

19/88

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : Genie- Civil

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

20x

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

METHODES & ANALYSES A LA
RUPTURE DE LA STABILITE DES
PENTES

Proposé par :
Mr A_Kenana

Etudié par :
K_Amimi
B_Tachet

Dirigé par :
Mr Kenana

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT: Genie-Civil

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

METHODES & ANALYSES
A LA RUPTURE DE LA STABILITE
DES PENTES

Proposé par :

M^rA. Kenana

Etudié par :

K. Amimi

B. Tachet

Dirigé par :

M^rA. Kenana

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

وَالصَّلَاةِ
وَالسَّكِينِ
وَمَا فِيهَا
رَبِّ الْعَالَمِينَ

صِدْقَ اللَّهِ الْعَظِيمِ

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

وزارة التعليم العالي
 المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات

Département GENIE - CIVIL
 Promoteur Mr. A. KENANA
 Eleve ingénieur Mrs. K. AMIN
 B. TACHET

الموضوع : مناقج و تحاليل في حالة الانسحاق لتوازن المنحدرات
 المنخفضة : هذا المشروع للإنتهاء الدراسة يتمثل في طرق حسابات توازن
 المنحدرات سواء كانت في حالة انسحاق دائري وغير دائري زيادة على الطرق
 القديمة BISHOP و FELLENIUS عدة طرق أخرى معدة في تحليلها عددياً (Price -
 MORGENSTEIN و JANBU (1976) قد قدمت ودرجت على الكمبيوتر، وتحليل النتائج
 عد قرنت و قدمت

SUJET : METHODES ET ANALYSES A LA RUPTURE DE LA STABILITE DES
 PENTES.
 Résumé : Ce travail de fin d'études s'intéresse à certaines méthodes de calcul de la
 stabilité des pentes, en rupture circulaire et non circulaire. En plus
 des méthodes classiques de Bishop et Fellenius, des méthodes plus
 compliquées quant à leur résolution numérique (Méthodes de Morgenstern-
 Price et Janbu - Version MGT-1976) furent exposées et programmées.
 Une analyse des résultats des applications a été entreprise.

SUBJECT : METHODS AND ANALYSIS USING SLIP OF Slope STABILITY
 Abstract : THIS final year project deals with some of
 the methods of slope stability analysis using circle and
 non circle slip surface. BISHOP and FELLENIUS methods as
 well as some more complex one using numerical analysis
 (MORGENSTEIN & Price and JANBU (1976)) have been given
 and written up into a computer program. A comparison
 between the results of the various methods have been carried out.

Nous dédions ce travail ,

- A mes grand mères
- A ma mère
- A mon père
- A mes frères et soeurs
- A mon oncle et son epoux en Bulgarie
- A toute ma famille
- A tous les amis, en particulier "DJMAATE EL KHIRE":
Fathi, Hamid, Meziane, Mustapha, Fayçal, Slimane, Tayeb, Belkacem, Farid
- A mon binôme

A- KRIMO

- A mes grands parents
- A ma mère et à mon père dont les sacrifices à mon égard n'ont de
comparaison que mon admiration dévouée avec ma profonde affection
- A mon frère
- A mes soeurs
- A toute ma famille
- A tous mes amis, en particulier: Amar, Krimo, Mustapha, Aziz, Djamel, Boualem
Fhadel, A.E.K
- A tous ceux qui ont contribués à ma formation

T- BAGHDADI

REMERCIEMENTS



Ce travail a été effectué sous la direction de Mr A - KENANA , avec qui nous avons eu tant de discussions enrichissantes ayant contribuées à l'aboutissement de cette étude.

qu'il nous soit permis de lui exprimer nos sentiments de gratitude pour le soutien qu'il nous a apporté et la bienveillance qu'il n'a cessé de manifester à notre égard.

Sans oublier Mr M-TACHET et M-AMIMI pour leur aide précieuse , qu'ils trouvent ici nos sincères remerciements.

Nous remercions également tous les enseignants qui ont contribués à notre formation en particulier (Mrs ZEGLACHE, LARIBI, BENSLIMANE), qu'ils soient assurés de notre profonde reconnaissance.

A tous le personnel du centre de calcul et ceux qui ont participer à cette étude, trouvent ici nos sincères remerciements

SOMMAIRE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

<u>INTRODUCTION GENERALE</u>		(1)
<u>CHAP I</u>	La stabilité des pentes, Méthodes et Equations	
1 -	Introduction	(3)
2 -	Principales causes des glissements de terrain	(4)
3 -	Classification des glissements de terrain	(6)
4 -	Etude de la stabilité des talus	(10)
5 -	Présentation des différentes méthodes de calcul de la stabilité des talus.	(18)
<u>CHAP II</u>	Les Méthodes à la rupture d'analyse de stabilité des pentes	
1 -	Les méthodes de calcul à la rupture	(23)
2 -	Méthode des tranches, mise en équation du problème	(25)
3 -	Méthode des tranches, Types d'équations complémentaires	(28)
<u>CHAP III</u>	Méthode de la Classe "A" Aspects théoriques et programmation	
1 -	Introduction	(32)
2 -	Méthode de MORGNESTERN et PRICE	(32)
3 -	Méthode de BISHOP Simplifiée.	(39)
<u>CHAP IV</u>	Méthodes de la Classe "B" Aspects Théoriques - Programmation	
1 -	Introduction	(43)
2 -	Méthode de JANBU	(43)
3 -	Méthode de FELLENIUS	(46)
<u>CHAP V</u>	Application - comparaison des méthodes	
1 -	Introduction	(50)
2 -	Caractéristiques Géométriques et Mécanique des exemples Présentés	(51)
3 -	Comparaison de méthodes de la classe "A" et "B" sur les différents exemples.	(53)
<u>CONCLUSION GENERALE</u>		(74)

INTRODUCTION GENERALE

La stabilité des pentes est un domaine difficile à aborder, tant sur le plan de la reconnaissance des sols que sur le traitement mathématique des diverses configurations.

Sous une surface libre en pente, un sol tend à se mettre en mouvement sous l'influence de son poids. Si cette tendance est équilibrée par des contraintes de cisaillement, il y'a stabilité de la pente, si non il y'a glissement.

L'importance de ces phénomènes est considérable du point de vue de l'art de l'Ingénieur puis qu'ils intéressent à la fois des barages en terre, les tranchées exécutées à propos d'ouvrages d'art, les murs de quais, les remblais sur mauvais sols etc....

De nombreuses méthodes d'analyse de stabilité des pentes existent depuis longtemps. Elles reposent sur un calcul à la rupture.

Pour la plupart, elles ne traitent que des lignes de rupture circulaires et les équations d'équilibre ne sont satisfaites que dans un sens limité.

Les méthodes de calcul en rupture circulaire donnent de bons résultats pour les talus de hauteur moyenne, taillés dans des sols relativement homogènes. En revanche lorsque le site présente des hétérogénéités marquées, ou lorsque les pentes ont une très grande extension, versants naturels par exemple, l'hypothèse de la rupture circulaire peut se révéler inadéquate, d'où l'idée d'introduire des courbes de rupture de forme différente.

Ce travail de fin d'études s'attache à exposer des méthodes qui, tout en respectant les équations de la stabilité, permettant d'étudier les lignes de rupture non circulaires.

Deux classes de méthodes à la rupture du type "surface", basées sur la notion d'équilibre limité, furent exposées et programmées :

a/ Méthodes de "la classe A"

qui reposent sur des hypothèses portant sur la distribution des forces internes au talus (méthodes de Mongenstern et Price, Bishop etc...)

b/ Méthodes " de la classe B"

qui reposent sur des hypothèses portant sur la position de la ligne d'application des résultantes des forces internes au talus. (Méthodes de JANBU, Méthode de FELLENIUS...)

Dans chaque cas, on a donné le schéma **analytique** de résolution des équations ainsi que l'**organigramme** utilisé dans la programmation. On a analysé les méthodes de Price et Mongenstern et Janbu sur la base de **méthodes numériques plus simples** du point de vue applications sur ordinateurs, et de **convergence pendant la phase de calcul**.

Les calculs numériques ont permis de traiter quelques exemples sur lesquels une **comparaison des résultats** obtenus par les différentes méthodes fut entreprise.

CHAPITRE I

LA STABILITE DES PENTES METHODES ET EQUATIONS

1 - INTRODUCTION

L'un des problèmes majeurs, qui sont soumis à l'Ingénieur de mécanique des sols ou de génie civil, est l'estimation de la stabilité des sols sur lesquels on doit bâtir des bâtiments, usines, des voies de communication ou des ouvrages divers (barrages, ponts, mur de soutènement etc..)

L'étude de ce problème est importante et lorsqu'elle est négligée ou mal effectuée, elle peut causer des dégâts importants voire même des catastrophes.

La littérature technique spécialisée, abonde d'exemples de glissements de terrain remarquables, qui ont eu lieu dans un certain nombre de pays, et qui ont causé beaucoup de dégâts en vie humaines et en matériels.

Les régions de notre pays, défavorisées par leur configuration géomorphologique, sont sujettes à beaucoup de glissements de terrain. On citera ci-dessous quelques exemples édifiants.

a/ Glissement de terrain d'AZZAZGA

La ville d'AZZAZGA et ses environs sont affectés périodiquement par des mouvements de terrain de nature et d'ampleur divers.

Les phénomènes les plus récents ont eu lieu successivement en :

- . Février 1952, le volume de terre mis en mouvement a été estimé à 10 millions M³,
- . Février 1985, on observa d'autres mouvements au nord de la ville entraînant d'importants dégâts.

Parmi les habitations et édifices publics affectés on notera :

- . Une centaine d'habitations,
- . Les sièges de subdivision de l'agriculture et de l'Hydraulique,
- . La nouvelle salle de cinéma,
- . Le dépôt de l'EDIMCO (ex. SNMC), et les différents réseaux.

b/ Glissement de la mosquée "Emir Abdelkader" Constantine

Le Glissement de la mosquée "Emir Abderlkader" s'est développé à la suite de l'ouverture du chantier de construction de la mosquée en 1972 où les travaux ayant profondément modifié l'équilibre du versant entraînant des dégâts importants dans toute la région.

c/ Glissement de terrain d'EL BIAR (SAINT RAPHAEL)

Le glissement de terrain d'EL BIAR (SAINT RAPHAEL) date de plus de 200 ans (1785).

La figure (1) présente le plan d'emplacement des terrains en mouvement dans l'environnement algérois. La surface enveloppe de ce glissement est légèrement supérieure à 35 hectares. La profondeur de la zone en mouvement varie de 50 m en amont à 10 m en aval environ.

De nombreuses reconnaissances et études ont été réalisées et malgré cela, les mouvements en masse continuent à apparaître, et en particulier les causes de ces mouvements ne sont pas clairement élucidées.

d/ Glissement de terrain de JIJEL

En 1985, un glissement de terrain de 90 m d'ampleur horizontale sur 15 m de puissance verticale s'est manifesté dans le déblai situé sur le PK 122 de la voie ferrée en cours de réalisation.

On observa une importante fissure de traction de 10 cm de rejet, la distance maximale entre la crête du talus et cette fissure est de 50 m environ.

2/ Principales causes des glissements de terrain

Pour étudier et analyser le mécanisme d'une rupture de talus il conviendrait de bien mettre les divers facteurs susceptibles de provoquer un glissement de terrain.

C'est seulement lorsque les causes du glissement sont clairement établies qu'il devient possible d'examiner avec quelque chance de succès, les différents dispositifs de confortement capables de redonner au site menacé une stabilité relative allant dans le sens de la sécurité.

Les causes susceptibles d'être à l'origine d'un glissement de terrain peuvent être regroupées en 3 types de catégories :

- a/ Nature de terrain constituant le site,
- b: Les diverses formes d'action de l'eau,
 - . Actions rhéologiques sur le milieu,
 - . Pression interstitielle,
 - . Pression du courant,

- c/ Les actions mécaniques externes :
 - . Importance de l'inclinaison de la pente du versant,
 - . Surcharge de pente ou de crête,
 - . Déboisement du site,
 - . Seisme et vibration,

Fouilles et assaiements de pieux

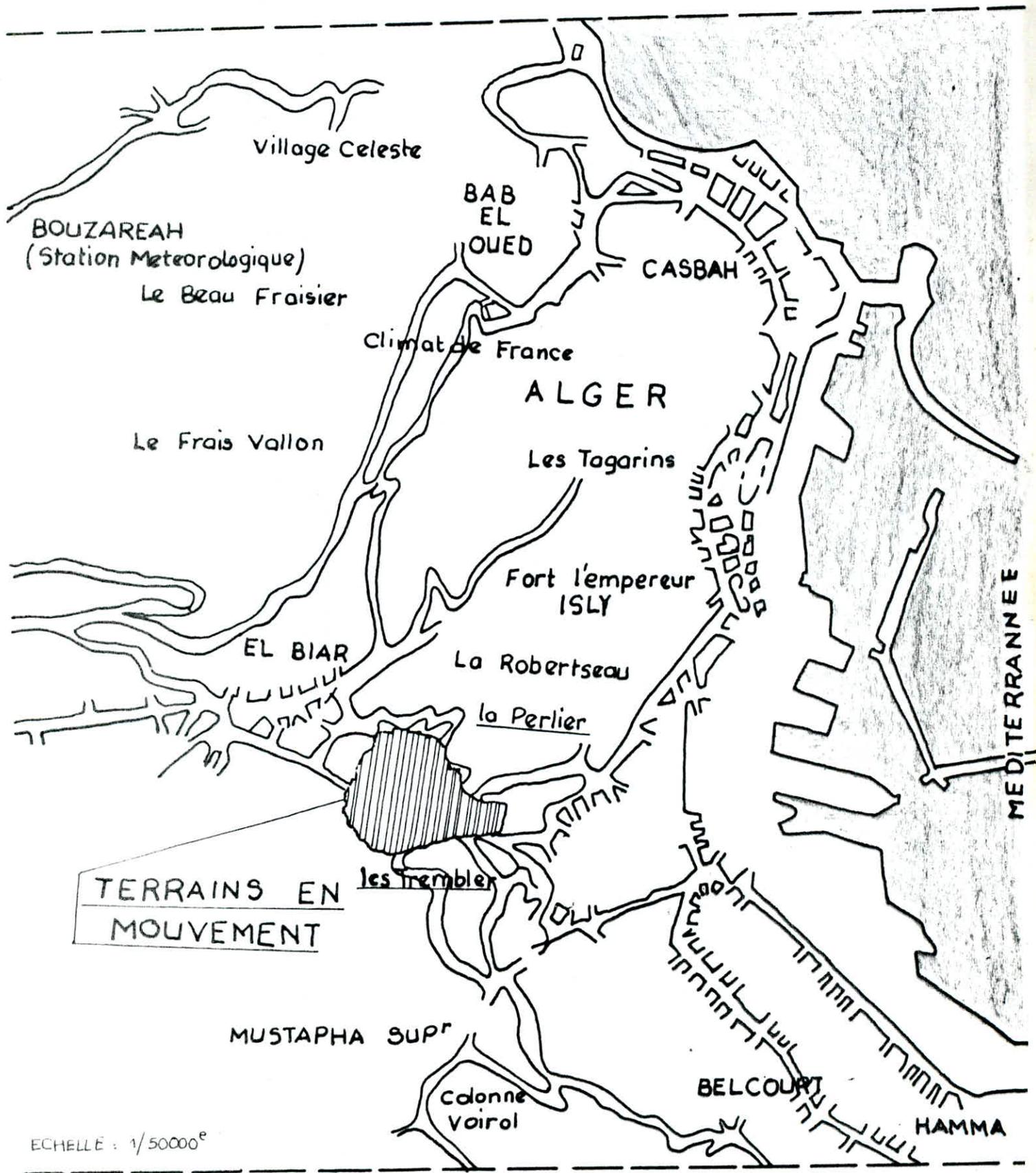


Figure ①

3/ Classification des glissements de terrain.

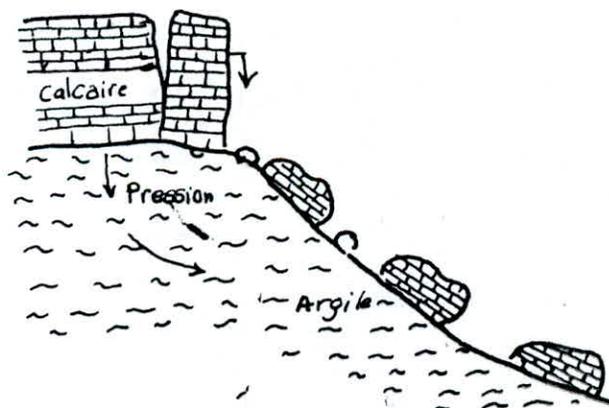
Dans la littérature technique spécialisée de nombreuses classifications ont été proposées, faisant intervenir des paramètres variés tels que :

- Nature du Sol,
- Cinématique du mouvement,
- Vitesse du mouvement,
- Morphologie et type de surface de rupture,
- Causes de la rupture,
- Age de la rupture.

Le comité international de géologie de l'Ingénieur distingue 4 types de phénomènes d'instabilité des terrains, et qui sont exposés succinctement ci-dessous.

3.1/ Les écoulements

Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses pouvant être très importantes, ils résultent fréquemment de mouvement banc sur banc, de déformations de couches sous-jacentes ou de mise en surplomb de blocs dont la stabilité devient douteuse.



fig(2) Exemple d'écroulement rocheux

3.2/ Les glissements :

Ils touchent des matériaux meubles et peuvent avoir des ampleurs très variées. Leur étude relève essentiellement de la mécanique des sols.

C'est à ce phénomène d'instabilité des terrains que notre projet de fin d'étude s'intéresse.

Ces instabilités de terrain peuvent être classifiées en deux groupes.

3.2.1. / Les glissements plans :

Se produisent dans l'une des conditions suivantes :

- Insuffisance de résistance au cisaillement dans une couche mince intercalée (fig 3a).
- "Extension" d'une couche de moindre résistance (fig 3b).

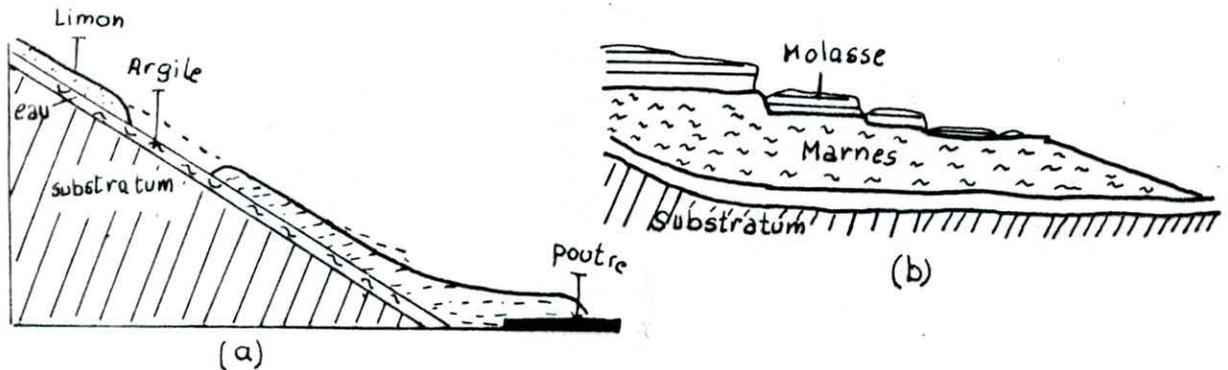


fig3 Cas de glissement plans.

3.2.2. / Les glissements rotationnels :

Se traduisent par un basculement de la masse glissée, la courbe de rupture peut être assimilée à un cercle ou une spirale logarithmique.

Les glissements les plus complexes sont non circulaires et comportent souvent des éléments de glissement plan.

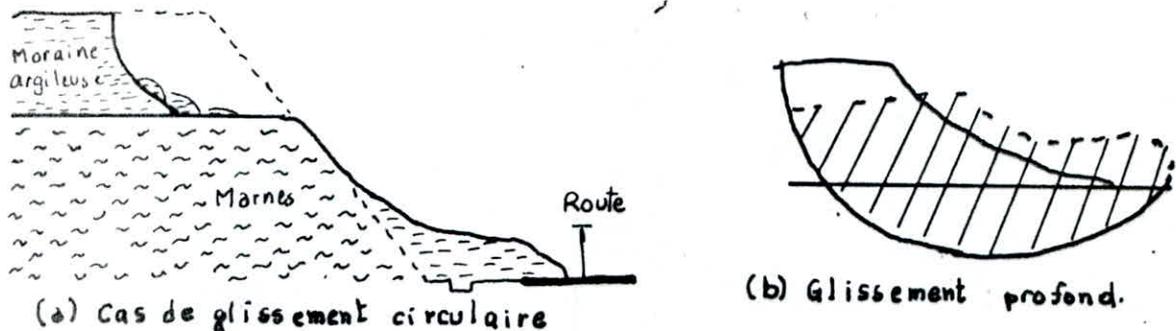


fig4 Glissements rotationnels.

3.3./ Fluages :

Les mouvements dûs au fluage se caractérisent par l'absence d'une cause mécanique qui entraîne le glissement, et d'une surface de rupture bien définie.

Ces mouvements se produisent lentement, sans modification des efforts appliqués fig (5).

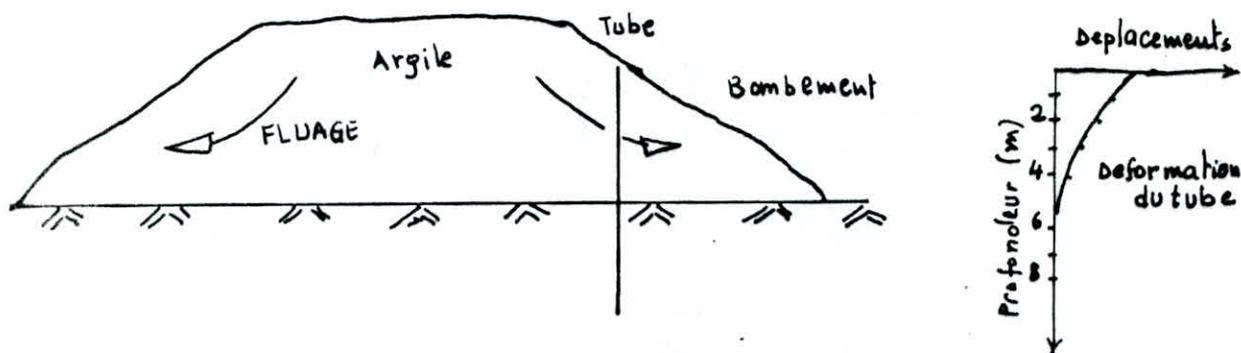


fig (5). Fluage d'un remblai argileux.

3.3./ Les coulées boueuses :

Sont dûes à des écoulements d'eau importants transportant des matériaux solides, elles se produisent essentiellement dans des sites montagneux fig (6).

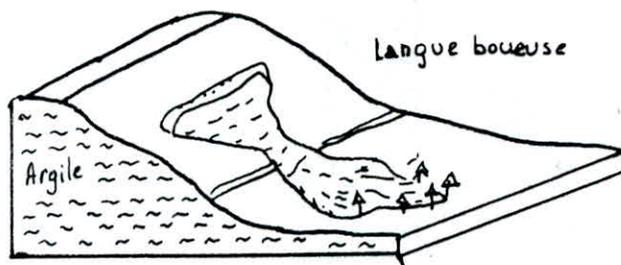


fig (6) type de coulée boueuse.

Le tableau n°1 établi par J.P. MOUGIN, propose une classification des mouvements de terrain où sont définis les classes et types de mouvements.

CLASSIFICATION Des MOUVEMENTS De TERRAIN (D'après J.P. MOUGIN)

- TABLEAU n° 1 -

SURFACE de RUPTURE DEFINIE PAR	RELATION de la surface de rupture avec la géologie	Remanement interne	Forme de la surface de rupture	Terrains concernés	Extension des masses en mouvement	ZONE de DEPART	CLASSE	TYPE	SCHEMA	
Surface de rupture définie	Surface de Rupture indépendante de la structure géologique des terrains ou dans un terrain homogène	faible	circulaire	tous	faible	existante	Glissements de terrain au sens strict	Glissement Circulaire		
			plane	sauf roches dures	à moyenne			Glissement plan		
			mixte					Glissement mixte		
	dans une couche et en relation avec sa géométrie	fort	quelconque		sols meubles	faible à moyenne	existante	coulées	Coulée de terre	
					roches dures	forte à très forte				Coulée de Boue
	au contact de deux couches ou de deux terrains	?	?	?	sols meubles	moyenne à très forte	existante	Ecrolements		
						faible			inexistante	Solifluxion
		faible	selon la structure géologique		tous sauf très durs	faible à moyenne	existante	Glissements dans une couche	Glissement de bloc	
						moyenne à forte				Glissements de bloc et écoulement
		faible	selon la limite entre les terrains		tous	faible à forte	existante	Glissements couche sur couche	Glissement selon la stratification	
altération sol sur roche									Glissement superficiel d'altération	
non définie	?	variable	pas	roches	faible	?	Fauchage			

4. Etude de la stabilité des talus

L'étude de la stabilité des talus, qui relève de la mécanique des sols, nécessite la connaissance de trois (3) groupes de paramètres:

- a/ Paramètres géométriques: Liés aux masses en mouvement,
- b/ Paramètres hydrauliques: Liés aux pressions interstitielles,
- c/ Paramètres mécaniques : Liés à la résistance au cisaillement que le sol oppose au glissement.

4.1 Etapas de l'étude d'un glissement

a/ La connaissance de la géométrie des masses en mouvement nécessite que l'on étudie:

- Tous les signes superficiels,
- Topographie de la zone instable et la cinématique des mouvements.

b/ Géologiques : Formations rencontrées, pendages et hétérogénéités

c/ Hydrauliques : Définir les arrivées d'eau en examinant les points suivants:

- Horizons aquifères,
- Pluviométrie de la région,
- Conditions d'écoulement des eaux,
- Les apports d'eaux artificiels.

d/ Géotechniques : Classification des sols (granulométrie, limites d'atterberg, poids spécifiques, analyse minéralogique, ect..)

e/ Mécaniques : Caractéristiques de résistance au cisaillement à court terme, à long terme, résiduelles.

Ces différentes étapes qui permettent de déterminer les paramètres à l'analyse de stabilité constituent la première phase de l'étude d'un glissement. C'est la phase de la reconnaissance préliminaire et des études géotechniques.

Cette première étape se traduit par la modélisation du versant. On peut alors passer à la deuxième phase de l'étude qui est l'analyse de stabilité et qui permet d'expliquer les glissements ou de quantifier un degré

de stabilité.

La dernière phase de l'étude consiste alors à choisir une méthode de confortement avec analyse et suivie de son efficacité sur le terrain.

Le déroulement de ses (3) phases, préalablement définies s'articule schématiquement comme indiqué sur le tableau 2.

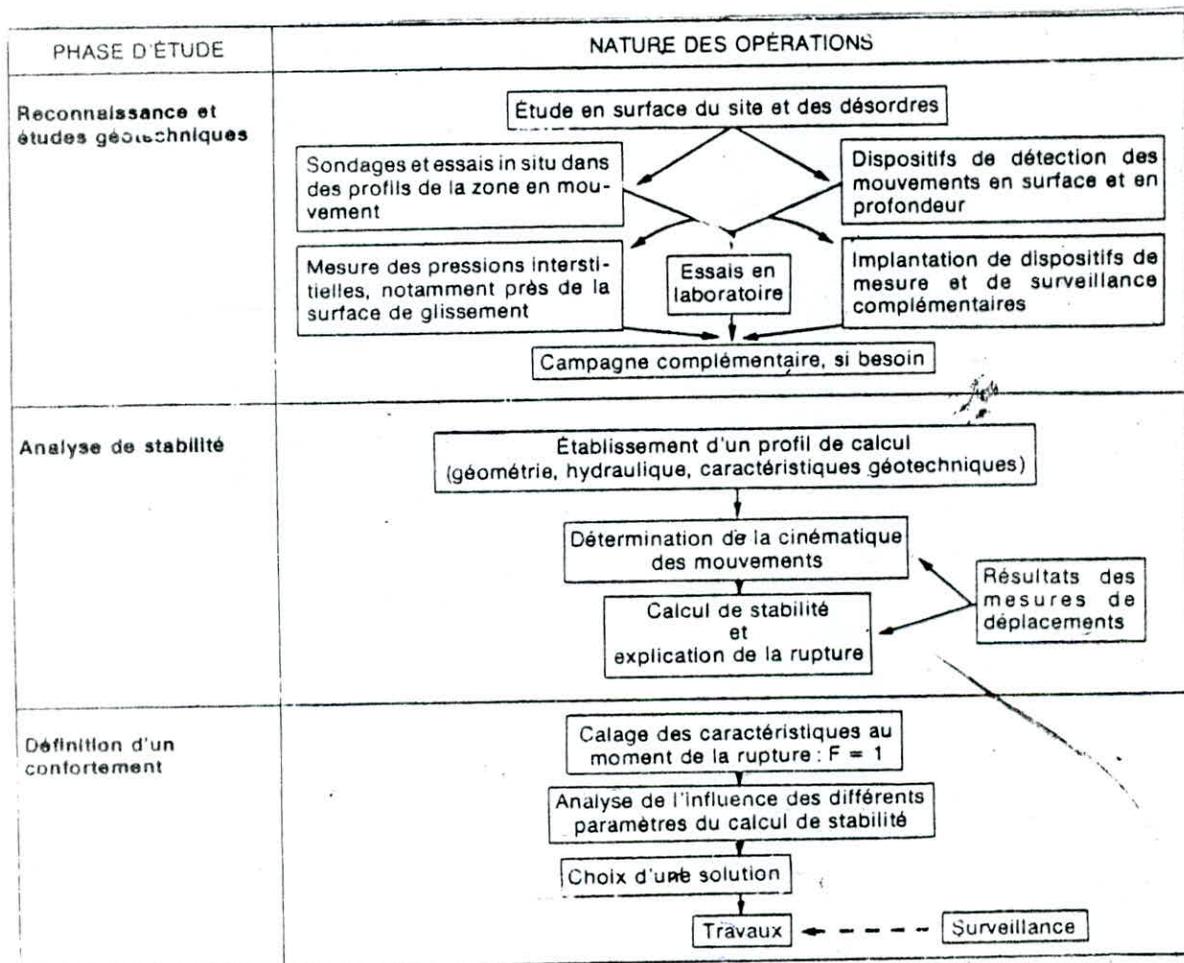


Tableau 2 - Méthodologie de l'étude des glissements de terrains

5. Présentation des différentes méthodes de calcul de la stabilité des talus

5.1/ Introduction

L'analyse de stabilité des talus et des pentes se fait traditionnellement au moyen de méthodes de calcul à la rupture qui donnent, par le biais du coefficient de sécurité F , une idée de l'état d'équilibre du massif par rapport à l'équilibre limite, caractérisé par $F=1$.

De nombreuses méthodes de calcul ont été proposées depuis le coin de Coulomb qui date de 1776 jusqu'au méthodes plus récentes (Raulin et Al 1971) en passant par les méthodes devenues classiques (Caquot 1954, Bishop 1955).

Depuis une trentaine d'années le développement des puissants moyens de calcul a simultanément permis l'utilisation intensive de méthodes d'analyse numériques donnant accès aux contraintes et déformations au sein du sol.

La méthode des éléments finis a connu, par la puissance qu'elle représente, un développement tout particulier.

5.2/ Méthodes de calcul à la rupture

La quasi totalité des méthodes proposées jusqu'à ces cinq dernières années font parties de cette catégorie.

Les méthodes à la rupture peuvent être séparées en deux types :

- a/ Les méthodes de type "Volumique"
- b/ Les méthodes de types "Surface"

5.2.1/ Les méthodes de type "Volumique"

Les méthodes de type "volumique" qui visent à déterminer l'état de contraintes au sein du massif supposé rigide plastique dans le même voisinage de l'équilibre limite, en tout point.

SOLOLOVSKI (1965) a mis au point une telle méthode appliquée en particulier au cas des soutènements.

La détermination des contraintes σ_x , σ_y , τ_{xy} se déduit en configuration bidimensionnelle à l'aide :

- . Des deux équations d'équilibre,
- . Et du critère de rupture.

Endicott (1974) a proposé une extension de la méthode au cas de massifs hétérogènes.

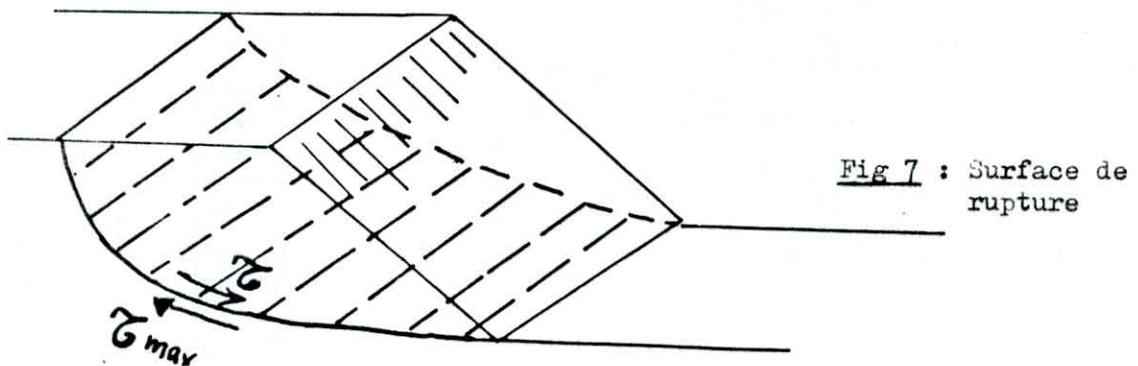
L'introduction du coefficient de sécurité se fait sur la valeur de la contrainte de cisaillement admissible.

$$\tau = \frac{\tau_{\text{max}}}{F} \quad (1)$$

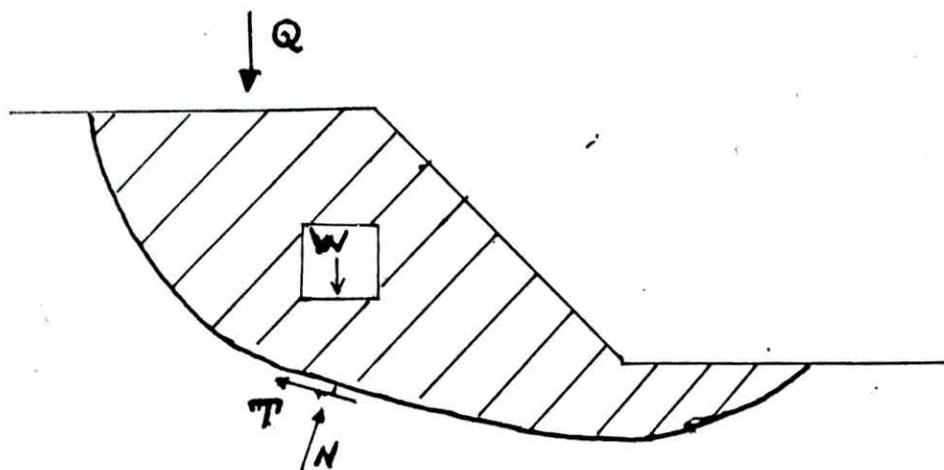
sol dans laquelle τ_{max} représente la contrainte de cisaillement de

3.2.2/ Les Méthodes de type "Surface"

Ce type de méthodes a pour but de déterminer au sein du sol la surface le long de laquelle l'état de contrainte est le plus proche de la surface de rupture.



La méthode consiste à considérer l'ensemble des forces qui assurent l'équilibre d'un certain volume de sol délimité dans le talus considéré (fig 8).



(fig 8) : Forces agissant sur la masse de terrain en glissement potentiel.

En supposant dans un premier temps, qu'il n'ya pas d'eau dans ce talus, ces forces se divisent en deux groupes.

- Le poids (W) est les surcharges (Q) qui tendent à entraîner le volume vers l'aval.
- La réaction du reste du talus (T. N.) qui tend à retenir ce même volume.

Tant que la réaction, essentiellement la force de cisaillement T, reste inférieure à la résistance maximale que peut mobiliser le sol, le talus est STABLE, il est instable dans le cas contraire, plusieurs points sont alors à définir.

5.2.2.1 Critère de rupture

Le critère de rupture utilisé dans la plupart des méthodes est le critère de Coulomb:

$$\tau \leq c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi' \quad (2)$$

Dans lequel τ et σ' désignent les contraintes effectives tangentielles et normales sur une surface donnée.

c' et ϕ' désignent la cohésion et le frottement effectifs du sol au point considéré.

5.2.2.2/ Définition du coefficient de sécurité

De nombreuses publications ont été faites sur les divers coefficients de sécurité que l'on est susceptible d'adopter pour définir la stabilité des talus.

Chacun de ces coefficients correspond à une valeur particulière pour un talus donné. Ils prennent la valeur 1 pour un talus en état d'équilibre limite (rupture).

Dans la suite de cet exposé, le coefficient de sécurité sera :

$$F = \tau_{\max} / \tau \quad (3)$$

τ_{\max} représente la résistance au cisaillement maximale que le sol mobilise.

Le coefficient de sécurité F sera supposé constant le long de la surface de rupture.

5.2.2.2.1/ Types de sol et résistance au cisaillement.

La résistance au cisaillement maximum que peut mobiliser un sol dépend de ses caractéristiques physico-chimiques.

a/ Sol grenu "pulvérulent".

La résistance au cisaillement peut être simulée théoriquement par la relation

$$\tau_{\max} = \bar{\sigma} \operatorname{tg} \phi \quad (4)$$

b/ Sol fin (cohésif)

La résistance au cisaillement d'un sol fin est simulée généralement par la relation :

$$\tau_{\max} = c' + \bar{\sigma}' \operatorname{tg} \phi' \quad (5)$$

c' et ϕ' sont déterminés expérimentalement au laboratoire à l'aide de l'appareil triaxial ou à la boîte au cisaillement de CASAGRANDE.

Les valeurs c' et ϕ' dépendent grandement du caractère de surconsolidation diagenétique du sol considéré. SKEMPTON (1964 et 1970) qui a étudié ce phénomène qui intervient directement dans l'analyse de stabilité a montré un comportement caractéristique nettement différent de celui d'un sol normalement consolidé. Schématiquement la figure (9) traduit ces divers comportements où l'on distingue :

a/ une résistance de "pic"

Mobilisée lors des faibles déplacements pour les sols surconsolidés

$$\tau = c' + \bar{\sigma}' \operatorname{tg} \phi' \quad (6)$$

b/ une résistance résiduelle

Obtenue pour de grands déplacements pour tous les sols. La relation entre τ'_{resi} et $\bar{\sigma}'$ est de même nature que la relation de COULOMB relative au pic de cisaillement

$$\tau'_{\text{resi}} = c'_{\text{resi}} + \bar{\sigma}' \operatorname{tg} \phi'_{\text{resi}} \quad (7)$$

généralement la cohésion résiduelle est nulle fig (9)

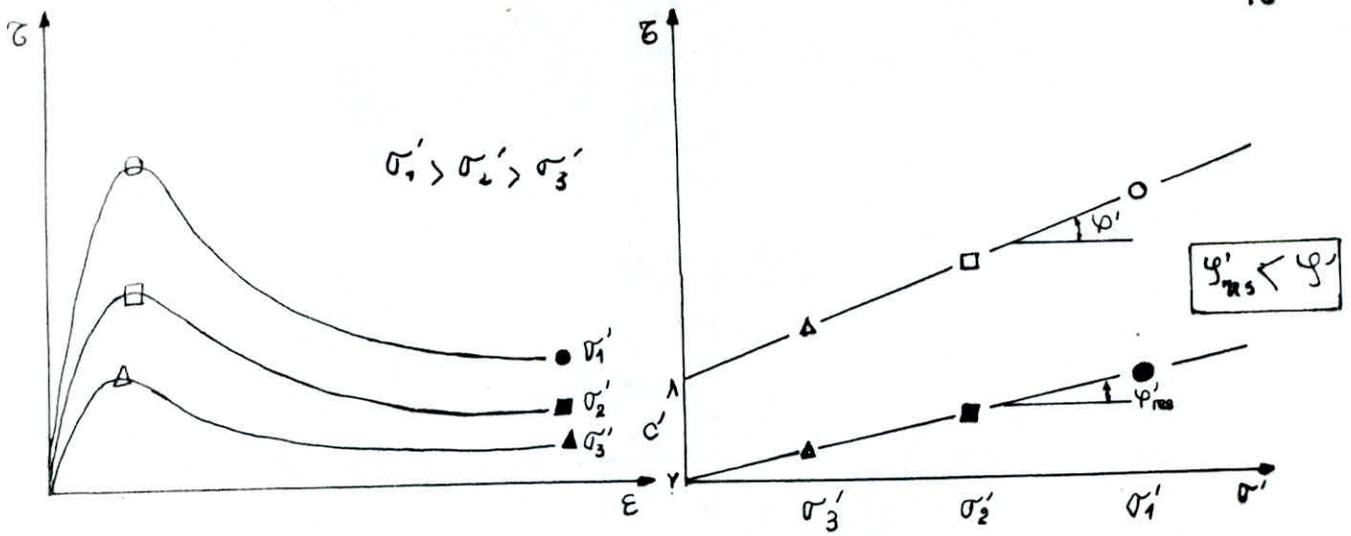


fig (9) Schéma de la résistance au cisaillement résiduelle

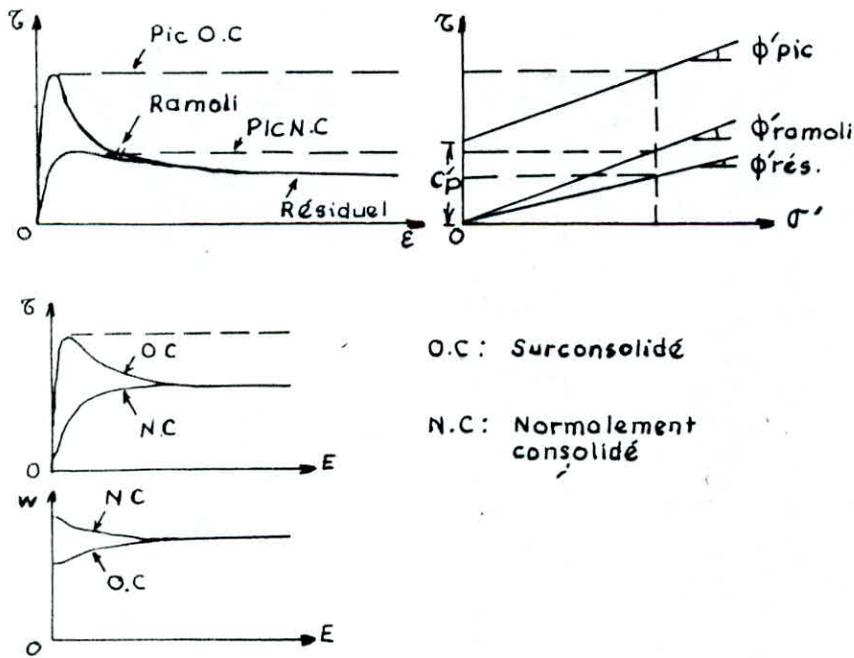


fig (9') schéma de la résistance au cisaillement du sol "ramoli" (Skempton 1970)

c/ Une résistance à l'état "ramolli"

SKEMPTON a montré, en 1970 qu'avant d'arriver au stade résiduel un sol surconsolidé passe par " l'état ramolli" caractérisé par la fig 9.

Ce stade correspond à l'ouverture des fissures induites par le début du cisaillement.

5.2.2.3/ Géométrie de rupture

Deux cas peuvent se présenter :

- a/ Etude de l'instabilité d'un talus qui a subi un glissement. L'analyse de stabilité s'appliquera alors au volume ainsi délimité par une surface de forme déterminée par les moyens d'investigation de la MDS et de la géologie.
- b/ On veut dimensionner un talus en projet : l'expérience montre qu'en général, la rupture de tels talus est assimilable à une calotte sphérique qui dans le cas de talus de grande longueur (cas bidimensionnel) peut être approchée par une surface cylindrique à direction circulaire.

L'étude consiste dans ce cas à déterminer le "cercle" de coefficient de sécurité minimum.

Les premières méthodes proposées (Fellenius, Taylor, Caquot, Bishop) considéraient des courbes de rupture circulaires. Depuis, Morgenstern, Janbu et Frölich et Nouveiller ont mis au point des méthodes utilisant une courbe de rupture de forme quelconque.

Par sa simplicité le cas de rupture par "surface plane", a été la première modélisation de la géométrie de rupture utilisée.

5.2.2.4/ Principes de Calculs

L'hétérogénéité des sols exclut pratiquement la possibilité d'une analyse globale de la stabilité. L'étude se fait alors par découpage du talus en tranches verticales fig (10a). L'équilibre statique étant étudié au niveau de chaque tranche.

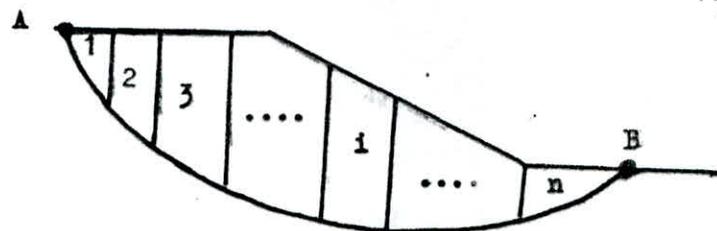


fig (10a) Découpage du talus en tranche

fig (10.b)

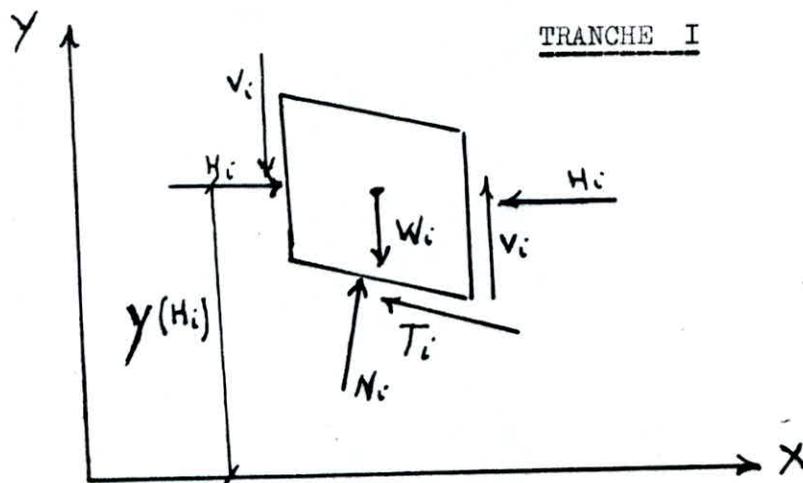


Fig (10b) Schéma de forces agissant sur les tranches

L'analyse des équations de l'équilibre sera exposé sous forme discrète, les tranches étudiées étant d'épaisseur finie, le système ne peut être résolu sans $(n-2)$ hypothèses complémentaires reliant les fonctions inconnues.

5.2.2.5/ Définition de l'hypothèse complémentaire

Les diverses méthodes de type "surface" voir (tableau III) divergent sur l'équation complémentaire indispensable à la résolution du système d'équation. A titre indicatif elles peuvent porter sur:

- * La loi de variation du rapport V_i/H_i (méthodes de Morgenstern, Bishop...)
- * La loi de variation de Y (Méthode de Janbu...)
- * La loi de variation de N_i (Méthode de Frölich, Bell...)

Le tableau III (page 21) cite les méthodes les plus connues. Il est difficile à priori, d'accorder plus de crédit à un méthode qu'à une autre, car les hypothèses sur lesquelles elles sont fondées ne sont pas directement vérifiables.

5.3/ "Calculs en déformation". Méthode des élément finis

Malgré leur imperfection, les méthodes de calcul à la rupture seront vraisemblablement employées longtemps encore, car elles s'appuient sur une expérience acquise sur de nombreux cas concrets ; Elles ont cependant un défaut majeur qu'il est impossible de corriger tant que l'on considère le corps comme rigide plastique, elles ne permettent pas de déterminer les efforts internes (poussées dans des ouvrages tels que pieux ou soutènement). Or ces mouvements peuvent avoir une incidence fâcheuse sur des structures existantes - ouvrages d'art ou habitations, par exemple.

C'est dans cet esprit que se développent actuellement des méthodes de calcul "en déformation" basées sur l'utilisation des lois de comportement des sols et leurs traitement par la méthode des éléments finis.

De nombreuses publications ont été faites sur cette méthode et ses applications dont on pourra trouver les principales références dans le symposium de Vicksburg (1972).

L'utilisation de la méthode nécessite la succession des principales étapes suivantes :

- a/ Schématisation géométrique du cas à traiter,
- b/ Détermination de l'état initial,
- c/ Détermination des contraintes aux limites,
- d/ Détermination de la loi de comportement des sols inclus dans l'ouvrage,
- e/ Schématisation mathématique de cette loi de comportement,
- f/ Introduction des données dans le programme de calcul,
- g/ Calcul,
- h/ Exploitation des résultats.

L'outil mathématique de cette méthode est actuellement opérationnel (il nécessite cependant l'usage des ordinateurs) et des recherches sont en cours pour permettre de mettre au point les méthodes d'essai permettant de déterminer la loi de comportement des sols à introduire dans le calcul.

En outre l'utilisation de cette méthode reste plus complexe d'emploi que les méthodes classiques à la rupture et que si elle fournit des résultats plus complets, ceux-ci ne sont pas suffisamment fiables pour l'ingénieur chargé d'analyser le glissement, car ils demeurent très sensibles aux conditions du calcul (données géotechniques), et la difficulté réside essentiellement dans la détermination de l'état initial et des conditions aux limites.

On assiste depuis une quinzaine d'années, à l'essor de nouvelles méthodes d'analyse probabilistes de la stabilité des pentes qui se sont fixées pour objectif de traiter qualitativement la variabilité naturelle des sols et toutes les incertitudes affectant l'analyse de stabilité afin de déterminer la "précision" ou la fiabilité des études effectuées.

La méthode générale d'analyse de la stabilité des pentes développée par Alonso (1976) est un exemple intéressant de méthode de calcul probabilistique.

Cette méthode consiste en une analyse probalistique de la méthode des tranches. Elles tient compte de la variabilité de la cohésion, de la pression interstitielle, de l'angle de frottement interne, du poids volumique du sol, de la hauteur des tranches et du paramètre qui décrit le degré de mobilisation de la résistance au cisaillement disponible.

Parmi tous ces paramètres, ce sont les variations de la cohésion et de la pression interstitielle et la méthode de calcul qui sont déterminantes.

Cette méthode est largement exposée en langue Française dans le livre de J.P MAGNAN " les méthodes statiques et probalistiques en mécanique des sols" Editions presses ENPC 1982.

TABLEAU (3) Méthodes de types "Surface"

M1 Méthode de FELLENIUS (1927)

Elle est basée sur une rupture circulaire et donne F par une simple formule. A l'expérience, elle apparait assez pessimiste.

M2 Méthode de TAYLOR (1948)

Rupture circulaire dans un sol homogène sans circulation d'eau. F est obtenu en vérifiant uniquement l'équilibre des forces (les 2 premières équations de la statique) et non les moments. Mise en abaque, elle est d'un emploi facile.

M3 Méthode de CAQUOT (1954)

Rupture circulaire et F est défini comme M1. Il y'a prise en compte des écoulements parallèles dans les talus et deux hypothèses sur la distribution des contraintes le long de la courbe de la rupture peuvent être faites. En 1967 des abaques ont été établis .

M4 Méthode de BIAREZ (1962)

A partir des hypothèses de Caquot, à l'aide du finuculaire des forces on écrit l'équilibre statique complet. Il n'y plus d'hypothèse de répartition, on obtient le minimum de la résultante. Des abaques on été construits.

M5 Méthode de BISHOP (1955)

Rupture circulaire, de résolution itérative et dont le phénomène de convergence est fonction du nombre de tranches. Méthode très employée dans sa version simplifiée avec diverses modifications pour favoriser la convergence.

M6 Méthode de MORGENSTERN ET PRICE (1965)

Cette méthode s'affranchit du circulaire mais l'analyse conduit à des intégrales qui ne convergent pas toujours.

M7 Méthode de JANBU (1955)

Cette méthode pose aussi de problèmes de convergence .

M8 Méthode de FROHLICH (1963)

Basée sur une répartition des efforts à la base d'une tranche.

M9 Méthode BELL (1969)

Elles nécessitent une hypothèse sur la répartition des contraintes le long de la courbe de rupture et se rattache ainsi à la méthode des perturbations.

M10 Méthode des perturbations

Elle correspond à un grand choix d'hypothèses sur la répartition de la contrainte normale le long de la courbe de rupture.

M11 Méthode de SPENCER (1967)

A partir des hypothèses de MORGENSTERN et Price et par itération successive il ressort en rupture circulaire.

M12 Méthode énergétique (1972).

Considérant l'énergie élastique de déformation "RAULIN et AL" (1974) propose un cheminement voisin avec un critère de DRUCKER pour la rupture du Sol.

M13 Méthode variationnelle (1978).

Intégrant les équations de la surface de la rupture et celle de la résistance du sol dans une formulation énergétique, le calcul variationnel de "BAUER et GARBER" (1978) conduit à la solution aussi bien dans la recherche de la courbe que le coefficient de sécurité.

Cette voie royale reste très délicate à numériser "REVILLA et CASTILLO (1977), et semble un peu prématuré au vu des outils numériques du calcul variationnel.

CHAPITRE II

Les Méthodes à la Rupture d'analyse de Stabilité des Pentes

1 Les Méthodes de Calcul à la Rupture

On utilise généralement les lois de l'élasticité linéaire pour décrire le comportement des sols avant la rupture jusqu'au moment où l'intensité des contraintes atteint une certaine valeur critique appelée limite d'écoulement. Le sol entre alors dans la zone de déformations irréversibles pouvant avoir une amplitude suffisante pour conditionner la stabilité des pentes.

Les conditions, de rupture de la masse de sol d'une pente sont alors examinées à l'aide de la théorie de plasticité suivant deux méthodes principales:

1.1. La méthode des caractéristiques

En combinant les équations d'équilibre au critère de plasticité, on obtient avec les conditions aux limites en contraintes, un système d'équations aux dérivées partielles qui définit un champ de contraintes, dans une partie en équilibre limite du massif de sol étudié.

Ces équations déterminent ainsi le réseau des lignes de glissement permettant d'étudier la stabilité des murs de soutènement, des talus, la capacité portante des fondations, etc... (Kötter 1903, Sokolovski 1965).

Ces méthodes de type "volumique" (Blondeau 1976) négligent les relations contraintes-déformations du sol. Elle ne font pas l'objet de ce travail de fin d'études.

1.2. Méthode de l'équilibre limite

Elles donnent des solutions approchées aux problèmes de stabilité en mécanique des sols en considérant des surfaces de rupture de forme simple : Plan, circulaire, Spirale logarithmique, dans les positions les plus défavorables. Diverses solutions ainsi obtenues donnent des solutions tout à fait acceptables et ont été largement utilisées en pratique.

Ces Méthodes de type "Surface" (BLONDEAU, 1976) ne tiennent pas compte des conditions cinématiques du sol et les conditions d'équilibre ne sont satisfaites que dans un sens limité.

L'Ingénieur Géotechnicien utilise fréquemment des méthodes d'équilibre limite d'analyse lorsqu'il étudie la stabilité des pentes.

L'hétérogénéité des sols exclut pratiquement la possibilité d'une analyse globale de stabilité. L'étude se fait alors par découpage de talus en "tranches" verticales (fig 11)

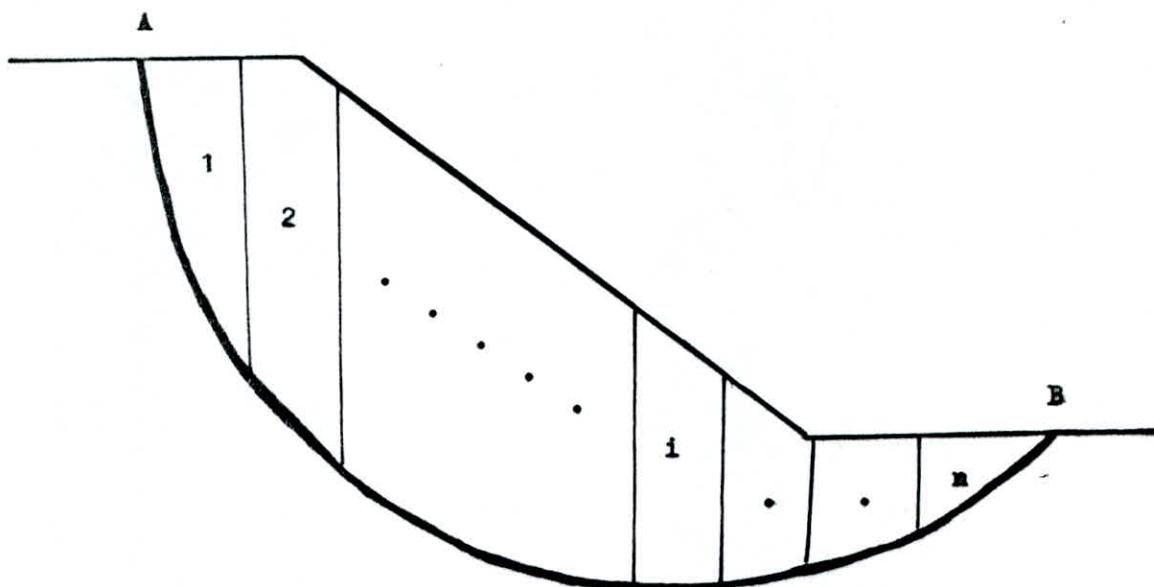


fig (11a) Methode des tranches

Les méthodes de "Tranches" sont devenues alors les méthodes les plus communes dues à leur capacité de s'accomoder avec des conditions de géométries complexes des sols, et des pressions interstitielles variés (Terzaghi et Peck 1967).

Durant les quatres dernières décénies une douzaine de méthodes des "tranches" ont été développées (Wright 1969).

L'ensemble des méthodes de tranches partent du même Schéma (exposé dans le paragraphe II.2) et ne diffèrent que sur l'hypotèse utilisée pour rendre le problème statiquement résolvable (FREDLUND 1975), exposé dans le paragraphe II.3

2. Méthode des tranches mise en équation du problème

On considère l'équilibre du volume à ΔMB . (fig 11b) considéré comme monolithe rigide. On note (Raulin et Al, 1971-74):

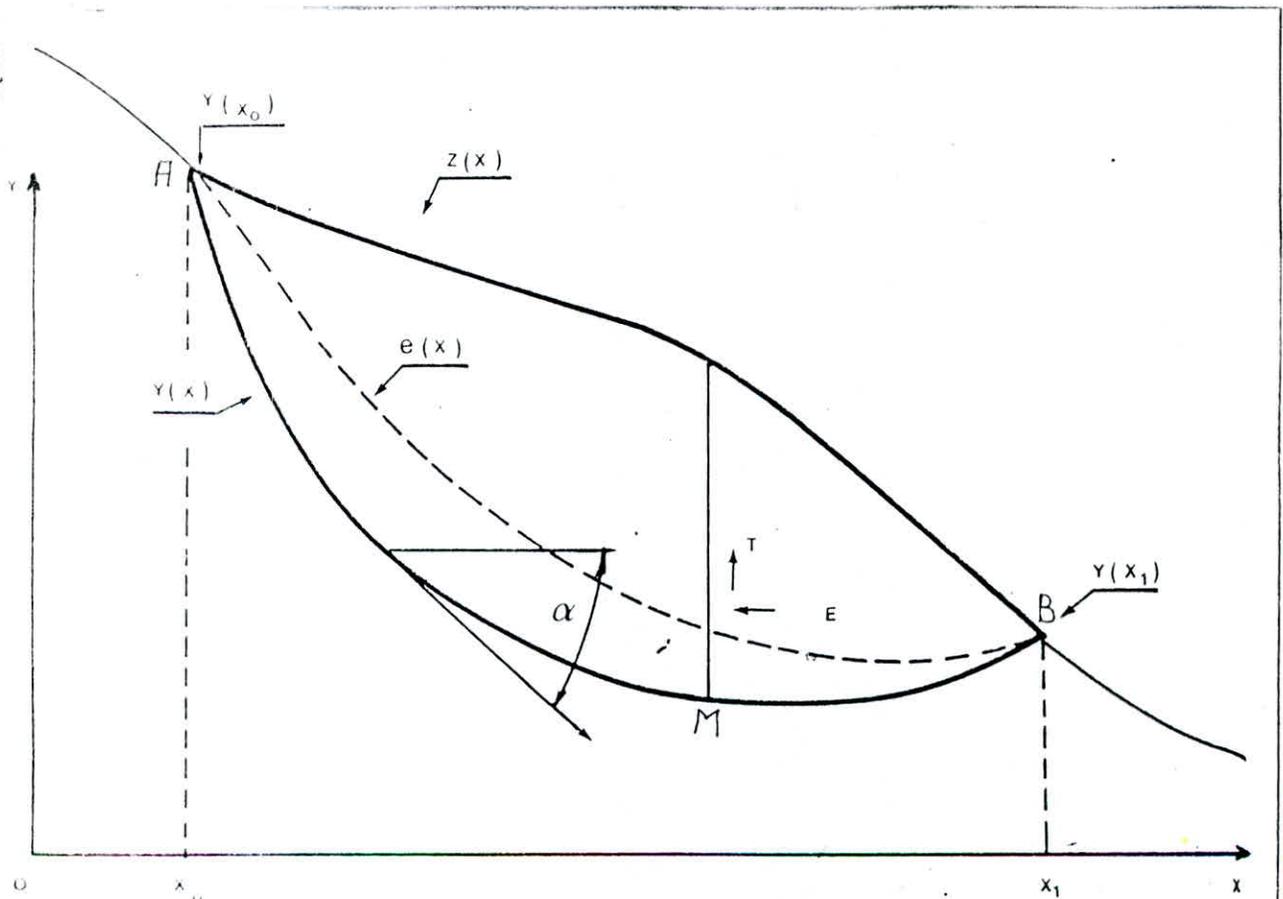
$Z(x)$ l'équation de la ligne de talus,

$Y(x)$ l'équation de la ligne de rupture étudiée,

$\operatorname{tg}(\alpha) = \frac{dy}{dx}$ la tangente à la ligne de rupture,

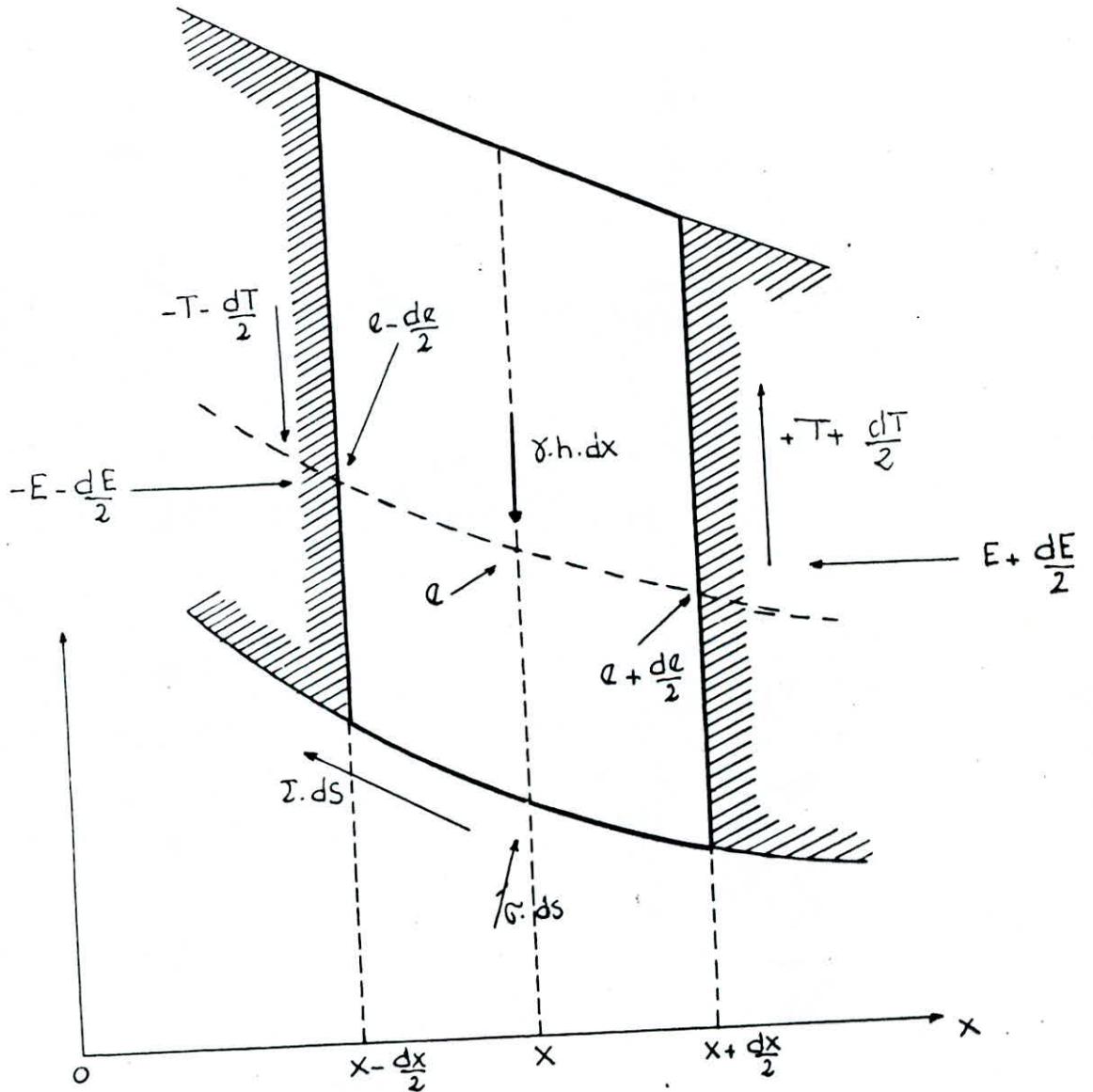
$e(x)$ l'équation de la "ligne d'action" de la force interne s'exerçant sur une section verticale.

$T(x)$, $E(x)$ les composantes verticale et horizontale de cette force.



b
Fig. 11- Conventions de signes et notations.

fig (11c) EQUILIBRE D'UNE TRANCHE



L'équilibre d'une tranche élémentaire de talus (fig 11c) se traduit par :

- Projection sur OX

$$dE + \sigma \sin \alpha ds + \tau \cos \alpha ds = 0 \quad (8)$$

- Projection sur OY

$$dT + \sigma \cos \alpha ds - \tau \sin \alpha ds = \gamma h dx \quad (9)$$

avec $h = z(x) - y(x)$, $ds = \frac{dx}{\cos \alpha}$

- Moment par rapport à M

$$T + E \frac{de}{dx} + (e - y) \frac{dE}{dx} = 0 \quad (10)$$

Les conditions aux limites sont (fig 11) :

$$\left. \begin{array}{ll} e(x_0) = y(x_0) & e(x_1) = y(x_1) \\ E(x_0) = 0 & E(x_1) = 0 \\ T(x_0) = 0 & T(x_1) = 0 \end{array} \right\} (11)$$

La définition de F se traduit par :

$$\tau = (C' + \sigma' \operatorname{tg} \phi') / F \quad (12)$$

$$\tau = (C' - U \operatorname{tg} \phi') / F + (\sigma' \operatorname{tg} \phi') / F$$

F est supposé constant le long de AB.

Les équations (10) et (11) ne sont pas indépendantes puisque :

$$E(x_0) = E(x_1) = 0$$

et $e(x_0) = y(x_0)$; $e(x_1) = y(x_1)$

reportés dans (10) impliquent :

$$T(x_0) = T(x_1) = 0$$

L'équation (12) compte tenu des équations (11) peut s'écrire en posant :

$$A(X) = \operatorname{tg} \alpha + \frac{\operatorname{tg} \phi'}{F}$$

$$B(X) = 1 - \operatorname{tg} \alpha \frac{\operatorname{tg} \phi'}{F}$$

$$A \frac{dT}{dX} - B \frac{dE}{dX} = \frac{C' - \operatorname{tg} \phi' U}{F \cos^2 \alpha} + A \gamma h \quad (13)$$

Nous disposons donc d'un système de trois équations différentielles (8), (9), (10), à résoudre, comportant quatre fonctions inconnues $\sigma(x)$, $T(x)$, $E(x)$, $e(x)$ et le paramètre F que nous cherchons (τ est exprimé en fonction de σ par (12)).

Ce système ne peut être résolu sans l'adjonction d'une équation complémentaire reliant les fonctions inconnues.

Les diverses méthodes proposées divergent sur l'équation complémentaire indispensable à la résolution du système.

3/ Méthode des Tranches, Types d'équations complémentaires

3.1/ Equations complémentaires sur les forces internes T et E

Le premier type d'équation complémentaire porte sur les forces internes T et E. MORGENSTERN et PRICE (1965) ont proposé

$$T(x) = \lambda f(x) \cdot E(x). \quad (14)$$

$f(x)$: étant une fonction choisie a priori

λ : un paramètre d'ajustement déterminé par le calcul.

RAULIN, ROUQUES et TOUBOL (1974) ont proposé une variante de cette hypothèse sous la forme :

$$T(x) = \lambda \left[C' h(x) + \text{tg } \phi' E(x) \right] \quad (15)$$

qui n'est autre que le critère de Coulomb relatif aux efforts internes T et E, $1/\lambda$ représentant alors le coefficient de sécurité à la rupture le long d'une section verticale.

Les méthodes fondées sur ce type de relation posent, en réalité de très grosses difficultés de résolution numérique.

Le processus itératif qui est employé pour le calcul de F ne converge pas toujours malgré les précautions prises dans ce sens au niveau de la programmation de la méthode.

De plus, les fonctions E, T, σ et τ qui sont déterminées par le calcul présentent des singularités (discontinuités, valeurs très grandes ou physiquement inacceptables) qu'il est quasiment impossible de prévoir, donc de contrôler a priori.

Notons que la méthode de BISHOP simplifiée appliquée au cas de la rupture circulaire, qui a été présentée sous forme discrète, équilibre d'un ensemble de tranches d'épaisseur finie - n'est qu'un cas particulier de ces méthodes pour lequel on adopte. :

$$T(x) = 0 ; \forall x. \quad (16)$$

Elle ne fait pas intervenir de paramètre d'ajustement λ et par conséquent, ne vérifie pas toutes les équations de la statique elle présente donc les inconvénients mentionnés ci-dessus.

La méthode de SPENCER (1967) est aussi un cas particulier de ces méthodes. Elle suppose qu'il y'a une relation constante entre la grandeur des composantes verticale et horizontale de la force interne:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{T}{E} \quad (17)$$

où θ = angle de la force intertranche résultante avec l'horizontale

Les méthodes "des tranches" utilisant une équation complémentaire portant sur les forces internes T et E peuvent être regroupées dans une même classe auquel on donnera arbitrairement le nom de "méthodes de la classe A"

3.2/ Equations complémentaires portant sur la ligne d'action des efforts internes

On peut adopter une hypothèses concernant la ligne d'action des efforts internes, d'équation $e(x)$; JANBU (1954) a proposé une méthode de ce type consistant à négliger.

$$(e - y) \frac{dE}{dx} \quad (18)$$

dans l'équation (10) ce qui suppose que :

$$* \text{ Soit } dE / dx = 0, \text{ c.a.d } E = \text{cte}$$

Or d'après (11) $E(x_0) = E(x_1)$ donc $E = 0, \forall x$ (10) devient alors:

$$T = 0$$

Ce qui redonne les hypothèses de la méthode de FÉLÉNUS (Méthode Suédoise)

† Soit $(e - y) = 0$. Cela revient à confondre la ligne de passage avec la ligne de rupture.

RAULIN et AL (1974) ont montré que dans ce cas le coefficient de sécurité F est solution :

$$\int_0^s \left[\frac{c' - \operatorname{tg} \phi' \cdot U}{F} + \left(\operatorname{tg} \alpha + \frac{\operatorname{tg} \phi'}{F} \right) \gamma h \cos^2 \alpha \right] \frac{\int_{\alpha_0}^{\alpha} \operatorname{tg} \phi' d\alpha}{e^{\alpha \cdot F}} dS = 0 \quad (1)$$

S: étant l'abscisse curviligne de B ($S = \widehat{AB}$), une variante de ce type de méthode a été proposé sous la forme :

$$e(x) = y(x) + \lambda f(x) - [z(x) - y(x)] \quad (20)$$

dans laquelle $f(x)$ est une fonction arbitraire, λ un paramètre d'ajustement.

Les méthodes des tranches utilisant une équation complémentaire portant sur la ligne d'action des efforts internes peuvent être regroupées dans une même classe auquel on donnera arbitrairement le non "de méthodes de la classe B"

3.3. Equations complémentaire portant sur la répartition des contraintes le long de la surface de rupture.

Le troisième type d'hypothèse envisageable porte sur la répartition des contraintes le long de la surface de rupture. On trouve dans la littérature plusieurs méthodes s'y rattachant (BELL 1969 ; FROHLICH 1963).

RAULIN et AL (1974) ont proposé deux méthodes satisfaisant les équations de la statique et telles que la fonction $\sigma(x)$ soit régulière et physiquement acceptable ce qui n'est pas le cas des méthodes de la classe "A" et "B"

Le système d'équations de base par les méthodes de type (3) est issu du système précédemment écrit, par élimination des paramètres internes e , E , T qui n'intervenant pas dans l'hypothèse complémentaire ne sont pas nécessaires au calcul.

De (8) et (9) on tire :

$$\int_{x_0}^{x_1} dE = - \int_{x_0}^{x_1} (\sigma y' + \tau) dx = 0 \quad (21)$$

$$\int_{x_0}^{x_1} dT = W - \int_{x_0}^{x_1} (\sigma - y' \tau) dx = 0 \quad (22)$$

Le moment des forces par rapport à 0 s'écrit :

$$\int_{x_0}^{x_1} \gamma h dx = \int_{x_0}^{x_1} [\sigma(x + y \operatorname{tg} \alpha) + \tau(y - x \operatorname{tg} \alpha)] dx \quad (23)$$

L'équation (19) complète le système à résoudre.

Les trois équations (21), (22), (23) contiennent une inconnue F qui impose à $\bar{\sigma}(x)$ de dépendre de deux paramètres d'ajustement λ et μ .

De plus, il est raisonnable de penser que $\bar{\sigma}(x)$ dépend directement du poids de sol sus-jacent.

La méthode de Fellenius suppose que l'on a :

$$\sigma_f = \gamma h \cos^2 \alpha \quad (24)$$

(σ_f = projection du poids sur la normale à la surface de rupture)

On montre (Raulin et Al, 1974) que l'on peut adopter pour $\bar{\sigma}(x)$ une expression de la forme :

$$\bar{\sigma}(x) = \sigma_f (\lambda + \mu y') \quad (25)$$

$$\text{ou} \quad \bar{\sigma}(x) = \sigma_f (\lambda + \mu y'^2) \quad (26)$$

Ces deux types de fonctions ont été programmés sous le titre "méthode des perturbations", car $\bar{\sigma}(x)$ est alors dérivé de σ_f par un facteur correctif borné.

F dépend peu de l'hypothèse adoptée (19 ou 20) les fonctions E et T que l'on peut déterminer dès lors que λ et μ ont été calculés, s'avèrent être très régulières ce qui confère à cette méthode un caractère fiable. Elle est couramment utilisée au LCPC.

Une autre méthode fondée sur ses considérations énergétiques consiste à minimiser l'intégrale.

$$L(\sigma, \tau) = \int_{x_0}^{x_1} \frac{1}{2} \phi(\sigma, \tau) dx \quad (27)$$

$\phi(\sigma, \tau)$ à étant une forme quadratique définie positive (Raulin et Al 1974)

L'expression de ϕ qui semble la meilleure est de la forme :

$$\phi = (\sigma - \gamma h \cos^2 \alpha)^2 \left(\frac{ds}{dx} \right) \quad (28)$$

Cette "méthode de minimisation" qui a été programmée donne aussi de bons résultats pour F .

CHAPITRE III

METHODES DE LA CLASSE A.
ASPECTS THEORIQUES ET PROGRAMMATION

1/ INTRODUCTION

La classe "A" regroupe les méthodes d'analyse de stabilité des pentes qui reposent sur des équations complémentaires portant sur les forces internes.

Dans ce chapitre on exposera les méthodes de la classe "A" les plus connues :

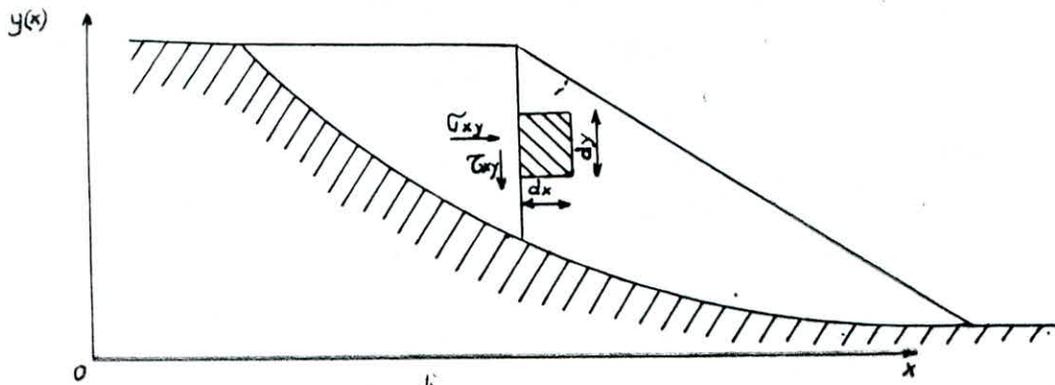
- * La méthode de MORGENSTERN et PRICE (1965) en utilisant une procédure numérique différente de celle employée par ces chercheurs, et qui pose de très grosses difficultés de résolution numérique,
- * La méthode de BISHOP (1955) qui est un cas particulier de la méthode de MORGENSTERN et PRICE.

2/ La Méthode MORGENSTERN et PRICE

2.1/ L'hypothèse de MORGENSTERN et PRICE

MORGENSTERN et PRICE ont développé une méthode de calcul de stabilité des pentes, en rupture non circulaire et vérifiant les équations de la statique.

L'hypothèse proposée consiste à se donner une relation simple entre les forces E et T obtenues en intégrant σ_x et τ_{xy} le long de la ligne interface. (fig 12).



Figure(12) position de l'élément de l'interface

$$E = \int \sigma_{xy} dy \quad \text{et} \quad T = \int \tau_{xy} dy$$

En s'inspirant de la relation de Coulomb (qui n'est valable qu'à la rupture) il est naturel de se donner une loi linéaire entre σ_x et τ_{xy} donc aussi entre E et T.

MORGENSTERN et PRICE ont proposé la relations suivante:

$$T = \lambda \cdot f(x) \cdot E$$

où $f(x)$ est une fonction donnée et λ un paramètre dont, la valeur est à calculer en résolvant le coefficient de sécurité. la figure (13) montre des fonctions typiques de $f(x)$ usuellement utilisées dans la littérature.

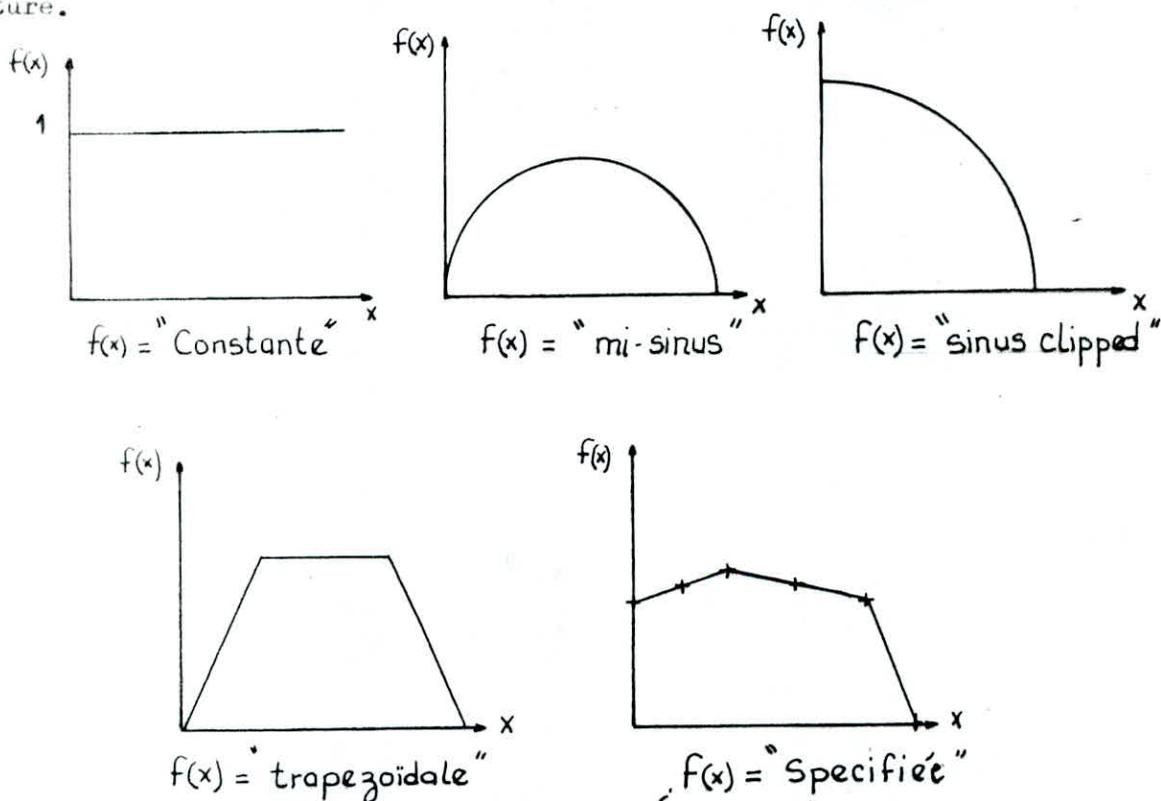


Figure (13) : type de fonction de $f(x)$

Pour une fonction constante la méthode de MORGENSTERN et PRICE (1965) est la même que celle de SPENCER. Lorsque $f(x)$ est nulle $\forall x$, ($T(x) = 0$) la méthode de MORGENSTERN s'identifie avec celle de BISHOP (appliquée au cas de rupture circulaire).

2.2./ Méthode numérique employée par MORGENSTERN et PRICE

Pour pouvoir résoudre l'équation différentielle (13) "MORGENSTERN et PRICE" ont fait l'hypothèse qu'ils pouvaient découper le segment (X_0, X_1) en segment $[X_{j-1}, X_j]$ tels que dans chaque segment toutes les fonctions nécessaires au problème soient linéaires, fig (14) à savoir :

- $f(x) = kx + m$
- $z(x) = \alpha x + \beta$
- Courbe de rupture linéaire de pente y'
- $h = p.x + q$ ce qui implique que les lignes intertranches sont droites entre $[x_{j-1}$ et $x_j]$.

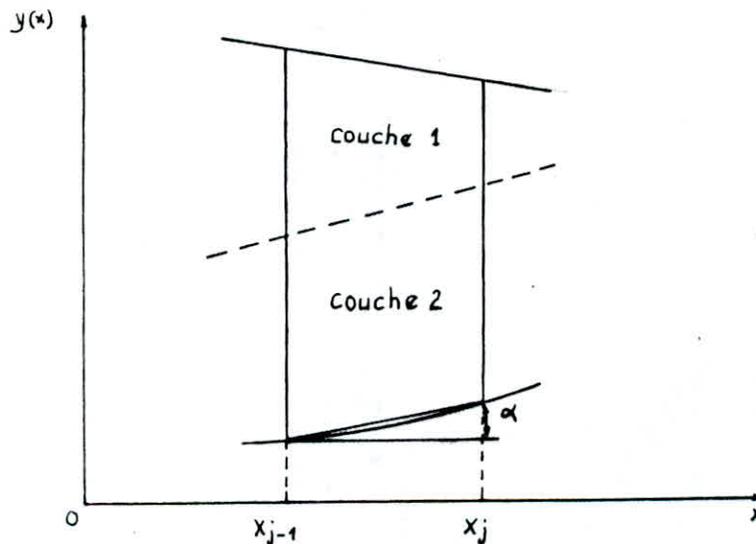


Figure (14) : tranche (X_{j-1}, X_j) selon le découpage de "MetP"

L'hypothèse complémentaire portant sur les forces intertranches est donnée par la relation :

$$T(x) = \lambda f(x) \cdot E(x) \quad (29)$$

Compte tenu de l'équation (29), l'équation (13) peut s'écrire

$$\left[\lambda A f(x) - B \right] \frac{dE}{dX} + A \lambda f'(x) \cdot E = \frac{C' - \text{tg} \theta' \cdot U}{F} (1+y'^2) + A \delta h \quad (30)$$

E étant fonction de X, λ et F, le problème revient à déterminer les paramètres λ et F de façon à ce qu'il existe une solution de l'équation différentielle (30) vérifiant les conditions aux limites (11).

L'équation (30) peut s'écrire :

$$\frac{d}{dX} \int (KX + L) \cdot E \int = N \cdot X + P \quad (31)$$

Où K, L, N, P, sont constants sur (X_{j-1}, X_j) , (ceci suppose que les caractéristiques du terrain sont fixes dans cet intervalle) et ont pour équations :

$$K = \lambda \int \frac{\text{tg } \phi' + y'}{F} \int$$

$$L = \lambda m \int \text{tg } \phi' + y' \int - 1 + y' \cdot \frac{\text{tg } \phi'}{F}$$

$$N = P \int \frac{\text{tg } \phi' + y'}{F} - \frac{U}{P} (1 + y'^2) \text{tg } \phi' \int$$

$$P = \frac{C'}{F} (1 + y'^2) + q \int \text{tg } \phi' + y' - \frac{U}{q} \cdot (1 + y'^2) \text{tg } \phi' \int$$

on peut alors calculer E (X) pour X appartenant à (X_{j-1}, X_j) :

$$E(X) = E_j + \frac{1}{KX + L} \int \frac{1}{2} N \cdot X^2 + P \cdot X \int$$

Le problème se ramène à résoudre les deux équations implicites en λ et F :

$$E(X_1, \lambda, F) = E_n(\lambda, F) = 0 \quad (32)$$

$$M_n(\lambda, F) = \int_{x_1}^{x_n} \int y' E + \lambda f(x) \cdot E \int dX = 0$$

Pour ce faire "MORGENSTERN ET PRICE" ont utilisé une méthode d'itération à deux variables du premier ordre (de type NEWTON-RAPHSON).

Partant d'un couple de valeurs (λ_0, F_0) on calcule au 1er ordre :

$$E_n(\lambda_0 + \delta\lambda, F_0 + \delta F)$$

$$M_n(\lambda_0 + \delta\lambda, F_0 + \delta F)$$

$$E_n(\lambda_0 + \delta\lambda, F_0 + \delta F) \approx E_n(\lambda_0, F_0) + \delta\lambda \frac{\partial E_n}{\partial \lambda} + \delta F \frac{\partial E_n}{\partial F}$$

$$M_n(\lambda_0 + \delta\lambda, F_0 + \delta F) = M_n(\lambda_0, F_0) + \delta\lambda \frac{\partial M_n}{\partial \lambda} + \delta F \frac{\partial M_n}{\partial F}$$

La condition $E_n = 0, M_n = 0$ entraîne :

$$E_n(\lambda_0, F_0) + \delta\lambda \cdot \frac{\partial E_n}{\partial \lambda} + \delta F \frac{\partial E_n}{\partial F} = 0 \quad (33)$$

$$M_n(\lambda_0, F_0) + \delta\lambda \cdot \frac{\partial M_n}{\partial \lambda} + \delta F \frac{\partial M_n}{\partial F} = 0$$

Ce système permet de calculer $\delta\lambda$ et δF ainsi que deux nouvelles valeurs de λ et F :

$$\lambda_1 = \lambda_0 + \delta\lambda$$

$$F_1 = F_0 + \delta F$$

Et ainsi de suite jusqu'à ce que $\delta\lambda$ et δF soient inférieurs à une certaine précision fixée .

"MORGENSTERN ET PRICE" ont montré alors que si l'on n'effectue pas un certain nombre de contrôles sur $\delta\lambda$ et δF , le schéma ne converge pas dans la plupart des cas.

Ces contrôles sont les suivants :

- 1/ Il faut éviter que $(KX + L)$ ne s'annule dans l'intervalle $\left[X_{y-1}, X_j \right]$, si non E devient infini, ce qui est physiquement inacceptable.
- 2/ restriction s'applique à l'amplitude des pas $\delta\lambda$ et δF
- 3/ MORGENSTERN et Price ont introduit en fin un dernier contrôle: il s'agit d'égaliser les ordres de grandeur des variations de E_n et M_n pour éviter que le schéma ne converge pas très rapidement vers $E_n = 0$, alors que M_n resterait élevé.

Ils ont introduit pour cela une forme quadratique :

$$\phi(\lambda, F) = E_n^2 + C M_n^2$$

$$C = \frac{|dE_n^2|}{|dM_n^2|}$$

$\delta\lambda$ et δF doivent alors tendre à minimiser ϕ soit :

$$\delta\lambda \cdot \frac{\partial \phi}{\partial \lambda} + \delta F \frac{\partial \phi}{\partial F} \leq 0$$

"MORGENSTERN et PRICE" ont conclu à partir de leurs travaux qu'avec ces 3 contrôles sur λ et F , le processus converge dans 80% des cas en moins de 10 itérations.

En conclusion, la méthode de "MORGENSTERN et PRICE" a le mérite de vérifier les équations de la statique, mais le schéma numérique utilisé est relativement compliqué et nécessite de nombreux contrôles de convergence.

Pour cela, un groupe d'Ingénieurs des Ponts et Chaussées (FRANCE) BOULIN ROUQUÈS et TOUBOL (1974) ont proposé un schéma numérique de résolution plus simple et qui ne demande pas de contrôle de convergence, ce schéma est plus basé sur une étude expérimentale que théorique vu la difficulté de démontrer les propriétés constantes sur les fonctions E , et ceci même dans les configurations de pentes, les plus simples.

2.3 Méthode Numérique proposée :

L'équation différentielle (13) peut aussi s'écrire :

$$A1 (X, \lambda , F) E' + B1 (X, \lambda , F). E = C1 (X, \lambda , F) \quad (34)$$

o les coefficients A1, B1, C1 ~~dependant~~ de la géométrie de talus, de la courbe de rupture et des caractéristiques du sol.

En introduisant l'hypothèse de "MORGENSTERN et PRICE" (29) on obtient :

$$A1 (X, \lambda , F) = - 1 + y' \frac{tg \phi'}{F} + \lambda f (x) \sqrt{y' + \frac{tg \phi'}{F}}$$

$$B1 (X, \lambda , F) = \lambda f' (X) \sqrt{y' + \frac{tg \phi'}{F}}$$

$$C1 (X, \lambda , F) = \sqrt{1 + y'^2} \left[\frac{C' - U tg \phi}{F} + \delta h \sqrt{y' + \frac{tg \phi'}{F}} \right]$$

L'équation (34) permet de calculer les valeurs de la fonction $E (X, \lambda , F)$ à λ et F fixés, à condition que la fonction A1 ne s'annule pas sur $[X0, X1]$.

L'étude générale de la fonction $A1 (X, \lambda , F)$ étant trop complexe ils se sont placés dans le cas d'un talus homogène ($C', tg \phi'$) et ils ont choisi une fonction $f (x)$ constante ; $f (x) = cste > 0$.

Ainsi si l'on veut que A1 ne s'annule pas sur l'intervalle $[X0, X1]$, il faut que la valeur pour $X1$ soit négative, du fait que le terme (-1) est prépondérant, on arrive donc à la condition :

$$- 1 + y' (X1) \cdot \frac{tg \phi'}{F} + \lambda f (x) \sqrt{y' (X1) + \frac{tg \phi'}{F}} < 0 \quad (35) , \text{ ce}$$

qui délimite dans le quart du plan ($\lambda > 0, F > 0$), un domaine dans lequel A1 (X, λ , F) garde un signe constant.

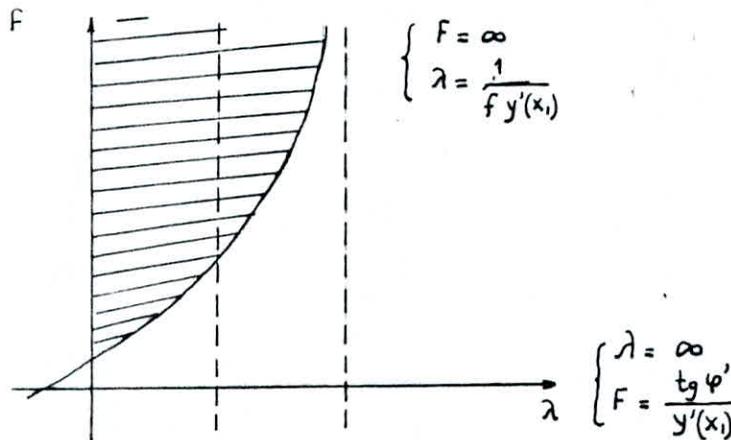


Figure (15) : Domaine de convergence de l'équation n° 34

2.4. Schema numérique de résolution

L'équation différentielle (34) a été résolue numériquement par la méthode du 2^e. ordre de "RUNGE KUTTA", ce qui nous permet d'écrire l'équation (34) sous la forme :

$$E' = \frac{C1(X, \lambda, F) - B1(X, \lambda, F) \cdot E}{A1(X, \lambda, F)} \Rightarrow E' = F(X, E)$$

Avec la condition que :

$$A1(X, \lambda, F) \neq 0 \quad \forall x \in (X0, X1)$$

Cette forme simplifiée conduit à l'équation générale de résolution des formes numériques de "RUNGE KUTTA".

$$E(I+1) = E(I) + \frac{1}{2} DX \cdot [K1 + K2] \quad (35)$$

avec

$$K1 = F[X(I), E(I)]$$

$$K2 = F[X(I) + DX, E(I) + DX K1]$$

Ainsi, une fois résolue l'équation (34), on connaît à λ et F fixés, les valeurs de la fonction $E(x, \lambda, F)$, et on est donc en mesure de calculer :

$$Mn(\lambda, F) = \int_{x_0}^{x_1} [T + y' \cdot E] dx = 0 \quad (36)$$

Cette équation peut aussi s'écrire de la façon suivante :

$$Mn = \int_{x_0}^{x_1} [\lambda f(x) \cdot E + y' \cdot E] dx = 0 \quad (37)$$

ou encore.

$$\lambda = H(\lambda, F) = - \frac{\int_{x_0}^{x_1} y' \cdot E dx}{\int_{x_0}^{x_1} f(x) \cdot E dx} \quad (38)$$

Le calcul de ces intégrales a été effectué numériquement à l'aide de la méthode des trapèzes.

Il faut donc résoudre le système :

$$\left. \begin{array}{l} E_n(\lambda, F) = 0 \\ \lambda = H(\lambda, F) \end{array} \right\} \quad (39)$$

La résolution manuelle de ce système étant très lourde on a développé un programme de résolution fonctionnant sur micro-ordinateur compatible et utilisant le langage BASIC.

Le programme appelé "PRIMOR" est basé sur le schéma de calcul suivant :

. On fixe λ et on recherche la valeur de F qui annule $En(\lambda, F)$; on définit ainsi une fonction de $F(\lambda)$. Il ne reste plus alors qu'à résoudre l'équation implicite.

$$\lambda = H(\lambda, F(\lambda))$$

. Pour déterminer la fonction $F(\lambda)$, compte tenu de la forme du domaine de convergence de la solution de l'équation (34), on encadre la racine par deux valeurs F_0 et F_1 telle que :

$$En(\lambda, F_0) \cdot En(\lambda, F_1) < 0$$

A partir de F_0 et F_1 , on construit par interpolation linéaire une suite de segments emboîtés qui converge vers la racine.

Comme la dérivée de la fonction $H(\lambda, F(x))$ est en général très inférieur à 1, un schéma d'itération de type :

$$\lambda_{n+1} = H(\lambda_n, F(\lambda_n)) \quad \text{converge rapidement.}$$

2.5/ Possibilités du programme PRIMOR

Le Programme PRIMOR a été développé en vue :

- * de permettre le calcul de stabilité sur des sols multicouches,
- * De tenir compte d'une variation très générale des fonctions $y(x)$ (forme de la courbe de rupture). Ainsi n'importe qu'elle complexité géométrique de la courbe de rupture pourrait être modélisée,
- * De faciliter son exploitation par les utilisateurs en vue de son application dans "les calculs de stabilité des talus" dans les bureaux d'études spécialisés.

La figure (H) présente l'organigramme du programme "PRIMOR".

3/ Méthode de BISHOP simplifiée :

3.1 / Exposé de la méthode :

Dans les méthodes de la classe (A) définies précédemment, cette méthode est beaucoup plus simple par ses hypothèses simplificatrices et qui sont :

- a) le coefficient de sécurité $F = \frac{\tau_{\max}}{\sigma}$ est le même en tout point de la surface de la rupture,

b) les réactions intertranches n'ont pas de composantes verticales .

De ces deux hypothèses l'équation (34) peut se mettre, en annulant $T(x)$, sous la forme :

$$B \frac{dE}{dx} = \frac{c' - \text{tg } \phi' U}{F \cdot \cos 2\alpha} + A \gamma h \quad (40)$$

de même pour ()

$$\int_{x_0}^{x_1} \text{tg } \alpha \cdot E dx = 0 \quad (41)$$

E peut être déterminé de (40) et remplacé dans (41) en tenant des conditions aux limites (11).

Le coefficient de sécurité prend alors une forme implicité $F=f(F)$.

ou encore

$$F = \frac{\sum \frac{c' + (\gamma h - U) \text{tg } \phi'}{\cos (1 + \text{tg } \alpha \text{tg } \phi')}}{\sum \gamma h \sin \alpha} \quad (42)$$

3.2/ Schéma numérique de résolution et programmation :

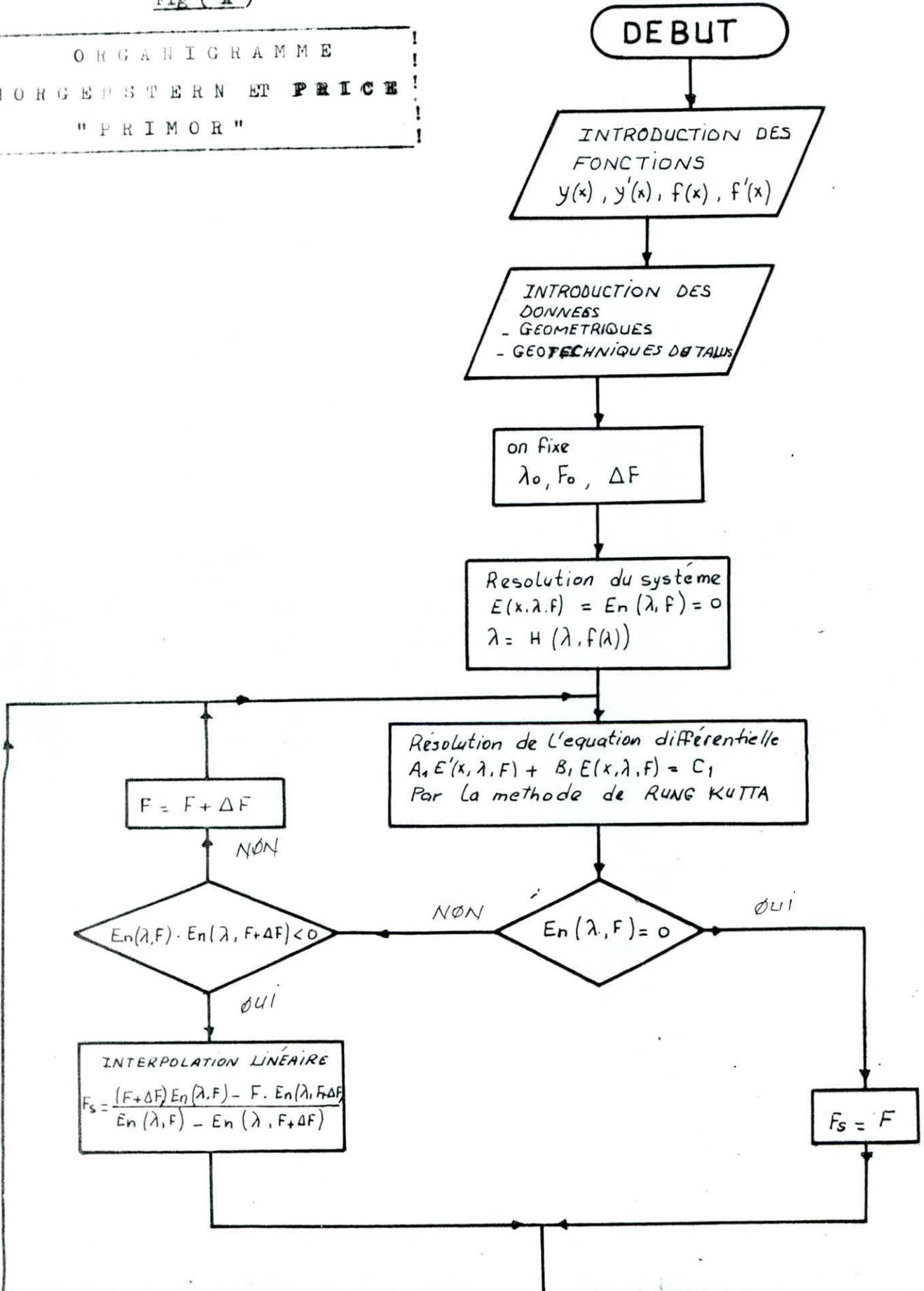
L'équation (25) n'étant pas explicite, on calcul F par itération en injectant une première valeur F_0 dans le membre de droite, qui donne une valeur F_1 à l'aide l'équation (25), laquelle valeur est à son tour injectée à droite, et ainsi de suite, jusqu'à ce que la différence entre deux valeurs consécutives de la suite des F_n soit inférieure à une certaine précision fixée à l'avance par l'utilisateur.

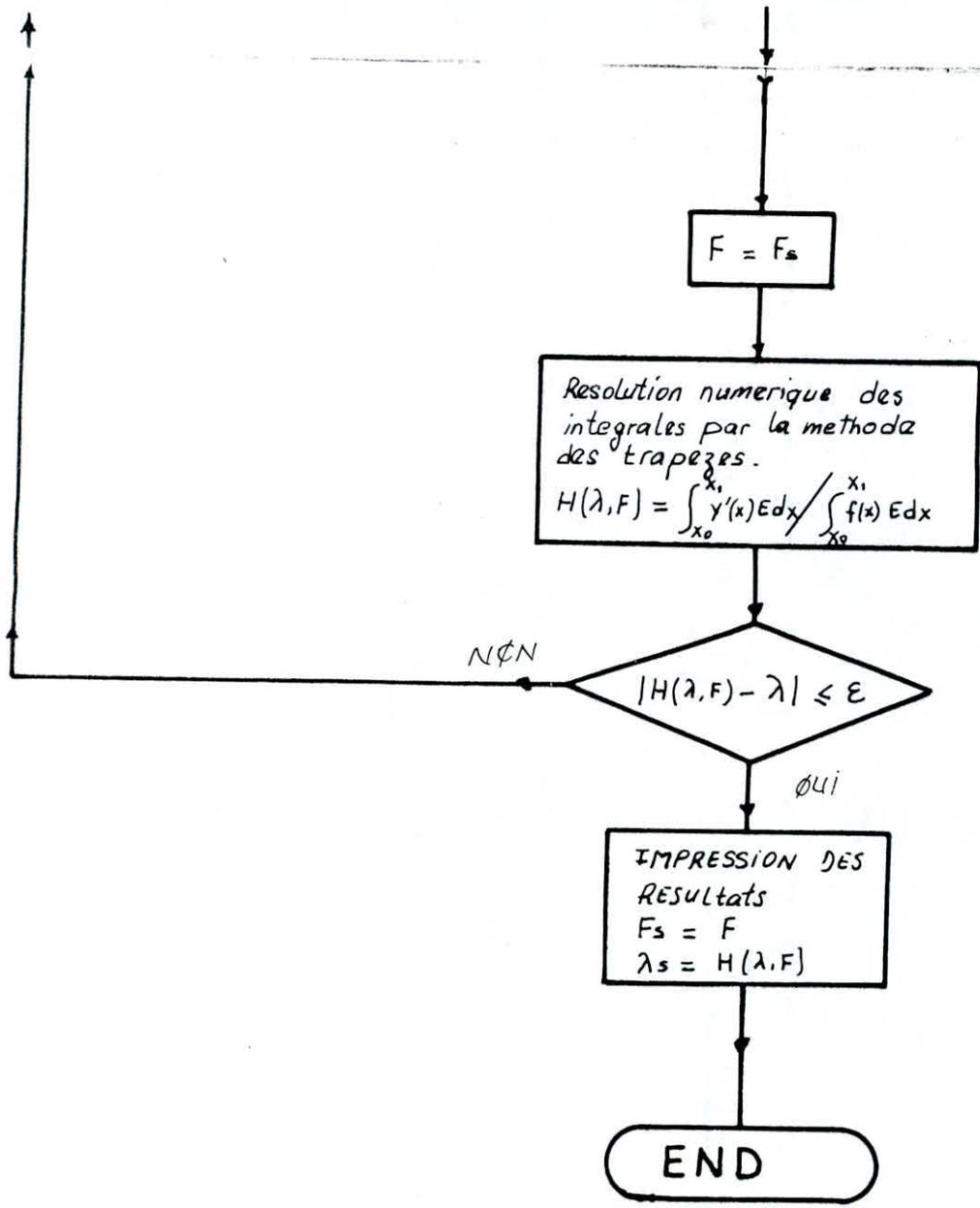
La méthode de BISHOP a été programmée en langage BASIC au micro-ordinateur compatible. le programme élaboré est appelé "BISHOP".

La figure (B) présente l'organigramme du programme "BISHOP".

Fig (A)

ORGANIGRAMME
MORGENSTERN ET PRICE
" PRIMOR "





F = F_s

Resolution numerique des integrales par la methode des trapezes.
$$H(\lambda, F) = \frac{\int_{x_0}^{x_1} \gamma'(x) E dx}{\int_{x_0}^{x_1} f(x) E dx}$$

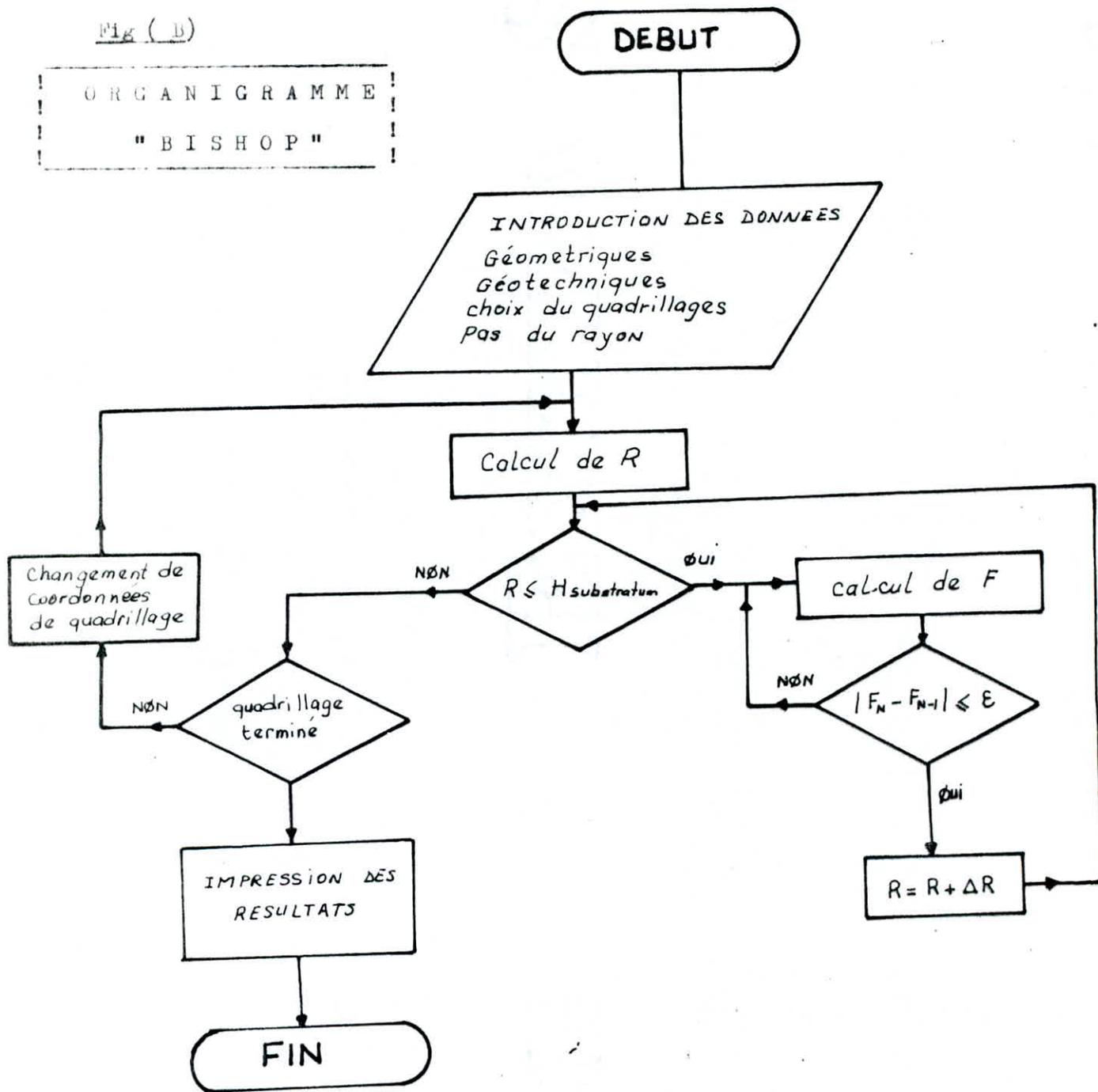
|H(λ, F) - λ| ≤ ε

IMPRESSION DES RESULTATS
F_s = F
λ_s = H(λ, F)

END

Fig (B)

ORGANIGRAMME
" BISHOP "



CHAPITRE IV

METHODES DE LA CLASSE " B " ASPECTS THEORIQUES - PROGRAMMATION -

1/ INTRODUCTION

Les Méthodes de la classe " B " font appel à des équations complémentaires qui traduisent des hypothèses concernant la ligne d'action des efforts internes, d'équation $e(x)$.

Dans ce chapitre deux méthodes de la classe " B " vont être exposées :

- * La méthode de JANBU sous la forme exposée par son auteur dans le polycope "calcul de stabilité des talus" (université de Constantine, 1976).
- * La méthode de FELLENUIS (ou appelée encore " méthode Suedoise).

2/ La Méthode de JANBU (version 1976).

2.1 Préliminaire

La méthode de JANBU (version 1976) décrite ici est appelée "méthode généralisée des tranches" (M,G,T).

Les principes de base de la M.G.T. furent exposés pour la 1ere fois, par l'auteur dans une discussion à la conférence sur la stabilité des talus tenue à STHOKOLM (1954).

2.2/ Exposé de la méthode

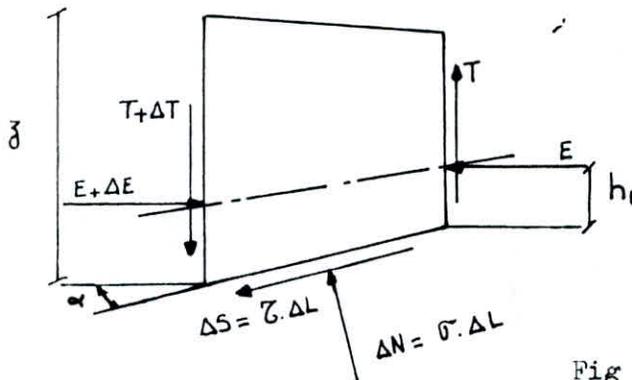


Fig (16) Equilibre d'une tranche Janbu "M.G.T"

Hypothèses de Base

- a) Les efforts normaux et tangentiels sur la base d'une tranche sont appliqués en son milieu.
- b) Les efforts transmis par une tranche à la suivante sont réductibles à un vecteur unique dont le point d'application est situé sensiblement au tiers inférieur de la tranche.

En utilisant les équations d'équilibre d'une tranche (8), (9), avec l'équation des moments (10) qui ne peut résoudre qu'avec introduction des hypothèses de base (a), (b),.

La résolution de ce système conduit à la formule générale suivante :

$$F = \frac{\sum \frac{c' + (p - t - u) \operatorname{tg} \phi'}{n \alpha} dX}{\sum - (p - t) \operatorname{tg} \alpha \cdot dX} \quad (43)$$

avec

$$\begin{cases} n \alpha = \cos^2 \alpha (1 - \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \phi' / F) \\ t = \frac{dT}{dX} \end{cases}$$

2.3/ Schéma Numérique de Résolution

- Posons :

$$A = C' + (p - t - u) \operatorname{tg} \phi' \quad (44)$$

$$B = - (p - t) \operatorname{tg} \alpha \cdot dX \quad (45)$$

$$A' = \frac{\sum A}{\sum n \alpha}$$

L'équation (43) devient alors . $F = \frac{\sum A'}{\sum B}$

a) 1ere étape de résolution :

On suppose : $t = 0$ et $n = 1$ en tout point, ce qui permet de calculer un coefficient initial F O I :

$$F O I = \frac{\sum A'}{\sum B}$$

b) 2e. étape :

On recalcule $n \alpha$ (FOI) (valeur de $n \alpha$ pour FOI), en supposant toujours $t = 0$, ce qui conduit à un coefficient de sécurité FO :

$$FO = \frac{\sum A/n}{\sum B} = \frac{\sum A'}{\sum B}$$

c/ 3e. étape

Au moyen de FO, on calcule toutes les forces intertranches.

L'équation d'équilibre horizontale (8) nous donne en remplaçant σ et τ :

$$\tau = \frac{c' + (p + t - u) \operatorname{tg} \phi'}{1 + \frac{1}{F} \operatorname{tg} \phi' \cdot \operatorname{tg} \alpha}$$

$$\sigma = p + t - \tau \operatorname{tg} \alpha$$

Ce qui nous donne : $E = B + \frac{A}{F}$ avec $E = 0$.

$$E = E_0 + \Delta E \quad (46)$$

En remplaçant l'équation (46) dans (10) nous obtiendrons les forces intertranches verticales.

$$T_i = -E_i \cdot \operatorname{tg} \alpha_t + h_t \cdot \frac{dE}{dx} \quad (47) \quad \text{avec } \operatorname{tg} \alpha_t = \frac{de}{dx}$$

$$\Delta T_i = T_{i, i+1} - T_{i, i-1} \quad (48) \quad \text{avec } t = \frac{dT}{dX}$$

En remplaçant les équations (47), (48) dans les équations (44), (45) :

$$B = B_0 + \Delta T \operatorname{tg} \alpha$$

$$A = A_0 + \Delta T \operatorname{tg} \phi'$$

On recalcule au moyen de FO, n_α (FO), puis le nouveau coefficient, de sécurité F sera :

$$F = \frac{\sum A/n_\alpha (FO)}{\sum B}$$

Une fois F calculé, on le compare avec le coefficient FO précédemment calculé de telle façon que la différence entre ces 2 valeurs soit inférieure à une certaine précision, le processus itératif continue jusqu'à la convergence de FN.

Ce processus de résolution de la méthode de JANBU (M.G.T.) a été mis sous la forme d'un programme en langage BASIC auquel on a donné le nom de programme "JANBU M.G.T."

2.4/ Organigramme du programme "JANBU M.G.T."

La figure (C) page n°48 présente l'organigramme du programme "JANBU M.G.T."

3/ Méthode de PELLENUIS.

3.1/ Hypothèses de Calcul

L'hypothèse de base de la méthode de PELLENUIS néglige les forces intertranches qui sont parallèles à la base de chaque tranche :

$$T(x) = 0.$$

Cependant on remarquera que le principe de NEWTON de " l'action - réaction " n'est pas satisfait entre les tranches (fig 17).

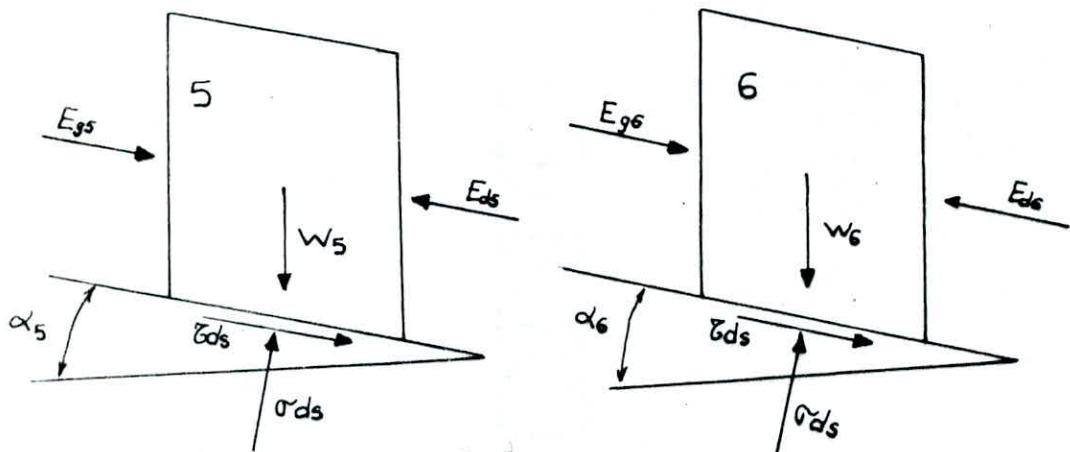


Fig (17)

Noter : que E_{d5} n'est pas égal et opposé à E_{d6} .

Le Changement indéterminé dans la direction de la forme intertranche résultante d'une tranche à une autre entraîne des erreurs du coefficient de sécurité qui pourraient être supérieures 60 % (WHITMAN et BARLEY 1967)

3.2/ Schéma de Résolution

L'équation différentielle (13) avec $T(x) = 0$ devient :

$$- B \frac{dE}{dX} = \frac{c' - \text{tg } \phi' u}{F \cos 2\alpha} + \frac{A}{B} \gamma h$$

$$- \frac{dE}{dX} = \frac{c' - \text{tg } \phi' U}{B \cdot F \cos 2\alpha} + \frac{A}{B} \gamma h = 0$$

$$\frac{c' - u \text{tg } \phi'}{B F \cos 2\alpha} + \frac{A}{B} \gamma h = 0$$

En remplaçant A et B par leurs expressions on trouve :

$$\frac{c' - \operatorname{tg} \phi' u}{(1 - \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \frac{\phi'}{F})} F \cos 2\alpha + \frac{(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \phi' / F) \gamma h}{(1 - \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \frac{\phi'}{F})} = 0$$

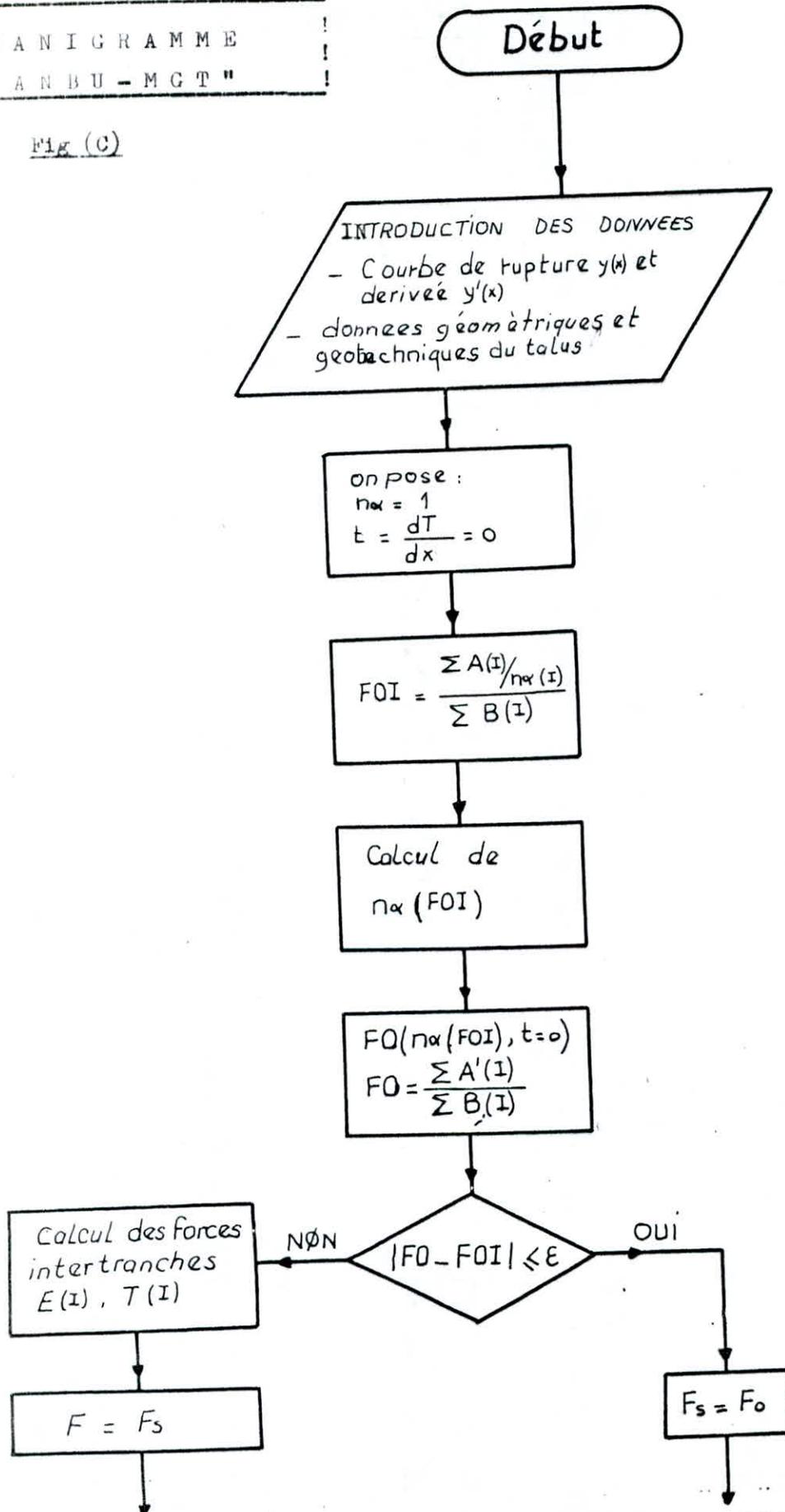
Ce qui donne la formule explicite de " FELLENIUS " :

$$F = \frac{1}{W_i \sin \alpha} \left[c' \cdot \frac{\Delta X}{\cos \alpha} + (W \cos \alpha - u \frac{\Delta X}{\cos \alpha}) \right] \operatorname{tg} \phi'$$

(49)

L'organigramme est représenté sur la fig (D).

FIG (C)



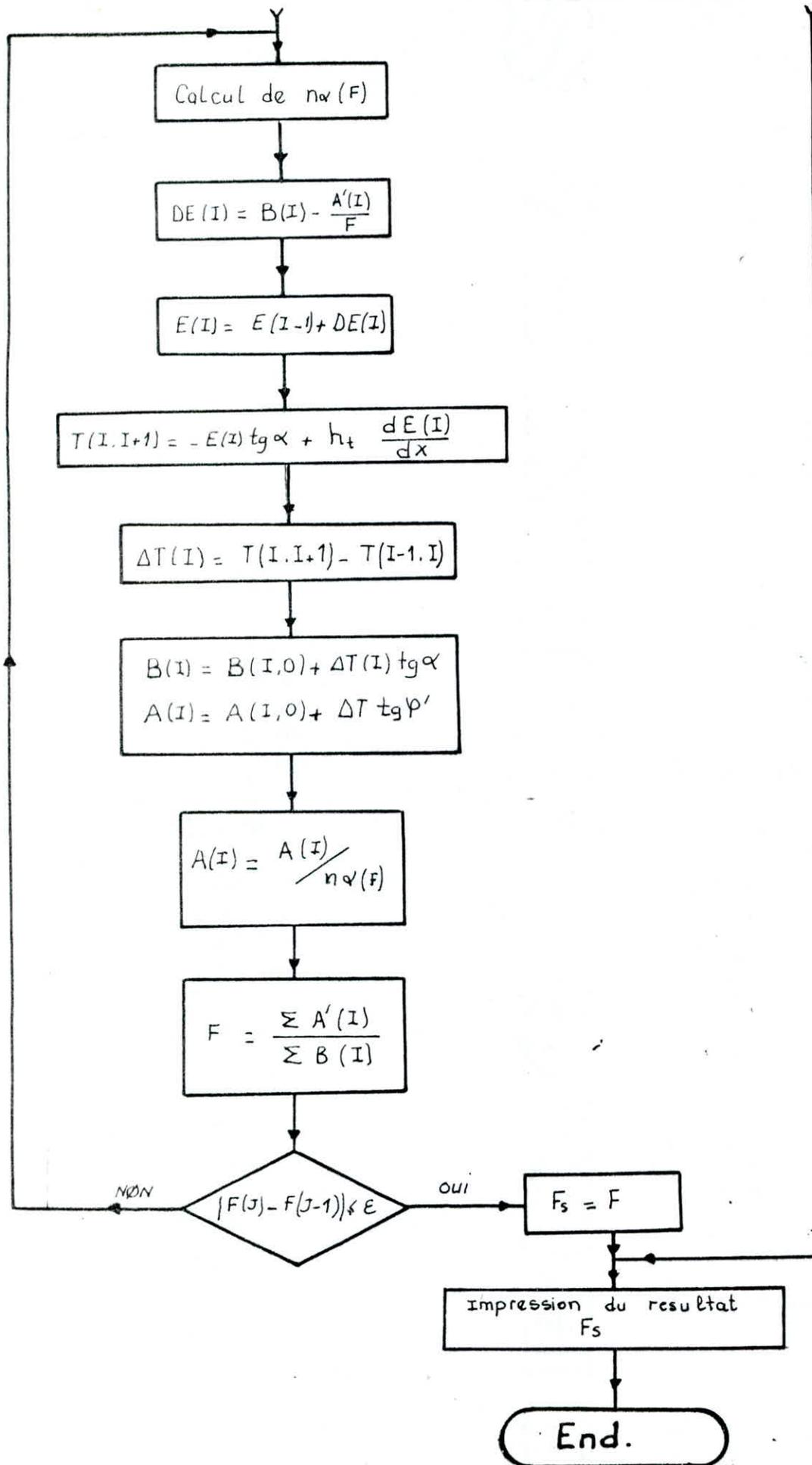
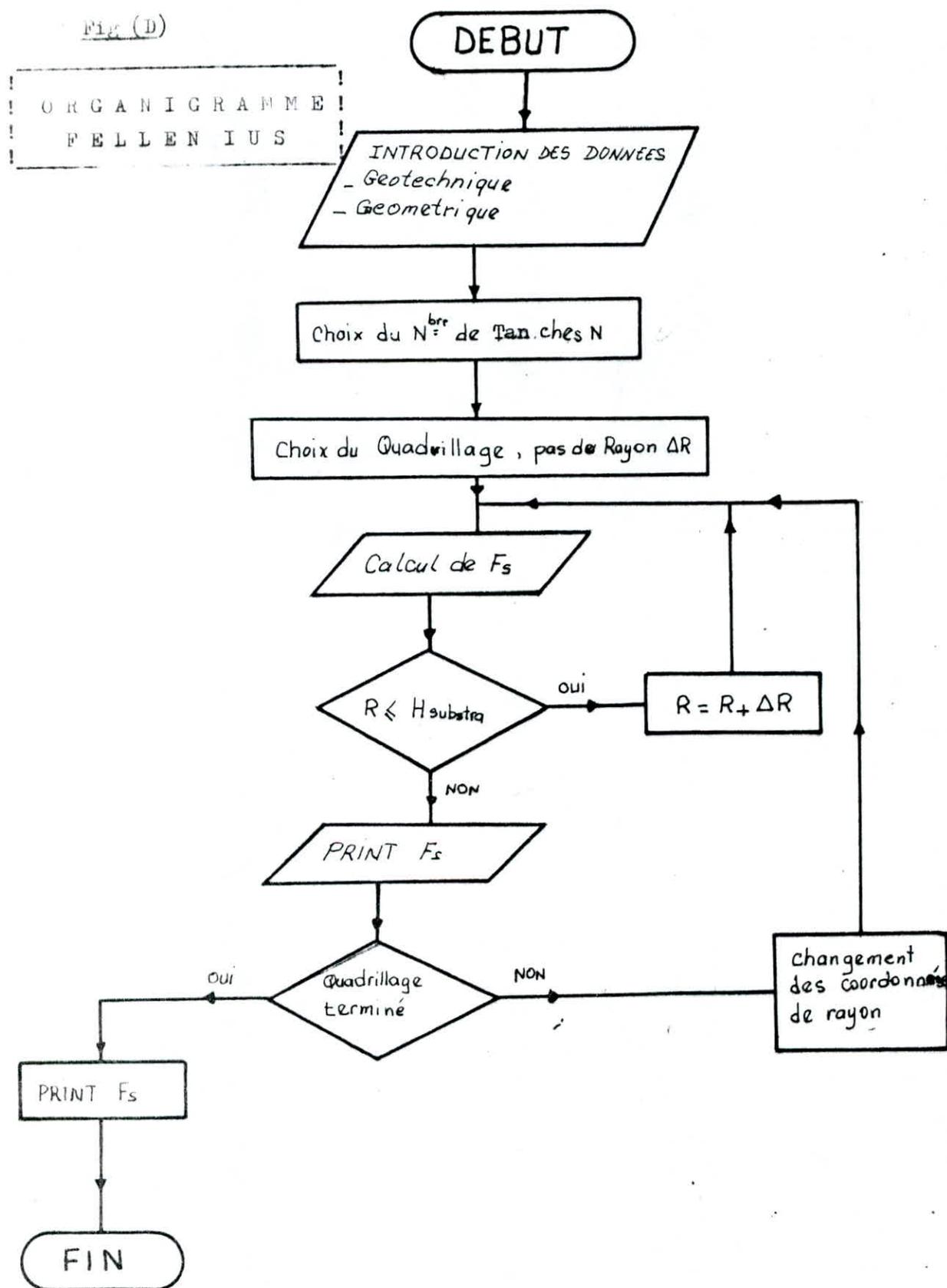


Fig (D)



CHAPITRE V

! ! A P P L I C A T I O N S ! ! C O M P A R A I S O N D E S M H E T H O D E S ! !
--

INTRODUCTION :

Dans les chapitres qui précèdent, nous avons décrit différentes méthodes de calcul de stabilité en rupture circulaire et non circulaire regroupées en deux classes :

Classe "A"

Méthode 1 :

Méthode de "MORGENSTERN et PRICE" avec l'adoption d'une nouvelle procédure numérique (chapitre III. paragraphe 2)

Méthode 2 :

Méthode de BISHOP (chapitre III paragraphe 3)

Classe "B"

Méthode 3 :

Méthode de "JANBU" (version 1976) (chapitre IV, paragraphe 2)

Méthode 4 :

Méthode de "FELLENUIS" (chapitre IV paragraphe 3)

Nous allons comparer ces différentes méthodes sur 4 exemples pour lesquels nous donnerons les valeurs du coefficient de sécurité F en fonction du nombre de tranches, et d'autres paramètres (présence ou non de la nappe phréatique, type de la fonction $f(x)$ et valeur initiale de γ_0).

Exemple 1 :

Talus homogène, en rupture circulaire traité par "MORGENSTERN et PRICE" (1965).

Exemple 2 :

Talus bicouche en rupture circulaire situé sur le tronçon de la voie ferrée, JIJEL RAMDANE DJAMEL, traité par TAPLIS et HEDIR (1986).

Exemple 3 :

Talus en rupture circulaire traversé par plate - forme autoroutière parallèle au lit d'un fleuve.

Exemple 4 :

L'exemple bien connu du talus d'El - Biar (Saint Raphaël) traité en rupture circulaire et non circulaire.

2 / Caractéristique Géométriques et Mécaniques des Exemples présentés2.1/ Exemple n° 01 : (fig 18).

a) talus homogène en rupture circulaire

 pente 2/1

 hauteur 5 m.

b) Caractéristique du sol

$$\gamma = 2 \text{ t/m}^3, c' = 1 \text{ T/m}^2, \phi' = 20^\circ$$

c) Le talus est hors d'eau

d) Courbe de rupture : cercle de centre C (5, 10) et de rayon 10 m.

La fonction $y(x)$ de la courbe de rupture est déterminée à partir du centre du cercle et du rayon R

$$(y - y_0)^2 + (x - x_0)^2 = R^2$$

$$y(x) = y_0 + \sqrt{R^2 - (x - x_0)^2}$$

$$y'(x) = \frac{dy(x)}{dx} = - \frac{(x - x_0)}{\sqrt{R^2 - (x - x_0)^2}}$$

2.2/ Exemple 2 (fig 19)

a) Talus bicouche en rupture circulaire

 pente 5/2

b) Caractéristiques du sol couche (1)

$$\gamma = 2 \text{ t/m}^3$$

$$c' = 1 \text{ t/m}^2$$

$$\phi' = 25^\circ$$

 hauteur 7 m

c/ Caractéristiques du sol couche (2)

$$\gamma = 2 \text{ T /m}^3$$

$$c' = 2 \text{ T /m}^2$$

$$\phi' = 25^\circ$$

hauteur 7 m.

d/ La nappe affleure la surface libre du talus (le sol est donc saturé).

2.3/ Exemple 3 (Fig 20)

Le flanc de la vallée représentée sur la figure (20) est constituée d'une couche d'éboulis argilo-calcaire d'une dizaine de mètres d'épaisseur, reposant sur un substratum d'argile marneux fortement surconsolidé.

Au contact se trouve une couche de limon sableux d'épaisseur métrique, le fleuve coulant dans la vallée y a déposé une couche d'alluvions normalement consolidée d'épaisseur variable peuvent atteindre localement 10 à 12 m.

Le site ainsi décrit est traversé par une plate forme autoroutière (1) parallèle au lit du fleuve, et l'on doit, en plus, construire sur le versant un bâtiment industriel (3) nécessitant le terrassement d'une plate forme de 10 m de large, le déblai (4) fait environ 15 mètre de hauteur.

- a/ Les fourchettes des caractéristiques C et ϕ de la couche d'éboulis compatible avec la stabilité de la pente naturelle (2) sont regroupées sur les feuilles d'essai incluses dans les pages suivantes
- c/ Les caractéristiques des autres types de sols formant le flanc de la vallée sont regroupées dans le tableau ci-dessous.

	γ t/m ³	C' t/m ²	ϕ' degré	Cu t/m ²	tg ϕ cu
Remblai	2	0	35	-	-
Alluvions	1.75	0.5	30	3	0.3
Eboulis	2	1	25	10	-
Limon sableux	1.7	0	35	-	-
Argile marneuse	2.1	1.5	28	17	-

Tableau (4)

d/ Toutes les autres données sont représentées sur la figure (21)

2.4/ Exemple 4 :fig (22)

a/ Talus bicouche dont la configuration est caractérisée par des points anguleux.

b/ Caractéristiques du sol Talus I

$$\gamma = 1.7 \text{ t/m}^3$$

$$c' = 1 \text{ t / m}^2$$

$$\phi' = 20^\circ$$

$$\text{Hauteur} = 75 \text{ m}$$

(Mollasse + Marne
grisâtre)

(Talus (I) rupture circulaire)

c/ Caractéristiques du sol Talus II (Marne grisâtre)

$$\gamma = 1.7 \text{ t/m}^3$$

$$c' = 0$$

$$\phi' = 20^\circ$$

$$\text{Hauteur} = 30 \text{ m}$$

(Talus (II) en rupture non circulaire)

d/ Le niveau de la nappe est représenté sur la figure (22 c)

3 / Comparaison des méthodes

3.1/ Résultats de l'exemple 1

3.1.1/ Méthode de " Morgenstern et Price "

3.1.1.1/ Etude de la variation de F et λ en fonction du nombre de tranches et de la fonction f(x)

* Données initiales : $\lambda_0 = 0.1$ et $\delta F = 0.01$ $f(x) = 1$
sans nappe phréatique.

Les variations de F et λ en fonction du nombre de tranches sont précisées sur le tableau (5)

TABLEAU (5)

Nombre de tranche	20	30	40	50	55	60
Valeur du coef F _s	pas de conver	2.161	2.069	2.016	2.009	2.001
Valeur de λ	—	0.662	0.478	0.365	0.326	0.299

* Données initiales : $\lambda_0 = 0.1$ $\delta F = 0.1$ $f(x) = \text{tg } \phi'$ sans nappe phréatique.

Les variations de F et λ en fonction du nombre de tranches sont précisées sur le tableau (6)

TABLEAU (6)

Nombre de tranches N	20	30	40	50	55	60
Fs	1.9014	1.9751	2.0105	2.0311	2.0382	2.044
Valeur de λ	0.2696	0.1933	0.1507	0.1234	0.1132	0.1043

* Données initiales: $\lambda_0 = 0.1$ $\delta F = 0.1$ $f(x) = \text{tg } \phi'$ avec nappe phréatique (hauteur 2.5m par rapport au repère choisi).

Les variations de F et λ sont précisées sur le tableau (7)

TABLEAU (7)

N	20	30	40	50	55	60
Fs	1.337	1.4121	1.446	1.4622	1.4742	1.480
λ	0.2679	0.1927	0.1500	0.1227	0.1103	0.1041

* Données initiales $\lambda_0 = 0.3$, $\delta F = 0.01$, $f(x) = \text{tg } \phi'$ avec nappe phréatique (hauteur 4m par rapport au repère choisi)

Les valeurs de F et λ sont précisées sur le tableau (8)

TABLEAU (8)

N	20	30	40	50	55	60
Fs	1.0003	1.0754	1.1093	1.1255	1.1375	1.1433
λ	0.2670	0.1921	0.1223	0.1223	0.1101	0.1039

* Données initiales $\lambda_0 = 0.3$, $\delta F = 0.01$, $f(x) = \text{tg } \phi$
sans nappe phreatique.

Les valeurs de F et λ sont précisées sur le tableau (9)

TABLEAU (9)

N	20	30	40	50	55	60
Fs	1.900	1.9743	2.0099	2.0301	2.0373	2.0431
λ	0.2686	0.1927	0.1498	0.1225	0.1122	0.1037

3.1.1.2 / Etude des schémas de convergence

Les solutions données, par la résolution numérique de l'équation différentielle (n° 10 chapitre II) à l'aide de la procédure d'ordre deux de RUNGE-KUTTA ainsi que le calcul numérique des deux intégrales (n° 38 chapitre III) à l'aide de la méthode des trapèzes, ont une précision qui dépend du nombre de tranches choisi.

Avec un nombre réduit de tranches ($N = 20$ & 30) les résultats obtenus, en dehors des cas où il y'a divergence (exemple du cas (1) avec $N=20$ du tableau 51), sont sujets à des erreurs de 7% par rapport à ceux obtenus avec un nombre plus élevé de tranches, ($N = 50$ à 60). Raulin et Al (1974) ont trouvé des erreurs de l'ordre de 5% .

La divergence ainsi que l'erreur assez élevée qui peuvent affecter les résultats obtenus avec un nombre réduit de tranches sont dues:

* à l'approximation numérique de la solution de l'équation différentielle, plus dépréciée avec un nombre réduit de tranche (fig 23),

* à l'approximation numérique utilisée pour le calcul des intégrales où l'erreur commise est proportionnelle à $(\Delta x)^2$ avec l'utilisation de la méthode des trapèzes. Ainsi sur un même domaine plus N est réduit, plus Δx est élevé et par là l'erreur. (fig 23)

* au type de fonction $f(x)$ choisie (se référer à la section suivante).

L'analyse des différents résultats mentionnés dans les tableaux précédents montre que les valeurs du coefficient de sécurité se stabilisent à partir de 50 tranches. Ce résultat est identique à celui trouvé par P. RAULIN et al (1974).

L'influence de λ_0 , qu'on fixe au départ est négligeable sur l'erreur et la convergence des résultats. Néanmoins pour éviter un nombre élevé d'itération de calcul, il est préférable de prendre $\lambda_0 < 1$ et à condition que cette valeur reste dans le domaine de convergence définie au chapitre (3)

3.1.1.3/ Influence de la fonction $f(x)$.

Trois types de fonction $f(x)$ ont été utilisés pour étudier l'influence de cette fonction sur la valeur du coefficient de sécurité. Les résultats obtenus pour 50 tranches sont récapitulés dans le tableau (10)

Conditions initiales	$\delta F = 0,01$ $\lambda_0 = 0,1$ N = 50 Tranches		
Type de Fonction	$f(x) = 1$	$f(x) = \text{tg } \phi$	$f(x) = \sin x$
Valeur de λ	0,365	0,150	- 0,013
Coefficient de Sécurité	2,016	2,031	1,89
Nombre d'itération	4	3	2

Tableau 10 /

L'analyse de ces résultats montre que :

- * L'influence du type de fonction sur la valeur du coefficient de sécurité semble a priori assez faible (marge d'erreur de 7 à 8 %).

Ainsi la marge d'erreur dû au choix du type de fonction $f(x)$ proposées par "MORGENSTERN et PRICE" (1965) est du même ordre de grandeur que la marge d'erreur dû au nombre de tranches.

L'étude de l'influence de la fonction $f(x)$ mériterait d'être développée à l'avenir car si les conclusions tirées ci dessus se confirment il serait plus intéressant, dans les calculs pratiques, de choisir des fonctions $f(x)$ constantes sans grande incidence sur la valeur du coefficient de sécurité cherché.

Ainsi l'équation de "MORGENSTERN et PRICE".

$$T = \lambda \cdot f(x) \cdot E$$

deviendrait

$$T = \lambda \cdot f_1 \cdot E \quad (f_1 = \text{Fonction constante})$$

La fonction constante f_1 pourrait être définie à partir de la cohésion C ou l'angle de frottement interne ϕ' , en liaison avec le type de sol (pulvérulent ou cohérent).

3.1.2/ Comparaison des méthodes de la classe "A"

Le coefficient de sécurité de l'exemple (1) calculé par la méthode de "BISHOP" est égal à 1,95.

En comparant cette valeur avec celle trouvée par la méthode de "MORGENSTERN et PRICE" (avec $\lambda_0 = 0,1$; $f(x) = 1$ et $\phi = 0,01$), pour le même nombre de tranches, on a remarqué que :

$$F_{\text{Bishop}} < F_{\text{Morgenstern}}$$

Ce résultat est confirmé sur les autres exemples. Le coefficient de sécurité donnée par la méthode de "BISHOP" constitue donc le coefficient minorant des coefficients donnés par les méthodes de la classe A (et cela est en parfaite concordance avec le type d'équation complémentaire utilisée par "BISHOP" $T = 0$).

3.1.3/ Resultats donnés par les méthodes de la classe "B"

3.1.3.1 / Méthode de JANBU (M.G.T-1976)

L'application de la méthode de JANBU (MGT -1976) sur l'exemple 1 a donné les résultats mentionnés dans le tableau ci-dessous (n° 11)

Tableau 11

Nombre de tranches N	5	6	7	8	9
F	1.850	1.870	1.975	1.931	1.970

L'analyse de ces résultats permet les constatations suivantes:

* Plus le nombre de tranches augmente plus le coefficient de sécurité augmente. Ainsi il apparaît que la valeur la plus faible du coefficient de sécurité donné par cette méthode est obtenue avec le nombre le plus réduit de tranches. Ceci semble justifier le choix de JANBU, dans le cadre de cette méthode pour un nombre réduit de tranches (compris entre 5 et 9),

** Un choix élevé de tranches donne des résultats qui s'éloignent du cas le plus défavorable (coefficient de sécurité minimal). Ceci semble expliquer les problèmes de divergence rencontrés par cette méthode lorsqu'on choisit un nombre de tranches élevé qui s'éloigne du nombre approprié de tranches qui donne le coefficient de sécurité minimal.

*** Pour l'exemple, les calculs effectués avec $N > 10$ ont montré que les solutions divergent dans tous les cas.

3.1.3.2 / Méthode de FELLENIUS

L'application de la méthode de FELLENIUS à l'exemple (1) a donné un $F = 1.70$. Ainsi il apparaît que :

$$F_{\text{Fellénuis}} < F_{\text{Janbu}}$$

Ce résultat est confirmé sur les autres exemples . Le coefficient de sécurité donné par la méthode de FELLENIUS constitue donc le coefficient minorant des coefficients donnés par les méthodes de la classe B .

3.1.4 / Conclusions

Le tableau (12) récapitule les résultats donnés par les différentes méthodes utilisées et programmées informatiquement . Sur ce même tableau on a représenté, à titre d'information, les résultats donnés par le programme de RAULIN et al sur le même exemple

Resultats Trouvés				Resultats de RAULIN et al (1974)	
M et P	BISHOP	JANBU	FELLENUIS	M et P	BISHOP LCPC
2.001	1.95	1.99	1.70	2.045	1.96
2.161				2.134	

TABLEAU 12

En récapitulant les différents résultats trouvés sur un même exemple on peut tirer les constatations suivantes :

* Les méthodes de la classe "B" portant sur la ligne d'action des efforts internes semblent donner des valeurs de coefficient de sécurité plus faibles que celles données par les méthodes de la classe "A" portant sur les forces internes T et E :

** Les coefficients donnés respectivement par BISHOP et FELLENUIS constituent les coefficients minorants de chaque classe de méthodes. Ainsi dans les calculs pratiques et dans le cas de rupture circulaire, l'utilisation des méthodes de BISHOP et de FELLENUIS est sécuritaire ,

3.2/ Resultats de l'exemple 2

3.2.1/ Methode de "MORGENSTERN ET PRICE"

* Données initiales : $\lambda_0 = 0.1$ et $F = 0.01$, $f(x) = 1$, $N=50$
Le coefficient de sécurité trouvé est égal à :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{\text{morgenstern}} = 1.78 \\ \lambda = 0.238 \end{array} \right.$$

3.2.2 / Méthode de BISHOP

* Quadriallage choisi

OX initial	OX final	le Pas
6	14	2
OY initial	OY final	le Pas
2	10	2

* Le pas du rayon = 1

N = 10

.
.
.	(1.24)	.	.	.
.
.

N = 20

.
.
.	(1.26)	.	.	.
.
.

N = 30

1.40	(1.30)	1.32	1.42	1.52
1.42	1.31	1.34	1.44	1.52
1.46	(1.33)	1.38	1.45	1.60
1.52	1.40	1.40	1.60	1.64
1.60	1.49	1.52	1.60	1.74

N = 50

1.38	(1.31)	1.34	1.44	1.56
1.40	1.32	1.35	1.44	1.57
1.44	(1.34)	1.37	1.46	1.60
1.50	1.39	1.41	1.51	1.65
1.59	1.48	1.51	1.59	1.75

N = 60

.	.	1.36	.	.
.
.	.	(1.34)	.	.
.
.

N = 80

.
.
.	(1.34)	.	.	.
.
.

Tableau recapitulatif .

N	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
F _s	1.24	1.26	1.30	1.30	1.31	1.34	1.34	1.34	1.34	1.34

TABLEAU (13)

3.2.3 Méthode de JANBU

N	F _s
9	1.26

3.2.4 / Méthode de FELLENUIS

Quadrillage choisi		
OX initial	OX final	le pas
6	14	2
OY initial	OY final	le pas
2	10	2

N = 10N = 20

1.17	1.12	1.15	1.23	1.34	1.18	1.13	1.16	1.24	1.34
1.15	1.10	1.12	1.20	1.31	1.18	1.11	1.14	1.21	1.32
1.16	(1.08)	1.17	1.17	1.28	1.20	(1.10)	1.12	1.19	1.30
1.21	1.09	1.09	1.15	1.25	1.23	1.11	1.11	1.17	1.27
1.24	1.13	1.10	1.13	1.23	1.26	1.15	1.13	1.16	1.26

N = 30N = 40

1.18	1.13	1.16	1.24	1.34	1.18	1.13	1.16	1.24	1.34
1.18	1.11	1.14	1.41	1.32	1.18	1.11	1.14	1.21	1.32
1.20	(1.10)	1.12	1.19	1.30	1.20	(1.10)	1.10	1.29	1.30
1.23	1.12	1.19	1.18	1.28	1.30	1.13	1.12	1.18	1.28
1.27	1.16	1.14	1.17	1.27	1.27	1.16	1.14	1.18	1.28

N = 50

N = 80

1.18	1.13	1.16	1.24	1.34		1.18	1.12	1.16	1.26	1.35
1.18	1.11	1.14	1.21	1.32		1.18	1.11	1.14	1.22	1.33
1.20	(1.11)	1.12	1.19	1.30		1.21	(1.11)	1.13	1.20	1.31
1.23	1.21	1.12	1.18	1.28		1.24	1.20	1.14	1.19	1.29
.27	1.16	1.14	1.18	1.28		1.28	1.17	1.15	1.19	1.29

TABLEAU RECAPITULATIF

Nombre de tranchée	10	20	30	40	50	60	70	80	100
Fs min	*1.08	1.10	1.10	1.10	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11

TABLEAU (14)

3.3 / Resultats de l'exemple 3

3.3.1 / Position initiale de la nappe phreatique

Les Resultats définitifs obtenus par les 4 méthodes sont mentionnés ci-dessous (Tableau 15)

Tableau (15)

Méthode Utilisée	FELLENUIS	BISHOP	MORG et PRICE	JANBU
Fs min	0.94	0.99	1.03	0.99
Nombre de tranche N	50	50	50	9

3.3.2 / abaissement de la nappe phreatique.

3.3.2.1 / abaissement de la nappe de 1 m

Méthode utilisée	FELLENUIS	BISHOP	MORG. ET Price	JANBU
Fs min	0.98	1.10	1.18	1.11
N	50	50	50	9

TABLEAU (16a)

3.3.2.2 / abaissement de la nappe de 3 m

Tableau (16b)

Méthode utilisée	FELLENUIS	BISHOP	Mor et Price	JANBU
Fs min	1.18	1.36	1.43	1.38
N	50	50	50	9

3.4/ Résultats de l'exemple 4

3.4.1/ Talus (I) en rupture circulaire

L'application des différentes méthodes donne les résultats mentionnés au tableau (17)

TABLEAU (17)

Méthodes Utilisées	M et P			
	$\lambda = 0.1$, $F=0.01$ $N=50$, $f(x)=1$	BISHOP	JANBU	FELLENUIS
Fs	0.98 - 0.88	0.78 - 1.2	Pas de Convergence	0.60- 0.99
valeur de λ	ne se stabilise PAS	/	/	/

3.4.2 / Talus (II) en rupture non circulaire.

Les résultats sont mentionnés dans le tableau (18)

TABLEAU (18)

Méthode utilisée	M et P			
	$\lambda = 0.1$, $F=0.01$ $N=50$, $f(x)=1$	BISHOP	JANBU	FELLENUIS
Fs	0.90 - 0.98	————	Pas de convergence	————
valeur de λ		————		————

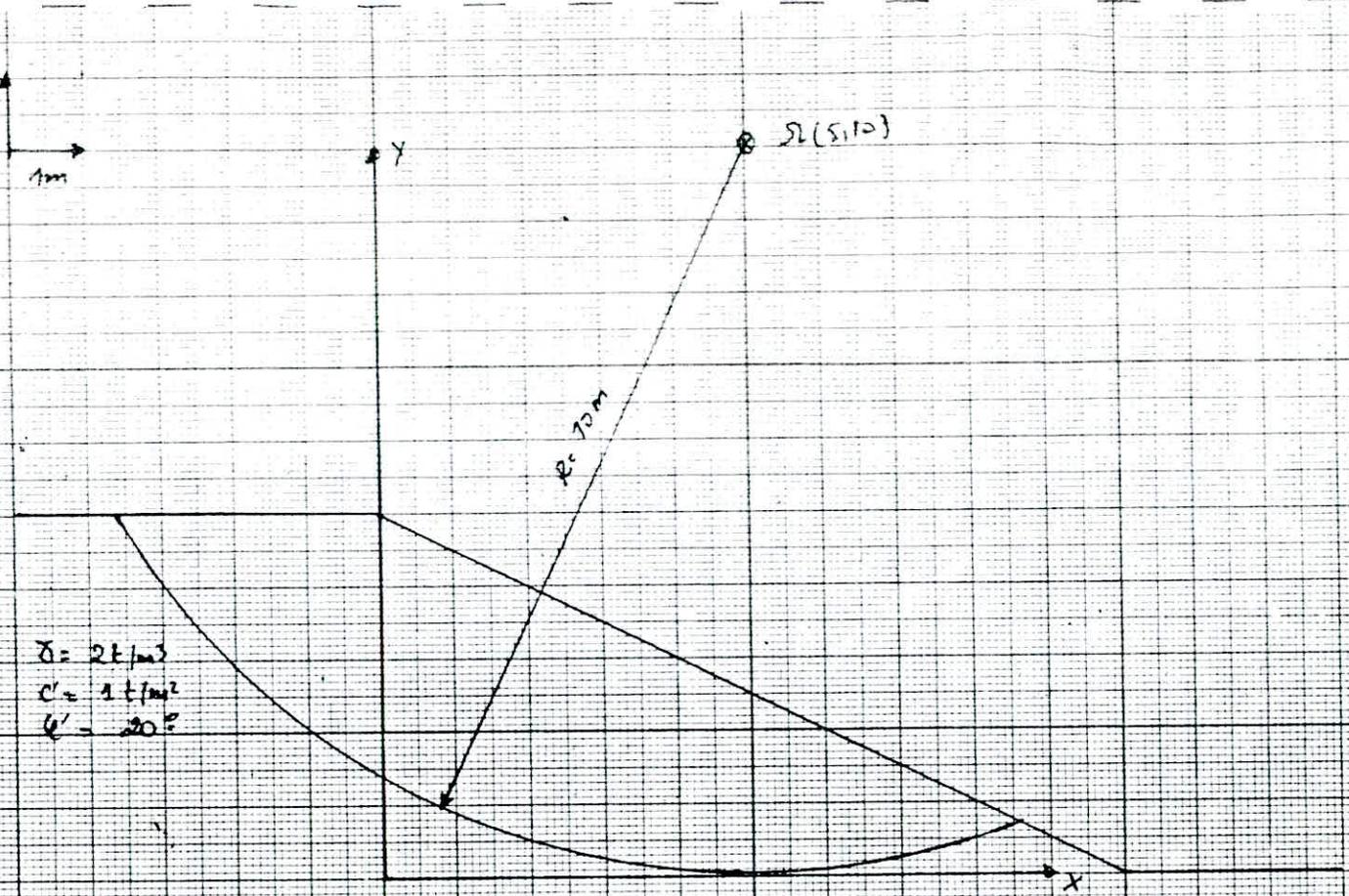


Fig (18) **EXEMPLE N° 1**

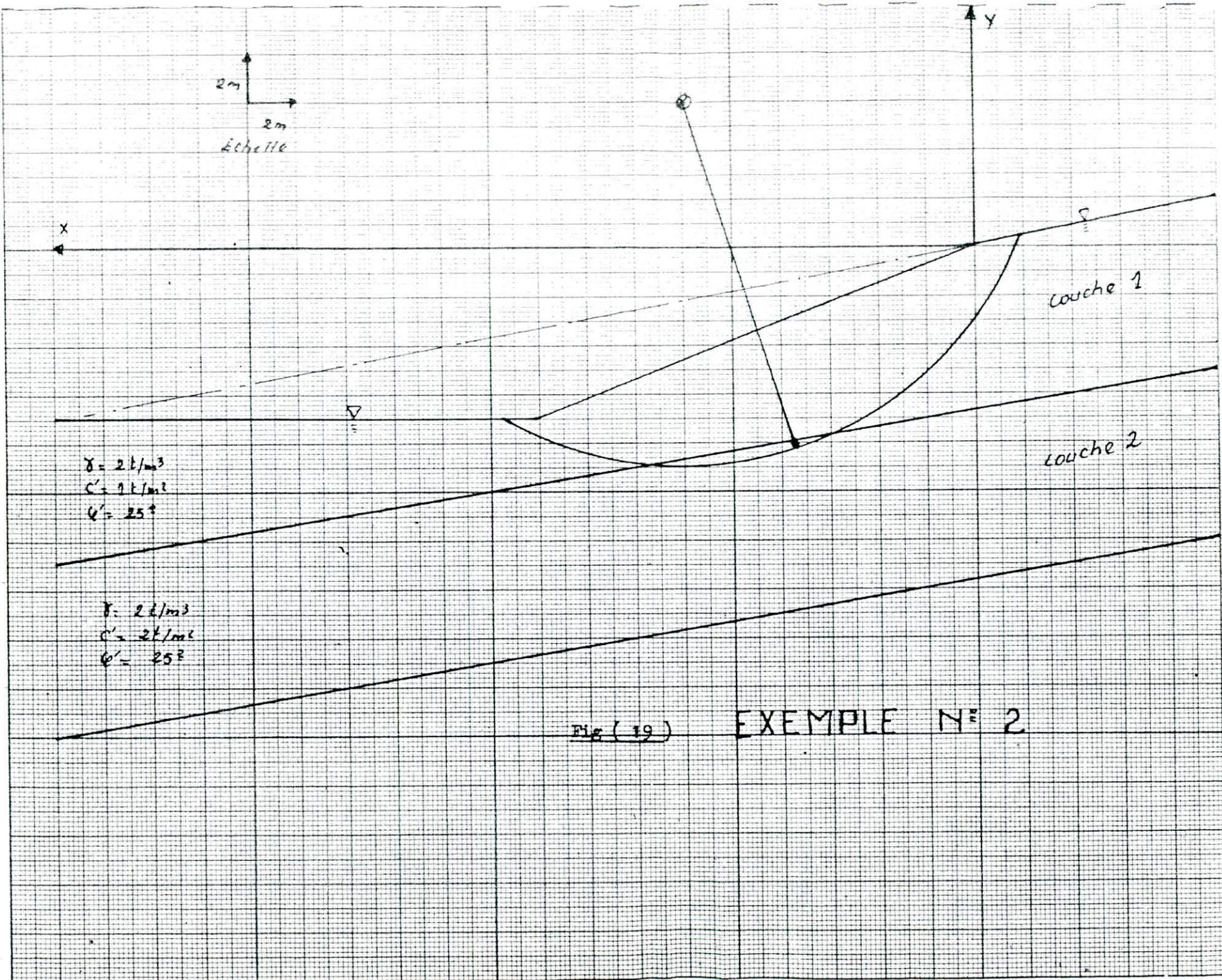


Fig. (19) EXEMPLE N° 2

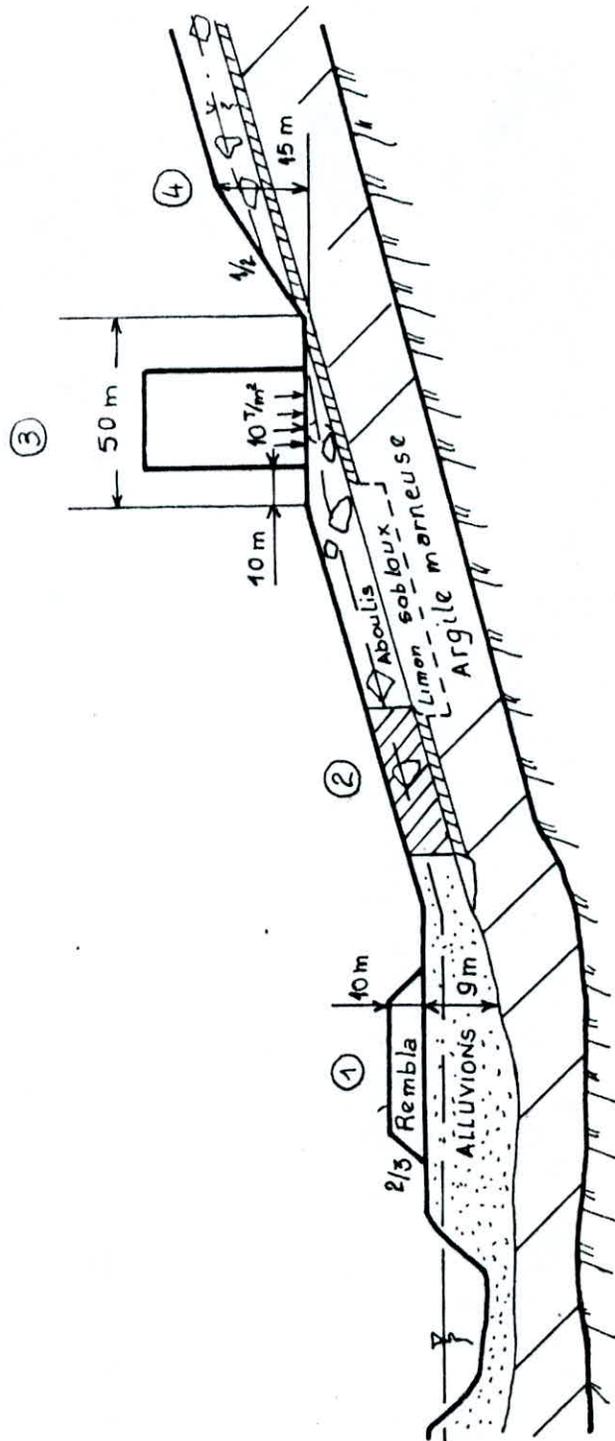
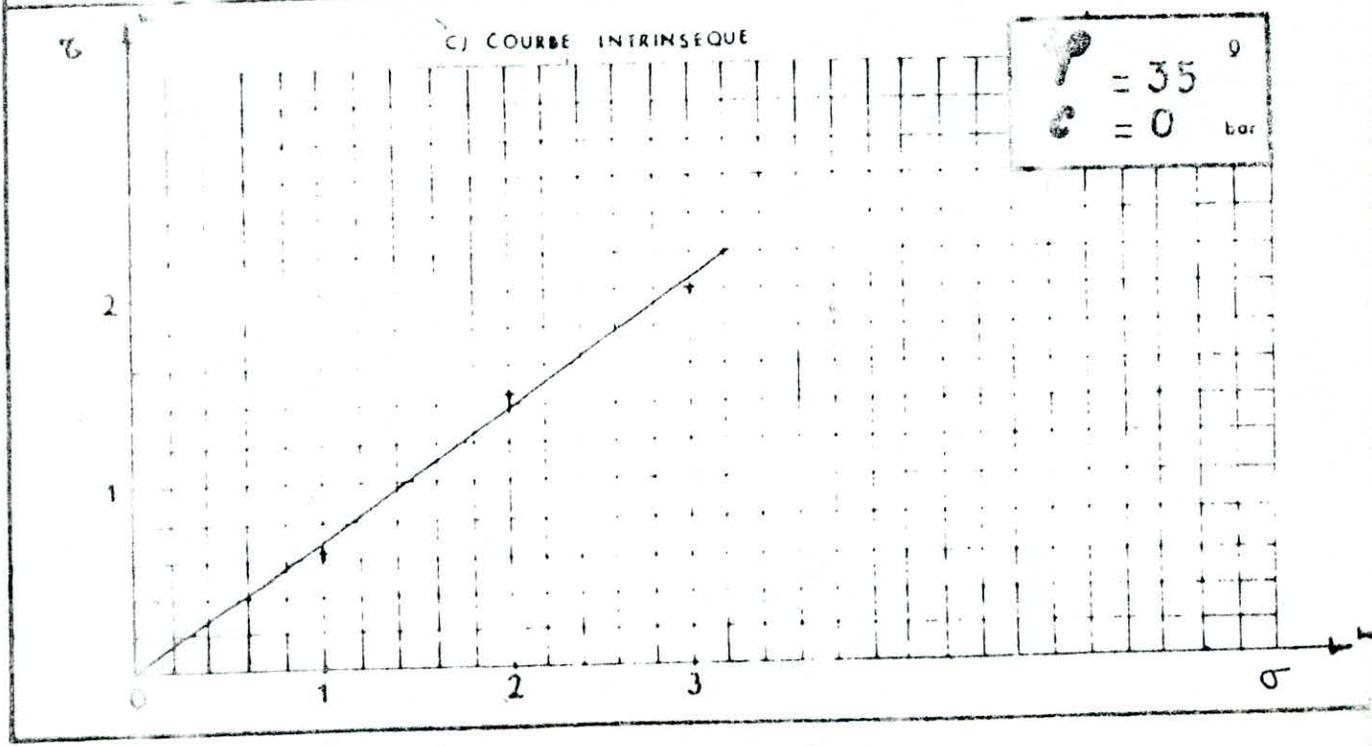
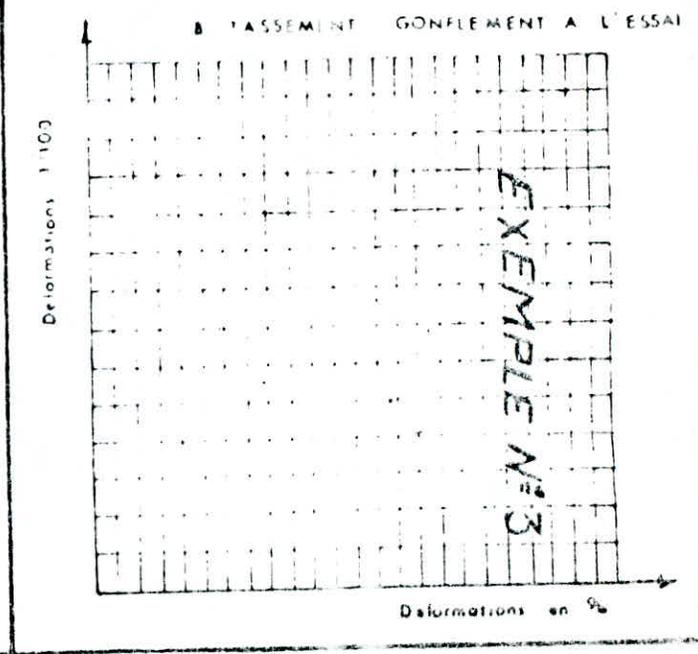
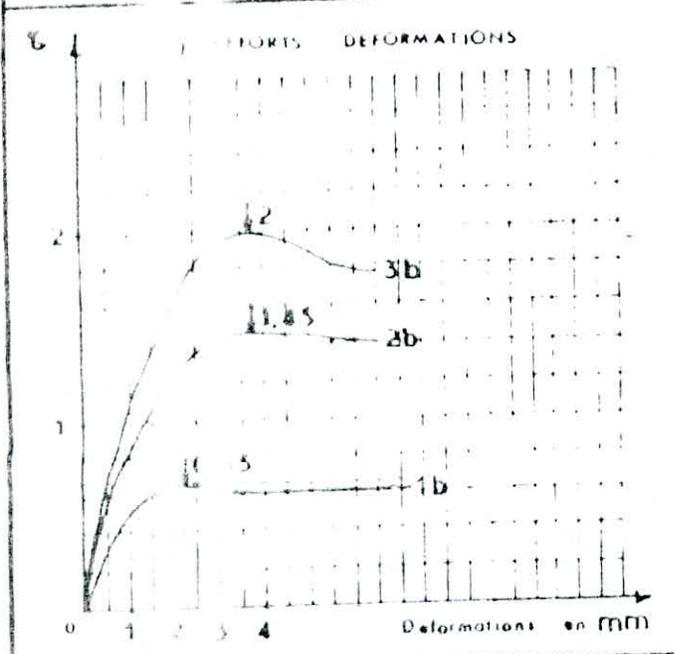


FIG 20 EXEMPLE N° 3

ESSAI de CISAILLEMENT à la boîte

DOSSIER	SONDAGE	PROFONDEUR 0m	NATURE du sol Ap (Couche de calcaire)	w^o_b 28	TYPE D'ESSAI rapide	EPROUVETTES			
				δ_v 1,32		CONSOLIDATION	N°	w^o_{limite}	δ_d final
				w_L 34	BOITE 6 cm X 6 cm	1			
				w_p 19	ANNEAU	2			
				I_p 15	VITESSE 0,5 mm/min	3			
				S_i 100		4			



ESSAI TRIAXIAL

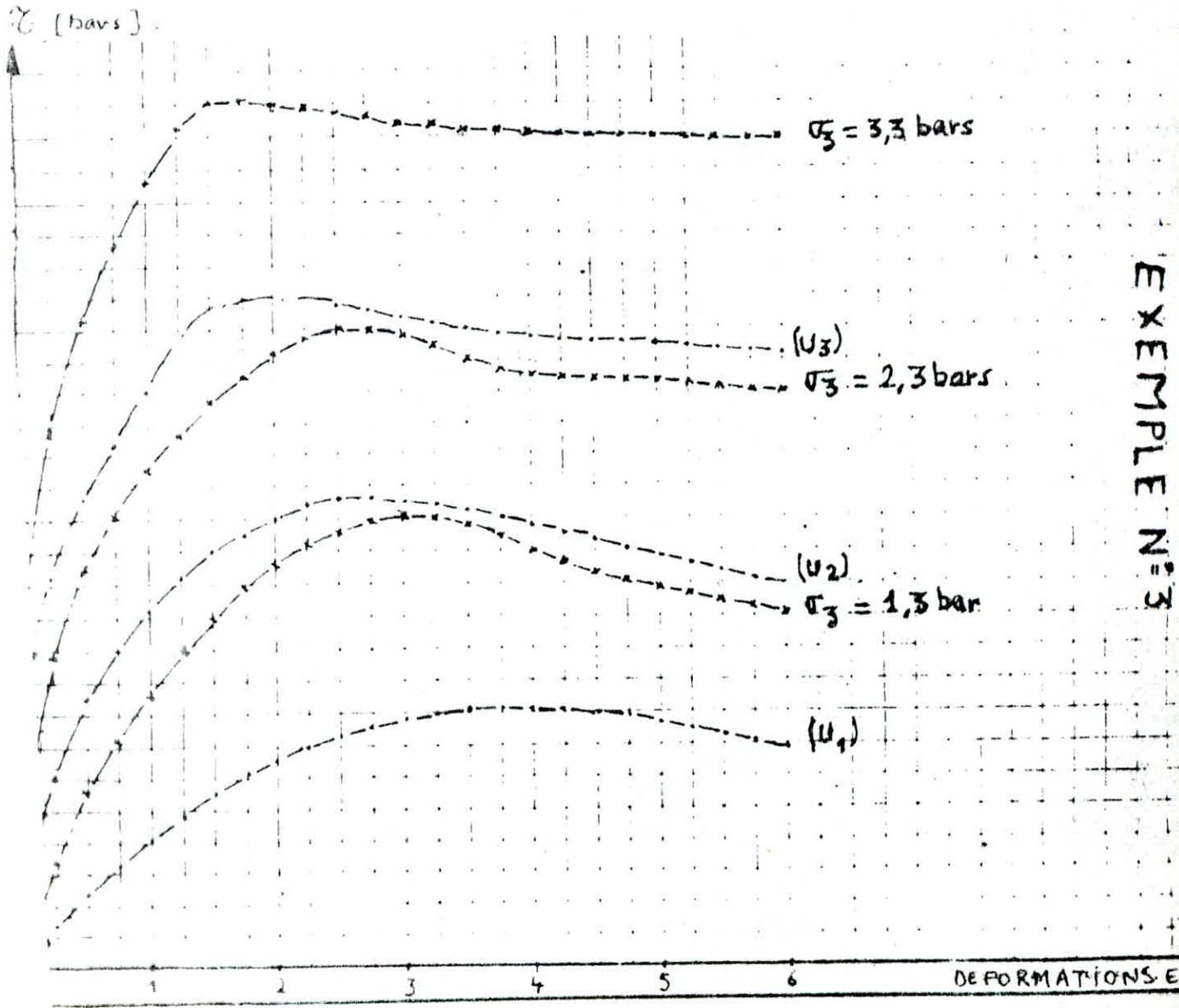
PROFONDEUR 5m
 NATURE du Sol Argile molle
 w_p 62
 I_d 1.05
 w_L 70
 w_p 30
 I_p 40
 S_t 100

σ ₁	σ ₃	ε _v	ε ₁	ε ₂	ε ₃
60	100	1.3	1.32		0.80
63	100	2.3	2.00		1.46
61	100	3.3	2.72		2.08

Type d'essai	C.U.	N°	contre pression	Temps de Consolidation	Type
		1	4.5 b	24 h	
		2	4.5 b	24 h	
		3	4.5 b	24 h	

vitesse 0.020 mm/min
 Anneau: 135 kg

A) COURBES EFFORTS - DEFORMATION



EXEMPLE N°3

ESSAI TRIAXIAL

DOSSIER N°

SONDAGE

PROFONDEUR 5m

NATURE de sol Argile molle

w_L 40

w_p 25

w_c 0

w_u 0

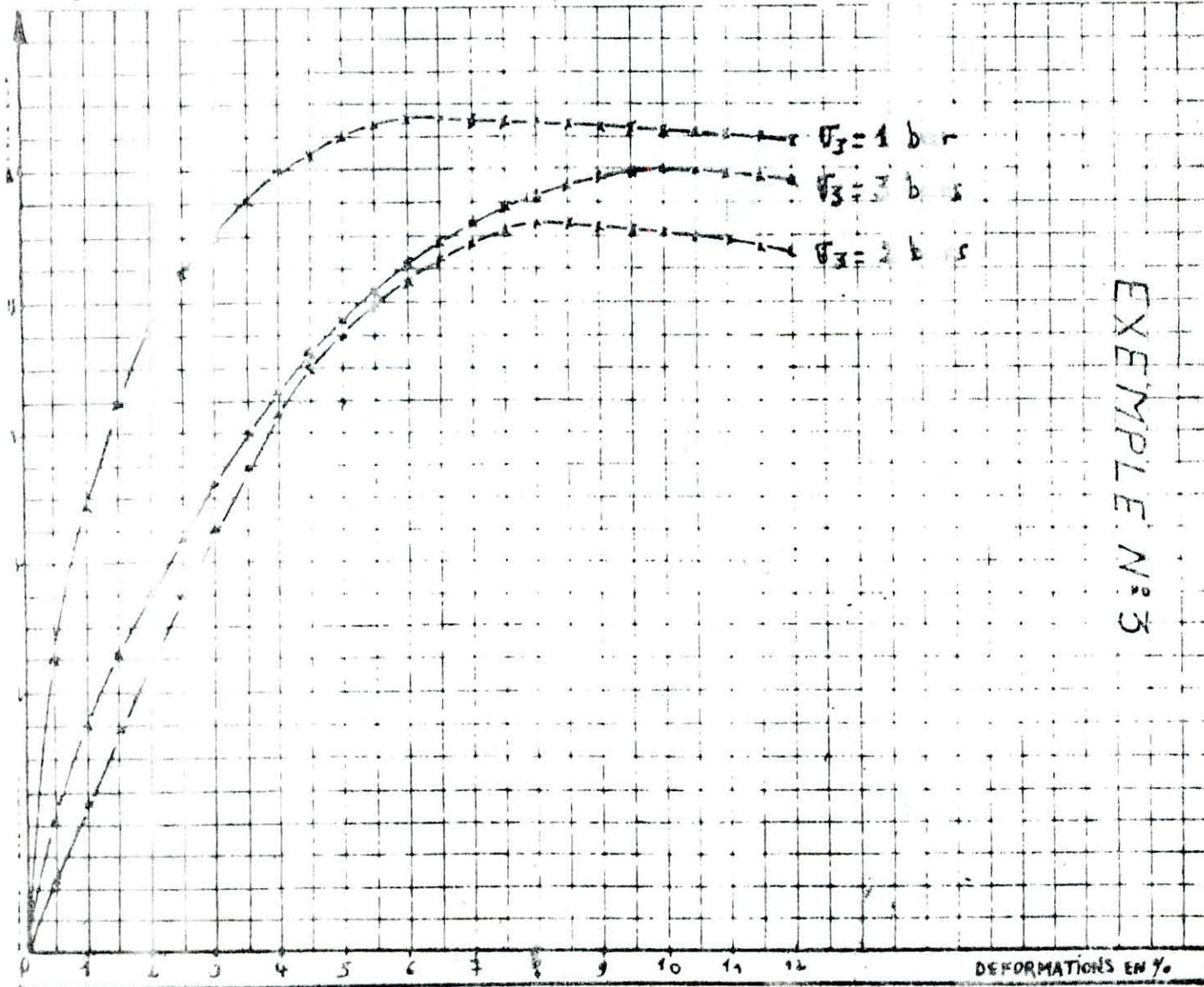
w_s 0

w_v 0

n°	W% f.	Ed. f.	Sr f.	σ_3	$\sigma_1 - \sigma_3$	σ_1 / σ_3	U finale	Δv_a	S. f.
1				1	0,64				
2				2	0,56				
3				3	0,60				
4									

Type d'essai	N°	Contre pression	temps de consolidation	Type de tu
U. U.	1			
vitesse 0,500 mm/min	2			
	3			
Anneau 135 kg	4			

A) COURBES EFFORTS-DEFORMATIONS



B) COURBE INTRINSEQUE

Argile molle essai CU

EXEMPLE N° 3

Bars

CONTRAINTES DE CISAILEMENT

2

1

0

1

2

3

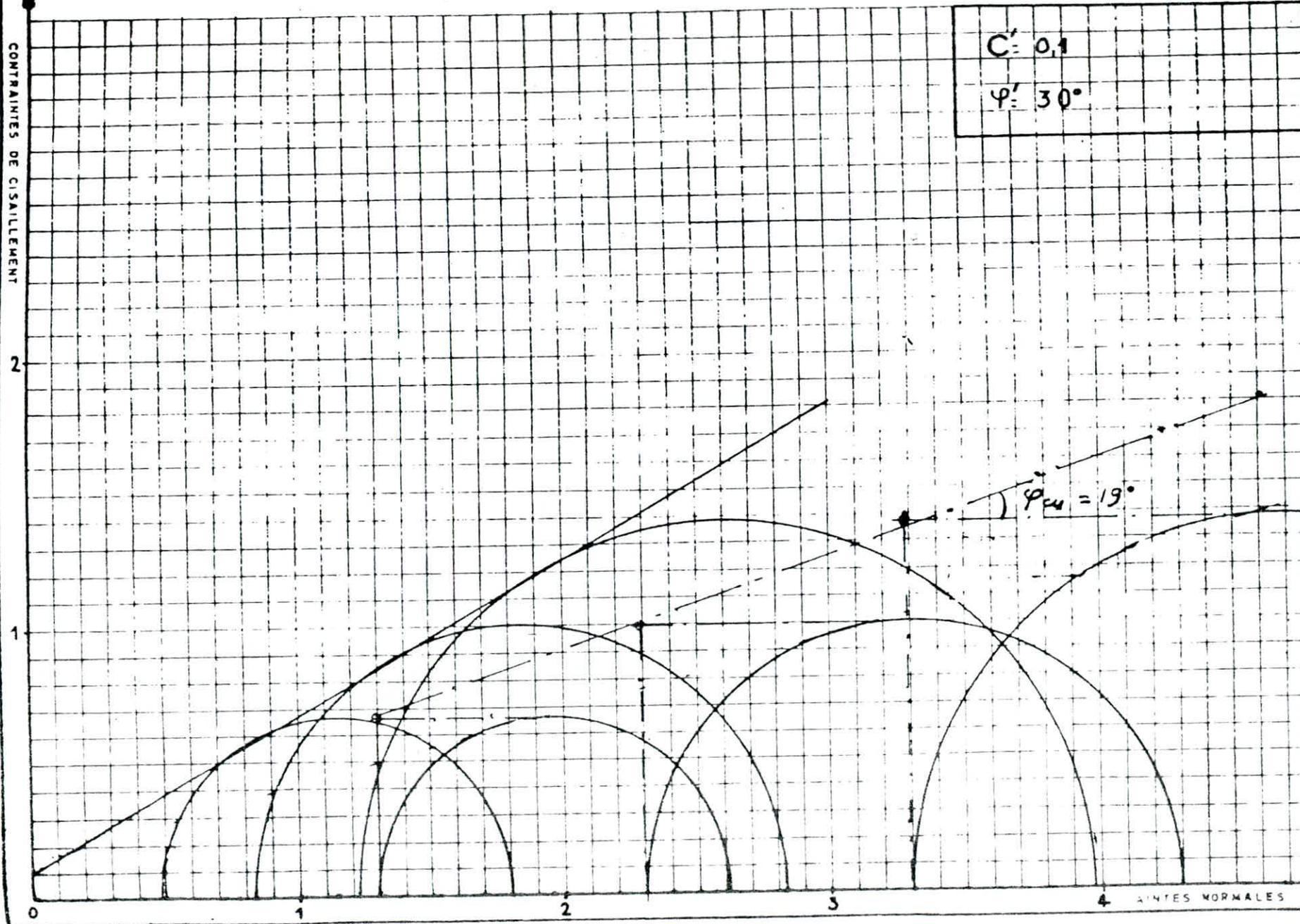
4

CONTRAINTES NORMALES

$C' = 0,1$

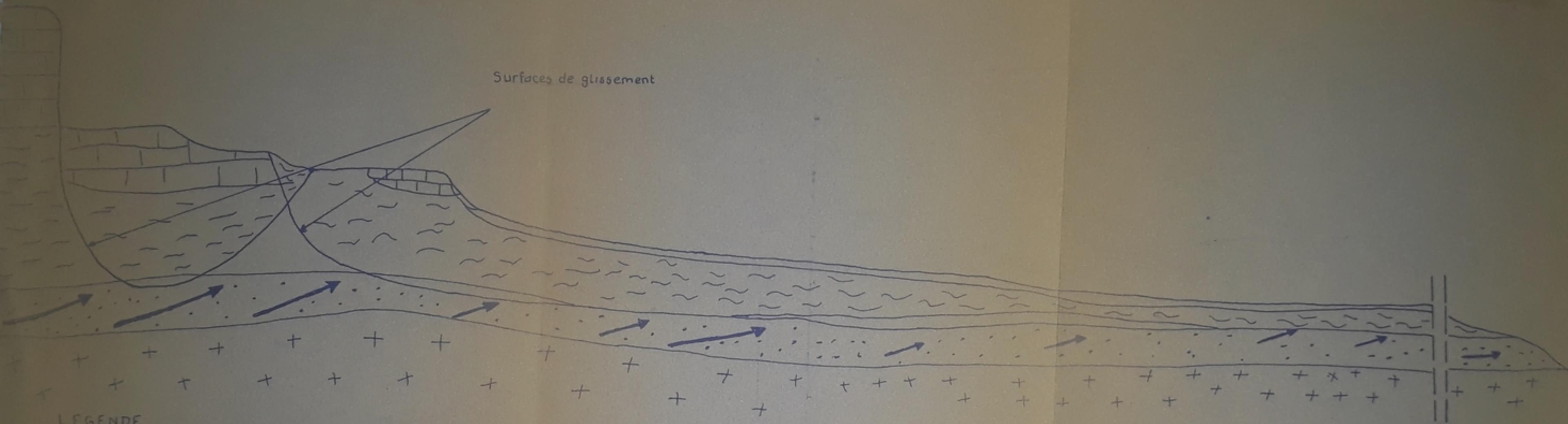
$\varphi' = 30^\circ$

$\varphi_{CU} = 19^\circ$



Zone à grande vitesse

Surfaces de glissement



LEGENDE

- ||||| Molasses
- ~ ~ ~ Marnes
- . . . Grès
- + + + Socle ancien
- L'eau chargeant les grès
- ~ ~ ~ Surfaces de glissement

FIG (220) EXEMPLE N° 4 (Glissement d'el. Bizh). PB 019 88
 Avant p. 70

B) COURBE INTRINSEQUE

Argile molle essai UU

EXEMPLE N° 3

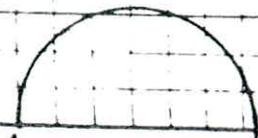
0 bar

CONTRAINTES DE CISAILEMENT

$C_v = 0,3$ bar.

$\varphi =$

0 bar



1

1

3

CONTRAINTES NORMALES

0 bar

4m
4m
Echelle

X

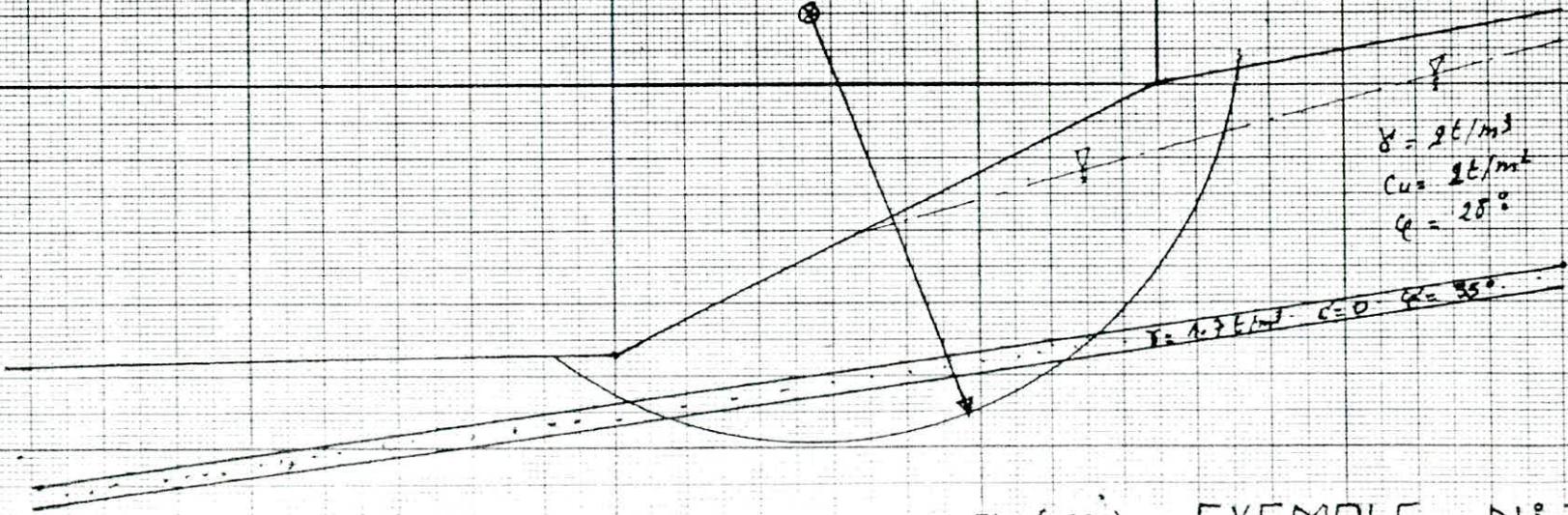
Y

$\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$
 $C_u = 26 \text{ kN/m}^2$
 $\phi = 28^\circ$

$\gamma = 1.7 \text{ kN/m}^3$ $c = 0$ $\phi = 35^\circ$

Fig (20)

EXEMPLE N° 3



1/500
1/500
ECHELLE :

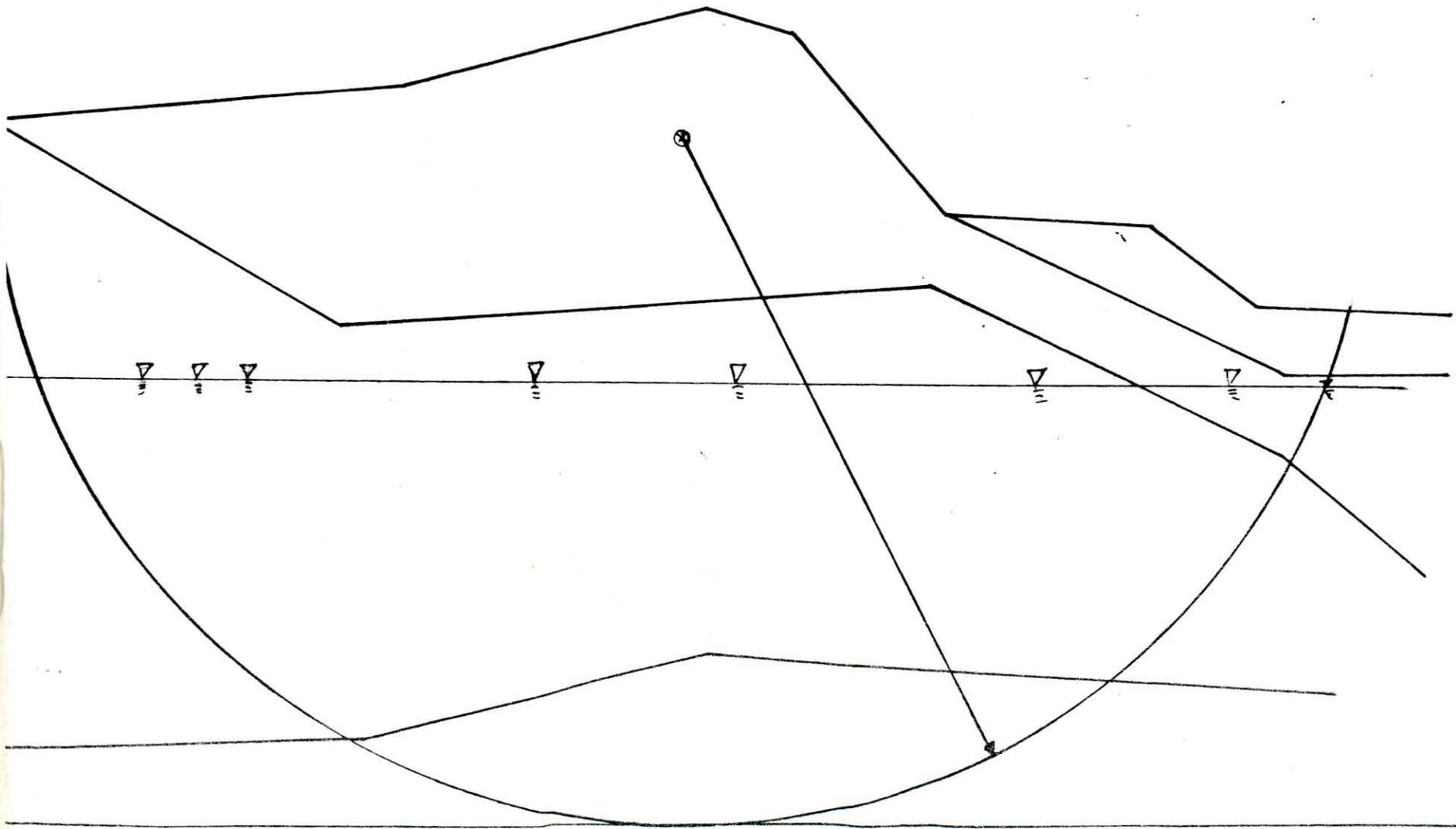


FIG (22b) TAIUS N° 1 EXEMPLE N°

2/100
2/100
2/100

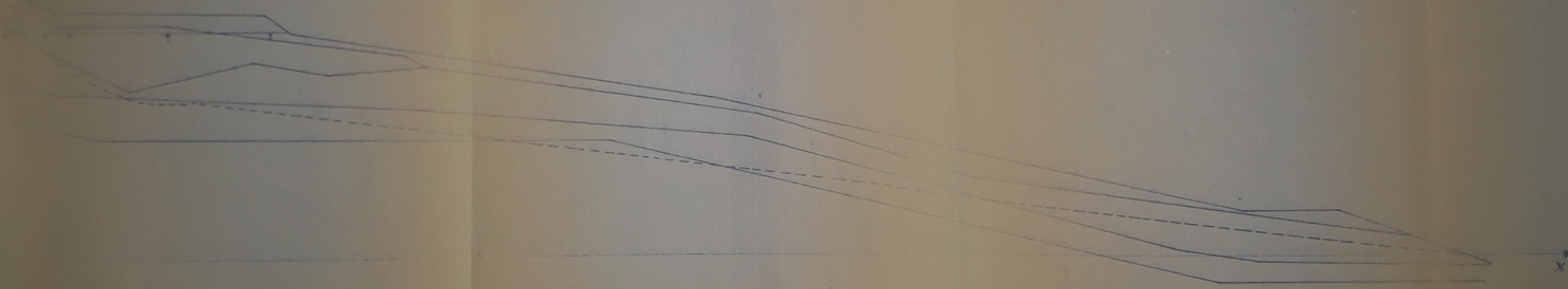


FIG. (222) TALLIS N°2 EXEMPLE N° 4

PB 013 / 88

P. 72.

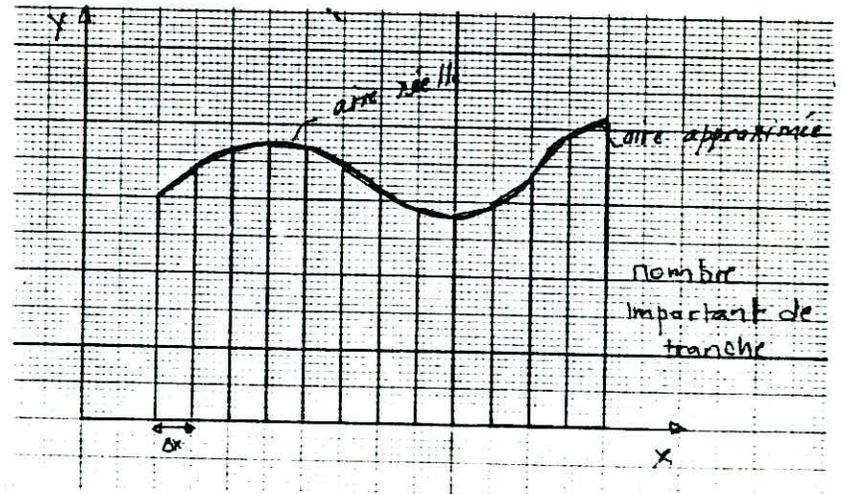
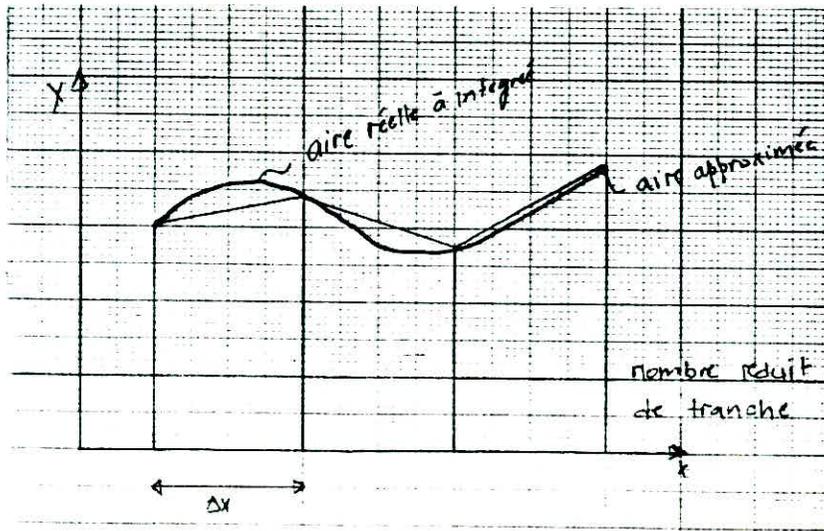
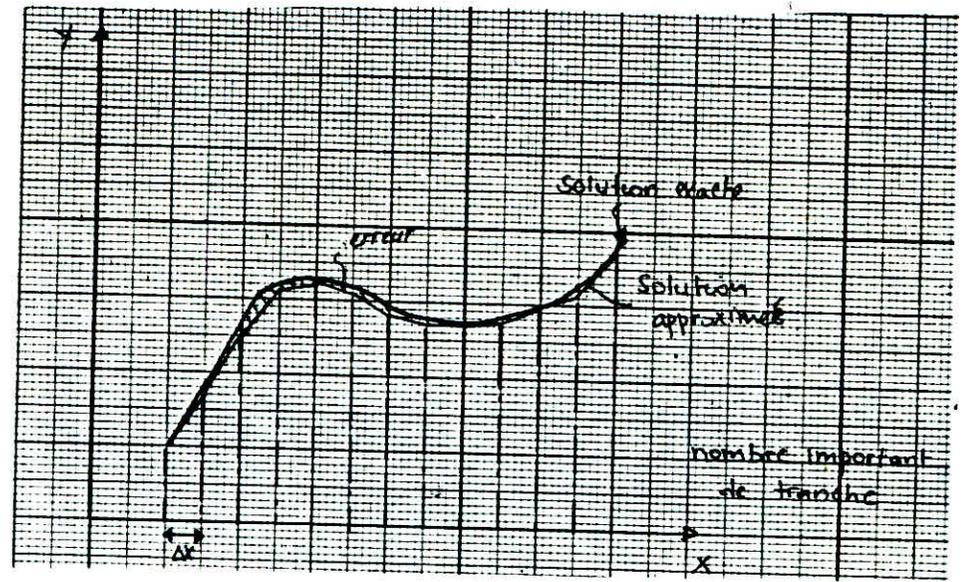
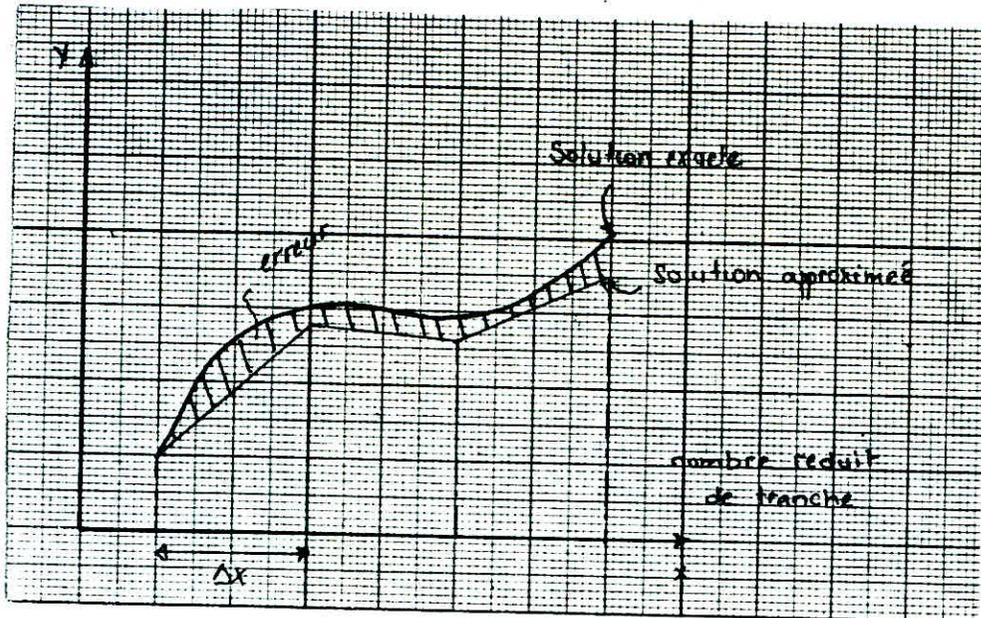


FIGURE 23

CONCLUSION GENERALE

Ce travail de fin d'études a exposé différentes méthodes de calcul de la stabilité des pentes.

Deux classes de méthodes à la rupture de type "surface" basées sur la notion d'équilibre limite furent exposées et programmées :

a/ Méthode de "la classe A"

dont l'équation complémentaire porte sur les forces interne E et T (Méthodes de MORGENSTERN et PRICE et BISHOP).

b/ Méthodes de "la classe B"

dont l'équation complémentaire porte sur la ligne d'action des forces internes (Méthodes de JANBU (MGT 1976) et Méthode de FELLENUIS).

Ces méthodes furent comparées sur 4 exemples (sites aux configurations et caractéristiques géotechniques différentes).
 Cette comparaison a permis :

a/ Une analyse de la variation de F en fonction du nombre de tranches et de la fonction f(x)

Ceci a permis de constater que :

- * La valeur du coefficient de sécurité se stabilise à partir de 50 tranches . Ce résultat est identique à celui trouvé par P. Raulin et al (1974)
- ** L'influence du type de fonction f(x) sur la valeur du coefficient de sécurité semble a priori assez faible (marge d'erreur - 7 à 8 %)
- *** L'étude de l'influence de la fonction f(x) mériterait d'être développée à l'avenir car il fut constaté qu'il est possible de choisir des fonctions f(x) constantes sans grandes incidences sur la valeur du coefficient de sécurité cherché ;

Ainsi l'équation de " MORGENSTERN et PRICE " :

$$T = \lambda f(x).E$$

deviendrait

$$T = \lambda f_1.E \quad (f_1 = \text{Fonction constante})$$

la fonction constante f1 pourrait être définie à partir de la cohésion C ou l'angle de frottement interne ϕ' en liaison avec le type de sol (pulvérulent ou cohérent).

b/ Comparaison des méthodes de la classe "A"

Ceci a permis de constater que :

$$F_{\text{BISHOP}} < F_{\text{MORGENSTERN}}$$

Le coefficient de sécurité donné par BISHOP constitue le coefficient minorant des coefficients donnés par les méthodes de la classe "A"

b/ Comparaison des méthodes de la classe "B"

Il apparaît que :

$$F_{\text{FELLENUIS}} < F_{\text{JANBU}}$$

Le coefficient de sécurité donné par la méthode de FELLENUIS constitue le coefficient minorant des coefficients donnés par la méthodes de la classe "B"

d/ Comparaison entre les classes "A" et "B"

Il semblerait d'après les exemples traités que les résultats donnés par la classe "B" sont plus sécuritaires que ceux donnés par la classe "A".

Pour conclure ce travail, on doit attirer l'attention du lecteur sur l'existence dans la littérature technique spécialisée de plusieurs méthodes à la rupture. Elle présentent toutes des avantages et des inconvénients, tant théoriques que pratiques. Aucune n'est parfaite dans la mesure où aucune ne tient compte de la déformabilité du sol.

Pour ceux qui pourraient trouver paradoxal de s'attacher à améliorer des méthodes de calcul à la rupture qui ne tiennent pas compte des lois effort-déformation des sols alors que cela apparaît aujourd'hui possible par la méthode des éléments finis nous signalons simplement que les seules méthodes ayant jusqu'à présent un réel support expérimental ce sont les méthodes de calcul à la rupture qui serviront encore longtemps de référence dans les calculs de stabilité des pentes.

La confiance que l'on peut accorder à une méthode particulière est essentiellement fonction de l'expérience qu'on a dans ce domaine de la mécanique des sols.

B I B L I O G R A P H I E

- NILMAR JANBU (1976) "Calcul de stabilité des talus" Document interne Université de Constantine.
- P. RAULIN, G. ROUQUES, A. TOUBOL (1974) "Calcul de la stabilité des pente non circulaire" Rapport de recherche LPC N°36
- D.G. FREUND et J. KRAHN (1977) "Comparaison of slope stability method of analysis" Canadian Geotechnical Journal Vol 14.
- F. BLONDEAU (1976) "Les méthodes d'analyse de stabilité" Bulletin de liaison des LPC. Numéro special II tome (1) pp 56-62.
- R.M. FAURE (Sep 1984) "Stabilité des pentes et glissement de terrain" E.N.T.P.E
- Association amicale des ingénieurs anciens élèves (1980) Paris "Stabilité des pentes" Ecole nationale des ponts et chaussées.
- Ecole National des Ponts et chaussées 1979 Paris "Les ouvrages en terre" Cours polycopié T.2.
- TAFLIS et HEDIR (1986) "Etude des glissement de terrain, calcul automatique à la rupture circulaire" Mémoire de fin d'études Ecole Nationale Polytechnique ALGER.
- BOUZID (1985) "Etude du glissement de terrain d'el Biar" Thèse de Magister, Ecole nationale Polytechnique ALGER.
- PHILIPONNAT (1976) "Fondations et Ouvrages en terre" Editions Eyrolles
- Gilles cartier (1985) "Guide pour les études et les confortements de glissement de terrain" Bulletin de liaison LPC.

FURT ARBENZ ET ALFRED
WOHLHAUSER (1981)
J

" Méthodes mathématiques pour
l'ingénieur "Presses polytechnique
Romandes.

J. P MAGNAN (1982)

" Les méthodes statiques et probali-
stiques en mécanique des sols "
Editions presses ENPC .

