

Calculs de stabilité des pentes : comparaison entre équilibre-limite et éléments finis dans le cas de ruptures non circulaires

J.-L. DURVILLE

Centre d'études techniques
de l'équipement (CETE)
de Lyon
25, avenue F.-Mitterrand
F-69674 Bron Cedex
jean-louis.durville
@equipement.gouv.fr

**J.P. BERTHELON
Q.V. TRINH**

Laboratoire Central
des Ponts et Chaussées
58, bd Lefebvre
75732 Paris Cedex 15
jean-pierre.berthelon@cpc.fr
trinh_quoc_van@yahoo.com

Résumé

Les méthodes d'équilibre-limite sont largement employées dans l'évaluation de la stabilité des pentes, et remarquablement bien validées en rupture circulaire. Dans cet article, nous comparons la méthode des perturbations et un calcul aux éléments finis, dans des cas de rupture non circulaire. Trois cas de figure sont étudiés, outre un cas simple de talus homogène : talus à couches quasi horizontales, versant avec toit ondulé du substratum, talus avec interbanc argileux à pendage défavorable. Les sols ont un comportement élasto-plastique parfait, avec dilataance variable. Dans la plupart des cas, les deux approches donnent des résultats très voisins en termes de coefficients de sécurité. Les zones de plasticité se localisent principalement au droit de la surface de rupture donnée par la méthode des perturbations, mais une déformation plastique au sein de la masse glissée est également présente. Dans le cas du talus avec couche inclinée, une différence de plus de 15 % sur le coefficient de sécurité a été obtenue, et les auteurs suggèrent que des recommandations limitant les variations de courbure de la courbe de rupture soient établies.

Mots-clés : stabilité des pentes, équilibre-limite, éléments finis, facteur de sécurité, élasto-plasticité, surface de rupture non circulaire.

Limit equilibrium and finite-element analysis of slopes with non-circular failure surfaces

Abstract

Limit equilibrium methods (LEM) are widely used for slope stability evaluation, but the use of non circular failure surfaces has not been so well validated as for circular surfaces. In this paper we compare the results of the LEM (perturbation method) with finite element (FEM) analysis. Four types of slopes have been tested : a simple slope in homogeneous soil, a slope with three quasi-horizontal layers, a slope with undulating bedrock, a slope with a thin weak layer dipping downwards. Elastoplastic soils were used in FEM, with different angles of dilatancy. In most cases, as in the homogeneous slope, both FEM and LEM give results which differ less than 10 % as far as the factor of safety is concerned. Plasticity displayed by FEM generally concentrates along the failure surface given by LEM but it is also present in some parts of the unstable mass. In one case (weak dipping layer) the difference reaches more than 15 %. This discrepancy could be explained by the incompatibility between non circular failure surface and rigid displacement in LEM. The authors suggest that some guidelines should be given to restrict the variation in curvature of the failure surface.

Key words : slope stability, limit equilibrium method, finite element method, factor of safety, elastoplasticity, non circular failure surface.

NDLR : Les discussions
sur cet article
sont acceptées jusqu'au
1^{er} février 2004.

Introduction

Les calculs de stabilité des pentes sont couramment réalisés par des méthodes d'équilibre-limite qui reposent toutes sur un certain nombre d'hypothèses et d'approximations (Durville et Sève, 1996 ; Faure, 2001). Le calcul à la rupture tel qu'exposé par Salençon (1983) fournit une méthode rigoureuse d'appréciation de la stabilité, mais il n'a pas donné lieu à une utilisation de routine par l'ingénieur. La modélisation numérique à l'aide d'un calcul en déformation permet une autre approche du problème ; elle nécessite elle aussi des hypothèses, en particulier sur les lois de comportement des sols et sur les conditions aux limites (Duncan, 1996 ; Lane et Griffiths, 1997 ; Magnan et Mestat, 1999).

L'objectif de l'étude ici présentée est de comparer les résultats des approches par équilibre-limite et en déformation sur plusieurs cas de talus ou de versants, en particulier pour ce qui concerne la rupture non circulaire. En effet, si l'on peut considérer que le calcul classique de l'ingénieur est bien validé en rupture circulaire, à la fois par comparaison avec des calculs en déformation, par quelques expérimentations en vraie grandeur et par la pratique de l'ingénieur (Sève, 1998), les calculs en rupture non circulaire ne bénéficient peut-être pas d'une assise aussi solide.

Rappel sur les méthodes de calcul

Méthodes d'équilibre-limite

Nous avons utilisé la méthode des perturbations (logiciel PETAL du LCPC), très courante, qui permet d'effectuer des calculs en rupture circulaire ou non circulaire. Dans cette méthode (Blondeau, 1976), on fait l'hypothèse que la contrainte normale σ sur la surface de rupture est donnée par une « perturbation » de la contrainte de Fellenius σ_F : $\sigma = \sigma_F (\lambda + \mu \tan \alpha)$ (α est la pente locale de la courbe de rupture).

On écrit ensuite l'équilibre-limite de la portion de sol située au-dessus de la surface de rupture, les sols étant affectés des caractéristiques réduites c/F et $\tan \phi/F$, ce qui donne deux équations pour la résultante et une équation de moment. La résolution de ce système non linéaire permet de déterminer les trois inconnues λ , μ et le coefficient de sécurité F .

A la différence des calculs en rupture circulaire, la recherche de la courbe non circulaire critique, donnant le coefficient de sécurité minimal, se fait empiriquement ; le risque de ne pas trouver le coefficient de sécurité minimal n'est donc pas négligeable. Dans le logiciel PETAL, chaque courbe est définie par 10 points entre lesquels le logiciel effectue une interpolation à l'aide de fonctions splines, de façon à obtenir une courbe lisse.

Calcul élasto-plastique par éléments finis

Dans un calcul en déformation, nous devons d'abord définir ce qu'est la « rupture », pour un talus

constitué des sols dont nous supposons le comportement élasto-plastique parfait. Rappelons que, dans un problème d'élasto-plasticité, pour un chargement croissant :

- la première apparition de zones plastiques, dont la déformation est contenue par les zones restées élastiques, marque la frontière du domaine élastique et l'amorce d'un mécanisme de ruine ;
- les zones plastiques s'étendent ensuite et l'on atteint un stade dans lequel les déformations plastiques ne sont plus contenues. C'est la ruine plastique ou limite d'écoulement plastique, situation dans laquelle nous considérons que la rupture du talus est consommée.

Pratiquement, dans un calcul numérique aux éléments finis, pour lequel les déformations doivent rester petites, on décrète la rupture lorsque le calcul ne converge pas (itérations liées au comportement non linéaire) ou lorsque les déformations atteignent des valeurs jugées inadmissibles. Nous avons constaté dans nos calculs que ce critère, sans être parfaitement intrinsèque, permet de déterminer le seuil de rupture de façon suffisamment précise pour notre étude.

Nous avons utilisé le progiciel CESAR-LCPC, avec une loi de comportement de type élasto-plastique parfait : module de Young E , coefficient de Poisson ν , critère de Mohr-Coulomb (cohésion c , angle de frottement ϕ) et déformation plastique régie par l'angle de dilataance ψ . Les conditions aux limites de tous les modèles sont les mêmes : déplacements bloqués à la base, déplacements horizontaux bloqués sur les bords latéraux. Nous n'avons pas étudié l'influence d'un changement des conditions aux limites ; signalons que Naylor (1999) a mis en évidence, dans un cas de talus de déblai, une influence non négligeable de ce paramètre. Enfin, tous nos calculs sont des calculs « hors nappe ».

Le mode de chargement le plus facile à mettre en œuvre consiste à affecter un coefficient multiplicateur croissant λ aux poids volumiques des terrains, jusqu'à la valeur λ_c correspondant à la rupture. Pour pouvoir comparer avec l'approche par équilibre-limite, nous avons parfois calculé le coefficient équivalent λ_{petal} correspondant à la rupture par la méthode des perturbations, ainsi que le facteur de sécurité classique obtenu par éléments finis F_{cesar} . On notera que, sur un talus donné, F est toujours plus proche de 1 que λ : le premier affecte à la fois la cohésion et l'angle de frottement, le second seulement la cohésion.

Étude sur un talus homogène

Nous donnons ci-dessous quelques résultats obtenus en rupture circulaire avant d'aborder les cas de rupture non circulaire. Le talus étant homogène, l'analyse dimensionnelle du problème montre que le facteur de sécurité F dépend du paramètre $\gamma H/c$, où γ est le poids volumique du sol et H une dimension caractéristique ; on peut donc aussi interpréter le paramètre λ comme un facteur de sécurité appliqué à la seule cohésion du sol. Notons qu'il peut y avoir une différence de forme de rupture selon que l'on diminue la cohésion c seule, ou à la fois c et $\tan \phi$ comme dans la méthode courante ; cette différence reste minimale tant qu'il s'agit de coefficients de sécurité proches de 1.

Description du modèle

On considère un talus de 10 m de haut, de pente 1/2, dans un sol homogène. Le modèle utilisé pour le calcul par éléments finis (Fig. 1) est inscrit dans un rectangle 120 m x 50 m de façon à éviter les effets de bord (Merrien et Omraci, 2001); il comprend deux couches de substratum très raide et résistant et une couche superficielle de comportement élasto-plastique parfait, de caractéristiques :

- poids volumique : $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;
- domaine élastique : $E = 100 \text{ MPa}$, $\nu = 0,3$;
- domaine plastique : c , ϕ et ψ variables suivant les calculs effectués; dans toute la suite, les valeurs de ces caractéristiques sont choisies plutôt dans un but d'illustration que d'après des cas réels.

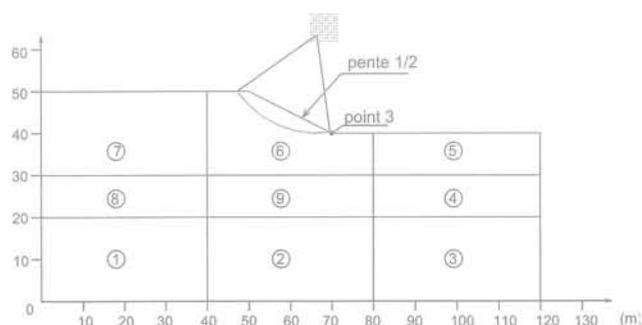


FIG. 1 Modèle utilisé pour le calcul par éléments finis. Tracé du cercle de rupture le plus défavorable (méthode des perturbations) pour $c = 7,35 \text{ kPa}$ et $\phi = 15^\circ$. Section used for finite-element analysis ($c = 7.35 \text{ kPa}$ and $\phi = 15^\circ$). The critical circle for L.E.M. has been drawn.

3.2

Influence de la finesse du maillage d'éléments finis

L'influence du maillage a été étudiée avec les caractéristiques suivantes de la couche superficielle :

$$c = 7,35 \text{ kPa} \quad \phi = \psi = 15^\circ.$$

Nous avons utilisé trois maillages différents dans le groupe numéroté 6 de la figure 1, de plus en plus fins; les valeurs de λ_c obtenues sont données dans le tableau I. Nous considérons que le maillage intermé-

TABLEAU I Talus homogène : résultats obtenus avec trois maillages différents. Slope with homogeneous soil : results from three different meshes.

Maillage	Nombre de nœuds	Nombre d'éléments	λ_c
a	2972	1133	1,10
b	4705	1826	1,05
c	7314	3177	1,03

diaire est suffisant pour obtenir des résultats proches du résultat asymptotique que l'on obtiendrait avec une maille infiniment petite.

3.3

Influence de la chronologie des calculs

Nous avons comparé deux façons d'opérer :

- la façon la plus simple, et la plus courante, consiste à effectuer le calcul sur le modèle avec talus « déjà en place »;
- une façon plus conforme à la chronologie réelle consiste à effectuer un premier calcul avec terrain horizontal soumis à la pesanteur, puis à « excaver », à l'aide de forces de déconfinement, de façon à créer le talus.

Avec un nouveau maillage qui comporte un groupe supplémentaire d'éléments représentant la partie excavée, la procédure de calcul a été la suivante :

- calcul avant creusement : le massif est soumis à la pesanteur ($\lambda = 1$); le blocage latéral induit en particulier des contraintes horizontales données par :

$$\sigma_h = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_v;$$

- creusement (module LAM de CESAR-LCPC);
- augmentation du poids volumique jusqu'à atteindre λ_c .

Avec les mêmes caractéristiques mécaniques que ci-dessus, nous obtenons la valeur $\lambda_c \approx 1,09$, valeur voisine de la valeur 1,05 trouvée précédemment. A titre d'exemple, la figure 2 montre l'évolution du déplacement horizontal d'un point du talus (point 3 de la figure 1) en fonction du paramètre de chargement λ , le changement de pente permettant de définir la valeur λ_c (ici environ 1,09).

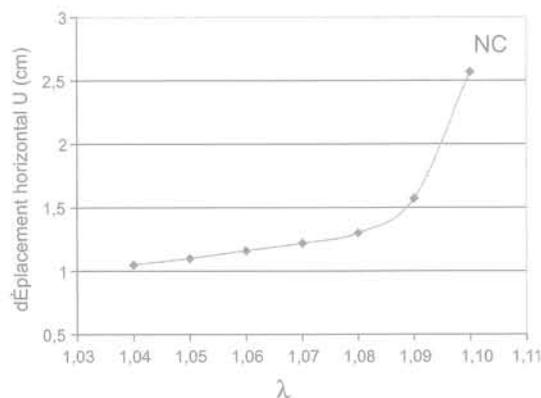


FIG. 2 Talus homogène : relation entre λ et le déplacement horizontal U (en cm) du point 3 de la figure 1; cas du calcul avec creusement ($\phi = \psi = 15^\circ$). NC : calcul non convergé.

Homogeneous slope : relationship between λ and horizontal displacement of point 3 in figure 1 ($\phi = \psi = 15^\circ$). Calculation procedure including excavation stage. NC : not convergent iteration.

L'influence du mode de calcul existe mais elle est très faible, inférieure à 5%. Dans la suite, nous utilisons le calcul direct avec talus « déjà en place ».

Comparaison entre éléments finis et équilibre-limite

Avec la méthode des perturbations, le sol étant homogène, nous effectuons des calculs en rupture circulaire, avec recherche automatique du cercle de rupture le plus défavorable. Les résultats sont donnés dans le tableau II pour deux jeux de caractéristiques de la couche superficielle. On constate une très bonne concordance entre les résultats des deux approches. La comparaison des figures 1 et 3 montre que le cercle de rupture le plus défavorable se superpose assez bien avec la bande de déformation plastique maximale.

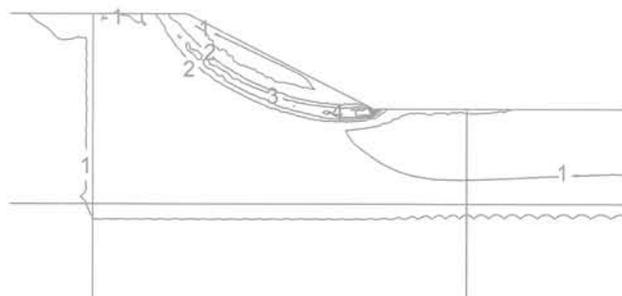


FIG. 3 Courbes d'égalité de déformation plastique ($\sqrt{\varepsilon_{ij}^p \varepsilon_{ij}^p}$) pour $c = 7,35$ kPa et $\varphi = 15^\circ$.

Calcul direct ($\lambda = 1,06$: non-convergence).
1 : 0,005 % ; 4 : 1,64 %.

Equal deformation curves ($\sqrt{\varepsilon_{ij}^p \varepsilon_{ij}^p}$) for $c = 7.35$ kPa and $\varphi = 15^\circ$.

No excavation stage. $\lambda = 1.06$: not convergent iteration. 1: 0.005 % ; 4: 1.64 %.

Influence de l'angle de dilataance

Nous reprenons le modèle initial du § 3.1 (maillage b) mais en utilisant pour la couche superficielle une loi d'écoulement plastique non associée ($\varphi = 15^\circ$ et $\psi = 5^\circ$), les caractéristiques élastiques étant inchangées. On sait en effet que la majorité des sols argileux présente une dilataance plastique notablement plus faible que celle correspondant à un comportement associé. Le paramètre critique λ_c est alors voisin de 1,03, donc très légèrement plus faible que précédemment. Ce résultat est

cohérent avec la théorie du calcul à la rupture (Salençon, 1983), selon laquelle le chargement extrême relatif à un matériau avec $\psi_0 < \varphi_0$ est compris entre le chargement extrême relatif au matériau $\psi = \varphi = \psi_0$ et le chargement extrême relatif au matériau $\psi = \varphi = \varphi_0$.

Étude d'un talus à couches horizontales

Calcul par équilibre-limite

La géométrie du talus, inspirée d'un glissement observé lors de travaux routiers en Lorraine, est représentée sur la figure 4. Le talus est constitué de trois couches quasi horizontales dont les caractéristiques sont données dans le tableau III.

La recherche d'une courbe de rupture critique non circulaire (discretisation en 60 tranches) aboutit à un coefficient de sécurité minimum $F = 1,017$, ou encore à $\lambda_{\text{petal}} \approx 1,10$. On observe que la courbe critique suit la couche faible dans toute sa moitié aval.

Calcul par éléments finis

Calcul avec une loi d'écoulement associée ($\varphi = \psi$)

Le maillage comporte 7 498 nœuds (Fig. 5). Le calcul est réalisé directement sur le modèle de talus (on ne simule pas de phase de creusement du déblai). Au fur et à mesure que l'on augmente le paramètre de chargement λ , la plasticité se développe dans la couche faible, puis s'étend vers l'amont; pour la valeur critique $\lambda_c = 1,03$, les déformations plastiques sont très élevées à la base de la couche n° 2 (Fig. 6). Cette localisation de la déformation se superpose assez bien à la courbe critique du calcul par équilibre-limite. Toutefois, on observe dans la couche n° 1 une zone plastique assez large, qui affleure en partie supérieure un peu plus bas que la courbe critique obtenue par le logiciel PETAL; de plus, une excroissance de la zone plastique semble préfigurer une rupture interne à la masse qui glisse

TABLEAU II Talus homogène : comparaison des résultats obtenus par équilibre-limite (méthode de Bishop et méthode des perturbations) et par éléments finis.

Slope with homogeneous soil : comparaison between LEM and FEM.

	c (kPa)	$\varphi = \psi$ (degrés)	F (LEM; Bishop)	F (LEM ; perturbations)	F_{ceur}	λ_{petal} (LEM)	λ_c
Cas 1	7,35	15	1,01	1,01	1,015	1,025	$1,05 \leq \lambda_c \leq 1,06$
Cas 2	15,87	7,97	1,01	1,00	1,00	1,00	$1,00 \leq \lambda_c \leq 1,01$

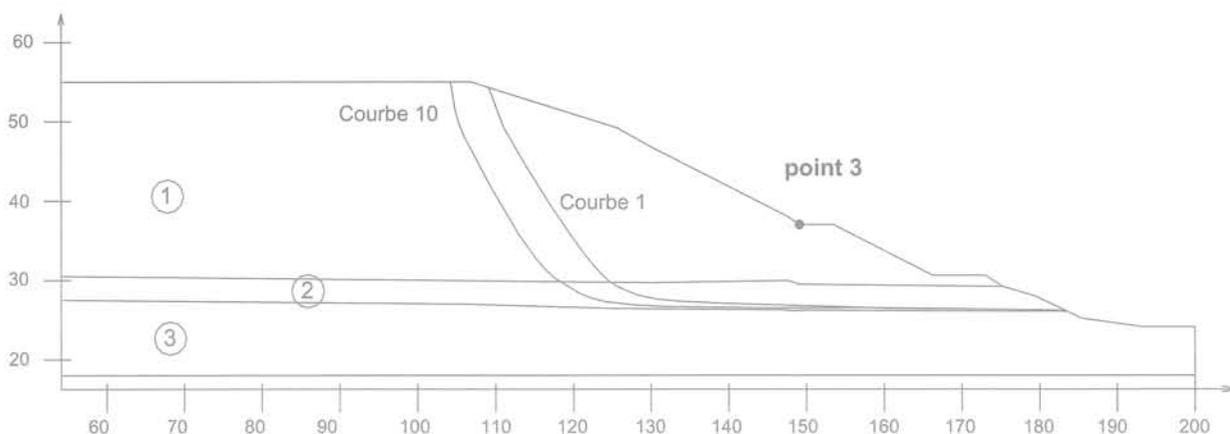


FIG. 4 Talus à trois couches : position du fuseau de courbes permettant d'obtenir le coefficient de sécurité F minimal (échelles en mètres).
Slope with three soil layers : search for critical curve between curves 1 and 10 (scale of axis in meters).

TABLEAU III Talus à trois couches : caractéristiques mécaniques.
Three layer slope : material properties.

Caractéristique	γ (kN/m ³)	E (MPa)	ν	c (kPa)	ϕ (degré)	ψ (degré)
Couche						
1	20	100	0,3	9	30	30
2	20	50	0,35	4,5	10	10
3	22	500	0,2	100	30	30

(mécanisme à deux blocs). Le coefficient F_{cesar} est voisin de 1,005, donc très proche de F_{petal} .

4.2.2

Calcul avec loi d'écoulement non associée ($\phi \neq \psi$)

Dans cette partie, on ne modifie que les angles de dilatance de la première couche (ψ_1) et de la deuxième couche (ψ_2). Les résultats sont présentés dans le

tableau IV. Comme précédemment, quand on diminue l'angle de dilatance, le multiplicateur λ_c décroît légèrement. Le déplacement horizontal du point 3 de la figure 4, calculé pour $\lambda = 0,95$, augmente de façon limitée, passant de 3,1 cm dans le cas du comportement associé à 6,8 cm dans le cas $\psi_1 = 10^\circ$ et $\psi_2 = 0^\circ$.

Au total, dans le cas de ce talus à trois couches, suivant les lois de déformation plastique adoptées, le multiplicateur λ_c varie de 0,96 à 1,03, ce qui représente une dispersion à peine significative pour l'ingénieur.

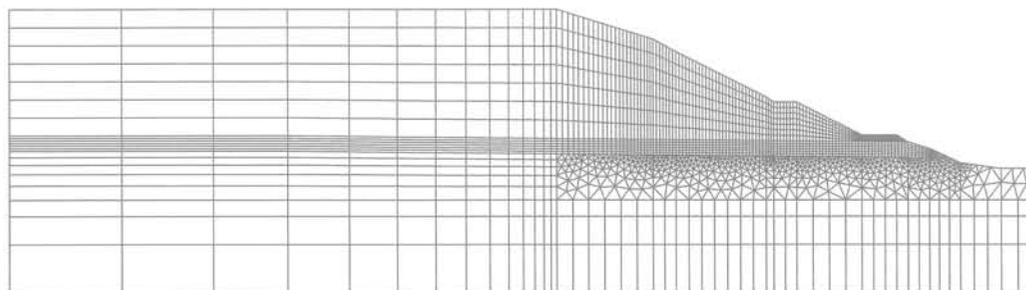


FIG. 5 Maillage du talus à trois couches. Longueur du modèle : 200 m ; hauteur : 55 m.
Mesh of the three layers slope. Length : 200 m ; height : 55 m.

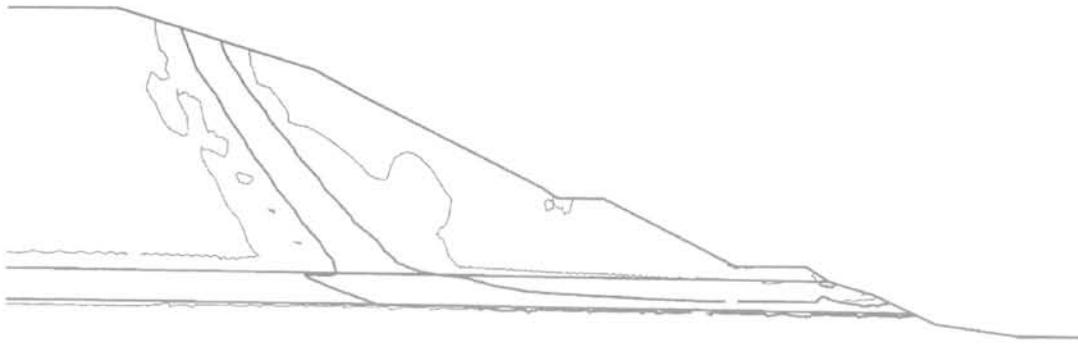


FIG. 6 Courbes d'égale déformation plastique avec loi associée ($\lambda = \lambda_c = 1,03$).
 Courbe en traits épais : 0,44 %. Courbe en traits fins : 0,04 %.
 Equal plastic deformation curves, in case of associated flow rule. $\lambda = \lambda_c = 1,03$.
 Thick curve : 0,44 %. Thin curve : 0,04 %.

TABLEAU IV Talus à trois couches : calculs avec lois d'écoulement non associées dans les couches n° 1 et n° 2.
 Three layer slope : results for non associated flow rules.

ψ_1 (degrés)	15	10	15	10	15	10
ψ_2 (degrés)	10	10	5	5	2	0
λ_c	1,01	1,01	1,00	0,99	0,97	0,96

5

Cas d'un versant avec substratum incliné

Le modèle utilisé initialement (Fig. 7), inspiré du site de La Clapière dans les Alpes-Maritimes, est constitué de deux couches de substratum très résistantes et d'une couche superficielle de terrain altéré. Cette dernière possède les caractéristiques suivantes :
 $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$, $E = 100 \text{ MPa}$, $\nu = 0,3$, $c = 10 \text{ kPa}$, $\phi = \psi = 34^\circ$.

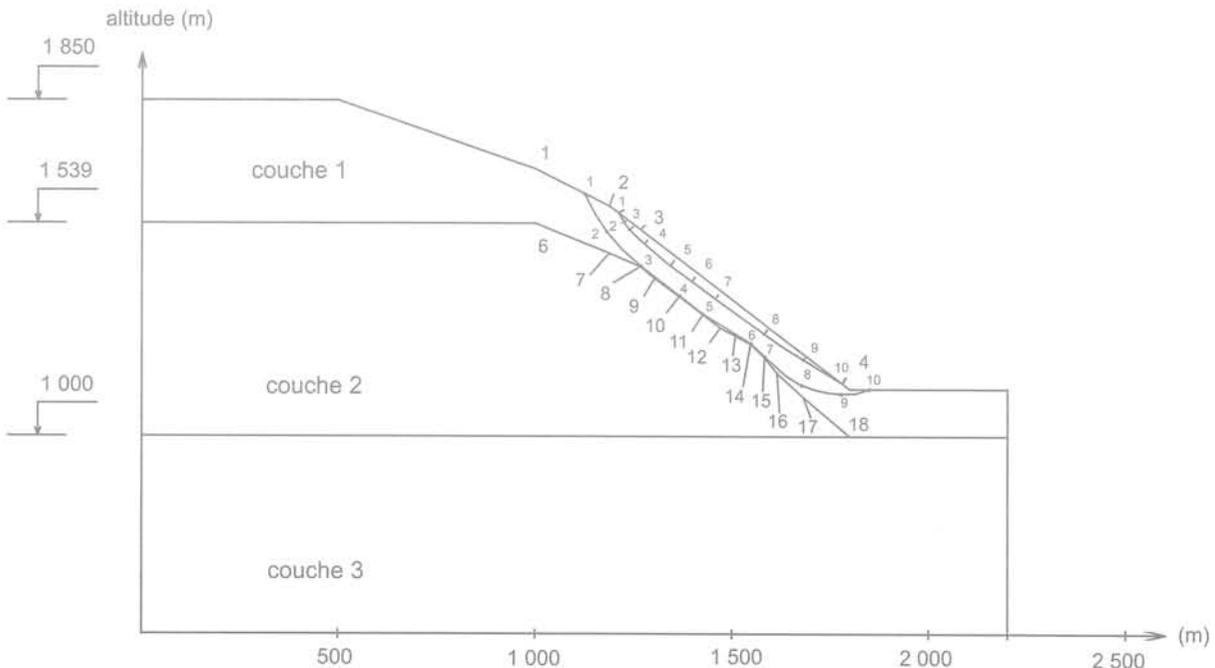


FIG. 7 Modèle de versant avec toit du substratum incliné. Fuseau de recherche de la courbe critique.
 Section with an irregular top of bedrock. Zone for search of the critical curve in LEM.

5.1

Cas du modèle initial

5.1.1

Calcul par équilibre-limite

Le coefficient de sécurité minimum $F = 0,947$ est obtenu pour une courbe de rupture peu profonde et régulière, proche de la courbe supérieure du fuseau de la figure 7.

5.1.2

Calcul par éléments finis

Nous utilisons une loi de comportement élasto-plastique parfait de type associé ($\phi = \psi = 34^\circ$). Le maillage comporte 10 965 nœuds et 3 858 éléments. Le calcul converge pour $\lambda = 0,51$ et diverge pour $\lambda = 0,52$.

Le coefficient de sécurité $F_{\text{cesar}} \approx 0,96$ est très voisin

de F_{petal} . La figure 8 montre que les zones de déformation plastique maximale sont un peu plus profondes que la courbe de rupture critique assurant F minimal.

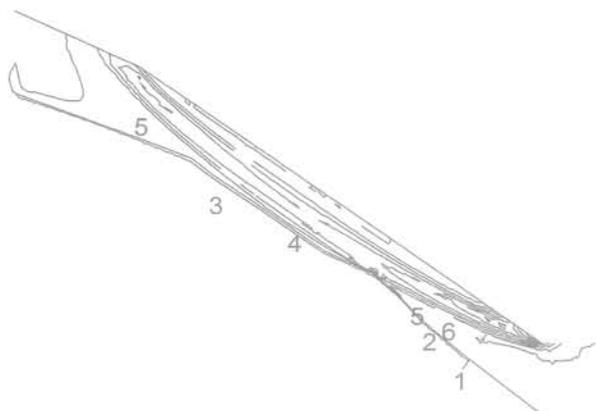


FIG. 8 Courbes d'égal déformation plastique ($\lambda = 0,52$: calcul non convergé).
 Courbe 1: 0,2 % ; courbe 6: 88 %.
 Equal plastic deformation curves ($\lambda = 0,52$: no convergence).
 Curve 1: 0,2 % ; curve 6: 88 %.

Un calcul avec une loi d'écoulement non associée dans la couche superficielle (angle de dilatance $\psi = 20^\circ$) a donné un résultat identique au précédent: $\lambda_c \approx 0,52$. Cependant, les déplacements en pied sont sensiblement supérieurs, pour une même valeur de λ , à ceux obtenus dans le cas associé.

5.2

Calcul sur modèle modifié

Nous avons construit un nouveau modèle, en modifiant la géométrie du toit du substratum (Fig. 9) et les caractéristiques de rupture de la couche superficielle:

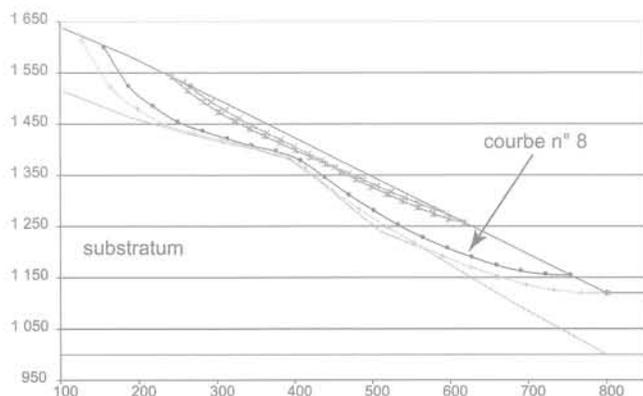


FIG. 9 Versant avec toit du substratum ondulé: la courbe n° 8 fournit le coefficient de sécurité minimal: $F = 0,983$ (échelles en mètres).
 Slope with undulated bedrock: curve n° 8 gives the best factor of safety: $F = 0,983$ (scale of axes in meters).

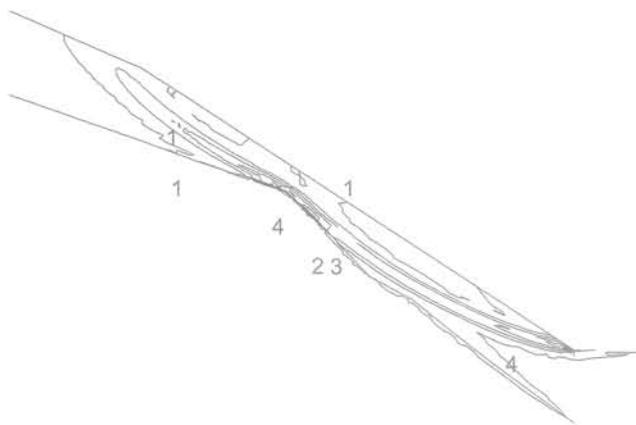


FIG. 10 Courbes d'égal déformation plastique ($\lambda = 0,81$).
 Courbe 1: 0,5 %. Courbe 4: 169 %.
 Equal plastic deformation curves ($\lambda = 0,81$).
 Curve 1: 0,5 %. Curve 4: 169 %.

$c = 80$ kPa et $\phi = \psi = 28,5^\circ$. Avec le logiciel PETAL, on obtient cette fois-ci le coefficient de sécurité minimal $F_{\text{petal}} = 0,983$ pour une surface de rupture ondulée assez profonde (Fig. 9). Des courbes de rupture plus courtes, dont la courbure garde un signe constant, donnent des coefficients de sécurité légèrement plus élevés ($F \geq 0,992$).

Par éléments finis, avec un maillage comportant 6875 nœuds et 3 182 éléments, nous obtenons la valeur $\lambda_c \approx 0,81$. Le calcul par le logiciel PETAL donne le résultat $\lambda_{\text{petal}} = 0,88$, soit une différence de 8 %. La figure 10 présente les zones d'égal déformation plastique dans un calcul non convergé ($\lambda = 0,81$) mais permettant de bien visualiser la localisation de la déformation; l'allure est très proche de la courbe de rupture critique obtenue par équilibre-limite (Fig. 9), avec cependant une zone de faible plasticité affleurant au droit de la bosse du substratum.

En bref, on peut encore conclure que les approches à la rupture et en déformation fournissent des résultats qui concordent de façon satisfaisante.

6

Cas d'un talus avec couche inclinée de faibles caractéristiques

6.1

Cas du talus incliné à 45°

On considère un talus de 25 m de haut, dans une roche tendre traversée par un interbanc argileux de pendage 40° (Tableau V et Fig. 11). La ruine d'un tel talus se fait évidemment par glissement sur l'interbanc, avec en pied une rupture traversant la roche tendre.

Le calcul par la méthode des perturbations en rupture non circulaire (discrétisation en 50 tranches) donne un coefficient de sécurité minimal $F = 1,050$ pour la courbe n° 5 représentée sur la figure 12. La valeur correspondante de λ_{petal} est 1,18. Pour plus de précision, nous avons refait les calculs avec une discrétisation en

100 et 200 tranches, avec deux fois le même résultat ($F = 1,049$).

Le maillage d'éléments finis comporte 6 540 nœuds et 2 279 éléments. Le calcul diverge autour de la valeur $\lambda_c \approx 1,4$, ce qui représente une différence de 19 % par comparaison avec le calcul par équilibre-limite. La déformée du talus est présentée sur la figure 13 qui fait apparaître le glissement sur la couche inclinée et un « coin éjecté » en pied de talus, préfigurant un mécanisme de rupture à deux blocs.

TALÉAU V Talus avec couche inclinée : caractéristiques mécaniques.
Slope with dipping layer: material properties.

Couche	γ (kN/m ³)	E (MPa)	ν	c (kPa)	$\phi = \psi$ (degrés)
1	22	1 000	0,25	100	35
2	20	50	0,35	5	25
3	22	1 000	0,25	300	35
4	22	1 000	0,25	300	35

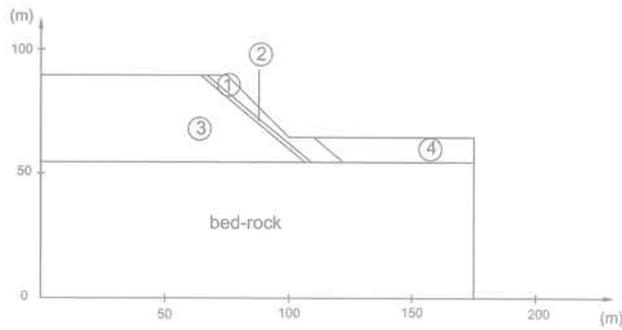


FIG. 11 Modèle de talus avec couche inclinée.
Section with dipping weak layer.

6.2

Cas d'un talus incliné à 65°

Le modèle est identique au précédent, à l'exception du talus qui est incliné à 65°. La méthode des perturbations conduit à une courbe critique présentée sur la figure 14, caractérisée par une courbure assez forte en pied, et à un facteur de sécurité $F = 0,825$. Signalons que la répartition des contraintes normales sur la surface de rupture est irrégulière, avec un pic assez marqué en pied, ce qui est en général considéré comme peu favorable à l'obtention d'un résultat de qualité.

Le maillage d'éléments finis comporte 6 713 nœuds et 2 366 éléments. La déformation du maillage est représentée sur la figure 15; on observe en pied de talus, où les contraintes ont tendance à se concentrer, une zone de plasticité assez étendue, avec comme précédemment « éjection d'un coin ». Ce calcul par éléments finis aboutit à $F_{\text{cesar}} \approx 1,0$, soit une différence notable de 17 % avec F_{petal} .

7

Discussion

L'objectif était de comparer, sur plusieurs configurations de talus, deux approches de la stabilité des talus, l'une par équilibre-limite (calculs très rapides et utilisés couramment par l'ingénieur) et l'autre par éléments finis (modélisation plus longue, encore très peu utilisée dans le domaine des pentes). Pour simplifier, nous avons traité uniquement des talus dépourvus de nappe.

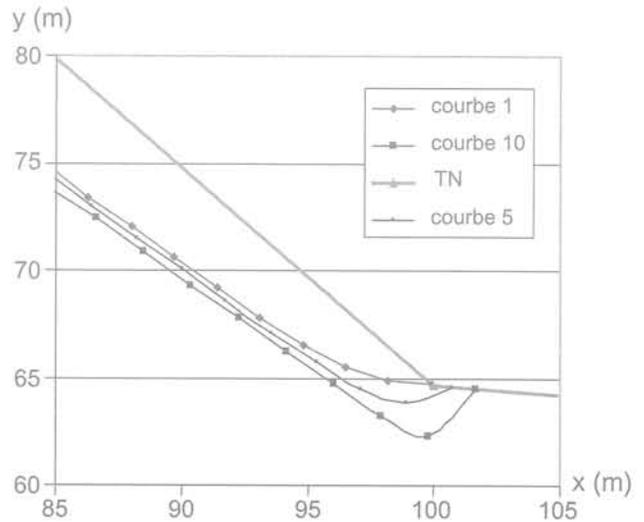


FIG. 12 Talus avec interbanc à pendage aval; le fuseau de recherche est défini par les courbes 1 et 10. Courbe 5: $F = 1,049$.
Slope with dipping layer. The critical curve is the curve n° 5: $F = 1.049$.

En rupture circulaire, les méthodes telles que la méthode des perturbations sont couramment utilisées; elles donnent des résultats satisfaisants et on peut les considérer comme très bien validées dans les terrains homogènes. Nos résultats confirment que les deux approches – à la rupture et en déformation – sont parfaitement concordantes.

En rupture non circulaire (qui s'impose dans certains profils géotechniques), nos résultats semblent montrer une concordance moins systématique, que nous attribuons à de moins bons résultats de la part de la méthode des perturbations. De fait, les méthodes par équilibre-limite reposent sur l'égalité $P_w + P_r = 0$, où P_w est la puissance des efforts extérieurs (le poids) et P_r celle des réactions de frottement, dans l'hypothèse d'une amorce de glissement sur la surface de rupture assurant la relation de Coulomb $\tau = (c + \sigma \tan \phi) / F$; dans le cas de la rupture non circulaire :

– ou bien on conserve l'hypothèse du mouvement rigidifiant, mais alors la relation de Coulomb n'est pas nécessairement assurée tout le long de la surface de rupture;

– ou bien on suppose un glissement homogène sur la surface de rupture, mais alors une déformation interne à la masse en mouvement apparaît, et l'on devrait alors écrire : $P_w + P_r + P_i = 0$, où P_i est la puissance des efforts intérieurs.

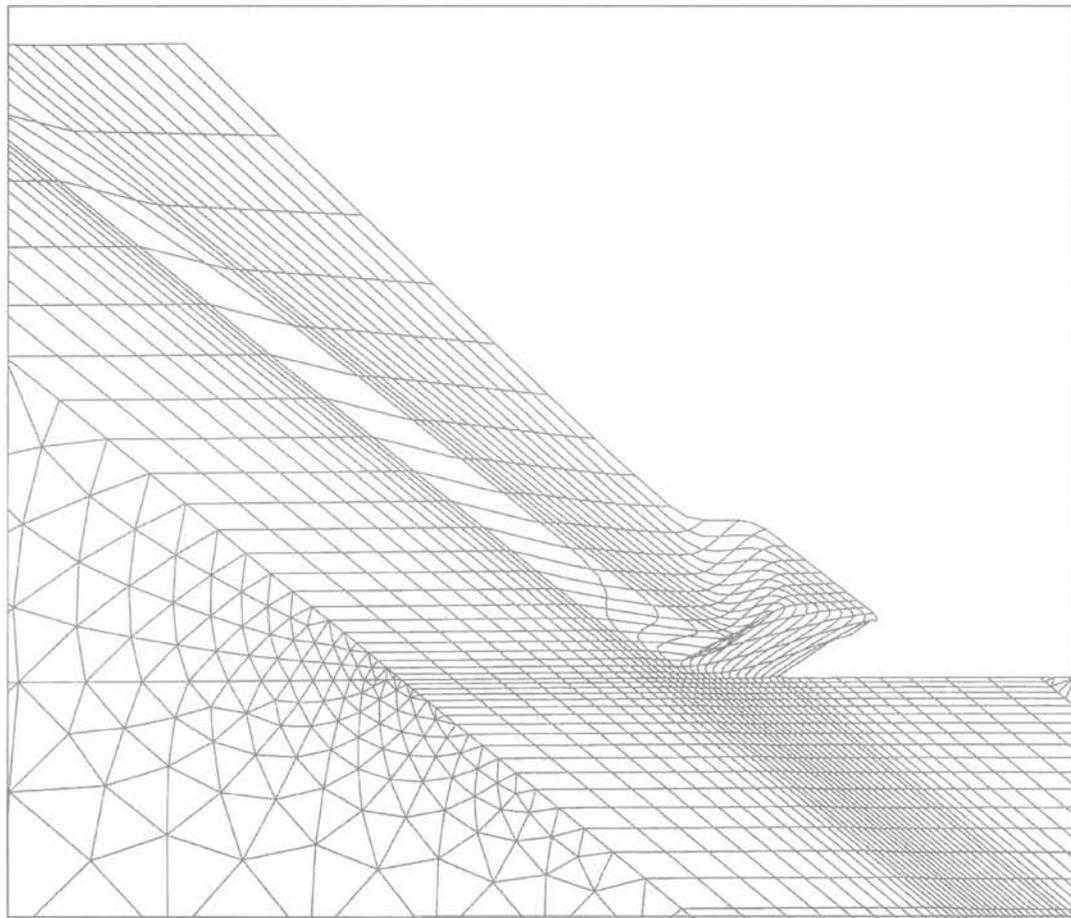


FIG. 13 Talus à 45° : maillage déformé ($\lambda = 1,5$: calcul non convergé).
Angle of slope: 45°. Deformed mesh ($\lambda = 1.5$: non convergent iteration).

Cette dernière équation exprime que la puissance des forces de pesanteur est exactement consommée sous forme de frottement et de déformation interne (essentiellement plastique). L'approximation liée à la méthode de calcul en rupture non circulaire revient à négliger la puissance utilisée en déformation interne,

puissance d'autant plus importante que cette déformation est intense, et donc que la ligne de rupture s'éloigne d'un cercle ou d'une droite. Les calculs en élasto-plasticité mettent effectivement en évidence une déformation plastique au sein de la partie en glissement, mais, dans la plupart des cas que nous avons étudiés, cette déformation reste d'ampleur limitée, et il s'avère que l'erreur commise par la méthode des perturbations, évaluée par comparaison avec l'approche en déformation, reste faible eu égard à la précision habituellement exigée des calculs de stabilité. En rupture non circulaire, des limitations précises devraient, à notre avis, être fixées sur la forme de la courbe de rupture, par exemple en termes de variation de courbure.

Enfin, concernant les calculs aux éléments finis, nous avons constaté que l'angle de dilatance, qui gouverne la déformation plastique, avait peu d'influence sur le résultat, ce qui s'explique sans doute par le caractère peu confiné du problème. Des calculs avec un comportement plastique radoucissant, fréquemment observé dans les sols, permettraient de compléter la comparaison avec les approches à la rupture (caractéristiques de pic et résiduelles).

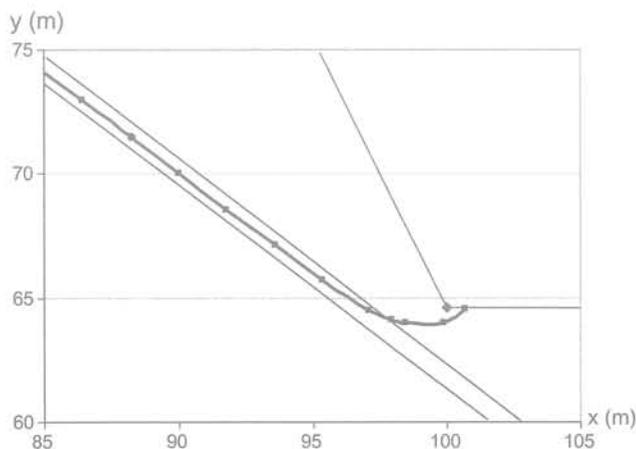


FIG. 14 Cas du talus incliné à 65° : courbe critique de la méthode des perturbations ($F = 0,825$).
Angle of slope: 65°. Critical curve from the perturbation method ($F = 0.825$).

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient messieurs J.-C. Berche et P. Papon, du LCPC, pour l'appui apporté aux calculs réalisés.

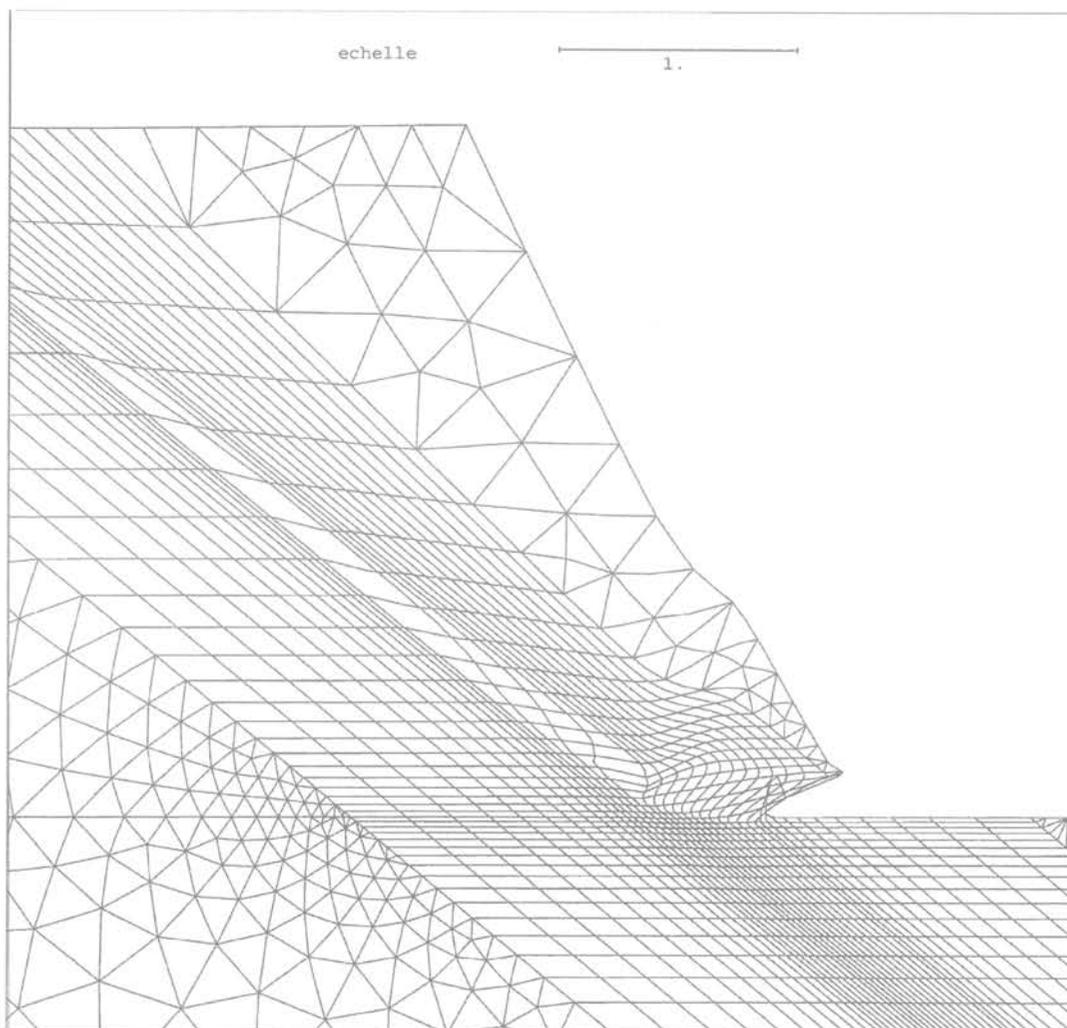


FIG. 15 Talus incliné à 65° : maillage déformé ($\lambda = 1,01$: calcul non convergé) (échelle des déplacements en mètres).
 Angle of slope : 65°. Deformed mesh ($\lambda = 1.01$: no convergence) (scale of displacements in meters).

Bibliographie

- Blondeau F. – « Les méthodes d'analyse de stabilité ». *Bull. de liaison des LPC*, spécial II, mars 1976, p. 56-62.
- Duncan J.M. – « State of the art : limit equilibrium and finite-element analysis of slopes ». *J. of Geotechnical Eng.*, 1966, p. 577-596.
- Durville J.L., Sève G. – *Stabilité des pentes. Glissements en terrain meuble*. Techniques de l'ingénieur, traité construction, chap. C 254, 1998, 16 p.
- Faure R.M. – « L'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes. Partie I : méthodes à la rupture ». *Revue française de géotechnique*, n° 92, 2001, p. 3-16.
- Lane P.A., Griffiths D.V. – « Finite element slope stability analysis : why are engineers still drawing circles ? » *Proc. NUMOG VI*, Balkema, 1997, p. 589-593.
- Magnan J.P., Mestat P. – « Modélisation des ouvrages en terre ». *Ouvrages en interaction*, Hermès, 1999, p. 127-225.
- Merrien V., Omraci. K. – « Détermination des conditions aux limites pour un calcul de stabilité de talus ». *Revue française de géotechnique*, n° 92, 2001, p. 31-39.
- Naylor D.J. – « On the use of the F.E.M. for assessing the stability of cuts and fills ». *Proc. NUMOG VII*, Balkema, 1999, p. 553-560.
- Salençon J. – *Calcul à la rupture et analyse limite*. Presses des Ponts et Chaussées, 1983, 368 p.
- Sève G. – *Stabilité des ouvrages géotechniques : données expérimentales et méthodes d'analyse*. Thèse de doctorat de l'ENPC, 1998, 312 p.