



HAL
open science

PAROS : un logiciel de calcul de stabilité des ouvrages en soutènement

Arnaud Bekaert, Luc Dormieux, Patrick de Buhan

► **To cite this version:**

Arnaud Bekaert, Luc Dormieux, Patrick de Buhan. PAROS : un logiciel de calcul de stabilité des ouvrages en soutènement. International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE), 1997, Paris, France. pp.1279-1282. hal-00116481

HAL Id: hal-00116481

<https://hal.science/hal-00116481v1>

Submitted on 24 Mar 2024

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

PAROS: Un logiciel de calcul de stabilité des ouvrages de soutènement

PAROS: A computer software for analysing the stability of retaining structures

A. Bekaert – Bouygues T.P., France

P.de Buhan & L. Dormieux – Laboratoire de Mécanique des Solides (URA CNRS), ENPC-CERCSO, France

RESUME: On présente une méthode de calcul de stabilité des ouvrages de soutènement fondée sur une modélisation mixte de l'ouvrage dans laquelle l'écran de soutènement est traité comme une poutre dont les capacités de résistance sont données par le biais d'une limitation portant en tout point sur le moment fléchissant. Mise en œuvre dans le cadre de l'approche cinématique du calcul à la rupture, cette méthode conduit à la mise au point d'un logiciel de calcul fournissant des évaluations de la stabilité globale de l'ouvrage.

ABSTRACT: A design method aimed at assessing the stability of retaining structures is presented. It is based upon a mixed modelling of the structure, in which the retaining wall is regarded as a beam, the strength capacities of which are defined on the bending moment. Implemented within the framework of the yield design upperbound kinematic approach, such a method leads to the setting up of a computer software which produces estimates of the overall stability of such structures.

1 INTRODUCTION

En dépit des nombreuses études tant théoriques que numériques ou expérimentales qui ont été consacrées ces dernières années au calcul des ouvrages de soutènement (voir par exemple les actes du congrès de Cambridge publiés en 1993), la mise au point de méthodes de dimensionnement à la fois simples à mettre en œuvre et satisfaisantes sur le plan de l'analyse mécanique du problème, reste aujourd'hui plus que jamais d'actualité. La principale difficulté à laquelle se heurtent la plupart des approches traditionnelles, réside dans le caractère composite de ce type d'ouvrages de géotechnique, et plus précisément dans l'incertitude qui demeure quant aux actions du sol à prendre en compte en termes de «poussée» et de «butée» dans le dimensionnement de l'écran de soutènement (paroi moulée, rideau de palplanches). Les hypothèses simplificatrices généralement faites à ce sujet apparaissent peu réalistes dès que l'on s'écarte des situations simples de référence: présence de tirants ou de butons stabilisateurs, sol multicouche, écoulement hydraulique etc.

L'approche ici présentée systématise un point de vue déjà présent en filigrane dans les raisonnements classiques. Elle se fonde sur une modélisation mixte de l'ouvrage considéré globalement, qui consiste à traiter la paroi de soutènement comme un élément de type «plaque» ou «poutre» en flexion inséré dans le massif de sol environnant. On montre alors comment, formalisée dans le cadre de la théorie du calcul à la rupture (Salençon, 1983), une telle démarche permet d'aborder le dimensionnement à la rupture de ce type d'ouvrages. S'appuyant plus particulièrement sur l'approche cinématique par l'extérieur de cette théorie, cette méthode a permis d'aboutir à la mise au point d'un logiciel de calcul (PAROS: Programme d'Analyse à la Rupture des Ouvrages de Soutènement) dont on présente ici quelques résultats.

2 PRINCIPE DE LA MODELISATION MIXTE D'UN OUVRAGE DE SOUTÈNEMENT

Cette approche est ici présentée sur l'exemple très simple d'une excavation de hauteur h creusée dans un massif de sol homogène de poids volumique γ , cohésion c et d'angle de frottement interne φ (figure 1). La stabilisation de cet ouvrage est assurée par la présence d'un écran de soutènement vertical OAB dont l'épaisseur peut être considérée comme faible vis à vis des dimensions caractéristiques du problème, telles que la profondeur h de l'excavation, de sorte qu'il paraît tout à fait naturel d'adopter une modélisation de type «plaque en flexion» pour décrire son comportement. Le problème étant invariant par translation selon la

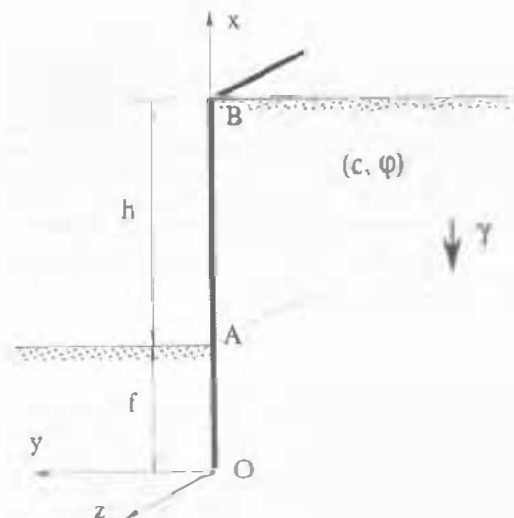


Figure 1: Stabilité d'une excavation à l'abri d'une paroi verticale.

direction transverse Oz, on peut se ramener à une analyse bidimensionnelle dans le plan Oxy (condition de «déformations planes»), l'écran de soutènement étant assimilable à une poutre droite de longueur $h+f$, où $f=OA$ désigne la profondeur de fiche. On désigne par m son moment limite en flexion (moment par unité de longueur selon Oz).

Se référant au raisonnement du calcul à la rupture, la stabilité de cet ouvrage, considérée globalement, sous l'action de son seul poids propre, suppose de mettre en évidence, aussi bien dans la paroi que dans le massif de sol, une distribution d'efforts intérieurs qui assure l'équilibre, tout en respectant les capacités de résistance des différents éléments constitutifs. Plus précisément, une telle distribution est constituée:

- d'un champ de contraintes $(\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz})$ dans le sol, vérifiant l'équation d'équilibre ainsi que les conditions aux limites prescrites, tout en respectant le critère de résistance de Coulomb caractérisé par les paramètres (c, φ) ;

- d'une distribution de moments fléchissants $M(x)$, $0 \leq x \leq h+f$, dans la paroi, en équilibre avec les efforts exercés de part et d'autre par le massif de sol, et respectant la condition de résistance: $|M(x)| \leq m$. A la différence des approches classiques qui reposent généralement sur l'introduction d'hypothèses complémentaires, parfois arbitraires, relatives aux contraintes exercées par le sol (diagrammes classiques de poussée et de butée), la présente

(diagrammes classiques de poussée et de butée), la présente approche qui considère le système (massif de sol + paroi) dans sa globalité, n'a nullement besoin de recourir à de telles hypothèses.

3 ANALYSE DE STABILITE DE L'OUVRAGE

En considérant ici pour simplifier encore la présentation faite, que l'interface sol/paroi est lisse ($\sigma_{xy} = 0$), les données relatives au problème de stabilité de cet ouvrage sont de trois types:

- données géométriques: h et f ;
- chargement: poids volumique γ ;
- paramètres de résistance: c , ϕ pour le sol, m pour la paroi.

L'analyse dimensionnelle de ce problème indique que la stabilité de l'ouvrage, au sens défini ci-dessus, est gouvernée par le facteur sans dimension $\gamma h/c$, en sorte que:

$$\text{ouvrage stable} \Leftrightarrow \gamma h/c \leq F^*(f/h, \phi, m/ch^2) \quad (1)$$

où F^* est une fonction sans dimension des paramètres f/h , ϕ et m/ch^2 . Il est commode alors d'introduire le facteur de confiance de l'ouvrage, noté Γ^* , et défini par:

$$\Gamma^* = F^*/(\gamma h/c) \quad (2)$$

d'où l'équivalence:

$$\text{ouvrage stable} \Leftrightarrow \Gamma^* \geq 1 \quad (3)$$

L'évaluation de la stabilité de l'ouvrage, à travers celle de Γ^* , repose alors sur l'utilisation de deux méthodes complémentaires:

- La méthode statique par l'intérieur. Elle découle directement de la mise en oeuvre de la définition de Γ^* , en explorant des champs de contraintes dans le massif, ainsi que des distributions de moments fléchissants dans la paroi de soutènement, qui satisfassent tout à la fois les conditions d'équilibre dont notamment l'équation (1), et les critères de résistance en tout point du sol, de la paroi et de l'interface. Elle conduit alors à des estimations par défaut de Γ^* :

$$\Gamma^* \geq \Gamma^s \quad (4)$$

- La méthode cinématique par l'extérieur qui s'appuie sur la dualisation des équations d'équilibre tant dans le sol que le long de la paroi, à travers le principe des puissances virtuelles (cf. notamment de Buhan *et al.* (1993), de Buhan et Salençon (1993), pour une application de cette méthode aux sols renforcés par inclusions). Elle conduit à explorer des mécanismes de ruine possibles de l'ouvrage (champs de vitesse notés \underline{U} dans la suite), et à former pour chacun de ces mécanismes le rapport:

$$\Gamma^c = P_{rm}(\underline{U}) / P_e(\underline{U}) \quad (5)$$

où $P_e(\underline{U})$ désigne la puissance correspondante des efforts extérieurs (le poids volumique du sol dans l'exemple considéré), tandis que $P_{rm}(\underline{U})$ représente la puissance résistante maximale, que l'on peut définir comme le maximum de la puissance développée par les efforts intérieurs dans le mécanisme \underline{U} , compte tenu de la résistance des matériaux constitutifs (sol, paroi, interface). Il apparaît alors que Γ^c constitue une évaluation par excès de Γ^* , dont il est possible de rechercher l'optimum (c'est-à-dire l'estimation la plus proche) parmi la classe de mécanismes que l'on a choisi d'explorer.

4 ILLUSTRATION DE LA METHODE (Bekaert, 1993)

On se place dans la situation particulière où la paroi est infiniment résistante ($m \rightarrow \infty$).

4.1 Mise en oeuvre de la méthode statique

Une première approche statique simple du problème consiste à considérer dans le massif de sol des champs de contrainte de «type Rankine», tels qu'en tout point $\sigma_{xy} = \sigma_{yx} = 0$. D'où immédiatement

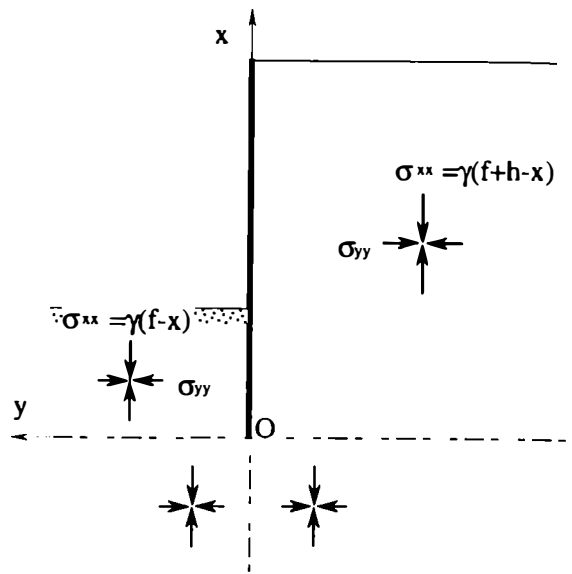


Figure 2: Approche statique par champs de «Rankine» ($\sigma_{xy} = 0$)

en vertu de l'équation d'équilibre, compte tenu des conditions aux limites (demi-plans ($x=f$, $y>0$) et ($x=f+h$, $y<0$) libres de contrainte: cf. figure 2):

$$\sigma_{xx} = \begin{cases} \gamma(f-x) & \text{si } y > 0 \\ \gamma(f+h-x) & \text{si } y < 0 \end{cases} \quad (6)$$

σ_{yy} ne dépend que de x , constant «par morceaux» en y et de part et d'autre de la paroi, continu au travers du plan prolongeant inférieurement la paroi ($y=0$, $x<0$).

La condition de résistance du sol (critère de Coulomb) s'exprime dans ces conditions sous la forme:

$$K_a \sigma_{xx} - 2c(K_a)^{1/2} \leq \sigma_{yy} \leq K_p \sigma_{xx} + 2c(K_p)^{1/2} \quad (7)$$

où K_a et K_p sont les coefficients classiques de poussée et de butée.

Par ailleurs l'hypothèse de résistance infinie de la paroi n'impliquant aucune condition sur la distribution de moments fléchissants, l'intégration des équations d'équilibre en tenant compte des conditions aux limites en $x=0$ et $x=f+h$, revient à exprimer l'équilibre global en résultante et en moment de la paroi sous l'action des distributions de contraintes horizontales exercées de part et d'autre par le sol.

De façon pratique, désignant par $\lambda=f/(f+h)$ la profondeur de fiche relative de la paroi, une telle approche statique va permettre, à valeurs fixées de tous les autres paramètres, notamment la hauteur h de l'excavation, de déterminer une valeur λ^s au delà de laquelle l'ouvrage sera stable.

4.2 Méthode cinématique

La résistance de la paroi étant supposée infinie, les mécanismes à considérer devront être compatibles avec un mouvement rigidifiant de celle-ci. La famille de mécanismes explorée est schématisée sur la figure 3.

On peut décrire un tel mécanisme comme suit.

- Dans chacune des zones triangulaires OAC et OBD, le champ de taux de déformation associé au champ de vitesse est homogène. Il correspond à une dilatation volumique d'«angle ϕ ».

- La paroi est animée d'un mouvement de rotation autour de son pied O.

- Les paramètres cinématiques définissant la rotation de la paroi, ainsi que les champs de vitesse dans les zones de déformation, sont ajustés de manière à ce que les discontinuités de vitesse apparaissant entre le sol et la paroi soient parfaitement tangentielles et donc compatibles avec la condition d'interface sol/paroi lisse.

Dans ces circonstances, on peut alors montrer que:

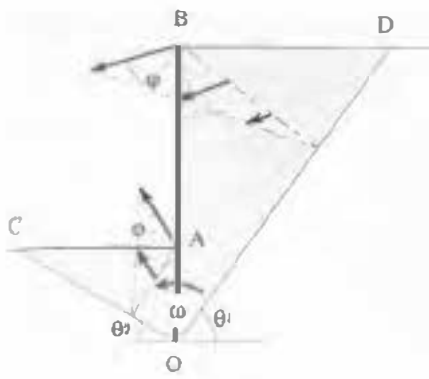


Figure 3: Mécanisme de ruine exploré dans l'approche cinématique

$$\Gamma(\omega) = \frac{P_{rm}(\omega)}{P_c(\omega)} < 1 \Rightarrow \text{instabilité de l'ouvrage}$$

ou en simplifiant par la vitesse de rotation ω de la paroi, supposée strictement positive:

$$\lambda < \lambda^*(\theta_1, \theta_2) \Rightarrow \text{instabilité} \quad (8)$$

Le maximum de λ^c par rapport aux paramètres angulaires θ_1 et θ_2 , constitue ainsi une valeur en-deçà de laquelle le soutènement est certainement instable.

4.3 Comparaison des approches

La mise en oeuvre conjointe des approches précédentes aboutit ainsi à un encadrement de la valeur limite de la profondeur relative de fiche λ^* qui assure exactement la stabilité de l'ouvrage:

$$\lambda^c \leq \lambda^* \leq \lambda^s \quad (9)$$

La figure 4 donne les variations des bornes de cet encadrement en fonction de l'angle de frottement, pour les valeurs suivantes du rapport $c/\gamma(h+f)$: 0, 10, 0,15. Dans le cas d'une paroi de hauteur totale $h+f$ égale à 10m, et pour un sol de poids volumique $\gamma=20\text{kN/m}^3$, ces valeurs correspondent à un sol dont la cohésion vaut 0kPa (sol purement frottant), 20kPa et 30kPa.

On observe sur cette figure que pour des sols frottants dont la cohésion est nulle ou peu importante ($c=0$ ou 20 kPa), l'écart entre les bornes est très faible voire nul. La profondeur de fiche limite est donc dans ce cas connue avec une très grande précision. On peut d'ailleurs montrer de façon générale que la valeur exacte de λ^* est obtenue par les deux approches (bornes coïncidentes et champs statiques et cinématiques associés) pour une infinité de couples $(c/\gamma(h+f), \phi)$.

Pour des valeurs plus importantes de la cohésion en revanche ($c=30$ kPa), l'écart entre les deux bornes s'accroît, même si la précision de l'estimation de λ^* ainsi fournie reste tout à fait acceptable, notamment pour les faibles valeurs de l'angle de frottement.

5 LE LOGICIEL PAROS

5.1 Description des mécanismes

Les mécanismes de ruine du type de celui schématisé sur la figure 4 peuvent être généralisés pour tenir compte :

- de l'existence d'un frottement d'interface entre le sol et la paroi, caractérisé par un angle ϕ inférieur à l'angle de frottement du sol, la cohésion étant nulle;
- de la présence de butons ou de tirants actifs destinés à

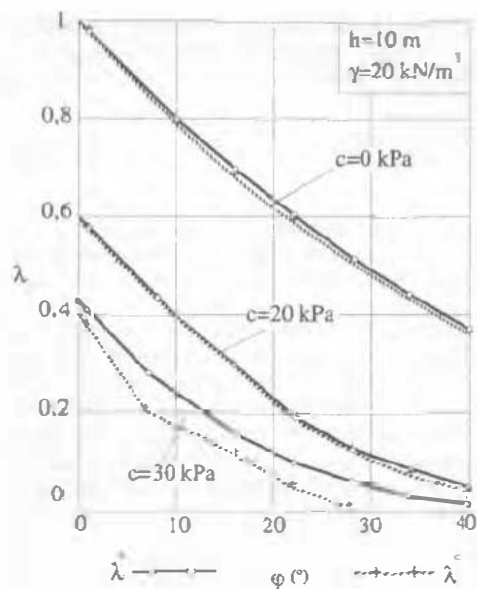


Figure 4: Encadrement de la profondeur de fiche limite d'un soutènement à paroi verticale.

accroître la stabilité de l'ouvrage;

- d'une capacité de résistance limitée de la paroi de soutènement.

Cette dernière caractéristique permet d'envisager des mécanismes de ruine de l'ouvrage dans lesquels la paroi se déforme (virtuellement). L'idée consiste alors à explorer, dans le même esprit que ce qui a été fait précédemment pour une paroi infiniment résistante, des champs de vitesse tels que celui schématisé sur la figure 5, où le sol situé dans les zones triangulaires de part et d'autre de l'écran se déforme continûment.

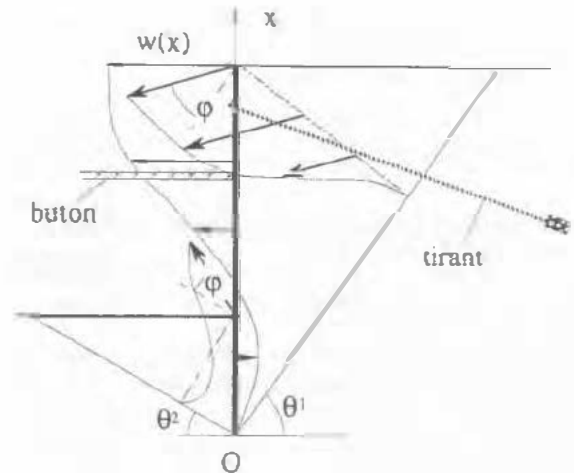


Figure 5: Généralisation du mécanisme de la figure 4 au cas d'un ouvrage de soutènement quelconque

Une telle classe de mécanismes dépend des deux paramètres angulaires θ_1 et θ_2 , ainsi que d'une fonction $w(x)$ définie sur l'intervalle $[0, f+h]$, qui représente le profil de vitesse de l'écran de soutènement. Les champs de vitesse de part et d'autre sont alors automatiquement définis en fonction de θ_1 , θ_2 , et de la fonction $w(x)$, de sorte que par exemple la discontinuité de vitesse à l'interface sol/paroi soit inclinée à ϕ . La présence de butons et de tirants est prise en compte de la façon suivante.

Les butons sont des éléments de structure disposés horizontalement, qui s'appuient sur la paroi par l'intermédiaire d'une liaison rotulée ne transmettant qu'un effort normal de

compression N , de valeur limite égale à N_0 . Il s'ensuit que le terme venant s'ajouter à la puissance résistante maximale développée dans le mécanisme ci-dessus est égal à :

$$P_{rm}^{but} (w(x)) = \sum_{i=1}^I N_0 \sup(0, w(x_i)) \quad (10)$$

où $w(x_i)$ représente la vitesse du point de la paroi au droit du $i^{ème}$ buton ($i=1$ à I) situé à la côte x_i . L'expression ci-dessus signifie que seule la résistance en compression d'un buton est prise en compte dans le calcul.

Pour ce qui concerne les tirants actifs mis en place afin d'augmenter la stabilité de l'ouvrage, on adopte une modélisation dans laquelle l'action du tirant sur l'ouvrage est assimilée à un doublet de forces de même intensité, égale à l'effort de tension F_i prescrit lors de sa mise en place, de sens opposé, et appliquées respectivement sur la paroi à la cote x_j et à l'intérieur du massif de sol au niveau du bulbe d'ancrage. Il s'ensuit que la présence de tels tirants vient augmenter la puissance des forces extérieures d'un terme égal à :

$$P_c^{tir} (\theta_1, \theta_2, w(x)) = \sum_{j=1}^J F_i \delta_j \quad (11)$$

où δ_j désigne le taux d'allongement du tirant $n^o j$ ($j=1$ à J).

En résumé, pour tout mécanisme caractérisé par θ_1 , θ_2 et $w(x)$, on calcule le rapport :

$$\Gamma^c (\theta_1, \theta_2, w(x)) = P_{rm} (\theta_1, \theta_2, w(x)) / P_c (\theta_1, \theta_2, w(x)) \quad (12)$$

- $P_{rm} (\theta_1, \theta_2, w(x))$ représente la puissance résistante maximale totale égale à :

$$P_{rm} (\theta_1, \theta_2, w(x)) = P_{rm}^{sol} + P_{rm}^{but} + P_{rm}^{par} \quad (13)$$

où P_{rm}^{but} est donné par (10), tandis que :

$$P_{rm}^{par} = \int_{x=0}^{x=ab} m |w'(x)| dx \quad (14)$$

désigne la contribution associée à la déformation de la paroi dans le mécanisme.

- $P_c (\theta_1, \theta_2, w(x))$ est la puissance des efforts extérieurs : pesanteur, surcharges appliquées à la surface du massif, actions dues aux tirants.

Afin d'obtenir la meilleure évaluation possible de la stabilité de l'ouvrage, il convient de rechercher le minimum de Γ^c par rapport à θ_1 , θ_2 et $w(x)$. En pratique, afin de limiter l'ampleur des calculs auxquels donne lieu cette minimisation, on se borne à explorer des fonctions $w(x)$ du troisième degré.

5.2 Un exemple de calcul

On s'intéresse à la stabilité d'un ouvrage dont les caractéristiques générales sont les suivantes :

$$c=20 \text{ kPa}, \phi=0, \gamma=20 \text{ kN/m}^3, m=200 \text{ kN/m}, h=10 \text{ m}, f=1 \text{ m}.$$

La figure 6-a représente le mécanisme de ruine optimal de cet ouvrage renforcé par un lit de tirants placés en tête. Le facteur de confiance correspondant est égal à 0,68; l'instabilité ainsi mise en évidence étant due à l'insuffisance de la profondeur de fiche qui se traduit par une rupture en pied d'excavation. On vient alors remédier à cette situation en plaçant une rangée de butons situés à un mètre du fond de fouille, afin de bloquer le mouvement de la paroi dans sa partie inférieure (figure 6-b). Il en résulte une augmentation substantielle du facteur de confiance de l'ouvrage qui devient ainsi stable ($\Gamma^c=1,59$).

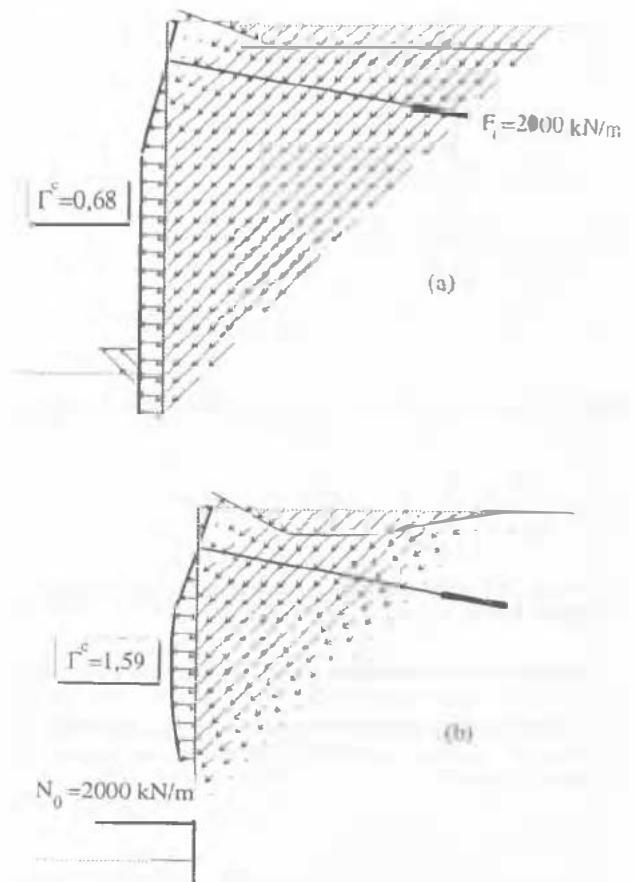


Figure 6: Stabilité d'une excavation renforcée par tirants et butons.

6 CONCLUSION

La combinaison de la théorie du calcul à la rupture et d'une approche de type modélisation mixte a permis d'aborder le calcul de stabilité d'ouvrages de soutènement dans un cadre mécanique rigoureux. Exploitant plus particulièrement l'approche cinématique qui fournit une majoration du facteur de confiance de l'ouvrage par le biais de l'exploration de mécanismes de ruine pertinents pour le problème, on aboutit ainsi à un outil de calcul opérationnel, aisément généralisable à des situations où la stabilité de l'écran de soutènement est confortée par la mise en place de tirants ou de butons. Une telle souplesse d'utilisation de la méthode permet d'envisager son application à des cas plus complexes tels que l'hétérogénéité du sol constitutif ou la présence d'un écoulement hydraulique.

REFERENCES

- Bekaert, A. 1993. Etude de la stabilité d'ouvrages de soutènement. Mémoire de DEA MSS (option V).
- de Buhan, P. & Salençon, J. 1993. A comprehensive stability analysis of soil nailed structures. *Eur. J. Mech.*, 12, n°3, 325-345.
- de Buhan, P., Dormieux, L. & Salençon, J. 1993. Stability analysis of reinforced soil retaining structures using the yield design theory. *Proc. I.C.E. conf. Retaining structures*, Cambridge. Thomas Telford Publ., 618-627.
- King, G.J.W. 1995. Analysis of cantilever sheet-pile walls in cohesionless soil. *ASCE, J. Geotech. Eng.*, vol. 121, n°9, 629-635.
- Retaining structures*, Proc. I.C.E. conference, Cambridge. 1993. Ed. C.R.I. Clayton, Thomas Telford Publ., London.
- Salençon, J. 1983. Calcul à la rupture et analyse limite. Presses de l'ENPC, Paris.