982), et d'autres auteurs mettent en évidence les difficultés numériques de certaines de ces méthodes (Ching *et al.*, 1983, Chowdhury *et al.*, 1990, Low *et al.*, 1998).

## Méthodes globales

Les méthodes globales (Caquot, 1954, Biarez, 1960) permettent une résolution graphique maintenant peu utilisée, mais l'informatique leur apporte un renouveau intéressant, l'intégration de valeurs le long de courbes quelconques étant très simple par discrétisation. Les hypothèses utilisées sont les suivantes :

- la masse en mouvement est observée dans son ensemble, elle est délimitée par la courbe de rupture ;
- une fonction de répartition des contraintes normales est paramétrée le long de la courbe de rupture ;
- la résolution se fait avec les trois équations de la statique appliquée à la masse en mouvement.

### • Méthodes graphiques

Taylor (1937), puis Caquot (1954) ont développé une méthode graphique permettant le calcul de ruptures circulaires dans un talus homogène cohérent et frottant, appelée méthode du cercle de frottement. Le terme de cohésion le long de l'arc de cercle (de centre O et rayon R) est, du point de vue force équivalente, remplacé par une force parallèle à la corde de l'arc et de valeur  $c'l$ ,  $l$  étant la longueur de l'arc. La réaction le long de la courbe de rupture, inclinée à  $\phi'$ , est tangente au cercle de frottement centré en O et de rayon  $R \sin \phi'$ , et on suppose que la résultante l'est aussi. Cette résultante passe par l'intersection des autres forces connues (poids, cohésion, et pression interstitielle). Biarez (1960) évalue l'erreur induite par ces hypothèses ; elle est inférieure à 15 % sur le coefficient de sécurité, en majorant la fonction de répartition des contraintes normales le long de la courbe de rupture.

Tavenas et Leroueil (1980, 1982) discutent dans le cadre de cette approche la signification du coefficient F relativement à la distribution des contraintes normales. Ils montrent quelques non-sens et proposent une approche qui considère que la rupture est la fin d'un chemin de contraintes particulier en chaque point de la courbe de rupture ; ils introduisent la notion de marge de sécurité, évaluée en terme de pression interstitielle. Cette approche est donc une mise en forme différente des paramètres intervenant dans un calcul de stabilité, en gardant le souci d'une interprétation physique simple du coefficient de sécurité.

On parle fréquemment aujourd'hui de sensibilité aux paramètres, ce qui traduit le commentaire de Terzaghi, fait en 1943 :

« Connaissant la complexité du terrain et les différences notables entre la réalité et les propriétés données au sol, aucune théorie de la stabilité ne peut être autre chose qu'une grossière approximation de la résistance face à la rupture. Si une méthode de calcul est simple, nous pouvons facilement juger les conséquences d'hypothèses dérivées ou supplémentaires et modifier en conséquence nos décisions. Les méthodes sophistiquées n'ont pas cet avantage. »

Avec l'approche graphique, l'influence de la répartition des contraintes normales le long de la courbe de rupture est bien mise en évidence. Cet aspect reste important avec les méthodes numériques basées sur un découpage en tranches, qui permettent des intégrations faciles de forces élémentaires. L'efficacité des méthodes globales dépend de ce fait du bon paramétrage de la répartition des contraintes normales le long de la courbe de rupture.

### • Méthode de Bell (1969)

Bell propose de prendre une fonction de répartition de la contrainte normale le long de la courbe de rupture définie par deux paramètres  $\lambda$  et  $\mu$  :

$$\sigma_n = \lambda \gamma h + \mu \sin(\pi(x - x_0)/(x_1 - x_0))$$

où  $x$ ,  $x_1$ ,  $x_0$  sont les abscisses curvilignes du point courant et des extrémités de la courbe de rupture. Cette fonction de répartition n'a pas permis à la méthode de fournir des résultats probants.

### • Méthode des perturbations

La méthode des perturbations est une méthode globale proposée par Raulin *et al.* (1974) et développée par Faure (1985). Elle peut s'énoncer de la façon suivante (Fig. 6) :

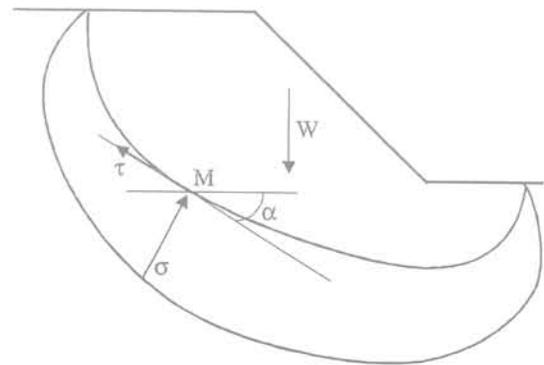


FIG. 6 Mise en œuvre de la méthode des perturbations.  
Perturbation method.

Soit un massif de terre délimité par une courbe de rupture quelconque. Il est en équilibre sous son propre poids et la réaction du sol sous-jacent. La distribution des contraintes normales ainsi que les valeurs de pression interstitielle en tout point le long de la courbe de rupture est définie à l'aide d'une contrainte approchée connue, modifiée ou perturbée par deux paramètres. La loi de Coulomb permet d'exprimer les contraintes de cisaillement maximales. Le coefficient de sécurité est défini classiquement comme le rapport du cisaillement maximal disponible au cisaillement nécessaire à l'équilibre.

Le système est résolu globalement à l'aide des trois équations d'équilibre appliquées à tout le massif, ce qui fournit les valeurs des trois inconnues du problème, qui sont le coefficient de sécurité et les deux paramètres qui modifient la contrainte approchée. Une variante de la méthode des perturbations est celle où la contrainte normale approchée est calculée avec l'aide du cercle de Mohr. Elle conduit à un lobe des contraintes normales calculées le long de la courbe de rupture plus réaliste et plus semblable à ceux déterminés par une méthode d'éléments finis. De ce fait, cette méthode peut avoir des extensions très intéressantes pour la prise en compte d'inclusions, ou pour le développement de méthodes en déplacements.

## Méthodes probabilistes et logique floue

Ces méthodes tentent une prise en compte des incertitudes sur les différents paramètres. De nombreux modèles statistiques existent, mais souffrent d'un nombre trop réduit de données (Magnan *et al.*, 1998) pour être vraiment opérationnels. La mise en œuvre d'une méthode de Monte-Carlo (Chiasson *et al.*, 1998) peut donner un aperçu de l'importance des incertitudes. Si chaque paramètre est défini dans un intervalle et possède une fonction de répartition, il est possible, dans un calcul itératif, de prendre un tirage de tous les paramètres et d'obtenir un coefficient de sécurité (un résultat de calcul). De nombreux tirages vont permettre de construire la loi de distribution du coefficient de sécurité.

La logique floue possède un immense champ d'application dans la gestion des incertitudes en mécanique des sols ; si les outils théoriques existent (Pham, 1993), leur mise en œuvre n'est pas généralisée et une mutation des modes de raisonnement est à faire.

## Méthodes en trois dimensions

Azouz et Baligh (1983) ont montré que l'influence de la troisième dimension est en général faible, et ce travail supplémentaire n'a de sens que pour des études de fondations sur pentes. Gens *et al.* (1988) montrent cependant que l'erreur peut atteindre 30 % pour les sols cohérents. Le développement d'outil d'utilisation facile devrait permettre de mieux situer la place de ces méthodes dans la boîte à outil de l'ingénieur (Hama, 2001).

### Équilibre de blocs en trois dimensions

Les méthodes des blocs se développent facilement en trois dimensions, avec cependant les difficultés de représentation induites par la troisième dimension. C'est assez simple du point de vue mécanique, avec un bon choix d'hypothèses supplémentaires ; cependant, on est davantage confronté à des schémas de rupture mécaniquement inadmissibles lors de la recherche de la forme des blocs. En conditions bi-dimensionnelles, pour maîtriser les calculs, Sarma a introduit un critère d'admissibilité qui correspond à un non-décollement des blocs. En conditions tri-dimensionnelles, c'est encore plus nécessaire, et les méthodes des blocs, maintenant aidées par des interfaces graphiques, sont utilisables quand la géomorphologie indique de façon non ambiguë la forme des blocs. Pour traiter de l'incertitude de la position des plans de rupture, une approche à l'aide de la logique floue a été faite dans le cas du dièdre (Faure et Maiolino, 2000).

### Méthodes des colonnes

#### • Modèle Clara

Développé par Hungr (1987), ce modèle est une extension à trois dimensions des modèles de tranches,

qui deviennent des colonnes (Fig. 7). En généralisant pour  $n$  colonnes, on obtient  $3n$  inconnues à la base,  $12n$  inconnues sur les faces latérales des colonnes, 2 coefficients de sécurité, longitudinal et transverse, ce qui fait au total  $15n + 2$  inconnues.

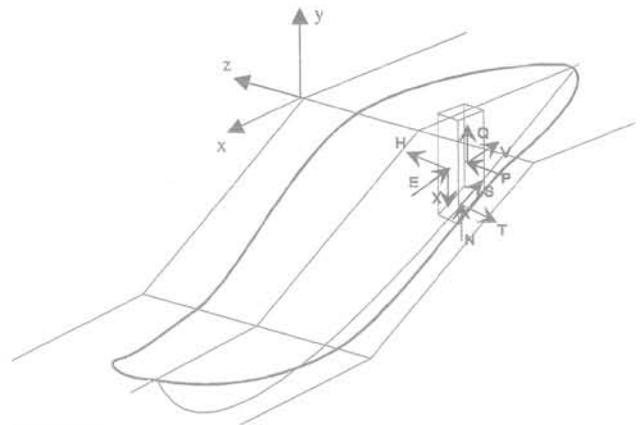


FIG. 7 Notations pour les méthodes de colonnes.  
Notations for the columns method.

Les hypothèses supplémentaires, qui se traduisent par des équations, portent sur des notions de symétrie, d'inclinaison des forces intercolonnes, de relation entre les coefficients de sécurité. À partir de ce modèle de colonnes, on obtient un très grand nombre de méthodes, dont la fiabilité reste très liée aux hypothèses qu'il faut justifier pour chaque cas. D'autres modèles basés sur des colonnes, ont été développés pour des géométries simples (Ugai, 1988).

#### • Autres modèles

Des modèles plus particuliers existent pour des géométries correspondant à des problèmes spécifiques (Azzouz *et al.*, 1983). Les publications récentes montrent un intérêt certain pour ces méthodes (Ugai *et al.*, 1995, Lam *et al.*, 1996, Stark *et al.*, 1998).

### Extension d'une méthode globale

Faure *et al.* (1996) proposent une extension de la méthode des perturbations à la troisième dimension. Ils utilisent un modèle de terrain facile à obtenir à partir d'une carte usuelle et définissent des formes de rupture assez générales à l'aide de profil en long et de profils en travers (Hama, 2001). L'évaluation paramétrée de la contrainte normale sur la surface de rupture, définie par facettes triangulaires, permet d'obtenir un système d'équations avec peu d'inconnues et facilement soluble à l'aide d'une inconnue auxiliaire qui, comme dans la méthode de Sarma, peut prendre une signification sismique ou représenter un effort de confortation. Une hypothèse importante porte sur la direction du cisaillement qui, dans les formes de rupture complexes, n'est pas facilement appréciable.

Des comparaisons ont été faites et pour des ruptures symétriques, les coefficients de sécurité sont très proches de ceux obtenus en deux dimensions. Dès que la forme s'éloigne d'une rupture symétrique, l'influence du choix de la direction du cisaillement est importante.

## Prise en compte du déplacement dans les méthodes à la rupture

Le but de ces approches est de fournir, bien plus économiquement que par éléments finis en termes de temps et de difficulté d'obtention des paramètres, des valeurs de déplacements lorsque les conditions de chargement de la pente varient. De plus en plus, les constructeurs d'ouvrages veulent des réponses en terme de déplacement plus qu'en termes de coefficient de sécurité, car si l'on sait faire des talus qui tiennent, sait-on les garantir avec un déplacement à venir inférieur à une valeur donnée ?

Des extensions des méthodes de calcul à la rupture ont été faites pour :

- expliquer le phénomène de rupture progressive ;
- évaluer le coefficient de sécurité en fonction d'un déplacement mesuré par inclinométrie ;
- étudier la réactivation d'un glissement en utilisant la vitesse de déformation, ce qui élimine le problème de l'état initial ;
- comparer des méthodes confortatives ;
- prévoir l'aléa et parfois la date de rupture, après avoir calé les paramètres du modèle par analyse à rebours sur une période connue pendant laquelle tout a été mesuré.

Les déplacements dans une pente sont difficiles à cerner. Quand on découvre le mouvement d'une pente, on ne sait jamais depuis combien de temps il se produit. Il est donc nécessaire de faire une hypothèse importante – et dont dépendra la validité de la méthode – pour poser le problème. On voit déjà une différence importante entre pente naturelle et excavation.

### 4.1

## Modèles simples

Les premières recherches sur les calculs en déplacement (Bjerrum, 1967 ; Bishop, 1971 ; Law et Lumb, 1978 ; Chowdhury *et al.*, 1987) ne tenaient pas compte des déplacements comme paramètre de calcul.

Bjerrum (1967) s'intéresse à la rupture progressive et considère une chute de la résistance au-delà d'un seuil. Il développe son modèle pour un glissement plan. Bishop (1971) modifie sa méthode en introduisant un facteur résiduel local prédéfini ; il montre qu'avec certaines distributions le long du cercle de rupture, le coefficient de sécurité varie de façon significative. Law et Lumb (1978) modifient une méthode des tranches et redistribuent les efforts perdus après le pic (défini par  $\tau_{pic}$ ) dans un processus itératif. Ils trouvent ainsi des équilibres où un certain nombre ( $m$ ) de tranches est en cisaillement résiduel (défini par  $\tau_{resid}$ ), alors que d'autres ( $n$ ) n'ont pas dépassé le pic. Ils définissent alors un coefficient de sécurité global qui tient compte de cette différenciation des tranches. La définition du coefficient de sécurité de Law et Lumb est donnée par l'expression :

$$F = \left[ \sum_1^n \tau_{pic} + \sum_1^m \tau_{resid} \right] / \left[ \sum_1^{n+m} \tau \right]$$

Chowdhury *et al.* 1987 développent un modèle où le phénomène de rupture progressive est régi par une loi probabiliste.

Une seconde série de méthodes (Christian et Whitman, 1969 ; Athanasiu, 1980 ; Bernander *et al.*, 1984 et 1989 ; Faure *et al.*, 1992 ; Chowdhury, 1995) introduit le déplacement comme paramètre de calcul et, de ce fait, fait intervenir l'élasticité du sol.

Christian et Whitman (1969) traitent un glissement plan formé d'une couche d'argile élastique (module  $E$ ) d'épaisseur constante ( $h$ ). Ce problème à une dimension conduit à une équation différentielle que l'on peut facilement résoudre :

$$\tau = Eh \frac{\partial^2 u}{\partial x^2}$$

où  $Ox$  est parallèle à la pente et  $u$  est le déplacement suivant  $Ox$ .

Athanasiu (1980) considère dans sa méthode un ensemble de tranches élastiques dont le déplacement le long de la courbe de rupture est fonction du cisaillement. L'équation d'équilibre se transforme en équation aux déplacements et est résolue par inversion d'un système linéaire. Une analyse non linéaire peut être faite en déterminant, pas à pas, un module de cisaillement sécant. Bernander *et al.* (1984, 1989) améliorent le modèle d'Athanasiu en supposant que le déplacement est le résultat d'une distorsion augmentée d'un glissement à la base. Farhat (1990) dans sa thèse, puis Faure *et al.* (1992) présentent un modèle qui tient compte de la contrainte normale le long de la courbe de rupture et paramètre la loi effort-déformation en fonction de cette contrainte normale, qui est fournie par la méthode des perturbations. Ce modèle semble bien adapté pour des études comparatives de solutions confortatives ou pour un calage après une période de mesures, afin de prévoir les déplacements à venir en fonction du niveau de la nappe par exemple. Chowdhury (1995) propose un autre processus de simulation.

### 4.2

## Introduction du paramètre temps

### 4.2.1

### Tentatives pour la prise en compte du temps

Après la rupture progressive (ou régressive) vue d'un point de vue mécanique, des auteurs se sont intéressés à l'évolution d'une pente dans le temps. L'expérience montre que des ruptures peuvent se produire à chargement constant, au bout d'un certain temps, et qu'auparavant il y a eu des déformations. La résistance au cisaillement peut être modélisée par décroissance logarithmique en fonction du temps et par la prise en compte de la chute de résistance après le pic. On obtient donc un coefficient de sécurité en fonction du temps. Ces approches devraient se développer car elles fournissent rapidement, une réponse en termes de déplacement, avec des schémas de calcul simples à comprendre.

Calcul des déplacements à partir d'une modélisation du fluage

Le fluage désigne l'aptitude d'un matériau à se déformer sous charge constante. Le temps est donc un facteur important du phénomène. De nombreux auteurs ont essayé, à partir de formulations plus ou moins complexes, d'évaluer le déplacement d'une pente. En général, les formulations étaient incomplètes car le fluage présente plusieurs aspects, influencés par de nombreux paramètres. Rappelons le phénomène fluage, puis les principales approches proposées.

• Approche expérimentale du fluage

La courbe expérimentale d'un essai triaxial classique, dont la durée de la phase de cisaillement est comprise entre dix minutes et huit heures, est présentée sur la figure 8 et les valeurs caractéristiques obtenues, le déviateur et la déformation à la rupture, sont notées respectivement  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{rupture}$  et  $\epsilon_{rupture}$ . La déformation en fonction du temps obtenue en appliquant 100 %, 70 %, 40 % du déviateur à la rupture sur d'autres éprouvettes de sol est présentée sur les courbes de la figure 9a. Si on applique  $\epsilon_{rupture}$  rapidement en suivant l'évolution de  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  dans le temps, on obtient les résultats présentés sur la figure 9b. Le schéma de la figure 10 montre qu'il existe, dans le plan de Mohr, plusieurs valeurs des paramètres intrinsèques caractéristiques du sol, fonction de la durée du cisaillement.

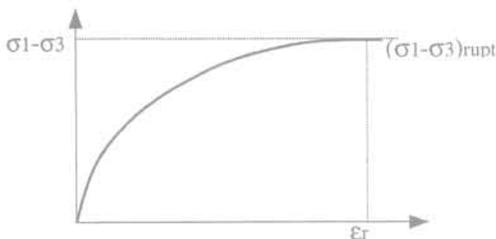


FIG. 8 Courbe expérimentale définissant les paramètres  $\epsilon_r$  et  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{rupt}$ .  
Experimental curve defining the  $\epsilon_r$  et  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{rupt}$  parameters.

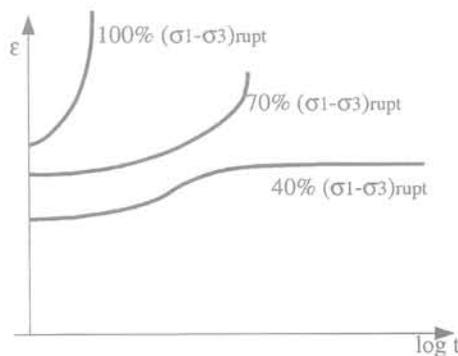


FIG. 9A ET B Évolution dans le temps.  
Evolution of  $\epsilon$  and  $\sigma_1 - \sigma_3$  with time.

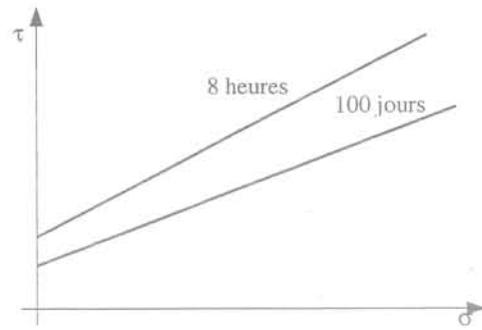


FIG. 10 Courbes intrinsèques fonction de la durée du cisaillement.  
Intrinsic curves as a function of the shear duration.

• Formulation de Ter-Stepanian

Après Terzaghi, qui fit le premier le lien entre glissement et fluage, Ter-Stepanian (1975) établit une formulation basée sur l'observation suivante : la vitesse de déformation est nulle jusqu'à une valeur de seuil de cisaillement  $\tau_0$ , puis croît quasi linéairement avec  $\tau$  jusqu'à la rupture. Il s'agit alors de glissement et non plus de fluage. On peut écrire la relation :

$$\tau = \tau_0 + \eta \, d\epsilon/dt$$

Le paramètre  $\eta$  est appelé coefficient de viscosité ; il est fonction de  $c'$   $\phi'$   $\sigma'$  suivant la relation :  $\eta = \lambda (c' \cotan \phi' + \sigma')$ , où  $\lambda$  est une constante appelée coefficient de l'écoulement.

Sur la figure 11, on lit  $\eta = \tan \psi$ . A la rupture l'équation de Coulomb s'écrit :  $\tau_{rupture} = (c' \cotan \phi' + \sigma') \tan \phi'$ .

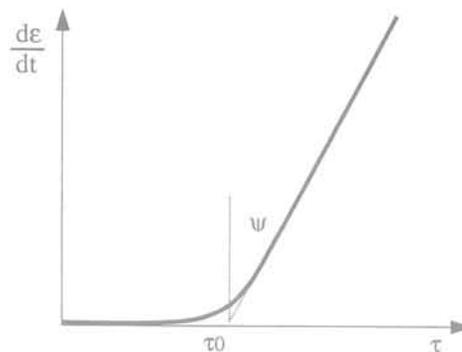
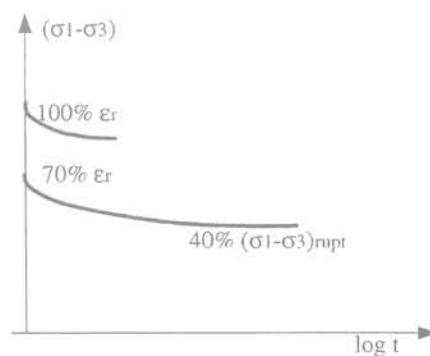


FIG. 11 Fluage avec seuil et vitesse de déformation constante (Ter-Stepanian).  
Creep with a threshold and a constant rate of strain.



En posant :

$$\tan \theta = \tau / (c' \cotan \varphi' + \sigma') \text{ et } \tan \theta_0 = \tau_0 / (c' \cotan \varphi' + \sigma')$$

On obtient :

$$\tan \theta = \tan \theta_0 + \varepsilon / \lambda.$$

Ter Stepanian applique cette formule à une pente infinie et montre qu'une partie de la pente, jusqu'à une profondeur calculée, est en mouvement. Le rôle de la nappe est bien mis en évidence : lorsque la nappe monte,  $\tau$  diminue et il y a mouvement.

#### • Fluage amorti

Singh et Mitchell (1968) proposent une formulation plus complète à partir d'essais où l'on fait varier la contrainte déviatoire  $q$ . Les deux schémas de la figure 12 permettent d'écrire que la vitesse de déformation  $d\varepsilon/dt$  est égale à  $A e^{\alpha q} (t_i/t)^m$ , où  $q$  est le déviateur,  $\alpha$  la pente de la partie linéaire dans le plan  $\ln d\varepsilon/dt$ ,  $q$ ,  $A$  une constante et  $m$  la valeur absolue de la pente des droites dans le plan  $\ln d\varepsilon/dt$ ,  $\ln t$ . On observe que  $0,7 < m < 1,3$  (Singh *et al.*, 1968). L'utilisation de cette approche ne donne pas toujours des résultats probants, surtout si la rupture est proche.

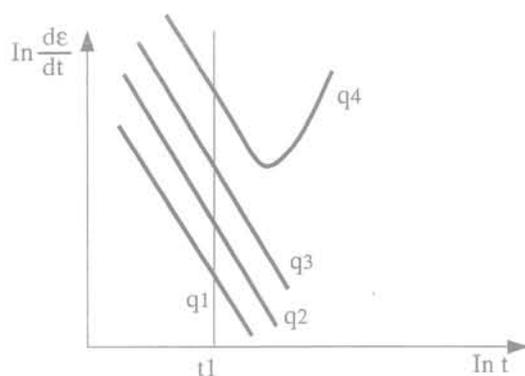


FIG. 12 Représentation du fluage par Singh et Mitchell.  
Representation of creep according to Singh et Mitchell.

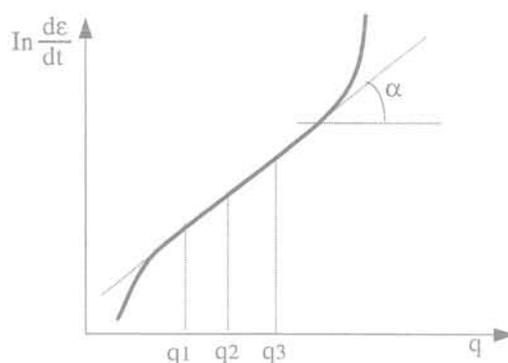
du simple rééquilibrage des efforts, la vitesse de fluage se modifie et le mouvement s'arrête ou s'amplifie. D'autres auteurs ont tenté des calculs en utilisant des méthodes aux éléments finis ; ils ont surtout montré l'influence de paramètres difficiles à maîtriser lors de la modélisation. En effet, la sensibilité du modèle vis-à-vis de la taille du modèle, des conditions limites et de l'état de contrainte initial est parfois très grande.

#### 4.2.3

#### Les trois fluages

La réalité est plus complexe et il est maintenant d'usage de distinguer trois fluages, le fluage primaire à vitesse décroissante, le fluage secondaire à vitesse constante, et le fluage tertiaire à vitesse croissante. Chaque fluage peut être représenté par des lois rhéologiques élémentaires.

Le fluage primaire peut être représenté par le modèle de Kelvin ou par la loi de Singh-Mitchell, le fluage secondaire par la loi de Bingham ou la loi de Norton dite loi puissance. Le fluage tertiaire conduit à



#### • Loi de Lo et Morin

Pour tenir compte de la rupture progressive, Lo et Morin (1972) proposent la formulation suivante :

$$\tau_t = \tau_p - K \log(t/t_0)$$

où  $\tau_p$  est la résistance de pic obtenue lors d'un essai drainé de durée  $t_0$ ,  $\tau_t$  la résistance au temps  $t$  et  $K$  un paramètre expérimental dont la détermination nécessite de très longs essais, ce qui fait que la loi n'a jamais été réellement calée. Cette diminution de la résistance de pic est appelée aussi ramollissement, terme utilisé aussi avec les concepts d'état limite. (Tavenas *et al.*, 1981). Dans ce type d'approche, Maranini *et al.* (1998) proposent un autre modèle analytique du fluage, directement issu de l'analyse des essais.

#### • Prise en compte des variations de la contrainte

Faure *et al.* (1992) ajoutent une loi de fluage à un modèle de déplacement ; en se servant des valeurs représentatives de la contrainte normale issues de la méthode des perturbations, ils intègrent le déplacement, en assimilant la vitesse de déformation angulaire à une vitesse de déplacement. L'état de contrainte variant du fait des variations du niveau de la nappe ou

la rupture si les conditions limites restent invariables. Sa formulation est à faire. Cette distinction des trois fluages sous-entend des seuils de contraintes que de nombreux chercheurs contestent. En fait, si on se rapporte à l'approche expérimentale du fluage il s'agit plutôt de seuils correspondant à des taux de cisaillement exprimés en  $\tau/\tau_{\max}$ . Or, dans une pente, les variations du cisaillement mobilisable  $\tau_{\max}$  sont perpétuelles et il n'est pas simple d'identifier le type de fluage intervenant. Des études sont en cours, dans le cadre du Club des Lents pour valider des modèles calés par analyse à rebours à partir de cas bien instrumentés.

#### 5

### Comparaison des méthodes

De nombreux auteurs ont comparé les différentes approches du calcul d'un coefficient de sécurité (Fredlund et Krahn, 1977 ; Duncan, 1982). Pour ce qui est des méthodes à la rupture, lorsque les trois équations de la statique sont vérifiées, les méthodes sont équivalentes. Pour les méthodes plus élaborées, des comparaisons restent nécessaires et des calages avec des cas réels

attesteront du bien-fondé des méthodes. Une base de cas est donc à bâtir, ainsi qu'un catalogue des comparaisons, pour que tous les chercheurs, via Internet profitent des travaux déjà réalisés. Une des premières tentatives de comparaisons objectives a été faite par les Australiens lors du projet ACADS (Donald *et al.*, 1992). Une suite à ces travaux a été donnée dans Wass (Faure *et al.*, 1999).

## 6

### Mise en œuvre des méthodes

Pour compléter cette description de la diversité des méthodes de calculs, il convient de rappeler que chaque méthode est particulière, délicate à maîtriser et qu'il est parfois tentant, du fait de délais de réponse de plus en plus courts, d'utiliser la méthode que l'on possède dans des situations où elle ne devrait pas être employée.

#### 6.1

#### Mise en œuvre des méthodes et évaluation de la stabilité

Les automatismes de recherche permettent de définir la surface de rupture la plus critique, grâce à la puissance des calculateurs. Nous sommes bien loin des abaques si laborieusement élaborées, à une époque où chaque calcul se comptait en heures.

Évaluer une stabilité de pente passe surtout par le choix du coefficient de sécurité qui est associé aux méthodes, ce qui peut poser des problèmes lors de comparaisons. Mais quelle que soit la méthode adoptée, une analyse de sensibilité est recommandée, car il est toujours bon de savoir le rôle de chacun des paramètres afin de déterminer le paramètre prépondérant, celui qui pilote la stabilité. L'étude géotechnique devra en tenir compte et un retour sur le terrain est parfois souhaitable. On peut aussi raisonner avec une notion de marge de sécurité, qui consiste à définir la valeur limite d'un paramètre de dimensionnement, par exemple la hauteur d'un talus.

Une fois bien défini, le coefficient de sécurité se pose la question de sa valeur cible. Dans le cas des pentes naturelles, une analyse à rebours donnera une valeur de comparaison à ne pas minorer. Pour les déblais, avec la définition usuelle du coefficient de sécurité, on visera 1,5 ; mais avec des méthodes en déplacements, on cherchera à atteindre un déplacement acceptable pour la structure envisagée. Pour les talus confortés, on recherchera une amélioration d'au moins 20 % du coefficient de sécurité par l'action du confortement.

Rappelons que l'observation, quand elle est rapportée (Lebuis, 1983), et l'analyse à rebours sont un moyen efficace pour caler des valeurs qui font souvent défaut à l'ingénieur (Duncan *et al.*, 1992).

#### 6.2

#### Limitations des analyses de stabilité actuelles

L'analyse de la stabilité d'une pente peut être mise en défaut lorsque l'utilisation qui en est faite demande plus que la méthode ne peut donner. Pour illustrer ce propos remarquons les points suivants :

– le coefficient de sécurité est étroitement lié avec la vitesse de déplacement (Cartier et Pouget, 1986). La courbe donnant le coefficient de sécurité  $F$  en fonction de la vitesse de déplacement montre que pour  $F$  inférieur à 1,3, ce n'est plus tout à fait un équilibre statique que l'on calcule ;

– la définition de  $F$  ne prend pas en compte le cheminement de contraintes (Tavenas *et al.*, 1981) ;

– le lobe des contraintes normales le long de la courbe de rupture est très sensible à la méthode et à la discrétisation. De ce fait, il ne peut être employé sans précautions dans des extensions de méthode. Ainsi, la méthode de Bishop ne se prête pas à l'addition de forces externes, qui comme dans le cas du clouage, sont censées modifier ce lobe de contraintes ;

– la définition du régime hydraulique et sa prise en compte sont des points importants dans une étude de stabilité ; mal maîtrisés, peuvent conduire à des résultats erronés.

Ces remarques rejoignent l'avertissement du Professeur Lambe cité dans l'introduction, qui demandait de maîtriser la méthode et les paramètres pour obtenir un résultat fiable. Mais nous avons vu que les nombreux développements en cours, avec des interfaces conviviales de plus en plus performants, devraient apporter une aide efficace à l'ingénieur.

#### 6.3

#### Nature du problème, conditions drainées ou non drainées

Un point clé de la stabilité des pentes est le type d'approche à utiliser dans un calcul. Les méthodes sont les mêmes dans tous les cas, mais les paramètres à prendre en compte peuvent être très différents suivant que l'on conduira le calcul en mode drainé, non drainé, partiellement drainé ou partiellement saturé. Cela revient à poser la question : combien dure le court terme ?

Des anecdotes fournissent une réponse bien partielle : Skempton (1964, 1977) montre que, dans l'argile de Londres, la redistribution des pressions interstitielles peut prendre des décennies ; pour le déblai de la Bosse-Galin (Blondeau *et al.*, 1976), le comportement fut essentiellement drainé, le long terme étant atteint lors des travaux. Entre ces deux extrêmes, l'expérience de l'ingénieur, faute d'une base de cas régionaux, est une donnée essentielle dans la prise de décision.

Dans le cas d'excavations ou d'applications de surcharges rapides, de tremblements de terre, d'abaissement rapide d'un niveau d'eau, etc., il peut y avoir des changements de pressions interstitielles, à indice des vides approximativement constant. Ces changements de pression interstitielle en conditions non drainées sont le plus souvent difficiles à estimer et les analyses en contraintes effectives ne peuvent être appliquées. Il convient alors de faire une analyse en conditions non drainées, sur la base d'une résistance au cisaillement non drainé.

Il est connu que, pour de nombreux cas simples, on retrouve des écoulements descendants en haut de talus et des écoulements ascendants en pied de talus. Les approches consistant à supposer un coefficient de pression interstitielle  $r_u$  constant ( $r_u = u/\gamma_w h$ , où  $u$  est la pression interstitielle au point considéré et  $h$  hauteur de sol

## Conclusion

au-dessus de ce point), ou à considérer  $u = \gamma_w h_w$  (où  $h_w$  est la différence d'élévation entre la nappe phréatique et le point considéré), ne sont généralement pas satisfaisantes.

Des codes de calcul, américains pour l'essentiel, introduisent vers la partie haute de la rupture une partie fissurée permettant de prendre en compte une poussée hydrostatique horizontale, comme si cette fissure était remplie d'eau. Ce détail prend toute son importance dans des pays semi-arides, où la dessiccation des sols peut créer des fissures profondes qui se remplissent d'eau à la première pluie. La stabilité des pentes submergées peut se faire avec les codes de calcul usuels en apportant une attention toute particulière au choix des paramètres.

Dans le domaine du calcul en stabilité de pentes, l'avenir reste porteur d'importantes innovations informatiques basées sur une observation toujours plus précise des phénomènes. L'informatique est un formidable outil permettant de simuler et d'évaluer le poids des paramètres, mais la visite sur le terrain restera toujours la première chose à faire lors de l'étude d'un phénomène d'instabilité, car c'est encore l'œil de l'ingénieur qui identifiera le mieux les facteurs utiles à l'étude d'une pente, les calculs permettant de quantifier les intuitions de l'homme de terrain.

## Bibliographie

- Athanasu C. - « Non linear slope stability analysis ». Proc 3rd ISL, New Delhi, 1980, p. 259-262.
- Azzouz A.S., Baligh M. - « Loaded areas on cohesive slopes ». *J. ASCE* vol. 109, GT5, 1983, p. 726-729.
- Bell J.M. - « Non circular sliding surface ». *J. SMFD* vol. 95, SM 3, 1969, p. 829-844.
- Bernander S., Gustas H., Olofsson J. - « Improved model for progressive failure analysis of slope stability ». Proc 12th ICSMFE, Rio de Janeiro, vol. 3, 1989, p. 1539-1542.
- Bernander S., Gustas H. - « Consideration of *in situ* stresses in clay slopes with special reference to progressive failure analysis ». 4th ISL, 1984, p. 235-240.
- Biarez J. - « Remarques sur la stabilité des talus. Influence de la loi de répartition des contraintes ». *Archivum hydrotechniki*, tome 7, 1960.
- Bishop A.W. - « The use of the slip circle in the stability analysis of slopes ». *Geotechnique* vol. 5, 1, 1955, p. 7-17.
- Bishop A.W. - « The influence of progressive failure on the choice of the method of stability analysis ». *Geotechnique* vol. 21, n° 2, 1971, p. 168-172.
- Bjerrum L. - « Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales ». *ASCE, J. SMFD* V93, SM5, 1967, p. 3-49.
- Blondeau F., Queyroi D. - « Rupture de la tranchée expérimentale de la Bosse Galin ». *Bull. de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* n° spécial 3, 1976.
- Caquot A. - « Méthode exacte pour le calcul de la rupture d'un massif par glissement cylindrique ». *Annales des Ponts et Chaussées* n° 3, 1954, p. 345-355.
- Cartier G., Pouget P. - « Corrélations entre la pluviométrie et les déplacements de pentes instables ». 9th European Conf. on SMFE, 1987.
- Chiasson P., Djebbari Z. - « Stochastic slope stability analysis of temporary cuts in clay ». Proc. Hambourg Geot. Conf., 1998, p. 57-60.
- Ching R.K.H., Fredlund D.G. - « Some difficulties associated with the limit equilibrium method of slices ». *Can. Geoth. J.* 20, 1983, p. 661-672.
- Chowdhury R.N. « Progressive failure considerations in slope stability analysis ». Proc. 6th ISL, Christchurch, Landslides, Bell Ed., 1995, p. 1659-1663.
- Chowdhury R.N., Zhang S. - « Convergence aspect of limit equilibrium methods for slopes ». *Can. Geoth. J.* 27, 1990, p. 145-151.
- Chowdhury R.N., Tang W.H., Sidi I. - « Reliability model of progressive failure ». *Geotechnique* vol. 37, n° 4, 1987, p. 467-481.
- Christian J.T., Whitman P.V. - « A one dimension model for progressive failure ». Proc of 7th ICSMFE, Mexico, vol. 2, 1969, p. 541-545.
- Donald I. B., Giam P.S.K. - « The ACADS slope stability programs review ». Proc. 6th ISL, Christchurch, Landslides Bell Ed., 1992.
- Duncan J.M., Stark T.D. - « Soils strengths from back analysis of slope failure. Stability and performance of slopes and embankments 2 ». *ASCE GSP* 31, 1992, p. 890-904.
- Duncan J.M., Wright S.G. - « The accuracy of the equilibrium methods of slopes stability analysis ». Proc. Int. Symp. on Landslides New Delhi, vol. 1, 1982, p. 247-254.
- Faure R.M. - « Outils numériques en mécanique des sols ». Thèse Paris 6, 1982.
- Faure R.M. - « Analyse des contraintes dans un talus par la méthode des perturbations ». *Revue française de Géotechnique* n° 33, 1985, p. 49-59.
- Faure R.M., Seve G., Farhat H., Virollet M., Delmas P. - « A new methodology for evaluation of landslides displacement ». Proc. 6th ISL, Landslides Bell Ed., 1992.
- Faure R.M., Pham M., Robinson J.-C., Jolly P. - « Three dimensional slope stability by the perturbation method ». Proc. 7th ISL, Trondheim, 1996.
- Faure R.M. - « Data bases and the management of landslides ». ISL 99, Shikoku, Japon, 1999.
- Faure R.M., Maïolino S. - « Evaluation of rock slope stability using fuzzy logic ». 8th ISL, Cardiff, 2000.
- Farhat H. - « Prise en compte du temps et des déplacements en stabilité des pentes ». Thèse INSA de Lyon, 1990, 187 p.
- Fellenius W. - *Erdstatische berechnungen mit reibung und kohaesion*. Berlin, Ernst, 1927.
- Fredlund D.G., Krahn J. - « Comparison of slope stability methods of analysis ». *Can. Geot. J.* vol. 14, 1977, p. 429-439.
- Gens A., Hutchinson J.N., Cavounidis - « Three dimensional analysis of slides in cohesive soils ». *Geotechnique* vol. 38-1, 1988, p. 1-23.
- Hama M. - « Stabilité des pentes en trois dimensions ». Thèse ENPE/INSA, 2001.
- Horn J.A. - « Computer analysis of slope stability ». *J. ASCE* vol. 86, SM3, 1960.
- Hungr O. - « An extension of Bishop simplified method of slope stability analysis to three dimensions ». *Geotechnique* n° 37, 1987, p. 113-117.
- Lambe T.W. - « Predictions in soils engineering ». *Geotechnique* n° 23, 1973.
- Lam L., Fredlund D.G. - « Appropriate intercolumn force functions and lambda values for three-dimensional slope stability analysis ». 7th ISL, Trondheim, 1996, p. 1283-1288.
- Law K.T., Lumb P. - « A limit equilibrium analysis of progressive failure in the stability of slopes ». *Canadian Geotech. J.* vol. 15, 1978, p. 113-122.
- Lebuis J., Robert J.M., Rissmann P. - « Regional mapping of landslides hazard in Québec ». Symp. on slopes in soft clays, Linköping, SGI Report n° 17, 1983, p. 205-262.
- Li K.S. - « A unified solution scheme for slope stability analysis ». 6th ISL, Christchurch, 1992, p. 481-486.
- Little A.L., Price V.E. - « The use of an electronic computer for slope stability analysis ». *Geotechnique* vol. 8, 1958, p. 113-120.
- Lo K.Y., Morin J.-P. - « Strength anisotropy and time effects of two sensitive clays ». *Canadian Geotech. J.* 9-3, 1972, p. 261-277.
- Low B.K., Gilbert R.B., Wright S.G. - « Slope reliability analysis using generalized method of slices ». *J. Geotech. Env. Eng., ASCE*, vol. 124, n° 4, 1998, p. 350-362.
- Lumsdaine R.W., Tang K.Y. - « A comparison of slope stability calculations ». Proceedings of the 7th South East Asian Geotechnical Conf., Hong Kong, 1982, p. 31-38.
- Magnan J.-P., Seve G., Pouget P. - « Quelques spécificités de l'analyse de risque pour les ouvrages de géotechnique ». Proc. 2nd I.S. Hard Soils-Soft Rocks, Naples, vol. 2, 1998, p. 1109-1116.
- Maranini E., Brignoli M. - « An analytical viscoplastic model for the creep behavior of a porous weak rock ». Proc. conf. Geotech. Hard Soils-Soft Rocks, Naples, 1998, p. 697-705.

- Morgenstern N.R., Price V.E. – « The analysis of the stability of general slip surfaces ». *Geotechnique* vol. 15, 1965, p. 79-93.
- Pham M. – « Écriture à l'aide de la logique floue des règles du système expert XPENT ». DEA ENTPE/INSA, 1994.
- Raulin P., Rouques G., Toubol A. – « Calcul de la stabilité des pentes en rupture non circulaire », Rapport recherche n° 36 LCPC, 1974.
- Sarma S.K. – « Stability analysis of embankments and slopes ». ASCE, *J. GED* vol. 1052, GT 12, 1979, p. 1511-1524.
- Singh A.W., Mitchell J.K. – « General stress-strain-time function for soils ». ASCE, *J. SMFD* 94-1, 1968, p. 21-46.
- Skempton A.W. – « Long term stability of clay slopes ». 4th Rankine lecture, *Geotechnique* vol. 14, n° 1, 1964, p. 77-101.
- Skempton A.W. – « Slope stability of cuttings in brown London clay ». Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, vol. 3, 1967, p. 261-270.
- Stark T.D., Eid H.T. – « Performance of three-dimensional slope stability methods ». ASCE, *J. Geot. Geoenv. Eng.* vol. 124-11, 1998.
- Tavenas F., Leroueil S. (1981) – « Creep and failure of slopes in clays ». *Can. Geotech. J.* vol. 18-1, p. 106-120.
- Tavenas F., Leroueil S. – « A new approach to effective stress stability analyses ». ISL 82, Linköping, Sweden, 1982.
- Tavenas F., Trak B, Leroueil S. – « Remarks on the validity of stability analyses ». *Can. Geotech. J.* 17, 1980, p. 61-73.
- Taylor D.W. – « The stability of earth slopes ». *Journal. Boston society of Civ. Eng.*, vol. 24, n° 3, 1937.
- Ter-Stepanian G. – « Creep of a clay during shear and its rheological model ». *Geotechnique* 25, n° 2, 1975, p. 299-320.
- Ugai K. – « Three dimensional slope stability analysis by slice method ». NUMOG 6, Innsbruck, 1988, p. 1369-1374.
- Ugai K., Leshchinsky D. – « Three dimensional limit equilibrium and finite element analyses : a comparison of results ». *Soils and Foundations* vol. 35, n° 4, 1995, p. 1-7.
- Vaunat J., Leroueil S., Faure R.M. – « Slope movements : a geotechnical perspective ». 7th IAEG congress, Lisbonne, 1994, p. 1637-1646.
- Wright S.G., Kulhawy F.G., Duncan J.M. – « Accuracy of equilibrium slope stability analysis ». ASCE, *J. SMFD* vol. 99, SM10, 1973, p. 791-793.