

# Logiciel TALREN 4 - v 1.x

## C. Notice technique

<b>1. INTRODUCTION</b> .....	<b>7</b>
<b>2. METHODES DE CALCUL DE LA STABILITE DES PENTES - EQUATIONS DE BASE</b> .....	<b>8</b>
2.1. METHODES DES TRANCHES ET METHODE DES PERTURBATIONS.....	8
2.1.1. <i>Méthode de Fellenius</i> .....	11
2.1.2. <i>Méthode de Bishop simplifiée</i> .....	13
2.1.3. <i>Méthode des perturbations</i> .....	15
2.2. METHODE DU CALCUL A LA RUPTURE .....	18
2.2.1. <i>Présentation générale</i> .....	18
2.2.2. <i>Mise en oeuvre</i> .....	19
2.2.3. <i>Lien avec le calcul traditionnel</i> .....	22
<b>3. APPLICATION DES METHODES DE BASE PROPRES A TALREN</b> .....	<b>24</b>
3.1. PROFIL DU TALUS .....	24
3.2. SURFACES DE RUPTURE.....	24
3.2.1. <i>Surfaces de rupture circulaires</i> .....	24
3.2.2. <i>Surfaces de rupture quelconques (polylignes)</i> .....	29
3.2.3. <i>Surfaces de rupture spirales</i> .....	30
3.3. PRESSIONS INTERSTITIELLES .....	34
3.3.1. <i>Détermination du champ des pressions interstitielles</i> .....	34
3.3.2. <i>Nappe extérieure</i> .....	35
3.3.3. <i>Cas d'une rupture concernant une partie de talus totalement immergée</i> .....	37
3.4. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES SOLS. DETERMINATION DE $\sigma'$ ET $\tau$ .....	38
3.4.1. <i>Anisotropie de cohésion</i> .....	38
3.4.2. <i>Cohésion variable avec la profondeur</i> .....	39
3.4.3. <i>Courbes intrinsèques</i> .....	39
3.4.4. <i>Zone amont - Limite de la contrainte normale dans la méthode de Fellenius</i> .....	39
3.4.5. <i>Zone amont - Particularité liée à la méthode de Bishop</i> .....	39
3.4.6. <i>Zone amont - Limitation de la contrainte normale - méthode des perturbations</i> .....	42
3.4.7. <i>Particularité en partie aval de la surface de rupture - méthode de Bishop</i> .....	42
3.5. SURCHARGES.....	43
3.5.1. <i>Dans les méthodes des tranches et la méthode des perturbations</i> .....	43
3.5.2. <i>Dans le calcul à la rupture</i> .....	45
3.6. EFFET SISMIQUE .....	47
<b>4. ETUDE THEORIQUE DE LA PRISE EN COMPTE DES RENFORCEMENTS</b> .....	<b>49</b>
4.1. TYPES DE RENFORCEMENTS - CONSIDERATIONS GENERALES .....	49
4.2. CRITERES DE MOBILISATION DES INCLUSIONS "A LA RUPTURE" .....	50
4.2.1. <i>Résistance propre de l'inclusion</i> .....	51
4.2.2. <i>Interaction sol-inclusion</i> .....	53
4.3. COMBINAISON DES CRITERES DE RUPTURE - APPLICATION DU PRINCIPE DE TRAVAIL MAXIMAL .....	61

<b>5. INTRODUCTION DES RENFORCEMENTS DANS TALREN .....</b>	<b>64</b>
5.1. GENERALITES .....	64
5.2. REGLES DE SIMULATION DES DIVERS TYPES DE RENFORCEMENT .....	64
5.3. REGLES PARTICULIERES AUX DIVERS TYPES D'INCLUSION .....	65
5.3.1. Clous.....	65
5.3.2. Tirants.....	73
5.3.3. Renforcement par bandes.....	74
5.3.4. Pieux-clous .....	74
5.3.5. Colonnes ballastées .....	75
5.4. DIFFUSION DE L'EFFET DES INCLUSIONS.....	76
5.5. SIMULATION DES SURCHARGES PAR INCLUSIONS FICTIVES .....	78
5.6. INTRODUCTION DES RENFORCEMENTS DANS LES EQUATIONS DONNANT $\Gamma$ .....	78
5.6.1. Méthodes de Fellenius et Bishop .....	78
5.6.2. Méthode des perturbations.....	79
5.6.3. Méthode du calcul à la rupture .....	80
<b>6. PRISE EN COMPTE DE LA SECURITE .....</b>	<b>81</b>
6.1. PRINCIPE DE LA METHODE SEMI-PROBABILISTE (CALCUL AUX E.L.U.).....	81
6.2. APPLICATION DES RECOMMANDATIONS CLOUTERRE.....	82
6.3. APPLICATION DES NORMES FRANCAISES.....	84
6.3.1. Norme française XP P 94-240 : Soutènement et talus en sol en place renforcé par des clous .....	84
6.3.2. Norme française XP P 94-220-0 : Ouvrages en sols rapportés renforcés par armatures ou nappes peu extensibles et souples.....	86
6.4. APPLICATION DE L'EUROCODE 7 .....	87
6.5. CALCUL DE TYPE TRADITIONNEL.....	87
6.5.1. Comparaison de la méthode semi-probabiliste (ELU) au calcul traditionnel .....	87
6.5.2. Calcul de type traditionnel avec la version de calcul aux ELU.....	90
6.6. CAS PARTICULIERS DE CERTAINS TYPES D'OUVRAGES .....	91
6.6.1. Ouvrage avec des renforcements par nappes .....	91
6.6.2. Autres renforcements .....	91
6.6.3. Ouvrage renforcé surmonté d'un talus important.....	91
6.7. TABLEAU RECAPITULATIF DES COEFFICIENTS PARTIELS DE SECURITE SUR LES ACTIONS / PONDERATION SUR LES MATERIAUX .....	92
<b>7. COMPATIBILITE DES OPTIONS AVEC LES METHODES DE CALCUL.....</b>	<b>93</b>

## ANNEXES

<b>ANNEXE 1 : PARAMETRES MIS EN JEU DANS L'INTERACTION NORMALE SOL/INCLUSION .....</b>	<b>96</b>
A1.1 LOI DE REACTION.....	96
A1.2 MODULE DE REACTION : $E_s$ .....	97
A1.3 RIGIDITE DE L'INCLUSION.....	98
A1.4 LONGUEUR DE TRANSFERT $L_0$ .....	99
A1.5 MOMENT DE PLASTIFICATION $M_{\max}(T_n)$ : Critère $T_{cl2}$ .....	100
A1.6 EXEMPLES DE DOMAINES DE STABILITE D'INTERACTION NORMALE .....	102

<b>Bibliographie .....</b>	<b>103</b>
----------------------------	------------

## LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Schéma de principe d'un talus - Conventions d'écriture .....	9
Figure 2 : Arcs successifs de spirales .....	19
Figure 3 : Critère de Mohr-Coulomb.....	21
Figure 4 : Equivalence entre le calcul à la rupture et le calcul traditionnel.....	23
Figure 5 : Surplomb interdit pour le profil du talus.....	24
Figure 6 : Recherche manuelle des cercles de rupture.....	24
Figure 7 : Principe de balayage pour la recherche automatique du cercle critique, avec point de passage imposé pour le 1 <sup>er</sup> cercle : premier niveau de balayage. ....	26
Figure 8 : Principe de balayage pour la recherche automatique du cercle critique, avec point de passage imposé pour le 1 <sup>er</sup> cercle : deuxième niveau de balayage ("zoom"). ....	27
Figure 9 : Surfaces de rupture mixtes .....	28
Figure 10 : Discrétisation de la surface de rupture.....	29
Figure 11 : Balayage pour la recherche des spirales : points d'entrée et de sortie.....	30
Figure 12 : Balayage pour la recherche des spirales : angles $\theta$ .....	31
Figure 13 : Précision autour du point d'arrivée.....	31
Figure 14 a et b : Concavités vers le haut (a) et vers le bas (b).....	32
Figure 15 a et b : Continuité du balayage avec spirales à concavité positive et spirales à concavité négative.....	33
Figure 16 : Exemple de frontière avec surplomb balayée par la calcul à la rupture.....	33
Figure 17 : Détermination de la pression interstitielle à partir des données d'une nappe et de ses équipotentiels .....	34
Figure 18 : Pression interstitielle à partir des données d'une nappe et de ses équipotentiels.....	35
Figure 19 : Pressions interstitielles données aux noeuds d'un maillage triangulaire .....	36
Figure 20 : Zonage de préclassement des triangles hydrauliques .....	36
Figure 21 : Prise en compte d'une nappe extérieure .....	37
Figure 22 : Cas d'un talus totalement immergé.....	37
Figures 23a, b et c : Courbes intrinsèques acceptées par TALREN.....	40
Figure 24 : Tests spécifiques à la méthode de Bishop dans TALREN.....	41
Figure 25 : Cas de distorsions fortes dues à l'extension de la méthode Bishop au cas des surfaces de rupture mixtes - Substitution conseillée par la méthode des perturbations .....	42
Figure 26 : Problème soulevé par l'estimation de l'effet des surcharges .....	43
Figure 27 : Prise en compte des surcharges dans TALREN.....	44
Figure 28 : Prise en compte des surcharges dans le calcul à la rupture.....	45
Figure 29 : Définition des surcharges surfaciques dans le calcul à la rupture .....	45
Figure 30 : Simulation d'un séisme par la méthode pseudo-statique.....	47
Figure 31 : Cas d'une nappe extérieure soumise à séisme .....	48
Figure 32 : Renforcements admis par TALREN.....	49
Figure 33 : Mode de prise en compte de l'effet d'un renforcement .....	50
Figure 34 : Domaine de stabilité de l'acier de l'inclusion au point de moment nul, M .....	52
Figure 35 : Plastification complète en flexion composée .....	53

Figure 36 : Domaine de stabilité dû au frottement latéral sol-inclusion .....	53
Figure 37 : Loi de comportement de l'inclusion soumise au cisaillement en M.....	54
Figure 38 : Développement du cisaillement, $T_c$ (en M), en fonction du déplacement latéral $y$ en ce point, et de l'ordre d'apparition de la plasticité, en M (pression normale sol-inclusion) et en A (plastification de l'inclusion en flexion composée).....	56
Figure 39 : Domaine de stabilité dû à l'interaction d'effort normal sol-inclusion en M sans plastification de l'inclusion (critère $T_{cl1}$ ) .....	57
Figure 40 : Schéma de la rotule plastique pour les déplacements postérieurs à la plastification en A.....	58
Figure 41 : Domaine de stabilité de la barre en A et du sol tenant compte du moment maximum de plastification de la barre et de la plastification d'interaction normale sol-inclusion en M (critère $T_{cl2}$ ) .....	59
Figure 42 : Loi de développement du cisaillement en M en fonction du déplacement latéral en ce point, de la souplesse relative inclusion- sol et la "longueur libre" minimale de l'inclusion .....	59
Figure 43 : Domaine de stabilité résultant de l'ensemble des critères individuels de stabilité.....	62
Figure 44 : Diffusion possible de l'effet d'une inclusion sur une certaine plage de la surface de rupture.....	64
Figure 45 : Discontinuité possible des résultats en cas d'hétérogénéités de sols marquées .....	66
Figure 46 : Conséquence de la rotation induite par la déformation de l'inclusion, sur l'application du principe du travail maximal.....	67
Figure 47 : Cas particulier du travail en compression ramené au cas du cisaillement pur.....	69
Figure 48 : Règles pratiques de mobilisation de la traction et du cisaillement dans TALREN.....	71
Figure 49 : Choix de la position du point $P(T_n/T_c)$ dans TALREN .....	72
Figure 50 : Situations considérées pour les tirants travaillant en tout ou rien sur le scellement.....	73
Figure 51 : Critères relatifs aux armatures des renforcements par bandes .....	74
Figure 52 : Cas de pieux-clous de stabilisation de pente .....	74
Figure 53 : Cas des colonnes ballastées .....	75
Figure 54 : Diffusion de l'effet d'une inclusion .....	76
Figure 55 : Modélisation d'une surcharge par une inclusion fictive équivalente.....	78
Figure 56 : Conventions d'écriture pour la loi d'interaction normale sol-inclusion.....	96
Figure 57 : Evolution du rapport $E_s/E_M$ en fonction du coefficient rhéologique (règles Ménard) .....	97
Figure 58 : Moment d'inertie de sections types .....	98
Figure 59 : Longueurs de transfert de quelques profils types .....	99
Figure 60 : Schéma de plastification complète en flexion composée.....	101
Figure 61 : Approximation de $M_{max}$ pour une section circulaire .....	101
Figure 62 : Position relative des critères de rupture pour deux types de sols et trois types d'inclusions.....	102

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Cisaillement disponible dans une inclusion ( $T_{cl1}$ , $T_{cl2}$ ).....	61
Tableau 2 - Paramètres pris en compte à la rupture.....	65
Tableau 3 : Coefficients partiels de sécurité dans TALREN .....	81
Tableau 4 : Coefficients pondérateurs des actions, Clouterre 1991 .....	82
Tableau 5 : Coefficients de sécurité sur les résistances, Clouterre 1991 .....	83
Tableau 6 : Coefficients pondérateurs des actions, Norme XP P 94-240 .....	84
Tableau 7 : Coefficients de sécurité sur les résistances, Norme XP P 94-240 .....	85
Tableau 8 : Coefficients pondérateurs des actions, Norme XP P 94-220-0.....	86
Tableau 9 : Coefficients de sécurité sur les résistances, Norme XP P 94-220-0.....	86
Tableau 10 : Facteurs de sécurité pour comparer le calcul traditionnel (facteur de sécurité globale) et le calcul aux E.L.U. (facteurs de sécurité partiels).....	89
Tableau 11 : Coefficients à prendre en compte dans TALREN pour revenir à un calcul de type traditionnel avec la version de calcul aux ELU.....	90
Tableau 12 : Tableau récapitulatif des coefficients de sécurité partiels .....	92
Tableau 13 : Compatibilités entre les données et les méthodes de calcul - Cas des surfaces de rupture circulaires .....	93
Tableau 14 : Compatibilités entre les données et les méthodes de calcul - Cas des surfaces de rupture quelconques .....	94
Tableau 15 : Compatibilités entre les données et les méthodes de calcul - Cas des spirales logarithmiques.....	95



## **1. INTRODUCTION**

Cette notice a pour objet d'expliciter les principes mécaniques qui sont à la base du logiciel de justification des TALus RENforcés "TALREN". Elle présente les équations essentielles qui traduisent ces principes, avec prise en compte de coefficients pondérateurs des actions et de coefficients de sécurité partiels appliqués sur les résistances des matériaux (voir chapitre 6).

Les détails de gestion des données et des résultats du calcul sont exposés dans le chapitre B de ce manuel.

Des exemples de calculs TALREN sont explicités dans le chapitre D de ce manuel.

## 2. METHODES DE CALCUL DE LA STABILITE DES PENTES - EQUATIONS DE BASE

### CONVENTIONS D'ECRITURE

Les conventions d'écriture sont résumées Figure 1.

Les lettres majuscules désignent des forces.

Les lettres minuscules désignent des contraintes.

Une lettre affectée d'un '<'> désigne une force ou une contrainte effective.

La pente du talus est orientée en considérant l'amont à gauche et l'aval à droite, pour respecter l'orientation habituelle des axes cartésiens.

Contrairement à la convention habituelle, l'angle  $\alpha$  que fait la surface de rupture avec l'horizontale est compté positif dans le schéma de la Figure 1, de façon à conserver le signe qui lui est généralement affecté par les logiciels de stabilité des pentes.

Dans les équations, le symbole  $\int$  représente l'intégrale définie entre les deux abscisses extrêmes des points d'intersection de la surface de rupture et du talus.

$$\int = \int_{x_0}^{x_1}$$

### **2.1. METHODES DES TRANCHES ET METHODE DES PERTURBATIONS**

La formule fondamentale des calculs de stabilité aux E.L.U. s'écrit :

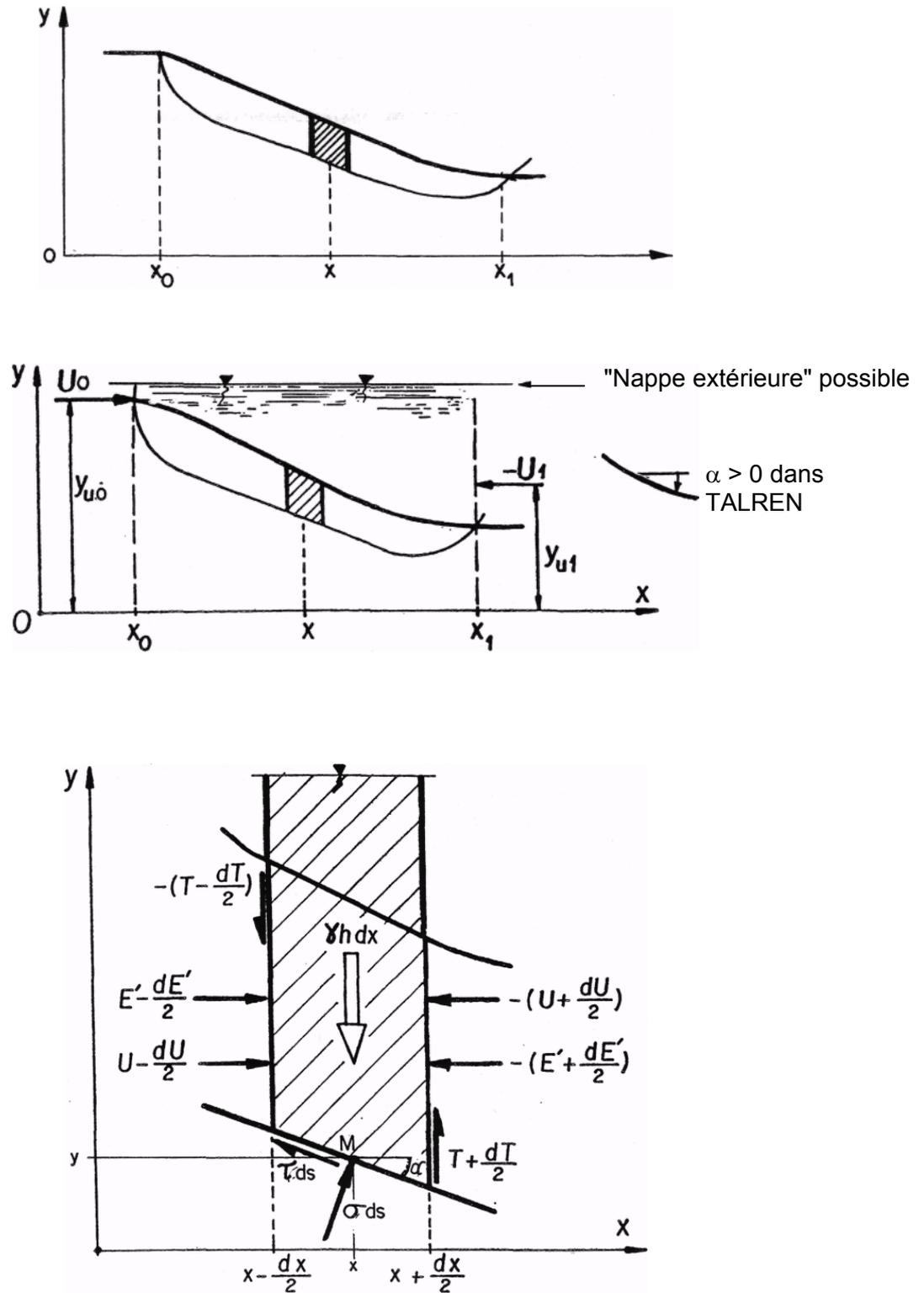
$$\Gamma_{s3} \cdot \tau \cdot (\Gamma_{s1} \cdot G, \Gamma_Q \cdot Q, G_W) \leq \tau_{\max} \cdot \left( \frac{\tan \phi}{\Gamma_\phi}, \frac{c}{\Gamma_c} \right) \quad (0)$$

On rajoute un coefficient supplémentaire  $\Gamma$  pour rétablir l'égalité, ce coefficient devant être supérieur ou égal à 1 à l'équilibre.

$$\Gamma \cdot \Gamma_{s3} \cdot \tau = \tau_{\max} \quad (0a)$$

où :

- $\Gamma_{s3}$  : coefficient de méthode pour tenir compte de l'imprécision de la méthode de calcul
- $\tau$  : contrainte tangentielle le long de la surface de rupture
- $\Gamma_{s1}$  : coefficient de pondération du poids volumique des sols
- $G$  : actions permanentes (poids des sols)
- $\Gamma_Q$  : coefficient de pondération des surcharges
- $Q$  : actions variables (surcharges)
- $G_W$  : actions de l'eau
- $\tau_{\max}$  : contrainte tangentielle maximale mobilisable le long de la surface de rupture
- $\phi$  : angle de frottement interne des sols
- $\Gamma_\phi$  : coefficient partiel de sécurité sur  $\phi$
- $c$  : cohésion des sols
- $\Gamma_c$  : coefficient de sécurité sur  $c$



La surface de rupture est de forme a priori quelconque. Les équations de l'équilibre d'une tranche d'épaisseur  $dx$  s'écrivent :

- Projection sur OX (horizontale) :

$$-dE' - dU + \sigma \cdot \tan \alpha \cdot dx - \tau \cdot dx = 0 \quad (1)$$

- Projection sur OY (verticale) :

$$dT - \Gamma_{s1} \cdot \gamma \cdot h \cdot dx + \sigma \cdot dx + \tau \cdot \tan \alpha \cdot dx = 0 \quad (2)$$

- Moment par rapport au point 0 :

$$\int ([\sigma + \tau \cdot \tan \alpha - \Gamma_{s1} \cdot \gamma \cdot h] \cdot x - [\sigma \cdot \tan \alpha - \tau] \cdot y) \cdot dx + \Sigma M_{ext} = 0 \quad (3)$$

avec :

$$\Sigma M_{ext} = T_1 \cdot X_1 - T_0 \cdot X_0 + E'_1 \cdot Y_{e1} - E'_0 \cdot Y_{e0} + U_1 \cdot Y_{u1} - U_0 \cdot Y_{u0} + \Sigma M_{add} \quad (3a)$$

où :

$\Sigma M_{ext}$  : moment résultant des forces extérieures au talus (forces de surfaces, nappe extérieure, ...)

$dE'$  : variation de la composante horizontale des forces intertranches (effective)

$dT$  : variation de la composante verticale des forces intertranches

$\sigma$  : contrainte normale le long de la surface de rupture

$E'_0, E'_1$  : valeurs de  $E'$  aux extrémités de la surface de rupture

$T_0, T_1$  : valeurs de  $T$  aux extrémités de la surface de rupture

$U_0, U_1$  : valeurs des forces horizontales dues à l'eau "hors talus", aux limites

$dU$  : variation de la poussée horiz. de l'eau entre tranches (y compris eau hors talus)

$\gamma h$  : poids de la colonne "sol + eau" de largeur unité

$M_{add}$  : moment additionnel

Au point M, la loi de Coulomb considérant le coefficient de sécurité usuel, peut être exprimée par :

$$\tau = \frac{c}{F_{sol}} + (\sigma - u) \cdot \frac{\tan \phi}{F_{sol}} \quad \text{avec } F_{sol} \geq 1 \quad (4)$$

où:

$\tau$  : contrainte de cisaillement

$\sigma$  : contrainte normale totale

$u$  : pression interstitielle

$c$  : cohésion

$\phi$  : angle de frottement

$F_{sol}$  : coefficient de sécurité sur le sol (noté plus simplement  $F$  lorsqu'il n'y a pas de confusion possible)

Si on applique le principe de calcul aux E.L.U. tiré de (0a) et (4) on obtient :

$$\Gamma \cdot \Gamma_{s3} \cdot \tau = \frac{c}{\Gamma_c} + (\sigma - u) \cdot \frac{\tan \phi}{\Gamma_\phi} = \tau_{\max} \quad (4a)$$

soit :

$$\tau = \frac{c}{\Gamma \cdot \Gamma_{s3} \cdot \Gamma_c} + (\sigma - u) \cdot \frac{\tan \phi}{\Gamma \cdot \Gamma_{s3} \cdot \Gamma_\phi} \quad (4b)$$

Compte tenu de (4b), les expressions de a et t intervenant dans (1),(2) et (3) s'écrivent:

$$\sigma \cdot \tan \alpha - \tau = \sigma \cdot \left( \tan \alpha - \frac{\tan \phi}{\Gamma \cdot \Gamma_{s3} \cdot \Gamma_\phi} \right) - \frac{c}{\Gamma \cdot \Gamma_{s3} \cdot \Gamma_c} + \frac{u \cdot \tan \phi}{\Gamma \cdot \Gamma_{s3} \cdot \Gamma_\phi} \quad (5)$$

$$\sigma + \tau \cdot \tan \alpha = \sigma \cdot \left( 1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi}{\Gamma \cdot \Gamma_{s3} \cdot \Gamma_\phi} \right) + \left( \frac{c}{\Gamma \cdot \Gamma_{s3} \cdot \Gamma_c} - \frac{u \cdot \tan \phi}{\Gamma \cdot \Gamma_{s3} \cdot \Gamma_\phi} \right) \cdot \tan \alpha \quad (6)$$

Sur la base de ces seules équations, le problème n'a pas de solution. Il est nécessaire d'imposer une liaison supplémentaire entre les paramètres. (voir RAULIN)

Les diverses méthodes de calcul diffèrent par la nature de cette hypothèse arbitraire.

### 2.1.1. Méthode de Fellenius

La méthode de Fellenius a été appliquée, à l'origine, aux surfaces de rupture circulaire. Le point 0, origine des axes, est alors pris successivement au centre de chacun des cercles étudiés, ce qui conduit, avec la convention de signe dans TALREN, à :

$$\begin{aligned} x &= -R \cdot \sin \alpha \\ y &= -R \cdot \cos \alpha \end{aligned} \quad (7)$$

La méthode suppose que la composante des efforts dT et dE' est parallèle à la base de la tranche, soit :

$$dT = dE' \cdot \tan \alpha \quad (8)$$

Ce jeu d'hypothèses est surabondant. L'ensemble des équations (1) à (4b) ne peut être résolu simultanément.

La solution adoptée qui ne satisfait pas toutes les équations consiste à éliminer  $\tau$  entre (1) et (2), ce qui donne :

$$\sigma_{Fel} = \Gamma_{s1} \cdot \gamma \cdot h \cdot \cos^2 \alpha + \frac{dU}{dx} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \quad (9)$$

L'introduction de  $\sigma$  donné par (9) et  $\tau$  donné par (4b) dans (3), compte tenu de (7) conduit à :

$$\Gamma \cdot \Gamma_{s3} = \frac{\int \left( \frac{c}{\Gamma_c} + \left( \Gamma_{s1} \cdot \gamma \cdot h \cdot \cos^2 \alpha - u + \frac{dU}{dx} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \right) \cdot \frac{\tan \phi}{\Gamma_\phi} \right) \cdot \frac{dx}{\cos \alpha}}{\int \Gamma_{s1} \cdot \gamma \cdot h \cdot \sin \alpha \cdot dx + \sum \frac{M_{ext}}{R}} \quad (10)$$

où  $\Sigma M_{ext}$  est donné par (3a).

### Remarques

- a) A l'origine, la méthode ne sépare pas l'effet de l'eau dans les relations intertranches ( $dU/dx = 0$  dans 10) et ne considère pas de forces extérieures ( $\Sigma M_{ext} = 0$ ).

Exprimée sous la forme habituelle d'une sommation sur des tranches discrètes, de largeur  $b_i$ , l'équation (10) devient alors :

$$\Gamma_{Fel} = \frac{\sum_{i=1}^n \left( \frac{c_i}{\Gamma_{ci}} + \left[ \Gamma_{s1} \cdot \gamma_i \cdot h_i \cdot \cos^2 \alpha_i - u_i + \frac{dU_i}{b_i} \cdot \sin \alpha_i \cdot \cos \alpha_i \right] \cdot \frac{\tan \phi_i}{\Gamma_{\phi_i}} \right) \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i}}{\Gamma_{s3} \cdot \left( \sum_{i=1}^n [\Gamma_{s1} \cdot \gamma_i \cdot h_i \cdot b_i \cdot \sin \alpha_i] + \sum \frac{M_{ext}}{R} \right)} \quad (11)$$

L'équation (4b) s'écrivant :

$$\sigma_{Fel} = \frac{\tau_{max}}{\Gamma_{s3} \cdot \tau} = \frac{\sum \tau_{max} \cdot R}{\Gamma_{s3} \cdot \sum \tau \cdot R} \quad (12)$$

$\Gamma_{Fel}$  apparaît sous la forme de :

$$\Gamma_{Fel} = \frac{\text{Moment résistant}}{\Gamma_{s3} \cdot \text{Moment moteur}} \quad (12a)$$

Cette expression est retenue en général, à tort, comme définition du coefficient de sécurité et ne s'applique qu'à la rupture circulaire.

Dans sa formulation d'origine, cette méthode ne peut s'appliquer au cas des talus immergés et seule l'introduction de l'effet de l'eau au sein du talus ( $dU/dx \neq 0$ ) permet de rétablir la généralité de la méthode.

- b) On pourrait déterminer directement un coefficient de sécurité  $\Gamma_{(M)}$ , variable en tout point de la surface de rupture, en éliminant  $\sigma$  et  $\tau$  entre (1), (2) et (4b). En pratique, la valeur de  $\Gamma_{Fel}$  donnée par (10) représente la valeur moyenne de  $\Gamma_{(M)}$  pondérée de  $\Gamma_{s1} \cdot \gamma \cdot h \cdot b \cdot \sin \alpha (M)$ .
- c) Le fait d'avoir pondéré conduit à ce que (1) et (2) ne peuvent pas être satisfaites par la valeur de  $\Gamma$  déduite de (3). Ceci traduit la remarque faite concernant la surabondance des hypothèses (8).

### 2.1.2. Méthode de Bishop simplifiée

La méthode de Bishop simplifiée pose comme hypothèse :

$$dT = 0 \quad (13)$$

Elle s'applique initialement à des surfaces de rupture circulaires.

La solution du système est obtenue en éliminant  $\sigma$  entre (2) et (4b) et en introduisant l'expression de  $\tau$  ainsi calculée dans (3) (sachant que, comme pour Fellenius, le moment de  $\sigma$  est nul par rapport au centre du cercle). Il vient :

$$\Gamma_{Bish} = \frac{\int \left( \frac{\frac{c}{\Gamma_c} + (\Gamma_{s1} \cdot \gamma \cdot h - u) \cdot \frac{\tan \phi}{\Gamma_\phi}}{1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi}{\Gamma_{Bish} \cdot \Gamma_{s3} \cdot \Gamma_\phi}} \right) \cdot \frac{dx}{\cos \alpha}}{\Gamma_{s3} \cdot \left( \int \Gamma_{s1} \cdot \gamma \cdot h \cdot \sin \alpha \cdot dx + \sum \frac{M_{ext}}{R} \right)} \quad (14)$$

où  $\Sigma M_{ext}$  est le moment résultant des forces extérieures donné par (3a).

On note parfois

$$m(\alpha) = 1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi}{\Gamma_{Bish} \cdot \Gamma_{s3} \cdot \Gamma_\phi} \quad (15)$$

L'élimination de  $\tau$  entre (2) et (4b) conduit aux expressions suivantes de la contrainte normale effective et de la contrainte tangentielle,

$$\sigma'_{Bish} = \frac{\Gamma_{s1} \cdot \gamma \cdot h - u - \frac{c \cdot \tan \alpha}{\Gamma_{Bish} \cdot \Gamma_{s3} \cdot \Gamma_c}}{m(\alpha)} \quad (16)$$

$$\tau_{Bish} = \frac{\frac{c}{\Gamma_c} + (\Gamma_{s1} \cdot \gamma \cdot h - u) \cdot \frac{\tan \phi}{\Gamma_\phi}}{\Gamma_{Bish} \cdot \Gamma_{s3} + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi}{\Gamma_\phi}}$$

#### **Remarques sur la méthode de Bishop simplifiée**

- a) S'agissant d'une méthode de calcul en rupture circulaire, et de la même façon que pour Fellenius, le coefficient de sécurité s'exprime aussi sous la forme :

$$\Gamma_{Bish} = \frac{\text{Moment résistant}}{\Gamma_{s3} \cdot \text{Moment moteur}}$$

- b) L'équation (14) est implicite en  $\Gamma_{\text{Bish}}$  et se résout par discrétisation en tranches d'épaisseur finie. Sans forces extérieures, telle que présentée originellement, la formule de Bishop s'écrit :

$$\Gamma_{\text{Bish}} = \frac{\sum_{i=1}^n \left( \frac{c_i}{\Gamma_{ci}} + [\Gamma_{s1} \cdot \gamma_i \cdot h_i - u_i] \cdot \frac{\tan \phi_i}{\Gamma_{\phi i}} \right) \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i}}{\Gamma_{s3} \cdot \left( \sum_{i=1}^n [\Gamma_{s1} \cdot \gamma_i \cdot h_i \cdot b_i \cdot \sin \alpha_i] + \sum \frac{M_{ext}}{R} \right)} \quad (17)$$

La résolution peut conduire à plusieurs solutions distinctes selon la valeur de  $\Gamma_{\text{Bish}}$  prise pour initialiser le processus itératif.

- c) L'équation (1) n'est pas utilisée pour la détermination de  $\Gamma_{\text{Bish}}$ . Elle n'est donc pas vérifiée, ce qui traduit la surabondance dans les hypothèses de Bishop (méthode simplifiée).
- d) La présence de  $m(\alpha)$ , qui peut être nulle pour certains valeurs négatives de  $\alpha$ , au dénominateur de  $\sigma'$  et de  $\Gamma_{\text{Bish}}$ , peut induire de fortes distorsions dans la convergence lors des itérations de calcul de  $\Gamma_{\text{Bish}}$ .

Cet inconvénient mis en évidence par plusieurs auteurs a conduit à introduire dans TALREN les tests de convergence explicités au chapitre 3.4.6.

### 2.1.3. Méthode des perturbations

La méthode dite des "perturbations" mise au point par Raulin, Rouques, Toubol (1974) est une méthode de calcul en rupture non circulaire de forme quelconque.

L'hypothèse complémentaire qui la caractérise porte sur la valeur de la contrainte normale effective. Celle-ci est exprimée en fonction de la contrainte normale effective déduite de la méthode de Fellenius, par la relation :

$$\sigma'_{pert} = \sigma_{pert} - u = (\sigma_{Fel} - u) \cdot (\lambda + \mu \cdot \tan^n \alpha) \quad (18)$$

où  $\sigma_{Fel}$  est donné par (9)

$\lambda$  et  $\mu$  sont 2 paramètres, sans dimension, calculés par le programme en même temps que  $\Gamma$ .  
 $n = 1$  ou 2 au choix

Le facteur  $(\lambda + \mu \cdot \tan^n \alpha)$  est le facteur de "perturbation" de la contrainte de Fellenius prise, en l'occurrence, comme référence parce que directement calculable.

Le développement des équations conduit à :

(1) (5) et (18) donnent :

$$\int \left[ \left[ \sigma'_{Fel} \cdot (\lambda + \mu \cdot \tan^n \alpha) + u \right] \left( \tan \alpha - \frac{\tan \phi}{\Gamma \phi^*} \right) - \left( \frac{c}{\Gamma_c^*} + \frac{u \cdot \tan \phi}{\Gamma_\phi^*} \right) \right] dx - (E'_1 - E'_0) - (U_1 - U_0) = 0 \quad (19)$$

avec :  $\Gamma_\phi^* = \Gamma \cdot \Gamma_{s3} \cdot \Gamma_\phi$  et  $\Gamma_c^* = \Gamma \cdot \Gamma_{s3} \cdot \Gamma_c$

(2) (6) et (18) donnent :

$$\int \left[ \left[ \sigma'_{Fel} \cdot (\lambda + \mu \cdot \tan^n \alpha) + u \right] \left( 1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi}{\Gamma \phi^*} \right) + \left( \frac{c}{\Gamma_c^*} - \frac{u \cdot \tan \phi}{\Gamma_\phi^*} \right) \cdot \tan \alpha \right] dx - \int \Gamma_{s1} \cdot \gamma \cdot h \cdot dx + (T_1 - T_0) = 0 \quad (20)$$

(3) (5) (6) et (18) donnent :

$$\begin{aligned} & \int \left( \left[ \sigma'_{Fel} \cdot (\lambda + \mu \cdot \tan^n \alpha) + u \right] \left( 1 + \frac{\tan \alpha \cdot \tan \phi}{\Gamma \phi^*} \right) + \left( \frac{c}{\Gamma_c^*} - \frac{u \cdot \tan \phi}{\Gamma_\phi^*} \right) \cdot \tan \alpha - \Gamma_{s1} \cdot \gamma \cdot h \right) \cdot x \cdot dx \\ & - \int \left( \left[ \sigma'_{Fel} \cdot (\lambda + \mu \cdot \tan^n \alpha) + u \right] \left( \tan \alpha - \frac{\tan \phi}{\Gamma \phi^*} \right) - \left( \frac{c}{\Gamma_c^*} + \frac{u \cdot \tan \phi}{\Gamma_\phi^*} \right) \right) \cdot y \cdot dx \\ & + T_1 \cdot x_1 - T_0 \cdot x_0 + E'_1 \cdot y_{e1} - E'_0 \cdot y_{e0} + U_1 \cdot y_{u1} - U_0 \cdot y_{u0} + \sum M_{add} = 0 \end{aligned} \quad (21)$$

Ces expressions peuvent se mettre sous la forme simple :

$$(19) \rightarrow (22) \quad \lambda.(H_1 + H_2 / \Gamma) + \mu.(H_3 + H_4 / \Gamma) + H_5 + H_6 / \Gamma = 0$$

$$(20) \rightarrow (23) \quad \lambda.(V_1 + V_2 / \Gamma) + \mu.(V_3 + V_4 / \Gamma) + V_5 + V_6 / \Gamma = 0$$

$$(21) \rightarrow (24) \quad \lambda.(O_1 + O_2 / \Gamma) + \mu.(O_3 + O_4 / \Gamma) + O_5 + O_6 / \Gamma = 0$$

Dans lesquelles les paramètres valent respectivement :

$$\begin{aligned}
 H_1 &= \int \sigma'_{Fel} \cdot \tan \alpha \cdot dx \\
 H_2 &= \int -\sigma'_{Fel} \cdot \tan \phi^* \cdot dx \\
 H_3 &= \int \sigma'_{Fel} \cdot \tan^{(n+1)} \alpha \cdot dx \\
 H_4 &= \int -\sigma'_{Fel} \cdot \tan^n \alpha \cdot \tan \phi^* \cdot dx \\
 H_5 &= \int u \cdot \tan \alpha \cdot dx - (E'_1 - E'_0) - (U_1 - U_0) \\
 H_6 &= \int -c^* \cdot dx \\
 O_1 &= \int \sigma'_{Fel} \cdot (x - y \cdot \tan \alpha) \cdot dx \\
 O_2 &= \int \sigma'_{Fel} \cdot (x \cdot \tan \alpha + y) \cdot \tan \phi^* \cdot dx \\
 O_3 &= \int \sigma'_{Fel} \cdot (x - y \cdot \tan \alpha) \cdot \tan^n \alpha \cdot dx \\
 O_4 &= \int \sigma'_{Fel} \cdot (x \cdot \tan \alpha + y) \cdot \tan^n \alpha \cdot \tan \phi^* \cdot dx \\
 O_5 &= \int [u \cdot (x - y \cdot \tan \alpha) - \gamma \cdot h^* \cdot x] dx + T_1 \cdot x_1 - T_0 \cdot x_0 + E'_1 \cdot y_{e1} - E'_0 \cdot y_{e0} + U_1 \cdot y_{u1} - U_0 \cdot y_{u0} + \sum M_{add} \\
 O_6 &= \int c^* \cdot (x \cdot \tan \alpha + y) \cdot dx \\
 V_1 &= \int \sigma'_{Fel} \cdot dx \\
 V_2 &= \int \sigma'_{Fel} \cdot \tan \alpha \cdot \tan \phi^* \cdot dx \\
 V_3 &= \int \sigma'_{Fel} \cdot \tan^n \alpha \cdot dx \\
 V_4 &= \int \sigma'_{Fel} \cdot \tan^{n+1} \alpha \cdot \tan \phi^* \cdot dx \\
 V_5 &= \int (u - \gamma \cdot h^*) \cdot dx + T_1 - T_0 \\
 V_6 &= \int c^* \cdot \tan \alpha \cdot dx
 \end{aligned} \tag{25}$$

avec:  $\tan \phi^* = \tan \phi / \Gamma_\phi^*$

$$c^* = c / \Gamma_c^*$$

$$\gamma \cdot h^* = \Gamma_{s1} \cdot \gamma \cdot h$$

Le système (22), (23) et (24), linéaire en  $\lambda$  et  $\mu$  n'admet de solution non triviale que si son déterminant est nul, soit :

$$\begin{vmatrix} H_1 + H_2 / \Gamma & H_3 + H_4 / \Gamma & H_5 + H_6 / \Gamma \\ V_1 + V_2 / \Gamma & V_3 + V_4 / \Gamma & V_5 + V_6 / \Gamma \\ O_1 + O_2 / \Gamma & O_3 + O_4 / \Gamma & O_5 + O_6 / \Gamma \end{vmatrix} = 0 \quad (26)$$

Ce déterminant conduit à une équation de troisième degré en  $\Gamma$  :

$$a_0 \cdot \Gamma^3 + a_1 \cdot \Gamma^2 + a_2 \cdot \Gamma + a_3 = 0 \quad (27)$$

dont la solution la plus grande est retenue comme valeur de  $\Gamma_{\text{pert}}$ .

### **Remarques sur la méthode des perturbations**

- a) Utilisée depuis de nombreuses années, cette méthode donne des résultats très proches de ceux de la méthode de Bishop lorsqu'elles sont comparées sur des cas de rupture circulaire.
- b) Elle ne soulève pas de difficulté de convergence et, à ce titre, ne nécessite pas d'introduire des tests complémentaires de limitation des contraintes à l'instar de Bishop.
- c) La méthode n'est pas applicable au cas d'une rupture plane (ou rupture par "coin de glissement"), car le système (22), (23), (24) est alors dégénéré, les deux inconnues  $\lambda$  et  $\mu$  se réduisant à une seule.

## 2.2. METHODE DU CALCUL A LA RUPTURE

### 2.2.1. Présentation générale

La méthode du calcul à la rupture proposée dans Talren 4 représente une approche cinématique par l'extérieur de la charge de rupture des ouvrages géotechniques. Cette approche est développée dans le cadre de la théorie générale du calcul à la rupture qui a été formalisée par J. Salençon. Pour un exposé détaillé de la théorie, le lecteur pourra se reporter aux références bibliographiques (à la fin de cette notice technique).

L'approche cinématique par l'extérieur repose sur la dualisation des équations d'équilibre obtenue en appliquant le principe des travaux virtuels. Introduisant un champ de vitesse cinématiquement admissible (c'est-à-dire vérifiant les conditions limites en vitesse), on compare la puissance  $P_e$  des efforts extérieurs au système dans ce champ de vitesse à un majorant  $P_{rm}$  de la puissance des sollicitations internes calculée dans le même champ de vitesse.

Le majorant ( $P_{rm}$ ) est défini en référence au critère de rupture du matériau. Pour que la comparaison soit significative, la valeur du majorant  $P_{rm}$  doit demeurer finie. Cette condition conduit à ne choisir que des champs de vitesse pertinents pour le critère considéré : champs de vitesse tels qu'il existe un majorant fini pour  $P_{rm}$  (puissance résistante maximale).

L'approche cinématique par l'extérieur établit que la relation  $P_e \leq P_{rm}$  est vérifiée quel que soit le champ de vitesse cinématiquement admissible.

Si à l'inverse on peut établir un champ de vitesse cinématiquement admissible tel que

$$P_{rm} < P_e \quad (\text{inégalité 1})$$

l'instabilité du système est certaine : aucun équilibre n'est possible dans la situation examinée.

L'approche par l'extérieur de la théorie du calcul à la rupture permet donc de répondre sans aucune ambiguïté sur la non-stabilité du système quand la condition (inégalité 1) est vérifiée. Dans les autres cas elle fournit uniquement une présomption d'équilibre : dans le cadre général de la théorie du calcul à la rupture, l'approche cinématique par l'extérieur doit être complétée par l'approche statique par l'intérieur pour réduire cette indétermination.

L'efficacité de l'approche cinématique tient au choix conjoint du majorant  $P_{rm}$  le meilleur pour la puissance des sollicitations résistantes et de champs de vitesse pertinents pour le critère de rupture considéré.

Dans Talren 4, l'approche cinématique du calcul à la rupture est faite dans le cas particulier:

- de mouvements rigidifiants (champ de vitesse représentant le déplacement d'un bloc supposé rigide par rapport au reste du massif supposé fixe);
- du critère de rupture Mohr Coulomb :  $|\tau| \leq c + \sigma \tan \varphi$ .

J. Salençon a établi que, dans ce cas particulier, les mouvements de blocs rigides délimités par une succession d'arcs de spirale logarithmique  $r(\theta) = r_0 e^{\theta \tan \varphi}$  de même pôle fournissaient la majoration optimale de la puissance résistante  $P_{rm}$  et qu'il était possible de restreindre l'analyse à ces champs de vitesse rigidifiants. Les arcs de spirale successifs à considérer sont définis par l'angle de frottement de chacune des couches rencontrées le long de la frontière du bloc (Figure 2).

Dans ce cadre particulier :

- le champ de vitesse est défini par le pôle  $\mathcal{P}$  des arcs de spirale et le vecteur vitesse de rotation angulaire  $\omega$  du bloc; Il faut noter que les vitesses, perpendiculaires au rayon vecteur, ne sont pas tangentes à la frontière du bloc ; cette frontière ne peut donc pas être assimilée à une surface de glissement.

- le majorant ( $P_{rm}$ ) des efforts résistants est :  $P_{rm} = \omega M_{rm}$  où  $M_{rm}$  est lui-même un majorant du moment des efforts résistants le long de la frontière du bloc en mouvement.
- la puissance des efforts extérieurs appliqués au système ( $P_e$ ) est  $P_e = \omega M_e$  où  $M_e$  est égal au moment des efforts extérieurs appliqués au bloc.

Dans ces conditions, le rapport ( $P_{rm}/P_e$ ) est égal au rapport ( $M_{rm}/M_e$ ).

Coussy (1977) a proposé de dénommer "coefficient de rupture" cette grandeur, elle est également parfois appelée "facteur de confiance".

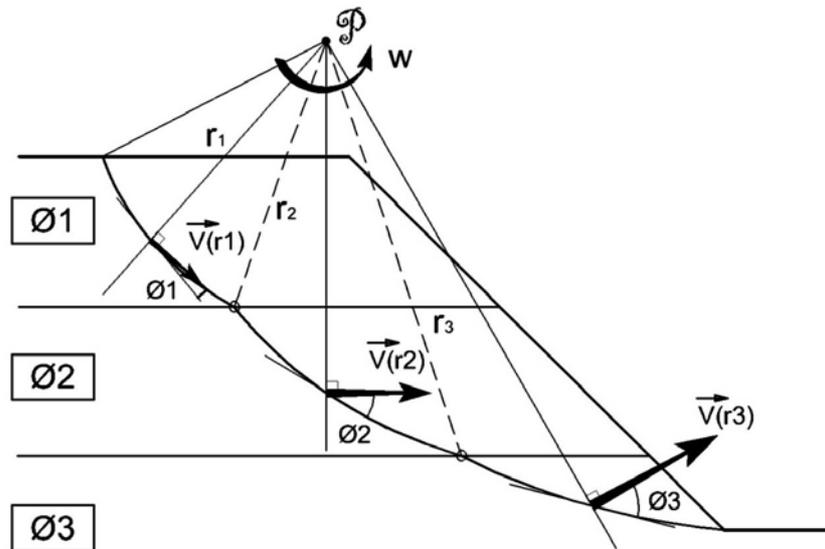


Figure 2 : Arcs successifs de spirales

### 2.2.2. Mise en oeuvre

Chaque bloc rigide (mouvement rigidifiant) est défini par le pôle commun  $\mathcal{P}$  des arcs de spirale et l'angle au centre  $\theta$ . La frontière du bloc est découpée en  $N$  éléments successifs, dont chacun correspond à un angle au centre  $\theta/N$  ( $N$  choisi par l'utilisateur : paramètre "discrétisation"). Chaque élément d'arc de spirale sous-tendu par l'angle  $\theta/N$  est assimilé au segment de droite de mêmes extrémités.

La frontière du bloc présente un point anguleux à chaque limite séparant deux couches d'angle de frottement distinct.

L'arc de spirale devient un cercle dans une couche purement cohérente ( $\phi = 0$ ).

Quand le pôle  $\mathcal{P}$  est rejeté à l'infini, les arcs de spirale successifs deviennent des segments de droite et constituent une ligne brisée.

Tous les moments sont évalués au pôle  $\mathcal{P}$  de la spirale. La convention de signe adoptée est le sens trigonométrique direct. Pour une spirale à concavité vers le haut, un moment positif est moteur et un moment négatif est déstabilisateur.

Certains moments peuvent être de signe positif ou négatif. Il s'agit de :

- $M(W)$  : le moment des forces de gravité appliquées à l'ensemble des tranches verticales du bloc (ce moment inclut l'effet des accélérations sismiques éventuelles);  $M(W)$  est négatif dans tous les équilibres de type butée ;
- $M(u)$  : le moment des forces de pression  $u$  appliquées au contour du bloc (la succession des arcs de spirale étant prolongée à ses extrémités amont et aval par deux demi-droites verticales) ;

- $M(f_i, m_i)$  : la contribution de chaque surcharge ponctuelle linéaire appliquée au bloc considéré (ce moment inclut l'effet des accélérations sismiques éventuelles) ;
- $M(q_i)$  : la contribution de chaque surcharge répartie  $q_i$  ; cette contribution est comptabilisée uniquement entre les extrémités amont et aval du bloc (ce moment inclut l'effet des accélérations sismiques éventuelles) ;
- $M(t_i)$  : la contribution de chaque tirant recoupant la frontière du bloc ;
- $M(b_i)$  : la contribution de chaque buton installé entre les extrémités amont et aval du bloc.

Deux moments sont toujours résistants :

- $M(c)$  : le moment dû à la cohésion ; on peut noter que ce terme représente le majorant du moment des efforts résistants selon le critère de Mohr-Coulomb pour le mouvement du bloc :  $M_c = \int c \cos \phi r ds$  (Figure 3) ;
- $M(R_j)$  : la contribution des clous qui recoupent la frontière du bloc.

Pour des raisons de commodité, le facteur  $M_{rm}/M_e$  est remplacé par un facteur équivalent  $\Gamma = |M^-|/M^+$ , où  $M^-$  est la somme de tous les moments résistants dans la situation considérée et  $M^+$  la somme de tous les moments moteurs.

Dans le cas général,  $M^-$  inclut toujours  $M_{rm}$  :  $|M^-| = M_{rm} + M_{\text{autre}}^-$ ,

$$\begin{aligned} M_{rm} / M_e &< 1 \\ \Rightarrow M_e - M_{rm} &> 0 \\ \Rightarrow M^+ - M_{\text{autre}}^- - M_{rm} &> 0 \\ \Rightarrow M^+ - |M^-| &> 0 \\ \Rightarrow |M^-| / M^+ &< 1 \end{aligned}$$

Réciproquement

$$\begin{aligned} |M^-| / M^+ &< 1 \\ \Rightarrow M^+ - |M^-| &> 0 \\ \Rightarrow M^+ - M_{\text{autre}}^- - M_{rm} &> 0 \\ \Rightarrow M_e - M_{rm} &> 0 \\ \Rightarrow M_{rm} / M_e &< 1 \end{aligned}$$

On a donc bien :  $M_{rm} / M_e < 1 \Leftrightarrow |M^-| / M^+ < 1$

Le facteur  $\Gamma = |M^-|/M^+$  a donc la même signification que le facteur d'instabilité  $\Gamma$  :

- ✓ Si  $\Gamma < 1$  : l'équilibre est impossible, l'ouvrage est instable.
- ✓ Si  $\Gamma > 1$  : l'ouvrage est potentiellement stable.

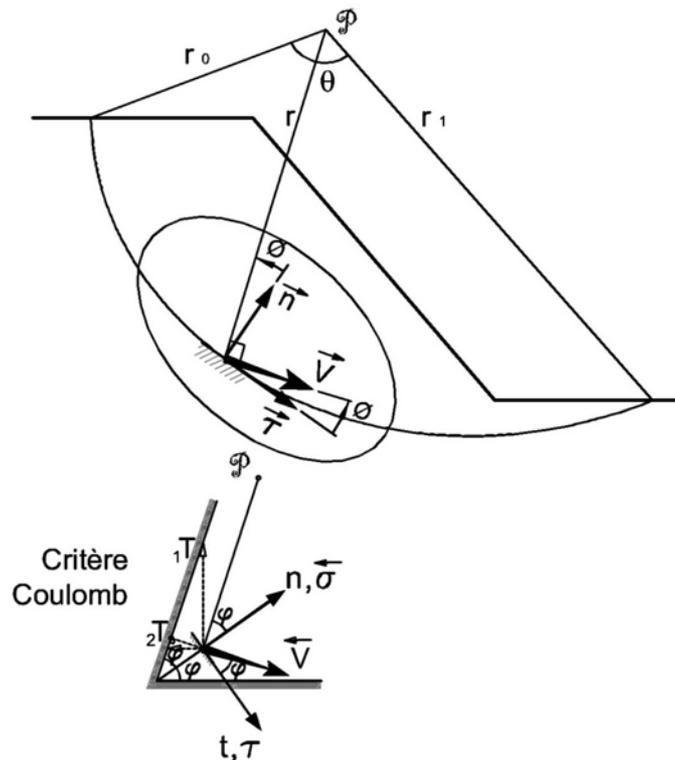


Figure 3 : Critère de Mohr-Coulomb

M- regroupe les moments  $M(c)$  et  $M(R_j)$ , qui sont toujours résistants et les contributions résistantes des autres moments. Pour cette attribution, c'est le terme composé  $\{M(W) + M(u)\}$  qui est considéré globalement résistant ou moteur et non individuellement chaque terme  $M(W)$  ou  $M(u)$ . Ce choix assure la cohérence des calculs entre les approches en contraintes totales ou effectives.

L'attribution M- ou M+ est faite pour les autres termes individuellement : par élément de surcharge linéaire ou répartie, par tirants et par buton et en considérant leur contribution totale et non une contribution par composante.

Tous les moments sont calculés en introduisant les coefficients de sécurité partiels applicables (cf chapitre 6).

Dans le principe de calcul selon la méthode aux coefficients de sécurité partiels, le résultat du calcul permet de vérifier si les pondérations appliquées aux efforts et aux résistances conduisent à une instabilité de la structure géotechnique. L'instabilité est démontrée lorsque la valeur minimale de  $\Gamma$  pour tous les blocs examinés est inférieure à 1.

### 2.2.3. Lien avec le calcul traditionnel

La valeur du coefficient de confiance  $\Gamma$  ne peut pas être comparée directement au coefficient de sécurité  $F$  calculé par les méthodes de Fellenius, Bishop ou des perturbations. Dans ces trois méthodes, le coefficient de sécurité  $F$  calculé représente la sécurité supplémentaire à appliquer aux valeurs de calcul des paramètres de résistance au cisaillement pour obtenir l'équilibre : pour les valeurs de calcul équivalentes  $\tan\phi_d = \tan\phi/(F.\Gamma_\phi)$  et  $c_d = c/(F.\Gamma_c)$  l'équilibre est vérifié en moment (Fellenius ou Bishop) ou en bilan global (perturbations).

Dans une situation donnée, pour pouvoir comparer le calcul à la rupture à un calcul de type traditionnel, il faut donc chercher la pondération supplémentaire  $X_f$  à introduire simultanément sur  $\tan\phi$  et sur  $c$  pour être en limite de stabilité ( $F = 1$ ). Cette valeur  $X_f$  peut être comparée à la valeur du coefficient global calculée par l'une des trois autres méthodes.

La démarche d'une telle approche est illustrée dans le cas simplifié de la Figure 4 : pour une situation où le coefficient de rupture est  $F = 2,39$ , le coefficient de sécurité dont la définition est comparable à celle des méthodes traditionnelles est trouvé égal à  $X_f = 1,27$  (pour un coefficient de sécurité calculé selon Bishop très proche :  $F = 1,26$ ).

Des comparaisons systématiques faites selon cette approche montrent que le coefficient  $X_f$  demeure généralement très proche des valeurs  $F$  établies par les méthodes de calcul Bishop ou perturbations.

L'intérêt de la méthode issue du calcul à la rupture tient :

- A son caractère rigoureux qui fournit une appréciation de la sécurité d'un ouvrage sans autre hypothèse que le choix du critère de rupture associé aux matériaux ;
- Au fait que cette appréciation de la stabilité se fait par enveloppe supérieure. La charge de rupture est toujours définie par excès, ce qui caractérise de manière forte cette approche par rapport aux méthodes Fellenius, Bishop ou des perturbations qui du fait de l'introduction d'hypothèses complémentaires ne permettent pas de conclure sur le caractère par excès ou par défaut de l'estimation obtenue de la charge de rupture ;
- Sa capacité à prendre en compte des situations où les méthodes traditionnelles sont généralement en défaut : équilibres de butée, chargements inclinés par rapport à la verticale.

### Exemple

Talus H = 7 m,  $\beta = 49,4^\circ$

Couche unique  $\phi = 20^\circ$ ,  $c = 10$  kPa

#### Calcul à la rupture

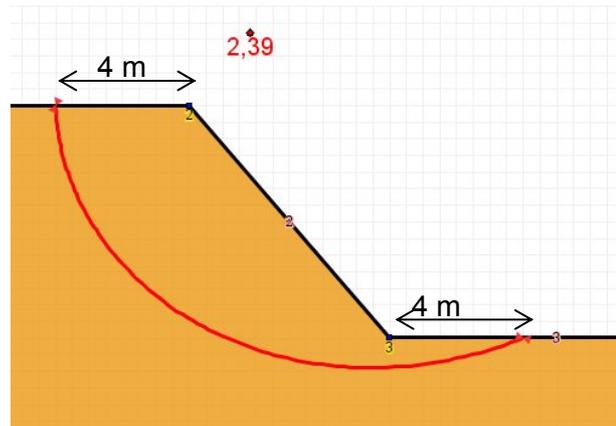
Spirale angle au centre  $110^\circ$

Calcul sans pondération partielle

$\Gamma_\phi = 1$ ,  $\Gamma_c = 1$

**Résultat : F = 2,39**

(coefficient de rupture  
ou facteur de confiance)



#### Calcul à la rupture

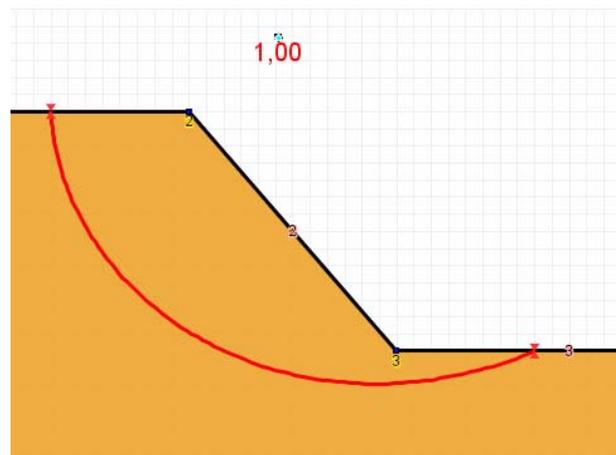
Introduction de la pondération  
supplémentaire  $X_f$  sur  $\tan\phi$  et  $c$

$\Gamma_\phi = X_f$ ,  $\Gamma_c = X_f$

Recherche de  $X_f$  pour obtenir  $F = 1$

**Résultat :  $X_f = 1,27$**

(coefficient de sécurité "équivalent" à ceux  
calculés par les méthodes de Fellenius,  
Bishop ou des perturbations)



### Comparaison à une méthode traditionnelle

#### Calcul Bishop

Cercle de mêmes extrémités et angle au  
centre  $110^\circ$

$\Gamma_\phi = 1$ ,  $\Gamma_c = 1$

**Résultat : F = 1,26**

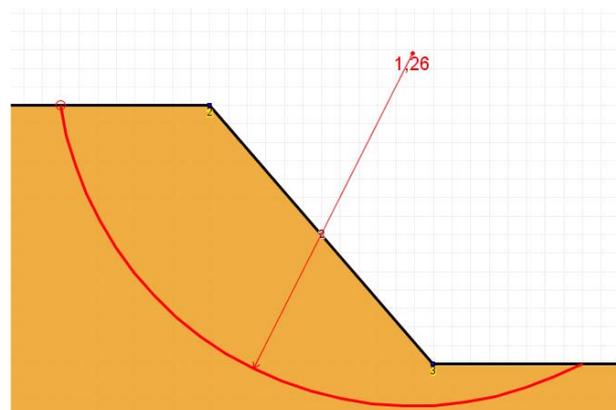


Figure 4 : Equivalence entre le calcul à la rupture et le calcul traditionnel

### 3. APPLICATION DES METHODES DE BASE PROPRES A TALREN

#### 3.1. PROFIL DU TALUS

Pour des raisons de traitement numérique, le profil du talus ne peut présenter de surplomb (Cf. Figure 5), mais peut présenter des parties verticales.

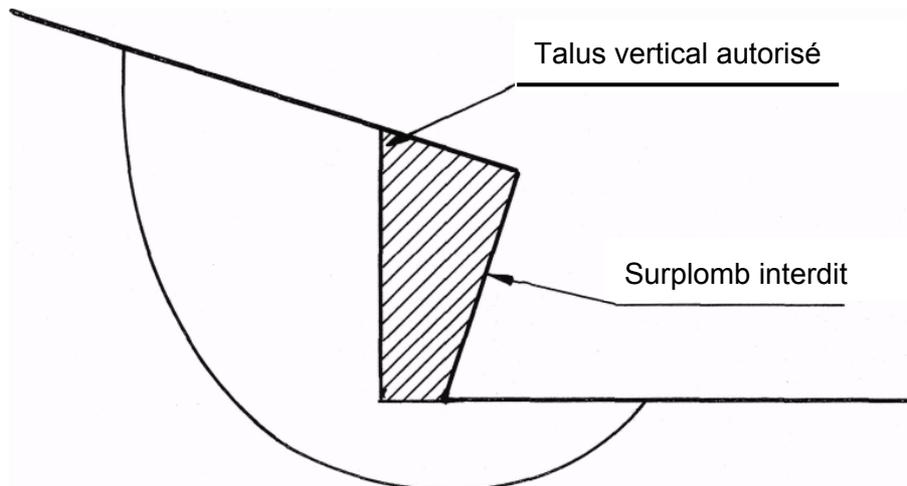


Figure 5 : Surplomb interdit pour le profil du talus

#### 3.2. SURFACES DE RUPTURE

##### 3.2.1. Surfaces de rupture circulaires

##### 3.2.1.1. Traitement des surfaces de rupture circulaires en mode "recherche manuelle"

La recherche automatique des surfaces de rupture circulaires se fait, de façon classique, à l'aide d'un quadrillage de centres (de maille éventuellement oblique) et de cercles, dont le rayon est augmenté d'un pas DR, choisi par l'opérateur (Figure 6).

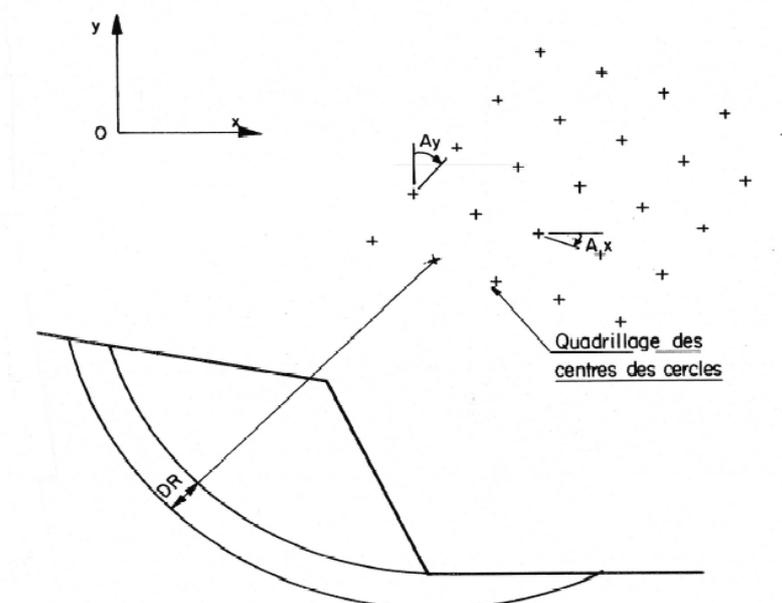


Figure 6 : Recherche manuelle des cercles de rupture

### 3.2.1.2. Traitement des surfaces de rupture circulaires en mode "recherche automatique"

L'intérêt de la recherche automatique est de balayer de façon automatique l'ensemble de l'espace possible pour les centres des cercles, avec un pas plus ou moins important (paramétrable par l'utilisateur). Cette recherche automatique évite à l'utilisateur de définir les paramètres nécessaires dans le cas d'une recherche manuelle.

Toutefois, après un balayage automatique, il est recommandé d'effectuer un 2<sup>ème</sup> calcul (à l'aide d'une 2<sup>ème</sup> situation par exemple) en recherche manuelle pour affiner le résultat autour du cercle critique détecté en recherche automatique.

Le principe de la recherche automatique est illustré sur les 2 figures suivantes :

- Un premier balayage automatique permet de détecter un cercle critique (correspondant au minimum absolu du coefficient de sécurité obtenu sur tous les cercles calculés).
- Talren 4 effectue ensuite systématiquement un deuxième balayage automatique dans la zone autour du cercle critique détecté lors du 1<sup>er</sup> balayage.
- Le coefficient de sécurité affiché est le minimum obtenu sur l'ensemble de ces 2 balayages.

Les paramètres nécessaires pour une recherche automatique sont explicités dans le manuel d'utilisation. Le paramètre principal est le "nombre de découpages" : c'est lui qui détermine la densité du maillage automatique : il correspond au nombre de directions, au nombre de distances et au nombre de rayons calculés pour chaque balayage. Par exemple, avec un nombre de découpages de 10, le nombre de cercles calculés au terme des 2 balayages sera égal à  $2 \times 10 \times 10 \times 10 = 2000$ .

Le positionnement des centres à différentes distances selon une même direction se fait de la façon suivante :

- Soit L la longueur du segment reliant le point de passage imposé pour le 1<sup>er</sup> cercle à l'autre point d'intersection avec le talus (cf Figure 7) ;
- Le centre le plus proche du talus se trouve à une distance L/2 de ce segment ;
- Le second centre se trouve à L/2 du premier ;
- Pour les suivants, l'espacement entre 2 centres sur la même direction est égal à L ;
- Le nombre de centres positionné selon une direction est égal au "nombre de découpages".

**Nota** : Il convient d'être prudent dans l'analyse des résultats d'une recherche automatique. Il peut notamment arriver que le premier niveau de balayage détecte 2 minima du coefficient de sécurité quasiment égaux dans des zones différentes. Le 2<sup>ème</sup> niveau de balayage raffinerait ensuite uniquement la zone correspondant au minimum absolu, alors qu'un raffinement de l'autre zone aurait pu conduire à un coefficient de sécurité plus faible, qui n'aurait ainsi pas été détecté. L'affichage d'isovaleurs permet de vérifier rapidement si le minimum du coefficient de sécurité est localisé dans une seule zone, ou est approché dans plusieurs zones différentes.

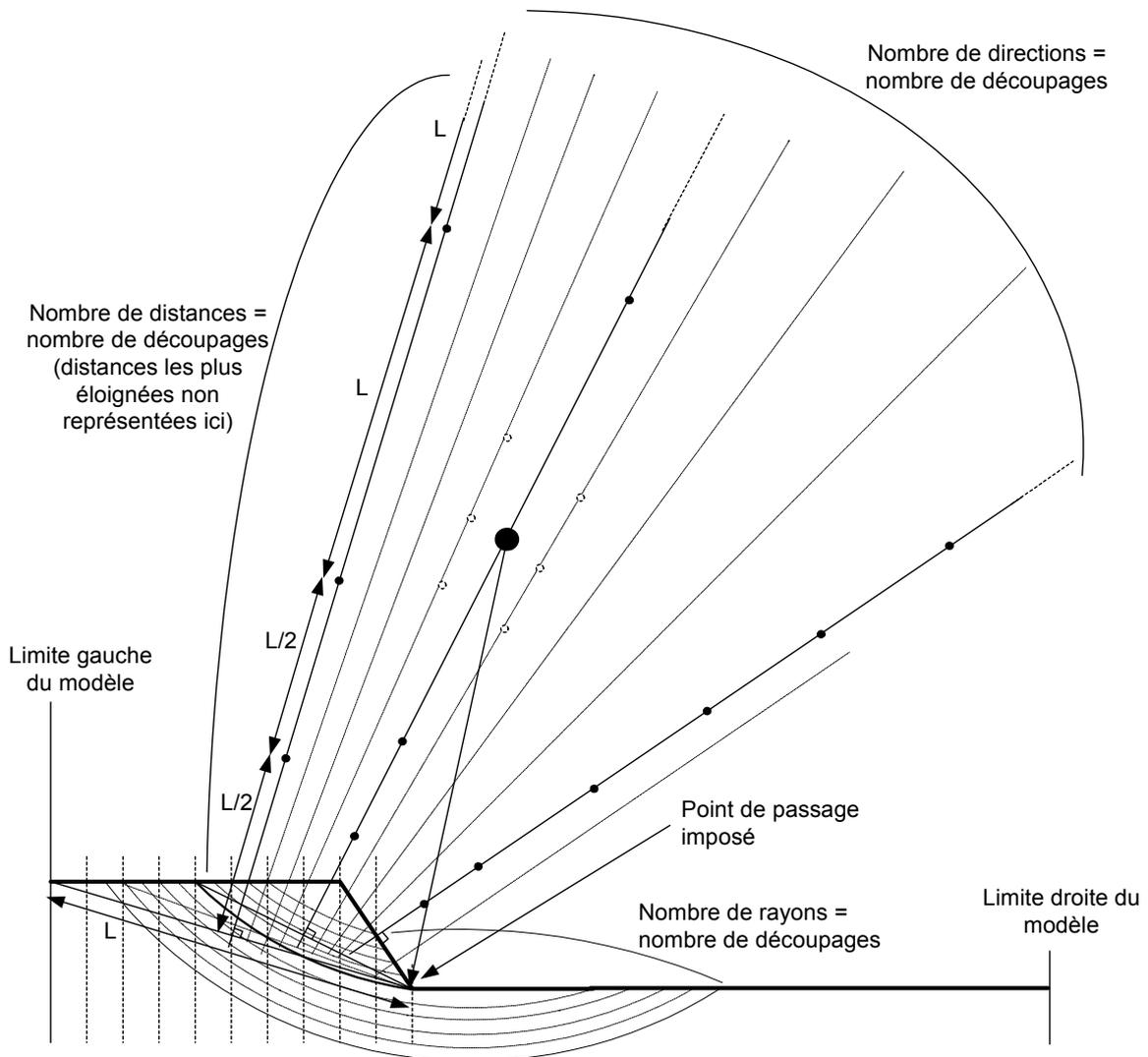


Figure 7 : Principe de balayage pour la recherche automatique du cercle critique, avec point de passage imposé pour le 1<sup>er</sup> cercle : premier niveau de balayage.

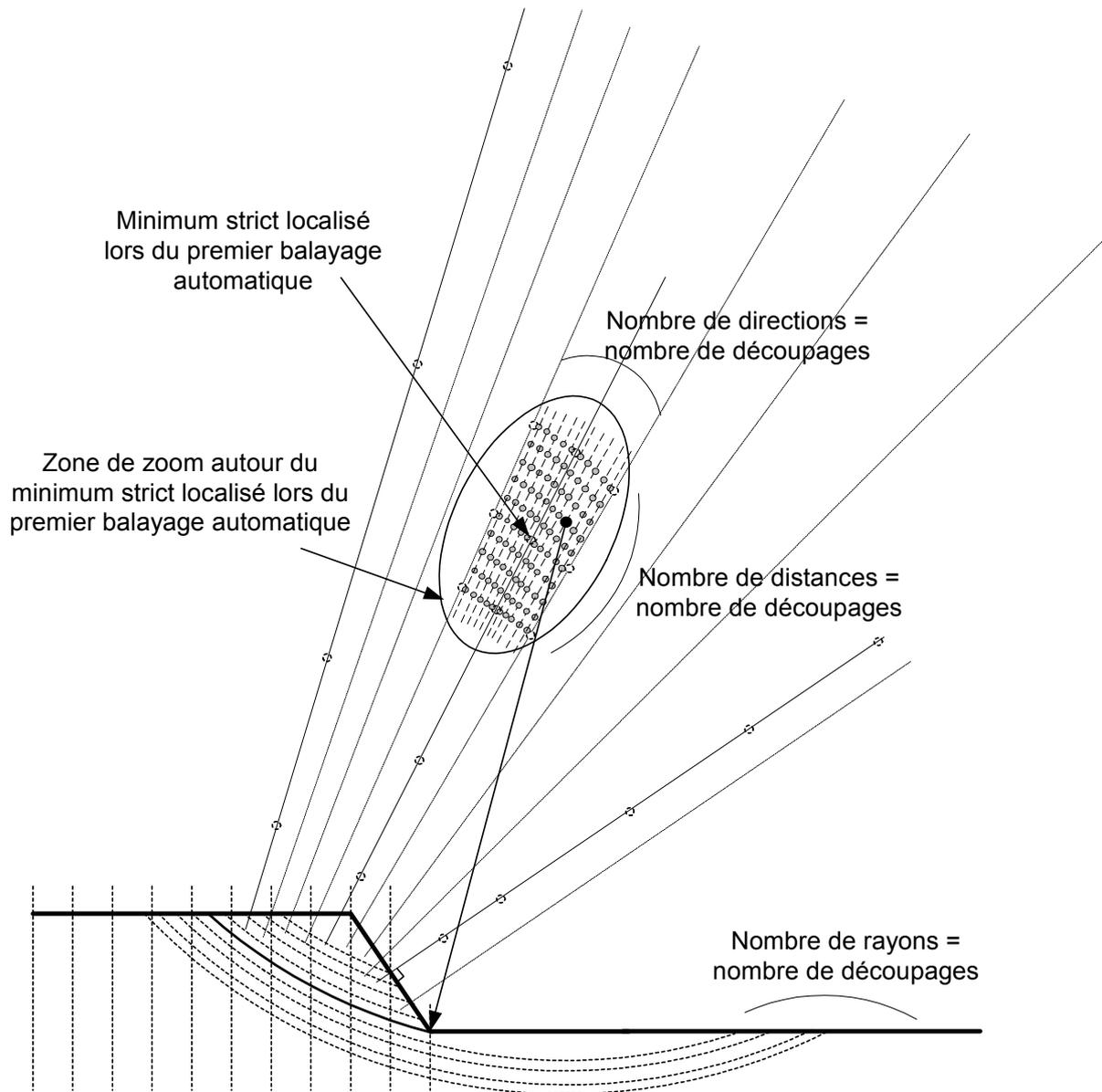


Figure 8 : Principe de balayage pour la recherche automatique du cercle critique, avec point de passage imposé pour le 1<sup>er</sup> cercle : deuxième niveau de balayage ("zoom").

### 3.2.1.3. Absence de surplomb. Surfaces de rupture mixtes

L'expérience montre que, dans certains cas, le coefficient de sécurité n'est pas minimum pour des cercles de rupture sans partie amont en surplomb (Figure 9) ; il est alors procédé à une rectification de la partie concernée, qui est transformée en surface de rupture verticale rectiligne, raccordée au cercle au niveau de l'ordonnée du centre de celui-ci. La surface de rupture est alors dite mixte.

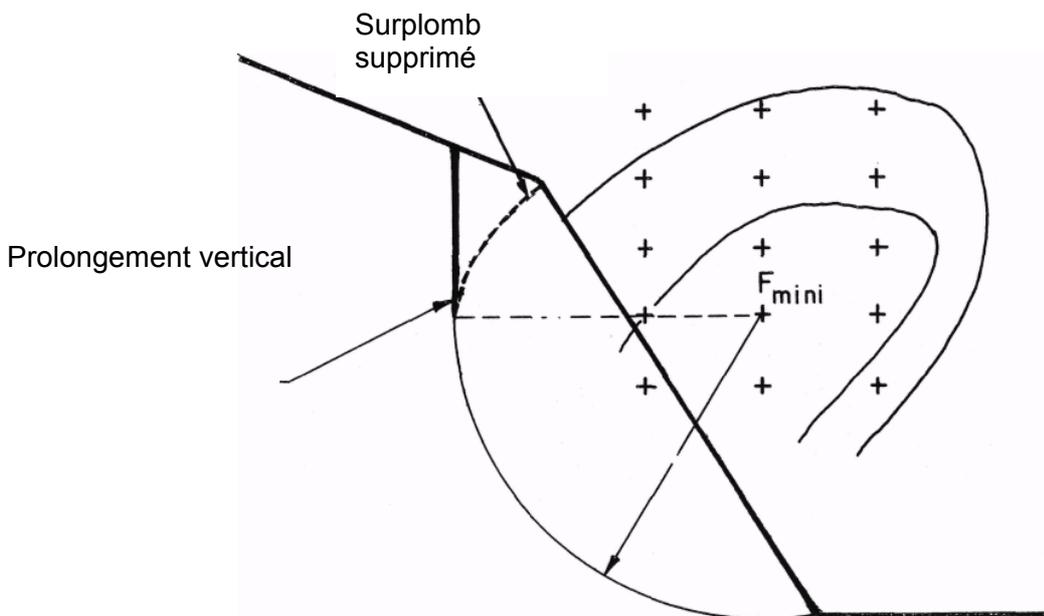


Figure 9 : Surfaces de rupture mixtes

De cette façon les méthodes de Fellenius et de Bishop sont étendues au cas des ruptures mixtes de ce type, en conservant les formules (10) (ou (11)) et (14) (ou (17)) respectivement et en adoptant pour  $\alpha = \pi / 2$  (partie verticale) :

- Pour la méthode de Fellenius :  $\sigma' = 0$
- Pour la méthode de Bishop :  $\sigma' = \sigma'_{\min}$

$$\text{Avec : Si } \phi \neq 0 \rightarrow \sigma'_{\min} = -\frac{c}{\tan \phi} \cdot \frac{\Gamma_{\phi}}{\Gamma_c} \rightarrow \tau_{\max} = 0$$

$$\text{Si } \phi = 0 \rightarrow \sigma'_{\min} = -\infty \rightarrow \tau_{\max} = \frac{c}{\Gamma_{\phi}}$$

Il n'y a pas de justification théorique à cette extension appliquée à des méthodes qui, en tout état de cause, sont erronées au plan de la mécanique. Il est évident que les conditions  $\sigma' = 0$  pour la méthode de Fellenius ou  $\sigma' = \sigma'_{\min}$  pour la méthode de Bishop sont très conservatrices.

De même, les surfaces de rupture non circulaires introduites dans la méthode des perturbations ne peuvent présenter de surplomb. Elles sont traitées de façon analogue, par rectification de la partie amont en surface verticale.

Le cas des surfaces mixtes, ainsi créées artificiellement, est à considérer avec la plus grande circonspection. (voir aussi le chapitre 3.4.)

### 3.2.1.4. Discrétisation de la surface de rupture

Une surface de rupture circulaire est discrétisée en segments de longueur égale (jusqu'à l'éventuelle partie verticale - Figure 10a).

Une surface de rupture non circulaire est divisée en sous-segments, de longueur égale pour chaque segment primaire servant à sa définition (Figure 10b).

Tous les paramètres relatifs à une "tranche" verticale (paramètres géométriques, poids de la colonne, pression interstitielle,...) sont calculés en M, sur l'axe de la tranche (Figure 1).).

### 3.2.2. Surfaces de rupture quelconques (polylignes)

#### 3.2.2.1. Cas d'une rupture plane ou rupture "par coin de glissement"

Les méthodes Fellenius et Bishop sont applicables directement au cas d'une surface de rupture plane puisque le rayon n'intervient pas dans les équations. Pour ce cas cependant, ces méthodes ne sont plus adaptées lorsque des surcharges linéaires ou des moments additionnels existent ou que l'on intègre les paramètres sismiques. En effet, ces données induisent des moments qui ne peuvent pas être pris en compte.

La méthode des perturbations n'est pas directement applicable (Figure 10c). Il suffit de décomposer la surface de rupture en deux segments de droite possédant une pente légèrement différente l'une de l'autre pour que la méthode des perturbations soit possible. Dans ce cas, les limitations des deux autres méthodes n'existent plus.

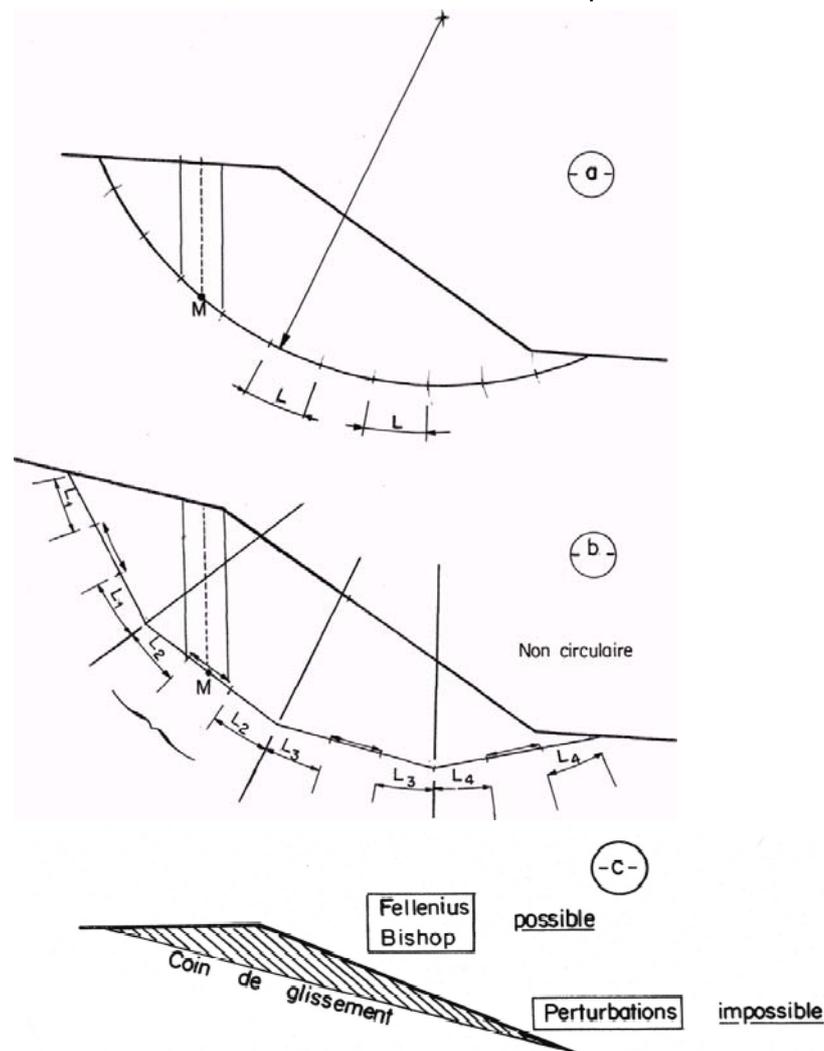


Figure 10 : Discrétisation de la surface de rupture

### 3.2.3. Surfaces de rupture spirales

Ces surfaces sont considérées uniquement en association avec la théorie du calcul à la rupture. Chaque surface est constituée par la succession des arcs de spirale (de même pôle) associés à chaque couche (ce type de surface sera parfois appelé "spirale" dans ce manuel par simplification). Cet ensemble peut être défini par ses intersections amont et aval avec le talus (points d'entrée et sortie) et la valeur de l'angle au centre  $\theta$  (angle entre les rayons initial et final de la série des arcs). Ces données sont utilisées pour déterminer la position du pôle commun à tous les arcs de spirale constituant la frontière du bloc (mouvement rigidifiant cf chapitre 2.2.1). Elles permettent de paramétrer l'ensemble des surfaces à explorer.

La recherche de la valeur F minimale du facteur de confiance sur un ensemble de blocs se fait par balayage de l'ensemble {point d'entrée, point de sortie, angle au centre  $\theta$ }.

Les points d'entrée et de sortie des spirales sont définis par balayage d'un secteur amont et d'un secteur aval (Figure 11).

- Chaque secteur est défini en choisissant une origine et une extrémité (définissant un intervalle) sur l'enveloppe du talus. En considérant le contour du talus orienté de la gauche vers la droite, l'abscisse curviligne du point origine du secteur doit être inférieure ou égale à celle du point extrémité. Le secteur peut s'étendre à plusieurs segments contigus de la ligne polygonale définissant l'enveloppe du talus.
- Le point d'entrée (respectivement de sortie) de la spirale est positionné en référence à un découpage du secteur amont (respectivement aval) en intervalles de longueur constante. Le nombre d'intervalles est choisi par l'utilisateur pour chacun des deux secteurs (voir le chapitre B pour le détail de la définition des paramètres). Si le découpage est nul, seule l'origine du secteur est utilisée.

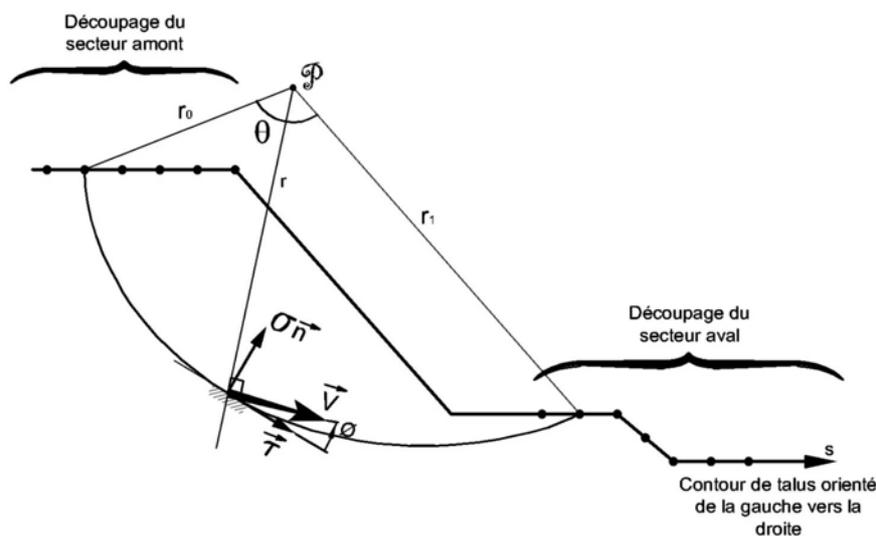


Figure 11 : Balayage pour la recherche des spirales : points d'entrée et de sortie

Le balayage des angles  $\theta$  est réalisé sur l'intervalle  $\{0, 180^\circ\}$  (Figure 12).

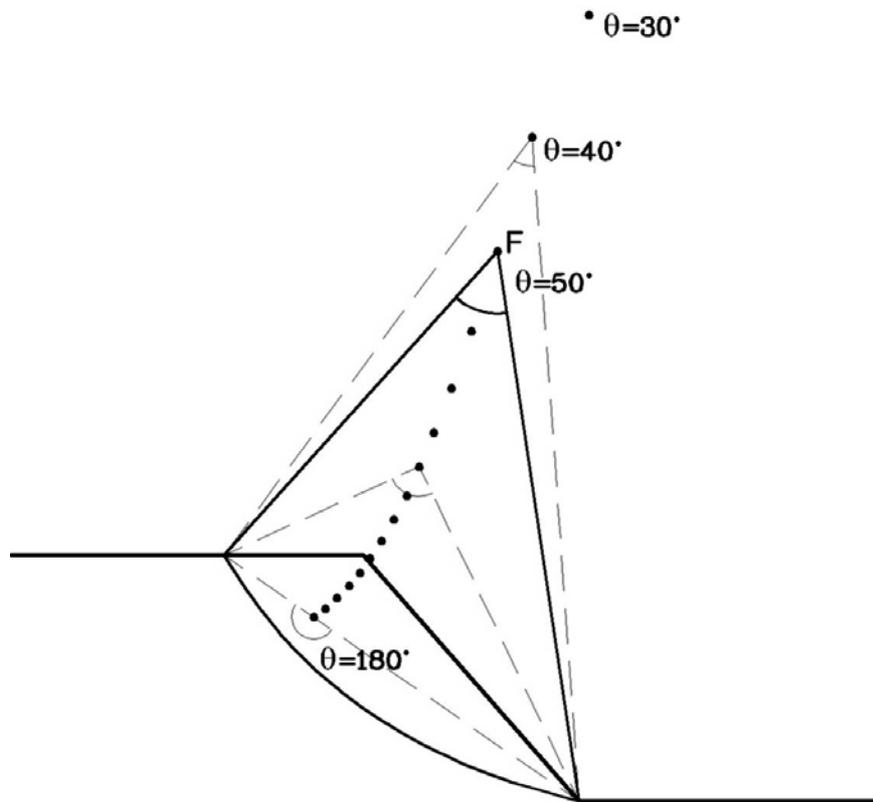


Figure 12 : Balayage pour la recherche des spirales : angles  $\theta$

Pour  $\theta = 0$ , le pôle est rejeté à l'infini et les arcs de spirale deviennent une ligne polygonale brisée : si de plus l'angle de frottement est constant le long de la frontière, la surface de rupture est alors un segment, l'équilibre examiné est celui d'un coin. Lorsque  $\theta$  est supérieur à 0 et que l'angle de frottement est nul le long de la frontière, la surface de rupture est un cercle.

La recherche du pôle P associé à chaque jeu de paramètres est menée de manière itérative et contrôlée par la précision imposée, sous forme de disque autour du point d'arrivée) : la précision définit le rayon du cercle centré sur le point de sortie théorique où doit se trouver l'extrémité du dernier segment (Figure 13).

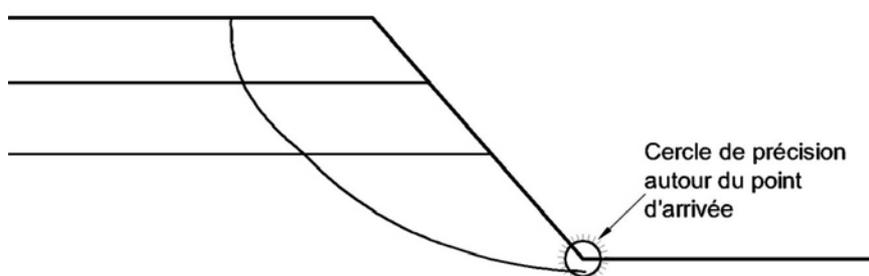


Figure 13 : Précision autour du point d'arrivée

Il est possible qu'il n'existe aucune surface de rupture entre les points d'entrée et sortie pour un angle  $\theta$  donné, soit parce que la courbe sort du talus, soit parce que les contraintes qu'impose la succession des angles de frottement de chacune des couches traversées conduisent à une impossibilité géométrique. La spirale est alors non aboutie.

Il est possible dans certains cas d'améliorer la convergence du processus en augmentant la discrétisation (découpage de l'angle au centre  $\theta$  en N intervalles égaux) ou en augmentant le rayon du disque de précision.

Seules les spirales abouties sont l'objet du calcul de stabilité et fournissent des résultats de calcul accessibles de manière graphique.

La discrétisation contrôle la précision avec laquelle sont évalués les termes  $M(W+u)$  et  $M(c)$ .

Les surfaces de rupture peuvent être de deux types différents, selon le choix fait par l'utilisateur :

- Surfaces à concavité vers le haut (concavité positive); le pôle est placé au dessus de la surface de rupture (Figure 14a);
- Surface à concavité vers le bas (concavité négative), le pôle est placé sous la surface de rupture (Figure 14b).

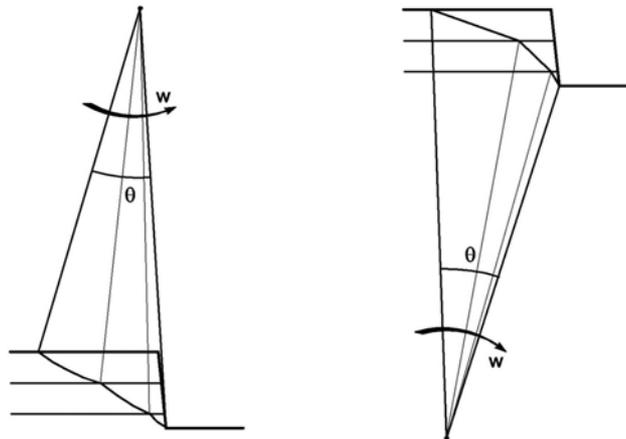


Figure 14 a et b : Concavités vers le haut (a) et vers le bas (b)

Il y a continuité entre les deux familles pour le paramètre  $\theta = 0$ . Ainsi, si une recherche sur des spirales à concavité positive aboutit à une surface minimale de paramètre  $\theta = 0$ , il est recommandé d'explorer également la famille des spirales de concavité opposée (et réciproquement).

Un exemple est offert par l'analyse de la stabilité d'un gabion cellulaire soumis à une poussée différentielle :

- ✓ La recherche sur les spirales à concavité positive aboutit au mécanisme de glissement plan sur la base (Figure 15a) ;
- ✓ L'extension de la recherche aux spirales à concavité négative aboutit à un mécanisme de rupture interne au gabion. Ce mécanisme est celui dénommé X par Brinch-Hansen (1953) (Figure 15b).

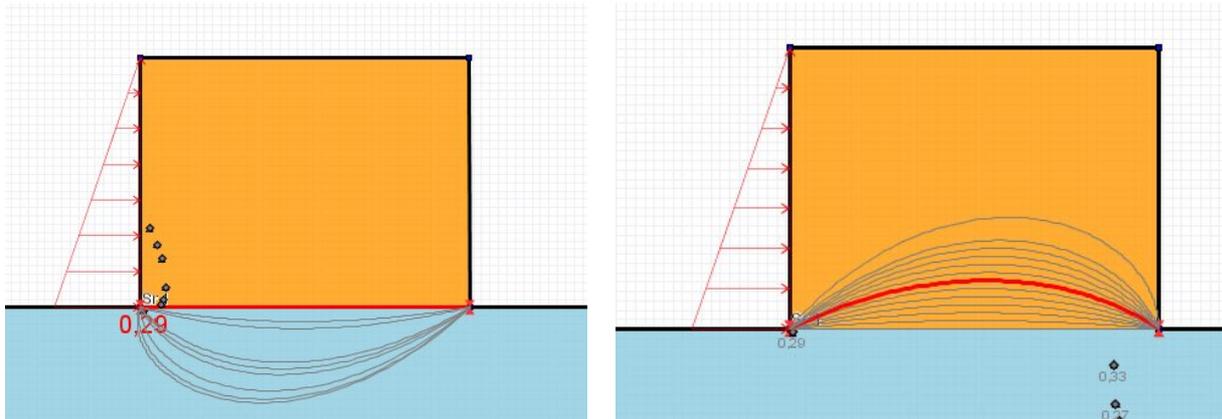


Figure 15 a et b : Continuité du balayage avec spirales à concavité positive et spirales à concavité négative

### **Remarque : surplombs**

La limitation des surplombs qui existe dans le cas des surfaces de rupture circulaires (cf chapitre 3.2.1.3) ne s'applique pas aux surfaces de rupture traitées par la méthode du calcul à la rupture. Aucune restriction n'est faite sur la position du pôle des arcs de spirales successifs et certains tronçons peuvent donc être en surplomb quand le pôle est à une cote inférieure à celle du point d'entrée (Figure 16). La théorie du calcul à la rupture permet de traiter ces situations sans aucune hypothèse complémentaire.

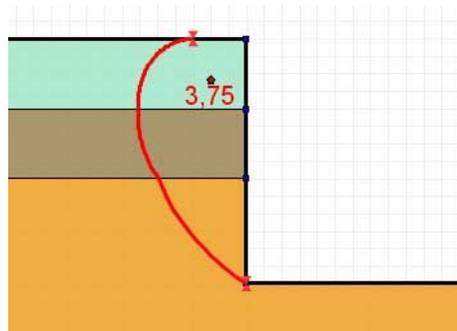


Figure 16 : Exemple de frontière avec surplomb balayée par le calcul à la rupture

### 3.3. PRESSIONS INTERSTITIELLES

#### 3.3.1. Détermination du champ des pressions interstitielles

Quatre méthodes sont disponibles, au choix de l'opérateur, pour introduire le champ de pressions interstitielles.

##### 3.3.1.1. Nappe et équipotentiels

La nappe est donnée par son toit (surface libre) et son mur (fond de nappe). Les équipotentiels sont supposés rectilignes et d'orientation variable (donnée par l'opérateur) selon le point considéré de la surface libre (Figure 17). La pression interstitielle au point M est définie par :

$$u_M = \gamma_w \cdot h_w \quad (28)$$

Sous le niveau du "fond de nappe", le programme considère :  $u_M = 0$

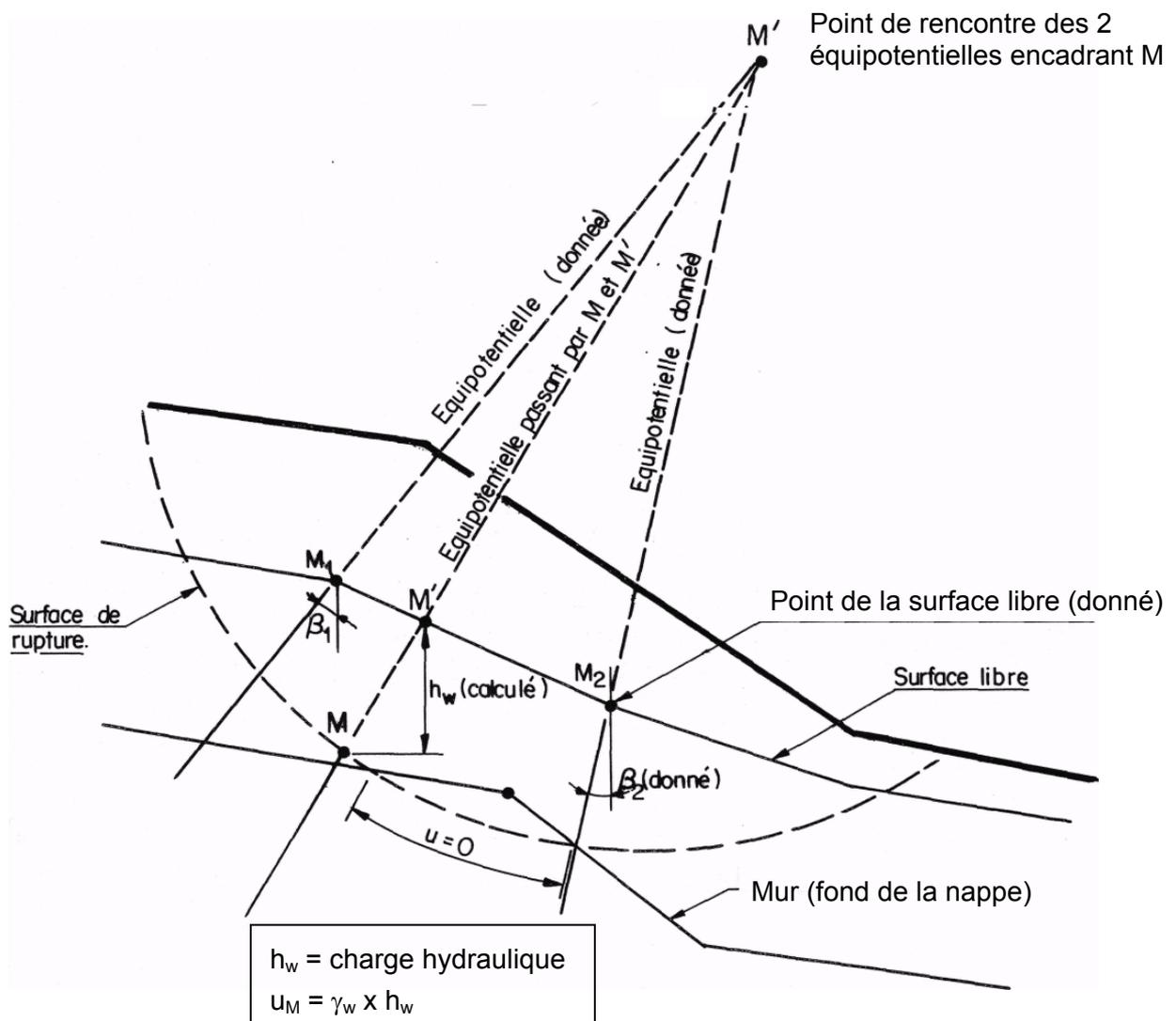


Figure 17 : Détermination de la pression interstitielle à partir des données d'une nappe et de ses équipotentiels

### 3.3.1.2. Pressions interstitielles données aux points caractéristiques d'une surface de rupture non circulaire

Au point courant d'un segment, la pression interstitielle est calculée par interpolation linéaire entre celles des points caractéristiques adjacents (Figure 18).

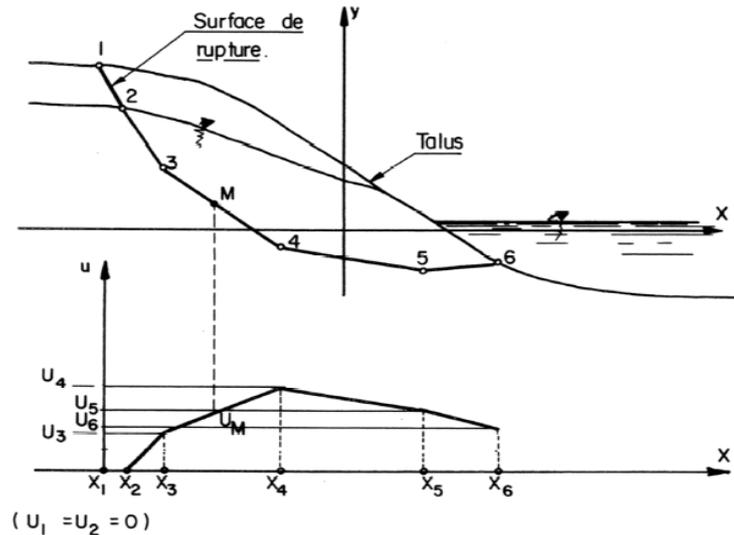


Figure 18 : Pression interstitielle à partir des données d'une nappe et de ses équipotentielle

### 3.3.1.3. Maillage triangulaire

Les pressions interstitielles peuvent être introduites aux nœuds d'un maillage triangulaire (déduites par exemple d'un calcul par éléments finis). Après avoir recherché le triangle auquel appartient le point M de la surface de rupture, le programme effectue une interpolation linéaire entre les valeurs de  $u$  aux sommets du triangle (Figure 19).

Nota : Pour accélérer la recherche du triangle concerné, une option "zonage" permet à l'opérateur de définir des bandes verticales, d'abscisses données, à l'intérieur desquelles le programme effectue un préclassement des triangles du maillage (Figure 20). Dans l'exemple indiqué, un préclassement affecte à la zone IV les triangles 27, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 38 qui ont au moins un sommet dans cette zone. Pour tout point d'abscisse situé dans cette zone, la recherche d'interpolation se limite aux triangles correspondants.

#### Nota : importation de maillages hydrauliques de Plaxis v8

Lors de l'importation de maillages hydrauliques Plaxis v8 (voir aussi le manuel d'utilisation, partie B du présent manuel), Talren 4 importe les triangles du maillage Plaxis (même nombre de triangles), ainsi que les nœuds sommets des triangles (avec les pressions interstitielles associées à ces nœuds). Le nombre de nœuds importés est donc inférieur au nombre de nœuds définis dans le maillage Plaxis, puisque dans un maillage Plaxis, chaque triangle comporte 6 ou 15 nœuds selon l'option choisie.

### 3.3.1.4. $u$ fonction de la contrainte verticale

Pour un sol donné, il est possible de définir le coefficient  $r_u$  tel que :

$$u = r_u \cdot \gamma \cdot h \quad (28b)$$

Nota : la valeur de  $u$  calculée suivant l'équation 28b ne prend pas en compte les surcharges éventuelles, mais prend en compte l'accélération sismique verticale éventuellement définie.

## 3.3.2. Nappe extérieure

Dès que le toit de la nappe est au dessus du talus il est indispensable d'introduire une ou plusieurs nappes extérieures (Figure 21). Les forces  $U_0$  et  $U_1$ , de l'équation générale (3),

sont définies comme les résultantes horizontales de la poussée à l'amont et à l'aval.

En rupture circulaire, grâce à la modification apportée à la méthode de Fellenius (cf. remarque a) du chapitre 2.1.1), l'introduction d'une nappe extérieure est acceptée par cette méthode, au même titre que les méthodes de Bishop et des perturbations.

En rupture non circulaire, la présence d'une nappe extérieure au talus ne peut être traitée que par la méthode des perturbations.

Le calcul à la rupture permet de traiter toutes les situations de nappe.

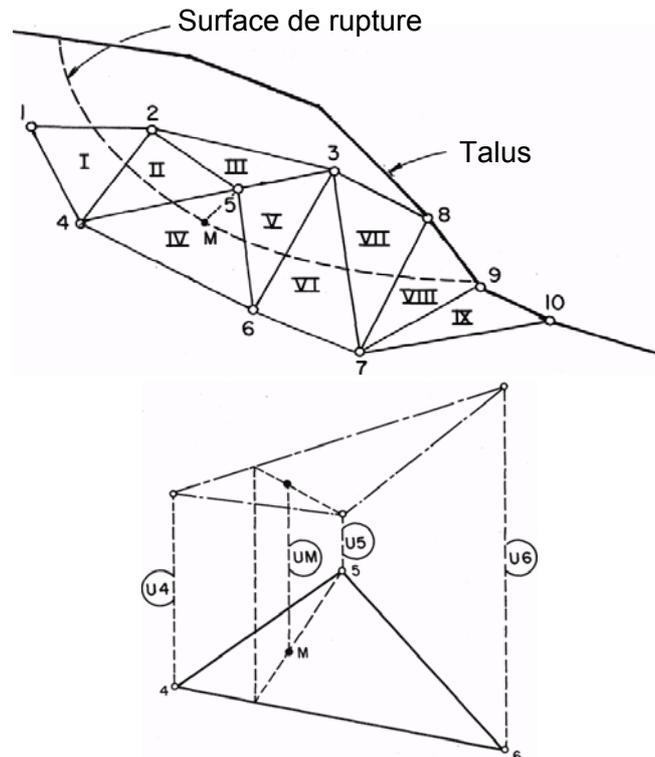


Figure 19 : Pressions interstitielles données aux noeuds d'un maillage triangulaire

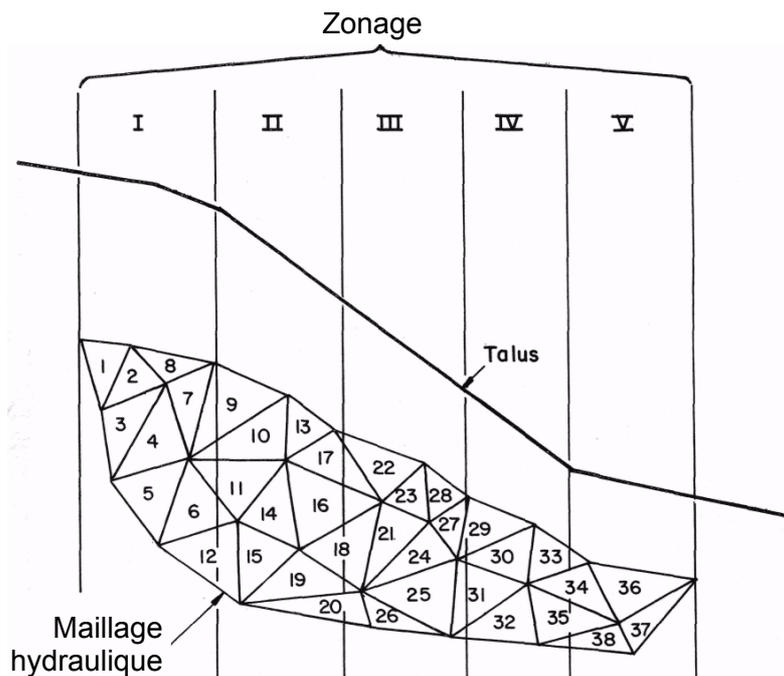
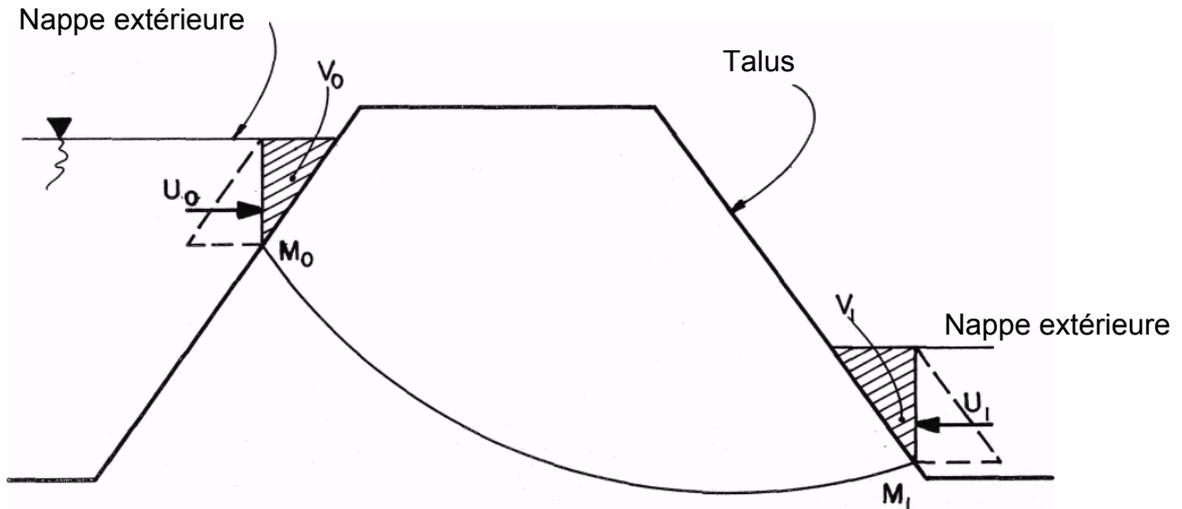


Figure 20 : Zonage de préclassement des triangles hydrauliques



- $M_0$  et  $M_1$  : intersections de la surface de rupture avec le talus  
 $V_0$  et  $V_1$  : volumes d'eau considérés comme solidaires du volume de sol soumis au glissement  
 $U_0$  et  $U_1$  : forces externes appliquées au volume de sol par l'eau extérieure

Figure 21 : Prise en compte d'une nappe extérieure

### 3.3.3. Cas d'une rupture concernant une partie de talus totalement immergée

Dans le cas où une surface de rupture intéresse une partie de talus entièrement immergée et où l'on ne pondère pas les poids volumiques, les équations fondamentales de l'équilibre s'écrivent (Figure 22) :

$$\text{div}[\sigma] = \vec{\gamma} \quad (29)$$

soit en contraintes effectives :

$$\text{div}([\sigma'] + [u]) = \vec{\gamma} \quad (29a)$$

où :

$$[u] = (\gamma_w \cdot h_w + \Delta u) [1] \quad (30)$$

avec  $\Delta u$  : excès de pression interstitielle (éventuel) par rapport au régime hydrostatique soit :

$$\text{div}[\sigma'] = \vec{\gamma}' - \text{div}\Delta u \cdot [1] + (\vec{\gamma}_w - \text{div}(\gamma_w \cdot h_w) \cdot [1]) \quad \text{avec } \vec{\gamma} = \vec{\gamma}' + \vec{\gamma}_w$$

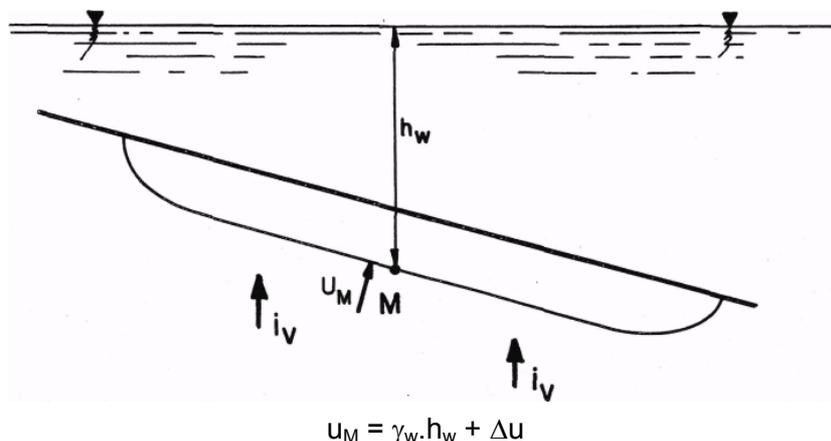


Figure 22 : Cas d'un talus totalement immergé

L'expression entre parenthèses est nulle et il vient :

$$\text{div}([\sigma'] + \Delta u.[1]) = \vec{\gamma}' \quad (31)$$

Cette équation est identique à l'équation d'équilibre en contraintes totales sous réserve de :

- considérer le sol avec son poids volumique déjaugé ;
- prendre en compte les éventuelles surpressions interstitielles  $\Delta u$ , évaluées par rapport à la pression hydrostatique  $\gamma_w \cdot h_w$

En l'absence de  $\Delta u$  (régime hydrostatique), il reste :  $\text{div}[\sigma'] = \vec{\gamma}'$

Dans le cas où l'on ne pondère pas les poids volumiques, lorsque le régime est hydrostatique, le coefficient de sécurité d'un talus immergé est le même que celui d'un talus "hors d'eau" calculé sur la base des poids volumiques déjaugés.

Dans le calcul aux E.L.U., la pondération  $\Gamma_{s1}$  est appliquée sur le poids total du sol ( $\gamma$ ) mais pas le poids de l'eau ( $\gamma_w$ ). Dans le cas d'un talus totalement immergé calculé avec les poids volumiques déjaugés, la pondération  $\Gamma_{s1}^*$  de  $\gamma'$  est alors :

$$\Gamma_{s1}^* = \frac{\Gamma_{s1} \cdot \gamma - \gamma_w}{\gamma - \gamma_w} \quad \text{d'où} \quad \Gamma_{s1} \cdot \gamma = \Gamma_{s1}^* \cdot \gamma' + \gamma_w$$

### 3.4. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES SOLS. DETERMINATION DE $\sigma'$ ET $\tau$

#### 3.4.1. Anisotropie de cohésion

TALREN peut prendre en compte un sol frottant ou non avec une anisotropie de cohésion dont la courbe (cohésion en fonction de l'angle par rapport à l'horizontale) est définie par l'utilisateur (Figure 22b). Cette option est compatible avec toutes les méthodes de calcul proposées dans TALREN.

En tout point de la surface de rupture, l'angle de la tangente est connu et permet de connaître la cohésion localement mobilisée.

On applique alors les coefficients partiels de sécurité  $\Gamma_\phi$  sur l'angle de frottement interne du sol et  $\Gamma_c$  sur les valeurs de la cohésion en chacun des points de discrétisation de la surface de rupture.

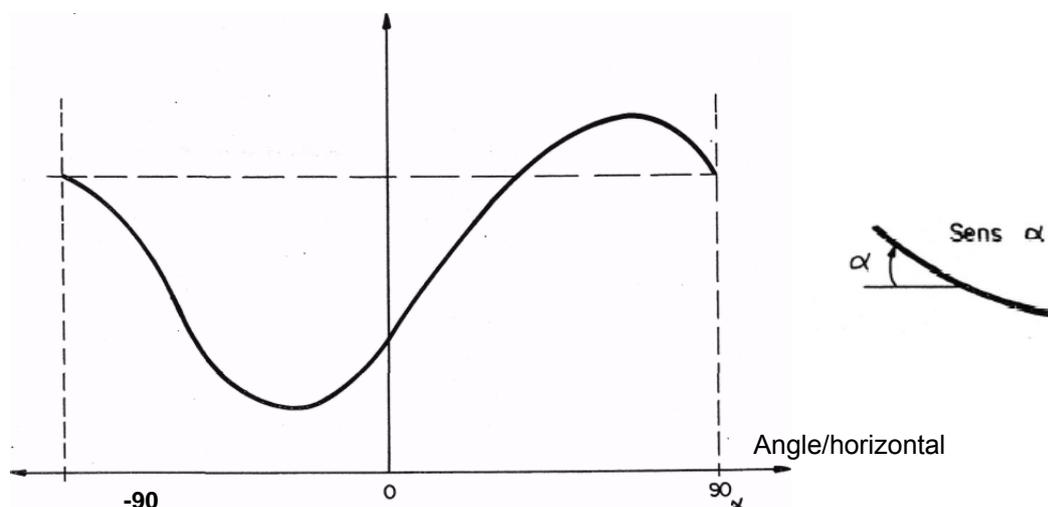


Figure 22b : Définition de l'anisotropie de cohésion

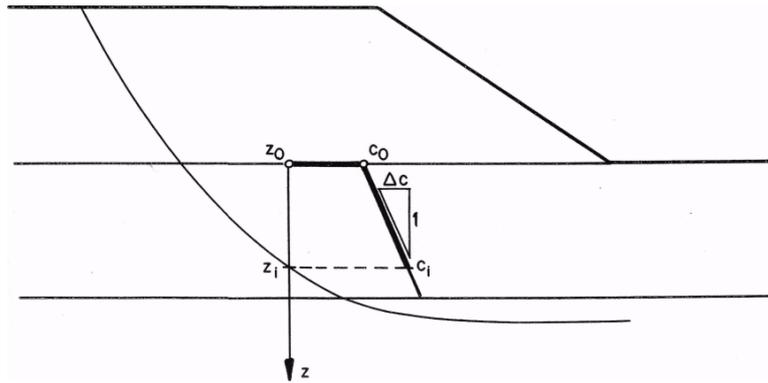


Figure 22c : Cohésion variable en fonction de la profondeur

### 3.4.2. Cohésion variable avec la profondeur

Il est possible de définir la cohésion d'un sol, variable avec la profondeur en donnant la cohésion ( $c_0$ ) au toit de la couche et l'accroissement ( $\Delta c$ ) par unité de profondeur (Figure 22c). A la profondeur  $z_i$ , la cohésion s'exprime par :

$$c_i = c_0 + \Delta c \cdot (z_0 - z_i) \quad (31b)$$

Cette option est compatible avec toutes les méthodes de calcul proposées dans TALREN.

### 3.4.3. Courbes intrinsèques

Dans les cas classiques, les paramètres de résistance mécanique sont définis par la loi de Coulomb (Figures 23a et b).

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan \phi' \text{ (contraintes effectives) ou } \tau = c_u \text{ (contraintes totales)} \quad (32)$$

Il est possible d'introduire une courbe intrinsèque non linéaire traduisant, par exemple, les propriétés des sols dilatants (Figures 23c). La courbe est alors donnée par points, et pour chaque niveau de contraintes  $\sigma'$ , le programme détermine la courbe intrinsèque linéaire équivalente :

$$\tau = c'^* + \sigma' \cdot \tan \phi'^* \text{ par la règle présentée Figures 23c.} \quad (33)$$

La prise en compte des facteurs de sécurité partiels affectés à  $\phi'$  et  $c'$ , dans le cas d'une courbe intrinsèque non linéaire, dans TALREN est décrite sur la Figures 23d.

Cette option ne peut pas être appliquée avec la méthode du calcul à la rupture.

### 3.4.4. Zone amont - Limite de la contrainte normale dans la méthode de Fellenius

En zone amont d'une surface de rupture présentant une extension verticale  $\alpha \rightarrow \pi/2$ .

Dans l'équation (9) donnant  $\sigma_{Fel}$ , il vient alors :

$$\sigma_{Fel} \rightarrow \frac{dU}{dl} = u \text{ et } \sigma'_{Fel} \rightarrow 0 \quad (34)$$

ce qui revient à admettre :  $\tau \rightarrow \frac{c}{\Gamma_c}$

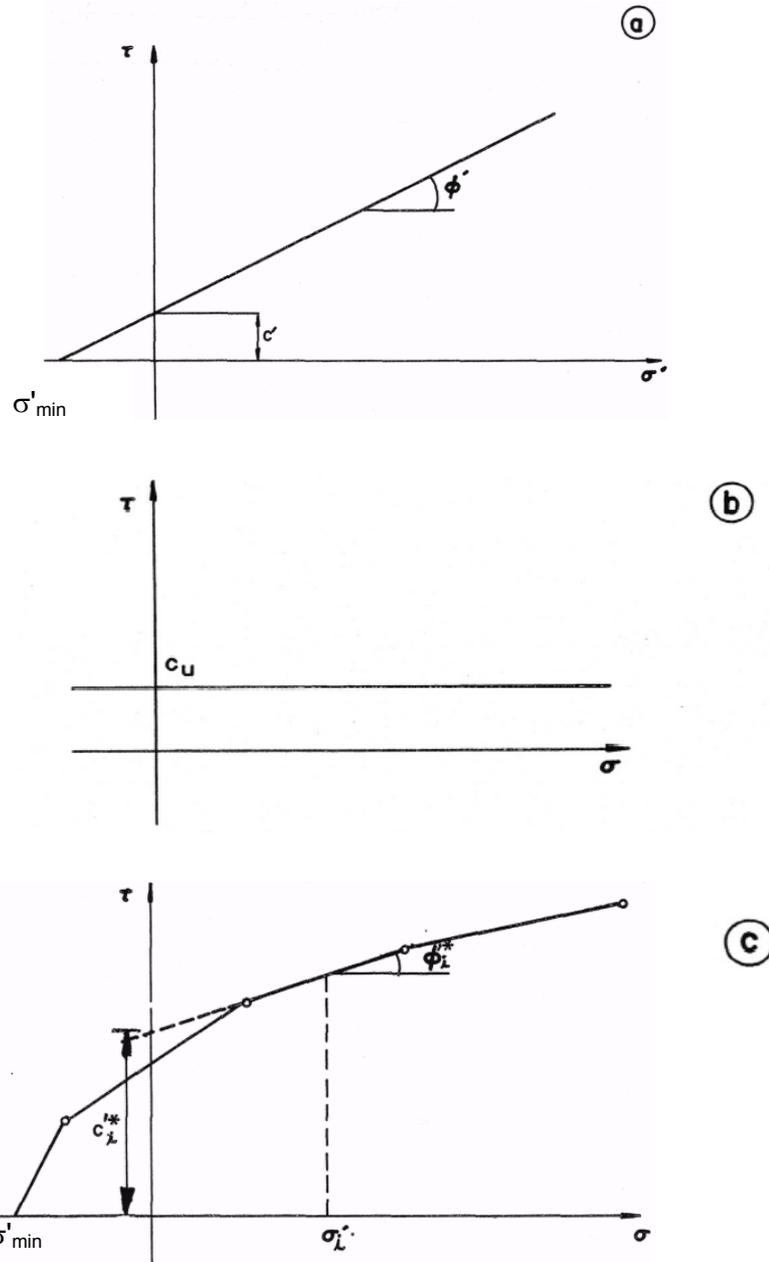
### 3.4.5. Zone amont - Particularité liée à la méthode de Bishop

Dans le cas de la méthode de Bishop, d'après l'équation (16), il apparaît que pour une surface de rupture présentant une extension verticale :

$$\text{quand } \alpha \rightarrow \pi/2, \sigma'_{Bish} \rightarrow -\frac{c}{\tan \phi} \cdot \frac{\Gamma_\phi}{\Gamma_c} (= \sigma'_{\min}) \quad (35)$$

Pour éviter les problèmes de calcul liés aux valeurs de  $\text{tg}\alpha$  au voisinage de  $\pi/2$  le programme impose  $\tau_{\text{max}} = 0$  dès que  $\alpha > \pi/2 - 5 \cdot 10^{-3}$  radians.

Par contre une anomalie apparaît dans cette zone, due au mode de calcul de  $\sigma'$ .



Figures 23a, b et c : Courbes intrinsèques acceptées par TALREN

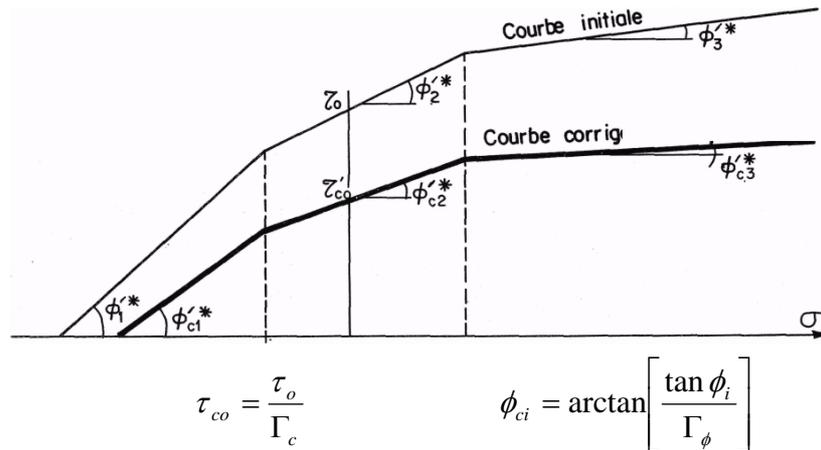


Figure 23d : Prise en compte de  $\Gamma_c$  et  $\Gamma_\phi$  dans le cas d'une courbe intrinsèque non linéaire

La Figure 24 montre, en effet, l'évolution de  $\tau_{max}$  (donné par (16)), pour  $0 < \alpha < \pi/2$ . S'il n'y avait pas de frottement, la valeur de  $\tau_{max}$  serait constante et égale à  $c/\Gamma_c$  ; le fait d'introduire du frottement diminue localement le cisaillement maximal (donc admissible) dans les tranches amont, par rapport au cas de frottement nul (zone hachurée de la Figure 24).

Cette diminution est naturellement compensée globalement par l'augmentation corrélative de  $T_{max}$  dans les autres tranches et en temps normal, il n'y a pas de problème particulier.

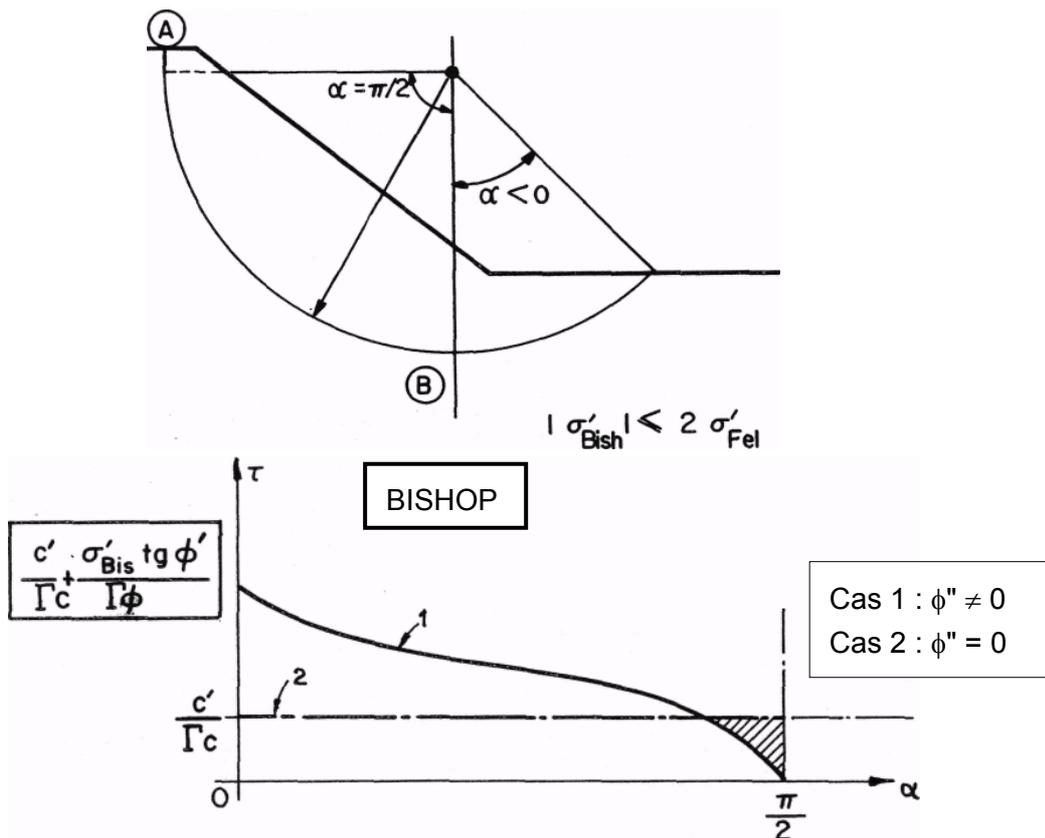


Figure 24 : Tests spécifiques à la méthode de Bishop dans TALREN

Par contre, dans le cas de l'extension TALREN aux surfaces mixtes présentant une partie verticale importante (Figure 25a), l'annulation de  $\tau$  pour  $\alpha \geq \pi/2$  conduit à deux aberrations :

- $\Gamma$  est très faible (puisque l'on néglige un frottement qui existe malgré tout le long de AB) ;

- $\Gamma$  est plus faible que si l'on supprime le frottement en ne maintenant que la cohésion dans les tranches amont (chapitre 3.2.1.2)

A ce titre, l'extension proposée doit être manipulée avec circonspection lorsque l'on se trouve en présence de minima trop bas par rapport au sommet du talus.

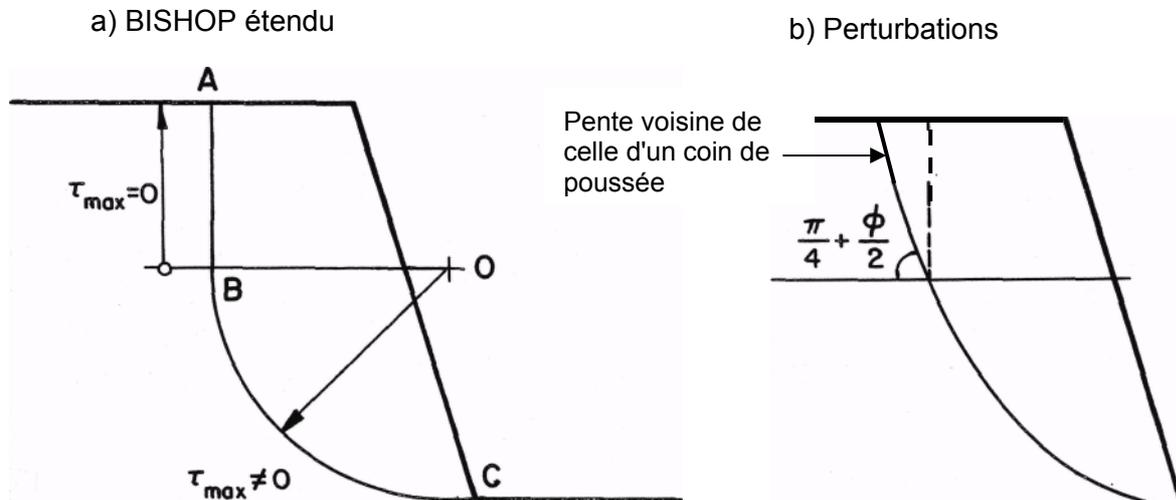


Figure 25 : Cas de distorsions fortes dues à l'extension de la méthode Bishop au cas des surfaces de rupture mixtes - Substitution conseillée par la méthode des perturbations

### 3.4.6. Zone amont - Limitation de la contrainte normale - méthode des perturbations

La contrainte normale donnée par (18) est telle que :

$$\sigma'_{pert} = \sigma'_{Fel} \cdot (\lambda + \mu \cdot \tan^n \alpha) \quad (36)$$

Pour une surface de rupture présentant une extension verticale, il a été montré que  $\sigma'_{Fel} \rightarrow 0$  quand  $\alpha \rightarrow \pi/2$

Comme pour la méthode de Fellenius, la présence de  $\tan \alpha$  dans (36) impose un artifice de calcul pour éviter les problèmes de convergence au voisinage de  $\alpha = \pi/2$ .

TALREN impose :

$$\sigma'_{pert} = 0 \text{ dès que } \alpha \geq \pi/2 - 1.10^{-5} \text{ radians} \quad (36a)$$

Cette règle est prolongée dans l'éventuelle partie verticale amont de la surface de rupture.

De même que dans les autres méthodes, cet artifice mathématique ne reflète pas la réalité mécanique et il est préférable de limiter au strict minimum la longueur de partie verticale, et d'adopter des surfaces de rupture intégrant le coin de poussée à l'amont (Figure 25b).

### 3.4.7. Particularité en partie aval de la surface de rupture - méthode de Bishop

A l'aval de la courbe de rupture et en cas de "remontée" de celle-ci ( $\alpha < 0$ ) (Figure 24), l'expression  $m(\alpha)$  (équation (15)) peut s'annuler. L'expression de  $\sigma'_{Bishop}$  (équation (16)) prend alors des valeurs infinies et la convergence du processus itératif du calcul de  $\Gamma$  est perturbée.

Pour éviter cette aberration, un test est imposé dans TALREN. Dans la zone aval, où  $\alpha < 0$ , on adopte :

$$\sigma'_{Bish} \leq 2 \cdot \sigma'_{Fel} \text{ où } \sigma'_{Fel} \text{ est donné par (9).} \quad (37)$$

Ce problème ne se pose pas pour les autres méthodes.

### 3.5. SURCHARGES

La prise en compte des surcharges est un problème délicat, général à tous les programmes de calcul de stabilité reposant sur une méthode des tranches car l'incidence d'une surcharge sur la répartition des contraintes sur la surface de rupture (répartition qui, en tout état de cause, n'est pas déterminée de façon exacte pour le massif non surchargé) dépend de la déformabilité du massif (Figure 26).

Les difficultés précédentes n'existent pas dans la méthode du calcul à la rupture qui est apte à prendre en compte l'influence de tout type de chargement appliqué au bloc étudié (mouvement rigidifiant, cf chapitre 2.2.1).

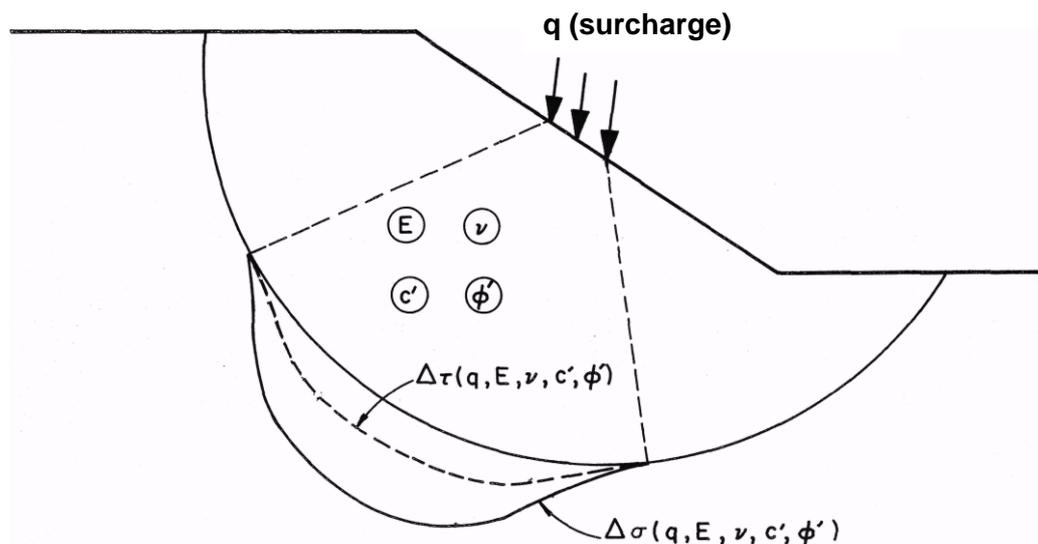


Figure 26 : Problème soulevé par l'estimation de l'effet des surcharges

#### 3.5.1. Dans les méthodes des tranches et la méthode des perturbations

Il n'est pas raisonnable d'imaginer introduire une estimation de l'effet des surcharges à l'aide de calculs en déformation (de type éléments finis par exemple), car le calcul à la rupture perdrait alors son sens et l'intérêt de sa simplicité.

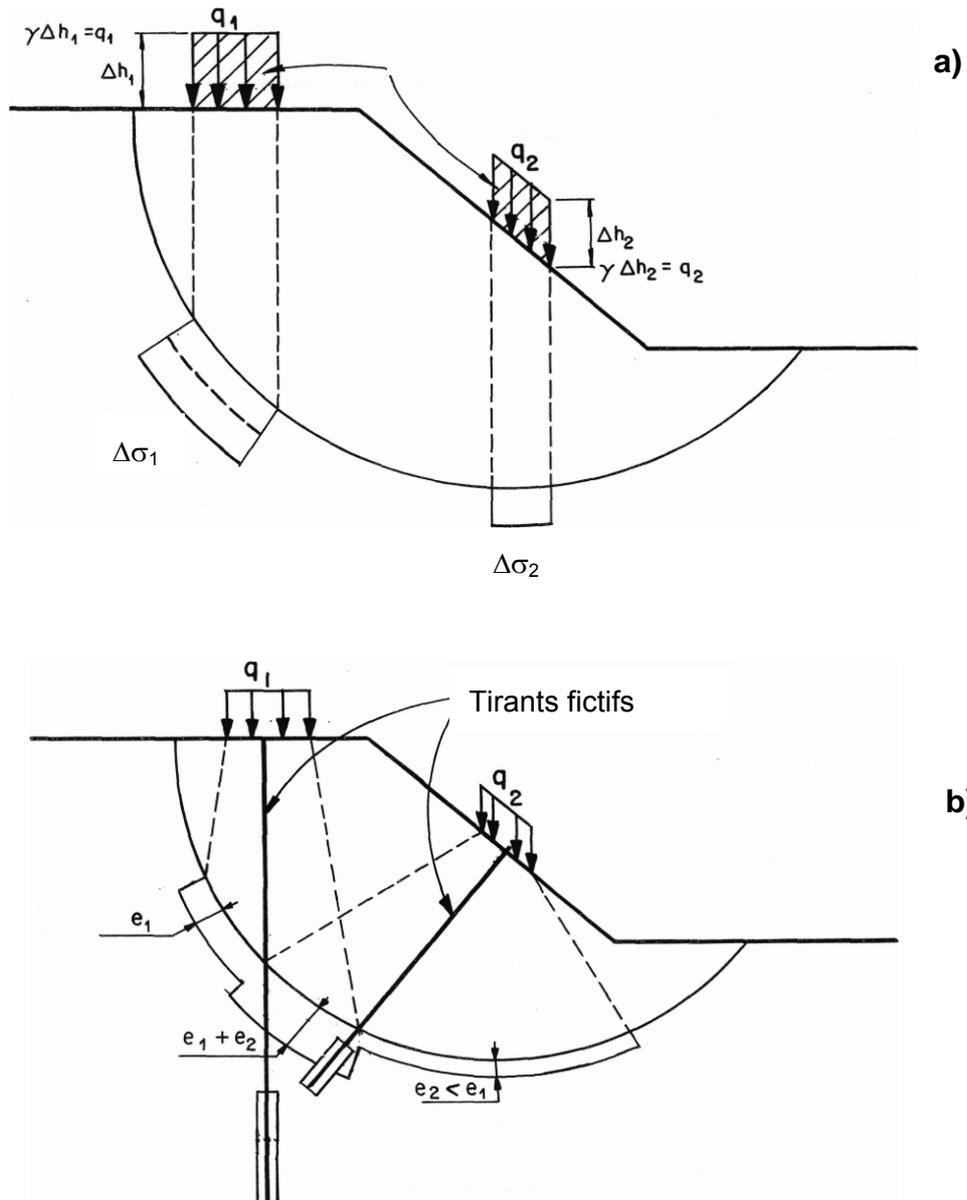
Faute de solution satisfaisante, deux méthodes sont utilisées pour simuler les surcharges :

##### 3.5.1.1. Surcharges surfaciques verticales

Il est possible de les simuler par une couche de sol fictive conduisant à la même contrainte (Figure 27a). L'incidence de la surcharge est alors localisée essentiellement au droit de sa zone d'application. (En pratique, par le biais du coefficient de sécurité et des forces intertranches dans le cas particulier de la méthode de Bishop, l'effet de la surcharge intéresse l'ensemble de la surface de rupture).

Les surcharges surfaciques doivent nécessairement être appliquées à des segments de l'enveloppe du talus (voir aussi le manuel d'utilisation)

Si une surface de rupture a une de ses extrémités sur le segment (ou groupe de segments contigus) d'application de la surcharge, seule une fraction de cette surcharge est prise en compte. Les caractéristiques de la surcharge partielle appliquée à la surface de rupture sont alors interpolées en fonction de l'abscisse curviligne, à partir des paramètres fournis aux extrémités de la surcharge.



a) simulation par couche de sol

b) simulation par tirant fictif

Figure 27 : Prise en compte des surcharges dans TALREN

### 3.5.1.2. Surcharges linéaires obliques (ou verticales)

La nécessité de prendre en compte la composante horizontale d'efforts appliqués, dans le cas de surcharges obliques et/ou le souhait de vouloir mieux diffuser leur effet dans le cas des surcharges verticales, conduit à les simuler par des tirants fictifs (Figure 27b), dont le mode de traitement est précisé au chapitre 5.

### 3.5.2. Dans le calcul à la rupture

Toute surcharge linéique appliquée au bloc ou surfacique appliquée entre les extrémités amont et aval de la frontière du bloc (mouvement rigidifiant, cf chapitre 2.2.1) est intégrée dans le bilan des moments moteur et résistant par rapport au pôle commun des arcs de spirale successifs (Figure 28).

Aucune hypothèse de diffusion n'est nécessaire à la mise en œuvre de la méthode.

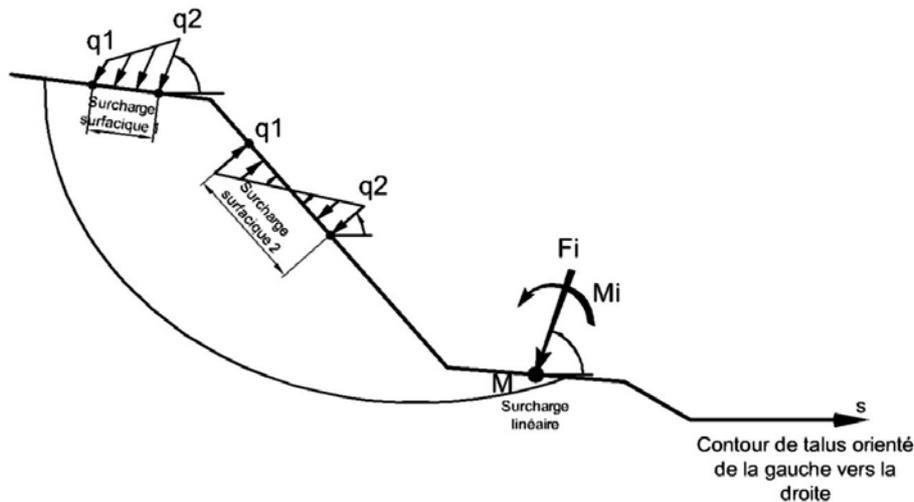


Figure 28 : Prise en compte des surcharges dans le calcul à la rupture

#### 3.5.2.1. Surcharges surfaciques

Les surcharges surfaciques doivent nécessairement être appliquées à des segments de l'enveloppe du talus (voir aussi le manuel d'utilisation), comme pour les autres méthodes de calcul. Elles ne peuvent pas être appliquées à d'autres segments, non placés sur l'enveloppe du talus.

Par contre, dans le cas de la méthode de calcul à la rupture, il est possible de définir des surcharges surfaciques inclinées (et non nécessairement verticales) : l'inclinaison doit demeurer comprise entre 0 et 180°; les valeurs  $q_1$  et  $q_2$  peuvent être positives ou négatives.

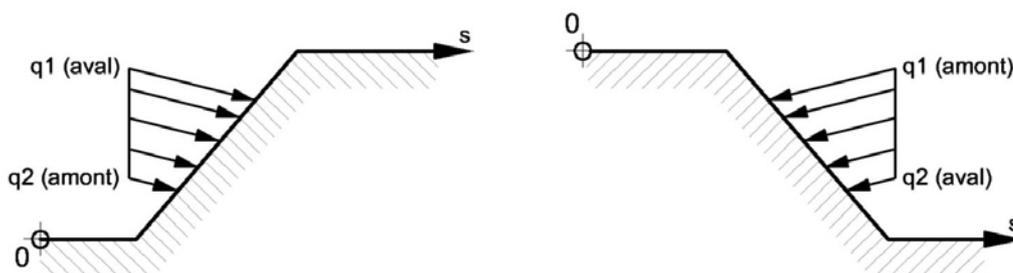


Figure 29 : Définition des surcharges surfaciques dans le calcul à la rupture

Si la frontière d'un bloc a une de ses extrémités sur le segment (ou groupe de segments contigus) d'application de la surcharge, seule une fraction de cette surcharge est prise en compte. Les caractéristiques de la surcharge partielle appliquée au bloc sont alors interpolées en fonction de l'abscisse curviligne, à partir des paramètres fournis aux extrémités de la surcharge (comme c'est le cas pour les autres méthodes de calcul et surfaces de rupture).

### 3.5.2.2. Surcharges linéiques

Elles peuvent s'appliquer à l'intérieur du bloc.

Il n'y a pas de remarque particulière, sauf pour la diffusion : la diffusion des surcharges linéiques n'est pas prise en compte dans le cas de la méthode de calcul à la rupture.

### 3.5.2.3. Contribution motrice ou résistante

Le caractère moteur ou résistant des surcharges (surfaiques et linéiques) est déterminé surcharge par surcharge, pour l'ensemble de la contribution du ou des segments de talus qui la composent. Cette évaluation est faite globalement et non composante par composante.

### 3.6. EFFET SISMIQUE

L'incidence d'un séisme est traité par la méthode "pseudo-statique". La gravité est affectée d'un coefficient d'accélération horizontale ( $C_{ah}$ ) et vertical ( $1 + C_{av}$ ) de sens quelconque, dont les valeurs respectives sont données par l'opérateur (Cf. Figure 30).

Pour les surfaces de ruptures polygonales traitées selon une méthode autre que la méthode du calcul à la rupture, seule la méthode des perturbations est adaptée.

La méthode du calcul à la rupture n'impose elle aucune restriction particulière.

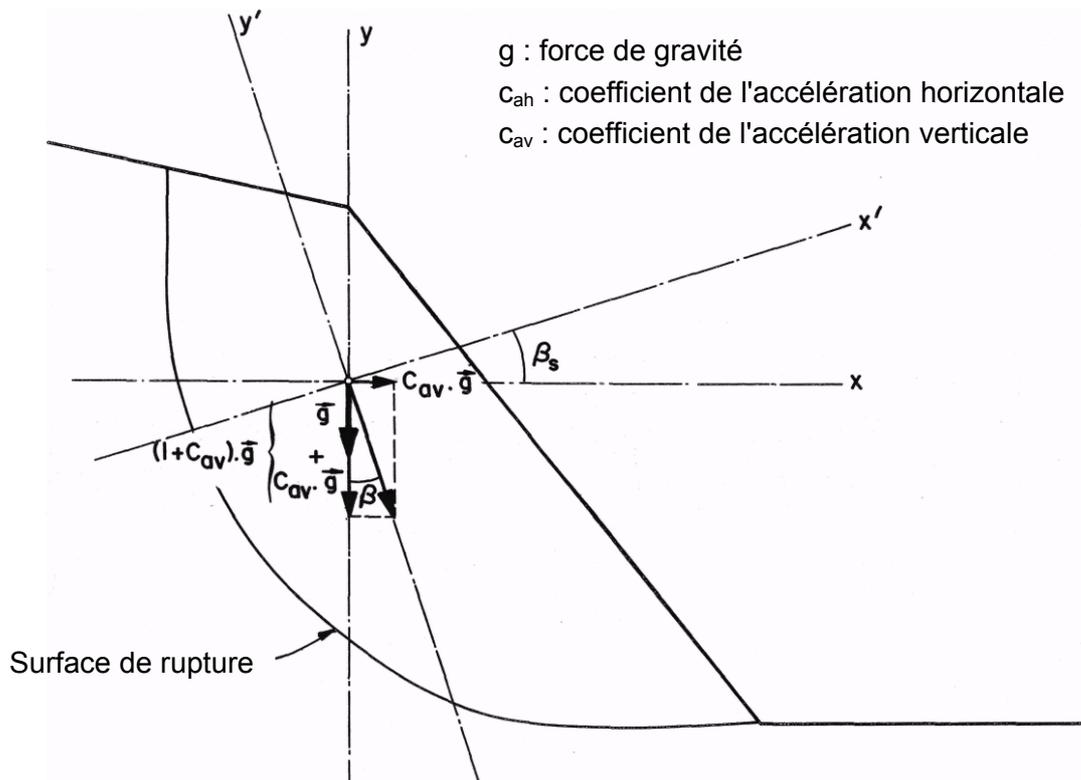


Figure 30 : Simulation d'un séisme par la méthode pseudo-statique

#### Remarques :

- Il est important de noter qu'en cours de séisme, situation de cisaillement rapide, les caractéristiques mécaniques et les conditions hydrauliques à prendre en compte sont particulières (se référer aux ouvrages spécialisés).
- En cas de nappe extérieure, il n'est pas appliqué d'effet horizontal sur les masses d'eau situées à l'extérieur du talus de façon à ne pas induire de cisaillement parasite à la surface du talus (Cf. Figure 31). Cette disposition n'est pas "réglementaire" mais prend en compte des conditions de simulation plus raisonnables que l'application brutale de la méthode pseudo-statique.  
 Nota : des surpressions hydrodynamiques peuvent également avoir à être considérées (se reporter aux ouvrages spécialisés pour leur estimation).
- De même pour les surcharges, l'influence du séisme n'est considérée que par l'effet de sa composante verticale.

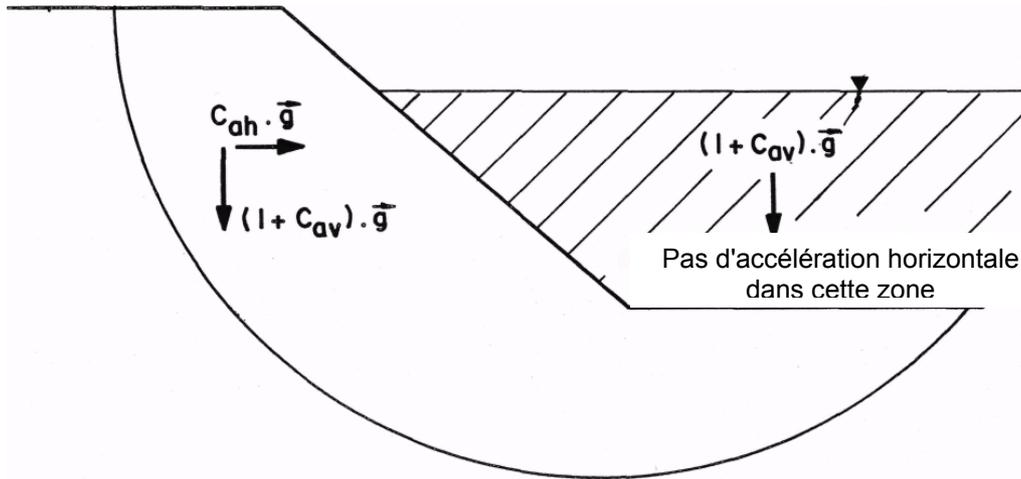


Figure 31 : Cas d'une nappe extérieure soumise à séisme

## 4. ETUDE THEORIQUE DE LA PRISE EN COMPTE DES RENFORCEMENTS

### 4.1. *TYPES DE RENFORCEMENTS - CONSIDERATIONS GENERALES*

TALREN a spécifiquement été conçu pour la prise en compte de renforcements. Les types de renforcements acceptés sont toutes les inclusions que l'on peut caractériser par un ou plusieurs des paramètres suivants :

- résistance à la traction.
- résistance à la flexion.
- résistance au cisaillement.

A ce titre peuvent être introduits (Figure 32) :

- tirants ;
- clous ;
- pieux et micropieux ;
- armatures de renforcement par bandes;
- rideaux de soutènement (palplanches, parois moulées);
- nappes de géotextiles.

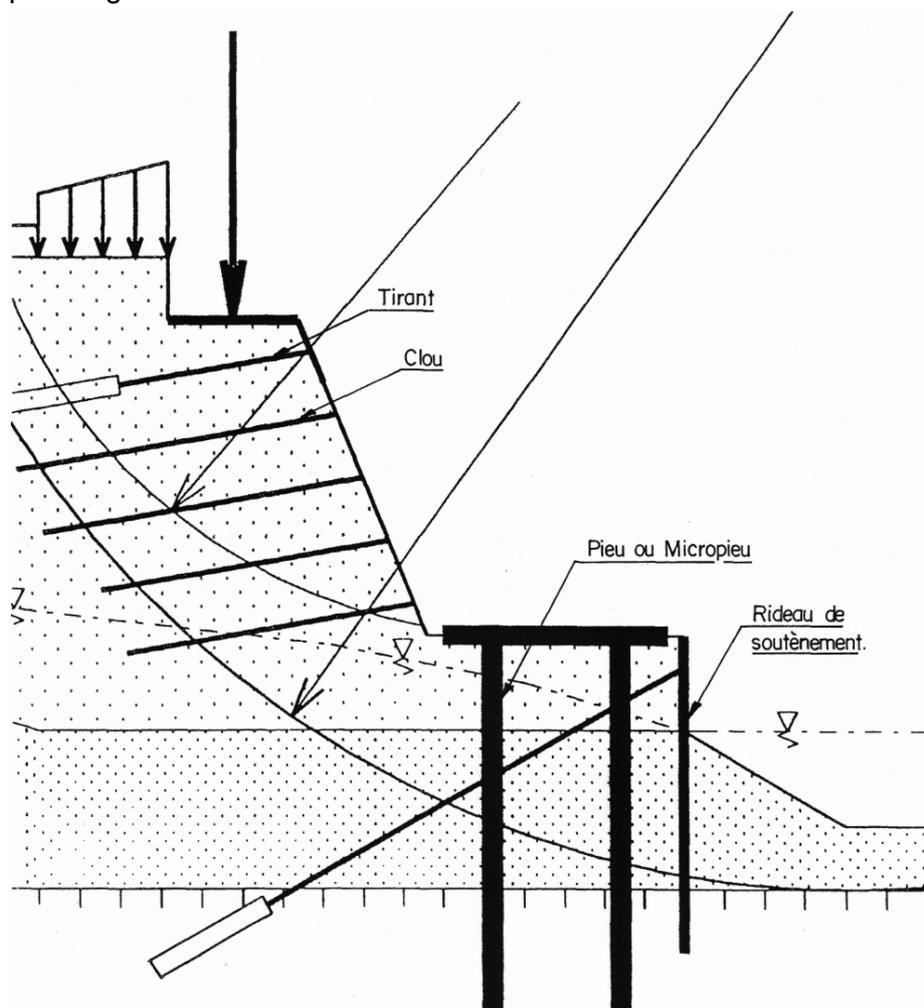


Figure 32 : Renforcements admis par TALREN

Les renforcements sont pris en compte par leur action à l'intersection avec la surface de rupture, décomposée en (Figure 33) :

- effort axial  $T_n$  ;
- effort de cisaillement  $T_c$ .

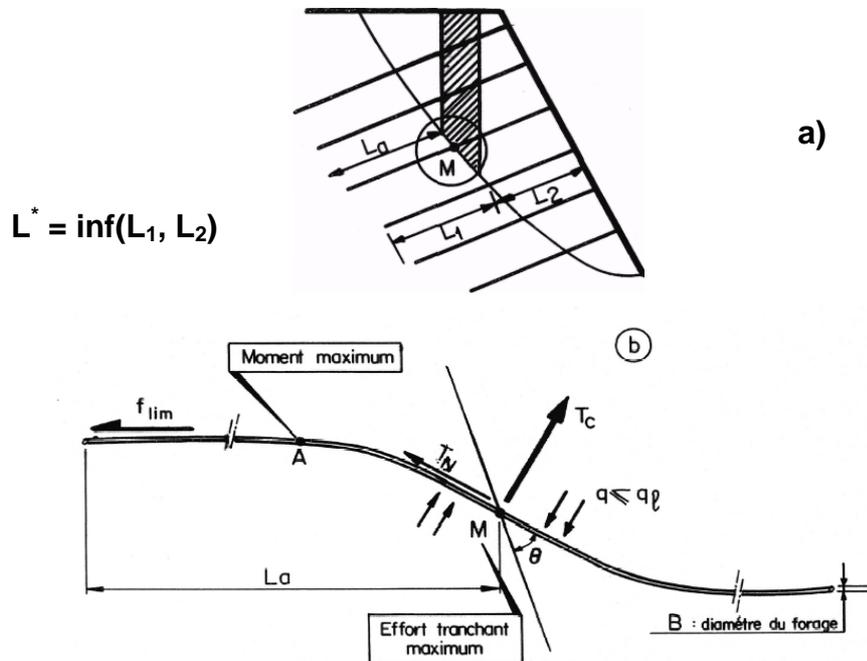


Figure 33 : Mode de prise en compte de l'effet d'un renforcement

Le point M d'intersection inclusion-surface de rupture étant un point de cisaillement maximal, le moment fléchissant  $y$  est nul.

Certaines règles de diffusion de l'effet d'une inclusion au sein de la masse de sol renforcé sont introduites dans TALREN, en association avec les méthodes des tranches et la méthode des perturbations, et explicitées au chapitre 5.4.

Hormis en ce qui concerne le critère de limitation (pour des raisons de sécurité) de l'effort normal sol-inclusion, la déformabilité des matériaux n'est pas prise en compte. De ce fait, le calcul ne rend pas compte, par exemple, de la concentration de contraintes observées sur des colonnes ballastées lors du chargement par un remblai, cas particulier qui doit être traité spécifiquement (cf. chapitre 5.3.5).

Les efforts  $T_n$  et  $T_c$  pris en compte sont déduits de leurs valeurs à la rupture, affectées de coefficients de sécurité discutés au chapitre 5. Nous développons dans le présent chapitre la détermination des efforts "à la rupture".

#### 4.2. CRITERES DE MOBILISATION DES INCLUSIONS "A LA RUPTURE"

Les efforts dans les inclusions,  $T_n$  et  $T_c$ , au droit de la surface de rupture, sont limités par les critères suivants :

- résistance propre de l'inclusion (traction, cisaillement, moment fléchissant) ;
- résistance d'interaction sol-inclusion (effort normal et frottement latéral).

Le problème est exposé ici dans sa généralité pour une inclusion résistant à la fois en flexion et en traction. La limitation de l'une ou l'autre de ces propriétés se traduit par la position

particulière de la limite du domaine de stabilité correspondant sur le diagramme de synthèse des critères de rupture présenté plus loin.

L'inclusion est supposée se comporter, au voisinage de la surface de rupture, comme une poutre sur appuis élastiques (Figure 33), dont la déformée est symétrique par rapport au point d'intersection M avec la surface de rupture.

Sa résistance propre intervient par la combinaison traction-cisaillement en M et traction-flexion au point de moment maximum A.

L'interaction sol-inclusion est limitée par la pression normale limite du sol au point M de déplacement relatif maximum, et par l'adhérence limite  $f_{lim}$  le long de la partie d'inclusion ( $L_a$ ) située au-delà de la surface de rupture.

#### 4.2.1. Résistance propre de l'inclusion

##### 4.2.1.1. Au point M

L'effort tranchant est maximum (surface de rupture). L'inclusion est supposée caractérisée par sa contrainte limite en cisaillement selon un critère de Tresca.

$$\tau_{max} = k \quad (39)$$

Compte tenu du niveau de schématisation du problème, il est admis à titre de simplification que la distribution des contraintes de cisaillement est uniforme dans la section droite de l'inclusion et que sa résistance au cisaillement pur vaut :  $R_c = k.S$

où S : surface de la section droite du matériau considéré comme constituant la partie active de l'inclusion (acier pour les clous, à l'exclusion du coulis, par exemple).

De la même façon, la résistance à la traction est supposée définie par (Tresca) :

$$R_n = 2.R_c \text{ (Tresca)}$$

Pour simplifier l'écriture, elle est comptée positive.

Le diagramme de Mohr présenté Figure 34 montre que,  $\sigma$  et  $\tau$  étant les contraintes respectivement normale et de cisaillement (supposées uniformes), mobilisées dans la section droite, et r le rayon du cercle de Mohr, qui doit être inférieur à la contrainte limite de cisaillement k, il vient :

$$r^2 = \tau^2 + \frac{\sigma^2}{2} \leq k^2$$

soit, par intégration sur la section S :

$$T_c^2 + \frac{T_n^2}{4} \leq R_c^2 \left( = \frac{R_n^2}{4} \right)$$

En M, point de moment nul, le critère de stabilité de la barre s'exprime par :

$$\frac{T_n^2}{R_n^2} + \frac{T_c^2}{R_c^2} \leq 1 \quad (40)$$

Le domaine de stabilité de la barre est délimité, dans le plan  $[T_n, T_c]$  par une ellipse de demi-axes  $R_n$  et  $R_c (= R_n/2)$ , à l'intérieur de laquelle doit se trouver le vecteur T ( $T_n/ T_c$ ).

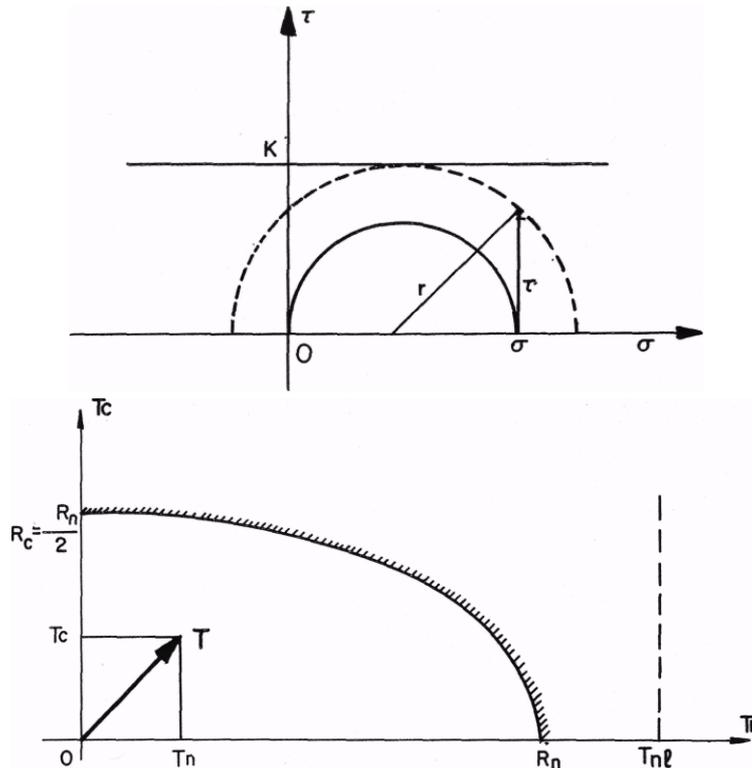


Figure 34 : Domaine de stabilité de l'acier de l'inclusion au point de moment nul,  $M$

#### 4.2.1.2. Au point A

Le moment est maximum. L'inclusion travaille en flexion composée. Le moment de plastification totale de la barre,  $M_{\max}$ , dépend de la traction et de la nature de la barre (forme et matériau).

A titre d'exemple, pour une barre en acier de section rectangulaire  $h.b$  (Figure 35), il vient à la plastification complète :

$$T_n = 2.k.b.(h_1 - h_2) \text{ et } M_1 = k.b.(h_1^2 + h_2^2)$$

avec :  $h = h_1 + h_2$

$k$  : contrainte limite en cisaillement de l'acier

$$M_{\max} = M_0 = M_1 - T_n \cdot \left( \frac{h_1 - h_2}{2} \right)$$

soit :  $M_{\max} = 2.k.b.h_1.h_2$

ou :  $M_{\max} = \frac{k.b.h^2}{2} - \frac{T_n^2}{8.k.b}$

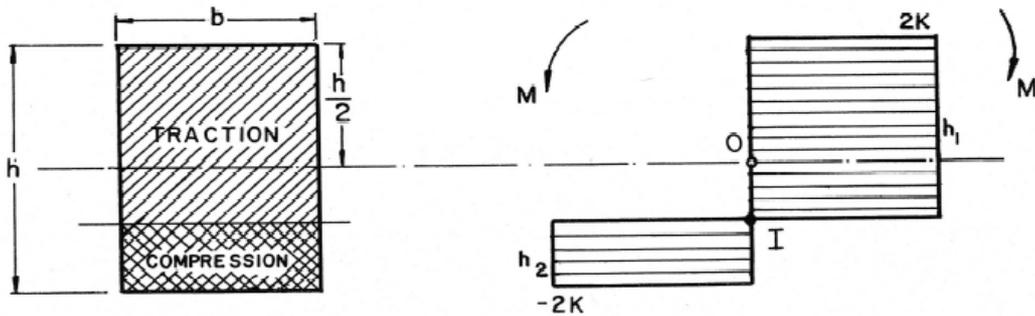


Figure 35 : Plastification complète en flexion composée

En notant  $M_{\max}(0)$ , le moment maximal admissible en flexion simple ( $T_n = 0$ ), il vient :

$$M_{\max}(0) = \frac{k \cdot b \cdot h^2}{2}$$

ce qui, en introduisant  $R_n = 2 \cdot k \cdot b \cdot h$ , donne :

$$M_{\max} = M_{\max}(0) \cdot \left( 1 - \frac{T_n^2}{R_n^2} \right) \quad (41)$$

Ce critère est utilisé en combinaison avec le critère d'interaction sol/barre, explicité ci-après, car le moment dans la barre en A dépend de l'effort tranchant  $T_c$  en M.

Dans le cas d'une inclusion de forme quelconque, nous admettons que la relation  $M_{\max}(T_n)$  est de la même forme (équation (41)) où  $M_{\max}(0)$  est le moment de plastification de l'inclusion en flexion simple. La justification de cette hypothèse est donnée en annexe 4.

#### 4.2.2. Interaction sol-inclusion

##### 4.2.2.1. Critère de frottement latéral

L'arrachement d'une inclusion en traction mobilise un effort tel que :

$$T_n \leq L_a \cdot f_{\text{lim}} \quad (42)$$

où :  $f_{\text{lim}}$  : résistance à l'arrachement du scellement par unité de longueur d'inclusion,  
 $L_a$  : longueur utile au-delà de la surface de rupture (Cf. Figure 33b)

Ce critère se traduit par une droite verticale dans le diagramme  $[T_n, T_c]$  (Figure 36).

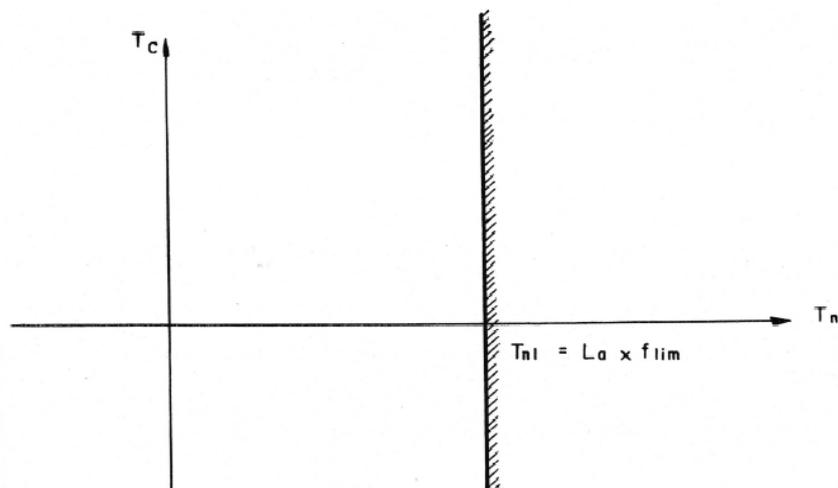


Figure 36 : Domaine de stabilité dû au frottement latéral sol-inclusion

#### 4.2.2.2. Critère de réaction normale sol-inclusion

Lors du déplacement relatif de la masse en mouvement et de la masse stable, l'inclusion se déforme selon le schéma indiqué Figure 33 et la pression normale sol-inclusion est maximale au point M de déplacement maximum.

On suppose que la loi de réaction normale est de type élasto-plastique exprimée selon les notations usuelles (Bourges et Frank 1979) (Figure 37):  $p = k_s \cdot y$

$$\text{ou } P = p \cdot B = k_s \cdot B \cdot y = E_s \cdot y \quad (43)$$

$$\text{avec } p \leq p_l \quad (44)$$

B : diamètre sur lequel la réaction de sol est mobilisée

$p_l$  : pression limite du sol

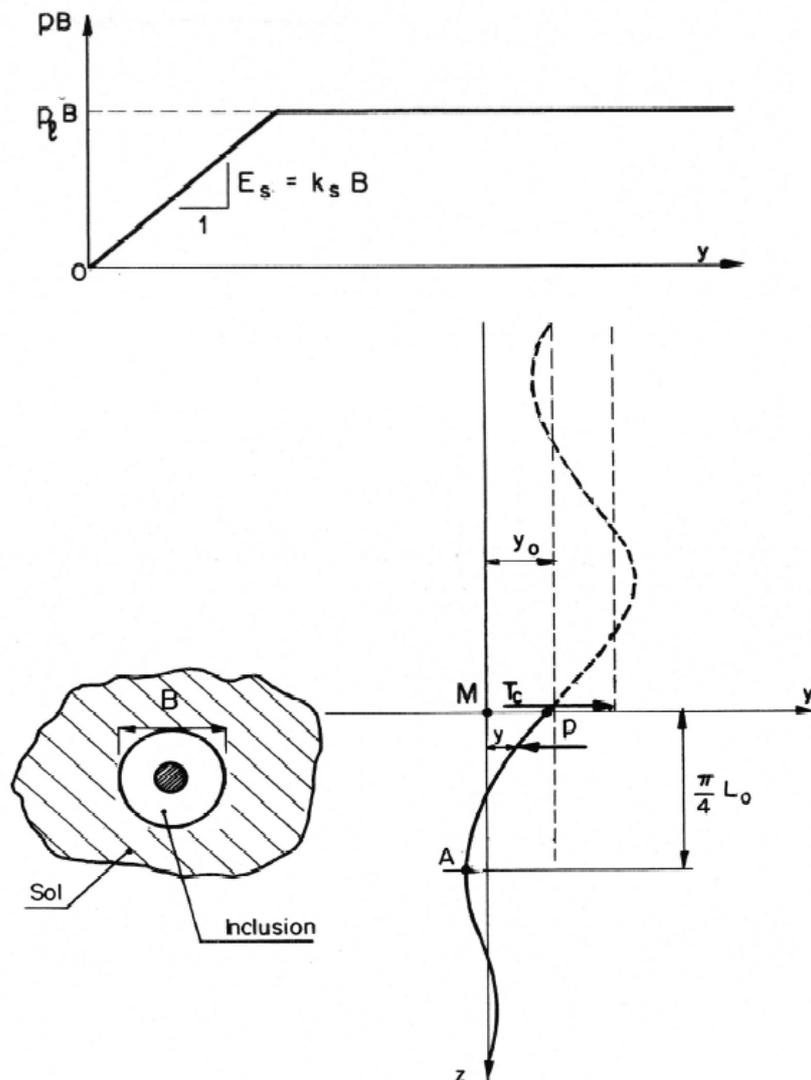


Figure 37 : Loi de comportement de l'inclusion soumise au cisaillement en M

L'équation d'équilibre des poutres sur appui élastique conduit à :

$$EI \cdot \frac{d^4 y}{dz^4} + E_s \cdot y = 0 \quad (45)$$

où EI est la rigidité à la flexion de l'inclusion (annexe 3.4).

La solution générale fait intervenir la longueur de référence (ou longueur de transfert) :

$$L_0 = \left( \frac{4 \cdot EI}{E_s} \right)^{1/4}$$

Le problème consiste à exprimer l'effort tranchant en M, noté  $T_c$ , en fonction de la pression normale sol-inclusion ( $p_M$ ), au même point. La solution dépend à la fois de la longueur utile  $L^*$  de l'inclusion (définie Figure 33a) et de sa résistance à la flexion en A.

Eu égard à la longueur utile  $L^*$ , 3 situations sont à considérer en théorie (Figure 33a) :

- $L^*$  est telle que :  $L^* \geq 3 \cdot L_0$  : l'inclusion est alors considérée comme infiniment longue. La solution analytique de (45) est simple.
- $L^*$  est telle que :  $L^* \leq L_0$  : l'inclusion est alors considérée comme infiniment rigide. La solution analytique de (45) est simple.
- $L^*$  est telle que :  $L_0 \leq L^* \leq 3 \cdot L_0$  : c'est une situation intermédiaire dont la solution analytique est complexe à traiter.

Compte tenu du degré de schématisation du problème, TALREN admet de réduire les situations à deux cas types :

- $L^* < 2 \cdot L_0$  (inclusion infiniment rigide)
- $L^* \geq 2 \cdot L_0$  (inclusion infiniment longue)

Les clous classiques se rapportent très généralement à la catégorie infiniment longue ( $L_0 \leq 1\text{m}$ ), sauf au pied du parement où la surface de rupture rejoint celui-ci.

Les solutions sont développées plus loin.

Par ailleurs, il est admis, dans TALREN, de limiter le cisaillement  $T_c$  en M à l'apparition de la plastification du sol en ce point, exprimée par la pression limite  $p_l$  au sens pressiométrique, soit :

$$p_M \leq p_l \quad (47)$$

**Nota** : Ce critère est sévère car il pourrait être admis de laisser se développer la plasticité, due à la contrainte normale, le long d'une certaine portion d'inclusion, de part et d'autre de la surface de rupture. Faute de pouvoir justifier à quelle longueur se limiter, c'est le critère le plus sévère, qui va donc dans le sens de la sécurité, qui a été retenu. Il correspond, qui plus est, à une limitation des déplacements relatifs le long de la surface de rupture.

Le mode de développement de  $T_c$ , donc sa valeur limite  $T_{cl}$  lors de la plastification du sol en M, dépend de l'ordre d'occurrence des deux phénomènes : plastification du sol en M (critère  $T_{cl1}$ ), plastification de l'inclusion au point A (critère  $T_{cl2}$ ). (Figure 38)

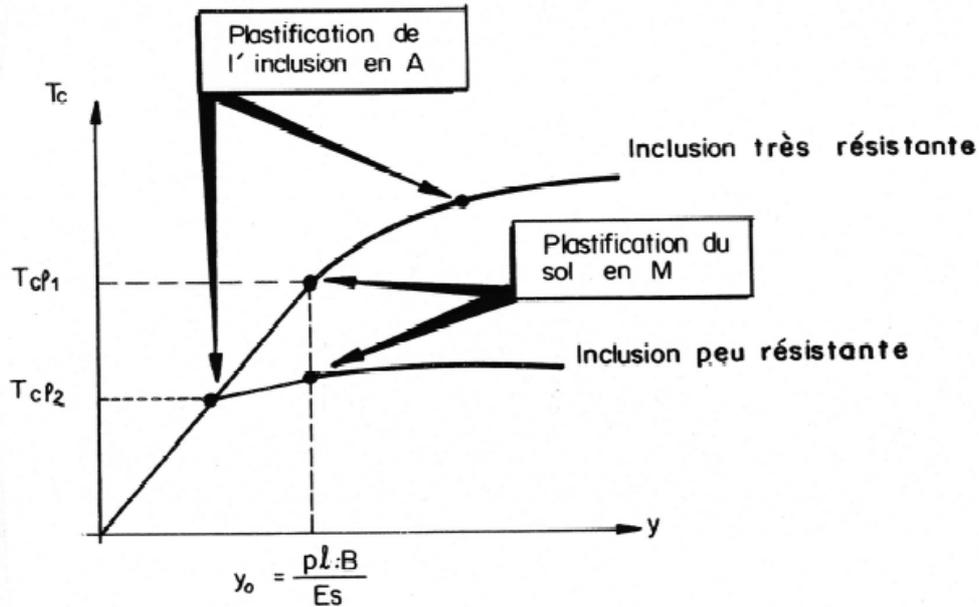


Figure 38 : Développement du cisaillement,  $T_c$  (en M), en fonction du déplacement latéral  $y$  en ce point, et de l'ordre d'apparition de la plasticité, en M (pression normale sol-inclusion) et en A (plastification de l'inclusion en flexion composée)

#### 4.2.2.3. Solution du problème pour $L^* \geq 2.L_0$

L'équation (46) a pour solution :

$$y = \frac{2.T_c}{E_s.L_0} . e^{-x} . \cos x \quad \text{avec} \quad x = \frac{z}{L_0} \quad (48)$$

avec  $z$  : distance du point courant au point M

$$M = T_c.L_0 . e^{-x} . \sin x \quad (49)$$

La pression normale est maximale au point M ( $z=0$ ) et vaut :

$$p_M = k_s . y(0) = \frac{2.T_c}{B.L_0} \quad (50)$$

Le moment est maximal au point A, à la distance  $z = (\pi/4).L_0$ , par rapport à la surface de rupture et vaut :

$$M_A = \frac{\sqrt{2}}{2} . e^{-\pi/4} . T_c.L_0 \approx 0,32.T_c.L_0 \quad (51)$$

a) Critère  $T_{cl1}$  ( $M_{\max} \geq 0,16.p_l.B.L_0^2$ )

Lors de la plastification en M, en l'absence de plastification de la barre, on a, d'après (47) et (50), le cisaillement limite dans l'inclusion, en ce point :

$$T_{cl1} = p_l \cdot \frac{B.L_0}{2} \quad (52)$$

Ce critère est représenté par une horizontale dans le diagramme ( $T_n$ ,  $T_c$ ) (Figure 39).

L'accroissement de cisaillement au-delà de cette valeur, qui correspondrait à une extension de la zone plastique, n'est pas admis.

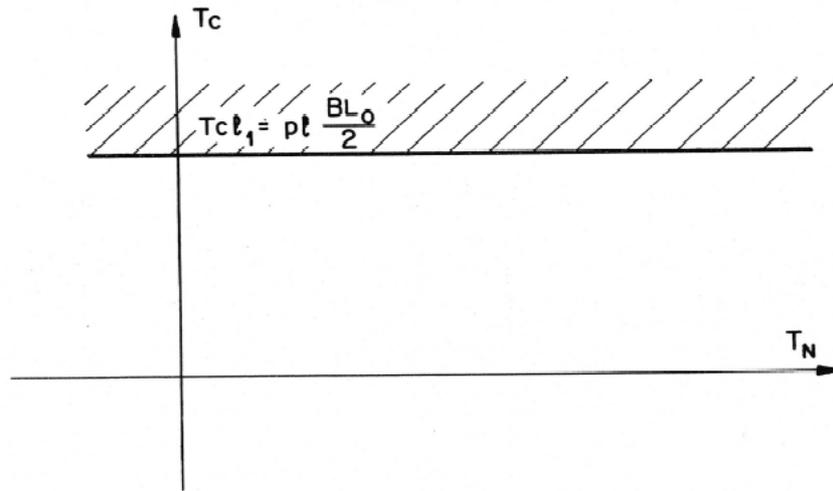


Figure 39 : Domaine de stabilité dû à l'interaction d'effort normal sol-inclusion en M sans plastification de l'inclusion (critère  $T_{cl1}$ )

b) Critère  $T_{cl2}$  ( $M_{\max} < 0,16.p_l.B.L_0^2$ )

Lorsque la plastification de l'inclusion intervient au point A, avant la plastification du sol au point M, le cisaillement en M vaut d'après (51) :

$$T_{cp} = \sqrt{2}.e^{\pi/4} \cdot \frac{M_{\max}}{L_0} \approx 3,1 \frac{M_{\max}}{L_0} \quad (53)$$

Le déplacement correspondant au point M vaut d'après (47) :

$$y_{Mp} = 2.\sqrt{2}.e^{\pi/4} \cdot \frac{M_{\max}}{E_s.L_0^2} \approx 6,2 \frac{M_{\max}}{E_s.L_0^2} \quad (54)$$

C'est la comparaison de  $T_{cp}$  (53) et  $T_{cl1}$  (52) qui indique le mode de comportement de l'inclusion et conduit à comparer  $M_{\max}$  à  $0,16.p_l.B.L_0^2$ .

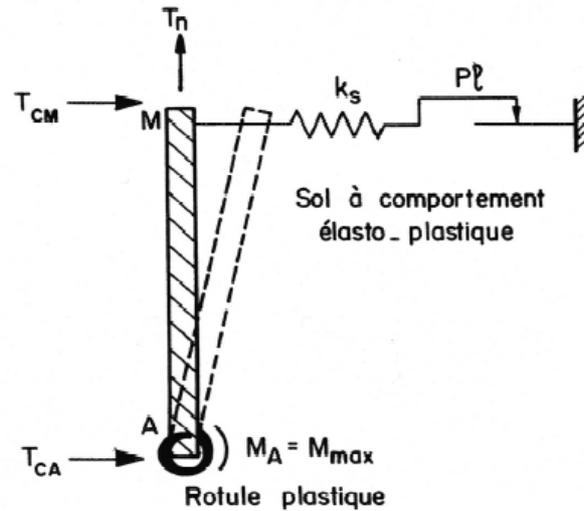


Figure 40 : Schéma de la rotule plastique pour les déplacements postérieurs à la plastification en A

Au-delà de ce déplacement, le moment au point A est supposé constant (rotule plastique) et l'on considère le schéma représenté Figure 40, caractérisé par :

- Barre AM rigide;
- Sol élasto-plastique;
- Rotule plastique au point A;
- Inclusion infiniment longue au-delà du point A.

Les équations d'équilibre du système permettent d'obtenir la relation entre le supplément d'effort tranchant ATC et le supplément de déplacement  $\Delta y_M$ , au-delà de la plastification de l'inclusion en A :

$$\Delta T_c = \frac{\pi}{16} \cdot \frac{\pi + 8}{\pi + 6} \cdot E_s \cdot L_0 \cdot \Delta y_M \approx 0,24 \cdot E_s \cdot L_0 \cdot \Delta y_M \quad (55)$$

et l'on a :

$$T_{cl2} = T_{cp} + \Delta T_c \text{ et } y_M = y_{Mp} + \Delta y_M \quad (56)$$

La plastification du sol apparaît en M lorsque :

$$p_M = k_s \cdot y_M = p_l \text{ soit : } y_M = \frac{p_l \cdot B}{E_s} \quad (57)$$

De (53), (54), (55), (56) et (57) il vient :

$$T_{cl2} = 1,62 \cdot \frac{M_{\max}}{L_0} + 0,24 \cdot p_l \cdot B \cdot L_0 \quad (58)$$

En admettant l'approximation (41a) il vient :

$$T_{cl2} = 1,62 \cdot \frac{M_{\max 0}}{L_0} \cdot \left( 1 - \frac{T_n^2}{R_n^2} \right) + 0,24 \cdot p_l \cdot B \cdot L_0 \quad (59)$$

Ce critère est de type parabolique, à concavité tournée vers le bas dans le diagramme ( $T_n$ ,  $T_c$ ) (cf Figure 41).

La séquence d'évolution de  $T_c(y)$  au point M est représentée Figure 42a.

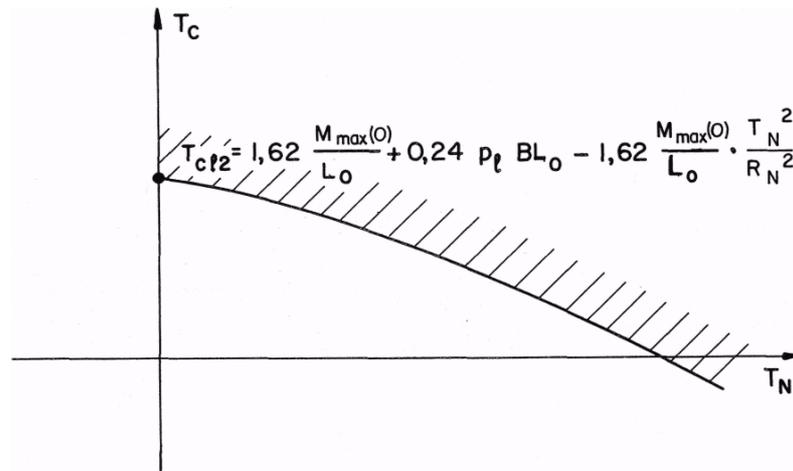


Figure 41 : Domaine de stabilité de la barre en A et du sol tenant compte du moment maximum de plastification de la barre et de la plastification d'interaction normale sol-inclusion en M (critère  $T_{c2}$ )

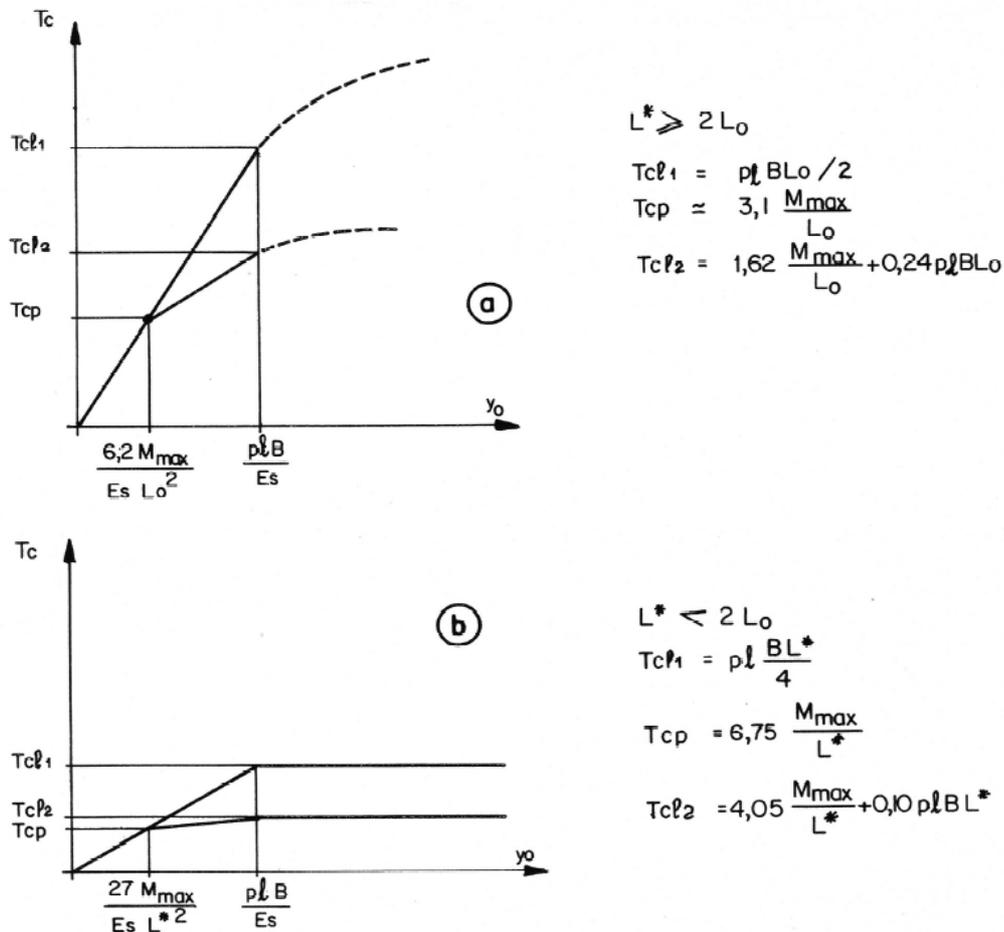


Figure 42 : Loi de développement du cisaillement en M en fonction du déplacement latéral en ce point, de la souplesse relative inclusion- sol et la "longueur libre" minimale de l'inclusion

#### 4.2.2.4. Solution du problème pour $L^* < 2.L_0$

En cas d'inclusion infiniment rigide (déformations propres négligées), la solution de l'équilibre s'écrit :

$$T_c = \frac{1}{4} \cdot E_s \cdot L^* \cdot y_M \quad (60)$$

$$M_{\max} = \frac{4}{27} \cdot T_c \cdot L^* \quad (61)$$

d'où 
$$M_{\max} = \frac{1}{27} \cdot E_s \cdot L^{*2} \cdot y_M$$

Le point de moment maximum est à la distance  $L^*/3$  de la surface de rupture.

a) Critère  $T_{cl1}$  ( $M_{\max} \geq p_l \cdot B \cdot L^2/27$ )

L'apparition de la plastification au point M est obtenue lorsque :

$$T_{cl1} = p_l \cdot B \cdot \frac{L^*}{4} \quad (62)$$

Cette valeur est inférieure à celle que donne (52) pour une inclusion infiniment longue.

b) Critère  $T_{cl2}$  ( $M_{\max} < p_l \cdot B \cdot L^2/27$ )

La plastification au point A ( $M = M_{\max}$ ) est obtenue lorsque:

$$y_{Mp} = 27 \cdot \frac{M_{\max}}{E_s \cdot L^{*2}} \text{ et } T_{cp} = 6,75 \cdot \frac{M_{\max}}{L^*} \quad (63)$$

**Nota** : pour  $L^* = 2.L_0$ , on a :  $T_{cp} = 3,37 \cdot \frac{M_{\max}}{L_0}$

A comparer à (53), l'écart est de 9 %.

L'introduction d'une rotule plastique comme au chapitre 4.2.2.3 conduit à l'expression de la loi de développement du surcroît de cisaillement :

$$\Delta T = 0,10 \cdot E_s \cdot L^* \cdot \Delta y_M \quad (64)$$

La plastification du sol au point M intervient lorsque :

$$\Delta y_M = \frac{p_l \cdot B}{E_s} - y_{Mp} \quad (65)$$

ce qui conduit à la valeur du cisaillement limite :

$$T_{cl2} = 4,05 \cdot \frac{M_{\max 0}}{L^*} \cdot \left( 1 - \frac{T_n^2}{R_n^2} \right) + 0,10 \cdot p_l \cdot B \cdot L^* \quad (66)$$

Les deux solutions se raccordent à mieux que 25 %, pour  $L^* = 2.L_0$ .

Le développement de  $T_c(y)$  au point M est donné Figure 42b ; le Tableau 1 résume ces solutions.

Résistance de l'inclusion à la flexion ( $M_{\max}$ )	Longueur minimale disponible de part et d'autre de la surface de rupture	
	Inclusion "longue" $L^* > 2.L_0$	Inclusion "courte" $L^* < 2.L_0$
FORTE	$M_{\max} > 0,16.p_l.B.L_0^2$ $T_{cl1} = p_l.B.L_0 / 2$	$M_{\max} > p_l.B.L^{*2} / 27$ $T_{cl1} = p_l.B.L^* / 4$
FAIBLE	$M_{\max} < 0,16.p_l.B.L_0^2$ $T_{cl2} = 0,24.p_l.B.L_0 + 1,62.M_{\max} / L_0$	$M_{\max} < p_l.B.L^{*2} / 27$ $T_{cl2} = 0,10.p_l.B.L^* + 4,05.M_{\max} / L^*$

Note : les valeurs de  $M_{\max}$  et  $p_l$  ci-dessus représentent les valeurs imposées par l'utilisateur affectées des coefficients partiels de sécurité correspondants (voir tableau 3)

Tableau 1 : Cisaillement disponible dans une inclusion ( $T_{cl1}$ ,  $T_{cl2}$ )

### 4.3. COMBINAISON DES CRITERES DE RUPTURE - APPLICATION DU PRINCIPE DE TRAVAIL MAXIMAL

La combinaison des critères de rupture relatifs aux inclusions conduit au domaine de stabilité illustré par la Figure 43a.

Le vecteur  $T$  ( $T_n, T_c$ ) doit se trouver à l'intérieur du domaine de stabilité "enveloppe interne" satisfaisant à l'ensemble des critères. La forme de "l'enveloppe interne" dépend naturellement de la position relative des différentes courbes.

On peut faire les commentaires suivants :

- Le critère d'interaction de frottement latéral peut être situé dans une position quelconque par rapport à l'ellipse de stabilité interne de l'inclusion au point M. Plus la longueur d'adhérence, ( $L_a$ ), au-delà de la surface de rupture et/ou la valeur de l'adhérence limite, ( $f_{lim}$ ), sont faibles, plus  $T_{n1}$  est faible et limite l'ellipse.
- Le critère d'interaction sol-inclusion relatif à l'effort normal au point M ( $T_{cl1}$  et  $T_{cl2}$ ) est presque toujours inférieur à  $R_c$  dans le cas d'inclusions de soutènement, a fortiori pour des inclusions de clouage de pentes instables. C'est donc lui qui limite, le plus souvent, la contribution des inclusions.

Le domaine de stabilité à retenir a donc, en général, une forme telle que celle représentée Figure 43a.

Pour définir en quel point de la frontière du domaine se situe le point représentatif ( $T_n, T_c$ ), il est fait référence au principe du travail maximal dont on trouvera une présentation dans Mandel (Propriétés mécaniques des matériaux, 1978).

En M, point d'intersection surface de rupture-inclusion, le déplacement relatif  $\delta$  des deux parties d'inclusion, lors de la rupture de celle-ci, est supposé parallèle à la surface de rupture dans les méthodes des tranches et la méthode des perturbations (Figure 43b).

Dans la méthode du calcul à la rupture, le vecteur vitesse est incliné à l'angle  $\phi$  avec la frontière du bloc (mouvement rigidifiant, cf chapitre 2.2.1) : le bloc examiné tendant à "déchirer" du reste du massif.

Si  $T$  est l'effort mobilisé à la rupture et  $T^*$  un effort quelconque, licite, c'est-à-dire situé à l'intérieur du domaine de stabilité, le principe du travail maximal implique que l'on ait :

$$\left( \vec{T} - \vec{T}^* \right) \cdot \vec{\delta} \geq 0 \quad (67)$$

Si l'on place dans un même système d'axes les valeurs  $\delta$  ( $\delta_n, \delta_c$ ) et  $T$  ( $T_n, T_c$ ), l'application de ce principe conduit à prendre pour extrémité de  $T$ , le point de contact entre l'enveloppe du domaine de stabilité et la tangente perpendiculaire à la direction  $\delta$  (Figure 43a).

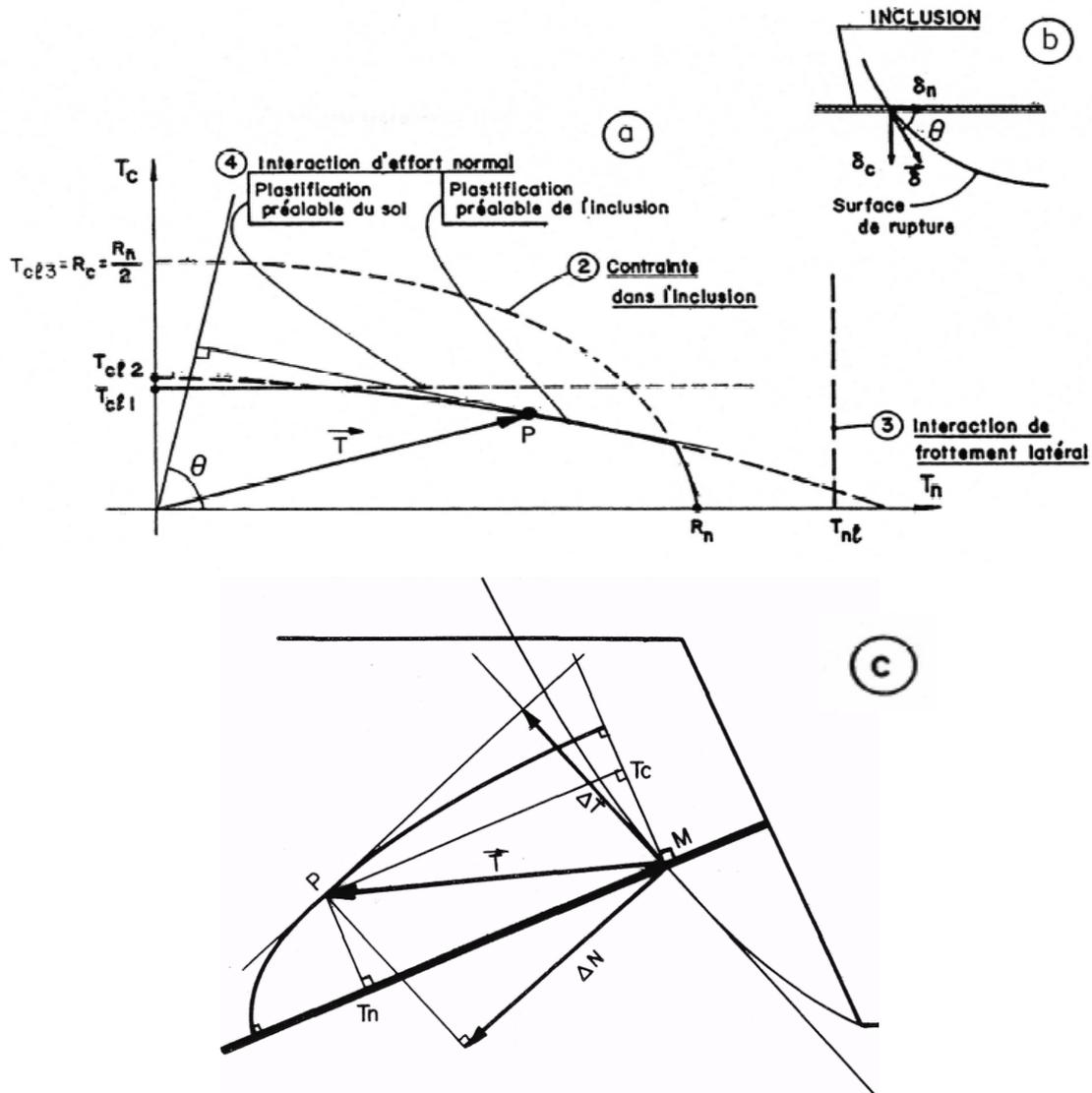


Figure 43 : Domaine de stabilité résultant de l'ensemble des critères individuels de stabilité

**Remarque 1 :** dans le cas d'une surface de rupture circulaire (ou celui d'un bloc analysé par la méthode du calcul à la rupture), on peut observer (Cf. Figure 43c) que le moment stabilisateur de l'inclusion est maximal par rapport au centre du cercle (ou du pôle commun aux arcs de spirale) lorsque la projection de l'effort  $T$  ( $T_n, T_c$ ) est maximale sur la direction du déplacement  $\delta$ , ce qui traduit de manière plus intuitive la règle plus générale présentée ci-dessus.

**Remarque 2 :** dans le cas du calcul à la rupture, l'application des règles précédentes revient à déterminer la contribution résistante maximale du renforcement dans le mécanisme de bloc. Le renforcement est ainsi traité de manière identique au sol en établissant une borne supérieure de la puissance résistante dans le mécanisme considéré. Le calcul à la rupture constitue donc le cadre formel commun à ces deux étapes.

**Nota** : Cette application du principe du travail maximal suppose que :

- les différents critères d'écoulement sont de type parfaitement plastique, c'est-à-dire que chaque composante  $T_n$  ou  $T_c$  en  $M$ , garde la valeur qu'elle présente lorsqu'elle atteint l'un des critères, ou éventuellement se décharge, en cas de poursuite du mouvement au delà de ce stade de chargement. Une telle hypothèse exclut la rupture fragile d'une quelconque composante du système.
- la direction de  $\delta$  est déterminée par rapport à la position de l'inclusion au moment de la rupture. On se reportera au §5.3 pour les commentaires relatifs à la prise en compte des déformations avant rupture.

En pratique et lorsque le calcul est fait selon une méthode des tranches ou selon la méthode des perturbations, il apparaît que si  $\theta$  est l'angle de l'inclusion avec la surface de rupture :

- pour  $\theta$  faible (direction de l'inclusion voisine de celle de la surface de rupture), l'inclusion travaille essentiellement à la traction ;
- pour  $\theta$  voisin de  $\pi/2$  (inclusion perpendiculaire à la surface de rupture) l'inclusion travaille essentiellement au cisaillement;
- le domaine de stabilité étant généralement très aplati, la traction est très rapidement mobilisée à une valeur proche de la valeur maximale en traction pure dès que  $\theta$  diffère un tant soit peu de  $\pi/2$ ;
- l'introduction du cisaillement peut être pénalisante dans le cas de sols frottants puisqu'elle se fait au détriment de l'effort normal, qui contribue à l'augmentation de la résistance propre du sol (cf chapitre 5). A l'inverse, ne pas prendre en compte le cisaillement revient à ignorer un mécanisme possible de rupture de l'inclusion et du sol environnant.

L'introduction de la sécurité sur les inclusions est discutée au chapitre 6.

## 5. INTRODUCTION DES RENFORCEMENTS DANS TALREN

### 5.1. GENERALITES

Pour chaque tranche "concernée" par une inclusion, l'effet de celle-ci est prise en compte par l'introduction à la base de la tranche et dans son axe, des composantes ( $\Delta N$ ) et ( $\Delta T$ ), respectivement normale et tangentielle à la surface de rupture, déduites des composantes  $T_n$  et  $T_c$ , mobilisées d'après le principe du travail maximal.

Dans les méthodes des tranches ou des perturbations et dans un souci de meilleure prise en compte de l'effet des inclusions, TALREN permet de répartir l'effet de chacune d'entre elles sur une certaine plage de la surface de rupture (Figure 44); cette démarche permet d'atténuer les effets de transition entre sols de nature très contrastée.

Dans la méthode du calcul à la rupture, aucune redistribution des efforts dus aux renforcements n'est mise en œuvre.

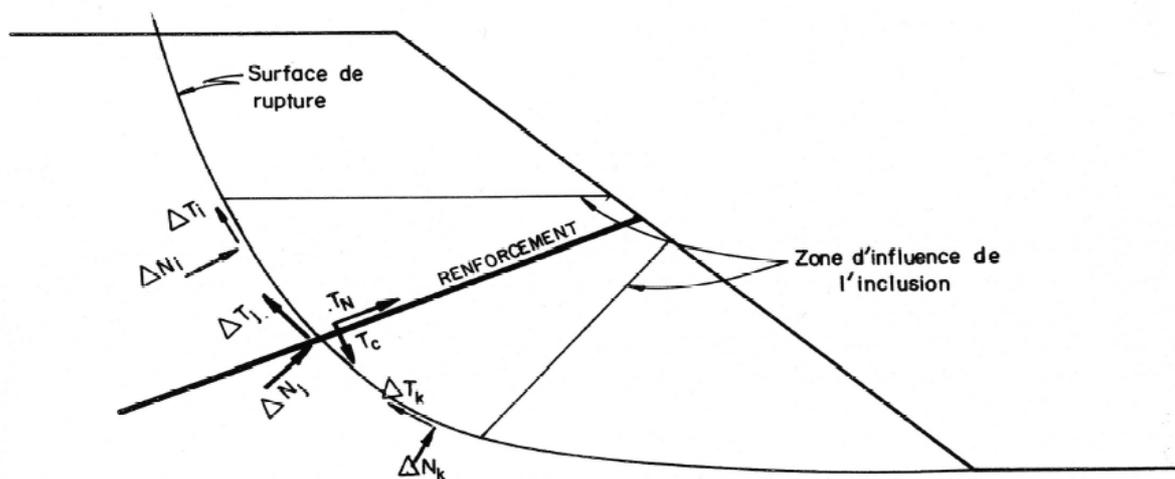


Figure 44 : Diffusion possible de l'effet d'une inclusion sur une certaine plage de la surface de rupture

La démarche générale du programme comporte les étapes suivantes :

- calcul du coefficient de sécurité du sol non renforcé :  $\Gamma_0$  ;
- calcul des composantes  $\Delta N$  et  $\Delta T$  pour chaque renforcement, pondérées par  $\Gamma_{qs}$ ,  $\Gamma_{acier}$ ,  $\Gamma_{pl}$  ;
- détermination de la distribution des torseurs ( $\Delta N_i$ ,  $\Delta T_i$ ) équivalents à ( $\Delta N$ ,  $\Delta T$ ) ;
- calcul du coefficient de sécurité du sol renforcé  $\Gamma$ .

### 5.2. REGLES DE SIMULATION DES DIVERS TYPES DE RENFORCEMENT

La simulation des divers types de renforcement se fait en adoptant les hypothèses du Tableau 2. Les paramètres mentionnés sont ceux qui sont réellement pris en compte par TALREN. La sécurité sur ces paramètres doit être introduite par l'opérateur lors de l'introduction des données (cf. chapitre 6).

	Résistance propre des inclusions		Interaction sol-inclusions	
	Effort normal	Effort de cisaillement	Adhérence	Réaction normale
	$R_n$	$R_c$	$T_{nl}$	$T_{cl}$
Clous	$T_G$	$T_G/2$	$F_{lim} \cdot L_a$	$\min(T_{cl1}, T_{cl2})$
Tirants	$T_G$	0	$T_{lim}$	0
Renforcements par bandes	Règles spécifiques	0	Règles spécifiques	0
Pieux-clous stab. Pente	0	$R_c$	Voir 5.3.4	
Colonnes ballastées	Homogénéisation du sol : voir 5.3.5			

Tableau 2 - Paramètres pris en compte à la rupture

La signification des paramètres est la suivante :

$f_{lim}$  : adhérence limite sol-clou par unité de longueur de l'inclusion ;

$L_a$  : longueur d'adhérence (Cf. chapitre 4.2.2) ;

$T_G$  : résistance limite à la traction (limite élastique pour les clous en acier) ;

$T_{lim}$  : résistance à l'arrachement du scellement (cf. règles TA 86 pour tirants précontraints) ;

$R_c$  : résistance au cisaillement de l'inclusion ;

$T_{cl}$  :  $\inf(T_{cl1}, T_{cl2})$  : critère d'écoulement de l'interaction normale sol-inclusion ;

Règles spec. : règles concernant le type particulier d'armatures par bandes ou nappes prises en compte.

### 5.3. REGLES PARTICULIERES AUX DIVERS TYPES D'INCLUSION

On traite ici des règles propres à chaque inclusion. La règle de diffusion des efforts mise en œuvre avec les méthodes des tranches ou des perturbations, et commune à l'ensemble des inclusions, est exposée au chapitre 5.4.

#### 5.3.1. Clous

Seul l'acier est pris en compte pour la détermination de  $R_n$ ,  $R_c$  et  $M_{max}$  (intervenant dans  $T_{cl2}$ )

L'interaction sol-clou ( $T_{nl}$ ,  $T_{cl}$ ) fait par contre intervenir le diamètre  $B$  du forage (clou scellé) ou le diamètre équivalent  $B$  du clou battu :

$$B = \frac{\text{Périmètre de contact}}{\pi}$$

La valeur de  $f_{lim}$  intervenant dans  $T_{nl}$  (tableau 2) est introduite sous l'une des deux formes :

$f_{lim}$  = valeur donnée (d'après expérience ou essais réels)

$f_{lim} = \pi \cdot B \cdot q_s$

avec  $q_s$  : adhérence limite par unité de surface (lue sur abaques Clouterre, TA86, Fascicule 62 selon l'applicabilité ou d'après essais réels).

En cas de sols hétérogènes, cette valeur est donnée individuellement pour chaque sol.

La longueur prise en compte comme longueur d'adhérence ( $L_a$ ), est la longueur de clou au-delà de la surface de rupture (Cf. Figure 45) et

$$T_{nl} = \int L_a \cdot f_{lim} \cdot dl \quad (68)$$

Bien qu'aucune raison théorique ne le justifie, le travail des inclusions en compression n'est pas permis explicitement dans TALREN avec les méthodes des tranches ou des perturbations (cf l'introduction de l'angle critique  $\theta_{cr}$ , ci-après).

Le cadre formel rigoureux du calcul à la rupture a fait abandonner ce choix pour les analyses relatives à des blocs délimités par des arcs de spirales logarithmiques. Dans une analyse de ce type, on suppose que le domaine de stabilité de chaque clou est totalement symétrique par rapport à l'origine ( $T_n = 0$ ,  $T_c = 0$ ) et on lui applique strictement le critère de recherche de la contribution maximale résistante. Dans certains cas, la contribution résistante maximale est obtenue pour une sollicitation du clou en compression.

Le critère d'interaction normale  $T_{cl2}$  est déterminé en prenant comme longueur d'inclusion :

$$L^* = \min(L_1, L_2) \text{ (Figure 33) pour le choix de la formule (59) ou (66).}$$

A l'égard de ce critère TALREN, dans son état actuel, suppose que l'ensemble de l'inclusion est dans le sol supposé homogène, rencontré à son intersection avec la surface de rupture. Ceci peut induire des discontinuités de résultats en cas de sols très hétérogènes, pour deux surfaces de rupture voisines, l'une concernant un sol raide, l'autre un sol mou (Figure 45). Il peut être nécessaire, dans ce cas, de déterminer la valeur maximale de  $T_{cl2}$  par un calcul préalable de poutre sur appui élastique en milieu stratifié et d'imposer le cisaillement maximal dans le calcul TALREN (chapitre 5.3.1.3).

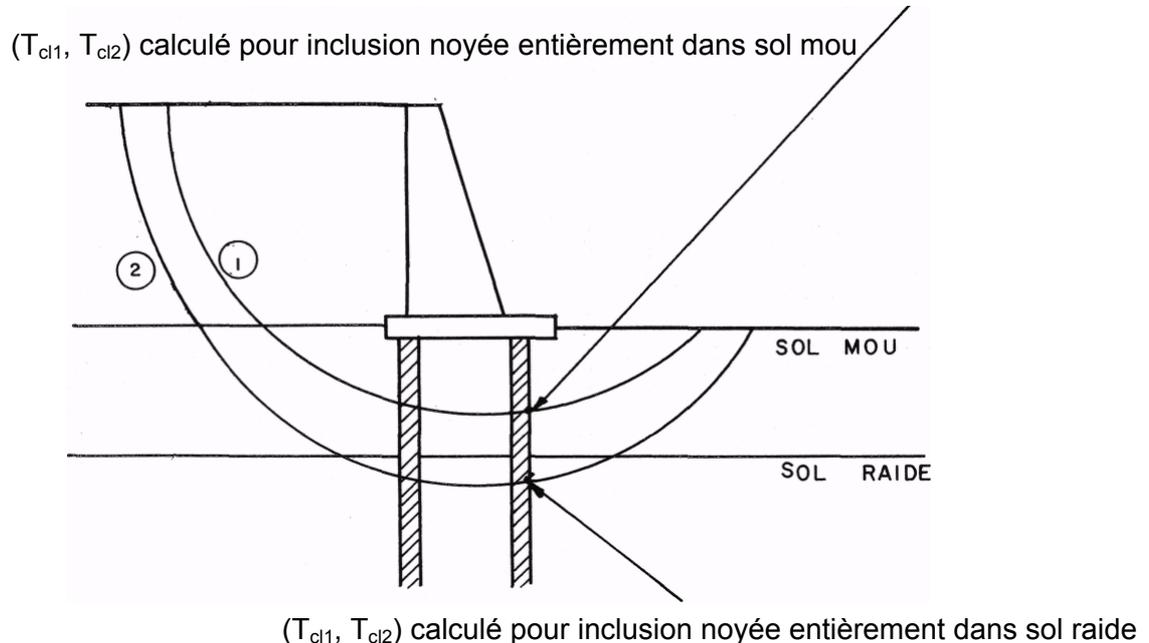


Figure 45 : Discontinuité possible des résultats en cas d'hétérogénéités de sols marquées

5.3.1.1. Choix du couple ( $T_n$ ,  $T_c$ )

Certains aménagements sont apportés à l'application stricte du principe du travail maximal, pour le choix du couple ( $T_n$ ,  $T_c$ ) et ceci pour tenir compte des observations suivantes :

a) La rotation du clou au droit de la surface de rupture peut, en réalité, être importante (Figure 46a).

- pour une inclusion infiniment longue avec ou sans rotule plastique, de longueur de transfert  $L_0$ , elle vaut :

$$\frac{p_l \cdot B}{E_s \cdot L_0} < \tan \theta_{rot} < 1,5 \cdot \frac{p_l \cdot B}{E_s \cdot L_0} \quad (68a)$$

- pour une inclusion infiniment rigide, avec ou sans rotule plastique, de longueur  $L^* < 2 \cdot L_0$ , elle vaut :

$$1,5 \cdot \frac{p_l \cdot B}{E_s \cdot L^*} < \tan \theta_{rot} < 3,6 \cdot \frac{p_l \cdot B}{E_s \cdot L^*} \quad (68b)$$

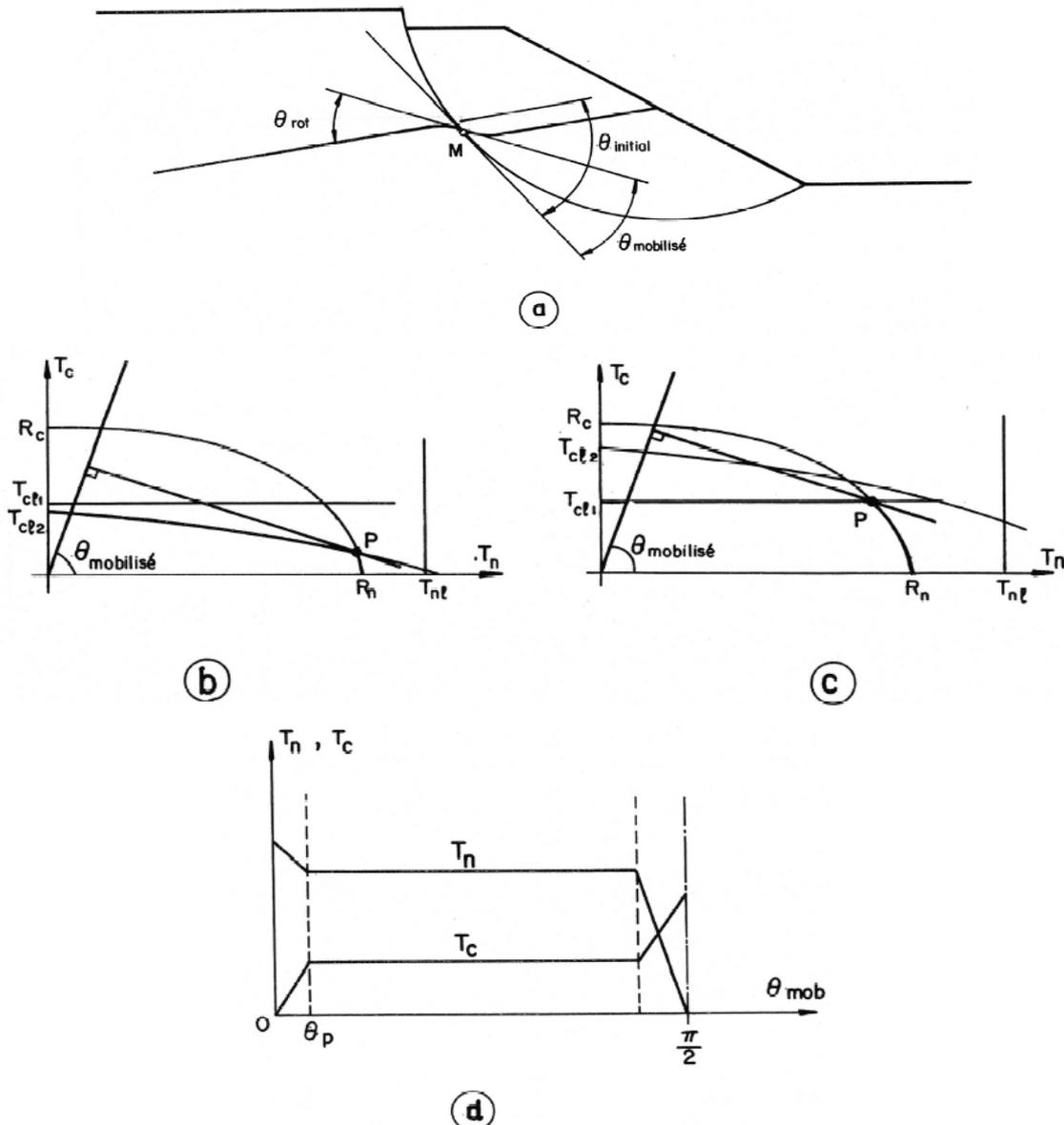


Figure 46 : Conséquence de la rotation induite par la déformation de l'inclusion, sur l'application du principe du travail maximal

Si, par référence aux paramètres pressiométriques,  $p_l$  et  $E_M$ , on adopte la schématisation simple :  $E_s \approx 2.E_M$  ( $E_M$  = module pressiométrique) avec  $E_M \approx 10.p_l$  soit  $E_s \approx 20.p_l$

Il vient :

$$\frac{p_l \cdot B}{E_s \cdot L_0} \approx \frac{B}{20 \cdot L_0} \quad (69)$$

ou :

$$\frac{p_l \cdot B}{E_s \cdot L^*} \approx \frac{B}{20 \cdot L^*} \quad (69a)$$

Il se confirme ainsi que plus le clou est souple ( $L_0$  faible) ou court ( $L^*$  faible), plus il se déforme avant plastification.

Pour les clous de faible inertie ( $L_0$  faible), dans des sols de qualité moyenne ( $p_l$  de l'ordre de 0,5 à 2 MPa), la rotation  $\theta_{rot}$  de l'inclusion peut atteindre 2 à 3° avant plastification.

Ainsi, l'angle  $\theta$  "mobilisé" dans l'application du principe du travail maximal peut être plus faible que l'angle  $\theta$  théorique correspondant à la position initiale de l'inclusion dans le sol.

- b) La forme du domaine de stabilité est en général telle qu'un faible écart par rapport à  $\theta = 90^\circ$ , conduit à mobiliser la quasi totalité de la traction (Figure 46b, c et d). Cette situation se présente a priori systématiquement dès que  $\theta \leq \pi/2$  et que l'inclusion est souple.
- c) Le cas des inclusions susceptibles de travailler en compression ( $\theta_{initial} > \pi/2$ ) est plus délicat (Figure 47). S'agissant, dans TALREN, de calculs "à la rupture", ne tenant pas compte explicitement du comportement du massif avant la rupture (hormis localement pour la définition des critères d'équilibre limite de pression normale sol-inclusion  $T_{cl1}$  et  $T_{cl2}$ ) il est admis avec les méthodes des tranches ou des perturbations que le déplacement avant rupture est susceptible de ramener  $\theta$  mobilisé au voisinage de  $\pi/2$  et de conduire à un mode de travail de l'inclusion au cisaillement pur (Cf. Figure 47b) faisant intervenir:

$$T_c = \min(R_c, T_{cl1}, T_{cl2}) \quad (70)$$

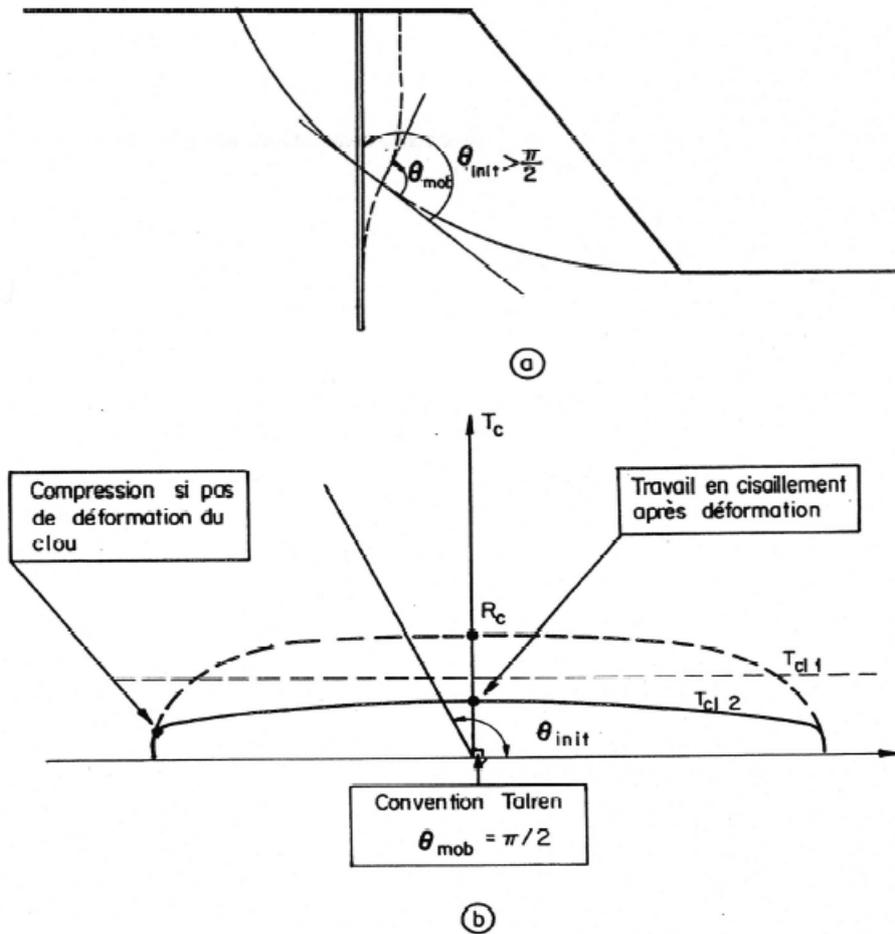


Figure 47 : Cas particulier du travail en compression ramené au cas du cisaillement pur

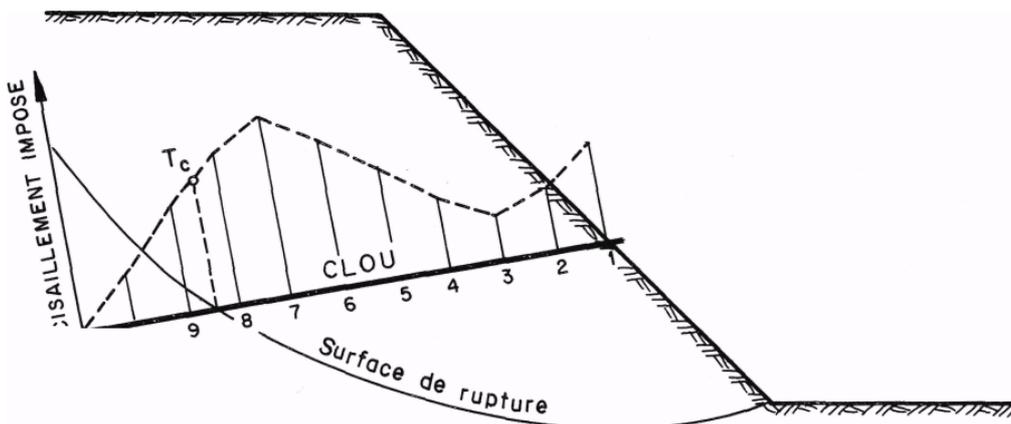


Figure 47b : Cisaillement imposé variable le long du clou

### 5.3.1.2. Règle pratique

La position du point P, dans le diagramme de stabilité ( $T_n$ ,  $T_c$ ) est extrêmement sensible à la valeur de l'angle  $\theta$ . Cette sensibilité peut conduire à une prise en compte radicalement différente de l'inclusion, pour deux surfaces de rupture très voisines, alors que la déformation propre de l'inclusion a tendance à "uniformiser" le comportement vers la traction. Pour en tenir compte, TALREN fait référence à un angle critique  $\theta_{cr}$ , défini par l'opérateur et conduisant aux règles exprimées Figure 48 à savoir :

$$\text{Travail en traction pure : } \theta_{initial} \leq \theta_{cr}, \text{ soit } T_c = 0 \text{ et } T_n = \min(T_{nl}, R_n) \quad (71)$$

$$\text{Travail en traction-cisaillement : } \theta_{cr} \leq \theta_{initial} \leq \pi/2 - \theta_{cr}, \text{ soit } T_c \neq 0 \text{ et } T_n \neq 0 \quad (71a)$$

définis par le point P, situé dans l'angle supérieur le plus à droite du domaine de stabilité (Figure 49)

$$\text{Travail en cisaillement pur : } \theta_{initial} \geq \pi/2 - \theta_{cr}, \text{ soit } T_c = \min(R_c, T_{cl1}, T_{cl2}) \text{ et } T_n = 0 \quad (71b)$$

La valeur de  $\theta_{cr}$  est laissée au choix de l'opérateur. Comme elle traduit l'effet de la déformabilité de l'inclusion, elle est, a priori, d'autant plus réduite que celle-ci est plus rigide. A défaut de règle plus élaborée, il est conseillé d'adopter  $\theta_{cr} \leq 5^\circ$  pour les inclusions classiques.

Avec la méthode du calcul à la rupture, le choix d'un angle critique non nul n'est pas recommandé.

### 5.3.1.3. Options possibles

Pour autoriser la comparaison avec d'autres méthodes de calcul, TALREN offre certaines options laissées au choix de l'opérateur en lieu et place de la règle d'application du principe du travail maximal.

Ces options consistent à :

a) imposer le cisaillement  $T_c$  et déterminer une valeur d'effort normal :

La valeur de  $T_c$  peut être imposée constante sur la longueur du clou ou être interpolée entre les valeurs données en 11 points équidistants entre la tête et l'extrémité du clou (Cf. Figure 47b).

$$T_n = \min(T_{nl}, R_n) \quad (72)$$

Dans ce cas,  $T_n$  est calculée comme si le clou travaillait à la traction pure.

b) imposer une valeur de  $T_n$  nulle, travail en cisaillement pur

$$T_n = 0 \text{ avec } T_c = \min(R_c, T_{cl1}, T_{cl2}) \quad (73)$$

Le cisaillement  $T_c$  n'est effectivement pris en compte que si la longueur du clou  $L^*$  au-delà de la surface de rupture est supérieure à une valeur maximale imposée par l'opérateur.

Cette option peut-être utile dans le cas des pieux-clous stabilisant une pente en milieu stratifié.

Une option particulière permet d'introduire directement l'effet des renforcements sous forme de valeurs de  $\Delta\sigma$  et  $\Delta\tau$  introduites aux points représentatifs de la surface de rupture. Cette option est destinée à intégrer, le cas échéant, le résultat d'un calcul par éléments finis (malgré les réserves formulées à l'égard d'une telle démarche).

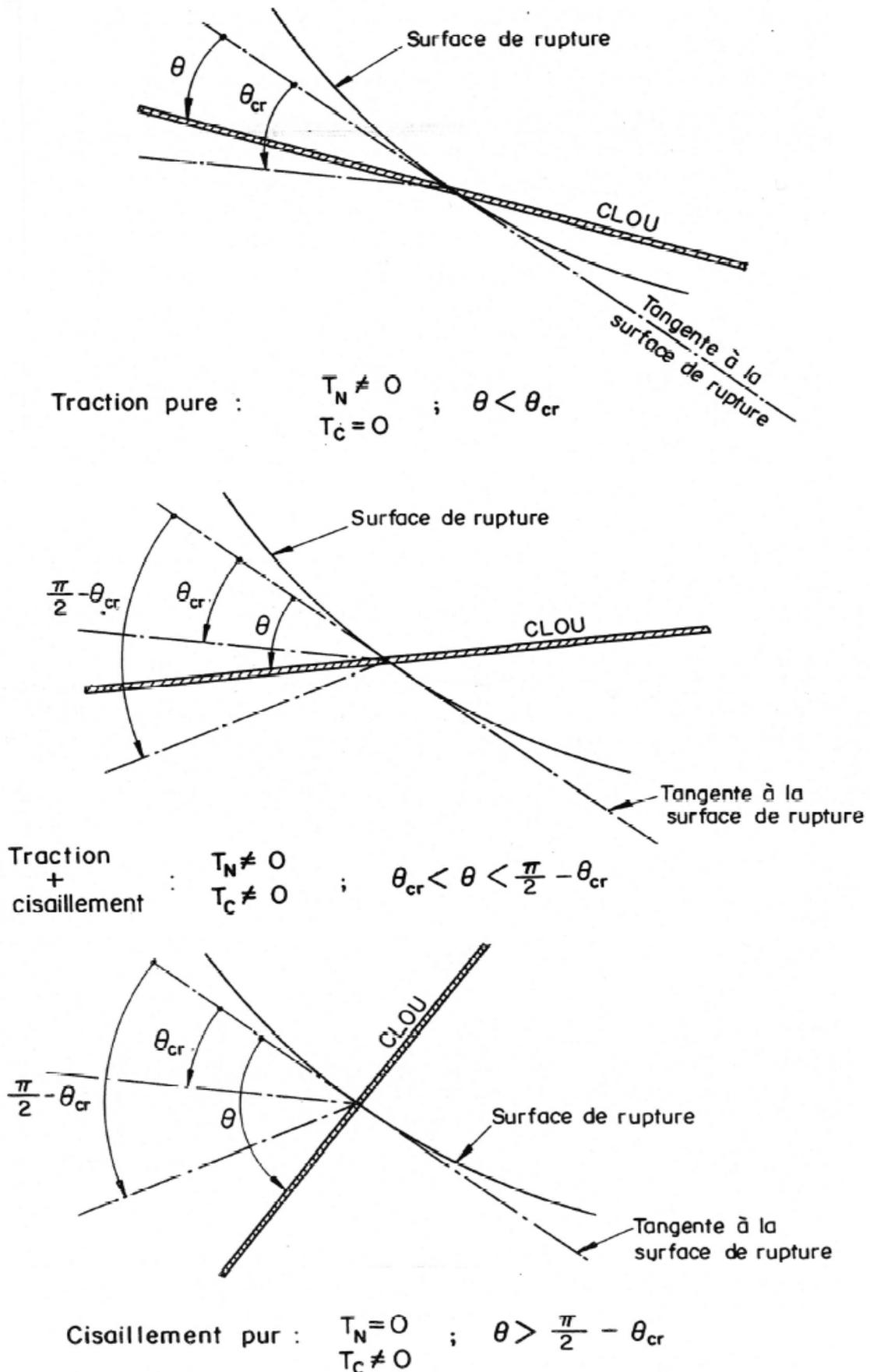


Figure 48 : Règles pratiques de mobilisation de la traction et du cisaillement dans TALREN

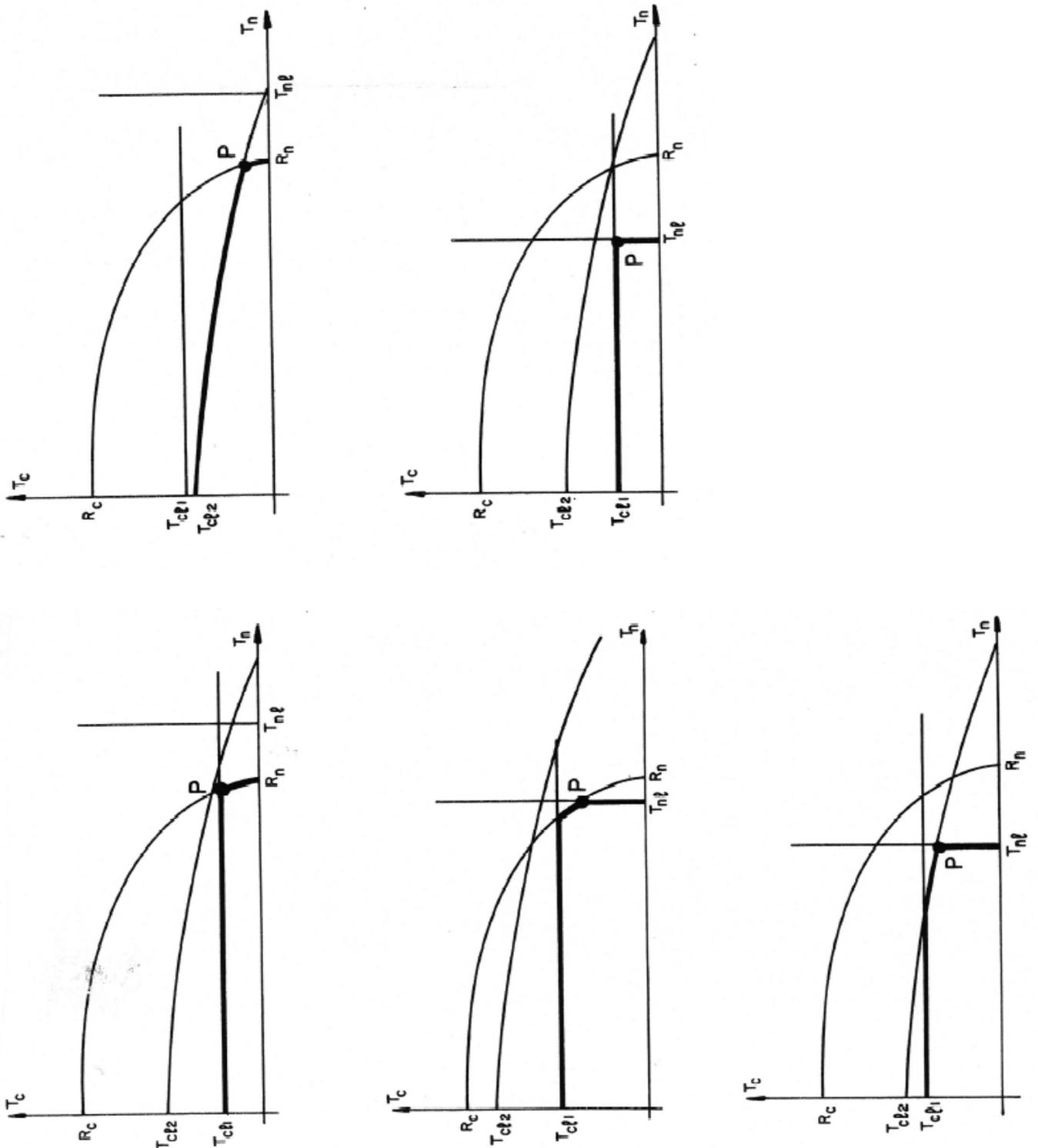


Figure 49 : Choix de la position du point  $P(T_n/T_c)$  dans TALREN

### 5.3.2. Tirants

Par souci de conformité aux recommandations TA 86, un tirant précontraint ne travaille qu'en traction pure (y compris avec la méthode du calcul à la rupture). La valeur limite de celle-ci est égale à :

$$T_n = \min(T_{nl}, R_n) \quad (74)$$

où :  $T_{nl}$  résistance à l'arrachement, et  $R_n$  résistance à la traction pure de l'acier, sont données par l'opérateur.

Deux options sont possibles :

- $T_{nl} = \text{tout ou rien}$  : dans le même souci de conformité aux recommandations, un tirant n'est pris en considération dans l'équilibre que si son point d'ancrage fictif (PAF), supposé situé au milieu du scellement, est à l'extérieur de la surface de rupture (Figure 50). Cette règle introduit une discontinuité tout à fait artificielle entre deux surfaces de rupture voisines, selon que le PAF est à l'extérieur ou à l'intérieur.
- $T_{nl}$  au prorata de la longueur utile de scellement ( $l_u$ ) (Figure 50b), avec :

$$T_{nl} = (R_{scel} \cdot l_u) / l_{scel} \quad (74b)$$

où  $R_{scel}$  est la résistance à l'arrachement de la totalité du scellement.

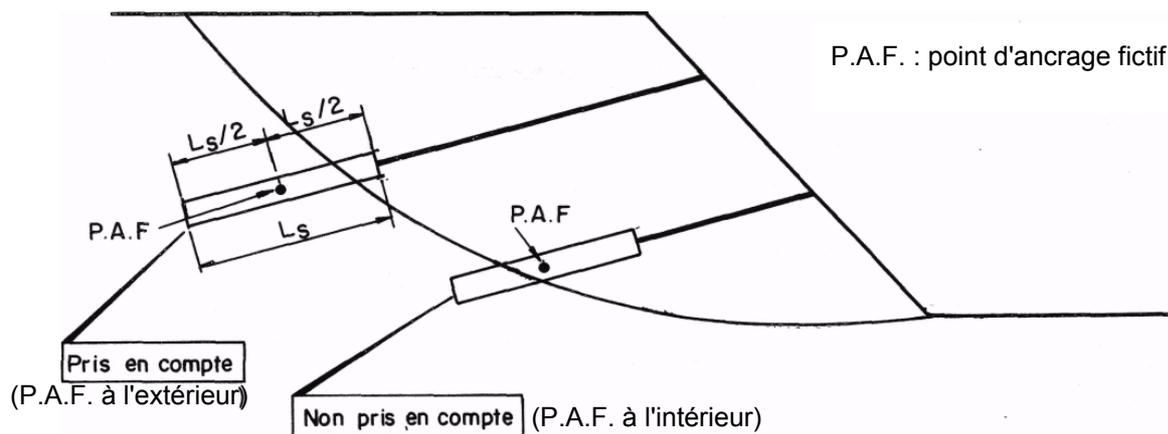


Figure 50 : Situations considérées pour les tirants travaillant en tout ou rien sur le scellement

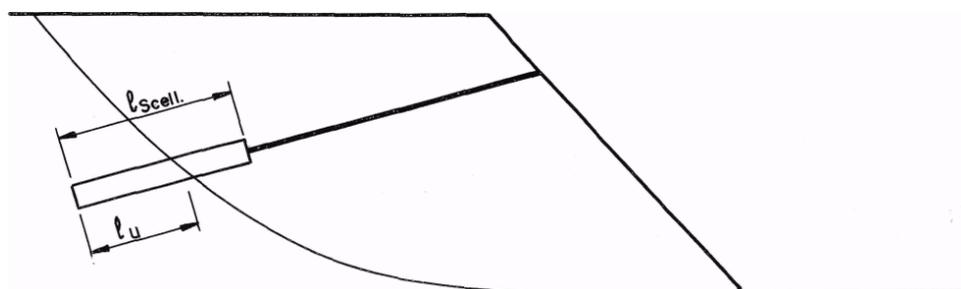


Figure 50b : Tirant travaillant au prorata de la longueur utile du scellement

### 5.3.3. Renforcement par bandes

En accord avec les recommandations spécifiques en vigueur, les armatures par bandes ne travaillent qu'en traction pure (y compris avec la méthode du calcul à la rupture). La résistance limite,  $T_{nl}$  sol-inclusion en traction, est déterminée grâce à la donnée des paramètres :

- largeur de l'inclusion :  $B$  ;
- coefficient de frottement apparent sol-inclusion,  $(\mu^*)$ , conforme aux règles spécifiques à chaque type d'inclusion (Figure 51) en fonction de la contrainte verticale  $\sigma_v$  s'exerçant au niveau de l'inclusion.

Il vient :

$$T_{nl} = \int_0^{l_a} 2 \cdot B \cdot \sigma_v \cdot \mu^* \cdot dl \quad (75)$$

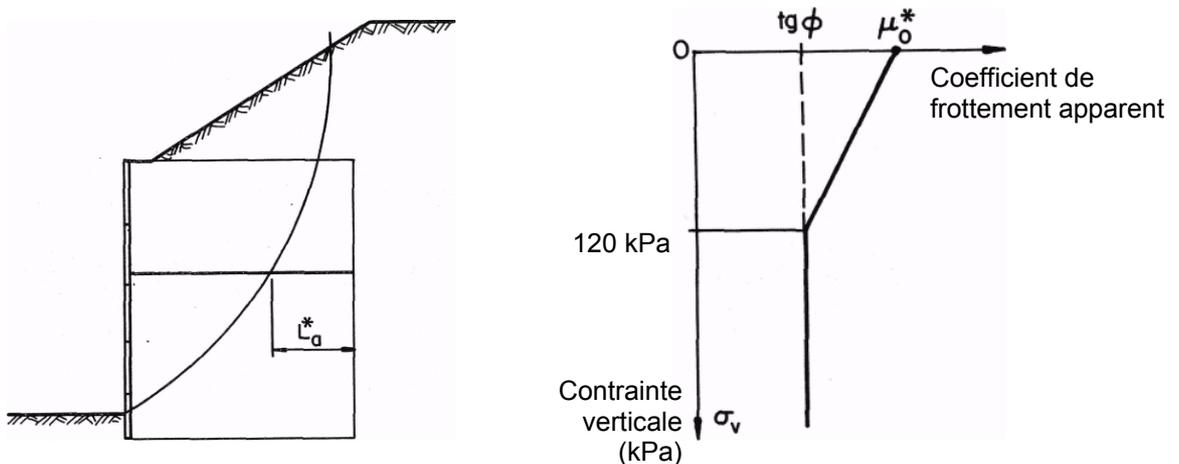


Figure 51 : Critères relatifs aux armatures des renforcements par bandes

### 5.3.4. Pieux-clos

Sous la dénomination pieux-clos, on regroupe les inclusions destinées à stabiliser des pentes instables (Figure 52) et travaillant essentiellement au cisaillement du fait qu'elles présentent une forte inertie à la flexion et sont orientées de telle façon que :  $\theta > \pi/2$

Avec les méthodes des tranches ou des perturbations, et conformément aux règles évoquées au chapitre 5.3.1, de telles inclusions sont prises en compte par :

$$T_n = 0 \text{ avec } T_c = \min(R_c, T_{cl1}, T_{cl2}) \text{ ou } T_c = \text{valeur imposée par l'opérateur} \quad (76)$$

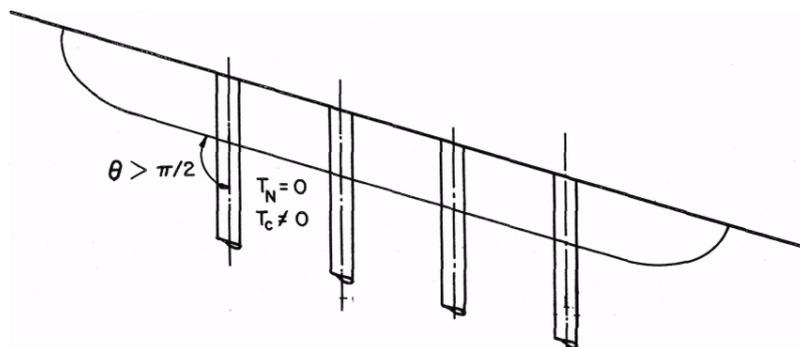


Figure 52 : Cas de pieux-clos de stabilisation de pente

Avec la méthode du calcul à la rupture, la contribution de ces inclusions est obtenue par application stricte de la recherche de la contribution maximale résistante.

### 5.3.5. Colonnes ballastées

Le cas des colonnes ballastées relève d'un mode de traitement particulier car la déformabilité de ce type d'inclusion conduit à un mode de répartition des contraintes entre sol renforcé et inclusions dont ne rend pas compte le calcul à la rupture.

Plutôt que d'introduire chaque colonne comme une inclusion, le sol est "homogénéisé" ( $c_{eq}$ ,  $\phi_{eq}$ ) selon la règle :

$$\begin{aligned} c_{eq} &= (1 - a) \cdot c_{sol} + a \cdot c_{col} \\ \tan \phi_{eq} &= (1 - m) \cdot \tan \phi_{sol} + m \cdot \tan \phi_{col} \end{aligned} \quad (77)$$

m : coefficient de report de charge

a : rapport de la surface de la colonne ( $A_{col}$ ) à la maille élémentaire du traitement ( $A_{sol} + A_{col}$ )

$$a = \frac{A_{col}}{A_{col} + A_{sol}}$$

Le coefficient m dépend du paramètre et du facteur n de concentration des contraintes sur les colonnes (Figure 53), lié à la déformabilité relative sol-colonnes. On adopte souvent la règle simple :

$$m = \frac{a \cdot n}{1 + a \cdot (n - 1)} \quad (78)$$

avec  $n = \frac{E_{col}}{E_{sol}}$

avec :

$E_{col}$  : module de déformation des colonnes

$E_{sol}$  : module de déformation du sol

Toutefois, dans le cas de sols de faible module, ce rapport n peut atteindre des valeurs élevées (> 10), alors que l'expérience montre que, sur les ouvrages, il est plutôt de l'ordre de 4 à 6 à long terme. Le choix des valeurs de n doit donc résulter de l'expérience de l'utilisateur et reste sous sa responsabilité.

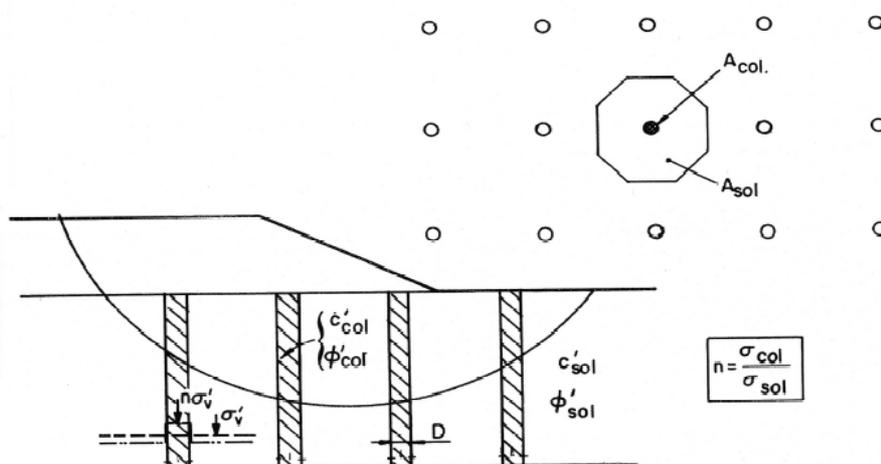


Figure 53 : Cas des colonnes ballastées

#### 5.4. DIFFUSION DE L'EFFET DES INCLUSIONS

Dans les méthodes des tranches et des perturbations, et afin de "lisser" l'incidence éventuelle de l'hétérogénéité du sol dans la prise en compte des efforts induits par les inclusions, il est possible, dans TALREN, de diffuser l'effet de chacune d'entre elles selon les règles suivantes (Figure 54).

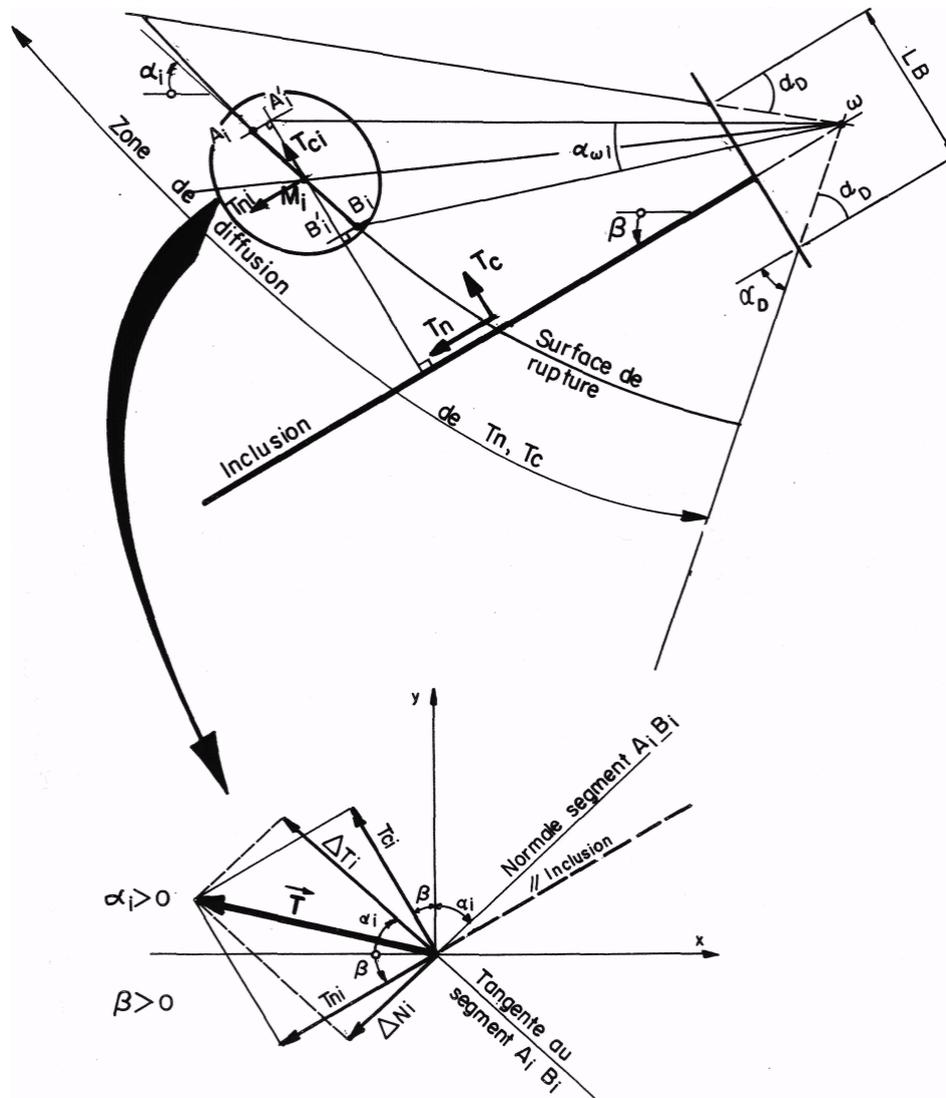


Figure 54 : Diffusion de l'effet d'une inclusion

A chaque inclusion, sont attachés une "base de diffusion" de largeur  $LB$  au niveau de sa tête (parement du talus) et un angle de diffusion  $\alpha_D$  définissant l'ouverture de la zone dans laquelle va être diffusé l'effet de l'inclusion.

Les composantes  $T_n$ ,  $T_c$  des efforts subis par l'inclusion sont répartis en  $[T_{ni}, T_{ci}]$  sur chaque segment de discrétisation de la surface de rupture concerné par la zone de diffusion, selon la règle :

$$T_{ni} = \rho_i \cdot T_n \text{ et } T_{ci} = \rho_i \cdot T_c \quad (79)$$

$T_{ni}$  et  $T_{ci}$  sont des composantes sur des axes parallèles à ceux de  $T_n$  et  $T_c$ .

La valeur de  $\rho_i$  est déterminée par une règle simple :

$$\rho_i = \frac{\overline{\left( \frac{A'_i B'_i}{wM_i} \right)}}{\sum_i \overline{\left( \frac{A'_i B'_i}{wM_i} \right)}} \quad (80)$$

$A'_i$  et  $B'_i$  sont les projections des  $A_i$  et  $B_i$  définies Figure 54.

Cette règle revient à admettre que  $\rho_i$  est approximativement proportionnel à l'angle  $\alpha_{wi}$ , selon lequel est vu le segment  $A_i B_i$  depuis le sommet de la zone de diffusion.

Si l'angle  $\alpha_D$  est nul, alors :

$$\rho_i = \frac{\overline{A'_i B'_i}}{\sum_i \overline{A'_i B'_i}} \quad (80')$$

**Nota :** Cette règle satisfait à l'équivalence des composantes :

$$\begin{aligned} \Sigma T_{ni} &= T_n \\ \Sigma T_{ci} &= T_c \end{aligned}$$

mais ne satisfait pas à l'équivalence des moments.

Pour chaque segment  $i$  de la courbe de rupture, la sommation est faite des  $T_{ni}$ ,  $T_{ci}$ , induits par l'ensemble des inclusions.

Certaines règles correctives permettent de tenir compte des conditions géométriques particulières entre segments de la surface de rupture, du talus et de la zone de diffusion d'une inclusion donnée.

Il est, naturellement, toujours possible de se restreindre à une zone de diffusion nulle en adoptant  $L_B = 0$  et  $\alpha_D = 0$ .

L'effort résultant  $[T_{ni}, T_{ci}]$  sur un segment a pour composantes dans le repère défini par la normale au segment considéré :

$$\begin{aligned} \Delta N_i &= T_{ni} \cdot \sin(\alpha_i + \beta) - T_{ci} \cdot \cos(\alpha_i + \beta) \\ \Delta T_i &= T_{ni} \cdot \cos(\alpha_i + \beta) + T_{ci} \cdot \sin(\alpha_i + \beta) \end{aligned} \quad (81)$$

( $\alpha_i$  et  $\beta$  étant comptés positifs selon les conventions de la Figure 54).

Les restrictions mentionnées ne s'appliquent pas à la méthode du calcul à la rupture où aucune redistribution des contributions des renforcements n'est mise en œuvre.

## 5.5. SIMULATION DES SURCHARGES PAR INCLUSIONS FICTIVES

Avec les méthodes des tranches et des perturbations, une surcharge  $Q$  (Cf. Figure 55) peut se simuler à l'aide d'un tirant fictif auquel on affectera une résistance de scellement très grande et une résistance propre à la traction :

$$R_n = |Q| \quad T_{nl} = +\infty \quad (82)$$

L'ouverture de la zone de diffusion est laissée à l'appréciation de l'opérateur en conservant à l'esprit que le modèle est bidimensionnel et que certaines corrections sont à prévoir lorsque la surcharge à simuler est ponctuelle.

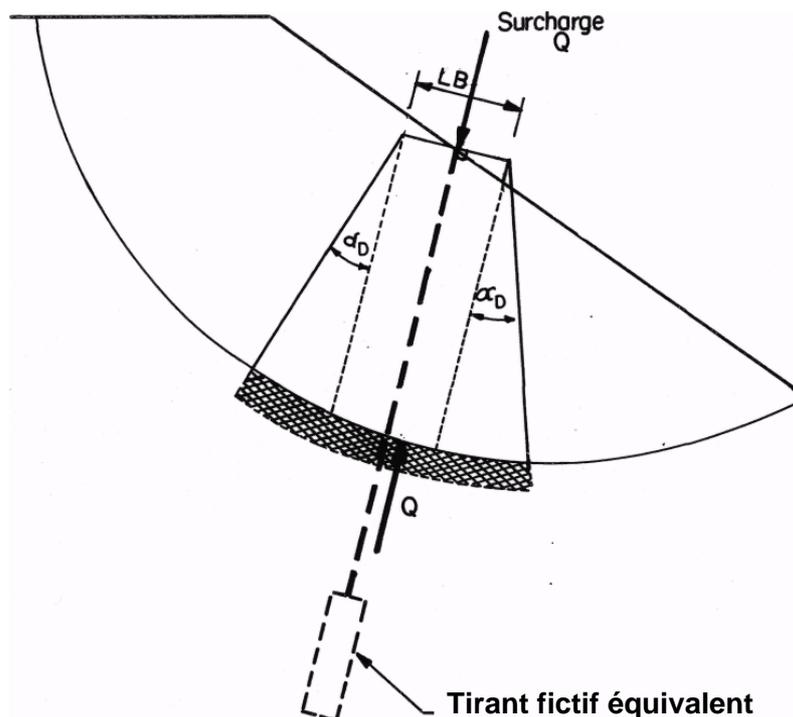


Figure 55 : Modélisation d'une surcharge par une inclusion fictive équivalente

## 5.6. INTRODUCTION DES RENFORCEMENTS DANS LES EQUATIONS DONNANT $\Gamma$

### 5.6.1. Méthodes de Fellenius et Bishop

Les valeurs de  $\Delta N_i$  et  $\Delta T_i$  sont introduites dans les formules de Fellenius et Bishop sous la forme :

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^n \left( T_{i \max} + \Delta N_i \cdot \frac{\tan \phi_i}{\Gamma_{\phi i}} \right)}{\Gamma_{s3} \cdot \sum_{i=1}^n (T_i - \Delta T_i)} \quad (83)$$

Remarque importante concernant la méthode de Bishop

Dans le cas de la méthode de Bishop,  $T_{i \max}$  fait intervenir le coefficient  $\Gamma \cdot \Gamma_{s3}$  dans l'expression  $m(\alpha)$  (équation (15)).

En l'absence de renforcement, il n'y a pas d'ambiguïté sur la signification de  $\Gamma$  tel qu'il est calculé par (14) ou (17). On montre aisément que, dans ce cas, il y a raccordement strict entre la méthode de Bishop et la méthode du "coin", lorsque la surface de rupture considérée est plane (cas du cercle de rayon infini). Appelons, pour la commodité de l'exposé, cette valeur du coefficient de sécurité  $\Gamma_{sol}$  (c'est à dire non renforcé).

Lorsque des renforcements sont introduits dans un problème, il est naturel de chercher à conserver le raccordement des deux méthodes (Bishop et coin). L'équation correspondant à cette dernière est commentée plus loin (equ. 90). Pour ce faire, on montre qu'il est nécessaire de conserver dans  $m(\alpha)$  la valeur de  $\Gamma_{sol}$  calculée pour l'équilibre du talus non renforcé, faute de quoi on obtiendrait systématiquement

$$\Gamma_{BisR} = \Gamma_{Bishop\ renforcé} > \Gamma_{coin\ renforcé}$$

Compte tenu de cette remarque, l'équation (83) s'écrit alors :

$$\Gamma_{BisR} = \frac{\sum_{i=1}^n \left( \frac{c_i + (\Gamma_{s1} \cdot \gamma_i \cdot h_i - u_i) \cdot \frac{\tan \phi_i}{\Gamma_{\phi i}}}{1 + \frac{\tan \alpha_i \cdot \tan \phi_i}{\Gamma_{Bish\ sol} \cdot \Gamma_{s3} \cdot \Gamma_{\phi i}}} \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + \Delta N_i \cdot \frac{\tan \phi_i}{\Gamma_{\phi i}} \right)}{\Gamma_{s3} \cdot \sum_{i=1}^n (\Gamma_{s1} \cdot \gamma_i \cdot h_i \cdot b_i \cdot \sin \alpha_i - \Delta T_i)}$$

dans laquelle  $F_{Bish\ sol}$  est calculé préalablement par (17).

**Nota** : Dans le cas d'une courbe intrinsèque non linéaire, une itération est faite pour la détermination de (Cf. §3.4.2) :

$$T_{i\ max} + \Delta N_i \cdot \tan \phi_i'^* = c_i'^* \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + (N_i + \Delta N_i) \cdot \tan \phi_i'^*$$

### 5.6.2. Méthode des perturbations

Pour la méthode des perturbations, compte tenu des conventions de signes adoptées, l'introduction des renforcements se fait en introduisant les efforts supplémentaires dus aux renforcements  $\Delta N_i$  et  $\Delta T_i$  et en remplaçant  $\sigma$  par  $\sigma + \Delta \sigma_{renf}$  dans les équations (19) à (21), avec :

$$\Delta \sigma_{renf}(x_i) = + \frac{\Delta N_i}{L_i} \quad (84)$$

où  $L_i$  est la longueur de base de la tranche  $i$  (rappel :  $\Delta N_i$  est compté positivement quand il correspond à une traction de l'inclusion)

Les seuls paramètres dont l'expression change dans le jeu des paramètres calculés pour le sol seul dans l'équation (25), sont  $H_5$ ,  $V_5$ ,  $O_5$  qui deviennent :

$$\begin{aligned} H_{5\ renf} &= H_{5\ sol} - \sum (\Delta N_i \cdot \sin \alpha_i + \Delta T_i \cdot \cos \alpha_i) \\ V_{5\ renf} &= V_{5\ sol} - \sum (\Delta N_i \cdot \cos \alpha_i - \Delta T_i \cdot \sin \alpha_i) \\ O_{5\ renf} &= O_{5\ sol} - \sum (\Delta N_i \cdot \cos \alpha_i - \Delta T_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot x_i + \sum (\Delta N_i \cdot \sin \alpha_i + \Delta T_i \cdot \cos \alpha_i) \cdot y_i \end{aligned} \quad (85)$$

$x_i$  et  $y_i$  sont les coordonnées du point de la surface de rupture auquel sont affectés les  $\Delta N_i$  et  $\Delta T_i$

Dans tous les paramètres faisant intervenir  $\sigma_{Fel}$ , la valeur de cette expression est remplacée par :

$$\sigma_{FelR} = \sigma_{Fel\ sol} + \Delta\sigma_{renf} \quad \text{où } \sigma_{Fel\ sol} \text{ est donné par (9).} \quad (86)$$

### 5.6.3. Méthode du calcul à la rupture

La contribution des renforcements est intégrée au bilan des moments moteurs M+ et résistants M- qui servent à calculer le coefficient de rupture F.

Les contributions des clous sont toujours considérées résistantes dans le mécanisme étudié.

Les contributions des autres renforcements (tirants, butons, bandes) sont toujours celles associées au développement d'un effort de traction. Les contributions de ces éléments peuvent être résistantes ou motrices selon la configuration de la frontière du bloc (mouvement rigidifiant, cf chapitre 2.2.1). Cette attribution est toujours faite élément par élément, pour chacune des familles de renforcement concernées.

## 6. PRISE EN COMPTE DE LA SECURITE

### 6.1. PRINCIPE DE LA METHODE SEMI-PROBABILISTE (CALCUL AUX E.L.U.)

Pour résumer l'usage actuel, la sécurité est introduite de manière générale de la façon suivante (tableau 3).

Paramètres réduits	Observations
<ul style="list-style-type: none"> <li>Coefficient de surdimensionnement <math>\Gamma</math></li> </ul>	$\Gamma$ calculé par TALREN et devant être $\geq 1$ pour l'équilibre
<ul style="list-style-type: none"> <li>Coefficient de méthode <math>\Gamma_{s3}</math></li> </ul>	$\Gamma_{s3}$ imposé par l'opérateur
<ul style="list-style-type: none"> <li>Sols                             <ul style="list-style-type: none"> <li><math>\gamma^* = \gamma \cdot \Gamma_{s1}</math></li> <li><math>c^* = c/\Gamma_c</math></li> <li><math>\tan\phi^* = \tan\phi/\Gamma_\phi</math></li> <li><math>P_l^* = p_l/\Gamma_{pl} (= p_f)</math></li> </ul> </li> </ul>	$\Gamma_{s1}$ imposé par l'opérateur pour chaque sol $\Gamma_c$ imposé par l'opérateur pour chaque sol $\Gamma_\phi$ imposé par l'opérateur pour chaque sol $\Gamma_{pl}$ imposé par l'opérateur pour chaque sol
<ul style="list-style-type: none"> <li>Adhérence <math>q_s^* = q_s/\Gamma_{qs}</math></li> </ul>	$\Gamma_{qs}$ imposé par l'opérateur pour les clous, tirants, ou bandes de renforcement
<ul style="list-style-type: none"> <li>Surcharges (surfaciques, linéaires et moments additionnels)                             <ul style="list-style-type: none"> <li><math>Q^* = Q \cdot \Gamma_Q</math></li> </ul> </li> </ul>	$\Gamma_Q$ imposé par l'opérateur pour chaque surcharge
<ul style="list-style-type: none"> <li>Inclusions :                             <ul style="list-style-type: none"> <li><math>R_N = T_G/\Gamma_{mR}</math></li> <li><math>R_C = R_N/2</math></li> <li><math>M_{max}^* = M_{max}/\Gamma_{mR}</math></li> </ul> </li> </ul> <p>avec : <math>\Gamma_{mR} = \Gamma_{aclo}</math> OU <math>\Gamma_{atir}</math> OU <math>\Gamma_{abu}</math> OU <math>\Gamma_{aTA}</math></p>	$T_G$ limite élastique en traction pure ou compression $\Gamma_{mR}$ imposé par l'opérateur pour chaque type de renforcement (clou, tirant, buton, bande de renforcement) $M_{max}$ moment maximal dans l'inclusion

Tableau 3 : Coefficients partiels de sécurité dans TALREN

La méthode semi-probabiliste correspond aux principes appliqués dans les recommandations Clouterre, dans les Normes Françaises ou dans l' Eurocode 7, mais chacun de ces documents préconise des valeurs différentes pour les coefficients partiels de sécurité et pondération.

Les chapitres suivants fournissent quelques extraits de différents documents de références (recommandations et normes).

Le Tableau 12 du chapitre 6.7 récapitule les différents jeux de coefficients partiels de sécurité/pondération prédéfinis dans le logiciel Talren 4, et les complète par quelques suggestions, pour les tirants dans le cas de Clouterre 1991 par exemple, qui n'ont cependant pas de valeur normative.

## 6.2. APPLICATION DES RECOMMANDATIONS CLOUTERRE

Le Tableau 4 donne les valeurs des coefficients de sécurité sur les actions proposées par les recommandations Clouterre 1991.

Dans le cas de surcharges Q comprenant des surcharges permanentes et des surcharges variables, il sera nécessaire de faire une composition du coefficient de pondération  $\Gamma_Q$ .

**Exemple** : un bâtiment industriel apporte sur le sol une surcharge totale déstabilisatrice  $Q_t = 500$  kPa se décomposant en une surcharge permanente  $Q_{perm} = 200$  kPa et une surcharge variable  $Q_{var} = 300$  kPa. On retiendra le coefficient de pondération  $\Gamma_Q$  égal à :

$$\Gamma_Q = \frac{1,2 \cdot Q_{perm} + 1,33 \cdot Q_{var}}{Q_t} = 1,28$$

Nature des actions	Notation TALREN	Coefficients pondérateurs des actions	
		Combinaison fondamentale	Combinaison accidentelle
1) <u>Permanent</u>			
Sur G (déstab.)	$\Gamma_{s1}$	1,05	1
Sur G (stab.)	$\Gamma'_{s1}$	0,95	1
Sur Q (déstab.)		1,2	1
Sur Q (stab.)		0,90	1
2) <u>Variables</u>			
Sur Q (déstab.)	$\Gamma_Q$	1,33	1
3) <u>Accidentelles</u>			
Sur Q (déstab.)	$\Gamma_Q$	-	1
<u>Sur la méthode</u>	$\Gamma_{s3}$	1,125	1

Tableau 4 : Coefficients pondérateurs des actions, Clouterre 1991

Le Tableau 5 donne les valeurs des coefficients de sécurité partiels appliqués aux valeurs caractéristiques des matériaux, proposées par les "Recommandations Clouterre 1991".

Caractéristiques	Notation TALREN	Coefficients de sécurité partiels			
		Combinaison fondamentale		Combinaison accidentelle	
		Ouvrage courant	Ouvrage sensible	Ouvrage courant	Ouvrage sensible
<b>1) Les sols</b>					
Frottement ( $\tan\phi'$ )	$\Gamma_\phi$	1,2	1,3	1,1	1,2
Cohésion effective $c'$	$\Gamma_{c'}$	1,5	1,65	1,4	1,5
Coh. Non drainée $c_u$	$\Gamma_{c_u}$	1,3	1,4	1,2	1,3
<b>2) Les renforcements</b>					
Acier clous ( $\sigma_e$ )	$\Gamma_{aclou}$	1,15	1,15	1,0	1,0
<b>3) Interaction sol/renforcement</b>					
Clous $q_s$					
• $q_s$ tiré d'abaques	$\Gamma_{qscl\ ab}$	1,8	1,9	1,6	1,7
• $q_s$ tiré d'essais	$\Gamma_{qscl\ es}$	1,4	1,5	1,3	1,4
Pression limite $p_l$	$\Gamma_{pl}$	1,9	2,0	1,0	1,1

Tableau 5 : Coefficients de sécurité sur les résistances, Clouterre 1991

### 6.3. APPLICATION DES NORMES FRANCAISES

#### 6.3.1. Norme française XP P 94-240 : Soutènement et talus en sol en place renforcé par des clous

Les tableaux ci-dessous constituent un extrait de la norme.

Il est toutefois nécessaire de se référer directement à la norme pour des informations complètes : celle-ci comporte des commentaires et remarques complémentaires, ainsi que la définition des catégories d'ouvrages 1, 2a et 2b.

Nature des actions	Notation TALREN	Coefficients pondérateurs des actions	
		Combinaison fondamentale	Combinaison accidentelle
<u>Poids propre du sol</u>			
Déstabilisateur	$\Gamma_{s1}$	1,05	1
Stabilisateur	$\Gamma'_{s1}$	0,95	1
<u>Autres actions permanentes</u>		1,2	1
Déstabilisatrices		1,2	1
Stabilisatrices		0,90	1
<u>Actions variables</u>			
Q	$\Gamma_Q$	1,33	1
<u>Accidentelles</u>			
$F_A$	$\Gamma_Q$	-	1
<u>Action de tirants</u>			
$F_T$ stabilisatrice		0,9	1
$F_T$ déstabilisatrice		1,2	1
Avec $F_T$ : tension de blocage			
<u>Sur la méthode</u>	$\Gamma_{s3}$	1	1

Tableau 6 : Coefficients pondérateurs des actions, Norme XP P 94-240

		Coefficients de sécurité partiels			
		Combinaison fondamentale		Combinaison accidentelle	
Caractéristiques	Notation TALREN	1-2a	2b	1-2a	2b
<b>Les sols</b>					
Frottement ( $\tan\phi'$ )	$\Gamma_\phi$	1,35	1,45	1,1	1,2
Cohésion effective $c'$	$\Gamma_{c'}$	1,7	1,85	1,4	1,5
Coh. Non drainée $c_u$	$\Gamma_{c_u}$	1,45	1,6	1,2	1,3
<b>Acier passif</b>					
Limite élastique $\sigma_e$		1,15	1,15	1,0	1,0
<b>Interaction sol/clou</b>					
<ul style="list-style-type: none"> <li><math>q_s</math> tiré d'abaques (ouvrages de catégorie 1 uniquement)</li> </ul>	$\Gamma_{q_{scl\ ab}}$	1,8		1,6	
<ul style="list-style-type: none"> <li><math>q_s</math> tiré d'essais</li> </ul>	$\Gamma_{q_{scl\ es}}$	1,4	1,5	1,3	1,4
Pression limite $p_l$	$\Gamma_{p_l}$	1,9	2,0	1,0	1,1

Tableau 7 : Coefficients de sécurité sur les résistances, Norme XP P 94-240

### 6.3.2. Norme française XP P 94-220-0 : Ouvrages en sols rapportés renforcés par armatures ou nappes peu extensibles et souples

Les tableaux ci-dessous constituent un extrait de la norme.

Il est toutefois nécessaire de se référer directement à la norme pour des informations complètes : celle-ci comporte des commentaires et remarques complémentaires, ainsi que la définition des catégories d'ouvrages courants et sensibles.

Nature des actions	Notation TALREN	Coefficients pondérateurs des actions	
		Combinaison fondamentale	Combinaison accidentelle
<u>Poids propre du sol</u>			
Déstabilisateur	$\Gamma_{s1}$	1,05	1
Stabilisateur	$\Gamma'_{s1}$	0,95	1
<u>Surcharges</u>			
Q	$\Gamma_Q$	1,33	0
<u>Sur la méthode</u>	$\Gamma_{s3}$	1,125	1

Tableau 8 : Coefficients pondérateurs des actions, Norme XP P 94-220-0

Caractéristiques	Notation TALREN	Coefficients de sécurité partiels			
		Combinaison fondamentale		Combinaison accidentelle	
		Ouvrage courant	Ouvrage sensible	Ouvrage courant	Ouvrage sensible
<u>Les sols</u>					
Frottement ( $\tan\phi'$ ) du remblai armé	$\Gamma_\phi$	1	1	1	1
Frottement ( $\tan\phi'$ )	$\Gamma_\phi$	1,2	1,3	1,1	1,2
Cohésion effective $c'$	$\Gamma_{c'}$	1,5	1,65	1,4	1,5
Cohésion non drainée $c_u$	$\Gamma_{cu}$	1,3	1,4	1,2	1,3
<u>Résistance à la traction du lit de renforcement en section courante</u>	$\Gamma_{aba}$	1,5	1,65	1,5	1,65
<u>Résistance due à l'interaction sol/lit de renforcement</u>	$\Gamma_{qsba}$	1,2	1,3	1,2	1,3

Tableau 9 : Coefficients de sécurité sur les résistances, Norme XP P 94-220-0

## 6.4. APPLICATION DE L'EUROCODE 7

Le document d'application nationale n'étant pas rédigé à ce jour, nous n'avons pas inclus de jeux de coefficients partiels correspondant à l'Eurocode 7 dans TALREN 4.

Toutefois, l'utilisateur peut bien sûr créer ses propres jeux de coefficients, pour définir par exemple un jeu de coefficients compatible avec les recommandations de l'EC7.

## 6.5. CALCUL DE TYPE TRADITIONNEL

### 6.5.1. Comparaison de la méthode semi-probabiliste (ELU) au calcul traditionnel

Formulation traditionnelle du coefficient de sécurité global selon Fellenius (87) :

$$F_{Fel} = \frac{\sum_{i=1}^n \left[ c_i + \left( \gamma_i \cdot h_i \cdot \cos^2 \alpha_i - u_i + \frac{dU_i}{dx_i} \cdot \sin \alpha_i \cdot \cos \alpha_i \right) \cdot \tan \phi_i \right] \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + \Delta N_i \cdot \tan \phi_i}{\sum_{i=1}^n (\gamma_i \cdot h_i \cdot b_i \cdot \sin \alpha_i - \Delta T_i) + \sum \frac{M_{ext}}{R}} \quad (87)$$

Formulation aux E.L.U. selon Fellenius (88) :

$$F_{Fel} = \frac{\sum_{i=1}^n \left[ \left[ \frac{c_i}{\Gamma_{ci}} + \left( \Gamma_{s1} \cdot \gamma_i \cdot h_i \cdot \cos^2 \alpha_i - u_i + \frac{dU_i}{dx_i} \cdot \sin \alpha_i \cdot \cos \alpha_i \right) \cdot \frac{\tan \phi_i}{\Gamma_{\phi i}} \right] \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + \Delta N_i \cdot \frac{\tan \phi_i}{\Gamma_{\phi i}} \right]}{\Gamma_{s3} \cdot \left[ \sum_{i=1}^n (\Gamma_{s1} \cdot \gamma_i \cdot h_i \cdot b_i \cdot \sin \alpha_i - \Delta T_i) + \sum \frac{M_{ext}}{R} \right]} \quad (88)$$

Formulation traditionnelle du coefficient de sécurité global selon Bishop (89) :

$$F_{Bish} = \frac{\sum_{i=1}^n \left( \frac{c_i + (\gamma_i \cdot h_i - u_i) \cdot \tan \phi_i}{1 + \frac{\tan \alpha_i \cdot \tan \phi_i}{F_{Bish sol}}} \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + \Delta N_i \cdot \tan \phi_i \right)}{\sum_{i=1}^n (\gamma_i \cdot h_i \cdot b_i \cdot \sin \alpha_i - \Delta T_i) + \sum \frac{M_{ext}}{R}} \quad (89)$$

Formulation aux E.L.U. selon Bishop (90) :

$$F_{Bish} = \frac{\sum_{i=1}^n \left( \frac{\frac{c_i}{\Gamma_{ci}} + (\Gamma_{s1} \cdot \gamma_i \cdot h_i - u_i) \cdot \frac{\tan \phi_i}{\Gamma_{\phi i}}}{1 + \frac{\tan \alpha_i \cdot \tan \phi_i}{\Gamma_{Bish sol} \cdot \Gamma_{s3} \cdot \Gamma_{\phi i}}} \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + \Delta N_i \cdot \frac{\tan \phi_i}{\Gamma_{\phi i}} \right)}{\Gamma_{s3} \cdot \left[ \sum_{i=1}^n (\Gamma_{s1} \cdot \gamma_i \cdot h_i \cdot b_i \cdot \sin \alpha_i - \Delta T_i) + \sum \frac{M_{ext}}{R} \right]} \quad (90)$$

avec pour le calcul traditionnel :

$$\Delta N_i \text{ et } \Delta T_i = \left( \frac{TR}{F_R}, \frac{p_l}{F_{pl}}, \frac{q_s}{F_{qs}} \right)$$

avec pour le calcul E.L.U.

$$\Delta N_i \text{ et } \Delta T_i = \left( \frac{TR}{\Gamma_{mR}}, \frac{p_l}{\Gamma_{pl}}, \frac{q_s}{\Gamma_{qs}} \right)$$

Pour étendre ces formulations aux surcharges, ce qui n'a pas été fait ici car cela aurait alourdi les formulations, il suffit de remplacer :

- Pour les surcharges surfaciques :
 

dans (87) et (89)	$\gamma_i \cdot h_i$	par	$\gamma_i \cdot h_i + q_i$
dans (88) et (90)	$\Gamma_{s1} \cdot \gamma_i \cdot h_i$	par	$\Gamma_{s1} \cdot \gamma_i \cdot h_i + \Gamma_Q \cdot q_i$
- Pour les surcharges linéaires :
 

dans (87) et (89)	$\Delta N_i \text{ et } \Delta T_i$	$\Delta N_i + \Delta N_{Qi}$	et	$\Delta T_i + \Delta T_{Qi}$
dans (88) et (90)	$\Delta N_i \text{ et } \Delta T_i$	$\Delta N_i + \Gamma_Q \cdot \Delta N_{Qi}$	et	$\Delta T_i + \Gamma_Q \cdot \Delta T_{Qi}$
- Pour les moments additionnels :
 

dans (87) et (89)	$\Sigma M_{ext}/R$	( $\Sigma M_{ext} + \Sigma M_{add}$ )/R
dans (88) et (90)	$\Sigma M_{ext}/R$	$(\Sigma M_{ext} + \Gamma_Q \cdot \Sigma M_{add})/R$

En ramenant  $\Gamma$ ,  $\Gamma_{Fel}$ ,  $\Gamma_{Bish}$  à droite des égalités, en divisant (88) et (90) de part et d'autre de la fraction par  $\Gamma_{s3} \cdot \Gamma_{s1}$ , et en comparant (87) avec (88) et (89) on obtient, à poids volumique des sols égal, les correspondances schématiques suivantes :

Correspondances schématiques de facteurs de sécurité		
	Global	Calcul aux ELU
Pour les caractéristiques de cisaillement des sols		
Frottement interne $\phi$	$F_{glob}$	$\Gamma \cdot \Gamma_{s3} \cdot \Gamma_{\phi}$
Cohésion $c'$ ou $c_u$	$F_{glob}$	$\Gamma \cdot \Gamma_{s3} \cdot \Gamma_c \cdot \Gamma_{s1}$
Pour les surcharges		
Surcharges $Q$	1	$\Gamma_Q / \Gamma_{s1}$
Pour les renforcements acier ou béton		
Surcharges $\sigma_e$ ou $f_{cj}$	FR	$\Gamma_{mR} \cdot \Gamma_{s1}$
Pour l'interaction sol/renforcement		
Pression limite $p_l$	$F_{pl}$	$\Gamma_{pl} \cdot \Gamma_{s1}$
Frottement $q_s$	$F_{qs}$	$\Gamma_{qs} \cdot \Gamma_{s1}$

( $F_{glob} = F_{Fel}$  ou  $F_{Bish}$ )

**Nota** : cette correspondance est approximative en présence d'une nappe (dont les effets ne sont pas pondérés dans le calcul ELU)

*Tableau 10 : Facteurs de sécurité pour comparer le calcul traditionnel (facteur de sécurité globale) et le calcul aux E.L.U. (facteurs de sécurité partiels)*

Cette étude comparative peut être étendue à la méthode des perturbations pour laquelle on retrouve les mêmes correspondances entre les coefficients de sécurité.

### 6.5.2. Calcul de type traditionnel avec la version de calcul aux ELU

A partir du Tableau 10, on peut établir la liste des coefficients de pondération des actions et de sécurité partiels sur les résistances à prendre en compte dans la version de TALREN de calcul aux ELU pour établir un calcul de type traditionnel (facteur de sécurité globale), à savoir :

		Coefficients
1) <u>Pour les sols</u>		
Frottement interne	$\tan\phi'$	$\Gamma_{\phi} = 1$
Cohésion	$c'$ ou $c_u$	$\Gamma_c = 1$
Poids volumique	$\gamma$	$\Gamma_{s1} = 1$
2) <u>Pour les surcharges</u>		
Surcharges	Q	$\Gamma_Q = 1$
3) <u>Pour les renforcements</u>		
Acier ou béton	$\sigma_e$ ou $f_{cj}$	$\Gamma_{mR} \neq 1$
4) <u>Pour l'interaction sol/renforcement</u>		
Pression limite	$p_l$	$\Gamma_{pl} \neq 1$
Frottement	$q_s$	$\Gamma_{qs} \neq 1$

Tableau 11 : Coefficients à prendre en compte dans TALREN pour revenir à un calcul de type traditionnel avec la version de calcul aux ELU

Avec :

$\sigma_e$  : contrainte à la limite élastique de l'acier

$f_{cj}$  : contrainte limite dans le béton

Il est nécessaire pour définir  $\Gamma_{mR}$  de considérer l'ensemble des facteurs pouvant limiter les résistances mécaniques des renforcements (par exemple la condition de non-flambement pour des butons).

On recherchera alors un coefficient  $\Gamma_{min}$  (coefficient minimal sur l'ensemble des surfaces de rupture calculées) égal à  $F_{glob}$  (sécurité globale recherchée sur  $\tan\phi$  et  $c$  dans la méthode traditionnelle).

On pourra ainsi prendre  $\Gamma_{\phi}$  et  $\Gamma_c$  égaux à  $F_{glob}$ , et rechercher  $\Gamma_{min} = 1$ .

## 6.6. CAS PARTICULIERS DE CERTAINS TYPES D'OUVRAGES

### 6.6.1. Ouvrage avec des renforcements par nappes

La méthode de calcul spécifique de la stabilité interne des ouvrages renforcés par bandes comme ceux en Terre Armée est très différente des calculs de stabilité par la méthode des tranches, ce qui conduit à un coefficient de surdimensionnement  $\Gamma$  relativement faible en appliquant les coefficients des recommandations CLOUTERRE (exemple : dans le cas d'un ouvrage courant de 10 m de hauteur, on obtient  $\Gamma \approx 0,8$ ).

Par conséquent, on pourra décomposer l'étude de stabilité de tels ouvrages en deux vérifications, à savoir :

- La stabilité interne dont la méthode de vérification est donnée dans les recommandations spécifiques aux ouvrages concernés ;
- La stabilité externe pour des surfaces de rupture passant sous le pied du parement de l'ouvrage.

### 6.6.2. Autres renforcements

Pour les autres types de renforcements (micropieux, pieux, parois, barrettes, palplanches, butons, ...), il n'existe pas de réglementation ni de recommandation pour les calculs de stabilité suivant les méthodes d'équilibre limite. Les documents qui existent (D.T.U., règles SETRA, etc) ne font pas référence à ce type de calcul.

Il est par conséquent difficile de donner des valeurs de coefficients de sécurité partiels. Il nous semble souhaitable d'établir des corrélations avec les documents en vigueur pour d'autres applications.

Exemple : dans le cas d'un micropieu travaillant en compression, les charges admissibles sont calculées à partir de la valeur du frottement latéral limite affectée d'un coefficient  $F_{qs}$  (variables suivant les documents en vigueur et le type d'ouvrage). En appliquant les pondérations des actions données dans les "Recommandations CLOUTERRE 1991" ou la norme XP P 94-240, il semble logique de prendre une valeur  $\Gamma_{qs} = F_{qs} / \Gamma_{s1}$ .

### 6.6.3. Ouvrage renforcé surmonté d'un talus important

Dans le cas d'ouvrages de soutènement surmontés d'un talus présentant une forte pente de valeur proche de l'angle de frottement interne du sol, notamment dans le cas de travaux sur versant, la stabilité pour les grandes surfaces de glissement ne peut généralement pas être beaucoup améliorée par la seule présence de l'ouvrage renforcé, de taille modeste au regard de l'ensemble.

Une première approche pour l'analyse de stabilité de ces ouvrages, consiste à rechercher les sécurités aux glissements conventionnellement retenues en limitant l'émergence amont et aval des surfaces de rupture à  $3H$ ,  $H$  correspondant à la valeur maximale entre la hauteur de l'ouvrage et la hauteur de terrassement au droit de l'ouvrage à considérer.

TALREN, avec la différenciation par sol des coefficients de sécurité sur les caractéristiques intrinsèques, permet une autre approche (cf norme NF P 94-220 - §9.3.3 : cas des ouvrages sur versants) qui consiste à appliquer les coefficients de sécurité usuels à l'intérieur de la zone renforcée et ceux caractérisant l'état de stabilité naturelle de la pente avant travaux dans l'environnement de l'ouvrage. Cette approche revient à dimensionner l'ouvrage pour sa propre stabilité en s'assurant que celle en grand n'est pas affectée par cet ouvrage. Voir aussi le chapitre 6.3.2 du présent document.

## 6.7. TABLEAU RECAPITULATIF DES COEFFICIENTS PARTIELS DE SECURITE SUR LES ACTIONS / PONDERATION SUR LES MATERIAUX

### COEFFICIENTS PARTIELS DE SECURITE ET PONDERATION (TALREN 4)

Nom	$\Gamma_{min}$	$\Gamma_{s1}$	$\Gamma_{s2}$	$\Gamma_{ph1}$	$\Gamma_{c'}$	$\Gamma_{ou}$	$\Gamma_Q$	$\Gamma_{qsc1ab}$	$\Gamma_{qsc2es}$	$\Gamma_{qst1ab}$	$\Gamma_{qst2es}$	$\Gamma_{qsb}$	$\Gamma_{pl}$	$\Gamma_{ac1o}$	$\Gamma_{air}$	$\Gamma_{ab}$	$\Gamma_{bu}$	$\Gamma_{s3}$
Méthode traditionnelle St. Provisoire	1.3	1	1	1	1	1	1	1.8	1.5	1.8	1.5		2	1.3	1.3			1
Méthode traditionnelle St. définitive	1.5	1	1	1	1	1	1	2	1.5	2	1.5		2	1.5	1.5			1
Clouette Fondamental / Ouvrage courant	1	1.05	0.95	1.2	1.5	1.3	1.33	1.8	1.4	1.8	1.4		1.9	1.15	1.15			1.125
Clouette Fondamental / Ouvrage sensible	1	1.05	0.95	1.3	1.65	1.4	1.33	1.9	1.5	1.9	1.5		2	1.15	1.15			1.125
Clouette Accidentel / Ouvrage courant	1	1	1	1.1	1.4	1.2	1	1.6	1.3	1.6	1.3		1	1	1			1
Clouette Accidentel / Ouvrage sensible	1	1	1	1.2	1.5	1.3	1	1.7	1.4	1.7	1.4		1.1	1	1			1
Norme XP P 94-240 Fondamental 1-2a	1	1.05	0.95	1.35	1.7	1.45	1.33	1.8	1.4	1.8	1.4		1.9	1.15	1.15			1
Norme XP P 94-240 Fondamental 2b	1	1.05	0.95	1.45	1.85	1.6	1.33	-	1.5	-	1.5		2	1.15	1.15			1
Norme XP P 94-240 Accidentel 1-2a	1	1	1	1.1	1.4	1.2	1	1.6	1.3	1.6	1.3		1	1	1			1
Norme XP P 94-240 Accidentel 2b	1	1	1	1.2	1.5	1.3	1	-	1.4	-	1.4		1.1	1	1			1
Norme XP P 94-220 Fondamental courant	1	1.05	0.95	1.2*	1.5	1.3	1.33									1.5		1.125
Norme XP P 94-220 Fondamental sens.	1	1.05	0.95	1.3*	1.65	1.4	1.33									1.65		1.125
Norme XP P 94-220 Accidentel courant	1	1	1	1.1*	1.4	1.2										1.5		1
Norme XP P 94-220 Accidentel sens.	1	1	1	1.2*	1.5	1.3										1.65		1
EC7 - Approche 1	1																	
EC7 - Approche 2	1																	
EC7 - Approche 3	1																	
ROSA 2000 Fondamental courant	1																	
ROSA 2000 Fondamental sensible	1																	
ROSA 2000 Accidentel courant	1																	
ROSA 2000 Accidentel sensible	1																	
Trop tôt : il manque l'annexe nationale																		
Non fourni pour l'instant																		

\* : sauf dans remblai armé : = 1

Jeux et valeurs fournies dans le logiciel TALREN 4

Jeux ou valeurs proposés, mais ne figurant pas dans les normes ou recommandations, ou nécessitant une validation de l'utilisateur. Ces valeurs proposées n'ont pas de valeur normative ou contractuelle, et leur utilisation relève de la seule responsabilité de l'utilisateur.

Tableau 12 : Tableau récapitulatif des coefficients de sécurité partiels

## 7. COMPATIBILITE DES OPTIONS AVEC LES METHODES DE CALCUL

Nous donnons dans les 3 tableaux qui suivent les compatibilités entre données et méthodes de calcul pour les surfaces de rupture circulaires (Tableau 13), quelconques (Tableau 14) et spirales logarithmiques (Tableau 15).

Option	Types de données	Méthodes de calcul		
		Fellenius	Bishop	Perturbations
<b>Hydraulique</b>	Pressions interstitielles	●○*	●○*	●
	Nappe extérieure	●○*	●○*	●
<b>Sol</b>	Courbe intrinsèque linéaire	●	●	●
	Courbe intrinsèque non-linéaire	●	●	●
	Anisotropie de cohésion	●	●	●
<b>Sismique</b>	Accélération sismiques	●	●	●
<b>Surcharges</b>	Réparties verticales	●	●	●
	Réparties avec inclinaison	○	○	○
	Linéaires sans diffusion	●	●	●
	Linéaires avec diffusion	●	●	●
	Moments additionnels	●	●	●
<b>Renforcements</b>	Clouage	●	●	●
	Tirants	●	●	●
	Bandes	●	●	●
	Butons	●	●	●

- : Méthode compatible avec l'option
- : Méthode incompatible avec l'option
- \* : Méthode incompatible avec l'option quand l'extension verticale d'une surface de rupture circulaire ou une partie verticale d'une surface de rupture non-circulaire coupe la nappe phréatique.

*Tableau 13 : Compatibilités entre les données et les méthodes de calcul  
Cas des surfaces de rupture circulaires*

Option	Types de données	Méthodes de calcul		
		Fellenius	Bishop	Perturbations
<b>Hydraulique</b>	Pressions interstitielles	●○*	●○*	●
	Nappe extérieure	○	○	●
<b>Sol</b>	Courbe intrinsèque linéaire	●	●	●
	Courbe intrinsèque non-linéaire	●	●	●
	Anisotropie de cohésion	●	●	●
<b>Sismique</b>	Accélérations sismiques	○	○	●
<b>Surcharges</b>	Réparties verticales	●	●	●
	Réparties avec inclinaison	○	○	○
	Linéaires sans diffusion	○	○	●
	Linéaires avec diffusion	●	●	●
	Moments additionnels	○	○	●
<b>Renforcements</b>	Clouage	●	●	●
	Tirants	●	●	●
	Bandes	●	●	●
	Butons	●	●	●

- : Méthode compatible avec l'option
- : Méthode incompatible avec l'option
- \* : Méthode incompatible avec l'option quand l'extension verticale d'une surface de rupture circulaire ou une partie verticale d'une surface de rupture non-circulaire coupe la nappe phréatique.

*Tableau 14 : Compatibilités entre les données et les méthodes de calcul  
Cas des surfaces de rupture quelconques*

Nota : dans le cas de surfaces de rupture « quelconques » tout-à-fait planes, il n'est pas possible d'utiliser la méthode de calcul des perturbations (le système d'équations n'a pas de solution).

Dans ce cas, il est préférable d'utiliser la méthode du calcul à la rupture avec un angle au centre des spirales très faible (0,001°).

Option	Types de données	Méthodes de calcul
		Calcul à la rupture
<b>Hydraulique</b>	Pressions interstitielles	●
	Nappe extérieure	●
<b>Sol</b>	Courbe intrinsèque linéaire	●
	Courbe intrinsèque non-linéaire	○
	Anisotropie de cohésion	●
<b>Sismique</b>	Accélérations sismiques	●
<b>Surcharges</b>	Réparties verticales	●
	Réparties avec inclinaison	●
	Linéaires sans diffusion	●
	Linéaires avec diffusion	○ (sans objet)
	Moments additionnels	●
<b>Renforcements</b>	Clouage	●
	Tirants	●
	Bandes	●
	Butons	●

- : Méthode compatible avec l'option
- : Méthode incompatible avec l'option

*Tableau 15 : Compatibilités entre les données et les méthodes de calcul  
Cas des spirales logarithmiques*

## ANNEXES

### ANNEXE 1 : PARAMETRES MIS EN JEU DANS L'INTERACTION NORMALE SOL/INCLUSION

#### A1.1 LOI DE REACTION

La loi de réaction normale sol-inclusion s'écrit :  $EI \cdot \frac{d^4 y}{dz^4} + k_s \cdot y \cdot B = 0$

Avec les notations de la Figure 56 extraite de Bourges et Frank (1979), dans laquelle  $k_s$  est le module de réaction normale défini par :  $p = k_s \cdot y$

La solution générale de l'équation, en sol homogène ( $k_s = \text{constante}$ ) s'écrit :

$$y = e^x \cdot (a_1 \cdot \cos x + a_2 \cdot \sin x) + e^{-x} \cdot (b_1 \cdot \cos x + b_2 \cdot \sin x)$$

où :

$x$  :  $z/L_0$

$L_0$  :  $(4EI/E_s)^{1/4}$  (longueur de transfert)

$E_s$  :  $k_s \cdot B$  (module de réaction par unité de longueur d'inclusion)

$EI$  : rigidité de l'inclusion à la flexion

Pour une inclusion "infiniment longue" ( $L > 3 \cdot L_0$ ) soumise à un moment nul en tête (symétrie de chargement de part et d'autre de la surface de rupture), la solution est :

$$y = \frac{2T_0}{E_s \cdot L_0} \cdot e^{-x} \cdot \cos x \quad \text{et} \quad M = -T_0 \cdot L_0 \cdot e^{-x} \cdot \sin x$$

dont les valeurs au point origine,  $x = 0$ , sont :  $y_0 = \frac{2T_0}{E_s \cdot L_0}$  ,  $M_0 = 0$  et  $p_0 = \frac{2T_0}{B \cdot L_0}$

Pour une inclusion infiniment rigide ( $L < L_0$ ), il vient :  $y = y_0 \cdot (1 - 3x/2)$ , avec

$$x = z/L \quad y_0 = 4T_0 / (E_s \cdot L) \quad p_0 = 4T_0 / (B \cdot L)$$

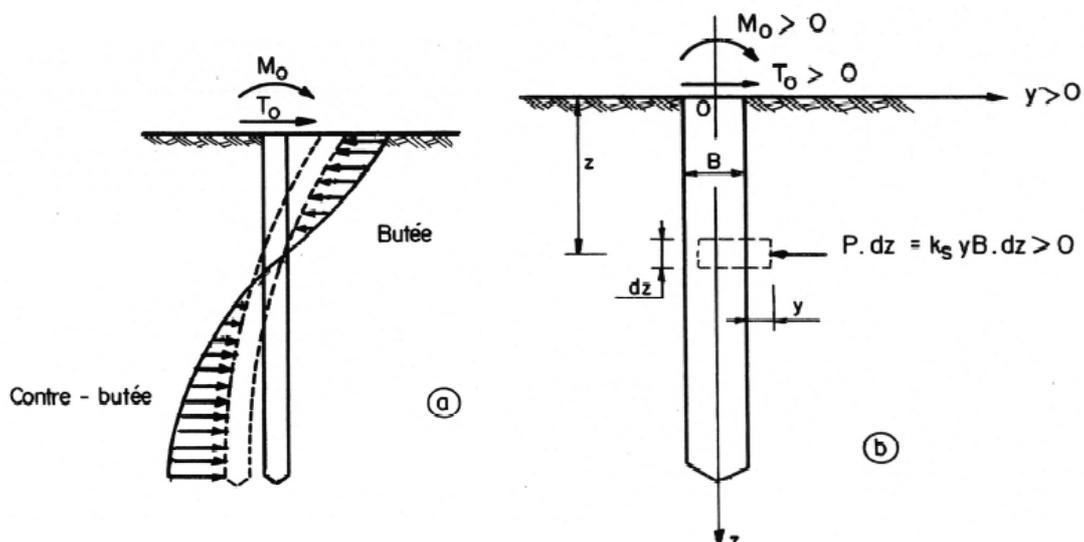


Figure 56 : Conventions d'écriture pour la loi d'interaction normale sol-inclusion

### A1.2 MODULE DE REACTION : $E_s$

La valeur de  $E_s$  est déduites des règles pressiométriques Ménard. Pour une inclusion de faible diamètre ( $B < 0,60$  m), ce qui est le cas général,  $E_s$  est obtenu par :

$$\frac{E_s}{E_M} = \frac{1}{\left(\frac{2}{9} \cdot 2,65^\alpha + \frac{\alpha}{6}\right)}$$

où :

$E_M$  : module pressiométrique

$\alpha$  : coefficient rhéologique

$E_s$  :  $k_s \cdot B$

La Figure 57 montre que pour les plages usuelles de  $\alpha$  ( $1/3 < \alpha < 2/3$ ), la valeur de  $E_s/E_M$  est comprise entre 2 et 3, ce qui représente une étendue faible, eu égard à l'imprécision attachée par ailleurs à la détermination de  $E_M$ .

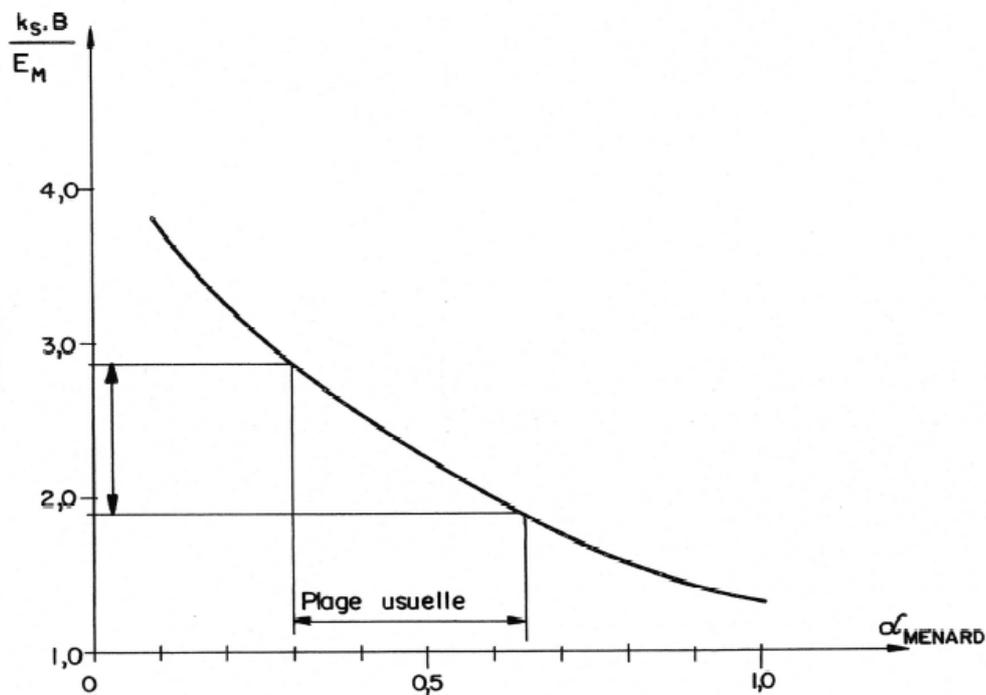


Figure 57 : Evolution du rapport  $E_s/E_M$  en fonction du coefficient rhéologique (règles Ménard)

### A1.3 RIGIDITE DE L'INCLUSION

Le coulis de forage n'est pas pris en compte dans la rigidité à la flexion de l'inclusion. On ne considère que l'acier constitutif de celle-ci, sauf lorsqu'il s'agit d'une inclusion de type "pieu-clou" de gros diamètre réalisée selon les règles de l'art du béton armé.

On rappelle pour mémoire (Figure 58) les valeurs d'inertie de profils types, sachant que lorsque ceux-ci ne possèdent pas la symétrie de révolution, il y a lieu de considérer a priori l'inertie la plus faible (sauf lorsque la position de l'inclusion par rapport à son sens de sollicitation est bien contrôlée lors de la mise en œuvre).

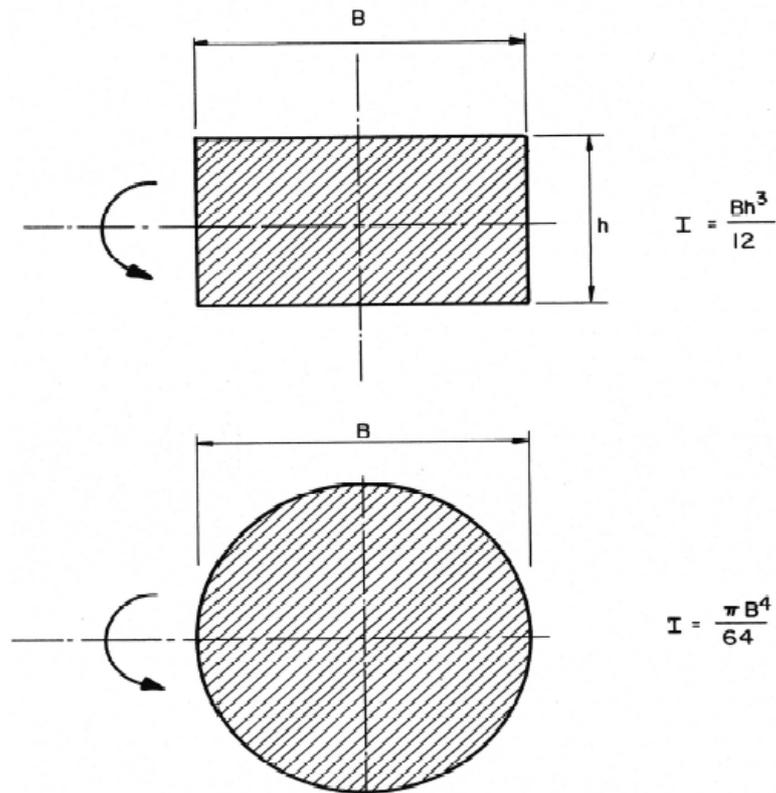


Figure 58 : Moment d'inertie de sections types

### A1.4 LONGUEUR DE TRANSFERT $L_0$

A titre indicatif, les valeurs usuelles des longueurs de transfert dans le cas de 3 inclusions types sont présentées Figure 59. Elles ne dépassent pratiquement pas 40 centimètres. Dès que plus de 0,80 m d'inclusion se trouve placé au-delà de la surface de rupture potentielle, celle-ci peut être considérée comme "infiniment longue".

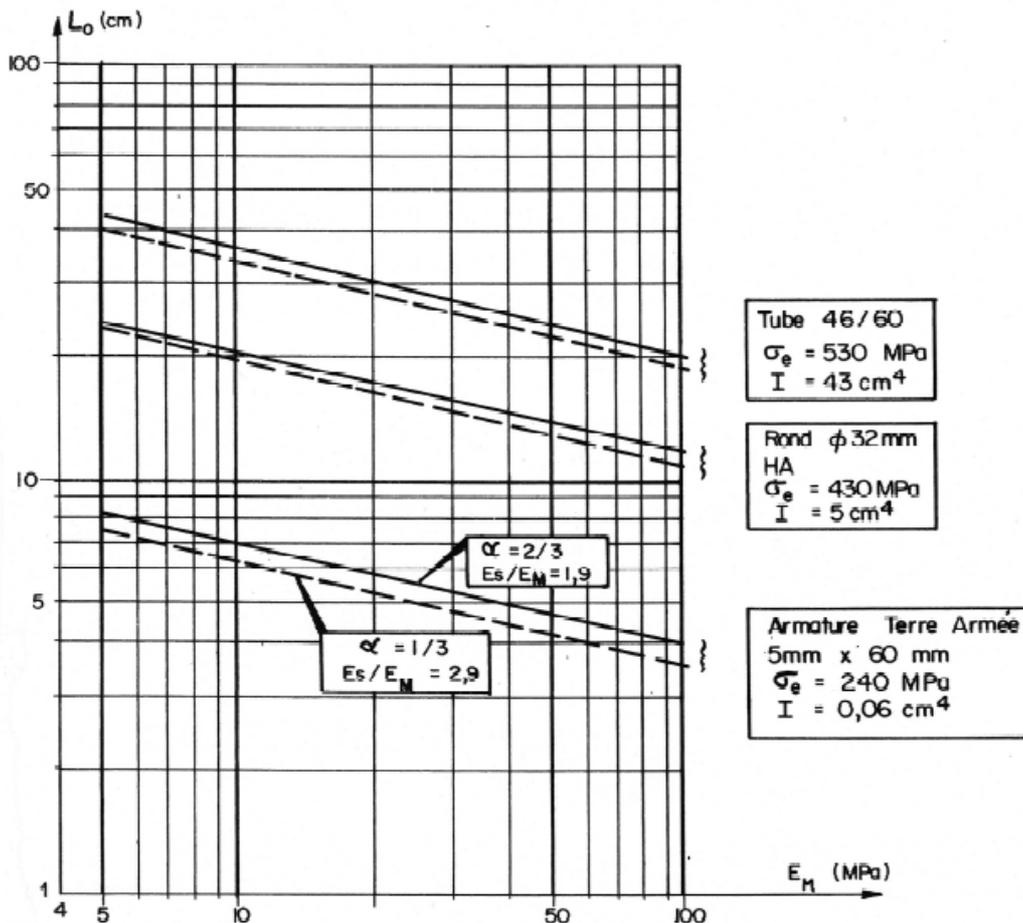


Figure 59 : Longueurs de transfert de quelques profils types

### A1.5 MOMENT DE PLASTIFICATION $M_{\max}(T_n)$ : Critère $T_{c12}$

La valeur du moment lors de la plastification complète en flexion composée est donnée selon la forme de la section considérée avec  $k$  = scission de l'acier, par (on notera  $M_{\max}(0)$  le moment maxi en flexion simple ( $T_n=0$ )) :

a) Section rectangulaire  $B.h$  (Figure 60a)

Traction résultante  $T_n = 2.k.B.(h_1 - h_2)$

Résistance en traction pure  $R_n = 2.k.B.h$

Moment / O  $M_{\max} = 2.k.B.h_1.h_2$

$$M_{\max}(T_n) = \frac{k.B.h^2}{2} \left( 1 - \frac{T_n^2}{R_n^2} \right) \quad M_{\max}(0) = \frac{k.B.h^2}{2}$$

$$M_{\max}(T_n) = M_{\max}(0) \left( 1 - \frac{T_n^2}{R_n^2} \right)$$

b) Section circulaire  $\phi = B$  (Figure 60b)

Résistance en traction pure  $R_n = 2.k.\pi.B^2 / 4$

Traction  $T_n = k.B^2 \cdot \frac{[2.\theta_0 + \sin(2.\theta_0)]}{4}$

Moment  $M_{\max}(T_n) = \frac{k.B^3}{3} \cdot \cos^3 \theta_0 = M_{\max}(0) \cdot \cos^3 \theta_0$

avec :  $\frac{T_n}{R_n} = \frac{1}{\pi} [2.\theta_0 + \sin(2.\theta_0)]$

La Figure 61 indique que la valeur des  $M_{\max}(T_n)$  ne diffère pas de plus de 18 % de la valeur

$$M_{\max}(T_n) = M_{\max}(0) \left( 1 - \frac{T_n^2}{R_n^2} \right), \text{ quelle que soit la répartition des surfaces plastifiées en}$$

traction et compression.

Compte-tenu de cette remarque, et par analogie avec la section rectangulaire, on garde toujours pour la section circulaire l'expression :

$$M_{\max}(T_n) = M_{\max}(0) \left( 1 - \frac{T_n^2}{R_n^2} \right)$$

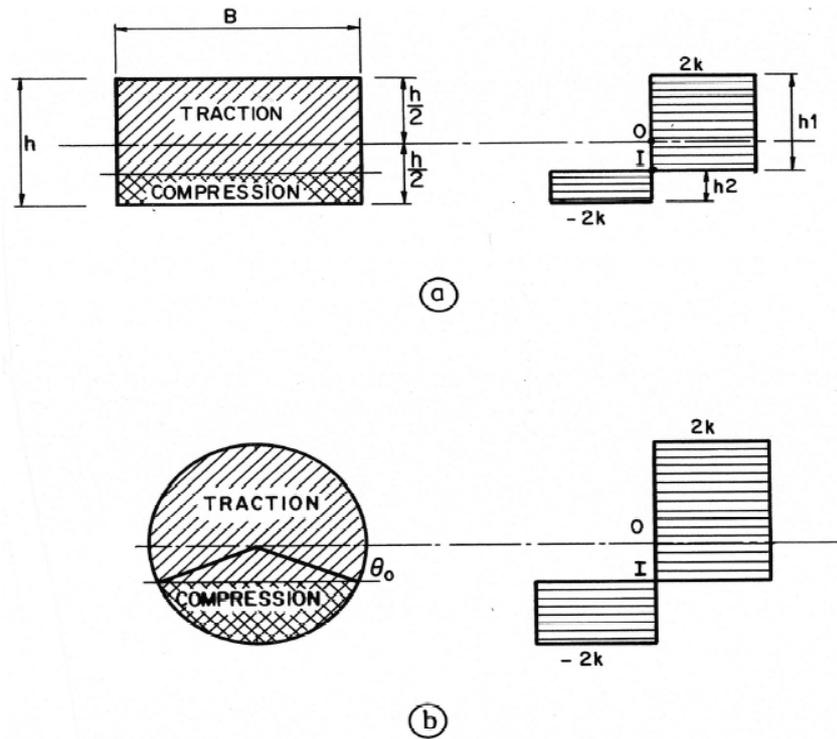


Figure 60 : Schéma de plastification complète en flexion composée

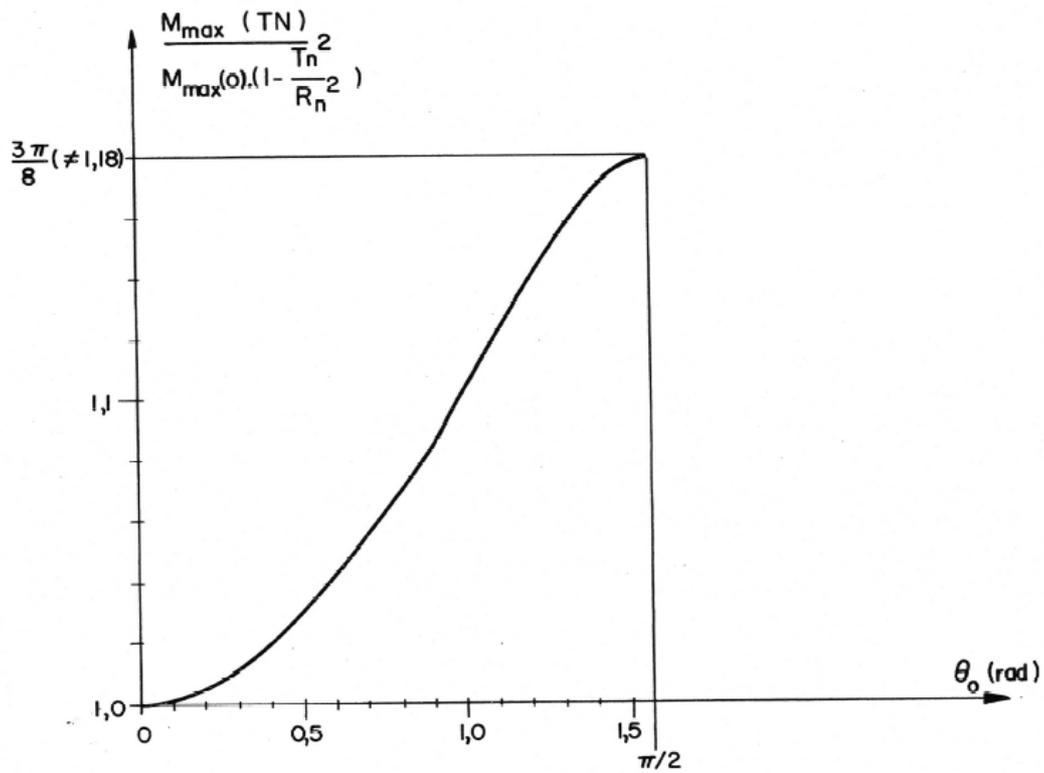


Figure 61 : Approximation de  $M_{\max}$  pour une section circulaire

c) Section tubulaire

La section tubulaire s'obtient par différence de deux sections circulaires concentriques. L'approximation est la même.

### A1.6 EXEMPLES DE DOMAINES DE STABILITE D'INTERACTION NORMALE

A titre d'exemple, on présente Figure 62 les domaines de stabilité d'interaction normale pour les 3 types d'inclusions déjà évoqués au chapitre 4, et supposés de type "long" ( $L^* \geq 2.L_0$ ).

Sauf pour les renforcements par bandes, qui ne s'emploient que dans un contexte géotechnique contrôlé (sols sélectionnés), les inclusions sont supposées environnées de deux types de sols très contrastés, par exemple :

- Sol "relativement" déformable :  $\rho_i = 1,5 \text{ MPa}$        $E_M = 15 \text{ MPa}$        $\alpha = 1/3$
- Sol très raide (ou roche tendre) :  $\rho_i = 10,0 \text{ MPa}$        $E_M = 100 \text{ MPa}$        $\alpha = 2/3$

Le rond et le tube sont supposés mis en place dans un forage  $\phi = 100 \text{ mm}$ . Le coulis n'est pas pris en compte dans l'estimation de  $M_{\max}$ .

Il apparaît que, pour ces inclusions de faible inertie, le cisaillement disponible est très faible. Compte-tenu de l'application du principe du travail maximal, qui conduit dans la plupart des cas à choisir le point P comme point représentatif du couple ( $T_n, T_c$ ), la valeur du cisaillement en ce point ne dépasse pas 10 % de la résistance à la traction pure dans le sol raide, et 2 % dans le sol "déformable", pour les cas testés.

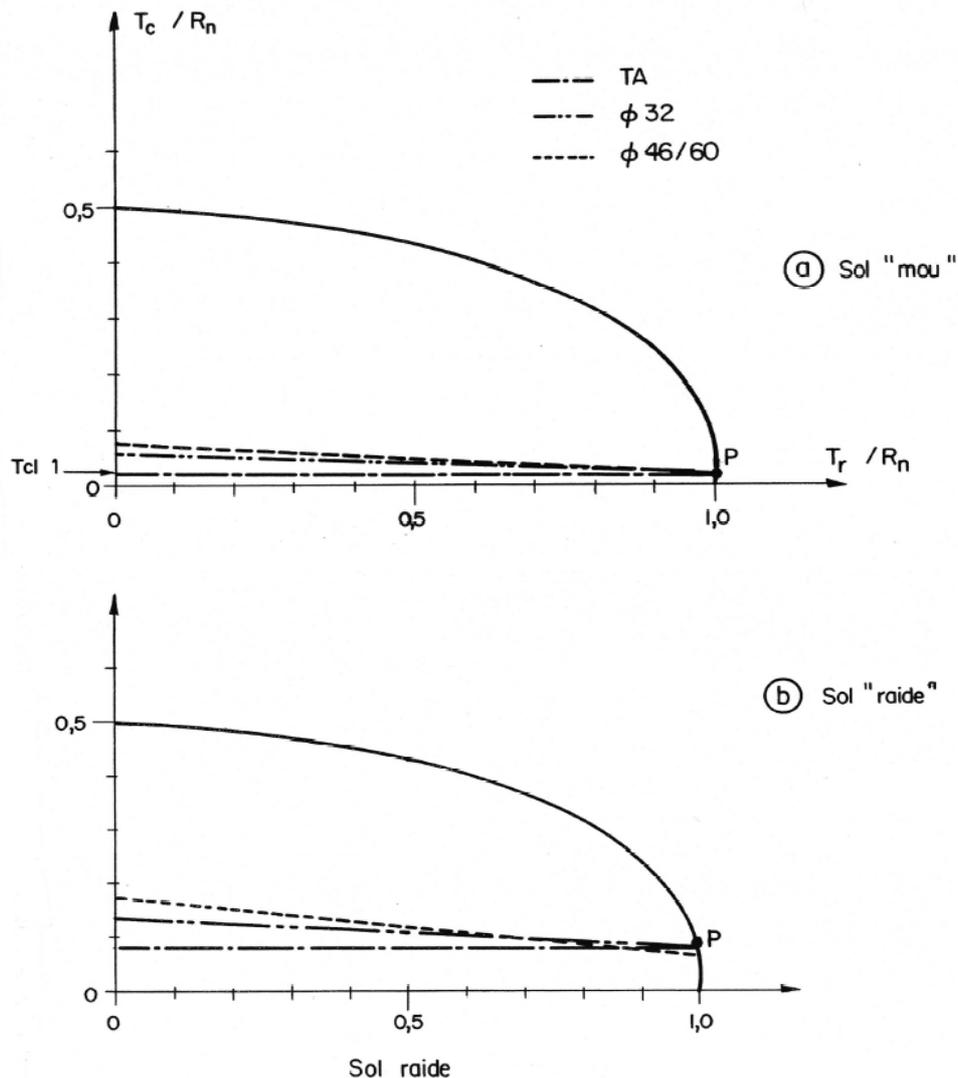


Figure 62 : Position relative des critères de rupture pour deux types de sols et trois types d'inclusions

## BIBLIOGRAPHIE

- BLONDEAU F. Application de l'Informatique à la Mécanique des Sols, Bulletin de Liaison des L.P.C., n° spécial S (1972)
- BLONDEAU F. Réflexions sur la prise en compte de la sécurité en matière d'ouvrages en terre avec inclusions et soutènements – TERRASOL – Avril 1996
- BOURGES F. Fondations profondes – Cours de mécanique des sols de l'ENPC.  
FRANK R. Techniques de l'Ingénieur, Chapitre C 248 (1989)
- BLONDEAU F. TALREN : Méthode de calcul des ouvrages en sol renforcé.  
CHRISTIANSEN M. Colloque International : Renforcement en place des sols et des roches – ENPC Paris 1984.  
GUILLOUX A.  
SCHLOSSER F.
- GUILLOUX A. Evaluation du frottement latéral sol-inclusion dans le clouage des sols. Colloque International : Renforcement en place des sols et des roches – ENPC Paris 1984.
- RAULIN P. Calcul de la stabilité des pentes en rupture non-circulaire. Rapport de recherche des LPC n° 36 - 1974  
ROUQUES G.  
TOUBOL A.
- MANDEL Propriétés mécaniques des matériaux (Eyrolles, 1978)
- SALENCON J. Calcul à la rupture et analyse limite, Presses de l'ENPC, 1983
- COUSSY O. Analyse de la stabilité des ouvrages en terre par le calcul à la rupture. Annales des Ponts et Chaussées, 4<sup>e</sup> trimestre 1979.  
SALENCON J.
- BRINCH HANSEN J. Earth pressure calculation. The Institution of Danish civil engineers, 1953.

**Documents à caractère réglementaire ou recommandations**

Norme XP P 94-240 (Août 1998)	Renforcement des sols : Soutènement et talus en sol en place renforcé par des clous. Justification du dimensionnement
Norme NF P 94-220-0 (Juin 1998)	Renforcement des sols : Ouvrages en sols rapportés renforcés par armatures ou nappes peu extensibles et souples. Partie 0 : Justification du dimensionnement
EC 7	Eurocode 7 : Projet définitif prEN 1997-1, janvier 2004, version française
MUR 73	Ouvrages de soutènement – SETRA (1973)
TA 86 / TA 95	Tirants d'ancrage – Eyrolles
Terre Armée	Recommandations et règles de l'art LCPC-SETRA 1979
CLOUTERRE 91 / CLOUTERRE 2	Recommandations Clouterre 1991 et Clouterre 2
FASCICULE 62	Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie Civil (septembre 1992)