



**HAL**  
open science

# Les mouvements de terrain : recherches sur les apports mutuels des études géologique et mécanique à l'estimation de la stabilité des pentes .

Jean Pierre Mougin

## ► To cite this version:

Jean Pierre Mougin. Les mouvements de terrain : recherches sur les apports mutuels des études géologique et mécanique à l'estimation de la stabilité des pentes .. Sciences de l'ingénieur [physics]. Université Scientifique et Médicale de Grenoble, 1973. Français. NNT : . tel-00607254

**HAL Id: tel-00607254**

**<https://theses.hal.science/tel-00607254>**

Submitted on 8 Jul 2011

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

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

Université Scientifique et Médicale de Grenoble

THÈSE

présentée pour obtenir le grade de

DOCTEUR INGÉNIEUR

Spécialité : SCIENCES DE LA TERRE

Mention : GÉOLOGIE APPLIQUÉE

---

LES MOUVEMENTS DE TERRAIN  
RECHERCHES SUR LES APPORTS MUTUELS DES  
ÉTUDES GÉOLOGIQUE ET MÉCANIQUE  
A L'ESTIMATION DE LA STABILITÉ DES PENTES

par

Jean-Pierre MOUGIN

Ingénieur des Arts et Manufactures

---

Thèse soutenue le 7 septembre 1973 devant le jury d'examen

Messieurs	R. BARBIER	Professeur	Président
	J. BIAREZ	Professeur	} Examineurs
	P. ANTOINE	Maître Assistant	
	G. PILOT	Invité	



*à ma Femme et à ma Fille,*

*à mes Parents.*

## AVANT - PROPOS

Au moment où je termine ce travail de recherche, il m'est agréable de pouvoir remercier toutes les personnes qui m'ont permis de le réaliser.

Tout d'abord Monsieur BIAREZ qui a été mon professeur de Mécanique des sols à l'Ecole Centrale et qui m'a conseillé de venir poursuivre mes études à Grenoble dans le domaine de la Géologie Appliquée. Tout au long de mes recherches, il ne m'a ménagé ni son temps ni ses conseils pour l'orientation et la réalisation de ce travail.

Monsieur BARBIER m'a reçu à Grenoble dans le cadre du D.E.A. de Géologie Appliquée puis dans son équipe de recherche ; qu'il sache toute ma gratitude pour l'enseignement qu'il m'a donné et pour l'intérêt qu'il a toujours porté à mon travail.

J'associerai dans mes remerciements tous les enseignants et chercheurs de l'Institut Dolomieu qui m'ont permis de comprendre et d'aimer la Géologie et qui m'ont ensuite accepté parmi eux.

Je suis en particulier très reconnaissant à Monsieur ANTOINE pour la part importante qu'il a prise dans mon apprentissage de la Géologie, en m'initiant tout d'abord à la cartographie puis à la Géologie Appliquée, en me permettant de le suivre dans certains de ses travaux ou en m'accompagnant souvent sur le terrain.

Je remercie également Monsieur PILOT, Directeur du Service de Mécanique des Sols du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées de m'avoir reçu à Paris pour me présenter son laboratoire et ses méthodes de recherche, puis d'avoir accepté de faire partie du jury.

Je n'oublierai pas Monsieur DEMENJON, technicien du Laboratoire de Géologie Appliquée, dont l'aide m'a été très précieuse, tant pour les études sur le terrain ou en laboratoire que pour la réalisation de nombreux calculs numériques.

Enfin il me faut remercier Madame GINET et Messieurs CORSI et REGGETI qui ont assuré la réalisation matérielle de ce mémoire.

## TABLE DES MATIERES

ABSTRACT (résumé en anglais) .....	XIX
INTRODUCTION : présentation générale de l'ouvrage .....	1
-----	
<u>CHAPITRE I</u> : Généralités sur les mouvements de terrain, définition, historique, importance .....	7
1,1. DEFINITION .....	9
1,2. HISTORIQUE .....	9
1,2,1. Les catastrophes naturelles .....	9
1,2,2. Glissements dûs à l'activité humaine .....	10
1,2,3. Mouvements anciens .....	11
1,3. IMPORTANCE DU PHENOMENE .....	13
1,3,1. Accidents naturels .....	13
1,3,2. Conséquences de l'activité humaine .....	13
1,3,3. Coût des études .....	14
1,4. CRITERES DE RECONNAISSANCE .....	15
1,5. ASPECTS JURIDIQUES DES MOUVEMENTS DE TERRAIN .....	16
-----	
<u>CHAPITRE 2</u> : Définition et étude descriptive des glissements de terrain .....	23
2,1. CLASSIFICATION DES MOUVEMENTS DE TERRAIN .....	25
2,1,1. Classifications anciennes .....	26
2,1,2. Classification proposée .....	27
2,2. DESCRIPTION DU GLISSEMENT DE TERRAIN AU SENS STRICT ...	40
2,2,1. Le remaniement interne .....	40
2,2,2. La surface de rupture .....	42
2,2,3. Evolution des glissements de terrain .....	48
2,3. LE GLISSEMENT DE TERRAIN DE MONTAUD (Isère) .....	51
2,3,1. Situation, cadre géologique .....	51
2,3,2. Journée catastrophique du 5 juillet 1971 .....	51
2,3,3. Description du glissement .....	52
2,3,4. Etude du glissement .....	54
-----	
<u>CHAPITRE 3</u> : Estimation de la stabilité des pentes .....	61
3,1. BUT DE L'ETUDE .....	63

3,2. POSITION DU PROBLEME .....	65
3,2,1. Problème de mécanique .....	65
3,2,2. La loi rhéologique .....	66
3,2,3. Les conditions aux limites .....	72
3,3. RESOLUTION DU PROBLEME .....	74
3,3,1. Notion de méthode de calcul .....	74
3,3,2. Comparaison de cas d'espèce .....	74
3,3,3. Etude statistique de cas .....	75
Annexe : cartographie des glissements d'EN BRUNET (Savoie) .	76

-----

<u>CHAPITRE 4</u> : Les méthodes de calcul .....	91
4,1. EXPOSE GENERAL .....	93
4,2. LES METHODES DE FELLENIOUS ET DE BISHOP .....	98
4,2,1. Définition des méthodes .....	98
4,2,2. Influence du nombre de tranches sur le coefficient de sécurité .....	99
4,3. LA METHODE "INVERSE" .....	109
4,3,1. Définition .....	109
4,3,2. Glissement de SAINT JEAN DU BRUEL (Aveyron) ....	110

-----

<u>CHAPITRE 5</u> : Etude de cas particuliers et conclusions quant aux méthodes de calcul .....	133
5,1. EXEMPLES DE GLISSEMENTS ET DE PENTES STABLES PERMETTANT DES CALCULS DE STABILITE .....	135
5,1,1. Critères de choix de ces exemples .....	135
5,1,2. Liste des cas particuliers étudiés .....	136
5,2. CALCULS ET CONCLUSIONS QUANT AUX METHODES DE CALCUL ...	161
5,2,1. Comparaison des résultats des deux méthodes ....	161
5,2,2. Comparaison des résultats de chaque méthode avec la "réalité" .....	165
5,2,3. Remarques sur les surfaces de rupture critiques et réelles .....	169

-----

<u>CHAPITRE 6</u> : Etude de l'influence de l'eau sur la stabilité des pentes	171
6,1. IMPORTANCE DE L'EAU DANS LES PROBLEMES DE STABILITE ...	173
6,1,1. Modification des forces de volume .....	173
6,1,2. Modification de la loi rhéologique .....	173
6,1,3. Modification des conditions aux limites .....	175
6,1,4. Importance relative de ces modifications sur la stabilité .....	177



6,2. L'EAU DANS LE SOL .....	179
6,2,1. Etude de la géométrie des vides .....	179
6,2,2. Relations entre la géologie et les propriétés hydrauliques du terrain .....	180
6,3. CONSTRUCTION D'ABAQUES DE STABILITE .....	183
6,3,1. Données mécaniques du problème .....	183
6,3,2. Méthode et calculs .....	185
6,3,3. Présentation des résultats .....	193
6,4. CAHIER D'ABAQUES .....	195
6,4,1. Notations et hypothèses .....	195
6,4,2. Présentation des abaques .....	195

---

BIBLIOGRAPHIE .....	293
---------------------	-----

## ABSTRACT

GROUND MOVEMENTS : SCIENTIFIC RESEARCH ON THE MUTUAL CONTRIBUTIONS OF GEOLOGICAL AND MECHANICAL STUDIES TO THE STABILITY ANALYSIS OF SLOPES.

Ground movements concern both the geologist and the soil mechanician and each other of them have studied that problem and endeavoured to solve it ; but their methods and means of study are still apart from each other : the geologist can use his gifts of observer of nature to describe most complex structures but has not got the means to tackle the mechanical theory of that phenomenon ; therefore he is reduced to using his experience by comparing particular cases and by adjusting remedies, already tested elsewhere, to circonstances ; on the other hand the soil mechanician is far less aware of the realities of nature ; he can take soil samples and measure all kinds of physical datas and work out most complex theories and methods of reckoning but the latter can be applied only to theoretical slides of soil masses born in his mind ; these fancied structures and the measured mechanical parameters and the theories of failure changed into methods of reckoning very seldom represent the geological structure, the mechanical behaviour and the failure such as they are in reality; and if ever they do, there is a little adequacy in them.

Many researchers from both schools have already endeavoured to bring those two tendancies closer. Bearing this in mind we have conceived this work ; we tried to set up exchanges between geology and mechanics - mathematics ; to make the geologist use the knowledge of soil mechanics and, above all, methods of studying the slope stability that will be within his means of reckoning and his materials ; we tried to makel the means of geological observations and studies as well as their results be of any use to the engineer so that he can better understand real facts and consequently put them into his reckonings ; and so with better apportunities to comprehend the problem.

The main chapters of this work will be the following ones :

After an introductory chapter about the importance of the phenomenon, problems set by the natural ground movements will be distinguished from those

created by human activity, along with a special mention of the judicial consequences of ground movements.

The first part will deal with the description of all actual ground movements and their varied aspects in order to obtain a classification, based on criteria from observation, enabling to distinguish several types of movements to be studied with several processes. This study leads to the definition and the description of landslide and is illustrated by the landslide in MONTAUD (Isère).

Our next concern is with the stability analysis of slopes as we first review all the factors ruling this stability, and the present state of knowledge about these factors and the means they can be assessed with, then the methods that enable this stability analysis. We have looked for a method easy to use owing to its mathematical basis as well as the materials it requires, so that it can be useful to a greater number of people. A paragraph records all the factors ruling the stability of slopes : mechanical properties and boundary conditions.

Then we study the two ways that helps to the stability analysis of slopes : description, first, in which observation and investigation of all datas given by each case of stability or unstability (that is, solved by nature) are needed ; this first way can lead either to comparative study of problems, thus appealing to the experience of the observer, or to a statistical treatment, should the number of observations be large enough, which enables to define the relative influence of the different parameters : a method is suggested, illustrated by the examples of the slides in EN BRUNET (Savoie) ; this descriptive way, which can mainly be used by the naturalist, is of noteworthy help to the engineer, faced with great natural phenomena ; the theoretical study, on the opposite, is to give the geologist a simple and efficient tool to estimate the stability.

After recalling all the different methods of reckoning, we have chosen FELLENIUS's one and BISHOP's simplified one, that can be used by manual calculating ; to assess the validity of these two methods, we have applied them to some cases (stable and unstable slopes) well discribed in previous literature ; which has enabled us to say that the FELLENIUS's method, with a corrective coefficient, gives satisfying results to define the stability limit of a slope ; out of this



most simple method, we have produced a probable safety factor (FP), equal to FELLENIUS's factor (FF) plus 0.12 ; and the limits of accuracy of this factor FP are stated in concordance with the accuracy which can be expected from different field and laboratory investigations and tests. An example of reverse usage of this method is set forth (slide in SAINT JEAN DU BRUEL - Aveyron) which consists in looking for the values of the mechanical parameters of a soil on the moment of its failure (FP = 1.0) so that the evolution of its stability can be studied, according to the various changes in the soil masses conditions.

The last part of this work is devoted to the study of the influence of water on the stability, because very often changes of hydraulic conditions in a soil mass lead to its failure ; first we review the successive evolution of each parameter ruling the stability according to the changes of the hydraulic conditions, in order to discuss the relative importance of their influence on stability ; a short paragraph is then dealing with the behaviour of water in the ground according to its nature and geological structure, in order to point out which hydraulic problems are given birth to by different types of grounds ; at last we wanted to figure out the influence of the position of a ground water table inside a slope, on the stability of the latter ; the variation of the probable safety factor of the slope has been figured out according to its height and its gradient, to the position of the ground water table, to the density, the cohesion and the internal friction of the supposedly homogeneous soil ; which leads to a design charts book which is inserted at the end of the book.



I N T R O D U C T I O N

PRESENTATION GENERALE DE L'OUVRAGE

Le mouvement de terrain est un phénomène qui intéresse à la fois le géologue et le mécanicien des sols, et chacun d'eux a étudié et tenté de résoudre ce problème ; mais leurs méthodes et moyens d'étude sont toujours restés très éloignés : le géologue dispose de ses dons d'observateur naturaliste qui décrit les structures les plus complexes, mais n'a pas les moyens d'aborder la théorie mécanique du phénomène : il est donc réduit à utiliser son expérience en comparant des cas d'espèce et en adaptant aux circonstances des remèdes déjà testés par ailleurs ; à l'opposé, le mécanicien des sols est beaucoup plus éloigné de la réalité naturelle : il sait prélever un échantillon de sol, mesurer toutes sortes de grandeurs physiques et élaborer des théories et des méthodes de calcul très complexes ; mais elles ne s'appliquent qu'à des glissements théoriques de massifs nés de son esprit, et les structures imaginées ou les paramètres mécaniques mesurés, les théories de la rupture transformées en méthodes de calcul, tout cela ne représente que très rarement, et alors de très loin, la structure géologique, le comportement mécanique et la rupture tels qu'ils sont en réalité.

De nombreux chercheurs, des deux origines, avaient déjà fait des efforts dans le but de rapprocher ces deux tendances ; c'est dans cette optique qu'a été conçu ce travail : il essaie d'établir des échanges entre géologie et mécanique-mathématiques : mettre au service du géologue les connaissances de mécanique des sols et surtout une méthode d'étude de la stabilité des pentes qui soit à la portée des moyens matériels et de calcul dont il dispose en général ; mettre à la disposition de l'ingénieur les méthodes d'observation et d'étude géologiques et leurs résultats, de façon à mieux saisir la réalité des faits pour l'intégrer dans ses calculs avec de meilleures chances de cerner le problème.

Les sujets principaux de ce travail seront donc les suivants :

Après un chapitre d'introduction consacré à un exposé sur l'importance du phénomène, où l'on distinguera les problèmes posés par les mouvements de terrain naturels de ceux qui sont la conséquence de l'activité humaine, avec une mention particulière à l'aspect juridique des mouvements de terrain, la première partie s'intéressera à la description de tous les mouvements de terrain réels et de leurs différents aspects, de façon à aboutir à une classi-

fication fondée sur des critères d'observation et permettant de distinguer divers types de mouvement que l'on pourra étudier par des procédés distincts ; cette étude aboutit à la définition et à la description du glissement de terrain et est illustrée par l'exemple de MONTAUD (Isère).

Nous nous sommes ensuite préoccupés de l'estimation de la stabilité des pentes en passant en revue d'une part tous les facteurs qui interviennent sur cette stabilité, ainsi que l'état actuel des connaissances à propos de ces facteurs, et les moyens que l'on a pour les déterminer, et d'autre part les méthodes qui permettent l'estimation de cette stabilité. Nous avons par principe exclu toute recherche en direction de méthodes très élaborées, donc théoriquement les plus précises, faisant appel à l'informatique et cela pour plusieurs raisons : de telles méthodes existent actuellement et semblent donner de bons résultats ; nous n'étions pas en mesure d'effectuer de longs travaux sur ordinateur dans le cadre de ce travail ; enfin et surtout nous avons cherché une méthode qui soit d'un emploi simple tant par ses bases mathématiques que par les moyens matériels qu'elle nécessite, afin de pouvoir être utilisée par le maximum de personnes.

Un paragraphe est consacré au rappel de tous les facteurs régissant la stabilité des pentes : loi rhéologique et conditions aux limites.

Nous envisageons ensuite les deux voies qui peuvent conduire à l'estimation de la stabilité des pentes : la voie descriptive tout d'abord qui fait appel à l'observation et au relevé de tous les renseignements offerts par chaque cas de stabilité ou d'instabilité (donc résolu par la nature) et qui peut conduire soit à une étude comparative des problèmes, faisant alors appel à l'expérience de l'observateur, soit à un traitement statistique, si le nombre d'observations est suffisant, permettant de définir l'influence relative des différents paramètres : une méthode est proposée, illustrée par l'exemple des glissements d'EN BRUNET (Savoie) ; cette voie descriptive, utilisable surtout par le naturaliste, peut apporter une aide notable à l'ingénieur placé devant de grands phénomènes naturels ; l'étude théorique, au contraire, doit apporter au géologue un outil simple et efficace pour chiffrer la stabilité ; après un passage en revue des différentes méthodes de calcul, nous avons retenu celles de FELLENIUS et de BISHOP simplifiée qui peuvent être utilisées par le calcul à



la main ; pour évaluer la validité de ces méthodes, nous les avons appliquées à un certain nombre de cas (pentes stables et instables) parfaitement décrits dans la littérature ; ceci nous a permis d'établir que la méthode de FELLENIUS, affectée d'un coefficient correcteur, donne des résultats très valables pour définir la limite de stabilité d'une pente ; nous avons donc défini, à partir de cette méthode qui est la plus simple d'emploi, un coefficient probable FP, égal au coefficient de FELLENIUS FF, majoré de 0,12, et dont nous indiquons les limites de précision qui sont en accord avec la précision que l'on peut espérer des différents relevés et essais sur le terrain et en laboratoire. Un exemple d'utilisation "inverse" de la méthode est donné (glissement de SAINT JEAN DU BRUEL, Aveyron) qui consiste à chercher la valeur des paramètres mécaniques d'un terrain au moment de sa rupture ( $FP = 1$ ) afin d'étudier l'évolution de la stabilité en fonction des diverses modifications des conditions du terrain.

La dernière partie de ce travail est consacrée à l'étude de l'influence de l'eau sur la stabilité, car ce sont le plus souvent des modifications des conditions hydrauliques d'un massif qui conduisent à sa rupture ; nous passons tout d'abord en revue la modification de chaque paramètre régissant la stabilité à la suite de variations des conditions hydrauliques, afin de discuter l'importance relative de leur influence sur la stabilité ; un court paragraphe est ensuite consacré au comportement de l'eau dans le sol en fonction de sa nature et de sa structure géologique, de façon à indiquer à quels problèmes hydrauliques peuvent conduire les différents types de sols ; enfin nous avons voulu chiffrer l'influence de la position d'une nappe, à l'intérieur d'un talus, sur la stabilité de celui-ci : on a donc calculé la variation du coefficient de sécurité probable de ce talus en fonction de sa hauteur et de sa pente, de la position de la nappe, de la densité, de la cohésion et du frottement interne du sol supposé homogène ; cela conduit à un cahier d'abaques qui est présenté à la fin de cet ouvrage.

CHAPITRE 1

GENERALITES SUR LES MOUVEMENTS DE TERRAIN

DEFINITION - HISTORIQUE - IMPORTANCE

## 1,1. DEFINITION.

Le terme "mouvement de terrain" désigne un ensemble de phénomènes présentant les caractères suivants :

. il y a déplacement de masses de terrain, dans des conditions qui peuvent être très différentes d'un cas à un autre, en ce qui concerne le volume de terrain se déplaçant, la distance parcourue, la vitesse du mouvement, la déformation des masses, etc... ;

. le déplacement se fait sous l'action de la pesanteur qui est l'agent moteur principal ; ceci n'exclut pas le fait que le mouvement puisse être directement causé par un autre phénomène tel que l'érosion d'une berge de rivière par celle-ci, une entaille artificielle dans un talus ;

. il n'y a, à l'origine du mouvement tout au moins, aucun agent de transport des masses de terrain, tel que l'eau, le vent, une phase tectonique ou autre.

## 1,2. HISTORIQUE.

Nombreux sont les mouvements de terrain qui ont attiré l'attention par leur ampleur ou par leur caractère catastrophique ; mais fort heureusement, ces grands accidents ne constituent qu'une minorité parmi la multitude des mouvements de terrain qui se produisent à toute époque, partout dans le monde.

Cependant, la plupart de ces phénomènes, ainsi que toutes les zones réputées instables, sont presque toujours des sources d'ennuis pour l'activité humaine.

Dans cet historique, nous ferons donc un tour d'horizon de ces principaux mouvements pour expliquer la raison d'être et les buts de toutes les études entreprises sur ce sujet.

### 1,2,1. Les catastrophes naturelles :

Ce qui frappe en premier lieu, ce sont les grands accidents aux conséquences spectaculaires, ainsi que les catastrophes qui s'échelonnent au cours

des temps. Nous pouvons ainsi citer quelques uns des exemples les plus marquants.

L'écroulement du MONT GRANIER, au Sud de Chambéry (Savoie), dans la nuit du 24 au 25 mars 1248 a mis en mouvement des masses considérables de terrains (près de 0,5 km<sup>3</sup> d'après GOGUEL & PACHOUD - 1962), ensevelissant Saint André, capitale du Décanat de Savoie ainsi que plusieurs hameaux, faisant plusieurs milliers de victimes.

Le CLAPS DE LUC, dans le Diois, est dû à l'écroulement, en 1442, d'une partie importante d'une barre de calcaire jurassique.

Le grand écroulement des DIABLERETS (Suisse), en 1714 puis en 1749, a mis en mouvement plus de cinquante millions de mètres cubes, barrant la vallée et formant le lac actuel de Derborence.

HEIM (1932) décrit l'écroulement du RIGHI (Suisse) en 1806, qui ensevelit trois villages sous quinze millions de m<sup>3</sup> de roches, faisant près de 500 victimes.

L. MORET (1943 et 1945) cite le cas du glissement de BELLEVAUX (Haute Savoie) qui en 1943 décolla du substratum rocheux 2.000.000 m<sup>3</sup> de terrain meuble pour former une grande coulée qui barra la vallée du Brévon et forma ainsi un lac important (*voir figure 5*).

Plus près de nous, on peut citer le glissement du PLATEAU D'ASSY (Haute Savoie), le 16 avril 1970, où deux bâtiments d'un sanatorium furent détruits par une coulée peu importante, formée par le glissement d'une petite couverture morainique, mais qui fit plus de 70 victimes.

Les récents glissements du PEROU et du CHILI, causés par des séismes, à une beaucoup plus grande échelle, firent un très grand nombre de victimes.

La liste pourrait ainsi être très longue, de tous ces grands accidents naturels.

#### 1,2,2. Glissements dûs à l'activité humaine :

A côté des catastrophes naturelles, il y a les accidents causés par



l'activité humaine ; le plus tristement célèbre est celui de VAJONT (Italie du nord) qui, le 9 octobre 1963, fut indirectement la cause de l'anéantissement de la ville de Longarone, faisant environ 2.000 morts.

Il ne nous est pas possible de citer tous les accidents de moindre dimension qui ont pour cause une action humaine : modification de la pente d'un talus, entaille d'une route dans un versant, modification des circulations d'eau dans une pente, etc... ; la littérature spécialisée est pleine de tous ces exemples qui ont d'ailleurs souvent permis de comprendre certaines des causes des mouvements de terrain.

### 1,2,3. Mouvements anciens :

Il existe enfin une importante catégorie de mouvements de terrain, qui échappe souvent à l'attention, et qui est constituée par les glissements anciens, ceci étant en particulier vrai dans nos régions alpines.

Ces phénomènes ont déjà été décrits par de nombreux auteurs et en particulier par C. KERCKHOVE (1969) et P. ANTOINE & alii (1971). L'étude géologique détaillée, ainsi que la photo-interprétation ont permis de mettre en évidence l'importance de la surface couverte par des glissements de terrain anciens dans la plupart des régions alpines (*voir l'exemple de la figure 1*). Ces travaux montrent qu'un grand nombre d'unités stratigraphiques sont affectées par ces mouvements. Des remarques préalables, ainsi que des études actuellement en cours ont permis de lier ces phénomènes aux grandes périodes de décrues glaciaires, en invoquant des facteurs tels que l'alternance gel-dégel en climat périglaciaire, l'augmentation des teneurs en eau au moment de la fonte, ainsi que la disparition du glacier qui jouait jusque là un rôle de soutien pour les versants (d'après ANTOINE & alii - 1971). Des études en cours, qui donneront lieu à des publications et à une thèse, sont en train de préciser ces données en faisant un relevé systématique des mouvements de terrain dans certaines zones des Alpes, de façon à établir des corrélations entre ces mouvements et l'histoire glaciaire d'une part, ainsi qu'avec les différents paramètres que sont la nature géologique des terrains, la fracturation, les versants, les pendages, etc... Ceci permettra en outre d'avoir une meilleure compréhension du phénomène dans de nombreux cas qui sont très éloignés des modèles d'étude proposés jusqu'ici, souvent en raison même de l'ampleur du phénomène.



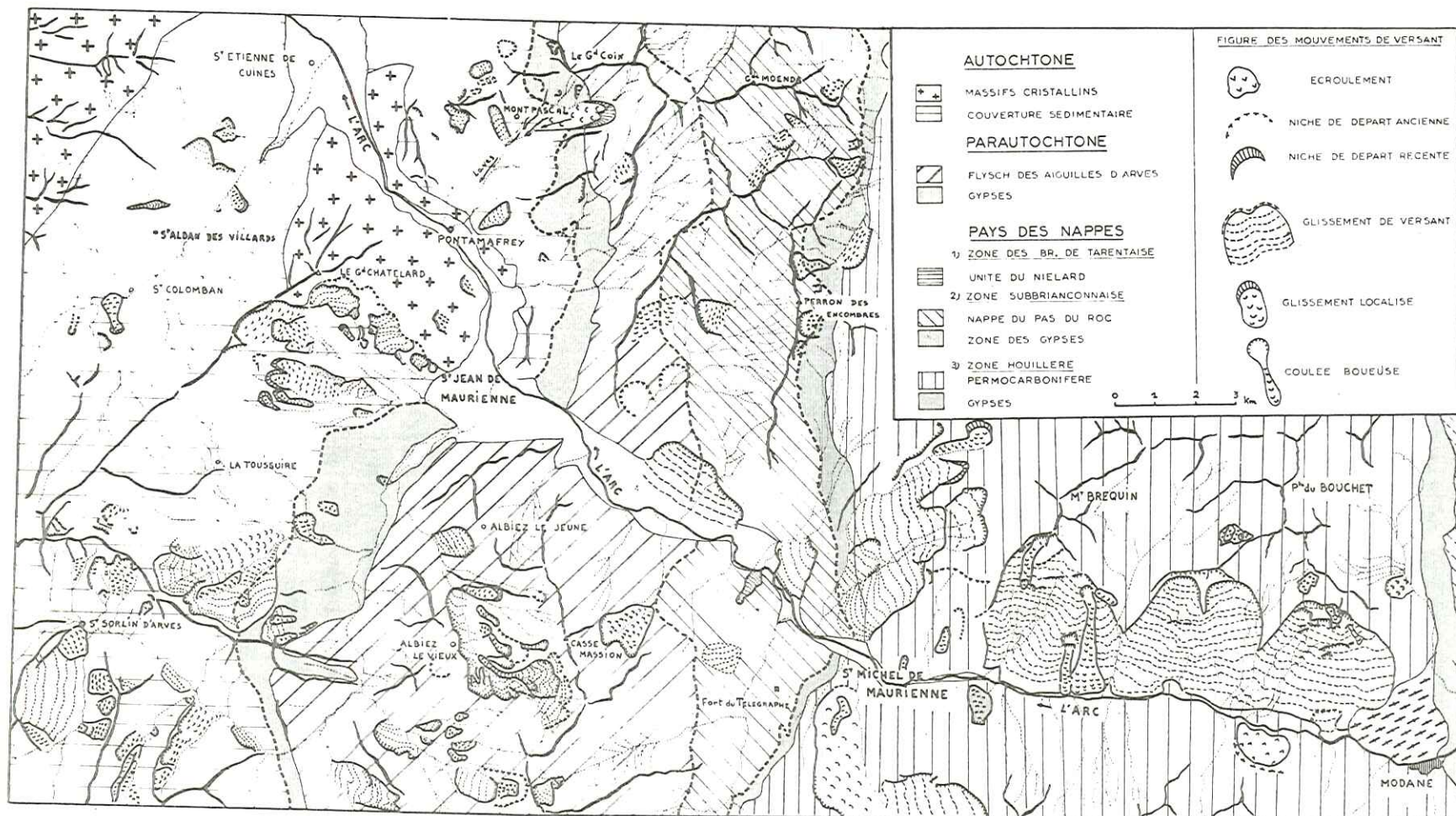


Fig. 1. — Recensement des principales formes de mouvement de versant sur une section de la vallée de l'Arc (Maurienne), entre les massifs cristallins externes et le Permocarbone métamorphique.

On remarquera l'abondance des glissements anciens dans la série sédimentaire autochtone (schistes argileux) et dans la zone houillère (carte dressée par les étudiants de 3<sup>e</sup> Cycle de Géologie Appliquée de Grenoble ; direction P. ANTOINE).

### 1,3. IMPORTANCE DU PHENOMENE.

Pour bien comprendre la nécessité des études faites à propos des mouvements de terrain, il faut envisager ces derniers sous deux aspects bien distincts qui sont d'une part les accidents et catastrophes naturels, d'autre part les conséquences de l'activité humaine.

#### 1,3,1. Accidents naturels :

La longue liste des mouvements de terrain catastrophiques impose à chaque personne concernée par sa sécurité ou par celle d'autrui de se prémunir contre ce genre d'accident ; il apparaît donc de plus en plus indispensable que chacun puisse être renseigné sur les dangers éventuels présentés par une pente, une falaise, etc... ; il est cependant bien évident qu'on ne se protégera que très difficilement, sinon jamais, contre de grandes catastrophes, comme celle du Pérou déclanchée par un séisme par exemple, mais il apparaît cependant possible d'envisager des moyens de détection de zones supposées dangereuses, auxquelles on pourra appliquer, selon la nature du problème, différentes méthodes de prévision de l'évolution du phénomène, de façon à mettre au point des mesures de prévention.

Pour l'instant, il nous apparaît nécessaire de dire qu'un certain nombre d'accidents qui ont causé des dégâts importants ou même coûté des vies humaines, auraient pu être empêchés dans certains cas rares, mais plus souvent être prévus de façon à éviter une partie des conséquences désastreuses.

A la suite d'études que nous avons effectuées pour divers organismes et que nous ne pouvons rendre publiques, nous pouvons même ajouter qu'il existe dans nos régions des catastrophes potentielles qui menacent des vies humaines ; à la suite de ces études, certains sites sont surveillés et l'on peut espérer que les conséquences n'en seront pas dramatiques ; mais d'autres cas sont laissés au hasard et si par malheur l'accident se produisait, on ne pourrait pas invoquer la fatalité ou l'ignorance, mais seulement le refus d'agir des personnes responsables.

#### 1,3,2. Conséquences de l'activité humaine :

Actuellement se développe de plus en plus une implantation humaine



dans des zones jusqu'ici restées inoccupées ou très légèrement aménagées ; les critères qui président au choix de cette implantation sont très divers et en général les problèmes de sécurité des ouvrages ou des personnes vis à vis de la stabilité des terrains n'apparaissent qu'en arrière plan. Ceci est tout à fait typique, dans les régions montagneuses, en ce qui concerne l'aménagement de zones de loisir ; si on prend comme exemple l'implantation ou seulement l'agrandissement d'une station de sports d'hiver, les critères de choix seront naturellement en premier lieu la possibilité de trouver un domaine skiable et de créer les installations annexes nécessaires, bâtiments, piscine, etc... ; on se préoccupera ensuite des voies d'accès d'un point de vue économique ; la géologie pourra intervenir lorsqu'il y aura des problèmes tels que l'alimentation en eau ; enfin la sécurité sera étudiée en fonction des risques d'avalanches, éventuellement d'éboulements rocheux, mais il est rare que l'on se préoccupe des conséquences possibles de tous ces aménagements sur la stabilité des terrains ; ceci est mis très nettement en évidence par un certain nombre d'erreurs qui ont été commises dans les Alpes ; sans citer de nom, nous pouvons donner deux exemples typiques : une route d'accès à une station a entaillé un versant qui n'avait pas présenté jusqu'alors de signe d'instabilité ; depuis la création de cette route, de nombreuses zones du versant se sont mises en mouvements ; on a d'autre part, depuis les avalanches catastrophiques de ces dernières années, généralisé la construction de banquettes pareavalanches sur certaines pentes ; il est heureux que jusqu'ici aucune de ces banquettes n'ait engendré de glissement de terrain, ce qui pourrait bien se produire si la construction de ces ouvrages n'est pas précédée par une étude de leur influence sur la stabilité des versants.

### 1,3,3. Rapport du coût des études au coût des travaux de réfection :

Lorsqu'un aménagement engendre directement ou indirectement un danger de mouvement de terrain, et lorsqu'il est encore temps pour tenter d'y remédier, on se rend rapidement compte que le problème se pose bien sûr en termes techniques, mais surtout en termes financiers ; les sommes à investir pour protéger des constructions, routes, etc..., contre un mouvement de terrain potentiel ou déclaré sont toujours très élevées et généralement plus importantes que le coût d'une étude géologique ou géotechnique qui aurait permis d'éviter ces travaux de réfection ou de protection. L'expérience montre que de telles études auraient

généralement conduit à une implantation différente des aménagements, ou même à l'emploi d'autres méthodes de construction qui, même si cela avait entraîné des dépenses plus élevées, auraient conduit à une économie en rendant inutiles tous les travaux de réfection. Il existe cependant de nombreux cas où il n'est plus possible d'interrompre l'extension destructrice d'un mouvement de terrain, et parfois même cette destruction s'effectue avant que l'on ait décelé le risque.

#### 1,4. CRITERES DE RECONNAISSANCE.

La définition des critères de reconnaissance d'un mouvement de terrain a déjà été donnée par de nombreux auteurs ; nous nous contenterons de rappeler les aspects principaux d'un mouvement de terrain en distinguant deux cas :

. tout d'abord celui où le mouvement en est à son stade initial, correspondant à de petites déformations et à des déplacements peu importants ;

. en second lieu le cas où le mouvement a atteint un nouvel état d'équilibre après que de grands déplacements aient eu lieu, de façon à désolidariser totalement ou presque la masse en mouvement du terrain resté en place.

a)- Lorsque les déformations sont restées faibles, dans un terrain meuble, le mouvement peut être détecté par des indices tels qu'une légère déformation de la surface topographique qui devient ondulée, présentant des bourrelets, en particulier à la base de la masse instable, des petites crevasses, des modifications éventuelles des circulations d'eau ... ; si le mouvement se produit dans un terrain rocheux, on verra apparaître essentiellement soit de nouvelles fissures, soit des modifications de l'ouverture des fissures existantes ; des indices complémentaires seront fournis par l'aspect des objets naturels ou artificiels se trouvant dans la zone critique : arbres inclinés ou "en tuyau de pipe", poteaux et clôtures inclinés, constructions diverses fissurées. Tous ces indices permettent de conclure à un mouvement du sol, sans pour autant dire si celui-ci se poursuit et de quelle façon ; pour répondre à ces questions, le moyen le plus efficace consiste à effectuer des mesures de déplacements, ce qui peut se faire en relevant la position de certains points par rapport à une base supposée fixe, ce qui permettra éventuellement de distinguer des zones à comportement différent ; il est aussi possible de faire des mesures plus simples et plus aisées à mettre en oeuvre, telles que la surveillance de l'écartement de crevasses dans le sol ou de fissures dans le rocher. Pour des mouve-



ments plus importants ou s'étendant sur de longues périodes, une surveillance par restitution photogrammétrique permet de comparer des états successifs de l'évolution d'une pente ; nous avons envisagé une telle étude pour la surveillance des zones supposées instables autour du glissement de terrain de MONTAUD (Isère), décrit à la fin du chapitre 2, et des techniciens consultés nous avaient assuré que cette étude était parfaitement réalisable ; mais cette idée a dû être abandonnée pour des raisons financières ; il semble cependant que cette technique puisse être mise en oeuvre avec profit pour certains mouvements de terrain, lorsque les intérêts humains ou économiques seront suffisamment importants pour justifier les dépenses nécessaires.

b)- Lorsque le mouvement du terrain a été assez important pour que la masse glissée ou écroulée se soit déplacée de façon notable par rapport au terrain resté en place, les critères de reconnaissance deviennent alors évidents ; il suffit de se reporter aux innombrables photographies, dessins ou cartes de la littérature. On distingue essentiellement trois zones dans un mouvement de terrain, qui sont :

- . la zone stable, autour du glissement, où la topographie n'a pas été modifiée, tout au moins à grande échelle ;

- . la zone de départ, caractérisée par une modification "négative" (en dépression) de la topographie ;

- . la zone de recouvrement par les matériaux déplacés, caractérisés par une modification "positive" de la topographie. Une nomenclature très complète a été établie par de nombreux auteurs pour la description de tous les détails d'une zone instable, mais la terminologie varie de façon assez notable selon les auteurs ; nous ne donnerons pas ici de glossaire descriptif de toutes ces formes de détail, mais définirons chaque terme employé lorsqu'il apparaîtra dans ce texte.

## 1,5. ASPECTS JURIDIQUES DES MOUVEMENTS DE TERRAIN.

Nous venons, au cours de ce chapitre, d'évoquer quelques caractéristiques du phénomène mouvement de terrain, quant à sa description, son historique et son importance économique ; pour répondre aux questions que l'on se pose relativement au problème de la responsabilité face à ce phénomène, il nous

a paru utile de reproduire, en annexe de ce chapitre, un extrait de la conférence prononcée par Monsieur LIOCHON, Directeur de la Protection Civile au Ministère de l'Intérieur, devant le Comité Français de Géologie de l'Ingénieur, et qui donne un aperçu de la réglementation actuellement en vigueur.

ASPECTS JURIDIQUES DES MOUVEMENTS DE TERRAINS

I - DOCTRINE ET PRINCIPES DE DROIT.

1- La police générale.

Les responsables de la sécurité publique sont :

- le Maire
- le Préfet
- le Premier Ministre

2- Règle de l'obligation d'agir de l'administration.

Les responsables, et en premier lieu le Maire, sont tenus d'agir en cas de nécessité, l'administration peut recourir à l'agissement forcé.

3- Règle de l'adéquation des fins aux moyens.

Il importe de respecter les libertés individuelles

- de circuler
- de stationner
- d'habiter

l'importance du danger justifie-t-elle de ne pas respecter ces libertés ?

4- La police générale ne se délègue jamais.

Les responsables ne peuvent en aucun cas déléguer leur responsabilité (police générale) sur d'autres personnes ou organismes ; par exemple le Maire d'une station et un Syndicat d'Initiative.

La commune peut cependant s'assurer pour cette police générale.

II - TEXTES

1- Textes législatifs : Code de l'administration communale.

- articles 97-6° : la police municipale ... assure bon ordre, sureté, sécu-

rité, salubrité publique ... prévient ... et fait ces-  
ser les accidents, fléaux ... incendies ... éboule-  
ments ...

- article 101 : en cas d'urgence, dans le cas de danger grave, ou im-  
minent, le Maire prescrit l'exécution des mesures né-  
cessités par ...
- article 107 : les pouvoirs qui appartiennent au Maire ne font pas ob-  
stacle au droit du Préfet ... de prendre toutes mesures  
relatives au maintien de la salubrité, la sureté et la  
tranquillité publiques ... après une mise en demeure au  
Maire restée sans résultat ...

2- Textes réglementaires (pris par l'administration) :

concernant les avalanches et les glissements :

- circulaire ministérielle du 18.6.70 : concerne les moyens de sauve-  
garde à l'encontre des mouvements de terrains inopinés.
- circulaire ministérielle du 21.8.70 : avec une notice juridique con-  
tenant la jurisprudence : prévoit ce qu'il faut faire  
pour l'évacuation des populations à titre préventif.
- circulaire ministérielle du 4.12.70 :
- circulaire ministérielle du 15.12.70 : donne les listes départementa-  
les et nationale d'experts officiels.

Enfin il existe des circulaires de mise en garde :

- aux usagers de la montagne ;
- aux services publics de renseignements.

III - LA JURISPRUDENCE

Elle est constituée par des arrêts du Conseil d'Etat :

- C.E. 08.08.1919 (Labonne)
- C.E. 10.07.1953 (Dumoulin)
- C.E. 23.10.1959 (Doublet)
- C.E. 17.01.1964 (Sté Thermale de l'Aude) (a)
- C.E. 13.05.1925 (Carrier)
- C.E. 05.03.1971 (SNCF/Deville) (b)



1- Responsabilité de la puissance publique.

On peut la mettre en cause dans deux cas :

- Abstention fautive (fautes lourdes) : lorsque la règle d'obligation d'agir n'a pas été respectée ;
- action inadéquate : lorsque la règle de l'adéquation des fins aux moyens n'a pas été respectée.

2- Du point de vue financier.

- les mesures prises par l'administration ne peuvent conduire à une demande de dommages et intérêts de la part des personnes concernées par ces mesures ( a : arrêt CE 17.01.1964).
- l'administration peut récupérer sur l'intéressé une partie des frais qu'elle a engagés ( b : arrêt CE 05.03.1971).

IV - LES ETUDES

Organismes et documents :

- Plans de zones exposées (échelle 1/2000)
- Cartes d'instabilité des terrains (en projet)
- Commission de la Construction en montagne.

CHAPITRE 2

DEFINITION ET ETUDE DESCRIPTIVE DES  
GLISSEMENTS DE TERRAIN

## 2,1. CLASSIFICATION DES MOUVEMENTS DE TERRAIN.

Le terme "mouvement de terrain" désigne un ensemble de phénomènes présentant les caractères suivants :

- il y a déplacement de masses de terrain ;
- le déplacement se fait sous l'action de la pesanteur qui est l'agent moteur principal ;
- il n'y a, à l'origine du mouvement tout au moins, aucun agent de transport (eau, vent, phase tectonique ...).

Dire que le déplacement se fait sous l'action de la pesanteur n'exclut pas le fait que le mouvement soit causé directement par un autre phénomène ; si par exemple on taille un talus dans un sol et que celui-ci s'écroule, il y a mouvement de terrain ; la cause de ce mouvement est la modification artificielle du massif, mais l'agent moteur est bien la pesanteur.

A partir de ces critères, on peut donc observer dans la nature une très grande variété de mouvements de terrain ; les écroulements rocheux, chutes de blocs ou de falaises entières (tels que les écroulements du Mont Granier - Savoie - en 1248 et ceux des Diablerets - Suisse - en 1714 puis 1749) ; la chute de dalles rocheuses glissant selon la stratification (glissement du Rocher du Guet, près d'Arbin - Savoie - en 1891 ; in MORET - 1945), ou même la chute d'ensembles géologiques importants glissant le long de la stratification (glissement du Vajont - Italie - 1963) ; glissement de masses de terrains meubles et plus ou moins homogènes quant à leur constitution, selon une surface plus ou moins régulière (Montaud - Isère - en 1971, voir plus loin), la masse pouvant effectuer des parcours plus ou moins longs, rester plus ou moins intacte, ou se transformer en masse très fluide où coulée de boue et parcourir des distances très importantes ...

Lorsqu'on observe tous les cas particuliers, on se rend compte que l'on peut mettre en évidence un très grand nombre de critères de différenciation, donc de classification ; énumérons en quelques uns :

ceux qui frappent le plus en premier lieu :

- la nature du terrain concerné : masses rocheuses ou masses de terrains meubles ;

- la pente du terrain initial qui peut varier de quelques degrés à quatre vingt dix degrés ;
- le volume mis en mouvement qui varie énormément du petit talus routier intéressant quelques dizaines de mètres cubes, au grand glissement qui met en mouvement des dizaines, voire des centaines de millions de mètres cubes ;
- la distance parcourue par les masses en mouvement, allant de quelques mètres à plusieurs kilomètres (plus de 10 pour le Granier) ;
- les conséquences du mouvement de terrain : d'une part les dégâts causés, mais surtout l'état de la masse après stabilisation ;

mais aussi d'autres critères moins parlants à la première observation :

- les relations entre le mouvement de terrain et la structure géologique ;
- la forme de la surface de discontinuité entre les masses qui ont bougé et le terrain resté en place ;
- les causes possibles du mouvement (naturelles ou artificielles) ;
- etc...

La variété de ces caractères nous permet donc d'envisager une classification des mouvements de terrains très complète et très soignée ; mais à la réflexion on se rendra vite compte qu'une classification aussi complète conduirait à une multitude de types de mouvements de terrain et que chaque case de la classification ne pourrait contenir que quelques cas réels.

Il faut donc faire un choix parmi tous ces caractères et ne conserver, comme critères de classification, que ceux qui conduisent à une classification en un nombre limité de cas et qui distinguent les mouvements dont les causes, le mécanisme et les moyens d'étude (ou de prévision) diffèrent.

### 2,1,1. Classifications anciennes :

De nombreux auteurs ont déjà proposé des classifications ; nous mentionnerons ici J.P. BOMBARD (1968) qui a étudié les classifications existantes et proposé lui-même une classification qui utilisait les critères suivants :

- mode de mouvement ;



- type de matériau ;
- dimensions du mouvement ;
- vitesse du mouvement.

P. DESVARREUX (1971) a proposé lui aussi une classification en prenant comme critères :

- la présence ou l'absence de surface de rupture ;
- la déformation interne de la masse en mouvement ;
- la vitesse du mouvement ;

il arrivait ainsi à six types de mouvement (en comptant les phénomènes d'érosion) subdivisés en dix variétés.

### 2,1,2. Classification proposée :

Il nous est cependant apparu que les classifications précédentes n'étaient pas satisfaisantes si l'on veut parvenir, comme il a été dit plus haut, à une classification qui permette de regrouper des cas dont le mécanisme et les moyens d'étude soient comparables. Il faut pour cela utiliser, à la lumière des descriptions de la littérature et de nos observations sur le terrain, des critères bien particuliers et énoncés dans le paragraphe qui suit.

#### 2,1,2,1. Critères de classification :

##### A. *La surface de rupture :*

Nous appellerons surface de rupture une surface de discontinuité cinématique qui sépare la masse en mouvement du terrain resté en place, à l'exclusion de la surface topographique avant le mouvement. Des discontinuités cinématiques peuvent se produire à l'intérieur de la masse en mouvement, nous les nommerons surfaces de rupture secondaires.

A propos de la surface de rupture, P. DESVARREUX (1971) "constate pratiquement qu'une telle surface existe dans toutes les classes de mouvement excepté dans le fauchage" (p. 7).

Ce critère nous permet donc de distinguer le fauchage des autres modes de mouvement ; le fauchage consiste en une courbure vers l'aval des couches de terrain ayant une stratification à pendage assez fort et orienté inversement à la surface topographique ; (voir le croquis sur le tableau récapitulatif).

## B. Relations avec la géologie :

Lorsqu'on a constaté la présence d'une surface de rupture, on peut décrire sa forme (ce qui sera l'objet du paragraphe D.), mais on peut aussi chercher quelles relations il existe entre la forme et la position de la surface de rupture et la géologie du terrain, c'est-à-dire plus précisément sa géométrie interne. Nous distinguerons ici trois cas :

a)- le premier est celui où n'apparaît aucune relation, soit que la surface de rupture soit totalement indépendante de la géométrie des terrains, soit plus fréquemment que le terrain apparaisse comme plus ou moins homogène à l'échelle du mouvement et qu'on ne distingue alors pas de zones géologiquement différentes (ce qui signifie aussi la plupart du temps mécaniquement différentes). C'est le cas d'un talus entaillé dans un terrain argileux mécaniquement très homogène, dans lequel se produit un glissement dont la surface présente une section verticale dans le sens du mouvement plus ou moins circulaire ; (*voir la figure 2,a*).

Il peut y avoir au contraire une relation entre la forme de la surface de rupture et la géologie, quand une grande partie de cette surface est plus ou moins parallèle à une limite géologique ; et ce fait peut se produire principalement de deux façons :

b)- une grande partie au moins de la surface de rupture se trouve dans une couche géologique, en relation directe avec sa géométrie, c'est-à-dire parallèle aux limites de cette couche ; ce cas est illustré par tous les mouvements se produisant dans des séries sédimentaires et où la surface de rupture suit une couche mécaniquement faible, comme dans l'exemple de la Beas River, en Inde (*voir la figure 2,b*).

c)- la surface de rupture peut au contraire être confondue sur sa majeure partie avec la surface de contact entre deux terrains, cette surface de contact pouvant être une limite de stratification comme dans le cas du glissement du Vajont (*voir la figure 2,c*), une limite entre un terrain compact et un dépôt meuble (dépôt morainique ou alluvial sur le bed-rock par exemple) ou une limite entre un terrain rocheux et ses produits d'altération, comme dans l'exemple de Canaleira, au Brésil (*voir la figure 2,d*).

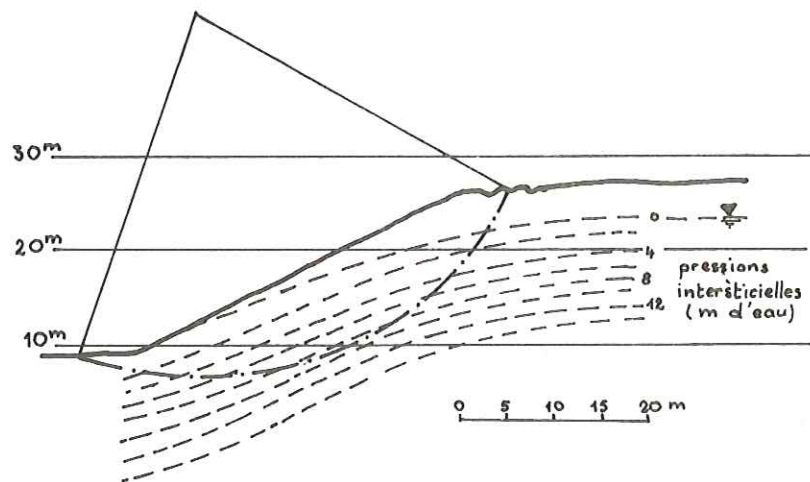


figure 2, a : surface de rupture circulaire

glissement de LODALEN (Suède)

d'après R.A. SEVALDSON

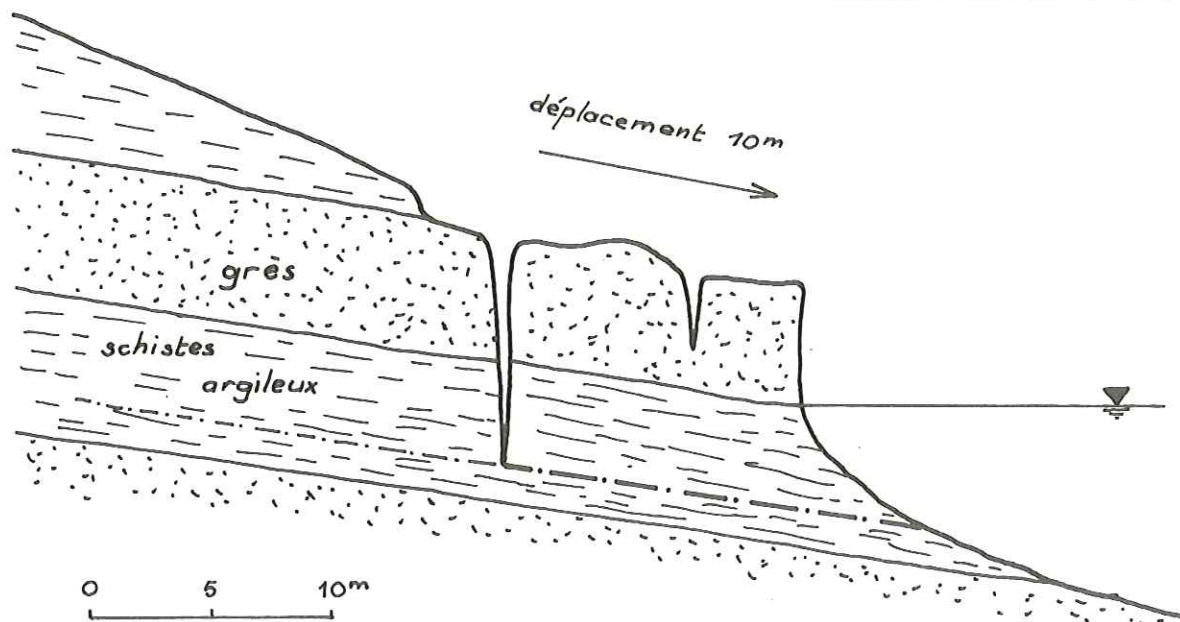
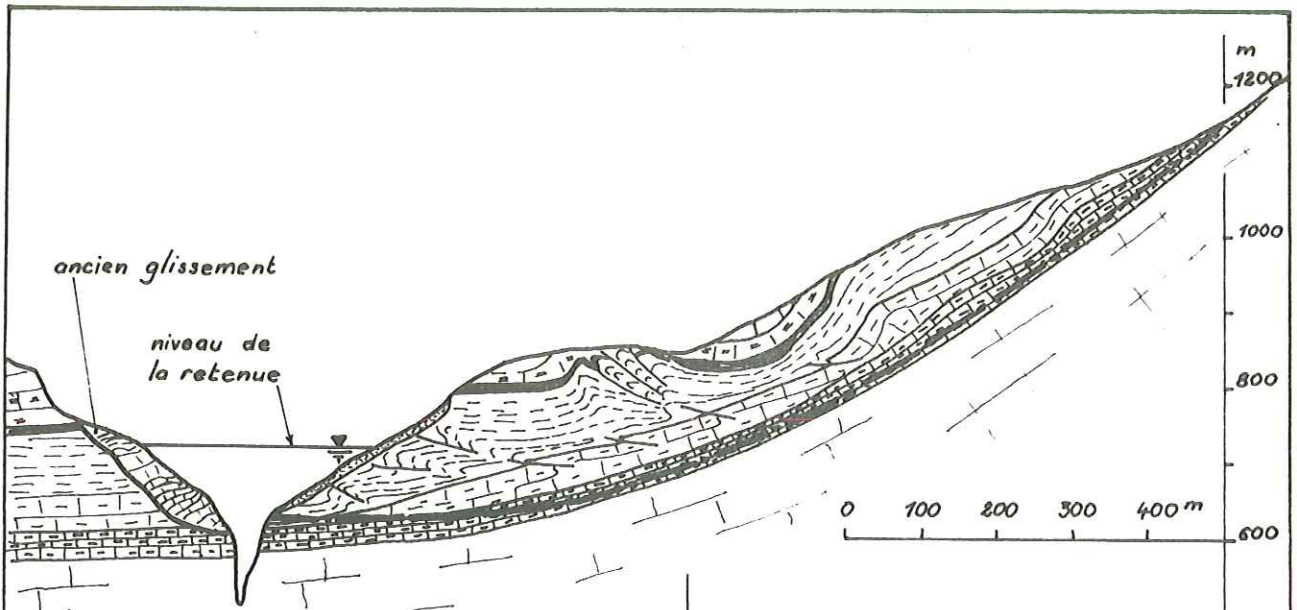


figure 2, b : surface de rupture dans une couche, liée à la structure géologique.

glissement de BEAS RIVER (Inde)

d'après HENKEL et YUDHBU





légende :

- calcaire et calc. marneux
- conglomérat
- calc. et calc. marneux
- calc. et calc. marneux
- calc. en fines strates à interlits argileux
- calcaire eolithique compact

inf. super. :  
malm. crétacé  
dogger

figure 2, c : surface de rupture au contact entre deux couches :

glissement de VAJONT (Italie)  
d'après CARLONI et MAZZANTI.

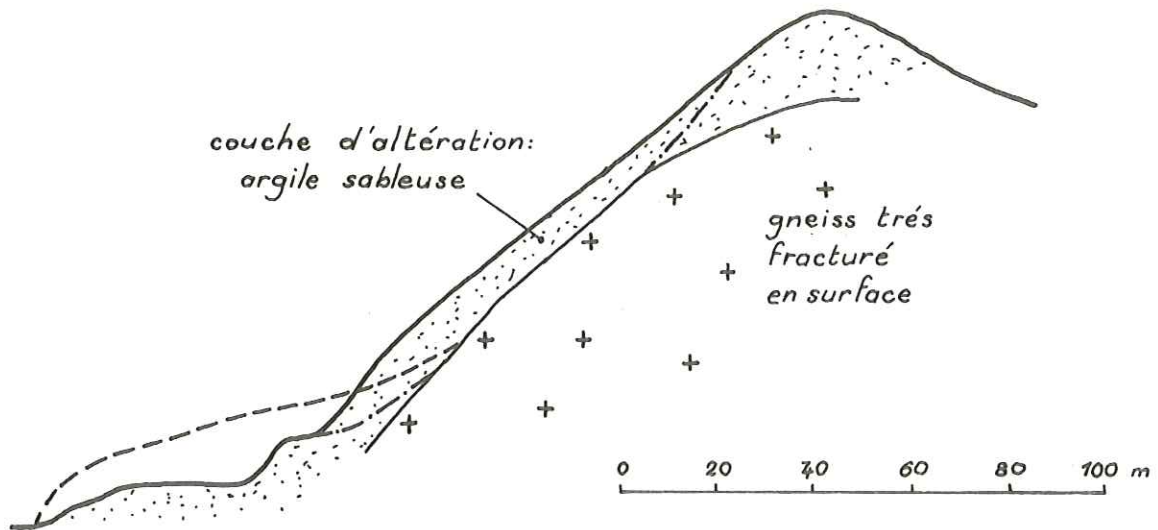


figure 2, d : glissement de produits d'altération sur le rocher.

glissement de CANALEIRA (Brésil)  
d'après VARGAS et PICHTER



### C. Le remaniement interne :

La notion de remaniement interne est directement liée à la densité de surfaces de rupture secondaires à l'intérieur de la masse en mouvement, densité qui n'est nullement fonction, comme on pourrait le penser à priori, de la nature géologique ou mécanique du terrain ; prenons l'exemple d'un bloc rocheux qui glisse en masse sur une couche d'argile, le remaniement interne peut y être nul (glissement de la Beas River) ; au contraire, l'éroulement d'une falaise rocheuse qui va se désagréger en une infinité de blocs présente un remaniement interne maximal. La notion de remaniement interne est donc directement liée au mécanisme du mouvement et nous pourrions ainsi avoir des mouvements à remaniements internes très différents pour des terrains de même nature.

### D. Forme de la surface de rupture :

Dans le cas des mouvements ayant une surface de rupture définie, et sans relation avec la géologie, et à faible remaniement interne, il est intéressant d'étudier la forme de la surface de rupture (ou plutôt la forme d'une section plane, verticale, médiane et dans le sens du mouvement), les différentes variétés rencontrées conduisant à des méthodes d'étude et de calcul différentes. Une schématisation des différentes observations conduit à distinguer trois formes principales, ces formes étant celles de la plus grande partie de la section de la surface de rupture, les extrémités amont et aval ayant en général une forme différente :

a)- la forme dite circulaire correspond à une courbe à rayon de courbure relativement constant et plus faible que la longueur de la zone de départ (voir paragraphe G.) ;

b)- la forme dite plane correspond à un rayon de courbure très grand sinon infini ;

c)- la forme dite mixte correspond à une courbe à rayon de courbure variable ; notons que la plupart du temps, la concavité est toujours en grande partie orientée vers le haut et que de telles courbes sont généralement la combinaison de une ou deux courbes de chacun des types précédents.

### E. Terrains concernés :

Nous distinguerons deux types de terrains, selon la définition donnée par TERZAGHI et PECK (1965) : "le sol est un agrégat naturel de grains minéraux qui peuvent être séparés par de légères actions mécaniques telles que l'agitation dans l'eau. La roche, au contraire, est un agrégat naturel de grains minéraux liés par des forces de cohésion fortes et permanentes". Bien que ces définitions conduisent à une distinction relativement arbitraire dans de nombreux cas elles nous permettent de définir deux sortes de terrains conduisant à des modes de mouvement différents.

### F. Extension de la masse en mouvement :

La masse en mouvement peut s'étendre, après mouvement, sur une largeur variable dans des limites généralement assez restreintes, mais sur une longueur, dans le sens du mouvement, variant considérablement d'un cas à l'autre ; nous classerons la masse glissée en trois catégories en fonction de son rapport d'extention  $Re = L_1 / L_2$  égal au quotient de la distance entre le sommet de la zone de départ et le point le plus éloigné atteint par la masse glissée ( $L_2$ ) par la longueur de la zone de départ ( $L_1$ ) ; (voir la figure 3,a).

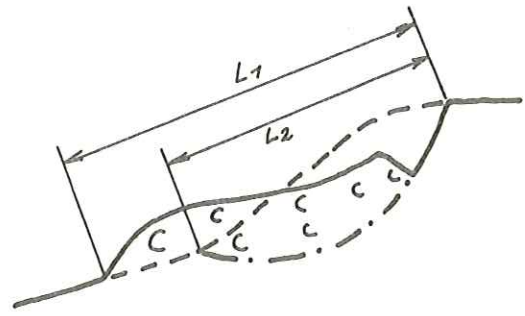
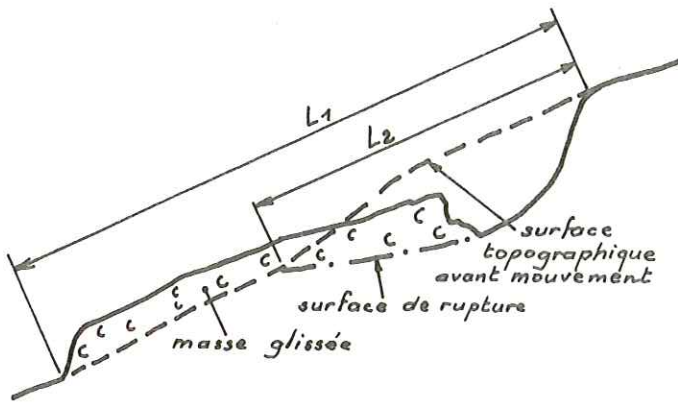
Nous dirons que l'extension est :

- faible si le rapport  $Re$  est légèrement supérieur à 1 (figure 3,b) ;
- moyenne si  $Re$  est compris entre 1,5 et 2 environ (figure 3,c) ;
- forte si  $Re$  est supérieur à 2 (figure 3,d).

Il est toutefois très important de noter que l'extension doit être définie juste après le mouvement, sans tenir compte de l'évolution ultérieure de la masse glissée ou du terrain resté en place.

### G. Zone de départ :

Nous appelons zone de départ le volume (rempli partiellement ou non de terrain) situé entre la surface topographique avant mouvement et la surface de rupture ; cette zone de départ est toujours visible sur le terrain, au moins en partie, sauf dans deux cas : celui du fauchage, précédemment défini, et celui de la solifluxion qui peut être définie comme "un mouvement lent affectant des terrains superficiels meubles, pouvant s'étendre à des versants

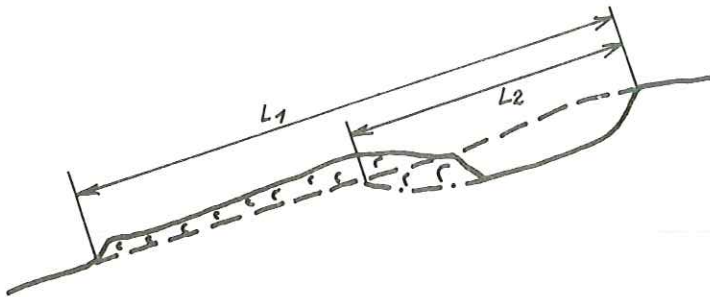


a) définition du rapport d'extension :

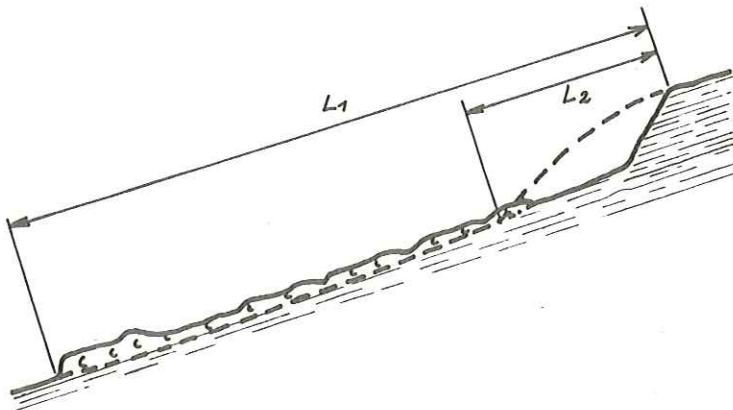
$$Re = \frac{L_1}{L_2}$$

b) extension faible :

$$1 < Re \leq 1,5$$



c) extension moyenne :  $1,5 < Re \leq 2$



d) extension forte :  $2 < Re$

figure 3 :  
définition du  
rapport d'extension



entiers, {...}, de faible épaisseur par rapport à ses autres dimensions, {...} ; les vitesses moyennes sont toujours faibles et inférieures à 10 centimètres par an" in DESVARREUX (1971) ; (voir la figure 4).

NOTE: - Nous appelons largeur de la zone de départ la plus grande distance entre les limites extérieures de cette zone, perpendiculairement au sens du mouvement ;

- Nous appelons longueur de la zone de départ la plus grande distance entre les limites extérieures de cette zone, dans le sens du mouvement, selon la pente moyenne et non pas en plan ;

- Nous appelons enfin profondeur de la zone de départ la distance maximale entre la surface topographique avant mouvement et la surface de rupture, mesurée perpendiculairement à la pente moyenne.

Ces définitions de longueur, largeur et profondeur sont aussi applicables à toutes les autres parties d'un mouvement de terrain.

## 2,1,2,2. Classification :

Lorsque l'on utilise successivement les critères de classification énoncés ci-dessus, on peut constituer un tableau qui aboutit à la distinction de douze types de mouvements de terrain (voir la figure 6) qui se regroupent en sept classes qui sont :

- le fauchage,
- la solifluxion, (nous ne reviendrons pas sur ces deux termes),
- les écroulements,
- les coulées,
- les glissements au sens strict,
- les glissements dans une couche,
- les glissements couche sur couche.

### A. *Les écroulements* :

Son parfaitement décrits dans la littérature et consistent en une chute de terrain se détachant d'une falaise sous l'action de la pesanteur, complétée ou non par une secousse sismique ou une surpression d'eau dans des fissures, par manque d'appui en général, à la suite de l'érosion à la base

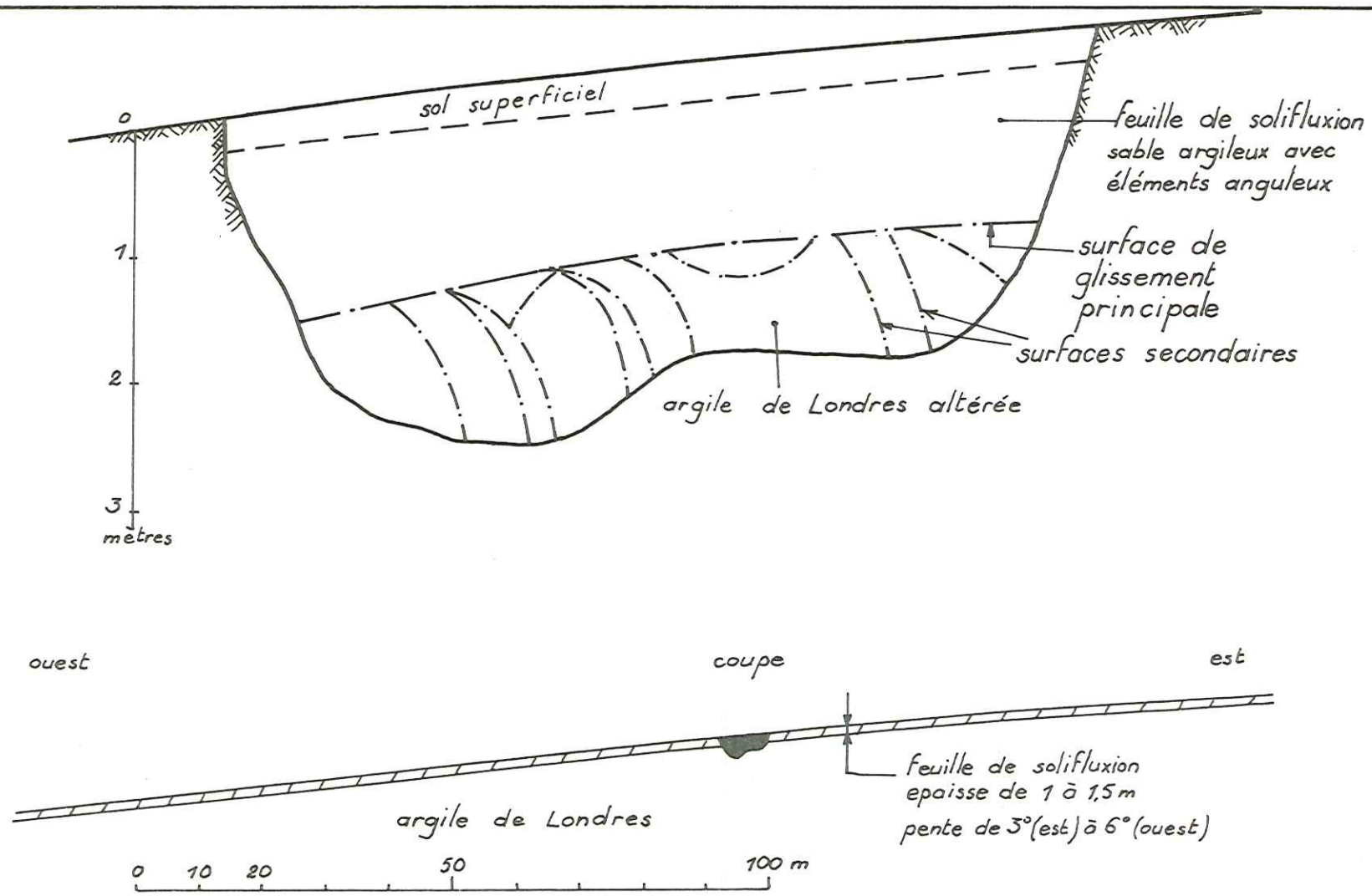


Figure 4 : exemple de solifluxion : BOUGHTON HILL (KENT. Angleterre)  
d'après A.G. WEEKS

de la falaise. Ces terrains se fracturent en raison de l'énergie acquise et forment une nappe de matériaux grossiers dont l'extension varie considérablement en fonction de différents paramètres dont les principaux sont la hauteur de chute, la morphologie de la pente au pied de la falaise et l'état de fissuration de la masse avant rupture.

B. Les coulées sont caractérisées par un fort remaniement interne et par leur apparition dans des sols meubles ; le mouvement des masses de terrain, entièrement remaniées, se produit un peu à la manière d'un matériau visqueux. L'extension de la masse est essentiellement fonction de la teneur en eau du matériau ; lorsque celle-ci est assez faible, l'extension reste faible ou moyenne, ainsi que la vitesse du mouvement, alors que si la masse en mouvement est saturée, l'extension et la vitesse peuvent être très élevées comme dans le cas de la coulée de Bellevaux en Haute Savoie (en 1943) décrite par L. MORET (1943 et 1945) : un volume estimé à deux millions de mètres cubes de produits meubles (éboulis, moraines, produits d'altération de schistes et de marnes) ont glissé sur le substratum rocheux ; ces masses en mouvement se sont peu à peu transformées en coulées de boue qui sont venues barrer la vallée du Brévon (*voir la figure 5*) puis ont continué de s'écouler dans la vallée ; le barrage ainsi formé a donné naissance à un lac dont la capacité a été estimée à environ un million de mètres cubes. Cette masse de terrains qui était très fluide au moment de sa mise en place, est devenue extrêmement compacte et résistante, puisque le lac formé existe toujours à l'heure actuelle et que le torrent n'a entaillé dans ce barrage naturel qu'une gorge de dimensions très restreintes.

### C. Les glissements :

Les différents types de glissements sont parfaitement définis dans le tableau de classification ; nous considérerons, dans la suite de cette étude, les glissements au sens strict et éventuellement les glissements de bloc.

#### 2,1,2,3. Définition du glissement de terrain au sens strict :

Le glissement de terrain au sens strict, que nous noterons par la suite glissement s.s., est donc défini par :

- a) une surface de rupture définie,



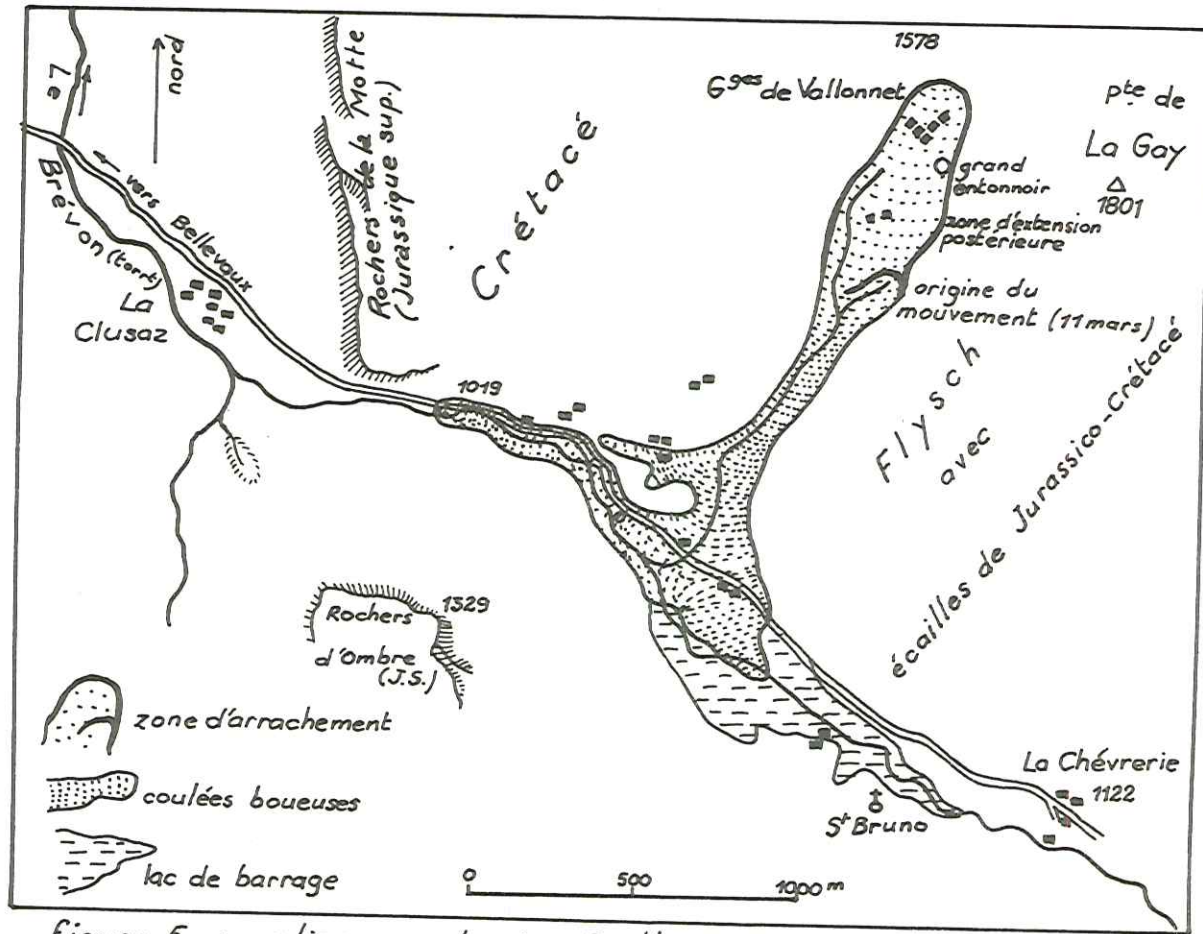


figure 5 : glissement de Bellevaux (Haute Savoie)

d'après L. MORET. 1945

- b) une surface de rupture : indépendante de la structure géologique des terrains,  
ou dans un terrain homogène,  
ou dans une couche et en relation avec sa géométrie pour le glissement de bloc ;
- c) un remaniement interne faible ;
- d) des terrains concernés par la surface de rupture qui ne peuvent être des roches dures ;
- e) une extension de la masse glissée faible à moyenne ;
- f) une zone de départ existante et parfaitement déterminable.

Les points a) b) et c) sont les critères de définition du glissement s.s., alors les points d) e) et f) en sont des caractères complémentaires.

La suite du chapitre 2 sera consacrée à ce type de mouvement.






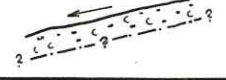




SURFACE de RUPTURE DEFINIE ou NON	RELATION de la Surface de Rupture avec la GEOLOGIE	REMANIEMENT INTERNE	FORME de la SURFACE de RUPTURE	TERRAINS CONCERNES	EXTENSION des MASSES en MOUVEMENT	ZONE de DEPART	CLASSE	TYPE	SCHEMA	
SURFACE DE RUPTURE	SURFACE de RUPTURE INDEPENDANTE de la STRUCTURE GEOLOGIQUE des TERRAINS ou dans un TERRAIN HOMOGENE	FAIBLE	CIRCULAIRE	TOUS	FAIBLE	EXISTANTE	GLISSEMENTS DE TERRAIN AU SENS STRICT	GLISSEMENT CIRCULAIRE		
			PLANE	SAUF ROCHES DURES	à MOYENNE			GLISSEMENT PLAN		
			MIXTE					GLISSEMENT MIXTE		
		FORT	quelconque		SOLS MEUBLES	FAIBLE à MOYENNE	EXISTANTE	COULEES	COULEE DE TERRE	
									FORTE à très forte	COULEE DE BOUE
				ROCHES DURES	MOYENNE à TRES FORTE	EXISTANTE	ECROULEMENTS			
		?	?	SOLS MEUBLES	FAIBLE	INEXISTANTE	SOLIFLUXION			
	DEFINIE	DANS UNE COUCHE et EN RELATION avec sa GEOMETRIE	FAIBLE	selon la structure géologique	TOUS SAUF TRES DURS	FAIBLE à MOYENNE	EXISTANTE	GLISSEMENTS DANS UNE COUCHE	GLISSEMENT DE BLOC	
			FORT						MOYENNE à FORTE	GLISSEMENT DE BLOC ET ECROULEMENT
		au CONTACT de DEUX COUCHES ou de DEUX TERRAINS	FAIBLE	selon la limite entre les terrains	tous	FAIBLE à	EXISTANTE	GLISSEMENTS COUCHE SUR COUCHE	GLISSEMENT SELON LA STRATIFICATION	
FORT			"altération" sol sur roche		FORTE	GLISSEMENT SUPERFICIEL & D'ALTERATION				
NON DEFINIE	?	VARIABLE	pas	ROCHES	FAIBLE	?	FAUCHAGE			

figure 6 : classification des mouvements de terrain.



## 2,2. DESCRIPTION DU GLISSEMENT DE TERRAIN AU SENS STRICT.

Les deux critères principaux de définition du glissement de terrain s.s. sont l'existence d'une surface de rupture définie et un faible remaniement interne. En commençant par ce dernier point, nous allons décrire ce à quoi, dans la réalité, correspondent ces deux termes.

### 2,2,1. Le remaniement interne :

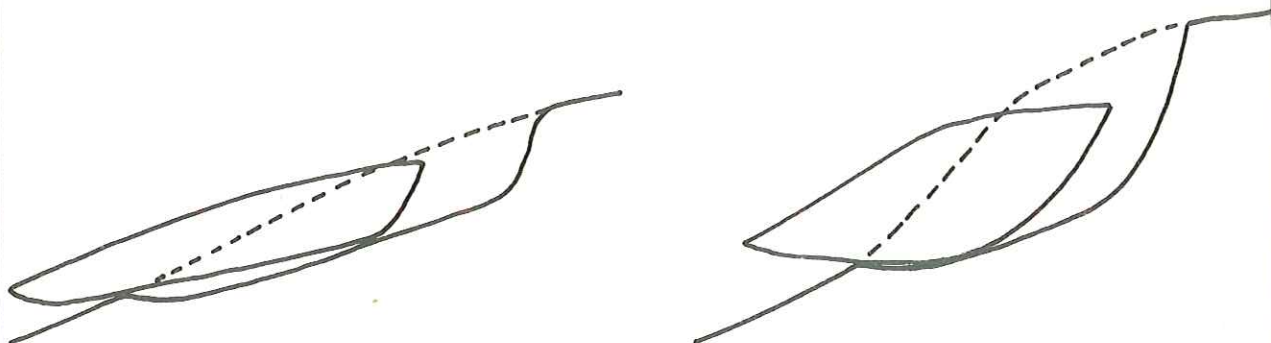
Nous avons dit (paragraphe 2,1,2,1. C) que le remaniement interne de la masse glissée est lié à la densité de surfaces de rupture secondaires dans cette masse.

Le remaniement interne nul correspondrait à un déplacement d'un bloc de la masse glissée, et il est de fait que, dans de nombreux cas, la masse a tendance à se déplacer d'un bloc, sans se rompre. En réalité ceci n'est jamais possible pour deux raisons principales :

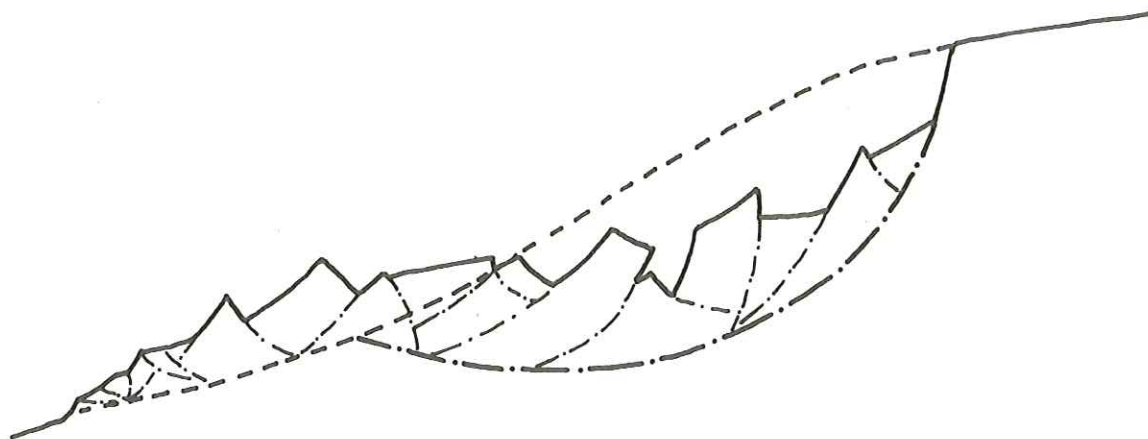
- tout d'abord une raison géométrique : la surface de rupture, le long de laquelle se déplace la masse glissée n'a pas un rayon de courbure constant (plan ou cylindre parfait) tant longitudinalement que transversalement, et surtout, en fin de mouvement, la surface de base de la masse glissée n'aura pas la même forme que la nouvelle surface d'appui formée par la partie inférieure de la surface de rupture et la surface topographique, comme le montre la *figure 7* ; on obtiendra donc un porte-à-faux de la masse glissée qui va donc se rompre selon un certain nombre de surfaces de rupture secondaires ;

- d'autre part, la première surface de rupture qui apparaît dans le massif stable jusque là n'est pas toujours la surface de rupture définitive ; on peut avoir apparition successive de plusieurs surfaces découpant des compartiments qui vont glisser les uns par rapport aux autres (*voir la figure 8*) ;

- à cela nous pouvons ajouter qu'il existe une zone où le remaniement est plus important que dans le reste de la masse glissée, c'est le pied du glissement ou partie inférieure de la masse en mouvement car il est soumis à deux efforts particuliers : la surface de rupture se redresse en général, vers la partie aval, et recoupe la surface topographique avec un angle impor-



*figure 7 : nécessité d'un remaniement interne  
par discordance de la surface  
d'appui et de la surface de base  
de la masse glissée.*



*figure 8 : remaniement interne :  
découpage de la masse glissée par  
des surfaces de rupture secondaires.*

tant, ce qui fait que le pied doit franchir un seuil avec rupture de pente importante ; mais surtout, toute cette masse de terrain est mise en mouvement non pas par son propre poids, qui au contraire l'attire vers l'arrière, mais par la poussée des masses supérieures.

Nous constatons donc que pour toutes ces raisons le remaniement interne de la masse en mouvement ne peut être nul, d'autant plus que dans la réalité il faut tenir compte, en plus, de discontinuité ou d'hétérogénéités dans la masse quant aux propriétés mécaniques, à la présence d'eau, etc... qui contribuent à augmenter le remaniement interne.

Cependant, tant que la masse glissée sera constituée pour l'essentiel par des compartiments de terrain dont la structure avant glissement a été conservée, nous dirons que le remaniement interne est resté faible. Nous ne tenons pas compte, ici, de l'évolution ultérieure possible, en coulée par exemple, que nous étudierons plus loin.

### 2,2,2. La surface de rupture :

Avant de décrire cette surface de rupture, il faut chercher à quoi correspond réellement ce terme et s'il existe vraiment une surface, au sens propre, de rupture.

#### 2,2,2,1. Définitions :

On peut donner deux définitions de la surface de rupture :

a)- la première est celle qui vient tout d'abord à l'esprit : la surface de rupture est la surface qui limite la partie du terrain dont tous les points ont subi un déplacement non nul (masses glissées) de la partie du terrain dont tous les points n'ont subi aucun déplacement (terrain en place). Effectivement, de telles surfaces sont parfaitement observables dans la nature, dans des terrains argileux relativement cohérents et à teneur en eau assez faible, par exemple.

b)- l'expérience a montré cependant la possibilité d'une autre définition pour la surface de rupture : elle devient alors une zone d'épaisseur variable dont les points ont subi des déplacements assez faibles et variables en intensité, direction et sens, qui sépare le terrain resté en place, donc à dé-





placements nuls, du terrain où les déplacements sont en tous points d'intensité et de sens comparables, pour une direction à peu près parallèle à la surface moyenne de cette zone de séparation ; cette zone est donc une région de fort remaniement séparant le terrain en place de la masse glissant avec un remaniement faible, sinon nul à l'échelle de la zone de rupture ; (voir la description au paragraphe suivant).

#### 2,2,2,2. Description de la surface de rupture :

##### A. *Forme géométrique globale* :

Remarque préalable : Nous supposerons que les glissements réels observés, qui nous permettent de faire cette description, se sont produits dans un terrain homogène quant à ses propriétés mécaniques ; nous verrons au chapitre suivant (paragraphe 321) que la stabilité d'une pente dépend de trois notions physiques : les lois fondamentales de la mécanique valables partout, la loi rhéologique du matériau qui définit son comportement mécanique, qualitativement et quantitativement, et caractérise ce matériau, enfin les conditions aux limites, caractéristiques du lieu. Nous faisons donc l'hypothèse qu'un glissement se produit dans un massif homogène quant à sa loi rhéologique : si le glissement s'est produit en un point du massif en non en un autre, c'est donc que le massif n'est pas homogène quant aux conditions aux limites.

Cette remarque étant faite, nous pouvons distinguer trois formes principales pour la surface topographique : la pente voisine d'un plan, la pente voisine d'un plan reliant deux plans de moindre inclinaison et enfin les pentes quelconques.

a)- pentes voisines d'un plan : la plupart des glissements affectant ces pentes, en terrain homogène, ont une surface de rupture plus ou moins plane sur sa plus grande partie et plus ou moins parallèle à la surface topographique ; la zone de départ a une largeur et une profondeur (voir définitions au paragraphe 2,1,2,1, G.) à peu près constantes mais légèrement croissantes vers le haut ; le rapport largeur sur longueur est assez variable, mais le rapport profondeur sur longueur reste, d'après SKEMPTON et HUTCHINSON (1968) toujours inférieur à 0,15. Nous parlerons dans ce cas de glissement plan et de surface de rupture plane.

b)- pentes voisines d'un talus plan reliant deux plans de moindre

inclinaison : les formes de surface de rupture peuvent être très diverses mais sont toutes nettement concaves ; d'après les auteurs précédents, le rapport profondeur sur longueur varie entre 0,15 et 0,35 ; le rapport largeur sur longueur varie, en ce qui concerne les exemples que nous avons observés entre 0,5 et 1,5 environ. Il est plus intéressant d'étudier des sections verticales parallèles et orthogonales au sens du mouvement ; une section orthogonale au sens du mouvement, en particulier dans la zone de plus grande profondeur se présentera en général avec une forme d'auge : fond à rayon de courbure relativement grand, avec des rebords à grand rayon de courbure, fortement inclinés (*voir la figure 9, a*) ; la section verticale parallèle au sens du mouvement et médiane du glissement présente une forme concave relativement régulière, à rayon de courbure relativement constant. J. FRONTARD (1936 et 1955) a déterminé par le calcul que cette courbe devait être une cycloïde (*voir la figure 9, b*) et COLLIN (1846) avait déjà vérifié que cela était parfois réellement le cas (*voir la figure 9, c*). Les cycloïdes de FRONTARD passent toutes par le pied du talus et en amont de la tête du talus, la surface de rupture se redressant au dessus de la cycloïde au dessus de l'amont de la tête du talus. L'observation de surfaces réelles ainsi que la détermination des surfaces de rupture potentielles montrent que cette image géométrique est souvent assez proche de la réalité avec les corrections suivantes :

- la surface de rupture ne passe pas toujours par le pied du talus ;
- le raccord avec la surface topographique est très fréquemment un plan plus incliné que la surface aval et parfois, mais rarement, vertical.

Par la suite, les différents auteurs ont assimilé cette courbe à un arc de cercle ; du point de vue de l'observation, une surface qui peut être assimilée à une cycloïde peut l'être aussi facilement à un cercle ; du point de vue de la théorie et des calculs de prévision de la stabilité tels qu'ils seront envisagés plus loin, la cycloïde peut toujours être assimilée à un cercle très voisin et les coefficients de sécurité obtenus pour ces deux courbes diffèrent d'une valeur inférieure à l'erreur probable des calculs. Nous parlerons donc, dans ce cas de glissement circulaire et de surface de rupture circulaire.

c)- pentes quelconques : la plupart des pentes sujettes à des glissements de terrain ont une topographie quelconque ; lorsque le glissement se produit à l'échelle d'une rupture de pente, la surface tend à être circulaire ;

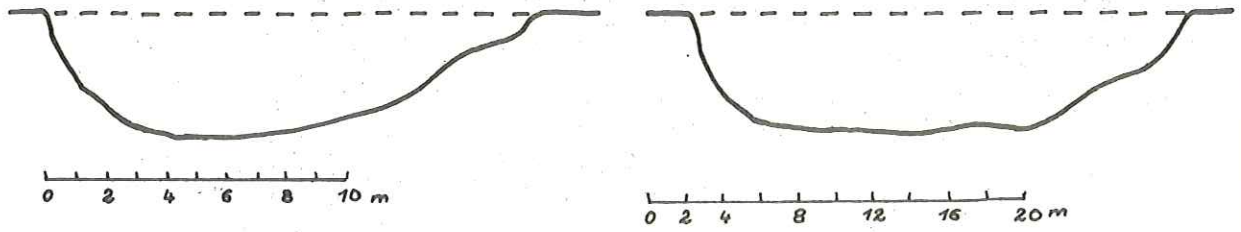


figure 9,a : profil transversal de deux glissements .

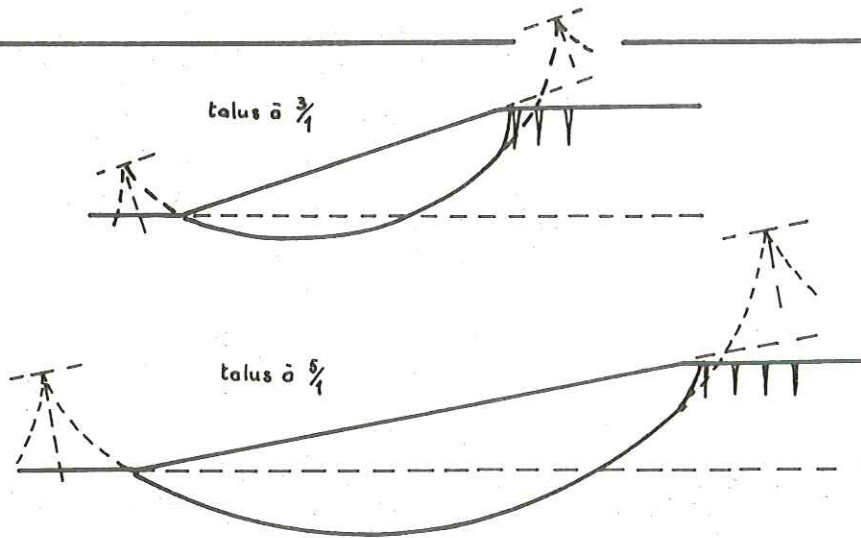


figure 9,b : cycloïdes de rupture calculées par Frontard.  
in H. Cambefort

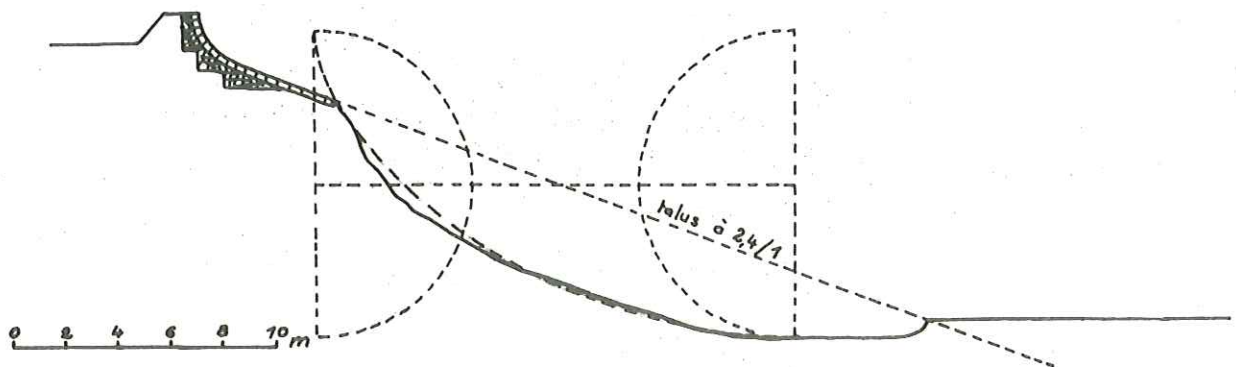


figure 9,c : surface de rupture relevée par Collin,  
avec tracé de la cycloïde .

in H. Cambefort



sinon la plupart du temps la surface prend une forme mixte qui est une combinaison d'arcs de courbes (voisines de cercles ou de droites) à rayons de courbure différents. Nous parlerons alors de glissement et de surface de rupture mixtes.

#### B. *Forme de détail :*

Nous avons parlé, au paragraphe 2,2,2,1 de la définition de la surface de rupture comme étant une zone de fort remaniement séparant le terrain resté en place de la masse glissant avec un plus faible remaniement ; ceci a en effet été montré par P. DESVARREUX (1971) dans le cas du glissement de G.L. (*voir la figure 10,a*) : la surface de rupture a été trouvée dans des argiles varvées et mise en évidence par l'observation d'une couche de terrain désorganisée entre deux zones où la structure varvée était bien conservée.

On peut aussi très fréquemment observer que la surface de rupture est formée "comme un escalier" par deux séries de petits plans parallèles, la première série correspondant aux plans de stratification du sol, l'autre série aux plans de rupture des petites strates ; ceci s'observe dans des terrains schisteux, marneux ou argileux tels que les "Terres Noires" ou des argiles varvées par exemple (*voir la figure 10,b*).

Enfin nous avons observé, dans le cas particulier d'un petit glissement qui s'était produit dans des argiles, à Balbens (Isère), deux séries de petits plans de taille décimétrique dans le sens du mouvement et de 25 à 60 centimètres d'extension en largeur, qui semblaient inclinés à peu près symétriquement par rapport à la ligne de rupture moyenne ; nous avons mesuré avec précision leur position et leur inclinaison et construit *la figure 10,c*.

Nous constatons que ces petits plans ont les paramètres suivants :

zone en mouvement

surface de glissement

zone stable

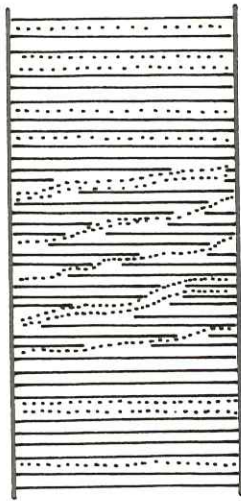
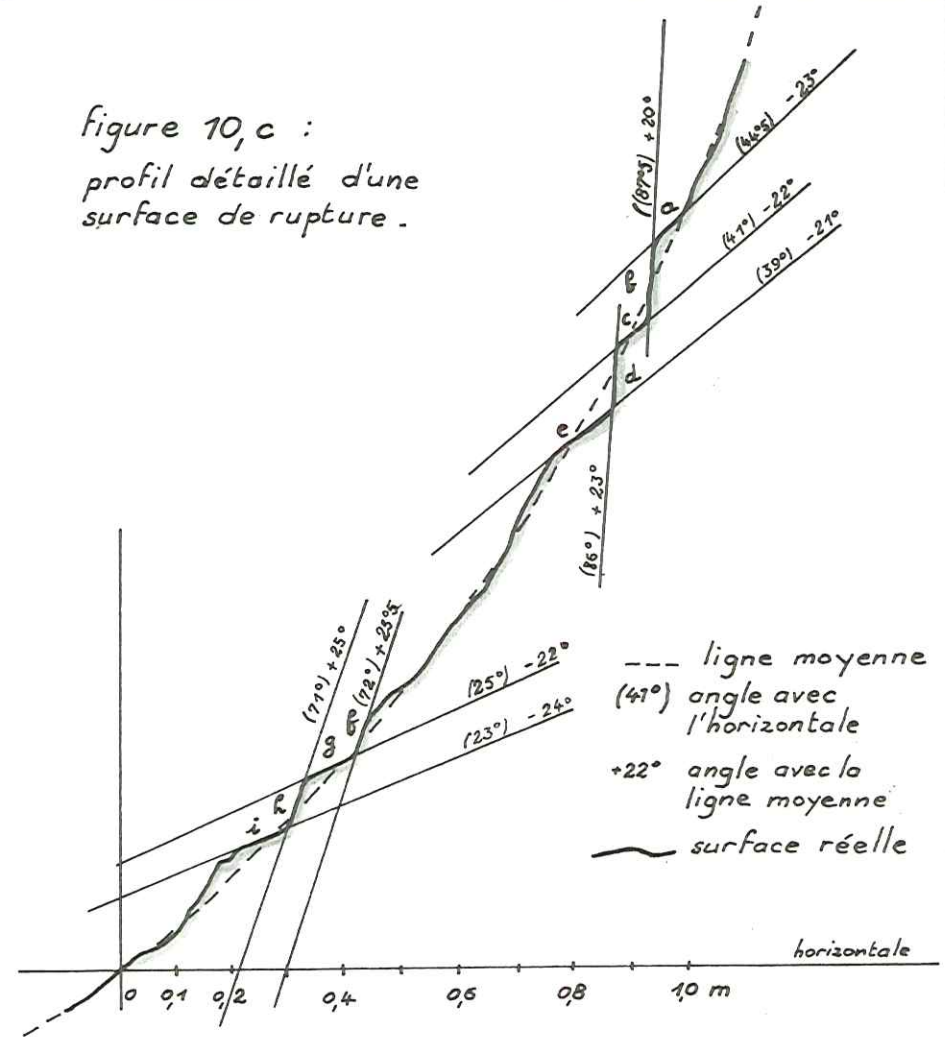
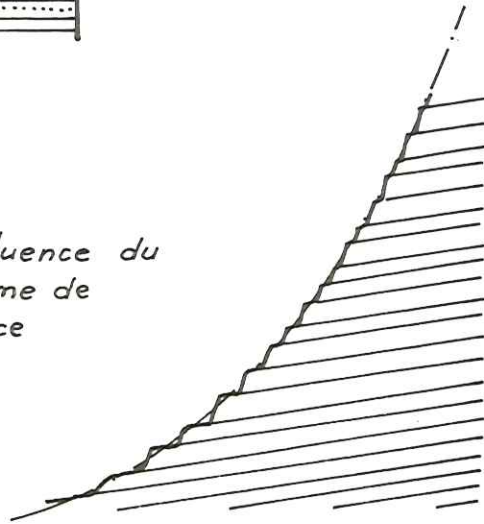


figure 10, a :  
déformation d'une  
argile à lits de sable.  
d'après P. DESVARREUX

figure 10, c :  
profil détaillé d'une  
surface de rupture.

figure 10, b : influence du  
litage sur la forme de  
détail de la surface  
de rupture



--- ligne moyenne  
(47°) angle avec  
l'horizontale  
+22° angle avec la  
ligne moyenne  
— surface réelle

figure 10 : la surface de rupture : formes de détail.

plan :	inclinaison		
	par rapport à l'horizontale :	par rapport à la ligne moyenne de rupture :	
a	44°5		- 23°
b	87°5	+ 20°	
c	41°		- 22°
d	86°	+ 23°	
e	39°		- 21°
f	72°	+ 25°5	
g	25°		- 22°
h	71°	+ 25°	
i	23°		- 24°
moyennes :		+ 24°4	- 22°4

Ceci est-il l'effet du hasard ou a-t-on l'apparition des plans de cisaillement dans le sol ?

### 2,2,3. Evolution des glissements de terrain :

Toutes les études concernant les problèmes de stabilité doivent comporter deux étapes : tout d'abord étudier les possibilités de mise en mouvement d'une partie d'un massif : on recherche alors dans quelles conditions peut se former la première surface de rupture et les mouvements qui sont nécessaires pour cela ; mais une fois formée cette première surface de rupture correspondant à des déplacements qui peuvent être faibles, le mouvement va évoluer de différentes façons.

C'est la prévision de cette évolution qui constitue la deuxième étape de l'étude, car c'est cette évolution qui peut causer les désordres et les dégâts contre lesquels on cherche à se prémunir. Un glissement de terrain récent évolue à deux niveaux : au niveau de la masse glissée et au niveau des terrains restés en place, ce que nous verrons pour commencer.

#### 2,2,3,1. Evolution de la zone non glissée :

Le glissement de terrain commence lorsqu'apparaît la première discontinuité cinématique dans le massif : nous envisagerons plus loin le problème de l'apparition progressive ou simultanée en tout point, de la rupture par



cisaillement le long d'une surface ; nous admettrons pour l'instant que cette surface apparaît et que la masse ainsi délimitée glisse. Le terrain resté en place en amont de la zone de départ se trouve ainsi privé de la butée constituée par la masse qui a glissé et sa stabilité décroît ; en général de nouvelles surfaces de rupture apparaissent, qui peuvent conduire à deux sortes d'évolution :

a) les masses ainsi délimitées se mettent à leur tour en mouvement et on peut avoir ainsi un glissement de terrain composé de plusieurs compartiments ayant glissé les uns par rapport aux autres (*voir la figure 11,a*) ; la surface de discontinuité finale entre les masses glissées et le terrain en place, résultant des surfaces de discontinuité successives, peut avoir une forme très différentes de celles-ci et conduire à une interprétation erronée du processus : une succession de glissements circulaires peut avoir l'apparence d'un glissement plan (*voir la figure 11,a*) et le glissement final peut ainsi avoir une extension très supérieure à celle du glissement initial ; c'est le phénomène de glissement rétroactif.

b) un processus analogue peut conduire à un glissement rétroactif de compartiments de faible volume, ceci conduisant à donner au talus sommital une pente de plus en plus faible et donc à une stabilisation naturelle du glissement : ce phénomène peut être très lent, les surfaces de rupture rétroactives donnant en amont de la zone de départ des fissures qui s'ouvriront très lentement avant que le compartiment ne glisse.

Nous venons de voir les conséquences de la perte de butée à l'amont, mais les masses glissées, si leur déplacement est suffisant, peuvent, en se déposant sur les terrains situés à l'aval, créer sur ceux-ci une surcharge susceptible de rompre leur équilibre et de déclencher ainsi un nouveau glissement ; une telle évolution, illustrée par *la figure 11,b*, tout en étant à l'opposé de la précédente, peut conduire au même résultat apparent.

#### 2,2,4. Description d'un cas particulier :

Nous aurons l'occasion, au cours de cette étude, de présenter la description de quelques glissements de terrain ; nous présentons ici le glissement de terrain de MONTAUD (Isère) que nous avons pu étudier deux jours après qu'il se soit produit et au cours de dix-huit mois qui ont suivi. Cela fera l'objet du paragraphe suivant.

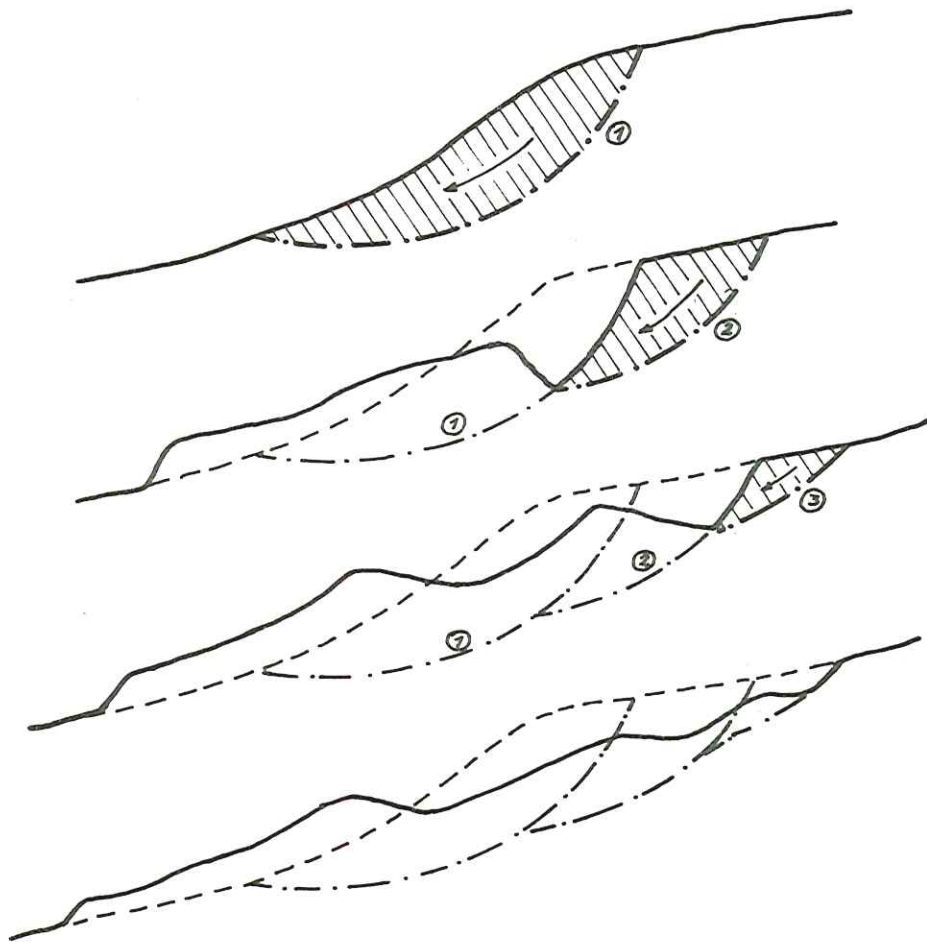


figure 11,a : évolution rétroactive  
d'un glissement de terrain.

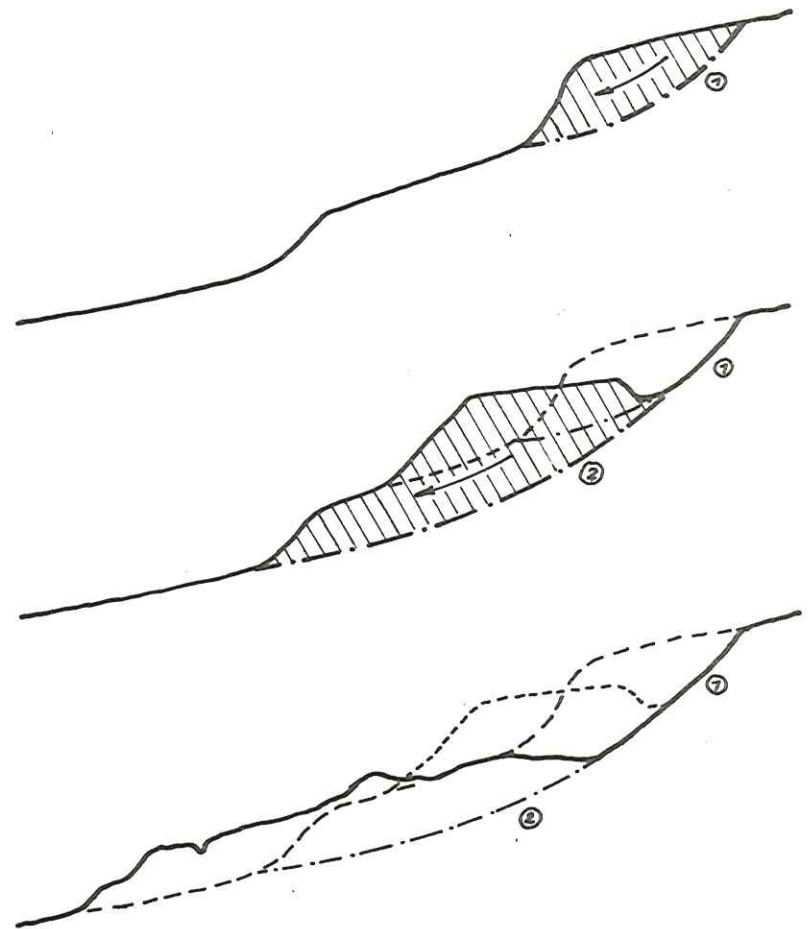


figure 11,b : glissement successifs  
par surcharge due à la masse glissée.

## 2,3. LE GLISSEMENT DE TERRAIN DU MONTAUD (ISERE).

### 2,3,1. Situation, cadre géologique :

Comme l'indique le petit schéma porté sur *la figure 12*, le village de MONTAUD se trouve à la pointe nord du massif du Vercors, au débouché d'une combe assez large. Géologiquement, le site de Montaud est caractérisé par un substratum formé par le calcaire Urgonien sur lequel se trouvent par endroits des vestiges de l'ensemble molassique miocène ; le tout est recouvert sur une grande partie par des dépôts glaciaires qui forment en particulier un vallum morainique au niveau du village de Montaud ; ces produits glaciaires semblaient, avant une étude approfondie, être constitués par une matrice plus ou moins argileuse contenant une proportion notable de cailloux et blocs d'origine très variée, mais dans un état d'altération assez prononcée. L'étude des lieux après l'accident a cependant permis de mettre en évidence, tout au moins dans la zone du glissement et les zones voisines, la présence d'une couche d'argiles varvées, dont les lits sont restés parfaitement horizontaux, et qui dénotent donc la présence d'un dépôt lacustre en période périglaciaire. Il est à noter que dans la zone du glissement, ces argiles reposent au moins en certains endroits directement sur le calcaire et qu'elles ont été ravinées avant le dépôt des produits fluvioglaciaires.

### 2,3,2. Journée catastrophique du 5 juillet 1971 :

Le glissement décrit ici est l'un des nombreux accidents qui se sont produits dans cette région de Montaud le 5 juillet 1971 ; à l'origine de ces phénomènes, on trouve, après un printemps et un début d'été extrêmement pluvieux, un orage d'une violence exceptionnelle qui s'est abattu le 5 juillet sur une zone réduite de quelques kilomètres carrés ; certains pluviomètres situés dans cette zone ont débordé et on peut estimer qu'en moins d'une journée il est tombé environ 300 millimètres d'eau, alors que la pluviométrie annuelle moyenne dans cette région est d'environ 1000 à 1200 mm d'eau. Les conséquences de ces circonstances sont, par ordre croissant de gravité et d'importance, la rupture d'un grand nombre de talus, quelques glissements dont le plus important est celui de la Scierie de Montaud, que nous étudions ici, et surtout une très importante venue d'eau qui est sortie au milieu d'une pente herbeuse, par un phénomène que l'on pourrait qualifier d'explosif, et a créé, dans la partie



haute du thalweg passant à la scierie de Montaud une vague d'une dizaine de mètres de hauteur, qui a raviné ce thalweg en détruisant une partie des installations de la scierie, arrachant de très nombreux arbres de grande taille, déposant ensuite une terrasse alluviale de plus de 50 centimètres d'épaisseur ; ce flot a ensuite emprunté un thalweg fossile où il a entaillé une tranchée de plusieurs mètres, en partie dans le calcaire urgonien il est vrai très fissuré en cet endroit ; ce torrent a ensuite sauté le rebord occidental du Vercors en décapant, sur une largeur de plus de 50 mètres, toute la terre végétale recouvrant le calcaire, et s'est précipité sur le village de Saint Quentin, dans la vallée de l'Isère, où de nombreuses habitations furent détruites et des routes coupées, dont la nationale Grenoble - Valence.

Cette description des phénomènes du 5 juillet permet de se rendre compte de l'extrême violence de tous ces accidents, qui peut s'expliquer par la mise en pression très brutale du karst urgonien qui était déjà rempli totalement ou presque par les importantes précipitations du printemps et du début de l'été ; sous l'effet de cette mise en pression, le karst a dû se vider par un certain nombre d'ouvertures en arrachant et parfois en faisant "exploser" sa couverture soit miocène soit glaciaire.

### 2,3,3. Le glissement de la Scierie, description :

Ce glissement, représenté sur le plan topographique (*figure 12*), s'est produit sur un versant orienté au nord-est, d'inclinaison assez faible, puisque la pente moyenne est, au niveau de la zone de départ de  $17^\circ$  et au niveau de la langue d'écoulement de  $9,5^\circ$ .

La zone de départ, large de 25 à 50 mètres, a une longueur de 130 m ; sa profondeur est de l'ordre de 6 m et elle se terminait vers le haut, juste après l'accident, par une "falaise" de 3 à 6 m de haut avec une pente atteignant presque la verticale en certains points, mais généralement voisine de  $60^\circ$ .

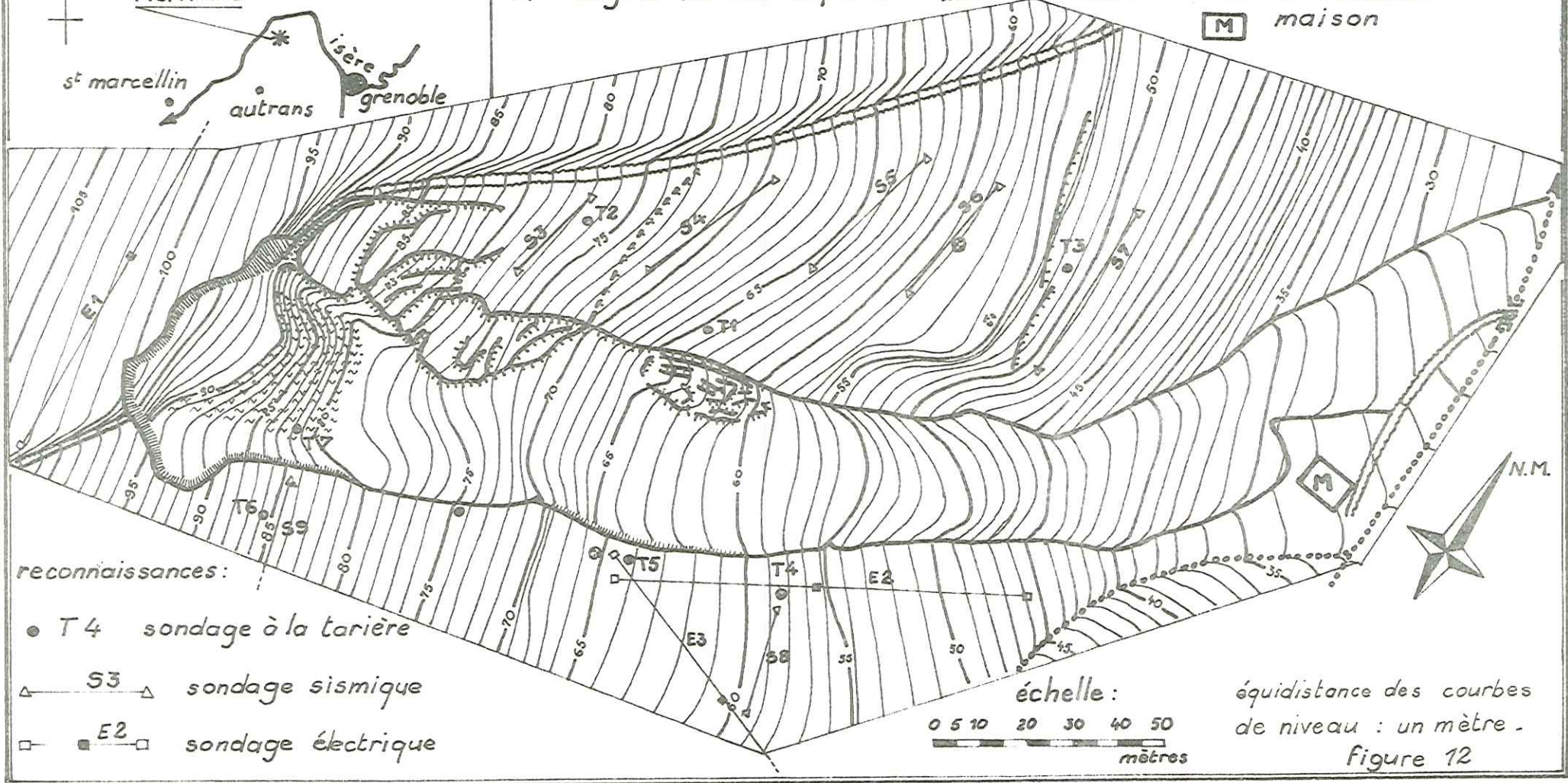
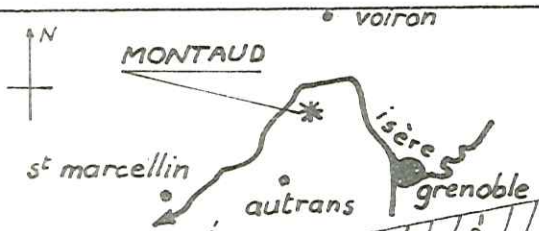
La langue d'écoulement, formée par les matériaux glissés, s'est développée comme une coulée de boue sur une longueur de 170 m, une largeur de 20 à 30 m et une épaisseur de 2 à 4 m. Elle n'a évité que de justesse, et par miracle, la maison située dans son axe de mouvement ; d'après des témoins, cette coulée avançait à la vitesse d'un homme qui court (entre 10 et 20 km/h ?) ; il faut aussi



GLISSEMENT DE TERRAIN de  
**MONTAUD, isère - 5.7.1971**  
 état des lieux en mars 1972

**légende:**

-  limite de la zone de départ avec surface de rupture visible
-  crevasse (barbules vers le bas)
-  crevasse en formation
-  limite de la masse glissée et du terrain en place recouvert
-  entonnoir d'ablation
-  argiles varvées en place
-  -60- et -50- courbes de niveau
-  chemin
-  ruisseau
-  maison



- reconnaitances:
- T4 sondage à la tarière
  - △ S3 sondage sismique
  - E2 sondage électrique

échelle:  
 0 5 10 20 30 40 50  
 mètres

équidistance des courbes  
 de niveau : un mètre -  
 figure 12

remarquer qu'au moins un quart des matériaux mis en mouvement est resté dans la zone de départ.

Evolution du glissement : La zone de départ et la langue d'écoulement n'ont pas évolué depuis l'accident, si ce n'est dans le détail ; au contraire les zones voisines ont évolué dans les huit mois qui ont suivi l'accident : le plan topographique a été dressé en mars 1972, et actuellement (mai 1973) on ne remarque aucune modification nouvelle. Le sommet de la niche d'arrachement a vu apparaître des crevasses de régression sur quelques mètres et la pente sommitale a diminué ; une zone importante (60 m sur 30 m) s'est mise en mouvement, au bord du glissement, en haut de sa rive gauche et des crevasses sont apparues dans les champs de cette même rive gauche, vers l'aval ; depuis mars 1972, tout s'est stabilisé, mais il faut noter que la période écoulée depuis a été marquée par des précipitations très faibles.

#### 2,3,4. Etude du glissement :

Cette étude a compris les chapitres suivants :

- . une étude géologique aussi précise que possible ;
- . une dizaine de sondages à la tarière, atteignant en général une profondeur de 3 mètres ;
- . des sondages géophysiques (sismiques et électriques) ;
- . un relevé topographique ;
- . quelques essais au laboratoire.

Nous avons reporté sur *la figure 12* l'implantation des essais sur le terrain effectués avant mars 1972 et situés dans le cadre du plan, d'autres ayant été effectués soit à l'extérieur du plan, soit depuis cette date.

#### 2,3,4,1. Etude géologique :

Elle nous a permis d'observer essentiellement :

- que le calcaire urgonien affleure, à une centaine de mètres au dessus du glissement, avec un pendage légèrement supérieur à la pente du terrain, mais conforme à la pente ;
- qu'on retrouve ce calcaire dans le thalweg (ruisseau de la scierie, au front du glissement) ;



- qu'il existe des argiles varvées sous la couverture fluvioglaciale ; elles ont en effet été mises à nu dans la partie haute de la zone de départ (*voir le plan*) et on les a retrouvées dans le ruisseau de la scierie en amont.

#### 2,3,4,2. Sondages à la tarière et géophysique :

Ces sondages ont permis de préciser que le calcaire se trouve toujours à quelques mètres de profondeur au dessus de la zone de départ et à la base du glissement, et à une dizaine de mètres de profondeur au niveau du glissement ; au dessus se trouvent des argiles varvées dont le toit se trouve à une profondeur variant entre 1 et 3 m et sur lesquelles on rencontre des produits fluvioglaciaux recouverts par quelques décimètres de terre végétale.

Le glissement s'est produit au contact des argiles varvées et du fluvioglaciale, puisque celui-ci (plus la terre végétale) constitue la totalité de la masse glissée.

Nous avons reporté ces indications sur une coupe longitudinale du glissement (*figure 13*).

#### 2,3,4,3. Etudes en laboratoire :

Le fluvioglaciale est composé d'une matrice argileuse renfermant des blocs, des galets, du gravier et du sable ; cette matrice argileuse a les limites d'Atterberg moyennes suivantes :

limite de liquidité : 30 à 35 %

limite de plasticité : 18 à 20 %

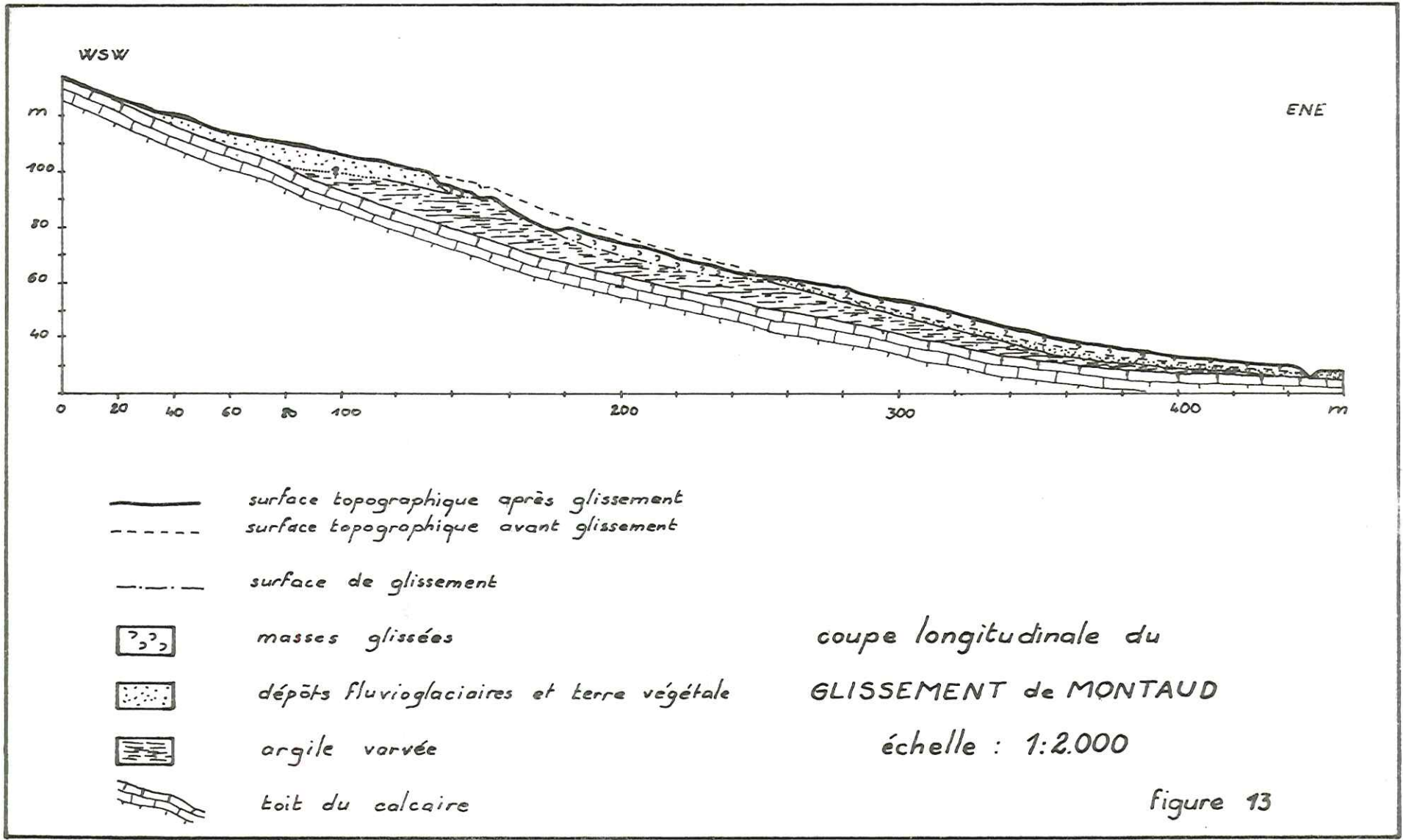
indice de plasticité : 12 à 16 %

Les argiles varvées sont formées d'une alternance de couches d'argile d'environ 5 à 25 mm d'épaisseur et de petits lits de sable très fin dont l'épaisseur est inférieure au millimètre. L'étude granulométrique et sédimentométrique a donné pour ce matériau :

fraction inférieure

à (en microns)

	1000	100	10	1	0,1
pourcentage	98,5	93,5	74	25	15



Ces argiles, très glissantes et molles en surface lorsqu'elles sont mouillées, sont très dures et compactes dans la masse, leur teneur en eau naturelle, à 50 cm de profondeur, étant voisine de 12 %.

Nous avons effectué quelques essais de cisaillement sur des échantillons non remaniés (ou du moins prélevés et préparés aussi soigneusement que possible pour limiter le remaniement au maximum) ; la boîte de cisaillement utilisée est une boîte circulaire de diamètre 60 mm ; les échantillons, épais de 25 mm étant placés entre deux pierres poreuses, la teneur en eau étant de 12 % environ à la mise en place et variant très peu au cours de l'essai ; les cisaillements ont été effectués sur 6 échantillons soumis à des contraintes normales variant de 0,328 à 1,715 bar, la vitesse de cisaillement étant constante et égale à 16,256 microns par minute. A l'époque des essais, notre machine n'était pas équipée pour les essais résiduels et nous n'avons donc mesuré que les résistances de pic (voir le paragraphe 3,2,2). Les résultats obtenus sont portés sur *la figure 14* et conduisent à une courbe intrinsèque dont les paramètres sont :

angle de frottement interne :  $\phi = 21^\circ$  ( $\text{tg } \phi = 0,385$ )

cohésion :  $c = 0,31$  bar

#### 2,3,4,4. Etude de stabilité :

Une étude rapide de la stabilité peut être faite par la méthode décrite au paragraphe 4,3. Nous ferons à priori deux hypothèses quant aux pressions intersticielles :

- hypothèse 1 : pressions nulles ;

- hypothèse 2 : pressions correspondant à un niveau piézométrique selon la surface du sol.

Nous calculerons les paramètres  $c'$  et  $\phi'$  (cohésion et angle de frottement interne exprimés en termes de contraintes effectives, voir paragraphe 3,2,2.) nécessaires à la stabilité limite le long de la surface de rupture réelle. Nous aboutissons aux deux relations suivantes :

hypothèse 1 :  $c' = 0,258 - 0,955 \text{ tg } \phi'$

hypothèse 2 :  $c' = 0,258 - 0,414 \text{ tg } \phi'$  ( $c'$  en bars)

que nous pouvons traduire par *la figure 15,a*, les droites représentant les re-

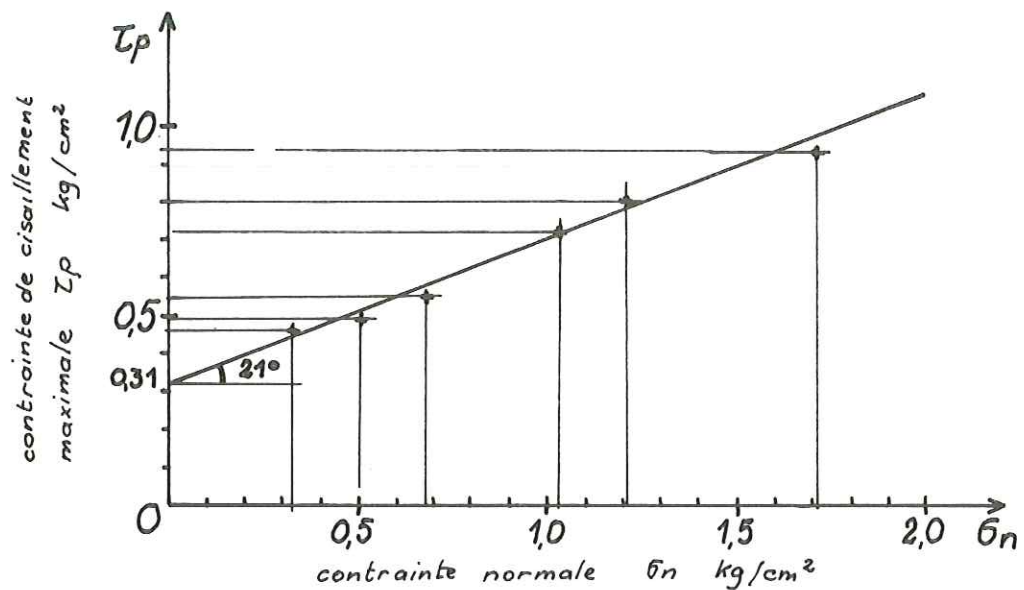


essais de cisaillement sur  
l'argile varvée de MONTAUD (isère)

échantillons :  $\phi$  60 mm e 25 mm  
placés entre deux pierres poreuse à une teneur en eau voisine des valeurs lors du prélèvement in situ : 11,8 à 13,2%

vitesse de cisaillement : 16,256 microns /minute

essai n°	1	2	3	4	5	6
contrainte normale $\bar{\sigma}_n$ - kg/cm <sup>2</sup>	0,328	0,505	0,682	1,035	1,212	1,714
contrainte de cisaillement maximale $\tau_p$ kg/cm <sup>2</sup>	0,46	0,49	0,55	0,72	0,80	0,93



cohésion :  $c = 0,31$  kg/cm<sup>2</sup>

angle de frottement interne :  $\phi = 21^\circ$

figure 14

lations nécessaires entre  $c'$  et  $\phi'$  pour assurer la stabilité limite.

Quelques remarques s'imposent :

. Bien qu'il soit très difficile de comparer les valeurs  $c'$  et  $\phi'$  calculées qui sont exprimées en termes de contraintes effectives et les valeurs  $c$  et  $\phi$  expérimentales mesurées à la boîte de cisaillement (cependant en conditions relativement lentes, à faible teneur en eau et drainées), nous avons porté ces valeurs expérimentales sur *la figure 15, a* ce qui permet de voir une très grande différence entre ces valeurs ; à titre purement indicatif, le coefficient de sécurité calculé avec ces valeurs expérimentales serait de l'ordre de 4,9 avec la première hypothèse et de 2,8 avec la seconde.

. Nous avons d'autre part indiqué que le glissement s'était produit au niveau du contact argile - fluvioglaciaire, mais il ne faut pas concevoir ce contact comme une discontinuité bien marquée ; on a au contraire un passage progressif entre ces deux matériaux sur une épaisseur de l'ordre de 50 cm ; c'est dans cette zone, et plutôt vers sa base, que se situe la surface de glissement ; les caractéristiques mécaniques de ce matériau doivent présenter un frottement de l'ordre de celui de l'argile varvée, voire plus élevé, et une cohésion plus faible ; d'autre part ces argiles constituent un niveau assez fortement imperméable et les conditions pluviométriques du fluvioglaciaire ; ceci nous permet de penser que l'hypothèse 2 est plus vraisemblable et d'envisager, lors du glissement, une très nette détérioration des qualités du matériau par une très forte augmentation de la teneur en eau, ce que confirme d'autre part l'extension de la coulée des matériaux (170 m de long, 20 à 30 m de large, 2 à 4 m d'épaisseur) malgré la pente relativement faible d'environ 9,5°.

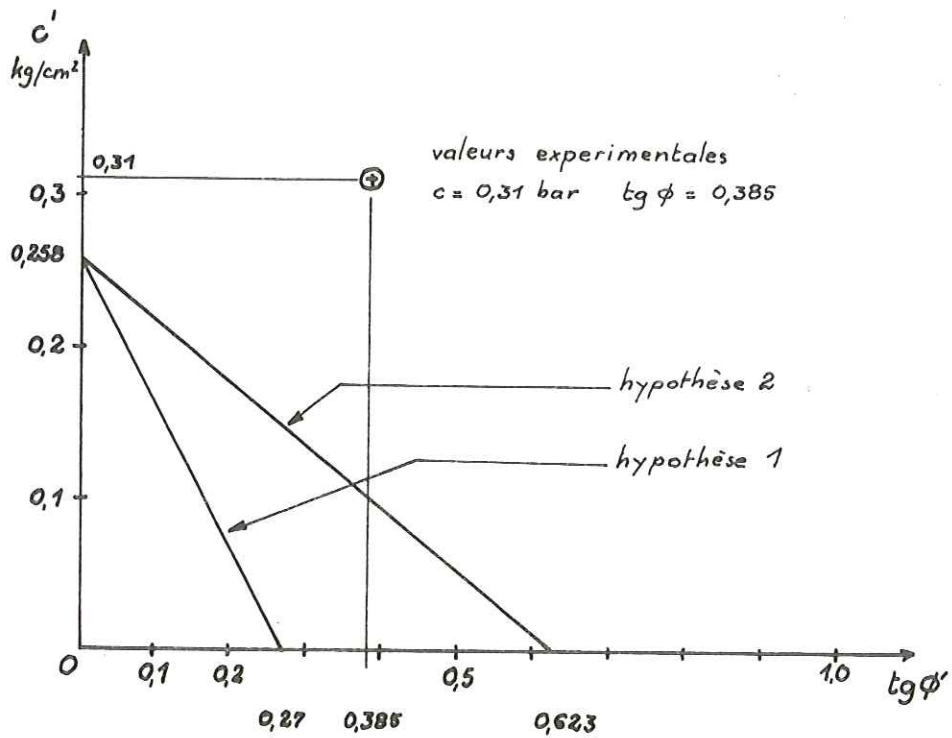


figure 15,a : relation nécessaire entre  $c'$  et  $\phi'$  pour assurer la stabilité limite selon la surface de glissement naturelle.

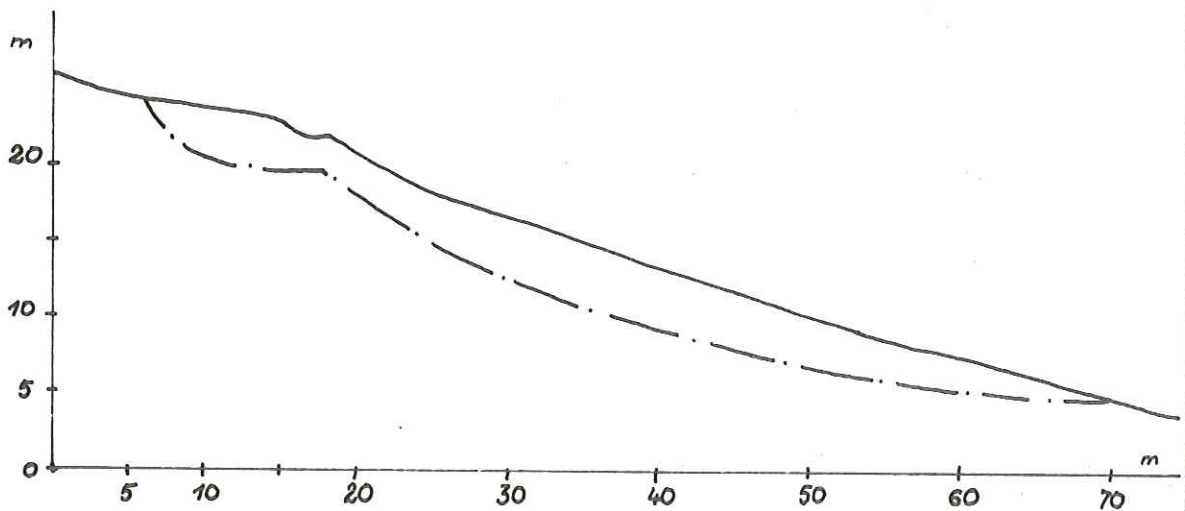


figure 15,b : surface de glissement naturelle.



CHAPITRE 3

ESTIMATION DE LA STABILITE DES PENTES

### 3,1. BUT DE L'ETUDE.

Nous venons de voir dans les deux chapitres précédents, quelle pouvait être l'importance des glissements de terrain, par leurs conséquences envers l'activité humaine. Leur pouvoir destructeur est en effet considérable en raison des masses énormes qui sont mises en mouvement, ainsi parfois que des vitesses atteintes : il suffit de se rappeler les glissements du Vajont ou du Plateau d'Assy. Sans se référer à de telles catastrophes, il ne faut pas oublier les très nombreux glissements de terrain de beaucoup plus faible envergure qui coupent les routes, emportent des maisons ou simplement menacent de tels ouvrages. Il importait donc d'essayer de comprendre le phénomène de façon à concevoir une attitude à adopter face à lui, une méthode de prévision, ou à défaut un arsenal de remèdes.

L'étude pouvait être entreprise par deux voies :

. La voie descriptive de phénomènes réels, conduisant à un traitement statistique des observations, de façon à mettre en évidence l'influence des divers paramètres sur la stabilité des pentes ;

. La voie théorique qui consiste à traiter la question comme un problème de mécanique, pour en déduire des lois régissant la stabilité des pentes, lois qui devront ensuite être confrontées avec la réalité.

Ces deux voies ont déjà été longuement explorées et nous verrons que chacune a ses raisons d'être par suite des difficultés ou impossibilités présentées par l'autre.

La voie descriptive a en particulier conduit aux diverses classifications, à la première compréhension du phénomène ; c'est celle qui a été abordée au chapitre précédent ; elle a comme supériorité principale sur l'étude théorique qu'elle permet de distinguer les grandes classes de mouvements de terrain pour lesquelles cette étude théorique se fera, dans la pratique, selon des méthodes différentes. Mais elle présente une difficulté majeure lorsqu'il s'agit d'en tirer des enseignements : toute étude descriptive d'un phénomène naturel aussi complexe ne peut déboucher sur des enseignements concrets et applicables avec efficacité et certitude que si les observations ont été suivies d'un traitement statistique valable ; or ceci implique tout d'abord que l'on dispose de

valeurs numériques et que celles-ci soient en nombre suffisant pour chaque type particulier du phénomène. Nous verrons plus loin que la stabilité d'une pente dépend d'un certain nombre de facteurs ; s'il est en fait très aisé de mesurer certains paramètres tels que la pente ou les dimensions d'un glissement, il devient déjà moins facile de connaître la structure interne d'un terrain ; quant à connaître les conditions du terrain telles que sa teneur en eau, les pressions d'eau et surtout les propriétés de résistance mécanique, en tout point de la zone étudiée, cela constitue un travail extrêmement long et onéreux et il est alors impossible de répéter ces opérations sur un grand nombre de cas ; si nous ajoutons à ces remarques que la nature d'un terrain est quelque chose d'excessivement variable, même à l'intérieur d'une couche géologique, en raison de l'histoire du terrain, que les configurations géométriques, hydrauliques, etc..., sont variables à l'infini, on se rend vite compte que la méthode descriptive ne peut résoudre seule le problème de la stabilité des pentes.

Nous allons par la suite nous intéresser à l'étude théorique du phénomène et nous verrons que celle-ci a aussi des limites relativement restreintes en raison des simplifications que l'on doit faire, tant dans la conduite des calculs que dans la représentation numérique des terrains naturels. C'est la raison pour laquelle l'étude descriptive reste une nécessité pour compléter la théorie ; cette étude descriptive a été entreprise par de nombreuses personnes et en particulier dans notre laboratoire sous différentes formes : entre autres par une cartographie et une étude de terrain aussi détaillée que possible de tous les mouvements de terrain et des pentes stables sur deux zones des Alpes à forte densité de mouvements de terrain, correspondant à deux cartes géologiques à l'échelle de 1/50.000 : l'étude de la feuille LA GRAVE (Hautes-Alpes, Isère et Savoie) a été menée en 1972 par des géologues de l'Institut Dolomieu et du Bureau de Recherches Géologiques et Minières (B.R.G.M.) ; les résultats en seront publiés sous peu ; l'étude de la feuille SAINT JEAN DE MAURIENNE (Savoie) est faite actuellement par A.M. MALATRAIT et donnera lieu à une thèse (Institut Dolomieu).

Ces généralités étant rappelées, il nous faut revenir au but de l'étude de la stabilité des pentes qui est de chiffrer cette stabilité de façon à pouvoir estimer le degré de risque de mouvement de terrain, sur une zone donnée, dans son état naturel ou en fonction de diverses modifications, ainsi que de dé-



terminer les remèdes à mettre éventuellement en oeuvre contre les phénomènes d'instabilité.

### 3,2. POSITION DU PROBLEME.

Le problème posé par l'étude de la stabilité d'une pente consiste à estimer les chances de déplacement ou de non déplacement de certains points de cette pente ; il s'agit donc de déterminer en fonction du temps la position de chaque point de l'espace, de façon à voir dans quelles conditions cette position restera constante ou se modifiera.

#### 3,2,1. Problème de mécanique :

Il s'agit donc de résoudre un problème de mécanique des milieux continus, qui dépend de trois types de grandeurs physiques que nous rappellerons brièvement (et dépend en outre de l'état initial, c'est-à-dire des contraintes en tout point de l'espace au temps zéro).

a)- Les lois fondamentales de la mécanique qui sont valables pour tous les corps et en toutes circonstances ; ce sont :

. Les équations générales de l'équilibre (la somme des forces appliquées à un solide est égale à l'accélération qui lui est transmise multipliée par sa masse) qui se traduisent par trois équations relatives aux composantes des forces et par trois équations relatives aux composantes des moments par rapport à un point ou un axe quelconque ; remarquons que si on traite le problème à deux dimensions (en supposant qu'il est indépendant de la troisième), ces six équations se réduisent à trois (deux pour les forces et une pour les moments) ;

. Les équations thermodynamiques (conservation de la masse ...).

b)- La loi rhéologique : qui est une caractéristique du matériau et qui est une relation entre les contraintes  $\sigma$ , les déformations  $\epsilon$ , et leurs dérivées  $\dot{\sigma}$  et  $\dot{\epsilon}$  par rapport au temps. La combinaison des lois fondamentales et de la loi rhéologique conduit à des équations différentielles dont la résolution théorique conduit à des constantes d'intégration qui sont déterminées par les conditions aux limites.

c)- Les conditions aux limites : sont les caractéristiques de l'état

du massif (géométrie, forces appliquées, etc...).

### 3,2,2. La loi rhéologique :

Comme nous venons de la dire, la loi rhéologique est une relation entre les contraintes  $\sigma$ , les déformations  $\varepsilon$  et leurs dérivées  $\dot{\sigma}$  et  $\dot{\varepsilon}$  par rapport au temps ; elle représente donc les propriétés de résistance aux sollicitations et les propriétés de déformation d'un matériau. Avant d'en indiquer les principales caractéristiques, nous rappellerons la définition de la contrainte effective ; le sol est un matériau composé de trois phases : solide, liquide, gazeuse ; en négligeant la phase gazeuse, et lorsque la phase liquide remplit tous les pores ouverts, elle est susceptible de transmettre des pressions. En un point du massif, l'état de contraintes total (en général anisotrope, représenté par un tenseur symétrique d'ordre 3, donc par six paramètres  $\sigma_{ij}$  avec  $i = 1, 2, 3$  et  $j = 1, 2, 3$  et  $\sigma_{ij} = \sigma_{ji}$ ) est donc la somme de l'état de contraintes intergranulaire ou effectif, c'est-à-dire des contraintes transmises par le contact entre les grains (lui aussi anisotrope et représenté par six paramètres  $\sigma'_{ij}$ ) et de la pression intersticielle (qui est isotrope) notée  $u$ . On écrira donc :

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} + u \quad \text{avec } i = 1, 2, 3 \quad j = 1, 2, 3$$

La loi rhéologique, relative aux contraintes effectives, est donc déterminée par :

. La nature du terrain, c'est-à-dire la composition minéralogique et granulométrique de la phase solide ainsi que la nature physicochimique de la phase liquide ;

. L'histoire du terrain, c'est-à-dire la succession au cours du temps et avant l'époque considérée pour déterminer la loi rhéologique, des différents tenseurs de contraintes effectives appliqués à la phase solide (voir plus loin par exemple la fragilité) ;

. Enfin les conditions de modification du tenseur des contraintes effectives pendant la modification des sollicitations appliquées au terrain (naturellement ou pendant l'essai au laboratoire pour déterminer la loi).

La détermination expérimentale ne peut s'effectuer au laboratoire que

sur des échantillons et selon un certain nombre de procédés bien définis ; pour plusieurs raisons, les résultats d'essais ne seront donc pas conformes à la loi rhéologique en milieu naturel ; les raisons principales sont :

. des raisons liées à l'échantillon : d'une part il intervient un effet d'échelle qui est d'autant plus important que les éléments constitutifs du terrain sont gros par rapport au volume étudié ; mais surtout l'histoire des contraintes se trouve modifiée soit par un remaniement même léger de l'échantillon (cet inconvénient peut cependant être limité au maximum avec les techniques actuelles de prélèvement) mais surtout par l'extraction de l'échantillon de son milieu donc par la suppression des contraintes exercées par le milieu sur l'échantillon ; même si on recrée ensuite en laboratoire cet état de contraintes, on peut avoir entre temps modifié le comportement du matériau ; BISHOP signale cependant que la prise d'échantillons d'argile modifie moins la cohésion et l'angle de frottement interne que la résistance au cisaillement.

. les essais au laboratoire se font essentiellement à l'aide de trois procédés qui sont l'essai triaxial, l'essai de cisaillement direct et l'appareil de torsion ; or ces essais introduisent des hétérogénéités dans la répartition des tenseurs de contraintes, qui ne se trouvent pas dans le terrain naturel, en raison par exemple du frottement sur les têtes de l'appareil triaxial ou de l'effet de coin de la boîte à cisaillement qui pénètre dans l'échantillon. Lorsqu'on veut effectuer des essais aux grandes déformations, il est difficile de connaître parfaitement les conditions de l'essai ; à ce sujet, voir l'étude de BOUCEK (1969) et l'article de O'NEIL (1962).

L'action de l'eau intersticielle au cours de ces essais est généralement contrôlée selon deux processus distincts ; d'une part en essai totalement drainé, la pression intersticielle reste constante ou nulle, d'autre part en essai non drainé, cette pression est variable mais peut être mesurée sur l'essai triaxial. On peut comparer sommairement ces deux types d'essai (triaxial et cisaillement) en disant que :

- l'essai triaxial permet la mesure des pressions intersticielles en modifiant les pressions horizontales qui restent connues et ne fixe pas géométriquement la position des plans de rupture<sup>o</sup> ; la consolidation de l'échantillon est isotrope (les trois contraintes principales  $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$ ) ;

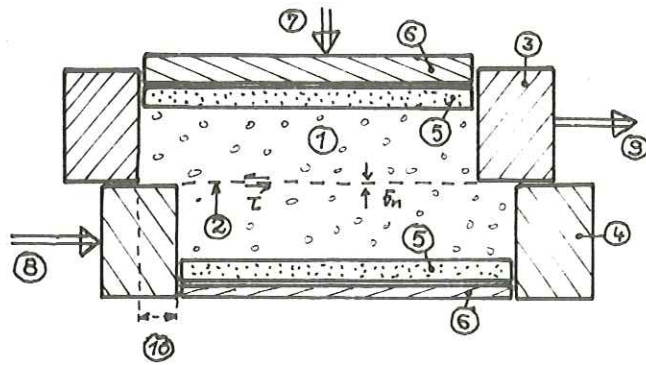


la mise en place de l'échantillon est plus compliquée et l'essai est plus coûteux que pour le cisaillement direct ;

- l'essai de cisaillement direct est donc moins cher et plus facile à mettre en oeuvre, mais le plan de cisaillement est imposé, la section de cisaillement est variable et on ne connaît pas les hétérogénéités mécaniques introduites aux zones de pénétration des demi-boîtes dans l'échantillon ; l'essai peut être consolidé monoaxialement, mais les contraintes latérales sont inconnues ; l'essai peut être effectué drainé ou non selon que l'échantillon est enfermé entre deux plaques poreuses ou étanches et en fonction des vitesses de cisaillement imposées.

D'un point de vue qualitatif, la loi rhéologique d'un sol est extrêmement complexe et on préfère en général distinguer un certain nombre de domaines (en fonction des sollicitations, des déformations ou d'autres paramètres) dans lesquels il est possible de déterminer une loi rhéologique partielle plus simple et plus facilement utilisable pour des calculs ultérieurs. Il s'agira donc, pour traiter un problème de stabilité, de déterminer ces lois rhéologiques partielles, mais aussi de connaître dans quel domaine se trouve le sol de façon à utiliser la loi partielle correspondante. Nous nous contenterons ici de rappeler les principales caractéristiques du comportement mécanique d'un sol.

Si on effectue un essai de cisaillement direct à vitesse constante à sur un échantillon soumis à une contrainte normale  $\sigma_n$  (voir la figure 16,a), en mesurant la déformation  $a$  (décalage des deux demi-boîtes) et la contrainte de cisaillement  $\tau$  qui s'exerce le long du plan de cisaillement imposé par l'appareillage, on observe (figure 16,b) une zone ( $\tau < \tau_e$ ) où les déformations sont réversibles : c'est le domaine d'élasticité ; la contrainte augmente ensuite dans un domaine à déformations non réversibles ou domaine de plasticité jusqu'à une valeur  $\tau_p$  qui est la résistance maximale ou résistance de pic, définie comme étant la valeur à partir de laquelle la contrainte ne peut plus augmenter si les déformations augmentent (au cours d'un essai par augmentation progressive des contraintes, cette valeur correspond à la rupture brutale de l'échantillon) ; ensuite la contrainte diminue et se stabilise à une valeur  $\tau_r$  dite résistance de plasticité parfaite, ultime ou résiduelle, qui est définie comme la contrainte qui se stabilise et ne se modifie plus lorsque les déformations augmentent. On



- ① échantillon
- ② plan de cisaillement
- ③ 1/2 boîte supérieure
- ④ 1/2 boîte inférieure
- ⑤ pierres poreuses
- ⑥ fond et couvercle
- ⑦ effort normal  $S \times \sigma_n$
- ⑧ vitesse constante  $\dot{\alpha}$
- ⑨ effort de cisaillement  $S \times \tau$
- ⑩ déplacement  $a$

Figure 16,a :  
 schéma de principe de l'essai de cisaillement.

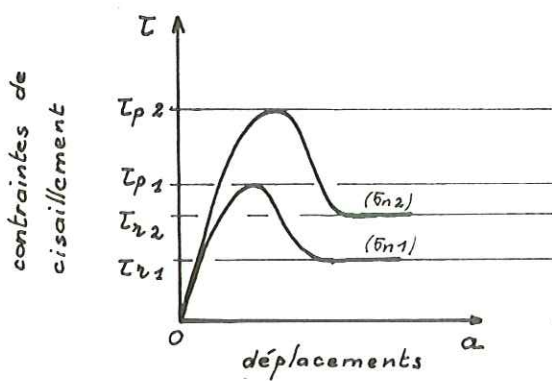


Figure 16,b :  
 courbes contraintes - déformations

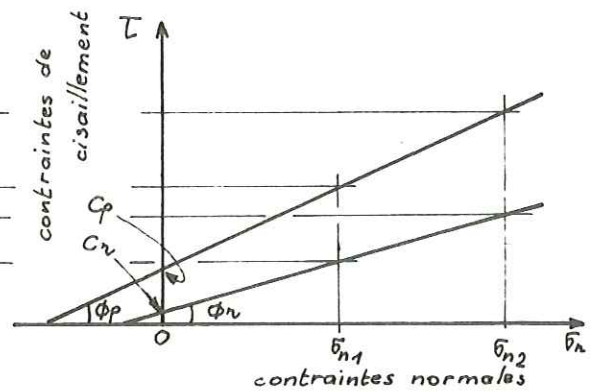


Figure 16,c :  
 courbes intrinsèques de pic et résiduelles

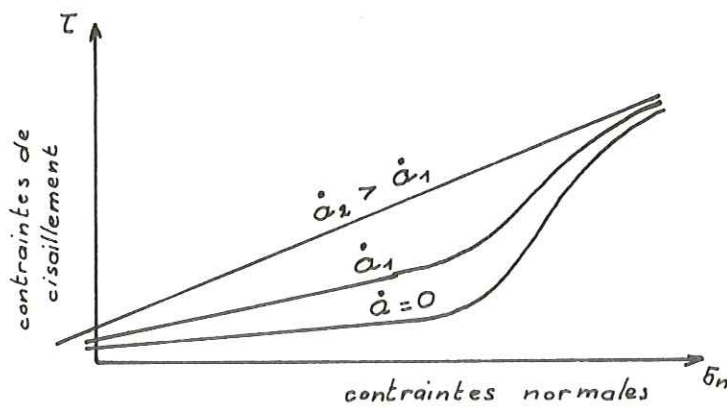


Figure 16,d :  
 déformation de la courbe intrinsèque  
 avec la vitesse  $\dot{\alpha}$ . (d'après B. Boucek)

appellera fragilité  $I_b$  (index of brittleness) le rapport :

$$I_b = \frac{\tau_p - \tau_r}{\tau_p}$$

qui varie de 0 lorsque résistante résiduelle et ultime sont égales, à (1) lorsque la résistance résiduelle est nulle ; en général cet indice augmente avec l'état de fissuration du sol ; il est également fonction directe de la contrainte maximale de consolidation du sol au cours de son histoire ; enfin la fragilité décroît lorsque la contrainte normale appliquée augmente : des essais effectués par KRSMANOVIC (1967) donnent les résultats suivants :

sur des grès :

sur des calcaires :

$\sigma_n$	$\tau_p$	$\tau_r$	$I_b$
kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	
3,0	28	2	0,93
10,9	42	13	0,69
15,0	42	9	0,78
20,0	42	14	0,67
30,0	57	20	0,65

$\sigma_n$	$I_b$
kg/cm <sup>2</sup>	
6,3	0,86
9,1	0,79
18,5	0,64

Lorsque l'on approche de la rupture, le comportement d'un matériau est donc très différent selon son indice de fragilité :

. pour un matériau peu ou non fragile, la résistance au cisaillement mobilisable reste toujours voisine de  $\tau_p$ , on a donc un phénomène qui reste relativement constant dans le temps d'où une rupture à vitesse constantes ;

. pour un matériau très fragile ( $I_b$  proche de 1), la résistance mobilisable reste égale à  $\tau_p$  tant que la déformation correspondante  $\epsilon_p$  n'est pas atteinte, mais chute rapidement à une valeur  $\tau_r = \tau_p \cdot (1 - I_b)$  nettement plus faible et la vitesse de rupture subit une accélération importante.

A partir d'essais effectués à la même vitesse de déformation, mais sous des contraintes normales  $\sigma_n$  différentes, nous pouvons (*figure 16,c*) construire les courbes intrinsèques du matériau, relatives à la limite d'élasticité, à la résistance de pic ou à la résistance résiduelle ; dans le domaine d'utilisation de ces résultats pour les calculs de stabilité, on assimile ces courbes à des droites d'angle  $\phi$  et d'ordonnée à l'origine  $c$  ; cette loi est la



loi de Coulomb qui s'écrit :  $\tau = c + \sigma_n \cdot \text{tg } \phi$

où  $c$  est la cohésion (qui a la dimension d'une pression) et  $\phi$  l'angle de frottement interne. Selon que les essais sont faits en utilisant les contraintes totales ou les contraintes effectives, on parlera de :

$c, \phi$  : cohésion et frottement en termes de contraintes totales,  
 $c', \phi'$  : cohésion et frottement en termes de contraintes effectives.

La vitesse de déformation a une influence importante sur les résultats énoncés précédemment, surtout pour les matériaux à teneur en argile élevée ; *"il existera autant de courbes intrinsèques de plasticité parfaite que de vitesses de déformation ; la courbe correspondant à une vitesse de déformation nulle sera la limite des comportements solide et liquide ; on l'appellera limite de fluage"* (P. DESVARREUX - 1971) ; la figure 16,d représente ce phénomène et permet de voir que la résistance au cisaillement, pour une contrainte normale donnée, est d'autant plus faible que la déformation est lente. D'un point de vue pratique, PETLEY (Imperial College, Londres, non publié) indique que la résistance relative décroît de façon constante avec le logarithme de la durée :

rupture en :	résistance :
1 jour	$R = 1$
10 jours	$R = 1 - 1/30$
100 jours	$R = 1 - 2/30$
1000 jours	$R = 1 - 3/30$

Pour terminer, ajoutons une remarque à propos des limites d'Atterberg pour lesquelles aucune relation n'a été trouvée avec les phénomènes de rupture ; mais chaque fois que cela est possible, il importe de les noter afin de voir apparaître d'éventuelles relations.

#### Détermination de la loi rhéologique :

d'un point de vue qualitatif, le comportement mécanique des sols est maintenant bien connu, du moins dans certaines limites ; on possède donc l'ensemble des équations qu'il faudra combiner aux lois fondamentales pour obtenir

les équations différentielles du problème de la stabilité ; il reste donc à choisir laquelle ou lesquelles de ces équations il faut effectivement utiliser, et à déterminer les valeurs numériques à y introduire.

Le choix de la loi rhéologique partielle se fera en fonction du mode de rupture que l'on envisage d'étudier : rupture lente, rapide, à court ou à long terme, etc... ;

La détermination des valeurs numériques se fera à l'aide d'essais qui reproduiront d'aussi près que possible les conditions naturelles et (ou) les conditions prévues pour le mouvement de terrain envisagé ; il faudra en particulier tenir compte :

- . des problèmes d'échantillonnage,
- . de la localisation des échantillons si possible au voisinage de la surface de rupture réelle ou envisagée,
- . de la teneur en eau naturelle du sol,
- . de la vitesse de l'essai,
- . des conditions drainées ou non drainées selon la nature des modifications qui seront éventuellement apportées au milieu naturel (par exemple un essai non drainé pour une surcharge rapide sur un terrain peu perméable),
- . de l'ordre de grandeur des conditions de chargement (contrainte normale pour un essai de cisaillement, contrainte radiale pour un essai triaxial) aussi voisines que possible des conditions naturelles (profondeur, surcharges),
- . de l'histoire géologique du site (surconsolidation éventuelle, déformations ayant déjà atteint les valeurs de pic).

### 3,2,3. Les conditions aux limites :

Nous possédons maintenant les équations différentielles caractéristiques du matériau, obtenues par combinaison des lois fondamentales et de la loi rhéologique ; leur intégration fait intervenir des grandeurs arbitraires qui sont déterminées par les conditions aux limites qui sont les caractéristiques du milieu étudié. Ces conditions aux limites peuvent être divisées d'une part en conditions relatives soit à la géométrie, soit aux forces, et d'autre part en conditions relatives soit à la phase solide, soit à la phase liquide.

### 3,2,3,1. Conditions aux limites géométriques de la phase solide :

Ce sont la surface topographique du terrain et la structure géologique du massif ; on doit aboutir à la délimitation de zones homogènes quant aux différents paramètres introduits dans les équations différentielles (densité, cohésion, frottement ...) ; la détermination se fera, pour la géométrie externe par l'utilisation de cartes, ou s'il n'en existe pas d'assez précises par un relevé topographique ; pour la géométrie interne, on emploiera séparément ou simultanément selon les cas la cartographie géologique, les sondages mécaniques, les sondages par diagraphie ou les sondages géophysiques (voir à ce sujet l'étude du glissement de Montaud au chapitre 2).

### 3,2,3,2. Conditions aux limites géométriques de la phase liquide :

Ce sont les limites de la nappe, lorsqu'il en existe une, la limite du terrain imbibé par capillarité, dans un terrain de nature géologique constante, les limites de zones de même teneur en eau (influence sur la cohésion en particulier), et de même perméabilité, les entrées et sorties d'eau avec les zones de circulations préférentielles (failles, fissures ...) ; ceci peut se déterminer avec les mêmes moyens qu'au paragraphe précédent, avec en plus l'utilisation de piézomètres.

### 3,2,3,3. Conditions aux limites relatives aux forces et à la phase solide :

Ce sont les sollicitations appliquée sur la surface extérieure du massif, dues essentiellement à des constructions, à des remblais ou au passage de véhicules lourds.

### 3,2,3,4. Conditions aux limites relatives aux forces et à la phase liquide :

Ce sont les surpressions d'eau qui peuvent être appliquées soit sur la surface extérieure du massif (berge d'un plan d'eau), ou en certains points du massif en raison de certaines circulations particulières ; si les conditions aux limites géométriques sont parfaitement connues (entrées et sorties d'eau, limites de la nappe, répartition des perméabilité), les pressions seront théoriquement connues en tout point ; ceci n'étant pas toujours réalisable, on



peut déterminer les pressions intersticielles en certains points par des méthodes directes (capteurs de pressions).

### 3,3. RESOLUTION DU PROBLEME.

Nous possédons maintenant toutes les données nécessaires :

- . les équations différentielles obtenues par combinaison des lois fondamentales et de la loi rhéologique,
- . les conditions aux limites.

Il n'est cependant pas possible de résoudre le problème dans le cas général et on est donc conduit à le traiter de deux façons distinctes :

- . apporter un certain nombre de simplifications au problème ou faire des hypothèses préalables sur certaines parties de la solution et chercher non plus la solution globale qui serait, comme nous l'indiquions plus haut, la position de chaque point du massif en fonction du temps, mais la détermination d'une probabilité de rupture du massif ;

- . utiliser les cas où la résolution a déjà été effectuée par la nature, c'est-à-dire déterminer tous les paramètres énoncés précédemment pour un certain nombre de pentes stables ou instables et en déduire statistiquement d'une part un certain nombre de types comparables quant à leur comportement, d'autre part des ensembles de critères marquant la limite entre la stabilité et l'instabilité.

#### 3,3,1. Notion de méthode de calcul :

Lorsque l'on fait des simplifications sur l'énoncé du problème, ou des hypothèses sur une partie de la solution, on aboutit à des méthodes de résolution qui sont donc caractérisées par ces simplifications et hypothèses qui influencent directement la précision du résultat obtenu ; nous décrirons ces méthodes de calcul au chapitre 4.

#### 3,3,2. Comparaison de cas d'espèces :

Ici le raisonnement est beaucoup plus subjectif car il prétend résoudre un problème par comparaison avec d'autres déjà résolus ; la difficulté principale qui apparaît est de savoir chiffrer avec précision l'influence de telle

ou telle modification lorsque celle-ci rapproche la solution de la limite entre la stabilité et l'instabilité ; la méthode est beaucoup plus efficace lorsque la comparaison se fait par éloignement de cette limite ; il intervient ici essentiellement la notion d'expérience de l'observateur, mais celle-ci peut être mise rapidement en défaut par des modifications minimales de tel ou tel paramètre.

### 3,3,3. Etude statistique de cas :

L'étude statistique des problèmes de stabilité qui ont été résolus par la nature est théoriquement chose aisée puisque toutes les pentes sont soit stables soit instables ; mais une telle étude théorique n'est possible que si on possède la valeur numérique de tous les paramètres qui régissent la stabilité, car l'absence d'un seul de ceux-ci ne permet plus d'exploiter l'exemple considéré ; or ces paramètres sont très nombreux mais surtout certains ne sont accessibles que par des reconnaissances, sur le terrain ou en laboratoire, longues et onéreuses, ce qui limite, sinon arrête, rapidement l'étude. Pour effectuer ce travail, il s'offre donc deux possibilités : la première, et qui sera abordée au chapitre 5, consiste à se limiter aux quelques exemples de la littérature pour lesquels des études complètes des différents paramètres ont été faites, car ces cas particuliers justifiaient ces études pour des raisons le plus souvent économiques (prévention, remèdes) ; la seconde possibilité d'étude statistique est celle qui a déjà été évoquée au début de ce chapitre : un recensement des zones instables (et stables) dans certains secteurs géologiques favorables : on ne relève alors que les paramètres aisément mesurables ou observables géologiquement ou à l'aide d'essais très simples et on regroupe les autres paramètres non mesurables en un certain nombre de classes de similitude, reliées directement à la nature et à la structure géologiques du terrain ; à titre d'exemple nous indiquerons le travail de cartographie systématique qui a été entrepris en 1972 en collaboration entre le Laboratoire de Géologie Appliquée de l'Institut Dolomieu et le Bureau de Recherches Géologiques et Minières (Orléans - La Source) : ce travail a conduit à la mise au point d'une fiche-questionnaire, sous forme d'une "check-list" rassemblant toutes les questions auxquelles il serait souhaitable de répondre pour l'étude d'un mouvement de terrain ; en annexe de ce chapitre, nous exposons la méthode utilisée, sur un cas particulier.

### ANNEXE AU CHAPITRE 3

#### Cartographie des glissements d'EN BRUNET (Savoie),

#### Fiche-questionnaire "Institut Dolomieu - B.R.G.M."

Dans le cadre de l'étude cartographique de la feuille LA GRAVE 1/50.000, il a été mis au point par notre Laboratoire et le B.R.G.M. (Orléans) une méthode de travail reposant sur les deux bases suivantes :

- d'une part la cartographie systématique, et aussi précise que possible, à l'échelle du 1/20.000, de toutes les formes de mouvements de terrain, à l'aide de figurés conventionnels ;

- d'autre part le relevé sur place du maximum de renseignements à l'aide d'une fiche-questionnaire comprenant un éventail aussi large que possible des questions que l'on peut se poser devant un glissement de terrain.

#### a)- Présentation des résultats :

L'ensemble des résultats concernant la feuille LA GRAVE 1/50.000 sera présenté sous peu, vraisemblablement au "*symposium sol et sous-sol et sécurité des Constructions*", Cannes, Octobre 1973 ; à titre d'illustration de la méthode, nous présentons ici la fiche-questionnaire et un exemple de cartographie.

#### b)- Cartographie des glissements d'EN BRUNET (Savoie) :

Cet ensemble de glissements que nous avons étudié se trouve dans le haut vallon du ruisseau de Pradin, au pied nord des Aiguilles d'Arves, commune de Montrond (Savoie) sur la partie centrale supérieure de la carte topographique I.G.N. La Grave n° 3 au 1/20.000. Nous avons reporté sur *la figure 17* la cartographie de cette zone, sur un fond topographique dessiné d'après la carte I.G.N.

Géologiquement, les terrains concernés par les mouvements sont :

- les schistes noirs aaléniens (Lias), notés L6, très argileux, fracturés et altérés en surface ;

- les calcaires sableux du Jurassique moyen, notés J<sub>2-1</sub>, moyennement fracturés dans cette zone ;



**légende :**

-  J<sub>a</sub> : dépôts alluvionnaires
-  Eb : éboulis
-  Fl. : flysch écroulé
-  Gl. : dépôts glaciaires
-  J<sub>3-4</sub> : calcaire sableux jurassique
-  L<sub>6</sub> : schistes noirs caléniens

**GLISSEMENTS de EN BRUNET (Savoie)**

Fond topographique d'après la carte I.G.N. la Grave 3 au 1:20.000  
 indications géologiques d'après les levés de Monsieur R. Barbier,  
 coordonnées par Monsieur J.C. Barféty (carte la Grave au 1:50.000)  
 cartographie des glissements : J.P. Mougin








échelle :

0 100 200 400 600 800 1000 mètres

équidistance des courbes : 50 mètres

— 325, 914 : carroyage kilométrique



- Fl. : flysch repris en glissement
- gl. : glaciaire glissé
- j : calcaire sableux glissé
- ls : schistes noirs glissés
-  arc morainique
-  ruisseau
-  contact géologique
-  courbe de niveau
- glissement :**
-  limite du glissement  
niche d'arrachement  
matériaux glissés
-  limite supposée
-  numéro du glissement

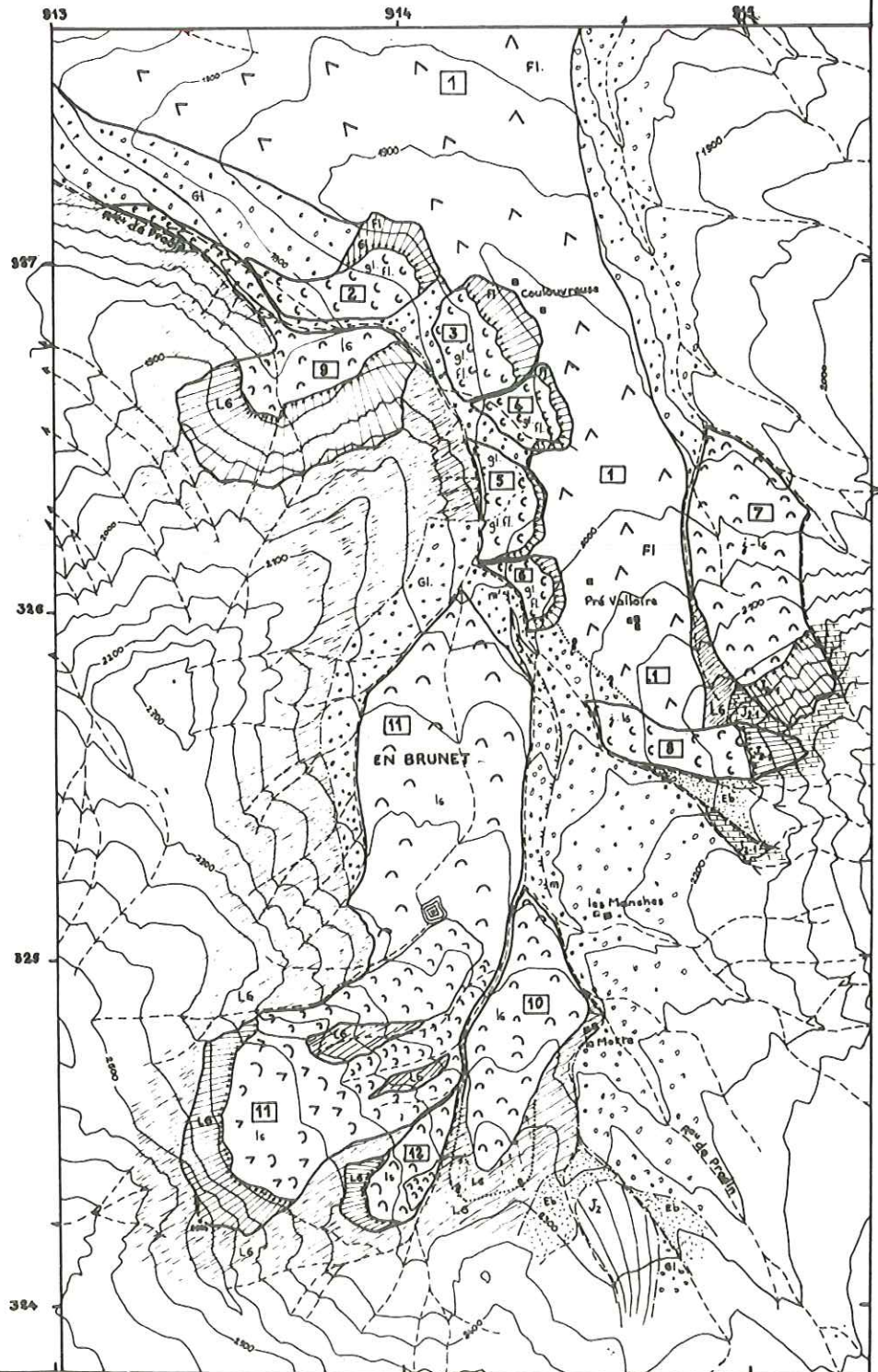


Figure 17

Ces deux ensembles se présentent globalement avec une structure monoclinale de direction et pendage nord-zéro, 60°-est, tout au moins au niveau des mouvements décrits ici ;

- les dépôts glaciaires, notés GL, sont constitués essentiellement par des éléments de provenance proche (aalénien, jurassique, flysch) ;

- enfin on rencontre, pour les glissements 1 à 6, du flysch des Aiguilles d'Arves (c'est-à-dire des grès, des conglomérats et des schistes) écroulé, noté Fl, provenant des sommets situés au nord et à l'est de cette zone.

Ces indications géologiques sont dues aux levés géologiques de Monsieur R. BARBIER, coordonnés par Monsieur J.C. BARFETY, pour le dessin de la carte géologique LA GRAVE 1/50.000.

Lorsque ces terrains, notés à l'aide de lettres majuscules, sont repris par des mouvements de terrain, ils sont repérés sur la carte à l'aide de minuscules (l<sub>6</sub>, j, fl, gl).

On trouve donc dans cette zone de 6 km<sup>2</sup>, 12 glissements de terrain principaux dont l'histoire peut être ainsi retracée brièvement :

- sur le substratum rocheux se trouve un épais dépôt glaciaire ;
- ce dépôt glaciaire a été recouvert par un important écroulement de flysch des Aiguilles d'Arves (n° 1) vraisemblablement au moment de la présence du glacier ;

- des glissements (n° 2 à 6) se sont produits dans cet ensemble glaciaire recouvert par le flysch écroulé, à la suite de son érosion à la base par le ruisseau de Pradin qui est très violent ;

- deux glissements (n° 7 et 8) se sont produits dans les schistes noirs (à la base) et surtout dans le calcaire sableux (au dessus) postérieurement au dépôt du glaciaire ;

- les glissements n° 9, 10 et 12 se sont produits dans les schistes aaléniens à une période difficile à évaluer ;

- enfin, le glissement principal (n° 11) s'est produit à une époque relativement récente, au début du siècle où à la fin du précédent d'après H. ONDE (1938), et est actuellement actif ; c'est ce glissement que nous décrivons dans la fiche-questionnaire.

c) Fiche questionnaire :

Son but est de rappeler à l'observateur, sur le terrain, toutes les questions que l'on peut se poser devant un glissement ; elle doit être utilisée de la façon suivante, qui sera illustrée par les réponses relatives au glissement n° 11 :

après avoir rempli l'encadré d'identification, on répond à chaque question susceptible de réponse dans le cas étudié, sur des feuilles glissées à l'intérieur de la fiche (ici présentées après cette fiche) en reproduisant le numéro de la question concernée ; sur la fiche on cochera les questions qui ont obtenu une réponse, ainsi que les réponses déjà prévues pour certaines questions (25 ou 28 par exemple).



FICHE D'ETUDE DE MOUVEMENT DE TERRAIN

(1)
type : (2)

IDENTIFICATION

Référence : XXXIV (3) 35 (3) 3 (4) EB 11 (5)  
 Nom du mouvement : EN BRUNET  
 Département : Savoie Commune : MONTROND  
 Coordonnées : Feuille (nom) : LA GRAVE échelle : 1/50.000  
 sommet de la zone de départ : X = 913410 Y = 324230 Z = 2564  
 front du mouvement : X = 914165 Y = 326065 Z = 1949  
 Photographies aériennes : Mission : LA GRAVE année : 1960 et 1967  
 Numéros des photos : 1960 (34-35) n° 1-102 - 1967 (34-35/250)  
 Photographies personnelles : EN BRUNET 1 à 16 n° 1-12

Observateurs :	<u>J.P. M.</u>				
Dates	<u>6/7 et 10</u>				
	<u>1972</u>				

QUESTIONNAIRE

Reproduire sur le fichier le numéro de la question donnée dans la marge et cocher la case correspondante (0) lorsqu'il a été répondu.

I. LOCALISATION

- 1. Situation géographique (points repères ...)
- 2. Moyens d'accès (routes, chemins, sentiers, difficultés ...)

II. CADRE GEOGRAPHIQUE, GEOLOGIQUE ET HYDROGEOLOGIQUE DU MOUVEMENT

II. I. Topographie, morphologie et géographie du site :

- 3. Topographie générale (pente des versants, orientation ...)
- 4. Morphologie sommaire (forme et évolution des versants ...)
- 5. Végétation naturelle (forêts, broussailles, herbages ...)
- 6. Occupation humaine (habitat, équipement, cultures ...)
- 7. Climatologie particulière (précipitations exceptionnelles ...)

- (1) case personnelle
- (2) d'après la classification (question 33)
- (3) numéro de la carte géologique au 1/50 000 ; ex. XXXIII 34
- (4) numéro de la carte topographique au 1/20 000 (de 1 à 8)
- (5) numéro d'ordre du mouvement.

II, 2. Géologie des formations superficielles :

- 0 8. Nature et âge (dépôts morainiques, alluvions, éboulis, cônes de déjection, colluvion de versants, altération)
- 0 9. Extension et épaisseur.

II, 3. Géologie du substratum :

- 0 10. Lithologie et stratigraphie.
- 0 11. Stratification, pendage, structure.
- 0 12. Failles, schistosité, fracturation, foliation, ...
- 0 13. Altération générale.
- 0 14. Remarques géologiques.

II, 4. Hydrogéologie :

- 0 15. Eaux superficielles et nivation (ruisseaux permanents ou saisonniers, drainage, irrigation, nature des eaux ...)
- 0 16. Eaux souterraines (sources, pertes, réseaux karstiques, suintements, "mouilles", nature des eaux ...)
- 0 17. Erosion liée à l'eau (ruissellement, ravinement, dissolution).

---

III. ANALYSE DU MOUVEMENT DE TERRAIN

III, I. Description du mouvement :

- 0 18. Aspect général, état de fraicheur, actif, stabilisé, etc...  
Croquis si possible

A. La tête

- 0 19. Extension de l'arrachement principal : longueur (L), largeur (l), hauteur (h), pente (i), forme ...
- 0 20. Etat des terrains glissés (gradins, banquettes, basculement, végétation, mares ...)
- 0 21. Nature de la surface de rupture (visible ou invisible), avec sens du mouvement (stries, racines), venues d'eau, état de fraicheur (végétation, érosion).
- 0 22. Eléments annexes : crevasses de régression, entonnoirs d'ablation.

B. Le corps, le pied, le front

- 0 23. Extension (L, l, L/l) épaisseur (e), forme, arrachement latéral déplacement moyen des matériaux, dénivellations ...
- 0 24. Etat des matériaux glissés (remaniement, crevasses, bourrelets, végétation, érosion, ravinement ...)

III, 2. Relations avec la géologie et l'hydrogéologie :

25. La surface de rupture ~~est-elle~~ , ~~semble-t-elle~~   indépendante de la structure géologique des terrains (6)
- (6)  0 au niveau d'une discontinuité (lithologique, mécanique ...)
- 0 dans une couche, en relation avec sa géométrie.
26. Description détaillée des terrains concernés par la surface de rupture.
27. Relations avec l'hydrogéologie, l'érosion, le ravinement ...

III, 3. Historique du mouvement et évolution dans le temps :

28. Le glissement est d'âge ~~géologique~~ , ~~historique~~ , actuel  (6)
29. S'il est d'âge historique ou actuel, dates.
30. Relation avec l'activité humaine : cultures, reboisement, déboisement, terrassements ...
31. Renseignements divers, enquêtes auprès de la population, archives, recensement des dégâts, des travaux .... (références)
32. Description de l'évolution du mouvement à la suite des observations de ce paragraphe.

III, 4. Interprétation et classification

33. Type de ce mouvement d'après la classification Dolomieu - B.R.G.M. proposée.
34. Estimations de la profondeur et de la forme de la surface de rupture et du volume en mouvement.

III, 5. Pronostics :

35. Estimation des mouvements futurs probables
36. Y a t'il (oui , non , peut-être  (6)) des menaces nouvelles et lesquelles pour l'activité humaine ?
37. Mesures de prévention ou de protection possibles.
38. Etudes qui semblent nécessaires pour répondre aux questions 35, 36 et 37.
39. Etudes ou surveillance en cours (oui , non  (6)), par qui.
40. Toutes autres remarques.

---

Si vous trouvez ce document, veuillez avoir l'obligeance de le retourner à

Monsieur  
Institut Dolomieu  
38 031 - Grenoble CEDEX

B.R.G.M.  
B.P. 6009  
45 ... Orléans 2

---

(6) mettre une croix dans la case correspondant à la solution choisie.



GLISSEMENT D'EN BRUNET n° 11  
Réponses aux questions de la fiche

- 
1. Vallon du ruisseau de Pradin, affluent de l'Arvan, à 2 km au nord - nord-ouest des Aiguilles d'Arves.
  2. De Montrond, route jusqu'au Chalmieu, chemin carrossable jusqu'aux chalets de Coulouvreuse, à proximité du front du glissement.
- 
3. Zone de départ en versant orienté vers l'Est, relativement raide, orienté vers l'est ; langue d'écoulement dans une vallée large, vers le nord.
  4. Vallée orientée du sud au nord ; fond assez large ; versant ouest assez redressé où affleure le rocher, relief plus mou à la base (couverture glaciaire) ; versant est en pentes douces (glaciaire).
  5. Prairies ; quelques "vernes" ou arcosses" (aulnes).
  6. Chalets d'alpage pour l'élevage d'été à Coulouvreuse, Pré Valloire, les Manches et la Motte.
- 
8. Couverture glaciaire locale relativement importante sur le versant ouest et dans le fond de la vallée, faible à la base du versant est ; les schistes aaléniens ont une couverture d'altération très faible et rapidement érodée ; quelques éboulis, cônes alluviaux ...
  9. L'extension du glaciaire est très importante (*voir la carte, figure 17*) et son épaisseur vraisemblablement de l'ordre d'une ou plusieurs dizaines de mètres.
  10. Le glissement intéresse les schistes aaléniens (lias) notés L6 sur la carte, ce sont des schistes très argileux, fracturés et altérés en surface.
  11. La structure, au niveau de la zone de départ, est monoclinale, de direction et pendage : nord-zéro, 60° est.
  12. Il existe vraisemblablement un système de failles en particulier à l'est du sommet de la niche d'arrachement (point coté 2564m) qu'une étude ultérieure devra préciser ; le massif schisteux est extrêmement fracturé.
  13. L'altération reste très superficielle car ses produits, très meubles, sont rapidement éliminés par l'érosion.
  15. Les cours d'eau permanents sont indiqués sur la carte ; les névés disparaissent assez rapidement (début juin) de la zone du glissement ; il existe une zone de stagnation de l'eau au niveau du lac porté sur la carte.

17. La langue du glissement est érodée sur tout son bord oriental par le ruisseau de Pradin qui est généralement très violent, ainsi qu'à sa base par les torrents qui la longent ; notons que l'avancée du glissement qui est venu buter contre la crête morainique (notée m m') a obstrué le lit du ruisseau de Pradin qui a entaillé un nouveau passage à travers cette crête morainique et ceci depuis 1930, date du dernier levé de la carte topographique La Grave n° 3 au 1/20.000 (la différence entre la topographie réelle aujourd'hui et la carte ne pouvant être attribuée qu'à cette cause et non à une erreur de relevé).

---

18. Les figures 18 et 19 donnent un croquis à l'échelle du 1/10.000 et une coupe longitudinale de ce glissement ; voir aussi les photographies (figure 20) ; on y distingue trois zones :

- zone 1 : zone de départ : les matériaux se sont effondrés en une masse très remaniée dont au moins une partie est restée au pied de la niche d'arrachement ;
- zone 2 : ces matériaux sont repris en coulées très fluides, à haute teneur en eau, plus ou moins importantes et se produisant encore actuellement puisqu'en dégagant le sol sous l'une d'elles, nous avons retrouvé des végétaux de l'été ;
- zone 3 : toutes ces coulées se réunissent pour donner naissance à la langue d'écoulement qui avance un peu à la façon d'un glacier en présentant des figures en arc, dues à la plus grande vitesse au centre que sur les bords.

19. Zone 1 :

L = 520 m    l = 550 m    h = 245 m

pente moyenne : environ 25°

niche d'arrachement (partie visible) :

L = 160 m    l = 550 m    h = 165 m

pente moyenne : environ 45°

Zone 2 :

L = 600 m    l = 400 m    h = 285 m

pente moyenne : environ 25°

20. Les terrains glissés sont très remaniés puis repris en coulées, voir question 18 et figure 20.

21. La partie supérieure de la surface de rupture est visible sur 165 m de hauteur, elle se présente comme une paroi schisteuse très irrégulière, soumise à une érosion très active.
23. La grande langue d'écoulement (zone 3) a les dimensions suivantes :  
L = 960 m environ    l maximum = 500 m  
L'épaisseur qui devra être déterminée par des études ultérieures peut être estimée à une valeur comprise entre 20 et 50 m ; pente moyenne : 11° environ, mais seulement 9° sur les trois quarts de la longueur.
24. La pente est relativement uniforme, la surface est plane, avec seulement le lit du ruisseau médian ; la rive droite est érodée par le ruisseau de Pradin et présente un certain nombre de petits glissements : la végétation y est très rare, le sol étant constitué de schistes en petits morceaux dans de l'argile ; vers l'aval, où apparaît un semblant de terre, il y a quelques herbes et quelques buissons de vernes ;
- 
25. La surface de rupture semble être dans la masse des schistes, mais seule une étude ultérieure permettra de préciser si elle ne correspond pas à une faille ou autre type de discontinuité.
- 
- 28 - 29. Le glissement actuellement en activité semble avoir débuté à la fin du siècle dernier ou au début de celui-ci.
32. Voir la remarque de la question 17 sur l'arc morainique.
- 33 à 40. Seule une étude qui va être entreprise permettra de répondre à ces questions.
-



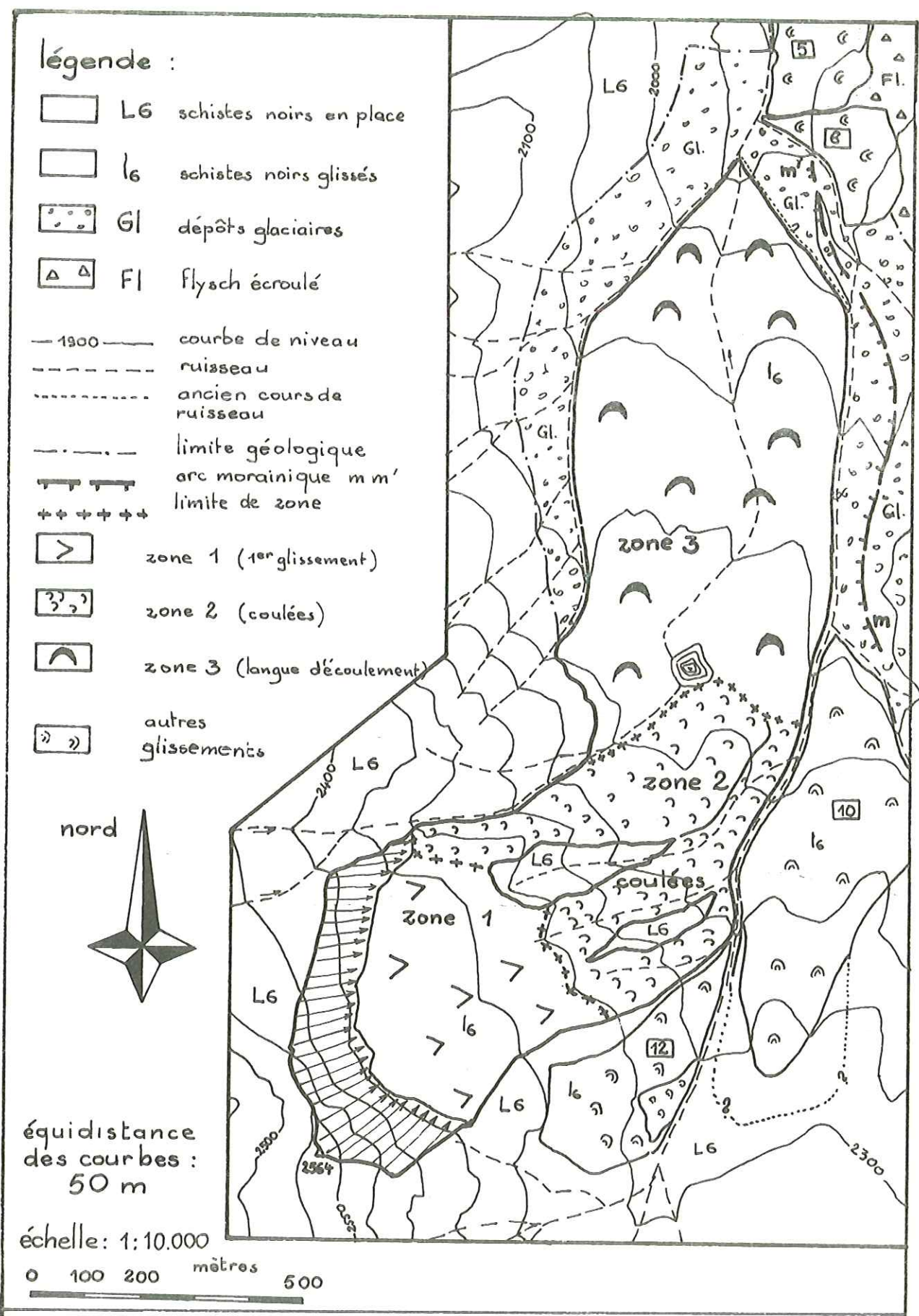
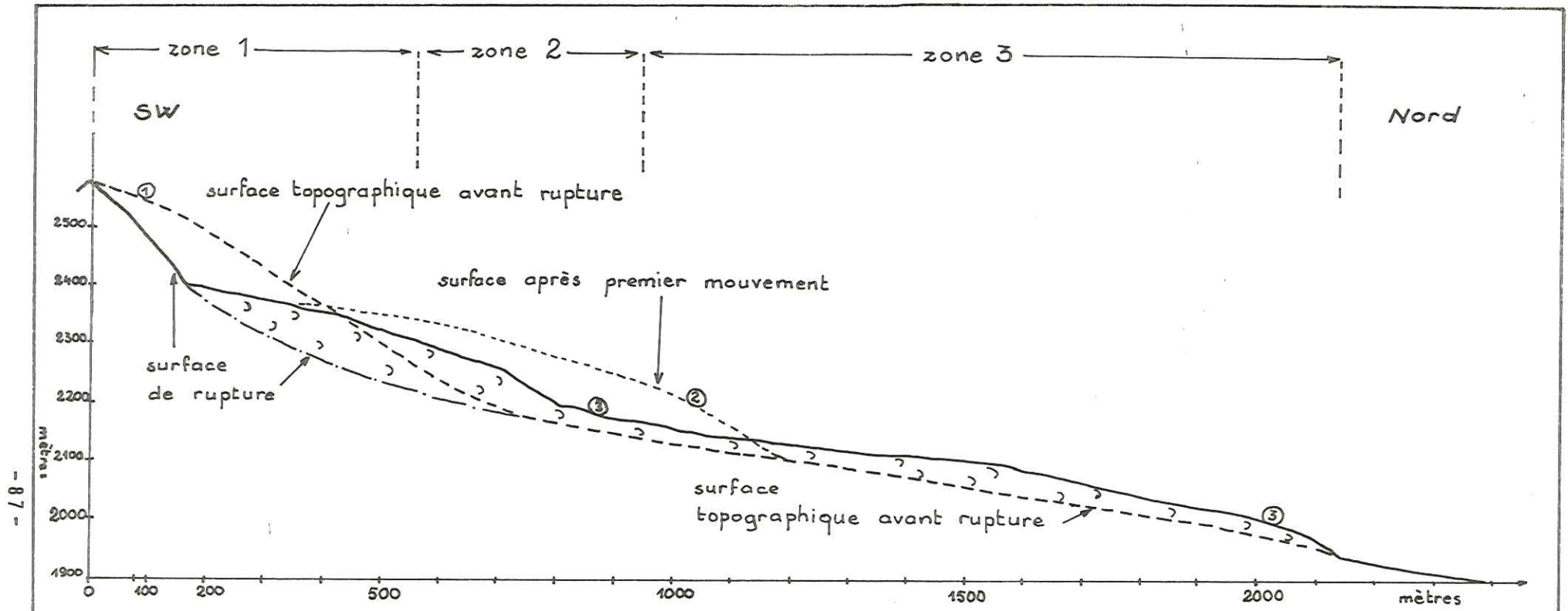


figure 18 : schéma du glissement de EN BRUNET n° 11



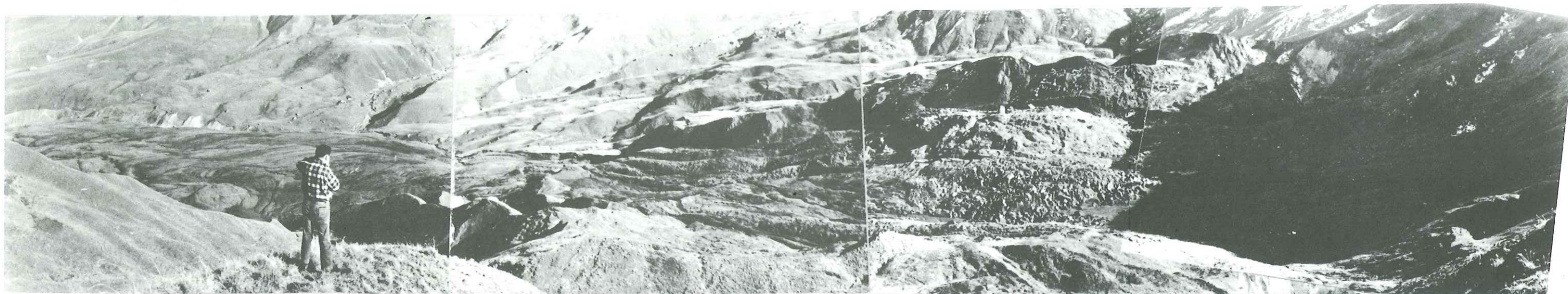
Evolution probable :

1. glissement initial ; les matériaux glissés s'accumulent au pied de la niche d'arrachement avec une surface selon ②
2. ces matériaux, à forte teneur en eau, sont repris en coulées multiples, au niveau de la zone 2, et se répandent dans le thalweg pour former la langue actuelle : ③

figure 19 :

Glissement de EN BRUNET n° 11 : profil longitudinal schématique.





Zone 3 : Langue d'écoulement

Zone 2 : Zone des coulées

Zone 1 : Zone de départ



Figure 20 :

Photographies du glissement  
d'EN BRUNET (Savoie).

- en haut : vue générale.

- en bas : vue de détail de  
la zone 2.



CHAPITRE 4

LES METHODES DE CALCUL

#### 4,1. EXPOSE GENERAL.

Le chapitre 3 nous a permis de présenter tous les éléments qui régissent la résolution d'un problème de stabilité ; leur combinaison conduit à des équations différentielles insolubles dans le cas général ; dans des cas simples, on peut aboutir à une solution rigoureuse du problème, ainsi que le fait P. DESVARREUX (1971) pour un massif semi-infini plan avec écoulement d'eau.

Mais dans le cas général on est réduit à faire un certain nombre d'hypothèses simplificatrices sur tel ou tel point ; la nature de ces hypothèses conduit à des méthodes de calcul différentes, mais qui sont toutes caractérisées par la définition d'un coefficient de sécurité, noté F, et qui sera, selon les cas :

soit

$$F = \frac{\text{propriétés mécaniques réelles du massif}}{\text{propriétés nécessaires pour assurer sa stabilité}}$$

soit

$$F = \frac{\text{action des forces résistantes (au mouvement)}}{\text{action des forces motrices}}$$

tant que ce coefficient de sécurité sera supérieur à 1, la stabilité sera assurée et l'équilibre sera atteint lorsque le coefficient de sécurité sera égal à 1.

Cette notion de coefficient de sécurité est en fait très pratique pour traiter du problème de stabilité ; ce nombre permet en effet de chiffrer simplement cette stabilité ; comme il est d'autre part possible de l'exprimer en fonction de tous les paramètres qui interviennent sur celle-ci (pente du talus, hauteur, densité, teneur en eau, position de la nappe, cohésion, frottement, etc...) il permet de déterminer clairement l'influence de toute modification de ces paramètres sur la stabilité.

Pour définir ce coefficient de sécurité, on est tout d'abord appelé à faire un choix quant à la surface de rupture ; il faudrait en pratique calculer le coefficient F pour toutes les surfaces possible et retenir celle qui conduit

au coefficient le plus faible ; c'est cette surface que nous nommerons par la suite "surface critique".

Pour rechercher cette surface critique, et quelle que soit la méthode de calcul employée pour déterminer le coefficient de sécurité, on est amené à se définir des surfaces probables, pour le calcul de  $F$ . A l'heure actuelle, toutes les méthodes utilisées supposent que le problème est à deux dimensions, à savoir la verticale et l'horizontale dans le sens du mouvement et que le glissement a donc la forme d'un cylindre de génératrice infinie ; ceci est naturellement assez éloigné de la réalité générale et il pourrait apparaître utile d'essayer d'estimer l'ordre de grandeur de l'erreur introduite par cette hypothèse ; ce serait un travail de grande envergure qui ne peut entrer dans le cadre de cette étude ; nous pouvons cependant faire remarquer que nous avons effectué des calculs de stabilité sur différentes sections à travers des glissements (voir les calculs du chapitre 5) et ceci a montré que le coefficient de sécurité calculé pour la section médiane passant par la profondeur maximale était généralement plus faible que pour toutes les autres sections, ou, si cela n'est pas, à peine plus élevé que pour d'autres sections donnant les plus faibles valeurs de  $F$  ; on peut donc admettre à priori que le coefficient de sécurité d'un glissement à surface de rupture "réelle" (en forme concave avec courbure dans toutes les directions) est supérieur à celui obtenu pour une surface cylindrique.

Ayant admis que le problème est à deux dimensions, donc que la surface de rupture est cylindrique, il faut encore choisir la forme de la directrice de ce cylindre. Nous avons déjà parlé, au chapitre 2, de la forme des surfaces de rupture réelles ; pour le choix des surfaces destinées au calcul, il faut distinguer les massifs homogènes et les massifs hétérogènes par rapport aux différents paramètres précédemment énoncés. Si le terrain est hétérogène, on sera naturellement conduit à choisir des surfaces potentielles directement liées à cette hétérogénéité ; si le terrain est homogène, on choisira des surfaces géométriquement simples qui seront selon les cas des cercles ou des droites ou des combinaisons simples de ces courbes.

La surface de rupture potentielle étant choisie, on a défini un solide limité par la surface topographique et la surface de rupture ; ce solide est



soumis à un certain nombre de forces :

- . son poids qui tend à le faire glisser le long de la surface ;
- . des surcharges diverses s'exerçant sur la surface topographique (bâtiments par exemple) ;
- . la poussée hydrostatique sur la surface extérieure si une partie du massif est sous l'eau ;
- . les forces s'exerçant sur la surface de rupture qui sont de trois sortes :
  - . les forces de cohésion,
  - . les forces de frottement,
  - . la pression intersticielle.

Si on suppose connues toutes les caractéristiques géométriques, hydrauliques et rhéologiques du massif, on peut déterminer avec précision toutes ces forces à l'exception des forces de frottement qui dépendent des contraintes normales :

sur un élément de la surface de rupture, d'aire  $dS$ , où s'exerce une contrainte normale effective  $\sigma'_n$ , la force de frottement vaut :

$$df = dS \cdot \sigma'_n \cdot \text{tg } \phi'$$

or cette contrainte normale  $\sigma'_n$  (égale à  $\sigma_n - u$ ) est inconnue ; c'est donc sur elle que l'on va faire des hypothèses pour introduire différentes méthodes de calcul.

#### HYPOTHESES SUR L'EQUILIBRE LIMITE :

On peut distinguer trois types de méthodes en fonction des hypothèses faites relativement à l'équilibre limite :

. Les méthodes supposant l'équilibre limite atteint en tout point du massif : elles permettent la résolution du problème, mais sont d'un emploi très difficile ; elles conduisent à des résultats qui ne concordent que très rarement avec les observations naturelles : "l'angle du talus tend vers l'angle de frottement interne du matériau pour les talus de grande hauteur" (BIAREZ et alii, 1969) ce qui n'est pas vérifié par la nature en particulier pour les talus argileux à forte cohésion ;

. Les méthodes qui supposent l'équilibre limite atteint sur la sur-

face de rupture seulement ; c'est à ces méthodes que nous nous intéresserons, nous y reviendrons plus loin ;

. Enfin la méthode de la rupture progressive : BJERRUM (1968) propose en effet un mécanisme de formation progressive d'une surface de cisaillement, qui lui est suggéré par certaines incompatibilités entre les résultats des calculs par les méthodes classiques et la réalité et qui suppose les conditions suivantes :

- qu'il existe quelque part dans le massif une discontinuité où peut commencer la rupture en raison de la concentration des contraintes à son voisinage,

- qu'il puisse exister des conditions où la contrainte tangentielle soit supérieure à la résistance maximale (de pic) au cisaillement,

- que les premières déformations causées soient suffisamment importantes,

- que le rapport des résistances au cisaillement maximale et résiduelle soit grand.

La méthode  $\phi_u = 0$  : nous considérons à part cette méthode décrite par SKEMPTON (1948) et SKEMPTON et GOLDBER (1948) et qui utilise la résistance au cisaillement mesurée en conditions non drainées (R.C.U.) et suppose que, dans ces conditions, l'angle de frottement interne est nul ( $\phi_u = 0$ ). Cette méthode présente un certain nombre d'inconvénients, en particulier en ce qui concerne tout d'abord la mesure de la résistance au cisaillement non drainée : on peut obtenir des résultats très variables selon la méthode employée ; en particulier, si on utilise in situ un scissomètre (vane-test), le résultat dépend de nombreux paramètres, mais surtout de la forme (rapport diamètre sur hauteur) du moulinet, en raison du fait que la résistance au cisaillement non drainée n'est pas isotrope, à la suite de l'histoire du sol ; voir à ce sujet l'étude de G. AAS (1965), reproduite partiellement dans BIAREZ et alii (1969), pp. 200 - 207. Si la méthode est d'un emploi assez aisé, par la détermination assez rapide de la résistance au cisaillement non drainée et par des calculs simples, elle conduit à des résultats très discutables : BJERRUM et KJAERNSLI (1957) ont appliqué cette méthode à un certain nombre de pentes stables ou instables et ont conclu que, en général, le coefficient de sécurité obtenu était nettement trop faible pour des argiles normalement consolidées et trop fort pour des argiles

surconsolidées. En conclusion nous dirons que cette méthode  $\phi_u = 0$  est pratique et utilisable pour des calculs de stabilité à court terme, tels que des calculs de fin de travaux de talus artificiels.



## 4,2. LES METHODES DE FELLENIUS ET DE BISHOP.

### 4,2,1. Définition des méthodes :

Parmi les classes de méthodes de calcul que nous venons d'indiquer, nous retiendrons les méthodes supposant l'équilibre limite atteint le long de la surface de rupture ; selon les hypothèses faites, on aboutit à de très nombreuses méthodes : celles-ci diffèrent à plusieurs titres, mais surtout par leur commodité d'emploi. Nous ne décrirons pas ici toutes ces méthodes, ceci ayant été fait à de multiples reprises dans la littérature ; nous indiquerons seulement quelques références bibliographiques utiles, telles que les ouvrages ou articles de BIAREZ (1961 et 1962), BISHOP (1955), CAQUOT (1954) et TAYLOR (1948). L'emploi de certaines de ces méthodes étant extrêmement complexe et nécessitant parfois l'ordinateur, la discussion de leur validité, voir de leur précision, nous aurait conduit à des calculs au moins aussi complexes ; ceci pourrait être l'objet d'autres études. Nous nous sommes placés ici délibérément dans un choix de simplicité : c'est la raison pour laquelle nous n'avons retenu que les deux méthodes les plus simples : FELLENIUS et BISHOP simplifiée (que nous nommerons BISHOP par la suite) qui peuvent être utilisées assez facilement par le calcul à la main ou à l'aide d'un petit calculateur. Nous aurons l'occasion aux chapitres 5 et 6, de reparler de ces méthodes ; nous indiquerons ici uniquement les points suivants :

. Le calcul des coefficients de sécurité, que nous noterons FF et FB respectivement pour les méthodes de FELLENIUS et de BISHOP, se fait en découpant le massif étudié en un certain nombre de tranches verticales ;

. Le coefficient de FELLENIUS a la valeur suivante :

$$FF = \frac{\sum_1^n \{c'.l + \text{tg } \phi'.(W.\cos \alpha - u.l)\}}{\sum_1^n W.\sin \alpha}$$

. Le coefficient de BISHOP vaut pour sa part :

$$FB = \frac{\sum_1^n \frac{1}{\cos \alpha \cdot \left\{1 + \frac{\text{tg } \phi' \cdot \text{tg } \alpha}{FB}\right\}} \{(W - u.\Delta x) \cdot \text{tg } \phi' + c' \cdot \Delta x\}}{\sum_1^n W.\sin \alpha}$$

$\sum_1^n$  signifie somme de l'expression qui suit calculée pour chacune des (n) tranches ; tous les autres signes introduits dans ces formules sont définis sur la figure 21.

On remarque que le calcul du coefficient FF s'obtient directement alors que le coefficient FB s'obtient par itération car il apparaît lui-même dans la formule ; on rencontre effectivement FB dans l'expression :

$$M\alpha = \cos \alpha \cdot \left[ 1 + \frac{\text{tg } \phi' \cdot \text{tg } \alpha}{\text{FB}} \right]$$

Lorsqu'on effectue le calcul de FB à la main, il est utile de disposer d'une table ou d'un abaque pour déterminer rapidement cette expression  $M\alpha$  ; nous avons établi ces deux documents : l'abaque est donné par la figure 22 et la table dans les pages qui suivent.

. Un dernier point reste à discuter avant d'utiliser ces deux méthodes pour effectuer des calculs : celui de l'influence du nombre de tranches n.

#### 4,2,2. Influence du nombre de tranches sur la valeur des coefficients de sécurité de FELLENIUS et de BISHOP :

Le calcul de FF et FB impose de découper la masse de terrain dont on étudie la stabilité en un nombre n de tranches verticales que nous prendrons toujours d'égale largeur. Nous avons cherché à voir l'influence du nombre de tranches choisi sur le résultat ; nous avons, pour chaque méthode de calcul, effectué ce travail en trois temps :

. avec un nombre de tranches compris entre 1 et 10, les variations obtenues ont été extrêmement variable et souvent très importantes, ce qui nous a conduit pour la suite à toujours choisir n au moins égal à 10 ;

. nous avons ensuite comparé les résultats obtenus avec n = 50 et n = 100 ;

. enfin nous avons effectué des calculs pour n variant de 10 à 50, de 5 en 5.

Nous utiliserons par la suite les notations suivantes :

- $c'$  : cohésion
- $\tan \phi'$  : frottement interne
- $\gamma$  : densité
  
- $\alpha$  : inclinaison moyenne de la base de la tranche
- $\Delta x$  : largeur de la tranche
- $l$  : longueur curviligne de la base de la tranche
- $h$  : hauteur moyenne de la tranche
- $W$  : poids de la tranche  
 $= \gamma \cdot h \cdot \Delta x \cdot 1$

épaisseur unité  
perpendiculairement  
au plan de la figure

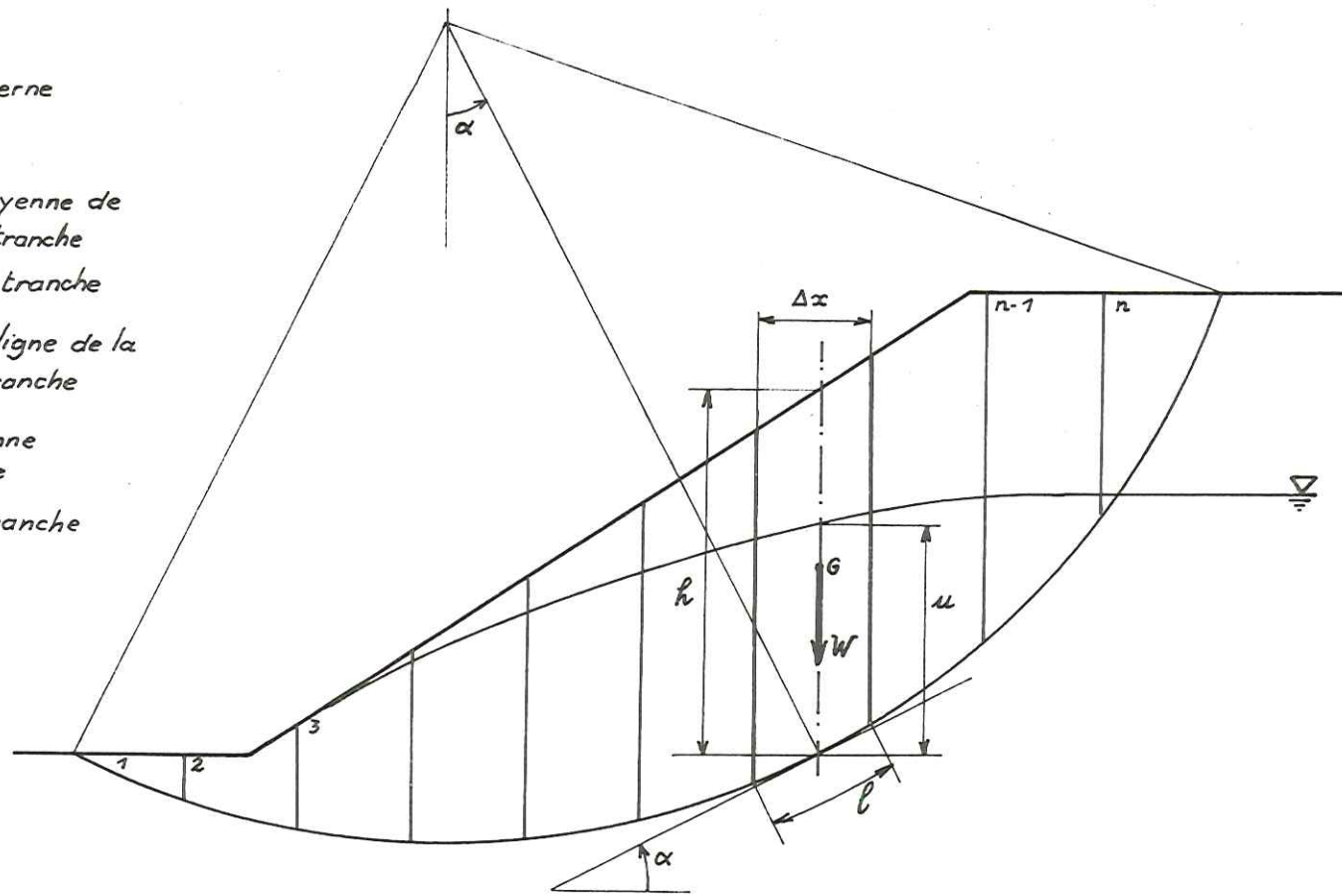
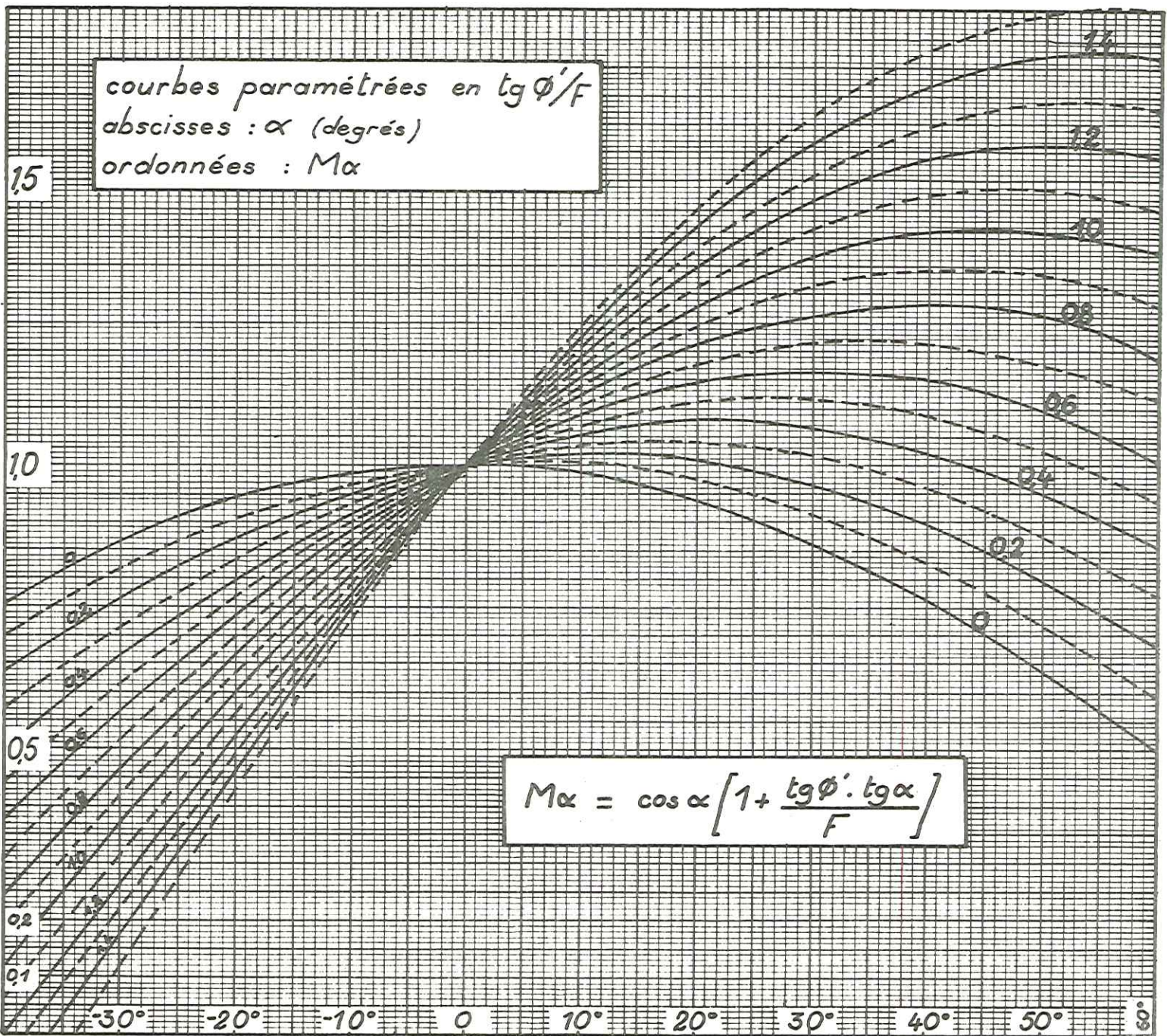


Figure 21 : définition des termes intervenant dans le calcul des coefficients de sécurité de Fellenius et Bishop.



Figure 22 : abaque pour le calcul du coefficient  $M_\alpha$ .  
(méthode de BISHOP)





Coefficient  $M_\alpha$  de la méthode de BISHOP

$$M_\alpha = \cos \alpha \left[ 1 + \frac{\operatorname{tg} \delta'}{F} \operatorname{tg} \alpha \right]$$

table donnant  
 $10^3 \cdot M_\alpha$

$\frac{\operatorname{tg} \delta' / F}{\alpha^\circ \downarrow} \rightarrow$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
- 40	766	701	637	573	509	444	380	316	252	187	123	059				
- 39	777	714	651	588	525	462	400	337	274	211	148	085	022			
- 38	788	726	665	603	542	480	418	357	295	234	172	110	049			
- 37	799	739	679	618	558	498	438	378	317	257	197	137	077	016		
- 36	809	751	692	634	575	516	457	398	340	281	222	163	104	046		
- 35	819	762	704	647	589	532	477	417	360	302	245	188	130	073	015	
- 34	829	773	717	661	605	549	484	437	381	326	270	214	158	102	046	
- 33	839	785	730	676	621	567	512	457	403	349	294	239	185	130	076	021
- 32	848	795	742	689	636	583	530	477	424	371	318	265	212	159	106	053
- 31	857	805	754	702	651	600	548	497	445	393	342	290	239	188	136	089
- 30	866	816	766	716	666	616	566	516	466	416	366	316	266	216	166	116
- 29	875	827	778	730	681	632	584	535	487	439	390	342	293	244	196	148
- 28	883	836	789	742	695	648	602	555	508	461	414	367	320	273	226	180
- 27	891	846	800	755	709	664	619	573	528	482	437	392	346	301	255	210
- 26	899	855	811	768	724	680	636	592	548	505	461	417	373	330	286	242
- 25	906	864	821	779	737	695	652	610	568	525	483	441	398	356	314	272
- 24	914	873	833	792	751	710	670	626	588	548	507	466	426	385	344	303
- 23	921	882	843	804	764	725	686	647	608	569	530	491	452	413	374	334
- 22	927	890	852	815	777	740	702	665	628	590	552	515	477	441	402	365
- 21	934	898	862	827	791	755	719	683	648	612	576	540	504	469	433	397
- 20	940	906	872	837	803	769	735	701	666	632	598	564	530	495	461	427
- 19	946	913	881	848	816	783	750	718	685	653	620	587	555	522	490	457
- 18	951	920	889	858	827	796	766	735	704	673	642	611	580	549	518	487
- 17	956	927	898	869	839	810	781	752	722	693	664	635	606	576	547	518
- 16	961	933	906	878	851	823	795	768	740	713	685	657	630	602	575	547
- 15	966	940	914	888	862	836	810	785	759	733	707	681	655	629	603	577
- 14	970	946	922	897	873	849	825	801	776	752	728	704	680	655	631	607
- 13	974	952	929	906	884	862	839	816	794	771	749	727	704	681	659	637
- 12	978	957	936	916	895	874	853	832	812	791	770	749	728	708	687	666
- 11	982	963	944	925	906	886	867	848	829	810	791	772	753	734	715	696
- 10	985	968	950	933	915	898	881	863	846	828	811	794	776	759	741	724
- 9	988	972	957	941	926	910	894	878	863	847	832	816	800	785	769	754
- 8	990	976	962	948	934	921	907	893	879	865	851	837	823	809	795	782
- 7	993	981	969	956	944	932	920	908	895	883	871	859	847	834	822	810
- 6	995	985	974	964	953	943	932	922	911	901	890	880	869	859	848	838
- 5	996	987	979	970	961	953	944	935	926	918	909	900	892	883	874	866
- 4	998	991	984	977	970	963	956	949	942	935	928	921	914	907	900	893
- 3	999	994	989	983	978	973	968	963	957	952	947	942	937	931	926	921
- 2	999	995	992	988	985	981	978	974	971	967	964	960	957	953	950	946
- 1	1000	998	997	995	993	992	990	988	986	985	983	981	980	978	976	974



$\frac{\text{tg}\theta'/F}{\alpha \downarrow}$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
0	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
1	1000	1002	1003	1005	1007	1009	1010	1012	1014	1015	1017	1019	1020	1022	1024	1026
2	999	1003	1006	1010	1013	1017	1020	1024	1027	1031	1034	1038	1041	1045	1048	1052
3	999	1004	1009	1015	1020	1025	1030	1035	1041	1046	1051	1056	1061	1067	1072	1077
4	998	1005	1012	1019	1026	1033	1040	1047	1054	1061	1068	1075	1082	1089	1096	1103
5	996	1005	1013	1022	1031	1040	1048	1057	1066	1074	1083	1092	1100	1109	1118	1127
6	995	1006	1016	1027	1037	1048	1058	1069	1079	1090	1100	1111	1121	1138	1142	1153
7	993	1005	1017	1030	1042	1054	1066	1078	1091	1103	1115	1127	1139	1152	1164	1176
8	990	1004	1018	1032	1046	1060	1073	1087	1101	1115	1129	1143	1157	1171	1185	1199
9	988	1004	1019	1035	1050	1066	1082	1097	1113	1128	1144	1160	1175	1191	1206	1222
10	985	1002	1020	1037	1055	1072	1089	1107	1124	1142	1159	1176	1194	1211	1229	1246
11	982	1001	1020	1039	1058	1078	1097	1116	1135	1154	1173	1192	1211	1230	1249	1269
12	978	999	1020	1040	1061	1082	1103	1124	1144	1165	1186	1207	1228	1248	1269	1290
13	974	997	1019	1042	1064	1087	1109	1132	1154	1177	1199	1222	1244	1267	1289	1312
14	970	994	1018	1043	1067	1091	1115	1139	1164	1188	1212	1236	1260	1285	1309	1333
15	966	992	1018	1044	1070	1096	1121	1147	1173	1199	1225	1251	1277	1303	1320	1355
16	961	989	1016	1044	1071	1099	1127	1154	1182	1209	1237	1265	1292	1320	1347	1375
17	956	985	1014	1044	1073	1102	1131	1160	1190	1219	1248	1277	1306	1336	1365	1394
18	951	982	1013	1044	1075	1106	1136	1167	1199	1229	1260	1291	1322	1353	1384	1415
19	946	979	1011	1044	1076	1109	1142	1174	1207	1239	1272	1305	1337	1370	1402	1435
20	940	974	1008	1043	1077	1111	1145	1179	1214	1248	1282	1316	1350	1385	1419	1453
21	934	970	1006	1041	1077	1113	1149	1185	1220	1256	1292	1328	1364	1399	1435	1471
22	927	965	1002	1040	1077	1115	1152	1190	1227	1265	1302	1340	1377	1415	1452	1490
23	921	960	999	1038	1077	1117	1156	1195	1234	1273	1312	1351	1390	1429	1468	1508
24	914	955	995	1036	1077	1118	1158	1199	1240	1280	1321	1362	1402	1443	1484	1525
25	906	948	991	1033	1075	1118	1160	1202	1244	1287	1329	1371	1414	1456	1498	1541
26	899	943	987	1030	1074	1118	1162	1206	1249	1293	1337	1381	1425	1468	1512	1556
27	891	936	982	1027	1073	1118	1163	1209	1254	1300	1345	1390	1436	1481	1527	1572
28	883	930	977	1024	1071	1118	1164	1211	1258	1305	1352	1399	1446	1493	1540	1587
29	875	924	972	1021	1069	1118	1166	1215	1263	1312	1360	1409	1457	1506	1554	1603
30	866	916	966	1016	1066	1116	1166	1216	1266	1316	1366	1416	1466	1516	1566	1616
31	857	909	960	1012	1063	1115	1166	1218	1269	1321	1372	1424	1475	1527	1578	1630
32	848	901	954	1007	1060	1113	1166	1219	1272	1325	1378	1431	1484	1537	1590	1643
33	839	894	948	1003	1057	1112	1166	1221	1275	1330	1384	1439	1493	1548	1602	1657
34	829	885	941	997	1053	1109	1164	1221	1276	1332	1388	1444	1500	1556	1612	1668
35	819	876	934	991	1049	1106	1163	1221	1278	1336	1393	1450	1508	1565	1623	1680
36	809	868	927	985	1044	1103	1162	1221	1279	1338	1397	1456	1515	1573	1632	1691
37	799	859	919	980	1040	1100	1160	1220	1281	1341	1401	1461	1521	1582	1642	1702
38	788	850	911	973	1034	1096	1158	1219	1281	1342	1404	1466	1527	1589	1650	1712
39	777	840	903	966	1029	1092	1154	1217	1280	1343	1406	1469	1532	1595	1658	1721
40	766	830	895	959	1023	1088	1152	1216	1280	1345	1409	1473	1538	1602	1666	1731
41	755	821	886	952	1017	1083	1149	1214	1280	1345	1411	1477	1542	1608	1673	1739
42	743	810	877	944	1011	1078	1144	1211	1278	1345	1412	1479	1546	1613	1680	1747
43	731	800	867	936	1004	1072	1140	1208	1277	1345	1413	1481	1549	1618	1686	1754
44	719	789	858	928	997	1067	1136	1206	1275	1345	1414	1484	1553	1623	1692	1762
45	707	778	848	919	990	1061	1131	1202	1273	1343	1414	1485	1555	1626	1697	1768
46	695	767	839	911	983	1055	1126	1198	1270	1342	1414	1486	1558	1630	1702	1774
47	682	755	828	901	974	1048	1121	1194	1267	1340	1413	1486	1559	1632	1705	1779
48	669	743	818	892	966	1041	1115	1189	1263	1338	1412	1486	1561	1635	1709	1784
49	656	732	807	883	958	1034	1109	1185	1260	1336	1411	1487	1562	1638	1713	1789



$\frac{\text{tg}\theta'/F}{\alpha \text{ } \downarrow}$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
50	643	720	796	873	949	1026	1103	1179	1256	1332	1409	1486	1562	1639	1715	1792
51	629	707	784	862	940	1018	1095	1173	1251	1328	1406	1484	1562	1639	1717	1795
52	616	695	774	852	931	1010	1089	1168	1246	1325	1404	1483	1562	1640	1719	1798
53	602	682	762	842	922	1002	1081	1161	1241	1321	1401	1481	1561	1641	1721	1801
54	588	669	750	831	912	993	1073	1154	1235	1316	1397	1478	1559	1640	1721	1802
55	574	656	738	820	902	984	1065	1147	1229	1311	1393	1475	1557	1639	1721	1803
56	559	642	725	808	891	974	1056	1139	1222	1306	1388	1471	1554	1637	1720	1803
57	545	629	713	799	881	965	1048	1132	1116	1300	1384	1468	1552	1636	1720	1803
58	530	615	699	784	869	954	1039	1124	1208	1293	1378	1463	1548	1632	1717	1802
59	515	601	686	772	858	944	1029	1115	1201	1286	1372	1458	1543	1629	1715	1801
60	500	587	673	760	846	933	1020	1106	1193	1279	1366	1453	1539	1626	1712	1799
61	485	573	660	748	835	923	1010	1098	1185	1273	1360	1448	1535	1623	1710	1798
62	469	557	646	734	822	911	999	1087	1175	1264	1352	1440	1529	1617	1705	1794
63	454	543	632	721	810	900	989	1078	1167	1256	1345	1434	1523	1612	1701	1791
64	438	528	618	708	798	888	977	1067	1157	1247	1337	1427	1517	1607	1697	1787
65	423	514	604	695	785	876	967	1057	1148	1238	1329	1420	1510	1601	1691	1782
66	407	498	590	681	773	864	955	1047	1138	1230	1321	1412	1504	1595	1687	1778
67	391	483	575	667	759	852	944	1036	1128	1220	1312	1404	1496	1588	1680	1773
68	375	468	560	653	746	839	931	1024	1117	1209	1302	1395	1487	1580	1673	1766
69	358	451	545	638	732	825	918	1012	1105	1199	1292	1385	1479	1572	1666	1759
70	342	436	530	624	718	812	906	1000	1094	1188	1282	1376	1470	1564	1658	1752
71	326	421	515	610	704	799	894	988	1083	1177	1272	1367	1461	1556	1650	1745
72	309	404	499	594	689	785	880	975	1070	1165	1260	1355	1450	1545	1640	1736
73	292	388	483	579	674	770	866	961	1057	1152	1248	1344	1439	1535	1630	1726
74	276	372	468	564	660	757	853	949	1045	1141	1237	1333	1429	1525	1621	1718
75	259	356	452	549	645	742	839	935	1032	1128	1225	1322	1418	1515	1611	1708
76	242	339	436	533	630	727	824	921	1018	1115	1212	1309	1406	1503	1600	1697
77	225	322	420	517	615	712	809	907	1004	1102	1199	1296	1394	1491	1589	1686
78	208	306	404	501	599	697	795	893	990	1088	1186	1284	1382	1479	1577	1675
79	191	289	387	486	584	682	780	878	977	1075	1173	1271	1369	1468	1566	1664
80	174	273	371	470	568	667	765	864	962	1061	1159	1258	1356	1455	1553	1652
81	156	255	354	452	551	650	749	848	946	1045	1144	1243	1342	1440	1539	1638
82	139	238	337	436	535	634	733	832	931	1030	1129	1228	1327	1426	1525	1624
83	122	221	321	420	519	619	718	817	916	1016	1115	1214	1314	1413	1512	1612
84	105	205	304	404	503	603	702	802	901	1001	1100	1200	1299	1399	1498	1598
85	87	187	286	386	485	585	685	784	884	983	1083	1183	1282	1382	1481	1581
86	70	170	270	369	469	569	669	769	868	968	1068	1168	1268	1367	1467	1567
87	52	152	252	352	452	552	651	751	851	951	1051	1151	1251	1351	1451	1551
88	35	135	235	335	435	535	634	734	834	934	1034	1134	1234	1334	1434	1534
89	17	117	217	317	417	517	617	717	817	917	1017	1117	1217	1317	1417	1517
90	0	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500

L'erreur est inférieure à plus ou moins une unité

ex:  $\alpha = 65^\circ$   $\text{tg}\theta'/F = 1,5 \Rightarrow M\alpha = 1,782 \Rightarrow 1,781 < M\alpha < 1,783$

FF(n) : coefficient de FELLENIUS calculé avec n tranches,

FB(n) : coefficient de BISHOP calculé avec n tranches,

$$ff(n) = \frac{FF(50) - FF(n)}{FF(50)} \quad \text{et} \quad fb(n) = \frac{FB(50) - FB(n)}{FB(50)}$$

a)- Comparaison entre n = 50 et n = 100 : pour 15 cercles de glissement pris dans des conditions très différentes, les résultats obtenus sont les suivants :

cercle n°	méthode de FELLENIUS			méthode de BISHOP		
	FF(50)	FF(100)	dF/F ‰	FB(50)	FB(100)	dF/F ‰
1	0,5877	0,5887	1,7	0,6882	0,6895	1,9
2	0,6784	0,6797	1,9	0,8010	0,8024	1,8
3	0,7910	0,7928	2,3	0,8737	0,8760	2,6
4	0,8753	0,8777	2,7	0,9884	0,9905	2,1
5	0,9939	0,9959	2,0	1,1192	1,1212	1,8
6	1,0891	1,0908	1,6	1,2446	1,2470	2,0
7	1,0910	1,0931	1,9	1,1889	1,1907	2,5
8	1,1308	1,1320	1,1	1,2920	1,2956	2,8
9	1,1771	1,1801	2,6	1,2805	1,2848	3,4
10	1,2556	1,2592	2,9	1,3705	1,3774	2,8
11	1,3787	1,3814	2,7	1,5513	1,5563	3,2
12	1,6215	1,6258	2,6	1,6991	1,7042	3,0
13	1,7543	1,7585	2,4	1,9266	1,9320	2,8
14	1,9480	1,9521	2,1	2,0028	2,0078	2,5
15	2,1529	2,1582	2,5	2,3175	2,3233	2,5
valeur minimale			1,1			1,8
valeur maximale			2,9			3,4

Nota : Pour ces calculs théoriques, les quatre chiffres décimaux sont significatifs, les calculs ayant été faits avec 8 décimales.



On remarquera donc que le coefficient calculé avec  $n = 50$  est toujours inférieur au coefficient calculé avec  $n = 100$  ; d'autre part la différence relative est toujours inférieure à  $3 \cdot 10^{-3}$  pour FF et à  $3,5 \cdot 10^{-3}$  pour FB.

b)- Variations de n entre 10 et 50 : nous avons calculé, pour 53 cercles de glissement, et pour n variant de 10 à 50, de 5 en 5, les coefficients FF(n) et FB(n), ainsi que les différences relatives avec  $n = 50$  : ff(n) et fb(n) ; nous avons reporté sur *la figure 23* les courbes obtenues pour tous les cas calculés : toutes les courbes sont décroissantes et leur pente tend vers zéro lorsque n tend vers 50, et pour chaque méthode, toutes les courbes sont situées à l'intérieur du "fuseau" représenté par *la figure 23*. Ceci nous permet de dire que :

. Le coefficient de sécurité augmente toujours en même temps que le nombre de tranches,

. que cette variation est d'autant plus faible que le nombre de tranches est élevé,

. si on cherche un compromis entre la précision (grand nombre de tranches) et la rapidité du calcul (petit nombre de tranches), on s'aperçoit que si on décide de prendre n compris entre 20 et 30, l'erreur maximale que l'on peut faire est, par rapport à  $n = 50$  de 7 ‰ (FF)

de 7,6 ‰ (FB)

soit, par rapport à  $n = 100$  et plus, de 1 ‰ (FELLENIOUS)

de 1,1 ‰ (BISHOP)

Cette erreur est donc relativement faible et on remarque qu'elle a tendance à être d'autant plus forte que le coefficient est élevé, ou tout au moins que pour les coefficients voisins de 1, elle est en général plus faible.

Nous déciderons donc, pour tous nos calculs, que 20 tranches sera un nombre suffisant : lorsque nous effectuerons du calcul automatique, nous prendrons  $n = 20$  ; lorsque nous ferons des calculs au moins en partie à la main, nous choisirons n compris entre 20 et 30 de façon à simplifier les calculs (pour que le produit de la densité par la largeur des tranches soit aussi simple que possible). L'erreur relative ainsi commise sera inférieure à 1% et ira dans le sens de la sécurité.



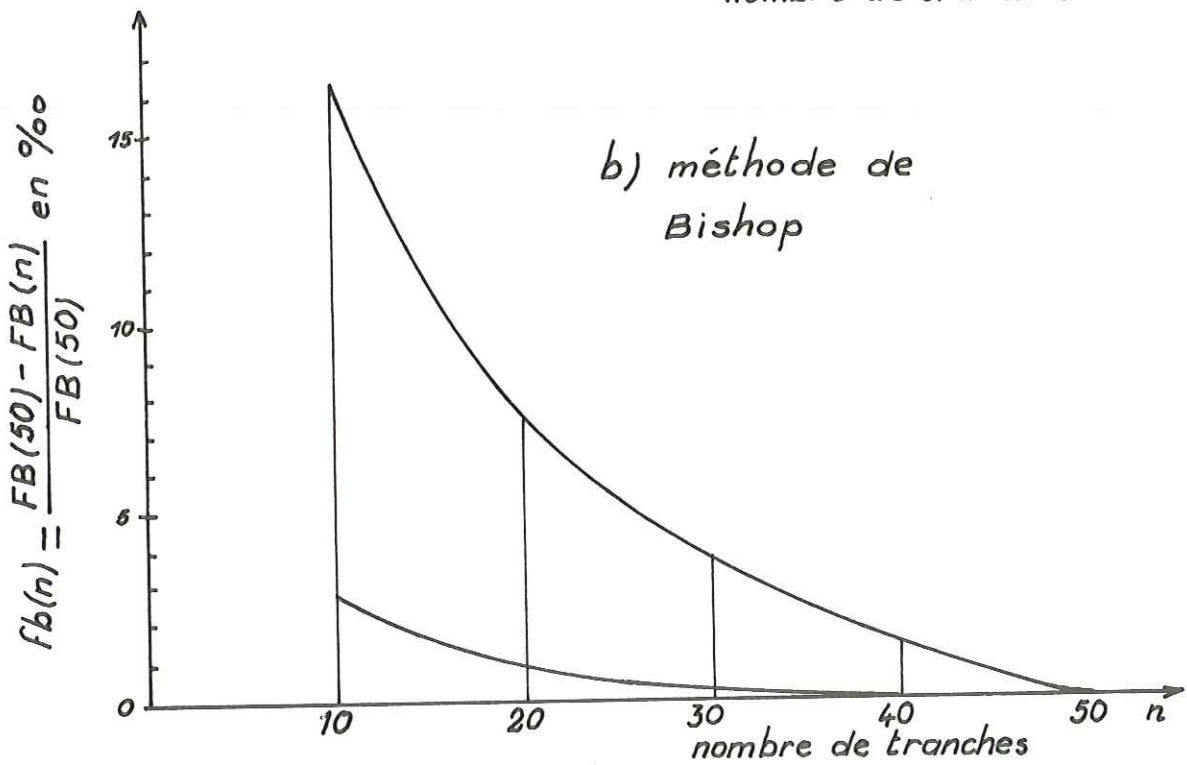
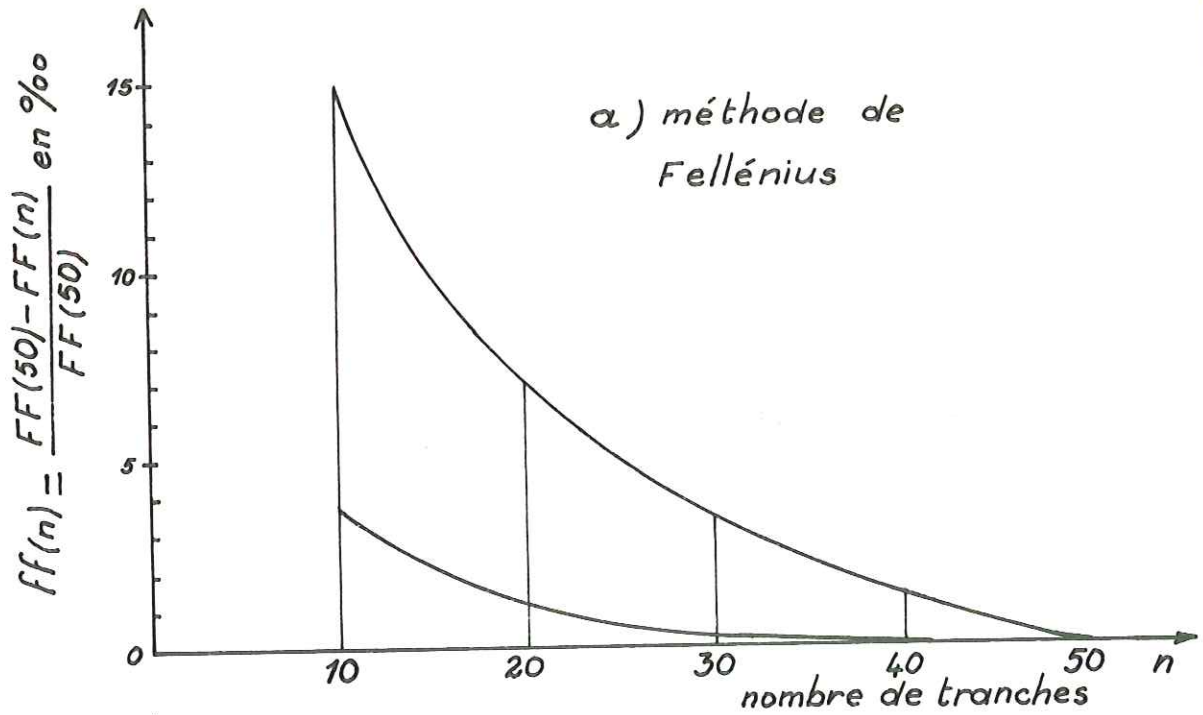


figure 23 : variation des coefficient de sécurité de Fellénius et de Bishop avec le nombre de tranches.

### 4,3. LA METHODE "INVERSE".

#### 4,3,1. Définition :

Jusqu'à présent nous avons supposé connus tous les paramètres de la stabilité, et à partir d'eux calculé un coefficient de sécurité. Quelle que soit la confiance que l'on accorde à la méthode utilisée, le résultat impose la connaissance de tous les paramètres. Or il se trouve que la nature résoud elle-même le problème de la stabilité lorsque se produit un mouvement de terrain : à ce moment là, le coefficient de sécurité est très proche de 1 et l'on peut alors souhaiter tirer de ce phénomène diverses conclusions sans pour autant déterminer expérimentalement les paramètres mécaniques. Le coefficient de sécurité est une fonction  $F(c', \phi')$  de ces paramètres, et écrire  $F(c', \phi') = 1$  revient à trouver une relation entre  $c'$  et  $\phi'$  ; si on a de plus quelques renseignements sur ces deux paramètres (par expérience, par comparaison du sol étudié avec d'autres connus) on peut ainsi estimer une valeur approchée de ces quantités ou tout au moins l'intervalle dans lequel elles doivent se trouver. Ceci peut permettre de faire d'autres calculs et de tirer certaines conclusions sur les causes, le processus du glissement, voire les remèdes. C'est ce principe que nous nommons "méthode inverse".

L'emploi de cette méthode sera dans la plupart des cas plus complexe que la méthode directe utilisée ; c'est pourquoi nous nous limiterons à la méthode de FELLENIUS corrigée ; nous verrons en effet au chapitre 5 que la méthode de FELLENIUS conduit à un coefficient FF trop faible et que l'on peut cependant définir un coefficient de sécurité probable  $FP = FF + 0,12$ .

Si le terrain est supposé homogène quant à sa loi rhéologique, le coefficient FP est alors une fonction linéaire de la cohésion et du frottement. Si on connaît les conditions qui régnaient au moment de la rupture d'un terrain, on peut calculer les expressions :

$$A = \frac{\sum_1^n 1}{\sum_1^n W \cdot \sin \alpha} \quad \text{et} \quad B = \frac{\sum_1^n (W \cdot \cos \alpha - u \cdot 1)}{\sum_1^n W \cdot \sin \alpha}$$

et écrire la relation ( $FP = 1$ , soit  $FF = 0,88$ ) :

$$0,88 = A \cdot c' + B \cdot \text{tg } \phi'$$

Cette méthode est illustrée par deux exemples : le premier est le glissement de MONTAUD, décrit à la fin du chapitre 2, le second est le glissement de SAINT JEAN DU BRUEL, décrit dans le paragraphe qui suit.

#### 4,3,2. Glissement de SAINT JEAN DU BRUEL (Aveyron) :

Ce glissement s'est produit dans le hameau d'Aspres, commune de Saint Jean de Bruel, dans la partie orientale du département de l'Aveyron, le 17 janvier 1972 à 8 heures. La région de Saint Jean du Bruel est située à la limite des Cévennes et des Grands Causses.

Ce glissement s'est produit dans une zone où la densité de population est très faible, mais il a cependant causé des dégâts très importants ; au dessus du hameau d'Aspres existait, au pied d'une barre rocheuse, une zone plus fertile où subsistaient encore des traces de culture en terrasses. Il y avait là une accumulation de produits d'altération ; ce sont ces produits "fins" qui, gorgés d'eau, ont "coulé" et coupé en deux le hameau, détruisant entièrement deux maisons et en endommageant gravement plusieurs autres. Il n'y a eu heureusement aucune victime, les habitants étant partis pour leur travail quelques instants avec l'accident.

L'étude sur le terrain a eu lieu quelques jours après l'accident ; les différents relevés et études ont été faits avec la collaboration de Messieurs P. ANTOINE et J.C. FOURNEAUX (Institut Dolomieu). Nous présentons ici quelques uns des résultats de ces relevés et études et les conclusions que l'on peut en tirer quant aux calculs de stabilité.

#### CADRE LOCAL :

##### a)- Etat des lieux avant le glissement :

L'étude des photographies aériennes de l'Institut Géographique National ainsi que du tracé de la carte I.G.N. au 1/25000 donne une idée assez précise de l'état du terrain avant l'accident. On peut y distinguer deux zones : dans le haut, une pente assez forte était couverte d'une végétation dense ; la pente était analogue à celle restée en place à l'est du glissement et où se trouvaient de grands châtaigniers ; cette pente butait vers l'ouest contre le pied de la falaise rocheuse qui n'a pas bougé ; dans la partie basse existaient deux murs ayant supporté des cultures en terrasses ; ces murs dont on peut ob-



server des vestiges (en haut et à gauche de la photographie, *figure 26* et sur le plan d'ensemble, *figure 27*) retenaient la "terre", c'est-à-dire les produits d'altération du substratum ; la pente du terrain d'un mur à l'autre était assez faible ; d'après les témoignages recueillis, ces murs ne semblaient pas présenter de "ventre" et le sentier qui franchissait ces terrasses en oblique ne montrait lui non plus aucun signe de mouvement de terrain.

b)- Etude pétrographique :

Le glissement est intervenu dans la série schisto-gréseuse antédévonienne qui sépare le granite de Saint Guiral des séries calcaires et marno-calcaires du Secondaire des Grands Causses. La commune de Saint Jean du Bruel s'étend en effet depuis le granite de Saint Guiral, à l'est, jusqu'aux contreforts du Causse Noir au nord-ouest et du Causse du Larzac au sud-ouest. On y observe la transgression des formations secondaires sur la série schisto-gréseuse ainsi que le métamorphisme de cette dernière au contact du granite.

Le glissement de terrain a affecté le flanc nord de la vallée des Réfrèges juste au dessus du hameau d'Aspres. Tout le thalweg du ruisseau des Réfrèges est entaillé dans la série schisto-gréseuse antédévonienne. Il s'agit d'une puissante série épimétamorphique qui doit englober tous les niveaux de l'Antécambrien au Silurien. Elle a subi un léger métamorphisme antérieur à la phase hercynienne moyenne (B-Gèze sur la carte géologique au 1/80.000 St Afrique). Elle se présente sous l'aspect de barres de schistes sériciteux alternant avec des niveaux gréseux et parfois de véritables quartzites, lesquels donnent des reliefs plus marqués et plus déchiquetés que les schistes qui donnent des reliefs plus mous et disparaissent souvent sous la végétation à base de genêts et de châtaigniers.

La série se présente sous l'aspect de schistes très feuilletés au sein desquels émergent des bancs plus durs ; ces bancs durs forment le toit de la série à l'ouest de la zone étudiée ; ils affleurent juste au dessus de la niche d'arrachement et semblent passer vers le bas et de façon progressive aux schistes plus tendres.

Les bancs durs : à l'affleurement, on observe une roche feuilletée et compacte de couleur gris clair avec des nodules de quartz blanc. En lame mince, on y voit des minéraux de petite taille (0,1 à 0,5 mm) dans une pâte

argileuse assez réduite. Les minéraux sont :

- . le quartz qui est le plus fréquent,
- . des feldspaths calcosodiques et potassiques (plus rares),
- . des micas (surtout de la muscovite) qui sont manifestement des minéraux de recristallisation.

On trouve donc la trace d'un métamorphisme peu intense. Les quartz et les feldspaths sont détritiques. Cette roche est donc le résultat d'un faible métamorphisme sur un grès feldspathique à ciment argileux ; on peut donc la nommer quartzophyllade feldspathique.

Les bancs tendres : ils présentent un aspect beaucoup plus feuilleté ; la couleur est grise, mais plus bleutée et luisante. En lame mince on y observe très peu de minéraux recristallisés à part la séricite ; on trouve tout de même un peu de quartz recristallisé ; la matrice est argileuse à dominante potassique ; on observe des structures en chevron qui traduisent une phase de plissement peu intense au moment du métamorphisme. Cette roche est donc le produit de l'action d'un métamorphisme peu intense sur des pélites argileuses potassiques ; il s'agit d'un séricito-schiste.

Les produits d'altération : l'étude calcimétrique et aux rayons X de deux échantillons a confirmé ce que l'on pouvait attendre pour le résultat de l'altération des schistes : ces échantillons ont une fraction argileuse qui contient environ 50 % d'illite et 30 % de chlorite (matériaux non gonflants) et environ 20 % d'interstratifié à base essentiellement de montmorillonite (matériau gonflant), pour une teneur en produits carbonatés voisine de 0,8 %.

c)- Données hydrogéologiques :

Nos renseignements à ce sujet sont assez peu nombreux ; nous avons cependant porté sur le plan général les sources et les captages qui se trouvaient au voisinage de la zone du glissement et qui semblaient être, au moins en ce qui concerne les sources situées au dessus du glissement, des venues d'eau permanentes.

DESCRIPTION DU GLISSEMENT.

a)- La surface de glissement :

Les différentes caractéristiques de ce glissement de terrain peuvent

être observées sur les figures et photographies suivantes :

*figure 24* : vues de l'aval, la langue de glissement et une partie des destructions ; remarquer, en haut à gauche, les vestiges des murs de terrasses en rive droite du glissement ;

*figure 25* : cette photographie montre la partie supérieure du glissement avec la surface de rupture mis à nu, parfaitement visible ; tout à fait au premier plan, en bas à gauche de la photographie, se trouve un affleurement de quartzophyllades ;

*figure 26* : cette photographie est une vue latérale de la partie médiane du glissement ; au premier plan, on voit un des murs de terrasses recoupé par la masse glissée ;

*figure 27* : schéma topographique à l'échelle approximative du 1/500, d'après un relevé topographique effectué sur les lieux, comportant les courbes de niveau et la géologie dans la zone de départ ;

*figure 28* : cinq coupes sériées en travers de la zone de départ, à l'échelle approximative du 1/250, montrant la structure géologique du terrain ;

*figure 29* : profil longitudinal du glissement avec l'indication des hypothèses faites pour les calculs de stabilité.

On peut donc remarquer que la surface de rupture est en grande partie constituée par la surface, très uniforme et très lisse, de contact entre les schistes sains et leurs produits d'altération, tout au moins sur la rive gauche du glissement ; sur le côté droit, la surface de glissement n'a pas été mise à nu et on en est réduit aux hypothèses figurées sur les coupes transversales.

b)- La masse glissée :

Les terrains glissés sont constitués par les produits d'altération des masses rocheuses constituant le substratum (niveaux schisteux) ; il s'agit d'un ensemble hétérogène formé d'une matrice argileuse dont nous avons déjà donné la composition, renfermant de nombreuses plaquettes ou éléments rocheux, ainsi qu'une certaine fraction sableuse. Des échantillons ont été pris



dans ces produits d'altération, sur lesquels ont été effectués des essais élémentaires de reconnaissance des sols, à côté de l'étude aux rayons X déjà mentionnée.

La courbe granulométrique (figure 30) montre une répartition assez régulière entre quelques microns (10 % des échantillons) et 25 mm (100 %), le diamètre moyen (50 %) étant voisin de 1 mm.

Les limites d'Atterberg, déterminées sur trois échantillons, donnent les valeurs moyennes suivantes :

limite de liquidité :  $w_L = 33 \%$

limite de plasticité :  $w_P = 25 \%$

indice de plasticité :  $i_P = 8 \%$

notons que la teneur en eau moyenne des échantillons était d'environ 19 %, mais que ces échantillons ont été prélevés une semaine après l'accident et des observations permettent de penser qu'elle était beaucoup plus élevée le jour du glissement. La masse glissée, très remaniée lors du mouvement, (elle est actuellement mêlée de débris des constructions détruites et de la végétation) s'est, au moins en partie, mise en place à la manière d'un fluide visqueux ; en de nombreux endroits, la masse glissée s'est insinuée dans tous les espaces libres. Le transport a opéré une ségrégation relative des divers constituants, les éléments fins se trouvant concentrés au front de la coulée et plus particulièrement sur le flanc droit sous forme d'une boue liquide : tout ceci dénote une très forte teneur en eau au moment du mouvement.

c)- Conditions topographiques particulières :

La zone de départ (volume compris entre la surface topographique avant mouvement et la surface de glissement) représente un volume relativement faible ; un des témoignages recueillis permet d'admettre que la partie inférieure de la surface de rupture recoupait probablement le mur de terrasses supérieur ; ceci nous permet de définir pour cette zone de départ les dimensions maximales suivantes :

longueur : 55 mètres

largeur : 32 mètres

profondeur: 6 mètres

ce qui représente un volume de l'ordre de  $4.500 \text{ m}^3$ .

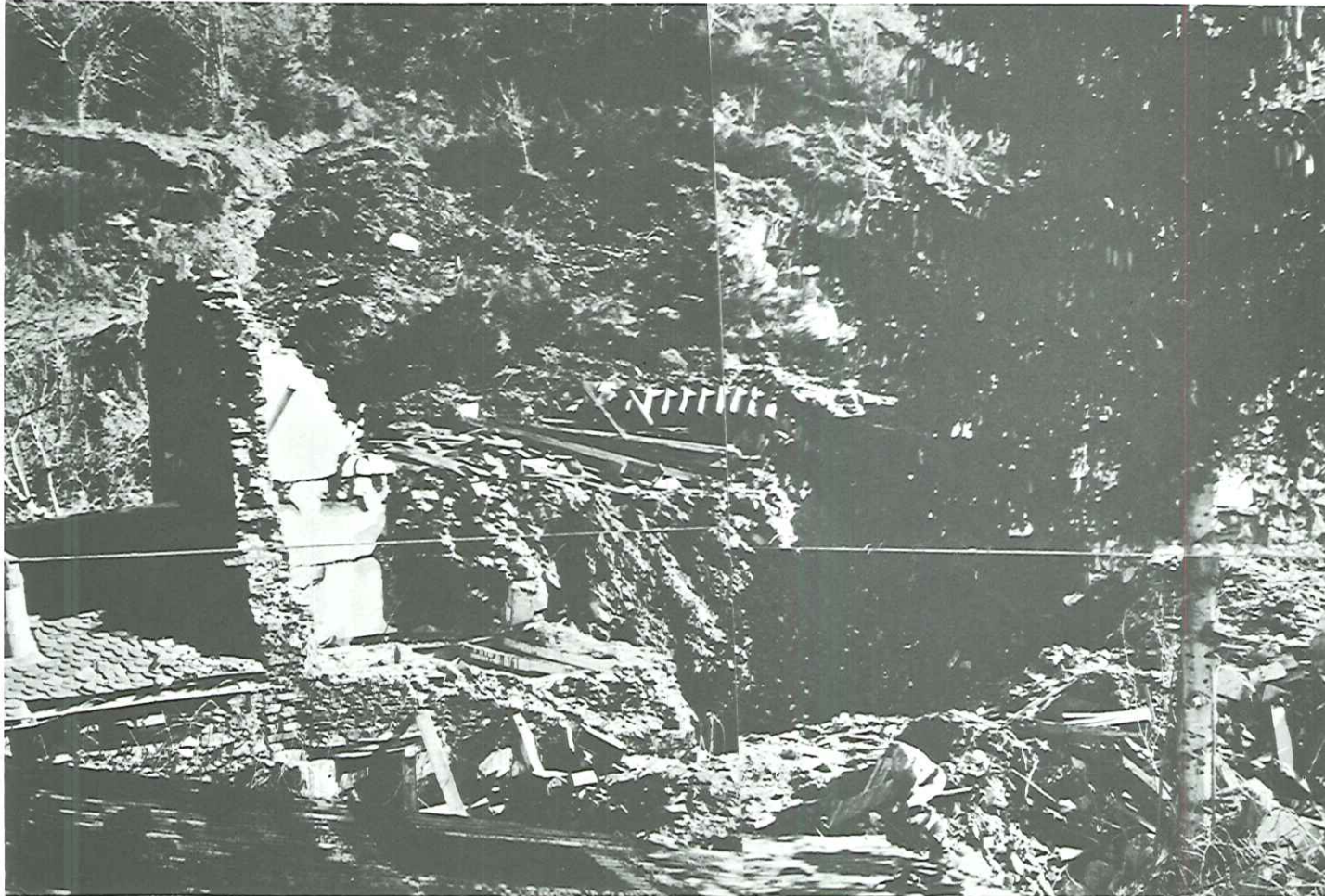


Figure 24 : Prise de l'aval, photographie de la langue du glissement et d'une des maisons détruites.



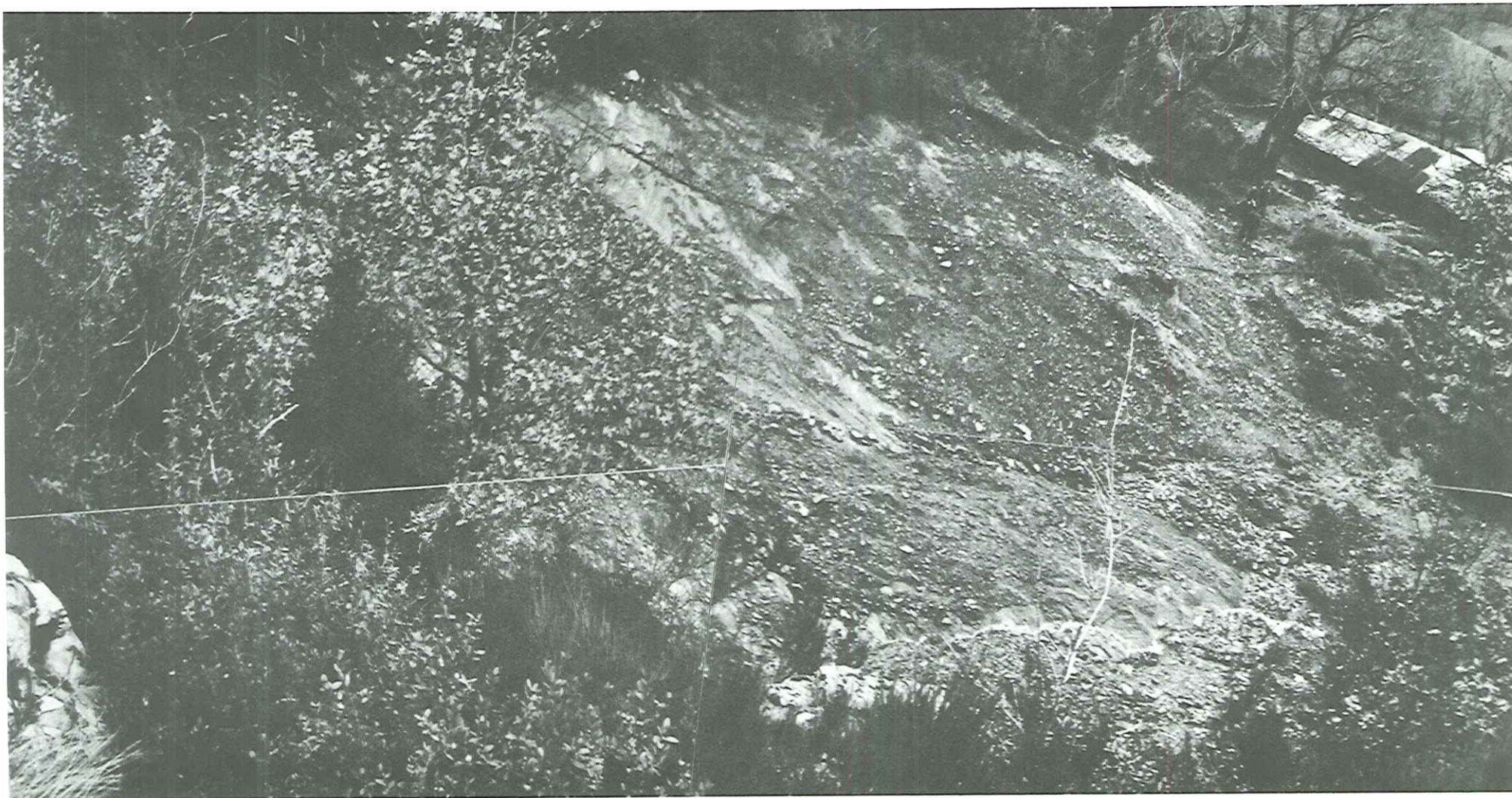


Figure 25 : Photographie de la partie supérieure de la zone de départ  
avec la surface de glissement.





Figure 26 : Photographie latérale de la partie médiane du glissement de terrain.

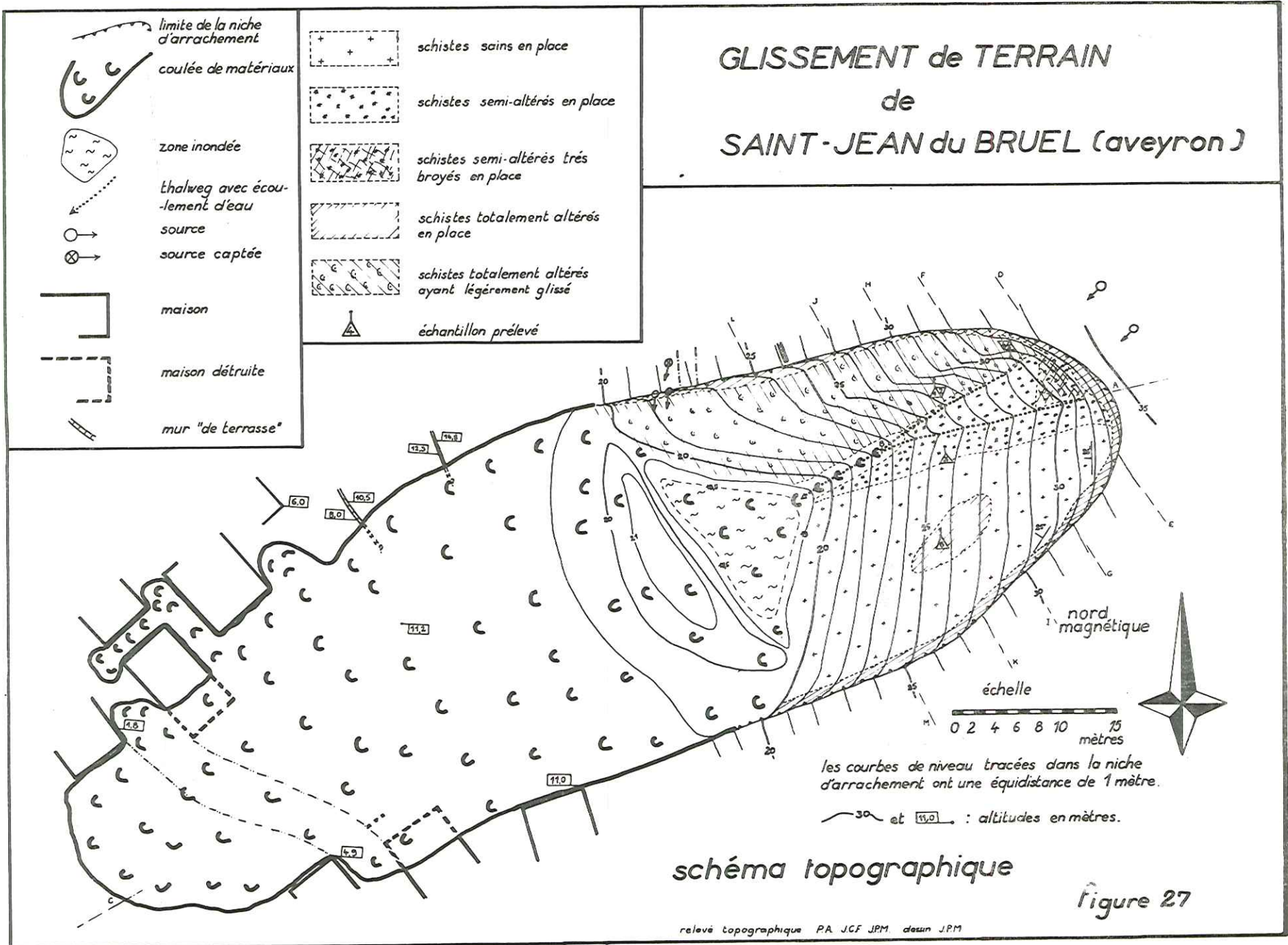
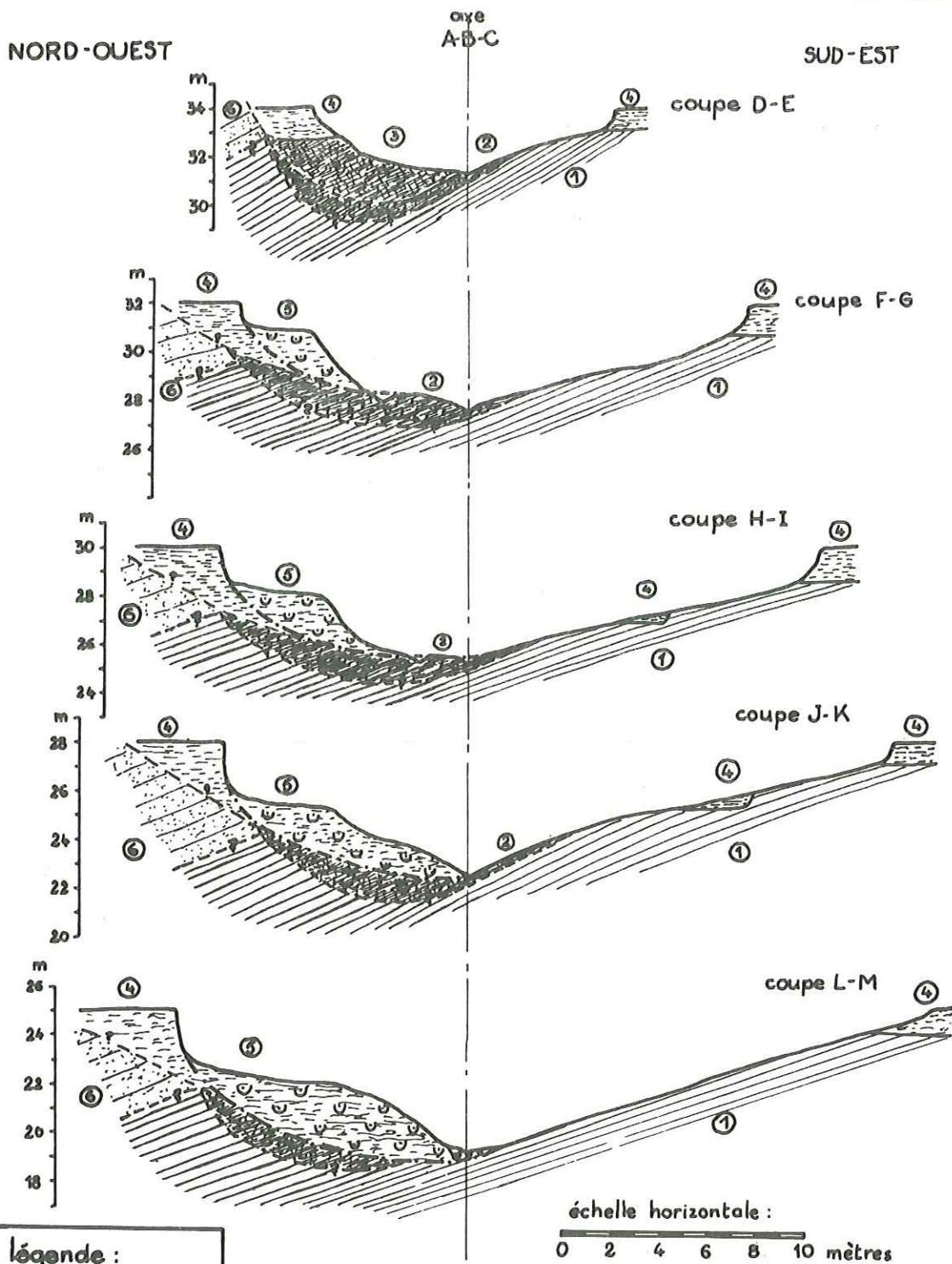




Figure 28 : Glissement de SAINT JEAN du BRUEL (aveyron)  
coupes transversales



légende :

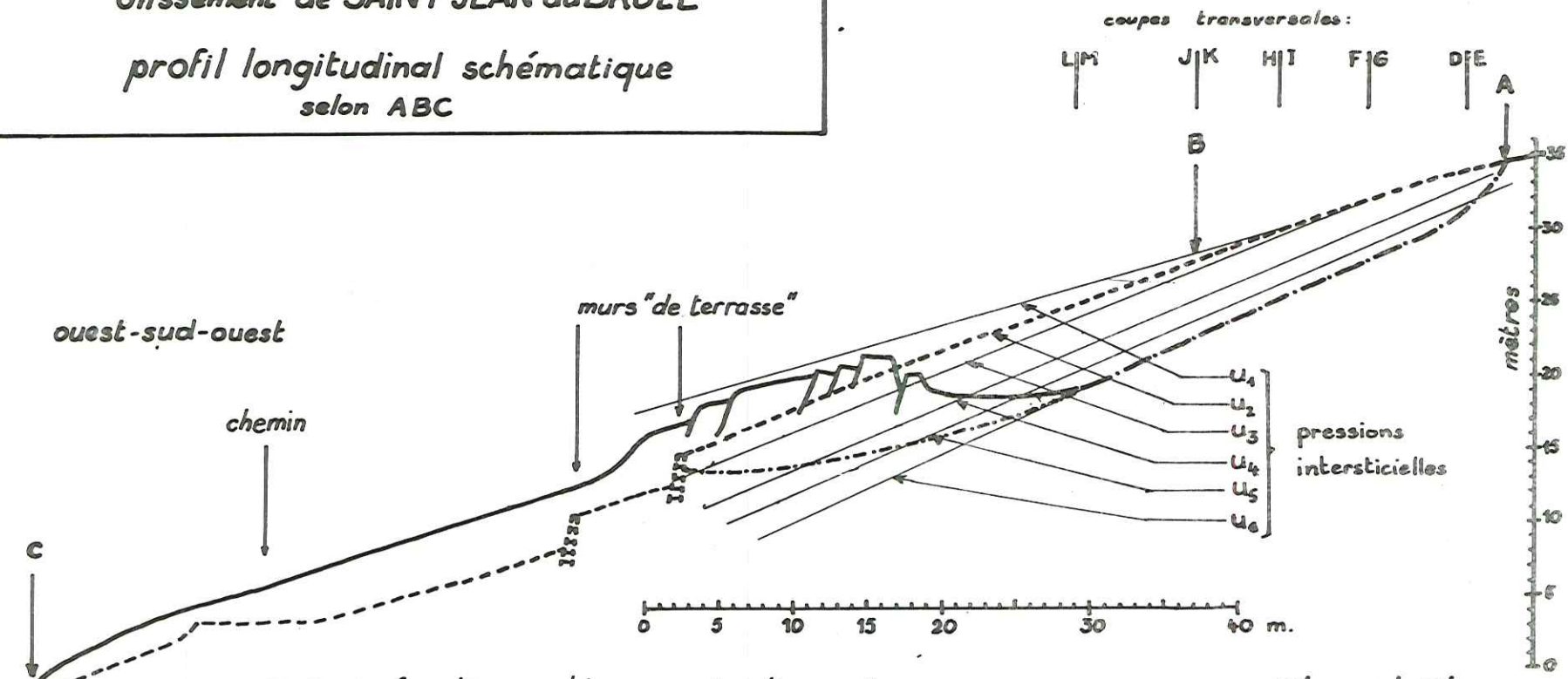
- ① schistes sains en place
- ② schistes semi-altérés en place
- ③ schistes semi-altérés très broyés en place
- surface de glissement

- ④ schistes totalement altérés en place (at couverture végétale)
- ⑤ schistes totalement altérés légèrement glissés
- ⑥ quartzophyllades
- ?- contact géologique présumé



*Glissement de SAINT JEAN du BRUEL*  
*profil longitudinal schématique*  
*selon ABC*

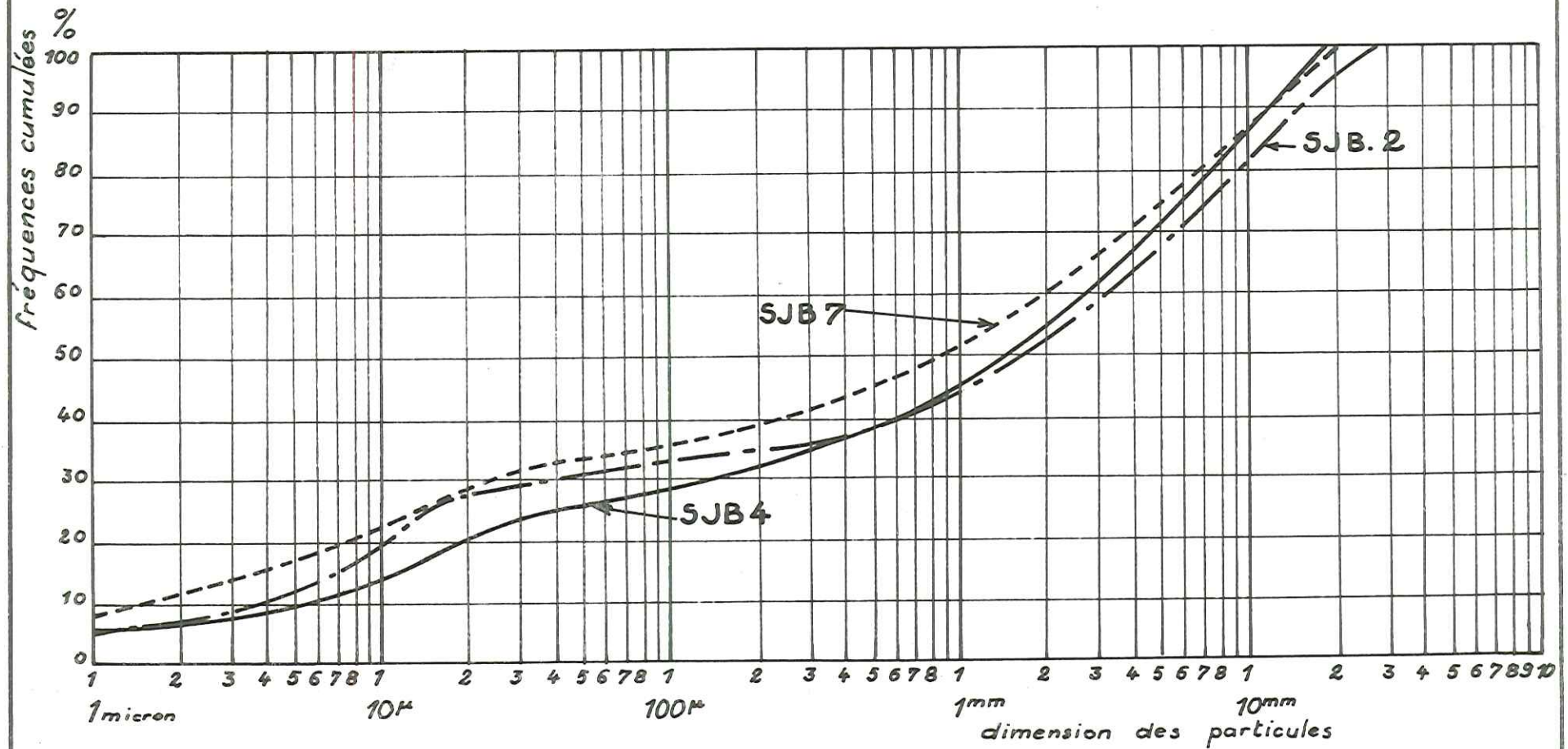
-128-



- surface topographique après glissement
- - - surface topographique avant glissement
- · - · - partie dégagée
- · - · - partie cachée) de la surface de glissement

figure 29

Figure 30 : SAINT JEAN du BRUEL :  
 courbes granulométriques des schistes altérés.  
 échantillons SJB 2, 4 et 7.



Malheureusement, l'effet destructeur de la masse glissée s'est trouvé amplifié par la pente naturelle relativement forte en aval de la zone de départ (10 m de dénivelé entre le pied du glissement et le chemin, pour une distance horizontale de 25 m). Les conséquences furent d'abord une expulsion presque complète de la masse glissée hors de la zone de départ, ce qui n'est pas très fréquent, puis une mise en vitesse de cette masse, ce qui a aggravé l'effet destructeur.

d)- Principales caractéristiques de ce glissement :

Nous pouvons résumer comme suit les principales caractéristiques de ce glissement de terrain :

. la majeure partie de la surface de rupture correspond à une discontinuité lithologique : contact entre les terrains altérés et une surface de schistosité ;

. la quasi totalité de la surface de rupture est mise à nu, ce qui est exceptionnel pour un glissement survenu sur une pente assez faible, de l'ordre de 25° ;

. la distance parcourue par la masse glissée (de volume limité) est importante relativement à la masse, ce qui est dû à une pente plus forte à l'aval de la zone de départ.

ASPECT MECANIQUE :

a)- Généralités :

Il était impossible, pour des raisons essentiellement financières, de procéder à des mesures précises des caractéristiques mécaniques et hydrauliques du sol ; nous avons donc tenté d'estimer les conditions qui prévalaient lors de la rupture. Puisque le glissement s'est produit, il y a nécessairement eu modification des conditions de stabilité qui jusque là étaient satisfaisantes ; le coefficient de sécurité de la pente a donc diminué jusqu'à devenir égal ou légèrement inférieur à 1.

Dans ce cas précis, les modifications de stabilité ont pu intervenir aux niveaux suivants :

. lois fondamentales : aucun séisme n'ayant été signalé, celles-ci n'ont pu varier ;



. loi rhéologique : elle pourrait avoir varié par l'intermédiaire de la cohésion  $c'$  qui est fonction du degré de saturation ; la structure géologique et les observations hydrogéologiques nous permettent cependant de penser que la teneur en eau devait fréquemment atteindre des valeurs importantes au niveau de la surface de rupture (contact entre terrain perméable et terrain imperméable) ; même en présence d'une augmentation exceptionnelle de cette teneur en eau, la diminution de cohésion qui en résulte au niveau de la surface de glissement a dû être relativement faible et de toutes façons vraisemblablement insuffisante pour expliquer le glissement.

. conditions aux limites : ce dernier paragraphe est donc le seul dans lequel il faille chercher l'explication de l'accident ; aucune modification de la surface topographique n'étant intervenue, il ne reste plus que la possibilité d'une forte variation des conditions aux limites hydrauliques.

b) - Rôle probable des variations des conditions aux limites hydrauliques :

L'accident s'est produit le 17 janvier 1972 après de très fortes pluies, ce qui incite à examiner de plus près l'influence des pressions intersticielles. Sur le profil longitudinal (*figure 29*), nous avons figuré six valeurs arbitrairement choisies de la pression intersticielle, exprimée en mètres d'eau au dessus de la surface de rupture :

- $u_1$  correspond à la charge possible estimée lors de la rupture (voir plus loin l'explication),
- $u_2$  correspond à la charge maximale possible pour une nappe libre (correspondant à la surface topographique),
- $u_3$ ,  $u_4$  et  $u_5$  représentent des états intermédiaires entre  $u_2$  et  $u_6$ ,
- $u_6$  correspond à l'absence de pression d'eau.

Si nous effectuons maintenant des calculs par la méthode de FELLENIUS corrigée (justification au chapitre 5), nous obtenons, pour la surface considérée, le coefficient de sécurité suivant :

$$F_i = 0,12 + 0,37 c' + A_i \operatorname{tg} \phi' \quad (i = 1, 2, \dots, 6)$$

$c'$  est exprimée en  $t/m^2$

$A_i$  est un coefficient numérique fonction de la position  $u_i$  de la nappe, qui vaut :

$u_i$	$u_1$	$u_2$	$u_3$	$u_4$	$u_5$	$u_6$
$A_i$	1,011	1,349	1,700	2,227	2,650	2,873

Si nous admettons maintenant que les pressions intersticielles étaient voisines de la valeur  $u_1$  lors de la rupture, nous pouvons écrire que le coefficient de sécurité vaut 1,0 pour  $A_1 = 1,011$ , d'où :

$$1,0 = 0,12 + 0,37 c' + 1,011 \operatorname{tg} \phi'$$

ce qui donne une relation linéaire entre  $c'$  et  $\operatorname{tg} \phi'$  :

$$c' = 2,38 - 2,73 \operatorname{tg} \phi'$$

qui représente la relation existant entre ces deux paramètres mécaniques lors de la rupture ; cette relation est représentée sur *la figure 31*.

Or la cohésion  $c'$  et l'angle de frottement  $\phi'$  à prendre en compte sont ceux du contact entre schistes et terrains d'altération, et partiellement ceux du terrain d'altération lui-même ; on peut donc supposer que la cohésion devait être inférieure à  $0,5 \text{ t/m}^2$  ce qui nous conduit à deux couples limites pour ces paramètres :

$$\begin{aligned} c'_1 &= 0 & c'_2 &= 0,5 \text{ t/m}^2 \\ \operatorname{tg} \phi'_1 &= 0,87 & \operatorname{tg} \phi'_2 &= 0,69 \end{aligned}$$

Nous pouvons alors calculer les coefficients de sécurité correspondant aux diverses hypothèses  $u_i$  :

pressions $u_i$	coefficient de sécurité $F_i$	
	paramètres $c'_1$ et $\operatorname{tg} \phi'_1$	paramètres $c'_2$ et $\operatorname{tg} \phi'_2$
$u_1$	1,0	1,0
$u_2$	1,30	1,25
$u_3$	1,60	1,50
$u_4$	2,05	1,85
$u_5$	2,40	2,10
$u_6$	2,65	2,30

Si on représente la variation du coefficient de sécurité avec la cote de la nappe prise à l'intersection du profil longitudinal avec le profil

transversal LM, on obtient la courbe donnée par la figure 32.

Ces calculs montrent que si le coefficient de sécurité peut atteindre des valeurs assez importantes pour de faibles pressions intersticielles, il tombe à 1,25 - 1,30 lorsque la nappe correspond à la surface topographique ; mais cette marge de 25 à 30 % assure cependant la stabilité du terrain.

Si, au lieu de prendre  $u_1$  comme pressions intersticielles au moment de la rupture, on avait choisi la nappe libre maximale  $u_2$ , on aurait eu la relation suivante entre  $c'$  et  $\text{tg } \phi'$  :

$$c' = 2,38 - 3,636 \text{ tg } \phi'$$

représentée par la figure 33, ce qui, avec les mêmes remarques que précédemment, conduit aux deux couples limites suivants :

$$\begin{array}{ll} c'_1 = 0 & c'_2 = 0,5 \\ \text{tg } \phi'_1 = 0,66 & \text{tg } \phi'_2 = 0,52 \end{array}$$

les coefficients de sécurité, en fonction des  $u_i$  choisis, valant alors :

pressions $u_i$	coefficients $F_i$	
	paramètres $c'_1$ et $\text{tg } \phi'_1$	paramètres $c'_2$ et $\text{tg } \phi'_2$
$u_2$	1,0	1,0
$u_3$	1,24	1,19
$u_4$	1,59	1,47
$u_5$	1,87	1,69
$u_6$	2,02	1,80

Les résultats de cette deuxième hypothèse sont reportés sur les figures 33 et 34. On constate donc que l'équilibre du terrain peut être assuré dès que les pressions intersticielles passent en dessous de la valeur  $u_3$  ; mais nous pensons cependant que la première hypothèse reste la meilleure des deux. En effet, on constate que le glissement s'est produit après des précipitations très importantes, mais qu'on ne peut qualifier d'exceptionnelles et il est très vraisemblable de penser que des conditions beaucoup plus exceptionnelles de pluviométrie ont dû se rencontrer dans le passé sans entraîner de glissement



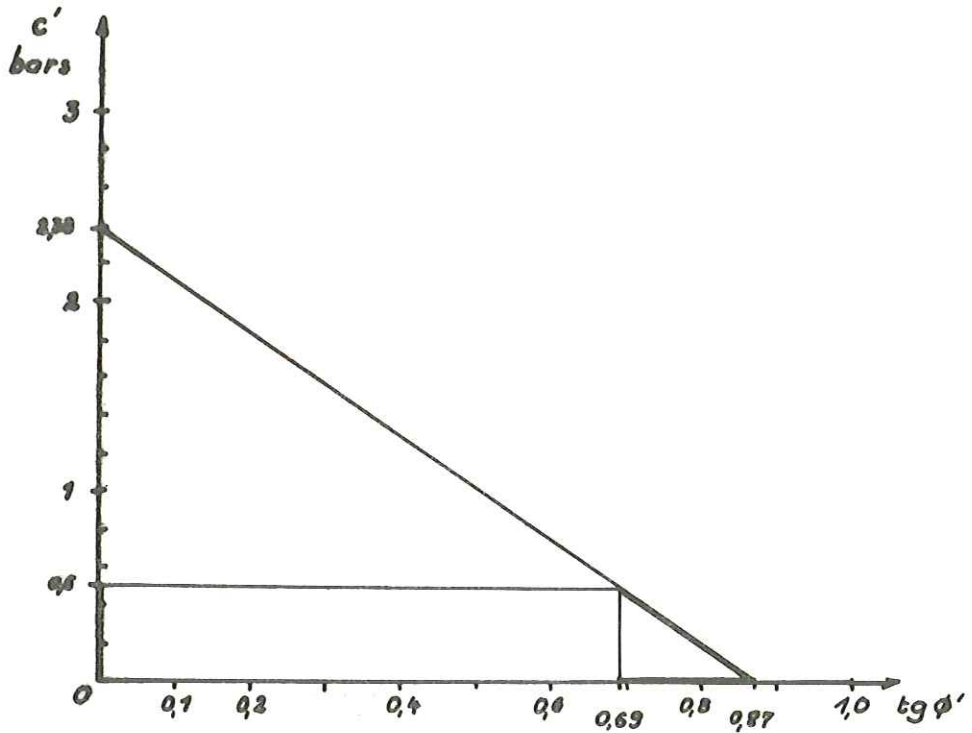


Figure 31 : relation entre  $c'$  et  $\phi'$  dans les conditions limites de rupture (hypothèse  $u_1$ ).

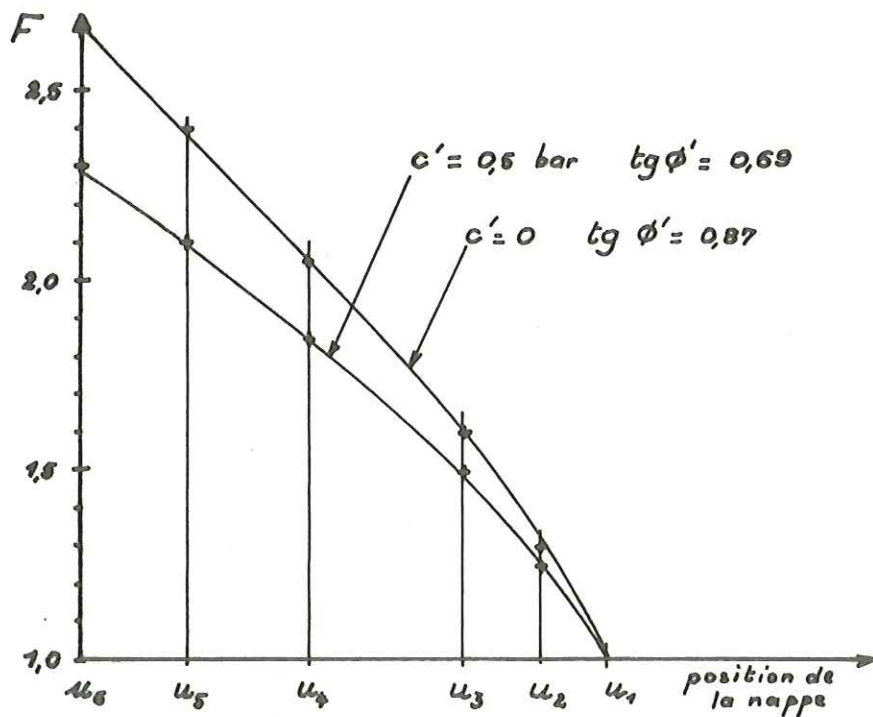


Figure 32 : variation du coefficient de sécurité avec la position de la nappe (hypothèse  $u_1$ ).

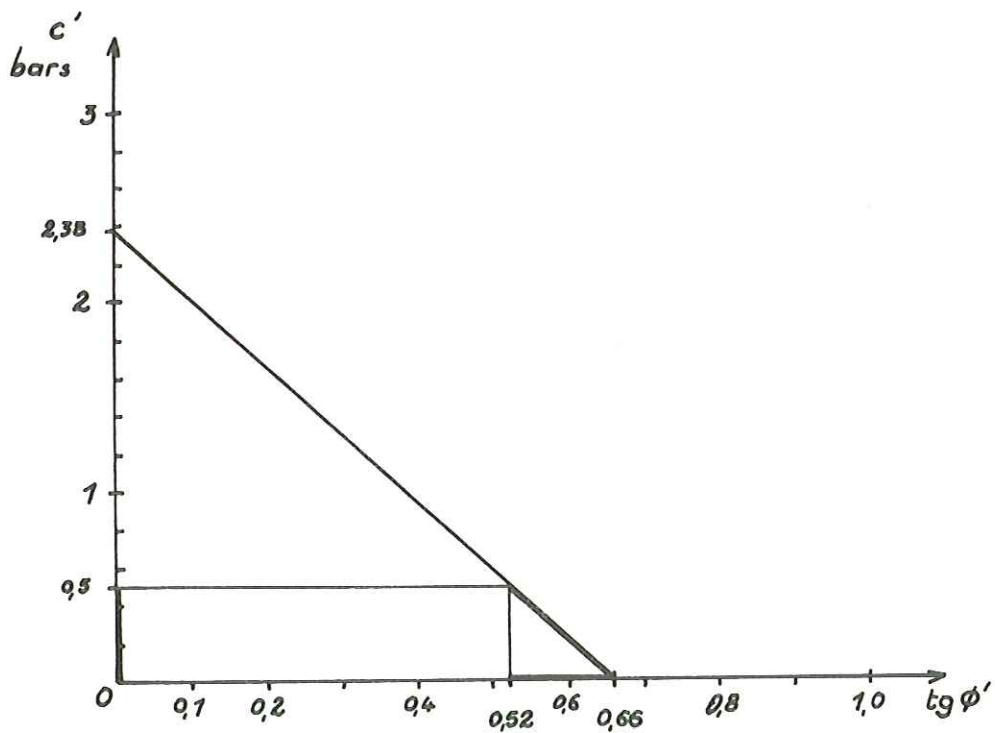


figure 33 : relation entre  $c'$  et  $\text{tg} \phi'$  dans les conditions limites de rupture (hypothèse  $u_2$ ).

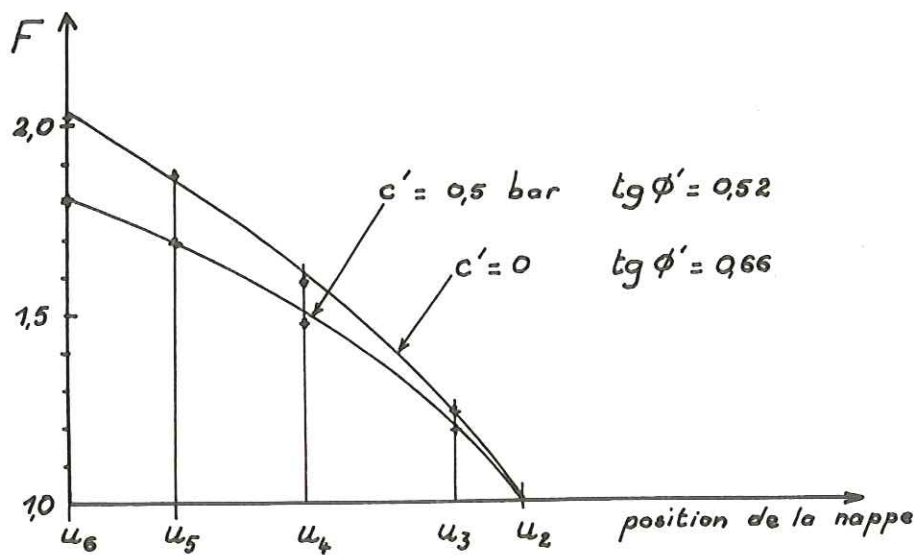


figure 34 : variation du coefficient de sécurité avec la position de la nappe (hypothèse  $u_2$ ).

(les maisons et les murs de terrasses sont nettement plus que centenaires). Dans ces conditions on est obligé d'admettre une modification progressive de l'"état général" du terrain.

L'élévation anormale des pressions intersticielles peut s'expliquer soit par la formation progressive d'un niveau peu perméable en surface, soit par un mauvais drainage en pied du glissement (au niveau du mur supérieur), soit par la conjugaison de ces deux phénomènes. Dans le premier cas, il serait possible d'invoquer la cessation de l'activité agricole sur le terrain, encore qu'aucun argument ne nous permette de relier ce fait à la diminution de perméabilité superficielle du terrain. Dans le second cas, on peut penser qu'avec le temps, les lentes circulations d'eau au sein des terrains d'altération ont fini par transporter suffisamment de particules argileuses pour colmater les exutoires naturels du terrain (probablement en arrière du mur supérieur) et élever ainsi peu à peu le niveau piézométrique.

#### PREVISIBILITE DU PHENOMENE.

Quand un glissement de terrain entraîne des pertes en vies humaines ou même seulement des dégâts importants aux propriétés, il est d'usage de rechercher, sinon les responsabilités, du moins le degré de prévisibilité du phénomène.

N'ayant pas eu une connaissance précise des lieux avant l'accident, il nous est impossible de savoir s'il existait des indices de détail laissant présager l'évolution dont nous avons essayé de démontrer le processus.

Un examen global sur les photographies aériennes de 1960 (panchromatiques et infrarouges) ne montre pas d'indice inquiétant en ce qui concerne le versant proprement dit ; en particulier, dans le voisinage d'Aspres, nous n'avons relevé aucun indice de glissement ancien susceptible de s'être remobilisé. A une certaine distance, nous avons cependant noté de telles formes mais qui appartiennent sans doute à un type de mouvement bien différent (glissement de masses rocheuses). Quelques inquiétudes auraient pu bien entendu découler d'une reconnaissance approfondie du secteur incriminé, en particulier par la mise en évidence du "coin" de terrains meubles reposant sur le plan incliné de schistes. En l'absence d'indices de surfaces, il n'y avait évidemment aucune raison de se lancer dans une telle entreprise très onéreuse.



CHAPITRE 5

ETUDE DE CAS PARTICULIERS ET CONCLUSIONS  
QUANT AUX METHODES DE CALCUL.

## 5,1. EXEMPLES DE GLISSEMENTS ET PENTES STABLES PERMETTANT DES CALCULS DE STABILITE.

### 5,1,1. Critères de choix de ces exemples :

Les calculs de stabilité effectués dans ce chapitre ont un double but : d'une part comparer entre eux les résultats des méthodes de FELLENIUS et de BISHOP, et d'autre part comparer ces résultats avec la réalité des phénomènes de glissements de terrain.

Le second point étant le plus important, nous avons donc sélectionné un certain nombre de cas réels de glissements ou de pentes stables permettant de faire des calculs de stabilité à partir de données présentant de bonnes garanties de crédibilité.

#### CRITERES QUANT AUX CONDITIONS AUX LIMITES :

Le premier point important est celui d'une bonne définition de la géométrie du massif : cela nécessite un croquis précis de la topographie avant l'accident (en plan, ou au minimum un profil longitudinal détaillé), avec une coupe géologique si le massif est constitué de plusieurs terrains. Les conditions aux limites hydrauliques doivent être données soit par un tracé du toit de la nappe, soit par des indications permettant de le déterminer sans ambiguïté. Lorsque la nappe est artésienne, ce qui est le cas quand le talus repose sur un substratum imperméable par exemple, il est nécessaire de disposer de précisions sur les pressions ou au moins sur la forme des lignes d'écoulement ou des équipotentiellles.

#### CRITERES QUANT A LA FORME DU GLISSEMENT :

Les cas particuliers choisis seront destinés à l'application des méthodes de FELLENIUS et de BISHOP, qui impliquent des surfaces de rupture à section droite circulaire ou voisine du cercle. Il importe donc de prendre des exemples de glissements réels pour lesquels la surface de rupture se rapproche de ces conditions, ou des exemples de pentes stables dont la géométrie interne puisse laisser supposer que si un glissement s'y produisait, il serait plus ou moins circulaire.

## CRITERES QUANT AUX PROPRIETES MECANIQUES :

Les méthodes de FELLENIUS et de BISHOP faisant intervenir les paramètres  $c'$  et  $\phi'$ , cohésion et angle de frottement interne exprimés en termes de contraintes effectives, nous ne reviendrons pas sur la détermination qualitative de la loi rhéologique. Nous choisirons des exemples pour lesquels  $c'$  et  $\phi'$  seront donnés avec les deux garanties suivantes :

. il faut d'une part que les valeurs données soient représentatives du massif entier ou tout au moins de l'espace dans lequel se trouve la surface de rupture réelle si elle s'est produite, et les surfaces potentielles sur lesquelles on fera les calculs ; cela implique que l'homogénéité du massif soit vérifiée par un nombre d'essais suffisants, ou si le terrain n'est pas homogène, que l'on ait un nombre acceptable de données représentatives des valeurs moyennes et des variations de ces paramètres dans l'espace ;

. il faut d'autre part que les paramètres  $c'$  et  $\phi'$  aient été mesurés par une méthode et dans des conditions convenables ; nous avons vu au chapitre 3 l'influence de divers paramètres et en particulier du temps sur les résultats des essais mécaniques ; nous vérifierons que chaque exemple choisi donne toutes les garanties souhaitables de validité pour les valeurs numériques indiquées.

### 5,1,2. Liste des cas particuliers étudiés :

Chaque cas sera présenté tout d'abord par un texte indiquant sa localisation, son historique, les reconnaissances et essais effectués sur le site, les calculs et les conclusions ; en fin de paragraphe, chaque cas sera résumé sur une fiche présentant ses principales caractéristiques.

#### Cas n° 1 : Glissement de LODALEN (Suède).

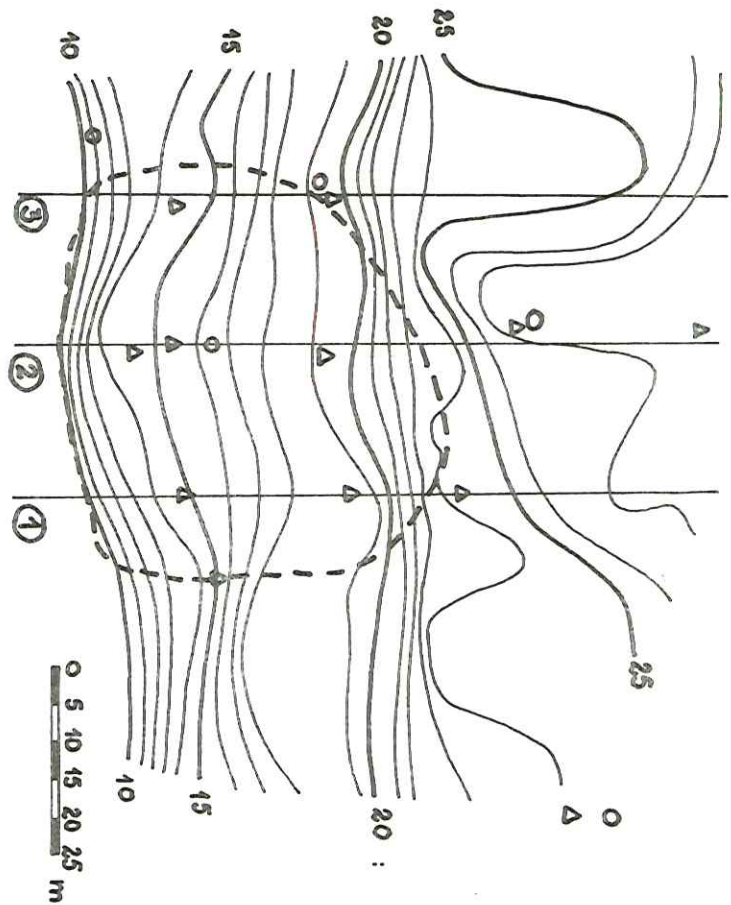
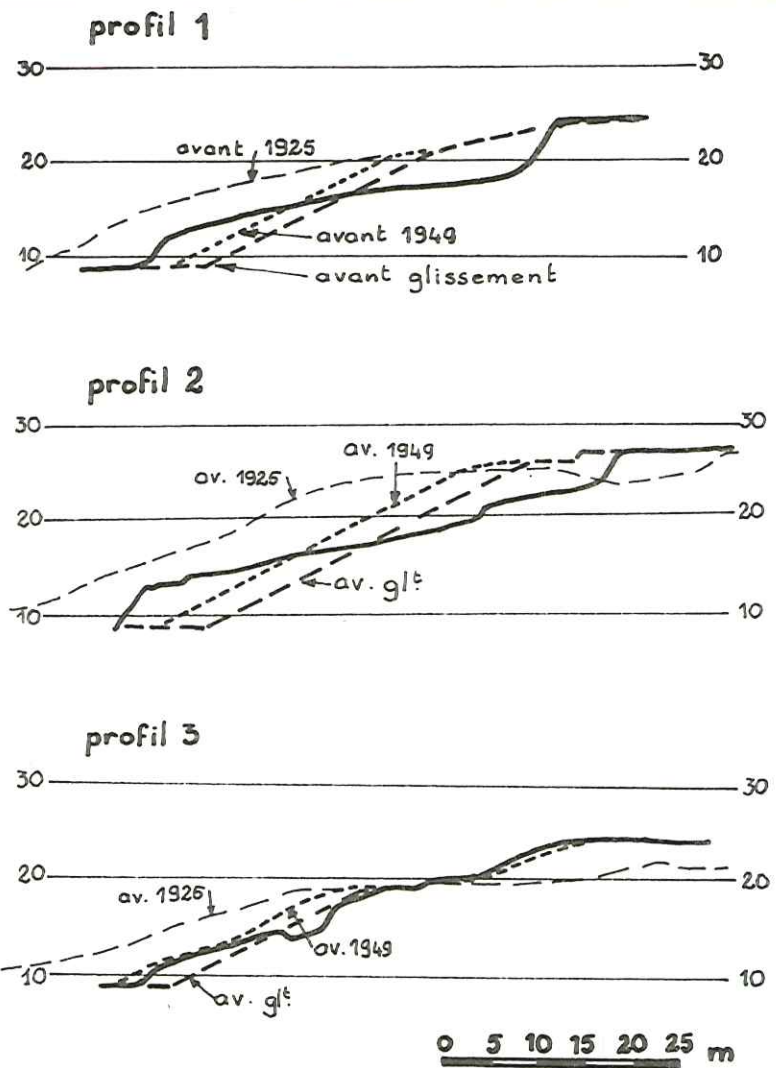
d'après SEVALDSON, R.A. (1957)

Le mouvement s'est produit le 6 octobre 1954 dans l'ancien lit d'une rivière qui servait de passage à une voie ferrée ; le talus était creusé dans des terrains argileux, avec une pente naturelle initiale de 1 pour 2,5 ; en 1924 des travaux ont ramené cette pente à 1 pour 2, ainsi que des travaux ultérieurs en 1949. Le mouvement s'est produit de façon circulaire, la base ayant avancé de 10 mètres et le haut descendu de 5 mètres ; le glissement a une largeur de 50 mètres et une longueur de 40 mètres, pour une masse glissée d'environ  $10.000 \text{ m}^3$ . La figure 35 donne le plan topographique du site et trois profils longitudinaux du glissement.



figure 35 : plan et profils longitudinaux du glissement de LODALEN -

d'après R. A. Sevaldson



Des sondages ont été effectués pour placer des piézomètres et prélever des échantillons sur lesquels ont été mesurés, par la méthode du cisaillement, la cohésion et l'angle de frottement internes réels ( $c$  et  $\phi$ ) et effectifs ( $c'$  et  $\phi'$ ) ; remarquons que  $c$  et  $\phi$  ont été mesurés, sur chaque échantillon, à des teneurs en eau  $w$  différentes et que les résultats obtenus confirment que  $\phi$  varie très peu avec  $w$  alors que  $c$  varie exponentiellement avec  $w$ , comme nous l'indiquons au paragraphe 6,1,2,2.

En ce qui concerne  $c'$  et  $\phi'$ , les valeurs obtenues sur les différents échantillons sont très proches des valeurs moyennes suivantes :

$$c' = 1,0 \text{ t/m}^2$$

$$\phi' = 27,1^\circ$$

Le coefficient de sécurité a été calculé par les méthodes de FELLENIUS (FF) et de BISHOP (FB), sur les trois profils, et on a évalué les coefficients moyens pondérés en tenant compte de la position de chaque profil et des masses en mouvement correspondantes :

Coefficient de	Profil 1	Profil 2	Profil 3	Moyenne
FELLENIUS	0,91	0,79	1,00	0,85
BISHOP	1,10	1,00	1,19	1,05

Cas n° 2-3-4-5 : Rivière DRAMMEN (Norvège).

d'après BJERRUM, L. & KJAERNSLI, B. (1957).

Le glissement s'est produit en rive gauche de la rivière Drammen (à 40 km à l'ouest d'Oslo) le 6 janvier 1955, vraisemblablement à la suite du dépôt de petits remblais en haut du talus ; cette rive avait déjà été le siège de glissements par le passé ; le glissement circulaire a une longueur d'environ 45 m pour une masse glissée de l'ordre de  $4.000 \text{ m}^3$ .

Différents profils ont été étudiés (*voir la figure 37 et les fiches-résumé*) : les profils I, II, III, IV, V et VII en zone stable et le profil VI dans le glissement. On a établi un profil moyen pour les profils I à IV, qui constitue le cas n° 3 : DRAMMEN I à IV, le profil V constitue le cas n° 4, le profil VII le cas n° 5 et le profil VI le cas n° 2.

Différents essais triaxiaux ont été effectués sur des échantillons du sol qui est constitué d'une argile normalement consolidée et exceptionnellement uniforme et homogène quant à ses propriétés mécaniques, avec les paramètres suivants :

$$c' = 0,47 \text{ t/m}^2$$

$$\phi' = 27^\circ$$

Les calculs de coefficient de sécurité donnent :

cas n° :	cas n° 2	cas n° 3	cas n° 4	cas n° 5
profil	VI	I à IV	V	VII
FF	1,07	1,15	1,21	1,12
FB	1,15	1,25	1,30	1,20

Cas n° 6 : Glissement de SELSET (Yorkshire, G.B.).

d'après SKEMPTON & BROWN, in SKEMPTON & HUTCHINSON (1968).

Le mouvement s'est produit dans des argiles légèrement sableuses contenant quelques blocs, mais très homogènes quant aux propriétés mécaniques qui ont été mesurées par des essais triaxiaux lents (rupture en deux jours) : la valeur moyenne obtenue est :

$$\text{valeurs de pic : } c'_p = 0,88 \text{ t/m}^2 \quad \phi'_p = 30^\circ$$

$$\text{valeurs résiduelles : } c'_r = 0 \quad \phi'_r = 28^\circ$$

La pression intersticielle a été mesurée en divers points et on constate la présence d'une nappe légèrement artésienne en raison de l'influence du bed-rock.

Les calculs de stabilité donnent les coefficients suivants :

surface de rupture :	surface réelle	surface critique	
		val. de pic	val. résiduelles
c', $\phi'$ :	valeurs de pic	val. de pic	val. résiduelles
FF	0,91	0,88	0,48
FB	1,07	1,01	0,56

Les valeurs obtenues avec les paramètres mécaniques résiduels sont beaucoup trop faibles pour correspondre à la réalité : il faut donc en con-



clure que les valeurs de pic pouvaient encore être mobilisées avant l'accident. Remarquons d'autre part (voir la fiche-résumé n° 6) que les cercles de rupture critiques et de rupture réelle sont très proches, et que les coefficients de sécurité calculés pour le cercle critique ou pour le cercle réel sont très voisins, l'écart étant de 0,03 et 0,06 respectivement pour FF et FB.

Cas n° 7 : Glissement de NORTHOLT (Angleterre).  
d'après SKEMPTON & HUTCHINSON (1968).

Le glissement s'est produit en 1955 dans un talus de voie ferrée dont la pente avait été tracée à 1 pour 2,75 en 1903 puis à 1 pour 2,5 en 1936. Le terrain concerné est l'argile bleue et brune de Londres pour laquelle il est intéressant de noter les limites d'Atterberg :

limite de liquidité :  $w_L = 79 \%$   
limite de plasticité :  $w_P = 28 \%$   
indice de plasticité :  $i_P = 51 \%$

la teneur en eau de la masse, sous le niveau de la nappe était d'environ 30 % et atteignait 34 % au niveau de la surface de rupture.

Des essais triaxiaux consolidés et drainés ont donné les résultats moyens suivants :

	valeurs de pic	val. résiduelles
$c'$	1,6 t/m <sup>2</sup>	0
$\phi'$	20°	20°

Les calculs de stabilité donnent :

surface de rupture :	surface réelle		surfaces critiques
	pic	résid.	résid.
FF	1,63	0,80	0,78
FB	1,72	0,94	0,89

Aucune modification des conditions de sécurité n'était apparue avant l'accident qui a eu lieu 19 ans après les derniers travaux (augmentation de la

penne du talus). D'autre part, les valeurs de pic conduisant à des coefficients trop élevés, alors que les valeurs résiduelles donnent des coefficients de l'ordre de ceux que nous rencontrons pour de telles pentes instables ; ceci nous conduit donc à penser que les paramètres mécaniques mobilisables au moment de l'accident étaient les valeurs  $c'_r$  et  $\phi'_r$  résiduelles.

Cas n° 8 : Glissement de SUDBURY HILL (Angleterre).

d'après SKEMPTON & HUTCHINSON (1968).

Le glissement s'est produit en 1949 dans un talus ferroviaire creusé à la pente 1 pour 3 en 1900, dans les argiles brunes de Londres, dont les limites d'Atterberg sont :

limite de liquidité :  $w_L = 82 \%$

limite de plasticité :  $w_P = 28 \%$

indice de plasticité :  $i_P = 54 \%$

et les propriétés mécaniques, mesurées par essais triaxiaux drainés sont :

	valeurs de pic	val. résiduelles
$c'$	$1,6 \text{ t/m}^2$	0
$\phi'$	$20^\circ$	$20^\circ$

Les calculs de stabilité donnent les coefficients suivants :

surface de rupture :	surface réelle		surfaces critiques
	pic	résid.	résiduelles
FF	2,25	0,93	0,90
FB	2,40	1,10	1,05

De même que dans le cas précédent, nous admettrons que les paramètres mécaniques mobilisables au moment de la rupture étaient les valeurs résiduelles ; nous remarquerons d'autre part que les surfaces critiques sont très proches de la surface de rupture réelle, tout au moins dans sa partie circulaire.

Cas n° 9 - 10 - 11 et 12 : Route C - H.L.B.

d'après des documents inédits.

Le glissement s'est produit dans un talus routier ; la route est cons-

truite sur un remblai sableux de même nature que la partie supérieure du terrain en place, le tout reposant sur une argile légèrement sableuse avec quelques blocs atteignant 50 cm. Ce talus est situé sur la berge d'une rivière ; en amont de la zone considérée, un petit ruisseau a été détourné et son eau évacuée par une conduite le long du bord amont de la route. Cinq ans après la construction de la route, dans des conditions climatiques vraisemblablement voisines de celles qui régnaient lors de l'accident, une étude pour un autre sujet avait indiqué la position ( $u_1$ ) de la nappe.

Après l'accident, on a effectué quatre sondages qui ont permis de déterminer :

- . la position ( $u_2$ ) de la nappe ;
- . la position de la surface de rupture ;
- . les propriétés mécaniques des matériaux :

terrain sableux		argile	
$c'$ t/m <sup>2</sup>	$\phi'$ degrés	$c'$ t/m <sup>2</sup>	$\phi'$ degrés
0 très faible	32,5	0,41	24,3
	29,5	0,42	24,0
		0,37	25,1
		0,36	24,8
		0,40	24,4
0	31	0,4	24,5 = moyennes

Le calcul des coefficients de sécurité a été effectué sur deux profils et pour deux positions de la nappe : le profil I est dans l'axe du glissement, le profil II à l'extérieur, à quelques mètres à l'amont.

cas n°	profil	nappe
9	I	$u_2$
10	I	$u_1$
11	II	$u_2$
12	II	$u_1$

Les coefficients de sécurité ont été calculés dans chaque cas en cherchant la surface critique de chaque méthode ; dans le cas n° 9, ils ont



également été calculés le long de la surface de rupture réelle.

cas n°		9	10	11	12
surface	FF	0,75	0,97	0,90	1,07
critique	FB	0,90	1,12	1,03	1,19
surface	FF	0,80			
réelle	FB	1,00			

L'accident semble donc dû à la montée de la nappe causée par une fuite importante, au niveau du glissement, de la conduite longeant la route, la variation du coefficient de sécurité étant de 0,22 pour le premier profil et de 0,14 à 0,17 pour le second.

Cas n° 13 à 18 : Glissement de G.C.

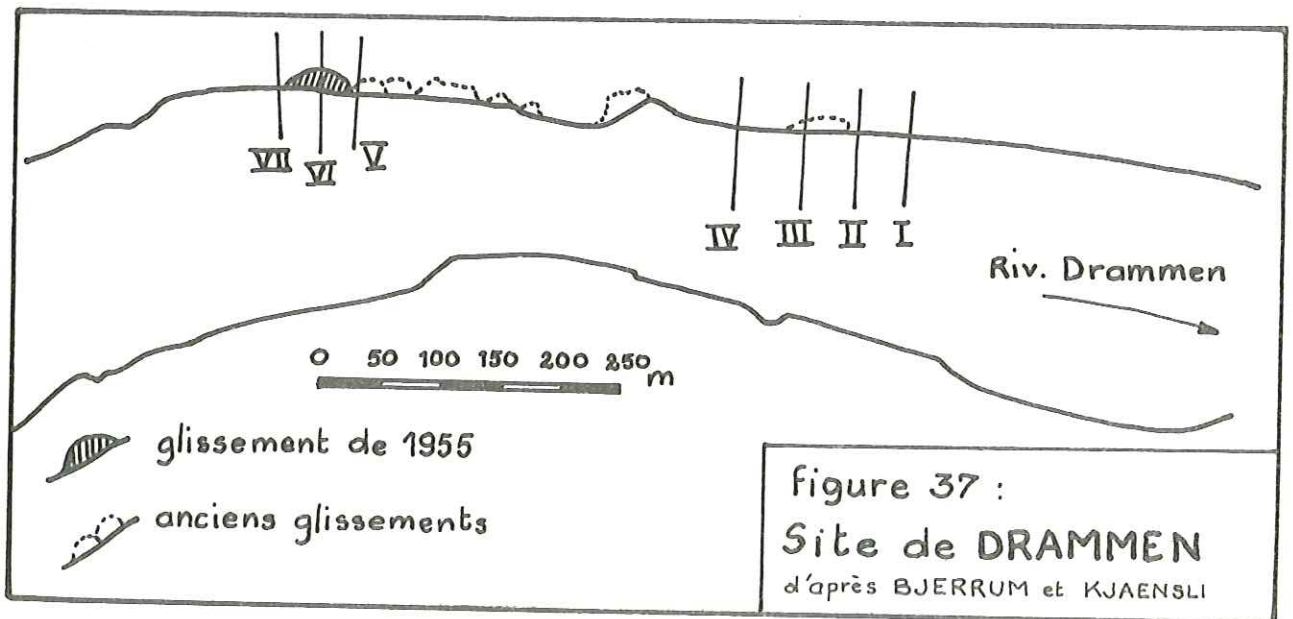
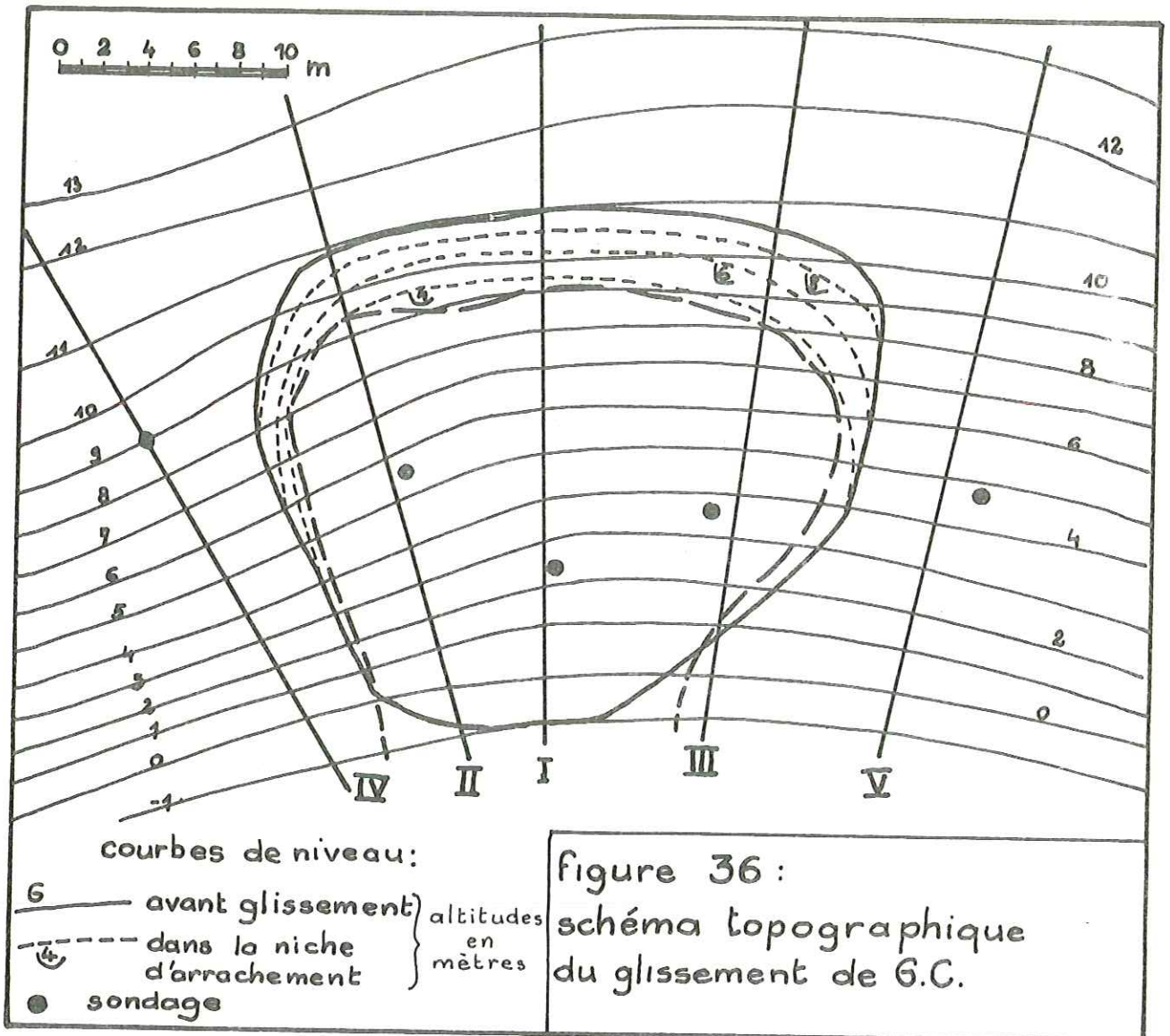
d'après des documents inédits.

La figure 36 donne le plan topographique de la zone concernée par le glissement, qui s'est produit sur la berge d'une petite retenue : la pente est d'environ 30°, le glissement mesure environ 28m de large sur 22 m dans le sens du mouvement.

Le niveau d'eau a été longtemps stabilisé à la cote prise comme altitude zéro sur la plan et aucun signe de mouvement n'est apparu ; le niveau d'eau a ensuite été élevé de 2,5 m et le glissement s'est produit 5,5 mois plus tard.

Le terrain concerné est constitué par une argile (d'origine vraisemblablement lacustre) légèrement varvée et contenant quelques très rares zones à petits cailloux.

Des sondages ont permis de prélever des échantillons non remaniés sur lesquels on a mesuré, par des essais triaxiaux très lents (rupture à 1,7 jour environ) les valeurs numériques suivantes :



$c'$ t/m <sup>2</sup>	$\phi'$ degrés
0,66	21,8
0,69	21,6
0,74	21,0
moyennes: 0,7	21,5

La position de la nappe a été déterminée, après l'accident, dans les sondages et par sa cote à l'infini qui est connue ; la position de la nappe avant l'accident a été déterminée par analogie avec la précédente, par la cote à l'infini que l'on suppose ne pas avoir varié et par le niveau du plan d'eau. Cinq profils ont été tracés perpendiculairement aux courbes de niveau :

- profil I : au centre du glissement,
- profils II et III : sur les côtés du glissement,
- profils IV et V : de part et d'autre du glissement.

(la zone du profil IV a été le siège, 6 mois environ après le glissement, de mouvements vers le bas et vers le vide créé par le premier mouvement).

Les calculs de stabilité ont été effectués sur les différents profils en recherchant les surfaces critiques et le long de la surface de rupture réelle pour les profils I, II et III. On a aussi calculé les coefficients moyens pondérés pour les profils I, II et III. Voir les résultats de ces calculs sur le tableau suivant :

Nappe :	Surface :	Coefficient :	Profils :				IV	V
			I	II	III	moyen pondéré		
Basse	Critique	FF	0,982	0,901	0,910		1,05	1,16
		FB	1,003	1,009	1,046		1,12	1,31
Haute	Critique	FF	0,776	0,782	0,821		0,92	1,01
		FB	0,936	0,871	0,959		1,00	1,14
	réelle	FF	0,809	0,812	0,965	0,86		
		FB	0,974	0,903	1,113	0,99		

A la suite de ces résultats, on peut faire les quelques remarques suivantes : en ce qui concerne les profils I, II et III, les résultats du calcul correspondant aux surfaces critiques et à la surface réelle sont différents (de même que pour la position de ces surfaces) en raison de la différence importan-



te qui existe entre la forme réelle de la surface de rupture et la forme cylindrique des hypothèses de calcul pour la recherche de la surface critique. Pour comparer la valeur du coefficient de sécurité réel avec 1,0, il nous faudra donc considérer les coefficients moyens pondérés qui doivent être plus proches de la réalité.

Cas 19 et 20 : PETERLEY I et II (Durhamshire, G.B.)  
d'après SKEMPTON & HUTCHINSON (1968).

Ce sont deux talus stables dans des argiles à blocs, l'un d'eux (Peterley II) reposant sur des couches calcaires horizontales. Les études mécaniques ont été faites très soigneusement pour une étude statistique des pentes de cette région ; il semble que les pentes soient stables pour un angle inférieur à  $26^\circ$  et instables pour un angle supérieur à  $30^\circ$  ; cependant les propriétés mécaniques et les conditions aux limites géométriques et hydrauliques ne sont pas absolument identiques pour toutes les pentes recensées. Nous nous contenterons donc ici de calculer les coefficients de sécurité de ces deux talus pour lesquels les conditions et les paramètres mécaniques sont parfaitement déterminés ; on a mesuré, par des essais triaxiaux :

$$c' = 0,1 \text{ t/m}^2, \quad \phi' = 30^\circ.$$

En ce qui concerne Peterley II, remarquons que si l'on admet que le calcaire a une résistance infinie par rapport à l'argile, donc que la surface de rupture ne le traverse pas, et en supposant que le contact calcaire - argile a une cohésion nulle et un angle de frottement de  $30^\circ$ , la surface critique des deux méthodes reste située très légèrement au dessus du calcaire. En cas de rupture réelle, la partie aval de la surface de rupture coïnciderait vraisemblablement avec le contact calcaire - argile.


Cas 21 à 26 : "Dignes en terre".


d'après WHITMAN & MOORE (1963).

Nous considérons six exemples de digues en terre pour lesquelles on a calculé les deux coefficients de sécurité ; voir leurs caractéristiques et les résultats du calcul sur les fiches récapitulatives.

## FICHES RECAPITULATIVES :

### Abréviations et signes utilisés :

 : position de la nappe.

 : lignes de courant (avec les flèches) et équipotentielle des écoulements d'eau.

$c'$  : cohésion effective en  $t/m^2$ .

$\phi'$  : angle de frottement interne effectif en degrés.

FF : coefficient de sécurité par la méthode de FELLENIUS.

FB : coefficient de sécurité par la méthode de BISHOP.

CF : cercle critique par la méthode de FELLENIUS.

CB : cercle critique par la méthode de BISHOP.

SR : surface de rupture réelle.

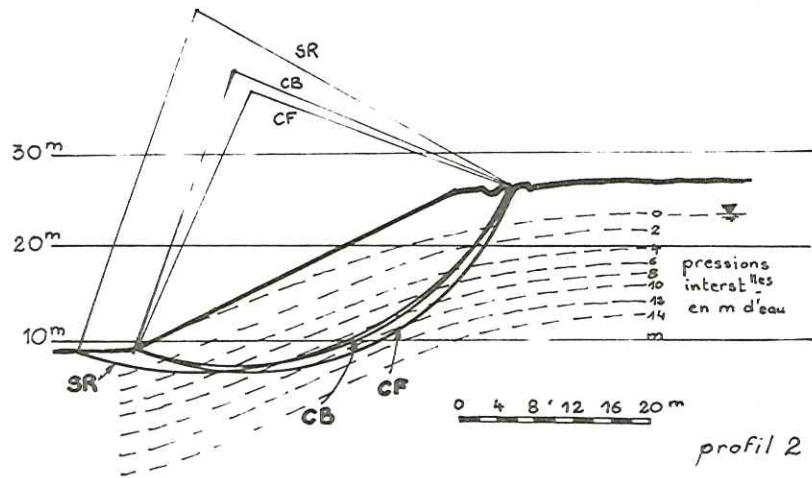
w : teneur en eau.

wL : limite de liquidité.

wP : limite de plasticité.

iP = wL - wP : indice de plasticité.

figure 38



**INSTABLE**

Cas n°1 LODALEN (suède)  
d'après: R.A. SEVALDSON

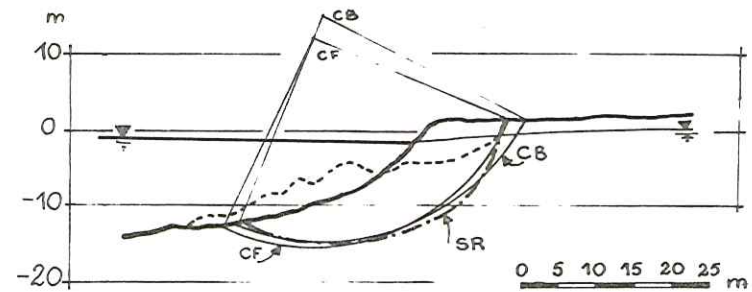
Caractéristiques mécaniques:

$$c' = 1,0 \text{ t/m}^2$$

$$\phi' = 27,1^\circ$$

	Profil 1	Profil 2	Profil 3	moyenne pondérée
FF	0,91	0,79	1,00	0,85
FB	1,10	1,00	1,19	1,05

figure 39



**INSTABLE**

Cas n°2 DRAMMEN VI (Norvège)  
d'après: L.BJERRUM & B.KJAERNSLI

Caractéristiques mécaniques:

$$c' = 0,47 \text{ t/m}^2$$

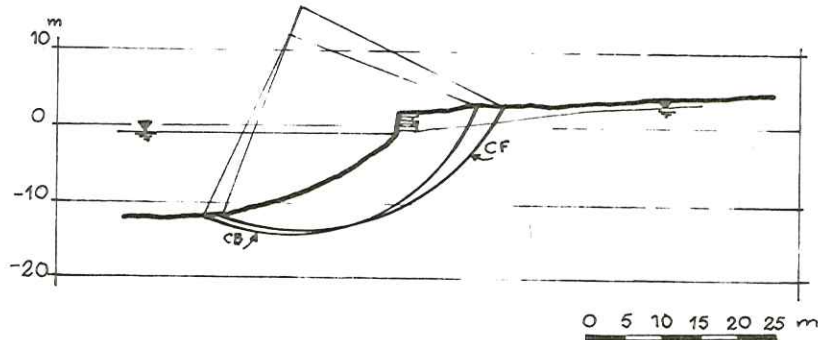
$$\phi' = 27^\circ$$

$$FF = 1,07$$

$$FB = 1,15$$



Figure 40



**STABLE**

Cas n° 3 DRAMMEN I à IV (Norvège)  
 d'après : L. BJERRUM & B. KJAERNSLI

Caractéristiques mécaniques :

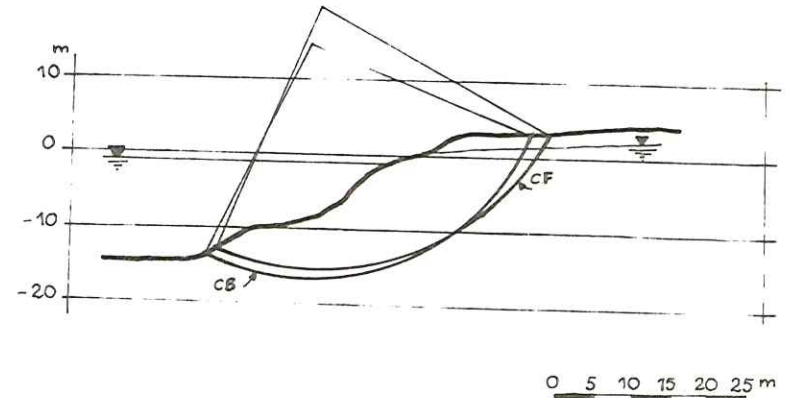
$$c' = 0,47 \text{ t/m}^2$$

$$\phi' = 27,1^\circ$$

$$FF = 1,15$$

$$FB = 1,25$$

Figure 41



**STABLE**

Cas n° 4 DRAMMEN V (Norvège)  
 d'après : L. BJERRUM & B. KJAERNSLI

Caractéristiques mécaniques :

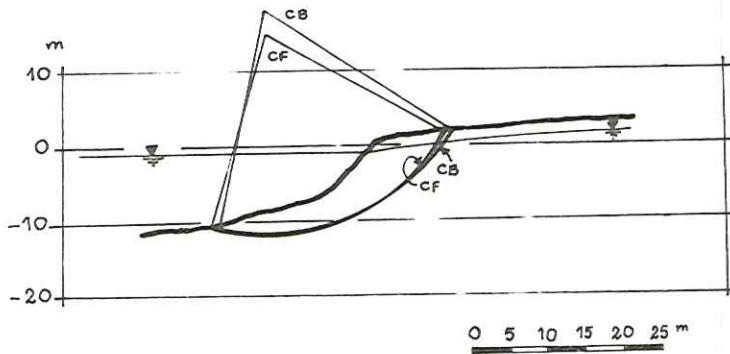
$$c' = 0,47 \text{ t/m}^2$$

$$\phi' = 27,1^\circ$$

$$FF = 1,21$$

$$FB = 1,30$$

Figure 42



**STABLE**

Cas n° 5 **DRAMMEN VII** (Norvège)  
d'après: **L.BJERRUM & B.KJAERNSLI**

Caractéristiques mécaniques :

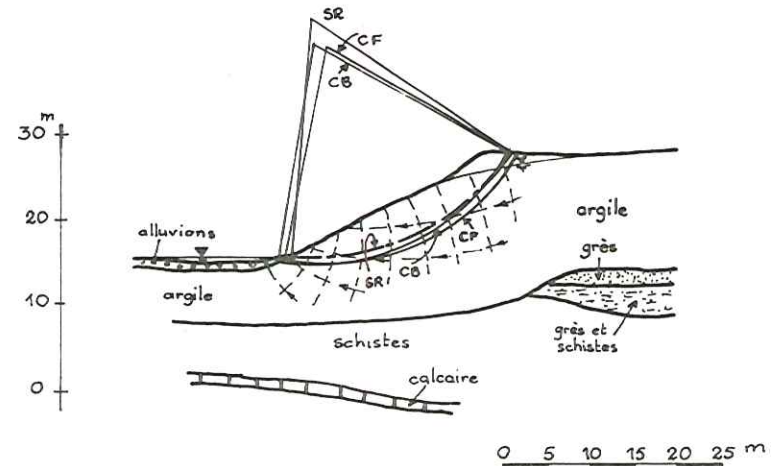
$$c' = 0,47 \text{ t/m}^2$$

$$\phi' = 27,1^\circ$$

$$FF = 1,12$$

$$FB = 1,20$$

Figure 43



**INSTABLE**

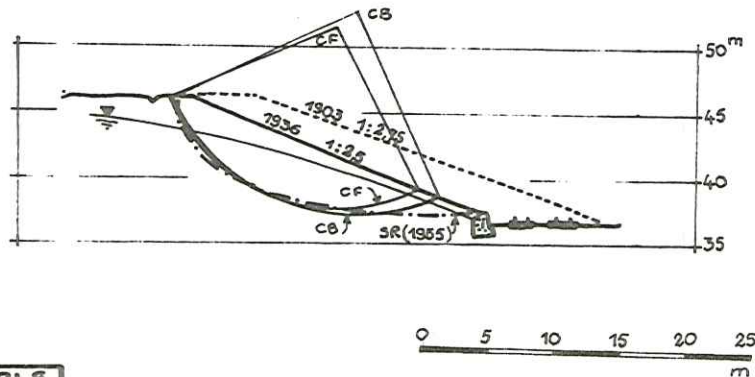
Cas n° 6 **SELSET** (Yorkshire, G.B.)  
d'après: **A.W. SKEMPTON & J.N. HUTCHINSON**

Caractéristiques mécaniques :

	valeurs de pic	valeurs résiduelles
$c' \text{ t/m}^2$	0,88	30
$\phi' \text{ degrés}$	30	28

	valeurs de pic	valeurs résiduelles
$FF =$	0,91	0,48
$FB =$	1,07	0,56

Figure 44



**INSTABLE**

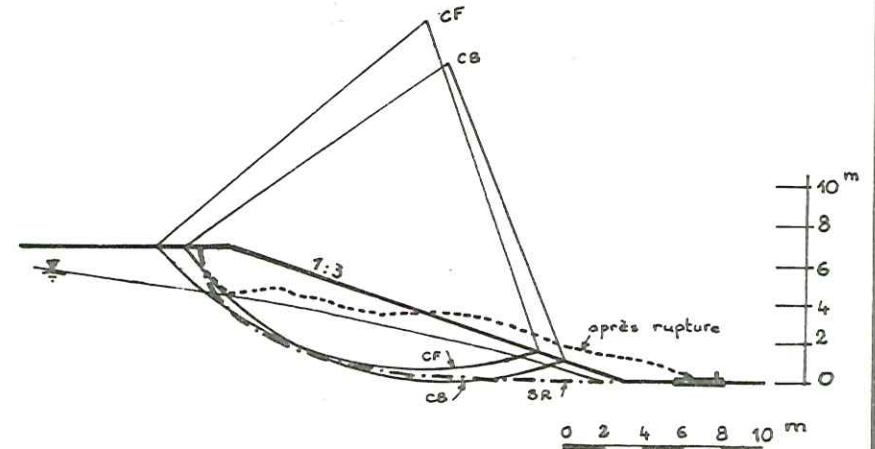
Cas n°7 **NORTHOLT** (Angleterre)  
d'après **A.W. SKEMPTON & J.N. HUTCHINSON**

Caractéristiques mécaniques :

	valeurs de pic	val. résiduelles	
$c'$ t/m <sup>2</sup>	1,6	0	$w = 34\%$
$\phi'$ degrés	20	20	$wL = 79\%$
			$wP = 28\%$
			$iP = 51\%$

	selon la surface réelle		selon surface critique.
	$c' \phi'$ de pic	$c' \phi'$ résid.	$c' \phi'$ résid.
FF =	1,63	0,80	0,78
FB =	1,72	0,94	0,89

Figure 45



**INSTABLE**

Cas n°8 **SUDBURY HILL** (Angleterre)  
d'après **A.W. SKEMPTON & J.N. HUTCHINSON**

Caractéristiques mécaniques :

	valeurs de pic	val. résiduelles	
$c'$ t/m <sup>2</sup>	1,6	0	$w = 31\%$
$\phi'$ degrés	20	20	$wL = 82\%$
			$wP = 28\%$
			$iP = 54\%$

	selon la surface réelle		selon la surface critique
	$c' \phi'$ de pic	$c' \phi'$ résid.	$c' \phi'$ résid.
FF =	2,25	0,93	0,90
FB =	2,40	1,10	1,05



Figure 46

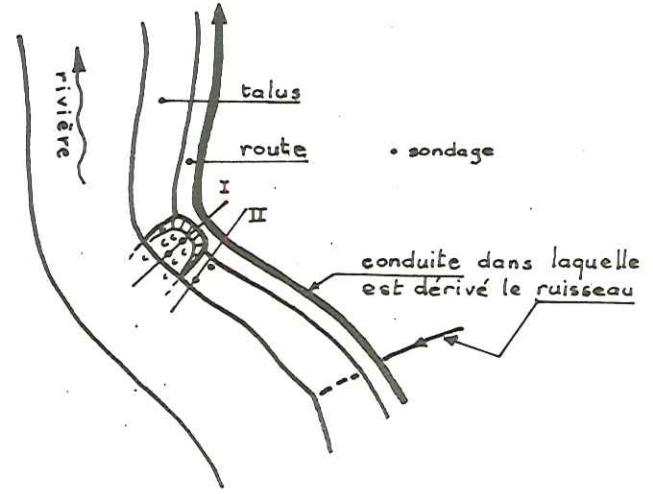
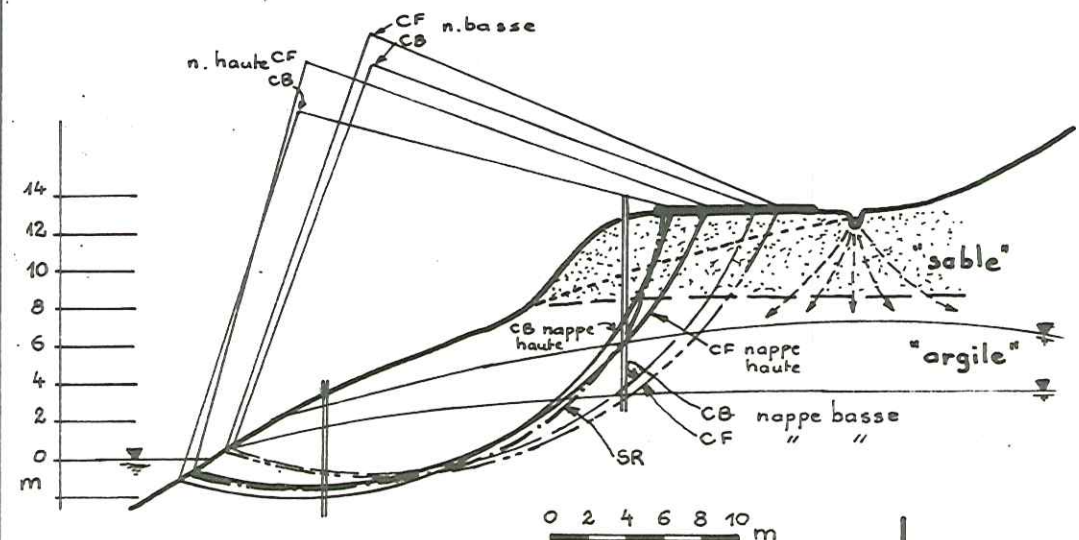


schéma topographique

-153-

**INSTABLE**

**STABLE**

Cas n°9 ROUTE C-HLB (Suisse)  
PROFIL I Nappe haute

Cas n°10 ROUTE C-HLB (Suisse)  
PROFIL I Nappe basse

Caractéristiques mécaniques:

"sable"	
$c'$ t/m <sup>2</sup>	$\phi'$ degrés
0	32,5
très faible	29,5
moyennes: 0 31	

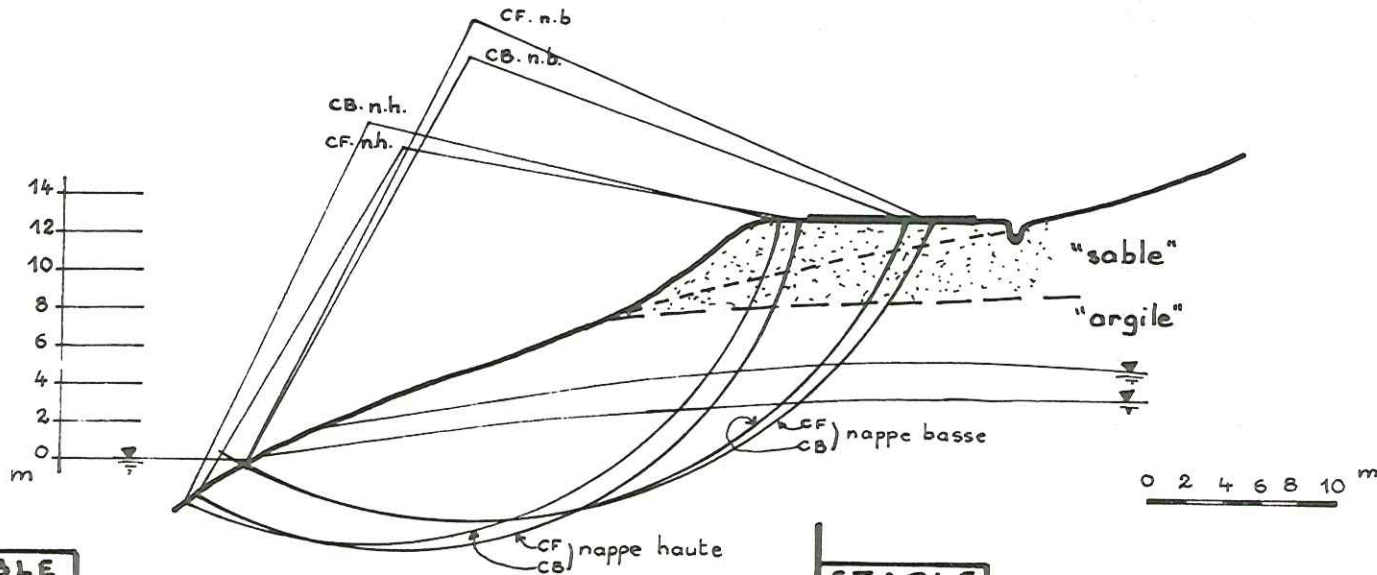
"argile"	
$c'$ t/m <sup>2</sup>	$\phi'$ degrés
0,41	24,3
0,42	24,0
0,37	25,1
0,36	24,8
0,40	24,4
0,4	24,5

: moyennes

Cas n°9	surfaces critiques	surface réelle
FF =	0,75	0,80
FB =	0,92	1,00

Cas n°10	surfaces critiques
FF =	0,97
FB =	1,12

figure 47



**STABLE**

Cas n: 11 ROUTE C-HLB (Suisse)  
PROFIL II Nappe haute

**STABLE**

Cas n: 12 ROUTE C-HLB (Suisse)  
PROFIL II Nappe basse

Caractéristiques mécaniques:

$c'$ t/m <sup>2</sup>	$\phi'$ degrés
0	32,5
très faible	29,5
moyennes:	
0	31

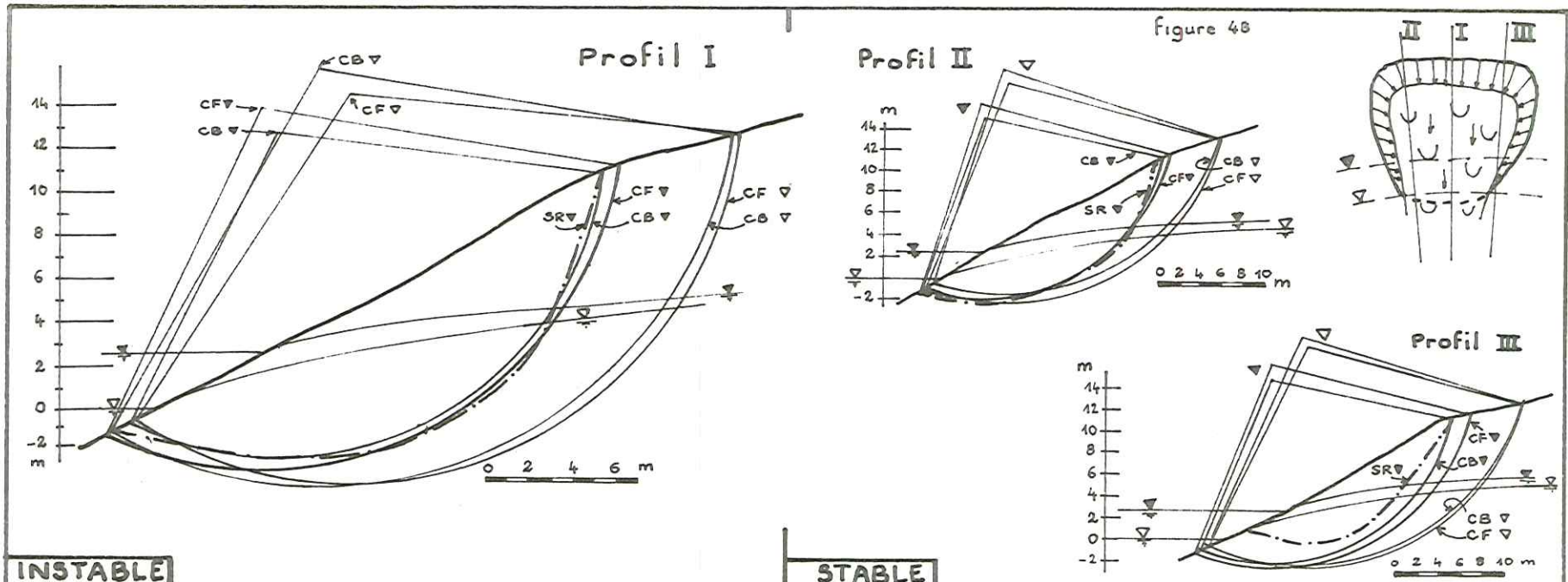
} "sable"

$c'$ t/m <sup>2</sup>	$\phi'$ degrés
0,41	24,3
0,42	24,0
0,37	25,1
0,36	24,8
0,40	24,4
0,4	24,5

} "argile" : moyennes

	surfaces critiques
FF =	0,90
FB =	1,03

	surfaces critiques
FF =	1,07
FB =	1,19



**INSTABLE**  
 Cas n° 13 GLISSEMENT de G.C. (Suisse)  
 PROFILS I-II-III Nappe haute (▽)

**STABLE**  
 Cas n° 14 GLISSEMENT de G.C. (Suisse)  
 PROFILS I-II-III Nappe basse (▽)

Caractéristiques mécaniques :

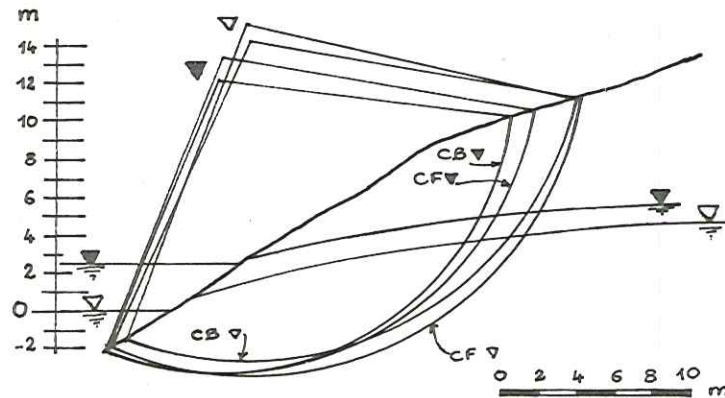
$c'$ t/m <sup>2</sup>	$\phi'$ degrés
0,66	21,8
0,69	21,6
0,74	21,0
moyennes : 0,7	21,5

▽ Profil :	I	II	III	moyen pondéré
surfaces critiques FF =	0,776	0,782	0,821	
FB =	0,936	0,871	0,959	
surfaces réelles FF =	0,809	0,812	0,965	0,86
FB =	0,974	0,903	1,113	0,99

▽ Profil :	I	II	III
surfaces critiques FF =	0,892	0,901	0,910
FB =	1,003	1,009	1,046



figure 49



**STABLES**

Cas 15 (▽) GLISSEMENT de G.C. (Suisse)  
 n° 16 (▼) PROFIL IV { nappe basse (15)  
 { nappe haute (16)

Caractéristiques mécaniques :

(voir cas 13)  $c' = 0,7 \text{ t/m}^2$   
 $\phi' = 21,5^\circ$

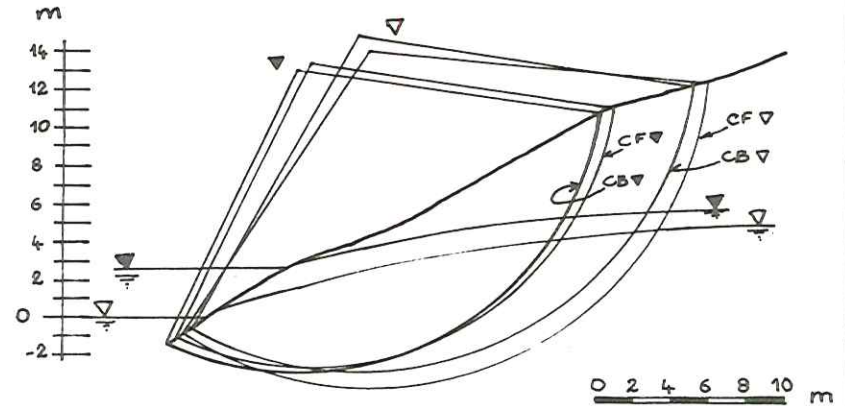
Cas 15 (▽): nappe basse

FF =	1,05
FB =	1,12

Cas 16 (▼): nappe haute

FF =	0,92
FB =	1,00

figure 50



**STABLES**

Cas 17 (▽) GLISSEMENT de G.C. (Suisse)  
 n° 18 (▼) PROFIL V { nappe basse (17)  
 { nappe haute (18)

Caractéristiques mécaniques :

(voir cas 13)  $c' = 0,7 \text{ t/m}^2$   
 $\phi' = 21,5^\circ$

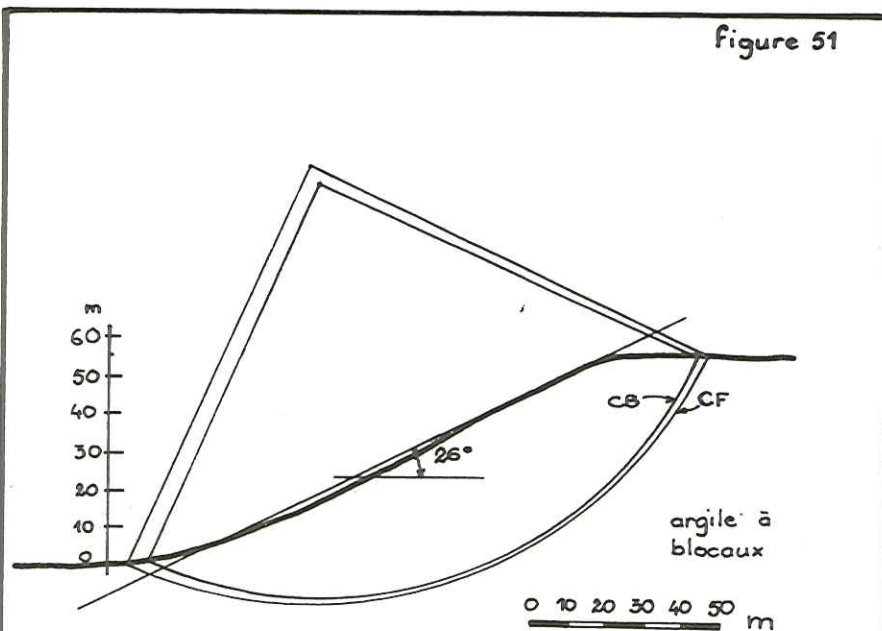
Cas 17 (▽): nappe basse

FF =	1,16
FB =	1,31

Cas 18 (▼): nappe haute

FF =	1,01
FB =	1,14

Figure 51



**STABLE**

Cas n: 19 PETERLEY I (Durhamshire - Angleterre)  
d'après A.W. SKEMPTON & J.N. HUTCHINSON

Caractéristiques mécaniques :

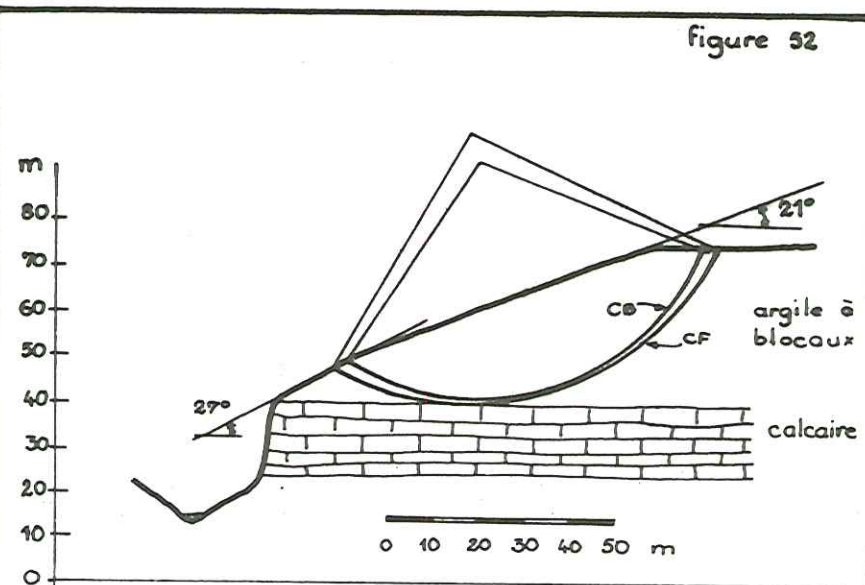
$$c' = 0,1 \text{ t/m}^2$$

$$\phi' = 30^\circ$$

$$FF = 1,48$$

$$FB = 1,59$$

Figure 52



**STABLE**

Cas n: 20 PETERLEY II (Durhamshire - Angleterre)  
d'après A.W. SKEMPTON & J.N. HUTCHINSON

Caractéristiques mécaniques :

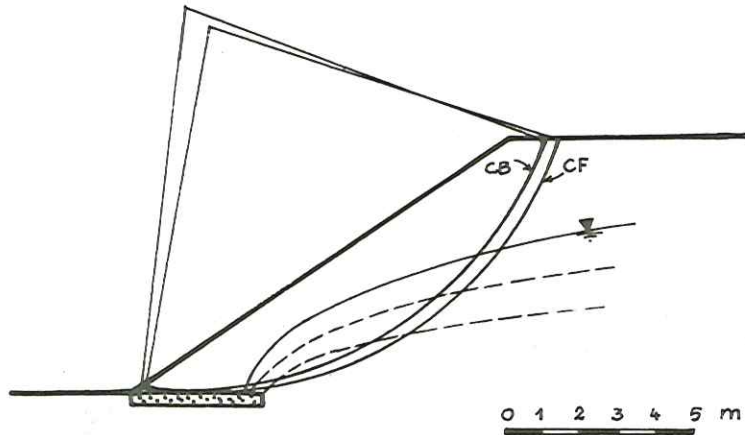
$$c' = 0,1 \text{ t/m}^2$$

$$\phi' = 30^\circ$$

$$FF = 1,59$$

$$FB = 1,69$$

Figure 53



**STABLE**

Cas n: 21 DIGUE I  
d'après R. WHITMAN & P.J. MOORE

Caractéristiques mécaniques:

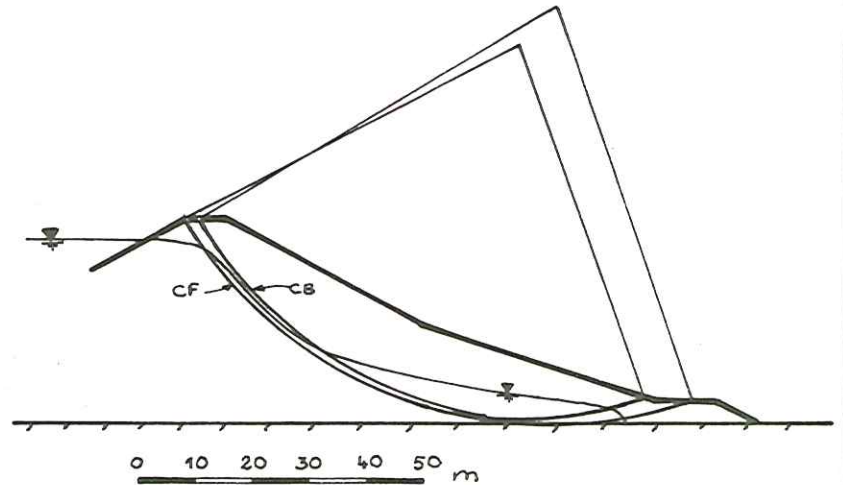
$$c' = 0,44 \text{ t/m}^2$$

$$\phi' = 32^\circ$$

$$FF = 1,10$$

$$FB = 1,22$$

Figure 54



**STABLE**

Cas n: 22 DIGUE II  
d'après R. WHITMAN & P.J. MOORE

Caractéristiques mécaniques:

$$c' = 1,15 \text{ t/m}^2$$

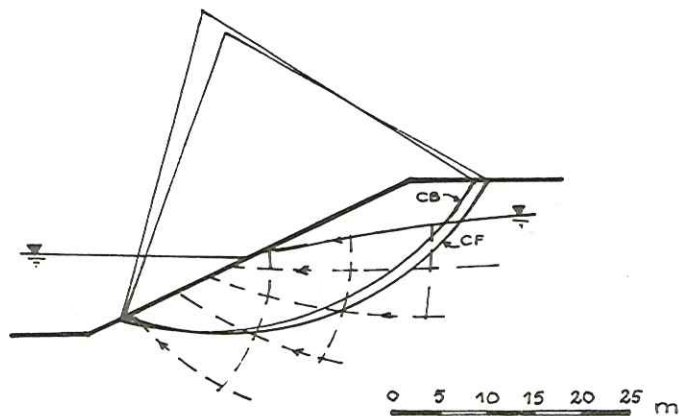
$$\phi' = 21^\circ$$

$$FF = 1,43$$

$$FB = 1,62$$



figure 55



**STABLE**

Cas n° 23      DIGUE III  
d'après :      R. WHITMAN & P.J. MOORE

Caractéristiques mécaniques :

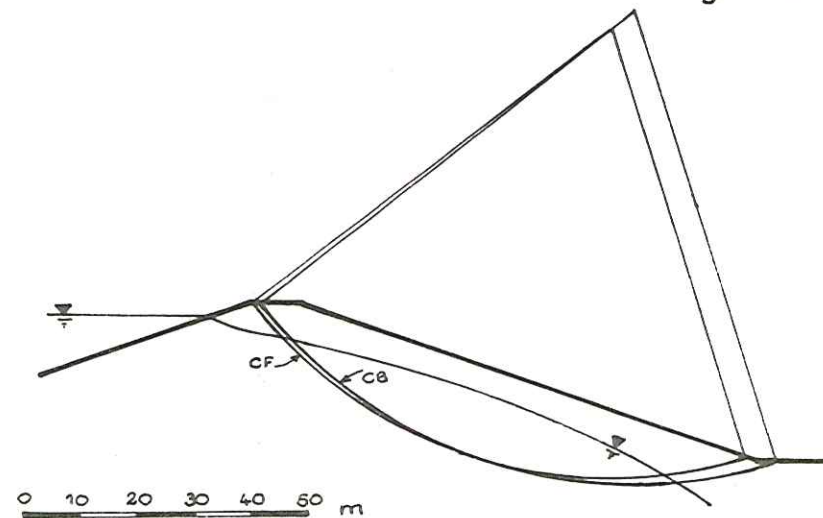
$$c' = 2,5 \text{ t/m}^2$$

$$\phi' = 15^\circ$$

$$FF = 1,08$$

$$FB = 1,16$$

figure 56



**STABLE**

Cas n° 24      DIGUE IV  
d'après :      R. WHITMAN & P.J. MOORE

Caractéristiques mécaniques :

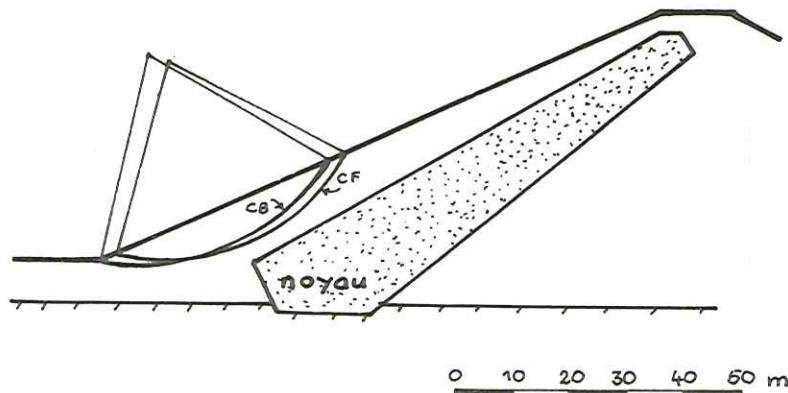
$$c' = 1,45 \text{ t/m}^2$$

$$\phi' = 22^\circ$$

$$FF = 1,38$$

$$FB = 1,54$$

Figure 57



**STABLE**

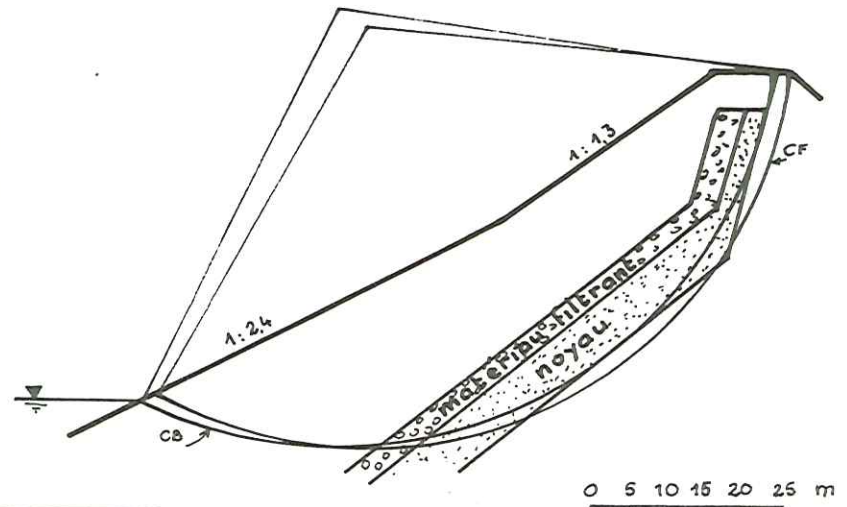
Cas n: 25 **DIGUE V**  
d'après: R. WHITMAN & P. J. MOORE

Caractéristiques mécaniques :

	noyau	enrochement
$c'$	1,45 t/m <sup>2</sup>	0
$\phi'$	29°	38°

FF = 1,15  
FB = 1,30

Figure 58



**STABLE**

Cas n: 26 **DIGUE VI**  
d'après: R. WHITMAN & P. J. MOORE

Caractéristiques mécaniques :

	enrochement	matériau filtrant	noyau imperméable
$c'$	0	0	2,7 t/m <sup>2</sup>
$\phi'$	40 à 45°	35°	20°

FF = 1,57  
FB = 1,77

## 5,2. CALCULS ET CONCLUSIONS QUANT AUX METHODES DE CALCUL.

Pour tous les exemples que nous venons de présenter, nous avons calculé les coefficients de sécurité par les méthodes de FELLENIUS (FF) et de BISHOP (FB) en cherchant la surface critique correspondant à chaque méthode.

Pour un certain nombre de ces exemples, les deux coefficients ont de plus été calculés pour la surface réelle de rupture. L'ensemble des résultats est présenté sur le tableau récapitulatif *T. 5,1.*

### 5,2,1. Comparaison des résultats des deux méthodes :

Le coefficient de sécurité d'une pente, déterminé par l'une ou l'autre méthode, est le coefficient minimal que l'on peut trouver, le cercle correspondant constituant la surface critique. Pour comparer entre elles les deux méthodes, nous ne pouvons donc qu'utiliser les coefficients trouvés le long des surfaces critiques, mais comme nous ne cherchons pas, pour l'instant, à faire de liaison entre les méthodes de calcul et la réalité, nous pourrions utiliser tous les cas envisagés, pour tous les profils et pour toutes les valeurs de  $c'$  et  $\phi'$ . Le tableau *T. 5,2.* donne la liste des résultats obtenus, classés par ordre croissant. Si on porte tous ces couples de valeurs sur un graphique (*figure 59*) avec en abscisses FF et en ordonnées FB, on voit que ces points se situent à peu près autour d'une droite dont l'équation varie entre les deux équations suivantes :

$$FB = 1,13.FF \pm 0,09$$

$$FB = FF + 0,13 \pm 0,07$$

Pour l'essentiel des points (compris entre  $FF = 0,75$  et  $FF = 1,22$ ) les deux relations conduisent à des écarts inférieurs à 0,03, ce qui permet de dire qu'elles sont équivalentes avec une bonne précision ; comme la deuxième relation est plus simple et donne une meilleure précision ( $\pm 0,07$  contre  $\pm 0,09$ ), c'est celle-ci que nous retiendrons en écrivant :

$$\boxed{FB = FF + 0,13 \pm 0,07}$$



Tableau T. 5,1.

Récapitulation des coefficients de sécurité calculés par les méthodes de  
FELLENIOUS (FF) et de BISHOP (FB).

Cas n°	Surfaces critiques		Surfaces réelles		Stable ou Instable
	FF	FB	FF	FB	
1	0,91	1,10			I
	0,79	1,00			
	1,00	1,19			
(mp)	0,85	1,05			
2	1,07	1,11			I
3	1,15	1,25			S
4	1,21	1,31			S
5	1,12	1,20			S
6 (p)	0,91	1,07			I
(r)	0,48	0,56			
7 (p)			1,63	1,72	I
(r)	0,78	0,89	0,80	0,94	
8 (p)			2,25	2,40	I
(r)	0,90	1,05	0,93	1,10	
9	0,75	0,92	0,80	1,00	I
10	0,97	1,12			S
11	0,90	1,03			S
12	1,07	1,14			S
13	0,78	0,94	0,81	0,97	I
	0,78	0,87	0,81	0,90	
	0,82	0,96	0,96	1,11	
(mp)			0,86	0,99	
14	0,89	1,00			S
	0,90	1,01			
	0,91	1,04			
15	1,05	1,12			S
16	0,92	1,00			S
17	1,16	1,31			S
18	1,01	1,14			S
19	1,48	1,59			S
20	1,59	1,69			S
21	1,10	1,22			S
22	1,43	1,62			S
23	1,08	1,16			S
24	1,38	1,54			S
25	1,15	1,30			S
26	1,57	1,77			S

(mp) = coefficient  
moyen pondéré

(r) =  $c'$  et  $\phi'$   
résiduels

(p) =  $c'$  et  $\phi'$   
de pic

Tableau T. 5,2.

Comparaison des coefficients de sécurité de FELLENIUS et BISHOP.

Coefficients de		FF	FB	FF	FB
FELLENIUS	BISHOP				
FF	FB				
		0,90	1,03	1,08	1,16
		0,90	1,05	1,10	1,22
0,48	0,56	0,91	1,04	1,12	1,20
0,75	0,92	0,91	1,07	1,15	1,25
0,78	0,87	0,91	1,10	1,15	1,30
0,78	0,89	0,92	1,00	1,16	1,31
0,78	0,94	0,97	1,12	1,21	1,31
0,79	1,00	1,00	1,19	1,38	1,54
0,82	0,96	1,01	1,14	1,43	1,62
0,85	1,05	1,05	1,12	1,48	1,59
0,89	1,00	1,07	1,16	1,57	1,77
0,90	1,01	1,07	1,14	1,59	1,69
moyennes :				1,025	1,156

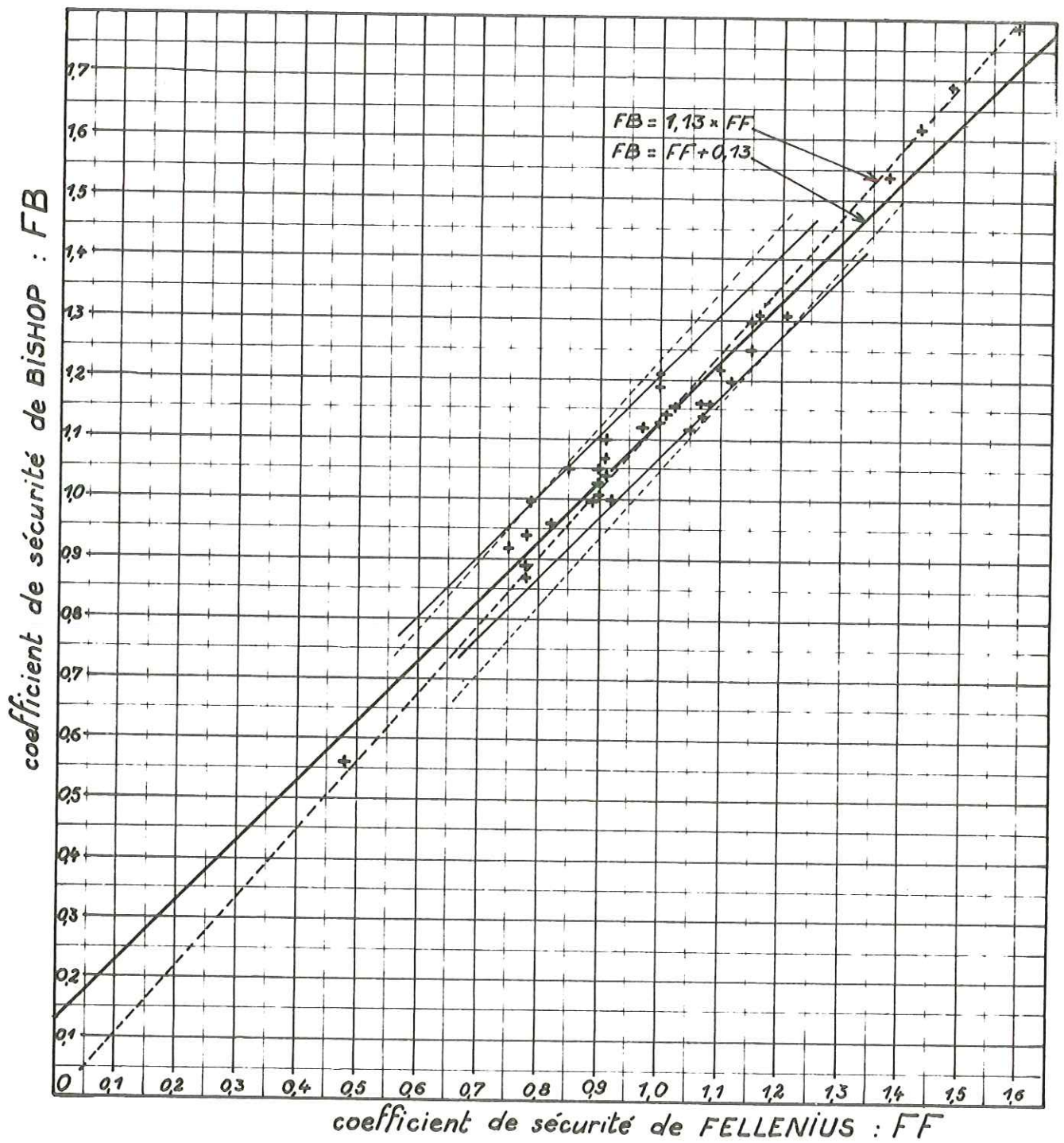


figure 59 : comparaison des coefficients de sécurité de FELLENIUS et de BISHOP.



5,2,2. Comparaison des résultats de chaque méthode avec la "réalité" :

Nous allons chercher s'il est possible de trouver quelle valeur de chaque coefficient correspond à la limite stabilité - instabilité, c'est-à-dire à la valeur 1,0 du coefficient de sécurité théorique exact d'une pente, et avec quelle précision nous pouvons déterminer cette valeur.

Il sera donc nécessaire de choisir, parmi les coefficients calculés, ceux qui peuvent être comparés avec la réalité ; par exemple, pour le cas n° 6 nous ne pouvons pas utiliser les valeurs  $FF = 0,48$  et  $FB = 0,56$  correspondant aux résistances résiduelles ; de même pour le cas n° 1, le glissement réel s'étant produit sur une surface très éloignée de la forme cylindrique, il est préférable d'utiliser le coefficient moyen pondéré pour l'exemple des trois profils. Nous retiendrons les résultats suivants :

Pentes stables				Pentes instables	
FF	FB	FF	FB	FF	FB
1,15	1,25	1,16	1,31	0,85	1,05
1,21	1,30	1,01	1,14	1,07	1,17
1,12	1,20	1,48	1,59	0,91	1,07
0,97	1,12	1,59	1,69	0,80	0,94
0,90	1,03	1,10	1,22	0,90	1,05
1,07	1,19	1,43	1,62	0,75	0,92
0,89	1,00	1,08	1,16	0,86	0,99
0,90	1,01	1,38	1,54		
0,91	1,05	1,15	1,30		
1,05	1,12	1,57	1,77		
0,92	1,00				

En reportant ces couples de valeurs sur un diagramme FF - FB (voir figure 60), on peut chercher la limite entre les coefficients de pentes stables et les coefficients de pentes instables ; en excluant le couple  $FF = 1,07$  -  $FB = 1,15$  qui est un point aberrant, nous voyons que la séparation est plus difficile à faire pour les coefficients de BISHOP que pour ceux de FELLENIUS.

Nous remarquons en effet que toutes les pentes stables sont caracté-

risées par FF supérieur ou égal à 0,89 et toutes les pentes instables par FF inférieur ou égal à 0,91. Nous avons d'autre part effectué les mêmes calculs de FF et FB pour d'autres cas décrits par la littérature, qui ne sont pas exposés dans ce chapitre pour ne pas l'encombrer et surtout parce qu'ils répondaient avec moins de précision aux critères de stabilité ; les résultats en sont également portés sur *la figure 61* ; cela confirme que le coefficient de FELLENIUS permet une meilleure séparation entre les pentes stables et les pentes instables que le coefficient de BISHOP et qu'à de très rares exceptions près on peut affirmer que toutes les pentes stables sont caractérisées par un coefficient FF supérieur à 0,84 et toutes les pentes instables caractérisées par un coefficient FF inférieur à 0,92 ce qui nous permet d'admettre que la limite entre la stabilité et l'instabilité correspond au coefficient de FELLENIUS égal à  $0,88 \pm 0,04$ .

A la lumière des observations de ce paragraphe :

$$FB = FF + 0,13 \pm 0,07$$

$$FF \text{ limite} = 0,88 \pm 0,04$$

ainsi que des observations de différents auteurs qui pensent que le coefficient de BISHOP suit assez fidèlement les modifications de la stabilité d'une pente, nous pourrions définir un coefficient de sécurité probable que nous noterons FP, comme étant égal à :

$$FP = FF + 0,12 \pm 0,04$$

Nous ne prétendons pas que ce coefficient probable puisse être plus proche de la réalité que d'autres définis par des méthodes plus élaborées et pouvant s'appliquer dans un domaine parfois plus vaste. L'intérêt de cette formule réside dans le fait que l'on dispose ainsi d'un coefficient qui, si l'on ne s'éloigne pas trop de la valeur 1,0 (jusqu'à 1,7 d'après nos calculs), semble assez proche de la réalité et qui a surtout l'avantage d'être d'un emploi très simple ; le calcul du coefficient de FELLENIUS est de loin le plus court et il peut être traité à la main dans des délais assez brefs.

De plus si on exprime ce coefficient probable en fonction de  $c'$  et  $\phi'$ , pour un massif homogène quant aux propriétés mécaniques, les conditions aux limites restant par ailleurs constantes, il se met sous la forme :

$$FP = 0,12 + A.c' + B.tg \phi'$$





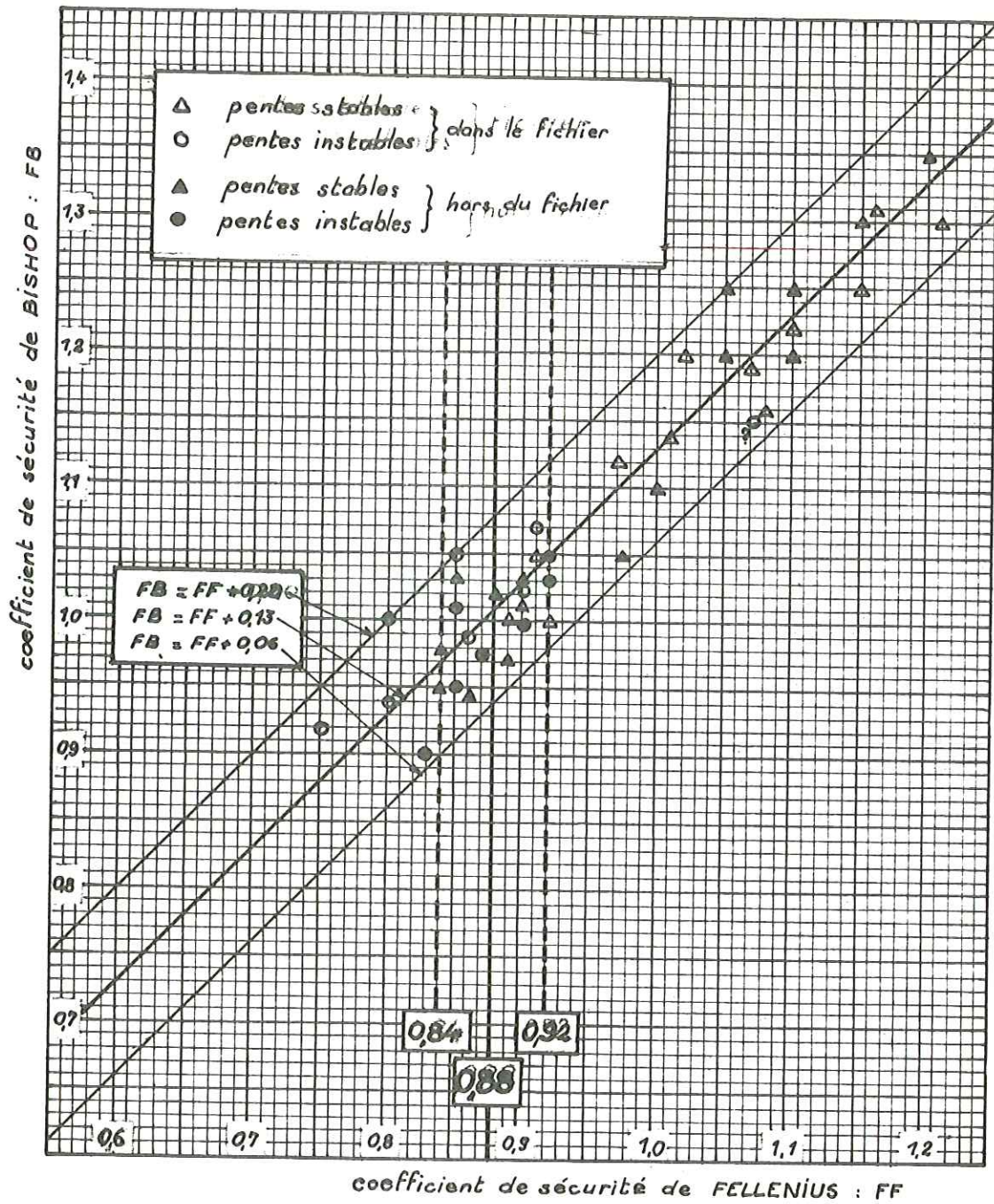


figure 61 : détermination de la limite entre la stabilité et l'instabilité.

où A et B sont les coefficients :

$$A = \frac{\sum 1}{\sum W \cdot \sin \alpha} \qquad B = \frac{\sum (W \cdot \cos \alpha - u \cdot l)}{\sum W \cdot \sin \alpha}$$

cette fonction linéaire en  $c'$  et  $\phi'$  permet d'étudier rapidement les modifications de la stabilité en fonction de la variation de ces paramètres, ce que ne permet pas la méthode de BISHOP en raison de l'itération faisant intervenir  $\text{tg } \phi' / \text{FB}$ .

Nous avons vu d'autre part au chapitre 3, l'utilisation "inverse" des méthodes de calcul qui n'est aisément praticable qu'avec la méthode de FELLENIUS, donc de la même façon avec ce coefficient de sécurité probable.

### 5,2,3. Remarques sur les surfaces de rupture critiques et réelles :

Les 26 exemples exposés dans les fiches permettent de comparer les trois sortes de surfaces de rupture que nous noterons :

- . SR : surface de rupture réelle,
- . CF : surface critique de la méthode de FELLENIUS,
- . CB : surface critique de la méthode de BISHOP.

En règle générale seulement, car on trouve un certain nombre d'exceptions, il est possible de faire les remarques suivantes :

- . quand la surface de rupture réelle est voisine du cercle, les surfaces CB et CF en sont assez proches, la plus proche étant la surface CB, bien que la différence entre CB et CF soit assez faible ;
- . dans la plupart des cas les surfaces CF et CB sont sécantes, la partie amont de la surface CF étant située vers l'arrière et le bas du talus par rapport à la surface CB ;
- . la position relative du centre de courbure des deux surfaces CF et CB est extrêmement variable ;
- . les rayons de courbure des surfaces CF (RCF) et CB (RCB) sont toujours très voisins, puisque pour tous les cas indiqués sur les fiches, leur rapport RCF / RCB reste toujours compris entre 0,85 et 1,15, sans que l'on puisse apparemment trouver de relation entre ce rapport et d'autres paramètres.

CHAPITRE 6

ETUDE DE L'INFLUENCE DE L'EAU SUR  
LA STABILITE DES PENTES



## 6,1. IMPORTANCE DE L'EAU DANS LES PROBLEMES DE STABILITE.

Comme nous l'avons déjà dit, la modification de la stabilité d'une pente ne peut être que la conséquence de la modification d'une au moins des trois catégories de lois physiques régissant le problème de l'équilibre ; cette question ayant déjà été évoquée par différents auteurs, nous nous contenterons de rappeler ici les points importants en introduction à la suite du chapitre.

### 6,1,1. Modifications des forces de volume :

Les forces de volume dues à l'eau sont la résultante en chaque point du massif des pressions exercées par celle-ci sur les contours des grains du matériau ; pour les évaluer, il faut distinguer le cas de l'eau au repos et le cas de l'écoulement. Dans les deux cas, la répartition des forces de volume dues à l'eau dépend entre autres paramètres des conditions aux limites hydrauliques.

- lorsqu'il n'y a pas d'écoulement, les forces de volume se résument à la résultante de la pression statique sur les contours des grains du matériau ;

- lorsqu'il y a un écoulement, la détermination du réseau d'écoulement ne fait pas intervenir la perméabilité du sol ni la viscosité du liquide en valeurs numérique, mais il est cependant nécessaire de postuler la viscosité newtonienne de l'eau qui conduit à la loi de Darcy.

Cependant, dans les cas de stabilité naturelle, les gradients hydrauliques sont généralement suffisamment faibles, et encore plus leurs éventuelles modifications, pour que leur influence sur l'équilibre d'un massif soit tenue pour négligeable.

### 6,1,2. Modifications de la loi rhéologique :

La modification des conditions hydrauliques peut avoir une influence sur la loi rhéologique soit par suite de la variation du degré de saturation (rapport entre le volume des vides du sol remplis d'eau et le volume total des vides ; c'est donc aussi le rapport entre sa teneur en eau à saturation partielle et sa teneur en eau à saturation totale), soit par suite de la modification des propriétés physiques ou chimiques du milieu.

#### 6,1,2,1. Modifications chimiques et physiques du matériau :

La nature chimique du matériau peut être modifiée par différents phénomènes. Il peut se produire des échanges d'ions entre les eaux de circulation et certains matériaux (argileux en particulier) ; BJERRUM (1967) décrit en particulier les échanges de cations qui ont lieu dans les argiles marines de Norvège (cations  $H^+$ ,  $Na^+$ ,  $Ca^{++}$ ,  $Mg^{++}$ ,  $Al^{+++}$ ,  $Fe^{++}$  ou  $Fe^{+++}$ ,  $K^+$ ) à la suite de la variation du pH de l'eau intersticielle, initialement d'origine marine, causée par des circulations d'eau douce et d'eau de pluie ; diverses études permettent de déterminer l'influence de ces phénomènes sur le comportement mécanique de cette argile ; elles montrent en particulier que les résistances au cisaillement et à la compression simple peuvent varier notablement en plus ou en moins de même que la limite de liquidité. Ces résultats n'offrent cependant qu'un intérêt limité car nulle part ne sont précisées ni les conditions physico-chimiques nécessaires à ces phénomènes, ni surtout les vitesses de ces échanges d'ions ; il semble cependant que cela se passe très lentement et que l'influence de tels phénomènes ne soit pas sensible lors de durées de l'ordre de quelques années ou dizaines d'années.

On peut d'autre part avoir des phénomènes de dissolution préférentielle de certains éléments du sol : c'est par exemple la cause du mouvement complexe de Pontamafrey (Montagne du Coin du Châtel en Maurienne, Savoie) où un versant formé de terrains de la zone du Flysch des Aiguilles d'Arves reposant sur les terrains autochtones de la zone Dauphinoise par l'intermédiaire d'un niveau de gypse, a été le siège de mouvements de grande envergure et très rapides, l'équilibre ayant été rompu par des dissolutions dans le niveau de gypse.

Des modifications physiques de la nature du matériau peuvent aussi être la conséquence de la présence d'eau, par suite de la modification de la composition granulométrique : entraînement de particules fines qui conduit à une diminution de la cohésion qui n'est pas compensée par une augmentation du frottement interne, etc...

#### 6,1,2,2. Variations du degré de saturation :

La loi rhéologique peut être modifiée quantitativement lorsque le degré de saturation  $S$  ou la teneur en eau  $w$  ( $S = w : w_s$ , où  $w_s$  est la teneur en



eau à saturation) varie ; d'après HVORSLEV (1937) si le frottement interne reste à peu près constant, la cohésion  $c$  varie exponentiellement avec la teneur en eau, selon la formule :

$$c(w) = c(w_0) e^{-k(w - w_0)}$$

$w$  étant exprimé en %, le coefficient  $k$  prend des valeurs comprises entre 0,1 et 0,3. (voir figure 62,a).

KYVELLOS (1956) a effectué des essais triaxiaux normaux (pour un effort latéral donné et constant, l'éprouvette subit un effort vertical progressif jusqu'à la rupture et on utilise plusieurs éprouvettes à des pressions latérales différentes) et des essais triaxiaux "à étapes" dont le principe est le suivant : "l'éprouvette est soumise à un essai triaxial sous étreinte latérale constante, {...}, l'augmentation de l'effort vertical est arrêtée juste au moment de l'amorçage de la rupture, avant que l'état d'équilibre limite soit franchi ; ensuite on passe à une pression latérale plus grande et on recommence à augmenter l'effort vertical jusqu'à un nouvel équilibre limite ; et ainsi de suite jusqu'à ce qu'on obtienne un nombre suffisant de cercles de Mohr". Le matériau utilisé était un limon provenant d'Orly (aéroport de Paris) avec la granulométrie suivante : 10 % de particules inférieures à 0,005 mm, 75 % inférieures à 0,05 mm et 90 % inférieures à 0,1 mm. Les résultats obtenus (voir figure 62,b) confirment ceux énoncés précédemment : l'angle de frottement interne varie peu alors que la cohésion varie à peu près exponentiellement avec le degré de saturation.

### 6,1,3. Modifications des conditions aux limites :

C'est dans ce domaine que les modifications de la stabilité dues à l'eau sont les plus variées et les plus nombreuses ; nous en énumérerons quelques unes :

- l'augmentation des pressions intersticielles diminue les contraintes effectives donc les forces de frottement interne (sous réserve que les contraintes totales ne varient pas de la même façon ce qui est le cas lorsque le plan d'eau est situé au dessus du talus). Les pressions intersticielles peuvent varier par suite de modifications du niveau piézométrique (pluviométrie, arrivées d'eau, drainages, variation du degré de saturation de l'air, évaporation, etc...) ;



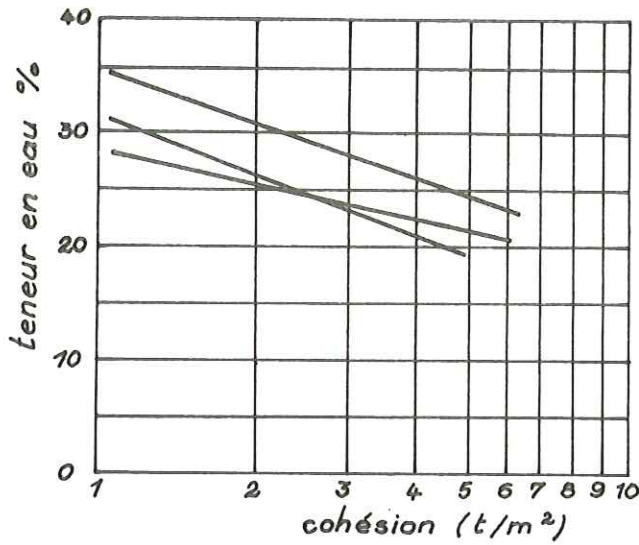
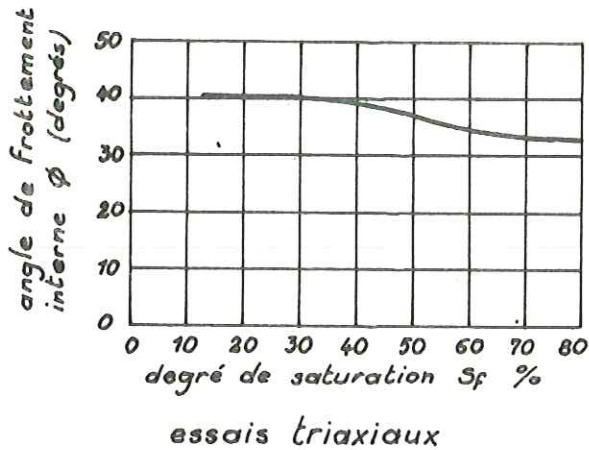


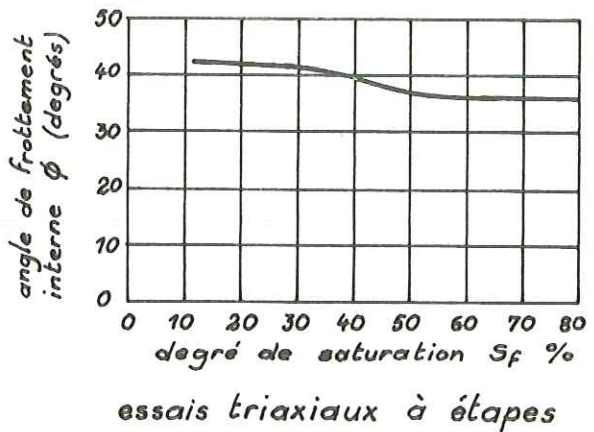
figure 62, a :

variation de la cohésion  
avec la teneur en eau.

d'après HVORSLEV.



essais triaxiaux



essais triaxiaux à étapes

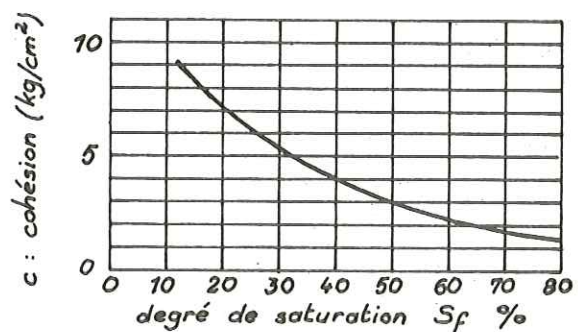
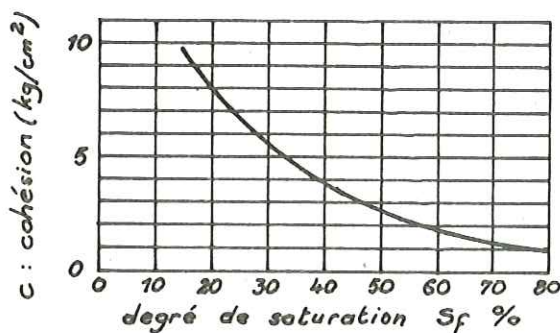


figure 62, b :

variations de l'angle de frottement interne  $\phi$  et de la  
cohésion  $c$  avec le degré de saturation  $S_f$ .

d'après KYVELLOS.

- des modifications de l'écoulement interne peuvent apparaître soit du fait de cet écoulement : modifications granulométriques locales par transport de particules, par ouverture ou colmatage de circulations, soit du fait de la climatologie : la sécheresse par exemple peut ouvrir de nouvelles fissures, le gel de même pour les terrains rocheux (ce qui en outre modifie les propriétés mécaniques du matériau) ; l'apparition d'une zone gelée dans un terrain humide peut y constituer une concentration d'eau qui peut être très importante au moment du dégel ...

- les conditions aux limites des contraintes peuvent aussi être modifiées considérablement en certains points du massif lorsqu'on est en présence de matériaux gonflants, tels que des argiles interstratifiées contenant de la montmorillonite par exemple ; MAYOR (1967) cite cet argument pour expliquer en partie au moins certains mouvements de terrains ;

- il faut enfin signaler tous les phénomènes d'érosion interne ou externe du massif (ravinements, renards, entonnoirs d'ablation ...) qui modifient les conditions aux limites géométriques ;

- nous mettrons à part les phénomènes d'altération qui donnent lieu à une modification générale du terrain tant par sa loi rhéologique que par ses conditions aux limites.

#### 6,1,4. Importance relative de ces modifications de la stabilité :

Ayant énoncé les principaux processus par lesquels l'eau intervient sur la stabilité d'une pente, il serait utile de connaître l'importance relative de ceux-ci ; une loi générale est cependant extrêmement difficile à établir car ainsi qu'en bien des domaines, chaque cas est un cas particulier. On peut cependant dégager un facteur prépondérant, qui est le facteur temps : l'importance de chaque processus de modification de la stabilité varie avec la rapidité avec laquelle se modifient les conditions hydrauliques. Le tableau suivant présente un essai d'évaluation de l'influence des divers processus en fonction de la rapidité de variation des conditions hydrauliques ; pour donner un ordre de grandeur de cette rapidité, nous dirons que la modification moyenne correspond à des modifications naturelles se produisant dans des conditions normales et observables par l'homme, ou à des modifications artificielles équivalentes ; la modification rapide correspond à ce qui se produit dans des circonstances exceptionnelles telles que crues, précipitations importantes et brutales, vidanges rapides, etc... ; quant à la modification très lente, elle englobe tous les phénomènes qui ne sont pas décelables à l'échelle de temps humaine.

INFLUENCE DES DIVERS PROCESSUS DE MODIFICATION DE LA STABILITE DES PENTES

Nature du processus de modification	Conditions hydrauliques constantes	Modification lente des conditions hydrauliques	Modification moyenne des conditions hydrauliques	Modification rapide des conditions hydrauliques
Forces de volume	I. très faible	I. très faible	I. faible	I. moyenne
Augmentation des pressions intersticielles	I. nulle	I. faible	I. importante	I. très importante
Diminution de cohésion par augmentation du degré de saturation	I. nulle	I. nulle	I. moyenne	I. moyenne à importante
Dissolution	I. très faible à court terme	I. très faible à court terme	I. très faible à court terme	I. parfois décelable
Echange d'ions	I. décelable à très long terme	I. nulle à court terme	I. nulle à court terme	I. nulle à court terme
Variation de granulométrie entraînant l'ouverture ou le colmatage de circulations	I. décelable à long terme	I. décelable à long terme	I. très faible sauf dans des cas exceptionnels	I. très faible sauf dans des cas exceptionnels
Variation de granulométrie entraînant une diminution de la cohésion	I. décelable à long terme	I. décelable à long terme	I. négligeable à court terme	I. négligeable à court terme
Apparition de fissures de retrait en période de sécheresse	I. nulle ou très faible	I. nulle ou très faible	I. faible à moyenne	I. moyenne à importante
Action du gel sur la fissuration d'un massif rocheux	I. extrêmement variable selon les cas particuliers	I. extrêmement variable selon les cas particuliers	I. extrêmement variable selon les cas particuliers	I. extrêmement variable selon les cas particuliers
Présence de matériaux gonflants	I. nulle	I. faible	I. nulle à très forte selon la teneur	I. nulle à très forte selon la teneur
Altération	I. décelable à très long terme	I. décelable à très long terme	I. décelable à très long terme	I. décelable à très long terme
Phénomènes généraux d'érosion ravinement etc...	I. extrêmement variable selon les cas particuliers	I. extrêmement variable selon les cas particuliers	I. extrêmement variable selon les cas particuliers	I. extrêmement variable selon les cas particuliers

" I. " signifie "influence"



## 6,2. L'EAU DANS LE SOL.

### 6,2,1. Etude de la géométrie des vides :

Si l'on cherche à déterminer les pressions d'eau, donc d'abord les circulations d'eau dans un terrain, on est conduit à résoudre un problème de mécanique des fluides qui dépend des grandeurs physiques suivantes :

- les équations générales de l'hydraulique, qui combinées à l'hypothèse de la viscosité newtonienne de l'eau, conduisent aux équations de Navier - Stokes ;

- la géométrie interne du système eau - solide qui se définit par la géométrie interne du solide (géométrie des vides) et la géométrie interne de l'eau (le degré de saturation) ; lorsque l'on combine les paramètres de la géométrie interne avec les équations de Navier - Stokes, on aboutit à la loi de Darcy qui introduit la notion de perméabilité ;

- enfin pour résoudre totalement le problème, il faut introduire les conditions aux limites.

Si l'on voulait faire une étude détaillée de toutes les grandeurs que nous venons d'énoncer et qui intéressent le problème de la stabilité des pentes, il faudrait entreprendre un travail qui dépasserait le cadre de cette étude, essentiellement par le nombre de paramètres qui interviennent, et le problème de l'intégration des équations différentielles obtenues dans chaque cas qui devrait être envisagé. Nous essayerons seulement de voir quels sont les paramètres que l'on peut définir simplement par une observation géologique (éventuellement complétée par des essais facilement mis en oeuvre) de façon à estimer le réseau probable d'écoulement et donc en particulier les pressions intersticielles qui en résultent.

En ce qui concerne la première catégorie de grandeurs physiques, nous admettrons que ce sont des données constantes, bien que en particulier la viscosité newtonienne puisse varier en fonction de la température ; mais ces variations sont très faibles et surtout la valeur numérique de la viscosité n'intervient pas sur la géométrie du réseau d'écoulement.

Dans la deuxième catégorie, la seule variable liée au solide est la géométrie des vides ; l'étude en sera différente selon que l'on pourra admet-

tre ou non l'hypothèse des milieux continus :

a)- hypothèse des milieux continus valable : il est dans ce cas inutile de définir cette géométrie des vides car elle sera représentée par la perméabilité en chaque point qui en est la conséquence ; la perméabilité du massif sera représentée en chaque point par un tenseur de perméabilité :

$$K_{ij}(x_1, x_2, x_3) \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} i = 1, 2, 3 \\ j = 1, 2, 3 \end{array}$$

si le massif est isotrope, le tenseur se résumera à un paramètre  $K(x_1, x_2, x_3)$  qui sera la perméabilité.

Que le massif soit isotrope ( $K$ ) ou anisotrope ( $K_{ij}$ ), il faudra déterminer la variation de ces paramètres en fonction des coordonnées  $x_1, x_2$  et  $x_3$ . Dans la pratique, on cherchera à définir des zones dans lesquelles ces paramètres  $K$  ou  $K_{ij}$  pourront être considérés comme constants, c'est-à-dire des zones homogènes quant à la perméabilité.

b)- hypothèse de continuité non valable : il faudra alors étudier la géométrie réelle des vides en essayant de déterminer des zones que l'on pourra considérer comme homogène par rapport à cette géométrie des vides.

Ceci étant fait, il faudra déterminer la géométrie interne du liquide, c'est-à-dire son degré de saturation. Sur le terrain c'est en général une grandeur inaccessible ou sur laquelle on est réduit à faire des hypothèses, sauf si l'on a la possibilité de procéder à des sondages avec prises d'échantillons puis à des mesures du degré de saturation en laboratoire. Comparativement aux moyens qui sont nécessaires pour définir les autres paramètres du problème des circulations d'eau, les moyens à mettre en oeuvre pour déterminer le degré de saturation sont nettement plus complexes et plus onéreux et dépassent généralement le cadre des études entreprises.

#### 6,2,2. Relations entre la géologie et les propriétés hydrauliques du terrain :

Il nous avait à priori paru utile de tenter d'établir une classification des différents terrains en fonction de leurs propriétés hydrauliques et en relation avec leur structure. Mais il s'est rapidement avéré que ce travail ne pouvait conduire qu'à deux résultats : si on essaye de simplifier les données,

on n'obtient qu'une classification très simpliste, et si on tente de la détailler, on est conduit à tenir compte d'un très grand nombre de détails ou de structures possibles ce qui donne un résultat très complexe et peu utile. Nous avons donc préféré indiquer rapidement les critères de base d'une telle classification et quelques remarques à propos des propriétés hydrauliques des différents terrains.

Pour classer les terrains, nous ferons deux sortes de distinction : une distinction quant à l'origine et une distinction quant à la structure et à la nature du terrain.

âge et mode de formation :

- I. Les terrains non quaternaires (plus éventuellement les roches éruptives quaternaires dures) ;
- II. Les terrains quaternaires :
  - II,1. terrains alluvionnaires
  - II,2. terrains glaciaires
  - II,3. les éboulis
  - II,4. les dépôts complexes ou remaniés

nature et structure du terrain :

- A. Les terrains rocheux compacts non poreux ou à pores fermés :
  - A,a. non fissurés ou à fissures fermées
  - A,b. fissurés à fissures ouvertes ;
- A'. Les terrains rocheux à pores ouverts et sans fissures ouvertes ;
- B. les terrains meubles :
  - B,a. à structure organisée
    - . organisée géologiquement
    - . organisée granulométriquement
  - B,b. sans structure organisée.

Chaque catégorie de terrain ainsi déterminée conduira à des problèmes hydrauliques distincts. Les terrains rocheux sont peu ou pas perméables s'ils ne possèdent pas de réseau de fissures ouvertes ; si celles-ci apparaissent, la roche devient perméable et cette propriété varie considérablement avec la densité, l'ouverture et le remplissage des fissures, mais aussi dans certaines circonstances avec le temps.



En ce qui concerne les terrains meubles, la perméabilité à l'échelle de l'échantillon dépend essentiellement de la nature du sol ; à grande échelle au contraire, le problème des circulations d'eau est directement lié à la structure du sol et à son organisation. Les terrains sans structure organisée, tels que des moraines, des dépôts remaniés, certains éboulis, ont des perméabilités à grande et moyenne échelle comparables. Au contraire, les terrains meubles à structure organisée, alluvions, éboulis classés, fluvioglacière, certaines formes de glaciaire, etc..., présentent une combinaison de terrains plus ou moins perméables ; les circulations suivront donc des chemins privilégiés et on pourra avoir des zones de mise en pression localisées (partie basse d'un horizon perméable dans une masse imperméable par exemple) ; ces chemins de circulations préférentielles peuvent dans certains cas conduire à des érosions, transports de particules fines, etc..., modifiant à la fois les conditions géométriques, mécaniques ou hydrauliques du massif.

C'est donc en ayant toujours présente à l'esprit cette notion de perméabilités relatives et d'organisation de la structure d'un terrain qu'il faudra aborder le problème de son étude hydraulique.

Dans un terrain généralement perméable, il faudra surtout rechercher les zones imperméables, en général plus argileuses ; mais surtout, dans un ensemble en moyenne imperméable, il faudra mettre en évidence les zones sableuses ou graveleuses, ainsi que les discontinuités (fissures de retrait par exemple) qui constituent autant de zones de circulations d'eau et de mises en pression potentielles si elles sont interrompues.

Nous ne développerons pas de paragraphe sur la reconnaissance des propriétés hydrauliques d'un massif, sinon pour dire que toutes les études que nous avons effectuées sur le terrain, l'ont été par les moyens traditionnels : cartographie, piézomètres, reconnaissances géophysiques (sismique et résistivité électrique) et que cela nous a toujours donné des résultats très acceptables et utilisables et que, lorsque nous avons effectué au même endroit des reconnaissances par sondages mécaniques, nous avons pu vérifier que la précision obtenue était très satisfaisante.

### 6,3. CONSTRUCTION D'ABAQUES DE STABILITE.

Le but que nous nous proposons est de construire des abaques indiquant la variation de la stabilité de différents talus en fonction de différents paramètres : d'une part les paramètres classiques que sont la pente, la hauteur, la densité, la cohésion et l'angle de frottement interne, et d'autre part la hauteur d'une nappe à l'intérieur de ce talus, que nous prendrons comme paramètre principal.

#### 6,3,1. Données mécaniques du problème :

##### 6,3,1,1. Forces de volumes :

La densité du terrain, sec ou humide, sera prise égale à

$$\gamma = 2,0 \text{ t/m}^3$$

le fait que la densité soit choisie identique pour le terrain sec et humide sera discuté un peu plus loin ;

##### 6,3,1,2. Loi rhéologique :

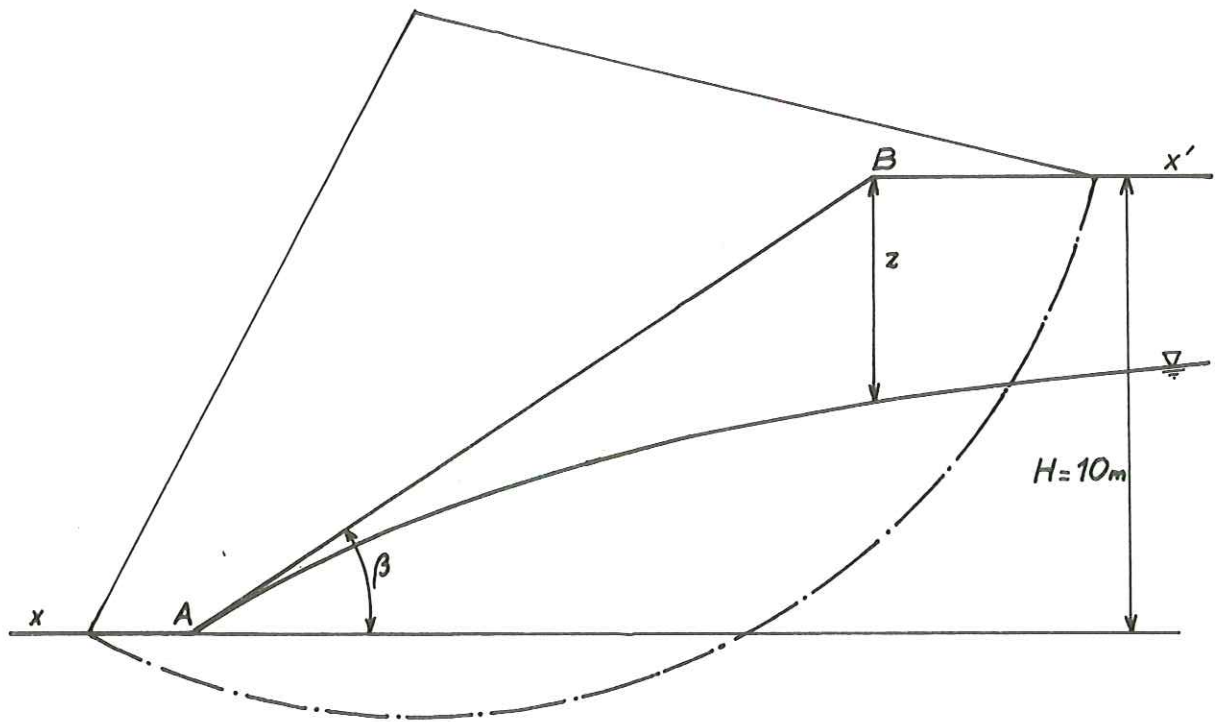
Le terrain, considéré comme homogène quant à sa loi rhéologique, sera caractérisé par son angle de frottement interne  $\phi'$  et sa cohésion  $c'$  exprimés en termes de contraintes effectives ; ces deux paramètres, variable selon les cas, seront exprimés, l'angle de frottement par sa tangente  $\text{tg } \phi'$  (sans dimension) et la cohésion  $c'$  en tonnes par mètre carré pour les calculs et en bars pour les résultats.

##### 6,3,1,3. Conditions aux limites géométriques :

La surface topographique sera constituée de trois plans : deux plans horizontaux Ax et Bx' reliés par un plan AB faisant un angle  $\beta$  avec l'horizontale (*voir figure 63*) ; la hauteur du talus ou différence de cote entre les plans Ax et Bx' sera de 10 mètres..

##### 6,3,1,4. Conditions aux limites hydrauliques :

A l'intérieur de ce talus se trouve une nappe reliant le point A ou pied du talus à une nappe plane et horizontale, à l'infini du côté amont ; la



- densité :  $\gamma = 2,0 \text{ t/m}^3$   
 cohésion :  $c' = 0-1-2-3-4-5 \text{ t/m}^2$   
 frottement interne :  $\text{tg } \phi' = 0,1-0,2-\dots-0,9-1,0$   
 angle du talus :  $\beta = 30^\circ-35^\circ-40^\circ-45^\circ$   
 nappe : 7 positions  $u_i$  entre  $z=0$  et  $z=10$

figure 63 :

hypothèses de départ pour la construction des abaques



forme de cette nappe sera choisie exponentielle, passant par A, tangente en A à AB et avec une asymptote horizontale ; ceci a pour avantage de favoriser le traitement du calcul et d'être assez proche des cas de nappe réelles ; en ce qui concerne la répartition des pressions à l'intérieur du massif, nous admettrons l'hypothèse de Dupuits : la pression en un point sera donc égale à la distance verticale entre ce point et la surface de la nappe. La hauteur de cette nappe sera variable et caractérisée par sa distance verticale au point B : z (ce paramètre a été choisi pour des raisons qui seront exposées au paragraphe 6,3,3). Nous ferons des calculs pour sept positions de la nappe, notées  $u_1$ ,  $u_2$ ,  $u_3$ ,  $u_4$ ,  $u_5$ ,  $u_6$  et  $u_7$  ;  $u_1$  étant la nappe la plus haute et  $u_7$  la nappe la plus basse, nappe horizontale de cote  $z = 10$  m.

Dans la réalité la densité et les paramètres de la loi rhéologique doivent varier avec la position de la nappe ; nous négligerons ici ces variations (de densité moyenne avec la hauteur de la nappe et la hauteur imbibée par capillarité et de cohésion avec le degré de saturation, essentiellement) ce qui revient à supposer que le terrain situé au dessus du toit de la nappe a un degré de saturation suffisant pour que ces variations soient aussi faibles que possible.

### 6,3,2. Méthode et calculs :

#### 6,3,2,1. Calcul des coefficients de sécurité :

La méthode utilisée ici est celle de FELLENIUS corrigée (par le coefficient 0,12) comme elle a été décrite précédemment.

Soit donc un talus de hauteur 10 mètres et d'angle  $\beta$  ; nous choisissons neuf points (numérotés 1 à 9) qui serviront chacun de centre à trois ou quatre cercles de rupture potentiels (numérotés I à IV).

Nous avons effectué les calculs à l'aide d'un calculateur DIEHL ALGOTRONIC ; en lui donnant les paramètres du talus (H et  $\beta$ ), des sept nappes ( $u_1$  à  $u_7$ ) et du premier cercle (coordonnées du centre I, rayon du cercle I) il nous fournit des données qui seront reportées sur la fiche n° 1 (le calcul s'effectue en découpant la masse de terrain en 20 tranches d'égale largeur dx) et nous permettront de calculer les grandeurs suivantes :

$$A = \frac{\sum_{i=1}^{i=20} l_i}{\sum_{i=1}^{i=20} (\gamma \cdot dx \cdot h_i) \cdot \sin \alpha_i} \quad B = \frac{\sum_{i=1}^{i=20} (\gamma \cdot dx \cdot h_i) \cdot \cos \alpha_i}{\sum_{i=1}^{i=20} (\gamma \cdot dx \cdot h_i) \cdot \sin \alpha_i}$$

et pour chaque position de la nappe (k = 1, 2 .... 7) :

$$D_k = \frac{\sum_{i=1}^{i=20} (u_k)_i \cdot l_i}{\sum_{i=1}^{i=20} (\gamma \cdot dx \cdot h_i) \cdot \sin \alpha_i}$$

ces grandeurs seront reportées sur la fiche n° 2 et nous permettront de calculer les coefficients de FELLENIUS  $FF_k$

$$FF_k = \frac{\sum c' l + \text{tg } \phi' \cdot \sum (W \cdot \cos \alpha - ul)_k}{\sum W \sin \alpha} = A \cdot c' + (B - D_k) \text{tg } \phi'$$

en donnant à  $\text{tg } \phi'$  les valeurs 0,1 - 0,2 - ..... - 0,9 - 1,0 et à  $c'$  les valeurs 0-1-2-3-4 et 5.

La fiche n° 2 fournit donc toutes les valeurs du coefficient  $FF_k$  pour les différentes valeurs de  $c'$  et  $\text{tg } \phi'$  et les 7 positions de la nappe. (Nous ne reproduisons que partiellement cette fiche).

FICHE N° 1 :

Talus :  $\beta = 35^\circ$

Cercle : centre n° : 1

cercle n° : I

rayon : 24,4 m

$$C = \sum_{i=1}^{i=n} W_i \cdot \cos \alpha_i = 495,4$$

$$S = \sum_{i=1}^{i=n} W_i \cdot \sin \alpha_i = 164,4$$

$$L = \sum_{i=1}^{i=n} l_i = 42,86$$

k =	1	2	3	4	5	6	7
$U_k = \sum_{i=1}^{i=n} (u_k)_i \cdot l_i =$	265,4	241,4	221,2	1,96,2	165,2	129,0	87,2
$D_k = U_k / S =$	1,614	1,469	1,346	1,194	1,005	0,785	0,531

$$A = L / S = 0,260$$

$$B = C / S = 3,014$$



FICHE N° 2. (extrait)

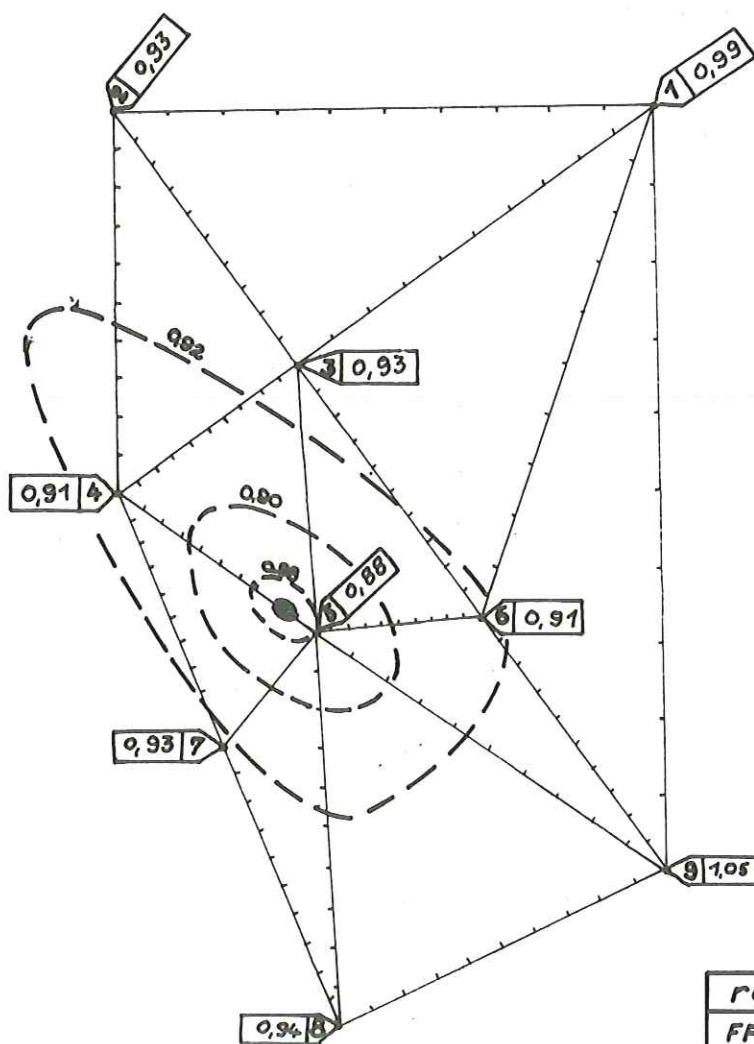
Talus : 35°	Cercle : Centre : 1
	Cercle : I      R = 24,4 m

A = 0,260	B = 3,014
-----------	-----------

nappe :		u <sub>1</sub>	u <sub>2</sub>	u <sub>3</sub>	u <sub>4</sub>	u <sub>5</sub>	u <sub>6</sub>	u <sub>7</sub>
D <sub>k</sub> :		1,614	1,469	1,346	1,194	1,005	0,785	0,531
B - D <sub>k</sub> = C <sub>k</sub>		1,400	1,545	1,668	1,820	2,009	2,229	2,483
tg φ'	c'							
0,3	0	0,420	0,463	0,500	0,546	0,603	0,669	0,745
0,3	1	0,680	0,723	0,760	0,806	0,863	0,929	1,005
0,3	2	0,940	0,983	1,020	1,066	1,123	1,189	1,265
0,5	0	0,700	0,772	0,834	0,910	1,005	1,115	1,242
0,5	1	0,960	1,032	1,094	1,170	1,265	1,375	1,502
0,5	2	1,220	1,292	1,354	1,430	1,525	1,635	1,762
0,7	0	0,960	1,081	1,168	1,274	1,407	1,561	1,738
0,7	1	1,220	1,341	1,428	1,534	1,667	1,821	1,998
0,7	2	1,480	1,601	1,688	1,794	1,927	2,081	2,258
1,0	0	1,400	1,545	1,668	1,820	2,009	2,229	2,483
1,0	1	1,660	1,805	1,928	2,080	2,269	2,489	2,743
1,0	2	1,920	2,065	2,188	2,340	2,529	2,749	3,003

détermination du cercle critique: talus:  $\beta = 35^\circ$  nappe u<sub>7</sub>  
 paramètres  $c' = 1,0 \text{ t/m}^2$   $\text{tg}\phi' = 0,3$

centre cercle ↓	1	2	3	4	5	6	7	8	9
I	1,005	0,971	0,967	0,983	1,208	1,010	0,961	0,972	1,060
II	1,177	1,085	0,942	0,919	1,002	0,971	0,930	0,947	1,057
III	1,262	0,949	0,985	1,047	0,883	0,914	1,035	1,050	1,129
IV		0,987	1,129		1,168	1,025			
critique	0,99	0,93	0,93	0,91	0,88	0,91	0,93	0,94	1,05



FICHE n° 3

résultat

FF = 0,87

FP = 0,99

centre:

zone ●

rayon:

14,9 à 15,3

figure 64: détermination du cercle critique.

Une fois effectués tous ces calculs pour les trois ou quatre cercles de chacun des neuf centres, nous reportons sur la fiche de calcul n° 3 le coefficient obtenu pour chaque cercle pour un couple donné des paramètres  $c'$  et  $\phi'$  et pour une position  $u_k$  donnée de la nappe. Ceci nous permet, avec l'aide du diagramme représentant la position des centres 1 à 9 de trouver la position du centre critique, puis de calculer le rayon critique et la valeur du coefficient de FELLENIUS FF correspondant ; en ajoutant 0,12, nous obtenons le coefficient probable FP du talus pour les valeurs de  $c'$  et  $\phi'$  et la position de la nappe choisies.

### 6,3,2,2. Utilisation de ces résultats :

Nous obtenons donc, pour chaque angle de talus  $\beta$  un tableau donnant, pour un talus de hauteur  $H = 10$  m et de densité  $\gamma = 2,0 \text{ t/m}^2$ , la valeur du coefficient de sécurité probable FP, pour différentes positions de la nappe et différents couples de valeurs de  $c'$  et  $\phi'$ .

Il nous faut maintenant essayer de trouver une représentation de FP en fonction de la position de la nappe, pour chaque couple  $(c', \phi')$ , de façon géométriquement simple afin d'obtenir une interpolation facile des résultats et une construction aisée des abaques.

Après plusieurs essais il s'avère que si l'on choisit comme paramètre la distance verticale  $z$  entre la nappe et la tête B du talus, la représentation de FP en fonction de  $z$ , en coordonnées bilogarithmiques, donne des points qui s'alignent sur des droites avec une bonne approximation. Nous admettrons donc ce résultat et, après établissement des abaques, nous vérifierons que cette approximation conduit à une erreur acceptable par rapport aux résultats du calcul.

Ayant donc admis que les points représentant la variation de FP avec  $z$  s'alignent, nous cherchons les paramètres de ces droites en fonction de  $c', \phi'$  et  $\beta$  ce qui nous conduit à la formule suivante (où  $\ln$  représente le logarithme népérien) :

$$\ln F = 1 - \{6,3 - 2,5 \operatorname{tg} \phi'\} \{2 + c'\}^{-\{1,250 - 0,005 \beta\}} \\ + \{1,20 - 0,014 \beta\} \{1 + c'\}^{-\{1,05 - 0,014 \beta\}} \{\operatorname{tg} \phi'\}^{0,30} \ln z$$



F : coefficient de sécurité (sans dimension)  
 $\beta$  : angle du talus (en degrés)  
 z : cote de la nappe (en mètres)  
 $\phi'$  : angle de frottement interne  
 c' : cohésion (en tonnes par mètre carré)

A l'aide de cette formule, nous pouvons maintenant construire les abaques en calculant les paramètres des droites (ordonnées pour  $z = 1$ , soit  $\ln z = 0$  et pour  $z = 10$ , soit  $\ln z = 2,3$ ), pour  $\tan \phi'$  variant de 0,1 à 1,0 par dixième de c' variant de 0 à 5 par demi-unité.

### 6,3,2,3. Validité des abaques :

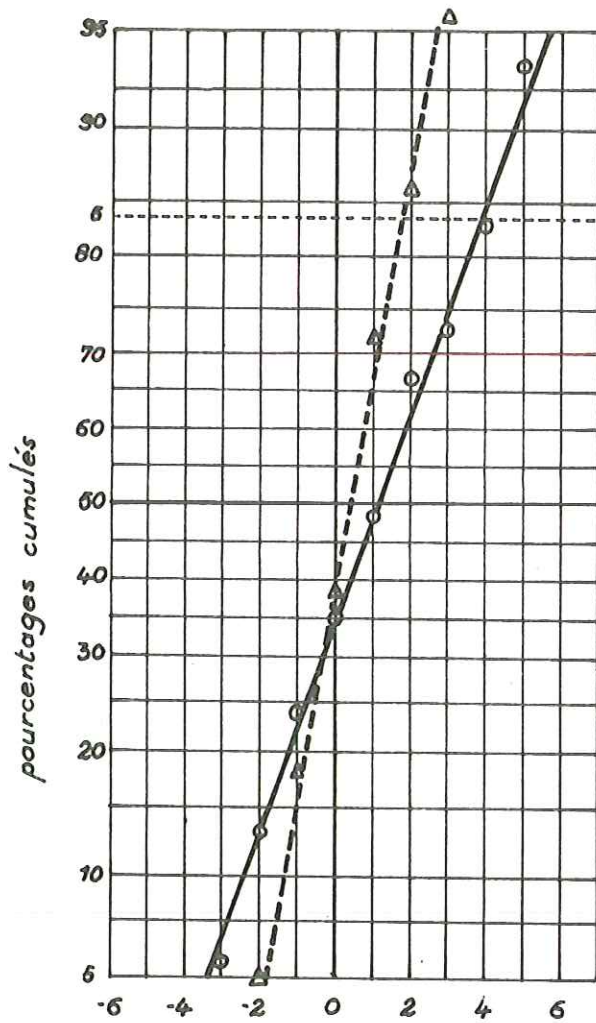
A partir de la formule que nous venons de donner, il est possible de calculer les coefficients de sécurité correspondant aux cas calculés par la méthode de FELLENIUS corrigée et de comparer les résultats de la méthode de FELLENIUS corrigée et les résultats donnés par la formule.

Nous avons relevé, pour tous les coefficients calculés par les cercles de glissement la valeur  $E_r$  de l'écart relatif entre la valeur calculée  $F_c$  et la valeur donnée par l'abaque  $F_a$ ,

$$\text{soit } E_r = \frac{F_c - F_a}{F_c} \text{ exprimé en \%}$$

Les valeurs obtenues varient entre + 6 % et - 5 % (avec sept valeurs de l'ordre de + 9 % sur deux cent dix valeurs au total) ; une étude de la distribution de ces écarts (*voir la figure 65*) montre que cette distribution suit à peu près une loi de Laplace-Gauss ayant une valeur moyenne  $\overline{E_r}$  de l'ordre de + 1,05% et un écart type de 2,73 % ce qui signifie que près de 70 % des écarts  $E_r$  sont compris entre + 3,78 % et - 1,68 %. Nous pouvons déjà considérer cette précision comme bonne en raison de la précision même des calculs qui nous ont donné les coefficients de sécurité.

Il est cependant à remarquer que les écarts relatifs  $E_r$  les plus élevés en valeur absolue sont ceux qui sont obtenus pour les valeurs extrêmes du coefficient de sécurité et en particulier pour les faibles valeurs. Nous avons donc isolé les valeurs  $E_r'$  de l'écart relatif concernant les coefficients calculés ou donnés par les abaques compris entre 0,80 et 1,20, c'est-à-dire les valeurs les plus proches de 1,0 pour lesquelles la méthode est, sinon la plus



écarts relatifs sur le coefficient de sécurité :

$$Er = \frac{F_{\text{calculé}} - F_{\text{abaque}}}{F_{\text{calculé}}} (\%)$$

sur tous les F : ○—○

sur tous les F  
entre 0,8 et 1,2 : △-----△

graduation verticale de Henry (loi de Gauss).

	moyenne	écart type
sur tous les F	1,05 %	2,73 %
$0,8 \leq F \leq 1,2$	0,37 %	1,37 %

figure 65 :

erreur introduite par la construction des abaques : répartition des écarts relatifs entre coefficients de sécurité calculés et donnés par les abaques.

valable, du moins la mieux vérifiée. Ces écarts varient alors entre + 3 % et - 3 % avec une distribution qui est toujours très proche de celle de Laplace-Gauss et avec une valeur moyenne de + 0,37 % et un écart-type de 1,37 %, ce qui signifie que 70 % des écarts relatifs  $E_r'$  sont compris entre + 1,74 % et - 1,00 %. Dans ce cas des coefficients compris entre 0,80 et 1,20, la précision des abaques devient donc très bonne. Nous pouvons en outre remarquer que dans les deux cas l'écart moyen  $\overline{E_r}$  ou  $\overline{E_r}'$  est positif, ce qui va dans le sens de la sécurité car les abaques donnent un coefficient qui est généralement inférieur au résultat du calcul.

### 6,3,3. Présentation des résultats :

Tous les calculs effectués jusqu'ici sont valables pour des talus de hauteur  $H = 10$  m et de densité  $\gamma = 2,0 \text{ t/m}^3$  ; or nous allons étendre les résultats obtenus aux autres valeurs de  $H$  et de  $\gamma$ . Deux talus géométriquement (forme topographique et nappe) homothétiques auront le même coefficient de sécurité s'ils ont le même angle de frottement interne  $\phi'$  et le même paramètre  $K' = c' / \gamma.H$ .

Pour construire les abaques, nous utiliserons donc les paramètres sans dimension suivantes :

$$\text{tg } \phi' \quad K' = \frac{c'}{\gamma.H} \quad Z = \frac{z}{H}$$

Nous exprimerons  $\gamma$  en tonnes par mètre cube,  $H$  en mètres,  $z$  en mètres,  $\text{tg } \phi'$  sans dimension et  $c'$  en bars, unité plus fréquemment utilisée que les tonnes par mètre carré. Ceci signifie que les abaques que nous avons établis sont valables pour tous les talus avec  $Z = z / 10$  et  $K' = 5.10^{-3}.c'(t/m^2)$  ; d'où la formule pour tous les talus :

$$\ln F = 1 - \{6,3 - 2,5 \text{ tg } \phi'\} \{2 + 200 K'\}^{-\{1,250 - 0,005 \beta\}} \\ + \{1,20 - 0,014 \beta\} \{1 + 200 K'\}^{-\{1,05 - 0,014 \beta\}} \{\text{tg } \phi'\}^{0,30} \ln(10 z)$$

Ces abaques étant tracés pour différentes valeurs de  $\beta$ ,  $\text{tg } \phi'$  et  $K'$  (abaques 1 à 40), il nous a paru utile de tracer deux autres séries d'abaques qui considèrent non plus la variation de la stabilité (par l'intermédiaire du coefficient de sécurité) en fonction de la position de la nappe, mais les con-



ditions de sécurité critique correspondant à un coefficient de sécurité égal à 1,0.

Pour des valeurs données de  $\beta$ ,  $\phi'$  et  $K'$ , la valeur critique de  $Z$ , appelée  $Z_c$ , correspondant à la limite de stabilité est donc obtenue en faisant  $F = 1,0$  soit  $\ln F = 0$  dans la formule ci-dessus énoncée.

Ceci a donc permis de construire les trois séries d'abaques suivantes:

1ère série : pour un talus d'angle  $\beta$  donné, on représente la variation de  $Z_c$  en fonction de  $K'$  pour différentes valeurs de  $\text{tg } \phi'$  ;

2ème série : pour un talus d'angle  $\beta$  donné, on représente les conditions de sécurité en  $K'$  et  $\text{tg } \phi'$  pour différentes valeurs de  $Z_c$ , c'est-à-dire les relations entre  $K'$  et  $\text{tg } \phi'$  nécessaires pour que  $F = 1,0$ , la position de la nappe étant fixée ;

3ème série : les valeurs de  $K'$  et  $\text{tg } \phi'$  étant fixées, on représente la variation de la cote critique  $Z_c$  de la nappe en fonction de l'angle  $\beta$  du talus ; la graduation des axes de coordonnées en  $\ln Z_c$  et  $\text{tg } \beta$  permettant d'assimiler, avec une très bonne approximation, les courbes obtenues à des droites.

#### 6,3,4. Cas particulier de $\phi' = 0$ :

Si on considère que le massif est formé d'un terrain à angle de frottement interne nul, la formule qui donne le coefficient de sécurité probable devient (voir paragraphe 6,3,2,1.) :

$$FP = 0,12 + A.c' = 0,12 + \frac{\sum l_i}{\sum dx \cdot \frac{h_i}{H} \cdot \sin \alpha_i} \cdot K'$$

Le coefficient de sécurité devient donc une fonction linéaire de  $K'$ , mais il est surtout important de remarquer qu'avec les hypothèses qui ont été faites pour les calculs précédents, il ne dépend plus de la position de la nappe.

## 6,4. CAHIER D'ABAQUES.

### 6,4,1. Notations et hypothèses :

Nous considérons un talus limité par deux plans horizontaux reliés par un plan oblique (*voir la figure récapitulative en haut des abaques 1 à 40*) ; la différence de cote entre les deux plans horizontaux ou hauteur du talus est  $H$  exprimée en mètres ; l'angle du plan oblique avec l'horizontale est  $\beta$ , exprimé en degrés ; on appelle tête du talus l'intersection du plan oblique avec le plan horizontal supérieur, pied du talus l'intersection avec le plan inférieur.

A l'intérieur du talus se trouve une nappe tangente en pied du talus au plan oblique, se raccordant exponentiellement à un plan horizontal ; la distance verticale entre cette nappe et la tête du talus est appelée  $z$  et exprimée en mètres.

Le massif est formé d'un terrain mécaniquement homogène et isotrope dont les caractéristiques sont les suivantes :

- densité  $\gamma$  exprimée en tonnes par mètre cube ;
- frottement interne en termes de contraintes effectives :  $\text{tg } \phi'$  ;
- cohésion en termes de contraintes effectives :  $c'$ , exprimée en bars.

Nous utiliserons, sur les abaques, les quantités suivantes :

- $\beta$  : angle du talus en degrés,
- $Z$  : rapport  $z / H$ , sans dimension,
- $\text{tg } \phi'$  : frottement interne, sans dimension,
- $K'$  : rapport  $c' / \gamma.H$ , sans dimension,
- $F$  : coefficient de sécurité, sans dimension.

### 6,4,2. Présentation des abaques :

ABAQUES 1 à 40 : en coordonnées bilogarithmiques, ces abaques donnent la variation du coefficient de sécurité  $F$  (en ordonnées) en fonction du rapport  $Z$  donnant la position de la nappe.

Les valeurs numériques des paramètres sont :

- angle  $\beta$  : =  $30^\circ$  : abaques 1 à 10

- = 35° : abaques 11 à 20
- = 40° : abaques 21 à 30
- = 45° : abaques 31 à 40

-  $\text{tg } \emptyset'$  : 10 valeurs : 0,1 - 0,2 - 0,3 - 0,4 - 0,5 - 0,6 - 0,7 - 0,8 - 0,9 et 1,0.

une valeur de  $\text{tg } \emptyset'$  par abaque ;

-  $K'$  : 11 valeurs : 0,0000 - 0,0025 - 0,0050 - 0,0075 - 0,0100 - 0,0125 - 0,0150 - 0,0175 - 0,0200 - 0,0225 - 0,0250.

ces 11 valeurs sont toutes représentées sur chaque abaque chaque valeur correspondant à une droite.

ABAQUES 41 à 44 : en coordonnées cartésiennes, chaque abaque donne :

- en haut de la feuille, la variation de la cote critique  $Z_c$  ( $F = 1$ ) en ordonnée, en fonction de  $K'$ , avec comme paramètres :

$\beta$  : une feuille par valeur de  $\beta$  (30-35-40 et 45°)

$\text{tg } \emptyset'$  : une courbe pour chacune des 10 valeurs (de 0,1 à 1,0 par dixième).

- en bas de la feuille, les conditions de sécurité en  $K'$  et  $\text{tg } \emptyset'$  pour  $Z_c$  donné, c'est-à-dire la relation nécessaire entre  $\text{tg } \emptyset'$  (en ordonnées) et  $K'$  (en abscisse) pour que le coefficient de sécurité soit égal à 1,0,  $Z$  étant donné ;

les paramètres sont :

$\beta$  : une feuille par valeur de (30-35-40 et 45°)

$Z_c$  : une courbe pour chacune des 10 valeurs de 0,1 à 1,0 par dixième).

ABAQUES 45 à 54 : chaque abaque donne la variation de la cote critique ( $F = 1,0$ ) de la nappe  $Z_c$  (ordonnées graduées en  $\ln Z_c$ ) en fonction de l'angle  $\beta$  du talus (abscisses gradués en  $\text{tg } \beta$ ), pour différentes valeurs de  $\text{tg } \emptyset'$  et  $K'$  :

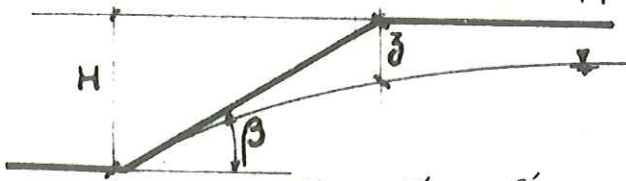
- un abaque pour chacune des dix valeurs de  $\text{tg } \emptyset'$  (de 0,1 à 1,0 par dixième) ;

-  $K'$  varie par 0,0025 à partir de 0 ; une valeur de  $K'$  par droite inscrite le long de cette droite.



# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe



Paramètres

Abeques n°

$$\beta = 30^\circ$$

1

$$\text{tg } \phi' = 0,1 \quad (\phi' = 5^\circ 71')$$

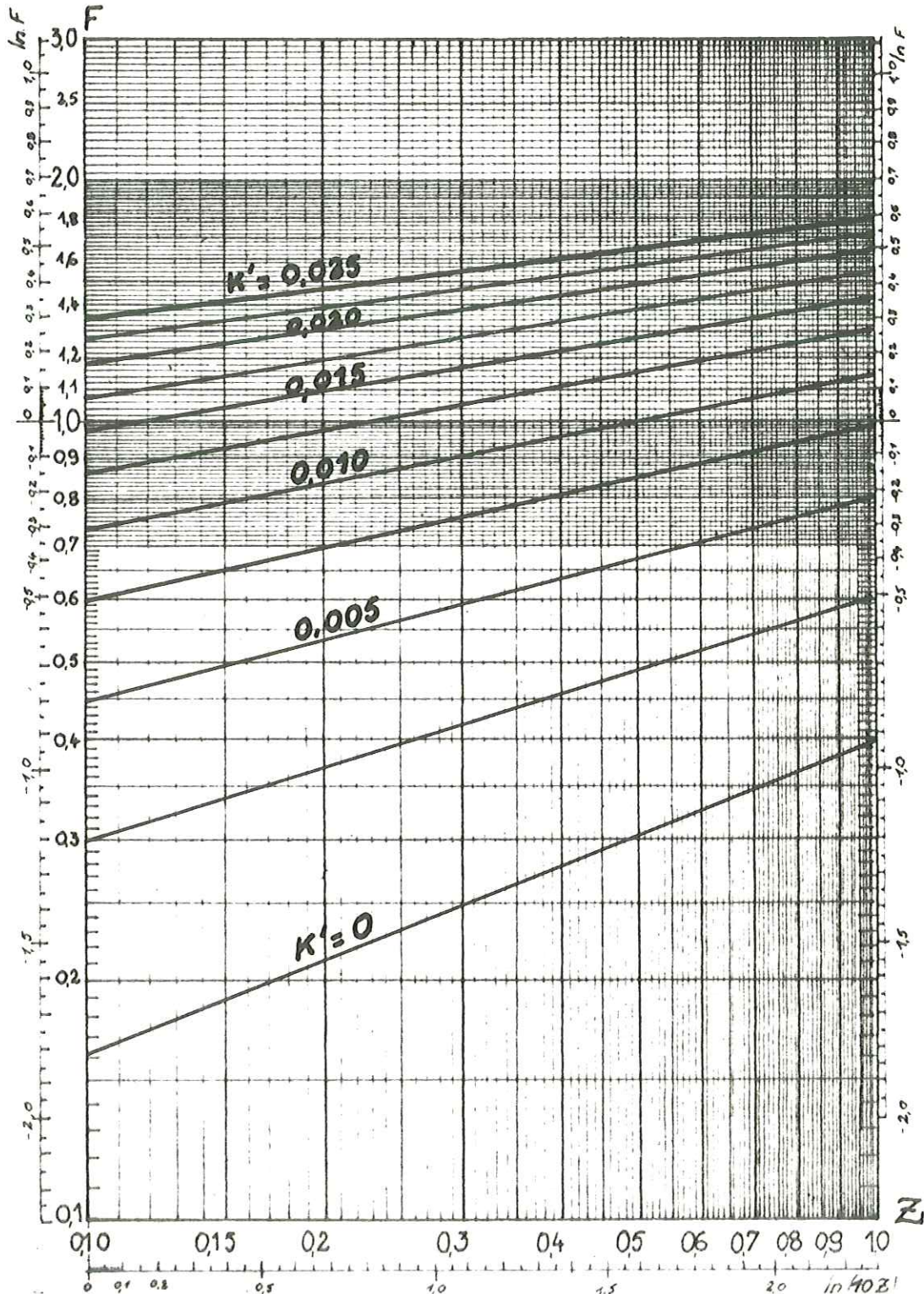
$K' = \text{de } 0 \text{ à } 0,025$

paramètres :  $\text{tg } \phi'$  ;  $K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives.

unités : H et z en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$

sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $\text{t/m}^3$  ;  $c'$  en bar





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe



paramètres  $\text{tg } \phi'$  ;  $K' = \frac{c'}{\gamma H}$

unités H et z en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$

Paramètres

Abaque n°

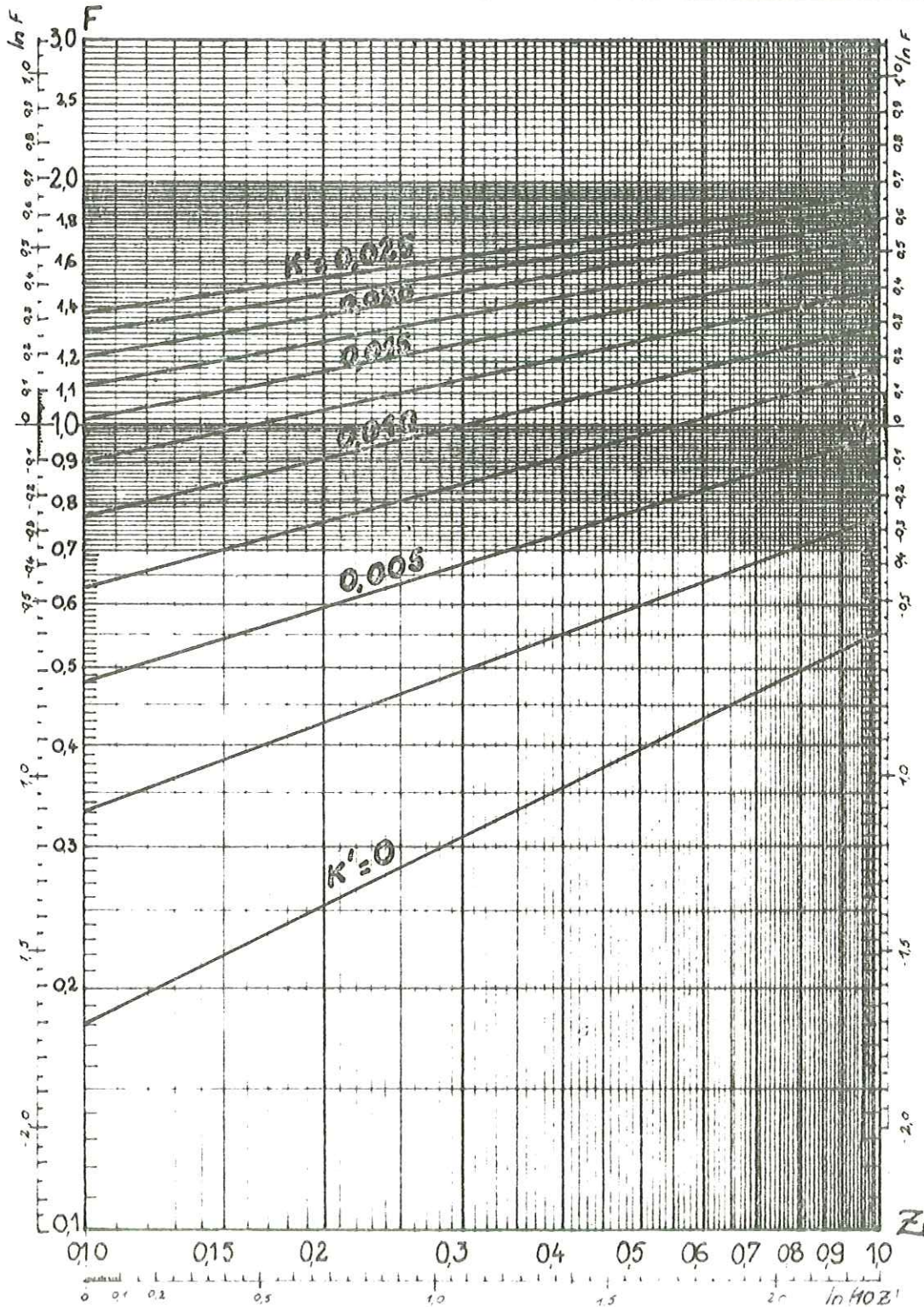
$\beta = 30^\circ$

2

$\text{tg } \phi' = 0,2$  ( $\phi' = 11^\circ 31'$ )

$K'$  = de 0 à 0,085

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $t/m^3$  ;  $c'$  en bar





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe

Paramètres

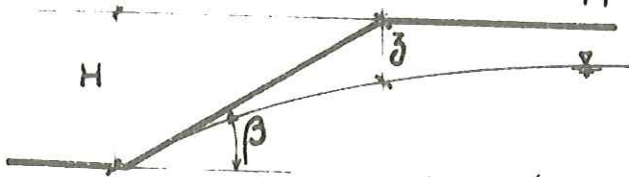
Abaque n°

$$\beta = 30^\circ$$

3

$$\text{tg } \phi' = 0,3 \quad (\phi' = 16^\circ 70')$$

$$K' = \text{de } 0 \text{ à } 0,085$$

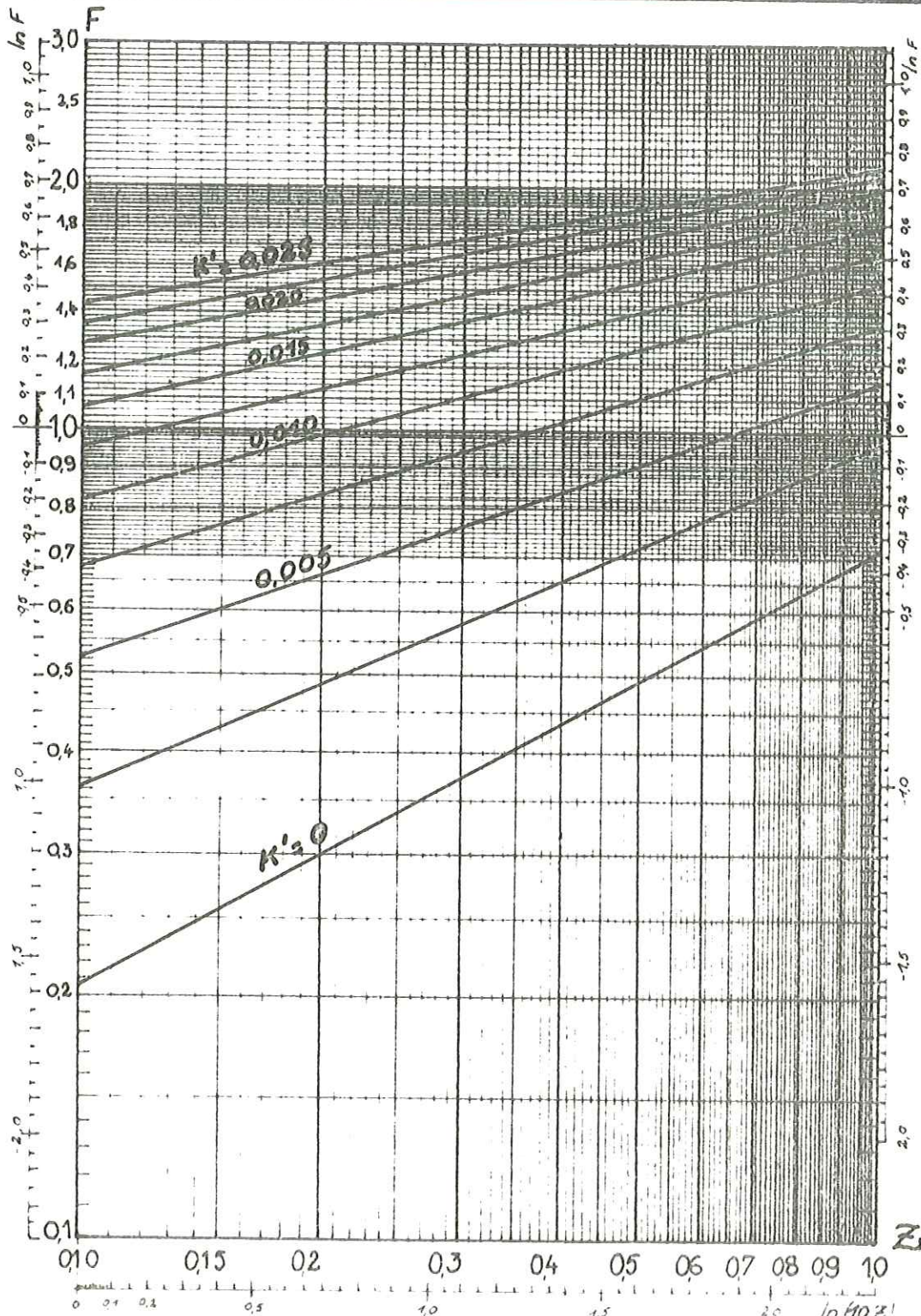


paramètres :  $\text{tg } \phi'$  ;  $K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives.

unités H et z en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$

sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $\text{t/m}^3$  ;  $c'$  en bar





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe

Paramètres

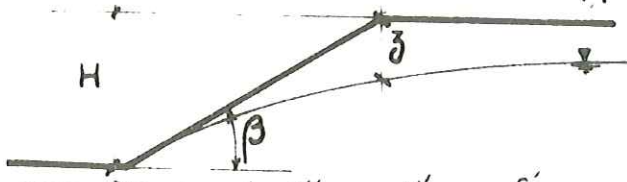
Abaque n°

$$\beta = 30^\circ$$

4

$$\text{tg } \phi' = 0,4 \quad (\phi' = 21^\circ 80')$$

$K' = \text{de } 0 \text{ à } 0,025$

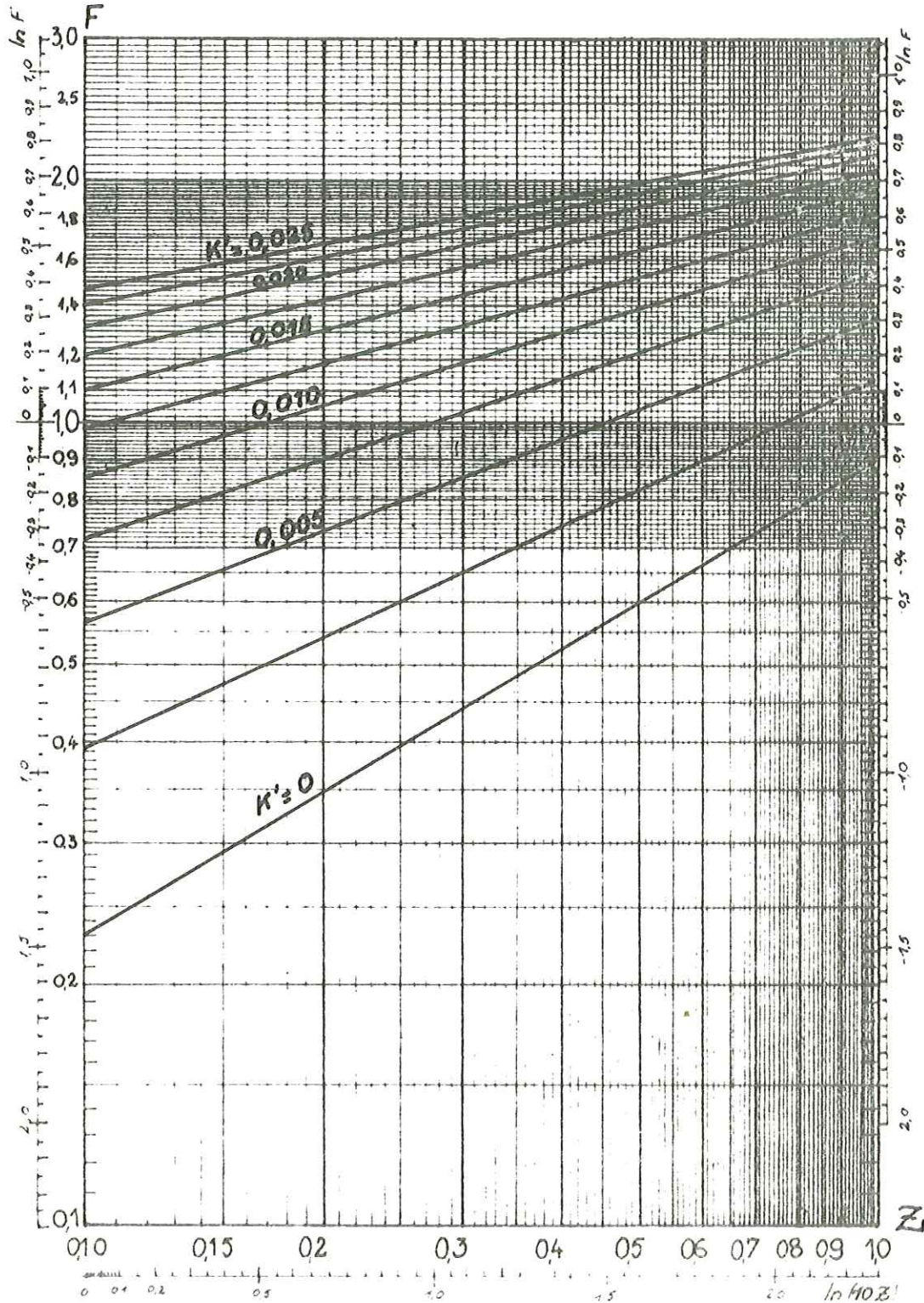


paramètres :  $\text{tg } \phi'$  ;  $K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives.

unités H et z en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$

sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $t/m^3$  ;  $c'$  en bar





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe

Paramètres

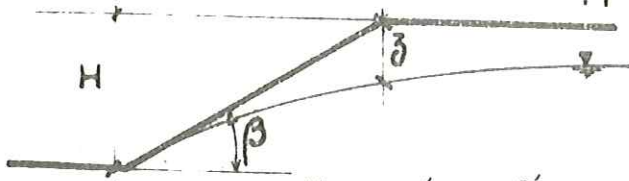
Abaque n°

$\beta = 30^\circ$

5

$\text{tg } \phi' = 0,5 \quad (\phi' = 26^\circ 57')$

$K' = \text{de } 0 \text{ à } 0,035$

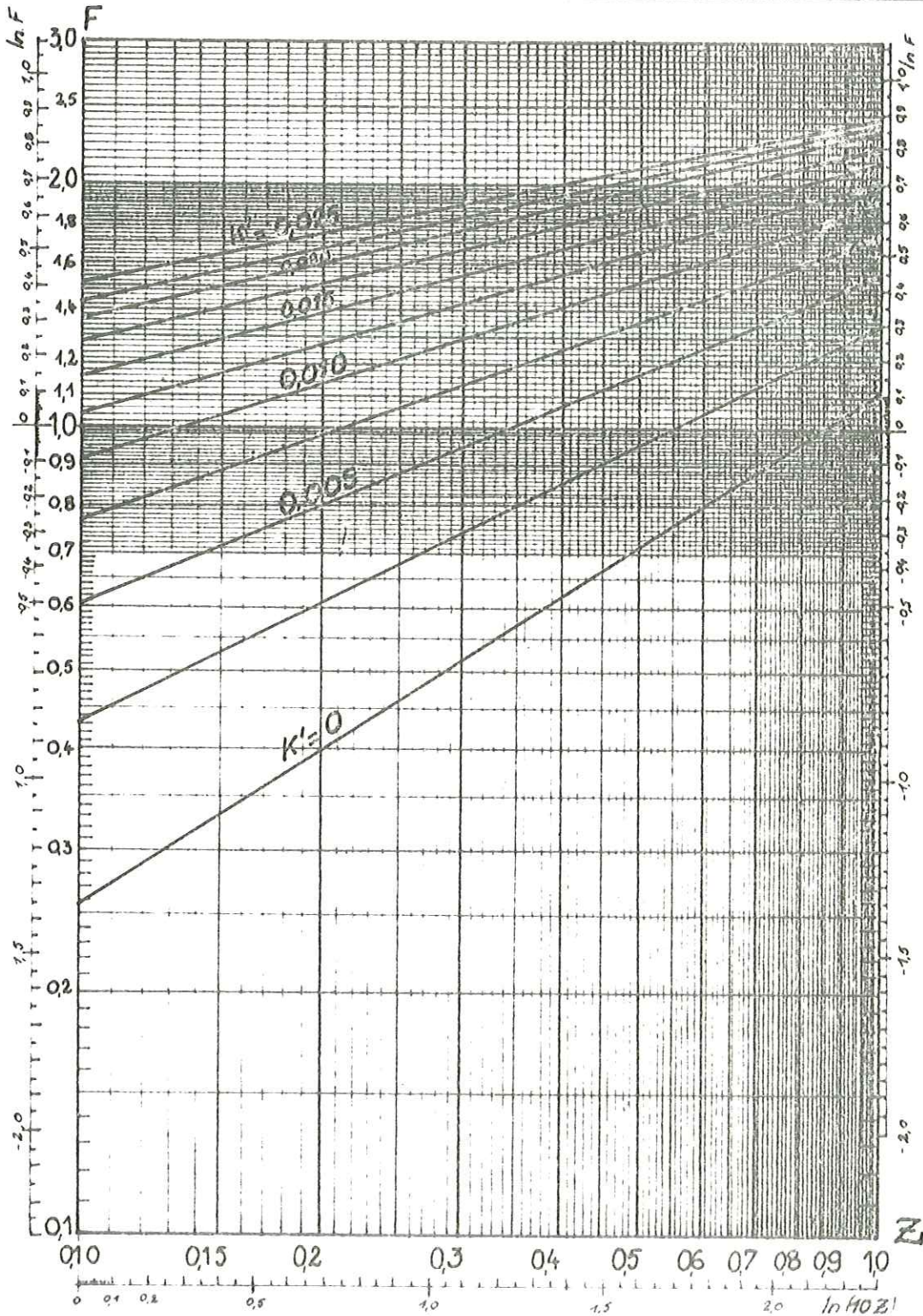


paramètres :  $\text{tg } \phi'$  ;  $K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives.

unités H et z en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$

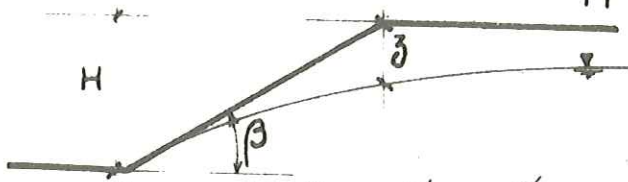
sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $t/m^3$  ;  $c'$  en bar





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe



Paramètres

Abaque n°

$$\beta = 30^\circ$$

6

$$\text{tg } \phi' = 0,6 \quad (\phi' = 30^\circ 96')$$

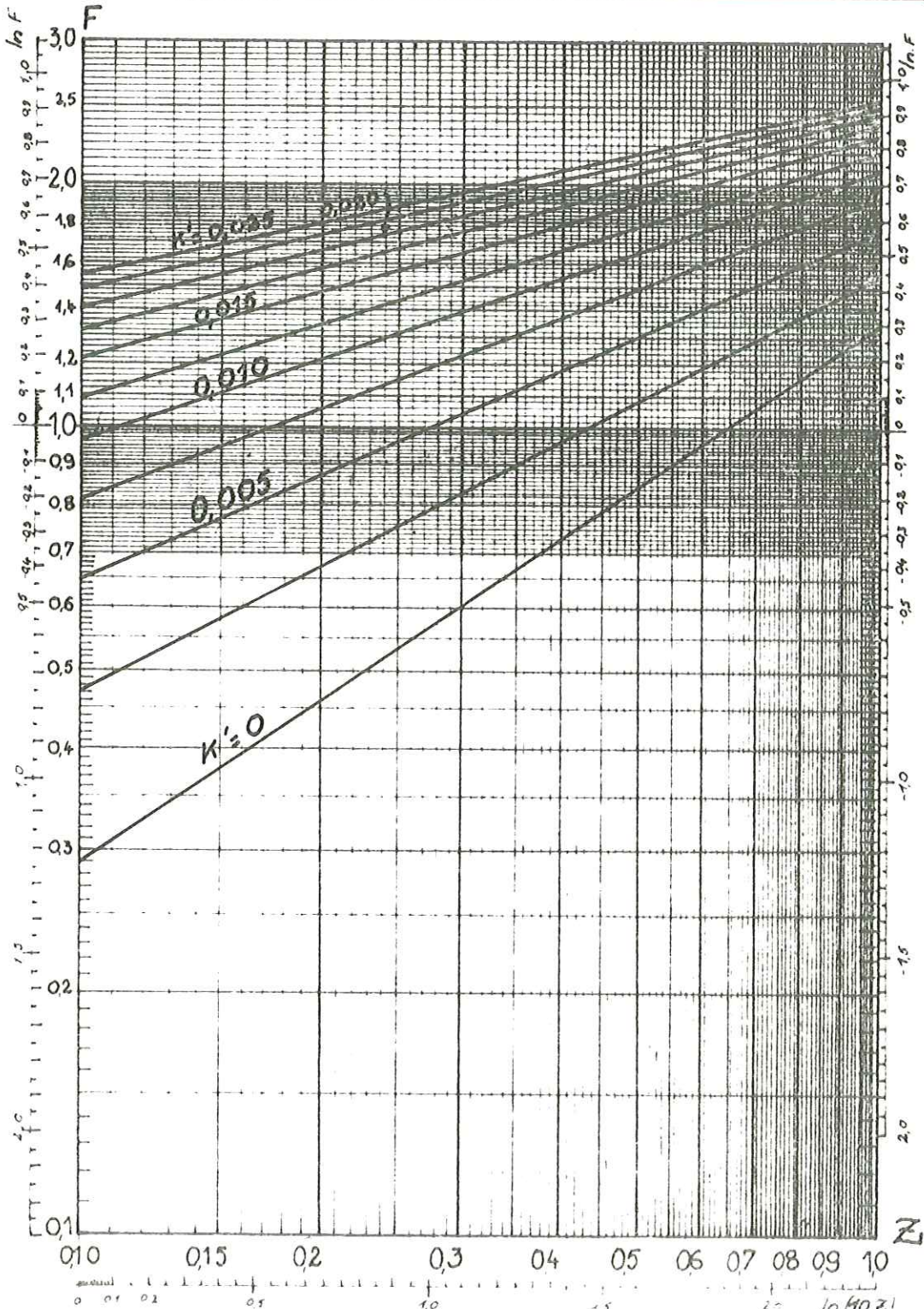
$$K' = \text{de } 0 \text{ à } 0,005$$

paramètres :  $\text{tg } \phi'$  ;  $K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives.

unités H et z en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$

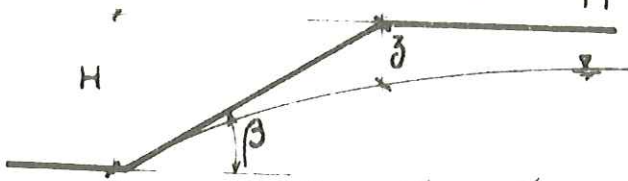
sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $t/m^3$  ;  $c'$  en bar





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe



Paramètres

Abaque n°

$\beta = 30^\circ$

7

$\text{tg } \phi' = 0,7 \quad (\phi' = 34^\circ 99')$

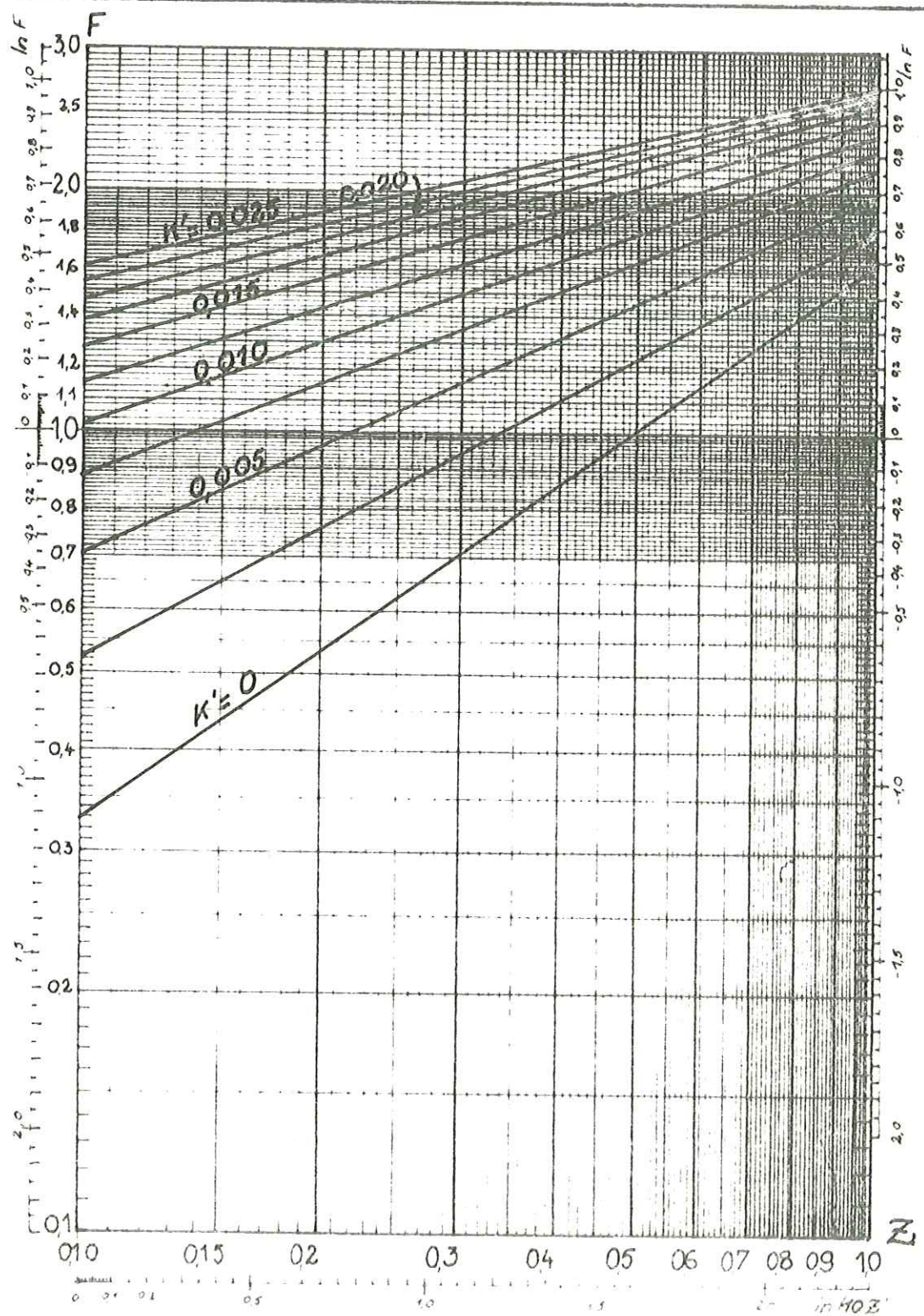
$K' = \text{de } 0 \text{ à } 0,025$

paramètres :  $\text{tg } \phi'$  ;  $K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives.

unités H et z en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$

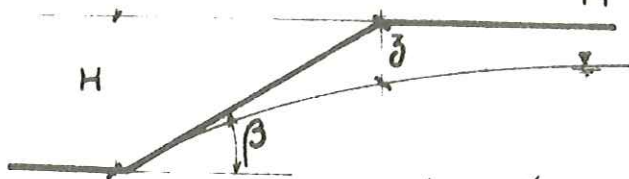
sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $\text{t/m}^3$  ;  $c'$  en bar





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient  $F$  de sécurité avec la cote de la nappe



Paramètres

Abaque n°

$\beta = 30^\circ$

8

$\text{tg } \phi' = 0,8$  ( $\phi' = 38^\circ 66'$ )

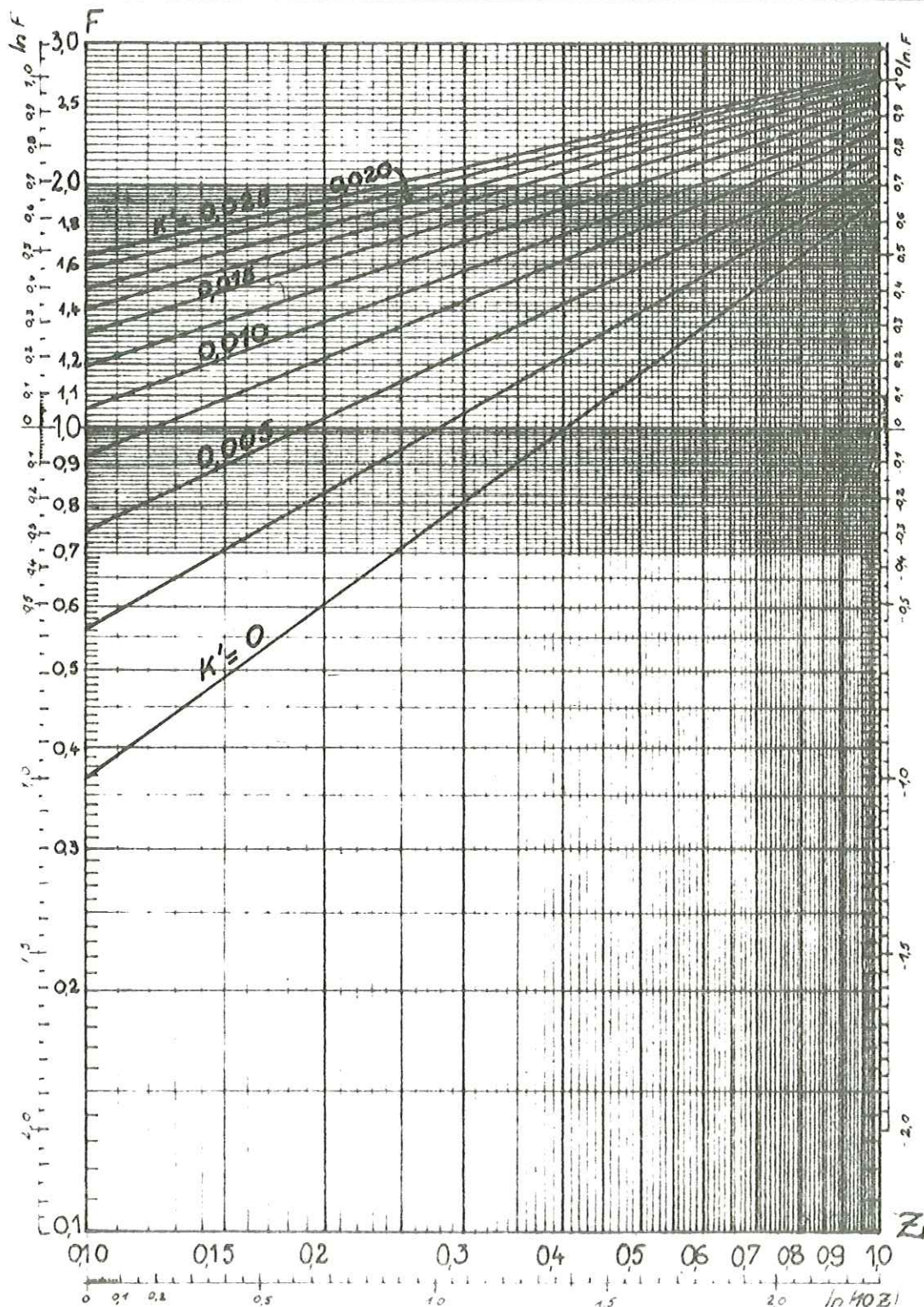
$K'$  = de 0 à 0,025

paramètres :  $\text{tg } \phi'$  ;  $K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives.

unités  $H$  et  $z$  en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$

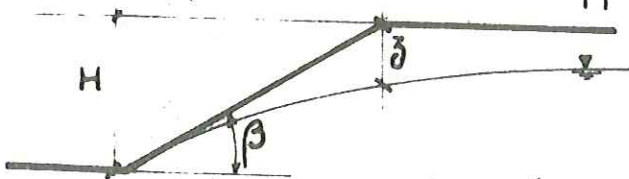
sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $t/m^3$  ;  $c'$  en bar





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe



Paramètres

$\beta = 30^\circ$

Abaque n°

9

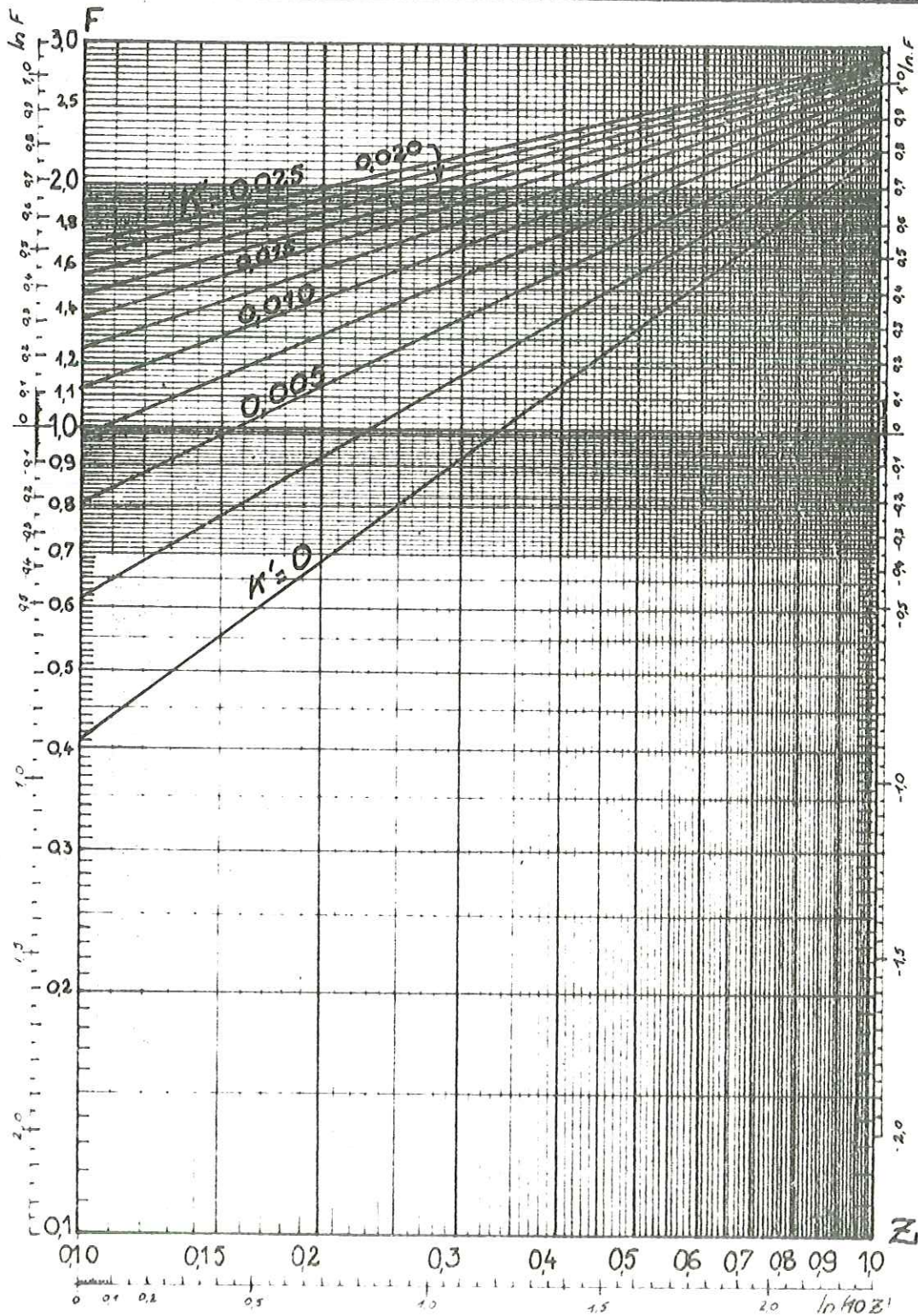
$\text{tg } \phi' = 0,9$  ( $\phi' = 41^\circ 99'$ )

$K'$  = de 0 à 0,025

paramètres :  $\text{tg } \phi'$  ;  $K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives, sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $t/m^3$  ;  $c'$  en bar

unités H et z en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe

Paramètres

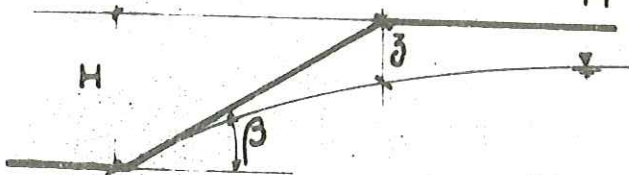
$\beta = 30^\circ$

Abaque n°

10

$\text{tg } \phi' = 1,0 \quad (\phi' = 45^\circ 00')$

$K' = \text{de } 0 \text{ à } 0,025$

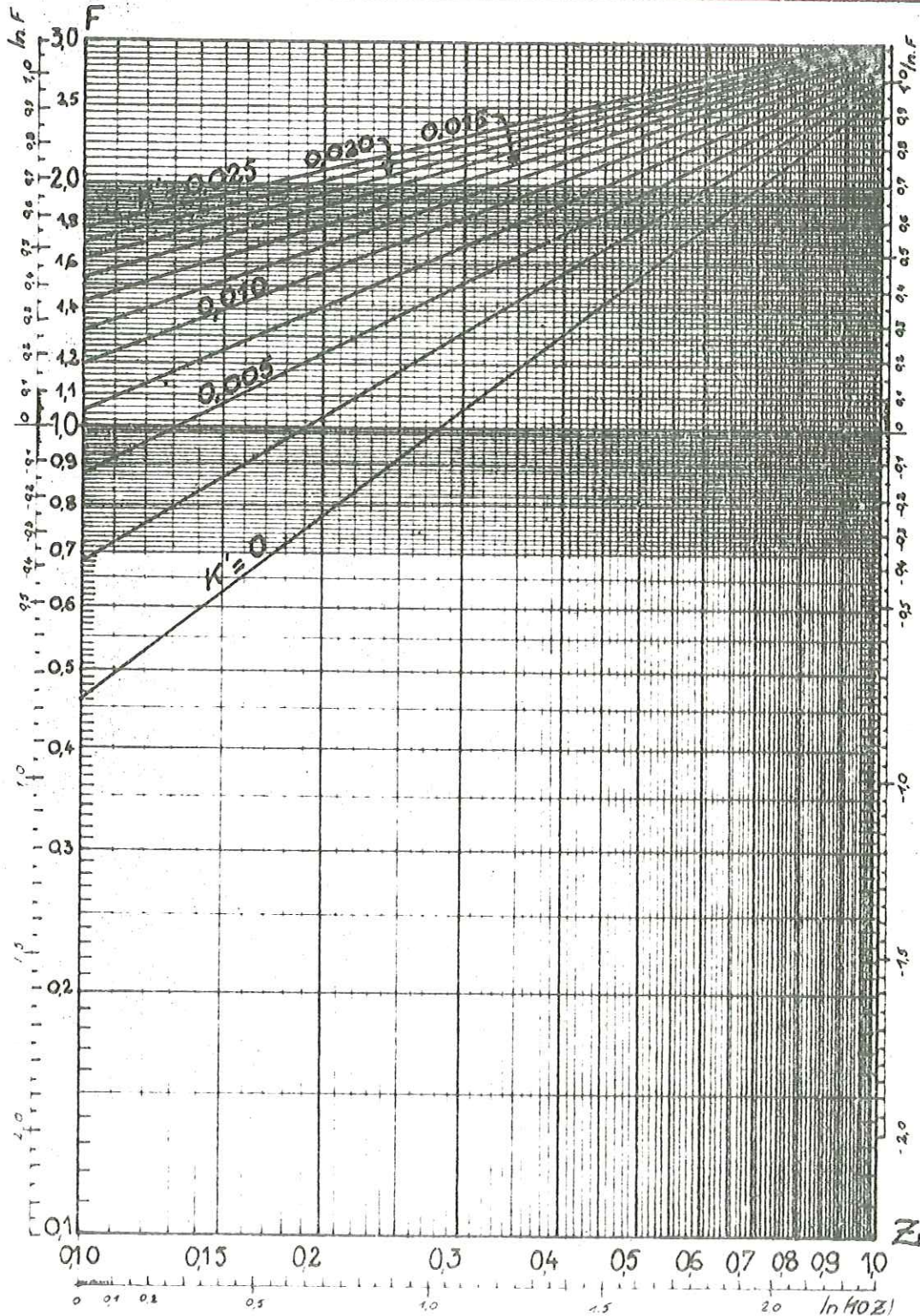


paramètres :  $\text{tg } \phi'$  ;  $K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives.

unités H et z en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$

sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $\text{t/m}^3$  ;  $c'$  en bar





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe

Paramètres

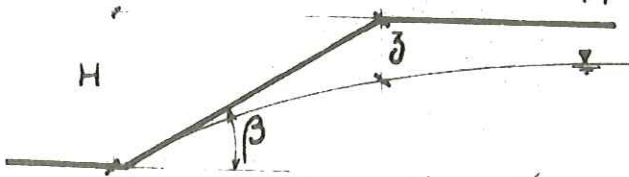
Abaque n°

$\beta = 35^\circ$

11

$\text{tg } \phi' = 0,1$  ( $\phi' = 5^\circ 71'$ )

$K'$  de 0 à 0,025

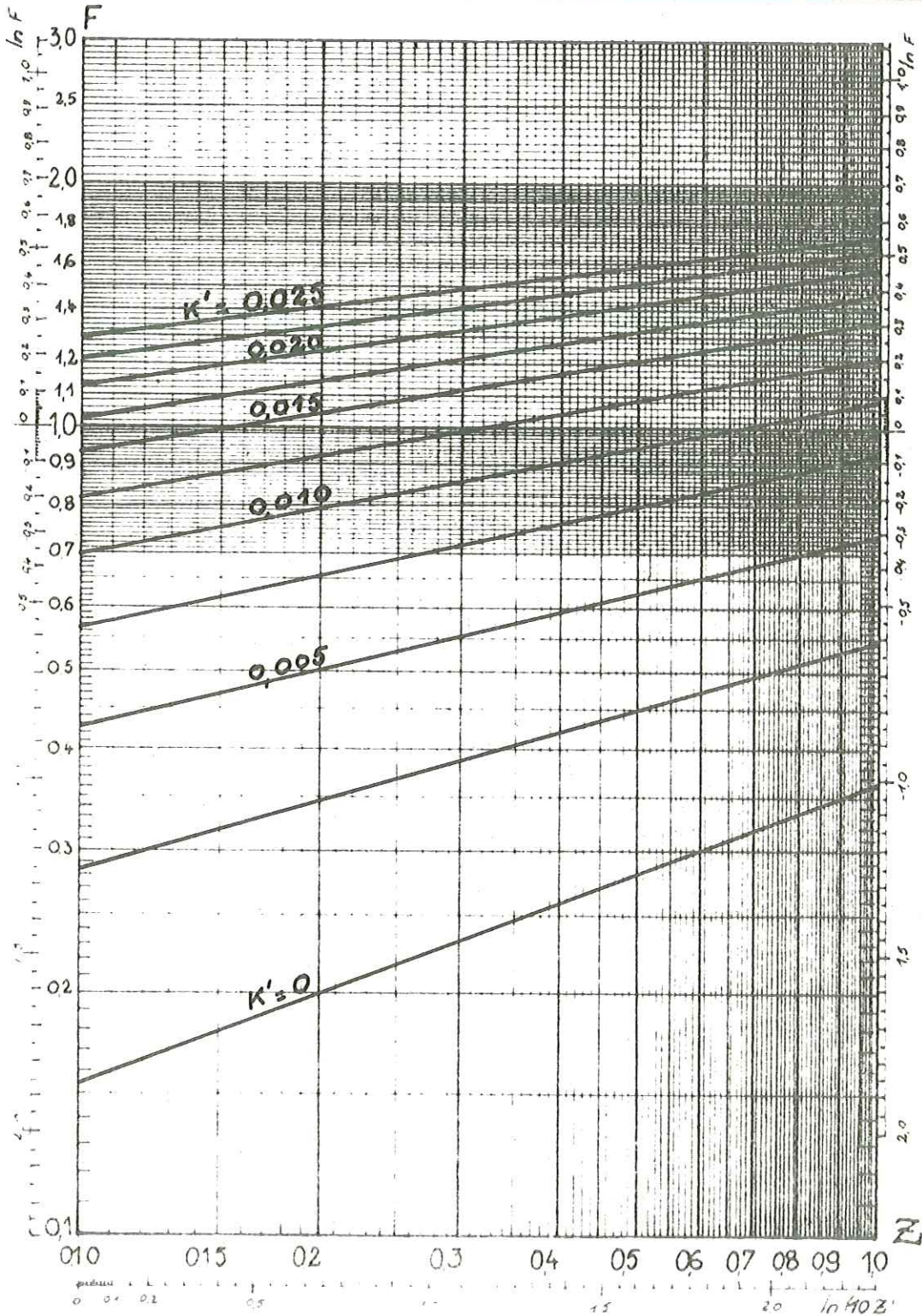


paramètres :  $\text{tg } \phi'$  ;  $K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives.

unités : H et z en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$

sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $t/m^3$  ;  $c'$  en bar





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe

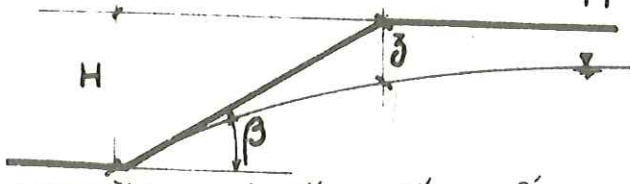
Paramètres

Abcès: 12

$\beta = 35^\circ$

$\text{tg } \phi' = 0,2 \ (\phi' = 11^\circ 31')$

$K' = \text{de } 0 \text{ à } 0,055$

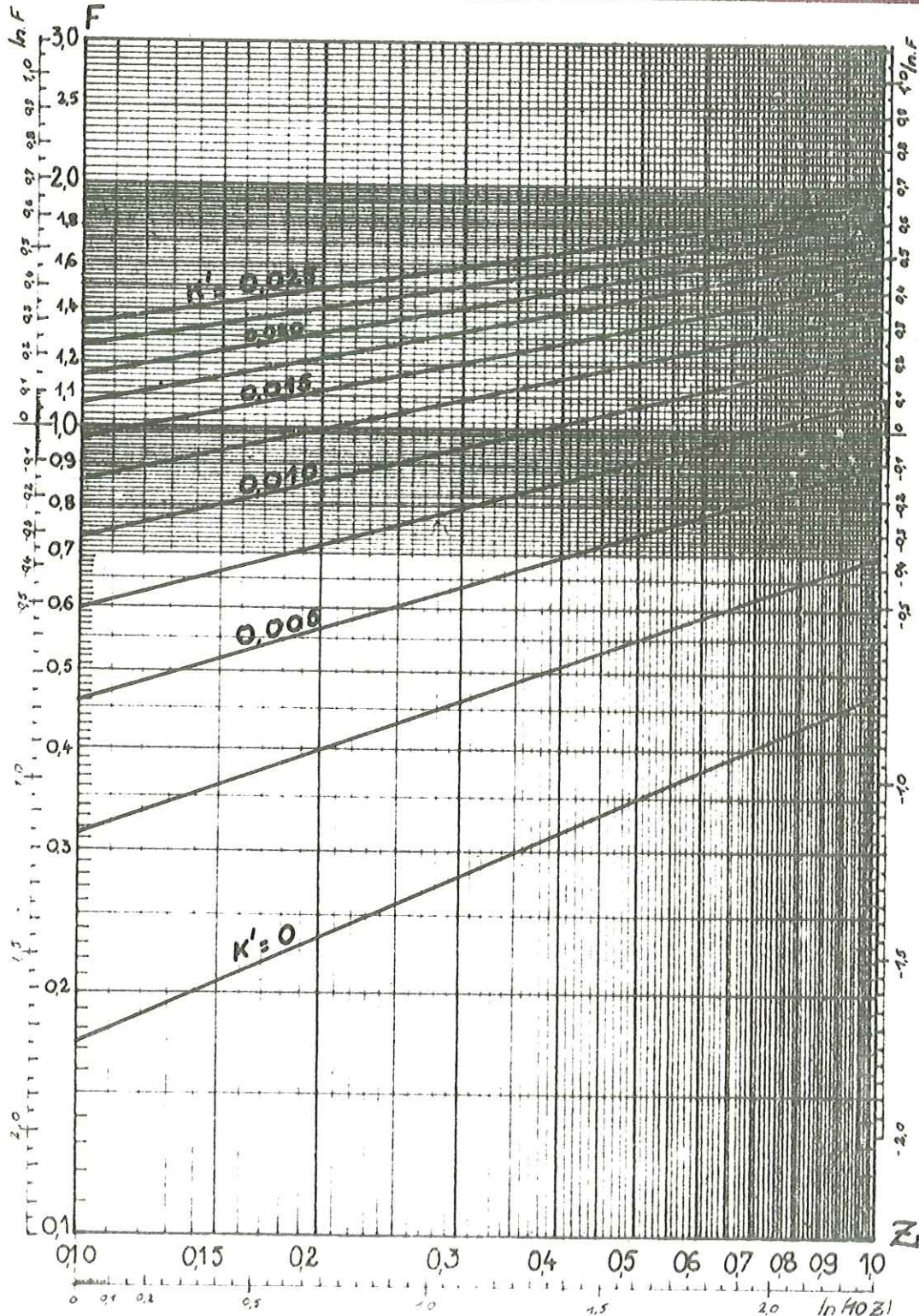


paramètres :  $\text{tg } \phi'$  ;  $K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives.

unités : H et z en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$

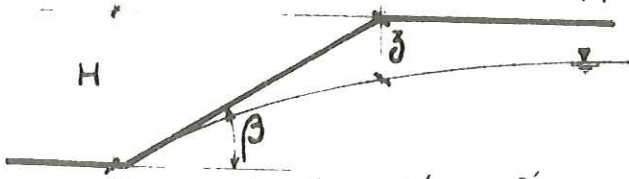
sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $t/m^3$  ;  $c'$  en bar





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe



Paramètres

Abeque n°

$$\beta = 35^\circ$$

13

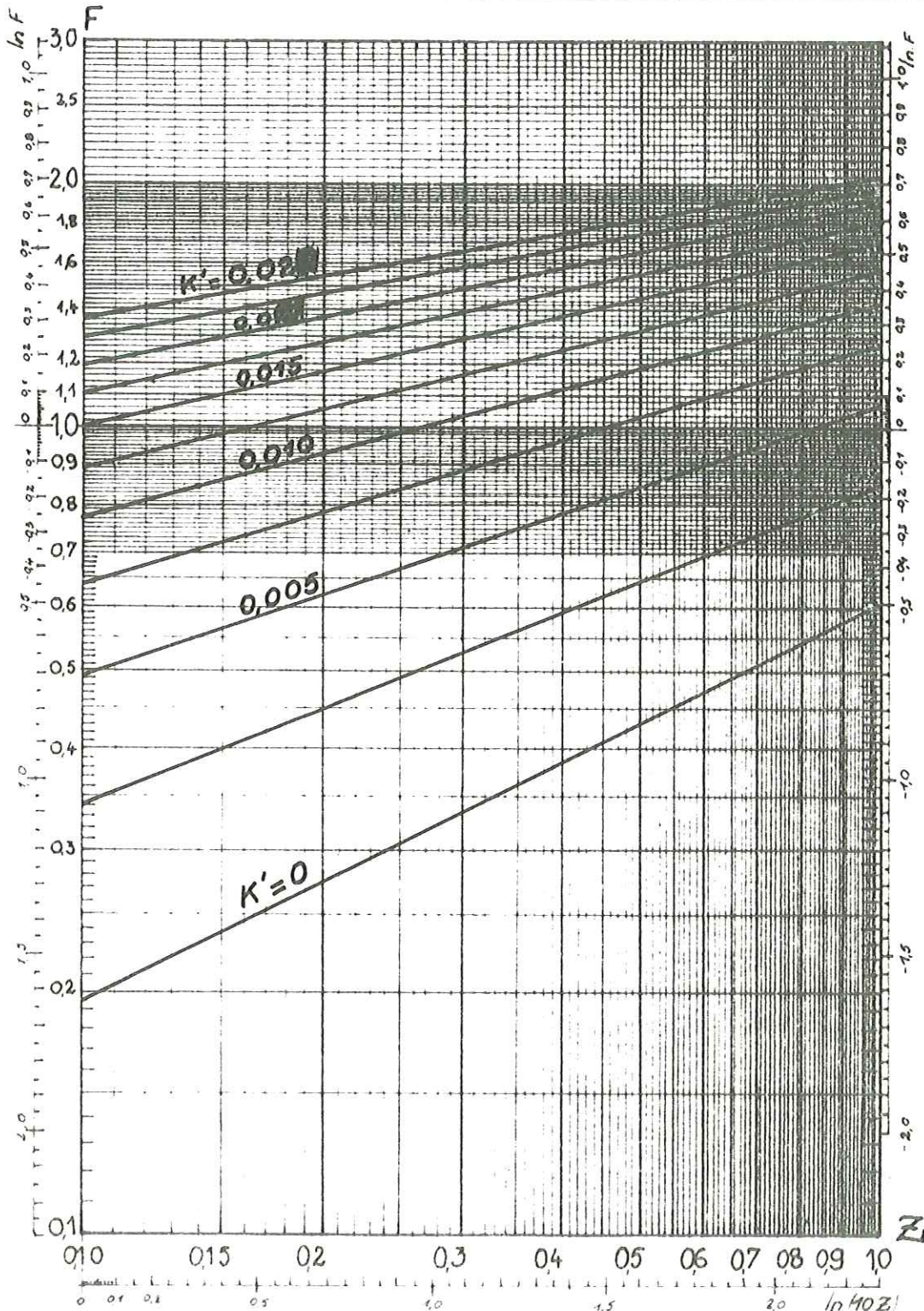
$$\text{tg } \phi' = 0,3 \quad (\phi' = 16^\circ 70')$$

$$K' = \text{de } 0 \text{ à } 0,055$$

paramètres :  $\text{tg } \phi'$  ;  $K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $\text{t/m}^3$  ;  $c'$  en bar

unités H et z en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe

Paramètres

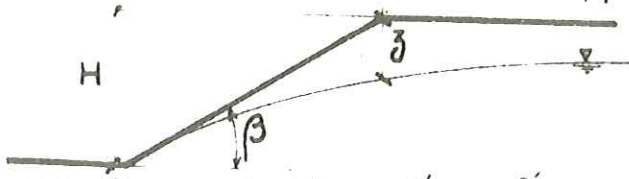
Abaque n°

$$\beta = 35^\circ$$

14

$$\text{tg } \phi' = 0,4 \quad (\phi' = 21^\circ 80')$$

$K'$  de 0 à 0,025

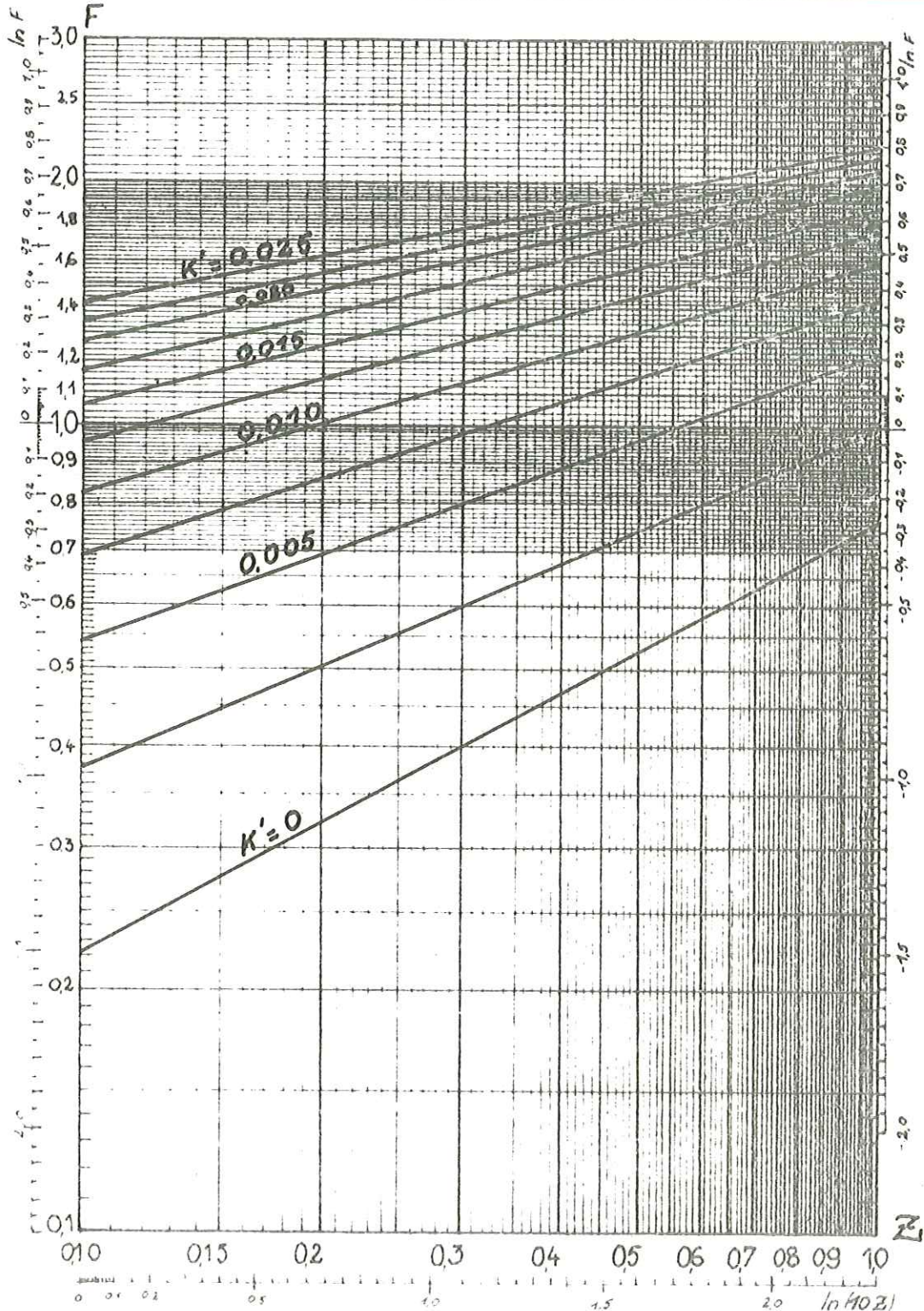


paramètres  $\text{tg } \phi' : K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives.

unités H et Z en mètres ;  $Z = \frac{\delta}{H}$

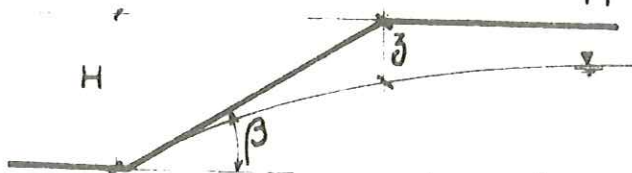
sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $\text{t/m}^3$  ;  $c'$  en bar





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe



Paramètres

Abaque n°

$\beta = 35^\circ$

15

$\text{tg } \phi' = 0,5$  ( $\phi' = 26^\circ 57'$ )

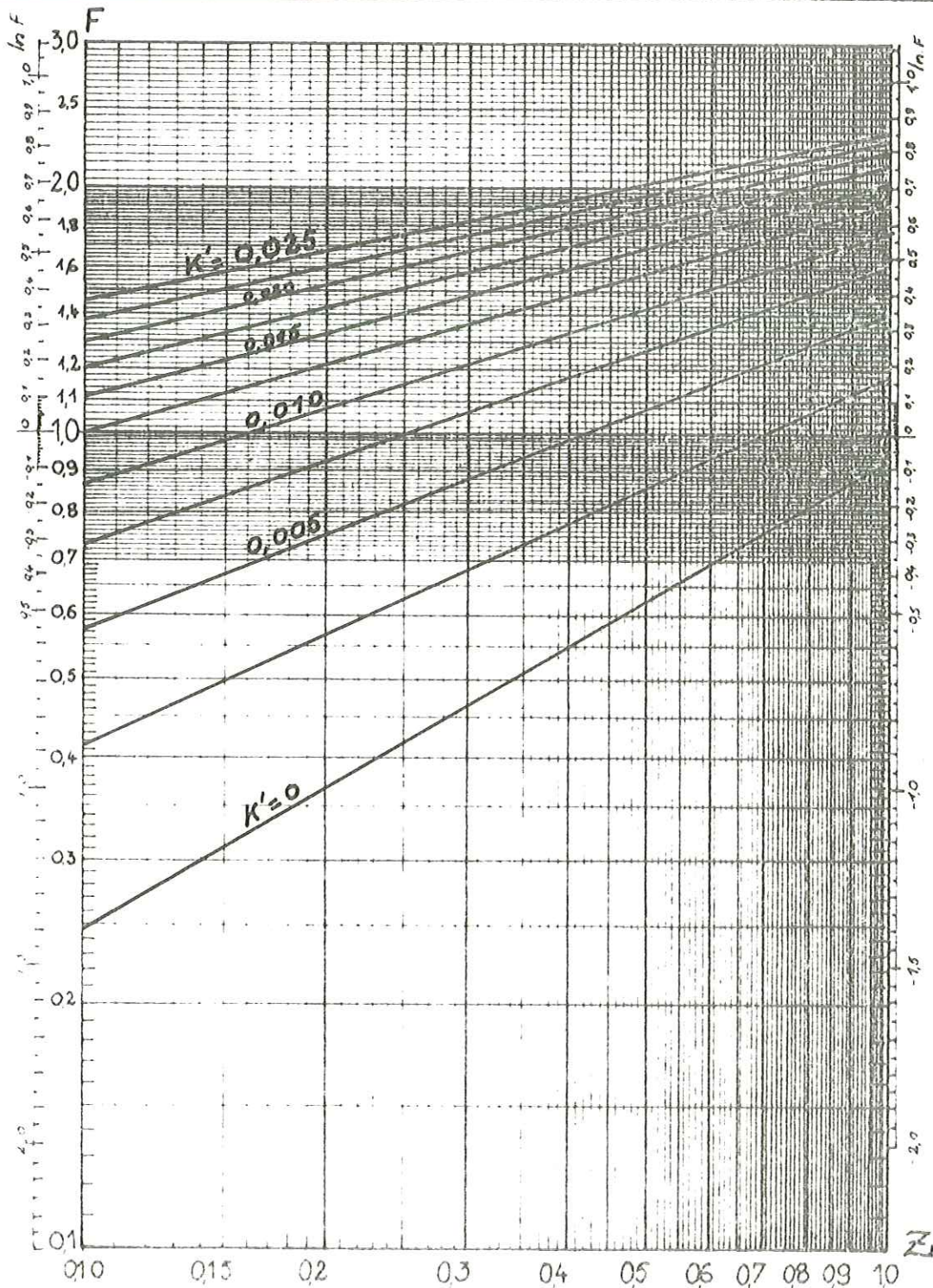
$K'$  de 0 à 0,025

paramètres :  $\text{tg } \phi'$  ;  $K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives.

unités H et z en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$

sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $t/m^3$  ;  $c'$  en bar





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe



Paramètres

Abaque n°

$\beta = 35^\circ$

16

$\text{tg } \phi' = 0,6 \quad (\phi' = 30^\circ 96')$

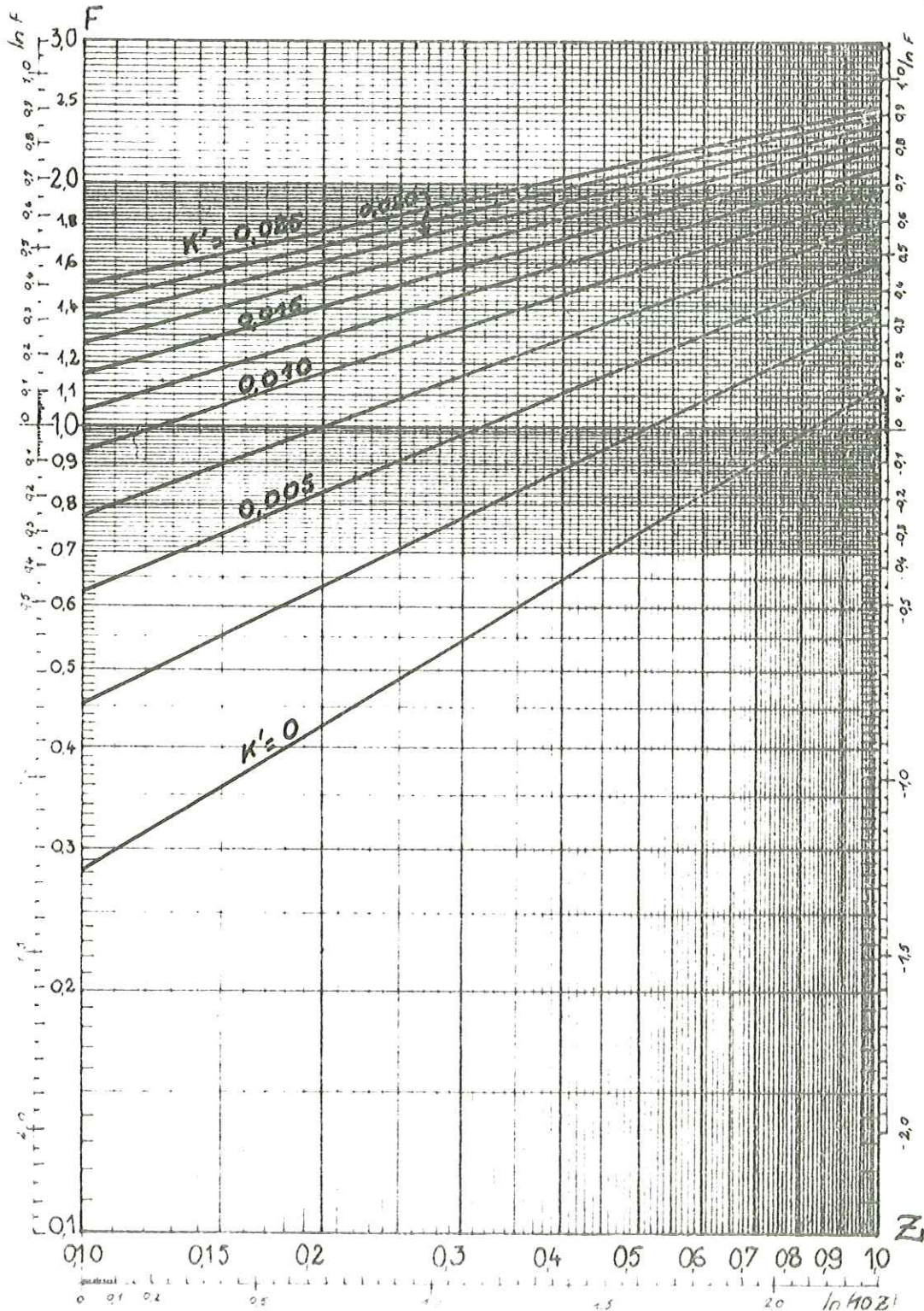
$K'$  - de 0 à 0,025

paramètres  $\text{tg } \phi' ; K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives.

unités H et z en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$

sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $t/m^3$  ;  $c'$  en bar





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe

Paramètres

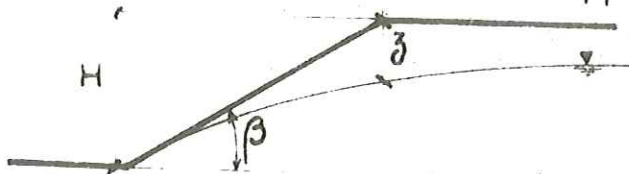
Abaque n°

$$\beta = 35^\circ$$

17

$$\text{tg } \phi' = 0,7 \quad (\phi' = 34,99^\circ)$$

$K'$  de 0 à 0,025

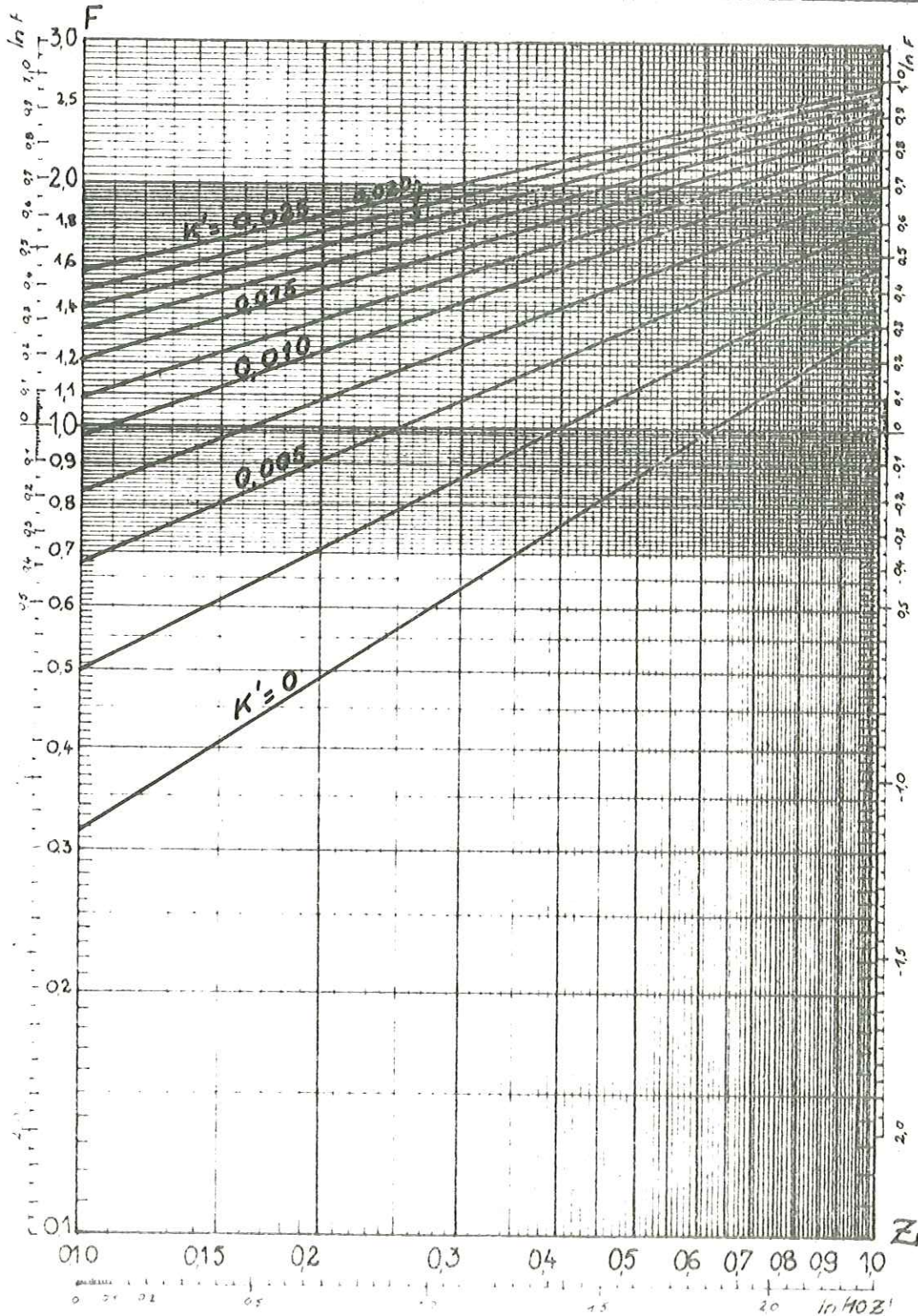


paramètres  $\text{tg } \phi'$  ;  $K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives.

unités H et z en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$

sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $t/m^3$  ;  $c'$  en bar





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe

Paramètres

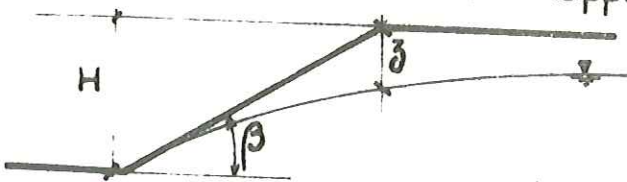
Abaque n°

$\beta = 35^\circ$

18

$\text{tg } \phi' = 0,8 \ (\phi' = 38^\circ 66')$

$K' = \text{de } 0 \text{ à } 0,025$

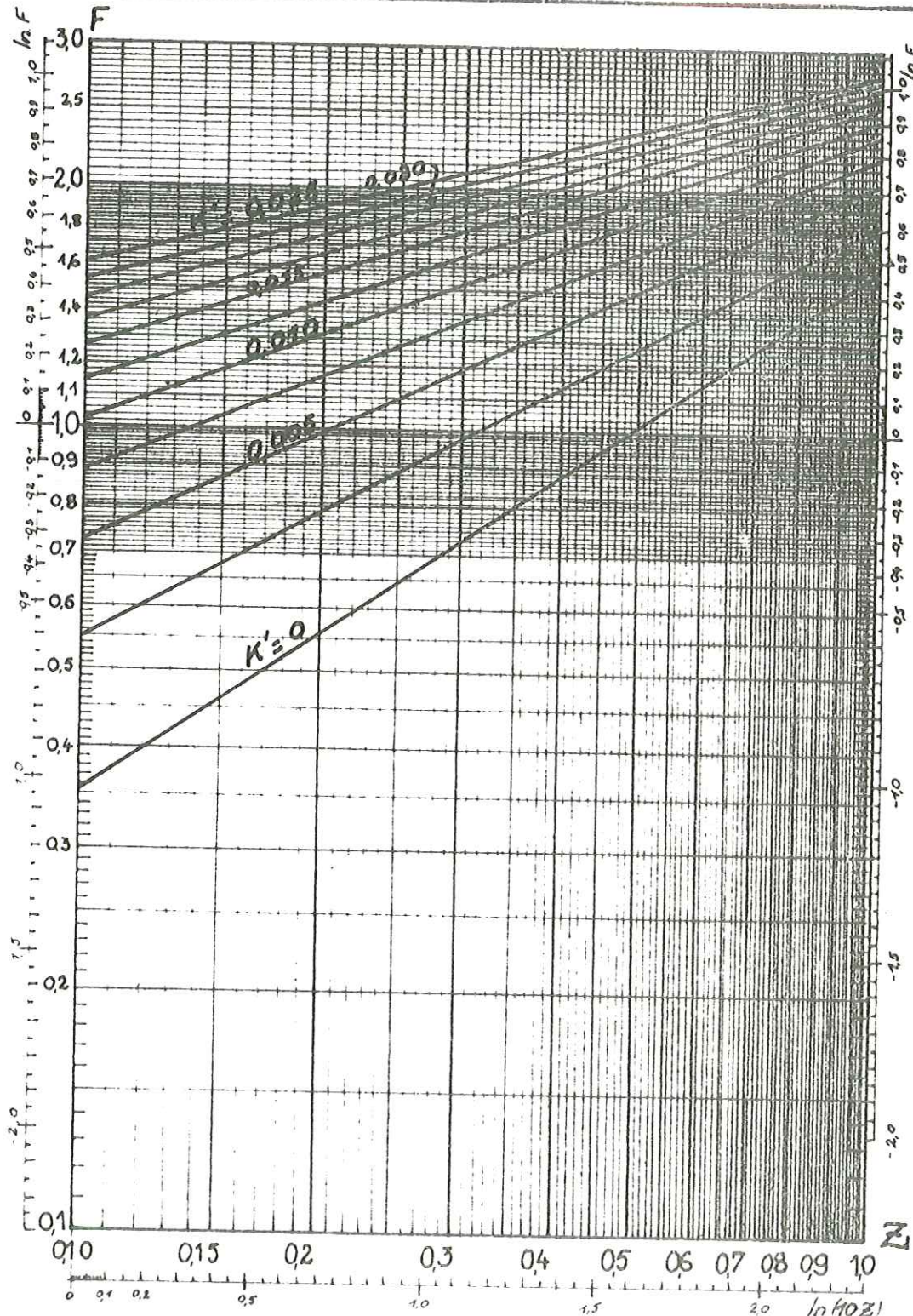


paramètres :  $\text{tg } \phi'$  ;  $K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives.

unités : H et z en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$

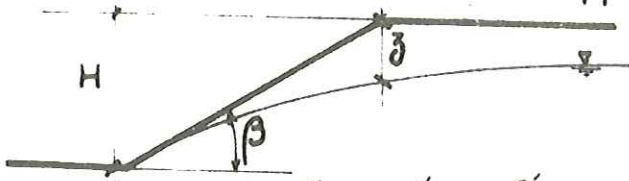
sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $t/m^3$  ;  $c'$  en bar





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe



Paramètres

Abeque n°

$\beta = 35^\circ$

19

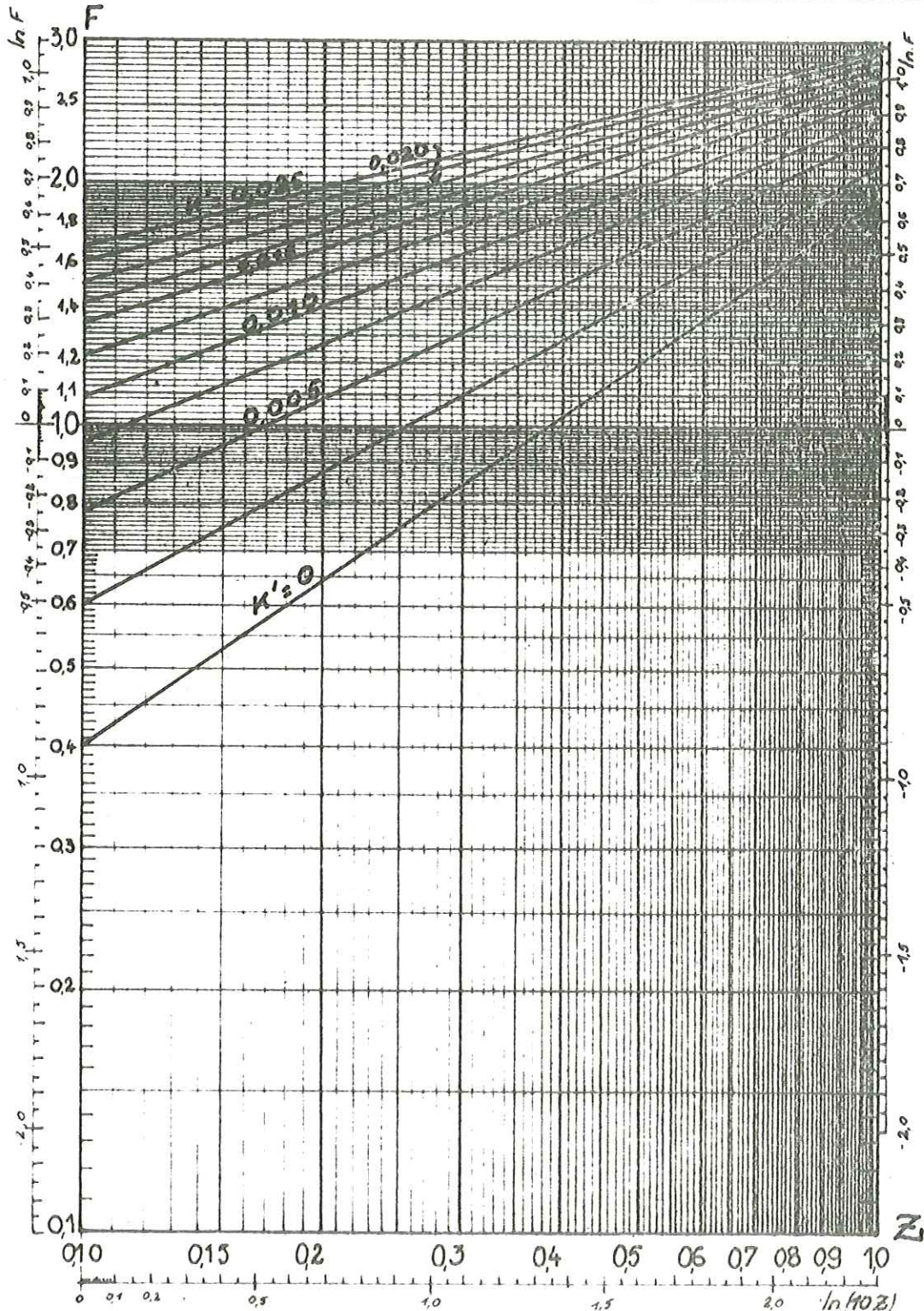
$\text{tg } \phi' = 0,9 \quad (\phi' = 41,99)$

$K' = \text{de } 0 \text{ à } 0,025$

paramètres :  $\text{tg } \phi'$  ;  $K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives, sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $t/m^3$  ;  $c'$  en bar

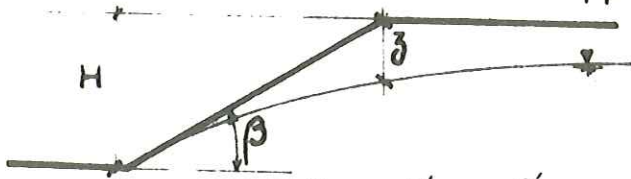
unités H et z en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe



Paramètres

$$\beta = 35^\circ$$

Abaque n°

20

$$\text{tg } \phi' = 1,0 \quad (\phi' = 45^\circ)$$

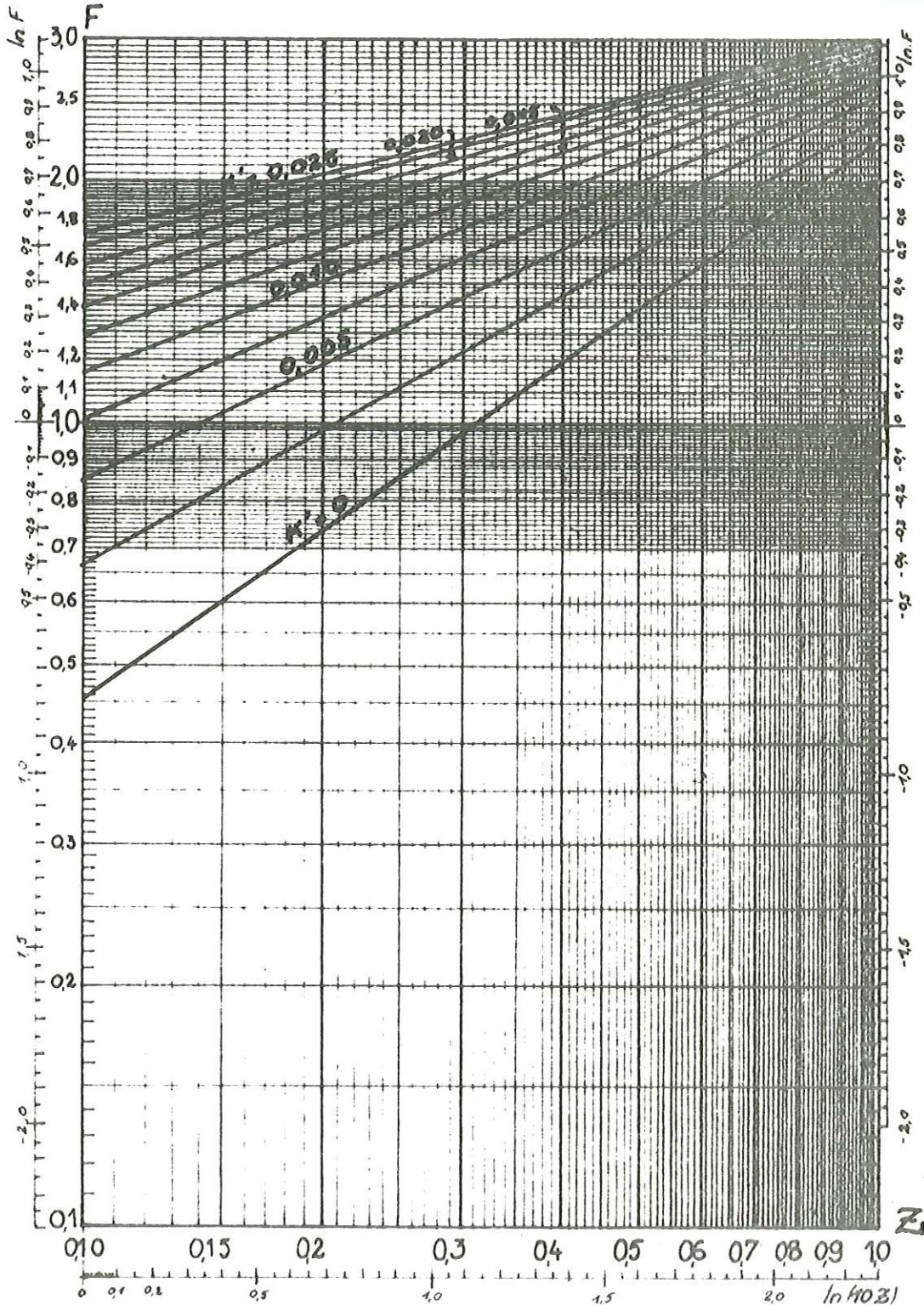
$K'$  = de 0 à 0,025

paramètres :  $\text{tg } \phi'$  ;  $K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives.

unités : H et z en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$

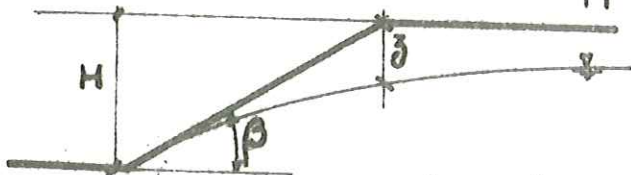
sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $t/m^3$  ;  $c'$  en bar





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe



Paramètres

$$\beta = 40^\circ$$

Abaque n°

21

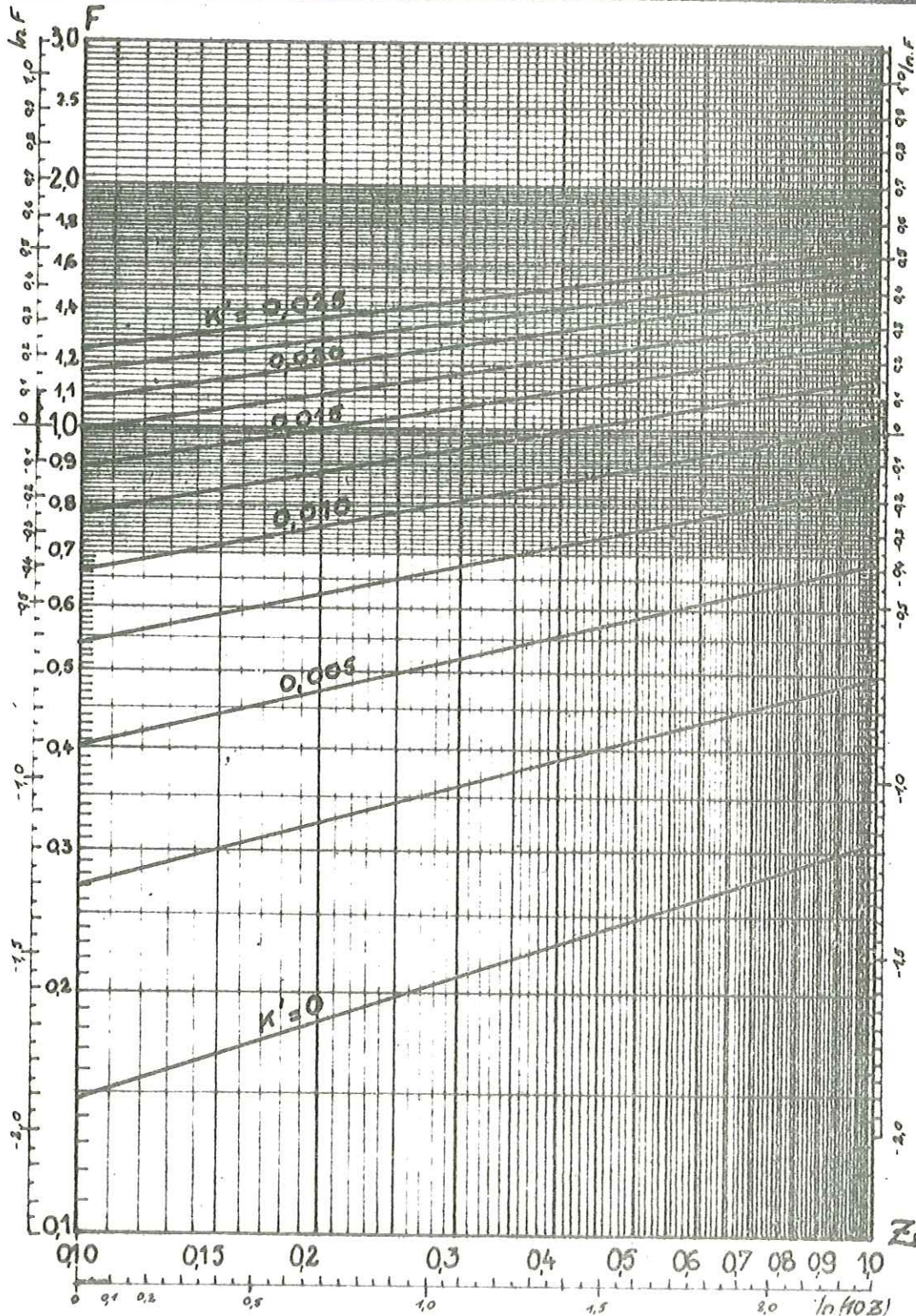
$$\text{tg } \phi' = 0,1 \quad (\phi' = 5,71^\circ)$$

$$K' = \text{de } 0 \text{ à } 0,025$$

paramètres :  $\text{tg } \phi'$  ;  $K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives, sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $t/m^3$  ;  $c'$  en bar

unités : H et z en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient  $F$  de sécurité avec la cote de la nappe

Paramètres

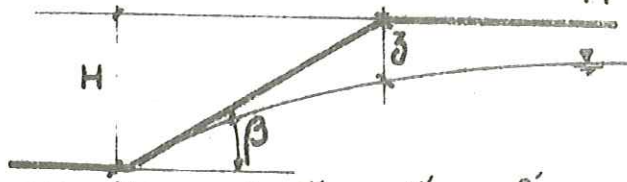
$$\beta = 40^\circ$$

Abaque N°

22

$$\text{tg } \phi' = 0,2 \quad (\phi' = 11^\circ 31')$$

$$K' = \text{de } 0 \text{ à } 0,025$$

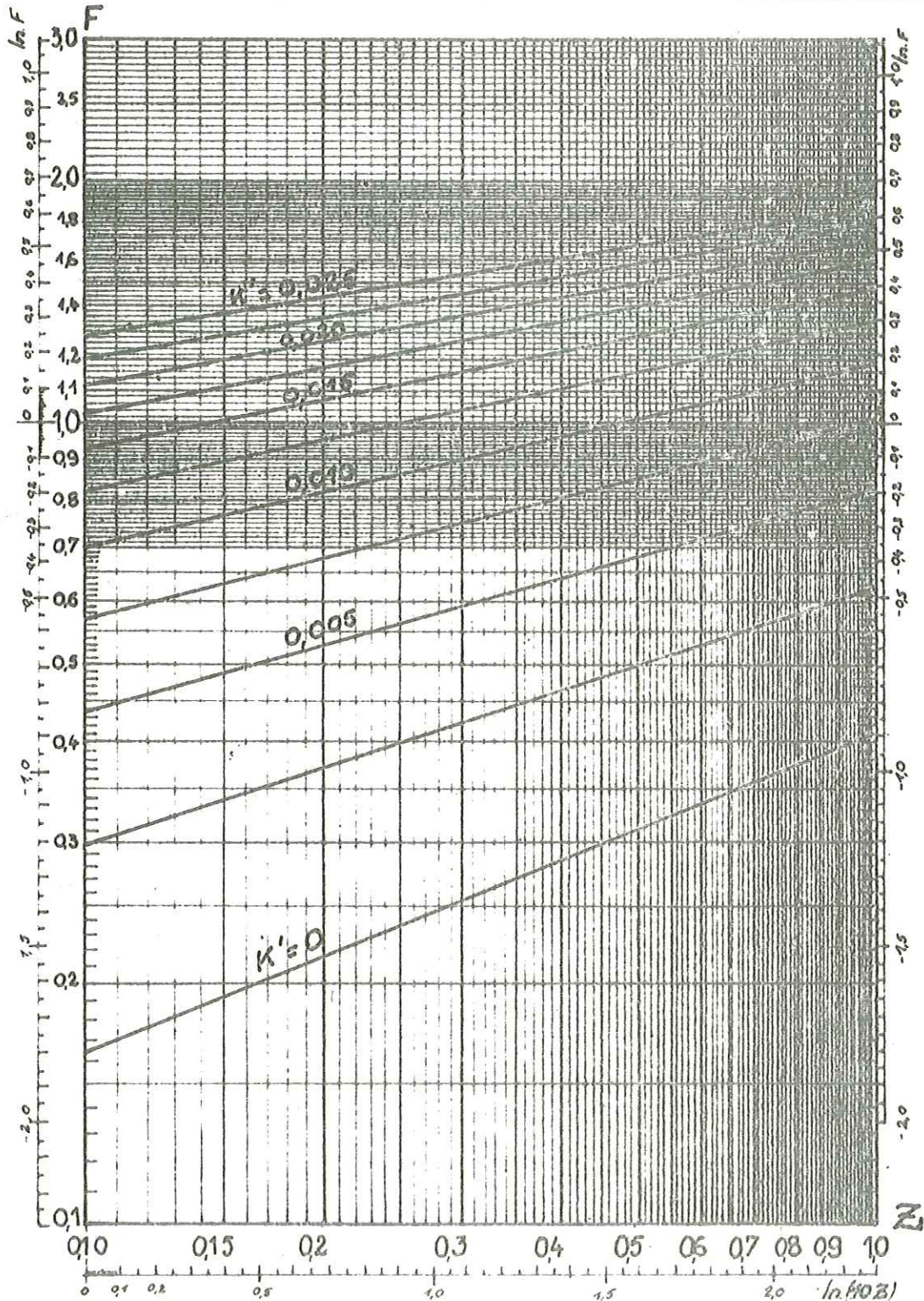


paramètres :  $\text{tg } \phi'$  ;  $K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives.

unités :  $H$  et  $z$  en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$

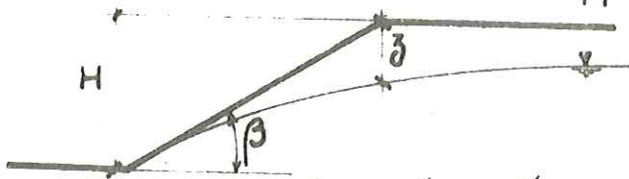
sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $t/m^3$  ;  $c'$  en bar





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe



Paramètres

$$\beta = 40^\circ$$

Abaque n°

23

$$\text{tg } \phi' = 0,3 \quad (\phi' = 16^\circ 10')$$

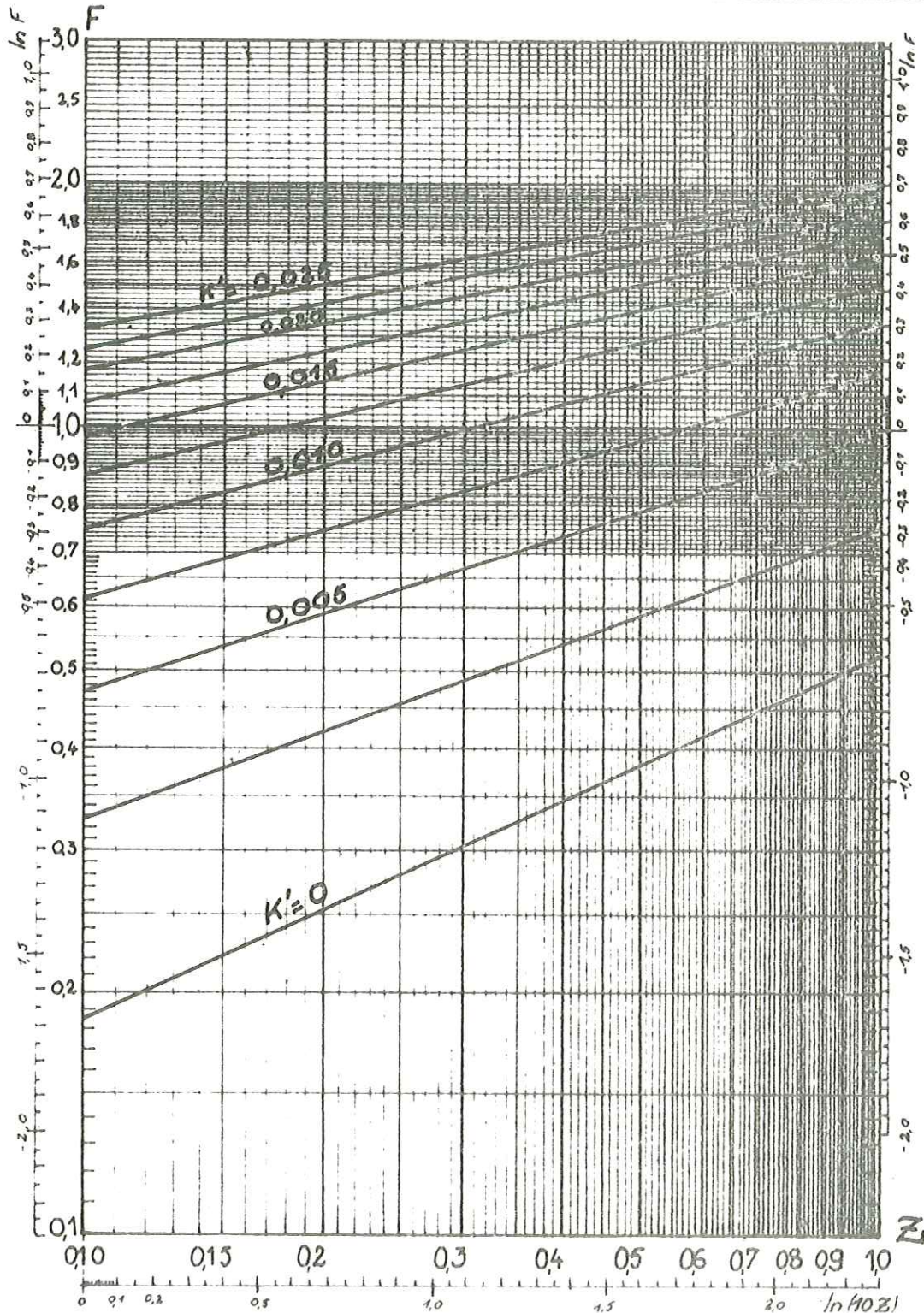
$K'$  = de 0 à 0,035

paramètres :  $\text{tg } \phi'$  ;  $K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives.

unités H et z en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$

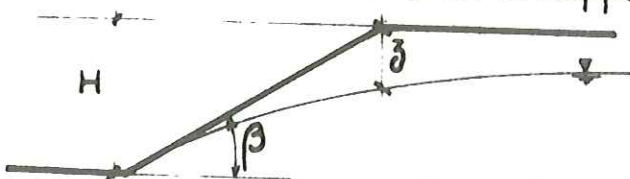
sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $\text{t/m}^3$  ;  $c'$  en bar





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe



Paramètres

$$\beta = 40^\circ$$

Abaque N°

24

$$\text{tg } \phi' = 0,4 \quad (\phi' = 21^\circ 80')$$

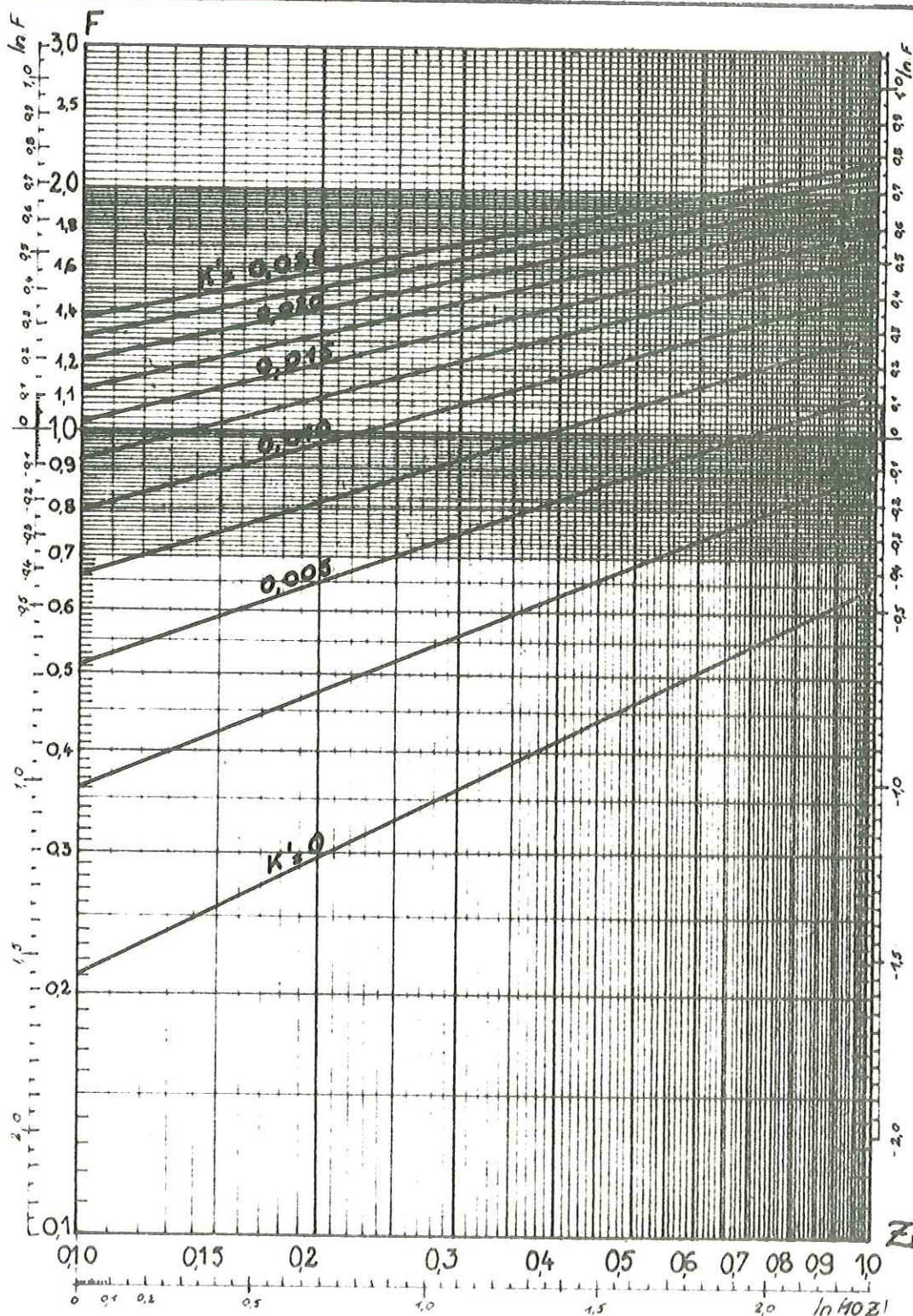
$K'$  = de 0 à 0,035

paramètres :  $\text{tg } \phi'$  ;  $K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives.

unités H et z en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$

sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $t/m^3$  ;  $c'$  en bar





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient  $F$  de sécurité avec la cote de la nappe

Paramètres

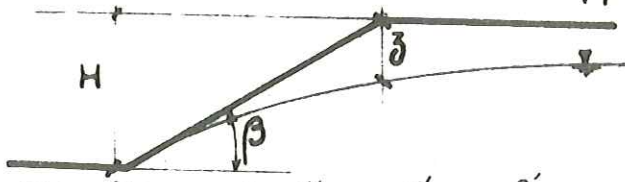
$$\beta = 40^\circ$$

Abaque n°

25

$$\text{tg } \phi' = 0,5 \quad (\phi' = 26^\circ 57')$$

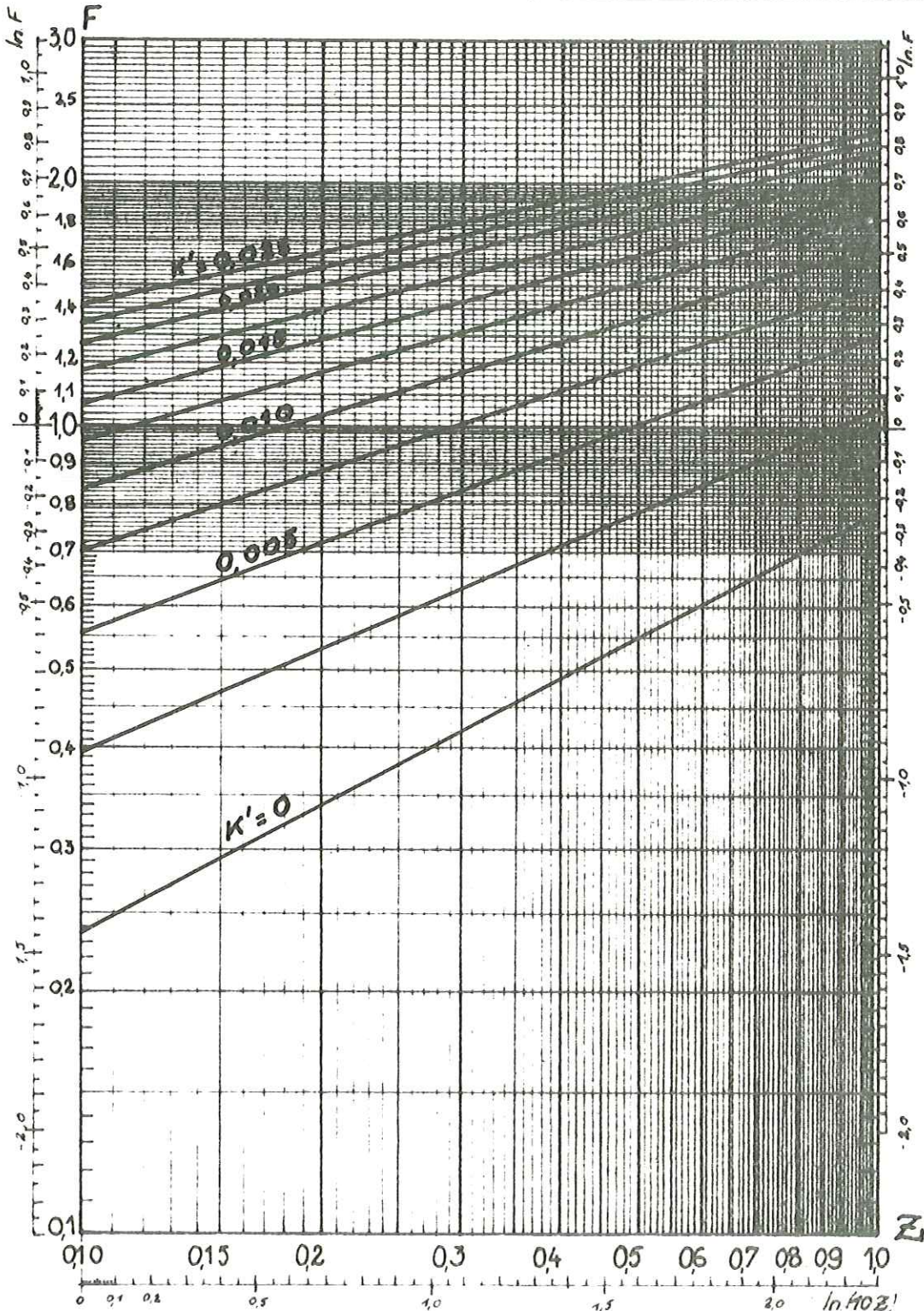
$K'$  = de 0 à 0,025



paramètres :  $\text{tg } \phi'$  ;  $K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives, sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $t/m^3$  ;  $c'$  en bar

unités :  $H$  et  $z$  en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe

Paramètres

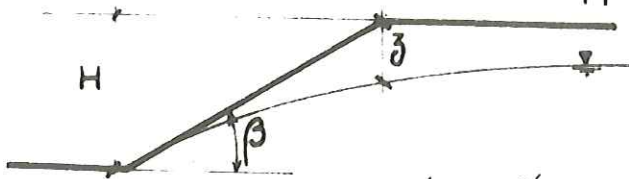
Absque n°

$$\beta = 40^\circ$$

26

$$\text{tg } \phi' = 0,6 \quad (\phi' = 30^\circ 96')$$

$K'$  = de 0 à 0,085

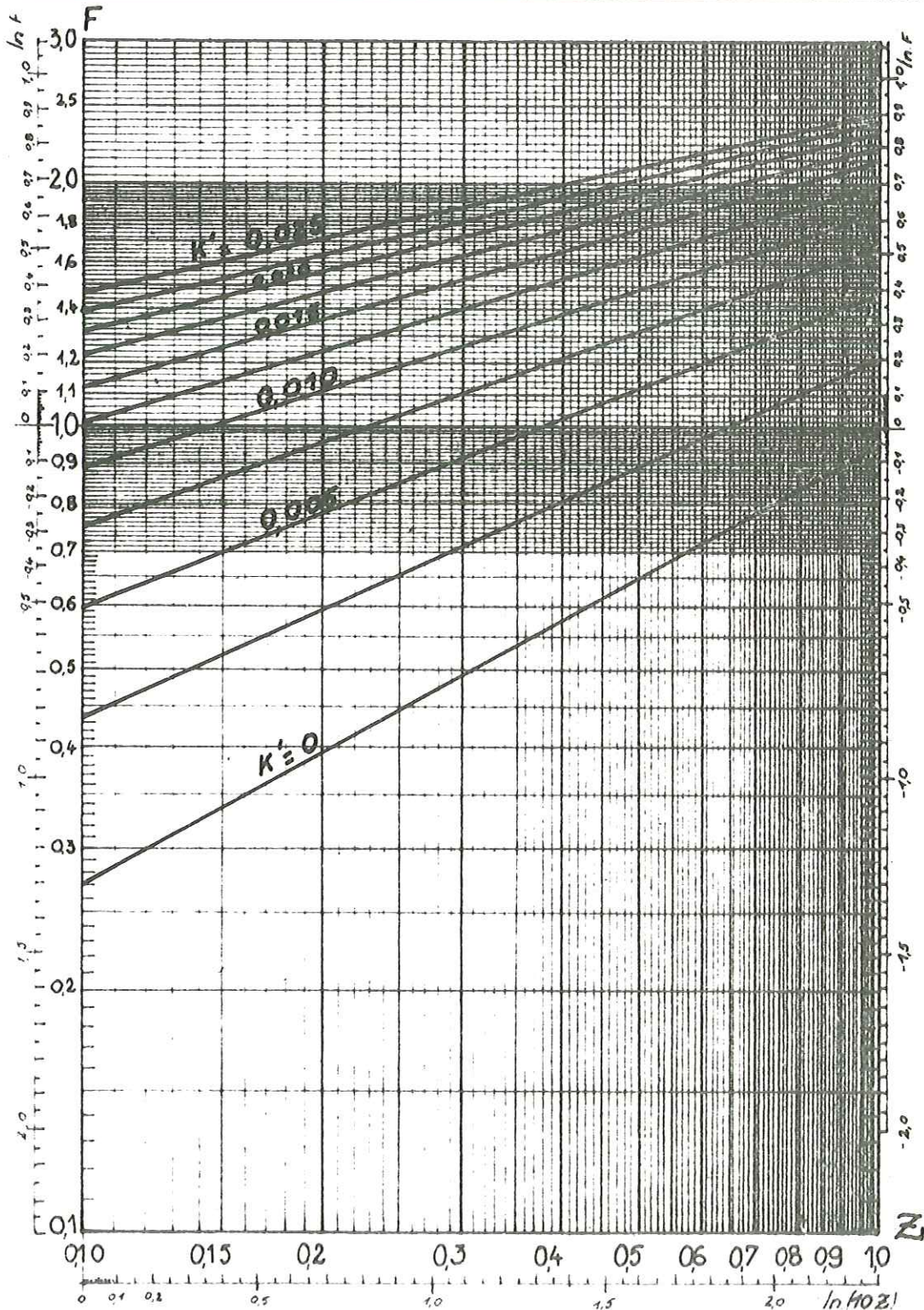


paramètres :  $\text{tg } \phi'$  ;  $K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives.

unités H et z en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$

sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $t/m^3$  ;  $c'$  en bar





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe

Paramètres

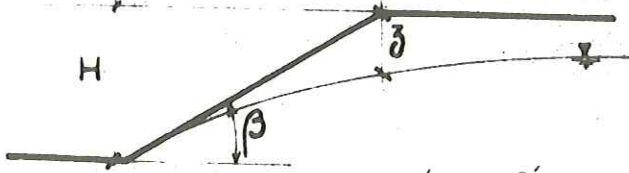
Abaque n°

$\beta = 40^\circ$

27

$\text{tg } \phi' = 0,7 \quad (\phi' = 34^\circ 99')$

$K' = \text{de } 0 \text{ à } 0,005$

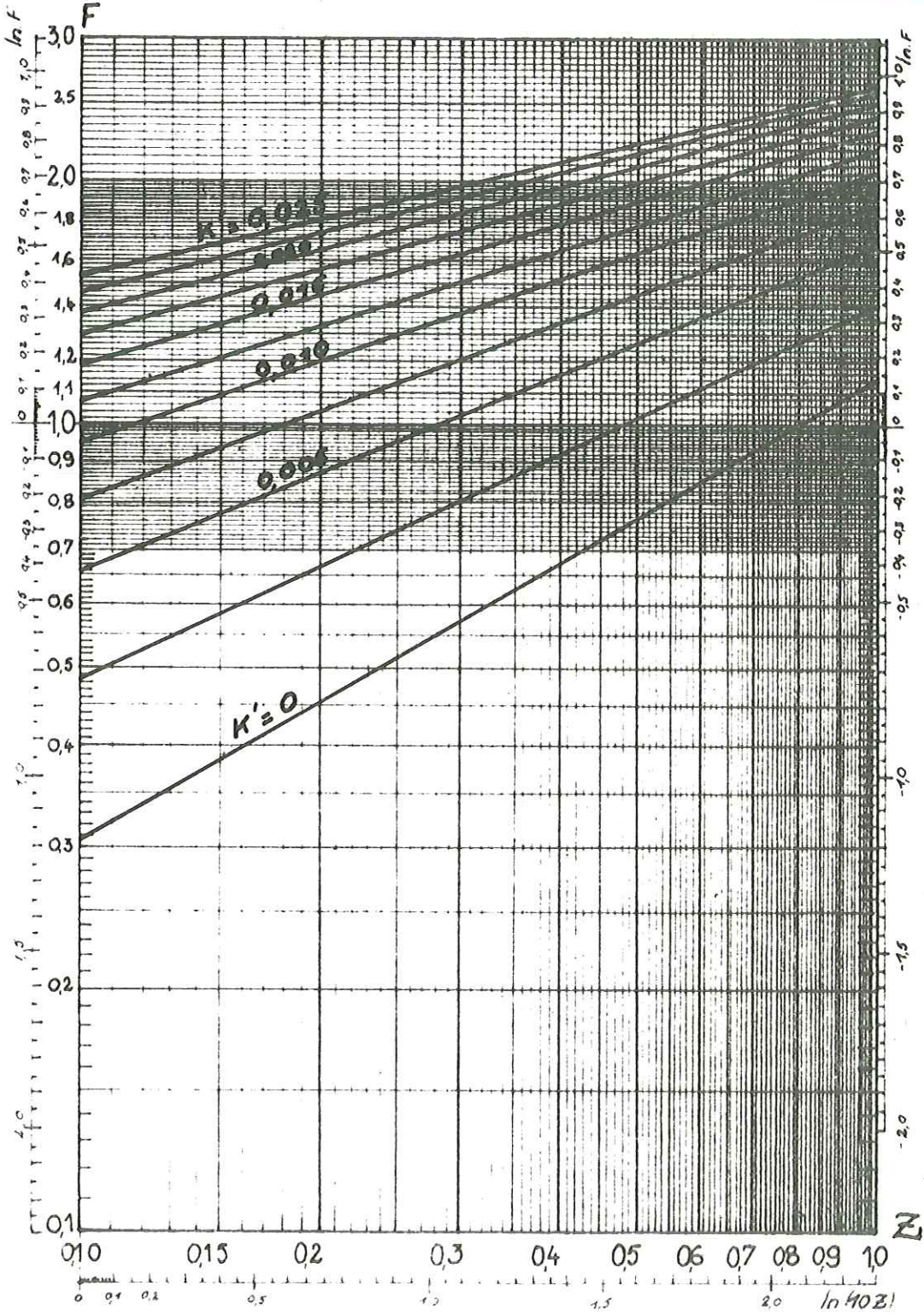


paramètres :  $\text{tg } \phi'$  ;  $K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives.

unités H et z en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$

sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $t/m^3$  ;  $c'$  en bar





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe

Paramètres

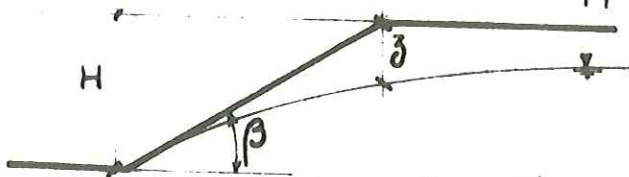
Abaque n°

$$\beta = 40^\circ$$

28

$$\text{tg } \phi' = 0,8 \quad (\phi' = 38^\circ 66')$$

$$K' = \text{de } 0 \text{ à } 0,085$$

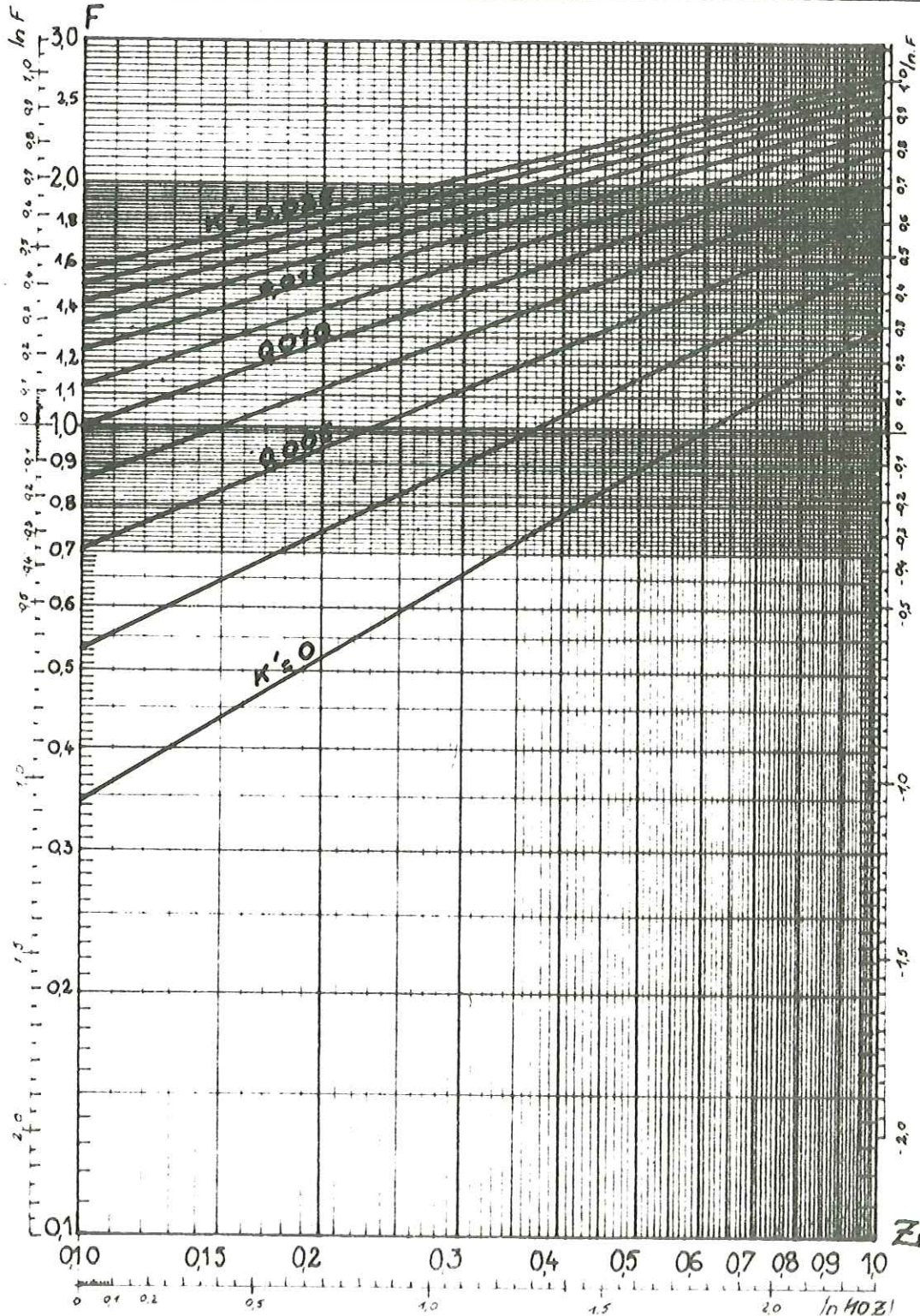


paramètres :  $\text{tg } \phi'$  ;  $K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives.

unités H et z en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$

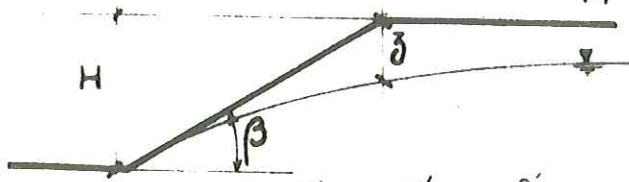
sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $\text{t/m}^3$  ;  $c'$  en bar





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe



Paramètres

$\beta = 40^\circ$

Abeque n°

29

$\text{tg } \phi' = 0,9 \quad (\phi' = 41^\circ 39')$

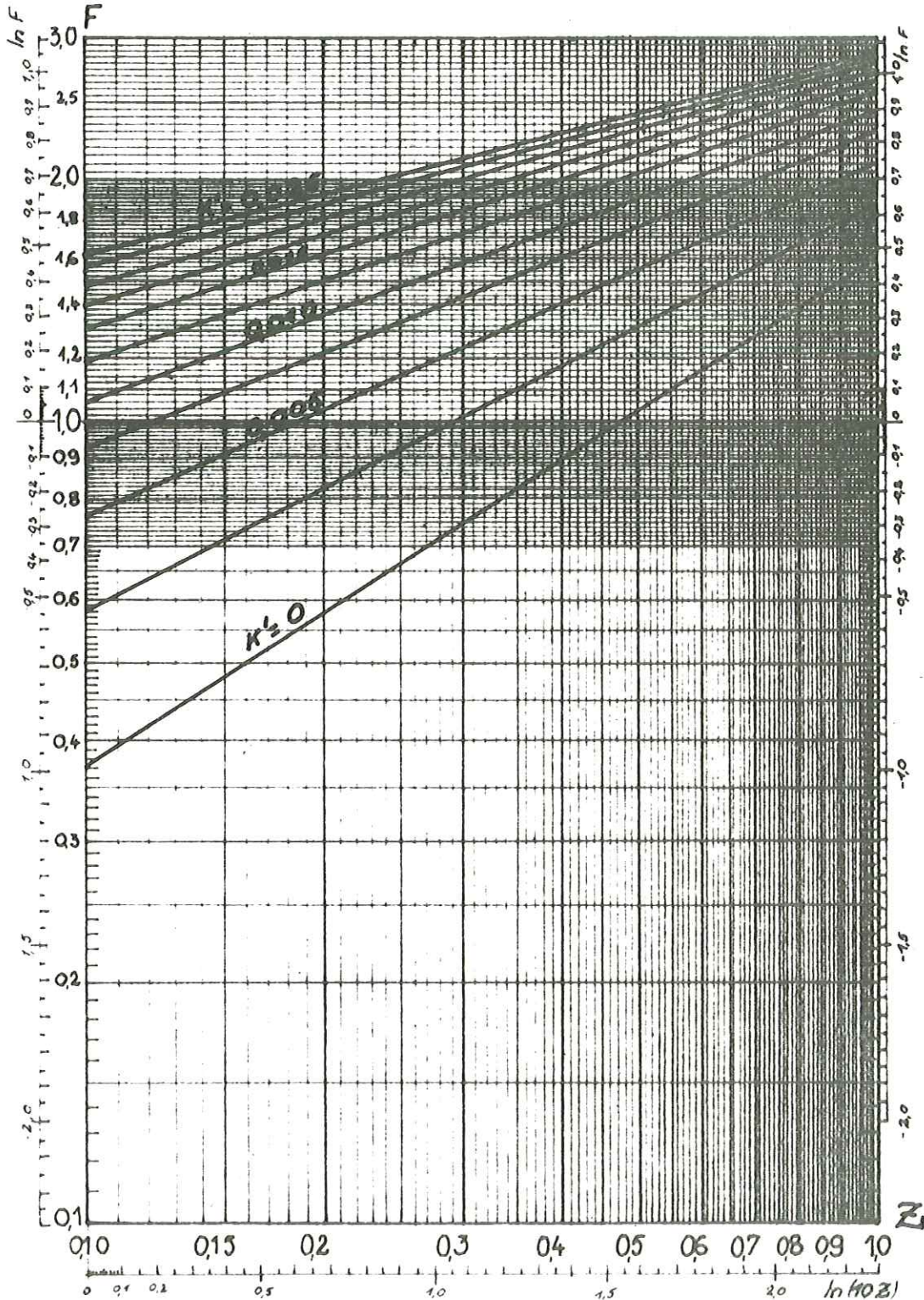
$K' = \text{de } 0 \text{ à } 0,055$

paramètres :  $\text{tg } \phi'$  ;  $K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives.

unités : H et z en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$

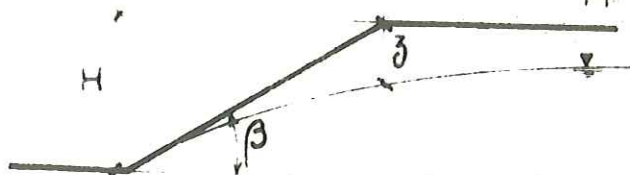
sons dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $t/m^3$  ;  $c'$  en bar





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe



Paramètres

$$\beta = 40^\circ$$

Abaque n°

30

$$\text{tg } \phi' = 1,0 \quad (\phi' = 45^\circ 00')$$

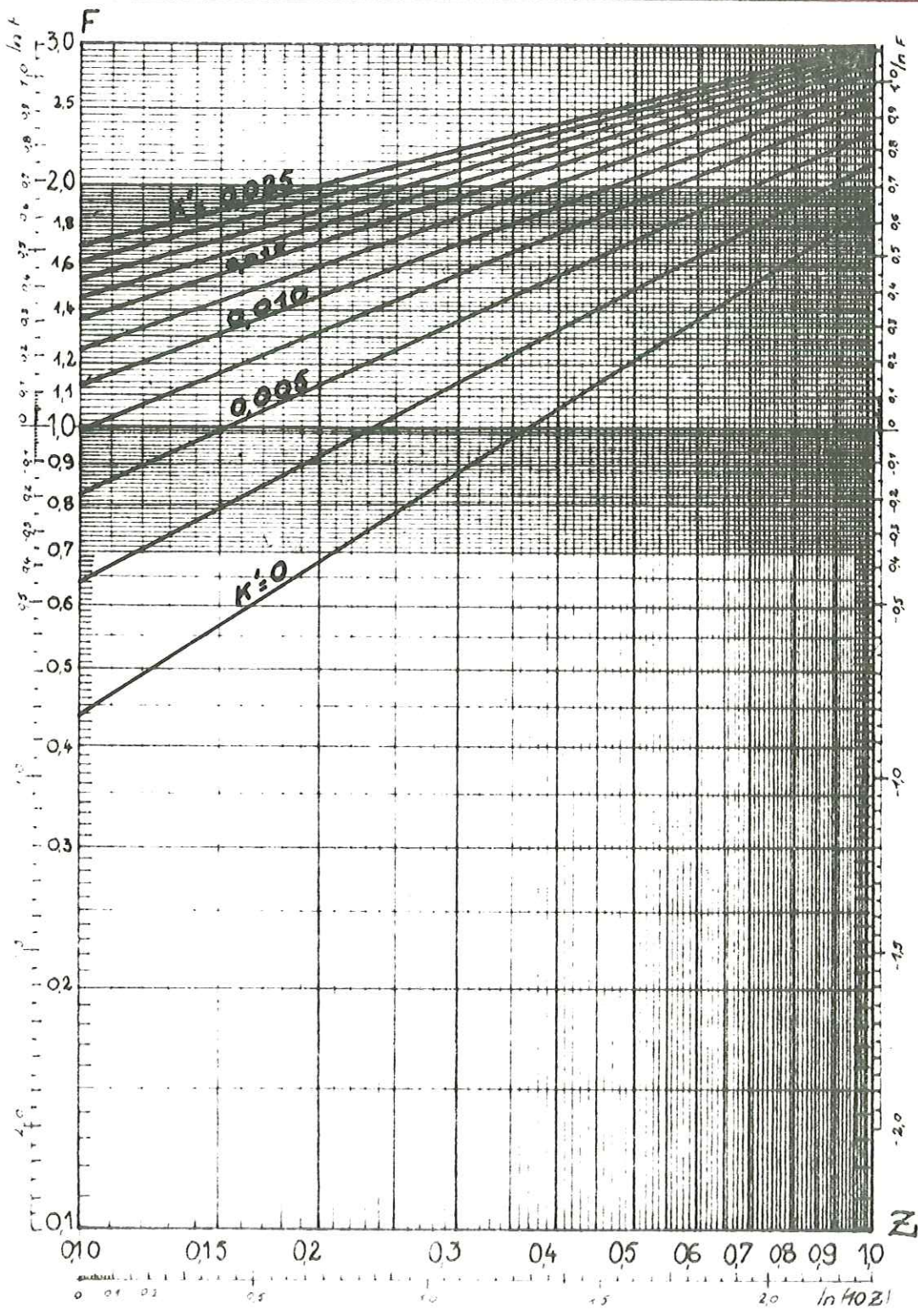
$K'$  = de 0 à 0,025

paramètres  $\text{tg } \phi'$   $K' = \frac{c}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives.

unités H et z en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$

sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $t/m^3$  ;  $c$  en bar





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe

Paramètres

Abeques n°

$$\beta = 45^\circ$$

31

$$\text{tg } \phi' = 0,1 \quad (\phi' = 5^\circ 41')$$

$K'$  de 0 à 0,035

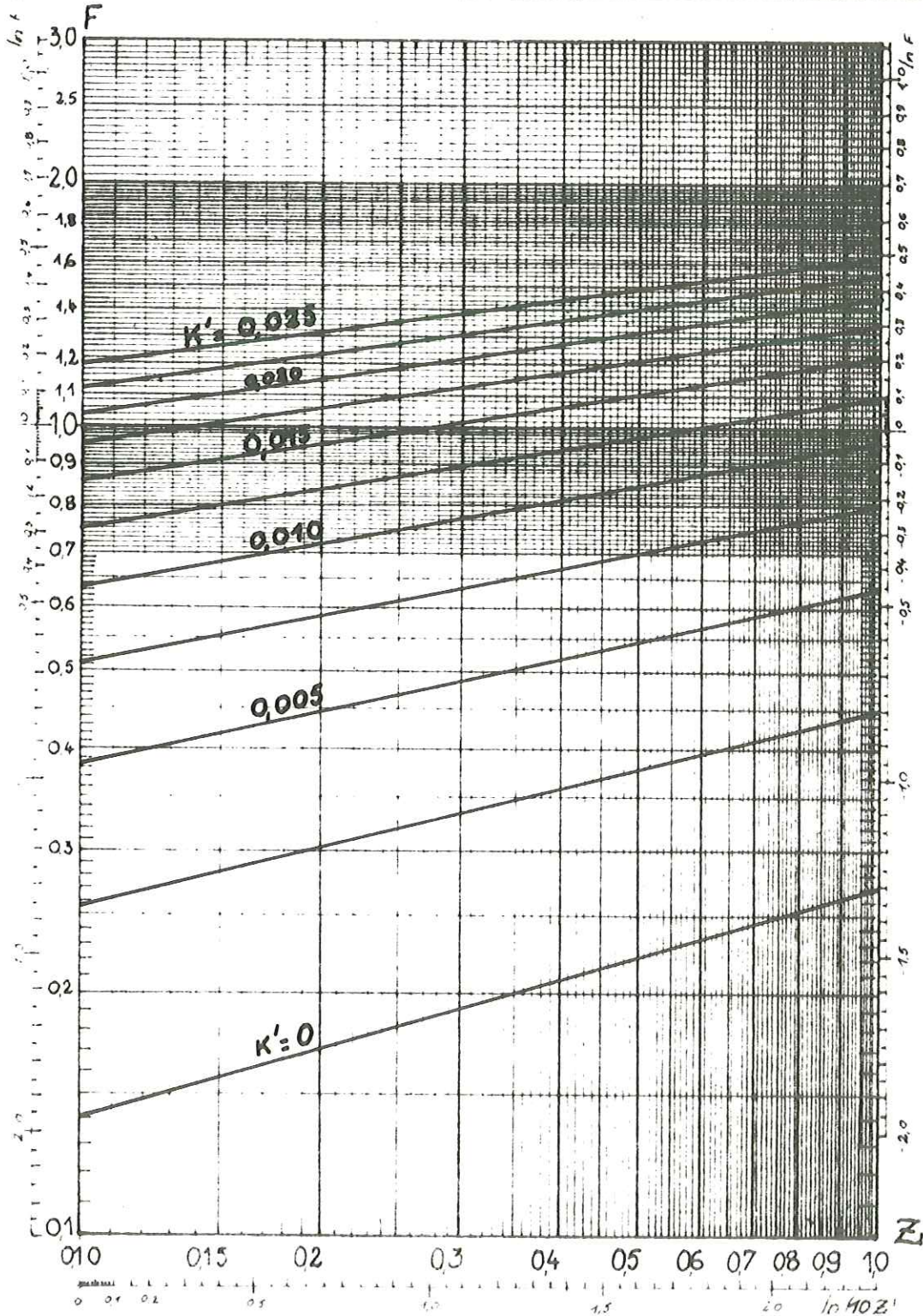


paramètres  $\text{tg } \phi'$   $K' = \frac{c}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives.

unités H et z en mètres,  $Z = \frac{z}{H}$

sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $t/m^3$ ;  $c$  en bar





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe

Paramètres

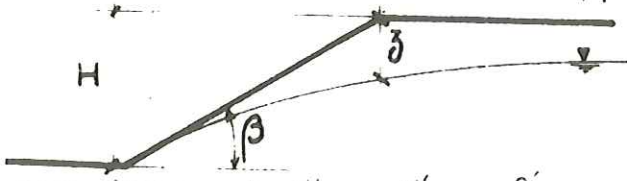
Abaque n°

$$\beta = 45^\circ$$

32

$$\text{tg } \phi' = 0,2 \quad (\phi' = 11^\circ 31')$$

$$K' = \text{de } 0 \text{ à } 0,085$$

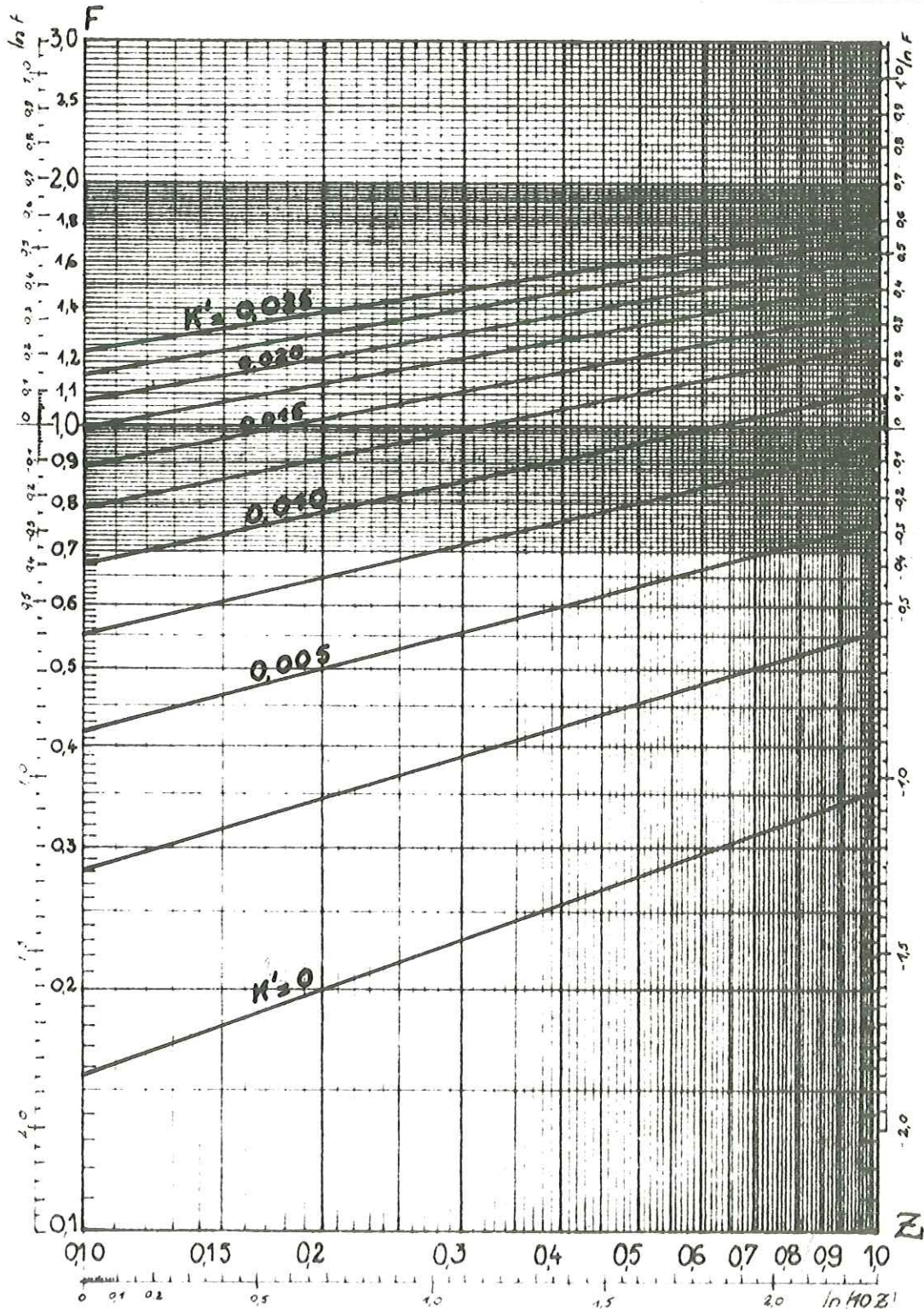


paramètres :  $\text{tg } \phi'$  ;  $K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives.

unités H et z en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$

sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $t/m^3$  ;  $c'$  en bar





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe

Paramètres

Abaque n°

$$\beta = 45^\circ$$

33

$$\text{tg } \phi' = 0,3 \quad (\phi' = 16^\circ 70')$$

$$K' = \text{de } 0 \text{ à } 0,025$$

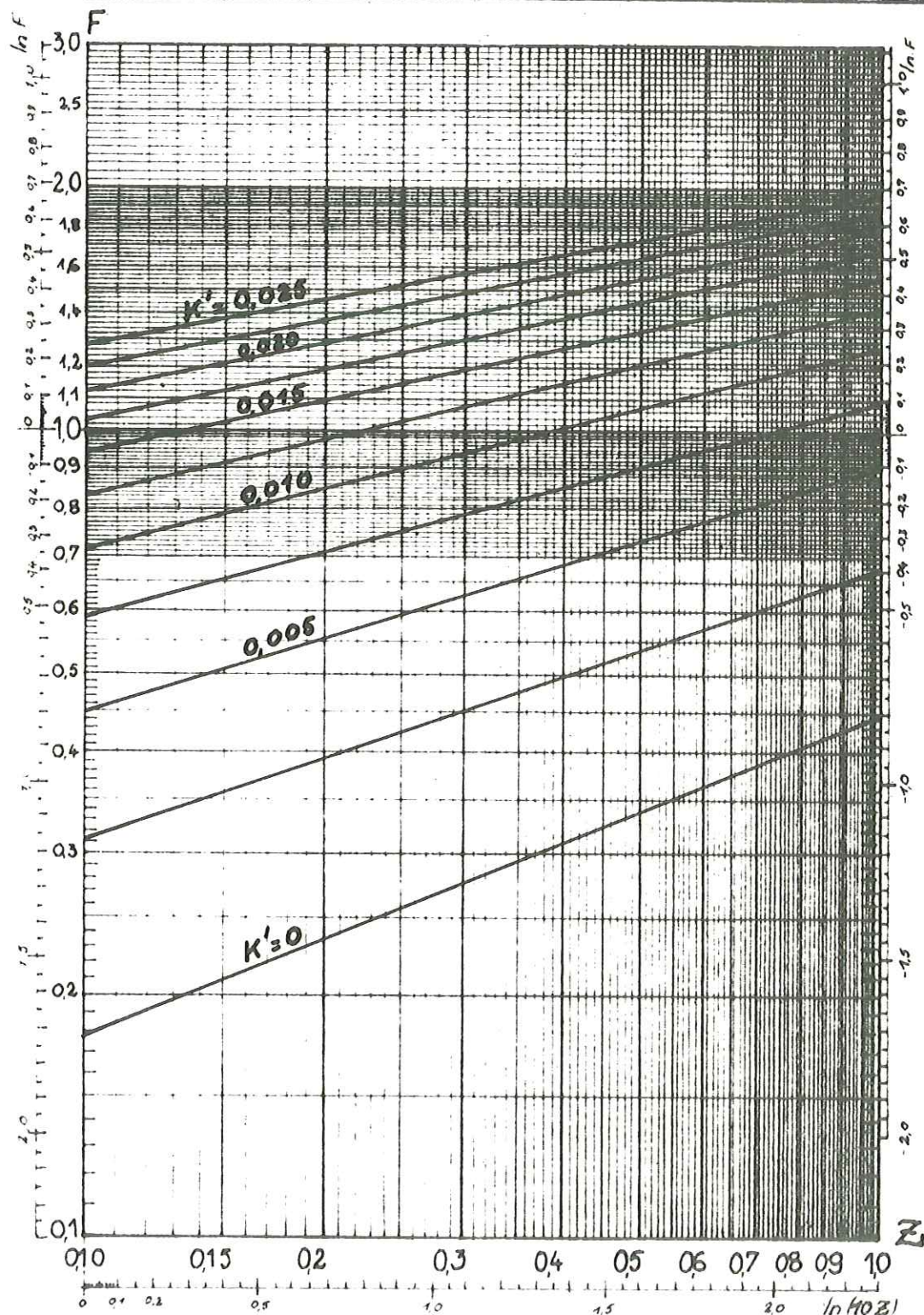


paramètres :  $\text{tg } \phi' ; K' = \frac{c}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives.

unités H et z en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$

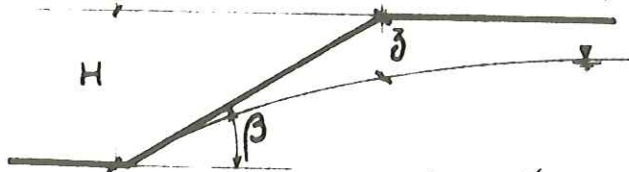
sons dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $t/m^3$  ;  $c$  en bar





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe



Paramètres

$\beta = 45^\circ$

Abaque n°

34

$\text{tg } \phi' = 0,4 \quad (\phi' = 21^\circ 80')$

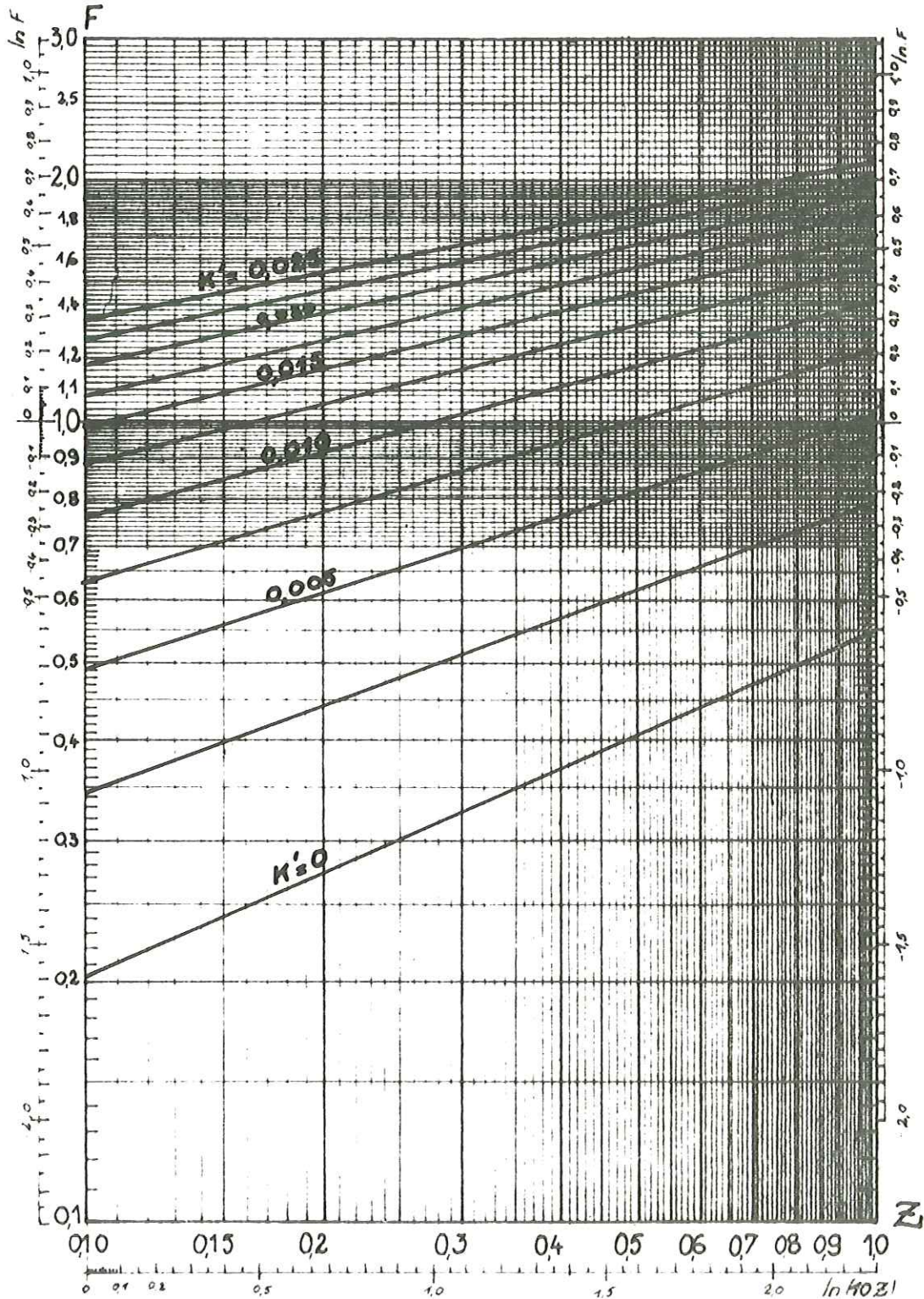
$K' = \text{de } 0 \text{ à } 0,055$

paramètres :  $\text{tg } \phi'$  ;  $K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives.

unités H et z en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$

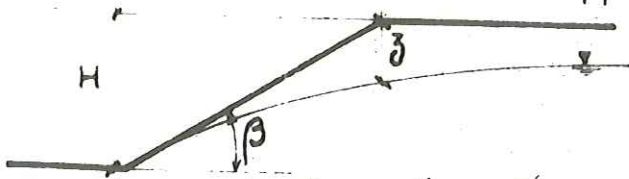
sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $t/m^3$  ;  $c'$  en bar





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe



Paramètres

Abeque n°

$$\beta = 45^\circ$$

35

$$\text{tg } \phi' = 0,5 \quad (\phi' = 26^\circ 57')$$

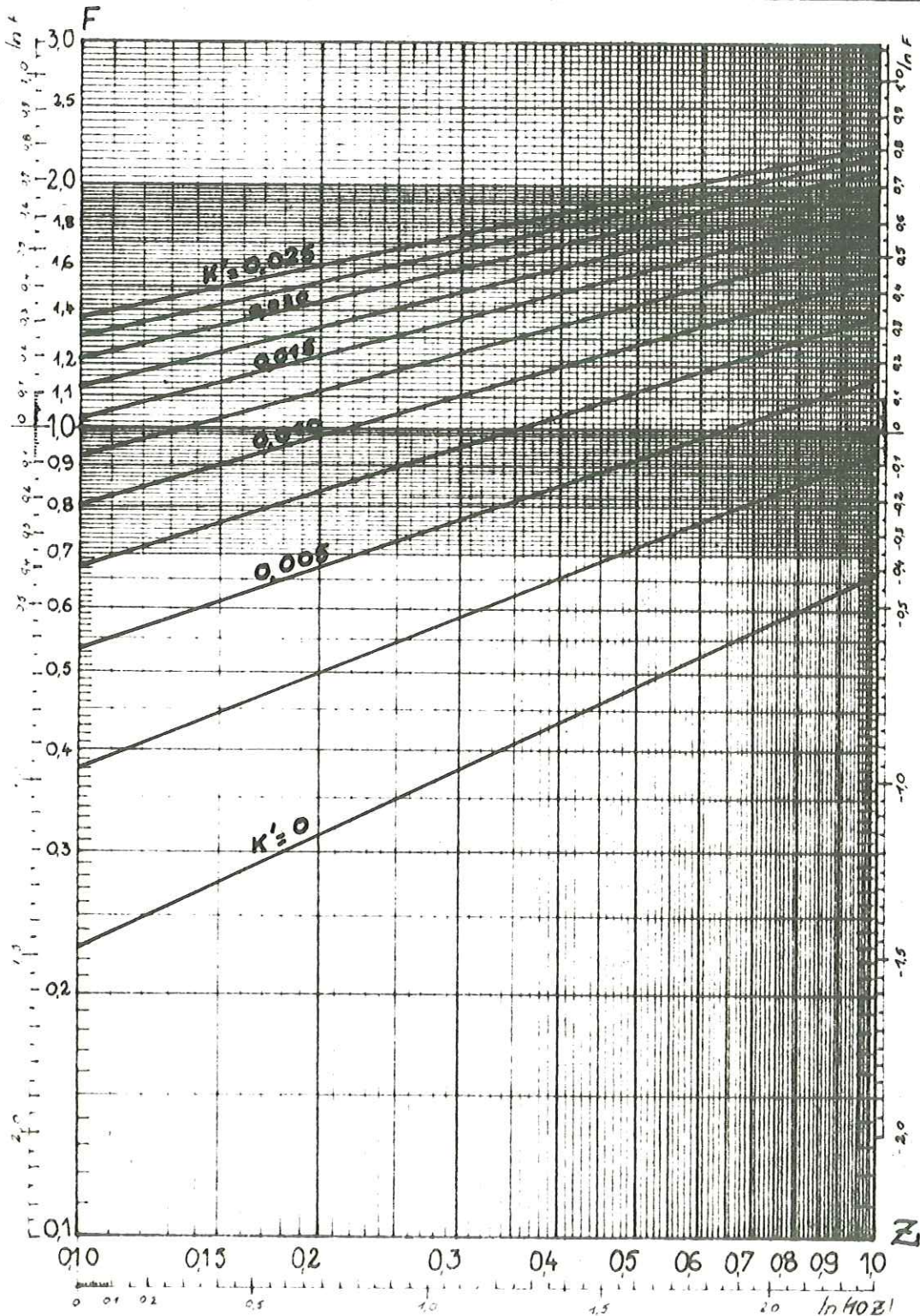
$K'$  - de 0 à 0,025

paramètres  $\text{tg } \phi' : K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives.

unités H et z en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$

sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $t/m^3$  ;  $c'$  en bar





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe

Paramètres

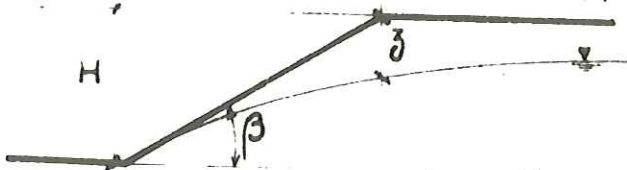
Aboque n°

$$\beta = 45^\circ$$

36

$$\text{tg } \phi' = 0,6 \quad (\phi' = 30^\circ 96')$$

$K'$  de 0 à 0,025

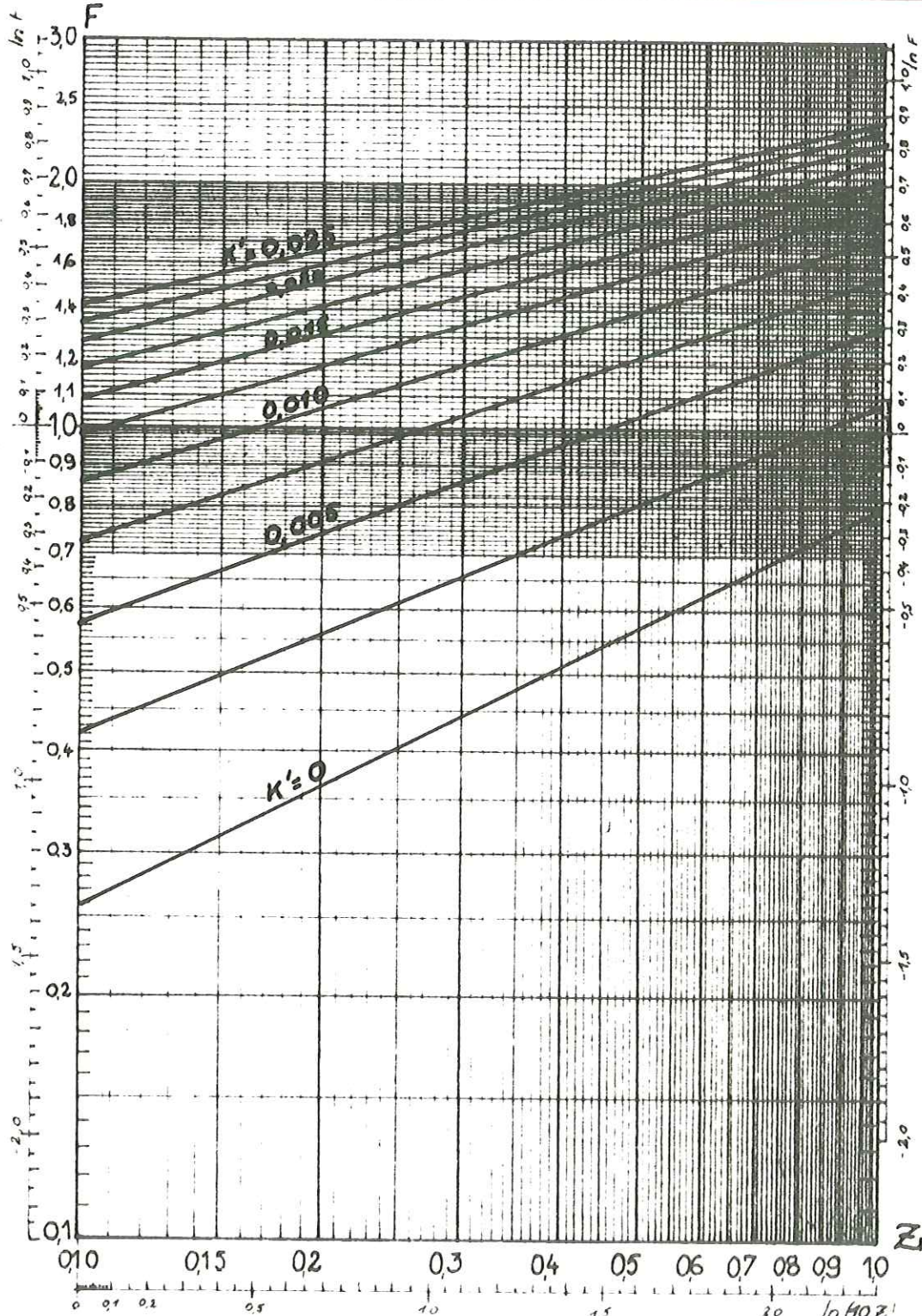


paramètres :  $\text{tg } \phi'$  ;  $K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives.

unités H et z en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$

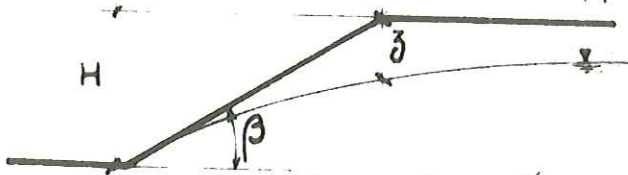
sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $\text{t/m}^3$  ;  $c'$  en bar





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe



Paramètres

Abaque n°

$$\beta = 45^\circ$$

37

$$\text{tg } \phi' = 0,7 \quad (\phi' = 34^\circ 99')$$

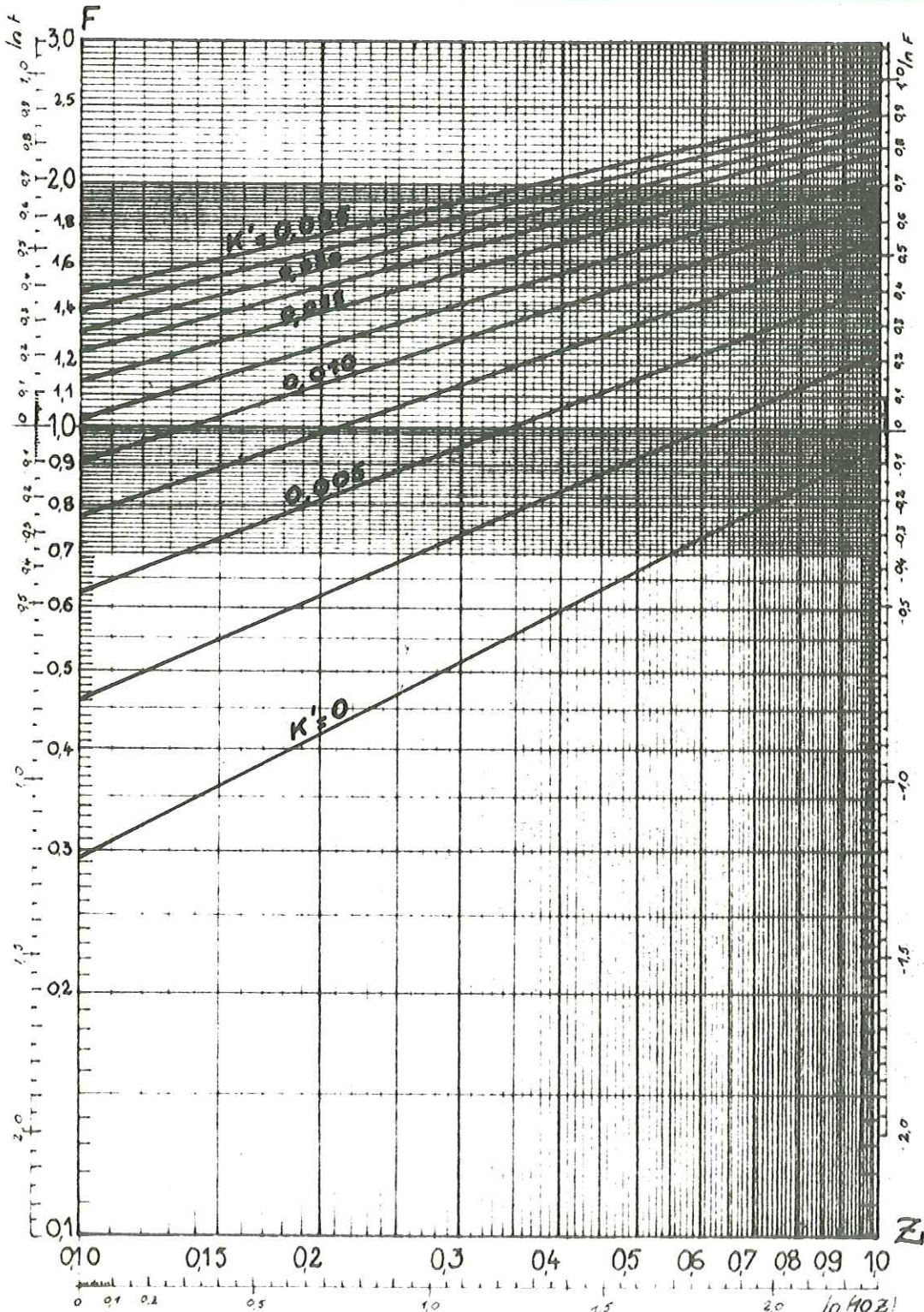
$K'$  = de 0 à 0,025

paramètres :  $\text{tg } \phi'$  ;  $K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives.

unités H et z en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$

sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $\text{t/m}^3$  ;  $c'$  en bar





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe

Paramètres

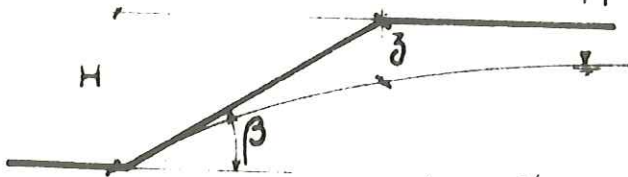
Abaque n°

$$\beta = 45^\circ$$

38

$$\text{tg } \phi' = 0,8 \quad (\phi' = 38^\circ 66')$$

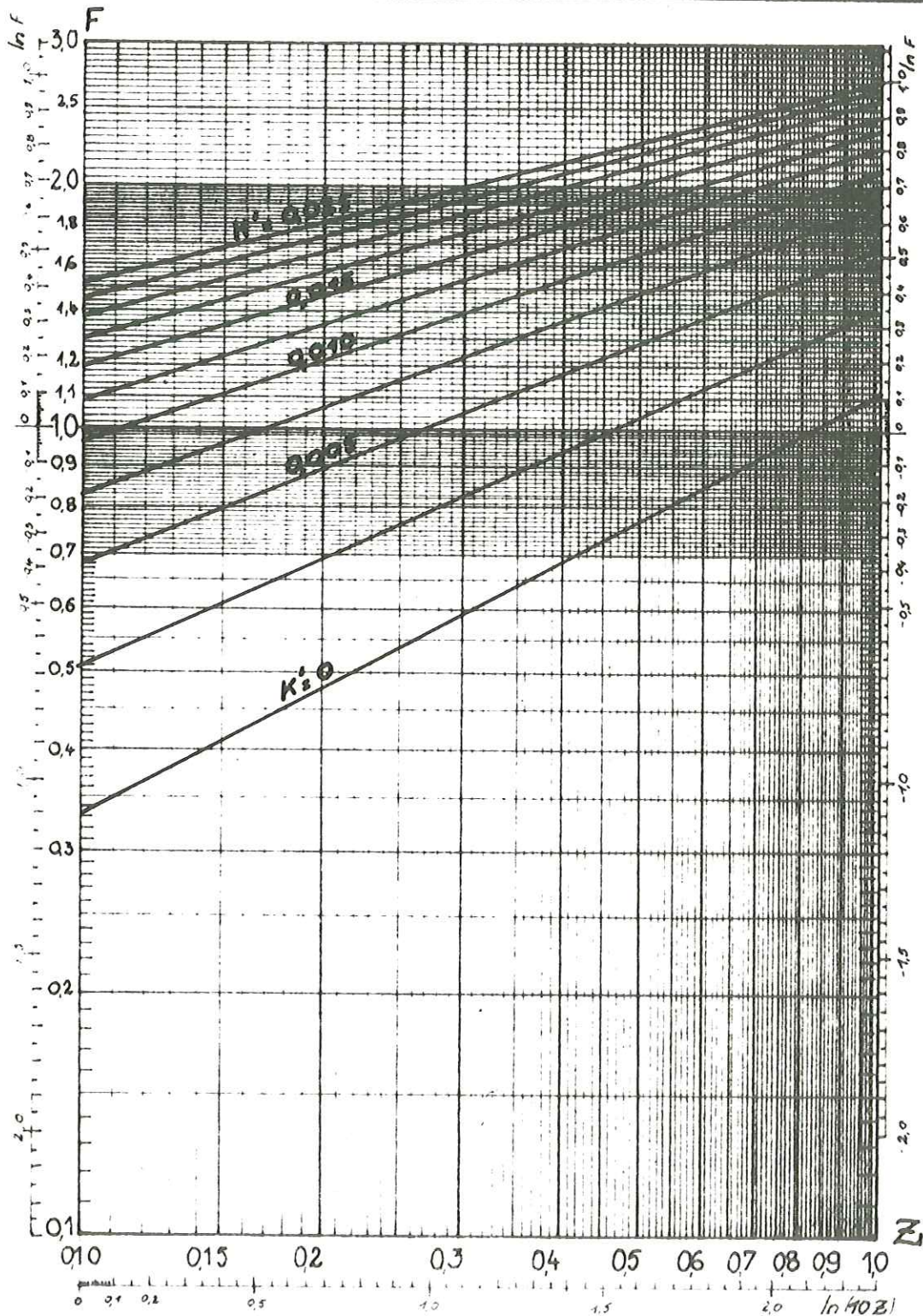
$K'$  = de 0 à 0,055



paramètres :  $\text{tg } \phi' : K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives. sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $t/m^3$  ;  $c'$  en bar

unités H et z en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe

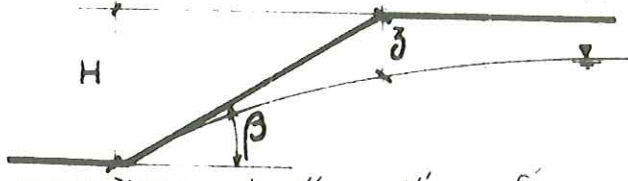
Paramètres

$\beta = 45^\circ$

Assigne n° **39**

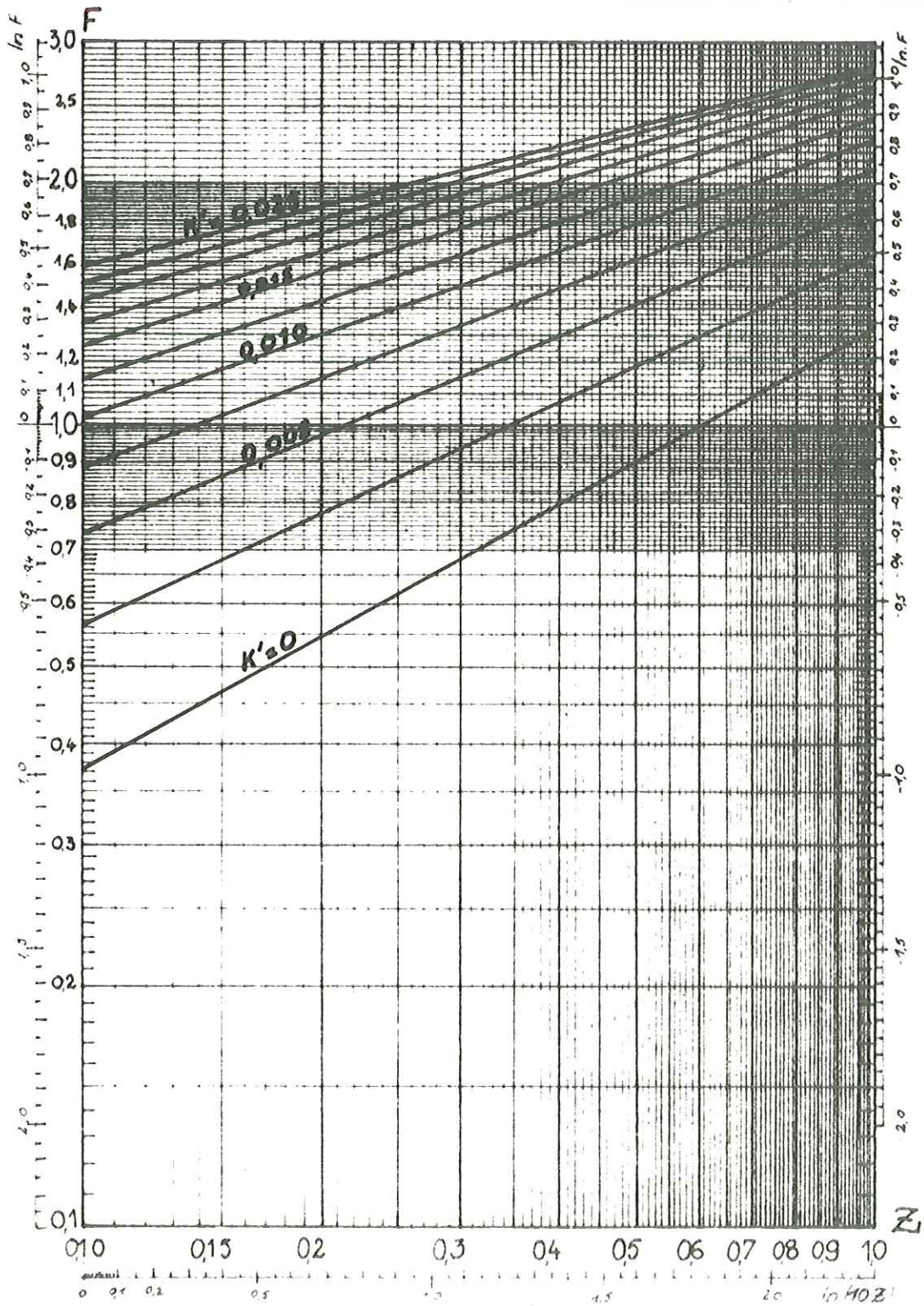
$\text{tg } \phi' = 0,9$  ( $\phi' = 41,99$ )

$K' = \text{de } 0 \text{ à } 0,025$



paramètres :  $\text{tg } \phi'$  ;  $K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$   $\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives.

unités H et z en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$  sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $t/m^3$  ;  $c'$  en bar





# STABILITE des TALUS

Variations du coefficient F de sécurité avec la cote de la nappe

Paramètres

Abeque n°

$$\beta = 45^\circ$$

40

$$\text{tg } \phi' = 1,0 \quad (\phi' = 45^\circ 00')$$

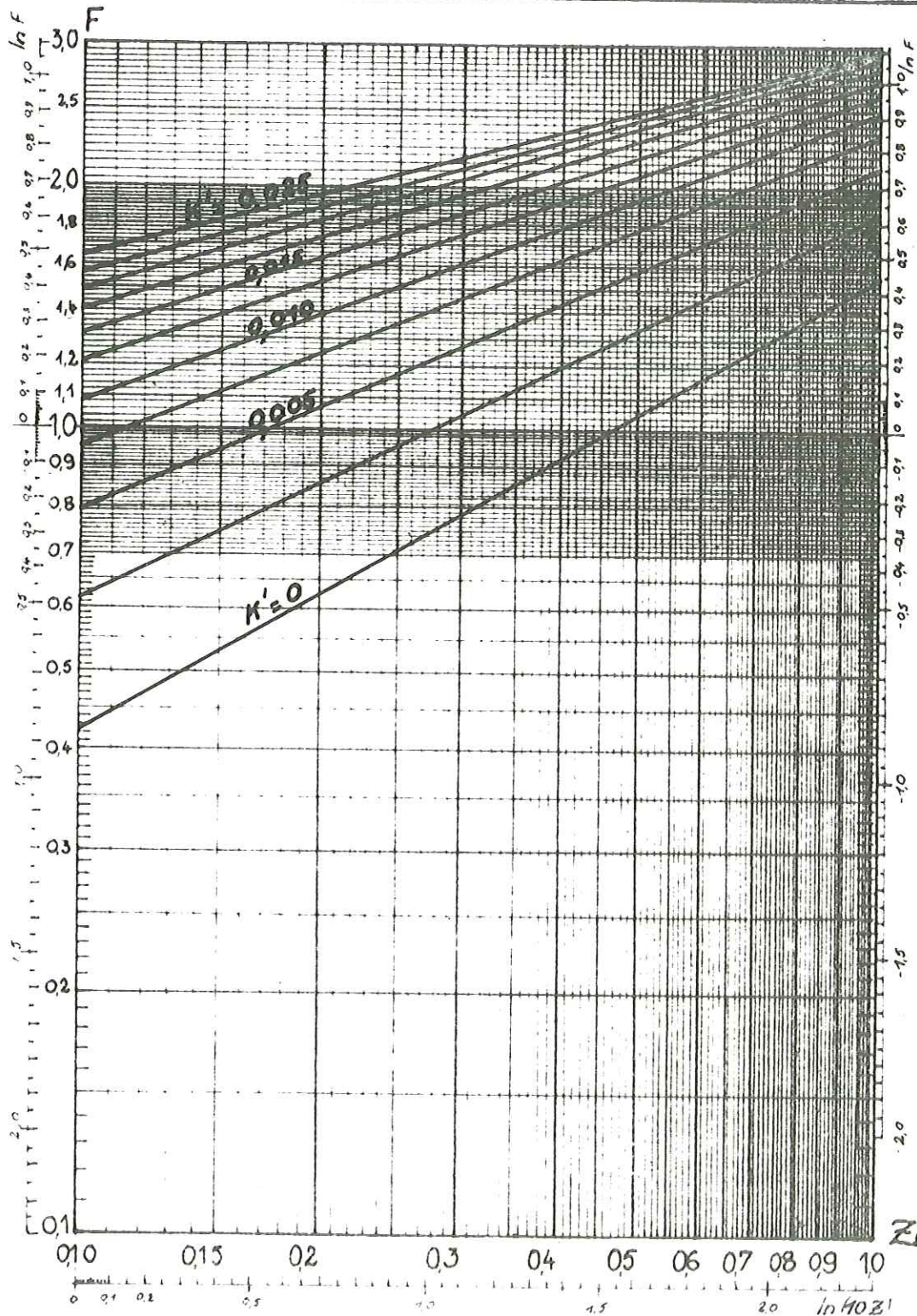
$K'$  = de 0 à 0,025



paramètres :  $\text{tg } \phi'$  ;  $K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$

$\phi'$  (angle de frottement interne) et  $c'$  (cohésion) exprimés en termes de contraintes effectives. sans dim. ;  $\gamma$  (densité) en  $t/m^3$  ;  $c'$  en bar

unités H et z en mètres ;  $Z = \frac{z}{H}$





# STABILITE des TALUS

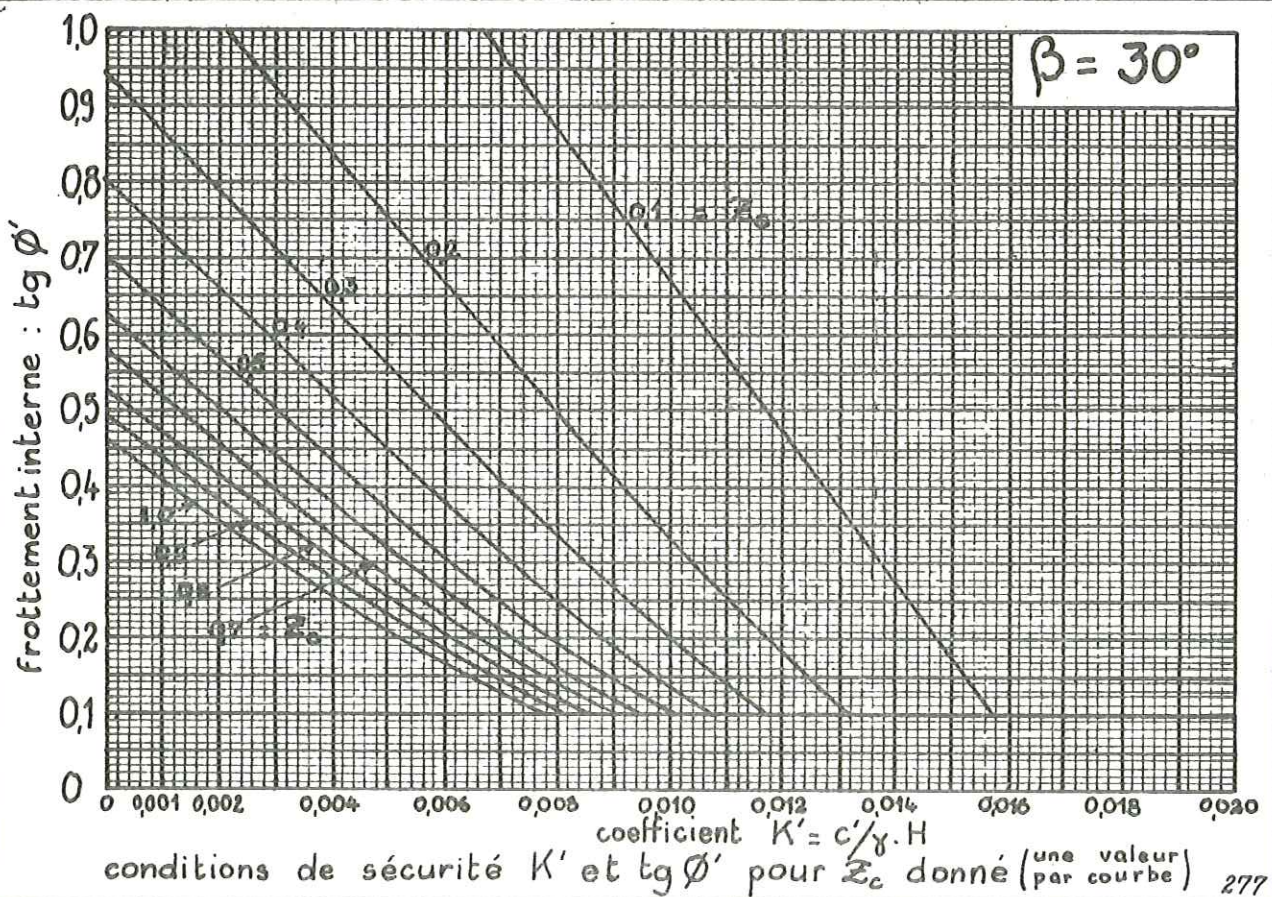
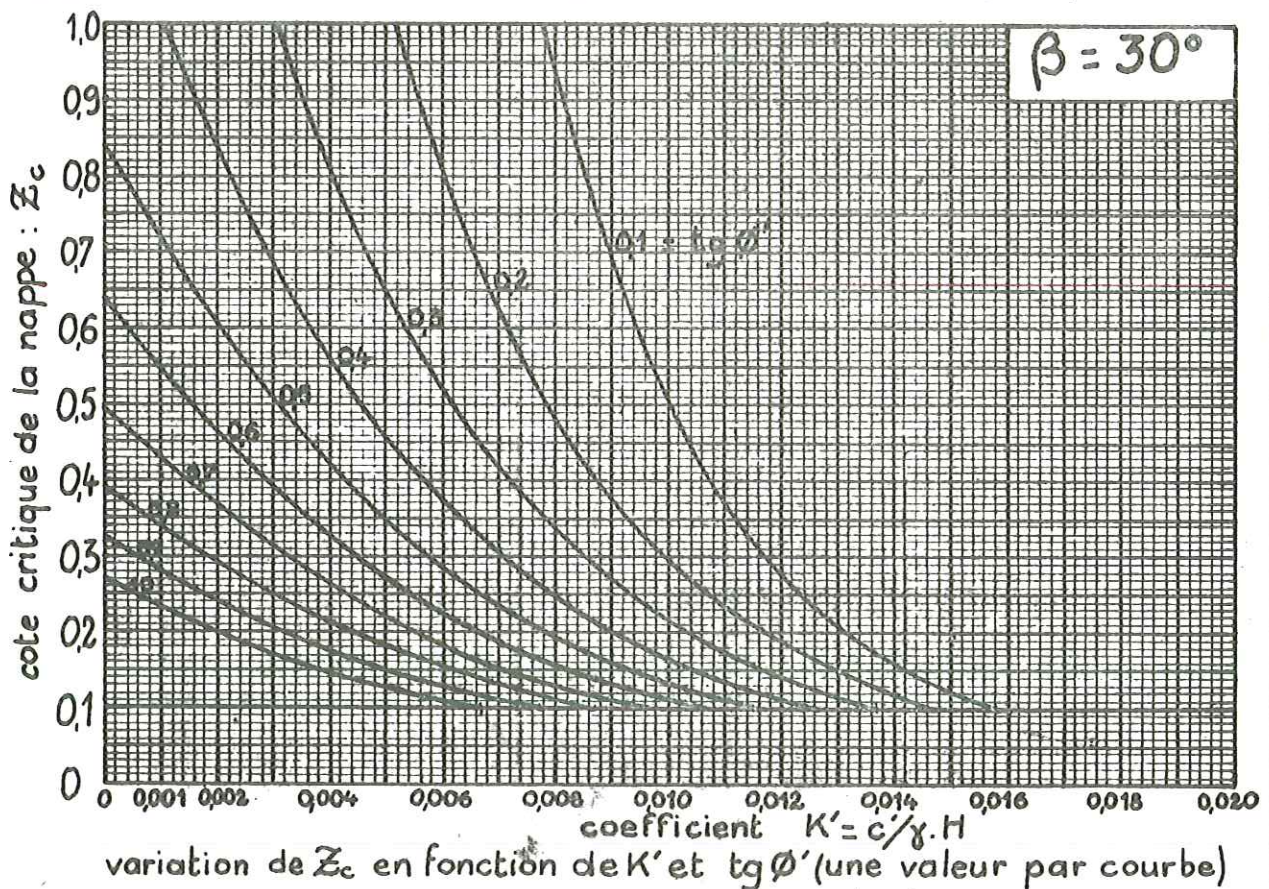
## Conditions critiques de sécurité

$Z_c$  = cote critique de la nappe correspondant à la valeur 1,0 pour le coefficient de sécurité

Paramètres: abaque n°

$\text{tg} \phi' K'$  41

$\beta$   $Z_c$





# STABILITE des TALUS

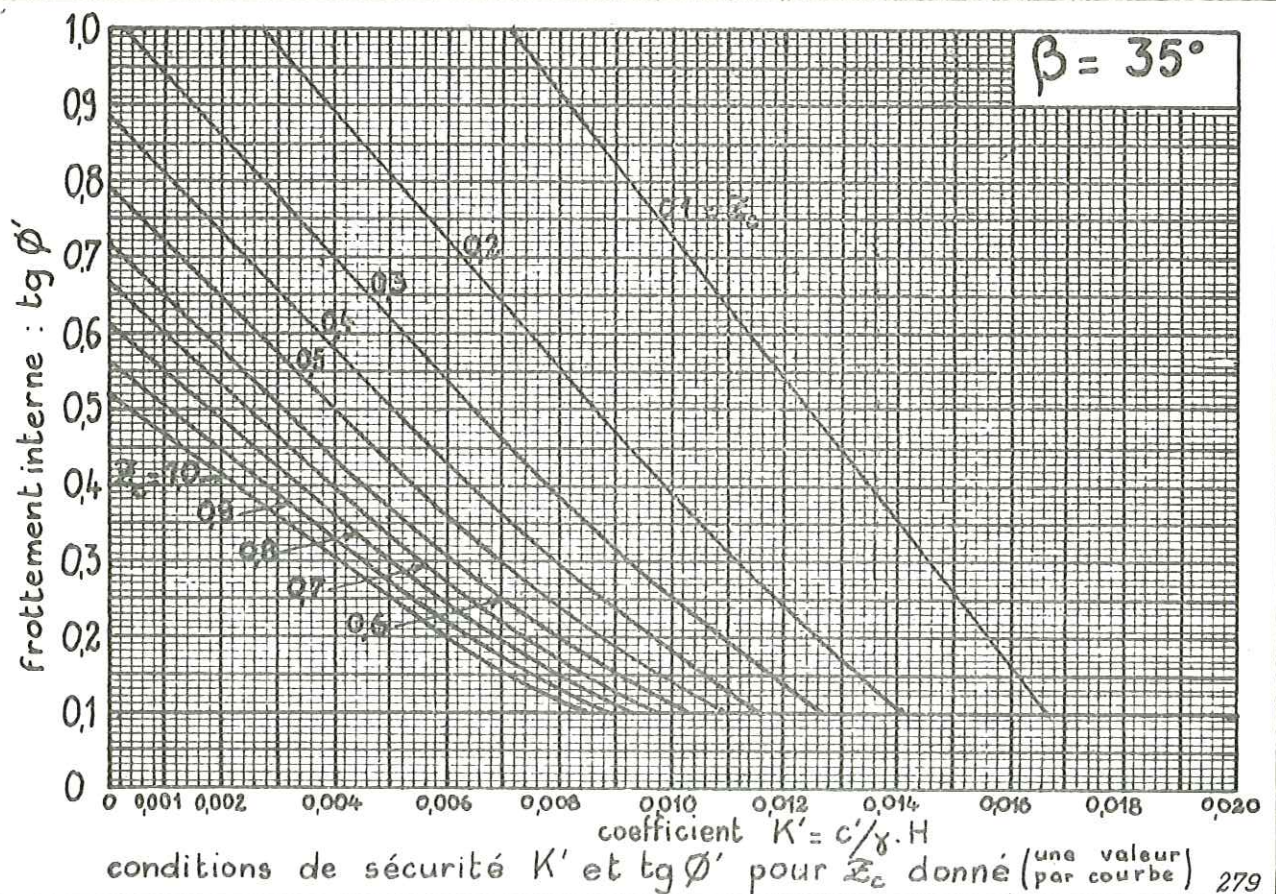
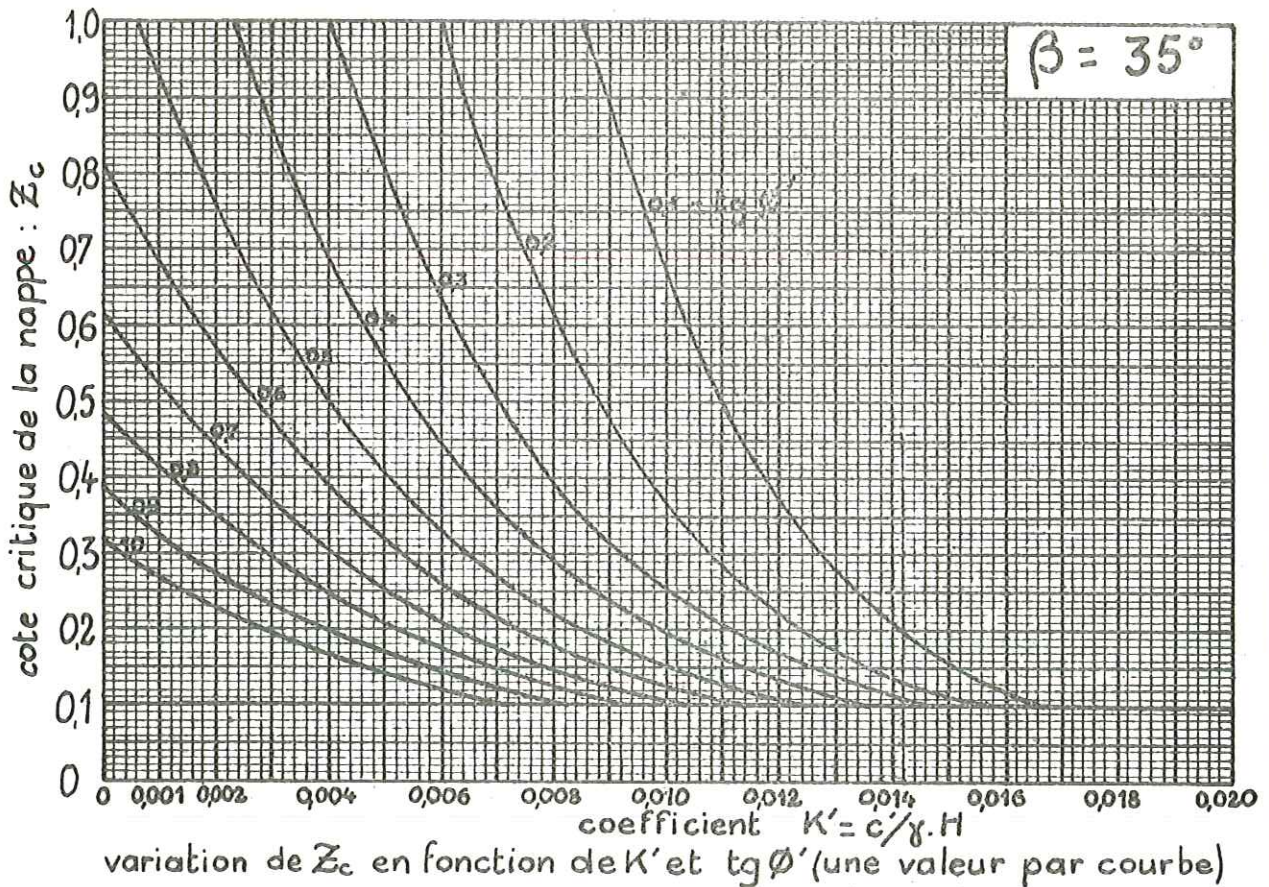
Conditions critiques de sécurité

$Z_c$  = cote critique de la nappe correspondant à la valeur 1,0 pour le coefficient de sécurité

Paramètres: abaque n°:

$\text{tg}\phi'$   $K'$  42

$\beta$   $Z_c$





# STABILITE des TALUS

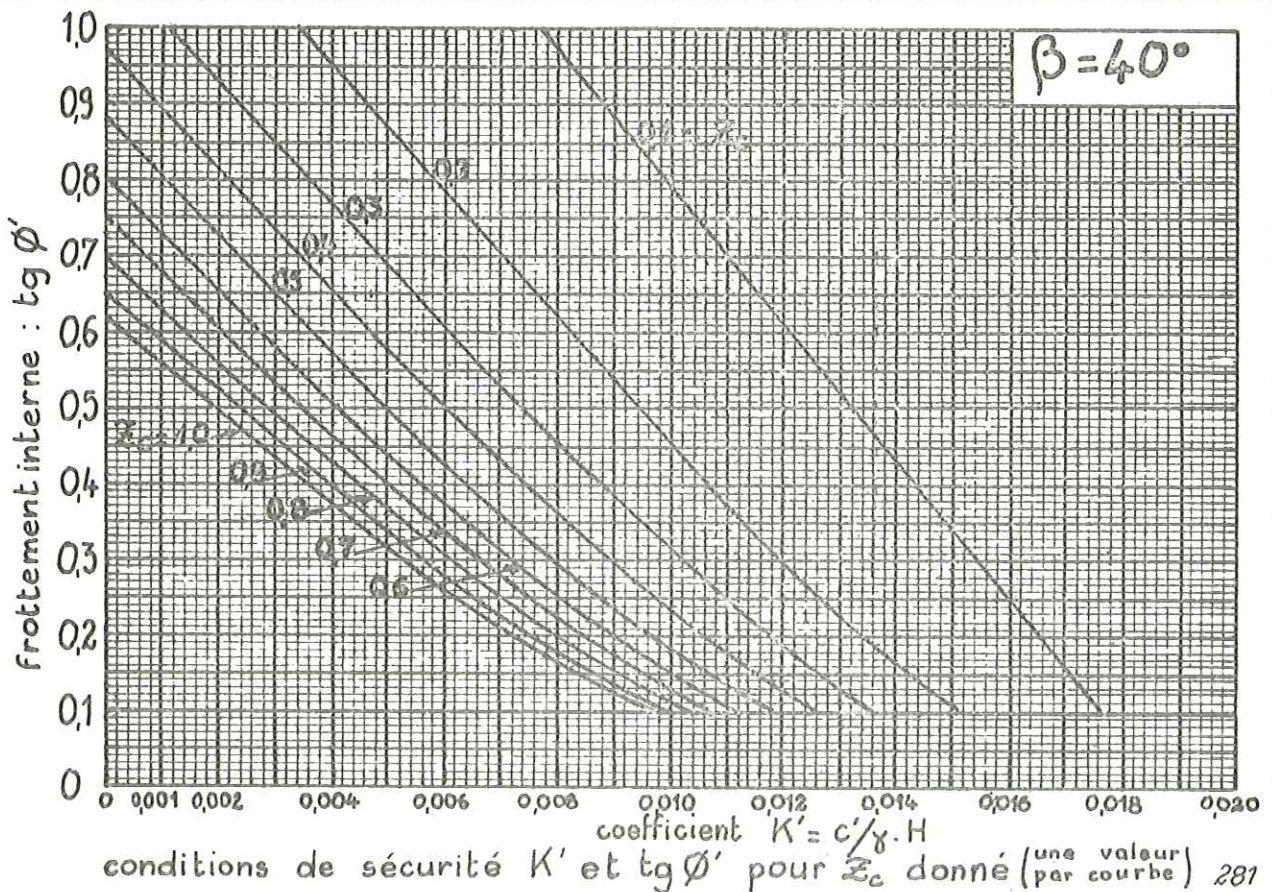
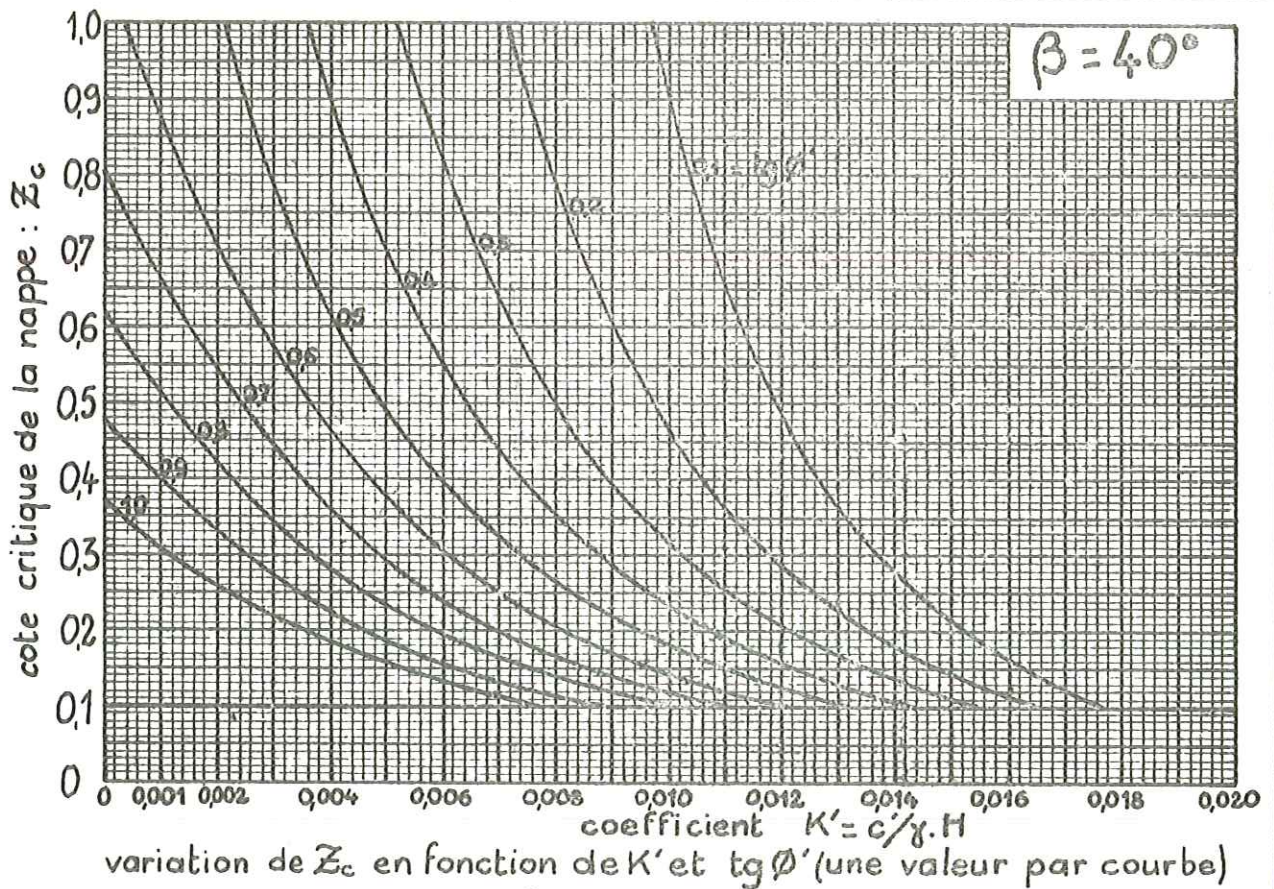
Conditions critiques de sécurité

$Z_c$  = cote critique de la nappe correspondant à la valeur 1,0 pour le coefficient de sécurité

Paramètres: abaque n°:

$\text{tg } \phi' \quad K'$  43

$\beta \quad Z_c$





# STABILITE des TALUS

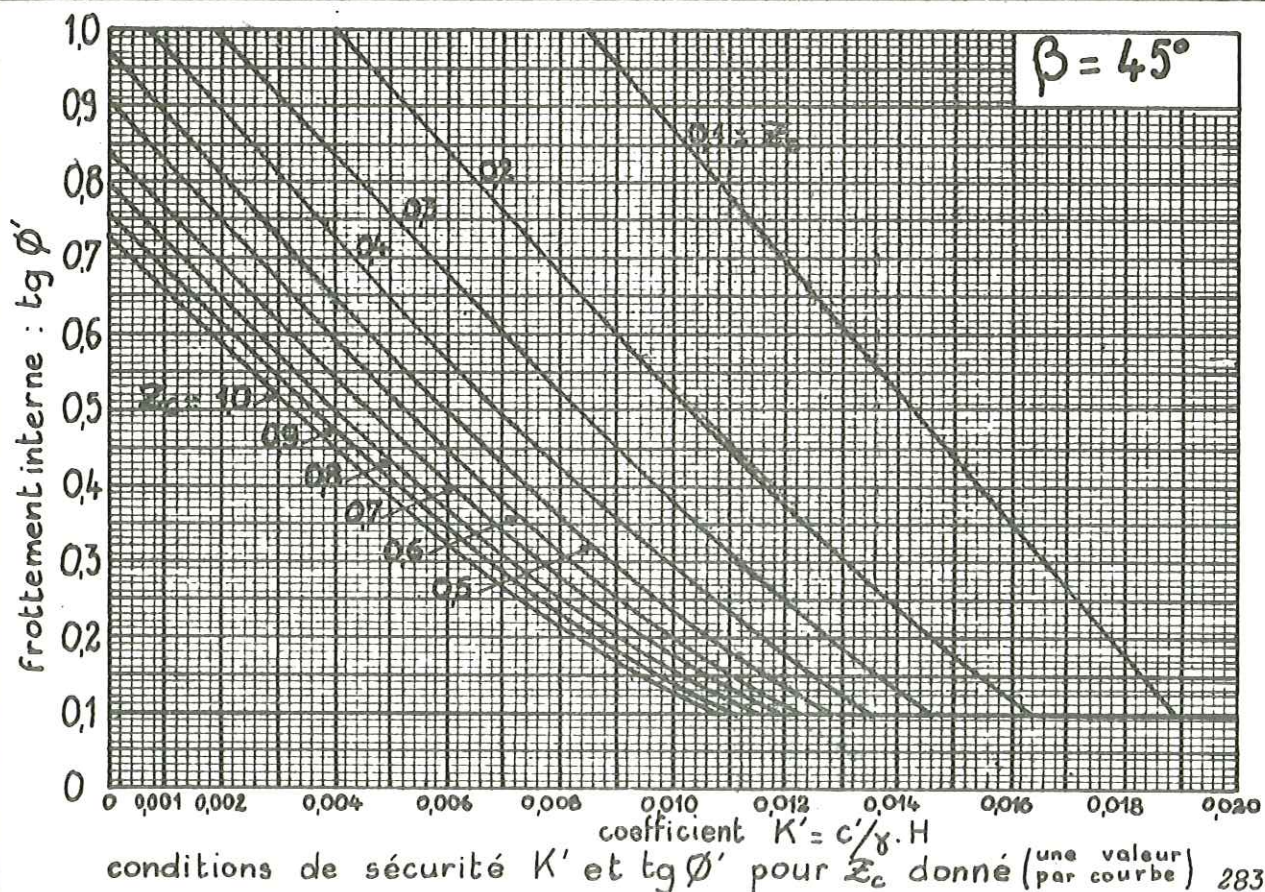
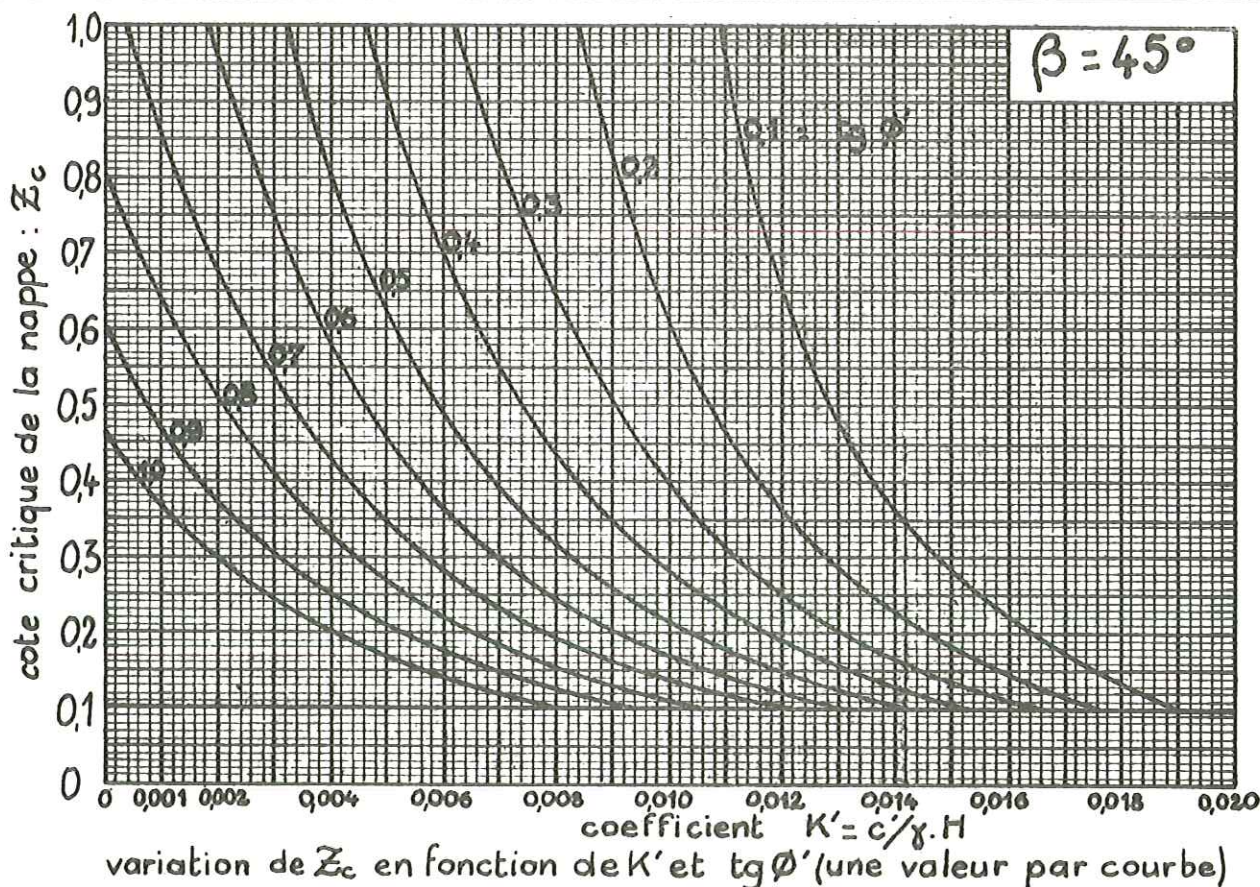
Conditions critiques de sécurité

$Z_c$  = cote critique de la nappe correspondant à la valeur 1,0 pour le coefficient de sécurité

Paramètres: abaque n°:

$\text{tg} \phi' K'$  44

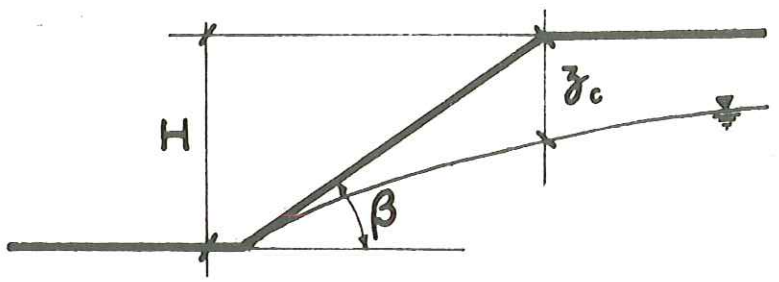
$\beta Z_c$





# STABILITE des TALUS

variation de la cote critique  $Z_c$  de la nappe avec l'angle  $\beta$  du talus



Paramètres et unités :  $tg \phi'$   $K' = \frac{c'}{\gamma \cdot H}$   $\beta$

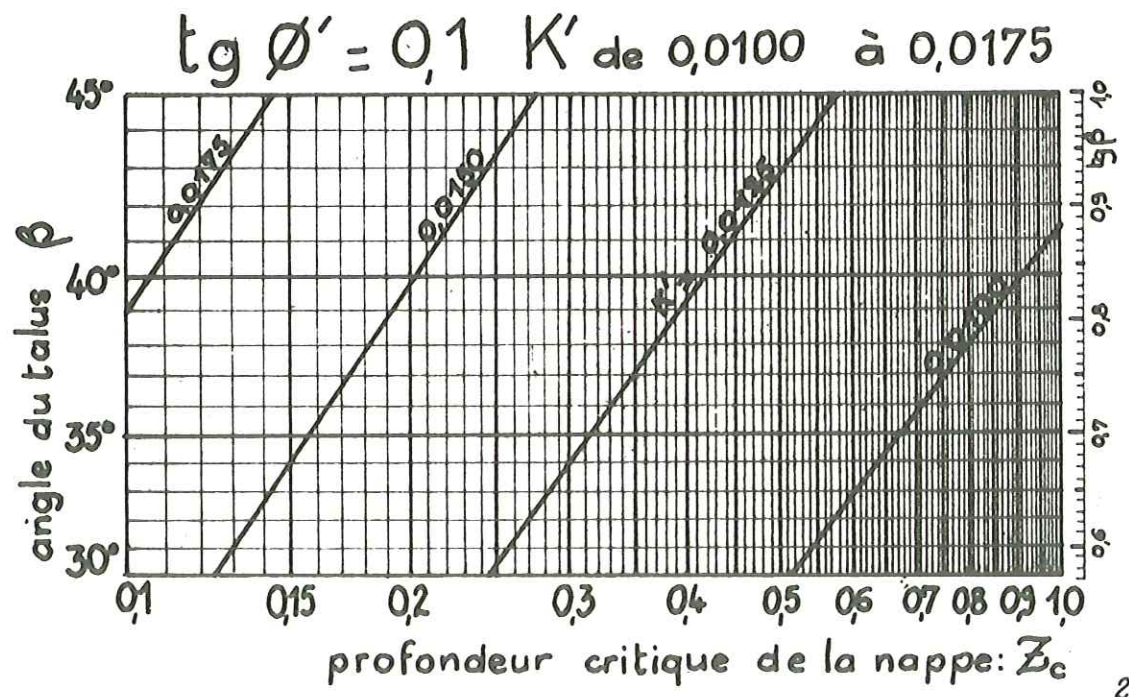
$c'$  (cohésion en bars) et  $tg \phi'$  (frottement interne) exprimés en termes de contraintes effectives

$\beta$  = angle du talus en degrés -  $\gamma$  = densité en tonnes par mètre cube

$Z_c$  = cote critique de la nappe (mètres) -  $\bar{Z}_c = \frac{Z_c}{H}$  (sans dimension)

## Valeurs numériques :

- $tg \phi'$  : une valeur par abaque de 0,1 (ci dessous) à 1,0 (abaque )
- $K'$  : une valeur par droite (varie par 0,0025)
- $c'$  : varie sur chaque abaque de 0,1 à 1,0 (graduation logarithmique)
- $\beta$  : varie sur chaque abaque de 30° à 45° (graduation en  $tg \beta$ )



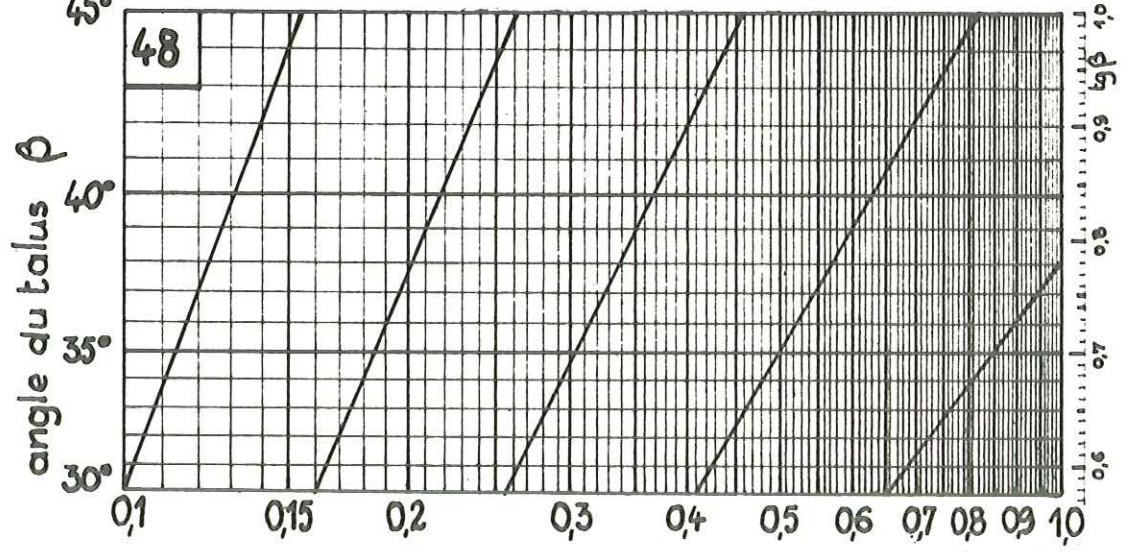
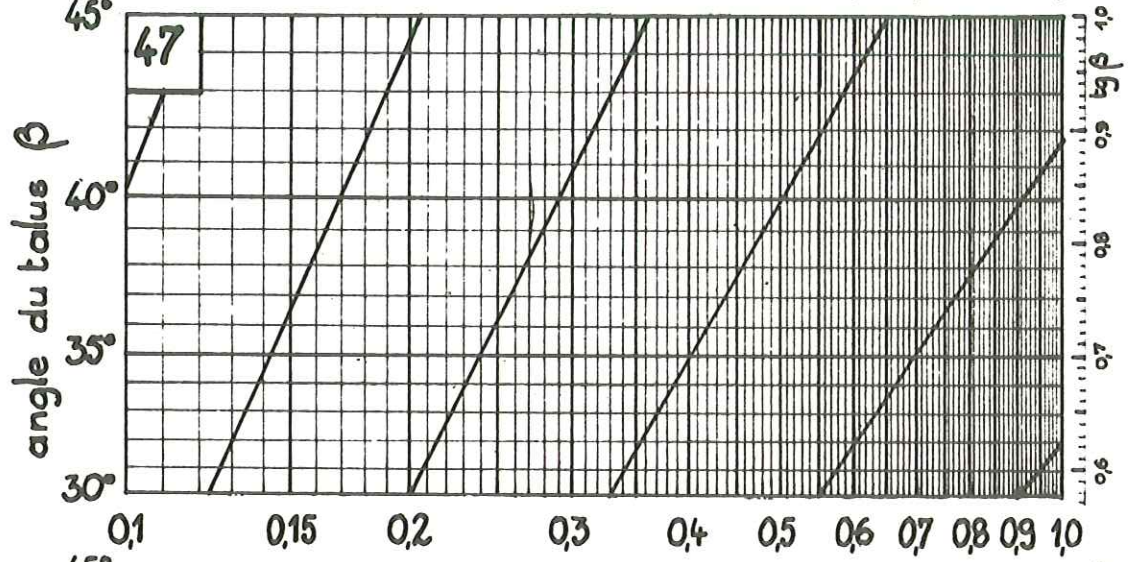
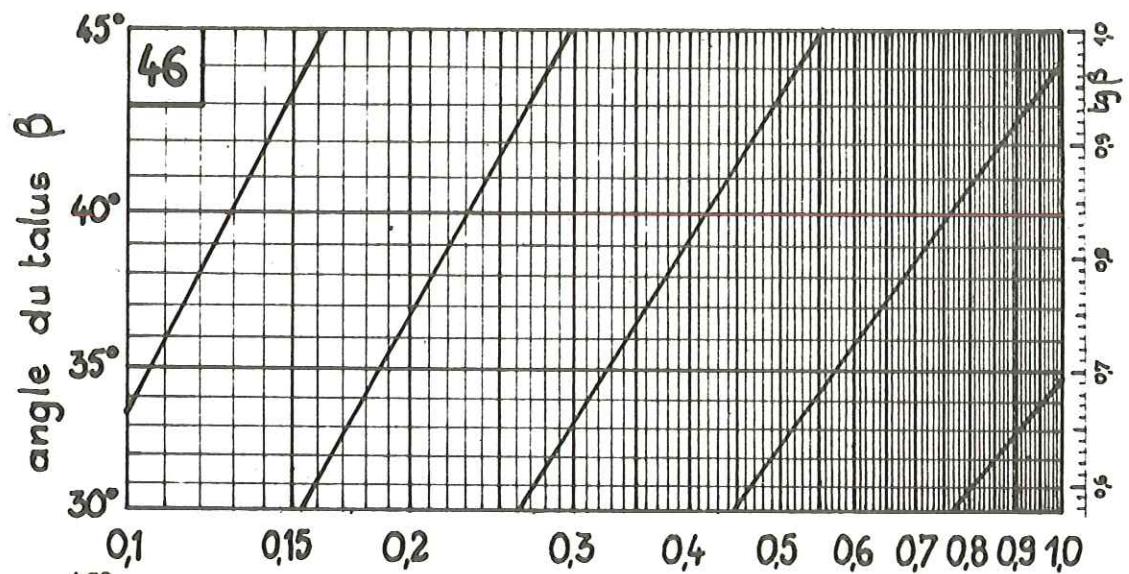


abaque n°:	46	47	48
$\text{tg}\phi'$ =	0,2	0,3	0,4
$K'$ =	0,0050 à 0,0150	0,0025 à 0,0150	0,0025 à 0,0125

# STABILITE des TALUS

abaques n°:  
46-47-48

variation de la cote critique  $Z_c$  de  
la nappe avec l'angle  $\beta$  du talus



profondeur critique de la nappe  $Z_c$

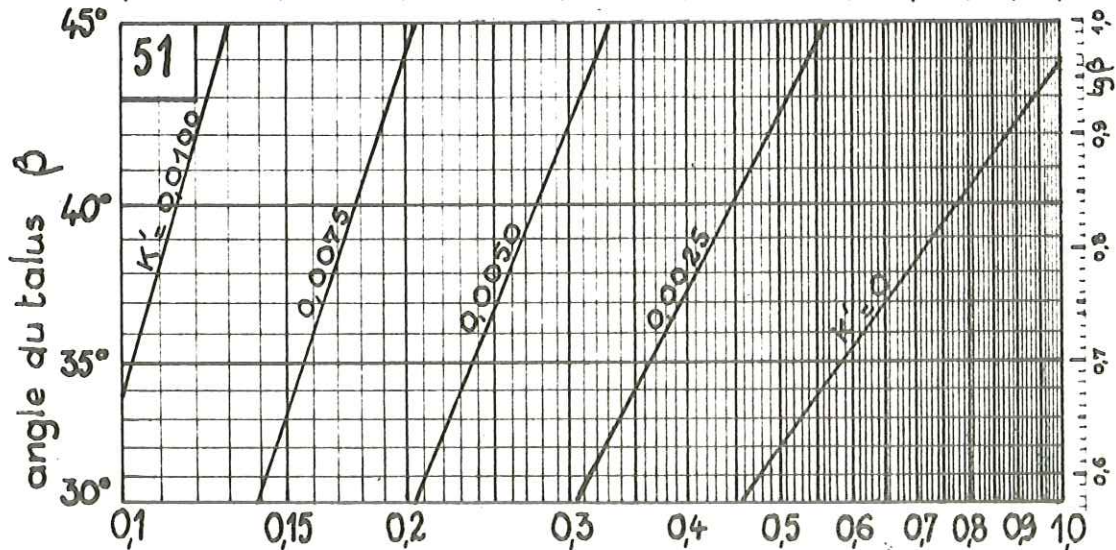
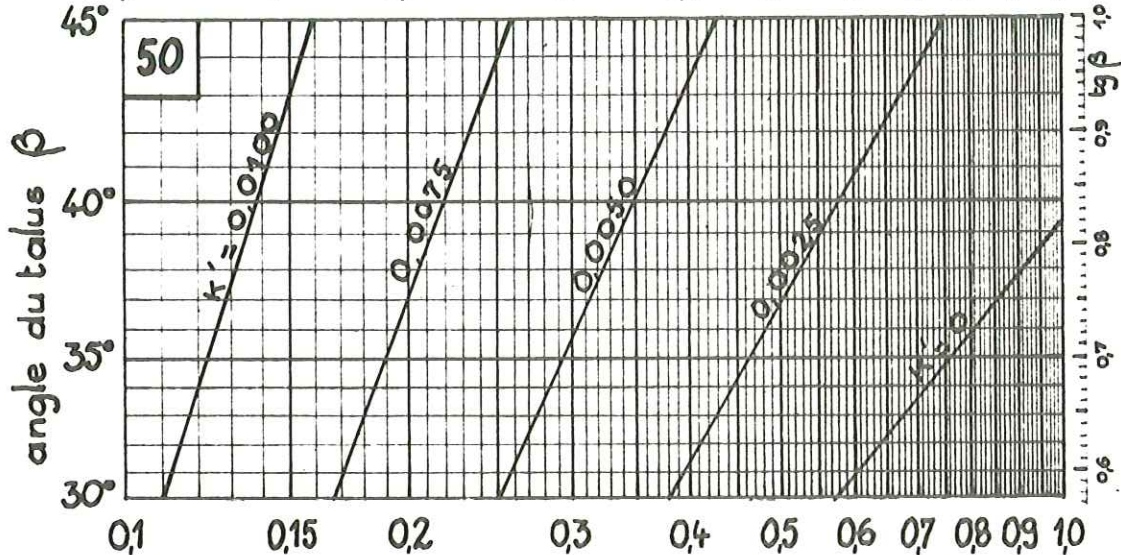
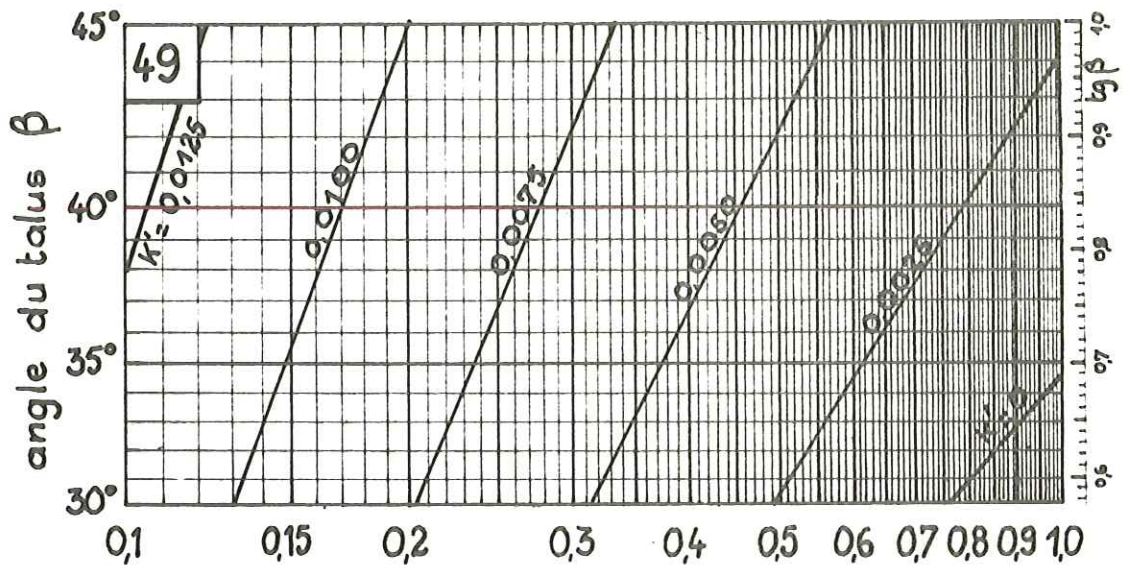


abaque n°:	49	50	51
$\text{tg}\phi'$ =	0,5	0,6	0,7
$K'$ =	0 à 0,0125	0 à 0,0100	0 à 0,0100

# STABILITE des TALUS

abaques n° :  
**49 - 50 - 51**

variation de la cote critique  $Z_c$  de la nappe avec l'angle  $\beta$  du talus



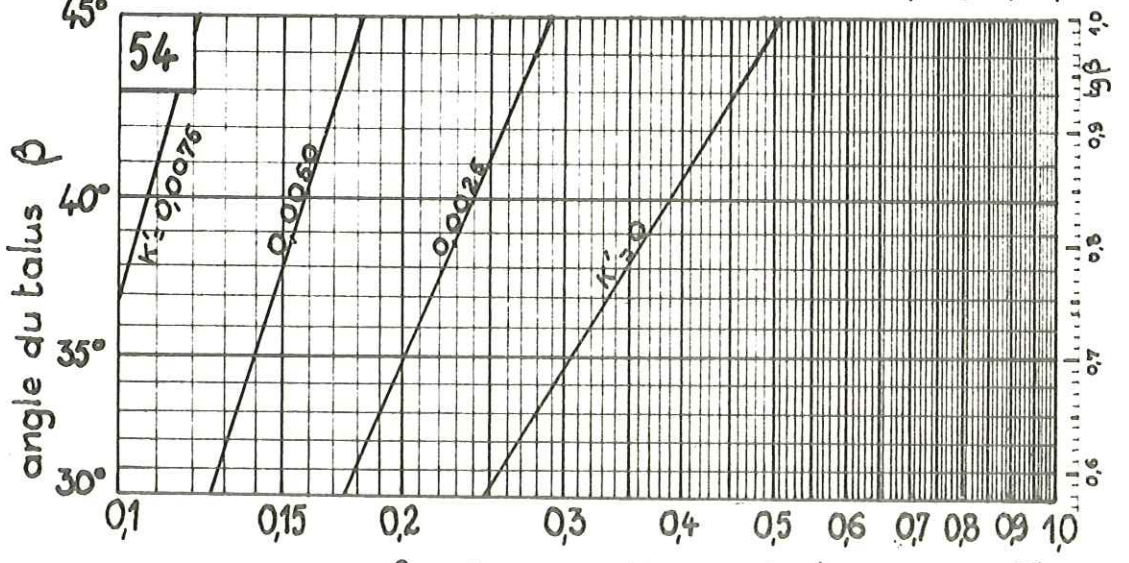
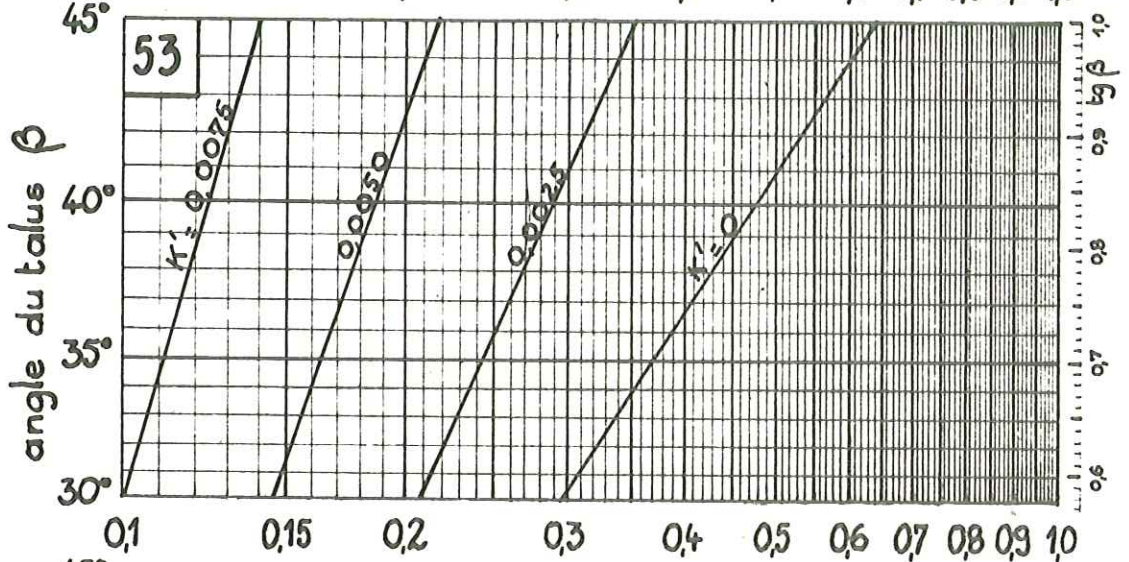
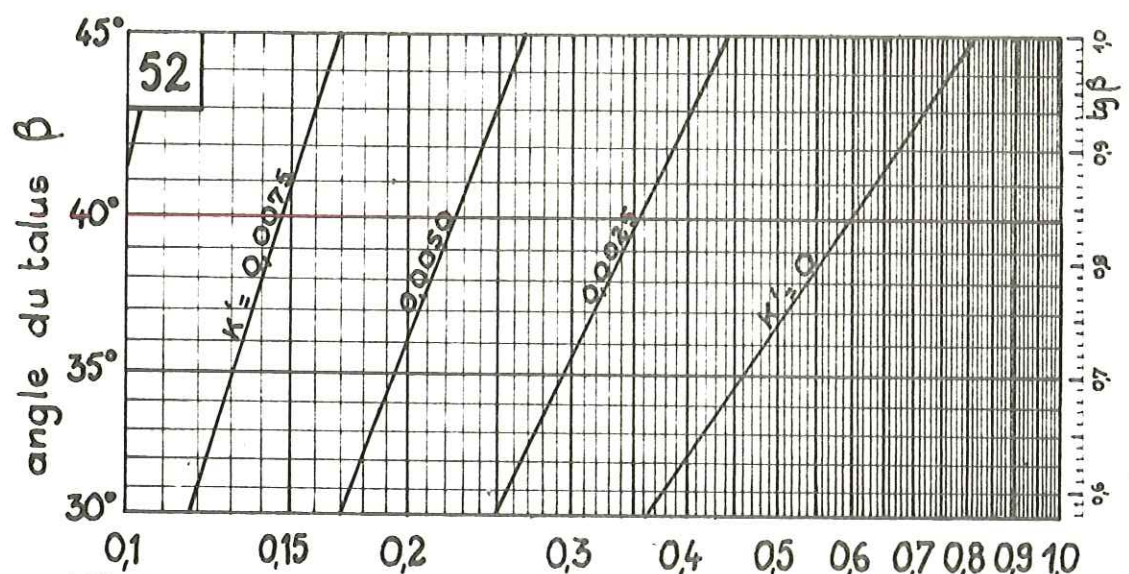
profondeur critique de la nappe  $Z_c$



abaque n°:	52	53	54
$\text{tg}\phi'$ =	0,8	0,9	1,0
$K'$ =	0 à 0,0075	0 à 0,0075	0 à 0,0075

**STABILITE des TALUS**  
 variation de la cote critique  $Z_c$  de la nappe avec l'angle  $\beta$  du talus

abaques n° :  
**52-53-54**



profondeur critique de la nappe  $Z_c$



## BIBLIOGRAPHIE

- AAS, G. (1965) - A study of the effect of the vane shape and rate of strain on the measured values of in situ shear strength of clays. *Norwegian Geotechnical Institute publ.* 65.
- ANTOINE, P. et alii. (1971). - Les problèmes posés par la stabilité des pentes dans les régions montagneuses. *Trav. du Lab. Géol. Fac. Sci. Grenoble*, tome 47, pp. 5-24.
- BIAREZ, J. (1961) - Contribution à l'étude des propriétés mécaniques des sols et des matériaux pulvérulents. *Fac. Sci. Grenoble*, 240 p.
- BIAREZ, J. (1962) - Remarques sur les calculs de stabilité des talus. *Annales des Ponts & Chaussées*, n° 19, juil-août 1962.
- BIAREZ, J. et alii. (1969) - Etude des problèmes posés par les mouvements de terrain. *Lab. de Géotechnique, Université de Grenoble*, 229 p., inédit.
- BISHOP, A.W. (1955) - The use of the slip circle in stability analysis of slopes. *Geotechnique V*, I, pp. 1-7.
- BISHOP, A.W. (1962) - The stability of earth dams. *Thèse PH.D., Londres*, mai 1962.
- BISHOP, A.W. et BJERRUM, L. (1960) - The relevance of the triaxial test to the solution of the stability problems. *Norwegian Geotechnical Institute*, publ. 34.
- BISHOP, A.W. et MORGENSTERN, N. (1960) - Stability coefficients for earth slopes. *Geotechnique X*, 4.
- BJERRUM, L. (1955) - Stability of natural slopes in quick clays. *Geotechnique V*, I. pp. 101-119.
- BJERRUM, L. (1967) - Engineering geology of norwegian normally consolidated marine clays as related to settlement of buildings. *Geotechnique XVII*, I. pp. 81-118.
- BJERRUM, L. (1968) - Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales. *Norwegian Geotechnical Institute*, publ. 77.
- BJERRUM, L. et KJAERNSLI, B. (1957) - Stability analysis, examples. *Norwegian Geotechnical Institute*, publ. 24.
- BOMBARD, J.P. (1968) - Une approche des problèmes posés par les mouvements de terrain. Essai méthodologique. *Thèse de 3ème cycle, Université de Grenoble*. 264 p.
- BOUCEK, B. (1969) - Résistance maximale, ultime et à long terme de l'argile. *Th. Doctorat ès Sciences, Grenoble*.
- BROWN, C.B. et KING, I.P. (1966) - Automatic embankment analysis : equilibrium and instability conditions. *Geotechnique XVI*, 3. p. 209.
- CAQUOT, A. (1954) - Méthode exacte pour le calcul de la rupture d'un massif par glissement cylindrique. *Compte-rendus Conf. Eur. Stabilité des Talus. Stockholm, 1954, vol. 1*.



- CHIN YUNG CHANG et DUNCAN, J.H. (1970) - Analysis of soil movement around a deep excavation. *American Society of Civil Engineers, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division (A.S.C.E. - J.S.M.F.D.)* vol. 96, SM 5.
- COLLIN, A. (1846) - Recherches expérimentales sur les glissements spontanés de terrains argileux, accompagnées de considérations sur quelques principes de la mécanique terrestre. *Carillon, Goeury, Paris*.
- DESVARREUX, P. (1971) - Recherche d'une méthode d'étude des mouvements de terrain et applications pratiques. *Thèse Dr. Ing. Université de Grenoble*, 162 p.
- FRONTARD, J. (1936) - Calculs de stabilité des barrages en terre. *2ème Congrès des Grands Barrages. Washington 1936*.
- FRONTARD, J. (1955) - Lignes de glissement et hauteur dangereuse d'un massif de terre limité par un talus plan. *Geotechnique V, I. p. 33*.
- GIBSON, R.E. et MORGENSTERN, N. (1962) - A note on the stability of cuttings in normally consolidated clays. *Geotechnique XII, 3*.
- GIGNOUX, M. et BARBIER, R. (1955) - Géologie des barrages et des aménagements hydrauliques. *Masson éd. Paris*.
- GOGUEL, J. et PACHOUD, A. (1972) - Géologie et dynamique de l'écroulement du Mont Granier, dans le massif de la Chartreuse, en novembre 1248. *Bull. du B.R.G.M. (2ème série) section III, n° 1, 1972, pp. 29-38*.
- HEIM, A. (1932) - Bergsturz und Menschenleben. 218 p.
- HUTCHINSON, J.N. (1961) - A landslide in a thin layer of quick clay at Furre, central Norway. *Norwegian Geotechnical Institute, publ. 44*.
- HUTCHINSON, J.N. (1965) - The landslide of Vibstad. *Norwegian Geotechnical Institute, publ. 61*.
- HUTCHINSON, J.N. (1969) - A reconsideration of the coastal landslides at Folkestone Warren (Kent). *Geotechnique XIX, I, pp. 6-38*.
- HVORSLEV, M.J. (1937) - Über die Festigkeitseigenschaften gestörter bindiger Böden. *Ingeniør Skrifter A*.
- JANBU, N. (1954) - Stability analysis with dimensionless parameters. *Harvard Soil Mech. Series n° 48, Cambridge, Mass. USA*.
- KARST, H. et PILOT, G. (1967) - Stabilité des talus routiers. *Laboratoire Central des Ponts & Chaussées, publ. n° 67-6*.
- KENNEY, T.C. (1965) - Stability of cuts in soft soils. *Norwegian Geotechnical Institute, publ. 63*.
- KERCKHOVE, C. (1969) - La zone du flysch dans les nappes de l'Embrunais - Ubaye (Alpes Occidentales). *Géologie Alpine, tome 45, pp. 5-204*.
- KRSMANOVIC, D. (1967) - Initial and residual shear strength of hard rocks. *Geotechnique XVII, 2. pp. 145-160*.
- KYVELLOS, G. (1956) - Etude de la courbe intrinsèque des sols compactés et non saturés. *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. (I.T.B.T.P.) n° 101, mai 1956*.

- MAYOR, H. (1967) - Terrains argileux de la Suisse Romande : deux problèmes de stabilité spéciaux. *Bulletin Technique de la Suisse Romande*, n° 22, 4 novembre 1967.
- MORET, L. (1943) - Les conditions géologiques des glissements de Bellevaux (Haute Savoie). *Trav. Lab. Fac. Sci. Grenoble*, t. 24, pp. 27-32.
- MORET, L. (1945) - Les éboulements de terrains en montagne. *Éditions de la revue des Alpes. Grenoble*, 54 p.
- ONDE, H. (1938) - La Maurienne et la Tarentaise ; étude de géographie physique. *Arthaud éd.* 623 p.
- O'NEIL, H.M. (1962) - Direct shear test for effective strength parameters. *A.S.C.E. - J.S.M.F.D. vol. 88 SM 4*, pp. 109-137.
- SEVALDSON, R.A. (1957) - The slide of Lodalen. *Norwegian Geotechnical Institute, publ.* 24.
- SKEMPTON, A.W. (1948) - The  $\phi = 0$  analysis of stability and its theoretical basis. *Proc. Second Int. Conf. Soil Mech. Mexico*, 2 : 50 - 53.
- SKEMPTON, A.W. (1964) - Long term stability of clay slopes. *Geotechnique XIV*, 2. pp. 77-101.
- SKEMPTON, A.W. et GOLDBERGER, H.Q. (1948) - Practical examples of the  $\phi = 0$  analysis of stability of clays. *Proc. Second Int. Conf. Soil Mech., Mexico*, 2 : 63 - 70.
- SKEMPTON, A.W. et HUTCHINSON, J.N. (1968) - Stability of natural slopes and embankment foundations. *Proc. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Mexico*, vol. 2.
- SOKOLOVSKY, V.V. (1942) - "Stabilité des talus". *Dokladi, tome XXXIV, fasc. 3, Acad. Sci. U.R.S.S.*
- SPENCER, E. (1967) - A method of analysis of the stability of embankment assuming parallel interslices forces. *Geotechnique XVII, I.* pp. 11-26.
- SYMONS, I.F. (1968) - The application of residual shear strength to the design of cuttings in overconsolidated fissured clays. *Road Res. Lab. of Great Britain, L.R.* 227.
- TAYLOR, D.W. (1948) - Fundamentals of Soil Mechanics. *John Wiley, New York*, 1948.
- TAYLOR, D.W. (1967) - Stability of earth slopes. *Jr of Boston Soc. of Civ. Eng.*, vol. XXIV n° 3.
- TER STEPANIAN, G. (1963) - On the long term stability of slopes. *Norwegian Geotechnical Institute, publ.* 52, pp. 1-14.
- TERZAGHI, K. et PECK, R.B. (1965) - Mécanique des Sols appliquée aux Travaux Publics et au Bâtiment. *Dunod éd. Paris*, 1965.
- WHITMAN, R. et MOORE, P.J. (1963) - Thoughts abouts the mechanics of slope stability analysis. *Dept. of Civ. Eng. M.I.T. Cambridge, Publ.* p. 63-9.
- WILSON, S.D. (1970) - Observational data on ground movements related to slope instability. *A.S.C.E. - J.S.M.F.D. vol. 96, SM 5.*



VU

Grenoble, le

Le Président de la thèse

R. BARBIER

VU, et permis d'imprimer,

Grenoble, le

Le Président de l'Université  
Scientifique et Médicale

M. SOUTIF