



HAL
open science

Analyse et prévision de certains glissements de terrains naturels

Nacer-Eddine Rai

► **To cite this version:**

Nacer-Eddine Rai. Analyse et prévision de certains glissements de terrains naturels. Géologie appliquée. Université Joseph Fourier - Grenoble 1, 1992. Français. NNT: . tel-00682856

HAL Id: tel-00682856

<https://theses.hal.science/tel-00682856>

Submitted on 27 Mar 2012

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.

THESE

présentée par

Nacer-Eddine RAI
Ingénieur de l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger
(Hydraulique)

Pour obtenir le titre de DOCTEUR de

l'UNIVERSITE JOSEPH FOURIER - GRENOBLE I

(Arrêté ministériel du 30 mars 1992)

Spécialité : Mécanique

Option : Mécanique des sols

Analyse et prévision de certains glissements de terrains naturels

Date de soutenance : 2 octobre 1992

Composition du jury :

M.	P.	ANTOINE	Président
M.	J.	MONNET	Directeur de Thèse
M.	J.	PASTOR	Rapporteurs
M.	P.	LAREAL	
M.	M.	MOMMESSIN	Examineurs
M.	D.	CORDARY	
M.	P.	MATHIEU	Invité
Mme	C.	MOULIN	Invitée

Thèse préparée au sein du Laboratoire de Géologie et Mécanique
de l'Institut de Recherches Interdisciplinaires de Géologie et Mécanique

THESE

présentée par

Nacer-Eddine RAI
Ingénieur de l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger
(Hydraulique)

Pour obtenir le titre de DOCTEUR de

l'UNIVERSITE JOSEPH FOURIER - GRENOBLE I

(Arrêté ministériel du 30 mars 1992)

Spécialité : Mécanique

Option : Mécanique des sols

Analyse et prévision de certains glissements de terrains naturels

Date de soutenance : 2 octobre 1992

Composition du jury :

M.	P.	ANTOINE	Président
M.	J.	MONNET	Directeur de Thèse
M.	J.	PASTOR	Rapporteurs
M.	P.	LAREAL	
M.	M.	MOMMESSIN	Examineurs
M.	D.	CORDARY	
M.	P.	MATHIEU	Invité
Mme	C.	MOULIN	Invitée

Thèse préparée au sein du Laboratoire de Géologie et Mécanique
de l'Institut de Recherches Interdisciplinaires de Géologie et Mécanique

*Par la science des astres l'homme accède à la
preuve de l'unité de Dieu et à la connaissance
de la prodigieuse grandeur, de la sublime
sagesse, de la puissance et de la perfection de
Son oeuvre.*

AL-BATTANI (877 - 918)

*Qui se connaît soi-même et connaît les
autres, saura reconnaître ceci :
L'Orient et l'Occident Sont
indissolublement liés.*

*Goethe
Divan Ouest-Oriental*

Faint, illegible text, possibly bleed-through from the reverse side of the page.

Faint, illegible text, possibly bleed-through from the reverse side of the page.

*à mes parents ,
et à toute ma Grande famille.*

REMERCIEMENTS

Le travail présenté dans cette thèse a été réalisé au Laboratoire de Géologie et Mécanique de l'Institut de Recherches Interdisciplinaires de Géologie et Mécanique, Université Joseph Fourier - Grenoble 1 - .

Je tiens à remercier tout particulièrement Monsieur Jacques MONNET qui a accepté de prendre la direction de mes travaux.

Que Monsieur Pierre ANTOINE reçoive l'expression de ma reconnaissance pour l'honneur qui m'a fait de présider mon jury de thèse.

J'adresse mes remerciements à Messieurs Pierre LAREAL et Philippe MATHIEU de l'I.N.S.A. de Lyon, ainsi qu'à Messieurs Joseph PASTOR et Michel MOMMESSIN de l'Université de Savoie (Chambéry) qui ont accepté de faire partie du jury.

Mes sincères remerciements à Madame Catherine MOULIN (Service R.T.M. du département de l'Isère) et Monsieur Daniel CORDARY de l'Université Joseph Fourier - Grenoble - qui ont bien voulu accepter de faire partie du jury. Je les remercie pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail.

SOMMAIRE

INTRODUCTION	5
---------------------------	---

Chapitre I **ANALYSE DE STABILITE DES PENTES**

INTRODUCTION.....	11
I.1. DEFINITION D'UN MOUVEMENT DE TERRAIN	12
I.2. NOMENCLATURE RELATIVE A UN GLISSEMENT DE TERRAIN	14
I.3. LES GLISSEMENTS DE TERRAINS NATURELS	17
I.3.1. GENERALITES	17
I.3.2.1. LES GLISSEMENTS PLANS	19
I.3.2.2. LES GLISSEMENTS ROTATIONNELS	19
I.3.2.3. LES GLISSEMENTS DE FORMES QUELCONQUES.....	20
I.4. OBJECTIF D'UN CALCUL DE STABILITE.....	22
I.5. MODES DE CALCUL DE STABILITE	23
I.5.1. LE CALCUL A LA RUPTURE (EQUILIBRE LIMITE).....	23
I.5.2. LE CALCUL PAR ELEMENTS FINIS.....	23
I.6. METHODE DES TRANCHES	24
I.6.1. PRINCIPE DE LA METHODE.....	24
I.6.2. NOTATIONS UTILISEES	26
I.6.3. EQUATIONS D'EQUILIBRE	29
I.7. METHODE DE FELLENIUS (1927)	33
I.8. METHODE DE BISHOP simplifiée(1954).....	36
I.9. METHODE DES PERTURBATIONS.....	41
I.10. METHODE DE SPENCER (1967 - 1973)	48
I.11. METHODE DE JANBU	54
CONCLUSION	58

Chapitre II **INFLUENCE DE QUELQUES PARAMETRES** **SUR LA STABILITE DES PENTES**

INTRODUCTION.....	61
II.1. LES TERRAINS POREUX	62
II.2. PHENOMENE D'HUMIDIFICATION ET D'INFILTRATION	63
II.3 NOTIONS D'HOMOGENEITE, D'ISOTROPIE ET.....	66
D'ANISOTROPIE	66
II.4. NOTIONS D'HYDRAULIQUE SOUTERRAINE	67
II.4.1. CHARGE HYDRAULIQUE.....	67
II.4.2. NOTION DE HAUTEUR PIEZOMETRIQUE	67
II.4.3. CAS DES ECOULEMENTS SOUTERRAINS.....	68
II.5. LA LOI DE DARCY	69
II.6. CONSIDERATIONS GENERALES	70

II.7. APPLICATION DE LA METHODE DES ELEMENTS FINIS AUX	71
ECOULEMENTS EN MILIEU POREUX SATURE	71
INTRODUCTION	71
II.7.1. EQUATION GENERALE DE L'ECOULEMENT	73
II.7.2. ECOULEMENT PERMANENT	73
II.7.2.1. PRINCIPE VARIATIONNEL	74
II.7.2.2. CONDITIONS AUX LIMITES	75
REMARQUES :	76
II.7.2.3. DISCRETISATION EN ELEMENTS FINIS	78
II.7.2.4. FORMULATION MATRICIELLE DU PROBLEME	83
II.7.3. ECOULEMENTS NON-PERMANENTS	83
II.7.3.1. PRINCIPE VARIATIONNEL	84
II.7.3.2. CONDITIONS AUX LIMITES	86
II.8. INFLUENCE DE L'ANISOTROPIE DE PERMEABILITE	86
II.9. INFLUENCE DU CHANGEMENT DE PROFIL SUR LA STABILITE	88
II.10. INFLUENCE DE LA VITESSE DE DEPLACEMENT SUR LA STABILITE	90
II.11. ANALYSE DE STABILITE DU GLISSEMENT D'HARMALIERE	97
CONCLUSION	

Chapitre III
MOYENS DE PREVISION DES GLISSEMENTS
DE TERRAINS NATURELS

INTRODUCTION	100
III.1. SURVEILLANCE INCLINOMETRIQUE	101
III.1.1. PRINCIPE DES MESURES INCLINOMETRIQUES	101
III.1.2. DISPOSITIF DE MESURE	101
III.2.3. PRINCIPE DU DEPOUILLEMENT DES MESURES	103
III.2.3.1. EXPRESSION DE LA MESURE - PRINCIPE DE LA DOUBLE	103
MESURE	106
III.2.3.2. ELIMINATION DE L'ERREUR ALEATOIRE	107
III.2.3.3. ELIMINATION DE L'ERREUR SYSTEMATIQUE (Méthode de	110
PINCENT)	110
III.2. SURVEILLANCE TOPOGRAPHIQUE	110
III.2.1. METHODES DE MESURES UTILISEES	111
III.2.2. LES ERREURS EN TOPOMETRIE	113
III.2.3. PRECAUTIONS A PRENDRE	114
III.3. ESSAI DE LABORATOIRE (Essai Triaxial)	114
III.3.1. BUT DE L'ESSAI	114
III.3.2. PRINCIPE DE L'ESSAI	115
III.3.3. CONDITIONS D'ESSAI	115
III.3.3.1. DEFINITION DES ESSAIS DRAINES ET NON-DRAINES	116
III.3.3.2. DEFINITION DES ESSAIS CONSOLIDES ET NON-	116
CONSOLIDES	117
III.3.4. DEFINITION DE LA RUPTURE	119
III.5. CRITERE DE RUPTURE	121
III.4. RELATION ENTRE DEFORMATION ET DISTORSION DU SOL	121
III.5. METHODE DE PREVISION	123
CONCLUSION	

Chapitre IV
APPLICATION DES PREVISIONS A DEUX SITES INSTABLES

INTRODUCTION	126
IV.1. CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DES ARGILES LITEES	127
IV.1.2. LES ESSAIS SUR LES ARGILES LITEES	129
IV.1.2.1. ESSAIS DE LABORATOIRES (Triaxial)	129
IV.1.2.2. ESSAIS IN SITU	132
IV.2. APPLICATION DES PREVISIONS SUR SITES INSTABLES	134
IV.2.1. PONSONNAS	135
INTRODUCTION	135
IV.2.1.1. DISPOSITIF DE SURVEILLANCE	136
IV.2.1.2. SURVEILLANCE TOPOGRAPHIQUE	137
IV.2.1.3. DONNEES PLUVIOMETRIQUES	138
IV.2.1.4. SURVEILLANCE INCLINOMETRIQUE	139
IV.2.1.5. ASPECT PREVISIONNEL	146
CONCLUSION	147
IV.2.2. AVIGNONET	148
IV.2.2.1. CONTEXTE GEOLOGIQUE GENERAL	148
IV.2.2.2. TYPES D'INSTABILITE DANS LES ARGILES LITEES	150
IV.2.2.3. INSTRUMENTATION ET SUIVI	153
IV.2.2.4. DISPOSITIF DE MESURES	154
IV.2.2.4.2. DONNEES PLUVIOMETRIQUES	156
IV.2.2.4.3. SURVEILLANCE INCLINOMETRIQUE	157
IV.2.2.5. RESULTATS	158
IV.2.2.6. INTERPRETATION	167
A - LES TYPES DE MOUVEMENTS RECONNUS	167
B - ASPECT PREVISIONNEL	168
IV.2.2.7. LES TRAVAUX PREVENTIFS ET DE CORRECTION	172
CONCLUSION	173
CONCLUSION DU CHAPITRE	174

Chapitre V
OUTILS DE CALCUL INFORMATIQUE

INTRODUCTION	177
V.1. PROGRAMME CASTAL	178
INTRODUCTION	178
V.1.1. DEFINITION DES DONNEES DE BASE	179
V.1.1.1. DEFINITION DE LA GEOMETRIE GLOBALE	179
V.1.1.2. DEFINITION DE LA TOPOGRAPHIE DE LA PENTE	179
V.1.1.3. DEFINITION DES DONNEES GEOTECHNIQUES	180
V.1.1.4. DONNEES SISMIQUES	181
V.1.1.5. CONDITION SUR LE SUBSTRATUM	181
V.1.2. PRISE EN COMPTE DES PRESSIONS INTERSTITIELLES	184
V.1.2.1. SOL PARTIELLEMENT SATURE	184
V.1.2.2. SOL COMPLETEMENT SATURE	185
V.1.2.3. SOL NON SATURE	185

V.1.3. ORGANIGRAMME GENERAL DU PROGRAMME CASTAL..... 186
 V.1.3.1. SAISIE DES DONNEES DE BASE..... 186
 V.1.3.2. SURCHARGES EXTERIEURES..... 188
 V.1.3.3. CONDITIONS HYDRAULIQUES..... 188
 V.1.3.4. MODES ET METHODES DE CALCUL DE STABILITE..... 188
 V.1.3.5. EXPLOITATION DES RESULTATS 193
 V.2. PROGRAMME HYDROMEF..... 194
 INTRODUCTION..... 194
 V.2.1. ORGANIGRAMME GENERAL DU PROGRAMME HYDROMEF 196
 V.2.1.1. SAISIE DES DONNEES DE BASE DU PROBLEME 196
 V.2.1.2. CONDITIONS AUX LIMITES HYDRO-
 GEOMETRIQUES 196
 V.2.1.3. DIMENSIONS DE L'ELEMENT T3 (linéaire)..... 197
 V.2.1.4. LE MAILLAGE AUTOMATIQUE INITIAL..... 199
 V.2.1.5. PRISE EN COMPTE DES CONDITIONS AUX LIMITES..... 199
 V.2.1.6. CALCUL HYDRAULIQUE..... 200
 V.2.1.7. EXPLOITATION DES RESULTATS 201
 V.3. EXEMPLES D'APPLICATIONS..... 201
 V.3.1. APPLICATION DU PROGRAMME "HYDROMEF" 204
 V.3.2. APPLICATION DU PROGRAMME "CASTAL" 205
 V.3.2.1. EXEMPLE DE SOL HOMOGENE..... 210
 V.3.2.2. EXEMPLE DE SOL MULTICOUCHES 214
 CONCLUSION 214

CONCLUSION GENERALE 215

BIBLIOGRAPHIE

INTRODUCTION

Le problème des versants naturels ne se pose que dans le cas où un versant instable présente une menace pour les constructions ou lorsque l'on doit réaliser des ouvrages sur site en pente, au risque de les mettre en mouvement, ou de réactiver les mouvements anciens.

Vu l'importance du risque en cas de glissement, les moyens mis en oeuvre pour la confortation de ces masses glissantes sont généralement très supérieurs à ceux des ouvrages courants de type déblai ou remblai en zone stable peu accidentée.

L'influence de l'eau sur la stabilité des pentes joue un rôle fondamental. Pour cela, la détermination du régime hydraulique qui règne dans le sol est primordiale, malgré la diversité de l'origine des écoulements. Cela implique l'utilisation de nombreux piézomètres qui couvrent presque la totalité du site, qui est en général très coûteuse.

Vu les incertitudes qui pèsent sur l'analyse a priori des phénomènes d'instabilité et les risques qu'ils font courir à la sécurité des gens et des constructions, cela nous amène à prévoir des dispositions particulières :

- * une reconnaissance suffisante du site par des puits visitables;*
- * le suivi de système de surveillance et si possible d'alerte;*
- * le traitement rapide des amorces de mouvement;*
- * le choix du dispositif de confortation.*

Il convient d'être modeste vis-à-vis des problèmes que pose la nature à cette échelle, et ne pas rechercher des économies qui risquent de n'être que temporaires au détriment d'une sécurité bien souvent difficile à chiffrer et qui a tendance à être plus faible que prévue.

Vu l'imprécision de la cinématique des mouvements, il est nécessaire de pouvoir déterminer, chaque fois qu'il y a risque de rupture d'un ouvrage ou d'un site naturel, une frontière critique dans l'espace des paramètres définissant l'équilibre des masses potentiellement instables.

Le franchissement de cette frontière serait considéré comme critère d'alerte et déclencherait les opérations de sécurité prévues en conséquence (B. PINCENT, 1974). La définition précise d'une telle frontière, seuil d'alerte, est difficile, cela n'empêche pas de tenter de l'approcher empiriquement en développant les méthodes de surveillance.

Parmi les paramètres liés directement au comportement de l'ouvrage, déplacements, pressions interstitielles, contraintes par exemple, seuls les déplacements sont directement mesurables. Les contraintes ou pressions interstitielles sont en effet des grandeurs physiques qui ne peuvent être mesurées que par l'introduction d'un appareil qui peut perturber sensiblement la grandeur qu'il est sensé appréhender.

En fin ce sont les déplacements de la masse de terre et de roche qui créent le risque. Dans cet esprit, les méthodes de surveillance portent essentiellement sur la mesure des déplacements, en surface (topographie) et en profondeur (inclinométrie).

L'évolution des différents composants du déplacement d'un point d'un site instable est très variable dans le temps. Sans que cela soit une règle absolue, on peut remarquer qu'une pente se déforme au cours du temps en suivant cinq phases d'évolution (Figure 0.1):

a- une phase de déformation lente où les vitesses de déplacement sont presque constantes (minimum de désordre);

b- une phase de transition où on constate l'accroissement des vitesses de déplacement (mise en cause de la stabilité);

c- une phase de rupture proprement dite, allure asymptotique de la courbe déplacement-temps (instabilité totale);

d- une deuxième phase de transition, décroissement des vitesses de déplacement (acheminement vers une stabilité temporaire ou définitive);

e- dernière phase, les vitesses de déplacement deviennent presque constantes (stabilité temporaire ou définitive).

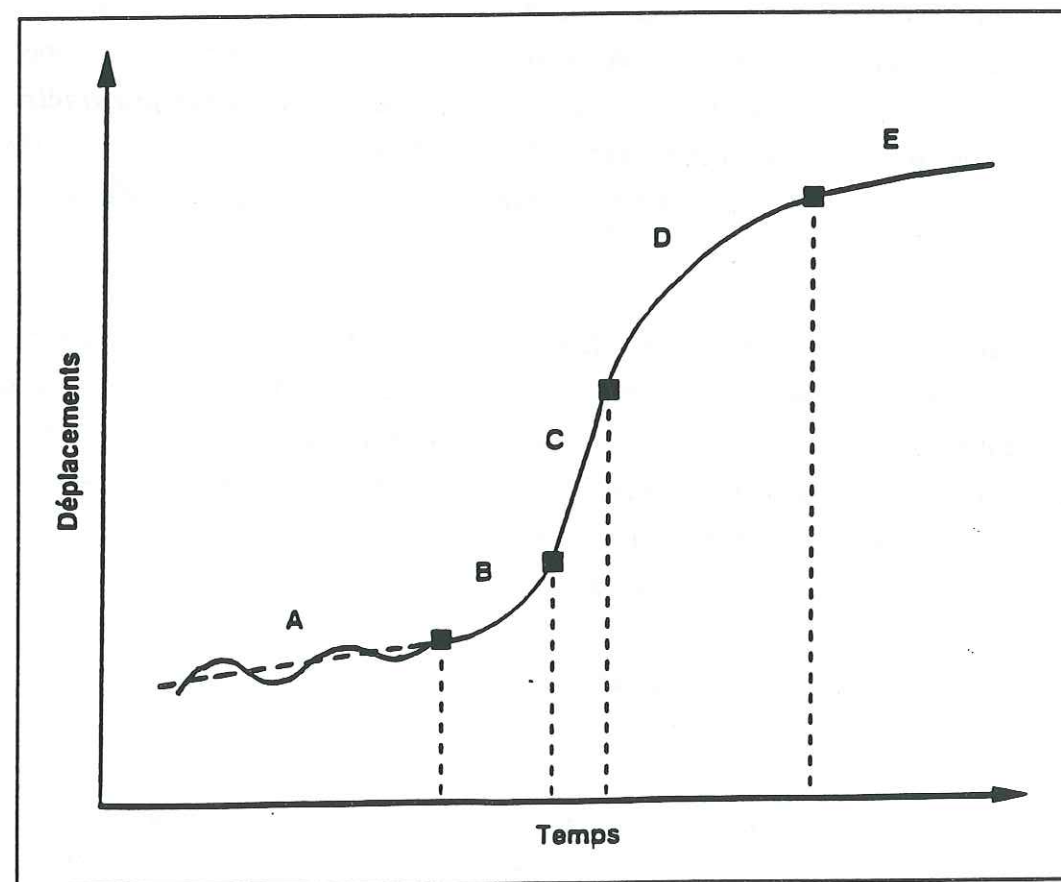


Figure 0.1 : Les différentes étapes d'un mouvement de terrain en fonction du temps

Notre présente étude est composée de cinq chapitres qui sont les suivants :

* le premier chapitre est consacré essentiellement à une revue générale de l'arsenal numérique pour l'analyse de stabilité des pentes dans le cas d'un calcul à la rupture "équilibre limite". Après avoir cité les différents modes de rupture et l'intérêt d'une analyse de stabilité nous allons passer en revue les différentes méthodes classiques (Fellenius, Bishop, Perturbations, Spencer et Janbu) basées sur l'équilibre limite d'une masse sujette au glissement.

* le deuxième chapitre a pour but, la mise en évidence de l'influence de l'eau sur la stabilité. nous allons parler dans ce chapitre de quelques notions d'hydraulique souterraine, des écoulements en milieu poreux saturé, de l'application de la méthode des éléments finis à ces écoulements, en particulier, l'écoulement permanent en milieu poreux saturé et isotrope. En fin de chapitre, nous allons présenter les résultats d'une étude paramétrique appliquée à un glissement réel (Harmalière) pour mettre en évidence l'influence de l'eau et des caractéristiques mécaniques du sol sur l'analyse de stabilité.

* au troisième chapitre nous allons présenter les principaux moyens de prévision des glissements, qui sont ; les mesures topographiques, les mesures inclinométriques et les essais de laboratoire montrant le comportement mécanique du sol. Dans ce chapitre nous allons voir la mise au point d'un critère d'alerte basé en principe sur des mesures inclinométriques et des essais de laboratoire (essai triaxial).

* le quatrième chapitre est consacré à l'application des prévisions à deux exemples réels de sites instables (Ponsonnas et Avignonnet).

* le cinquième chapitre est destiné à la présentation de l'outil de calcul informatique qui a servi à l'analyse de stabilité dans toute notre étude qui sera suivie par des applications de démonstration sur des cas typiques.

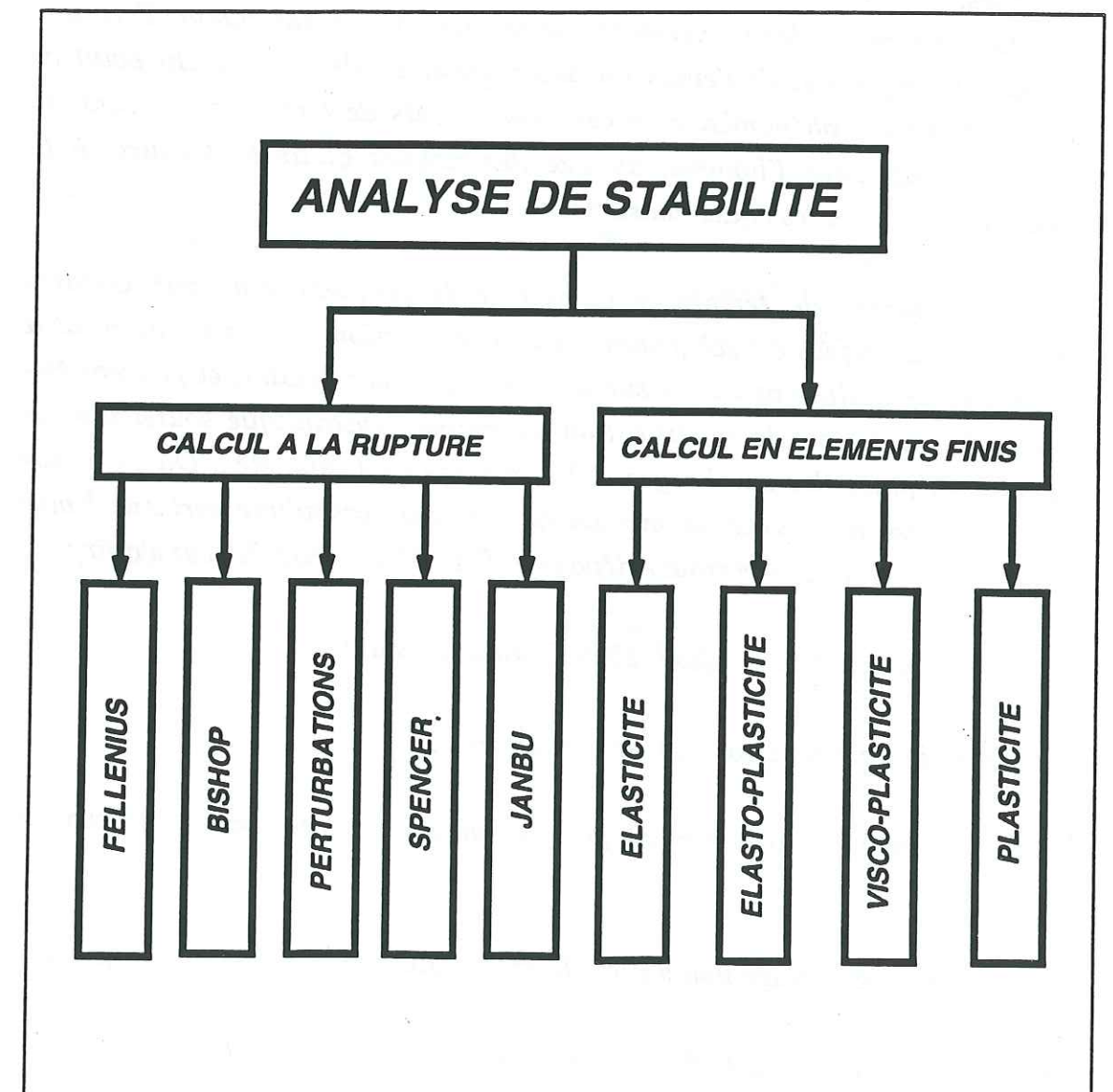
CHAPITRE I

ANALYSE DE STABILITE DES PENTES

INTRODUCTION

Dans ce chapitre , nous allons montrer les objectifs essentiels d'un calcul de stabilité à la rupture et procéder à une revue générale de l'arsenal numérique pour l'analyse de stabilité.

Tout d'abord, nous allons définir les différents mouvements de terrain et voir les trois types de ruptures par glissement, ensuite, nous passerons en revue les principales méthodes d'analyse de stabilité à la rupture et d'essayer de présenter les avantages et les inconvénients de ces méthodes.



I.1. DEFINITION D'UN MOUVEMENT DE TERRAIN

Par définition, un mouvement de terrain est un mouvement de masse, dont le moteur essentiel est la pesanteur. Le volume des masses en mouvement peut aller de quelques mètres cubes à plusieurs millions lorsqu'il s'agit des versants entiers de montagnes (BLONDEAU, 1976).

Les mouvements de terrain restent, quelle que soit leur importance, à la portée du savoir humain (pas souvent) et peuvent être en principe prévus et contrôlés.

Au plan géologique, les mouvements de terrain constituent comme l'érosion, un facteur important de l'évolution morphologique des reliefs. Du point de vue pratique ces phénomènes ou ces mouvements de terrain présentent un intérêt capital pour l'homme, au vue des risques qu'ils font courir à la sécurité des personnes et des constructions.

Ces mouvements de terrain sont déclenchés fréquemment, par certains travaux à la surface du sol (chantiers de construction, etc...) qui amorcent le processus de rupture de masse sur un site auparavant stable, et peuvent être déclenchés aussi par la modification du régime hydraulique souterrain, de la mise en place des surcharges et l'usage des explosifs, etc... On peut dire qu'une masse de terrain se met en mouvement lorsqu'une certaine limite rhéologique du milieu se trouve dépassée (FILLIAT, 1981). Il peut s'agir :

- * de la résistance à la traction (éboulements rocheux);
- * de la résistance au cisaillement (glissement);
- * du frottement roche sur roche pour les glissements des bancs rocheux sur joint sec;
- * de la limite du fluage non amorti (certains glissements en milieu argileux);
- * de la limite de liquidité d'Atterberg (écoulement visco-plastique ou fluage);

Certains auteurs ont classés les mouvements de terrain en trois grandes catégories :

- * les éboulements rocheux de versants;
- * les coulées de boues
- * les glissements de terrain;

Dans le cadre de cette présente étude, on s'intéressera uniquement à l'étude de la troisième catégorie qui est : **les glissements de terrain.**

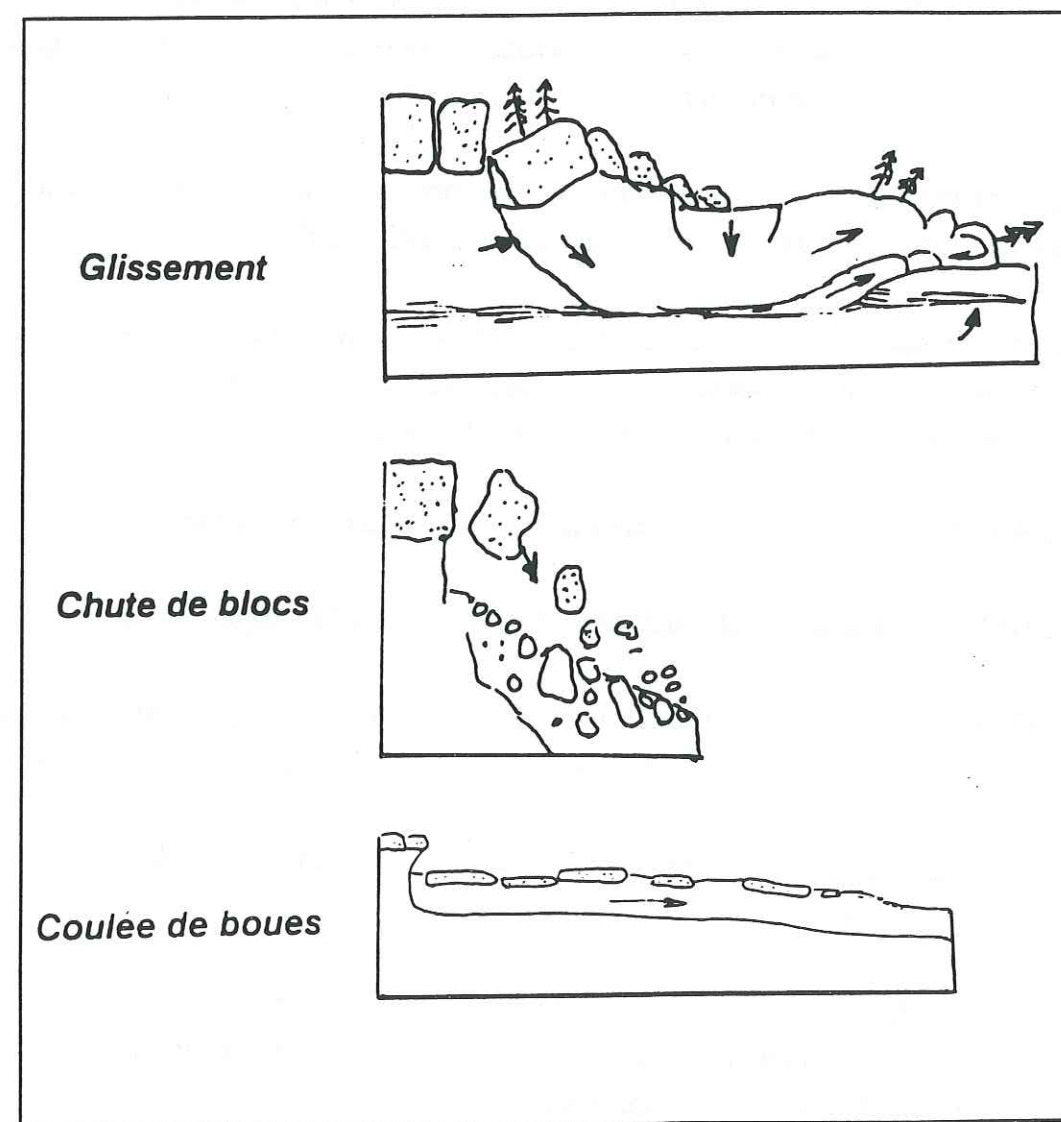


Figure I.1 - Les différents mouvements de terrain

I.2. NOMENCLATURE RELATIVE A UN GLISSEMENT DE TERRAIN

Dans ce paragraphe, nous présentons une nomenclature simple pour les glissements de terrain (COLAS, PILOT, 1976) :

ESCARPEMENT PRINCIPAL : surface inclinée ou verticale souvent concave, limitant le glissement à son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface de glissement.

COURONNE : zone située au-dessus de l'escarpement principal, souvent peu affectée par les désordres. Seules quelques fissures ou crevasses témoignent de la mise en traction des terrains dans cette zone.

TÊTE : limite amont du glissement et plus précisément partie où le matériau glissé se trouve en contact avec l'escarpement principal.

ESCARPEMENT SECONDAIRE : cicatrice semblable à l'escarpement principal mais visible dans la masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier.

ELEMENT : fraction de la masse glissée entre deux escarpements.

FLANC : limite latérale du glissement prolongeant l'escarpement principal.

PIED : correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale avec la surface de glissement. Le pied est souvent masqué par le bourrelet.

EXTREMITE INFERIEURE : zone aval du mouvement de terrain ou extrémité du bourrelet.

RIDES TRANSVERSALES : elles se forment dans le bourrelet du mouvement de terrain, témoin d'efforts de compression pouvant aboutir à des chevauchements dans le matériau.

SURFACE DE RUPTURE OU DE GLISSEMENT : surface séparant la masse glissée des terrains en place.

CORPS : partie centrale du glissement recouvrant la surface de rupture.

FISSURES ET CREVASSES : ruptures au sein du matériau qui se manifestent par des fentes d'importance et de formes diverses suivant leurs positions. On peut distinguer trois grands types élémentaires :

- fissures de traction
- fissures de cisaillement
- fissures de compression

DIMENSIONS : Les dimensions du glissement sont définies par la largeur, la longueur (totale de la rupture) et la profondeur.

Largeur : distance entre les flancs.

Longueur de la rupture : distance entre la couronne et le pied.

Profondeur du glissement : distance entre la surface de rupture et le terrain naturel.

Parfois, on peut identifier certains types de glissement, à partir du rapport D/L respectivement, profondeur du glissement et longueur totale du glissement (Skempton, Hutchinson, 1969).

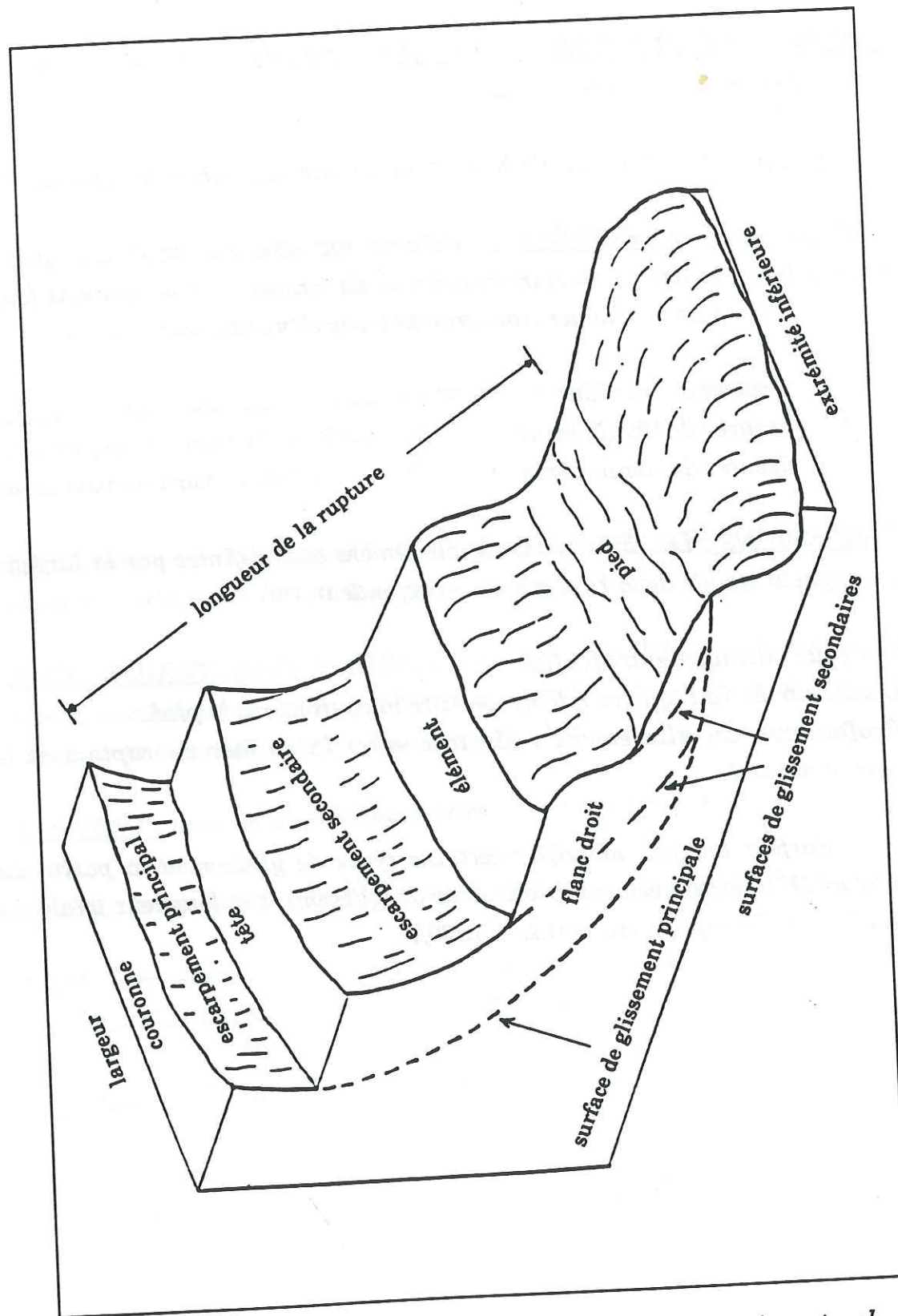


Figure I.2 - Schéma descriptif d'un glissement de terrain naturel

I.3. LES GLISSEMENTS DE TERRAINS NATURELS

I.3.1. GENERALITES

Les glissements de terrains sont des mouvements de masse qui se développent dans des matériaux meubles, et qui affectent très souvent des ouvrages construits par l'homme ou des versants rocheux variés. Il évoluent très lentement par rapport aux éboulements rocheux qui sont brutaux.

Ces glissements de terrain peuvent affecter (COSTET, SANGLERAT, 1981) :

- * les versants naturels de vallée, de bord de mer, des sites de montagnes;
- * les talus en déblai réalisés lors des terrassements;
- * les talus en remblai et digue en terre
- * l'arrière des murs de quai, des murs de soutènements, des parois moulées;

Ils représentent une grande importance pratique :

- * par les risques qu'ils font courir aux habitations et aux ouvrages, et par l'ampleur de ces risques ;
- * par la difficulté d'y porter remède;
- * par le coût toujours élevé des travaux confortatifs à mettre en oeuvre;

Les accidents observés montrent qu'il est possible sous l'angle rhéologique, de classer les glissements de terrain en deux grandes familles (FILLIAT, 1981) :

1- les glissements de terrain proprement dits, qui se caractérisent par l'apparition de surface de cisaillement relativement bien définie à l'intérieur du milieu. On admet dans ce cas que le milieu a un comportement élasto-plastique.

2- les fluages et les coulées boueuses qui se caractérisent par une déformation et un écoulement de type visco-plastique ou fluide. Il ne peut plus être question d'étudier ces phénomènes à partir d'un calcul à la rupture qui implique le cisaillement du milieu le long d'une surface précise.

I.3.2.1. LES GLISSEMENTS PLANS

Dans ce cas, le mouvement de la masse est une translation sur un plan incliné plus ou moins régulier, en général ce plan est prolongé vers le haut par une fissure de traction. Le plan de glissement s'établit dans la majorité des cas, sur une discontinuité du milieu et la rupture peut alors correspondre au glissement sur un joint séparant deux formations de nature différentes.

Ce type de glissement est donc avant tout, conditionné par la structure des formations géologiques qui constituent le site et notamment par la présence d'une discontinuité à pendage aval.

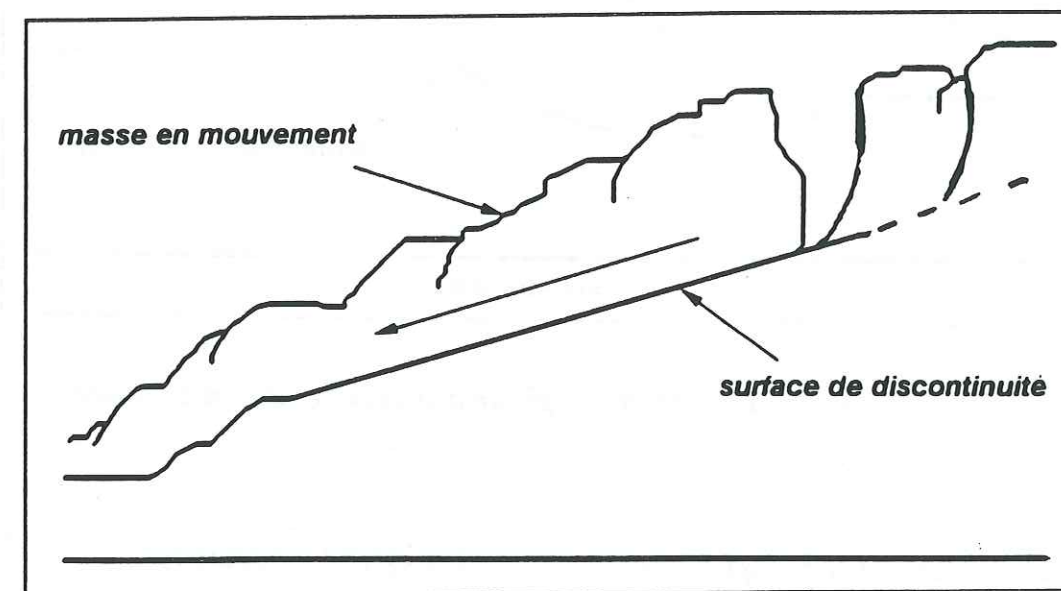


Figure I.3 - Schéma typique d'un glissement plan

I.3.2.2. LES GLISSEMENTS ROTATIONNELS

Ce type de glissement, se développe en principe dans un milieu homogène et isotrope, c'est à dire non affecté par la présence de discontinuités géologiques. La surface de rupture est concave et l'allure de sa coupe, selon la ligne de plus grande pente du versant, à une forme circulaire plus ou moins nette.

Dans la plupart des calculs de stabilité on admet, pour la commodité mathématique, que la surface de rupture est un cylindre de section droite circulaire; le calcul se ramène alors à l'étude de l'équilibre de rotation à deux dimensions.

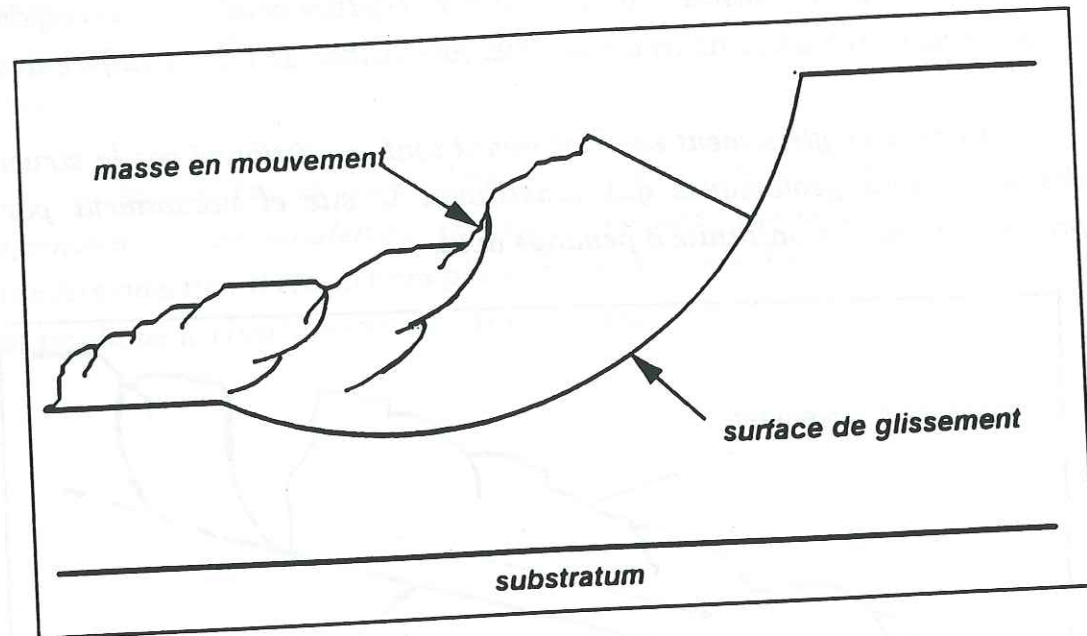


Figure I.4 - Schéma typique d'un glissement rotationnel

I.3.2.3. LES GLISSEMENTS DE FORMES QUELCONQUES

Ce type de surface de glissement est rencontré le plus souvent dans les glissements qui affectent les versants naturels dont la surface de rupture a une forme irrégulière. Si les ruptures circulaires impliquent pour se développer, un milieu homogène et isotrope, elles restent l'exception dans les milieux naturels. En effet, nous avons vu que les glissements plans s'expliquent par la présence, dans les structures géologiques, de discontinuités qui sont en général des plans. Plus généralement, lorsque la surface de rupture n'est plus plane, mais suit des surfaces préférentielles du matériau (surfaces de faibles caractéristiques mécaniques) qui ont une forme quelconque, on obtient un glissement de forme irrégulière,

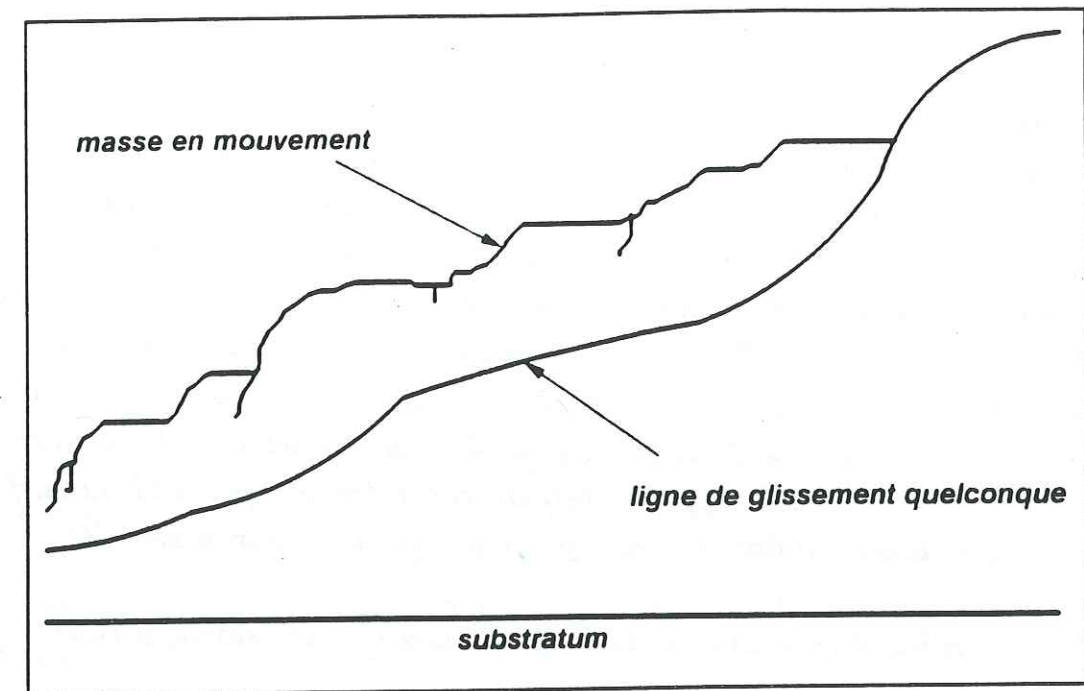


Figure I.5 - Glissement de forme quelconque

Rappelons d'ailleurs que l'anisotropie et l'hétérogénéité de ces milieux se situent à plusieurs niveaux :

- * nature pétrologique et géotechnique des matériaux;
- * discontinuité de la structure : stratification, diaclase, failles, etc...;
- * influence des eaux souterraines qui réduisent les caractéristiques mécaniques de certains terrains et préparent l'établissement des ruptures dans les zones affaiblies;

Soulignons, que le développement des moyens de calcul informatiques, permet maintenant de serrer de plus près la géométrie complexe de ces ruptures .

I.4. OBJECTIF D'UN CALCUL DE STABILITE

L'objectif principal d'un calcul de stabilité sur un versant apparemment stable, est de définir la ligne de glissement qui, parmi d'autres lignes de glissement envisageables, aurait le plus de chances d'apparaître ou la vérification pour une ligne de glissement donnée. Dans le cas d'un mode de calcul à la rupture, le calcul consiste à tester le plus grand nombre de lignes de rupture possibles. Chaque test nécessite donc un calcul de stabilité, qui fournit une valeur du facteur de sécurité vis-à-vis de la rupture. Après avoir testé toutes les lignes de rupture possibles, on admet que, la surface de rupture la plus probable pour le versant considéré, correspond à la surface de rupture testée qui donne la plus petite valeur du facteur de sécurité.

Ainsi, le calcul de stabilité sur un versant apparemment stable, permet :

- d'apprécier la marge de sécurité dont dispose le versant considéré vis-à-vis de la rupture.
- de définir la géométrie d'une rupture éventuelle et la zone la plus menacée du versant considéré.
- d'examiner les risques associés à la réalisation sur ce site de certains travaux (terrassment, construction, etc...)

I.5. MODES DE CALCUL DE STABILITE

On signale qu'il existe deux modes d'étude de la stabilité, qui sont nettement distincts dans leurs approches du problème.

I.5.1. LE CALCUL A LA RUPTURE (EQUILIBRE LIMITE)

Ce mode de calcul suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique et obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement. Il a donné naissance, à plusieurs méthodes de calcul de stabilité et cela dans l'hypothèse d'une rupture rotationnelle. Par contre, le cas de rupture de formes quelconques, n'a pu être développé que récemment, et cela grâce au développement des moyens de calculs informatiques.

I.5.2. LE CALCUL PAR ELEMENTS FINIS

Cette méthode s'appuie sur un calcul numérique de type variationnel qui a été utilisé dans l'industrie aéronautique. Quoique pleine d'avenir, cette méthode reste d'une manipulation très délicate.

Rappelons, que l'utilisation de l'outil informatique a apporté au calcul de stabilité à la rupture des progrès appréciables, qui le rend plus fiable, dans la mesure où le comportement rhéologique adopté, et dans la mesure où les caractéristiques mécaniques du milieu ont pu être correctement définies.

I.6. METHODE DES TRANCHES

I.6.1. PRINCIPE DE LA METHODE

Cette méthode de calcul imaginée par Petterson (1916), à subi, au fil des ans de nombreuses adaptations. Schématiquement, elle consiste à diviser le volume instable en un certain nombre de volumes élémentaires pour chacun desquels la ligne de glissement a une forme simple et se développe dans un milieu homogène.

On considère un massif de forme quelconque, soumis à des forces extérieures données (surcharges, écoulement d'eau, etc...) et susceptible de se rompre le long d'une ligne de glissement potentielle de forme quelconque que l'on se fixe a priori. On divise alors la masse de terre sujette au glissement en un certain nombre de tranches verticales relativement minces et on écrit que chaque tranche, considérée comme un solide indéformable, est en équilibre limite sur la ligne de glissement, sous l'action des forces et des moments qui la sollicitent.

Le mode de division et le nombre de tranches adopté sont arbitraires, leur choix tient toutefois compte des données géométriques, géologiques et géotechniques du site (nature des terrains, présence de nappes, position des ouvrages construits, etc...).

Dans la version la plus générale, la méthode des tranches peut, en principe, prendre en compte un maximum de complexités : surface topographique de forme quelconque, ligne de rupture circulaire et non circulaire, terrain hétérogène, écoulement souterrain, forces extérieures quelconques, et notamment les ouvrages construits sur le versant. Elle est donc particulièrement adaptée à l'étude des cas complexes qui sont généralement les versants naturels. Il faut remarquer que la division en tranches verticales correspond bien aux techniques d'investigation classiques (sondages verticaux, essais in situ).

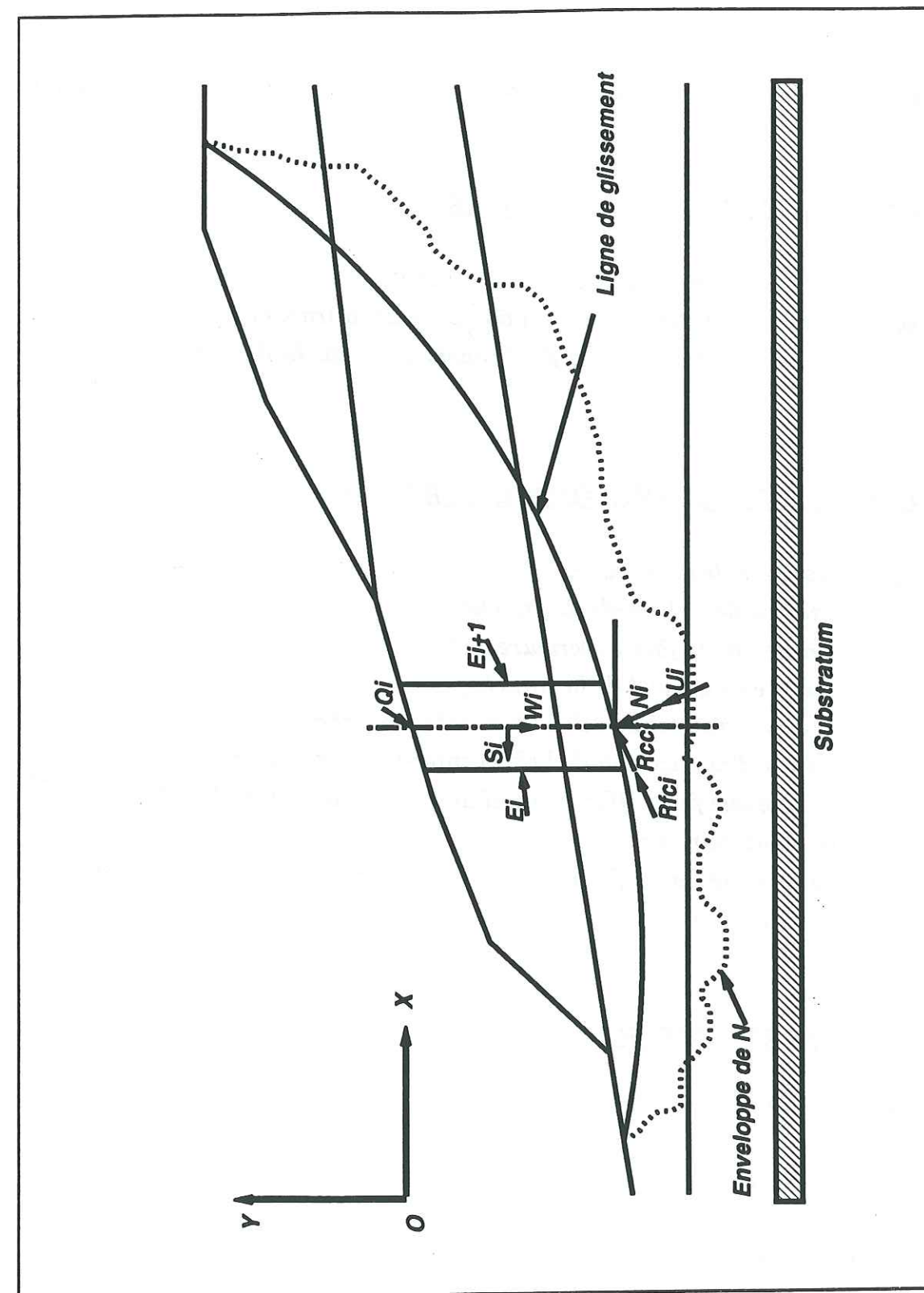


Figure I.6 - Représentation schématique de la méthode des tranches

I.6.2. NOTATIONS UTILISEES (figure I.7)

On considère une tranche verticale donnée, pour laquelle on peut noter les caractéristiques suivantes :

CARACTERISTIQUES MECANIQUES

- C_i : cohésion du sol à la base de la tranche ;
- ϕ_i : angle de frottement du sol à la base de la tranche ;
- $\gamma_{i,j}$: poids volumique de la jème couche de sol de la ième tranche ;

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

- b_i : largeur de la tranche ;
- m_i : milieu de la base de la tranche ;
- m'_i : milieu de la face supérieure de la tranche ;
- g_i : centre de gravité de la tranche ;
- e_i : point d'application de l'effort inter-tranche E_i ;
- e_{i+1} : point d'application de l'effort inter-tranche E_{i+1} ;
- α_i : angle que fait l'effort normal avec la verticale (droite $(\Delta 2)$) passant par m_i ;
- ψ_i : angle que fait la force surcharge avec la verticale (droite $(\Delta 2)$) passant par m'_i ;

EFFORTS EXTERIEURS

Q_i : force surcharge extérieure agissant sur la tranche

$$Q_i \begin{cases} + Q_i \sin \psi_i \\ - Q_i \cos \psi_i \end{cases}$$

CC_i : couple surcharge extérieure agissant sur la tranche

$$CC_i \begin{cases} 0 \\ 0 \\ - CC_i \end{cases}$$

Q_i et CC_i : sont respectivement la force et le couple de surcharge extérieure, apportés par des ouvrages agissant sur la partie supérieure de la ième tranche.

S_i : force sismique horizontale agissant sur la tranche

$$S_i \begin{cases} -k W_i \\ 0 \end{cases} \quad k : \text{coefficient de poussée sismique horizontale}$$

EFFORTS INTERIEURS

W_i : poids total de la tranche

$$W_i \begin{cases} 0 \\ -W_i \end{cases}$$

N_i : effort normal total agissant sur la base de la tranche

$$N_i \begin{cases} +N_i \sin \alpha_i \\ -N_i \cos \alpha_i \end{cases}$$

U_i : effort sous-pression, issu de l'action de la pression interstitielle P_i , agissant sur la base de la tranche

$$U_i \begin{cases} -U_i \sin\alpha_i \\ -U_i \cos\alpha_i \end{cases} \quad \text{avec : } U_i = P_i b_i / \cos\alpha_i$$

R_{fci} : effort de frottement critique à la base de la tranche

$$R_{fci} \begin{cases} N_i \operatorname{tg}\varphi_i \cos\alpha_i / F \\ N_i \operatorname{tg}\varphi_i \sin\alpha_i / F \end{cases} \quad F : \text{coefficient de sécurité au glissement}$$

R_{cci} : effort de cohésion critique à la base de la tranche

$$R_{cci} \begin{cases} C_i b_i / F \\ C_i b_i \operatorname{tg}\alpha_i / F \end{cases} \quad F : \text{coefficient de sécurité au glissement}$$

E_i, E_{i+1} : efforts inter-tranches pour la $i^{\text{ème}}$ tranche

$$E_i \begin{cases} H_i \\ V_i \end{cases} ; E_{i+1} \begin{cases} -H_{i+1} \\ -V_{i+1} \end{cases}$$

I.6.3. EQUATIONS D'EQUILIBRE

Pour un calcul en contraintes effectives, on suppose connues et constantes les valeurs de C'_i et φ'_i le long de la base de la $i^{\text{ème}}$ tranche, ce qui permet de définir l'effort normal effectif N'_i et l'effort de cisaillement T_i par application de la loi de Coulomb :

$$\begin{cases} N'_i = (\sigma_i - P_i) b_i / \cos\alpha_i \\ T_i = C'_{ci} b_i / \cos\alpha_i + N'_i \operatorname{tg}\varphi'_{ci} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_i & : \text{contrainte totale agissant à la base de la } i^{\text{ème}} \text{ tranche} \\ P_i & : \text{pression interstitielle à la base de la tranche} \\ N'_i & : \text{effort normal effectif à la base de la tranche} \\ C'_{ci} & : \text{cohésion critique} \\ \varphi'_{ci} & : \text{angle de frottement critique} \end{cases}$$

L'introduction du coefficient de sécurité F dans le calcul se fait, selon la définition de Fellenius en remplaçant C_{ci} et φ_{ci} par leurs expressions :

$$C_{ci} = C'_i / F \quad \text{et} \quad \operatorname{tg}\varphi_{ci} = \operatorname{tg}\varphi'_i / F$$

D'après l'étude de l'équilibre de la $i^{\text{ème}}$ tranche, on peut déduire le bilan général des équations et des inconnues pour toute la masse de sol susceptible de glisser.

On remarque qu'on a un déficit de $(n-2)$ équations, ce qui implique que la solution ne peut être acquise que par le choix d'une hypothèse supplémentaire. C'est elle qui sert de base et différencie les divers modes de calculs qui ont été proposés à partir du schéma général décrit ci-dessous.

Equations	Nombre	Inconnues	Nombre
$\Sigma T x_i$	n	F	1
$\Sigma T y_i$	n	φ_{ci}	n
$\Sigma M_i / \omega$	n	C_{ci}	n
$tg \varphi_{ci} = tg \varphi_i / F$	n	H_i	$n+1$
$C_{ci} = C_i / F$	n	V_i	$n+1$
H_0, V_0	2	N_i	n
H_n, V_n	2	e_i	$n+1$
e_0, e_n	2		
Total :	$5n + 6$	Total :	$6n + 4$

Tableau I.1 - Bilan général des équations et des inconnus

Selon les auteurs, cette hypothèse porte sur :

- * soit les forces latérales (inter-tranches) H_i, V_i et H_{i+1}, V_{i+1}
- * soit la ligne de glissement ou ligne d'action de ces forces
- * soit la répartition de la contrainte normale σ_i , le long de la ligne de glissement

Pour les méthodes "exactes" ou statiquement admissibles, l'équilibre de chaque tranche verticale doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\vec{R}_i \cdot \vec{i} = 0 \quad ; \quad \vec{R}_i \cdot \vec{j} = 0 \quad ; \quad \vec{M}_i / \omega = 0$$

- avec :
- \vec{R}_i : résultante des forces qui agissent sur la i ème tranche;
 - \vec{M}_i / ω : moment de toutes les forces qui agissent sur la i ème tranche par rapport à ω (centre de rotation);
 - \vec{i} : vecteur unitaire suivant l'axe OX;
 - \vec{j} : vecteur unitaire suivant l'axe OY;

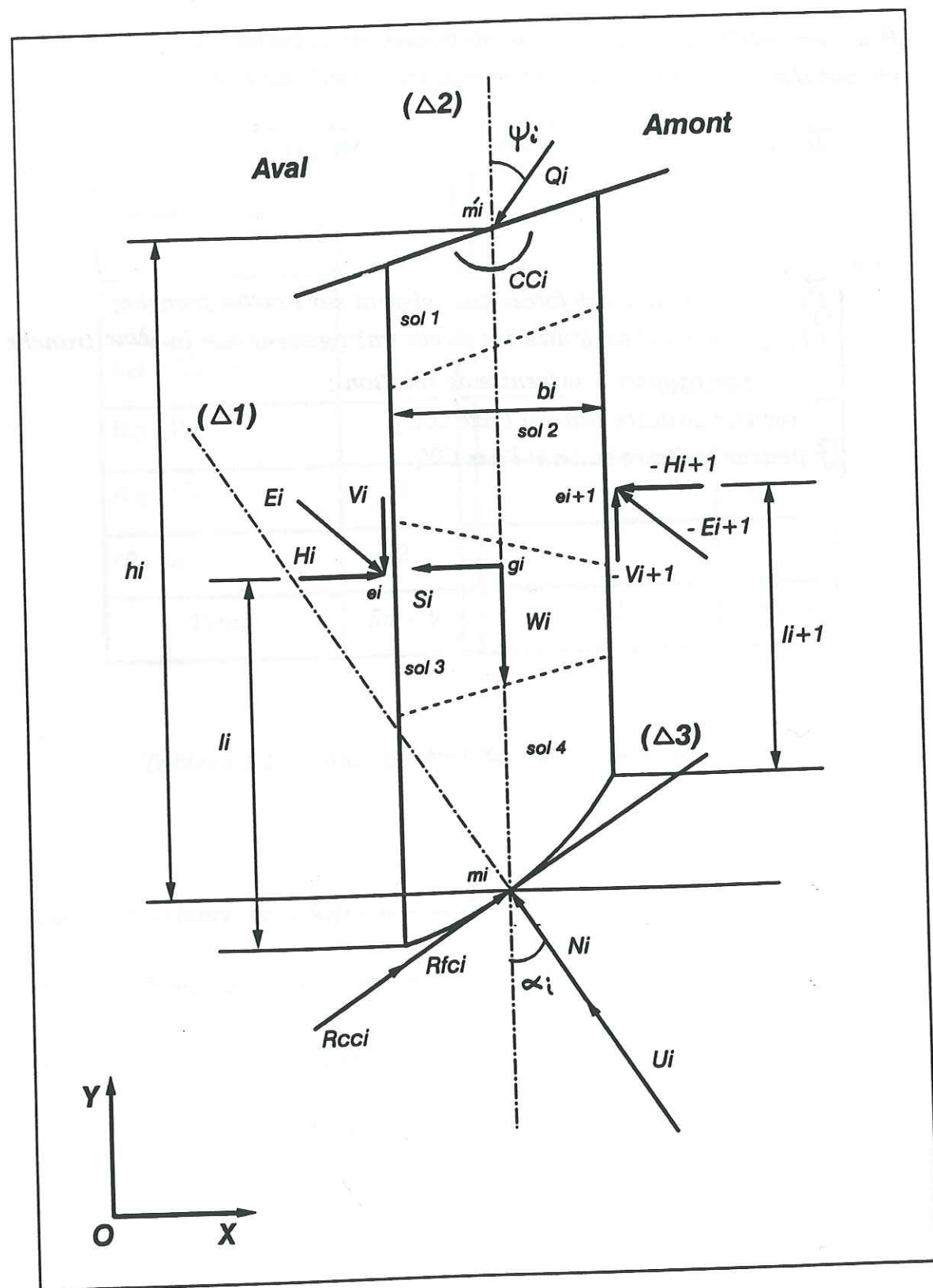


Figure I.7 - Equilibre d'une tranche verticale

I.7. METHODE DE FELLENIOUS (1927)

I.7.1. HYPOTHESES

Cette méthode repose essentiellement sur deux hypothèses :

a - la rupture se produit suivant une ligne de glissement circulaire et apparaît simultanément en tout point de la surface de rupture ;

b - pour chaque tranche verticale, la différence des forces latérales (inter-tranches) horizontales et verticales est nulle, c'est à dire :

$$\begin{cases} \Delta H_i = H_{i+1} - H_i = 0 \\ \Delta V_i = V_{i+1} - V_i = 0 \end{cases}$$

I.7.2. EQUATIONS D'EQUILIBRE, EXPRESSION DE F

A- EQUILIBRE DES FORCES

On écrit d'abord, l'équation d'équilibre des forces agissant sur la ième tranche suivant la droite (Δ1) normale à la ligne de glissement de la tranche.

$$\vec{R}_i \cdot \vec{n}_i = 0 \quad \text{équation scalaire}$$

Pour chaque tranche, on note :

- \vec{R}_i : résultante des forces ;
- \vec{n}_i : vecteur unitaire de la droite (Δ1) ;

La projection de ces forces sur la droite (Δ1), nous donne :

$$N'_i + U_i - W_i \cos \alpha_i + S_i \sin \alpha_i - Q_i \cos \psi_i \cos \alpha_i + Q_i \sin \psi_i \sin \alpha_i = 0$$

De cette équation, on déduit l'expression algébrique de l'effort normal effectif

$$N'_i = W_i \cos\alpha_i - S_i \sin\alpha_i + Q_i \cos\psi_i \cos\alpha_i - Q_i \sin\psi_i \sin\alpha_i - U_i$$

B - EQUILIBRE DES MOMENTS

L'équilibre des moments pour l'ensemble des tranches est donné par l'équation vectorielle suivante, ω étant le centre de rotation :

$$\Sigma \vec{M}_i / \omega = \vec{0}$$

qui se traduit par :

$$\Sigma \vec{W}_i \wedge \vec{g}_i \omega + \Sigma \vec{S}_i \wedge \vec{g}_i \omega + \Sigma \vec{Q}_i \wedge \vec{m}'_i \omega + (1/F) \Sigma (\vec{R}_{ci} + \vec{R}_{fi}) \wedge \vec{m}_i \omega + \Sigma \vec{C}C_i = \vec{0}$$

De cette dernière équation, on déduit l'expression vectorielle du coefficient de sécurité au glissement :

$$F = \frac{- \Sigma (\vec{R}_{ci} + \vec{R}_{fi}) \wedge \vec{m}_i \omega}{\Sigma \vec{W}_i \wedge \vec{g}_i \omega + \Sigma \vec{S}_i \wedge \vec{g}_i \omega + \Sigma \vec{Q}_i \wedge \vec{m}'_i \omega + \Sigma \vec{C}C_i}$$

Avec :

$$\begin{cases} R_{fi} = N'_i \operatorname{tg}\phi'_i \\ R_{ci} = C'_i b_i / \cos\alpha_i \\ S_i = k W_i \end{cases} \quad k : \text{coefficient de poussée sismique horizontale}$$

L'expression algébrique de F, dans le cas général, est donnée par :

$$F = \frac{\Sigma (C'_i b_i / \cos\alpha_i + N'_i \operatorname{tg}\phi'_i) r}{[\Sigma W_i r \sin\alpha_i + \Sigma S_i (y_w - y_{gi}) + \Sigma Q_i \cos\psi_i r \sin\alpha_i + \Sigma Q_i \sin\psi_i (y_w - y_{m'i}) + \Sigma CC_i]}$$

CAS PARTICULIER

Si la seule force extérieure agissant sur le versant est la pesanteur, le coefficient de sécurité prend une expression plus simple :

$$\begin{cases} S_i = 0 \\ Q_i = 0 \\ CC_i = 0 \end{cases}$$

$$F = \frac{\Sigma (C'_i b_i / \cos\alpha_i + N'_i \operatorname{tg}\phi'_i)}{\Sigma W_i \sin\alpha_i}$$

Parmi les reproches qu'on peut faire à la méthode de FELLENIUS, c'est qu'elle sous-estime le coefficient de sécurité au glissement et engendre des erreurs très importantes en particulier dans le cas des ruptures profondes avec des pressions interstitielles très élevées qui peuvent nous donner des contraintes normales effectives négatives le long de la surface de glissement.

Sa simplicité explique, que malgré ses insuffisances, la méthode de Fellenius (dite aussi méthode Suédoise) ait encore de nombreux adeptes.

I.8. METHODE DE BISHOP simplifiée(1954)

I.8.1. HYPOTHESES

En 1954, Bishop a apporté une amélioration significative à la méthode de Fellenius en introduisant une formulation un peu plus rigoureuse du problème de l'équilibre limite. Cette formulation se base sur les deux hypothèses essentielles qui sont les suivantes :

a - la rupture se produit suivant une ligne de glissement circulaire ;

b - pour chaque tranche verticale, la différence des forces latérales verticales est nulle et celle des forces horizontales non nulle, c'est à dire :

$$\begin{cases} \Delta H_i = H_{i+1} - H_i \neq 0 \\ \Delta V_i = V_{i+1} - V_i = 0 \end{cases}$$

I.8.2. EQUATIONS D'EQUILIBRE. EXPRESSION DE F

A - Equilibre des forces

L'équation d'équilibre des forces verticales agissant sur la ième tranche suivant la verticale (droite $\Delta 2$) (figure I.7) , est donnée par :

$$\vec{R}_i \cdot \vec{m}_i = 0 \quad \text{équation scalaire}$$

Pour chaque tranche, on note :

$$\begin{cases} \vec{R}_i & : \text{résultante des forces} \\ \vec{m}_i & : \text{vecteur unitaire de la droite } (\Delta 2) \text{ dirigé vers le haut} \end{cases}$$

En faisant la projection de ces forces suivant la droite ($\Delta 2$), on obtient :

$$N'_i \cos \alpha_i + U_i \cos \alpha_i - W_i - Q_i \cos \psi_i + (R_{fc_i} + R_{cc_i}) \sin \alpha_i = 0$$

En remplaçant R_{fc_i} et R_{cc_i} par leurs expressions dans l'équation ci-dessus, on peut déduire l'expression algébrique de l'effort normal effectif :

$$N'_i = \frac{W_i + Q_i \cos \psi_i - U_i \cos \alpha_i - C'_i b_i \operatorname{tg} \alpha_i / F}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \operatorname{tg} \phi'_i / F}$$

B - Equilibre des moments

L'équation vectorielle de l'équilibre global des moments est donnée par :

$$\Sigma \vec{M}'_i / \omega = \vec{0}$$

Pour l'ensemble des tranches, on obtient l'équation suivante :

$$\begin{aligned} & \Sigma \vec{W}_i \wedge \vec{g}_i \omega + \Sigma \vec{S}_i \wedge \vec{g}_i \omega + \Sigma \vec{Q}_i \wedge \vec{m}'_i \omega + (1/F) \Sigma (\vec{R}_{c_i} + \vec{R}_{f_i}) \wedge \vec{m}_i \omega + \Sigma \vec{C} \vec{C}_i + \\ & \Sigma \vec{E}_i \wedge \vec{e}_i \omega + \Sigma \vec{E}_{i+1} \wedge \vec{e}_{i+1} \omega = \vec{0} \end{aligned}$$

De cette équation, on peut déduire l'expression vectorielle du coefficient de sécurité au glissement :

$$F = \frac{- \Sigma (\vec{R}_{c_i} + \vec{R}_{f_i}) \wedge \vec{m}_i \omega}{\Sigma \vec{W}_i \wedge \vec{g}_i \omega + \Sigma \vec{S}_i \wedge \vec{g}_i \omega + \Sigma \vec{Q}_i \wedge \vec{m}'_i \omega + \Sigma \vec{C} \vec{C}_i}$$

Avec :

$$\begin{cases} Rf_i = N'_i \operatorname{tg} \phi'_i \\ Rc_i = C'_i b_i / \cos \alpha_i \\ S_i = k W_i \\ \sum \vec{E}_i \wedge \vec{e}_i \omega = \vec{0} \\ \sum \vec{E}_{i+1} \wedge \vec{e}_{i+1} \omega = \vec{0} \end{cases}$$

k : coefficient de poussée sismique horizontale

CAS PARTICULIER

Dans le cas où la seule force extérieure agissant sur le versant est la pesanteur, le coefficient de sécurité au glissement peut s'écrire :

$$\begin{cases} S_i = 0 \\ Q_i = 0 \\ CC_i = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} m_i \omega = r \\ g_i \omega = r \sin \alpha_i \end{cases}$$

$$F = \frac{\sum (C'_i b_i / \cos \alpha_i + \frac{W_i - U_i \cos \alpha_i - C'_i b_i \operatorname{tg} \alpha_i / F}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \operatorname{tg} \phi'_i / F}) \operatorname{tg} \phi'_i}{\sum W_i \sin \alpha_i}$$

Pour le calcul de F , on procède par approximations successives puisque F intervient dans les deux membres de l'équation (équation implicite), que l'on résout itérativement à partir du résultat fourni par la méthode de Fellenius ou à partir d'une valeur initiale égale à l'unité. La méthode de Bishop donne des résultats assez précis et la convergence est très rapide. Pour cela, elle est actuellement très utilisée vu sa simplicité et sa bonne précision.

La source des erreurs numériques dans la méthode de BISHOP provient du terme $(1 + \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \phi / F)$ de l'expression donnant le coefficient de sécurité. Dans le pied de glissement, ce terme peut devenir négatif ou nul ce qui va entraîner des erreurs sur les valeurs des contraintes normales. Donc, il est conseillé de déterminer la distribution des contraintes normales le long de la ligne de rupture lorsqu'on a des doutes sur les valeurs de F .

D'après WHITMAN et BAILEY (1967), cette méthode doit être utilisée avec prudence quand le terme $(1 + \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \phi / F) \cos \alpha$ devient plus petit que 0.20.

Pour des calculs un peu plus rapides du coefficient de sécurité, on peut utiliser l'abaque (Figure I.8) donnant le coefficient de sécurité en fonction du facteur m_α donné par :

$$m_\alpha = (1 + \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \phi / F) \cos \alpha$$

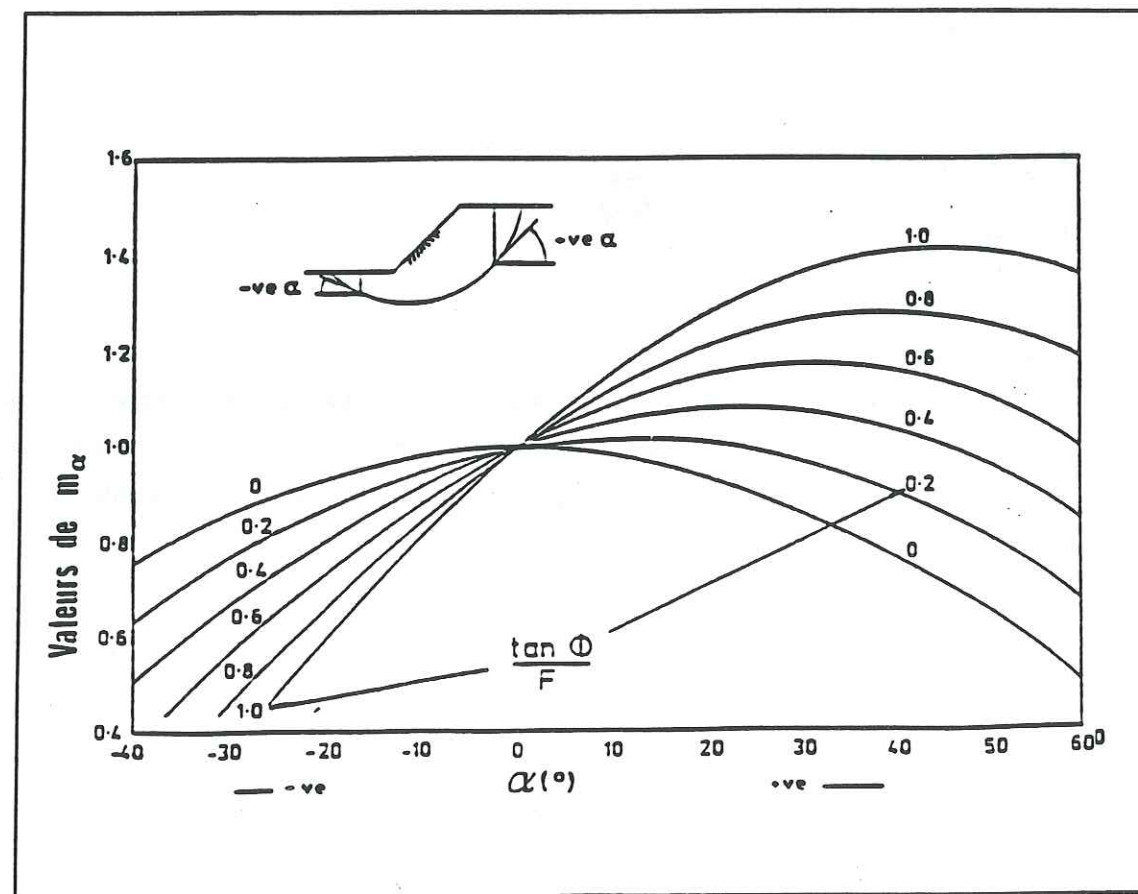


Figure I.8 - Variation du coefficient de sécurité en fonction du facteur m_α

REMARQUES :

a - Il faut noter, que la méthode de Fellenius et celle de Bishop ne sont pas statiquement admissibles (méthodes inexactes) car les équations de l'équilibre statique ne sont pas vérifiées pour chaque tranche verticale;

b - Ces deux méthodes sont applicables seulement pour les lignes de glissement circulaires ;

Soit ω , le centre du cercle de glissement et ω' un point quelconque. L'équation de l'équilibre des moments, peut s'écrire :

$$\sum \vec{M}_i / \omega = \sum \vec{M}_i / \omega' + \omega\omega' \wedge \sum \vec{R}_i = 0$$

Pour ces deux méthodes, on a :

$$\left| \begin{array}{l} \sum \vec{M}_i / \omega = 0 \\ \sum \vec{R}_i \neq 0 \end{array} \right. \Rightarrow \sum \vec{M}_i / \omega' \neq 0$$

On remarque, que l'équilibre des moments est vérifié par rapport à ω et non à ω' . Donc, ces méthodes ne s'adaptent qu'aux cas de ligne de glissement circulaire, pour lesquelles ω est le centre du cercle de glissement.

I.9. METHODE DES PERTURBATIONS

I.9.1. HYPOTHESES

Les calculs de stabilité effectués sur des ruptures réelles montrent que les valeurs du coefficient de sécurité au glissement obtenues par la méthode de Fellenius sont généralement trop faibles (pessimistes). D'ou l'idée de définir une loi de répartition de la contrainte normale σ_n le long de la ligne de rupture (RAULIN et al, 1972), plus satisfaisante que celle utilisée par Fellenius.

C'est ainsi qu'a été étudiée la variation du rapport:

$$R_p = \sigma / \sigma_f \quad \text{rapport de perturbations}$$

avec :

$$\left| \begin{array}{l} \sigma_n : \text{contrainte normale totale réelle} \\ \sigma_f : \text{contrainte normale totale de Fellenius} \end{array} \right.$$

Cette recherche (FAURE, 1985) a abouti à la conclusion que la loi de répartition la plus satisfaisante est :

$$\sigma_n = \sigma_f (\lambda + \mu \operatorname{tg} \alpha)$$

qui nous donne, n équations supplémentaires et 2 inconnues (λ et μ) car le déficit du bilan est de $(n-2)$ inconnues (tableau I.1).

En terme de forces, elle s'écrit :

$$N = N_f (\lambda + \mu \operatorname{tg} \alpha)$$

avec :

$$\left| \begin{array}{l} f(\alpha) = \lambda + \mu \operatorname{tg} \alpha \quad \text{fonction de perturbation} \\ \lambda \text{ et } \mu : \text{paramètres de perturbation} \end{array} \right.$$

I.9.2. EQUATIONS D'EQUILIBRE

A - EQUILIBRE DES FORCES VERTICALES

En faisant la projection des forces qui agissent sur la ième tranche suivant l'axe OY (figure I.7), on obtient :

$$(N'_i + U_i) \cos \alpha_i + (R_{fc_i} + R_{cc_i}) \sin \alpha_i - W_i - Q_i \cos \psi_i - (V_i - V_{i+1}) = 0$$

Avec :

$$\begin{cases} R_{fc_i} = N'_i \operatorname{tg} \varphi'_i / F \\ R_{cc_i} = C'_i (b_i / \cos \alpha_i) / F \end{cases}$$

$$N'_i (\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \operatorname{tg} \varphi'_i / F) = W_i + Q_i \cos \psi_i - C'_i b_i \operatorname{tg} \alpha_i / F - U_i \cos \alpha_i + (V_i - V_{i+1})$$

Cette équation peut s'écrire :

$$N'_i \cdot A_i = B_i$$

Pour l'ensemble des tranches, on peut écrire :

$$\Sigma N'_i A_i = \Sigma B_i$$

Avec :

$$\begin{cases} N'_i = Nf'_i (\lambda + \mu \operatorname{tg} \alpha_i) & - a - (\text{perturbation de } Nf'_i) \\ N'_i = Nf_i (\lambda + \mu \operatorname{tg} \alpha_i) - U_i & - b - (\text{perturbation de } Nf_i) \\ A_i = \cos \alpha_i + \sin \alpha_i \operatorname{tg} \varphi'_i / F \\ B_i = W_i + Q_i \cos \psi_i - C'_i b_i \operatorname{tg} \alpha_i / F - U_i \cos \alpha_i + (V_i - V_{i+1}) \end{cases}$$

Nf_i, Nf'_i : effort normal total et effectif de Fellenius

$$Nf_i = W_i \cos \alpha_i - S_i \sin \alpha_i + Q_i \cos \psi_i \cos \alpha_i - Q_i \sin \psi_i \sin \alpha_i$$

Enfin, on obtient l'équation suivante :

$$\begin{cases} \lambda \Sigma Nf'_i A_i + \mu \Sigma Nf'_i \operatorname{tg} \alpha_i A_i = \Sigma B_i & - A1 - \\ \lambda \Sigma Nf_i A_i + \mu \Sigma Nf_i \operatorname{tg} \alpha_i A_i = \Sigma B_i + \Sigma U_i A_i & - B1 - \end{cases}$$

B - EQUILIBRE DES FORCES HORIZONTALES

De même, en faisant la projection des forces qui agissent sur la ième tranche suivant l'axe OX (figure I.7), on obtient :

$$(R_{fc_i} + R_{cc_i}) \cos \alpha_i - (N'_i + U_i) \sin \alpha_i - S_i - Q_i \sin \psi_i + (H_i - H_{i+1}) = 0$$

En remplaçant R_{fc_i} et R_{cc_i} par leurs expressions, on obtient :

$$N'_i (\sin \alpha_i - \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi'_i / F) = C'_i b_i / F - S_i - Q_i \sin \psi_i - U_i \sin \alpha_i + (H_i - H_{i+1})$$

Cette expression pour une tranche donnée, se note :

$$N'_i D_i = L_i$$

Pour l'ensemble des tranches, on peut écrire :

$$\Sigma N'_i D_i = \Sigma L_i$$

Avec :

$$\begin{cases} N'_i = Nf'_i (\lambda + \mu \operatorname{tg}\alpha_i) & \text{- a -} \\ N'_i = Nf_i (\lambda + \mu \operatorname{tg}\alpha_i) - U_i & \text{- b -} \\ D_i = \sin\alpha_i - \cos\alpha_i \operatorname{tg}\phi'_i / F \\ L_i = C'_i b_i / F - S_i - Q_i \sin\psi_i - U_i \sin\alpha_i + (H_i - H_{i+1}) \end{cases}$$

Enfin, on obtient l'équation suivante :

$$\begin{cases} \lambda \sum Nf'_i D_i + \mu \sum Nf'_i \operatorname{tg}\alpha_i D_i = \sum L_i & \text{- A2 -} \\ \lambda \sum Nf_i D_i + \mu \sum Nf_i \operatorname{tg}\alpha_i D_i = \sum L_i + \sum U_i D_i & \text{- B2 -} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} Nf_i = W_i \cos\alpha_i + Q_i \cos\psi_i \cos\alpha_i + Q_i \sin\psi_i \sin\alpha_i - S_i \sin\alpha_i \\ Nf'_i = Nf_i - U_i \end{cases}$$

C - CALCUL DES PARAMETRES DE PERTURBATION λ et μ

A partir des équations d'équilibre des forces ci-dessus, on peut écrire les deux systèmes d'équations linéaires pour les deux cas ci-dessus :

le premier système est donné par :

$$\begin{cases} \lambda \sum Nf'_i A_i + \mu \sum Nf'_i \operatorname{tg}\alpha_i A_i = \sum B_i \\ \lambda \sum Nf'_i D_i + \mu \sum Nf'_i \operatorname{tg}\alpha_i D_i = \sum L_i \end{cases} \quad \text{(SYS 1) (perturbation de } Nf'_i)$$

le second système est donné par :

$$\begin{cases} \lambda \sum Nf_i A_i + \mu \sum Nf_i \operatorname{tg}\alpha_i A_i = \sum B_i + \sum U_i A_i \\ \lambda \sum Nf_i D_i + \mu \sum Nf_i \operatorname{tg}\alpha_i D_i = \sum L_i + \sum U_i D_i \end{cases} \quad \text{(SYS 2) (perturbation de } Nf_i)$$

Avec :

$$\begin{cases} Nf_i = W_i \cos\alpha_i + Q_i \cos\psi_i \cos\alpha_i - Q_i \sin\psi_i \sin\alpha_i - S_i \sin\alpha_i \\ Nf'_i = Nf_i - U_i \end{cases}$$

Pour chacun des deux cas, les valeurs des paramètres λ et μ seront déduites à partir de la résolution de chaque système d'équations linéaires.

D - Equation d'équilibre des moments

L'équation d'équilibre des moments des forces agissant sur une tranche donnée, peut s'écrire sous la forme :

$$\begin{aligned} & \vec{W}_i \wedge \vec{g}_i \omega + \vec{S}_i \wedge \vec{g}_i \omega + \vec{Q}_i \wedge \vec{m}'_i \omega + (1/F) (\vec{R}_{ci} + \vec{R}_{fi}) \wedge \vec{m}_i \omega + \vec{C}C_i + \\ & (\vec{N}'_i + \vec{U}_i) \wedge \vec{m}_i \omega + \vec{E}_i \wedge \vec{e}_i \omega + \vec{E}_{i+1} \wedge \vec{e}_{i+1} \omega = \vec{0} \end{aligned}$$

Pour l'ensemble des tranches, on obtient :

$$\begin{aligned} & \sum \vec{W}_i \wedge \vec{g}_i \omega + \sum \vec{S}_i \wedge \vec{g}_i \omega + \sum \vec{Q}_i \wedge \vec{m}'_i \omega + (1/F) \sum (\vec{R}_{ci} + \vec{R}_{fi}) \wedge \vec{m}_i \omega + \sum \vec{C}C_i + \\ & \sum (\vec{N}'_i + \vec{U}_i) \wedge \vec{m}_i \omega = \vec{0} \end{aligned}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sum \vec{E}_i \wedge \vec{e}_i \omega = \vec{0} \\ \sum \vec{E}_{i+1} \wedge \vec{e}_{i+1} \omega = \vec{0} \end{cases}$$

De l'équation ci-dessus, on peut écrire l'expression vectorielle donnant le coefficient de sécurité au glissement :

$$F = \frac{\sum (\vec{R}_{ci} + \vec{R}_{fi}) \wedge \vec{m}_i \omega}{\sum (\vec{N}'_i + \vec{U}_i) \wedge \vec{m}_i \omega + \sum \vec{W}_i \wedge \vec{g}_i \omega + \sum \vec{S}_i \wedge \vec{g}_i \omega + \sum \vec{Q}_i \wedge \vec{m}'_i \omega + \sum \vec{C}C_i}$$

Avec :

$$\begin{cases} R_{fi} = N'_i \operatorname{tg} \varphi'_i \\ R_{ci} = C'_i b_i / \cos \alpha_i \\ S_i = k W_i \end{cases} \quad k : \text{coefficient de poussée sismique horizontale}$$

1.9.3. METHODE DE RESOLUTION

Pour le calcul de F, on doit suivre les étapes suivantes :

1- le choix d'une valeur initiale de F :

- pour une rupture circulaire, on adopte pour valeur initiale de F la valeur donnée par la méthode de Fellenius ;

- pour une rupture non-circulaire, on admet pour valeur initiale de F, une valeur égale à l'unité ;

2- le calcul des paramètres de perturbations λ et μ ;

3- le calcul de l'effort normal total ou effectif ;

4- le calcul du coefficient de sécurité au glissement ;

5- vérification de la convergence de la méthode ;

A partir de plusieurs études d'analyse de stabilité sur des pentes naturelles homogènes, on a constaté que les valeurs du coefficient de sécurité obtenues par les méthodes citées jusqu'à présent, sont dans l'ordre suivant :

$$F (\text{Fellenius}) < F (\text{Perturbations}) < F (\text{Bishop})$$

L'étude menée par FAURE (1982) a montrée que la forme du lobe de contrainte le long de la ligne de rupture n'a pas d'influence sur la valeur du coefficient de sécurité, si celui-ci est constant le long de la ligne de rupture.

La méthode des PERTURBATIONS est une méthode "exacte", car elle vérifie toutes les équations de l'équilibre statique et en plus, elle est applicable à des ruptures de formes quelconques. Toutefois, il est conseillé de contrôler les valeurs des paramètres de perturbations (λ et μ) car la convergence de la méthode n'est pas toujours assurée.

I.10. METHODE DE SPENCER (1967 - 1973)

I.10.1. HYPOTHESES

La méthode de SPENCER dans sa dernière version suppose que :

- a- la rupture se produit suivant une ligne de glissement quelconque;
- b- pour chaque tranche verticale de la masse glissante, les efforts inter-tranches sont parallèles entre eux;
- c- la relation entre la composante verticale et la composante horizontale de l'effort inter-tranches est donnée par :

$$\operatorname{tg} \theta = V_i / H_i = V_{i+1} / H_{i+1} = \text{Cte}$$

- H_i, V_i : composantes de la i ème force inter-tranche
- H_{i+1}, V_{i+1} : composantes de la $(i+1)$ ème force inter-tranche
- θ : angle que fait la force inter-tranche avec l'horizontale

I.10.2. EQUATION D'EQUILIBRE DES FORCES

Il y a deux manières pour déterminer l'effort normal effectif :

- a- par sommation des forces perpendiculaires aux forces inter-tranches;
- b- par sommation des forces suivant la direction verticale et horizontale

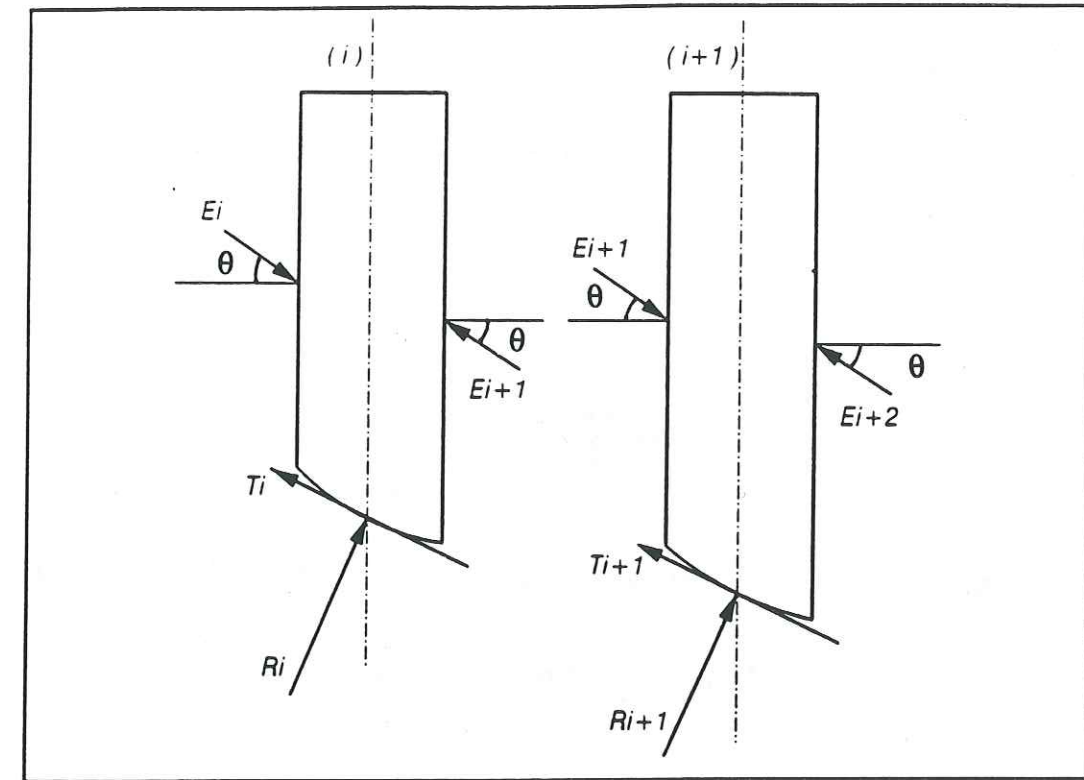


Figure I.9 - Efforts inter-tranches dans la méthode de SPENCER

I.10.2.1. EQUILIBRE DES FORCES HORIZONTALES

La projection des forces qui agissent sur la i ème tranche suivant l'axe horizontal \vec{OX} est donnée par :

$$\vec{R}_i \cdot \vec{i} = 0$$

- \vec{R}_i : résultante des forces de la i ème tranche;
- \vec{i} : vecteur unitaire suivant l'axe \vec{OX}

$$(R'_{fc} + R'_{cc}) \cos \alpha_i - (N'_i + U_i) \sin \alpha_i - S_i - Q_i \sin \psi_i + (H_i - H_{i+1}) = 0$$

$$\Rightarrow (H_i - H_{i+1}) = (N'_i + U_i) \sin \alpha_i + S_i + Q_i \sin \psi_i - (R'_{fc} + R'_{cc}) \cos \alpha_i \quad (1)$$

I.10.2.2. EQUILIBRE DES FORCES VERTICALES

De même, la projection des forces agissant sur la ième tranche suivant l'axe vertical \vec{OY} (figure I.7), nous donne :

$$\vec{R}_i \cdot \vec{j} = 0$$

\vec{R}_i : résultante des forces agissant sur la ième tranche;
 \vec{j} : vecteur unitaire suivant l'axe \vec{OY}

$$(R_{fc_i} + R_{cc_i})\sin\alpha_i + (N'_i + U_i)\cos\alpha_i - (V_i - V_{i+1}) - W_i - Q_i \cos\psi_i = 0$$

$$\Rightarrow (V_i - V_{i+1}) = (N'_i + U_i)\cos\alpha_i + (R_{fc_i} + R_{cc_i})\sin\alpha_i - W_i - Q_i \cos\psi_i \quad (2)$$

I.10.2.3. EXPRESSION DE L'EFFORT NORMAL EFFECTIF

A partir des équations (1) et (2), on peut déduire l'expression donnant l'angle θ :

$$\text{tg } \theta = (V_i - V_{i+1}) / (H_i - H_{i+1})$$

$$\Rightarrow \text{tg } \theta = \frac{(N'_i + U_i)\cos\alpha_i + (R_{fc_i} + R_{cc_i})\sin\alpha_i - W_i - Q_i \cos\psi_i}{(N'_i + U_i)\sin\alpha_i + S_i + Q_i \sin\psi_i - (R_{fc_i} + R_{cc_i})\cos\alpha_i} \quad (3)$$

avec :

$$\begin{cases} R_{fc_i} = N'_i \text{tg}\phi'_i / F \\ R_{cc_i} = C'_i (b_i / \cos\alpha_i) / F \end{cases}$$

En remplaçant R_{fc_i} et R_{cc_i} par leurs expressions dans les équations (1) et (2), on obtient :

$$\begin{cases} H_i - H_{i+1} = N'_i(\sin\alpha_i - \cos\alpha_i \text{tg}\phi'_i / F) + S_i + Q_i \sin\psi_i + U_i \sin\alpha_i - C'_i b_i / F \\ V_i - V_{i+1} = N'_i(\cos\alpha_i + \sin\alpha_i \text{tg}\phi'_i / F) - W_i - Q_i \cos\psi_i + U_i \cos\alpha_i + C'_i b_i \text{tg}\alpha_i / F \end{cases}$$

De l'équation (3), on peut écrire l'expression de l'effort normal effectif :

$$\begin{cases} A_i = \cos\alpha_i + \cos\alpha_i \text{tg}\phi'_i / F \\ B_i = \sin\alpha_i - \cos\alpha_i \text{tg}\phi'_i / F \end{cases}$$

$$N'_i = \frac{W_i + Q_i \cos\psi_i - U_i \cos\alpha_i - C'_i b_i \text{tg}\alpha_i / F + A_i \text{tg}\theta}{A_i - B_i \text{tg}\theta}$$

I.10.3. EXPRESSION DE F PAR RAPPORT A L'EQUILIBRE DES FORCES

De l'équation d'équilibre des forces horizontales, on déduit l'expression de F par sommation de cette équation sur l'ensemble des tranches :

$$(1/F) \sum (C'_i b_i + N'_i \text{tg}\phi'_i \cos\alpha_i) + \sum (H_i - H_{i+1}) - \sum S_i - \sum Q_i \sin\psi_i - \sum (N'_i + U_i) \sin\alpha_i = 0$$

Comme les forces inter-tranches doivent s'annuler entre elles par sommation, on obtient :

$$F = \frac{\sum (C'_i b_i + N'_i \text{tg}\phi'_i \cos\alpha_i)}{\sum S_i + \sum Q_i \sin\psi_i + \sum (N'_i + U_i) \sin\alpha_i}$$

I.10.4. EXPRESSION DE F PAR RAPPORT A L'EQUILIBRE DES MOMENTS

L'équilibre des moments des forces agissant sur la ième tranche par rapport au centre des moments (xw, yw) est donné par :

$$\begin{aligned} & (Rfc_i + Rcc_i) (\cos\alpha_i (yw - ym_i) + \sin\alpha_i (xw - xm_i)) - W_i (xw - xg_i) \\ & - kW_i (yw - yg_i) - Q_i (\cos\psi_i (xw - xm'_i) + \sin\psi_i (yw - ym'_i)) \\ & + N_i (\cos\alpha_i (xw - xm_i) - \sin\alpha_i (yw - ym_i)) - CC_i = 0 \end{aligned}$$

par sommation sur l'ensemble des tranches, on déduit l'expression algébrique donnant le coefficient de sécurité par rapport aux moments :

$$F = \frac{\sum (C_i b_i / \cos\alpha_i + (N'_i + U_i) \operatorname{tg}\psi_i) (\cos\alpha_i (yw - ym_i) + \sin\alpha_i (xw - xm_i))}{[\sum W_i (xw - xg_i) + \sum kW_i (yw - yg_i) + \sum Q_i (\cos\psi_i (xw - xm'_i) + \sin\psi_i (yw - ym'_i)) + \sum N_i (\cos\alpha_i (xw - xm_i) - \sin\alpha_i (yw - ym_i)) + \sum CC_i]}$$

La solution globale est obtenue lorsque le coefficient de sécurité par rapport aux forces est égal à celui qui est obtenu par rapport aux moments. Pour chaque valeur de l'angle θ des forces latérales, la méthode de SPENCER fournit deux valeurs du coefficient de sécurité. La solution générale est obtenue lorsque ces deux coefficients sont égaux, ce qui veut dire, que l'équilibre des forces et des moments est vérifié simultanément (voir Figure I.10).

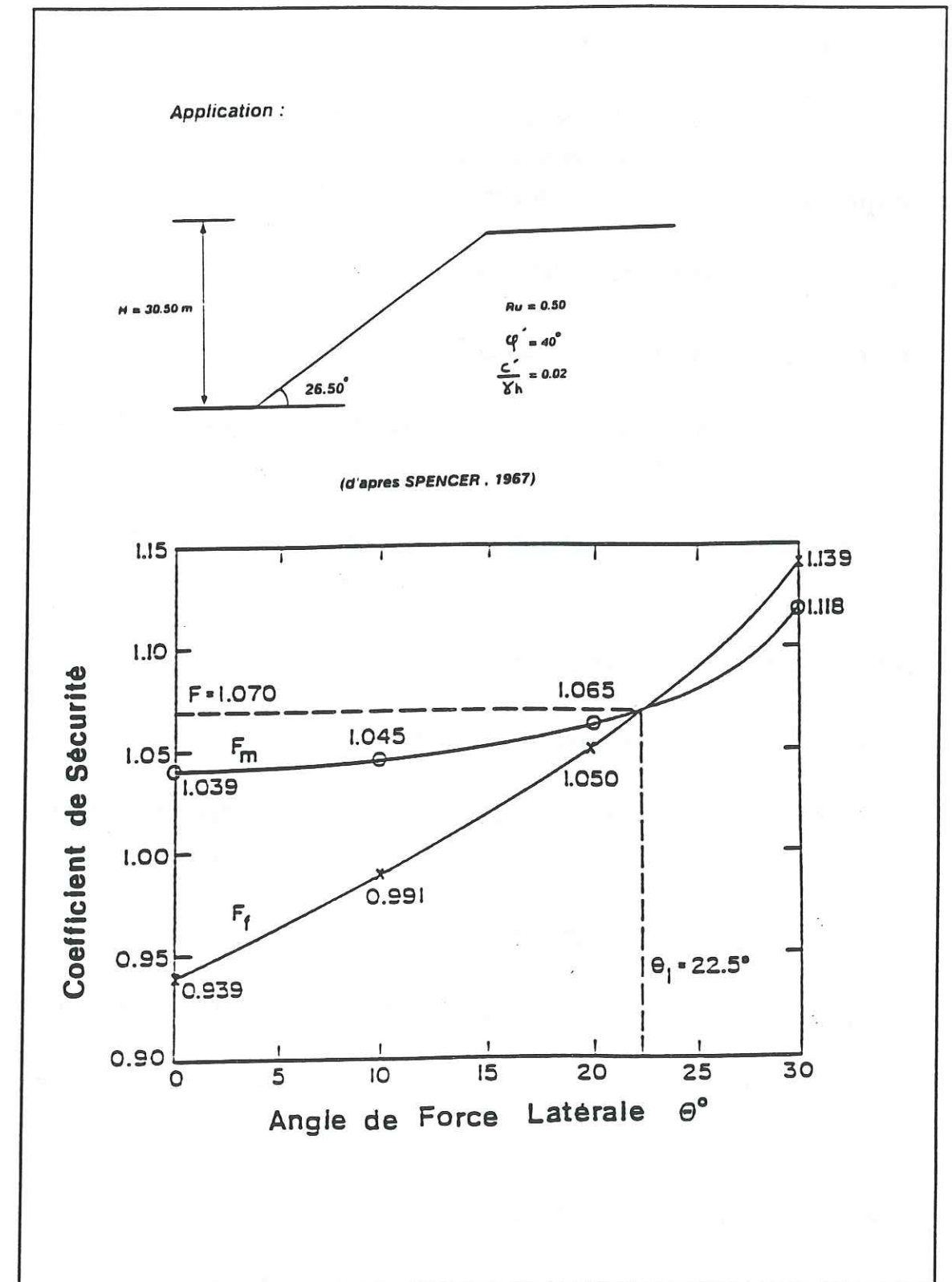


Figure I.10 - Variation du coefficient de sécurité en fonction de l'angle θ

I.11. METHODE DE JANBU

Cette méthode est considérée comme la méthode la plus adaptée aux problèmes de ruptures polygonales. Son principe est simple, il consiste à vérifier l'équilibre local de chaque tranche verticale.

I.11.1. EQUILIBRE DES FORCES

A-1 Equilibre des forces horizontales

Pour une tranche verticale donnée, l'équation d'équilibre des forces horizontales peut s'écrire :

$$(Rfc_i + Rcc_j) \cos \alpha_i + (N'_i + U_j) \sin \alpha_i - S_i - Q_i \sin \psi_i + (H_i - H_{i+1}) = 0 \quad (1)$$

A-2 Equilibre des forces verticales

De même, l'équilibre des forces verticales est donné par :

$$(Rfc_i + Rcc_j) \sin \alpha_i + (N'_i + U_j) \cos \alpha_i - W_i - Q_i \cos \psi_i - (V_i - V_{i+1}) = 0 \quad (2)$$

A-3 Equilibre global des forces horizontales

Par sommation de l'équation (1) sur l'ensemble des tranches, on peut écrire:

$$\Sigma (Rfc_i + Rcc_j) \cos \alpha_i + \Sigma (N'_i + U_j) \sin \alpha_i - \Sigma S_i - \Sigma Q_i \sin \psi_i + \Sigma (H_i - H_{i+1}) = 0$$

A-4 Equilibre global des forces verticales

Par sommation de l'équation (2) sur l'ensemble des tranches, on note :

$$\Sigma (Rfc_i + Rcc_j) \sin \alpha_i + \Sigma (N'_i + U_j) \cos \alpha_i - \Sigma W_i - \Sigma Q_i \cos \psi_i - \Sigma (V_i - V_{i+1}) = 0$$

I.11.2. EXPRESSION DU COEFFICIENT DE SECURITE

En écrivant l'équilibre des forces suivant la droite ($\Delta 3$) (figure I.7), on obtient :

$$(Rfc_i + Rcc_j) - W_i \sin \alpha_i - S_i \cos \alpha_i - (V_i - V_{i+1}) \sin \alpha_i + (H_i - H_{i+1}) \cos \alpha_i$$

$$- Q_i \cos \psi_i \sin \alpha_i - Q_i \sin \psi_i \cos \alpha_i = 0 \quad (3)$$

En remplaçant Rfc_i et Rcc_j par leurs expressions, on obtient pour l'ensemble des tranches :

$$F = \frac{\Sigma (N'_i \operatorname{tg} \phi'_i + C'_i b_i / \cos \alpha_i)}{\Sigma W_i \sin \alpha_i - \Sigma S_i \cos \alpha_i + \Sigma Q_i (\cos \psi_i \sin \alpha_i + \sin \psi_i \cos \alpha_i)} \quad (4)$$

L'expression de l'effort normal effectif est déduite de l'équation (2) :

$$N'_i = \frac{W_i + Q_i \cos \psi_i + (V_i - V_{i+1}) - C'_i b_i \operatorname{tg} \alpha_i / F - U_i \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i [1 + \operatorname{tg} \phi'_i \operatorname{tg} \alpha_i / F]} \quad (5)$$

En remplaçant N'_i par son expression dans l'équation (4), on obtient :

$$F = \frac{\Sigma \frac{[W_i + Q_i \cos \psi_i + (V_i - V_{i+1}) - U_i \cos \alpha_i] \operatorname{tg} \phi'_i + C'_i b_i}{\cos \alpha_i^2 [1 + \operatorname{tg} \phi'_i \operatorname{tg} \alpha_i / F]}}{\Sigma W_i \operatorname{tg} \alpha_i - \Sigma Q_i \cos \psi_i \operatorname{tg} \alpha_i - \Sigma S_i + \Sigma Q_i \sin \psi_i}$$

La méthode de JANBU présente le même avantage que la méthode de BISHOP simplifiée ; le calcul de F peut se faire par de simples approximations successives au moyen d'une calculatrice de poche.

Pour palier au manque de précision de la méthode constaté par JANBU lui-même, celui-ci propose de multiplier le coefficient de sécurité issu de la procédure itérative de la méthode par un coefficient correcteur f_0 .
Le coefficient f_0 (empirique) dépend des caractéristiques mécaniques du sol (C et φ) et du rapport d/L respectivement ; profondeur de la surface de glissement et sa longueur (voir Figure I.11).

Cependant, des problèmes de convergence de la méthode peuvent apparaître et ils sont dus d'après (WRIGHT, 1975) aux variations brusques des forces horizontales latérales au cours des itérations.

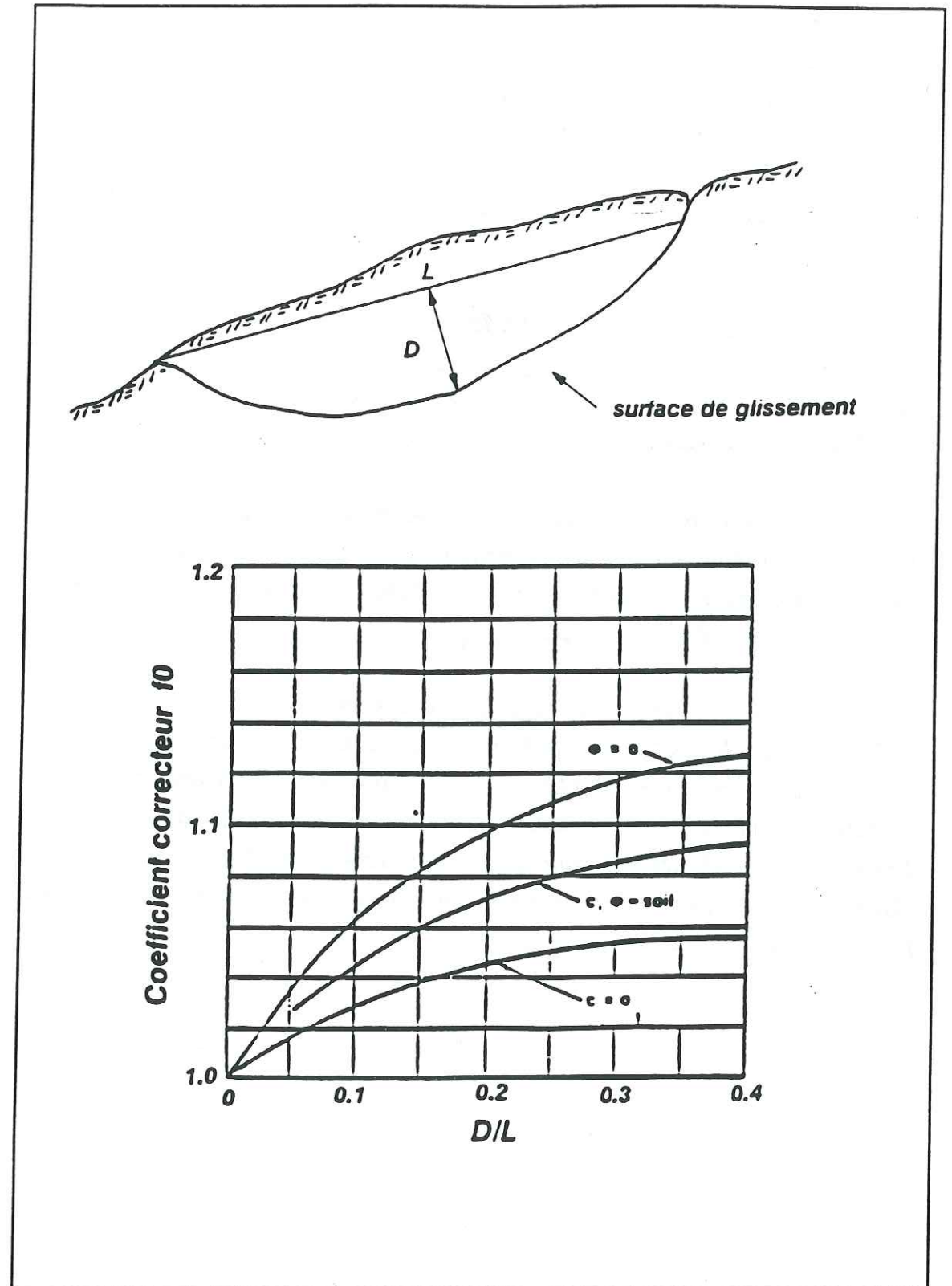


Figure I.11 - Variation de F en fonction du facteur de correction d/l

CONCLUSION

Nous avons vu dans ce chapitre, les différentes possibilités offertes par les moyens actuellement disponibles pour analyser la stabilité des pentes. La diversité des méthodes proposées n'est qu'apparente et, du point de vue de l'ingénieur, les méthodes classiques à la rupture sont encore les plus adaptées.

Les méthodes classiques de calcul à la rupture donnent satisfaction vis-à-vis du problème de glissement des pentes et elles sont toutes comparables du point de vue de leur précision dans la mesure où elles ne donnent pas lieu à des difficultés de convergence mathématique.

Nous avons indiqué les possibilités et les difficultés d'applications de la méthode des éléments finis. Cette méthode est considérée comme une méthode performante, mais délicate à utiliser dans les cas d'études de projets d'analyse de stabilité des pentes.

DUNCAN (1972) a résumé la question par ces termes:

<<Tandis que la méthode des éléments finis a prouvé son efficacité pour l'étude des ruptures locales, elle est moins utile pour l'étude des problèmes de stabilité de pentes. Les résultats obtenus par cette méthode appliquée à l'analyse de stabilité ne sont pas sensiblement meilleurs que ceux que donnent les méthodes précises d'équilibre limite, et les calculs par éléments finis sont consommateurs de temps.>>

CHAPITRE II

INFLUENCE DE QUELQUES PARAMETRES SUR LA STABILITE DES PENTES

INTRODUCTION

Dans ce chapitre nous allons voir en premier, quelques notions fondamentales d'hydraulique souterraine, en particulier, le phénomène d'humidification et d'infiltration ainsi que la notion d'homogénéité et d'anisotropie. En deuxième lieu, nous étudions l'écoulement de l'eau en milieu poreux et saturé en régime permanent et non-permanent avec l'application de la méthode des éléments finis à ces écoulements.

En fin de chapitre, nous allons essayer de mettre en évidence l'influence du changement de topographie, des vitesses de déplacement, des pressions interstitielles et des caractéristiques mécaniques sur la stabilité des pentes.

II.1. LES TERRAINS POREUX

Ces terrains sont formés de grains cimentés ou non entre eux. Ils sont parcourus par un réseau très dense de canaux interstitiels. Un terrain poreux est caractérisé par sa courbe granulométrique, en abscisse sont portés les diamètres des grains, en ordonnée le pourcentage en poids des grains de diamètres inférieur à un diamètre donné. En général, la granulométrie à elle seule ne suffit pas pour caractériser un sol(terrain), car son comportement hydraulique dépend également, et souvent fortement, de la forme des grains et de leurs arrangement. En mécanique des sols, on utilise fréquemment les notions de **porosité** (rapport du volume des vides au volume apparent du sol) et d'**indice des vides** (rapport du volume des vides au volume de la matrice solide).

$$\left| \begin{array}{l} \text{porosité} \\ \text{indice des vides} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} n = V_v / (V_v + V_g) \\ e = V_v / V_g \end{array}$$

avec :

$$\left| \begin{array}{l} V_v = \text{volume des vides} \\ V_g = \text{volume des grains solides} \end{array} \right.$$

La porosité et l'indice des vides sont naturellement liés puisqu'ils expriment en fait la même propriété du sol.

$$n = e / (1 + e) \quad \text{et} \quad e = n / (1 - n)$$

II.2. PHENOMENE D'HUMIDIFICATION ET D'INFILTRATION

La quasi-totalité des apports d'eau au sol sont dus aux chutes de pluie et de neige sur la surface de la terre.

Le profil hydrique habituel (en temps normal) du sous-sol qui donne l'évolution de la teneur en eau en fonction de la profondeur, est représenté par la figure II.1 .

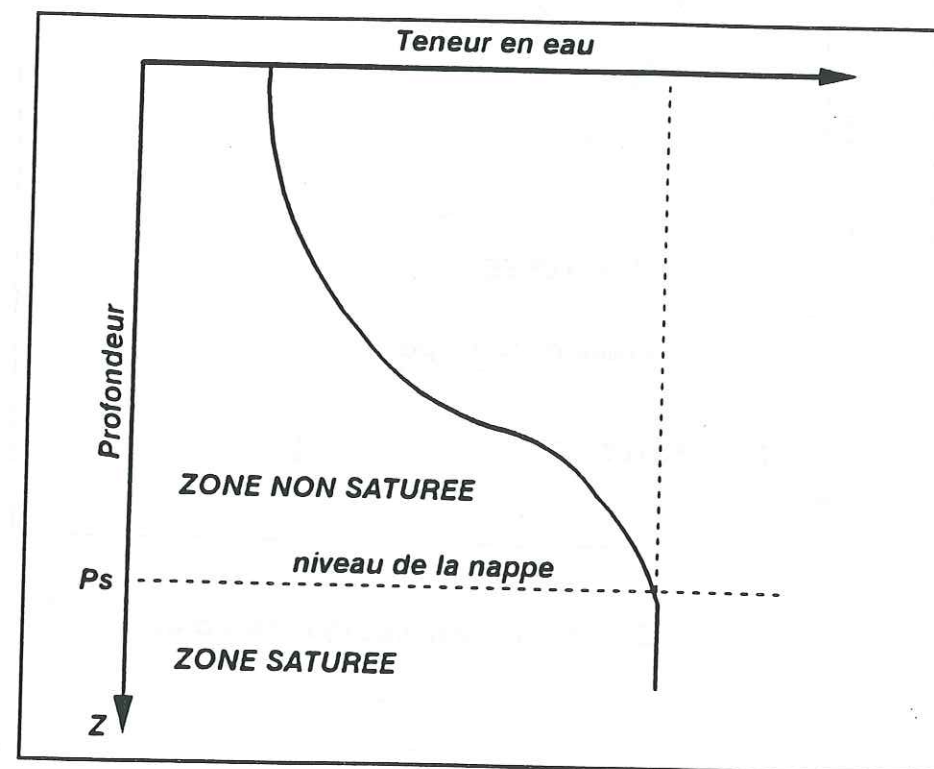


Figure II.1 - Profil hydrique en temps normal (avant précipitation)

Nous constatons qu'à partir d'une certaine profondeur P_s (profondeur de saturation) la teneur en eau atteint sa valeur maximale et reste constante (teneur en eau à saturation). L'eau qui se trouve dans la zone saturée n'est soumise qu'aux forces de gravité, par contre, celle qui se trouve dans la zone non saturée, est soumise simultanément aux forces de capillarité et de gravité.

Juste après une pluie, il y a deux phénomènes qui vont se produire; le premier, c'est l'humidification de la couche supérieure du sol qui est représenté par le profil hydrique suivant :

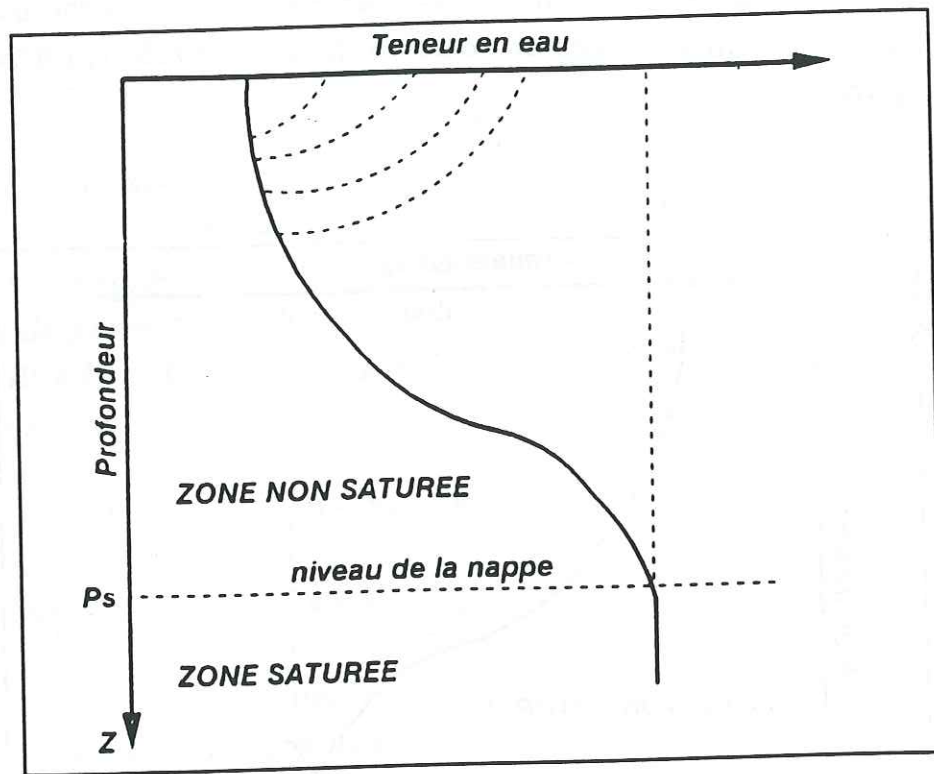


Figure II.2 - Profil hydrique après les pluies

La teneur en eau en surface va atteindre rapidement sa valeur maximale (de saturation) et cela ne va pas entraîner un écoulement vertical immédiat, tant que les forces de capillarité sont supérieures aux forces de gravité. Si la pluie se poursuit suffisamment longtemps, l'humidification sera de plus en plus importante, et entraînera une infiltration (arrivée d'eau à la nappe).

Le temps que l'eau mettra pour arriver à la nappe dépend essentiellement de la profondeur de celle-ci et de la perméabilité du sol. Si la pluie est de forte intensité, il est normal qu'un excès d'eau apparaisse en surface. La partie supérieure du sol est saturée sur une faible épaisseur, mais la faible vitesse de propagation de l'humidité ne peut pas absorber la totalité de l'eau.

Sans oublier les pertes par évaporation, une partie de l'eau des pluies va donc circuler en surface suivant la ligne de plus grande pente du sol et vient alimenter le réseau de drainage naturel.

Pour un flux inférieur à la perméabilité du sol à saturation k_0 , tout s'infiltré et on tend vers un profil hydrique uniforme. Pour un flux supérieur à k_0 , le sol tend à se saturer en surface et tout rentre, jusqu'à un certain temps t_c , ensuite on aura création d'une lame d'eau et ruissellement (voir Figure II.3).

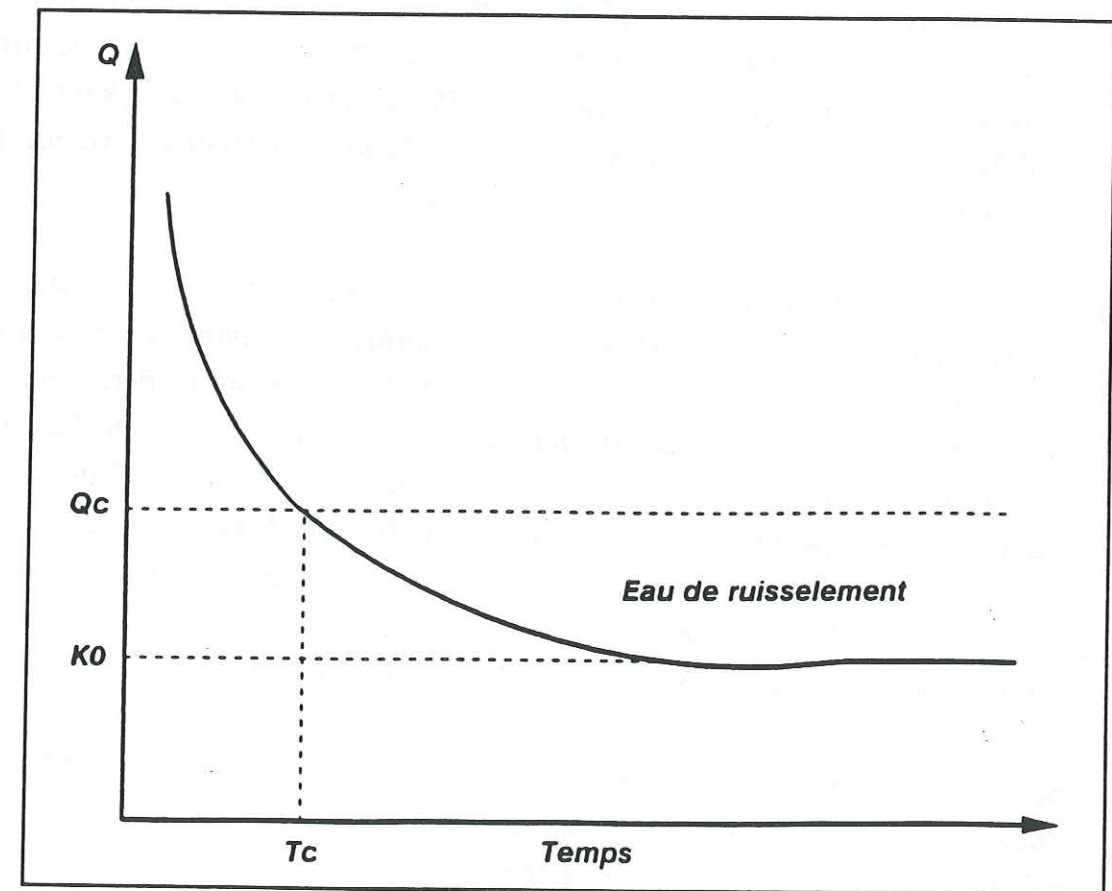


Figure II.3 - Courbe d'infiltration en fonction du temps

II.3 NOTIONS D'HOMOGENEITE, D'ISOTROPIE ET D'ANISOTROPIE

La notion d'homogénéité correspond à une hypothèse indispensable sans laquelle aucune théorie de l'écoulement souterrain ne serait possible. Dire d'un sol perméable qu'il est homogène équivaut à dire qu'il présente en tout point, dans une direction donnée, la même résistance à un écoulement de filtration. Si de plus, cette résistance est la même quelle que soit la direction, le sol est isotrope. Dans le cas contraire, il est anisotrope. On peut dire qu'un sol dans son comportement par rapport à l'écoulement souterrain a donc des propriétés géométriques qui se traduisent par la notion d'isotropie et d'anisotropie. En général, la plupart des sols que l'on rencontre sont anisotropes. Ainsi, par exemple, les argiles litées du "Trièves" sont plus perméables dans le sens horizontal que dans le sens vertical en raison de leur structure feuilletée dans le sens horizontal.

Intrinsèquement, les sols peuvent être homogènes, et même anisotropes avec un degré plus ou moins grand, et leur perméabilité pouvant changer tant qu'ils sont soumis à des contraintes. L'effet de l'anisotropie de perméabilité est de freiner ou d'accélérer l'écoulement souterrain dans un sens ou dans un autre (excepté dans le cas spécial d'écoulement parallèle à l'un des axes d'anisotropie de perméabilité), et l'effet de la non-homogénéité, est de créer des figures quadrilatères curvilignes du réseau d'écoulement. La modification du réseau d'écoulement peut être brusque si le sol est zoné, ou graduelle si la perméabilité varie le long du modèle (sol).

L'effet de l'anisotropie peut avoir un rôle très important sur l'ordre de grandeur des pressions interstitielles dans le sol. La non-homogénéité peut être le fait d'un réarrangement des grains dans le sol.

Dans ce type d'écoulements, il faut faire attention aux erreurs qui sont introduites dans l'estimation des pressions interstitielles, car cela va provoquer d'autres erreurs dans le calcul de stabilité qui peuvent avoir des conséquences dangereuses.

II.4. NOTIONS D'HYDRAULIQUE SOUTERRAINE

II.4.1. CHARGE HYDRAULIQUE

En un point donné du domaine d'écoulement, la charge hydraulique est définie par la relation suivante :

$$H = Y + P/\gamma_w + V^2/2g$$

- Y : cote du point considéré;
- P : pression du fluide en ce point;
- V : vitesse d'écoulement du fluide;
- g : accélération de la pesanteur;
- γ_w : poids volumique du fluide;

Physiquement, elle représente l'énergie mécanique de l'unité de poids du fluide en un point donné. Elle se décompose en deux termes :

- un terme d'énergie cinétique;
- un terme d'énergie potentielle;

D'après la théorie de Bernoulli pour un fluide parfait, le champ de charge hydraulique reste constant le long d'un filet liquide. Pour les fluides réels, l'eau en particulier, qui sont visqueux, il y a perte d'énergie par frottement dans le sens de l'écoulement et donc diminution de la charge hydraulique.

II.4.2. NOTION DE HAUTEUR PIEZOMETRIQUE

Par définition, c'est l'énergie potentielle de l'unité de poids du fluide en un point donné, elle est donnée par la hauteur :

$$H_p = Y + P/\gamma_w$$

Elle est matérialisée par la hauteur d'ascension de l'eau dans un tube piézométrique crépiné au point considéré, compté à partir du plan de référence. Au point M, la pression de l'eau est donnée par : $P = \gamma_w Y1$ et la hauteur piézométrique est donnée par : $H_p = P/\gamma_w + Y2$

$$\Rightarrow H_p = Y1 + Y2$$

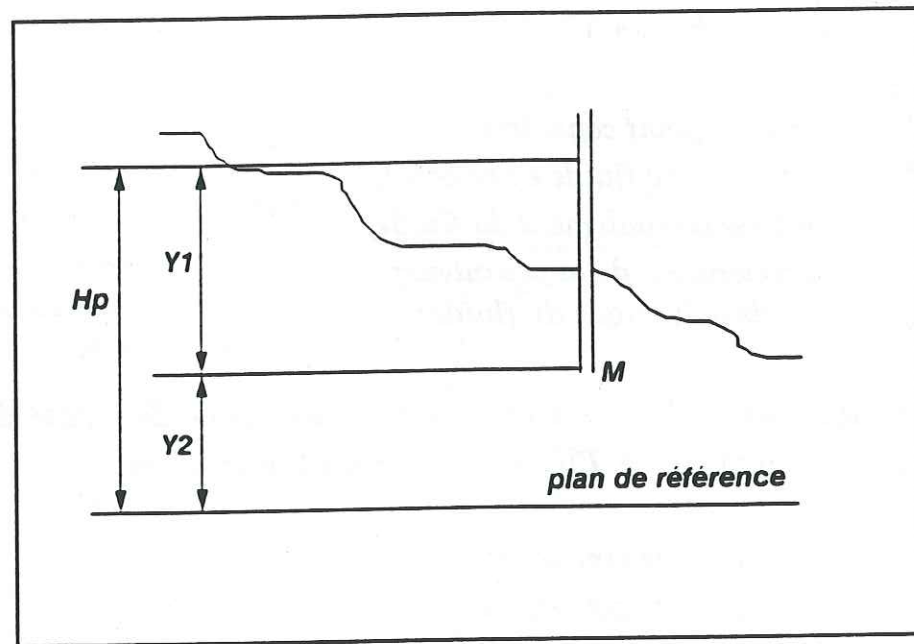


Figure II.4 - Mesure de la hauteur piézométrique

II.4.3. CAS DES ECOULEMENTS SOUTERRAINS

Pour les écoulements souterrains (en milieu poreux), la charge hydraulique en un point donné, peut s'écrire :

$$H = Y + P/\gamma_w + V^2/2g$$

Comme la vitesse de l'eau en milieu poreux est généralement très faible, le terme d'énergie cinétique est négligeable devant le terme d'énergie potentielle, d'où :

$$H = H_p = Y + P/\gamma_w$$

Donc, pour les écoulements souterrains, on peut confondre la charge hydraulique avec la hauteur piézométrique. L'écoulement se fait des points de forte charge hydraulique vers les points de faible charge hydraulique.

II.5. LA LOI DE DARCY

Darcy a montré d'après ces expériences effectuées en régime permanent, que la loi qui traduit le frottement liquide-squelette solide (sol), peut se mettre sous la forme :

$$V = -k \text{ grad}(H) = k I \quad (\text{écoulement monodirectionnel})$$

V : vitesse de filtration de l'eau (vitesse fictive)

k : perméabilité du sol

I : gradient de charge hydraulique (perte de charge / longueur de l'écoulement)

La signification physique de la loi de DARCY est évidente, l'écoulement d'un fluide à travers un milieu poreux met en jeu d'importantes forces de frottement. D'après les enseignements de la thermodynamique, le travail de ces forces correspond à une déperdition d'énergie mécanique qui est irréversible. La charge hydraulique d'un fluide ne peut donc que décroître au cours de son mouvement de percolation. La loi de DARCY montre comment cette décroissance ou perte de charge dépend de la vitesse de filtration.

II.6. CONSIDERATIONS GENERALES

Comme nous le savons, la loi de DARCY a été établie à partir d'expériences effectuées en régime permanent. Donc pour les écoulements de filtration en régime non-permanent, la première question qui se pose est celle de la validité de cette loi. Sur le plan strictement théorique, la loi de DARCY donnée par :

$$V = -k \text{ grad}(H)$$

ne s'applique qu'aux écoulements permanents. Par contre, dans le cas des écoulements non-permanents la loi de filtration doit avoir la forme suivante :

$$V + \delta V / \delta t = -k \text{ grad}(H)$$

qui tient compte des effets d'accélération.

En raison des très faibles valeurs de vitesses et a fortiori des accélérations (dans la mesure où le caractère de non-permanence n'est pas trop accentué), il sera en général licite de négliger le terme $\delta V / \delta t$.

En tenant compte de ce que V et H sont des fonctions non seulement des coordonnées x, y, z , mais encore du temps, on pourra donc considérer la loi de DARCY comme valable à chaque instant. Les théories des régimes variables basées sur la loi de DARCY veulent que les variations dans le temps doivent rester relativement lentes.

II.7. APPLICATION DE LA METHODE DES ELEMENTS FINIS AUX ECOULEMENTS EN MILIEU POREUX SATURE

INTRODUCTION

Le problème de la répartition des charges hydrauliques dans les écoulements en milieu poreux qui, tout comme les problèmes de répartition de température ou de potentiel électrique, se ramènent à la résolution d'une équation de type $\Delta(u) = f$, peuvent être traités aisément par la méthode des éléments finis. Dans cette partie, on abordera le problème des écoulements à surface libre en milieu poreux et saturé.

II.7.1. EQUATION GENERALE DE L'ECOULEMENT

Les écoulements que nous étudions ci-dessous présentent les caractéristiques suivantes ; ils possèdent une surface libre stable (immobile), ou variable dans le temps par suite d'une variation brusque ou continue d'une ou plusieurs conditions aux limites. L'étude de ces écoulements est basée sur les trois hypothèses suivantes :

- 1 - incompressibilité du liquide filtrant;
- 2 - incompressibilité des grains solides du milieu poreux;
- 3 - la validité de la loi de Darcy à chaque instant;

Les deux premières hypothèses conduisent à l'équation de continuité de l'écoulement, valable en tout point et à chaque instant :

$$\text{div}(V) = q \quad (1)$$

- V : vitesse d'écoulement du fluide (vitesse apparente)
- q : débit volumique (en général nul);

La troisième hypothèse se traduit par la loi de Darcy :

$$\vec{V} = -k \vec{\text{grad}}(H) \quad (2)$$

k : tenseur de perméabilité;
 H : charge hydraulique ;

Si l'on porte dans (1) l'expression de la vitesse d'écoulement du liquide donnée par (2), on obtient :

$$\text{div} (-k \text{grad}(H)) = q$$

En utilisant la notion de dérivées partielles et en supposant k_x, k_y, k_z constants (perméabilités principales), l'équation ci-dessus peut se mettre sous la forme :

$$k_x \frac{\partial^2 H}{\partial X^2} + k_y \frac{\partial^2 H}{\partial Y^2} + k_z \frac{\partial^2 H}{\partial Z^2} + q = 0 \quad (3)$$

C'est l'équation générale de l'écoulement en milieu poreux saturé.

Pour les écoulements permanents le champ de charge hydraulique H ne dépendra que des variables spatiales x, y, z . $H(x, y, z)$

Par contre, pour les écoulements non-permanents le champ de charge hydraulique H dépendra des variables spatiales x, y, z et du temps t . $H(x, y, z, t)$

II.7.2. ECOULEMENT PERMANENT

II.7.2.1. PRINCIPE VARIATIONNEL

La solution du problème bidimensionnel de l'écoulement en régime permanent posé par l'équation (3) est obtenue par la minimisation de la fonctionnelle suivante :

$$\chi = \frac{1}{2} \int_S [k_x \left(\frac{\delta H}{\delta X}\right)^2 + k_y \left(\frac{\delta H}{\delta Y}\right)^2] dS - \int_S q H dS + \int_\Gamma [k_x \frac{\delta H}{\delta X} H + k_y \frac{\delta H}{\delta Y} H] d\Gamma \quad (4)$$

Γ est la frontière de la surface S .

A partir de l'équation (3) et pour un volume d'épaisseur égale à l'unité, on a :

$$\int_S \left[\frac{\delta}{\delta X} \left(-k_x \frac{\delta H}{\delta X} \right) + \frac{\delta}{\delta Y} \left(-k_y \frac{\delta H}{\delta Y} \right) \right] H dS = \int_S q H dS$$

Avec une intégration par parties et en utilisant le théorème d'Ostrograski à partir des équations ci-dessus, on est conduit à la formulation suivante qui satisfait les équations de comportement ainsi que les conditions aux limites naturelles :

$$\int_S \left[\frac{\delta H}{\delta X} k_x \frac{\delta H}{\delta X} + \frac{\delta H}{\delta Y} k_y \frac{\delta H}{\delta Y} \right] dS = \int_S q H dS - \int_{\Gamma} \left[k_x \frac{\delta H}{\delta X} + k_y \frac{\delta H}{\delta Y} \right] H d\Gamma \quad (5)$$

C'est la solution de cette équation qui rend minimum la fonctionnelle donnée par l'équation (4).

II.7.2.2. CONDITIONS AUX LIMITES (cas d'une digue en remblai)

En général, pour un écoulement à surface libre en régime permanent, et d'après la figure II.5, Les conditions aux limites associées au problème, sont:

- sur la surface libre 3-4

$$H = Y(x) \text{ et } (\delta H / \delta n) = 0 \Rightarrow V_n = 0$$

- sur le parement amont 4-5

$$H = H_{am}$$

- sur le parement aval 1-2

$$H = H_{av}$$

- sur la surface de suintement 2-3

$$H = Y(x)$$

- sur la surface imperméable (substratum) 1-5

$$(\delta H / \delta n) = 0 \Rightarrow V_n = 0$$

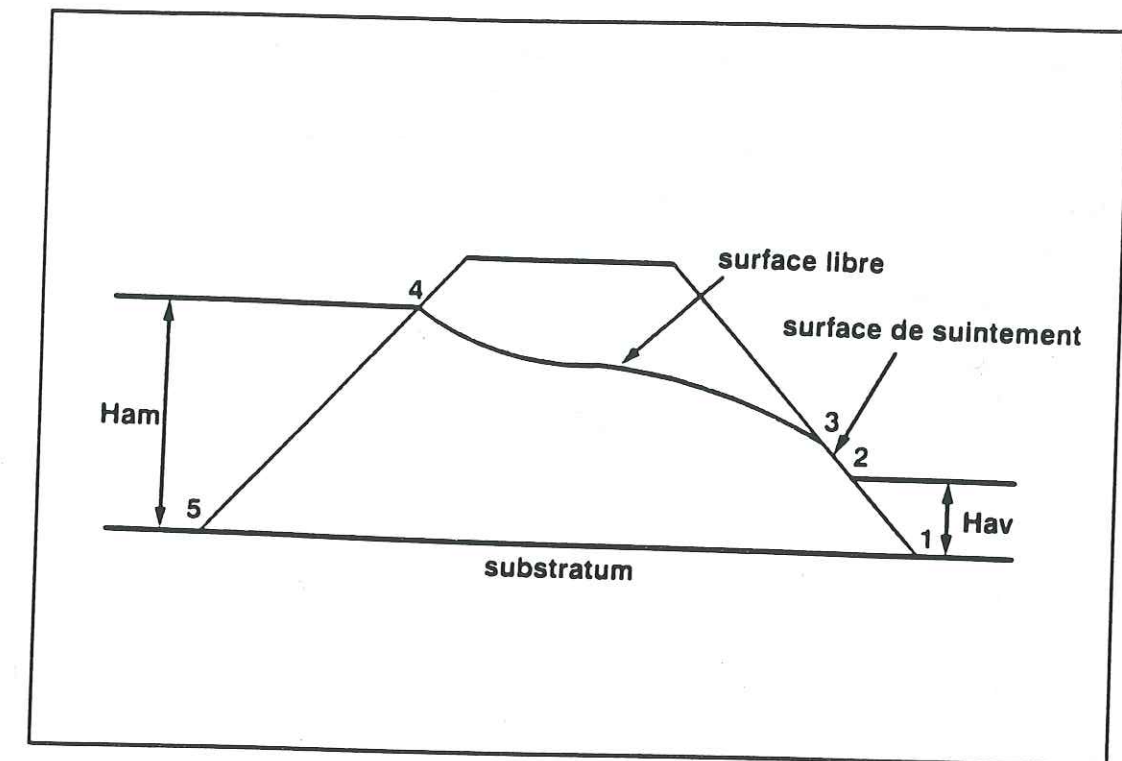


Figure II.5 - Conditions aux limites pour un écoulement permanent typique

REMARQUES :

$(\delta H / \delta n) = 0$: C'est une condition de "NEWMAN". Elle implique que les surfaces équipotentiels $H = C^t$ recoupent les surfaces imperméables à un angle droit (valable pour les sols isotropes).

$$V \cdot n = V_n = -k (\delta H / \delta n) = 0 \Rightarrow (\delta H / \delta n) = 0$$

$H = C^t$: C'est une condition de "DIRICHLET". Les surfaces filtrantes s'identifient avec des surfaces équipotentiels.

II.7.2.3. DISCRETISATION EN ELEMENTS FINIS

On prend comme élément de référence, un élément triangulaire de type T3 linéaire quelconque (i, j, k). Par convention la numérotation des noeuds de l'élément de référence et de l'élément réel se fera dans le sens trigonométrique.

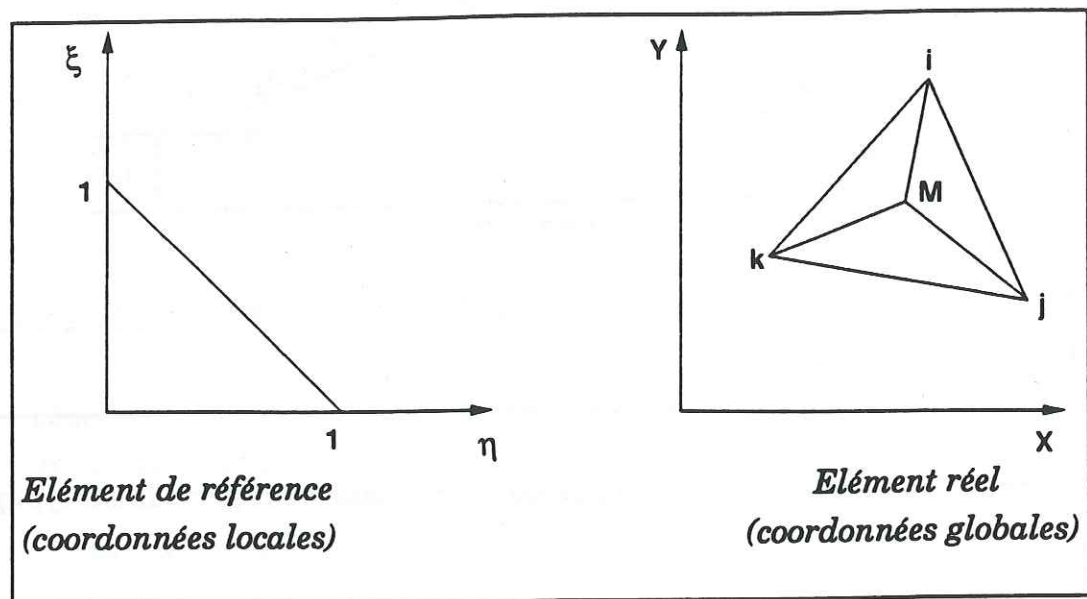


Figure II.6 - Représentation de l'élément de référence et de l'élément réel

Dans les deux systèmes de coordonnées, le point M sera repéré par :

$$M \begin{cases} \xi = A_i/A & \in [0, 1] \\ \eta = A_j/A & \in [0, 1] \\ \zeta = A_k/A & \in [0, 1] \end{cases} ; \quad M \begin{cases} x \\ y \end{cases}$$

A_i, A_j, A_k et A : les aires respectives des triangles : (M, i, j) , (M, i, k) , (M, i, j) et (i, j, k)

Les coordonnées locales sont reliées par la relation :

$$\xi + \eta + \zeta = 1 \quad \Rightarrow \quad \zeta = 1 - \xi - \eta$$

Après décomposition du domaine à étudier en éléments finis (T3 linéaires), la charge hydraulique en un point donné sur ces éléments est approchée par un développement polynomial :

$$H(M(x, y)) = N H_e$$

N : vecteur des fonctions d'interpolation
 H_e : vecteur des valeurs nodales de la charge hydraulique

$$H = \begin{bmatrix} H_i \\ H_j \\ H_k \end{bmatrix} \quad H_i, H_j, H_k : \text{charges hydrauliques aux noeuds}$$

$$N = \begin{bmatrix} N_i \\ N_j \\ N_k \end{bmatrix} \quad N_i, N_j, N_k : \text{fonctions d'interpolation}$$

La charge hydraulique en un point donné M d'un élément quelconque, est donnée par la relation :

$$\Rightarrow H(M(x, y)) = H_i N_i + H_j N_j + H_k N_k$$

D'après les équations (4) et (5) et après discrétisation en éléments finis, on obtient pour chaque noeud :

$$\delta \chi^e / \delta H_e = [R]_e \{H\}_e + \{F\}_e \quad (6)$$

$$R_{e_{ij}} = \int_S \left(\frac{\delta N_i}{\delta X} k_x \frac{\delta N_j}{\delta Y} + \frac{\delta N_i}{\delta X} k_y \frac{\delta N_j}{\delta Y} \right) dS \quad (7a)$$

$R_{e_{ij}}$: matrice de perméabilité élémentaire

$$F e_i = - \int_S q N_i dS + \int_{\Gamma} \left(k_x \frac{\delta N_i}{\delta X} + k_y \frac{\delta N_i}{\delta Y} \right) N_i d\Gamma \quad (7b)$$

$F e_i$: vecteur débits extérieurs élémentaires

Après assemblage de l'équation (6) sur tout le domaine d'écoulement, on obtient :

$$\Sigma (\delta \chi^e / \delta H^e) = \Sigma [R]^e \{H\}^e + \Sigma \{F\}^e = 0$$

$$\Rightarrow [R] \{H\} + \{F\} = 0 \quad (8)$$

avec :

- $[R]$: matrice de rigidité globale
- $\{F\}$: vecteur débits extérieurs global (débit aux noeuds)
- $\{H\}$: vecteur charges hydrauliques aux noeuds

II.7.2.4. FORMULATION MATRICIELLE DU PROBLEME

A - Matrice de rigidité élémentaire

En tenant compte de l'équation (7a), on peut écrire sous forme matricielle la matrice de perméabilité élémentaire :

$$R e = M t_c \cdot K e \cdot M_c dS$$

$$\Rightarrow R e = M t_c \cdot K e \cdot M_c \cdot A \quad (9) \quad A : \text{surface de l'élément T3}$$

$$K e = \begin{vmatrix} k_x & 0 \\ 0 & k_y \end{vmatrix} \quad K e : \text{matrice de perméabilité}$$

$$M_c = \begin{vmatrix} \delta N / \delta X \\ \delta N / \delta Y \end{vmatrix} \quad M_c : \text{dérivées de } N \text{ par rapport aux coordonnées globales}$$

on pose :

$$M_l = \begin{vmatrix} \delta N / \delta \xi \\ \delta N / \delta \eta \end{vmatrix} \quad M_l : \text{dérivées de } N \text{ par rapport aux coordonnées locales}$$

tel que :

$$\begin{vmatrix} \delta N / \delta \xi \\ \delta N / \delta \eta \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} \delta X / \delta \xi & \delta Y / \delta \xi \\ \delta X / \delta \eta & \delta Y / \delta \eta \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \delta N / \delta X \\ \delta N / \delta Y \end{vmatrix}$$

$$J = \begin{vmatrix} \delta X / \delta \xi & \delta Y / \delta \xi \\ \delta Y / \delta \eta & \delta X / \delta \eta \end{vmatrix} \quad J : \text{matrice jacobienne}$$

$$N = \begin{vmatrix} \xi \\ \eta \\ 1 - \eta - \xi \end{vmatrix} \Rightarrow M_l = \begin{vmatrix} \delta N / \delta \xi & 1 & 0 & -1 \\ \delta N / \delta \eta & 0 & 1 & -1 \end{vmatrix}$$

donc, on peut écrire :

$$M_c = J^{-1} \cdot M_l$$

avec :

$$J = \begin{vmatrix} x_i - x_k & y_i - y_k \\ x_j - x_k & y_j - y_k \end{vmatrix}$$

$$J-1 = (1/2A) \begin{vmatrix} y_j - y_k & y_k - y_i \\ x_k - x_j & x_i - x_k \end{vmatrix}$$

$$\Rightarrow M_c = (1/2A) \begin{vmatrix} y_i - y_k & y_k - y_i & y_i - y_j \\ x_k - x_j & x_i - x_k & x_j - x_i \end{vmatrix}$$

$$M_{t_c} = (1/2A) \begin{vmatrix} y_i - y_j & x_k - x_j \\ y_k - y_i & x_i - x_k \\ y_i - y_j & x_j - x_i \end{vmatrix}$$

A partir de l'équation (9), on peut déduire l'expression de la matrice de rigidité élémentaire qui est donnée par :

$$Re = \frac{1}{4A} \begin{vmatrix} k_x y_j k^2 + k_y x_j k^2 & " & " \\ -k_x y_j k y_i k - k_y x_i k x_j k & k_x y_i k^2 + k_y x_i k^2 & " \\ k_x y_i j y_j k + k_y x_i j x_j k & -k_x y_i k y_i j - k_y x_i k x_i j & k_x y_i j^2 + k_y x_i j^2 \end{vmatrix}$$

B - Vecteur force extérieure élémentaire / Débit surfacique

D'après l'équation (7b), le vecteur débit aux noeuds peut s'écrire :

$$F_{e_i} = - \int_{\xi} q N_i dS + \int_{\Gamma} \left(k_x \frac{\delta N_i}{\delta X} + k_y \frac{\delta N_i}{\delta Y} \right) N_i d\Gamma$$

Avec :

$$F_{e_v} = - \int_{\xi} q N_i dS \quad F_{e_v} : \text{débit volumique élémentaire}$$

$$F_{e_s} = \int_{\Gamma} \left(k_x \frac{\delta N_i}{\delta X} + k_y \frac{\delta N_i}{\delta Y} \right) N_i d\Gamma \quad F_{e_s} : \text{débit surfacique élémentaire}$$

Pour lesquels :

$$N_i = \begin{vmatrix} \xi \\ \eta \\ \zeta \end{vmatrix} ; dS = |J| d\xi d\eta ; |J| = 2A ; A : \text{surface de l'élément}$$

$$\Rightarrow F_{e_v} = -q \int \begin{vmatrix} \xi \\ \eta \\ 1 - \xi - \eta \end{vmatrix} |J| d\xi d\eta$$

on peut calculer les intégrales suivantes :

$$\int \xi d\xi d\eta = 1/6 ; \quad \int \eta d\xi d\eta = 1/6$$

$$\int (1 - \xi - \eta) d\xi d\eta = 1/2 - 1/6 - 1/6 = 1/6$$

on obtient finalement : $F_{e_v} = -q A/3 \begin{vmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{vmatrix}$

C'est le vecteur débit volumique élémentaire.

$$Fe_s = \int_{\Gamma} \left(k_x \frac{\delta N_i}{\delta X} + k_y \frac{\delta N_i}{\delta Y} \right) N_i d\Gamma \quad Fe_s : \text{débit surfacique élémentaire}$$

$d\Gamma = l_{ij} d\xi$ coté de l'élément T3 (i, j, k)
le long de l_{ij} , on a : $\zeta = 0$ et $\xi + \eta = 1$

dans le cas où la vitesse est imposée, on a :

$$V_{ix} = k_x \frac{\delta N_i}{\delta X} \quad ; \quad V_{iy} = k_y \frac{\delta N_i}{\delta Y}$$

$q = V_{ix} + V_{iy}$ $q \cdot l_{ij}$: débit imposé sur la surface

$$Fe_s = \int q N l_{ij} d\xi = q \int N l_{ij} d\xi$$

$$Fe_s = q l_{ij} \int_{1-\xi-\eta}^{\xi} d\xi$$

$$Fe_s = q l_{ij} \int_0^{1-\xi} d\xi$$

$$Fe_s = q l_{ij} / 2 \begin{vmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{vmatrix}$$

C'est le vecteur débit surfacique élémentaire avec vitesse imposée.

II.7.3. ECOULEMENTS NON-PERMANENTS

II.7.3.1. PRINCIPE VARIATIONNEL

A partir de l'équation (3), on peut écrire l'expression de la fonctionnelle dont la minimisation donne la solution du problème bidimensionnel en régime non-permanent.

$$\begin{aligned} \chi(H, t) = & \frac{1}{2} \int_S \left[k_x \left(\frac{\delta H}{\delta X} \right)^2 + k_y \left(\frac{\delta H}{\delta Y} \right)^2 \right] dS - \int_S q H dS \\ & - \int_S (q + g \delta H / \delta t) H dS \\ & + \int_{\Gamma} \left[k_x \frac{\delta H}{\delta X} H + k_y \frac{\delta H}{\delta Y} H \right] d\Gamma \quad (4) \end{aligned}$$

g : accélération de la pesanteur
 Γ est la frontière de la surface S.

Pour un volume égal à l'unité et en procédant de la même manière qu'en régime permanent, on peut écrire l'équation ci-dessous dont la solution rend minimum la fonctionnelle ci-dessus.

$$\begin{aligned} \int_S \left[\frac{\delta H}{\delta X} k_x \frac{\delta H}{\delta X} + \frac{\delta H}{\delta Y} k_y \frac{\delta H}{\delta Y} \right] dS = \\ \int_S q H dS - \int_{\Gamma} \left[k_x \frac{\delta H}{\delta X} + k_y \frac{\delta H}{\delta Y} \right] H d\Gamma - \int_S g \delta H / \delta t dS \end{aligned}$$

II.7.3.2. CONDITIONS AUX LIMITES (vidange rapide d'une dige)

La solution du problème à un instant donné (c'est-à-dire la détermination du champ de charge hydraulique à cet instant) exige donc la connaissance, d'une part des conditions auxquelles doit satisfaire H sur ces limites, d'autre part des limites géométriques du domaine d'écoulement.

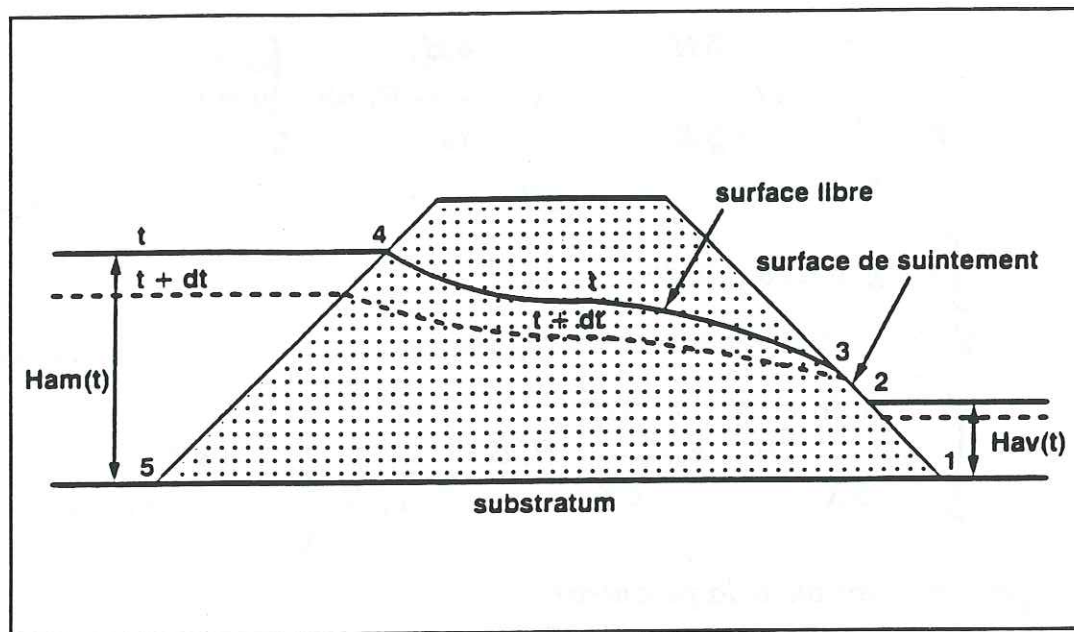


Figure II.7 - Conditions aux limites pour un écoulement non-permanent

Parmi ces conditions, on retrouve :

- sur la surface libre 3-4 : $H = Y(x, t)$ et $(\delta H(t) / \delta n) = 0$
- sur la surface de suintement 2-3 : $H = Y(x, t)$
- sur le parement amont 4-5 : $H = H_{am}(t)$
- sur le parement aval 1-2 : $H = H_{av}(t)$
- sur la surface imperméable (substratum) 1-5 : $(\delta H(t) / \delta n) = 0$

Pour les limites géométrique de l'écoulement, elles sont connues à chaque instant telles que les couches imperméables (substratum) et les limites équipotentiels (amont et aval). Par contre la surface libre n'est connue qu'à l'instant initial. A partir de cet instant initial, la surface libre va se modifier jusqu'au moment où un nouveau régime permanent ou statique est atteint.

II.8. INFLUENCE DE L'ANISOTROPIE DE PERMEABILITE

Les sols dans la nature sont en général anisotropes et hétérogènes. La mise en place et la présence de surcharges peut créer des chemins préférentiels dans le sol et provoquer une anisotropie de perméabilité. Généralement l'un des axes de perméabilité est sub-horizontale, mais dans la nature, les sols et les roches sédimentaires, peuvent avoir des axes quelconques.

L'effet de l'anisotropie peut faire augmenter ou baisser les valeurs des pressions interstitielles. Cela se produit si le drainage le long du domaine d'écoulement est relativement fort ou faible par rapport à celui d'un cas équivalent de perméabilité uniforme. La non-homogénéité provient en général, d'un changement de la taille des grains solides du sol ou de leur disposition, due aux effets chimiques provoqués à la suite de précipitation sur quelques minéraux dans les pores du sol, ou due au mode de dépôt qui peut orienter les particules de façon préférentielle. Dans le cas des pentes artificielle (talus), les grands changements dans la perméabilité sont plus souvent le résultat d'un choix délibéré, avec des zones différentes de sol spécifiquement choisies.

II.9. INFLUENCE DU CHANGEMENT DE PROFIL SUR LA STABILITE

Au cours d'un mouvement de terrain, les masses en mouvement se répartissent de manière à donner un profil de stabilité qui dépend essentiellement des propriétés mécaniques et hydrauliques du terrain. Donc, l'évolution de la géométrie d'un versant en mouvement (instable) s'achemine toujours vers une position stable.

(GERVEREAU, 1991) a étudié l'accroissement du coefficient de sécurité correspondant au passage de la situation instable à la situation stable, pour des glissements de terrain dont on connaît le profil initial et le profil final après stabilisation naturelle et dont les propriétés mécaniques et hydrauliques peuvent être considérées comme constantes.

Parmi ces glissements, on peut citer le glissement de Cône dans les gorges de l'Arly (Savoie) qui a eu lieu en 1955.

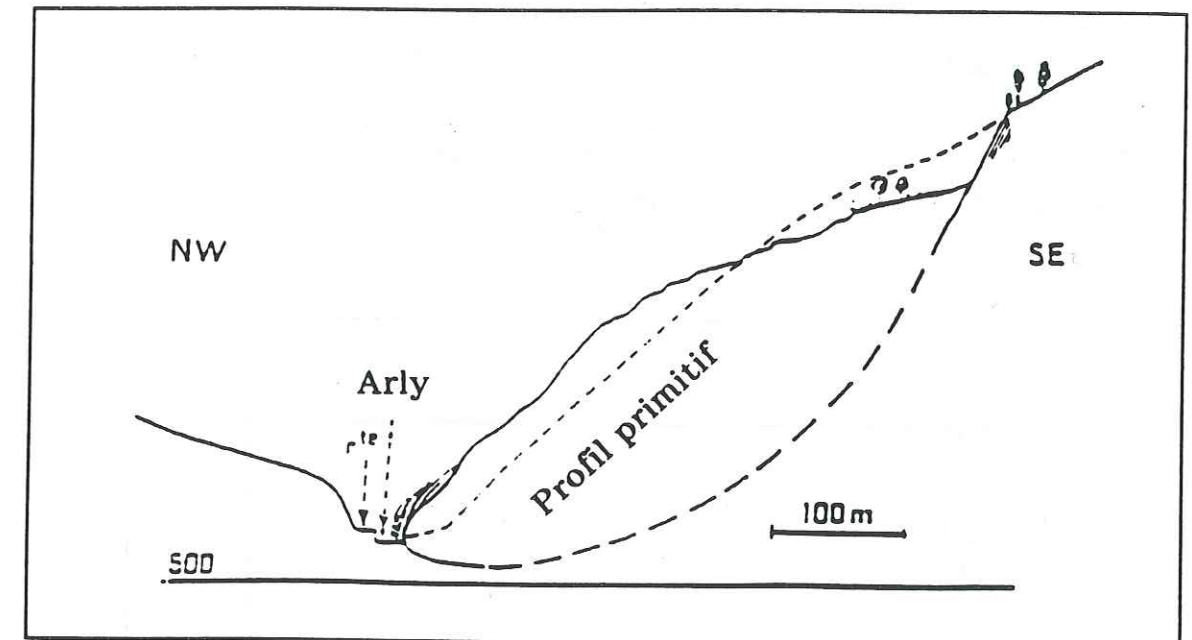


Figure II.8 - Profils topographique du versant avant et après stabilisation (d'après J. GOGUEL 1967)

Les résultats de l'analyse de stabilité sont données dans le tableau ci-dessous:

Coef de sécurité	1937	1955	$\Delta F/F$
Fellenius	0.97	1.10	13 %
Bishop	0.98	1.11	13 %

Tableau II.1 - Résultats d'analyse de stabilité

On constate qu'une modification du profil géométrique (Topographique) est capable d'accroître le coefficient de sécurité de 13 %. Ce type d'analyse peut permettre de prévoir le profil d'équilibre dans le cas où la rupture brutale n'est pas envisageable.

II.10. INFLUENCE DE LA VITESSE DE DEPLACEMENT SUR LA STABILITE

Comme les valeurs du coefficient de sécurité sont obtenues à partir d'un calcul quasi-statique, des études ont été menées pour tenter de relier le coefficient de sécurité à la cinématique des glissements de terrain.

D'après une étude réalisée par (G. CARTIER et P. POUGET) sur le site de SALLEDES, ils ont trouvé la relation suivante :

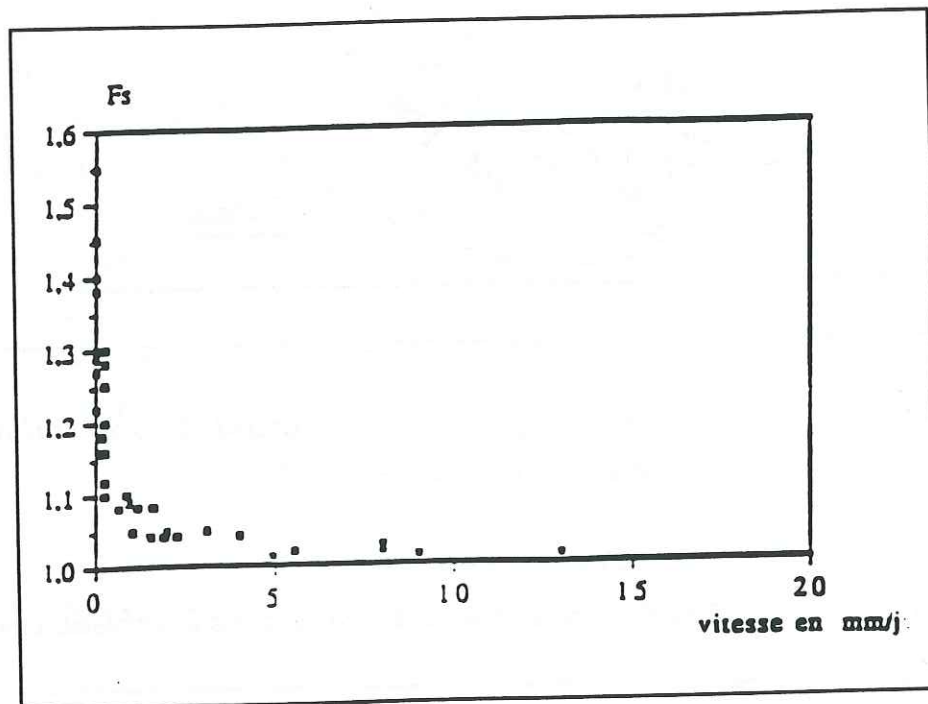


Figure II.9 - Relation en coefficient de sécurité et vitesse de déplacement (D'après : G. CARTIER et P. POUGET, 1988)

(P. POUGET, 1988) a ajusté la liaison empirique suivante :

$$Fs = 1 + 0.2 e^{-v} \quad v : \text{vitesse de déplacement du glissement (mm/j)}$$

Cette loi est tangente à l'axe des Fs pour $v = 0$ et présente une asymptote parallèle à l'axe des vitesses pour $Fs = 1$, elle ajuste bien les points expérimentaux de Salledes.

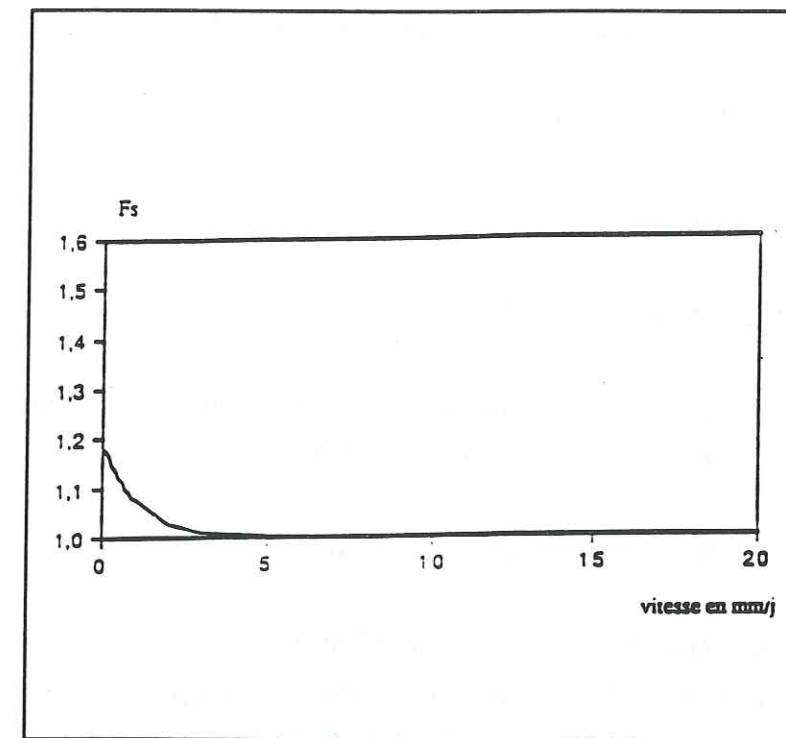


Figure II.10 - Relation empirique entre Fs et la vitesse de déplacement

II.11. ANALYSE DE STABILITE DU GLISSEMENT D'HARMALIERE

Pour montrer l'influence de l'eau (pressions interstitielles) et des caractéristiques mécaniques sur la stabilité des pentes, nous avons effectué une étude paramétrique sur le glissement d'Harmalière (45 hectares) situé au Sud de Grenoble (35 Km) qui s'est produit le 7 Mars 1981 au sein d'une formation d'argiles litées de la région du Trièves.

Cette analyse est basée sur l'étude des cas suivants :

- 1 - variation du niveau de la nappe par rapport à la surface topographique ;
- 2 - variation du coefficient des pressions interstitielles R_u ;
- 3 - variation de la cohésion du sol ;
- 4 - variation de l'angle de frottement du sol.

L'analyse de stabilité est principalement axée sur la méthode d'équilibre limite qui comprend les méthodes suivantes :

Fellenius - Bishop - Perturbations - Spencer

Toute cette analyse de stabilité est effectuée dans le cas d'une ligne de rupture circulaire supposée la plus critique (figure II.11), avec un sol supposé homogène dont les caractéristiques mécaniques sont :

cohésion : 10 kPa
 angle de frottement ; 22°
 poids volumique ; 20 kN/m³

Nous signalons qu'il existe aucune indication réelle sur la positions de la surface libre (nappe) et l'hypothèse d'une rupture circulaire a été choisie non seulement par ignorance de la ligne de rupture la plus critique, mais aussi pour la commodité des calculs.

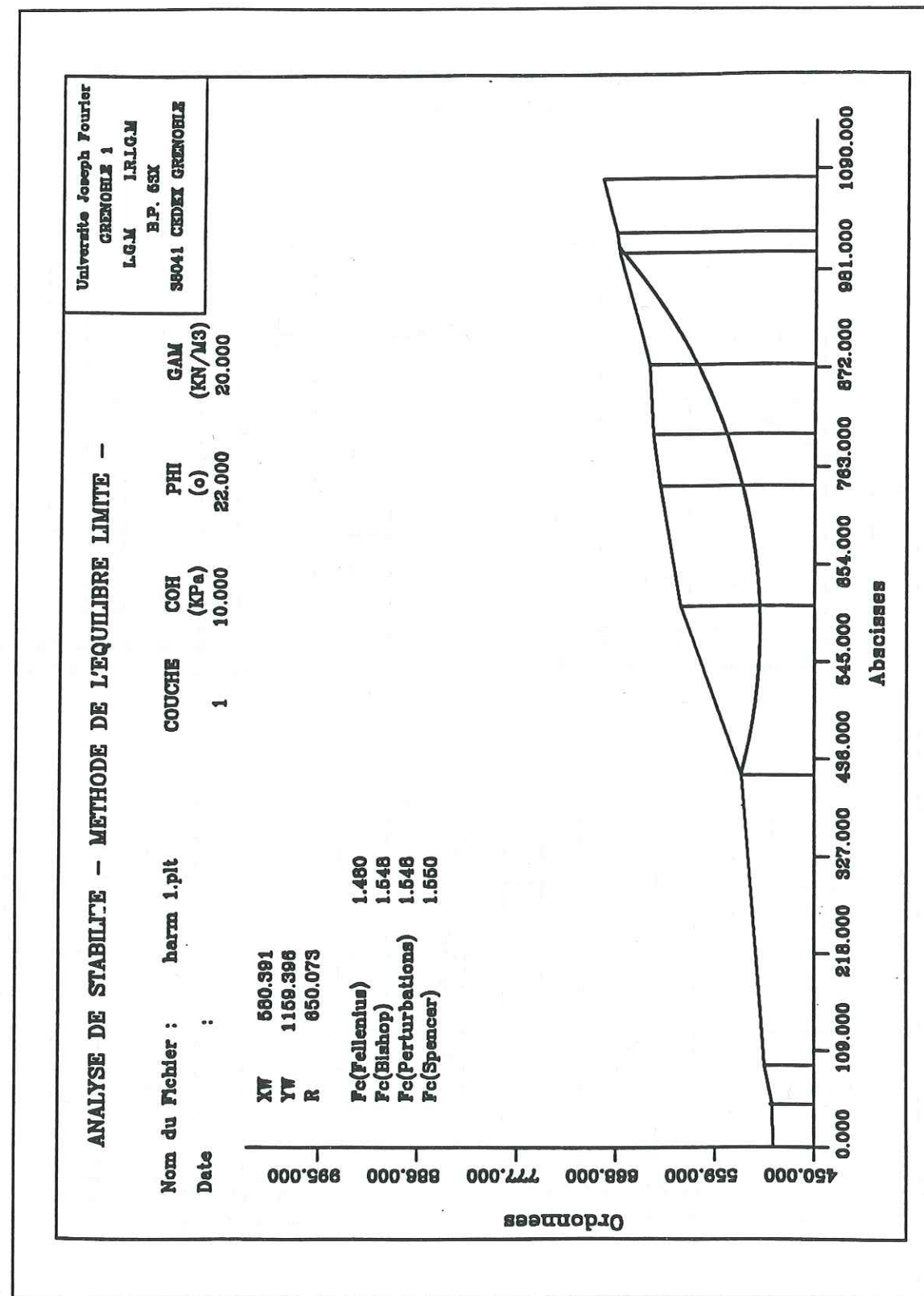


Figure II.11 - Analyse de stabilité "HARMALIERE"

Variation de F_s en fonction de : R_u , Niveau de la nappe, Cohésion et Angle de frottement du sol

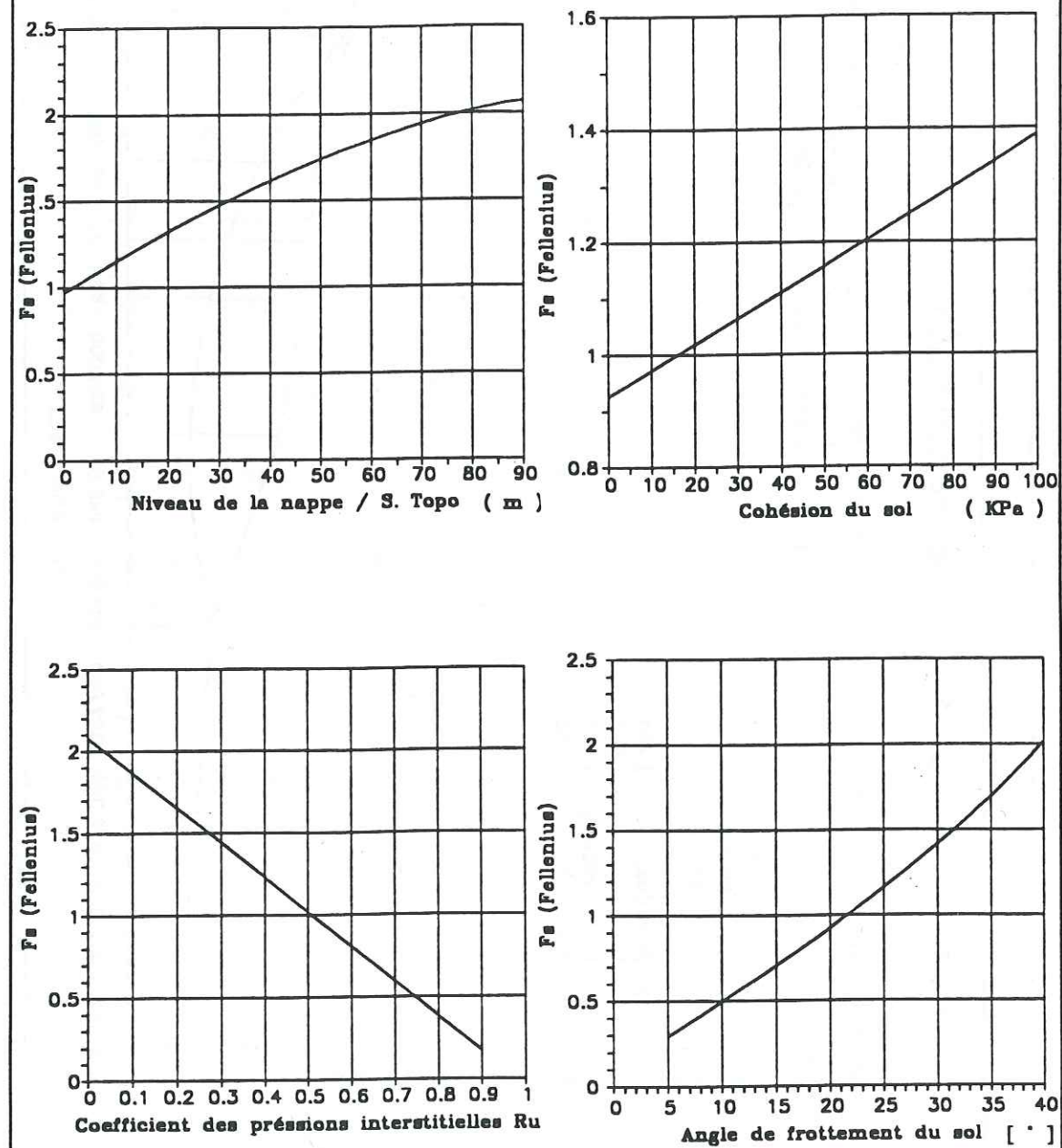


Figure II.12 - Analyse de stabilité suivant "FELLENIOUS"

Variation de F_s en fonction de : R_u , Niveau de la nappe, Cohésion et Angle de frottement du sol

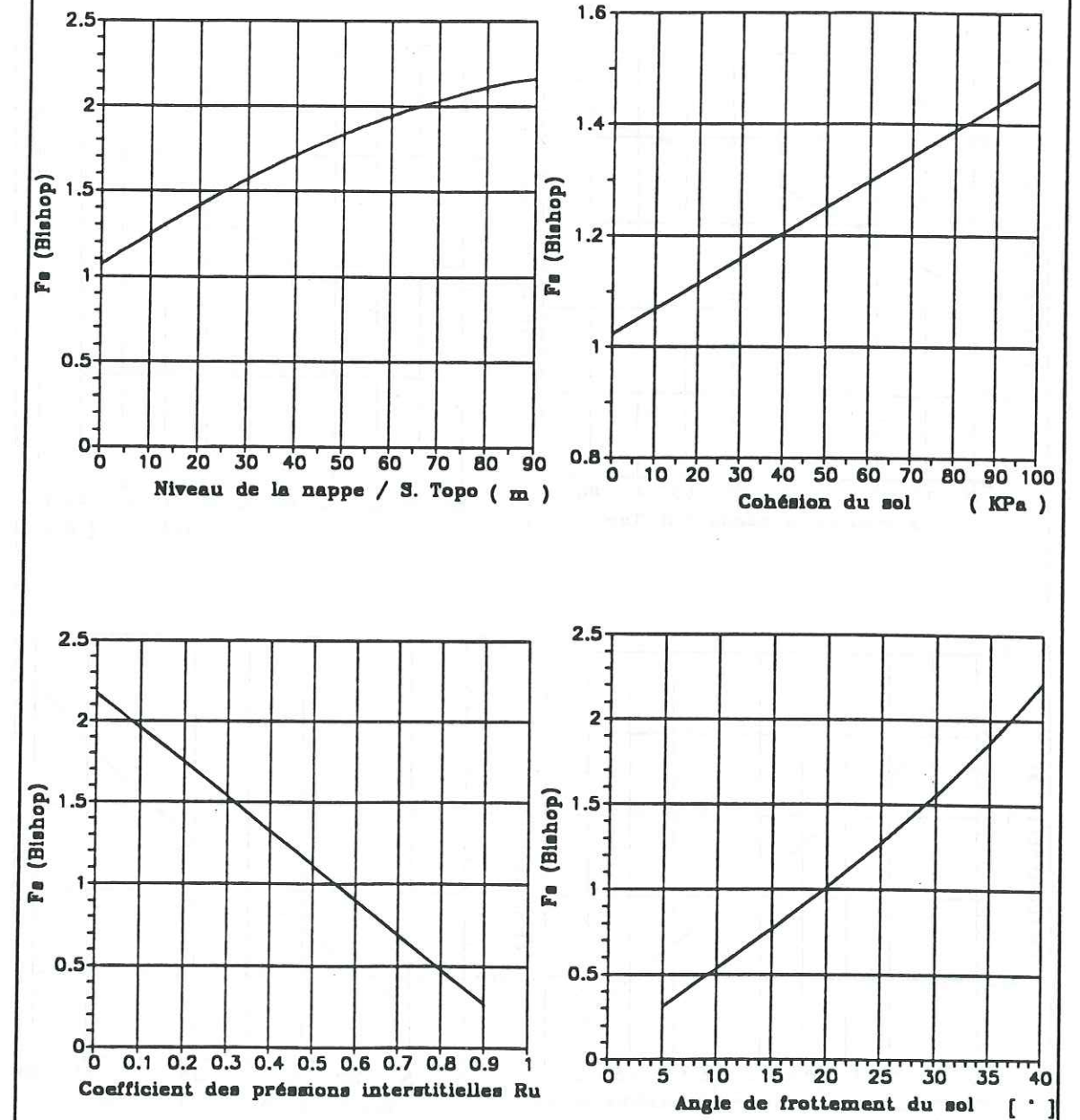


Figure II.13 - Analyse de stabilité suivant "BISHOP"

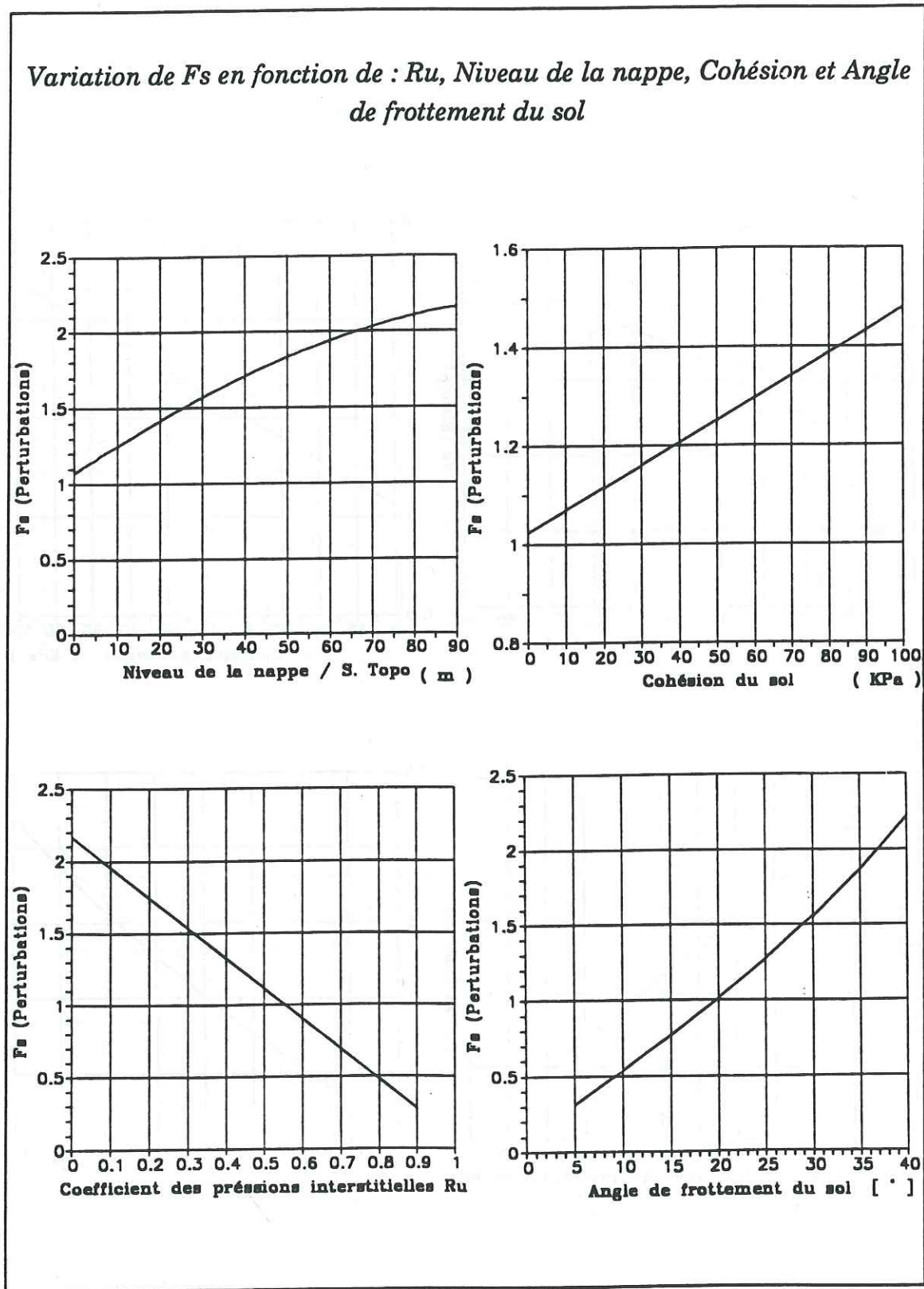


Figure II.14 - Analyse de stabilité suivant "PERTURBATIONS"

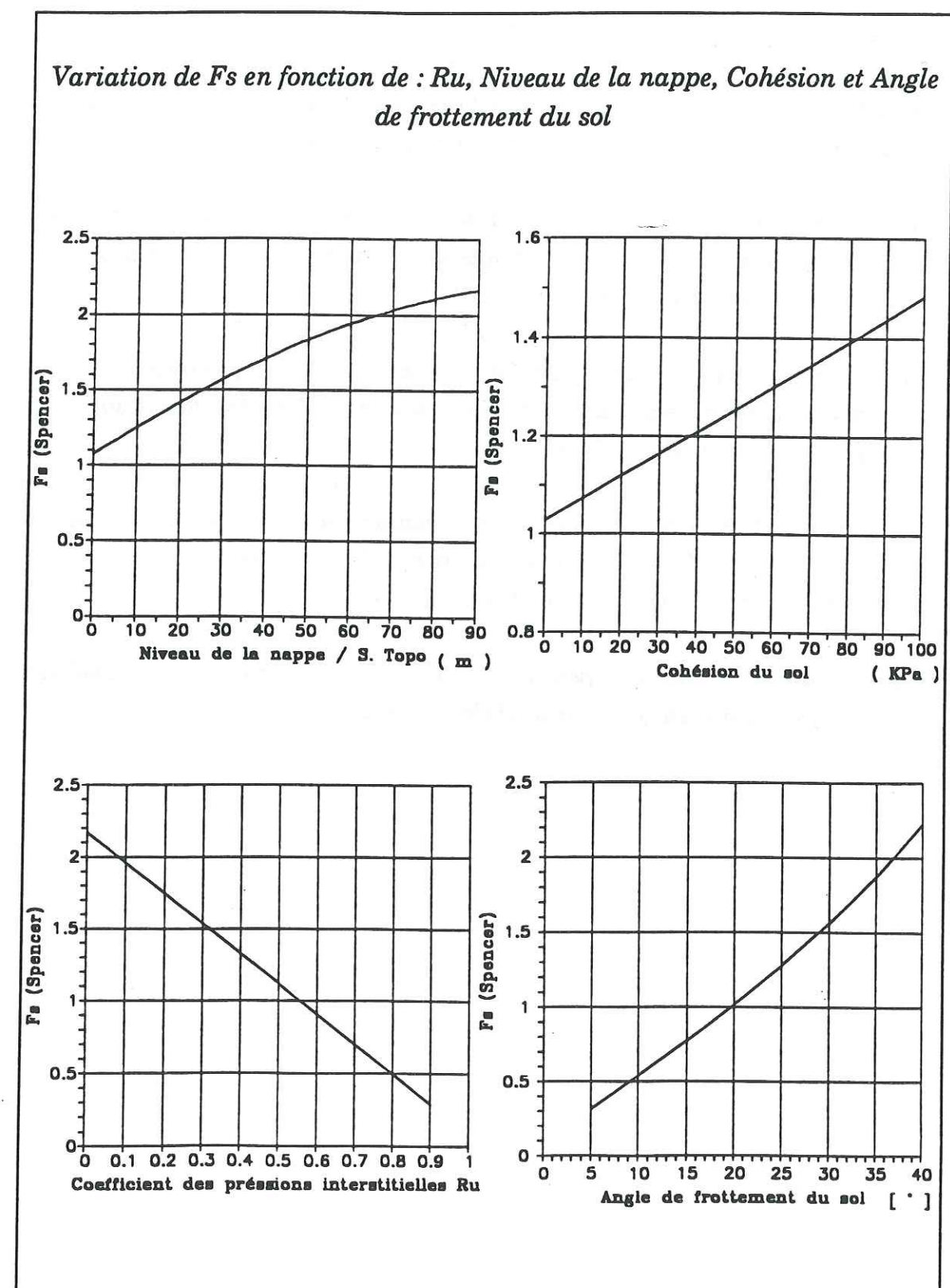


Figure II.15 - Analyse de stabilité suivant "SPENCER"

L'étude de l'évolution du coefficient de sécurité en fonction de la position de la nappe par rapport à la surface topographique montre que, pour un rabattement de la nappe de 10 m, le taux de croissance de F_s est de 10 %. Cela montre l'importance du drainage sur la stabilité des pentes.

Nous constatons aussi que l'évolution de F_s en fonction de la cohésion du sol est pratiquement linéaire, et le passage de la cohésion de 10 kPa à 50 kPa fait croître le coefficient de sécurité de 10 %.

De même, la variation de F_s en fonction de l'angle de frottement du sol montre que, le passage de l'angle de frottement de 15° à 25° fait augmenter le coefficient de sécurité de 70 %.

En ce qui concerne l'évolution de F_s en fonction du coefficient des pressions interstitielles R_u , elle est linéaire décroissante et une augmentation de R_u de 10 % fait chuter le coefficient de sécurité de 20 %.

Enfin, cette étude nous a permis de montrer l'influence des paramètres hydrauliques et mécaniques sur la stabilité des pentes.

CONCLUSION

En conclusion du chapitre, nous avons mis en évidence l'influence de l'eau (pressions interstitielles) et des caractéristiques mécaniques sur la stabilité des pentes et cela grâce à une étude paramétrique sur la stabilité d'un glissement réel (Harmalière). Nous avons montré aussi, le rôle du changement de profil géométrique des versants ainsi que les vitesses de déplacement sur la stabilité.

CHAPITRE III

**MOYENS DE PREVISION
DES GLISSEMENTS
DE TERRAINS NATURELS**

INTRODUCTION

Vu l'imprécision des méthodes d'analyse de stabilité et des reconnaissances géotechniques pour certains sites complexes (versants naturels) , la mise en oeuvre d'un dispositif de surveillance est nécessaire pour la prévision des glissements de terrains.

Nous allons voir dans ce chapitre un certain nombre de dispositifs de surveillance sur lesquels est basée notre étude de prévision. En premier, les mesures de déplacements en profondeur et la détection des surfaces de rupture (inclinométrie) et en second, les mesures de déplacements en surface (topographie) pour détecter les mouvements superficiels.

Nous allons proposer aussi une méthode de prévision pour certains glissements de terrains basée essentiellement sur les mesures inclinométriques et les essais de laboratoire (triaxial).

III.1. SURVEILLANCE INCLINOMETRIQUE

III.1.1. PRINCIPE DES MESURES INCLINOMETRIQUES

L'inclinomètre est un appareil bien connu dont le but est de déterminer la déformée au cours du temps d'un tube placé verticalement dans le sol et de préférence ancré dans le substratum sain. A partir des déformations enregistrées, on peut en déduire les mouvements du sol en profondeur.

III.1.2. DISPOSITIF DE MESURE

Pour l'installation d'un inclinomètre dans une zone sujette à des mouvements, il convient de réaliser en premier lieu un forage suffisamment profond pour atteindre le substratum sain ou une couche de bonne caractéristiques mécaniques. Un tube en plastique rainuré est introduit dans ce forage, ce tube doit être aussi déformable que le sol (Figure III.1).

Les mesures se font au moyen d'une torpille coulissante introduite dans le tube plastique, elle est constituée de deux capteurs d'inclinaison (servo-accéléromètre) placés dans des plans axiaux perpendiculaires. L'écart angulaire par rapport à la verticale est relevé à différentes profondeurs pour en déduire la déformation du tube. Les mesures sont effectuées dans deux directions perpendiculaires (deux rainures qui donnent les directions A+A- et B+B-), ces mesures permettent de déduire les mouvements du sol dans deux directions perpendiculaires, donc dans un plan. Après la mise en place de l'appareillage, une première série de mesures est effectuée, elle va servir comme référence aux prochaines séries de mesures (pour éliminer le problème de la non verticalité initiale du tube inclinométrique).

Toute mesure est entachée d'une erreur plus ou moins grande. La qualité des mesures inclinométriques est sensible à plusieurs facteurs extérieurs, en particulier :

- la température extérieure;*
- la qualité du tube utilisé;*
- la température de la sonde;*
- la rapidité de la remontée de la sonde;*
- la nervosité de l'opérateur etc...;*

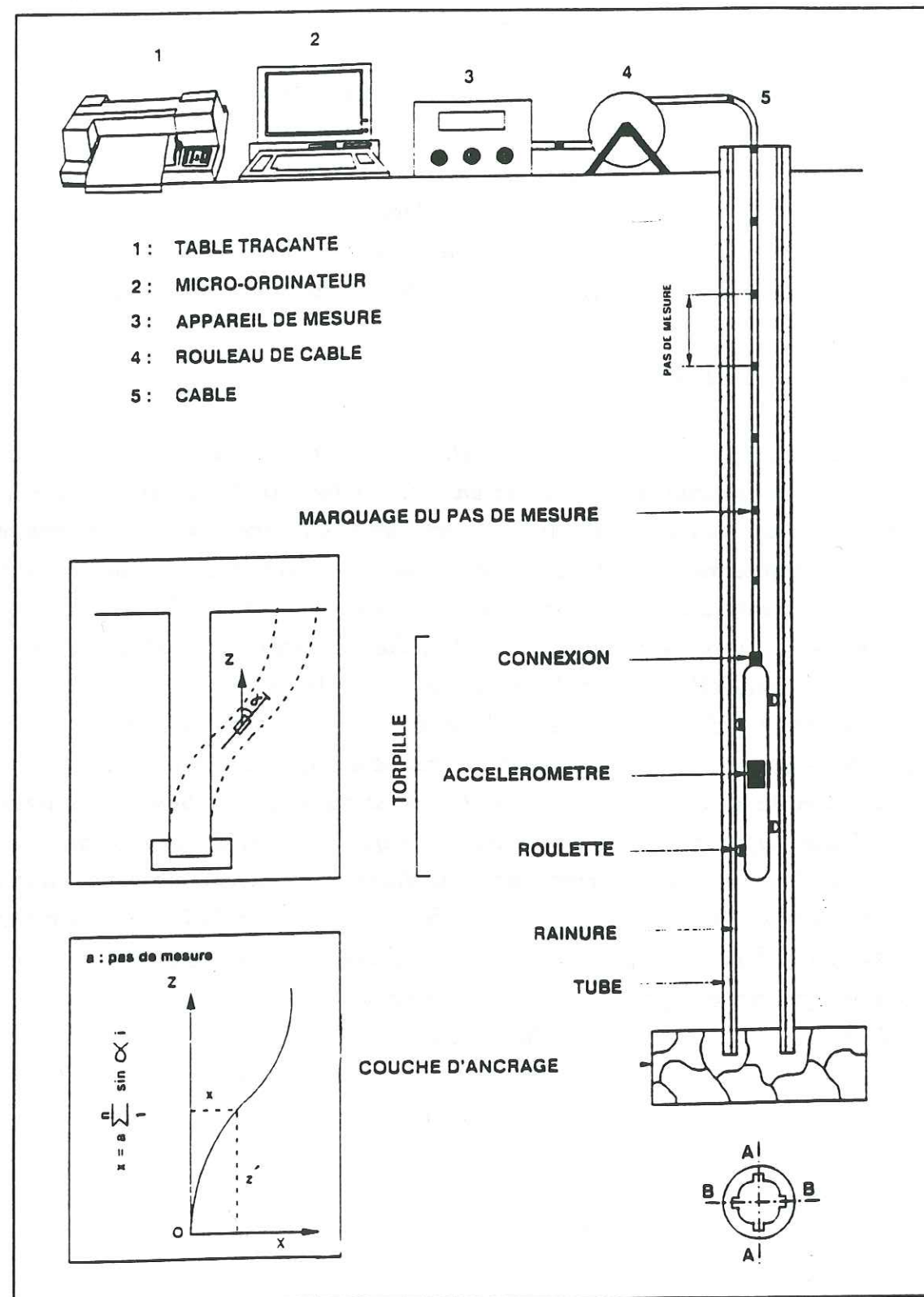


Figure III.1 - L'appareillage de mesures inclinométriques

Pour obtenir de bonnes mesures, il est nécessaire de prendre les précautions suivantes :

- laisser la sonde se stabiliser en température dans le forage;
- prendre le temps d'attendre la stabilité de la lecture angulaire;
- lire correctement les indications du contrôleur inclinométrique;
- ne pas enrouler le câble électrique au fur et à mesure de la remontée de la sonde, mais seulement à la fin;
- Placer la direction A+A' dans le sens des déplacements à mesurer;

III.2.3. PRINCIPE DU DEPOUILLEMENT DES MESURES

Si dans leur principe, les mesures inclinométriques sont simples à effectuer puis à traiter, leur exploitation peut conduire à des conclusions erronées même avec des appareils performants.

III.2.3.1. EXPRESSION DE LA MESURE - PRINCIPE DE LA DOUBLE MESURE

Le principe de cette méthode est du à Monsieur VIROLLET (Laboratoire des Ponts de Toulouse). Le paramètre mesuré par l'inclinomètre est l'angle $\alpha(p,t)$ qui représente l'inclinaison du tube par rapport à la verticale à la profondeur p au temps t . En réalité, l'angle mesuré correspond à l'angle réel entaché d'une erreur. Donc, on peut écrire :

$$\alpha_m(p, t) = \alpha_r(p, t) - \epsilon(p, t) \quad (1)$$

avec :

$$\begin{cases} \alpha_m(p, t) & : \text{angle mesuré} \\ \alpha_r(p, t) & : \text{angle réel} \\ \epsilon(p, t) & : \text{erreur de mesure} \end{cases}$$

Pour être exploitée avec profit, chaque mesure doit être doublée par une mesure effectuée en tournant la sonde à 180° .

On écrit :

$$\alpha_m^0 = \alpha_r^0 - \varepsilon^0 \quad (2)$$

$$\alpha_m^{180} = \alpha_r^{180} - \varepsilon^{180} \quad (3)$$

avec :

$$\alpha_r^0 = -\alpha_r^{180} = \alpha_r \quad (\text{valeur réelle}) \quad (4)$$

Habituellement, l'erreur $\varepsilon(p, t)$ est séparée en deux :

- une erreur systématique, due au décalage du zéro de l'appareil. Elle est non maîtrisable est notée ε_s

- une erreur variable de façon aléatoire pendant la mesure, due par exemple au frottement du capteur. Elle est notée ε_a

(2) et (3) s'écrivent donc :

$$\alpha_m^0(p, t) = \alpha_r^0(p, t) - \varepsilon_s^0(p, t) - \varepsilon_a^0(p, t) \quad (5)$$

$$\alpha_m^{180}(p, t) = \alpha_r^{180}(p, t) - \varepsilon_s^{180}(p, t) - \varepsilon_a^{180}(p, t) \quad (6)$$

Par demi-somme et demi-différence de (5) et (6) et en tenant compte de (4), on obtient :

$$D(p, t) = (1/2)(\alpha_m^0 - \alpha_m^{180}) = \alpha_r - (1/2)(\varepsilon_s^0 - \varepsilon_s^{180}) - (1/2)(\varepsilon_a^0 - \varepsilon_a^{180}) \quad (7)$$

$$S(p, t) = (1/2)(\alpha_m^0 + \alpha_m^{180}) = - (1/2)(\varepsilon_s^0 + \varepsilon_s^{180}) - (1/2)(\varepsilon_a^0 + \varepsilon_a^{180}) \quad (8)$$

On suppose que l'erreur systématique est constante dans une direction donnée, soit :

$$\varepsilon_s^0(p, t) = \varepsilon_s^0(t) \quad \text{et} \quad \varepsilon_s^{180}(p, t) = \varepsilon_s^{180}(t) \quad (9)$$

et peut varier faiblement entre la mesure à 0° et celle à 180°.

$$\varepsilon_a^0(t) \neq -\varepsilon_a^{180}(t)$$

Cette hypothèse ainsi que l'égalité (7) permettent d'écrire que la demi-somme S est à peu près constante, centrée sur : $-(1/2)(\varepsilon_s^0 + \varepsilon_s^{180}) = 0$

La population des valeurs de $S(p, t)$ se répartit suivant une distribution gaussienne et caractérise l'erreur aléatoire. Cette erreur provient du "bruit" mécanique et électronique de l'appareil pouvant modifier les caractéristiques de la mesure au cours du temps en l'absence de mouvements du tube. Cette constatation va permettre d'éliminer l'erreur aléatoire liée à la mesure au temps t .

- la demi-différence $D(p, t)$ permet, elle, d'exprimer la valeur réelle de l'angle $\alpha_r(p, t)$ aux erreurs de mesure près.

- la moyenne de l'erreur aléatoire : $(1/2)(\varepsilon_a^0 - \varepsilon_a^{180})$ est nulle pour une mesure au temps t . Son écart type se détermine par un calcul statistique.

- l'erreur systématique : $(1/2)(\varepsilon_s^0 - \varepsilon_s^{180})$ est supposée constante au cours de la mesure au temps t . Son écart type en fonction de p est donc nul.

Son calcul n'est pas possible mais on peut l'éliminer entre deux mesures à t_0 et t_1 en faisant l'hypothèse que le tube inclinométrique est fixé sur une longueur suffisante (ancrage de 25% de la longueur du tube).

III.2.3.2. ELIMINATION DE L'ERREUR ALEATOIRE

On peut vérifier expérimentalement que la population des valeurs $S(p, t)$ obtenues au temps t se répartit suivant une distribution gaussienne. L'examen de la population $S(p, t)$ - demi-somme des mesures de α au temps t le long du tube - permet de déterminer la variance de la population des $S(p, t)$.

$$\sigma^2(S) = (1/4) \sigma^2(\epsilon_0^\alpha - \epsilon_{180}^\alpha) \quad (10)$$

La moyenne de cette population étant nulle.

En adoptant un intervalle de confiance de $3\sigma(S(p, t))$ correspond à 99.8 % des mesures, on retiendra pour l'inclinaison du tube à l'instant t et à la profondeur p , l'ensemble des valeurs :

$$\alpha_r(p, t) \quad \{ D(p, t) + (1/2)(\epsilon_0^\alpha - \epsilon_{180}^\alpha) + 3\sigma(S(p, t)) \} \quad (11)$$

Ceci revient à éliminer, lors de chaque mesure, un ensemble de valeurs dont on ne tiendra pas compte dans l'interprétation ultérieure des résultats.

Ces valeurs qui sortent de l'intervalle de confiance de la population des $S(p, t)$ correspondent à des mesures aberrantes. Plusieurs raisons techniques peuvent entraîner l'existence de telles valeurs (mesure à 0° et à 180° non faite au même niveau - sonde mal positionnée au niveau de la mesure - déformation dissymétrique du tube inclinométrique....).

III.2.3.3. ELIMINATION DE L'ERREUR SYSTEMATIQUE (Méthode de PINCENT)

La quantité $(\epsilon_0^\alpha - \epsilon_{180}^\alpha)$ intervenant dans (11) n'est pas calculable précisément. Elle est, en général, négligeable devant 3σ . Elle a pour effet de provoquer une translation dès que l'on peut mettre en évidence en comparant les graphiques $\alpha(p, t)$ aux niveaux du tube non affectés par le mouvement (ancrage du pied s'il existe).

Aux temps t_0 et t_1 , on détermine : $D(p, t_0)$, $D(p, t_1)$, $S(p, t_0)$ et $S(p, t_1)$

La variation des déplacements angulaires entre t_0 et t_1 s'écrit :

$$\begin{aligned} \Delta \alpha_m(p) &= D(p, t_1) - D(p, t_0) & (12) \\ &= \alpha_r(p, t_1) - \alpha_r(p, t_0) - [\epsilon_s(t_1) - \epsilon_s(t_0)] - [\epsilon_a(t_1) - \epsilon_a(t_0)] \end{aligned}$$

Expression dans laquelle pour simplifier $\alpha_m(p, t)$, $\epsilon_s(t)$, $\epsilon_a(p, t)$ correspond aux demi-différence à 0° et 180° de l'expression (8).

En faisant l'hypothèse que le tube est ancré à sa base (sur 25 % de sa longueur par exemple), on peut mettre en évidence une population de points de mesure pour lesquels :

$$\alpha_r(p, t_1) = \alpha_r(p, t_0) \quad (13)$$

On fait, ainsi, apparaître une sous-population des $\Delta \alpha_m(p)$, qui permet d'estimer les erreurs de mesure.

$$\left| \begin{array}{l} \text{la moyenne} \quad \Delta \alpha_m = - \Delta \epsilon_s \quad (14) \\ \text{et la variance} \quad \sigma^2(\Delta \alpha_m)_p = \sigma^2(\Delta \epsilon_s)_p \quad (15) \end{array} \right.$$

selon les hypothèses, moyenne des $\epsilon_a = 0$ et moyenne des $\epsilon_s = Cte$

On l'absence de mouvements du tube, on obtient donc d'après (15) une autre expression de la variance de la population des mesure. En comparant cette expression à celle en (10), on écrit :

$$\sigma^2(\Delta\alpha_m)_r = \sigma^2(S(t_0)) + \sigma^2(S(t_1)) \quad (16)$$

On s'intéresse maintenant à l'ensemble du tube. Si cette égalité n'est pas vérifiée, c'est-à-dire, si

$$\sigma^2(\Delta\alpha_m)_r \gg \sigma^2(S(t_0)) + \sigma^2(S(t_1))$$

cela signifie que le tube a varié d'inclinaison.

Graphiquement, cette constatation peut se traduire par une bande de largeur égale à deux fois l'intervalle de confiance de la population des $\Delta\alpha_m$, c'est-à-dire :

$$6 (\sigma^2(S(t_0)) + \sigma^2(S(t_1)))^{1/2}$$

à laquelle doit appartenir l'ensemble des valeurs mesurées. Lorsque cette bande s'écarte de la verticale, il y a eu variation de l'inclinaison du tube.

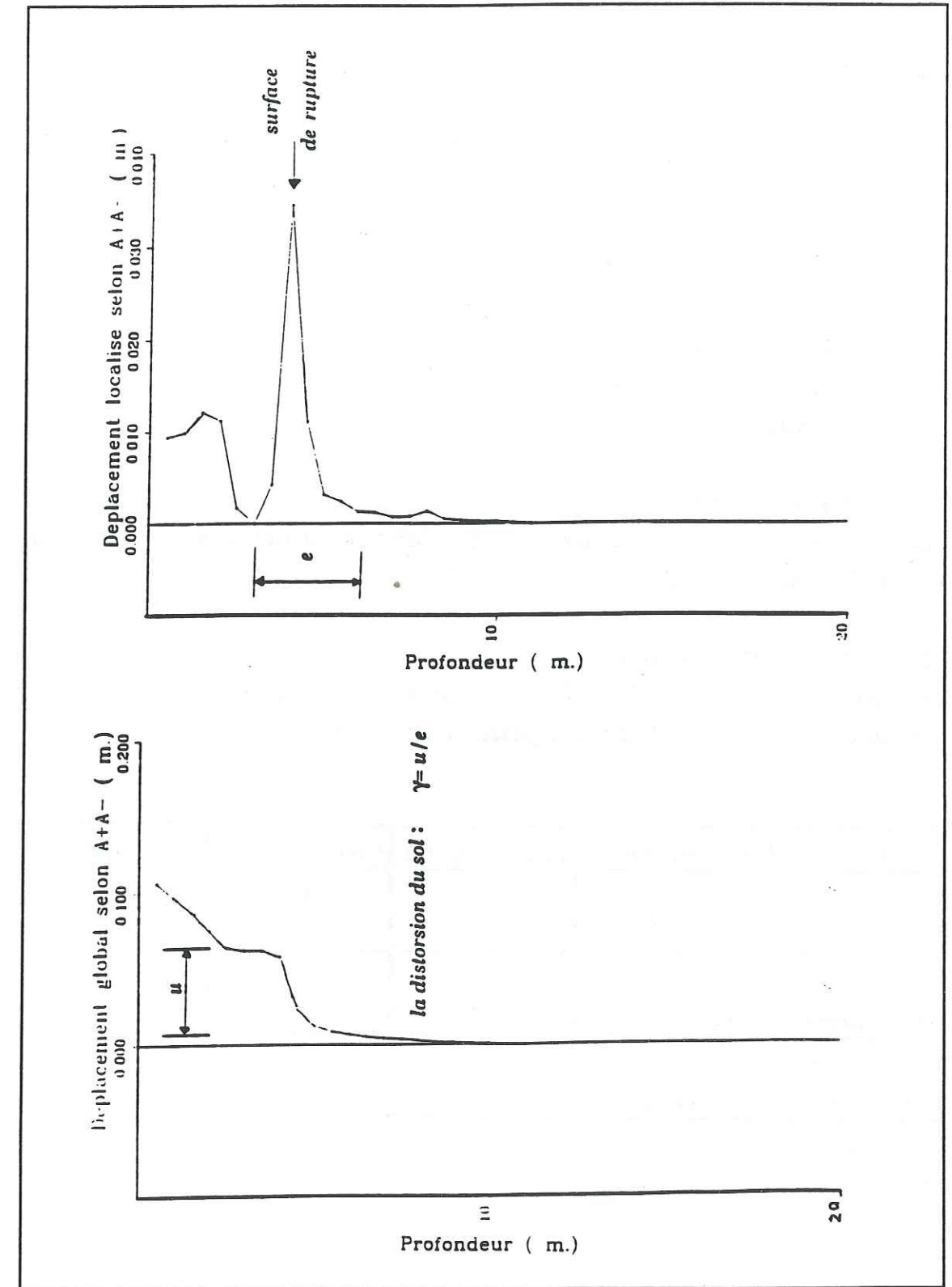


Figure III.2 - Résultats des mesures inclinométriques

III.2. SURVEILLANCE TOPOGRAPHIQUE

III.2.1. METHODES DE MESURES UTILISEES

Pour la surveillance topographique des sites instables, on dispose de trois méthodes pour déterminer la position d'un point dans l'espace à l'aide d'appareils optiques, tels que les distancemètres et les théodolites (B. PINCENT, F. BLONDEAU, 1978) :

1 - La trilatération

Le point est repéré à l'aide de mesures de distances au distancemètre, à partir de trois stations (ou plus) ;

2 - La triangulation

Le point est repéré à l'aide de mesures d'angles au théodolite, à partir de deux stations (ou plus) ;

3 - La triangulation

La position du point dans l'espace est repérée à l'aide de mesures de distances et d'angles effectuées à partir d'une station (ou plus).

Position dans l'espace	Coordonnée X	Coordonnée Y	Coordonnée Z
Trilatération (théodolite seul)	*	**	**
Trilatération (distancemètre seul)	**	*	**
Triangulation (théodolite - distancemètre)	**	**	**

* faible précision

** grande précision

Tableau III.1 :

Précision des mesures topographiques selon les méthodes utilisées

III.2.2. LES ERREURS EN TOPOMETRIE

Le tableau ci-dessus montre clairement que pour repérer un point dans l'espace par ces coordonnées cartésiennes, le couple théodolite - distancemètre sont des appareils parfaitement complémentaires.

Une étude menée par ASHKENAZI (1973) sur les erreurs maximales commises sur la position d'un point dans une configuration particulière, confirme ceci. Elle indique que pour la surveillance des sites instables avec des distances de 100 à 1000 m, la technique du combiné théodolite - distancemètre est particulièrement intéressante (Figure III.3).

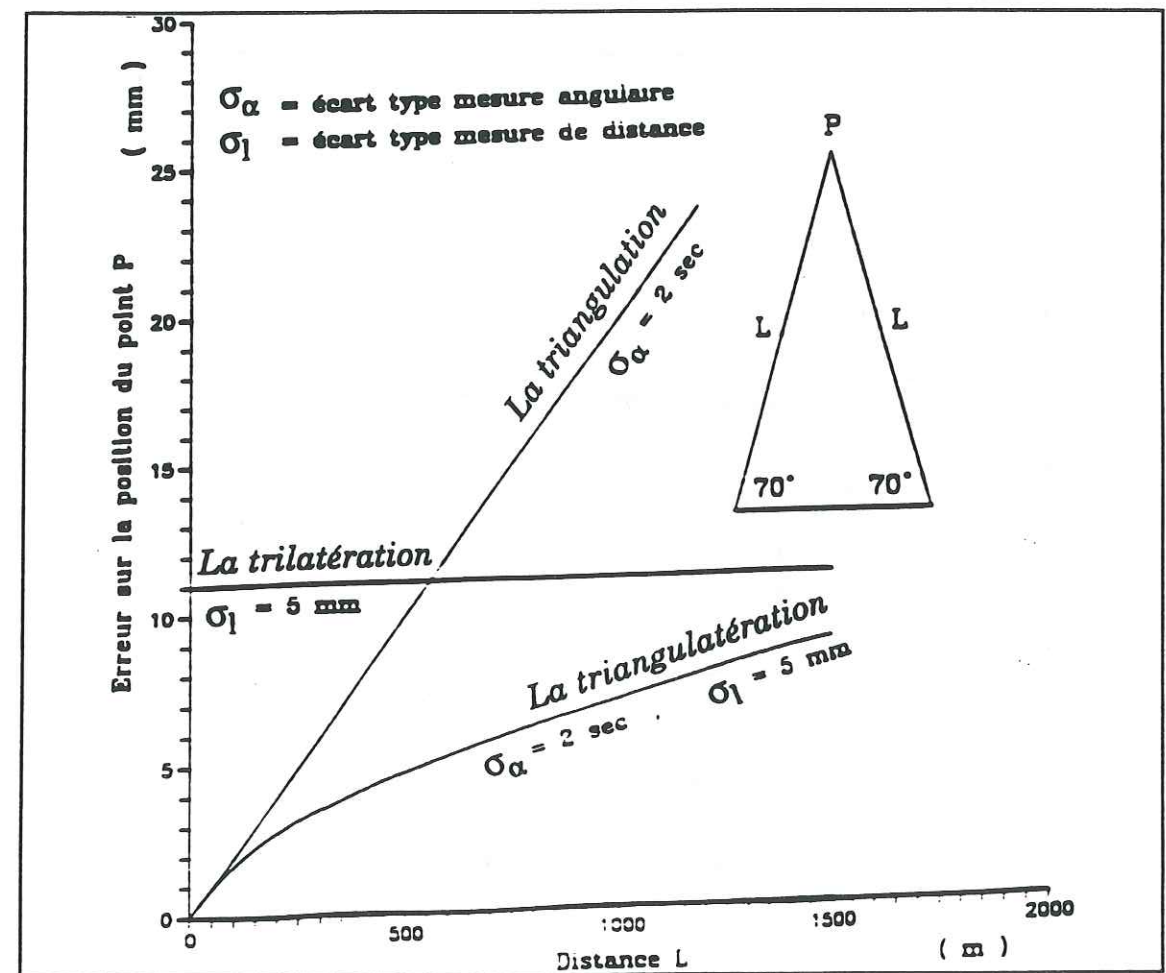


Figure III.3 - Erreur sur la position d'un point en topométrie (d'après ASHKENAZI, 1973)

Les erreurs en topométrie sont inévitables, elles sont induites en général par voie optique. Les appareils utilisés et le principe des mesures ne sont pas mis en cause, mais plutôt la transmission de l'information dans son ensemble par la propagation de la lumière dans l'air, les repères et les bases liées au sol.

L'instabilité de l'atmosphère près du sol, influe beaucoup sur les mesures topométriques, pour cela, dans la mesure du possible, la transmission de l'information lumineuse doit se faire en dehors de la zone perturbée. Il est préférable de se placer sur le versant opposé au site instable plutôt que sur la pente de celui-ci. Grâce au gain sur la turbulence, la perte de précision due à l'éloignement est largement compensée (Figure III.5).

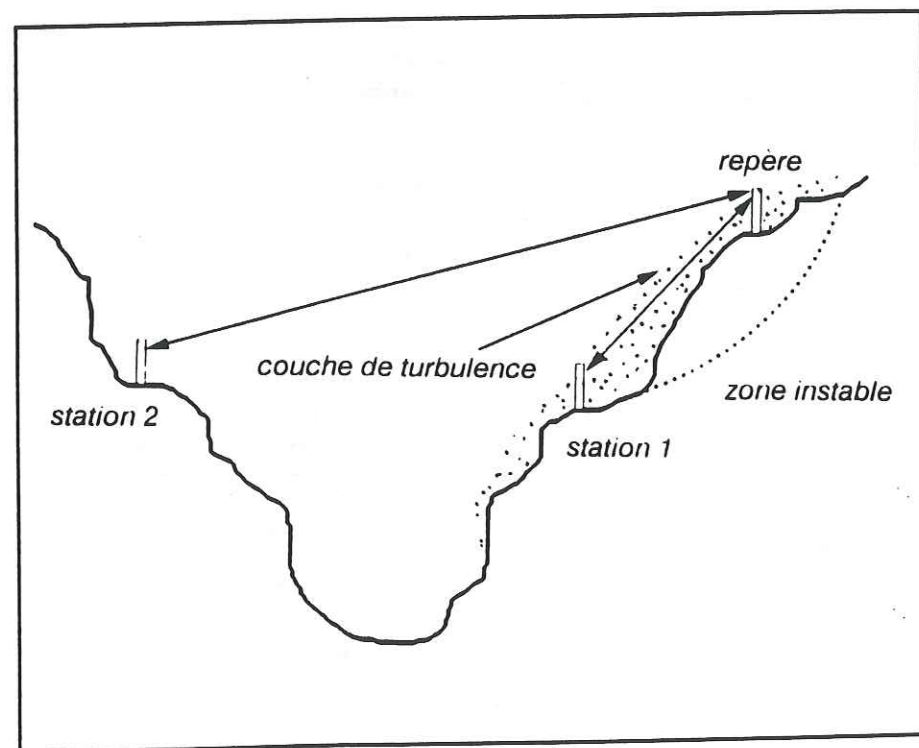


Figure III.5 - Visée adéquate vis à vis des perturbations atmosphériques

Les repères doivent être dotés de cibles dont le dessin permet un pointé précis, même à longue distance, ou encore un dispositif adaptateur pour y installer un réflecteur amovible.

Enfin, une station ne devrait jamais être placée dans un endroit susceptible de bouger. Elle doit être constituée chaque fois que c'est possible, d'un pilier isolé des mouvements superficiels du sol et équipé d'un dispositif de centrage forcé des appareils.

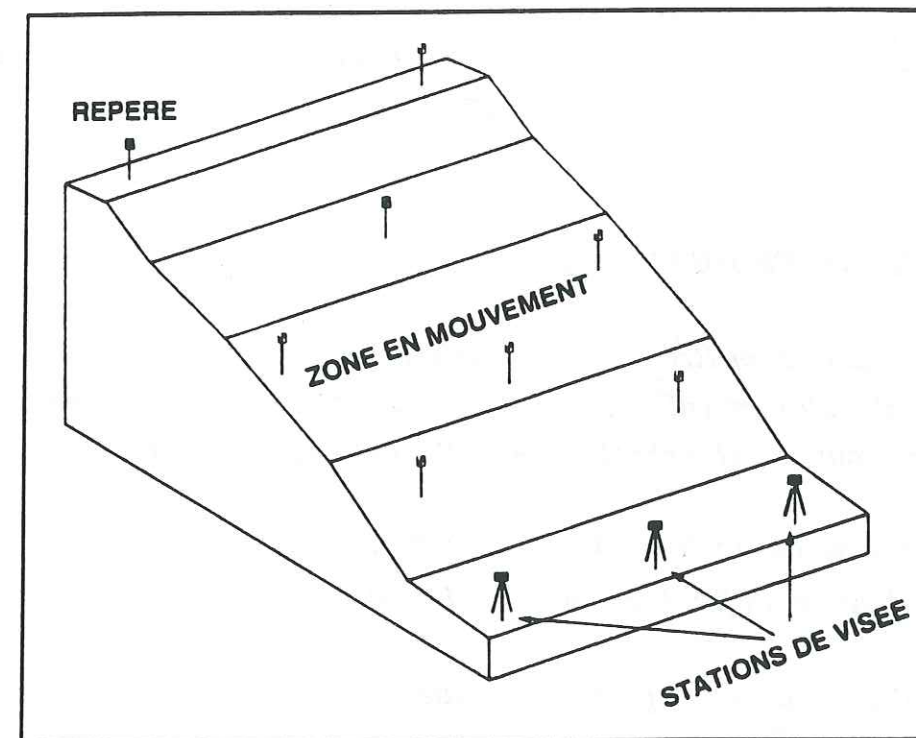


Figure III.5 - Dispositif de mesures topographiques

III.2.3. PRECAUTIONS A PRENDRE

Pour que les mesures des déplacements en surface par topométrie soient efficaces, elles doivent répondre à un certain nombre de critères :

- * qualité du dispositif au sol (bases et repères) ;
- * le nombre de repères doit être suffisant pour obtenir une meilleure vue d'ensemble ;
- * la fréquence des mesures doit être adaptée à l'évolution du phénomène ;
- * adéquation entre moyens de mesures et problème posé.

III.3. ESSAI DE LABORATOIRE (Essai Triaxial)

III.3.1. BUT DE L'ESSAI

L'essai triaxial est un essai de résistance mécanique qui a pour objet de déterminer la résistance des sols au cisaillement. Cette résistance se traduit en général par : la courbe déviateur - déformation et les caractéristiques mécaniques du sol au pic et au palier, obtenues à partir du tracé des cercles de Mohr.

III.3.2. PRINCIPE DE L'ESSAI

L'essai consiste à mettre une éprouvette cylindrique de sol de 35 mm de diamètre et d'élancement égal à 2 (sols fins), isolée du fluide par une fine membrane souple et étanche (Figure III.6). Cette éprouvette est soumise à :

* une contrainte latérale σ_3 (pression hydrostatique), appliquée par l'intermédiaire d'un fluide remplissant la cellule de l'appareil.

* une contrainte axiale ($\sigma_1 - \sigma_3$) appliquée par l'intermédiaire d'un piston.

L'essai consiste à faire croître σ_1 à vitesse de déformation constante jusqu'à la rupture de l'éprouvette, σ_3 restant constante (voir Figure III.7).

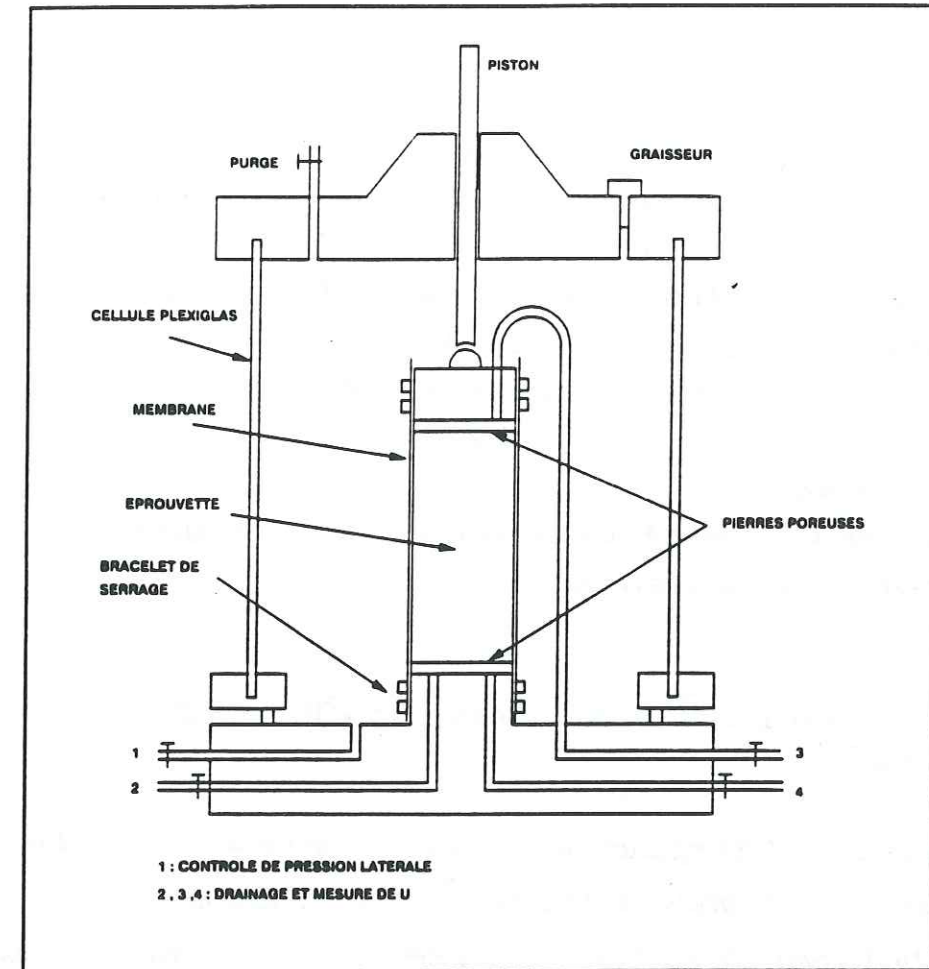


Figure III.6 - Schéma de la cellule de l'appareil triaxial

III.3.3. CONDITIONS D'ESSAI

III.3.3.1. DEFINITION DES ESSAIS DRAINES ET NON-DRAINES

Selon les modalités de réalisation, on distingue différents types d'essais dont les plus courants sont les suivants :

UU : essai non consolidé non drainé ;

CU : essai consolidé non drainé, avec ou sans mesure des pressions interstitielles ;

CD ; essai consolidé drainé.

A - Essai drainé

Les faces inférieure et supérieure de l'éprouvette sont mises en communication avec l'extérieur par l'intermédiaire de bases poreuses saturées. Le drainage peut être facilité en disposant des bandes de papier filtre le long de l'éprouvette. Le système de drainage étant mis en communication avec l'atmosphère et la vitesse d'application du déviateur de contrainte étant suffisamment faible pour qu'aucune pression interstitielle ne se développe au sein de l'éprouvette, l'essai est alors dit **drainé**.

B - Essai non drainé

Le drainage étant fermé, aucun échange avec l'extérieur n'est possible. L'essai est alors dit **non drainé**.

III.3.3.2. DEFINITION DES ESSAIS CONSOLIDES ET NON-CONSOLIDES

Si, préalablement à l'application de la contrainte normale σ_1 , l'éprouvette est soumise à la pression hydrostatique σ_1 , drainage ouvert jusqu'à dissipation complète des pressions interstitielles, on dit que l'essai est **consolidé**.

Si, en revanche, on applique la pression hydrostatique σ_3 drainage fermé, on commence tout de suite à faire croître la contrainte normale σ_1 , l'essai est dit **non consolidé**.

III.3.4. DEFINITION DE LA RUPTURE

Pendant l'essai, on note l'évolution du déviateur de contrainte ($\sigma_1 - \sigma_3$) en fonction de la déformation relative axiale ϵ . La valeur du déviateur à la rupture correspond conventionnellement à la valeur maximale obtenue pendant l'essai. Lorsque la courbe déviateur - déformation (Figure III.7) ne présente pas de maximum (pic) bien caractérisé, la valeur du déviateur "à la rupture" est, conventionnellement, celle qui correspond à une déformation relative égale à 15 %.

III.5. CRITERE DE RUPTURE

Les valeurs du déviateur à la rupture sont déterminées sur au moins trois éprouvettes du même échantillon de sol pour des contraintes latérales différentes. Les états de contrainte à la rupture sont définis par des contraintes principales σ_1 et σ_3 .

On peut alors tracer pour chaque éprouvette un cercle de Mohr de diamètre $(\sigma_1 - \sigma_3)$ et de centre $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ et déterminer un critère en terme de cohésion et d'angle de frottement interne (Figure III.8). Ce critère de rupture peut s'entendre soit en contraintes totales (court terme), soit en contraintes effectives (long terme).

Type d'essai triaxial	Détermination des caractéristiques	Symboles des caractéristiques
UU	apparentes	ϕ_{uu} c_{uu}
CU (sans mesure de U)	en contraintes totales	ϕ_{cu} c_{cu}
CU (avec mesure de U)	effectives calculées	ϕ' c'
CD	effectives	ϕ' c'

Tableau III.2 - Caractéristiques mécaniques pour différents types d'essais

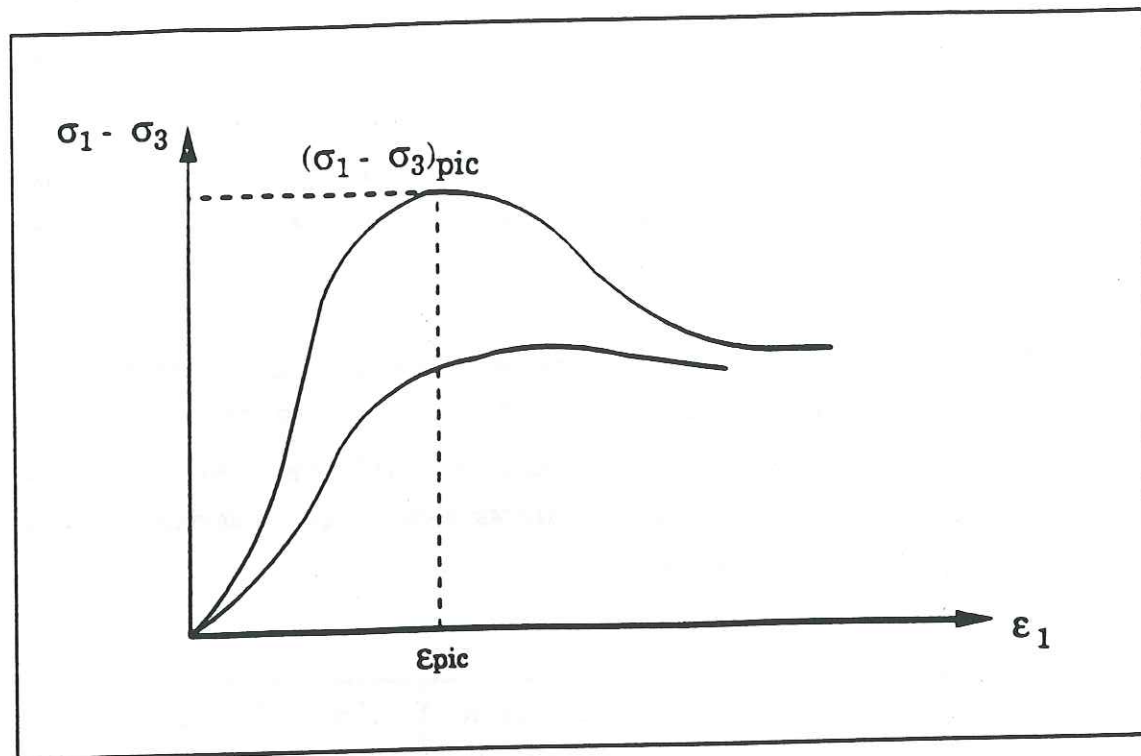
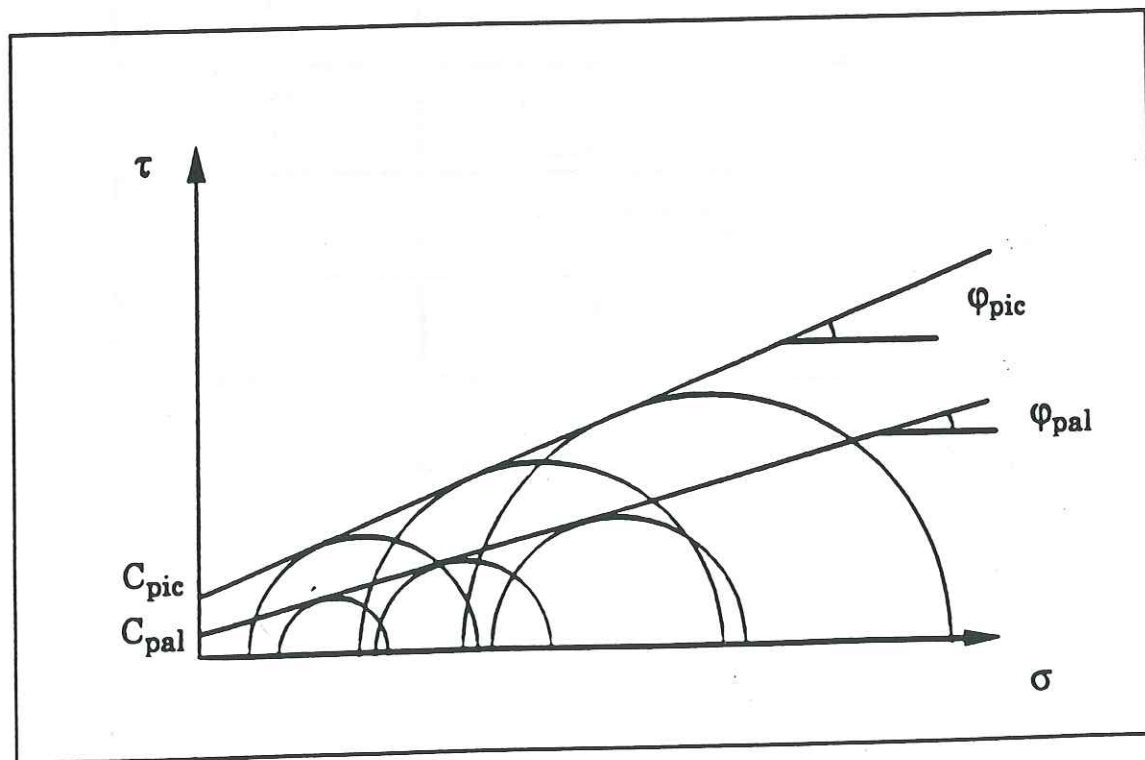


Figure III.7 - Courbe déviateur - déformation pour deux type de rupture



Figures III.8 - Caractéristiques mécaniques au pic et au palier (résiduelles)

III.4. RELATION ENTRE DEFORMATION ET DISTORSION DU SOL

Pour un essai triaxial (consolidé drainé) , les déformations du sol sont données par :

$$\epsilon_1 = 1/E [\sigma_1 - \nu(\sigma_2 + \sigma_3)]$$

avec : $\sigma_2 = \sigma_3$

$$\epsilon_3 = 1/E [\sigma_3 - \nu(\sigma_1 + \sigma_2)]$$

Les vitesses de déformation sont données par :

$$\dot{\epsilon}_1 = (1/E) \dot{\sigma}_1$$

$$\dot{\epsilon}_3 = (-\nu/E) \dot{\sigma}_1$$

$$\epsilon_{oct} = (1/3) [(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_3 - \epsilon_1)^2]^{1/2}$$

$$\epsilon_{oct} = (1/3) (\epsilon_1 - \epsilon_3) (2)^{1/2}$$

Dans une surface de cisaillement, la déformation du sol suivant XY est donnée par :

$$\epsilon_{xy} = 1/2 [\delta u / \delta y + \delta v / \delta x]$$

$$\Rightarrow \epsilon_{xy} = 1/2 [\delta u / \delta y] \quad (1)$$

D'après la figure III.9 , la distorsion du sol est donnée par : $\gamma = u/e \quad (2)$

de (1) et (2) nous pouvons déduire :

$$\epsilon_{xy} = \gamma/2 \quad \text{et} \quad \epsilon_{xy} = \gamma/2$$

$$\Rightarrow \gamma_{oct} = 2 \epsilon_{oct}$$

En remplaçant ϵ_{oct} par son expression, on obtient :

$$\gamma_{oct} = (1/3) (\epsilon_1 - \epsilon_3) (2)^{3/2}$$

$$\gamma_{oct} = (1/3) (\epsilon_1 - \epsilon_3) (2)^{3/2}$$

$$\Rightarrow \gamma_{oct} = (1/3) (2)^{3/2} (1 + \nu) \epsilon_1$$

On pose : $\gamma_{oct} = K \epsilon_1$ avec : $K = (1/3) (2)^{3/2} (1 + \nu)$

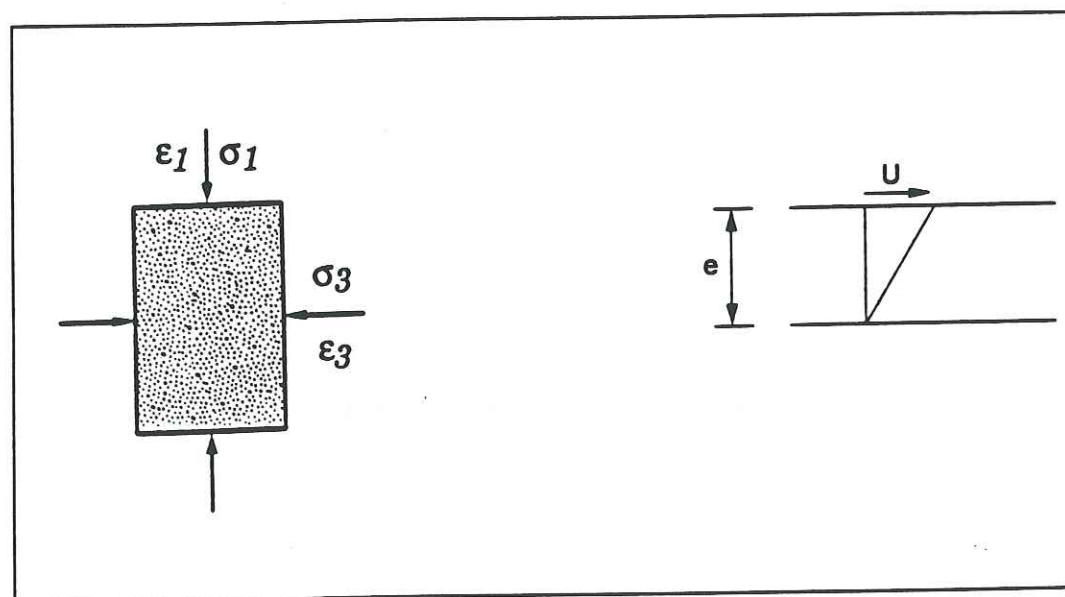


Figure III.9 - Etat de contrainte et bande de cisaillement

III.5. METHODE DE PREVISION

La méthode de prévision que nous allons présenter ci-dessous, est basée essentiellement sur :

- les résultats des mesures inclinométriques (surfaces de rupture) ;
- les résultats des essais de laboratoire (Essai Triaxial) effectués sur des échantillons de sol intacts du site considéré ;
- l'hypothèse pour laquelle, le début des mouvements correspond au début des observations d'instabilité du versant considéré ;
- l'hypothèse de la permanence du mouvement dans le temps (mouvement constant sans influence saisonnière) ;
- la non-influence des paramètres exceptionnels (fortes pluviométrie, sécheresse, séisme, etc...).

L'intérêt des essais de laboratoire de type triaxial "Consolidé Drainé" sur des échantillons intacts, est de permettre de déterminer les caractéristiques mécaniques du sol (au pic et au palier) ainsi que le comportement du sol au cisaillement triaxial.

A partir du tracé de la courbe de cisaillement du sol $\sigma_1 - \sigma_3 = f(\epsilon_1)$ (figure III.7), nous pouvons déduire la déformation critique ϵ_{1pic} qui correspond au pic de cisaillement $(\sigma_1 - \sigma_3)_{pic}$. Cette valeur de la déformation critique, sera notre seuil d'alerte pour le déclenchement d'un glissement de terrain.

Les résultats des mesures inclinométriques, nous permettent la détection des surfaces de ruptures et de calculer le déplacement et la distorsion du sol au niveau des bandes de cisaillement (surfaces de rupture). Les déplacements et les distorsions seront calculés par rapport à une mesure de référence.

Nous allons commencer par le calcul des distorsions (pour chaque surface de rupture) entre la date de référence des mesures et la dernière date des mesures. Cette distorsion sera notée γ_m , distorsion mesurée.

La distorsion moyenne annuelle γ_{moy} (taux de croissance) est le rapport de la distorsion mesurée γ_m par la durée des mesures (en nombre d'années).

La distorsion initiale γ_0 (avant le début des mesures) sera égale à la distorsion moyenne γ_m multipliée par la durée entre le début des observations d'instabilité et le début des mesures (en années).

Enfin, la distorsion actuelle du sol (pour une surface de rupture donnée), sera égale à :

$$\gamma_a = \gamma_0 + \gamma_m$$

La relation entre déformation actuelle et distorsion actuelle peut s'écrire sous la forme :

$$\epsilon_a = [3 / ((2)^3 / 2(1 + \nu))] \gamma_a$$

avec :

- ϵ_a : déformation actuelle ;
- γ_a : distorsion actuelle ;
- ν : coefficient de Poisson (obtenu par l'essai triaxial) ;

Cette valeur de déformation actuelle sera comparée à la déformation du sol au pic de cisaillement ϵ_{1pic} (essai triaxial). Sous l'hypothèse de la permanence du mouvement dans le temps, nous pouvons faire une prévision dans le futur pour estimer la durée qui reste, pour que le sol en place (surface de rupture donnée) atteigne une déformation égale à celle du pic de cisaillement ϵ_{1pic} . Cette estimation peut s'écrire sous la forme suivante :

$$T_{est} = (\epsilon_{1pic} - \epsilon_a) / \epsilon_{moy} \quad [\text{années}]$$

Nous allons voir au chapitre IV, deux applications de cette méthode de prévision à des versants naturels instables qui sont sous surveillance par le service Restauration des Terrains en Montagnes du département de l'Isère.

CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons vu pratiquement les principaux dispositifs de surveillance des terrains instables, en particulier, la surveillance inclinométrique grâce à laquelle nous pouvons détecter les déplacements en profondeur et calculer la distorsion du sol en place, et la surveillance topographique pour détecter les mouvements de surface. Nous avons vu aussi, comment déterminer le comportement du sol à partir des essais de laboratoire (essai triaxial). Nous avons proposé aussi une méthode de prévision qui va être mise en oeuvre au chapitre IV, pour prévoir le risque de glissement de deux sites instables (Ponsonnas et Avignonet).

CHAPITRE IV

**APPLICATION DES PREVISIONS
A DEUX SITES INSTABLES**

INTRODUCTION

L'histoire glaciaire récente (Würm) des Alpes françaises a engendré un certain nombre de conséquences pour la stabilité des versants. L'une des plus importantes est l'accumulation, en divers secteurs de la plupart des grandes vallées alpines, de silts argileux plus connus sous le nom "d'argiles litées" (terme préféré au classique "argiles varvées"). Ces silts représentent le matériau de comblement de lacs fermés par des processus d'obturation glaciaire (barrage d'une vallée par un glacier principal ou ses affluents).

La région du Trièves, située à une quarantaine de kilomètres au Sud de la ville de Grenoble, est devenue classique à cet égard. Ici, en effet, par suite de la forte épaisseur des accumulations silto-argileuses et de l'enfoncement ultérieur du réseau hydrographique, des versants entiers sont constitués par ces formations (ANTOINE et al , 1992).

Les manifestations d'instabilité y sont particulièrement nombreuses et posent de sérieux problèmes au niveau de l'aménagement du territoire. De très nombreuses études ont été réalisées et sont encore en cours destinées à préciser les caractéristiques géotechniques de ces argiles (ANTOINE 1981, VAN GENUCHTEN 1988, AL HAYARI et al , AL HAYARI 1989, BLANCHET 1988, NIEUWENHUIS et al 1986).

Cinq années d'auscultation sur deux sites menacé par l'évolution de mouvements de versant divers (Ponsonnas et Avignonet), permettent de mieux comprendre les mécanismes et proposer une méthode de prévision de glissement avec laquelle nous pouvons formuler un pronostic sur la stabilité.

IV.1. CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DES ARGILES LITEES

Les argiles litées de la région du Trièves ont fait l'objet de nombreuses études antérieures, sur des sites géographiquement dispersés (Ponsonnas, Monestier de Percy, Saint Martin de Clelles, Avignonet...). Dans cette partie nous allons voir les résultats bibliographiques fournis par les études précédentes et les résultats de nos essais de laboratoire.

IV.1.1. RAPPEL DES CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DES ARGILES GLACIO-LACUSTRES

Ces argiles ont une structure litée, composée de feuillets alternativement clairs et sombres dont l'épaisseur varie de quelques millimètres à une dizaine de centimètres. Ce litage est le résultat d'un dépôt en milieu lacustre, pour lequel, les zones claires correspondent en principe à un dépôt estival (plus silteux) et les zones sombres à un dépôt hivernal (plus argileux).

Ces dépôts alternés, entraînent une anisotropie de perméabilité qui présente un rapport de 10^2 entre la perméabilité perpendiculaire au litage et la perméabilité parallèle à celui-ci.

$$\left| \begin{array}{l} 10^{-7} < K_h < 10^{-6} \text{ m/s} \text{ parallèle au litage} \\ 10^{-9} < K_v < 10^{-8} \text{ m/s} \text{ perpendiculaire au litage} \end{array} \right.$$

L'étude physique des argiles litées du Trièves, montre qu'il s'agit plutôt de silts-argileux, ce que confirme l'indice des vides $e = 0.60$ valeur correspondant à la limite inférieure généralement admise pour les argiles ($0.60 < e < 3.00$).

Les argiles litées présentent des limites de liquidité (WL) qui s'échelonnent de 32 à 45 % et des indices de plasticité relativement faibles allant de 13 à 21 %. Les teneurs en eau naturelles varient de 25 à 31 %, la teneur en eau à saturation étant de l'ordre de 30 % en moyenne. Ainsi, compte-tenu de la limite inférieure des valeurs de WL, on conçoit que les argiles litées aient une forte propension à donner des coulées.

La prospection géophysique dans la région du Trièves, a donnée pour des terrains remaniés, des vitesses sismiques mesurées de l'ordre de 1300 m/s, tandis que pour des terrains non remaniés, elles sont comprises entre 1200 et 2000 m/s (GIRAUD, 1980).

La résistivité des argiles litées non remaniées est comprise entre 10 et 70 Ω.m, tandis que dans les couches superficielles des zones instables, elle est très dispersée 20 à 250 Ω.m (ANTOINE et al, 1981).

IV.1.2. LES ESSAIS SUR LES ARGILES LITEES

IV.1.2.1. ESSAIS DE LABORATOIRES (Triaxial)

Pour étudier le comportement des argiles litées qui forment les deux versants que nous allons étudier, nous avons effectué plusieurs essais de laboratoire (Triaxial). Les prélèvements d'échantillons intacts ont eu lieu au tube carottier à proximité de la surface.

On trouve les caractéristiques physiques suivantes:

$$e = 0.60 \quad w = 31.76 \% \quad \gamma_h = 21.94 \text{ kN/m}^3 \quad \gamma_d = 16.66 \text{ kN/m}^3$$

Les échantillons ont été testés à l'essai triaxial consolidé drainé et cisailés avec une vitesse d'essai de 5 μ/mn avec la mesure de la variation du volume de l'argile au cisaillement. Chaque cisaillement dure en moyenne 48 heures de façon à respecter les conditions de drainage.

Les courbes de cisaillement sont présentées par la Figure IV.1, les courbes de variation de volume sont présentées par la Figure IV.2. Les cercles de Mohr sont présentés au pic et au palier par la Figure IV.3.

On trouve les caractéristiques suivantes :

$$E = 25500 \text{ kPa} ; \quad \nu = 0.42 ; \quad \phi_{\mu} = 19.7^{\circ}$$

$$C'_{pic} = 110 \text{ kPa} ; \quad \phi'_{pic} = 22.0^{\circ} \text{ au pic}$$

$$C'_{pal} = 45 \text{ kPa} ; \quad \phi'_{pal} = 18.6^{\circ} \text{ au palier}$$

A partir des courbes de cisaillements, nous constatons que le pic de cisaillement est atteint pour une déformation (ϵ_1) comprise entre 2 et 7 % maximum.

σ_3 [kPa]	E [kPa]	ν
50	2100	0,50
200	12900	0,42
400	37000	0,39

Tableau IV.1 - Variation de ν et E en fonction de la contrainte latérale σ_3

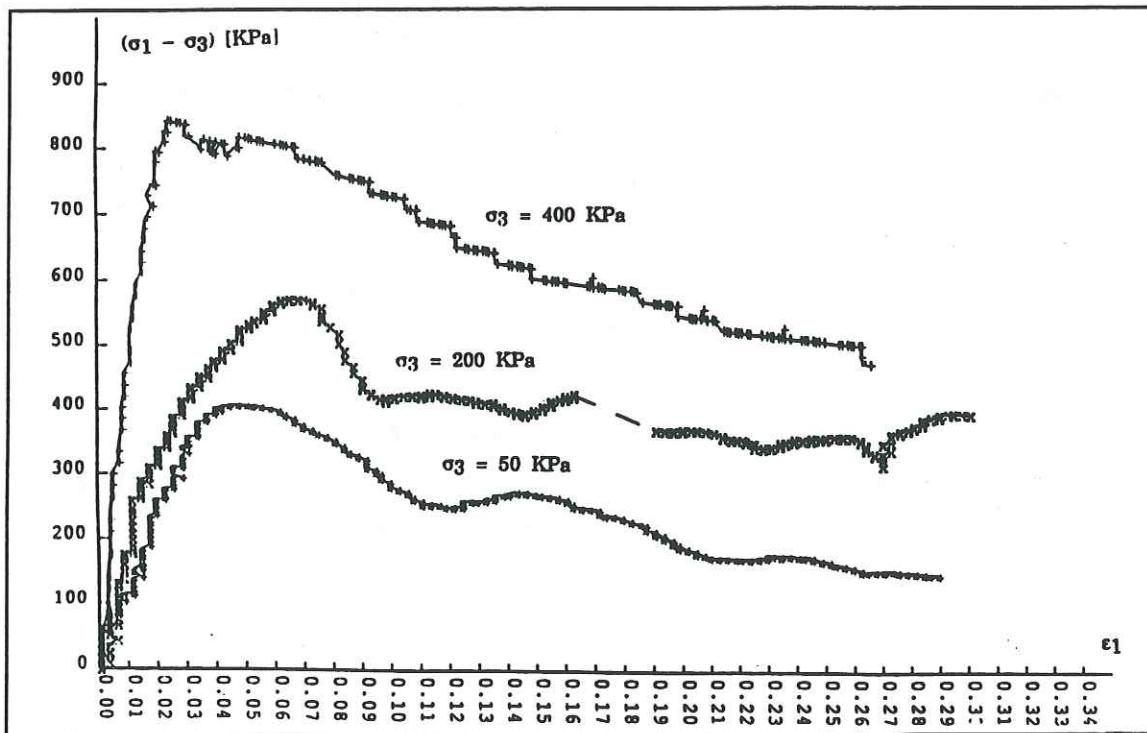


Figure IV.1 - Courbe de cisaillement au triaxial

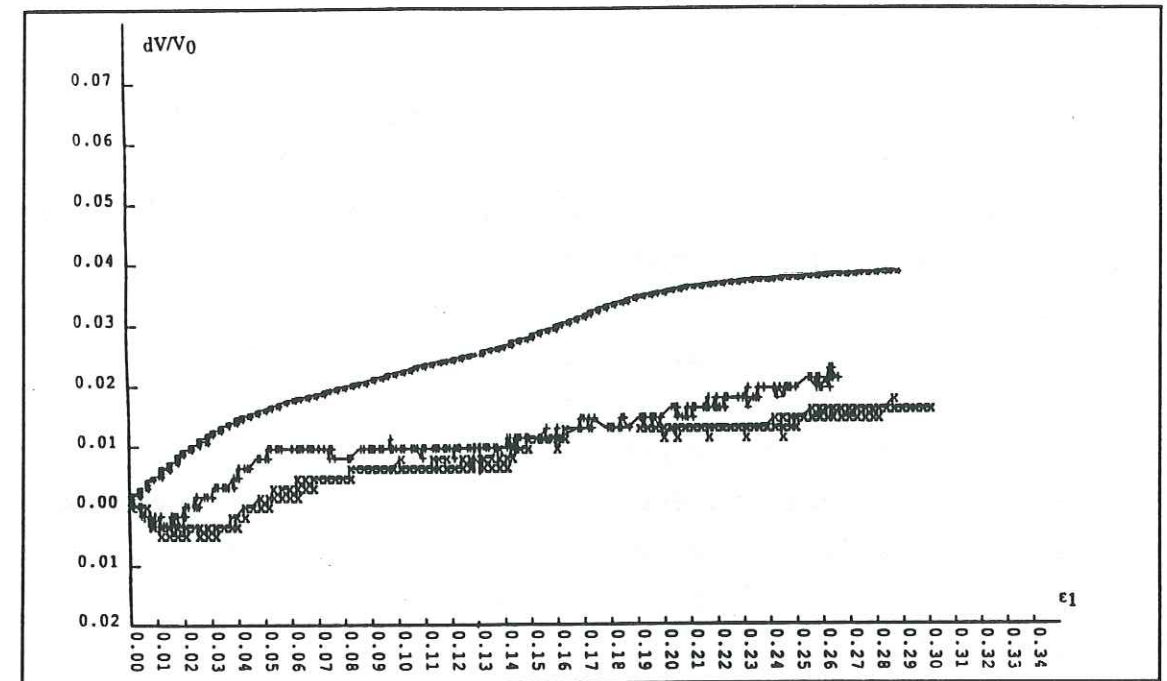


Figure IV.2 - Courbe de variation de volume au triaxial

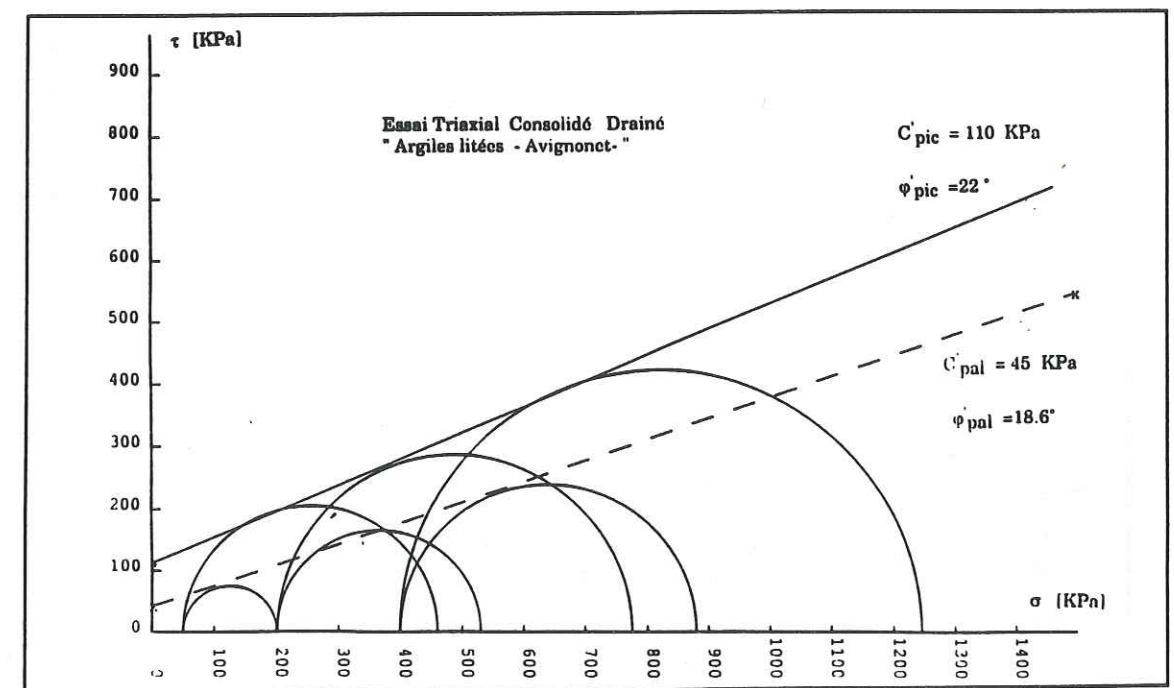


Figure IV.3 - Cercles de Mohr au pic et au palier de cisaillement

IV.1.2.2. ESSAIS IN SITU

Parmi les essais qui ont été réalisés sur le site du lotissement du Mas d'Avignonet, on peut citer l'essai pressiométrique qui a été effectué avec une sonde équipée d'une gaine métallique descendue dans un forage à la tarière. Cet essai a été réalisé tous les mètres (de 1 à 10 m) dans les argiles litées. Un cycle de déchargement / rechargement a été inséré dans la procédure expérimentale (voir courbe expérimentale Figure IV.4).

Connaissant le coefficient de poisson, déterminé à l'essai triaxial, nous pouvons déduire le module d'élasticité du sol en place et cela grâce à un logiciel de dépouillement (J. MONNET, 1988) qui tient compte des dimensions géométriques de la sonde et du comportement élasto-plastique du sol (Tableau IV.2 et IV.3).

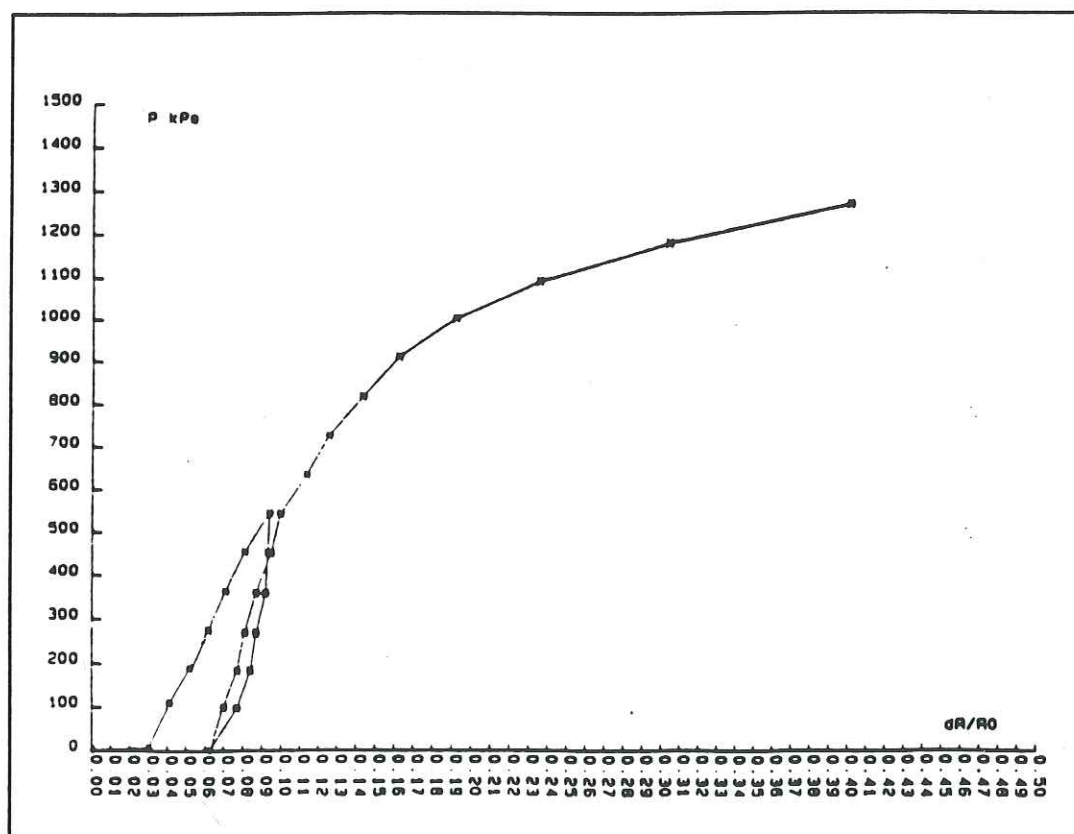


Figure IV.4 - Courbe pressiométrique à 10 m de profondeur "Argile litées du Mas d'Avignonet"

Profondeur [m]	E_{dech} [KPa]	E_{rech} [KPa]	E_{moy} [KPa]
1	1124	1803	1463
2	1124	1803	1463
3	1596	2551	2073
4	1352	1719	1535
5	496	-----	-----
6	7083	5606	6374
7	6234	4491	5362
8	10518	8587	9552
9	9184	11432	10303
10	20027	20831	20429

Tableau IV.1 - Evolution du module E en fonction de la profondeur

Profondeur [m]	Pl_c [kPa]	Pl_{oc} [kPa]
1	26	122
2	72	127
3	214	553
4	210	541
5	147	401
6	371	796
7	370	929
8	575	1086
9	517	1034
10	1287	2158

Tableau IV.2 - Evolution de la pression P en fonction de la profondeur

On voit sur le tableau IV.1 que le module d'élasticité chute fortement à 5 m de profondeur . Ceci peut correspondre au passage d'une couche de sol fortement remaniée, c'est à dire au passage de la surface de rupture du versant.

IV.2. APPLICATION DES PREVISIONS SUR SITES INSTABLES

Pour l'application de notre méthode de prévision proposée au chapitre III, nous avons choisi deux sites instables qui se trouvent dans le région du Trièves , et qui sont sous surveillance depuis quelques années par le service R.T.M. du département de l'Isère.

IV.2.1. PONSONNAS

INTRODUCTION

Le village de Ponsonnas est situé au Sud de LA MURE sur le flanc droit de la vallée du Drac, qui présente ici une pente moyenne de 17 à 18° excepté à l'Ouest du village où il existe un replat d'altitude moyenne de 810 m NGF (Figure IV.5).

Des mouvements de terrain plus ou moins importants concernent l'aval et la partie basse de la commune. Ces mouvements ont été mis en évidence par une étude spécifique menée par l'A.D.R.G.T. , dont a découlé la nécessité de mise en place d'une surveillance par topographie et inclinométrie pour détecter les accélérations éventuelles des mouvements au niveau du village et de la vérification de la stabilité du replat de la cote 810 NGF.

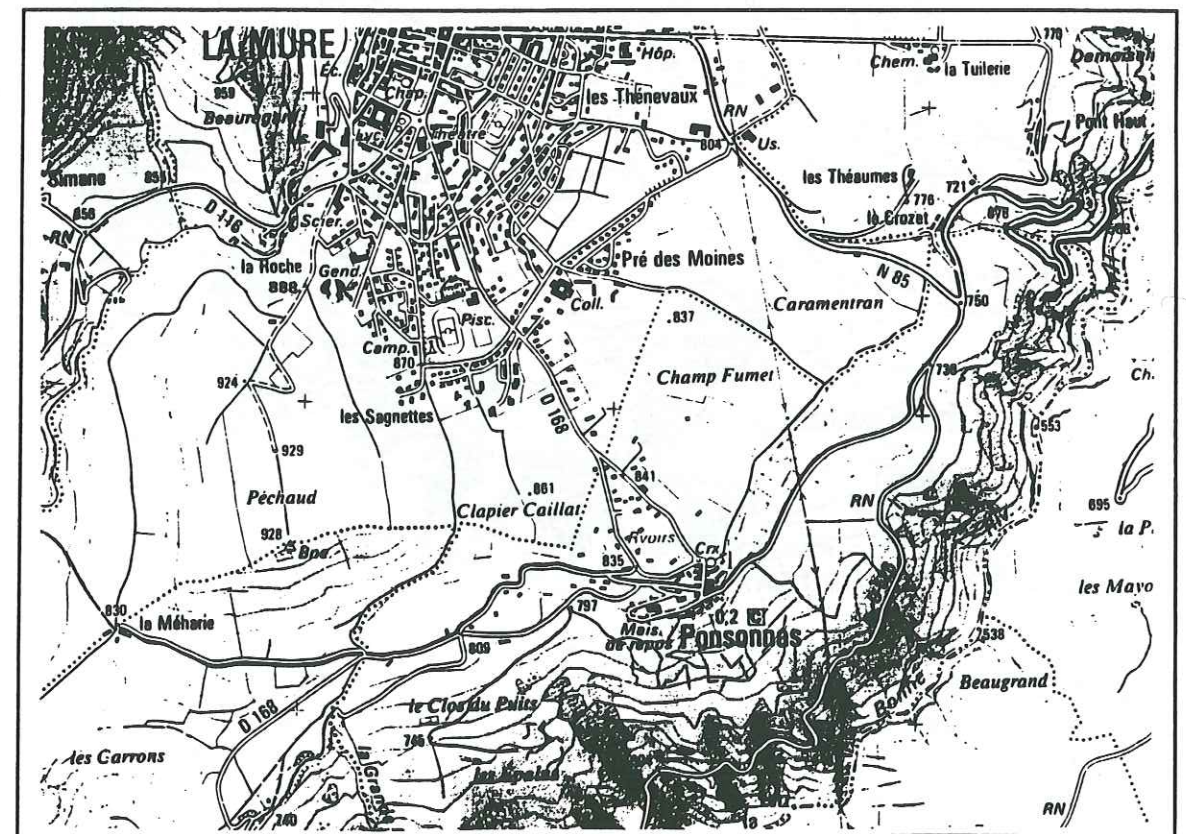


Figure IV.5 - Situation géographique du site de PONSONNAS

Le versant sur lequel est bâti le village de Ponsonnas fait l'objet depuis 1986 d'une surveillance topographique et inclinométrique menées par le service R.T.M. de la ville de Grenoble.

IV.2.1.1. DISPOSITIF DE SURVEILLANCE

Le dispositif de surveillance est composé de 8 repères topographiques répartis sur l'ensemble du site pour la détection des mouvements en surface, 3 tubes inclinométriques T1, T2 et T3 pour la détection des surfaces de glissement ainsi que leur évolution dans le temps, voir Figure IV.6.

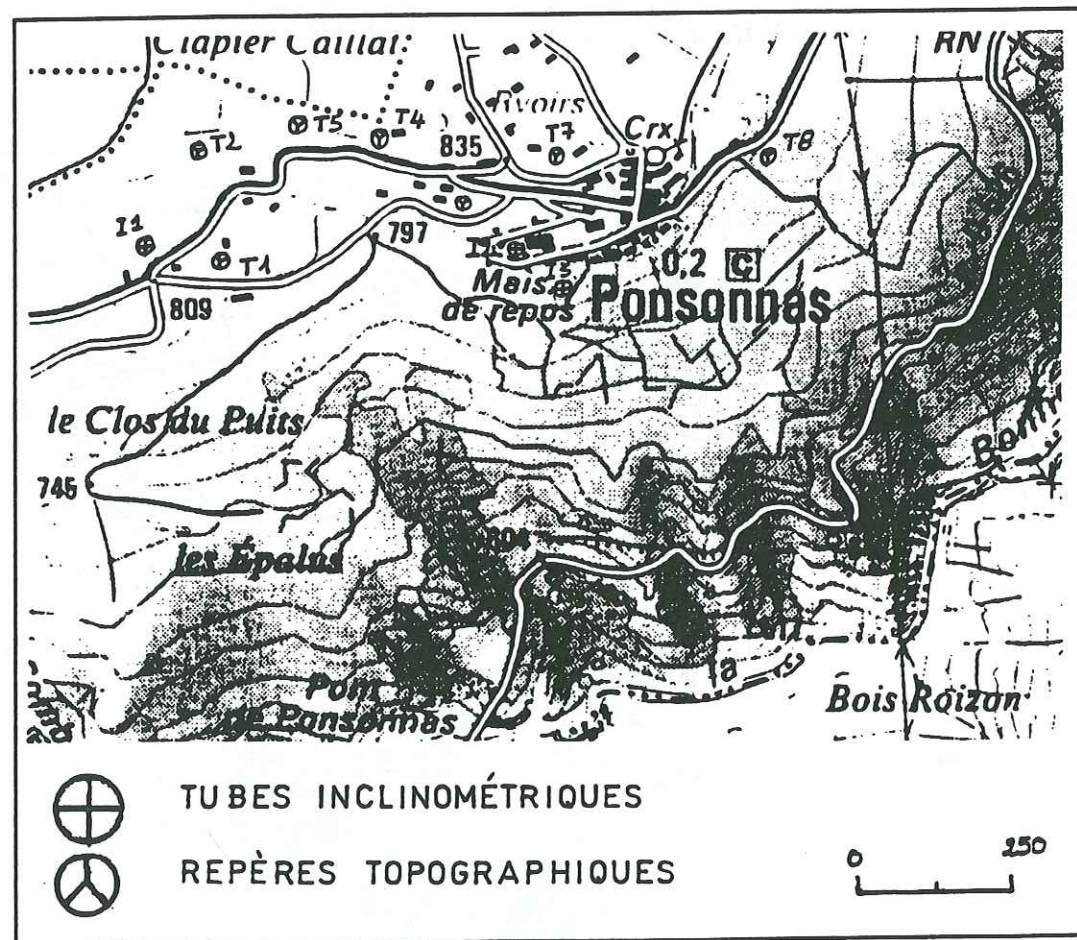


Figure IV.6 - Emplacement du dispositif de surveillance

IV.2.1.2. SURVEILLANCE TOPOGRAPHIQUE

La surveillance topographique est assurée par le suivi de huit plots répartis sur le versant. D'après les résultats de mesure qui ont été faites, on constate que l'ensemble des plots se sont déplacés de façon significative, mais qui demeure cependant faible; le plus important mouvement a été enregistré sur le plot 4 qui est d'environ 14 cm en 4 ans (Figure IV.7). Compte-tenu de l'irrégularité des levés topographiques, il est impossible d'établir une relation nette entre les périodes d'activité des mouvements et la pluviométrie locale.

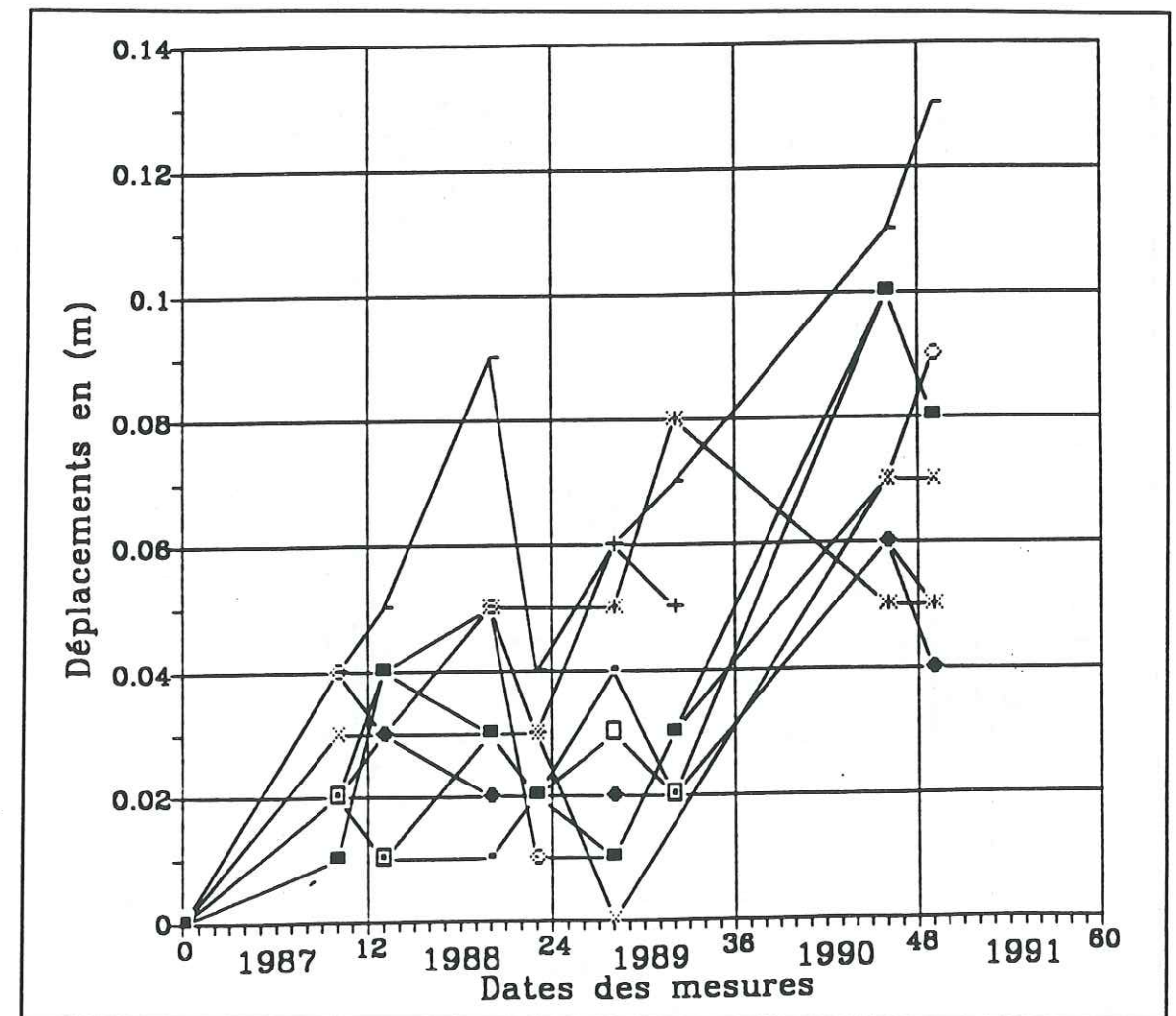


Figure IV.7 - Résultats des mesures topographiques

IV.2.1.3. DONNEES PLUVIOMETRIQUES

En tenant compte de la pluviométrie enregistrée à LA MURE Figure IV.8 (station météo la plus proche du site) et des niveaux piézométriques sur le terrain, le rapport de synthèse des surveillances fait par l'A.D.R.G.T. en Avril 1990 concluait à l'absence de corrélation entre les deux. Par contre, cette pluviométrie a une grande influence sur l'évolution dans le temps des surfaces de glissement.

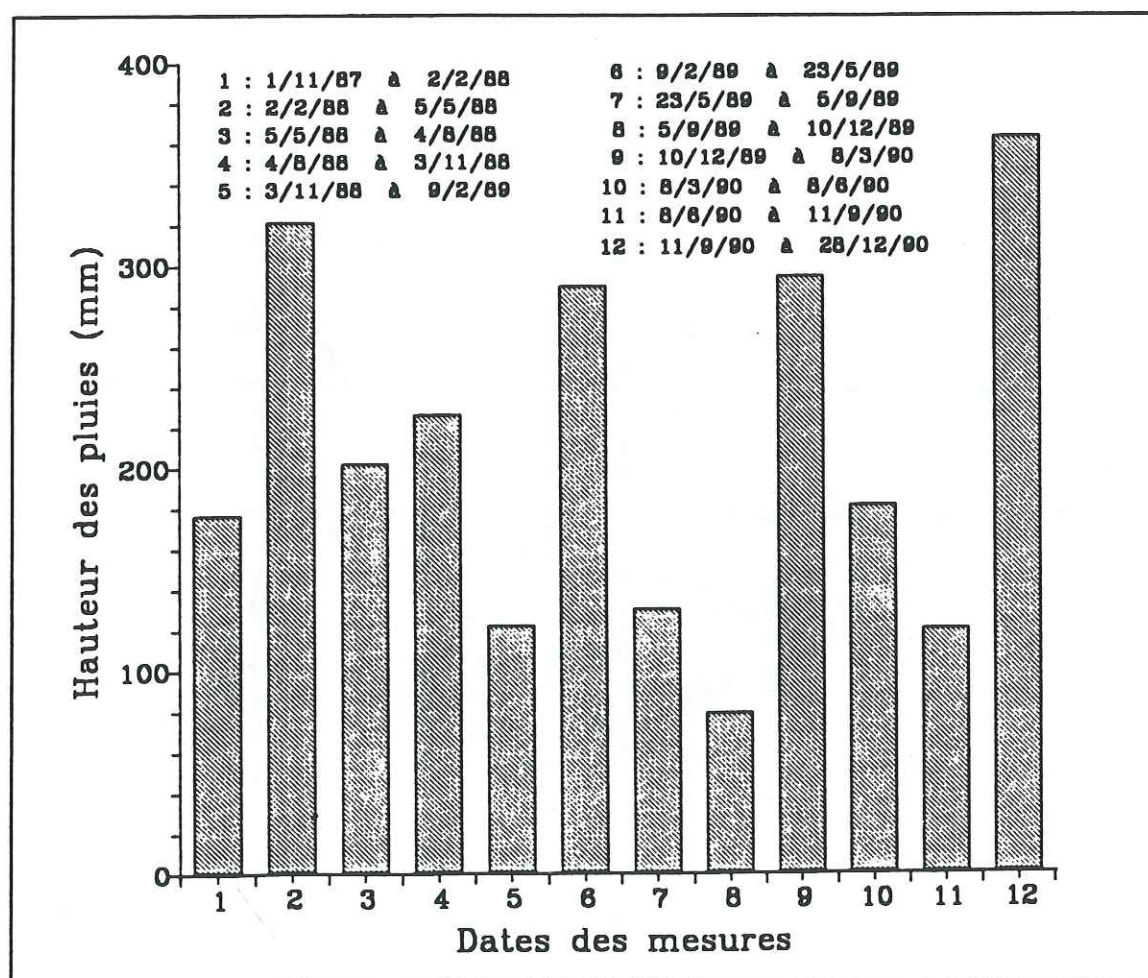


Figure IV.8 - Données pluviométriques enregistrées à LA MURE

IV.2.1.4. SURVEILLANCE INCLINOMETRIQUE

Dans ce qui suit, la mesure du 5/11/1987 constitue notre mesure de référence. Les mesures sont effectuées quatre fois par an sur les trois tubes constituant le dispositif de mesure inclinométrique. A partir des courbes des déplacements localisés, on peut détecter la position des surfaces de rupture possible et leur évolution dans le temps.

Tube 1 :

Ce tube ne présente aucune surface de glissement visible, ce qui nous laisse dire, que le plateau sur lequel il est implanté est stable.

Tube 2 :

Sur ce tube, il n'y a qu'une seule surface de glissement possible qui est située à 17 m de profondeur, elle présente une distorsion de 1.00 % qui équivaut à une déformation de 0.74 %.

L'évolution de cette surface est de l'ordre de 1 cm/an. On constate aussi, que la pluviométrie enregistrée à LA MURE n'a pas influé sur les mesures inclinométriques.

Tube 3 :

Sur ce dernier, on constate une succession de surfaces de glissement de petite importance de 30.00 à 47.00 m de profondeur. La distorsion du sol est de 0.70 %, ce qui revient à une déformation de 0.50%.

On constate que l'évolution dans le temps des mouvements au niveau de chaque surface de glissement subissent des variations qui pourraient être imputables à des variations pluviométriques.

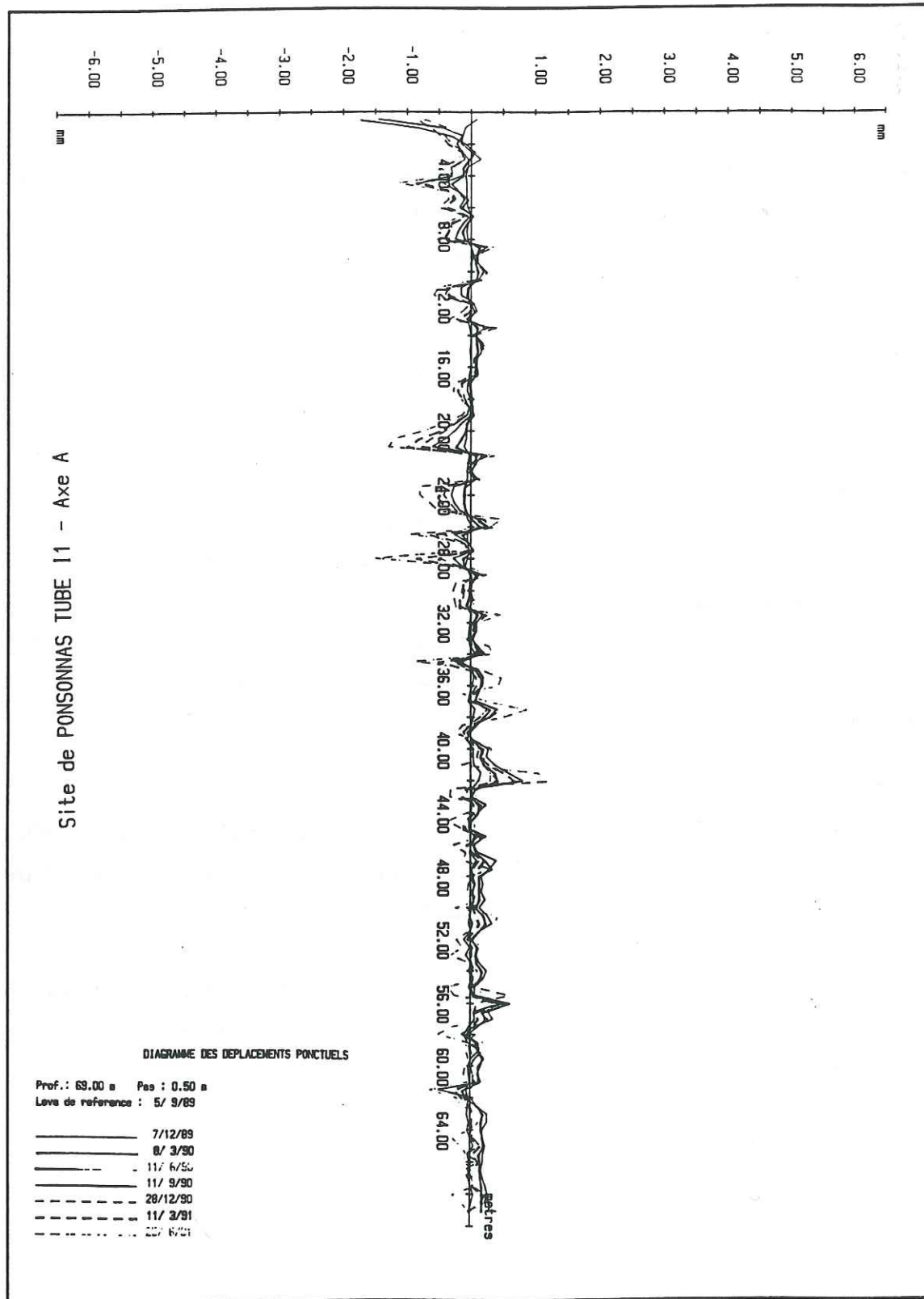


Figure IV.9 - Résultats des mesures inclinométriques T1-AA

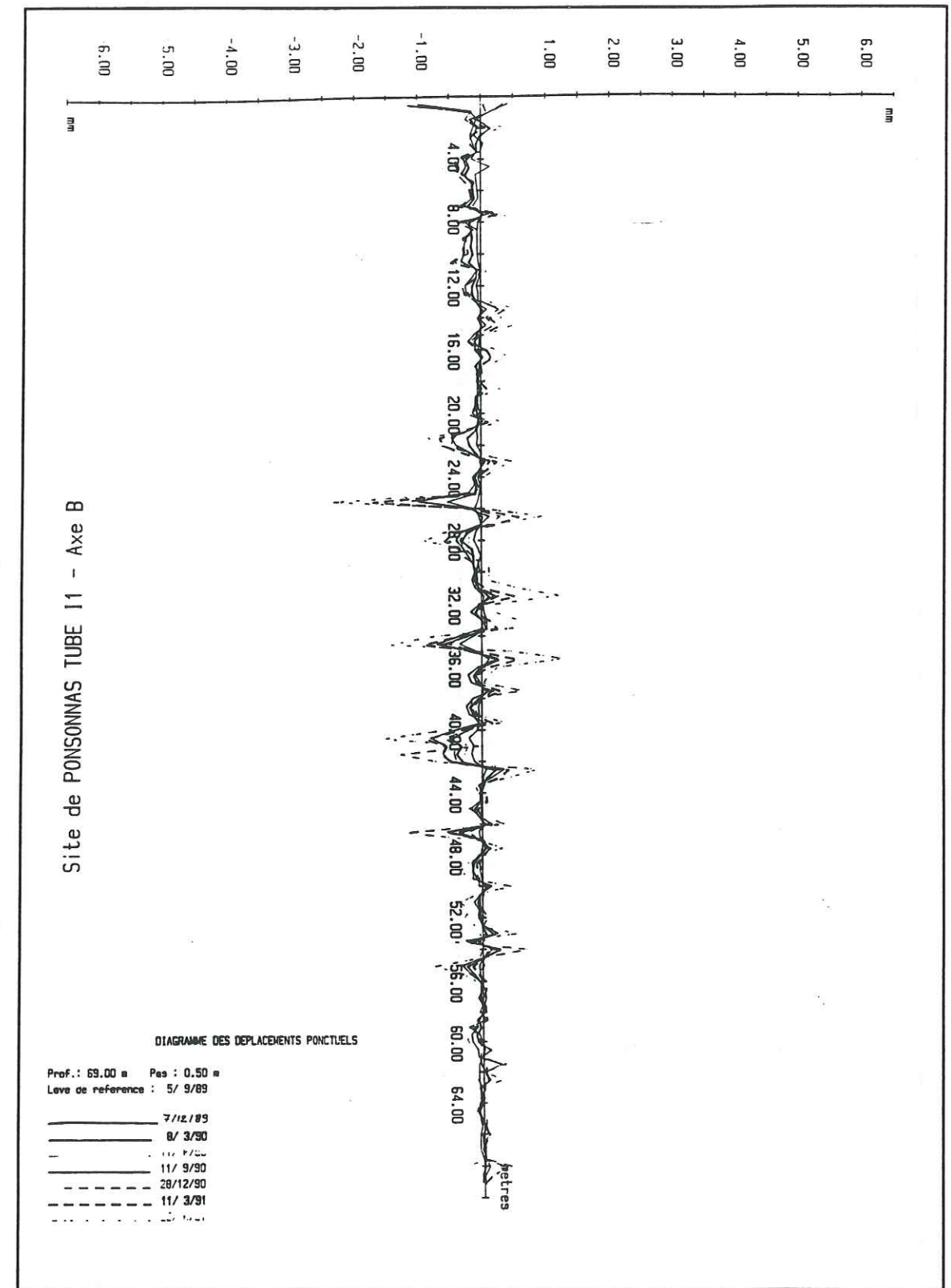


Figure IV.10 - Résultats des mesures inclinométriques T1-BB

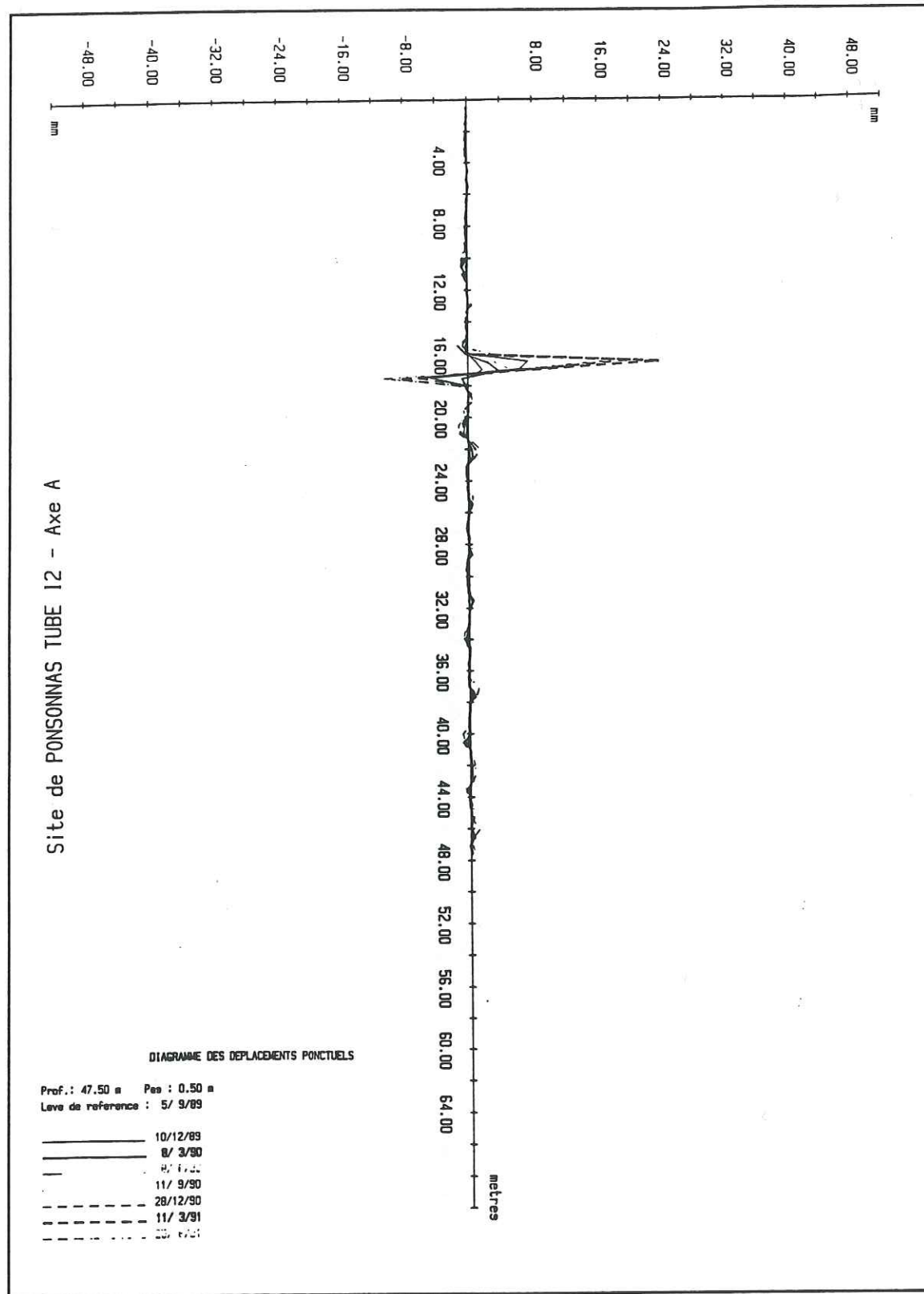


Figure IV.11 - Résultats des mesures inclinométriques T2-AA

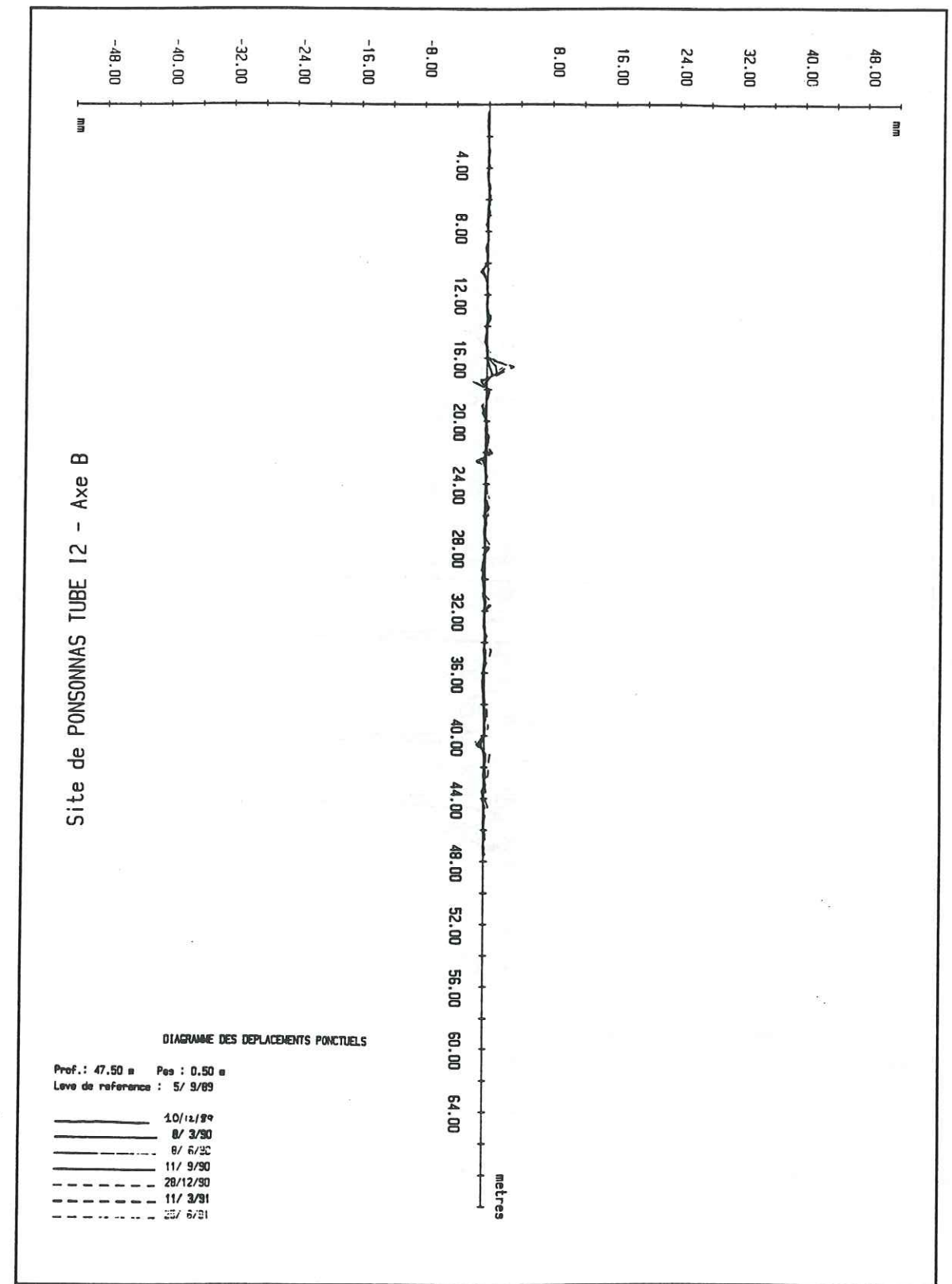


Figure IV.12 - Résultats des mesures inclinométriques T2-BB

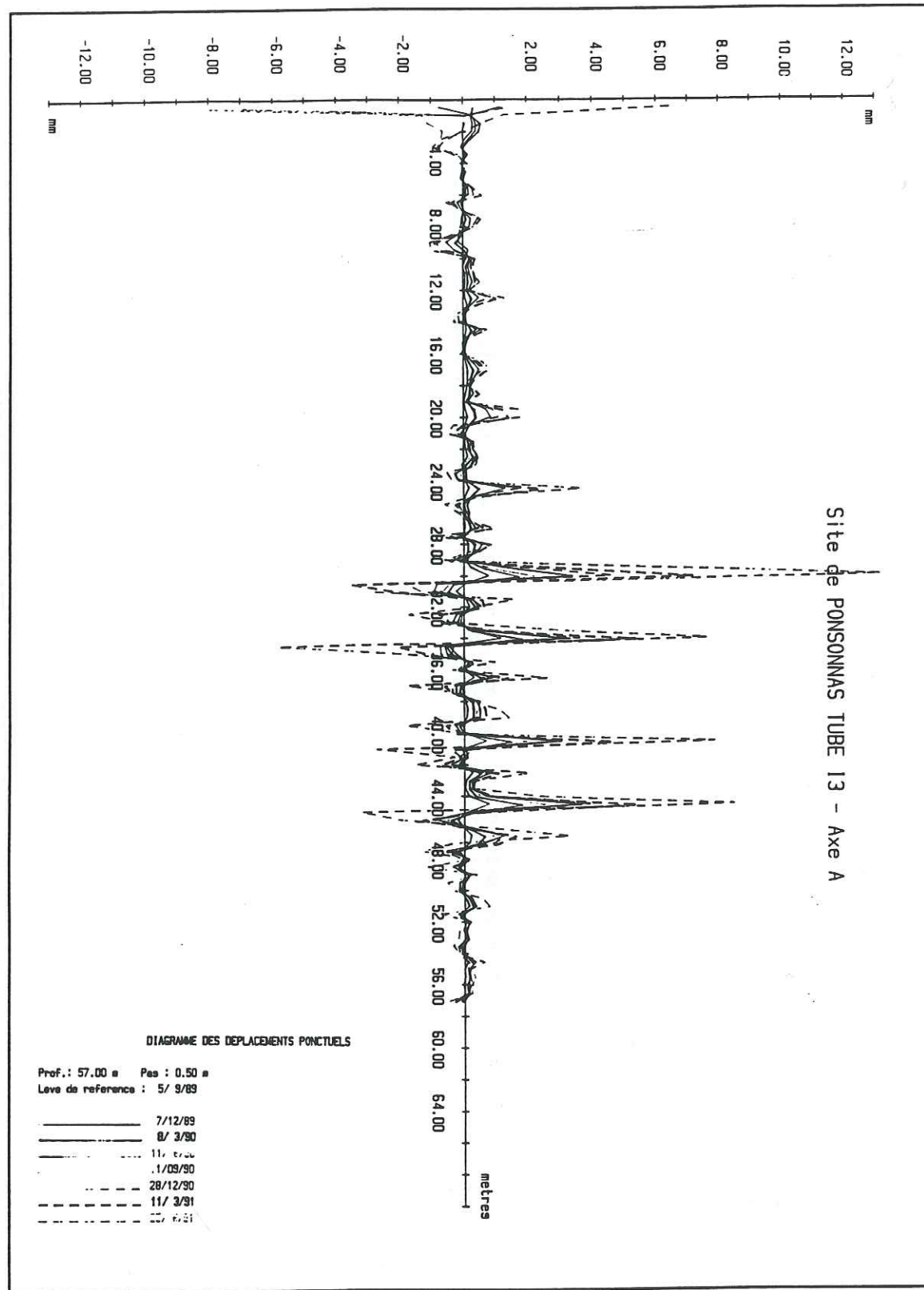


Figure IV.13 - Résultats des mesures inclinométriques T3-AA

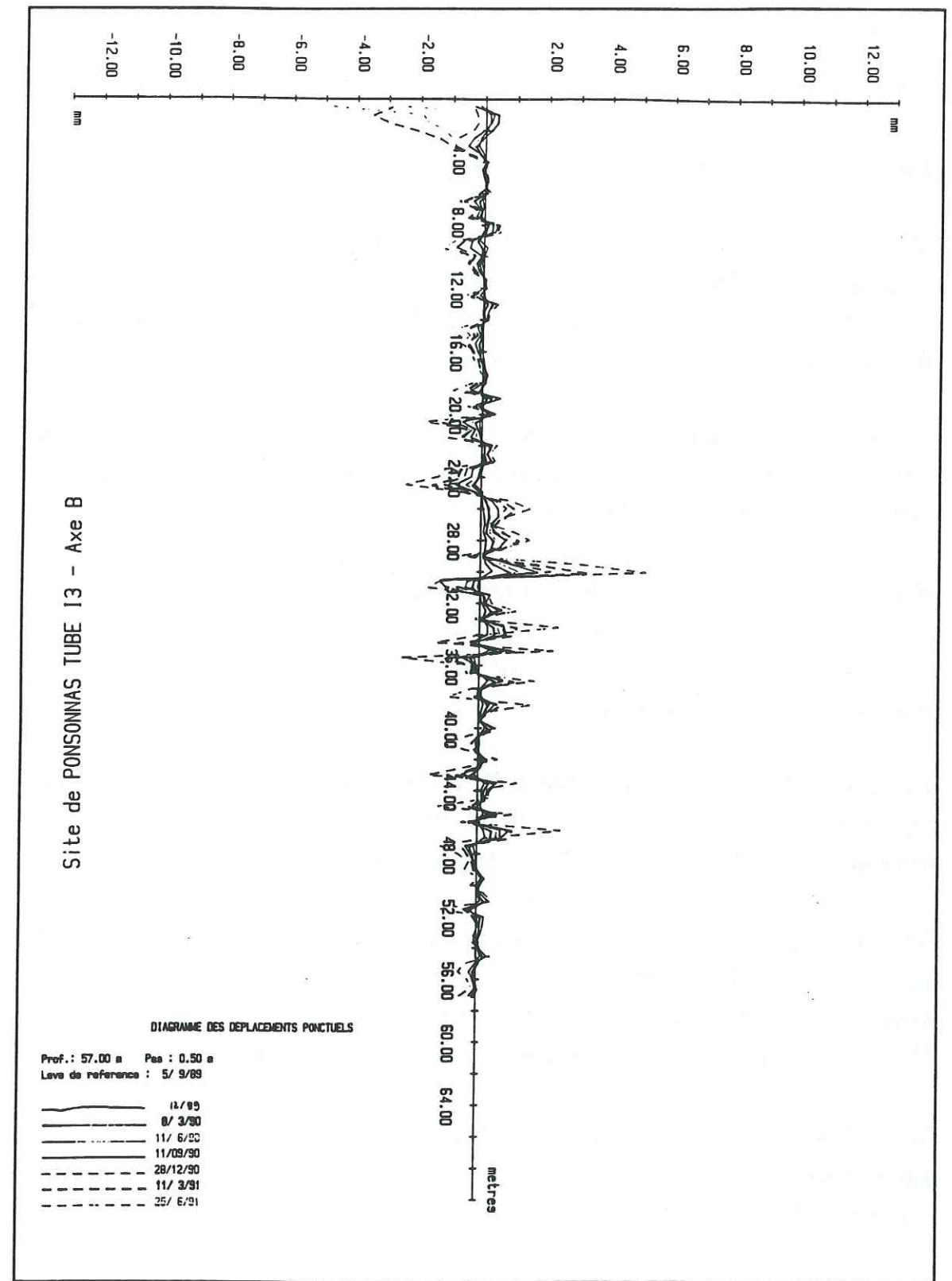


Figure IV.14 - Résultats des mesures inclinométriques T3-BB

V.2.1.5. ASPECT PREVISIONNEL

D'après les résultats des mesures inclinométriques, nous constatons qu'il existe en réalité qu'une seule surface de rupture, dont le déplacement est plus ou moins significatif (Tube T1, Profondeur 17.00 m).

Vu les faibles déplacements des surfaces de rupture entre 30.00 et 44.00 m de profondeur (Tube T3), nous allons baser notre prévision sur l'hypothèse d'une rupture semi-profonde, passant par la surface de rupture du Tube T1 à 17.00 m de profondeur.

Les mesures inclinométriques entre 1989 et 1991 (2 ans), nous ont donné une déformation du sol à 17.00 m de profondeur (Tube T2) égale à 0.74 %, ce qui revient à un taux de 0.37 % par an.

Sous l'hypothèse d'un mouvement constant dans le temps, et en supposant que le début des mouvements a commencé en 1984 (au niveau de la surface de rupture considérée), nous pouvons dire que la déformation actuelle du sol a atteint la valeur de 2.96 %.

En comparant cette valeur avec celle du pic de cisaillement triaxial, qui représente notre critère d'alerte (7.00 %), nous pouvons dire qu'on peut atteindre la rupture dans les 12 prochaines années sur le tube T2.

Cette rupture potentielle est pour l'instant localisée au tube T2, le tube T1 qui est en aval ne présentant pas d'indice de mouvement important. Dans ces conditions, on peut envisager une propagation de la rupture depuis T2 vers T1 dans les 12 prochaines années.

La rupture de l'ensemble de la pente ne peut de toute façon s'envisager sans que l'ensemble des tubes inclinométriques concernés détectent chacun une rupture à chaque forage installé.

CONCLUSION

Nous avons constaté que notre prévision appliquée pour la surface de rupture qui se situe à 17.00 m de profondeur (Tube T1), prévoit un glissement semi-profond dans les 12 prochaines années, passant par cette surface de rupture.

Malgré l'absence de corrélation entre les niveaux piézométriques et la pluviométrie locale enregistrée à LA MURE (Rapport de l'A.D.R.G.T. 1990), on constate au niveau de chaque surface de glissement que les vitesses des déplacements subissent des variations qui pourraient être due à des variations de la pluviométrie locale..

IV.2.2. AVIGNONET

IV.2.2.1. CONTEXTE GEOLOGIQUE GENERAL

Le contexte géologique général a déjà fait l'objet de nombreuses publications depuis MONJUVENT (1971). L'obturation de la vallée du Drac s'est produite, dans le secteur concerné, au maximum de la glaciation de Würm (Würm II - MONJUVENT 1971). Elle fut provoquée par le puissant glacier de l'Isère fortement alimenté par les montagnes de Savoie, lequel s'écoulant vers le sud par le sillon subalpin a rencontré les vallées du Drac et de la Gresse dont l'écoulement normal est, lui, vers le Nord.

Le barrage simultané de ces deux torrents a permis la formation du lac du Trièves dont la durée d'existence peut être estimée de 15 à 20 mille ans ce qui a permis le dépôt de plus de cent cinquante mètres de silts argileux par endroit. Ce lac s'est installé sur une topographie et des dépôts antérieurs variés et complexes en raison de l'existence de l'ancien réseau hydrographique hérité de la période glaciaire précédente (Riss) et de l'interglaciaire Riss-Würm. Au site étudié, ceci se traduit concrètement par la présence de deux vallées anciennes du Drac identifiées sous les accumulations de matériaux Würmiens lors des reconnaissances pour le barrage de Monteynard situé à proximité immédiate (Drac de Sinard et Drac de Cros).

La vallée actuelle du Drac est épigénique (Figure IV.15). La mise en eau du barrage a été suivie de séismes induits (BLANCHET 1988) en : 1962 (M=5.5), 1963 (M=4.5), 1966 (M=3.9), 1979 (M=4.2). La possibilité d'un développement d'effets de site lors de ces séismes, générés par les morphologies enfouies, susceptible d'avoir aggravé les conditions d'instabilité des proches versants (BLANCHET, 1988).

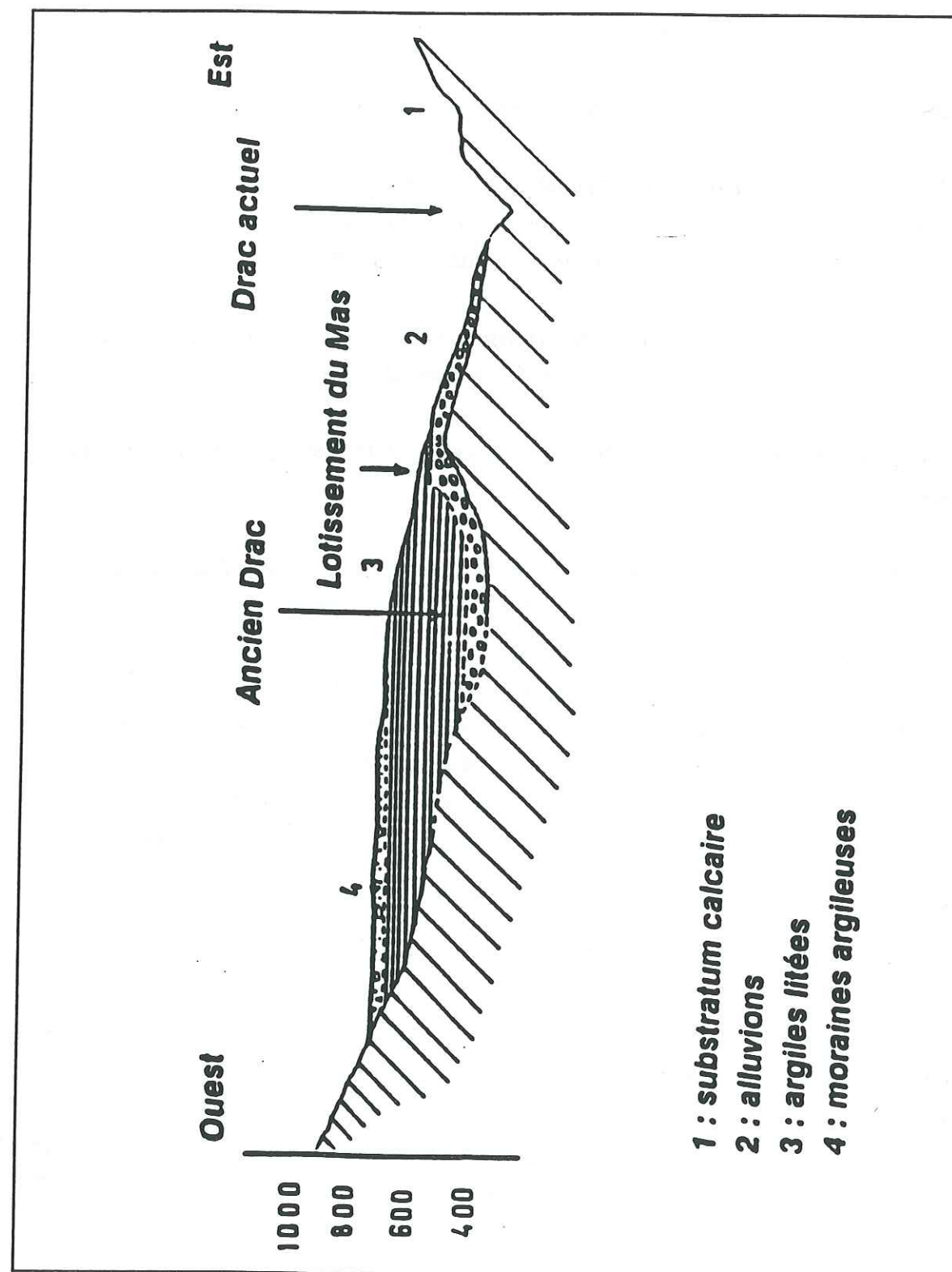


Figure IV.15 - Coupe géologique de la région de Sinard (D'après MONJUVENT)

IV.2.2.2. TYPES D'INSTABILITE DANS LES ARGILES LITEES

A- LES OBSERVATIONS DE TERRAIN

Une étude statistique de l'apparition des indices de mouvement sur les pentes en fonction de leurs valeurs angulaires montre que des signes d'instabilité se manifestent dès qu'elles atteignent 6° à 8°.

Les mouvements les plus fréquemment observés correspondent, par ordre d'importance croissante (ANTOINE et al, 1981) :

- au glissement du tapis végétal (épaisseur < 0.5 m) sur le soubassement argileux;
- à un fluage généralisé de la tranche superficielle auquel se superposent fréquemment des coulées plus rapides et localisées (épaisseur de 0 - 6 m);
- à une rupture par cisaillement et glissement en masse des argiles litées (épaisseur pouvant aller jusqu'à 50m) . Il est à noter que, dans ce cas, le remaniement en cours de mouvement peut engendrer (si le déplacement est suffisant) la formation de coulées (glissement de la Combe d'Harmalière d'une superficie de 500 000 m², mis en place en une dizaine d'heures).

B- LE CAS DES GLISSEMENTS "ANCIENS"

Les géologues français désignent généralement par glissement ancien les manifestations d'instabilité qui remontent à une période géologique récente mais situées au delà de la période historique et pour lesquelles n'existe donc aucun témoignage direct. De tels glissements anciens (actuellement plus ou moins stabilisés), constituent néanmoins des secteurs sensibles et 60 à 80 % des mouvements actuels en représentent en fait des réactivations fréquemment suscitées par l'activité humaine . Ils sont généralement identifiés par une étude morphologique et peuvent être confirmés par des reconnaissances appropriées.

Dans les argiles litées la morphologie caractéristique des mouvements de terrain s'estompe rapidement avec le temps et l'identification des phénomènes anciens est assez difficile. L'auscultation devient alors un des seuls moyens de confirmation. L'exemple ci-après en apporte une preuve intéressante .

C- LE CAS DU LOTISSEMENT DU MAS D'AVIGNONET

Le site étudié porte un lotissement qui n'a été que partiellement réalisé, de graves désordres étant apparus en cours de travaux. Les études antérieures (BLANCHET 1988, AL HAYARI 1989) ont montré qu'il existait là, au moins deux zones en mouvement différentiel expliquant les désordres observés, mais qu'une possibilité de mouvement ancien à surface de rupture profonde n'était pas à exclure.

D'un point de vue sécurité publique cette possibilité devait être considérée avec attention, car une réactivation globale, comme à la Combe d'Harmalière toute proche, pouvait être redoutée laquelle entraînerait la ruine de la partie construite et habitée.

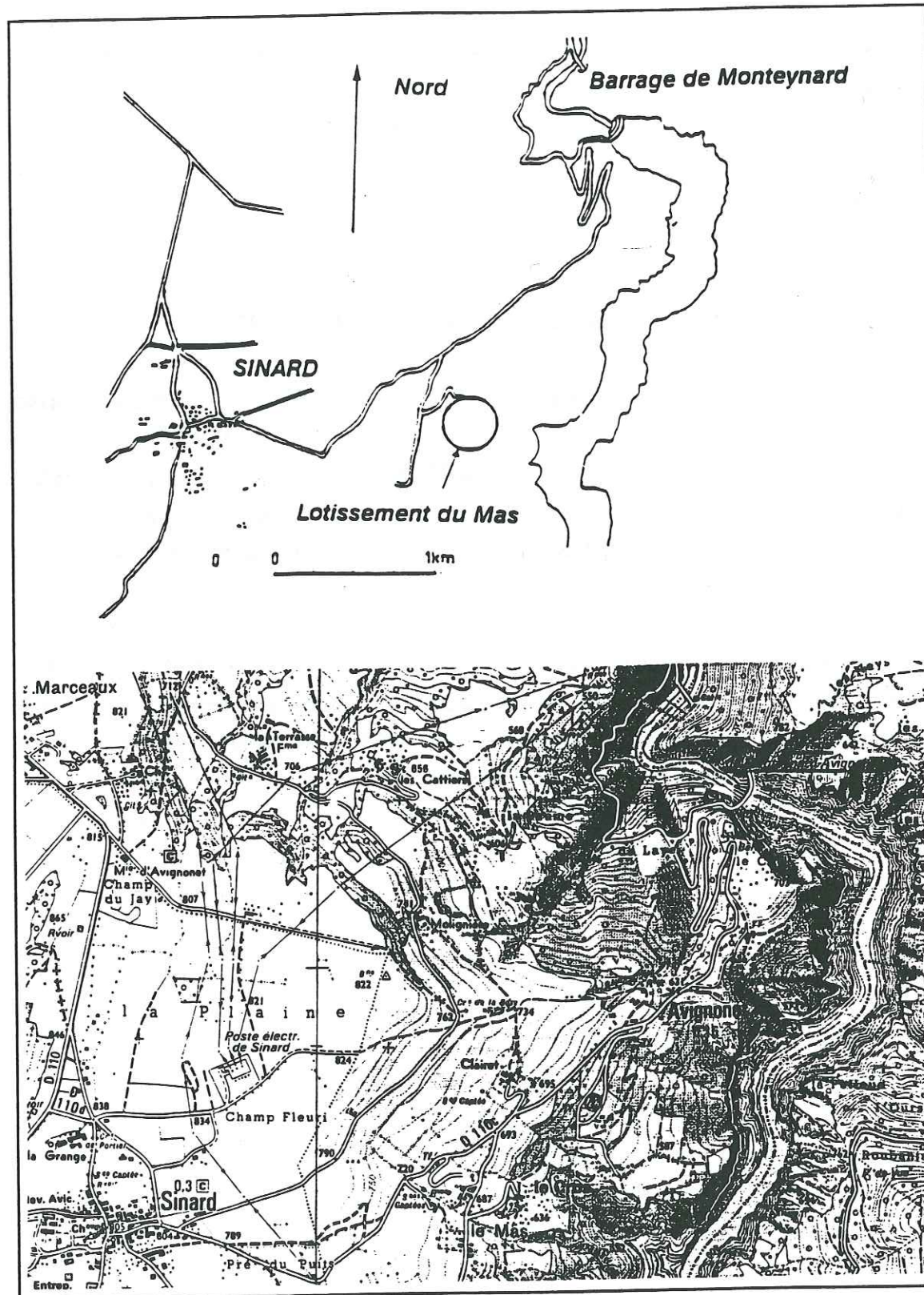


Figure IV.16 - Localisation du Mas d'Avignonet

IV.2.2.3. INSTRUMENTATION ET SUIVI

L'instrumentation pratiquée au lotissement du Mas d'Avignonet a pour objectif principal de pouvoir donner l'alarme, en temps opportun, aux habitants vivant à l'heure actuelle sur le site, en cas d'aggravation des phénomènes d'instabilité. Il convient pour cela d'identifier les mouvements et leurs mécanismes, d'en suivre l'évolution et de réaliser des travaux permettant de ralentir ou d'enrayer les phénomènes (voir Figure IV.17).

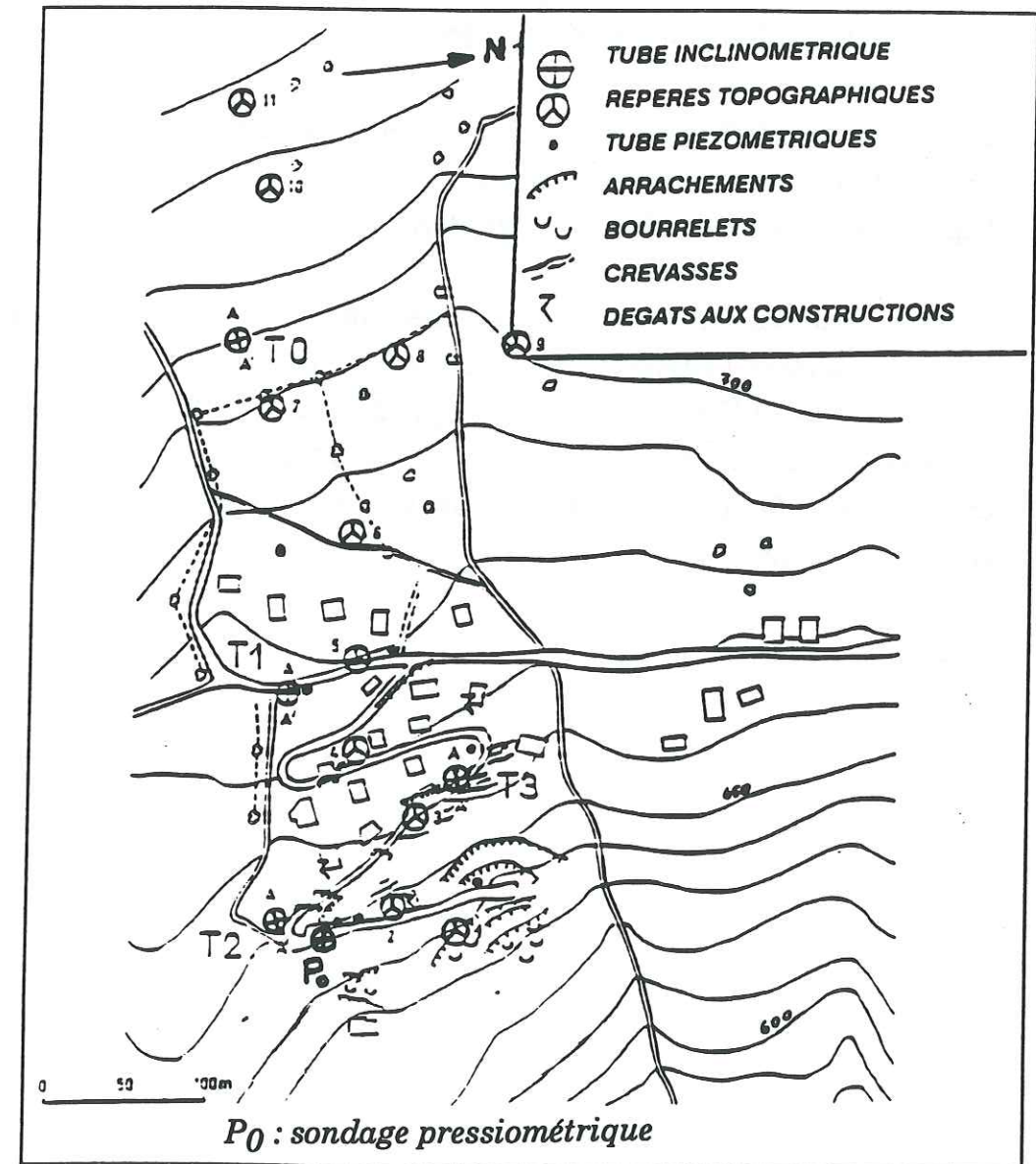


Figure IV.17 - Implantation des dispositifs de mesures

IV.2.2.4. DISPOSITIF DE MESURES

Parallèlement à la réalisation de travaux de drainage, destinés à maîtriser les mouvements superficiels, un dispositif de surveillance par topographie et inclinométrie a été mis en place afin de vérifier l'existence d'un mouvement profond, d'en comprendre son mécanisme pour estimer les risques d'une réactivation qui pourrait conduire à la ruine du lotissement.

IV.2.2.4.1. SURVEILLANCE TOPOGRAPHIQUE

Le système comprend 20 plots topographiques en béton, répartis sur l'ensemble de la combe et visés à partir d'une station fixe implantée sur le versant opposé, en rive droite du lac de Monteynard.

Les levés effectués régulièrement depuis 1985 ont mis en évidence des mouvements actifs dans l'ensemble de la combe avec des vitesses atteignant 7 cm/an au niveau du lotissement et presque 20 cm/an hors lotissement (voir Figure IV.18 et Figure IV.19). L'analyse des résultats topographiques on fonction de la pluviométrie locale nous laisse dire qu'il y a aucune corrélation entre les deux.

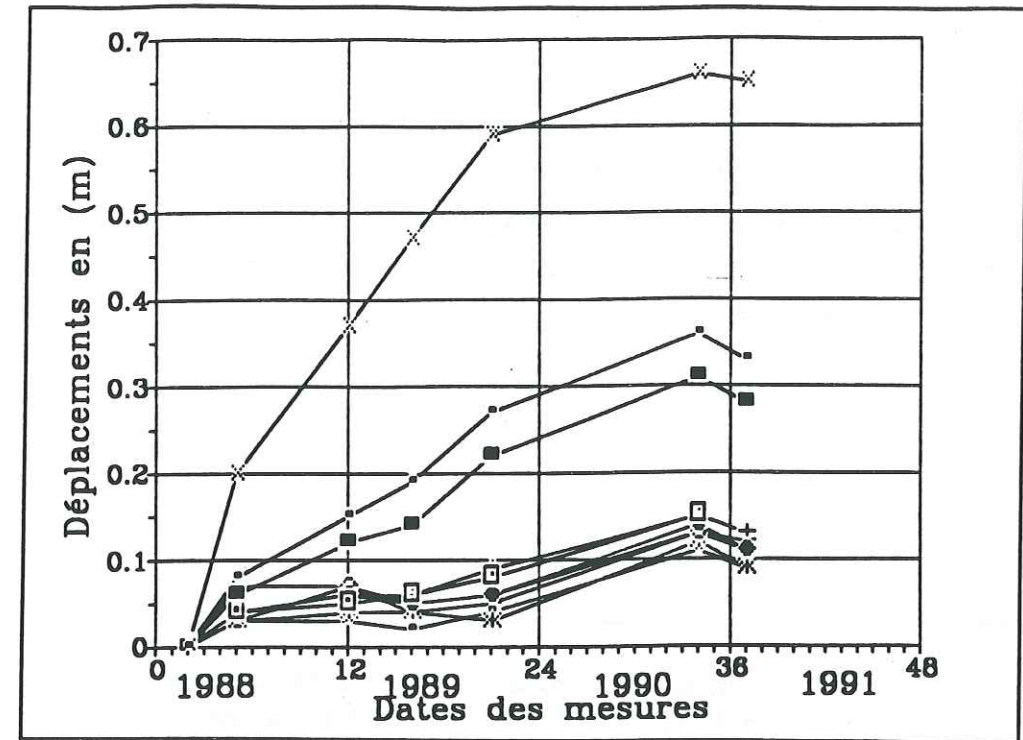


Figure IV.18 - Résultats des mesures topographique sur le site

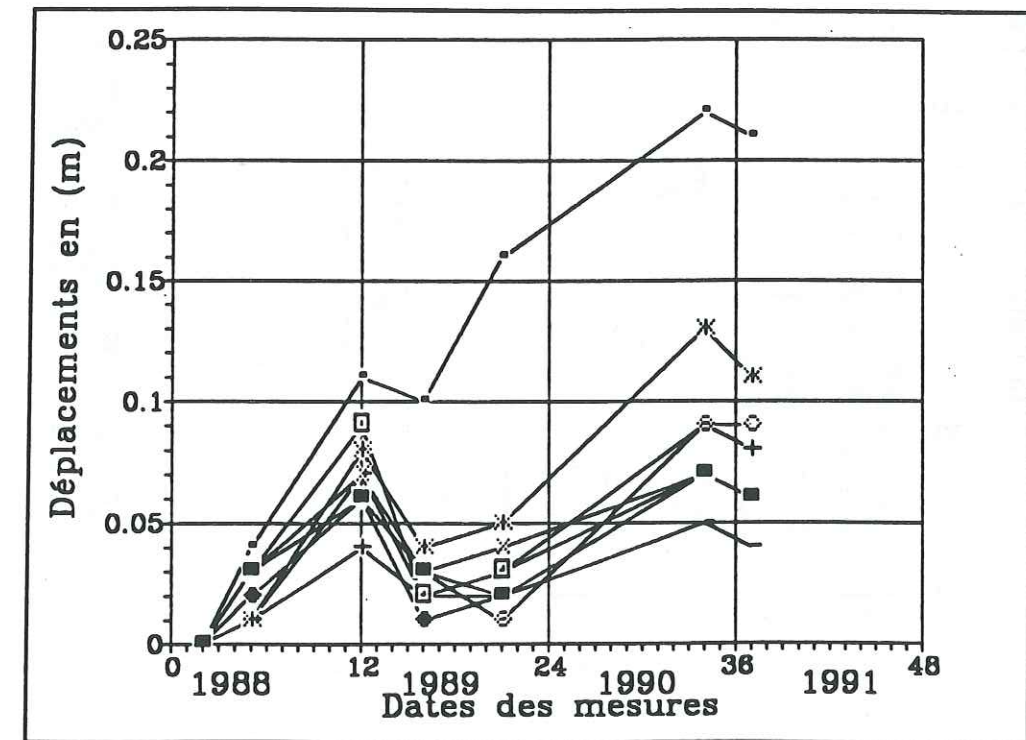


Figure IV.19 - Résultats des mesures topographique sur le lotissement

IV.2.2.4.2. DONNEES PLUVIOMETRIQUES

Pour étudier l'influence de la pluviométrie locale sur la stabilité du site instable, nous nous sommes basé sur la pluviométrie enregistrée dans la stations la plus proche (Monestier de Clermont).
La hauteur de pluie enregistrée entre fin 1988 et fin 1990, est donnée par le diagramme ci-dessous :

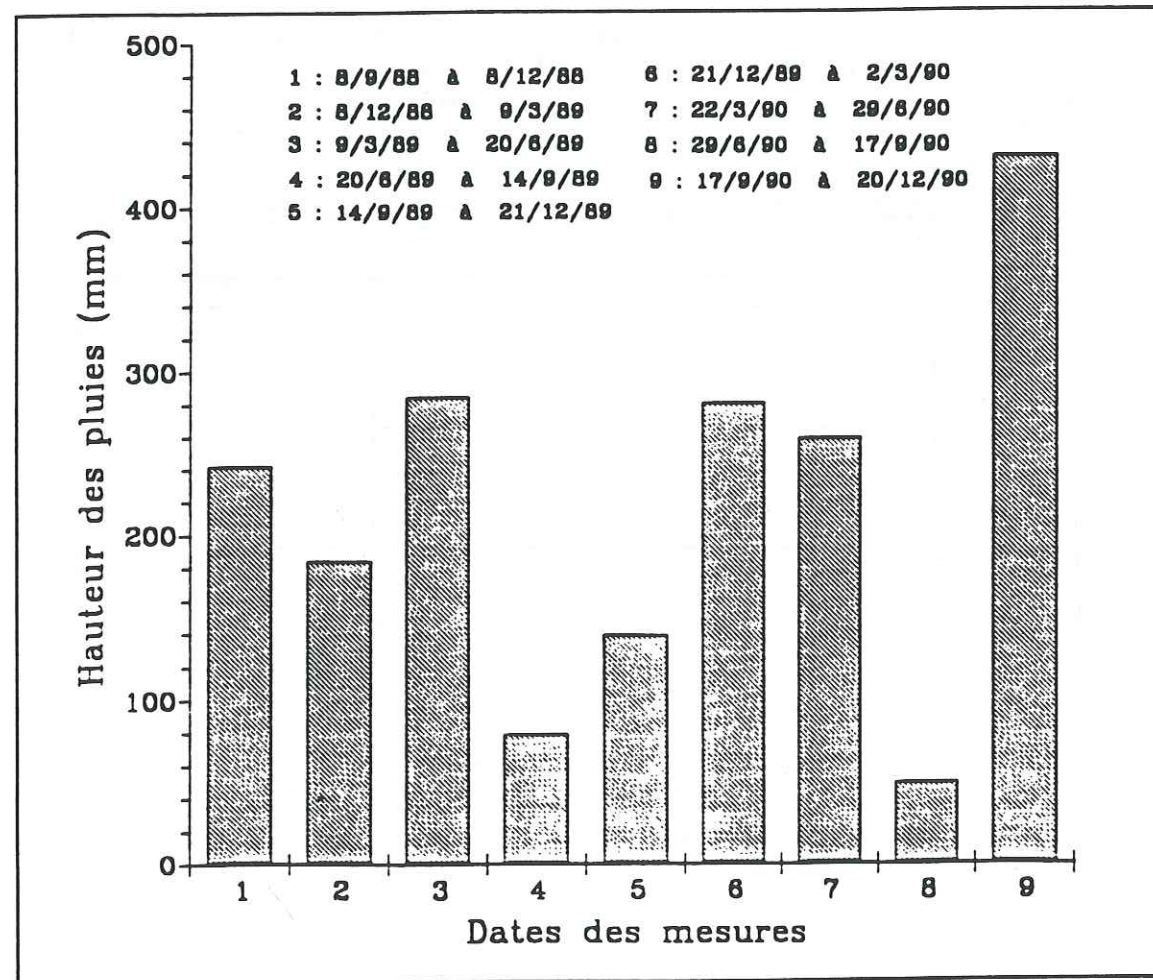


Figure IV.20 - Pluviométrie enregistrée à MONESTIER de CLERMONT

IV.2.2.4.3. SURVEILLANCE INCLINOMETRIQUE

Celle ci est réalisée sur 4 tubes inclinométriques (date de référence : 1986) :

- T0 en amont du lotissement, profond de 89 mètres;
- T1 profond de 59 mètres;
- T2 en aval de 20 mètres;
- T3 profond de 20 mètres;

Inclinomètre	Profondeur [m]	Déplacement [m]	Bande [m]	Distorsion [%]	Déformation [%]
T0	5.50	0.0850	2.00	4.25	3.11
	10.50	0.0437	2.00	2.18	1.59
	14.00	0.0187	1.00	1.87	1.37
T1	43.00	0.0546	2.00	2.73	1.99
T2	4.00	0.0575	2.00	2.87	2.10
T3	18.00	0.0330	2.00	1.65	1.21

Tableau IV.4 - Résultats numériques des mesures inclinométriques

IV.2.2.5. RESULTATS (voir Figure IV.21 à IV.28)

Tube inclinométrique T0

A raison d'une mesure annuelle, l'inclinomètre montre clairement l'existence de trois surfaces de discontinuité cinématique nettes à 5.50 , 10.50 et 14.00 m de profondeur dont les distorsions respectives (rapport du déplacement à l'épaisseur de la couche cisailée) atteignent 4.25 ,2.18 et 1.87 % (distorsions maximales selon A+A-). En dessous, et jusqu'à 50m de profondeur, on observe une distorsion assez homogène, dans une masse de sol de 40 m d'épaisseur.

Tube inclinométrique T1

Dans les mêmes conditions de mesure, l'inclinomètre T1 révèle l'existence d'une discontinuité cinématique profonde à 43.50 m présentant sur 5 ans une distorsion de 2.73 % selon l'axe A+A-. La vitesse de ce mouvement demeure relativement faible ne dépassant pas 1 cm/an , et subit l'influence de la pluviométrie locale.

Tube inclinométrique T2

Le tube inclinométrique T2 indique l'existence d'une surface de rupture à 4.00 m de profondeur avec une distorsion de 2.87 % .

Tube inclinométrique T3

En ce qui concerne le tube inclinométrique T3, on constate clairement un basculement du tube d'environ 10 cm et en même temps une surface de rupture à 18 m de profondeur avec une distorsion de 1.65 % . Les mouvements sont réguliers mais restent faibles (6 mm/an).

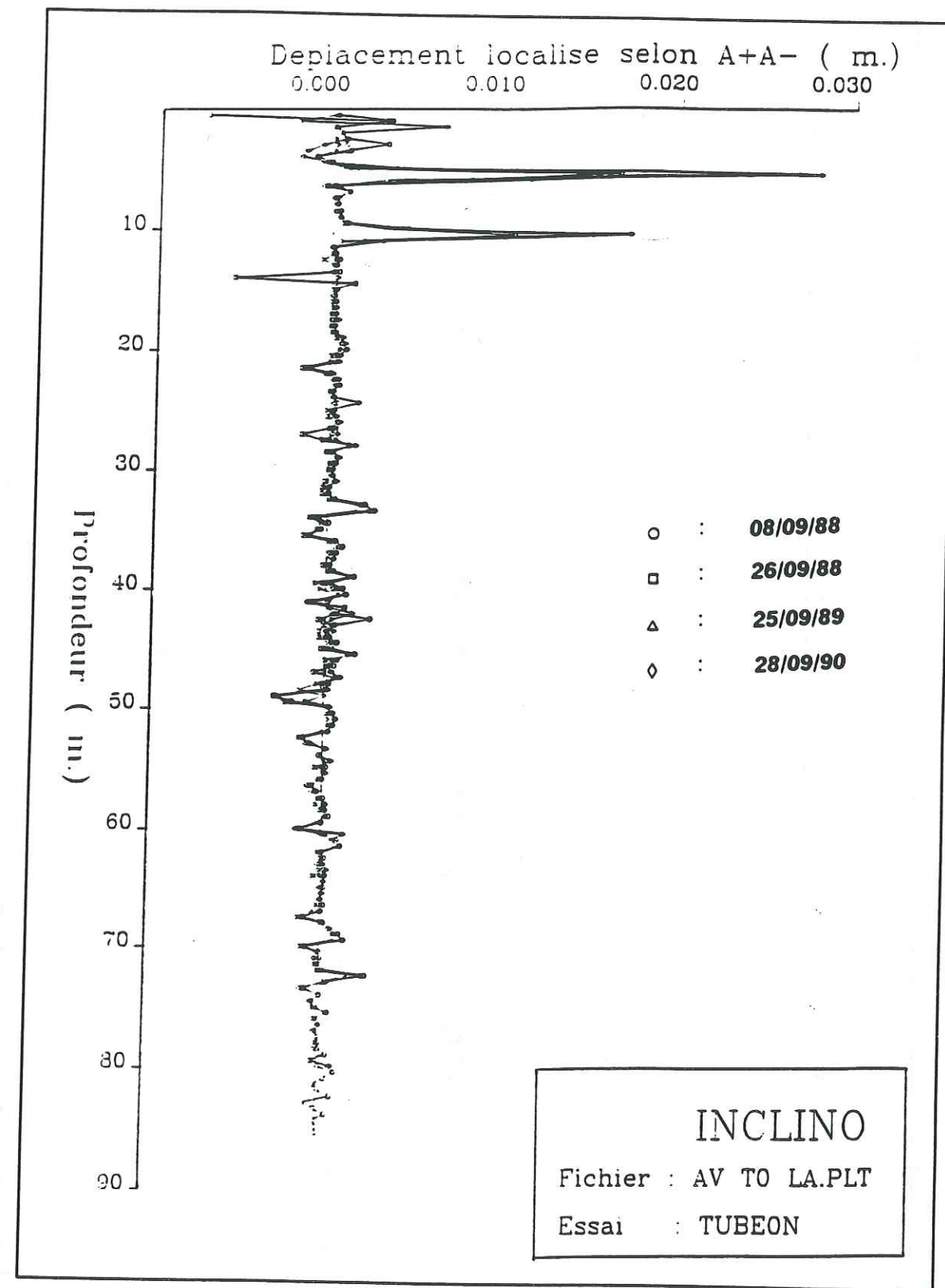


Figure VI .21 - Résultats des mesures inclinométriques T0-AA

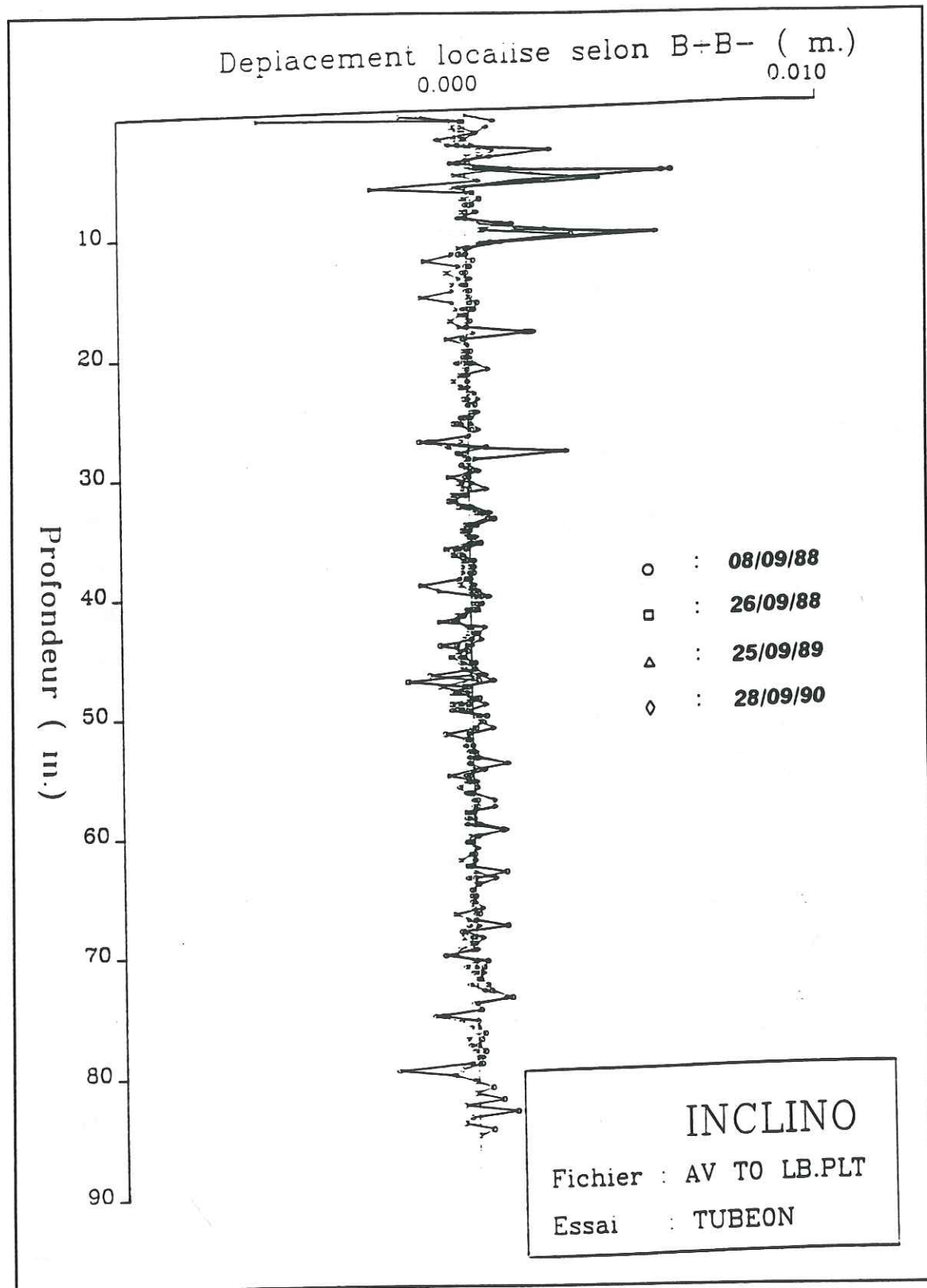


Figure IV.22 - Résultats des mesures inclinométriques T0-BB

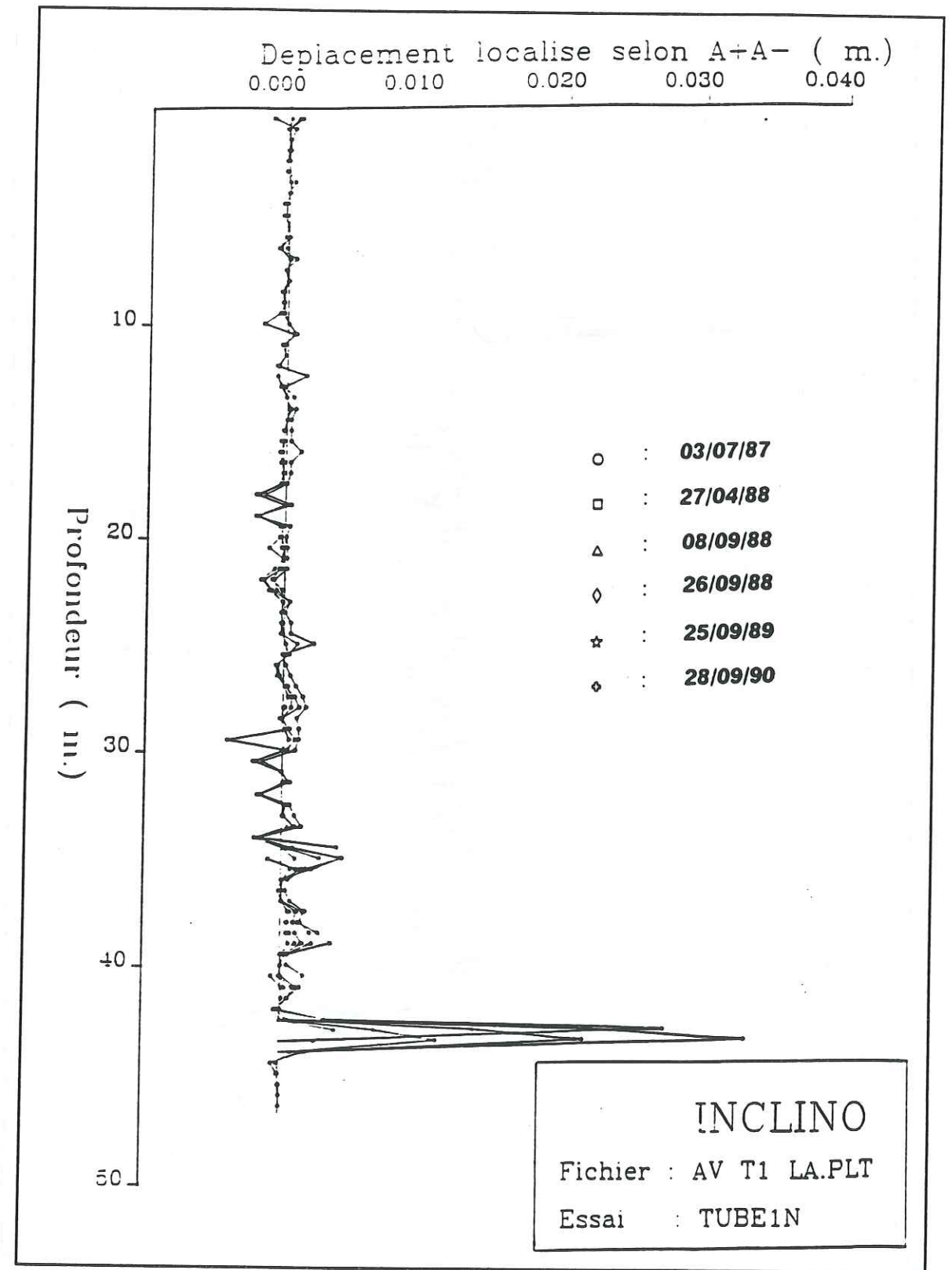


Figure IV.23 - Résultats des mesures inclinométriques T1-AA

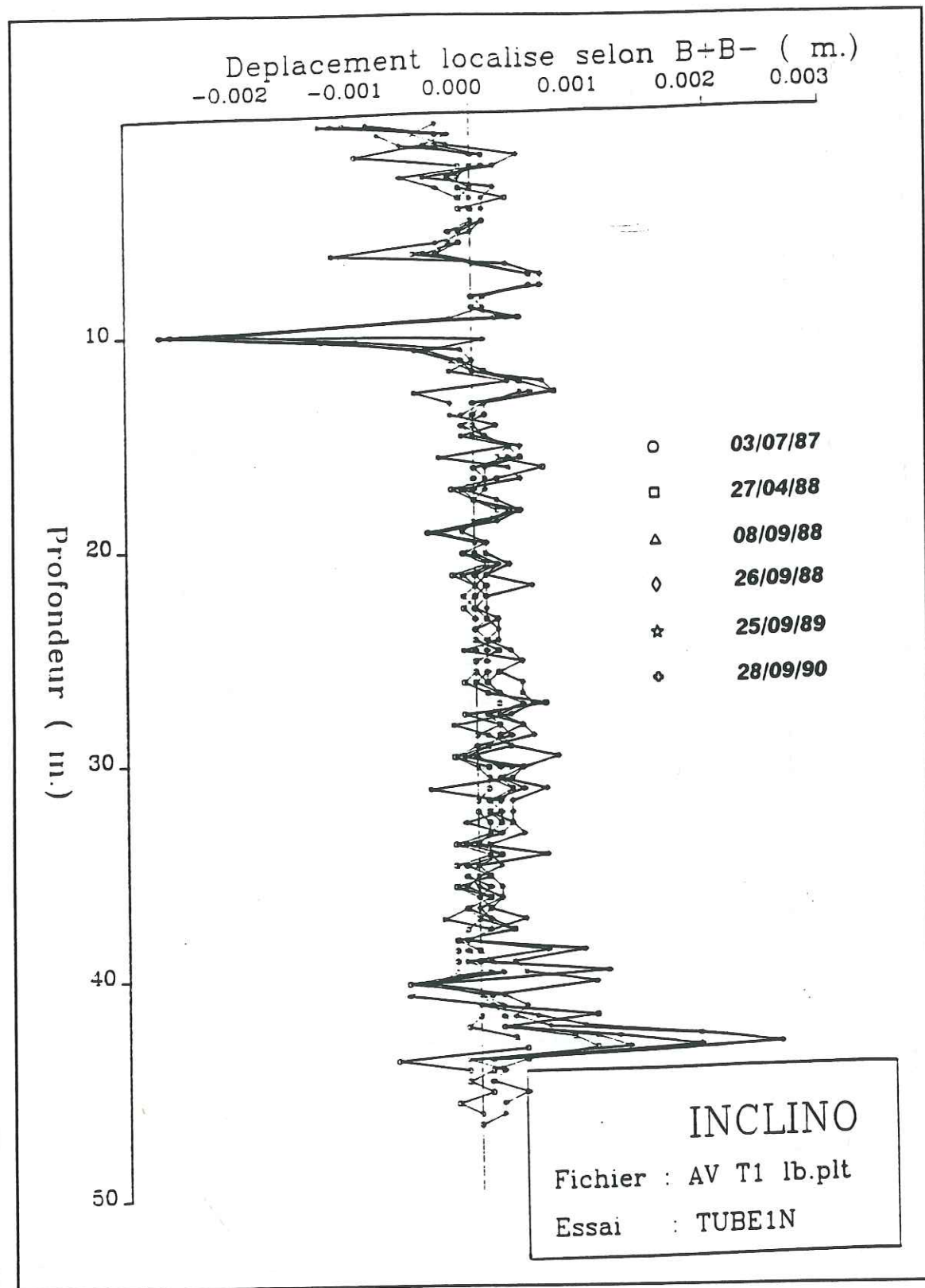


Figure IV.24 - Résultats des mesures inclinométriques T1-BB

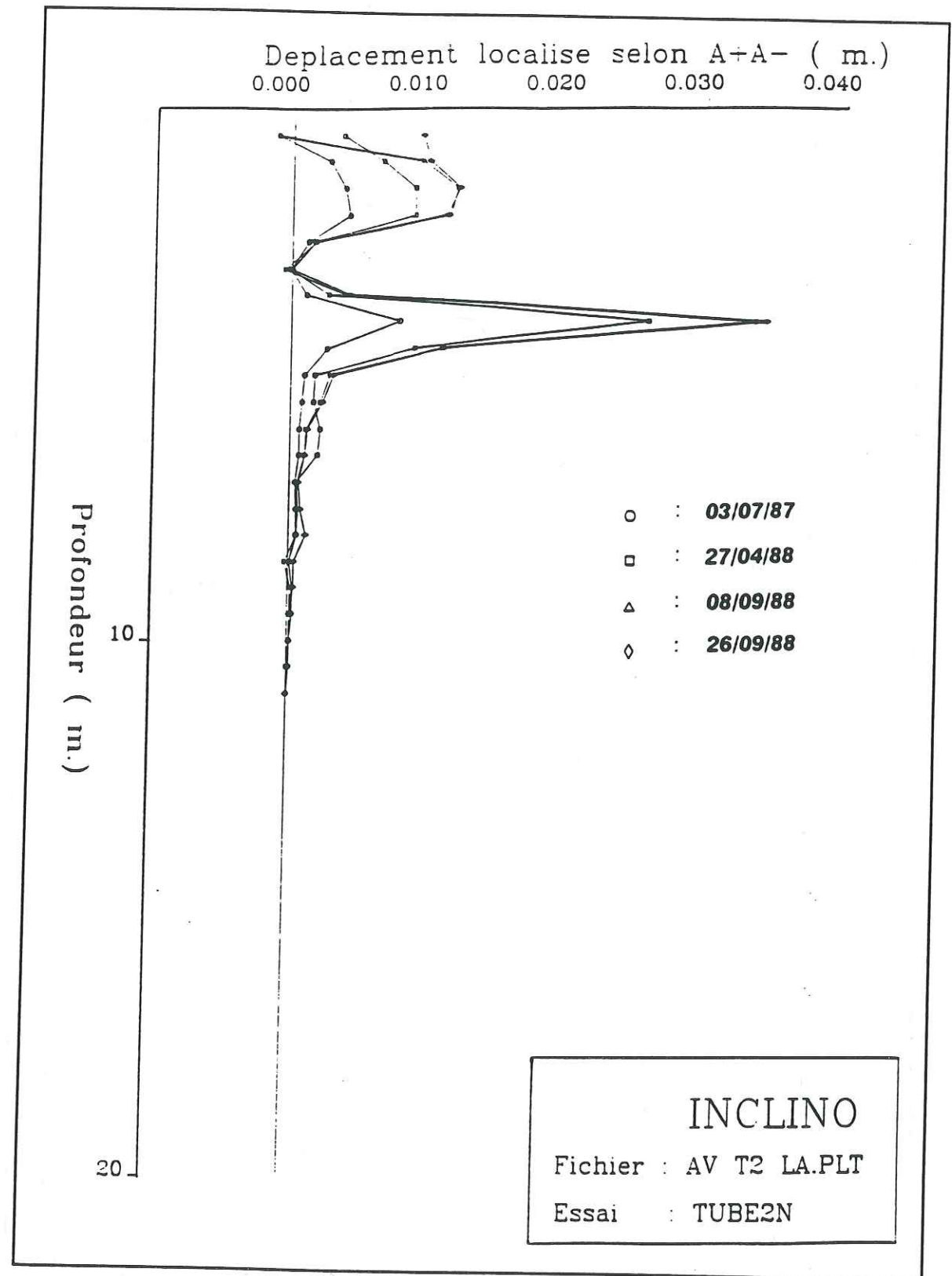


Figure IV.25 - Résultats des mesures inclinométriques T2-AA

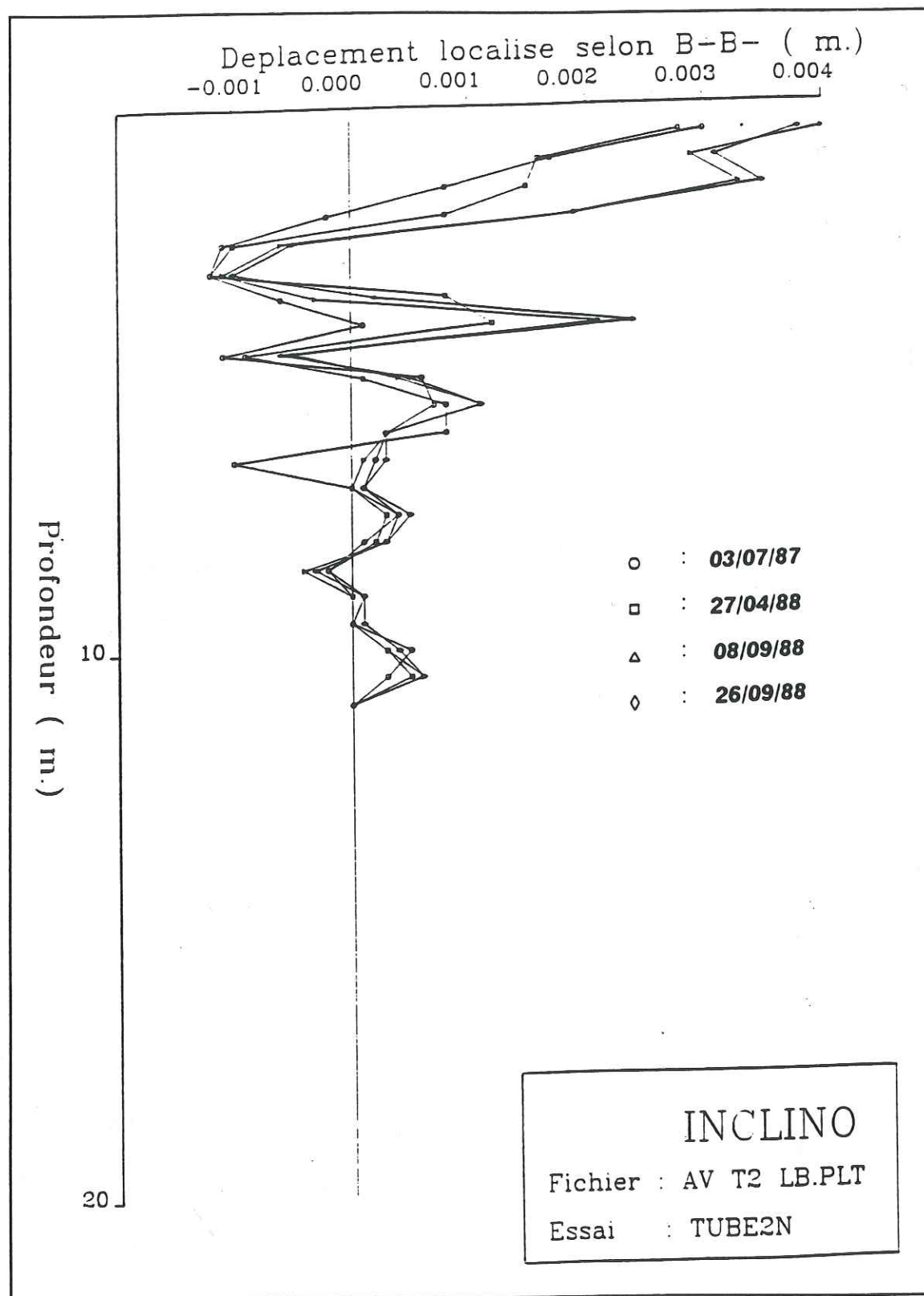


Figure IV.26 - Résultats des mesures inclinométriques T2-BB

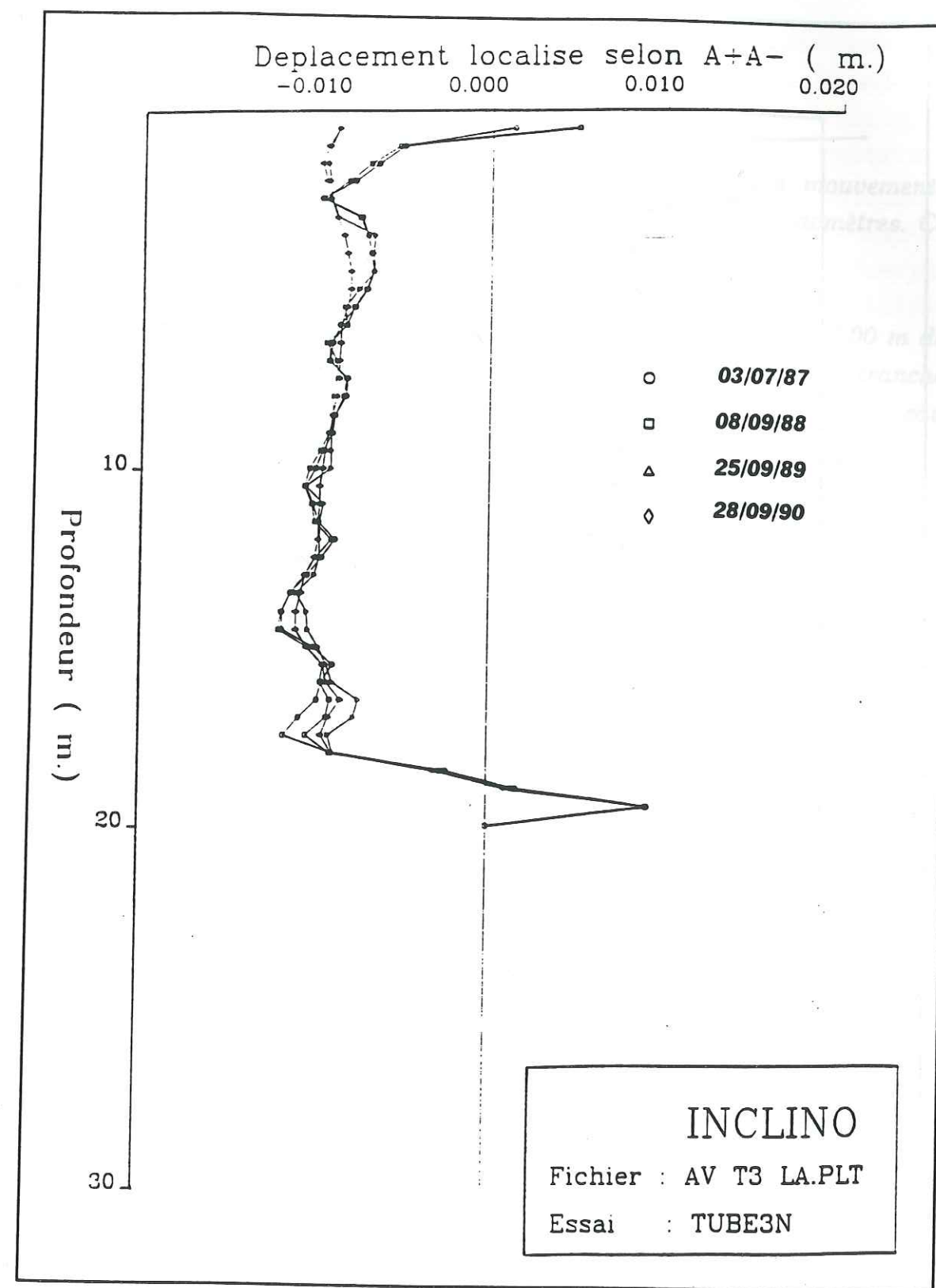


Figure IV.27 - Résultats des mesures inclinométriques T3-AA

B - ASPECT PREVISIONNEL

Lors des essais de laboratoire la distorsion totale entre le début de l'essai et la rupture (valeur de pic) atteint 7 % au maximum.

Or, entre 1985 et 1991 la déformation des zones de cisaillements atteint :

- 3.11 % à 5.50 m de profondeur (T0) avec un taux de 0.62 % par an
- 1.59 % à 10.50 m de profondeur (T0) avec un taux de 0.32 % par an
- 1.37 % à 14.00 m de profondeur (T0) avec un taux de 0.28 % par an
- 1.99 % à 43.50 m de profondeur (T1) avec un taux de 0.40 % par an
- 2.10 % à 4.00 m de profondeur (T2) avec un taux de 0.42 % par an
- 1.21 % à 18.00 m de profondeur (T3) avec un taux de 0.24 % par an

Le mode d'évolution de la tranche superficielle étant bien différent de celui reproduit dans l'essai triaxial de laboratoire, nous n'en tiendrons pas compte dans la suite et il reste que, si l'on considère avec les premières déformations observées soit 1980, et en faisant l'hypothèse d'un mouvement constant, nous devons approcher les valeurs suivantes pour la déformation globale actuelle :

- 6.20 % à 5.50 m de profondeur (T0)
- 3.20 % à 10.50 m de profondeur (T0)
- 2.80 % à 14.00 m de profondeur (T0)
- 4.00 % à 43.50 m de profondeur (T1)
- 4.20 % à 4.00 m de profondeur (T2)
- 2.40 % à 18.00 m de profondeur (T3)

Pour le glissement profond cela signifierait que dans les dix années à venir la rupture est susceptible d'intervenir. Par contre, le glissement superficiel peut intervenir dans les trois années à venir.

Il convient toutefois de signaler que la base de 1980 comme début des mouvements est hypothétique et nous garderons bien de faire un pronostic précis sur la rupture profonde sur une donnée aussi imprécise.

Enfin il convient de remarquer que la période de cinq années sur lesquelles a porté nos mesures correspond à une époque de sécheresse et que tous les mouvements de la région et notamment celui enregistré en continu dans des argiles identiques à Monestier du Percy ont connus un très fort ralentissement.

La rupture de la pente affecte une surface circulaire qui passe par les cotes -10 m sur T0, -45 m sur T1, -5 m sur T2. On note que la déformation est plus importante sur les tubes aval (T1 et T2 sont à 4.2 % et 4.0 %) que sur le tube amont T0 (3.2 %), ceci indique que la rupture semble progresser du bas vers le haut.

Pour que l'instabilité globale se manifeste, il faut que l'ensemble des tubes mettent en évidence une rupture. Dans ces conditions, c'est le tube T0 qui sera le dernier cisailé et celui qui donnera l'alerte. Pour ce tube on peut estimer à 12 années le temps nécessaire pour l'obtention d'une rupture localisée à 10.50 m de profondeur. A ce moment là l'ensemble des tubes T2, T1 et T0 présentera les signes d'une rupture localisée.

Cependant le coefficient de sécurité de la surface de rupture correspondante est de 1.60 (voir figure IV.30) ce qui correspond à un versant stable pour une ligne piézométrique à -10 m de la surface topographique, le coefficient étant de 1.28 pour une ligne piézométrique à la surface topographique (voir figure IV.29).

Dans ces conditions, la rupture peut être évitée en maintenant le coefficient de sécurité en dessus de 1.50 par un drainage efficace qui fera rabattre la nappe phréatique de 10 m environ.

L'expérience acquise montre toutefois qu'il est pratiquement très difficile d'opérer un tel rabattement dans des terrains aussi peu perméables et les travaux réalisés affichaient des objectifs plus modestes.

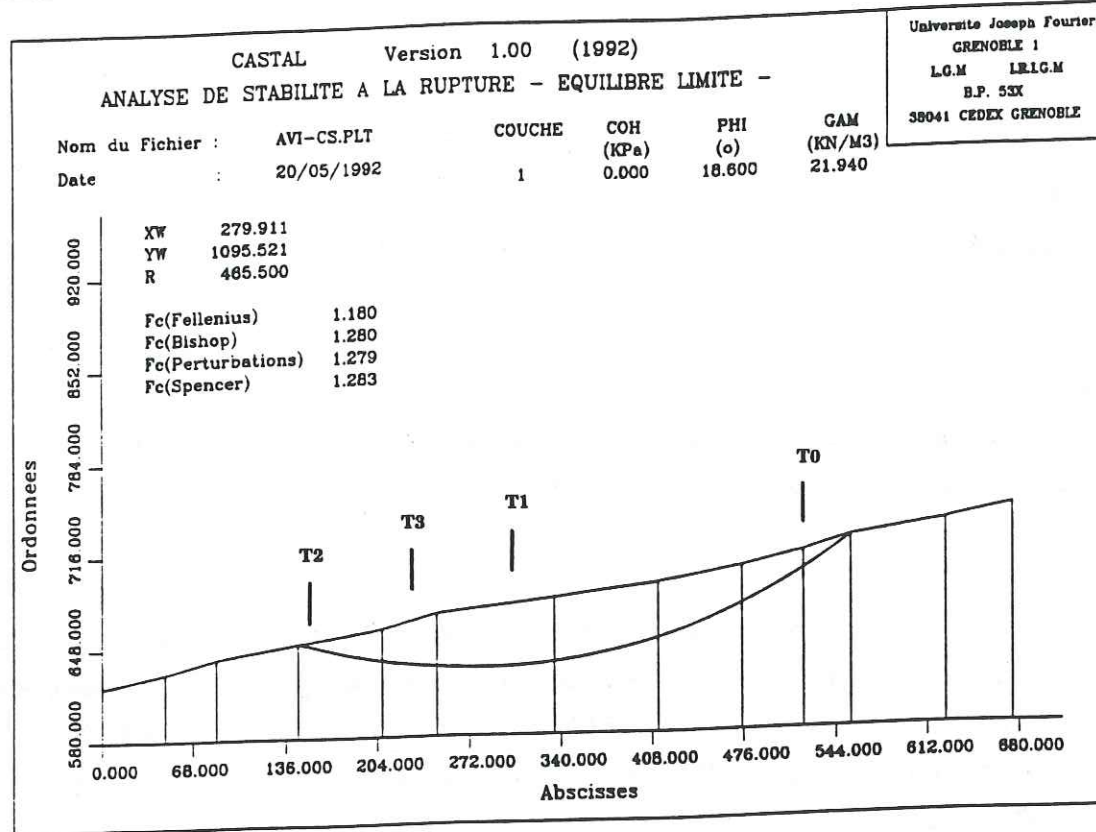


Figure IV.29 - Calcul de stabilité pour un sol complètement saturé

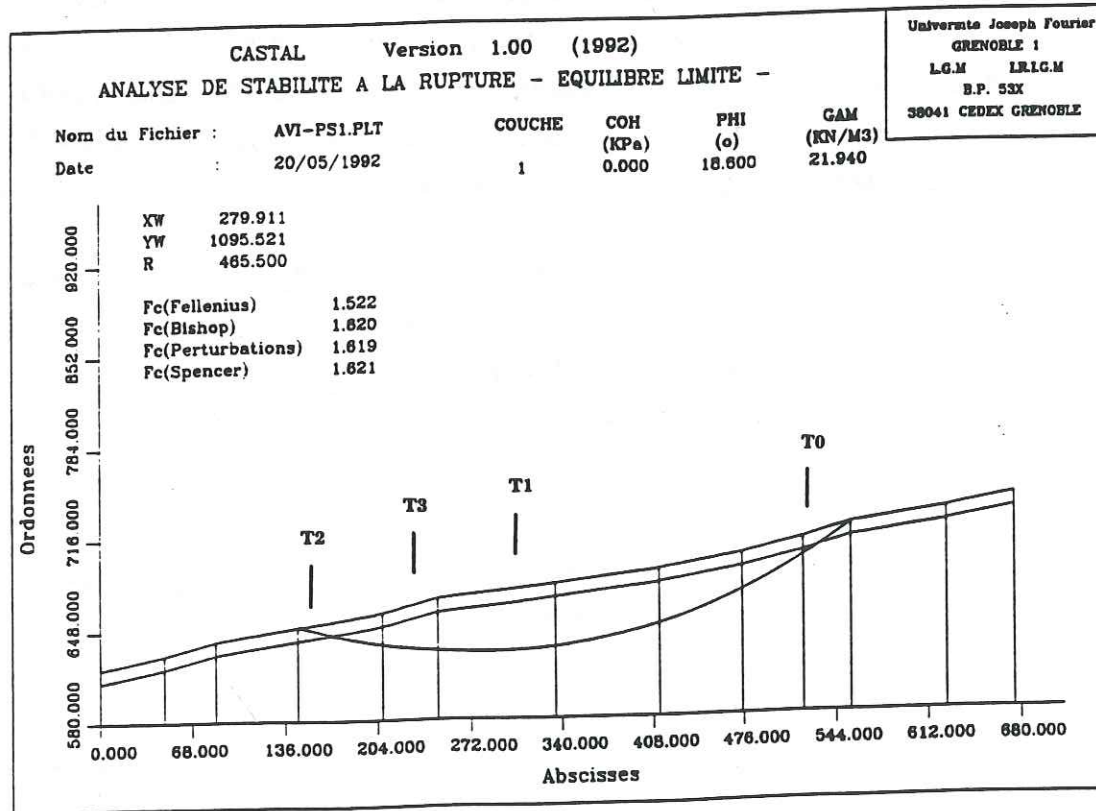


Figure IV.30 - Calcul de stabilité avec une nappe à 10 m / S. Topo

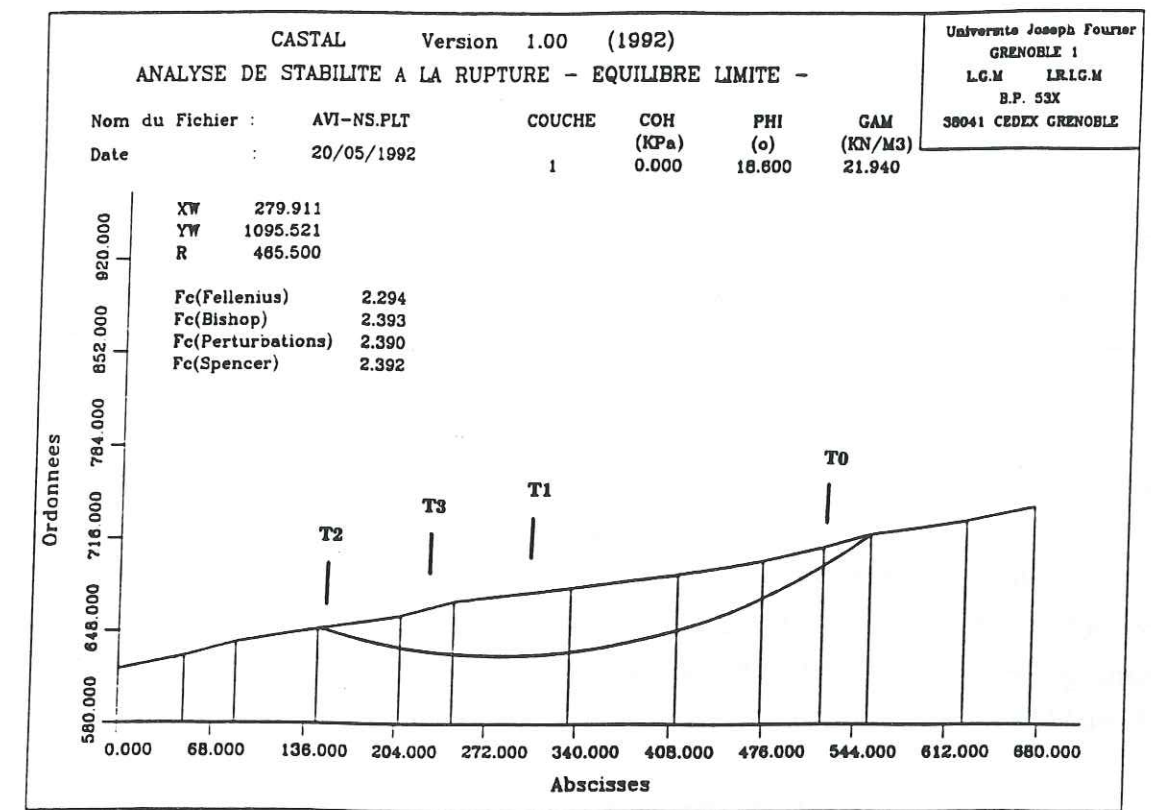


Figure IV.31 - Calcul de stabilité avec un sol sec

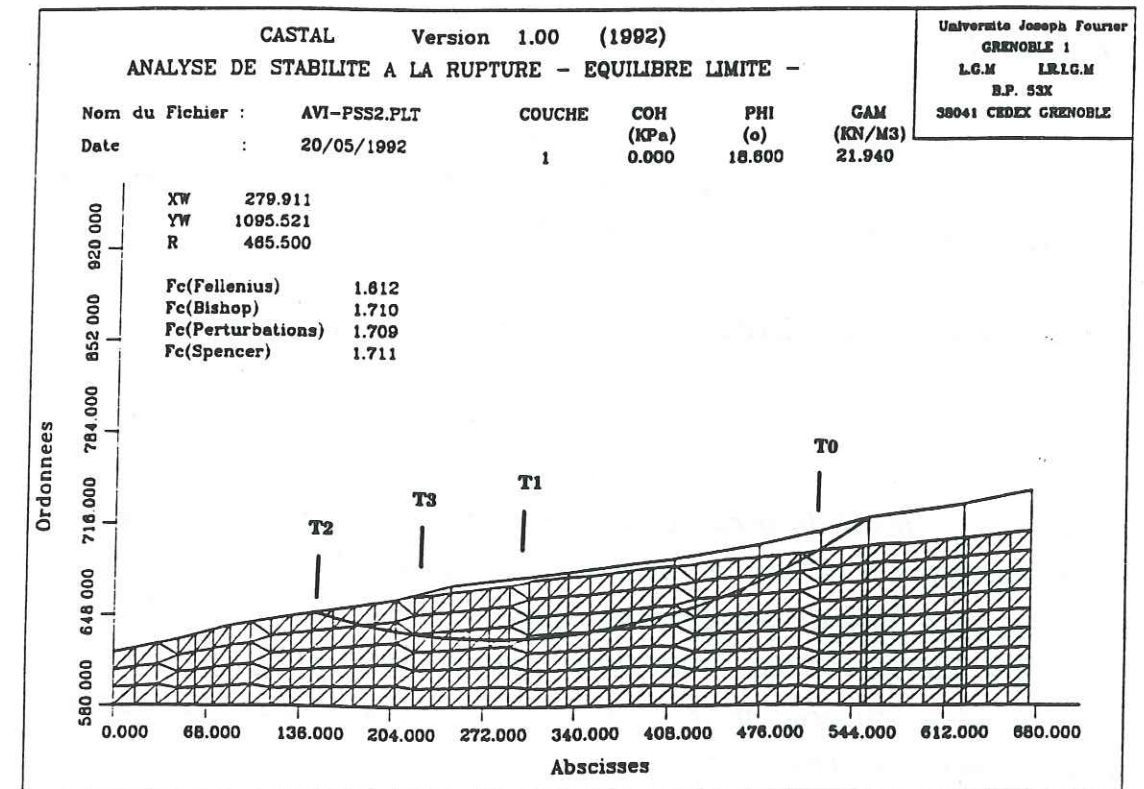


Figure IV.32 - Calcul de stabilité avec un sol partiellement saturé (Calcul hydraulique par éléments finis)

IV.2.2.7. LES TRAVAUX PREVENTIFS ET DE CORRECTION

D'importants travaux de stabilisation ont été engagés sur le site du Mas d'Avignonet à partir de 1984, soit 2 ans après la publication des premiers résultats des études géotechniques. Ceux-ci ont consisté en la réalisation de :

- une tranchée drainante de 165 mètres de longueur, profonde de 3.5 à 4.0 mètres, implantée au dessus du lotissement, en travers du versant (1984)

- le curage ou l'étancheification, par demi-buses métalliques ou collecteurs P.C.V, de quelques 1000 mètres linéaires de ruisseau, ainsi que le captage par des épis drainants, de dizaines de sources riveraines de ces cours d'eau (1984 et 1986) ;

- la réfection totale des réseaux d'assainissement et d'alimentation en eau potable du lotissement, avec des canalisations souples (plastique) ou verrouillage (fonte), ponctuées régulièrement d'amorces de rupture visitables par regard (1986) ;

- 383 mètres linéaires de drains sub-horizontaux, équipés de tuyaux P.V.C. crépinés de 63 mm de diamètre et répartis, dans la partie basse du lotissement, sur 18 points de forage (1986) .

Le coût total s'est élevé à environ 2 millions de francs (francs 1991).

L'objectif de ces travaux de drainage superficiel était d'améliorer, conformément aux recommandations de l'étude géotechnique initiale, les conditions de stabilité du versant au niveau des glissements plans, rapides, évoluant respectivement vers 5.5 m et 11.0 m de profondeur.

Les dispositifs à base de tranchées et épis drainants - remblayés de galets propres, à l'intérieur d'une "chaussette" de géotextile non tissé - se sont avérés les plus efficaces pour le drainage des silts argileux du site, particulièrement imperméables.

L'effort de drainage de surface se poursuit aujourd'hui, au Mas d'Avignonet, afin de ralentir les mouvements superficiels : il constitue une indispensable action complémentaire aux travaux d'auscultation du versant par lesquels on scrute - en temps réel - l'évolution de la surface de rupture profonde (43 mètres), dont le traitement paraît hors de portée des systèmes de drainage classique et économiquement envisageables.

CONCLUSION

La conjugaison des essais de laboratoire sur des échantillons non remaniés, et des mesures inclinométriques in situ, permet de prévoir une évolution du phénomène de glissement de terrain, observé au Mas d'Avignonet, dans le sens d'une aggravation. La surveillance dans les années à venir doit être renforcée.

CONCLUSION DU CHAPITRE

Nous avons vu dans ce chapitre que notre méthode ne repose pas seulement sur la mesure des déplacements, mais aussi sur le comportement du sol au cisaillement triaxial. L'analyse de la pluviométrie et des résultats des déplacements en surface (topographie) et en profondeur (inclinométrie) est très précieuse, car elle nous permet de mettre en évidence l'influence de la pluviométrie (variable saisonnière) sur l'accélération ou le ralentissement des mouvements en surface et en profondeur.

L'application de notre méthode de prévision sur les deux sites instables de la région du Trièves, nous a permis de donner une prévision dans le temps, sur le risque d'instabilité des deux sites choisis pour exemple (Ponsonnas et Avignonet).

En ce qui concerne la validité de notre méthode de prévision, nous pouvons dire que, vu le manque de données inclinométriques sur des glissements anciens (dont le glissement c'est déjà produit), cette méthode ne peut être validée que dans les prochaines années, en fonction des résultats du suivi des deux sites étudiés.

CHAPITRE V
OUTILS DE CALCUL INFORMATIQUE

INTRODUCTION

Ce chapitre est strictement consacré à la présentation des deux programmes de calcul informatique, qui nous ont servi durant toute notre étude pour l'analyse de stabilité.

Le programme principal est un outil d'analyse de stabilité qui est basé sur les méthodes d'équilibre limite (Fellenius, Bishop, Perturbation, Spencer et Janbu) et dont l'originalité réside dans sa capacité d'intégrer un second programme de calcul des pressions interstitielles par éléments finis. Ce dernier programme a été réalisé dans le but d'étudier les écoulements à travers un milieu poreux et saturé en régime permanent.

En gros, nous allons voir la présentation de ces deux programmes, leurs modes d'utilisation et leurs applications pour des exemples typiques.

V.1. PROGRAMME CASTAL

INTRODUCTION

Le programme CASTAL, est un programme de calcul de stabilité des pentes, il a été réalisé au Laboratoire de Géologie et de Mécanique de l'Université Joseph Fourier de Grenoble. Ce programme est écrit en Turbo Pascal sur PC, il peut tourner sur des micro-ordinateurs de types IBM-PC / XT / AT et compatibles avec un système MS-DOS ou PC-DOS.

Ce programme calcule le facteur de sécurité à la rupture des pentes, pour des lignes de glissement bien définies. Il peut faire un calcul de stabilité en mode de rupture "circulaire" et "non-circulaire". Dans le premier cas, on utilise les méthodes de calcul de Fellenius, Bishop, Perturbations et Spencer, dans le second cas, on utilise la méthode des Perturbations et la méthode de Spencer. Dans le cas d'une rupture circulaire, le programme possède un algorithme de recherche automatique du cercle de glissement le plus critique, et cela par la définition d'une zone susceptible au glissement et les paramètres de balayage automatique de cette zone.

Le calcul de stabilité peut se faire en contraintes totales ou effectives, dans le premier cas, on ne tient pas compte des pressions interstitielles, par contre, dans le deuxième cas les pressions interstitielles sont calculées par différentes manières (calcul approché et calcul par éléments finis). Le programme peut tenir compte aussi, de la présence de surcharges extérieures (forces concentrées ou réparties et des couples), et de l'effet d'une force sismique horizontale par l'intermédiaire d'un coefficient de poussée sismique horizontale.

Le temps d'exécution du programme varie en fonction de l'exemple à traiter, en général, pour un exemple d'application donné, il peut varier de 1 à 3 minutes. En ce qui concerne la sortie graphique sur écran ou sur imprimante, elle est réalisée par le programme Plotcall après initialisation de l'écran de l'ordinateur et de l'imprimante.

V.1.1. DEFINITION DES DONNEES DE BASE

V.1.1.1. DEFINITION DE LA GEOMETRIE GLOBALE

Le profil de la pente est représenté par un ensemble de segments droits appelés "segments géométriques". Ces segments sont liés entre eux par des noeuds appelés "noeuds géométriques" dont chacun de ces noeuds est définis par ces coordonnées géométriques par rapport au repère des coordonnées. L'axe des abscisses est dirigé vers l'intérieur de la pente et celui des ordonnées vers le haut.

nngm	nombre de noeuds géométriques
cngm(i, j)	coordonnées des noeuds géométriques

i = 1..nngm
j = 1..2 (deux dimensions)

nsgm	nombre de segments géométriques
csgm(i, j)	connectivités des segments géométriques

i = 1..nsgm
j = 1..2 (deux noeuds d'extrémités)

V.1.1.2. DEFINITION DE LA TOPOGRAPHIE DE LA PENTE

La surface topographique de la pente est définie par un certain nombre de segments géométriques qui limitent la partie supérieure de la pente.

nstop	nombre de segments topographiques
numstopo(i)	numéro du ième segment topographique

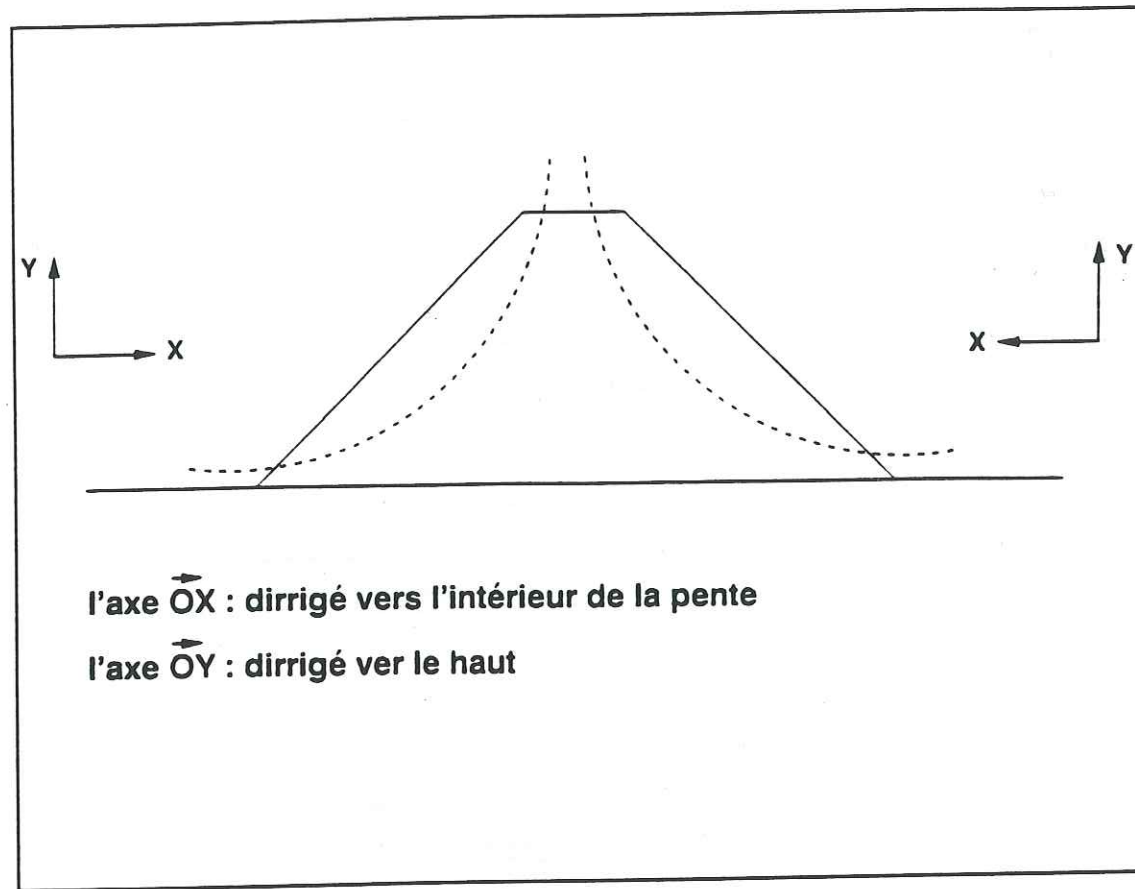


Figure V.1 - Orientation des axes pour le système de coordonnées

V.1.1.3. DEFINITION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

Le profil géologique de la pente est défini par une (sol homogène) ou plusieurs (sol multicouches) couches géologiques. Chacune de ces couches géologiques est définie par un ensemble de segments géométriques qui la limitent et par ses caractéristiques mécaniques et hydrauliques (dans le cas d'un calcul hydraulique par éléments finis).

$ncgeo$	nombre de couches géologiques
$nsgeo(i)$	nombre des segments géométriques qui limitent la i ème couche
$numsg(i, j)$	numéro du j ème segment de la i ème couche

Caractéristiques géotechniques de la i ème couche :

$cohc(i)$	cohésion du sol
$phic(i)$	angle de frottement du sol
$gammac(i)$	poinds volumique du sol
$cond(i, j)$	conductivités hydrauliques horizontale et verticale du sol

V.1.1.4. DONNEES SISMIQUES

Dans notre programme, on a pris en compte seulement la force sismique horizontale qui est définie par le produit du coefficient de la poussée sismique horizontale par le poids de la tranche considérée.

$$S_i = W_i \cdot ksh$$

ksh : coefficient de poussée sismique horizontale

V.1.1.5. CONDITION SUR LE SUBSTRATUM

La limite inférieure de la pente est représentée par un substratum horizontal qui est définie par son ordonnée, y_{sub} : ordonnée du substratum

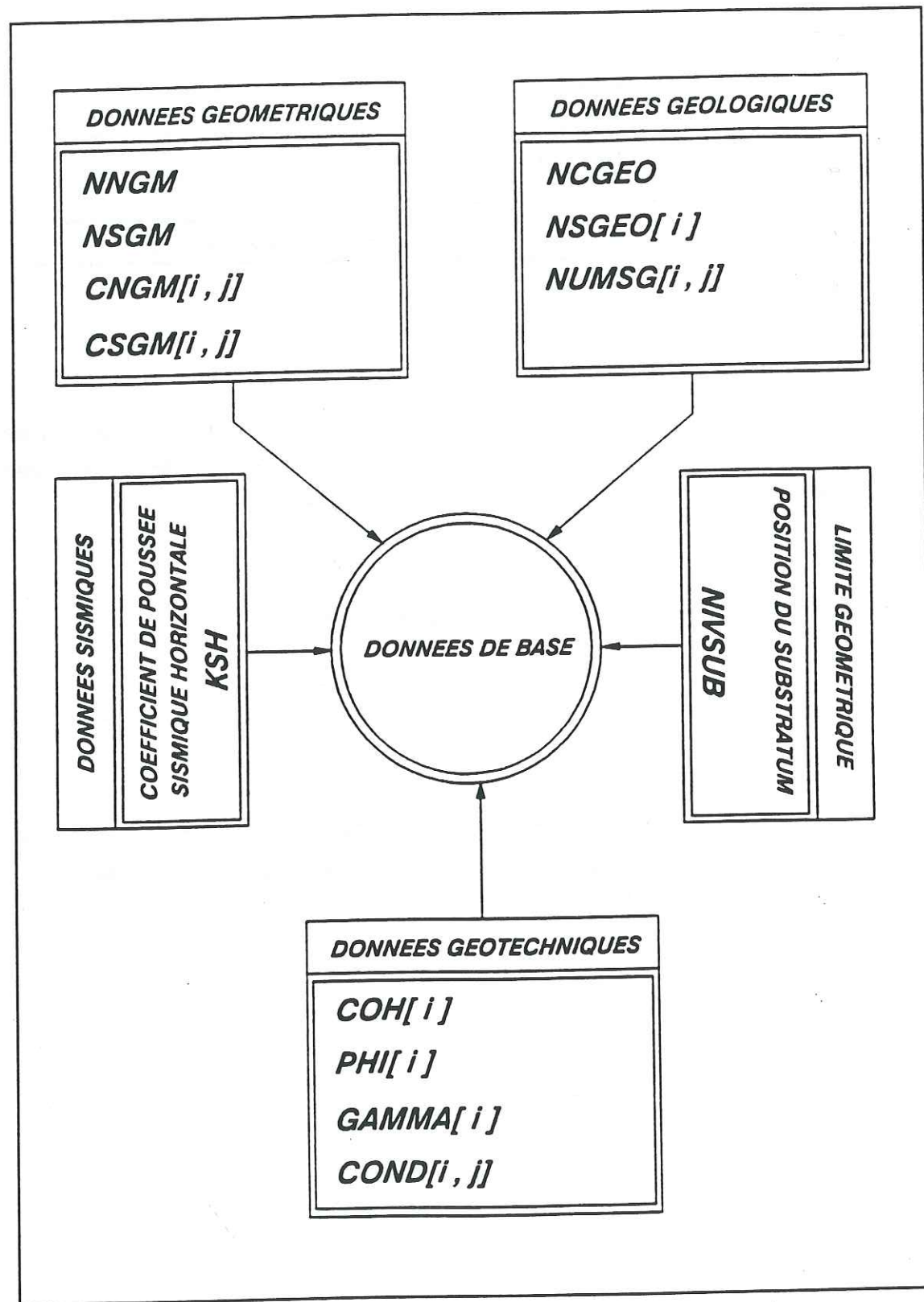


Figure V.2 - La structure des données pour le programme CASTAL

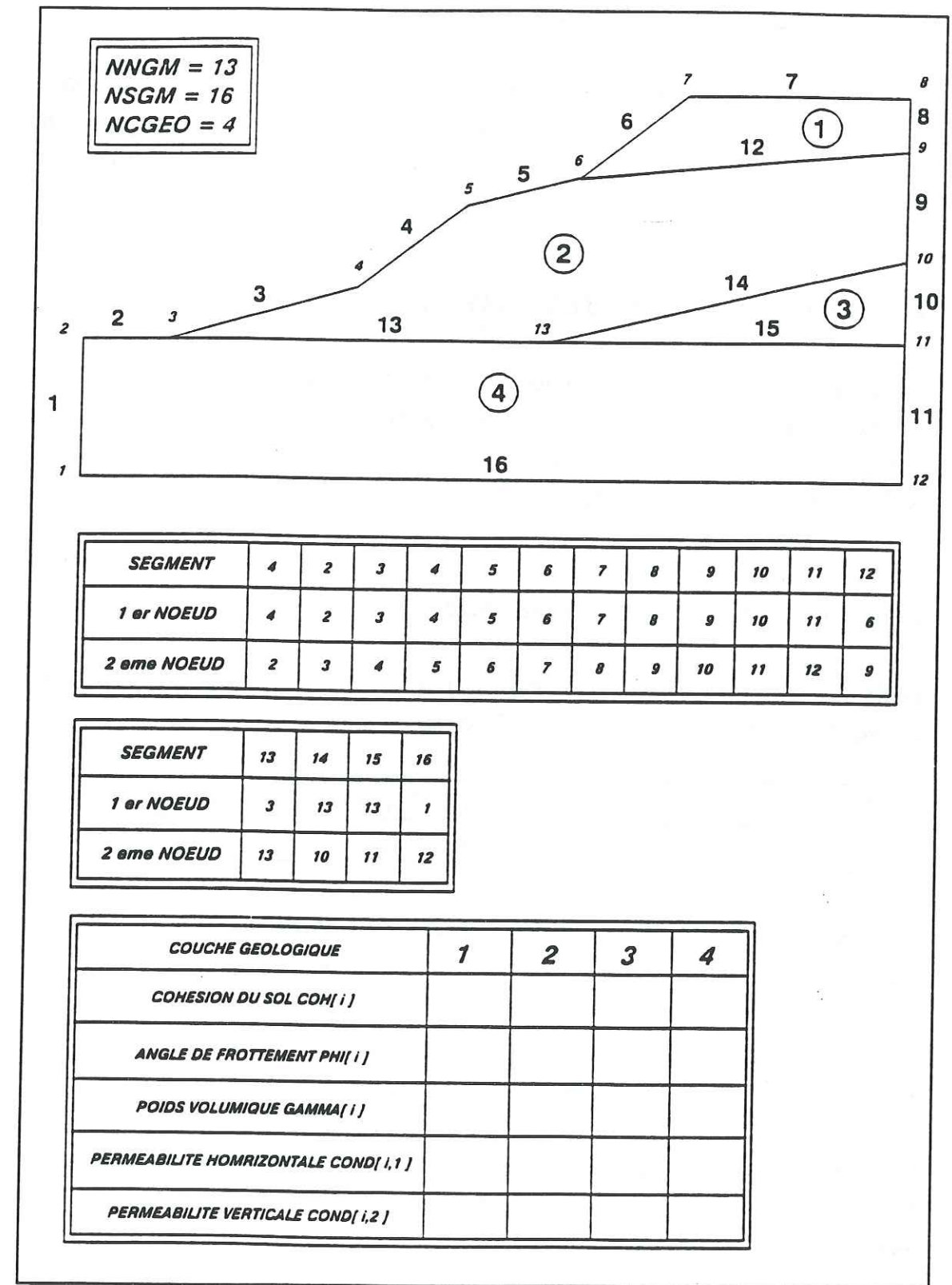


Figure V.3 - Exemple de structure des données géotechniques

V.1.2. PRISE EN COMPTE DES PRESSIONS INTERSTITIELLES

Dans le cas d'un calcul en contraintes effectives, c'est-à-dire en tenant compte de la présence de l'eau dans les pores du sol, le calcul des pressions interstitielles peut se faire (avec certaines hypothèses) par différentes manières.

V.1.2.1. SOL PARTIELLEMENT SATURE

C'est le cas où il existe deux parties distinctes de sol: une partie complètement saturée et une autre non saturée. Ces deux parties sont séparées par une surface libre ou une ligne de saturation. Cette surface libre sera définie par plusieurs manières.

V.1.2.1.1. Surface libre en segments droits

Dans ce cas, la surface libre est définie par un ensemble de points reliés par des segments droits (cas des points de mesures piézométriques sur le terrain).

<i>nplsl</i>	nombre de points qui limitent la surface libre
<i>cplsl(i, j)</i>	coordonnées de ces points

La pression interstitielle en un point donné, est définie comme le poids de la colonne d'eau comprise entre la surface libre et le point considéré.

V.1.2.1.2. Position de la surface libre par rapport à la surface topographique

C'est le cas où la surface libre est parallèle à la surface topographique du terrain. Elle est définie seulement par une distance relative à la surface topographique.

nivnap : niveau de la nappe / à la surface topographique

V.1.2.1.3. Position de la surface libre par rapport au substratum

Dans ce cas là, la surface libre est parallèle au substratum et elle est définie par une distance relative à celui-ci.

nivsub : niveau de la nappe / au substratum

V.1.2.1.4. Prise en compte du coefficient des pressions interstitielles *Ru*

Ce mode de calcul suppose que la pression interstitielle à la base d'une tranche verticale donnée est proportionnelle au poids de celle-ci. Donc, l'expression de la pression interstitielle est donnée par : $U_i = Ru W_i$

Ru : coefficient des pressions interstitielles

V.1.2.1.5. Surface libre et pressions interstitielles calculées par E.F.

En tenant compte des conditions aux limites hydrauliques, la surface libre et les pressions interstitielles seront calculées par éléments finis. Les résultats des calculs c'est-à-dire les valeurs des pressions interstitielles en certains points du domaine d'écoulement seront sauvegardés sur fichier pour être utilisés dans le calcul de stabilité.

V.1.2.2. SOL COMPLETEMENT SATURE

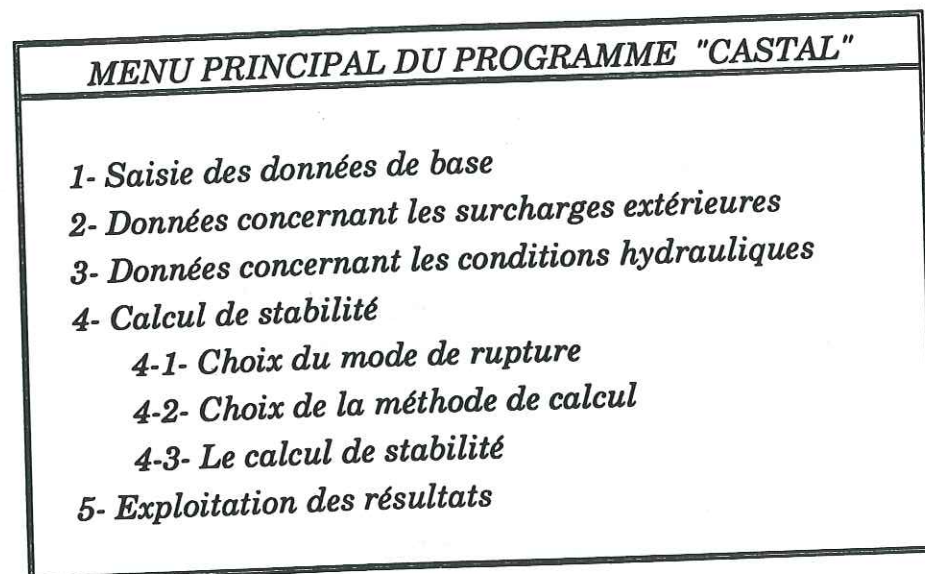
Dans ce cas, la surface libre coïncide avec la surface topographique de la pente et la pression interstitielle à la base d'une tranche donnée est prise égale au poids d'une colonne d'eau de hauteur égale à la hauteur de la tranche considérée.

V.1.2.3. SOL NON SATURE

Dans ce cas précis, on suppose que la pression interstitielle à la base d'une tranche donnée est égale à zéro.

V.1.3. ORGANIGRAMME GENERAL DU PROGRAMME CASTAL

Le programme CASTAL se compose des étapes suivantes :



V.1.3.1. SAISIE DES DONNEES DE BASE

Dans cette partie du programme, on a :

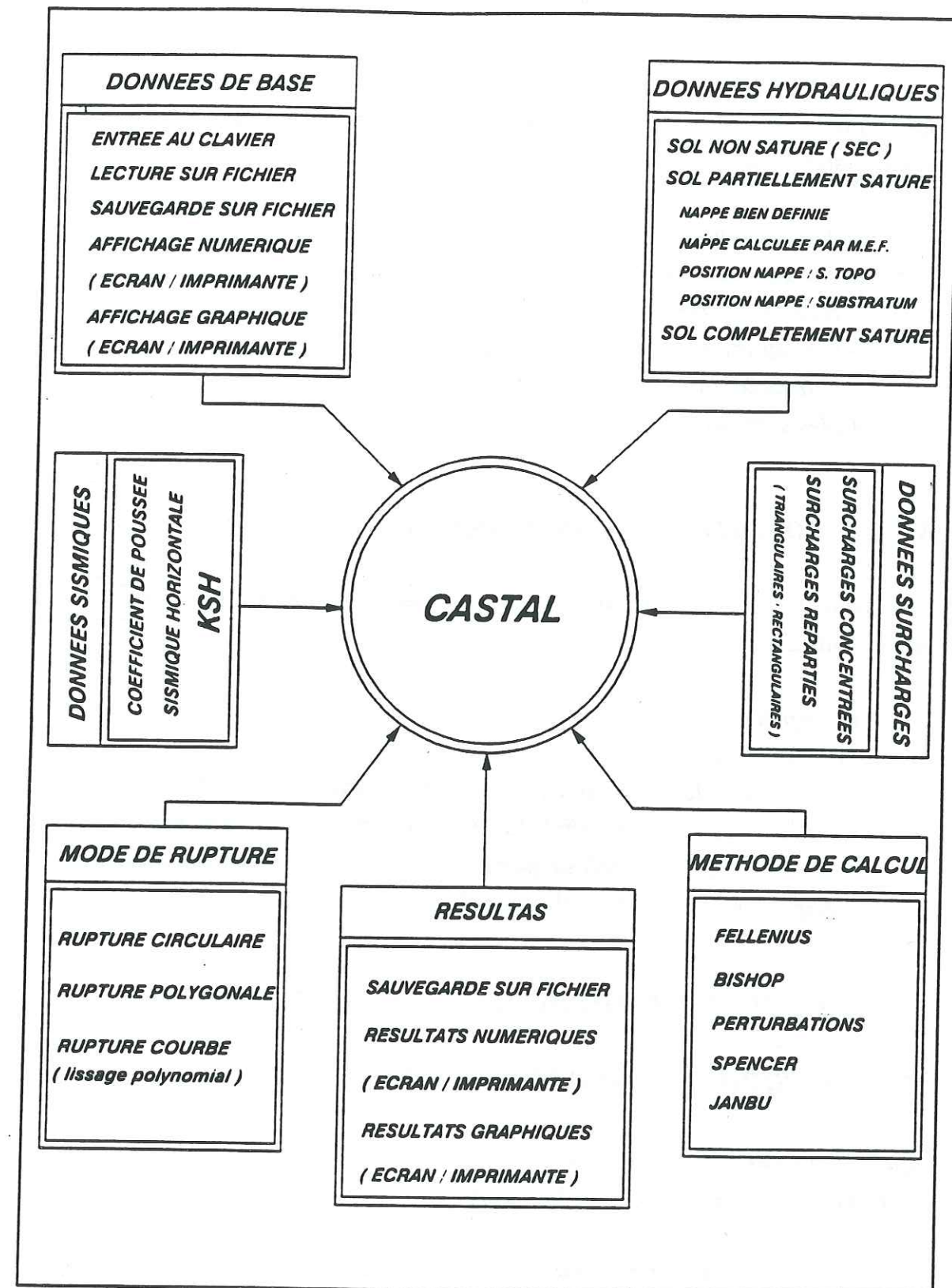
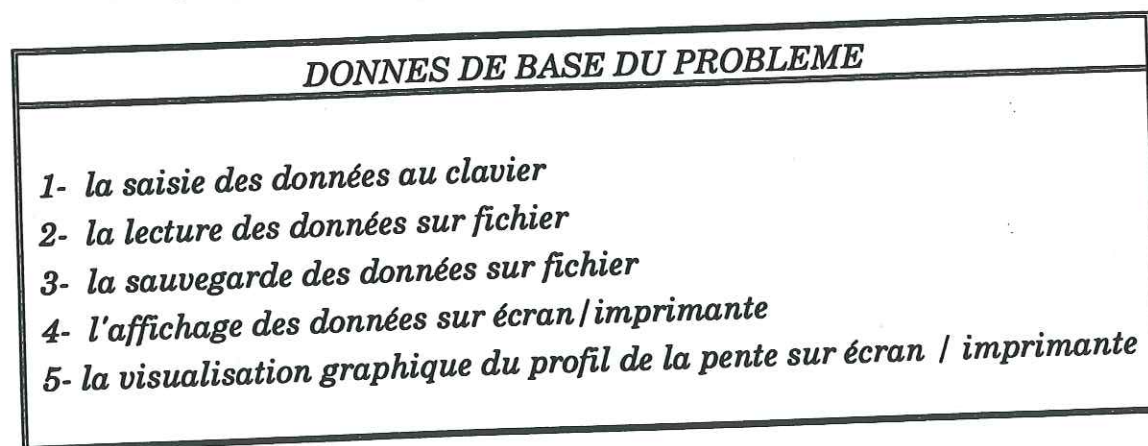


Figure V.4 - Organigramme général du programme CASTAL

V.1.3.2. SURCHARGES EXTERIEURES

Cette partie du programme, prend en compte les surcharges extérieures si elles existent sous forme de :

- * surcharges concentrées (forces et couples)
- * surcharges réparties :
 - rectangulaires
 - triangulaires
 - trapézoïdales
- * couples surcharges

V.1.3.3. CONDITIONS HYDRAULIQUES

Les conditions hydrauliques sont pris en compte si elles existent , sous forme de :

- sol complètement saturé
- sol partiellement saturé :
 - position de la nappe par rapport à la surface topographique
 - position de la nappe phréatique par rapport au substratum
 - nappe phréatique définie par un ensemble de segments droits
 - nappe phréatique calculée par éléments finis

V.1.3.4. MODES ET METHODES DE CALCUL DE STABILITE

V.1.3.4.1. CHOIX DU MODE DE RUPTURE

Après avoir définis toutes les données nécessaires à un calcul de stabilité, il faut définir à présent un mode de rupture parmi les trois modes suivants :

- A- rupture circulaire
- B- rupture polygonale
- C- rupture courbe (obtenue par un lissage polynomial)

A- rupture circulaire

Le choix de la rupture circulaire comporte les cinq types de lignes de rupture suivantes :

1- ligne de rupture définie par :

les coordonnées d'un point amont
les coordonnées d'un point aval
un rayon constant

2- ligne de rupture définie par :

les coordonnées d'un point amont
les coordonnées d'un point aval
un rayon variable

3- ligne de rupture définie par :

les coordonnées du centre du cercle de glissement
le rayon du cercle de glissement

4- ligne de rupture définie par :

les coordonnées d'un point critique (amont ou aval)
le numéro d'un segment critique et son pas de variation
un rayon variable

5- ligne de rupture définie par :

le numéro d'un segment critique aval et son pas de variation
le numéro d'un segment critique aval et son pas de variation
un rayon variable

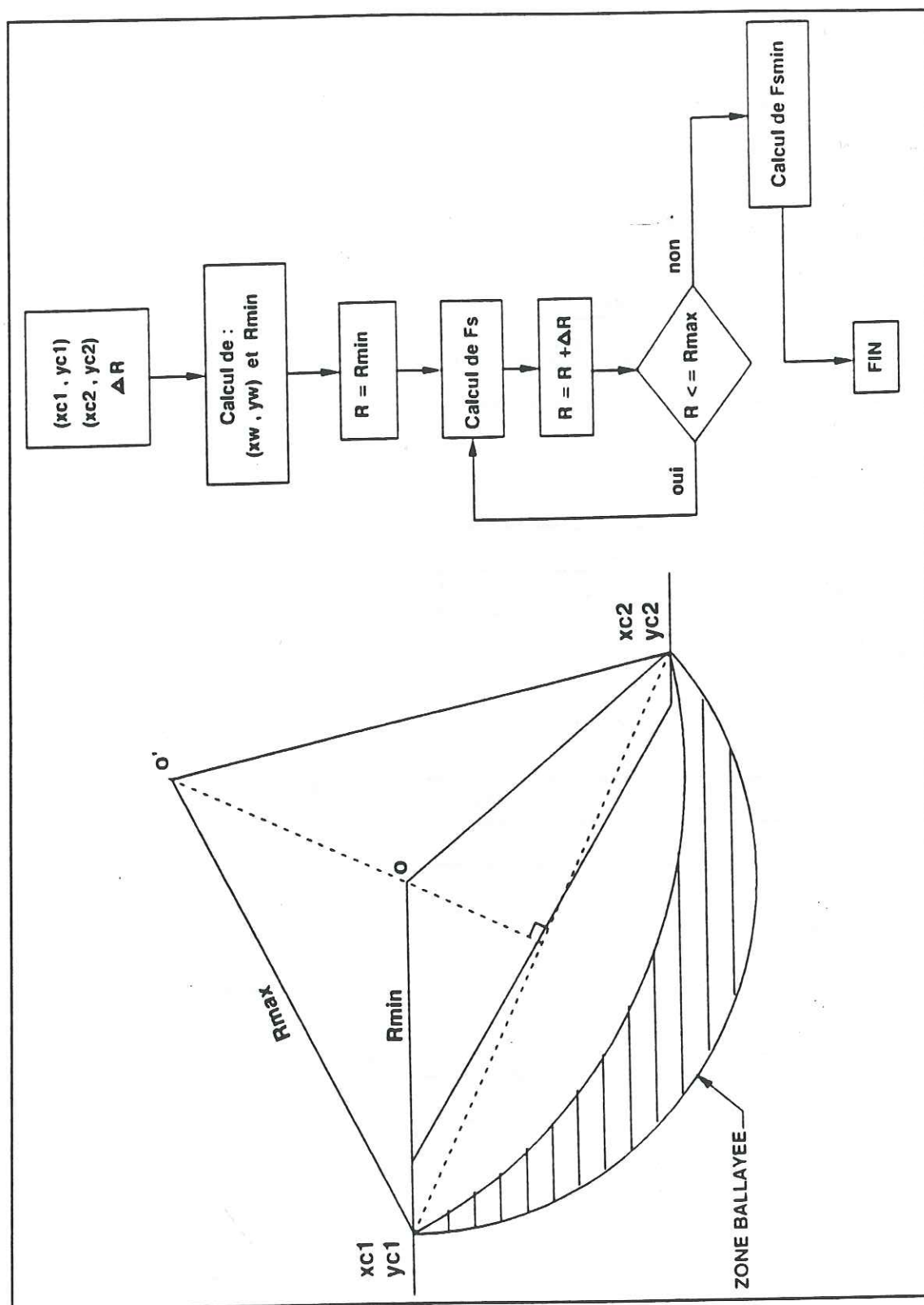


Figure V.5 - Algorithme de recherche automatique du cercle critique

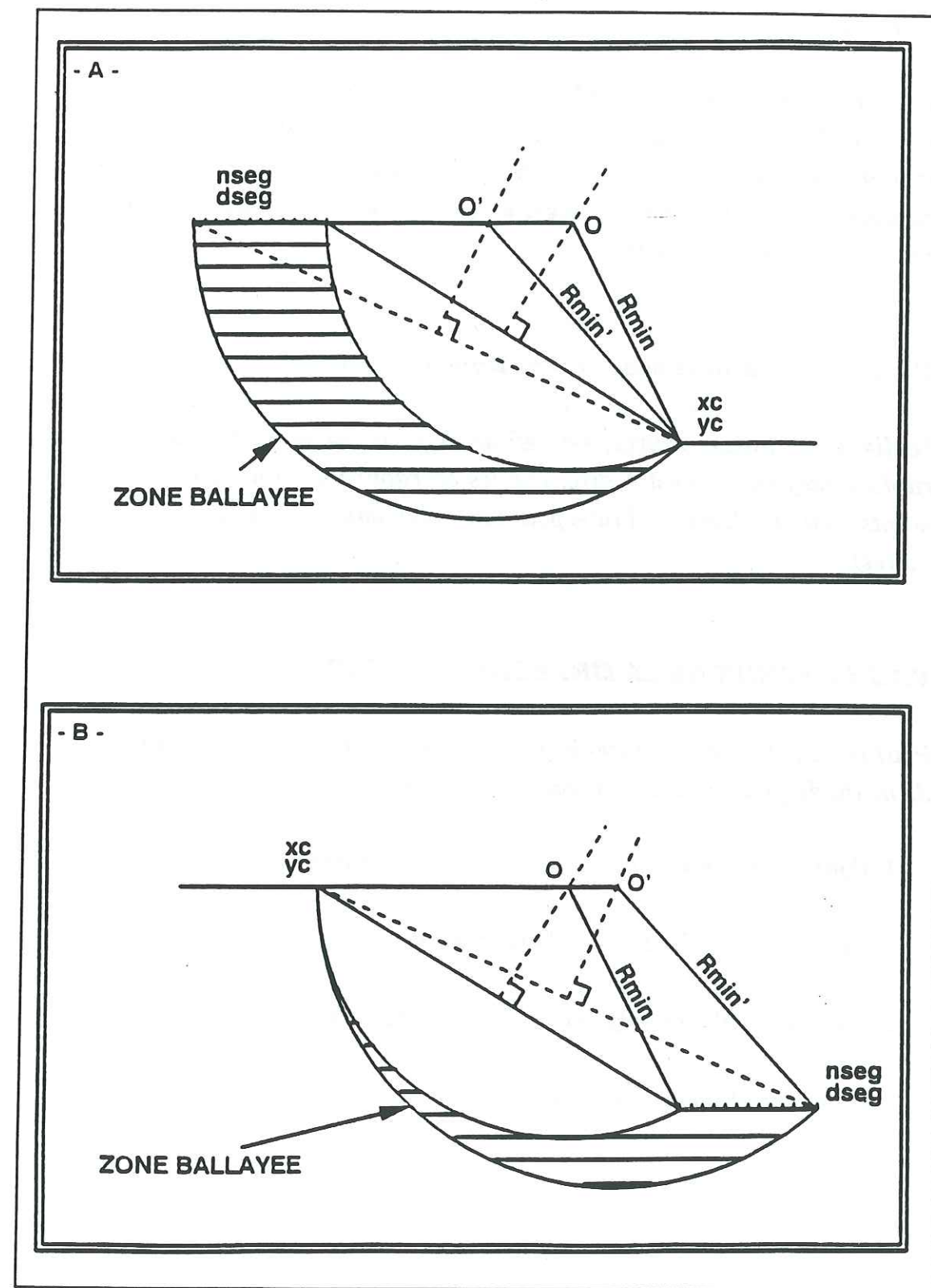


Figure V.6 - Les différents cas de ruptures circulaires

B- rupture polygonale

La ligne de rupture polygonale est définie par les coordonnées d'un certain nombre de points critiques qui peuvent être les positions des surfaces de rupture détectées par des mesures inclinométriques. Donc, la ligne de rupture polygonales est composée d'un certain nombre de segments droits qui relient ces points entre eux.

C- rupture courbe (lissage d'une ligne polygonale)

La ligne de rupture courbe, est définie de la même manière que la ligne de rupture polygonale c'est à dire, par les coordonnées d'un certain nombre de points, plus le degré de l'interpolation polynomiale (méthode des moindres carrés).

V.1.3.4.2. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

Pour chaque type de rupture, le programme CASTAL offre un certain nombre de méthodes appropriées qui sont les suivantes :

1- Pour les ruptures circulaires on a le choix entre :

Fellenius - Bishop - Perturbations - Spencer

2- Pour les ruptures polygonales et courbes, on a :

Perturbations - Spencer

V.1.3.4.3. LE CALCUL DE STABILITE

Le calcul de stabilité peut être défini pour une ligne de rupture donnée ou par une recherche automatique de la ligne de rupture la plus critique pour un cas donné. Pour les lignes de ruptures polygonales et courbes, le calcul est fait pour une ligne de rupture donnée. Par contre, pour la rupture circulaire, on a deux modes de calcul :

* calcul direct pour le premier et le troisième type de la rupture circulaire

* calcul en mode de recherche automatique de la ligne de rupture critique pour le deuxième, quatrième et cinquième type de la rupture circulaire

V.1.3.5. EXPLOITATION DES RESULTATS

La partie consacrée à l'exploitation des résultats comporte les trois manoeuvres suivantes :

EXPLOITATION DES RESULTATS

- 1- Sauvegarde des résultats sur fichier
- 2- Affichage des résultats sur écran / imprimante
- 3- Visualisation graphique sur écran / imprimante

V.2. PROGRAMME HYDROMEF

INTRODUCTION

Ce programme est une application de la méthode des éléments finis aux problèmes d'écoulements permanents à travers un milieu poreux saturé (écoulements à surface libre).

Le programme *HYDROMEF*, permet de calculer les pressions interstitielles dans le sol à partir d'un calcul hydraulique appliqué sur un domaine d'écoulement défini par un maillage initial et des conditions aux limites hydrauliques. Ce programme sera utilisé pour le calcul des pressions interstitielles du programme de calcul de stabilité *CASTAL*.

V.2.1. ORGANIGRAMME GENERAL DU PROGRAMME HYDROMEF

Le programme *HYDROMEF*, dans son ensemble se compose des parties suivantes : (voir Figure V.7)

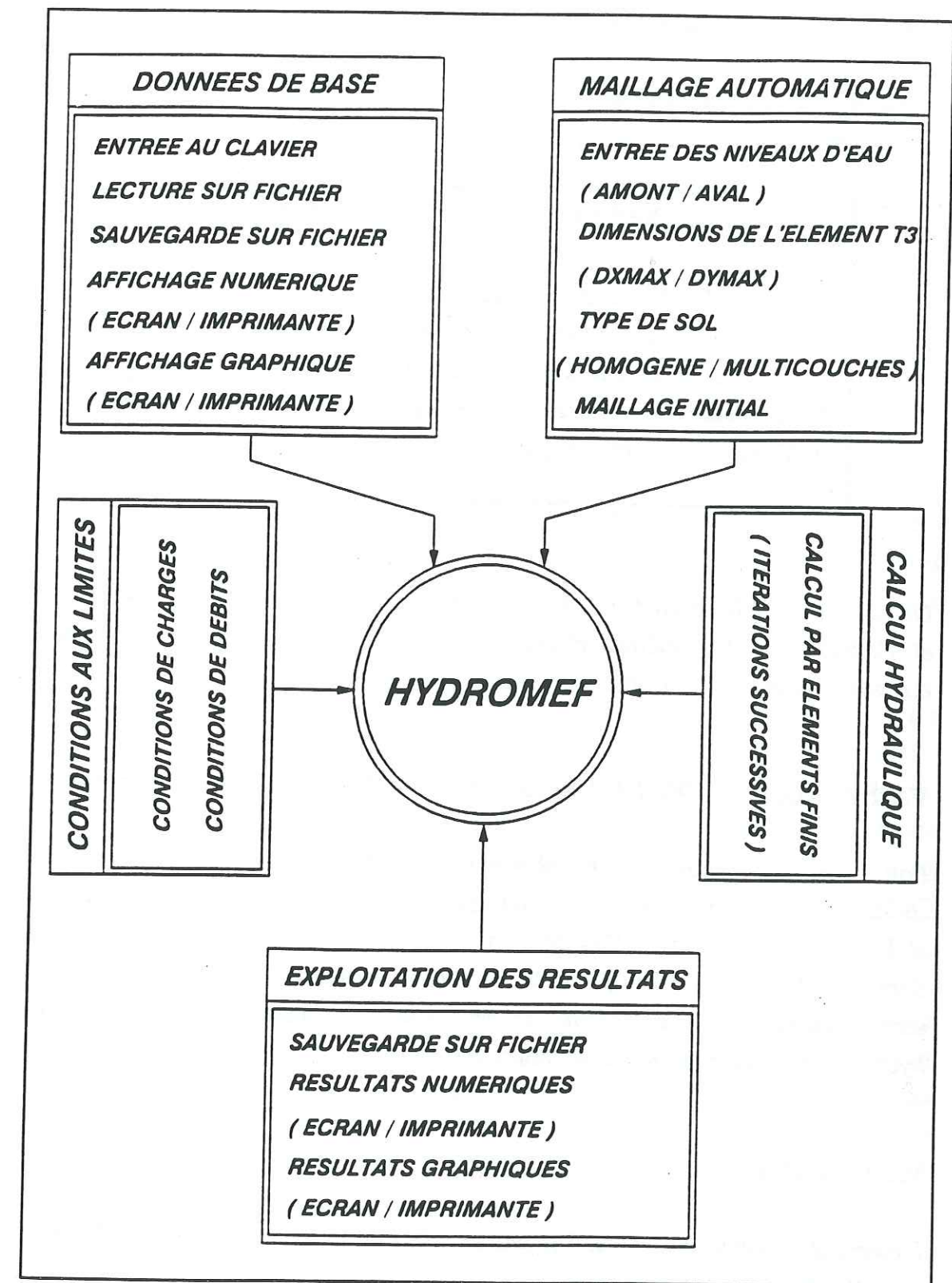
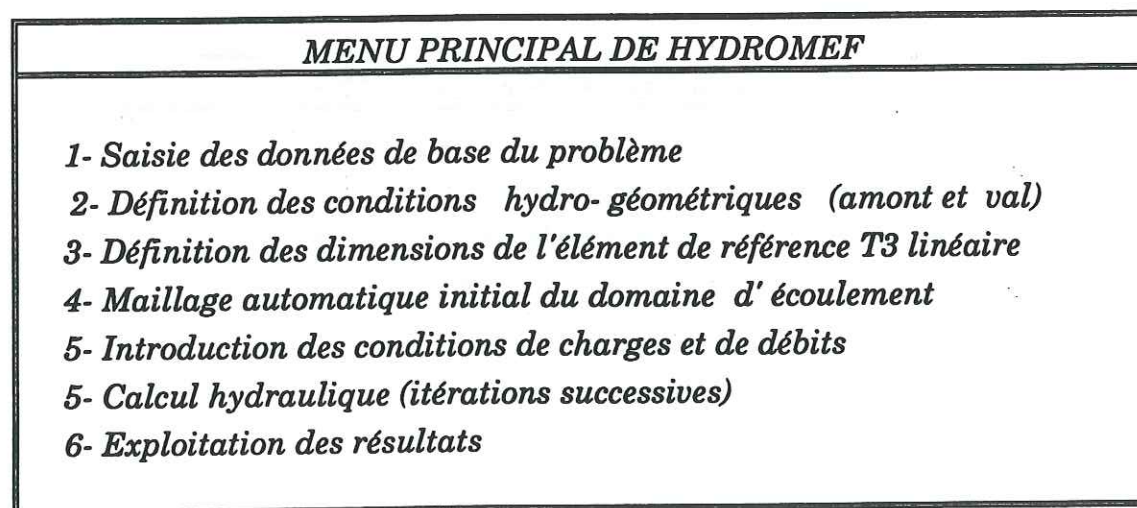


Figure V.7 - Organigramme général du programme *HYDROMEF*

V.2.1.1. SAISIE DES DONNEES DE BASE DU PROBLEME

La saisie des donnée est réalisée par l'intermédiaire des procédures suivantes :

DONNEES DE BASE DU PROBLEME
1 - Saisie des données au clavier
2 - Sauvegarde des données sur fichier
3 - Lecture des données à partir d'un fichier
4 - Affichage des données sur écran / imprimante
5 - Visualisation graphique sur écran / imprimante

On signale, que les données de base pour les deux programmes (HYDROMEF et CASTAL) sont les mêmes, c'est à dire que le même fichier de données peut être utilisé par les deux programmes.

V.2.1.2. CONDITIONS AUX LIMITES HYDRO-GEOMETRIQUES

Pour des cas typiques d'écoulements permanents à surface libre, les conditions aux limites hydro-géométriques signifient, le niveau d'eau amont et le niveau d'eau aval. Ces deux données sont nécessaire pour définir le domaine d'écoulement et faire le maillage automatique initial. Elle vont servir aussi pour le calcul automatique des conditions de charges hydrauliques dans les noeuds considérés.

V.2.1.3. DIMENSIONS DE L'ELEMENT T3 (linéaire)

L'élément de référence est défini par sa largeur et sa hauteur. Cette largeur et cette hauteur représentent respectivement ; la largeur et la hauteur maximale que peut avoir l'élément réel.

V.2.1.4. LE MAILLAGE AUTOMATIQUE INITIAL

A partir des données citées ci-dessus, on peut faire un maillage automatique initial du domaine d'écoulement. Le résultat de ce maillage nous donne, le nombre d'éléments total, le nombre de noeuds total, les connectivités des éléments et les caractéristiques hydrauliques pour chaque élément.

La génération automatique du maillage initial peut se résumée par les différentes étapes suivantes (voir Figure IV.8) :

1 - Découpage du domaine à étudier en sections verticales principales, qui passent par les noeuds géométriques (mêmes abscisses que celles-ci) .

2 - Les sections verticales principales forment entre elles des tranches verticales principales qui seront divisées en sections verticales élémentaires qui forment entre elles aussi des tranches verticales élémentaires de largeur inférieure ou égale à la largeur de l'élément de référence T3.

3 - Pour chaque section verticale élémentaire nous allons calculer les ordonnées d'intersection avec les segments des couches géologiques ainsi , toute section verticales élémentaire sera divisée en plusieurs segments droits. En tenant compte de la hauteur de l'élément de référence T3, nous pouvons découper chaque segment en petits segments de dimension inférieure à la hauteur de l'élément de référence et qui représentent les cotés des élément T3 réels.

4 - Finalement, chaque section verticale principales sera composée par un certain nombre de noeuds qui représentent les noeuds des élément T3 réels et dont les coordonnées sont bien connues. Par un algorithme bien choisi, nous pouvons connecter ces noeuds pour former des éléments T3 linéaires et calculer le nombre de noeud total, le nombre d'éléments total et les conductivités hydrauliques de chaque élément.

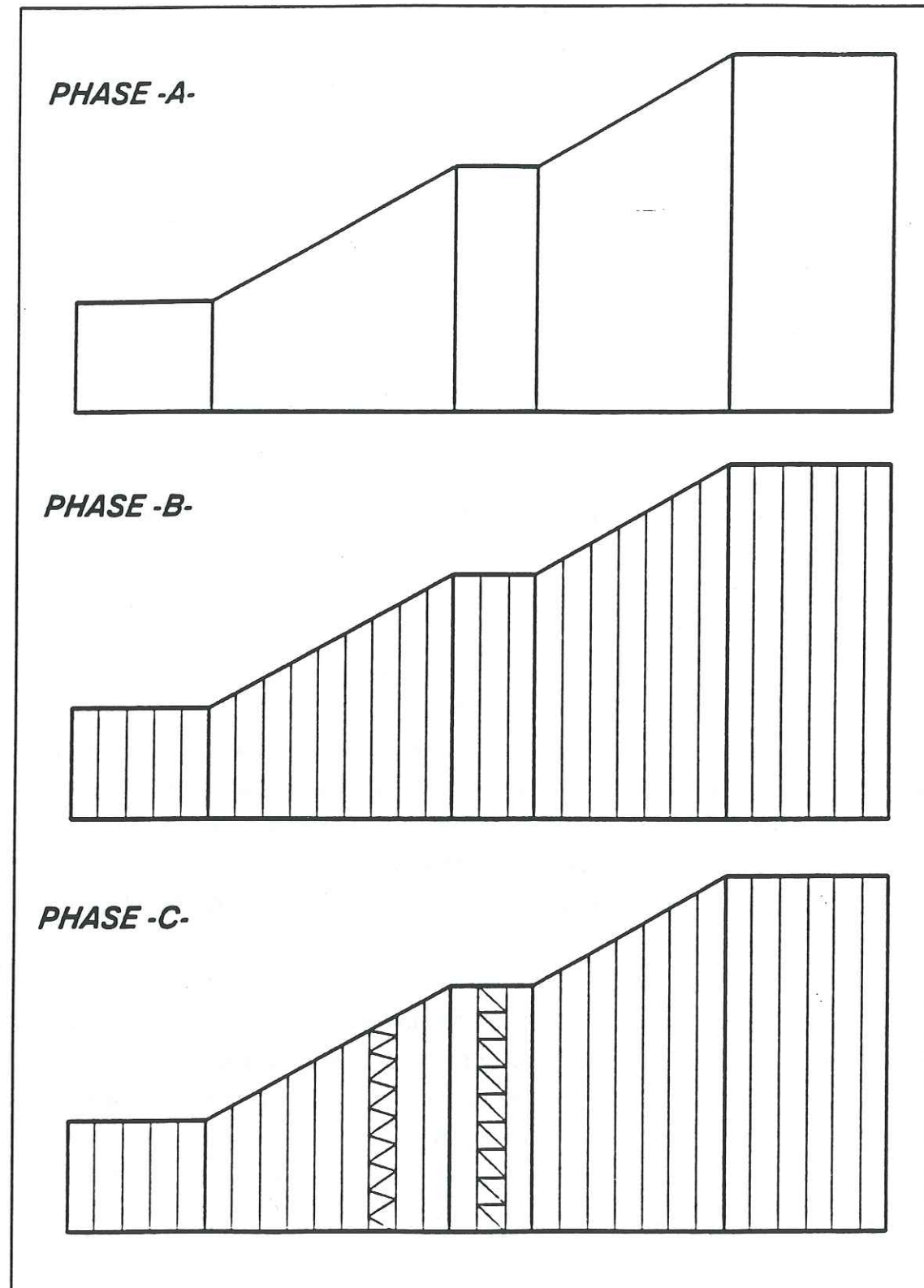


Figure V.8 - Procédure de maillage automatique (Sol homogène)

V.2.1.5. PRISE EN COMPTE DES CONDITIONS AUX LIMITES

Les conditions de charges hydrauliques sont déduites automatiquement à partir des données du maillage initial et des conditions hydro-géométriques. Par contre, les conditions de débits seront introduites au clavier.

V.2.1.6. CALCUL HYDRAULIQUE

A partir d'un maillage initial du domaine à étudier, on se fixe une position arbitraire de la surface libre (horizontale de préférence), pour laquelle, la condition de flux nul est une condition implicite (bord libre), et ajuster la position des noeuds qui forment la surface libre après chaque itération en satisfaisant la condition de charge $H(x, y) = Y(x, y)$. Cela s'obtient en faisant un rabattement de la surface libre tel que la condition de charge soit satisfaite pour chaque noeud.

Algorithme de déformation du maillage durant le calcul

Le principe consiste non seulement à déplacer les noeuds de la surface libre, mais aussi tout les noeuds qui se trouvent en dessous sauf le noeuds le plus bas qui doit rester fixe. Quant on déplace le noeud supérieur on replacera tout les noeuds qui se trouve en dessous (sur la même verticale) telle que la distance entre noeuds (de la même verticale) doit être égale.

V.2.1.7. EXPLOITATION DES RESULTATS

Après avoir terminé le calcul hydraulique, les résultats seront traités de la manière suivante :

EXPLOITATION DES RESULTATS
1- Sauvegarde des résultats sur fichier 2- Affichage des résultats sur écran / imprimante 3- Visualisation graphique sur écran / imprimante

- 1- Sauvegarde des résultats sur fichier
- 2- Affichage des résultats sur écran / imprimante
- 3- Visualisation graphique sur écran / imprimante

V.3. EXEMPLES D'APPLICATIONS

Dans ce paragraphe nous allons essayer de mettre en oeuvre les deux programmes en application (HYDROMEF et CASTAL) pour voir leurs performances et leurs limites d'application. Nous allons traiter des exemples simples et typiques pour le calcul hydraulique et l'analyse de stabilité des pentes.

V.3.1. APPLICATION DU PROGRAMME "HYDROMEF"

Pour ce programme nous allons faire deux application simples d'écoulement d'eau à travers un milieu poreux homogène et saturé. Pour les données du problème on suppose que le sol est saturé et isotrope et qu'on a :

pour l'exemple numéro 1 :

- | un niveau d'eau amont de 13 m ;
- | un niveau aval de 5 m ;

pour l'exemple numéro 2 :

- | un niveau d'eau amont de 8 m ;
- | un niveau d'eau aval de 3 m

Les résultats du maillage initial et la solution finale après calcul en éléments finis sont donnés par les Figures V.9 et V.10 .

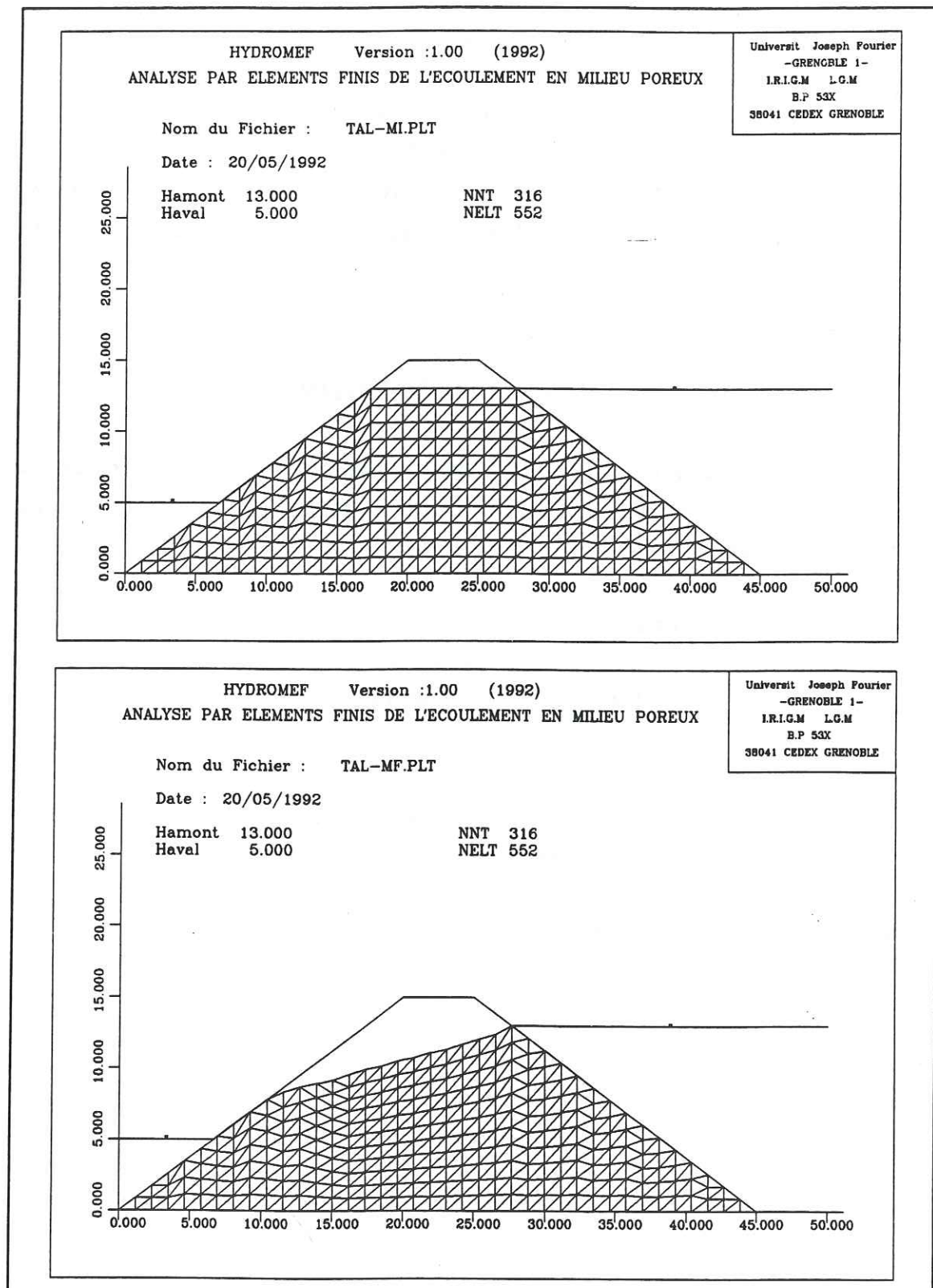


Figure V.9 - Exemple d'application numéro 1 "HYDROMEF"

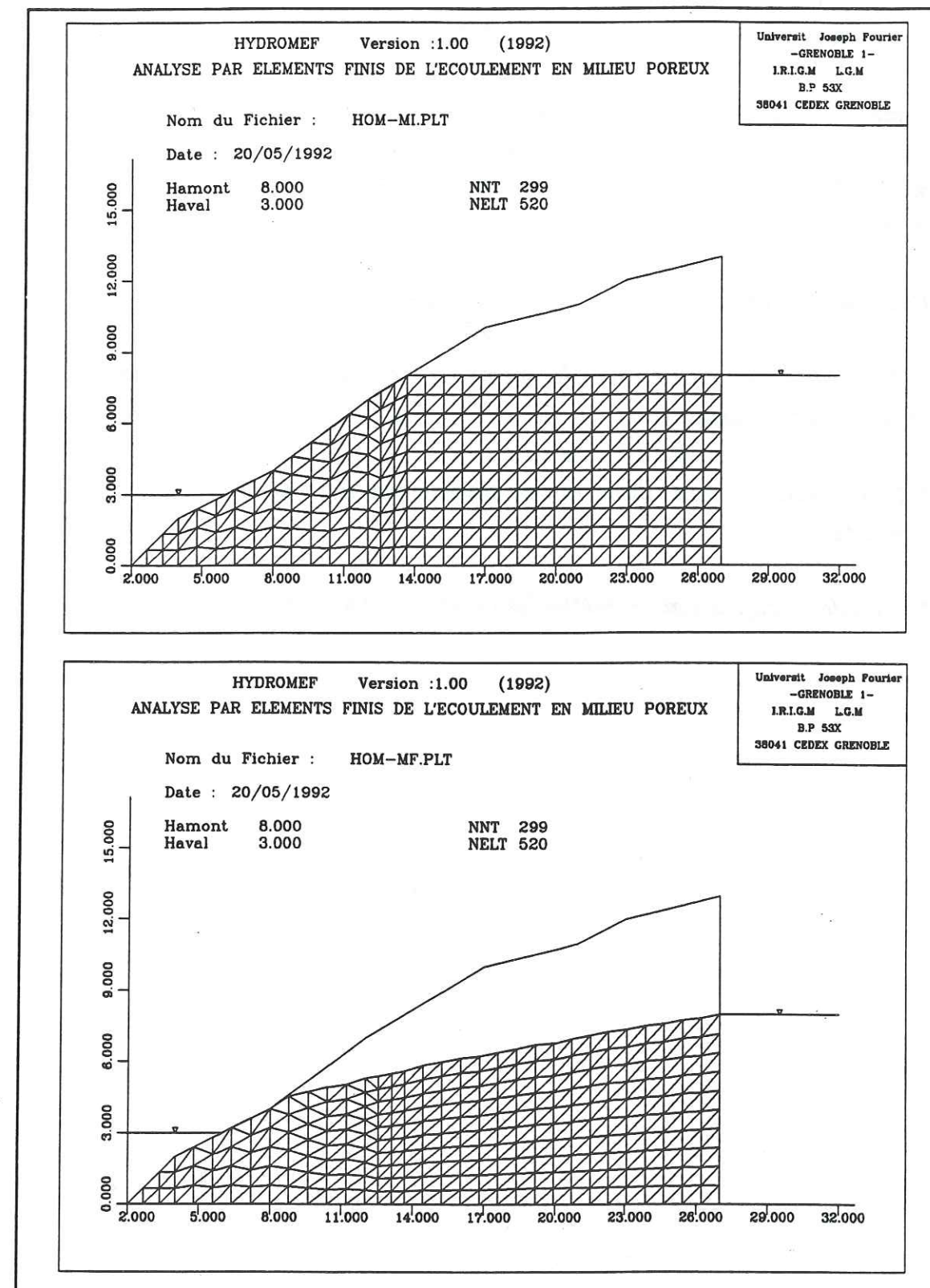


Figure V.10 - Exemple d'application numéro 2 "HYDROMEF"

V.3.2. APPLICATION DU PROGRAMME "CASTAL"

Dans ces applications nous allons étudier l'analyse de stabilité pour deux cas typiques (sol homogène et sol multicouches) pour voir l'influence des modes de ruptures et des pressions interstitielle sur le résultat d'analyse de stabilité.

Pour chaque application, nous allons décrire :

- * le profil géométrique de la pente et les données géotechniques des différentes couches de sols.
- * la présence ou non d'une nappe phréatique et sous quelle forme elle se présente
- * le mode de rupture et les méthodes de calcul appropriées

V.3.2.1. EXEMPLE DE SOL HOMOGENE

Cet exemple montre un cas typique de sol homogène avec les caractéristiques mécaniques suivantes :

Cohésion du sol : 75 kPa
Angle de frottement du sol : 27°
Poids volumique : 19 kN/m³

Pour montrer l'influence des pressions interstitielles sur la stabilité des pentes, nous avons traité dans cet exemple les différents cas suivants :

- sol sec
- sol complètement saturé
- surface libre à 5 m par rapport à la surface topographique
- surface libre définie par un ensemble de points
- pressions interstitielles proportionnelles aux poids des tranches $Ru = 0.20$
 Ru : coefficient des pressions interstitielles
- surface libre et pressions interstitielles calculées par éléments finis

En ce qui concerne le mode de rupture, nous avons traité les trois modes de ruptures suivant :

- rupture circulaire
- rupture polygonale
- rupture courbe (lissage polynomial "moindre carrés")

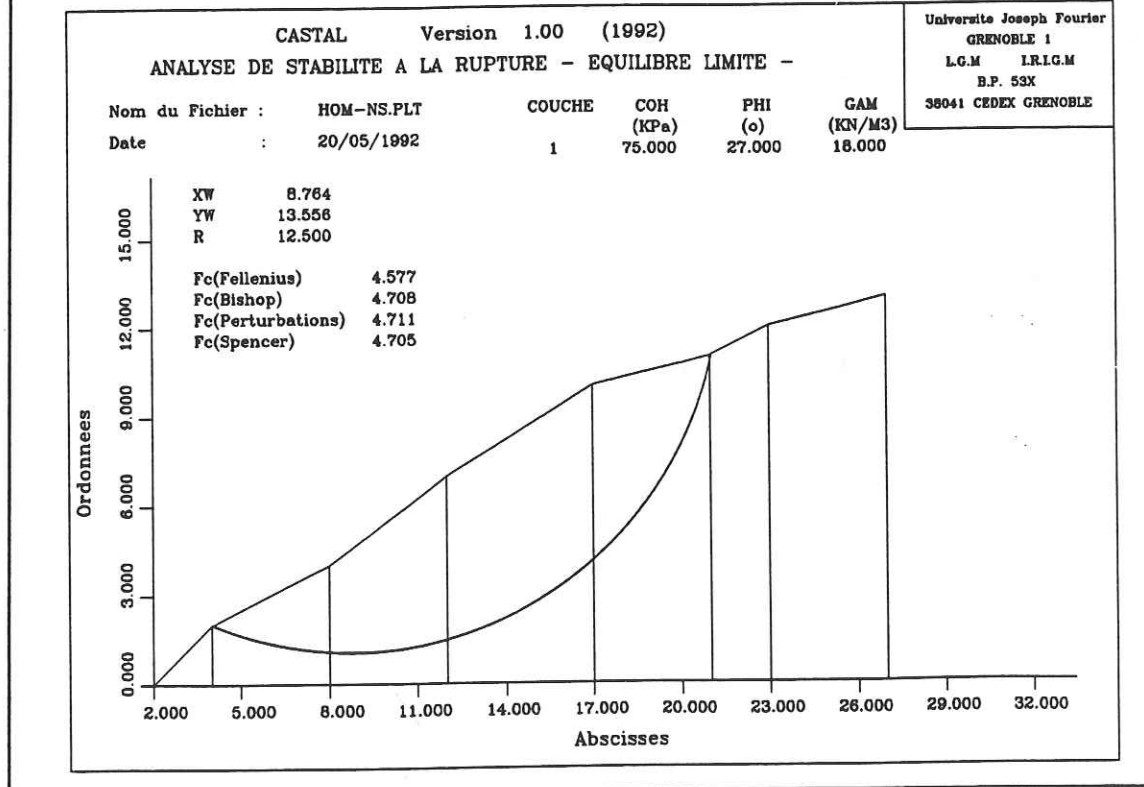
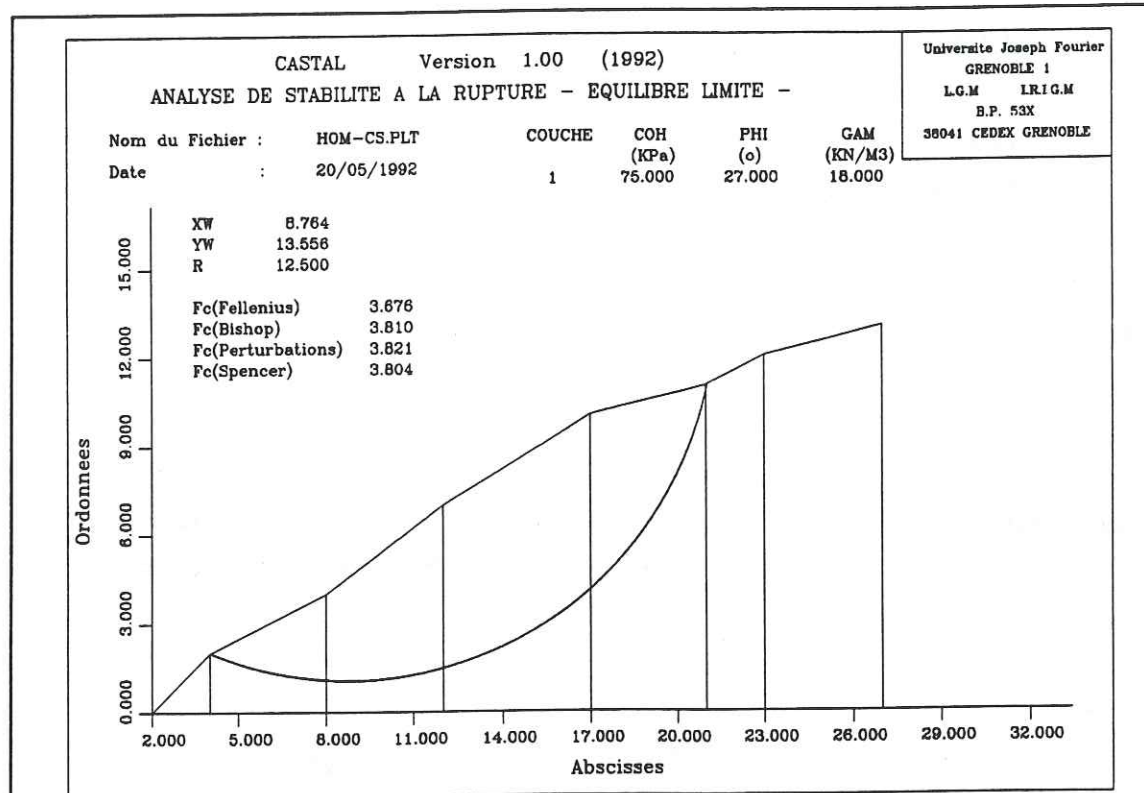


Figure V.11 - Analyse de stabilité en rupture circulaire - Exemple 1 -
Cas de sol complètement saturé et sol non saturé

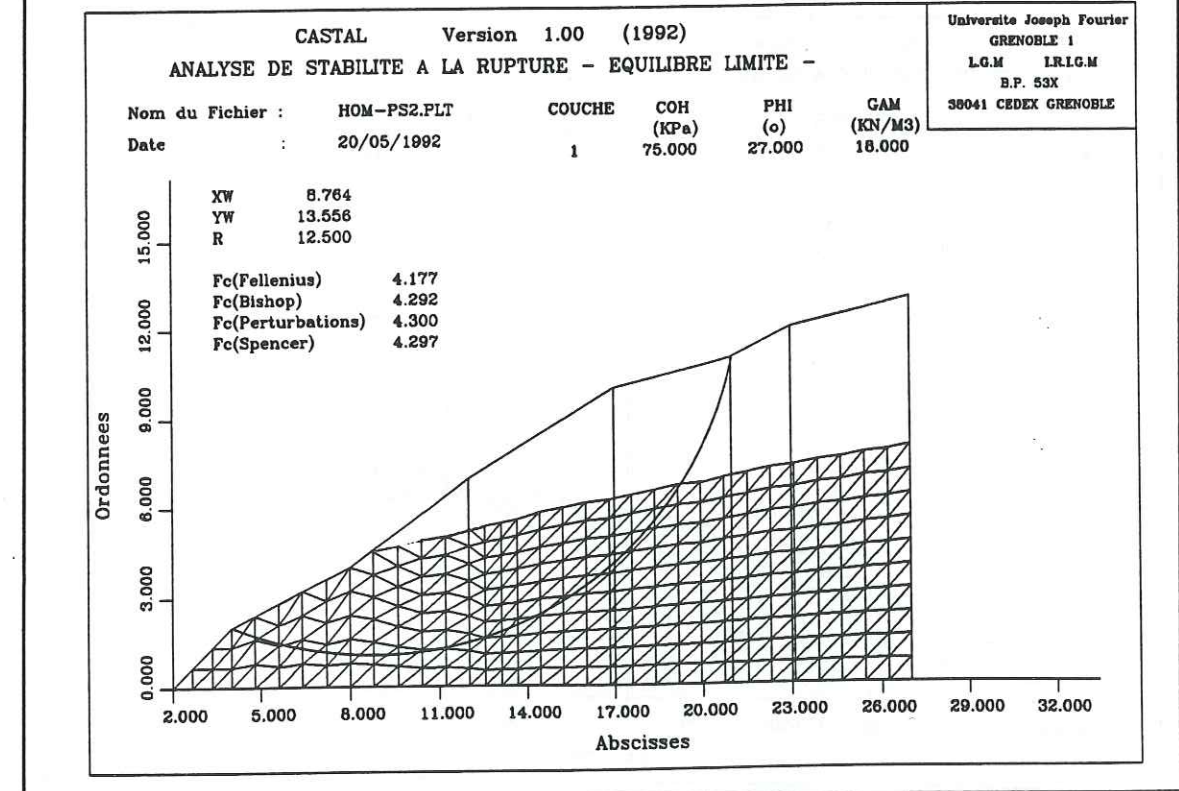
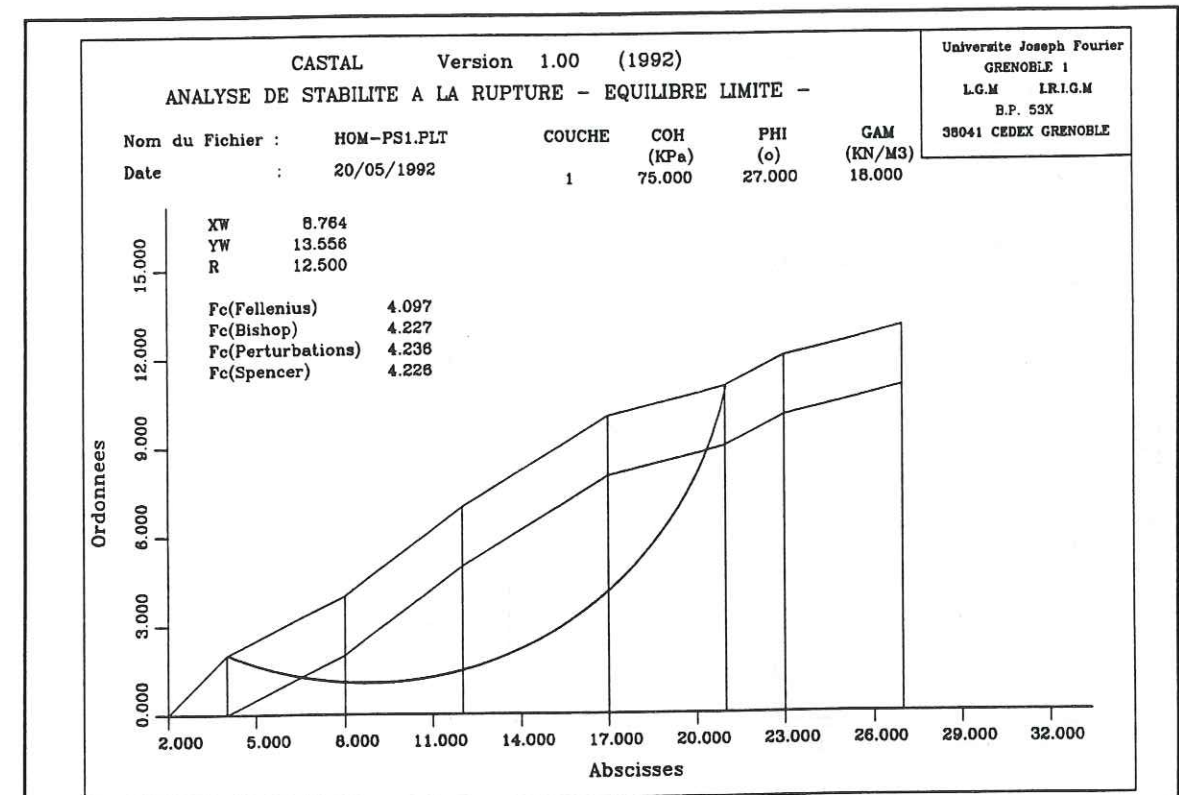


Figure V.12 - Analyse de stabilité en rupture circulaire - Exemple 1 -
Cas de sol partiellement saturé 1

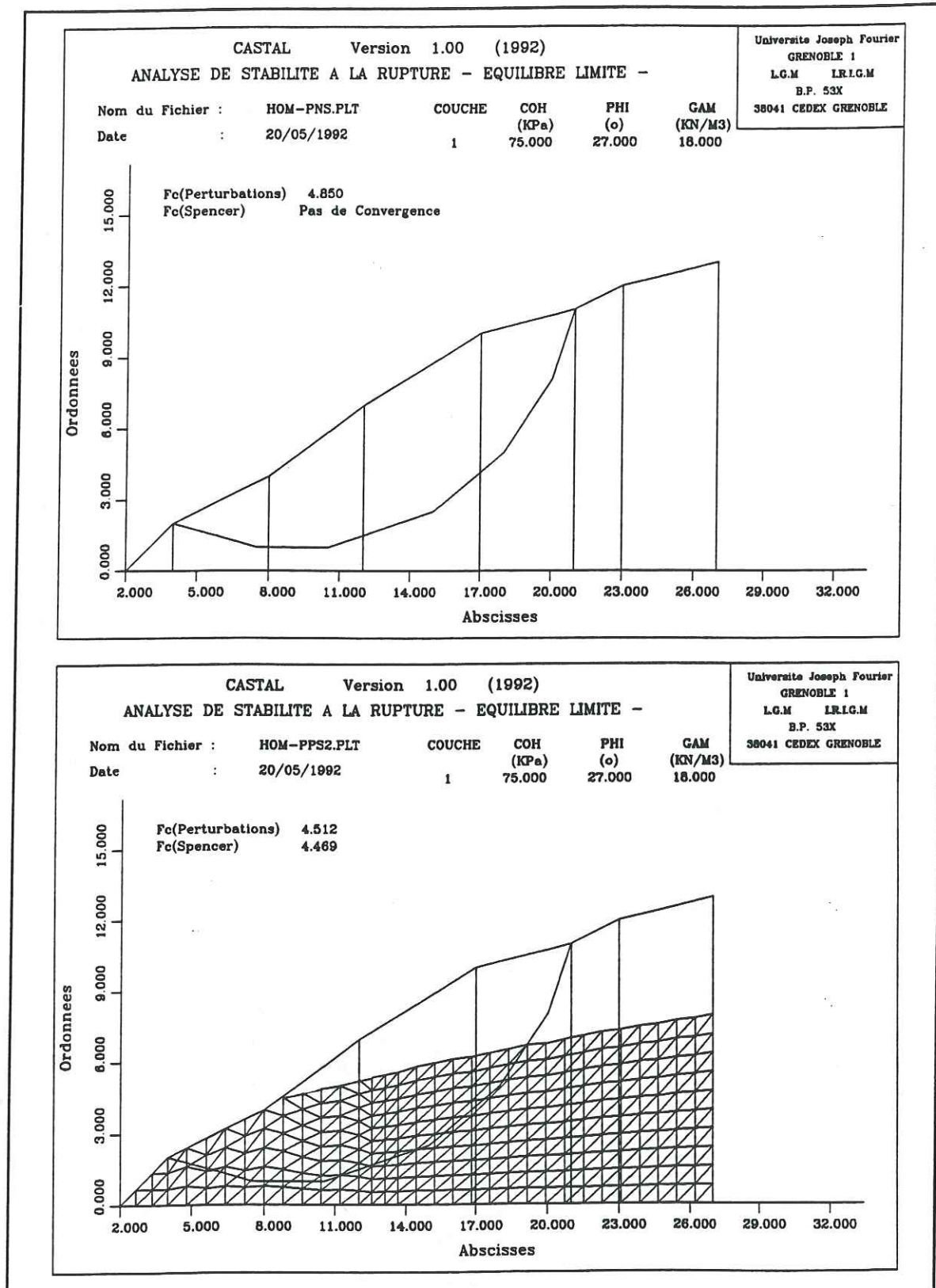


Figure V.14 - Analyse de stabilité en rupture polygonale - Exemple 1 -
Cas de sol partiellement saturé et sol non saturé

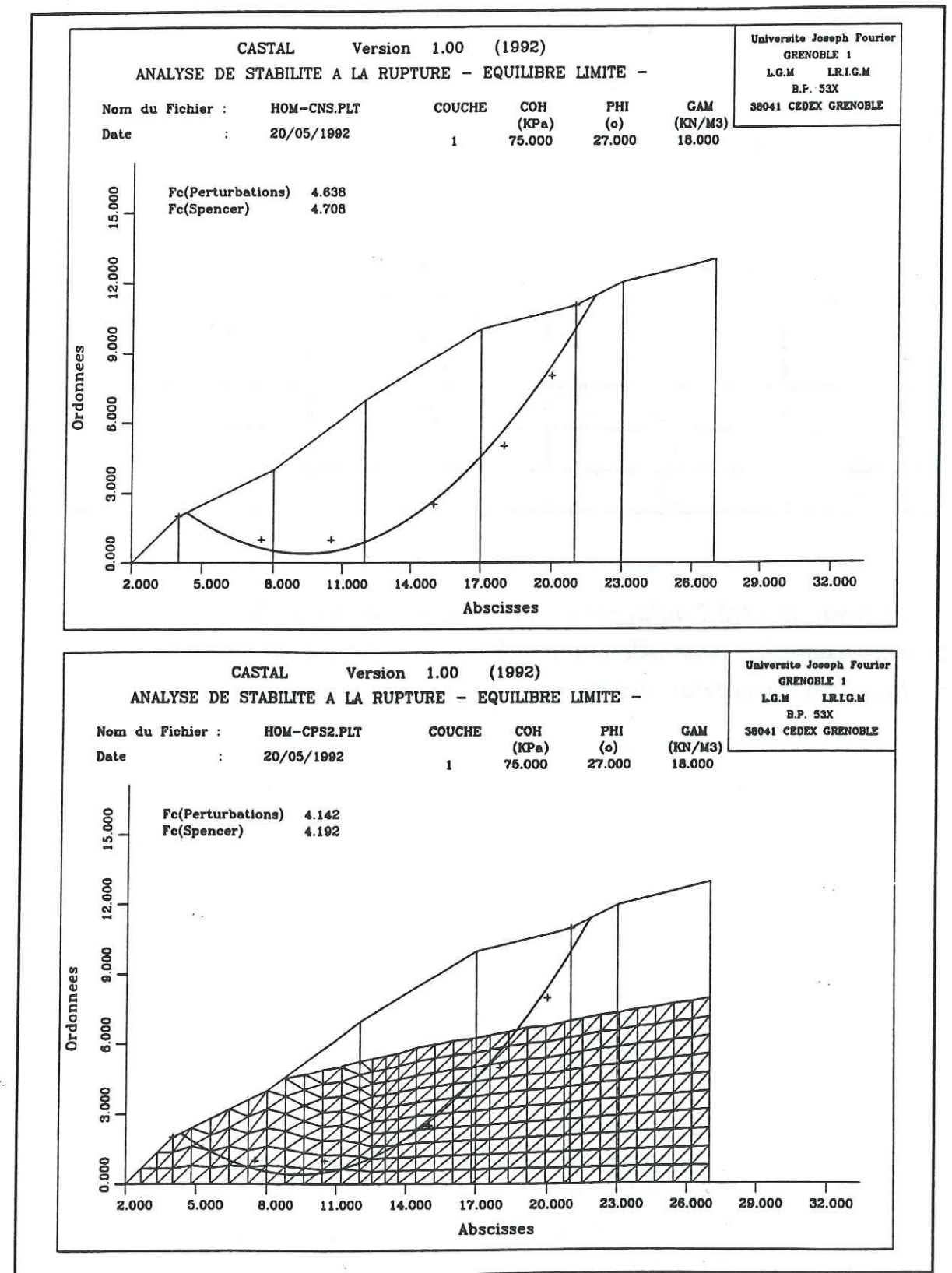


Figure V.15 - Analyse de stabilité en rupture quelconque - Exemple 1 -
Cas de sol partiellement saturé et sol non saturé

V.3.2.2. EXEMPLE DE SOL MULTICOUCHES

Ce deuxième exemple traite le cas typique d'un sol multicouches composé de trois couches de sols différentes et dont les caractéristiques mécaniques sont les suivantes :

couches	cohésion [kPa]	angle de frottement [°]	pooids volumique [kN/m ³]
1	75	27	18
2	50	28	19
3	55	31	21

Après avoir montré l'influence de l'eau sur la stabilité des pentes dans le premier exemple , nous allons faire de même pour cet exemple, en traitant quelques cas précédents des trois modes de ruptures.

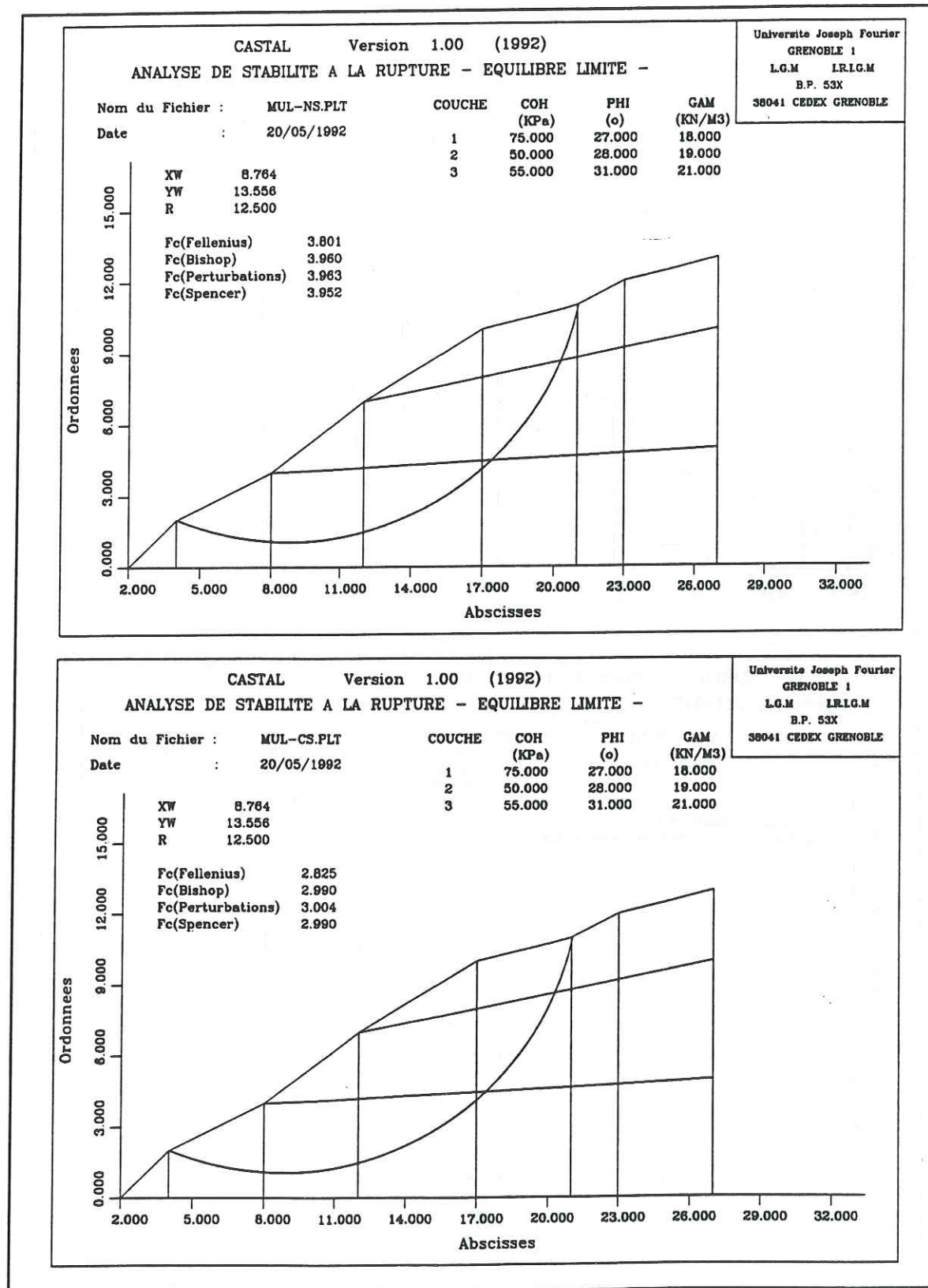


Figure V.16 - Analyse de stabilité en rupture circulaire - Exemple 2 - Cas de sol non saturé et sol partiellement saturé

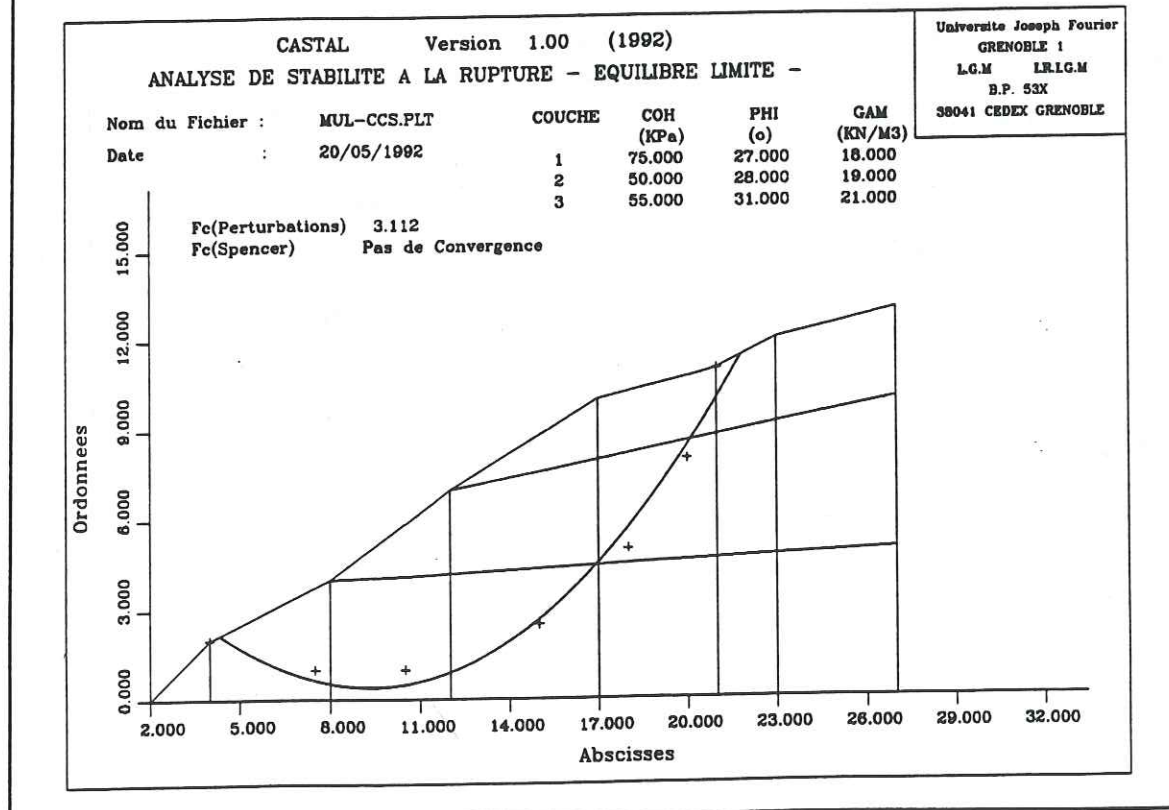
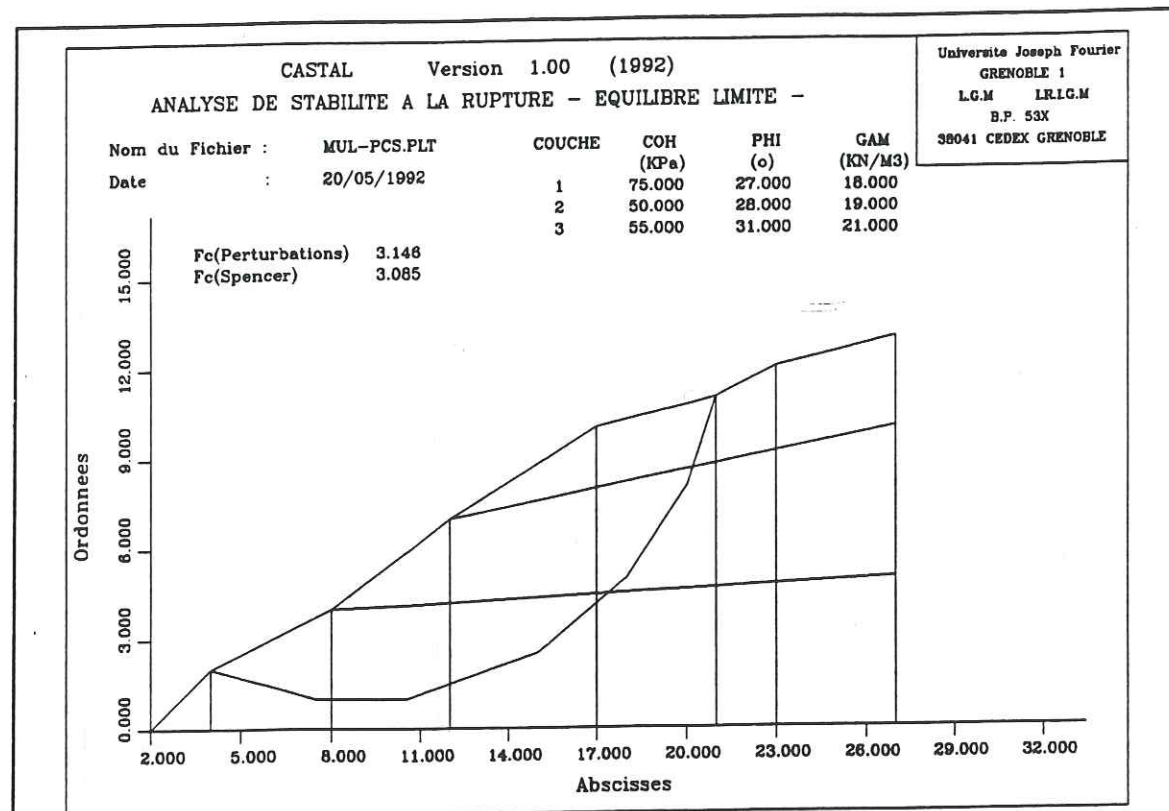


Figure V.17 - Analyse de stabilité pour un sol non saturé - Exemple 2 - rupture polygonale et rupture quelconque (lissage)

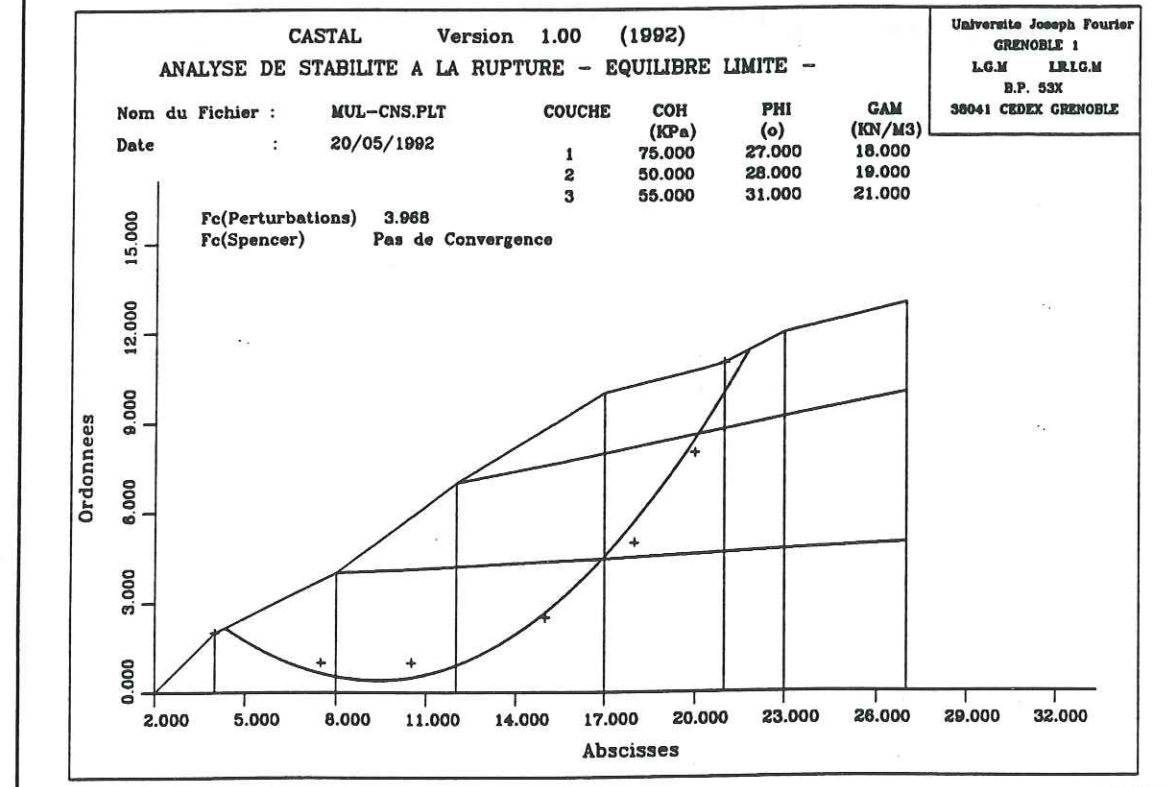
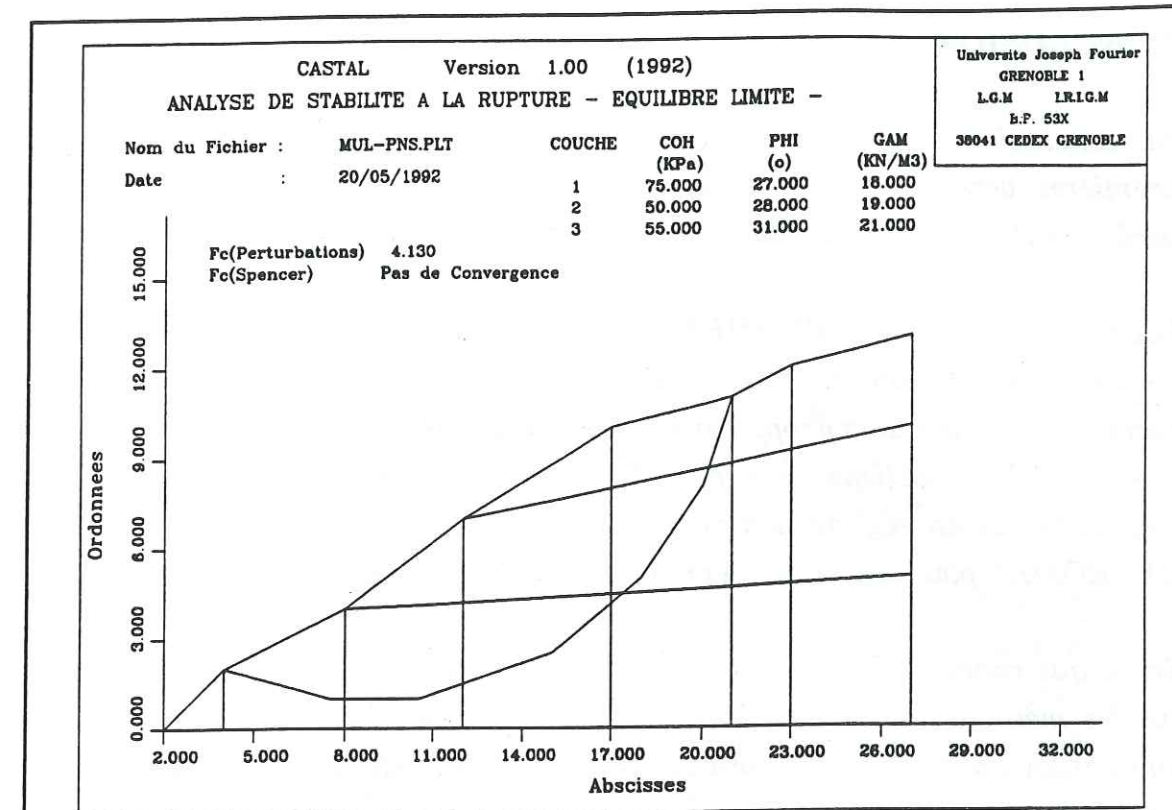


Figure V.18 - Analyse de stabilité pour un sol saturé - Exemple 2 - rupture polygonale et rupture quelconque (lissage)

CONCLUSION

En conclusion, nous pouvons dire que nos deux programmes dans leurs premières versions, nous ont donné satisfaction et pour les rendre plus performants, quelques améliorations et modifications s'imposent.

Pour le programme HYDROMEF, en restant toujours en régime permanent, nous pouvons lui rajouter plus tard quelques options sur la nature du milieu poreux (isotropie - anisotropie) et sur les conditions aux limites du problème. Avec tous les problèmes que nous pouvons rencontrer en étudiant le cas d'écoulements en régime non-permanent, le développement du programme HYDROMEF pour ces écoulements nous paraît nécessaire.

En ce qui concerne le programme principal (CASTAL), nous pouvons dire que les méthodes d'analyse de stabilité qui ont été choisies (programmées) sont satisfaisantes et l'amélioration pourra se faire au niveau du choix des lignes de ruptures (combinaison entre lignes droites, arcs de cercles et courbes obtenues par lissage).

CONCLUSION GENERALE

La prévention des risques naturels et en particulier les glissements de terrains naturels, fait partie des responsabilités des pouvoirs publics. Pour cela, notre travail vient renforcer le dispositif de prévention déjà existant, pour permettre à ces pouvoirs, de prendre les décisions qui s'imposent au bon moment, pour prévenir les gens des risques d'instabilité.

Au cours de notre travail de thèse, nous avons proposé une méthode de prévision basée essentiellement sur l'analyse des résultats des mesures inclinométriques et les résultats des essais de laboratoire (triaxial). Nous avons choisi comme critère d'alerte, la déformation du sol qui correspond au pic de cisaillement (Essai Triaxial).

Cette méthode de prévision n'est applicable que pour les sites qui sont instrumentés par inclinométrie. Son application nécessite une surveillance sur une période plus ou moins longue pour permettre d'avoir une bonne prévision dans le temps.

L'application de cette méthode sur deux sites instables (chapitre IV) dans la région du Trièves, nous a permis de faire des prévisions dans le temps sur les deux sites (la validation de cette méthode nécessite des applications sur un grand nombre de sites). Vu le manque de terrains instables instrumentés par inclinométrie et dont le glissement c'est déjà produit, la validation de cette méthode reste à vérifier dans l'avenir.

L'analyse de prévision sur le site d'Avignonnet a montré, que dans les 13 prochaines années, le risque de glissement profond (surface à 43.00 m) est réel, et qu'il faut s'attendre à un grand glissement (type Harmalière 1981). Par contre, le site de Ponsonnas nous paraît moins dangereux que celui d'Avignonnet mais le risque de rupture est le même.

En ce qui concerne les deux programmes informatiques (CASTAL et HYDROMEF) dans leur première version, ils peuvent être développés dans l'avenir pour devenir plus performants, en particulier, le programme HYDROMEF qui peut être généralisé aux cas d'écoulements en régime permanent et non-permanent avec plus de complexité (anisotropie de perméabilité).

L'intérêt de ces deux programmes, est de mettre à la disposition de l'utilisateur un outils d'analyse de stabilité qui comprend plusieurs options de calcul, en particulier , le choix de la ligne de rupture et la méthode de calcul de stabilité, sans oublier les options de calcul des pressions interstitielles. L'originalité ou la nouveauté du programme d'analyse de stabilité (CASTAL) réside dans sa capacité d'intégration du programme hydraulique (HYDROMEF) pour le calcul des pressions interstitielles par éléments finis.

En conclusion, au cours de cette étude d'analyse et de prévision nous avons traité les sujets suivants :

Au chapitre I, nous avons présenté une revue générale de l'arsenal numérique sur lequel est basé toute notre analyse de stabilité (analyse à la rupture). Ces méthodes de calcul de stabilité ont été utilisées dans le programme CASTAL (chapitre V).

Le chapitre IV à été consacré à l'étude de l'influence de quelques paramètres sur la stabilité des versants naturels. Nous avons montré l'influence du changement du profil topographique, des pressions interstitielles et des vitesses de déplacement.

Dans le chapitre III, nous avons vu les principales méthodes de prévision avec lesquelles nous pouvons détecter les mouvements en surface (topographie) et les mouvement en profondeur (inclinométrie). Nous avons expliqué comment étudier le comportement du sol grâce aux essais de laboratoire (triaxial) sur des échantillons de sol prélevés sur le terrain. En fin du chapitre, nous avons présenté notre méthode de prévision.

Le quatrième chapitre à été consacré exclusivement à l'application de notre méthode de prévision à deux sites instables (Ponsonnas et Avignonet).

Au chapitre V, nous avons fait une présentation de nos deux programmes informatiques (HYDROMEF et CASTAL) qui nous ont servi durant toute notre étude de stabilité. Des applications sur des cas typiques ont été réalisées pour montrer les options d'applications de ces deux programmes.

BIBLIOGRAPHIE

AL HAYARI M. (1989), *Une détermination des caractéristiques mécaniques résiduelles de versants naturels "méthode de l'équilibre limite et des éléments finis"*, Thèse 3^{ème} cycle, Université Joseph Fourier, Grenoble

AL HAYARI M. , ANTOINE P. ,BIGUENET G. ,MONNET J. ,MORA H. , *Détermination des caractéristiques mécaniques au cisaillement des argiles litées - Cas du glissement de la Combe d'Harmalière -*, *Revue Française de Géotechnique*, N° 50 , pp. 71 - 77 (janvier 1990).

AZIMI P. , BESSON L. ,BLANCHET F. ,MERIAUX P. ,TACHKERY Y. , *Phénomène d'instabilité dans les argiles glacio-lacustres du Trièves, Inter. Symp. on Engineering Geological Environment in mountain areas. Pekin 1987*, pp. 645 - 652 .

ANTOINE P. et al (1981), *Les argiles litées du Trièves (Isère)*, *Bull. Soc. Géol. France*, Tome XXXIII, N° 2, pp. 117 - 127

ANTOINE P. , FABRE D. , GIRAUD A. , AL HAYARI M. (1988) *Propriétés géotechniques de quelques ensembles géologiques propices aux glissements de terrain (Alpes Françaises). 5^{ème} Symposium Inter. sur les glissements de terrain, LAUSANNE 1988*, pp 1301 - 1306 .

ANTOINE P. , MONNET J. , RAÏ N.E. , MOULIN C. , MERIAUX P. *Résultats de cinq années d'auscultation sur un glissement dans les argiles glacio-lacustres du Trièves, Proceeding of Sixth International Symposium on Landslides, Christchurch, New Zealand 1992.*

ASHKENAZI V. (1973) ,*The measurements of spatial deformation by geodetic methods , Symp. of Brit. Geotech. Eng. Society on Fiedel Inst. in Geotech. Eng.*

BAKER R. , GARBER M. (1978), *Theoretical analysis of the stability of slopes*, *Géotechnique* 28, N° 4, pp. 395 - 411 .

BALDOVIN E. , PAOLIANI P. ,*Seismic stability of earth and rockfill dams, Numerical Methods in Geomechanics , INNSBRUCK 1988, Vol 3, pp. 1743 - 1748 , Swoboda (ed) , 1988 Balkema, Rotterdam*

BARTUNEK J. *The automatic generation of the finite element mesh, Numerical Methods in Geomechanics , INNSBRUCK 1988, Vol 3, pp. 2203 - 2206 , Swoboda (ed) , 1988 Balkema, Rotterdam .*

BISHOP A.W. (1955), *The use of the slip circle in stability analysis of slopes*, Géotechnique 5, pp. 7 - 17

BLANCHET F. (1988), *Etude géomécanique de glissements de terrains dans les argiles glacio-lacustres de la vallée du Drac*, Thèse 3^{ème} cycle, Université Joseph Fourier, Grenoble

BLONDEAU F., *Les méthodes d'analyse de stabilité*, Bull. Liaison labo. P. et Ch. N° spécial II, mars 1976. pp. 56 - 62

BLONDEAU F., *Rapport général*, Bull. Liaison labo. P. et Ch. N° spécial II, mars 1976. pp. 65 - 76.

BLONDEAU F., **PILOT G.** (1971), *Résistance au cisaillement résiduelle des sols argileux en France. Le comportement des sols avant la rupture*. Bull. liaison labo. P. et Ch. N° spécial III, pp. 58 - 65

BLONDEAU F., **PERROT A.**, **PILOT G.**, *Etude en vraie grandeur de versants naturels instables*. Bull. Liaison Labo. P. et Ch. , spécial VI F, décembre 1977, pp. 65 - 69.

BLONDEAU F., **JOSSEAUME H.**, *Mesure de la résistance au cisaillement résiduelle en laboratoire*. Bull. liaison. P. et Ch. N° spécial II, mars 1976, pp. 90 - 106.

BAUER G.E., *The stability of slopes in Champlain Sea Clays - A parametric study -*, Numerical Methods in Geomechanics, INNSBRUCK 1988, Vol 2, pp. 1391 - 1400, Swoboda (ed.), 1988 Balkema, Rotterdam.

BOSSCHER P.J., **EDIL T.B.**, **MICKELSON D.M.**, *Evaluation of risks of slope instability along a coastal reach (Etude du risque d'instabilité des falaises)*, 5^{ème} Symposium Inter. sur les glissements de terrain, LAUSANNE 1988, pp 1119 - 1125.

BROMHEAD E.N. (1986), *The stability of slopes*, Survey University Press, New York, 373 p

COLAS G., **PILOT G.**, *Description des glissements de terrain*, Bull. liaison labo, P. et Ch. N° spécial II, mars 1976. pp. 21 - 30

COLAS G., **PAYANY M.**, **BLONDEAU F.** (1977), *Etude des glissements de terrains survenus dans la commune du Beausset (Var)*, Bull. Liaison. Labo. P. et Ch. N°89, mai-juin 1977.

CORREIA R.M., *A limit equilibrium method for slope stability analysis*, 5^{ème} Symposium Inter. sur les glissements de terrain, LAUSANNE 1988, pp 595 - 598.

COSTET J., **SANGLERAT G.** (1981), *Cours pratique de mécanique des sols. Tome 1 et 2*, Paris, Dunod, 283 p, et 352 p

COUSSY O., **SALENCON J.**, *Analyse de la stabilité des ouvrages en terre par le calcul à la rupture*, Annales des Ponts et Chaussées, 4^{ème} Trim 1976, pp. 7 - 35.

DHATT G., **TOUZOT G.**, *Une présentation de la méthode des éléments finis*, Maloine S.A. Editeur, Paris, 1986.

FAURE R.M. (1982), *Outils numérique en mécanique des sols, Application aux stabilité de pentes*, Thèse Docteur Ing, Université Paris VI

FAURE R.M. (1985), *Analyse des contraintes dans un talus par la méthode des perturbations*. Revue Française de Géotechnique, N° 33, pp. 49 - 59.

FAURE R.M., **MOREAU M.**, **GAURIAT M.**, **GUENIOT M.**, *Application de la visualisation interactive aux calculs de stabilité des pentes "Programme Vestal"*, Bull. Liaison Labo P. et Ch. N° 78, juil - août 1975.

FAURE R.M., **RAJOT J.P.**, **CHAN K.S.**, *Prise en compte du déplacement pour l'évaluation de la stabilité d'une pente*, 5^{ème} Symposium Inter. sur les glissements de terrain, LAUSANNE 1988, pp 619 - 623.

FILLIAT G., *La pratique des sols et fondations - Mouvements de terrain -*, Edition du Moniteur, Paris, 1981, pp. 557 - 623.

FUSSGÄNGER E., *Une solution de la stabilité des pentes dans les sols surconsolidés*, 5^{ème} Symposium Inter. sur les glissements de terrain, LAUSANNE 1988, pp 631 - 635.

GERVREAU E., *Etude de l'évolution des versants naturels en mouvement: prévoir, alerter*. Thèse de doctorat E.C.P., 1991

GHZALA A. (1975), *Etude des digues sur argiles saturées peu dense et calcul par éléments finis avec lois hyperboliques*, Thèse 3^{ème} cycle, Université Scientifique et Médicale de Grenoble, 1975.

GIODA G., **DESIDERI A.**, *Some numerical techniques for free-surface seepage analysis*, Numerical Methods in Geomechanics, INNSBRUCK 1988, Vol 1, pp. 71 - 84, Swoboda (ed), 1988 Balkema, Rotterdam.

GOBBI G., **PETRAZZUOLI S.M.**, *On the determination of the matrix of permeability saturated*, Numerical Methods in Geomechanics, INNSBRUCK 1988, Vol 1, pp. 631 - 635, Swoboda (ed), 1988 Balkema, Rotterdam.

GIROUD J.P. (1977), *Essais de laboratoire concernant les sols du site de Ponsonnas*, I.M.G. Rapport 7704, p. 991 .

GRECO V.R. , **GULLA**, *Slope stability charts for slip surface of general shape (Diagramme pour l'analyse de stabilité des pentes pour surfaces de glissement de forme générale)*, 5^{ème} Symposium Inter. sur les glissements de terrain, LAUSANNE 1988, pp 637 - 642 .

GRIVAS D.A. , **REAGAN J.C.** , *An expert system for the evaluation and treatment of earth slope instability*, 5^{ème} Symposium Inter. sur les glissements de terrain, LAUSANNE 1988, pp 649 - 654 .

GRIVAS D.A. , **CHOWDHURY R.N.** , *Two- and three-dimensional progressive failure of slopes : Model development and implementation* , 5^{ème} Symposium Inter. sur les glissements de terrain, LAUSANNE 1988, pp 643 - 648 .

HE D.H. , *Back determination of the shear strength parameters in failed slopes (Détermination a posteriori des paramètres de résistance des pentes instables)*, 5^{ème} Symposium Inter. sur les glissements de terrain, LAUSANNE 1988, pp 661 - 666 .

HRISTOV T.N. , **VASSILEV V.H.** , *A method and a program for mesh generation in geomechanics*, Numerical Methods in Geomechanics , INNSBRUCK 1988, Vol 3 , pp. 2191 - 2195, Swoboda (ed) , 1988 Balkema, Rotterdam .

HUMBERT P. (1984), *Application de la méthode des éléments finis aux écoulements en milieu poreux*. Bull. liaison. P. et Ch. N° 132, juin-août 1984 , pp. 21 - 37 .

LENGLET J. (1976), *Appareils et méthodes de surveillance des glissements de terrain*, Bull. liaison labo. P. et Ch. N° spécial III, pp. 166 - 174 .

LI C.O. , **GRIFFITHS D.V.** , *Finite element modelling of rapid drawdown*, Numerical Methods in Geomechanics , INNSBRUCK 1988, Vol 2 , pp. 1291 - 1296, Swoboda (ed.) , 1988 Balkema, Rotterdam .

MADEJ J.S. , **GAJEWSKI K.** , *On the simplified solution of the three-dimensional slope stability analysis (Calcul de la stabilité des pentes à trois dimensions au moyen de la solution simplifiée)*, 5^{ème} Symposium Inter. sur les glissements de terrain, LAUSANNE 1988, pp 719 - 723 .

MONNET J. (1988) , *Détermination des caractéristiques mécaniques à l'essai pressiométrique*. Rapport interne Géotech.

MORGENSTERN N.R. , **PRICE V.E.** , *The analysis of the stability of general slip surfaces*, Geotechnique, Vol XV (1965) .

NAKAMURA H. , *Landslide control works by horizontal drainage works (Contrôle des glissements de terrain à l'aide de drainages horizontaux)*, 5^{ème} Symposium Inter. sur les glissements de terrain, LAUSANNE 1988, pp 965 - 970 .

OUAZAR D. , **NAMLI A.** , **SAIDI A.** , **BREBBIA C.A.** , *An efficient boundary element formulation for zoned porous media problems with free surfaces*, Boundary Elements IX, Fluid Flow and Potential Applications , pp. 369 - 385 .

PEIGNAUD M. , **PERRIN J.** , *Remblais sur sols compressibles - Inclinomètres - Bull. liaison. P. et Ch. Spécial T* , pp. 297 - 304 .

PINCENT B. (1976), *Surveillance de glissements de terrain*. Revue Française de Géotechnique. N° 1, pp. 93 - 104 .

PINCENT B. , **BLONDEAU F.** , *Detection et suivi des glissements de terrain . Proceedings the III International Congress I.A.E.G. , 4 - 8 Septembre 1978, Sec. I, vol. 1, pp 252 - 266 .*

RATEL A. , *Modélisation d'un sol renforcé par géosynthétique : Application de la méthode en "déplacement"* , Thèse de Docteur - Ingénieur, Université Scientifique Technologique et Médicale de Grenoble, 1987 .

RAULIN P. , **ROUQUES G.** , **TOUBOL A.** (1974), *Calcul de la stabilité des pentes en rupture non circulaire*. Rapport de Recherche L.C.P.C. N° 36 .

SAUER E.K. , **FREDLUND D.G.**, *Effective stress, limit equilibrium back-analysis of failed slopes : Guidelines (Analyse a posteriori d'équilibre limite et en contraintes effectives : Directives)* , 5^{ème} Symposium Inter. sur les glissements de terrain, LAUSANNE 1988, pp 763 - 770 .

SPENCER E. (1967), *A method of analysis for stability of embankments using parallel inter-slice forces*. Géotechnique 17, pp. 11 - 26 .

TEUNISSEN J.A.M. , *Numerical modelling of non linearities in groundwater flow*, 2nd International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Ghent, 1986 .

TRÂN VÔ NHIÊM J. , **GUILLOUX A.** , **D'APOLITO P.** , **PAPPINI G.** , *Exemples de confortement des déblais instables sur Chemin de Fer Transgabonnais (Examples of high cut slopes stabilization on Transgabonese Railway)*, 5^{ème} Symposium Inter. sur les glissements de terrain, LAUSANNE 1988, pp 995 - 1001 .

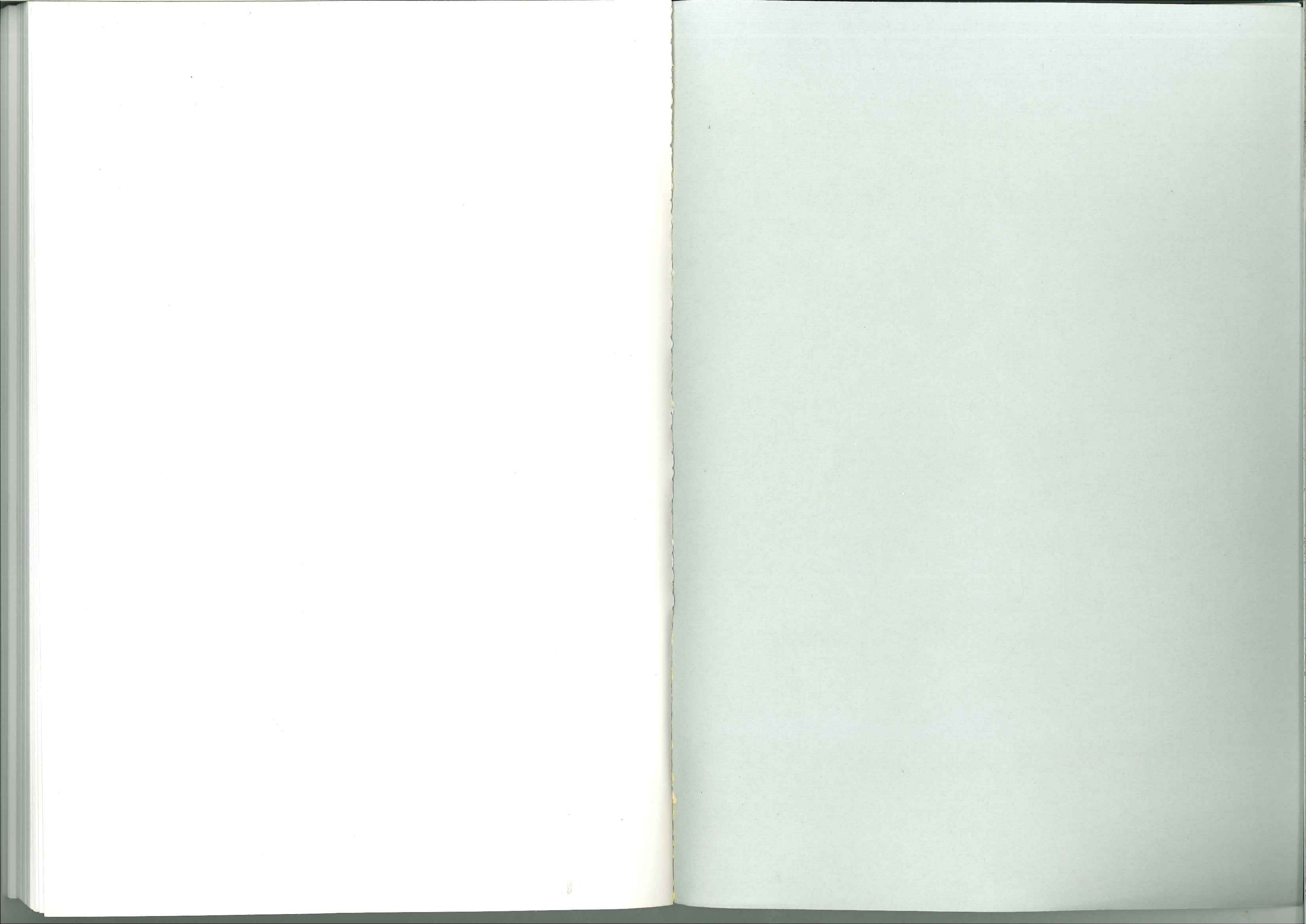
UGAI K. , *Three-dimensional slope stability analysis by slice methods, Numerical Methods in Geomechanics* , INNSBRUCK 1988, Vol 2 , pp. 1369 - 1374, Swoboda (ed.) , 1988 Balkema, Rotterdam .

VAN UU NGUYEN, *Determination of Critical Slope Failure Surfaces, Journal of Geotechnical Engineering Vol III, N°2, February, 1985*

YAMAGAMI T. , **UETA Y.** , *Search for noncircular slip surfaces by the Morgenstern-Price Method, Numerical Methods in Geomechanics* , INNSBRUCK 1988, Vol 2 , pp. 1335 - 1340, Swoboda (ed) , 1988 Balkema, Rotterdam .

ZIENKIEWICZ O.C. (1971), *The finit element method in engineering sciences. Mc Graw - Hill, London, 521 p*

ZIMMERMANN Th. , **RODRIGUEZ C.** , **DENDROU B.** , **Z-SOIL. PC :**
A program for solving soil mechanics problems on a personal computer using plasticity theory, Numerical Methods in Geomechanics , INNSBRUCK 1988, Vol 3 , pp. 2121 - 21216, Swoboda (ed) , 1988 Balkema, Rotterdam .



**THESE de DOCTORAT de
l'UNIVERSITE JOSEPH FOURIER**

Titre de l'ouvrage :

**ANALYSE ET PREVISION DE CERTAINS
GLISSEMENTS DE TERRAINS NATURELS**

Nom de l'auteur :

Nacer-Eddine RAI

Etablissement :

Université Joseph Fourier - Grenoble I

RESUME

L'objectif principal de ce travail est de mettre à la disposition des pouvoirs publics un outil de prévision des glissements de terrains naturels, pour leur permettre de prendre les décisions qui s'imposent au bon moment. Vu les incertitudes qui pèsent sur l'analyse a priori des phénomènes d'instabilité et l'imprécision de la cinématique des mouvements, il est nécessaire de pouvoir déterminer, chaque fois qu'il y a risque de rupture d'un ouvrage ou d'un site naturel, une frontière critique dans l'espace des paramètres définissant l'équilibre des masses potentiellement instables.

Parmi les paramètres liés directement au comportement de l'ouvrage, seuls les déplacements sont directement mesurables. Dans cet esprit, les méthodes de surveillance portent essentiellement sur la mesure des déplacements, en surface (topographie) et en profondeur (inclinométrie).

La méthode présentée dans cette étude est basée essentiellement sur les mesures inclinométriques effectuées sur site instable et les résultats des essais de cisaillement triaxial réalisés sur des échantillons de sol prélevés sur ce site.

Cette méthode a donc été appliquée à deux sites instables (PONSONNAS et AVIGNONET) dans la région du Trièves (Isère). Au cours de cette étude, nous avons mis au point un outil informatique pour l'analyse de stabilité des pentes et l'étude d'écoulement souterrain en régime permanent par la méthode des éléments finis.

MOTS CLES

Prévision ; Equilibre limite ; Eléments finis ; Coefficient de sécurité ; Inclinométrie ; Surface de rupture ; Distorsion ; Déformation.