



Recherche d'une méthode d'étude des mouvements de terrains et applications pratiques

Pierre Desvarreux

► To cite this version:

Pierre Desvarreux. Recherche d'une méthode d'étude des mouvements de terrains et applications pratiques. Géologie appliquée. Faculté des Sciences de l'Université de Grenoble, 1970. Français. NNT: . tel-00682718

HAL Id: tel-00682718

<https://theses.hal.science/tel-00682718>

Submitted on 26 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.

Docteur Ingénieur
N° d'ordre:

UNIVERSITE DE GRENOBLE
Faculté des Sciences

RECHERCHE D'UNE METHODE D'ETUDE DES MOUVEMENTS
DE TERRAINS ET APPLICATIONS PRATIQUES

par Pierre DESVARREUX
Ingénieur des Arts et Manufactures

Thèse présentée pour obtenir le grade
de DOCTEUR INGENIEUR

Soutenue le devant la Commission d'Examen

Messieurs :

R. BARBIER	Professeur	Président
J. BIAREZ	Professeur	Examineurs
P. ANTOINE	Maître-Assistant	

Docteur Ingénieur
N° d'ordre:

UNIVERSITE DE GRENOBLE
Faculté des Sciences

RECHERCHE D'UNE METHODE D'ETUDE DES MOUVEMENTS DE TERRAINS ET APPLICATIONS PRATIQUES

par Pierre DESVARREUX
Ingénieur des Arts et Manufactures

**Thèse présentée pour obtenir le grade
de DOCTEUR INGENIEUR**

Soutenue le devant la Commission d'Examen

Messieurs :

R. BARBIER	Professeur	Président
J. BIAREZ	Professeur	Examineurs
P. ANTOINE	Maître-Assistant	

Doyen honoraire : Monsieur L. MORET
Doyen : Monsieur E. BONNIER

PROFESSEURS TITULAIRES

MM.	NEEL Louis	Physique expérimentale
	KRAVTCHENKO Julien	Mécanique rationnelle
	CHABAUTY Claude	Calcul différentiel et intégral
	BENOIT Jean	Radioélectricité
	CHENE Marcel	Chimie Papetière
	FELICI Noël	Electrostatique
	KUNTZMANN Jean	Mathématiques appliquées
	BARBIER Reynold	Géologie appliquée
	SANTON Lucien	Mécanique des Fluides
	OZENDA Paul	Botanique
	FALLOT Maurice	Physique industrielle
	KOSZUL Jean-Louis	Mathématiques
	GALVANI Octave	Mathématiques
	MOUSSA André	Chimie nucléaire
	TRAYNARD Philippe	Chimie générale
	SOUTIF Michel	Physique générale
	CRAYA Antoine	Hydrodynamique
	REULOS René	Théorie des Champs
	BESSON Jean	Chimie minérale
	AYANT Yves	Physique approfondie
	GALLISSOT François	Mathématiques
Mlle	LUTZ Elisabeth	Mathématiques
	BLAMBERT Maurice	Mathématiques
	BOUCHEZ Robert	Physique nucléaire
	LLIBOUTRY Louis	Géophysique
	MICHEL Robert	Minéralogie et pétrographie
	BONNIER Etienne	Electrochimie et électrometallurgie
	DESSAUX Georges	Physiologie animale
	PILLET Emile	Physique industrielle - électrotechnique
	YOCOZ Jean	Physique nucléaire théorique
	DEBELMAS Jacques	Géologie générale
	GERBER Robert	Mathématiques
	PAUTHENET René	Electrotechnique
	MALGRANGE Bernard	Mathématiques pures
	VAUQUOIS Bernard	Calcul électronique
	BARJON Robert	Physique nucléaire
	BARBIER Jean-Claude	Physique
	SILBER Robert	Mécanique des fluides
	BUYLE-BODIN Maurice	Electronique
	DREYFUS Bernard	Thermodynamique
	KLEIN Joseph	Mathématiques
	VAILLANT François	Zoologie et hydrobiologie

MM.	ARNAUD Paul	Chimie
	SENGEL Philippe	Zoologie
	BARNOUD Fernand	Biosynthèse de la cellulose
	BRISSENEAU Pierre	Physique
	GAGNAIRE Didier	Chimie - Physique
Mme	KOFLER Lucie	Botanique
	DEGRANGE Charles	Zoologie
	PEBAY-PEROULA Jean-Claude	Physique
	RASSAT André	Chimie systématique
	DUCROS Pierre	Cristallographie physique
	DODU Jacques	Mécanique appliquée I. U. T.
	ANGLES D'AURIAC Paul	Mécanique des fluides
	LACAZE Albert	Thermodynamique
	GASTINEL Noël	Analyse numérique
	GIRAUD Pierre	Géologie
	PERRET René	Servo-mécanisme
	PAYAN Jean-Jacques	Mathématiques pures
	BONNET Georges	Electronique

PROFESSEURS SANS CHAIRE

MM.	GIDON Paul	Géologie
Mme	BARBIER M. J.	Electrochimie
Mme	SOUTIF Jeanne	Physique
	COHEN Joseph	Electrotechnique
	DEPASSEL R.	Mécanique des fluides
	GLENAT René	Chimie
	BARRA Jean	Mathématiques appliquées
	COUMES André	Electronique
	PERRIAUX Jacques	Géologie et Minéralogie
	ROBERT André	Chimie papetière
	BIAREZ Jean	Mécanique physique
	CAUQUIS Georges	Chimie générale
	BONNETAIN Lucien	Chimie minérale
	DEPOMMIER Pierre	Physique nucléaire - Génie atomique
	HACQUES Gérard	Calcul numérique
	POULOUJADOFF Michel	Electrotechnique
Mme	KAHANE Josette	Physique
Mme	BONNIER Jane	Chimie
	VALENTIN Jacques	Physique
	REBECQ Jacques	Biologie
	DEPORTES Charles	Chimie
	SARROT-REYNAULD Jean	Géologie
	BERTRANDIAS Jean-Paul	Mathématiques appliquées
	AUBERT Guy	Physique
	DOLIQUE Jean-Michel	Electronique
	DESRE Georges	Chimie
	LAURENT Pierre	Mathématiques appliquées
	CARLIER Georges	Biologie végétale
	SIBILLE Robert	Construction mécanique (I. U. T.)

PROFESSEURS ASSOCIES

MM.	RODRIGUES Alexandre	Mathématiques pures
	MORITA Susumu	Physique nucléaire
	RADHAKRISHNA	Thermodynamique

MAITRES DE CONFERENCES

MM.	LANCIA Roland	Physique atomique
Mme	BOUCHE Liane	Mathématiques
	KAHANE André	Physique générale
	BRIERE Georges	Physique
	LAJZEROWICZ Joseph	Physique
Mme	BERTRANDIAS Françoise	Mathématiques pures
	LONGUEUE Jean-Pierre	Physique
	SOHM Jean-Claude	Electrochimie
	ZADWORY François	Electronique
	DURAND Francis	Chimie physique
	PFISTER Jean-Claude	Physique
	CHIBON Pierre	Biologie animale
	IDELMAN Simon	Physiologie animale
	BLOCH Daniel	Electrotechnique I. P.
	MARTIN-BOUYER Michel	Chimie (C. S. U. Chambéry)
	BRUGEL Lucien	Energétique I. U. T.
	BOUVARD Maurice	Hydrologie
	RICHARD Lucien	Botanique
	PELMONT Jean	Physiologie animale
	BOUSSARD Jean-Claude	Mathématiques appliquées (I. P. G.)
	MOREAU René	Hydraulique I. P. G.
	ARMAND Yves	Chimie I. U. T.
	BOLLIET Louis	Informatique I. U. T.
	KUHN Gérard	Energétique I. U. T.
	PEFFEN René	Chimie I. U. T.
	GERMAIN Jean-Pierre	Mécanique
	JOLY Jean-René	Mathématiques pures
Mlle	PIERY Yvette	Biologie animale
	BERNARD Alain	Mathématiques pures
	MOHSEN Tahsin	Biologie (C. S. U. Chambéry)
	CONTE René	Mesures physiques I. U. T.
	LE JUNTER Noël	Génie électrique électronique I. U. T.
	LE ROY Philippe	Génie mécanique I. U. T.
	ROMIER Guy	Techniques statistiques quantitatives I. U. T.
	VIALON Pierre	Géologie
	BENZAKEN Claude	Mathématiques appliquées
	MAYNARD Roger	Physique
	DUSSAUD René	Mathématiques (C. S. U. Chambéry)
	BELORIZKY Elie	Physique (C. S. U. Chambéry)
Mme	LAJZEROWICZ Jeannine	Physique (C. S. U. Chambéry)
	JULLIEN Pierre	Mathématiques pures
Mme	RINAUDO Marguerite	Chimie
	BLIMAN Samuel	E. I. E.
	BEGUIN Claude	Chimie organique
	NEGRE Robert	I. U. T.

MAITRES DE CONFERENCES ASSOCIES

MM.	YAMADA Osamu	Physique du solide
	NAGAO Makoto	Mathématiques appliquées
	MAREZIO Massimo	Physique du solide
	CHEECKE John	Thermodynamique
	BOUDOURIS Georges	Radioélectricité
	ROZMARIN Georges	Chimie papetière

AVANT-PROPOS

Cette thèse marquant la fin de mes études universitaires, je tiens à remercier ici toutes les personnes qui, d'une manière ou d'une autre, ont contribué à lui donner sa physionomie définitive.

Tout d'abord Monsieur BARBIER qui a bien voulu m'accepter dans le D. E. A. de Géologie Appliquée alors que je n'avais que des connaissances très rudimentaires en géologie. En dépit de ses nombreuses occupations, il a suivi ce travail depuis ses débuts.

Monsieur BIAREZ, que j'avais eu comme professeur de Mécanique des Sols à l'Ecole Centrale, m'a incité à poursuivre des études à Grenoble dans le domaine de la Géologie Appliquée au Génie Civil. Il n'a jamais négligé une occasion de me faire apprendre le "métier", n'hésitant pas à me faire participer à ses propres consultations lorsqu'elles avaient rapport aux glissements de terrains. C'est grâce à lui que je puis citer un certain nombre d'exemples dans ce travail.

Je tiens à nommer Monsieur ANTOINE qui m'a initié à la cartographie géologique. Je lui suis reconnaissant d'avoir pu, malgré la préparation de sa thèse, venir examiner avec moi quelques sites de glissements, ce qui a toujours été l'occasion d'apprécier à la fois ses qualités humaines et professionnelles.

Je remercie également les enseignants de l'Institut Dolomieu qui, dans quelque occasion que ce soit, ont contribué à me faire partager leur passion de la géologie, en particulier Messieurs DEBELMAS et VIALON.

Je suis très reconnaissant à Madame TELMAT et à Monsieur CHABERT d'avoir su se charger avec compétence et dévouement de la préparation matérielle de cette thèse.

Un tel travail n'aurait jamais pu être fait (surtout en ce qui concerne les applications pratiques) sans le concours de certains organismes comme la Compagnie Nationale du Rhône ou les Ponts et Chaussées. Je suis très heureux d'avoir pu ainsi collaborer avec eux dans le cadre de contrats passés avec le Laboratoire de Géotechnique. C'est grâce à ce dernier que j'ai pu obtenir une aide financière appréciable.

Enfin, je veux mentionner ici mes camarades de 3e cycle qui ont su m'accueillir en toute simplicité dans leur groupe et m'ont aidé à apprécier la géologie.

SOMMAIRE

	<u>Pages</u>
<u>AVERTISSEMENT</u>	1
PREMIERE PARTIE - METHODE D'ETUDE	
<u>CHAPITRE 1 - CLASSIFICATION DES MOUVEMENTS DE TERRAINS</u>	5
1 - Etudes antérieures	7
2 - Définitions	7
3 - Classes de mouvements	9
3. 1 - Mouvements à surface de glissement définie	9
3. 11 - Faible déformation interne	9
3. 12 - Forte déformation interne	11
3. 13 - Déformation de faible épaisseur	16
3. 2 - Mouvements sans surface de glissement définie	16
3. 3 - Erosion	16
<u>CHAPITRE II - ETUDE MECANIQUE DE LA STABILITE</u>	19
1 - Données nécessaires	21
1. 1 - Lois générales	21
1. 2 - Loi rhéologique	26
1. 3 - Conditions aux limites	30
2 - Calculs de stabilité	30
2. 1 - Stabilité d'un massif semi-infini plan avec écoulement d'eau	30
2. 2 - Stabilité d'un talus avec surface de glissement cylindrique	36
<u>CHAPITRE III - ORIGINES ET PRINCIPALES CAUSES</u>	39
1 - Préliminaires	41
2 - Modification des forces de volume	41
2. 1 - Variation de la masse volumique	41
2. 2 - Secousses sismiques	41
2. 3 - Forces de volume dues à l'eau	44
3 - Modification de la loi rhéologique	44
3. 1 - Par diminution des caractéristiques mécaniques aux grandes déformations	44
3. 2 - Par alternance gel - dégel	47

	Pages
3. 3 - Par variation de la teneur en eau	50
3. 4 - Par altération des matériaux	50
3. 5 - Remarque	50
4 - Modification des conditions aux limites	50
4. 1 - Sols	51
4. 2 - Eau	51
CHAPITRE IV - METHODES D'INVESTIGATION - CRITERES DE DANGER	57
1 - Préliminaire	59
2 - Géométrie interne des matériaux - Reconnaissance géologique	59
2. 1 - Reconnaissance géologique générale	59
2. 2 - Techniques annexes	60
2. 3 - Reconnaissances par sondages	60
3 - Surface de glissement - Volumes en mouvement	61
3. 1 - Repérage des zones instables par étude morphologique sur le terrain	61
3. 2 - Repérage de la surface de glissement	63
3. 3 - Volumes en mouvement	66
4 - Conditions aux limites hydrauliques	70
4. 1 - Piézomètres	70
4. 2 - Capteurs de pression interstitielle	70
5 - Conditions aux limites cinématiques - Vitesses des mouvements	70
5. 1 - Déplacements en surface	71
5. 2 - Déplacements en profondeur	73
6 - Loi rhéologique du matériau	73
6. 1 - Mesures au laboratoire	76
6. 2 - Essais in situ	77
7 - Interprétation des résultats	78
7. 1 - Résultat des reconnaissances géologiques et hydrauliques	78
7. 2 - Généralités sur les vitesses de glissements	79
7. 3 - Exploitation des mesures de déplacements	80
7. 4 - Critère de danger	82
7. 5 - Conclusions	84
CHAPITRE V - REMEDES	85
1 - Modification d'implantation du projet	87
2 - Modification de la loi rhéologique	87
3 - Modification des conditions aux limites	90
3. 1 - Sol	90
3. 2 - Eau	90
4 - Lutte contre l'érosion de surface	91
4. 1 - Création d'un tapis végétal	91
4. 2 - Défonçage du sol	91
4. 3 - Terrasses et banquettes	91

	Pages
DEUXIEME PARTIE - EXEMPLES D'ETUDE DE GLISSEMENTS	
CHAPITRE VI - GLISSEMENT DU MONT TOC DANS LA RETENUE DE VAJONT (1963)	97
1 - Données géologiques	99
2 - Surface de glissement	102
3 - Niveau hydrostatique	102
4 - Vitesses des mouvements - Critère de danger	108
5 - Analyse mécanique de la stabilité	108
CHAPITRE VII - GLISSEMENT DE G.L. - EXEMPLE D'ETUDE COMPLETE	109
1 - Introduction	111
2 - Schéma des études	111
2. 1 - Reconnaissances géologiques	111
2. 2 - Mesures de déplacements en surface	112
2. 3 - Déformations en profondeur	112
2. 4 - Relevés pluviométriques	112
2. 5 - Mesure des niveaux piézométriques	112
2. 6 - Essais d'identification et mécaniques	114
3 - Résultats des reconnaissances géologiques	114
3. 1 - Nature des matériaux et géométrie interne	114
3. 11 - Substratum	114
3. 12 - Terrains de couverture	115
3. 2 - Hydrogéologie	118
3. 3 - Morphologie	118
3. 4 - Conclusion	120
4 - Résultats des mesures de déplacements en surface et en profondeur	120
4. 1 - Stabilité des graviers inférieurs	120
4. 2 - Zones d'égal déplacement	120
4. 3 - Déplacements de groupes de témoins	121
4. 4 - Mesures de déformations en profondeur	121
4. 5 - Evaluation des risques de chute	121
5 - Corrélations entre mouvements et pluviométrie	124
5. 1 - Corrélations déplacements-pluviométrie pour 2 groupes de témoins	124
5. 2 - Rôle de la pression interstitielle	124
5. 3 - Critère de danger	124
6 - Résultats des essais d'identification et mécaniques	126
6. 1 - Essais d'identification	126
6. 2 - Essais mécaniques	126
6. 3 - Calcul simplifié de stabilité	126
7 - Palliatifs	126
8 - Conclusions	128
CHAPITRE VIII - ETUDE DU CAS DE L. - PROBLEME DE STABILITE DE ROUTE	129
1 - Introduction	131
2 - Etude géologique	131
2. 1 - Cadre géologique régional	131
2. 2 - Description des terrains	131

	Pages
2. 3 - Structure	135
2. 4 - Conclusions	135
3 - Stabilité du virage (1)	135
3. 1 - Cause	138
3. 2 - Travaux effectués et proposés	138
4 - Glissement du Vernay	138
4. 1 - Causes	138
4. 2 - Travaux effectués et proposés	142
5 - Coulée du Boulon	142
5. 1 - Causes	142
5. 2 - Travaux effectués et proposés	142
6 - Arrachement de remblai (4)	142
6. 1 - Causes	142
6. 2 - Travaux effectués et proposés	142
 CHAPITRE IX - ETUDE DU CAS DE MONTMELIAN (SAVOIE)	145
1 - Introduction	147
2 - Reconnaissances	147
2. 1 - Conditions aux limites géométriques	147
2. 2 - Conditions aux limites hydrauliques	150
3 - Travaux de stabilisation	150
3. 1 - Modification de forme	150
3. 2 - Modification de pression interstitielle	150
4 - Conclusions	150
 CONCLUSIONS GENERALES	155
 BIBLIOGRAPHIE	161

LISTE DES FIGURES

Figures	Pages
1 - Définition de la surface de glissement	8
2 - Faible déformation interne	8
3 - Forte déformation interne	8
4 - Schéma de principe des glissements au sens strict	10
5 - Schéma d'une coulée	15
6 - Schéma de la solifluxion	15
7 - Comparaison entre boîte de cisaillement et appareil triaxial	23
8 - Courbes contrainte-déformation	23
9 - Courbes caractéristiques	23
10 - Représentation schématique de l'élasto-plasticité	25
11 - Variation de la fragilité avec la contrainte latérale	25
12 - Variation des propriétés mécaniques avec la vitesse de déformation	29
13 - Représentation schématique de la visco-plasticité	29
14 - Courbes de déformation en fonction du temps	29
15 - Stabilité d'un massif semi-infini - Hypothèses	33
16 - Stabilité d'un massif semi-infini - Calcul du coefficient de sécurité	33
17 - Stabilité d'un massif semi-infini - Application du calcul au cas de G.L. . .	35
18 - Variation du coefficient de sécurité en cas de secousse sismique	43
19 - Essais de cisaillement sur des grès	45
20 - Essais de cisaillement sur des calcaires	46
21 - Date des écroulements en fonction de l'altitude	49
22 - Coupe à travers le versant du Vajont	49
23 - Modification de l'état de contrainte intergranulaire	53
24 - Remblai posé sur des sources	53
25 - Remblai posé sur des zones de suintements	54
26 - Modification des écoulements	54
27 - Formes caractéristiques d'un glissement	62
28 - Déformation de la structure d'une argile litée	65
29 - Courbe de déformations cumulées (jauges de déformation)	65
30 - Principe des calibres	65
31 - Construction de la surface de glissement à partir des déplacements en surface	67
32 - Principe des piézomètres doubles	67
33 - Exemple de sondage équipé de piézomètre double avec forage annexe pour prise de pression interstitielle	69
34 - Mode de mesure des déplacements	72
35 - Mesure des déplacements relatifs par alignement	75
36 - Mesure des déplacements relatifs par variation d'angle	75
37 - Glissement de Kensal Greene	81
38 - Corrélation entre pluviométrie et déplacements (G.L. . .)	81
39 - Courbe des déplacements en fonction de la cote du plan d'eau à Vajont - Critère de danger	83

Figures

40 - Schéma de principe des puits filtrants	89
41 - Schéma de principe d'une tranchée drainante	89
42 - Banquette et terrasse	92
43 - Rigoles de protection	92
44 - Coupe à travers la retenue de Vajont	100
45 - Lithologie de la région du Vajont	101
46 - Carte du glissement avec implantation des travaux	103
47 - Niveaux d'eau dans la retenue et les piézomètres P1 et P2	104
48 - Déplacements horizontaux des témoins n° 2 et 5	105
49 - Déplacements horizontaux du témoin n° 2 au cours des 2 derniers mois	106
50 - Détail de la cote du plan d'eau et des déplacements du témoin n° 2 durant les derniers mois	107
51 - Implantation des diverses études et travaux	113
52a- Coupes géologiques	116
52b- Coupes géologiques	117
53 - Zones d'égal déplacement et morphologie	119
54 - Déplacement moyen des témoins 19, 22, 23, 24	122
55 - Déplacement moyen des témoins 25, 26, 39, 40, 41, 42	123
56 - Déplacements du témoin n° 60 - Pressions interstitielles	125
57 - Plan de situation (cas de L...)	133
58 - Coupe géologique AA	136
59 - Coupe géologique BB	137
60 - Schéma du virage (1)	139
61 - Glissement du Vernay	140
62 - Schéma de la coulée (3)	141
63 - Proposition de travaux pour la coulée (3)	141
64 - Coupe AA - Implantation des drains et piézomètres	148
65 - Plan d'implantation des drains et des sondages	149
66 - Relevés pluviométriques - Relevés piézométriques	151
67 - Coupe BB - Niveaux d'eau au 30-10-1968 et 31-12-1969	152

PHOTOS

Photos

n° 1 - Glissement de Montmélian (type landslide par rotation)	10
n° 2 - Clapier du Faudan, Bonneval-sur-Arc	13
n° 3 - Ancien glissement de Richardaire	134
n° 4 - Glissement du Vernay	139
n° 5 et 6 - Mur de soutènement cisailé du Boulon	149

TABLEAUX

Tableaux

n° 1 - Classification cinématique et géométrique des mouvements de terrains	18
n° 2 - Répartition des caractéristiques des diverses méthodes de calcul de stabilité de talus	38
n° 3 - Paramètres à prendre en compte pour les problèmes de stabilité dans les argiles	77
n° 4 - Glissement de G.L... - Essais d'identification	127

Pages

AVERTISSEMENT

Le présent travail fait suite à celui de J-P. BOMBARD (1968). Il a été conçu avec une préoccupation différente ; c'est pourquoi, il en reprend certains points en les formulant d'une autre manière.

En effet, nous avons voulu orienter cette étude vers les applications pratiques. Le but recherché a donc été de répondre aux questions suivantes :

- est-il possible de déterminer si une pente est stable ou non et moyennant quelles études ?
- si un terrain est reconnu comme "en mouvement", peut-on déterminer le moment à partir duquel on a la certitude d'une rupture prochaine ?

Ce sont ces questions qui orientent la présente étude. Précisons immédiatement que la réponse à la première est loin d'être complète car les connaissances que l'on peut avoir de la loi rhéologique des matériaux sont encore très imprécises.

Lorsque ces questions sont posées, il faut choisir la méthode par laquelle les aborder. On a choisi ici l'aspect mécanique, en considérant le problème des glissements de terrains comme un problème de stabilité, soluble par les méthodes de la mécanique des milieux déformables.

Or, la mécanique possède sa logique et nous avons dû nous y plier. Mais les relations et paramètres nécessaires pour résoudre le problème correspondent à des réalités géologiques qu'il est important de connaître. Cependant il faut noter que toutes les données géologiques ne sont pas également utiles dans l'étude des problèmes de stabilité. L'avantage de la méthode ici adoptée est d'en dégager les plus indispensables.

La présente thèse est divisée en deux parties. La première est relative à la méthode d'étude et la seconde est consacrée à divers exemples d'application de cette méthode et de traitements de glissements de terrains.

La première partie comprend cinq chapitres portant respectivement sur les différentes classes de mouvements, la présentation de la méthode d'étude, la classification des causes, les méthodes d'investigation dont on dispose et enfin les remèdes.

La classification proposée au chapitre I ne prétend pas annuler les précédentes et en particulier celle de J-P. BOMBARD (1968). Elle a pour but de regrouper les différentes classes de mouvements en fonction de deux critères géométriques, la présence ou l'absence de surface de glissement définie et l'intensité de la déformation interne.

Dans les quatre chapitres suivants, on étudiera les problèmes posés par les mouvements de terrains à l'aide d'une logique fondée sur les méthodes de la mécanique.

Le deuxième chapitre sera consacré à la description de cette méthode d'étude (méthode rigoureuse) et à la traduction pratique des paramètres et relations à connaître pour traiter ces problèmes de glissements. On examinera aussi quelles sont les méthodes de calcul employées actuellement (la discussion de leur validité pour représenter la réalité n'est pas le but du présent travail ; elle fera l'objet d'une autre thèse : celle de J-P. MOUGIN).

Comme il existe à l'heure actuelle un décalage important entre ce qu'il est nécessaire de connaître et ce que l'on peut effectivement connaître des paramètres et relations définis au chapitre II, les trois derniers chapitres seront consacrés à une méthode d'étude pratique, fondée en grande partie sur les expériences relatées par divers auteurs ainsi que sur les nôtres.

Le troisième chapitre traitera des causes des mouvements, telles qu'on peut les grouper en partant de la logique qui nous guide.

Le quatrième chapitre sera consacré aux méthodes d'investigation dont on dispose à présent pour connaître les paramètres nécessaires à l'étude. Il comportera également une méthode d'utilisation des résultats pour tenter de prévoir l'imminence d'un danger.

Enfin, le cinquième chapitre sera une revue des remèdes utilisables pour enrayer ces mouvements.

La deuxième partie comportera quelques exemples de glissements :

- le glissement de Vajont-Longarone où de nombreuses études avaient été effectuées ;
- le glissement de G. L... est un problème de stabilité de berge de retenue. Les études sont en cours ;
- le cas de L... concerne une route et tous les problèmes de stabilité afférents ;
- le glissement de Montmélian est un exemple de stabilisation.

En conclusion, la présente étude ne peut prétendre résoudre tous les problèmes posés par les glissements, car certaines données sont actuellement encore imprécises. Elle aura néanmoins atteint son but si elle peut permettre de clarifier le problème et de l'aborder méthodiquement.

PREMIERE PARTIE

METHODE D'ETUDE

CHAPITRE I - CLASSIFICATION DES MOUVEMENTS DE TERRAINS

1. - ETUDES ANTERIEURES
2. - DEFINITIONS
3. - CLASSES DE MOUVEMENTS

1) ETUDES ANTERIEURES

J-P. BOMBARD (1968) ayant consacré un long chapitre de sa thèse à l'examen des études antérieures concernant la classification des mouvements de terrains, nous ne le recommencerons pas ici. Rappelons toutefois que J-P. BOMBARD avait dû constater la grande variété de critères qui avaient déjà été choisis : critères géologiques, critères d'âge du glissement, critères géomorphologiques, hydrogéologiques et mécaniques, chaque type de critère étant caractéristique du domaine de spécialisation de son auteur.

Pour établir sa classification, J-P. BOMBARD utilisait les critères suivants :

- mode de mouvement,
- type de matériaux,
- dimensions du mouvement,
- vitesse du mouvement.

Il arrivait ainsi à distinguer cinq grands types de mouvements se subdivisant en un certain nombre de variantes. Ce sont :

- les écoulements,
- les glissements proprement dits,
- les coulées,
- la solifluxion,
- la reptation.

Or, ce mode de classement répond imparfaitement aux buts que l'on se propose ici. On adoptera donc une classification cinématique et géométrique fondée à la fois sur l'existence d'une surface de glissement définie et sur l'intensité de la déformation interne. En distinguant dans chaque classe les variétés de mouvements selon la nature du terrain, on retrouve les différents types introduits par J-P. BOMBARD ; on y ajoutera deux types particuliers de mouvements.

2) DEFINITIONS

Avant de présenter cette classification, il est utile de définir clairement les critères adoptés.

Si la limite entre terrains en mouvement et terrains stables présente une discontinuité cinématique, on l'appellera surface de glissement. On constate pratiquement qu'une telle surface existe dans toutes les classes de mouvement excepté le fauchage.

En d'autres termes, l'existence d'une surface de glissement se traduit par une discontinuité des vitesses à ce niveau.

D'autre part la distinction se fera entre déformation interne faible et déformation interne forte. Par exemple, dans un glissement de talus à surface circulaire la déformation interne est faible dans l'ensemble. Au contraire, dans un écoulement, la déformation interne est forte.

Dans la classification qui va suivre, on décrira rapidement les grands types de mouvements en donnant pour chacun ses particularités quant au matériau intéressé, aux vitesses et aux masses concernées.

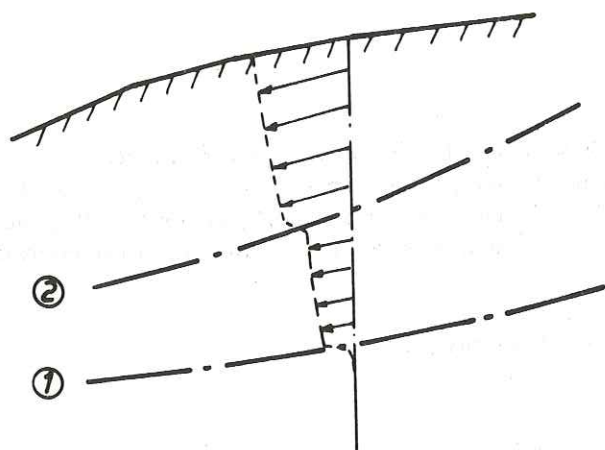


Figure 1 - Existence de plusieurs surfaces de glissement. Seule la surface (1) est à prendre en compte.

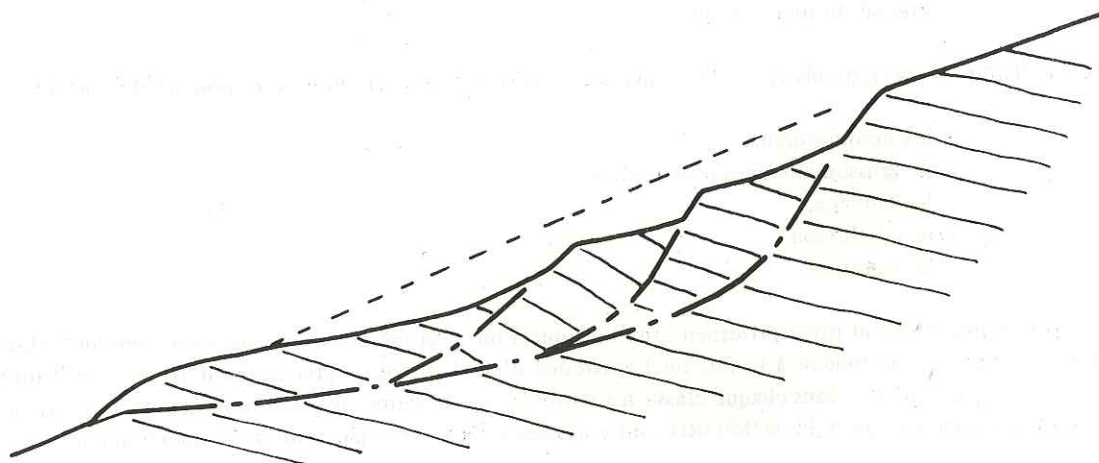


Figure 2 - Faible déformation interne = faible densité de lignes de discontinuité cinématique.

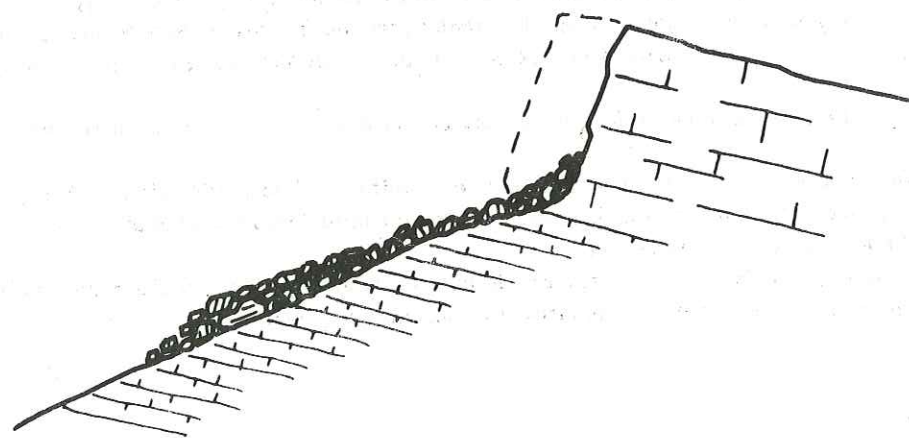


Figure 3 - Forte déformation interne = forte densité de lignes de discontinuité cinématique.

3) CLASSES DE MOUVEMENTS

3.1 - Mouvements à surface de glissement définie

3.1.1 - Faible déformation interne (fig. 2, p. 8)

Les mouvements de terrains ayant lieu par glissement le long d'une surface définie, et sans déformation interne importante, appartiennent à la catégorie des glissements au sens strict ou "landslide".

Selon la forme de la surface de glissement on distinguera :

- les glissements par rotation, déterminés par une surface courbe se rapprochant de la surface circulaire (ex : Vajont-Longarone) ;
- les glissements par translation le long d'une surface relativement plane (fig. 4, p. 10).

En fait, on peut se contenter comme HUTCHINSON (1969) du rapport D/L , où D représente l'épaisseur du glissement et L sa longueur. Les ruptures par rotation sont alors caractérisées par une valeur de $\frac{D}{L}$ comprise entre 0,15 et 0,35, tandis que au-dessous de 0,15 c'est le mouvement de translation qui prédomine. On peut ajouter le rapport $\frac{B}{L}$ où B représente la largeur.

Quelle qu'en soit la variété, cette classe de mouvement se caractérise dans son aspect morphologique par une crevasse de départ ou niche d'arrachement. La masse glissée est d'autant plus crevassée et affectée de bourrelets que la surface est moins circulaire.

Il est important de préciser que la masse ne se déplace pas en un seul bloc, mais qu'il existe souvent des volumes se déplaçant à des vitesses différentes ; ces volumes sont limités par des fissures en général visibles en surface. Malgré cela, la déformation interne est en moyenne faible dans chaque volume limité par des fissures.

Cette classe de mouvement se produit dans tous les types de sols et de roches à l'exception des roches massives, qu'elles soient d'origine sédimentaire, volcanique ou ignée. La présence d'argile n'est pas une condition nécessaire au glissement : par exemple, à Vajont il n'existait aucun niveau argileux bien défini au voisinage de la surface de glissement. Cependant, dans la presque totalité des cas de glissements cités dans la littérature, il existe un ou plusieurs niveaux argileux (ou marneux) qui ont facilité le glissement. Nous disposons du recensement effectué par les Ponts et Chaussées de la Haute-Savoie d'un certain nombre de mouvements affectant les routes : tous les cas de glissements proprement dits se caractérisent par la présence d'argile ou de marnes.

On peut donc dire que la majorité des glissements au sens strict ont lieu dans des terrains meubles (plus particulièrement argiles glaciaires, argiles lacustres, terrains d'altération argileux, marnes argileuses...) autrement dit dans des "sols" par opposition aux "roches", sauf si la forme des couches ou la fissuration y est favorable.

La surface de glissement peut, soit se situer dans un seul niveau lithologique faisant office de zone de faiblesse, soit recouper des terrains de nature différente. Par exemple, à Vajont, cette surface se trouvait dans une formation de calcaires à silex en minces bancs, épaisse d'une vingtaine de mètres, sans que l'on puisse la localiser sur un plan de stratification défini.

Au contraire, dans le glissement de Montmélian (fig. 64) la surface de cisaillement recoupe des argiles à blocs, des sables, des silts argileux à galets. Ce dernier cas se produit souvent dans les petits glissements de talus.

En ce qui concerne la vitesse de ces mouvements, il est difficile d'avancer des caractéristiques précises, car on ne dispose que de peu d'exemples de glissements ayant été suivis jusqu'à la rupture.



Fig. 4 - Schémas de principe des glissements au sens strict



Photo n° 1 - Glissement de Montmélian (type landslide par rotation)

Toutefois, SKEMPTON (1969) a donné quelques résultats de mesures pour préciser les vitesses, en général pour des "sols" :

Site	Description	Temps avant glissement					Mouvement total avant glissement
		7 ans	2 ans	6 mois	8 jours	1 jour	
KENSAL GREENE	Petit mur et talus	2 cm/an	9 cm/an	16 cm/an 0,04 cm/j			35 cm
OOIGAWA	Large mur			5 cm/an 0,01 cm/j	1 cm/j	10 cm/j	20 cm
DOSAN	Glissement moyen				3 cm/j	30 cm/j	40 cm
GRADOT RIDGE	Grand glissement						130 cm
VAJONT	Très grand glissement		70 cm/an	110 cm/an 0,3 cm/j	6 cm/j	20 cm/j	250 cm

On peut donc donner le schéma suivant, relatif à la variation de vitesse :

- en première phase, mouvement à vitesse lente pratiquement constante,
- dans les derniers jours, accélération menant à la rupture.

Ce dernier point est à remarquer car l'accélération finale se décèle ainsi quelque temps avant la rupture (au moins une semaine ici). Nous reviendrons plus loin sur cette remarque.

3.12 - Forte déformation interne (fig. 3, p. 8)

3.121 - Ecoulements

Avec J-P. BOMBARD (1968) nous les décrirons comme le processus engendré par une ou plusieurs masses se détachant brutalement de la paroi rocheuse ou terreuse à laquelle elles appartenaient pour venir former au pied du versant des nappes de matériaux grossiers, nappes pouvant s'étendre sur plusieurs kilomètres.

L'existence d'une surface de faiblesse permettant le départ du mouvement et limitant la masse de l'écoulement ne fait aucun doute, de même que la forte déformation interne du matériau. Ceci se traduit en pratique par une zone de départ bien visible (roche de couleur différente du reste du versant) correspondant en général à des fissures préexistantes, et un chaos de blocs de toutes tailles s'accumulant au pied du versant. Les matériaux sont beaucoup plus grossiers que dans les éboulis (photo n° 2).

Les terrains donnant lieu à ces écoulements sont exclusivement les roches massives pouvant former de hautes falaises (calcaires, roches cristallines et cristallophylliennes).

Les vitesses des écoulements sont très rapides, tout au moins dans la phase de rupture. Bien qu'aucun écoulement n'ait été mesuré avant rupture, il est logique de penser que la vitesse d'ouverture des fissures doit être d'abord faible et constante puis croître de façon beaucoup plus rapide que dans un glissement. Ceci est dû au fait que les matériaux donnant lieu à des écoulements sont en moyenne plus fragiles (dans leurs conditions naturelles) que ceux des glissements. Nous expliquerons en détail au chapitre II, pourquoi la notion de fragilité est importante.

Enfin, les masses concernées sont variables. Il existe de petits écoulements d'un millier de m³, à côté d'autres atteignant plusieurs centaines de millions de m³.

Photo n° 2 - Clapier du Faudan, Bonneval-sur-Arc (Savoie)

Cet écoulement a affecté une falaise de roches massives (gneiss du Grand Paradis) comportant plusieurs systèmes de diaclases. La zone de départ est visible en haut à gauche. La forte déformation interne se traduit par le fait que la masse en mouvement est complètement disloquée et ressemble à un éboulis (à la différence que les matériaux n'y sont pas classés). L'échelle est donnée par le pont sur l'Arc (en bas à droite).



Voici quelques exemples :

	Date	Volume en millions de m ³
SAWTOOTH RIDGE (Montana U.S.A.)	Préhistoire	600
MONT GRANIER (Savoie)	1248	150
DIABLERETS (Valais, Suisse)	1744	50
ELM (Suisse)	1881	9

Il faut noter que leurs grandes masses et leur départ très brutal (c'est le mouvement dont le départ est le plus brutal) font des écroulements un phénomène très dangereux auquel sont soumises toutes les parois de roches dures. On a tendance à en oublier l'éventualité du fait de leur rareté.

3.122 - Les coulées

Cet autre type de mouvement à forte déformation interne diffère du précédent par la nature des matériaux qu'il affecte. On peut définir le mouvement d'une coulée comme étant analogue à celui d'un fluide visqueux. Il concerne des matériaux meubles généralement saturés.

On peut observer une limite nette entre les matériaux de la coulée et ceux du terrain resté en place, laquelle se traduit par une cohésion beaucoup plus forte de ce dernier, ainsi que par une discontinuité des vitesses. La déformation interne est très importante et on ne peut retrouver aucune structure du terrain ayant donné naissance à la coulée.

Les coulées se caractérisent par des formes allongées (L/B grand) sur des pentes même faibles : certaines atteignent plusieurs kilomètres de long. SKEMPTON (1969) en donne quelques exemples :

Site	Pente	Période d'observation	Vitesse moyenne	Vitesse journalière maximale
SLUMGULLION	7,50°	13 ans	5 m/an	
STOSS	7,50°	1 an	7 m/an	
BELTINGE	7°	3 ans	8 m/an	25 cm/jour
STONEBARROW DOWN	9°	2,5 ans	18 m/an	50 cm/jour
MONT CHAUSU	8,5°	20 ans	25 m/an	25 cm/jour

Elles sont souvent localisées dans des talwegs dont elles suivent le cours, mais peuvent parfois affecter des versants.

Leurs matériaux sont en général des matériaux meubles (argiles, limons, argiles à blocs, terrains d'altération argileux) saturés. Leurs vitesses d'avancement sont très irrégulières : on observe des arrêts de mouvement ainsi que des reprises brusques. La vitesse semble liée au degré de saturation en eau du sol et plus généralement aux pressions interstitielles. Ces valeurs dépendent en général de la pluviométrie. Les coulées se caractérisent donc par des mouvements saisonniers.

Les masses en mouvement peuvent atteindre plusieurs millions de m³. Par exemple, on a estimé le volume des coulées de Bellevaux (Haute-Savoie) de 1943 à 2 millions de m³. Ces coulées ont progressé de 200 m par jour durant les premières semaines en suivant le lit de plusieurs torrents. (MORET, 1943).

Il existe un type de coulée encore plus rapide : à Pontamafrey (Savoie) ce sont de véritables torrents de boue et de blocs de 150.000 à 300.000 m³ qui descendent dans le lit du torrent de la Ravoire, une dénivellation de 1200 m en un ou deux jours et vont accumuler des matériaux qui coupent le R.N. 6 et la voie ferrée.

On n'a pas mentionné ici les "coulées sèches" de J-P. BOMBARD que l'on peut soit rattacher aux écroulements, soit à la solifluxion ou reptation. J-P. BOMBARD (1968), à la suite de divers auteurs, désignait ainsi les mouvements se

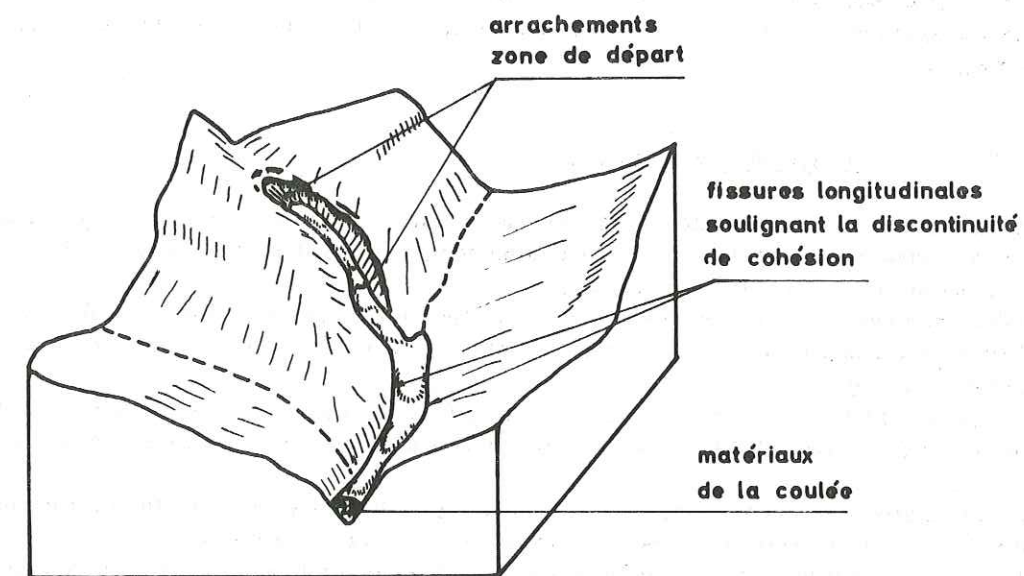


Figure 5 - Schéma d'une coulée.

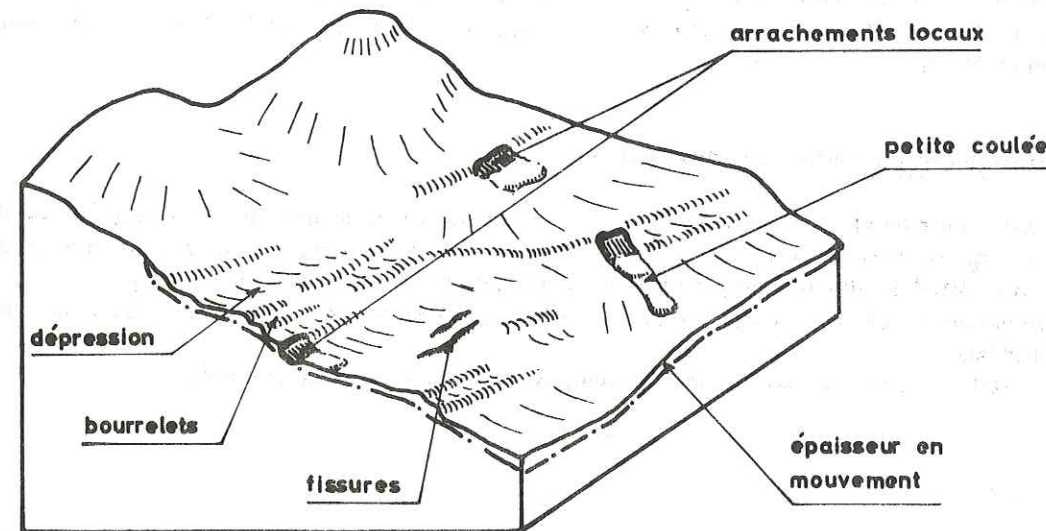


Figure 6 - Schéma d'un versant affecté de solifluxion.

produisant dans les débris d'écroulements immédiatement après la chute des matériaux, et dont le résultat est de provoquer un grand étalement de ces matériaux sur des pentes même faibles.

Nous restreignons le terme de coulée à un mouvement de type fluidal affectant un matériau meuble, à faible cohésion et saturé.

3.13 - Déformation de faible épaisseur

Nous regroupons dans ce paragraphe les mouvements communément appelés solifluxion et reptation. Nous sommes obligés de leur réserver une caractéristique de déformation interne mal définie, car aucune étude n'a été faite à notre connaissance, qui permette de trancher la question.

Nous les définirons comme des mouvements lents affectant les terrains superficiels meubles. Ces mouvements peuvent s'étendre à des versants entiers. Ils se traduisent dans la topographie par des bombements, des bourrelets et de petites déchirures (fig. 6).

Nous n'avons pas fait ici la distinction entre la solifluxion et la reptation car nous estimons que les données sur ces phénomènes sont trop imprécises (c'est-à-dire que l'on manque de mesures de déformation pouvant indiquer le mode de mouvement).

Comme la solifluxion et la reptation affectent de préférence les terrains meubles (d'altération ou rapportés) de surface, il semble que la discontinuité de vitesse se trouve au voisinage de la limite terrain: de couverture - substratum.

On les distinguera par leur faible épaisseur vis-à-vis de leurs autres dimensions. On peut les schématiser à l'échelle du versant comme le mouvement d'une pellicule de surface. SKEMPTON (1969) donne des exemples de "feuilles de solifluxion" épaisses de 2 à 3 m et s'étendant en longueur sur plusieurs centaines de mètres. Ceci permet de les distinguer des glissements du type "landslide".

Contrairement aux glissements, leurs vitesses restent sensiblement constantes et ne présentent pas de rupture. On n'a d'ailleurs pas de départ en masse de tout l'ensemble en mouvement (alors que c'est le cas des glissements où le volume en mouvement glisse d'un seul bloc) mais possibilité de petits arrachements locaux ou de coulées locales.

Les vitesses moyennes sont toujours faibles et inférieures à 10 cm/an.

Les masses concernées peuvent être grandes si les terrains en mouvement occupent une grande surface.

Toutefois, à défaut d'être vraiment dangereux, ce type de mouvement est très gênant, car il déplace tous les objets implantés en surface.

3.2 - Mouvements sans surface de glissement définie

Dans cette classe on place le phénomène de fauchage. C'est un mouvement très lent, vers l'aval, des extrémités de couches géologiques voisines de la surface. Ce phénomène affecte les roches stratifiées, surtout en bancs assez minces (non massifs) où la direction du pendage est inverse de celle de la surface topographique.

Ceci se traduit par un changement d'orientation des couches qui peut faire croire que l'on a une orientation différente des pendages.

Selon certains auteurs la zone de fauchage peut atteindre 200 à 300 m de profondeur.

3.3 - Erosion

Ce n'est pas à proprement parler un mouvement de terrain, mais c'est un phénomène important car on le rencontre très souvent. L'érosion est parfois cause de glissements par changement des conditions aux limites. Nous ne ferons que mentionner.

On distinguera l'érosion externe et l'érosion interne.

L'érosion externe comporte :

- érosion éolienne
- érosion glaciaire

- érosion fluviale,
- érosion par ravinement,
- érosion régressive au niveau des zones de suintement.

L'érosion interne comprend surtout l'altération physico-chimique des matériaux (phénomènes de karstification, dissolution des gypses, défloculation des marnes). Mentionnons enfin l'enlèvement des matériaux meubles par circulation souterraine (BARBIER, 1953).

Surface de glissement	Déformation interne	Type	Variétés	Schémas	Sols concernés	Vitesses	Masses concernées	Risques de catastrophes (pertes de vies humaines)
Surface de glissement définie	Faible	Glissement sensu stricto (Landslide - Slump)	Rotation		Argiles, sables, marnes, schistes, calcaires marneux.	quelques m/an	Variables quelques m ³ à 10 ⁸ m ³	OUI
			Translation		Sauf roches compétentes (ex. granite sain)	avec accélération finale importante		OUI
			Glissement de bloc					OUI
	Pas de surface de glissement définie	Forte	Eroulements			Roches compétentes (granites, gneiss, calcaires compacts)	très grandes 100 m/s départ brutal	jusqu'à 10 ⁹ m ³
Coulées			Coulée de terre		Déchris, Sols remaniés	quelques m/an	Variables jusqu'à 10 ⁸ m ³	OUI
			Coulée de boue		Souvent saturés	jusqu'à qq. m/s		OUI
				Solifluxion Reptation			Sols superficiels meubles	Faibles à moyennes 1 cm à 50 cm/an
	Fauchage			Toures roches stratifiées	Non mesurées Très lentes	Grandes	NON	
		Faible	Erosion	Par ravinement		Terre arable, puis sol sous-jacent		Importantes car phénomène continu
Par suintements					Terrains sableux	Vitesse de régression jusqu'à qq. m/an		

TABLEAU N° 1 - CLASSIFICATION CINEMATIQUE ET GEOMETRIQUE DES MOUVEMENTS DE TERRAINS
d'après BLAIZET, BOUCFFI, BOULON et al. 1969

CHAPITRE II - ETUDE MECANIQUE DE LA STABILITE

1. - DONNEES NECESSAIRES
2. - CALCULS DE STABILITE

A partir des données de la mécanique des milieux continus (donc nous n'envisagerons pas dans cette étude le cas des massifs rocheux fracturés, sauf si à l'échelle du massif on peut les considérer comme des milieux continus) nous allons définir les types de lois et de paramètres qu'il est nécessaire de connaître. Précisons que nous envisageons ici les moyens pour résoudre rigoureusement le problème, c'est-à-dire aboutir à une solution qui serait le déplacement de chaque point de l'espace en fonction du temps, à partir des données décrites ci-dessous.

1) DONNEES NECESSAIRES

On distingue trois types de données pour la résolution d'un problème de mécanique des milieux continus :

- lois générales valables pour tous les corps ;
- lois rhéologiques propres à chaque corps ;
- conditions aux limites.

1.1 - Lois générales

Ce sont les lois fondamentales de la mécanique. Elles sont valables dans tous les cas et pour tous les corps (solides, liquides, gaz). Nous citerons :

1.11 - Equations générales de l'équilibre

C'est l'équivalence du torseur des forces appliquées à un système avec le torseur des quantités d'accélération, qui s'exprime par :

$$\vec{F} = m \vec{\Gamma}$$

Ceci se traduit par trois équations concernant la somme des forces et trois autres concernant la somme des moments de ces forces par rapport à un point ou à un axe.

Remarque :

si le problème est indépendant d'une des 3 dimensions, il ne demeure que 2 équations concernant la somme des forces et une concernant la somme des moments.

Si on considère un petit élément de volume, l'expression de cette loi est :

$$\frac{\partial \sigma_{11}}{\partial x_1} + \frac{\partial \sigma_{12}}{\partial x_2} + \frac{\partial \sigma_{13}}{\partial x_3} + X_1 + \frac{d^2 x_1}{dt^2} = 0 \quad (\text{projection sur un axe parallèle à } 0x_1)$$

il y a deux autres équations de projection sur $0x_2$ et $0x_3$.

X_1 représente la composante des forces de volume qui sont la pesanteur $\rho \cdot g$ et le gradient hydraulique.

Remarque :

lorsqu'on écrit l'équilibre d'un grand volume de sol on introduit la pression de l'eau non comme force de volume, mais comme condition aux limites.

1.12 - Conservation de la masse

Cette équation s'applique lorsqu'il y a des transferts de masse. L'expression de la conservation de la masse se traduit par :

$$\text{div} (\rho \vec{V}) + \frac{\partial \rho}{\partial t} = 0$$

Pour les corps incompressibles l'équation se ramène à $\text{div} \vec{V} = 0$, classique en hydraulique.

Figure 7 - Comparaison entre boîte de cisaillement et appareil triaxial

Dans la boîte de cisaillement les paramètres que l'on mesure sont la contrainte normale au plan de cisaillement et la contrainte tangentielle parallèle à ce plan.

Dans l'essai triaxial, qui est un essai à 2 dimensions car $\sigma_2 = \sigma_3$ et $\sigma_1 > \sigma_3$, les paramètres sont les deux contraintes principales σ_1 et σ_3 , perpendiculaires entre elles. On démontre que le plan de cisaillement fait un angle de $\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$ avec la contrainte principale mineure (σ_3).

Figure 8 - Courbes contrainte-déformation

A gauche, essai de cisaillement : pour un σ_n donné, on mesure la variation de τ en fonction du déplacement Δl .

A droite, essai triaxial : σ_3 étant fixé, on mesure la variation de σ_1 en fonction de l'allongement relatif $\epsilon_1 = \frac{\Delta l_1}{l_1}$.

Ces courbes sont analogues car τ et σ_n sont des fonctions linéaires de σ_1 et σ_3 (et réciproquement). Elles se caractérisent par une limite élastique (τ_{LE} ou σ_{1LE}), par une valeur de pic (ou résistance maximale) et par un palier de plasticité parfaite où la contrainte n'augmente plus. On obtient autant de courbes que l'on a de valeurs de σ_n (respectivement σ_3). On montre que pour l'ensemble des paliers ainsi obtenus, en première approximation on a une relation linéaire entre τ et σ_n (respectivement σ_1 et σ_3).

Figure 9 - Courbes caractéristiques

A gauche, essai de cisaillement. A droite, essai triaxial. Dans les deux cas ces courbes représentent les relations entre τ et σ_n (respectivement σ_1 et σ_3) pour différents états (limite d'élasticité, valeurs de pic, valeurs de palier). On détermine ainsi des domaines dans l'espace des contraintes (domaine d'élasticité, d'élasto-plasticité).

N.B. - Les contraintes négatives représentent une traction ; positives, une compression.

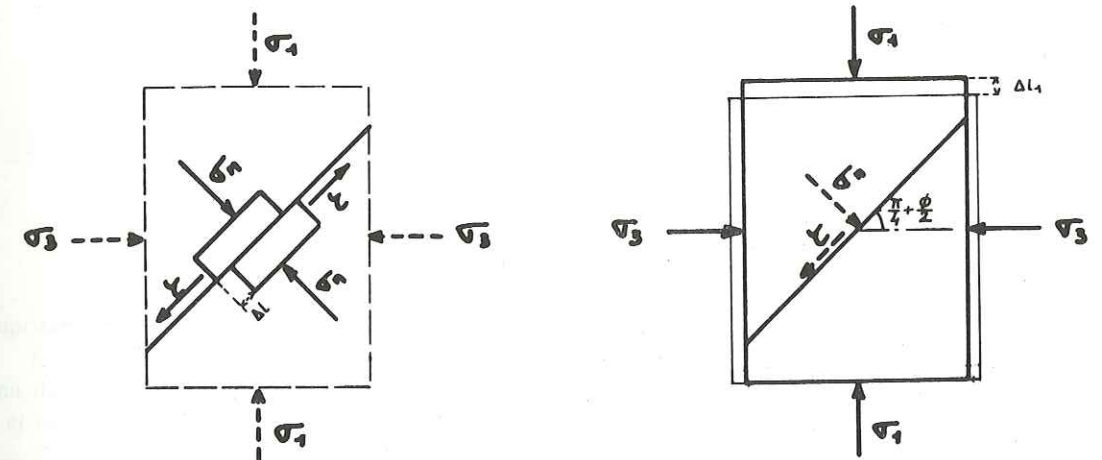


Figure 7 - Comparaison entre boîte de cisaillement et appareil triaxial.

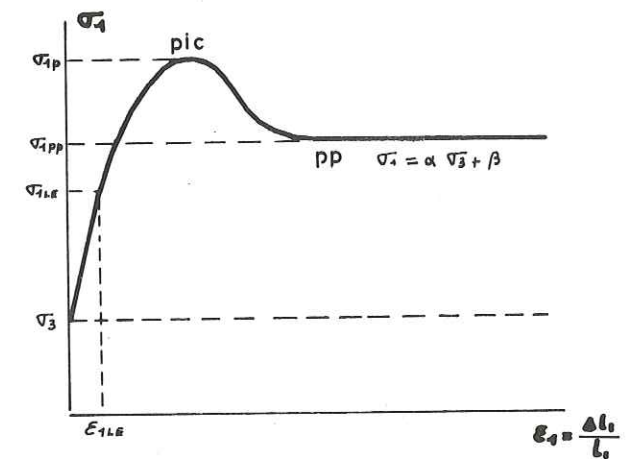
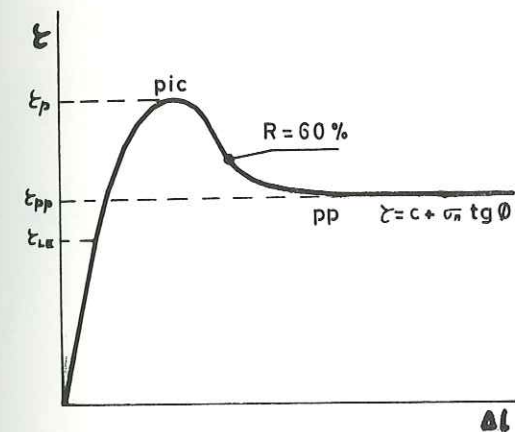


Figure 8 - Courbes contrainte - déformation.

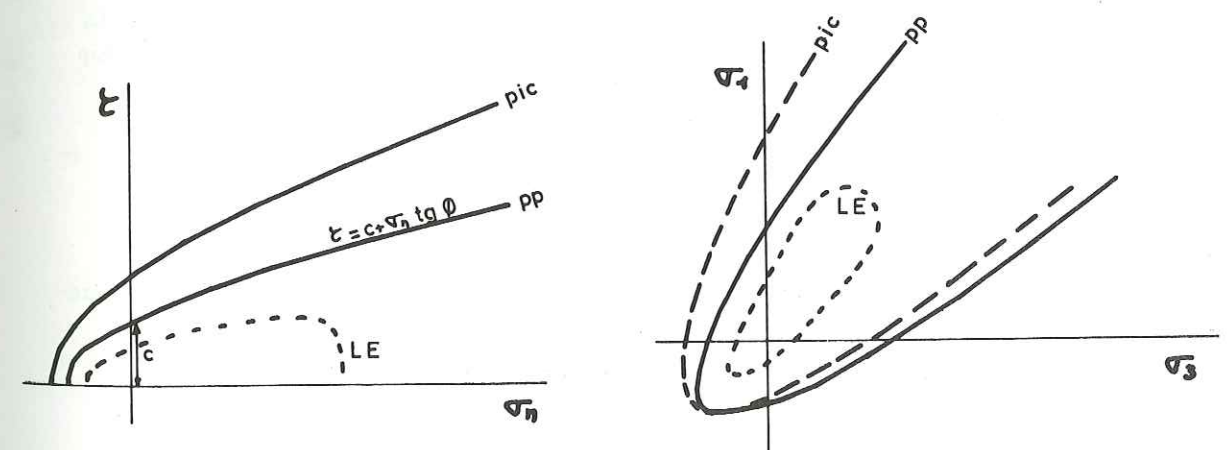


Figure 9 - Courbes caractéristiques.

Figure 10 - Représentation schématique des courbes effort-déformation

Le schéma du haut représente le comportement d'un matériau élastique-plastique. Quand on allonge le système, le ressort OA fournit une résistance proportionnelle à l'allongement (élasticité). A partir du moment où $\sigma_1 > \sigma_{1LE}$, le frotteur fournit une résistance constante indépendante de l'allongement. Le ressort ne s'allonge plus et la résistance totale reste constante.

Le schéma du bas comprend en plus un domaine d'élasto-plasticité représenté par un ressort et un frotteur en parallèle. Ce système ne rentre en jeu que lorsque $\sigma_1 > \sigma_{1LE}$, valeur à partir de laquelle le frotteur maintient une résistance constante alors que celle due au ressort augmente, d'où la portion de courbe AB.

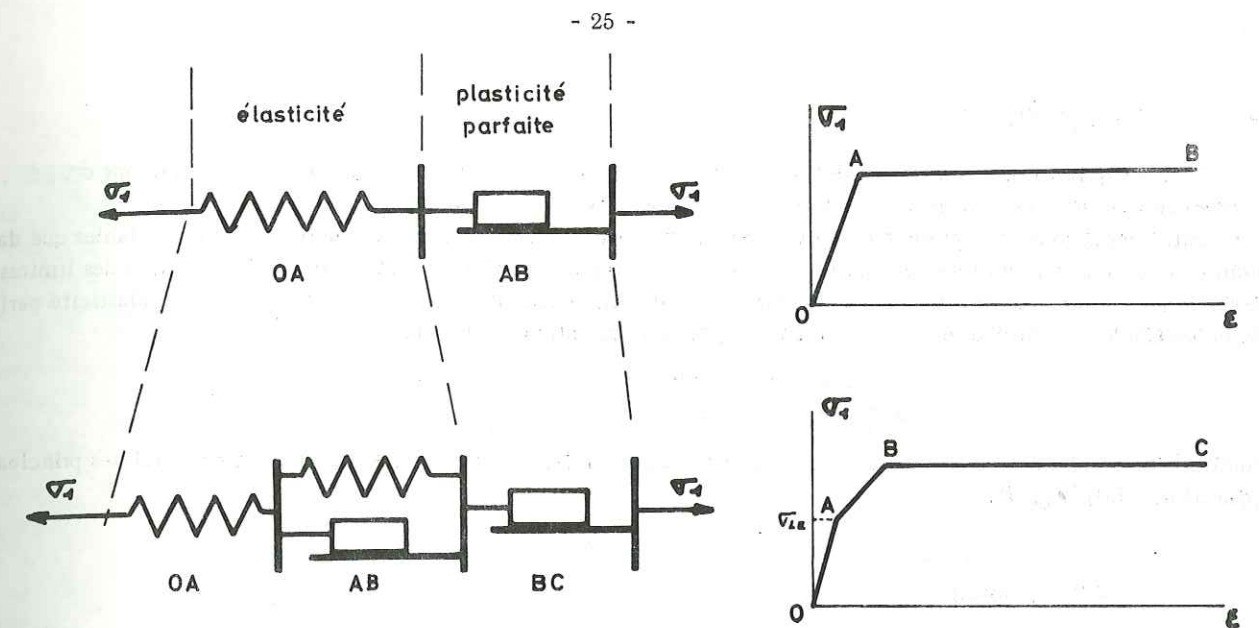


Figure 10 - Représentation schématique des courbes effort-déformation

Figure 11 - Variation de la fragilité avec la contrainte latérale

Pour 3 valeurs de σ_3 les chutes de résistance pic-palier sont très différentes. La fragilité peut se caractériser par $f = \frac{\sigma_{1p} - \sigma_3}{\sigma_{1pp} - \sigma_3}$ (indice différent de celui de Bishop mais variant dans le même sens). Elle varie donc avec σ_3 , mais aussi avec la valeur de la contrainte moyenne de consolidation.

Si σ_e = contrainte moyenne lors de la consolidation

σ_u = contrainte moyenne lors de l'essai

f croît avec $\frac{\sigma_e}{\sigma_u}$

Les essais ci-contre ont été effectués sur une argile silteuse présentant les caractéristiques $w_L = 40\%$, $w_p = 18\%$, $w = 12,4\%$ et compactée à 600 Tm/m^3 pour réaliser une certaine préconsolidation (d'après BIAREZ et BELLIER, 1969).

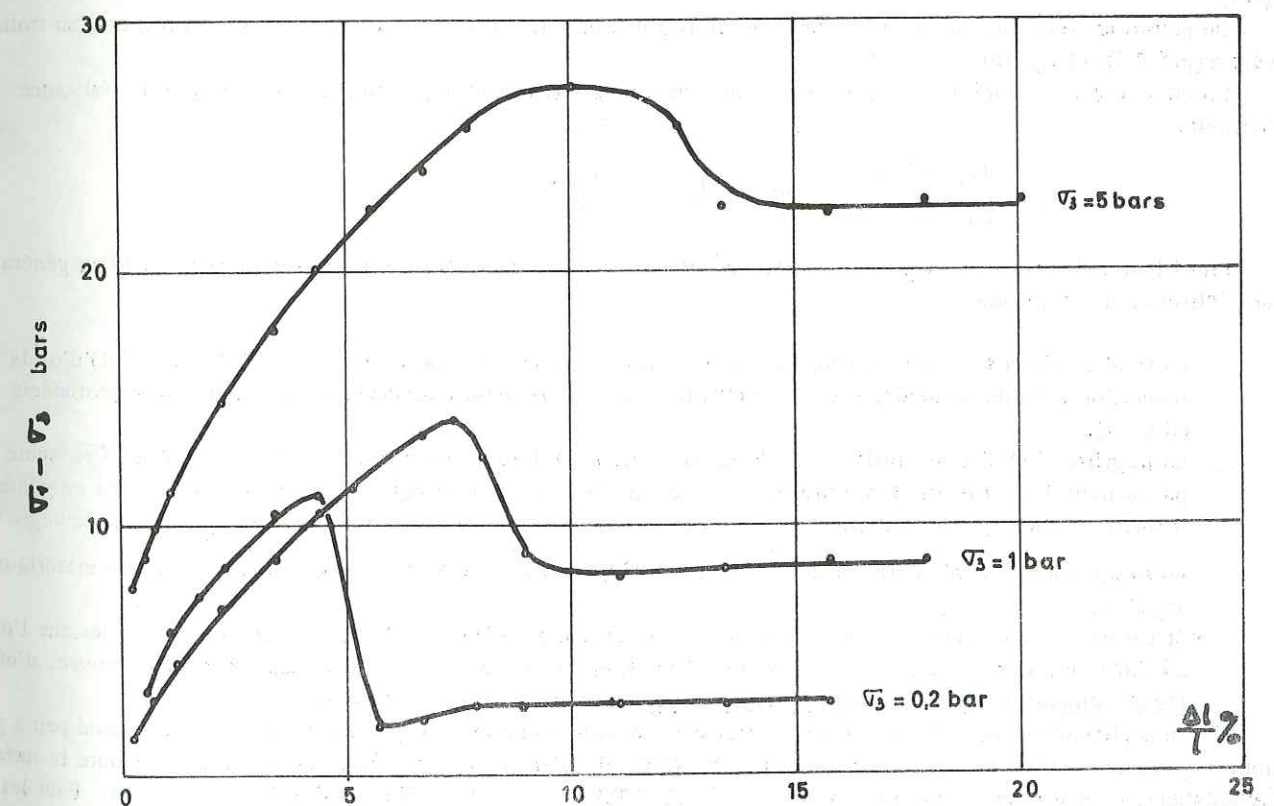


Figure 11 - Variation de la fragilité avec la contrainte latérale
(BIAREZ et BELLIER, 1969)

1.2 - Loi rhéologique

C'est une relation entre les contraintes σ , les déformations ϵ et leurs dérivées par rapport au temps $\dot{\sigma}$, $\dot{\epsilon}$. Interviennent en outre les variations de la teneur en eau w et de la température.

Cette loi est souvent représentée analytiquement par des lois partielles plus simples qui ne sont valables que dans un domaine de contrainte et de déformation donné. Par exemple, la loi d'élasticité valable à l'intérieur des limites élastiques, que l'on peut exprimer en contraintes ou en déformations. Par exemple, encore, la loi de plasticité parfaite (PP) ou de Coulomb, valable uniquement aux très grandes déformations, loi qui s'exprime :

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi$$

$$\text{ou } \sigma_1 = \alpha \sigma_3 + \beta$$

selon que l'on se place dans un repère lié au plan de cisaillement (boîte de cisaillement) ou aux contraintes principales (appareil triaxial) (fig. 7).

1.21 - Fragilité

Si on écrase un échantillon à vitesse constante, la contrainte σ_1 passe par une valeur σ_{LE} au-delà de laquelle les déformations ne sont plus réversibles, puis par un pic σ_P et enfin se stabilise sur le palier de plasticité parfaite. Cette dernière valeur σ_{PP} est parfois appelée contrainte résiduelle (fig. 8).

Les valeurs de σ_{LE} , σ_P , σ_{PP} (ou ϵ_{LE} , ϵ_P et ϵ_{PP}) dépendent de σ_3 (ou de σ_n). Elles sont donc représentées par des surfaces dans l'espace des contraintes. Il en est de même pour ϵ_{LE} etc.. La relation entre ces valeurs et σ_3 est représentée en figure 9, mais à deux dimensions, pour simplifier : on n'a plus de surfaces mais des courbes caractéristiques.

On peut représenter schématiquement ces résultats à une dimension à l'aide d'un ressort (élasticité) et d'un frotteur en série (plasticité) (fig. 10).

On caractérise en général la fragilité par la diminution de résistance du pic au palier rapportée à la résistance maximale.

$$I_b = \frac{\sigma_{1P} - \sigma_{1PP}}{\sigma_{1P} - \sigma_3} \quad \text{ou} \quad I_b = \frac{\epsilon_P - \epsilon_{PP}}{\epsilon_P}$$

Plus l'indice de fragilité est grand, plus le matériau est fragile. Cette baisse de résistance correspond en général à une "fissuration" du milieu.

- La fragilité décroît si l'échantillon est soumis à une contrainte σ_3 plus forte (Von KARMAN, 1911) d'où la fissuration à faible profondeur et la déformation continue pour les matériaux situés à une grande profondeur (fig. 11).
- La fragilité croît si l'échantillon a subi une grande consolidation (contrainte effective maximale σ_{PC} subie par le matériau au cours de son histoire). Par exemple les argiles antéglaciaires surconsolidées sont en général fissurées si elles sont actuellement à faible profondeur. En fait, la fragilité croît avec $\frac{\sigma_{PC}}{\sigma_3}$ et si le degré de saturation en eau diminue (BIAREZ et BELLIER, 1969). Cette propriété est surtout valable pour des matériaux argileux.
- Si l'échantillon est soumis à une charge croissante et non à une vitesse d'écrasement constante, dès que l'on atteint le pic il y a "rupture", c'est-à-dire séparation en morceaux et brutale augmentation de vitesse, d'où les glissements dangereux dans les matériaux fragiles (roches, sols surconsolidés).

Certains glissements de terrains, en particulier dans les sols, commencent par une fissuration qui s'étend peu à peu à tout le glissement. Dans ce cas la contrainte maximale de pic n'existe pas en même temps au long de toute la surface de glissement. On parle alors de rupture progressive (SKEMPTON, 1964 - HAEFELI, 1967 - BJERRUM, 1968). Pour les calculs élémentaires de cercles de glissement, il est difficile de choisir entre les courbes intrinsèques de pic et de palier ; une meilleure étude est obtenue par les éléments finis.

1.22 - Visco-plasticité

Pour certains matériaux, plus particulièrement ceux contenant de l'argile, les propriétés mécaniques précédentes sont fonction de la vitesse de déformation. Par exemple, il existera autant de courbes intrinsèques de plasticité parfaite que de vitesses de déformation. La courbe correspondant à une vitesse de déformation nulle sera la limite des comportements solide et liquide ; on l'appellera limite de fluage σ_{LF} (fig. 12 et 13).

La schématisation de ce mécanisme est représentée par la figure 13 où un amortisseur hydraulique (dashpot) fournit une résistance, fonction de la vitesse de déformation. Il y a autant de paliers de plasticité parfaite que de vitesses de déformation. Si l'on applique une valeur de σ_1 supérieure à σ_{LF} l'échantillon se déforme à vitesse constante (fluage stationnaire). Pour certains matériaux ceci peut se poursuivre indéfiniment ; en général, étant données les hétérogénéités locales par exemple, il se produit des microfissures puis une rupture de l'échantillon. En première approximation on admet parfois que ceci arrive pour une déformation donnée ϵ_r indépendante de σ_1 . En réalité les phénomènes sont plus complexes (fig. 14). Il n'y a pas de rupture brutale, c'est-à-dire passage instantané de $\dot{\epsilon} = \text{Cte}$ à $\dot{\epsilon} = \infty$, mais une accélération progressive due à la dégradation des propriétés mécaniques du matériau (augmentation du nombre des fissures dans un glissement). La contrainte restant constante, l'accélération signifie rupture irrémédiable. Ceci ne doit pas être confondu avec les accélérations correspondant aux augmentations de σ_1 ou de pression interstitielle (variation des conditions aux limites). D'autre part, la limite du fluage stationnaire ϵ_r n'est pas exactement à déformation constante mais dépend aussi de la contrainte.

1.23 - Thixotropie - Sensibilité

On désigne par thixotropie une forte diminution des propriétés mécaniques due à de grandes déformations effectuées à de grandes vitesses. Ce phénomène est réversible, c'est-à-dire que si on arrête le mouvement on retrouve les propriétés mécaniques : c'est le cas des boues de forages.

Il ne faut pas confondre avec la sensibilité qui désigne une diminution des propriétés mécaniques sous l'effet d'un remaniement, sans possibilité de les recouvrer lorsqu'on laisse le matériau au repos : c'est le cas des "quick clays" norvégiennes où des mouvements se propagent avec une grande rapidité à partir d'un remaniement local (ANDERSEN et BJERRUM, 1968).

1.24 - Variation de cohésion

Si le sol est saturé, sa cohésion varie avec sa teneur en eau ou plus précisément sa densité sèche. Un sol saturé peut passer de w_p à w_L par simple variation de densité sèche. La limite de fluage décroît avec la densité sèche.

Si le sol n'est pas saturé, sa cohésion décroît lorsque son degré de saturation croît (pour une même densité sèche). La cohésion peut varier de 1 à 10 en fonction de ces deux paramètres. C'est pourquoi il est important de pouvoir apprécier si un matériau est sensible à la variation de degré de saturation en eau.

Lorsque w croît jusqu'au voisinage de w_L , les sols argileux peuvent se comporter comme des fluides visqueux. C'est l'origine des mouvements de coulées.

1.25 - Rôle de la température

- La température modifie les propriétés élastiques et plastiques.
- Le gel de l'eau peut provoquer des déformations et des contraintes supplémentaires qui modifient la loi rhéologique (augmentation de la densité de fracturation des argiles et des roches).

La combinaison des lois générales de l'équilibre et de la loi rhéologique conduit aux équations dites mixtes. L'intégration de ces équations se fait en tenant compte des conditions aux limites, ce qui permet de déterminer la solution unique du problème.

Figure 12 - Variations des propriétés mécaniques avec la vitesse de déformation

A gauche, essai de cisaillement. A droite, essai triaxial. Un ensemble d'essais de cisaillement effectués à la même vitesse donne une courbe intrinsèque de plasticité parfaite. Pour des vitesses de cisaillement différentes on obtiendra d'autres courbes caractéristiques, donc d'autres propriétés mécaniques. En particulier, les courbes correspondant aux grandes vitesses sont situées au-dessus des autres. La courbe correspondant à une vitesse de cisaillement nulle (en fait, on ne peut que s'en approcher) est la limite de fluage. Le domaine compris entre cette limite et l'enveloppe des courbes correspondant aux grandes vitesses est le domaine de visco-plasticité. La figure de droite représente ces mêmes domaines dans l'espace des contraintes principales.

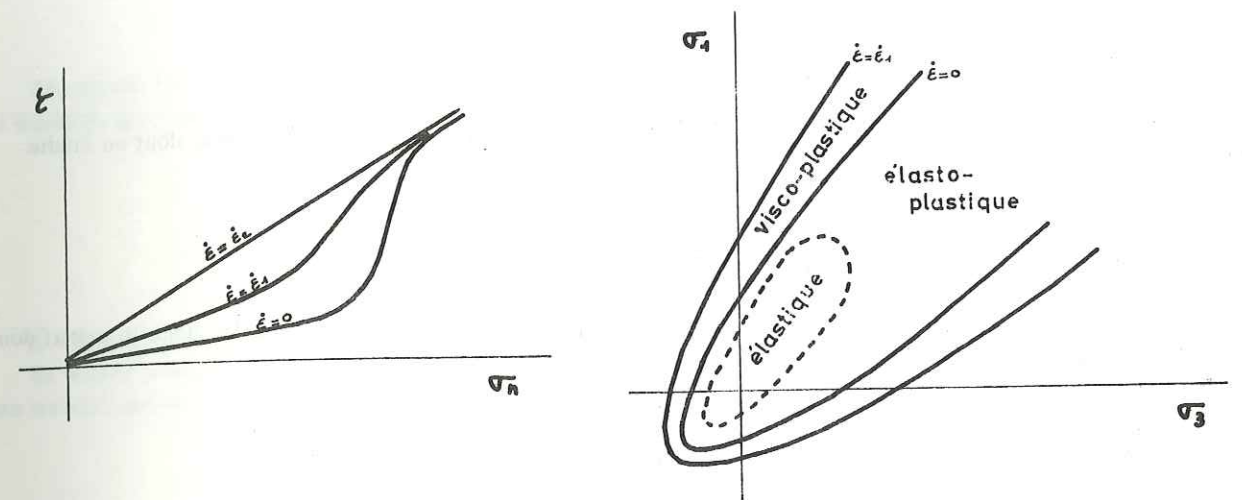


Figure 12 - Variations des propriétés mécaniques avec la vitesse de déformation

Figure 13 - Représentation schématique de la visco-plasticité

Les 2 premières phases d'élasticité et d'élasto-plasticité sont représentées comme à la figure 10 par des ressorts et un frotteur. Dès que $\sigma_1 > \sigma_{1LF}$ (limite imposée par le frotteur monté en parallèle avec le dashpot), le dashpot fournit une résistance proportionnelle à la vitesse de déformation qui s'ajoute à σ_{1LF} pour donner l'ensemble des courbes de plasticité parfaite. Plus la vitesse de déformation est grande, plus le palier est élevé.

Figure 14 - Courbes de déformation en fonction du temps

A gauche, représentation schématique. A droite représentation réelle. Si $\sigma < \sigma_{LF}$, la déformation reste constante dans le temps. Pour des contraintes supérieures, des droites représentent la phase de déformation à vitesse constante ; on a enfin accélération finale et rupture. La déformation au-delà de laquelle commence le processus de rupture dépend de la contrainte.

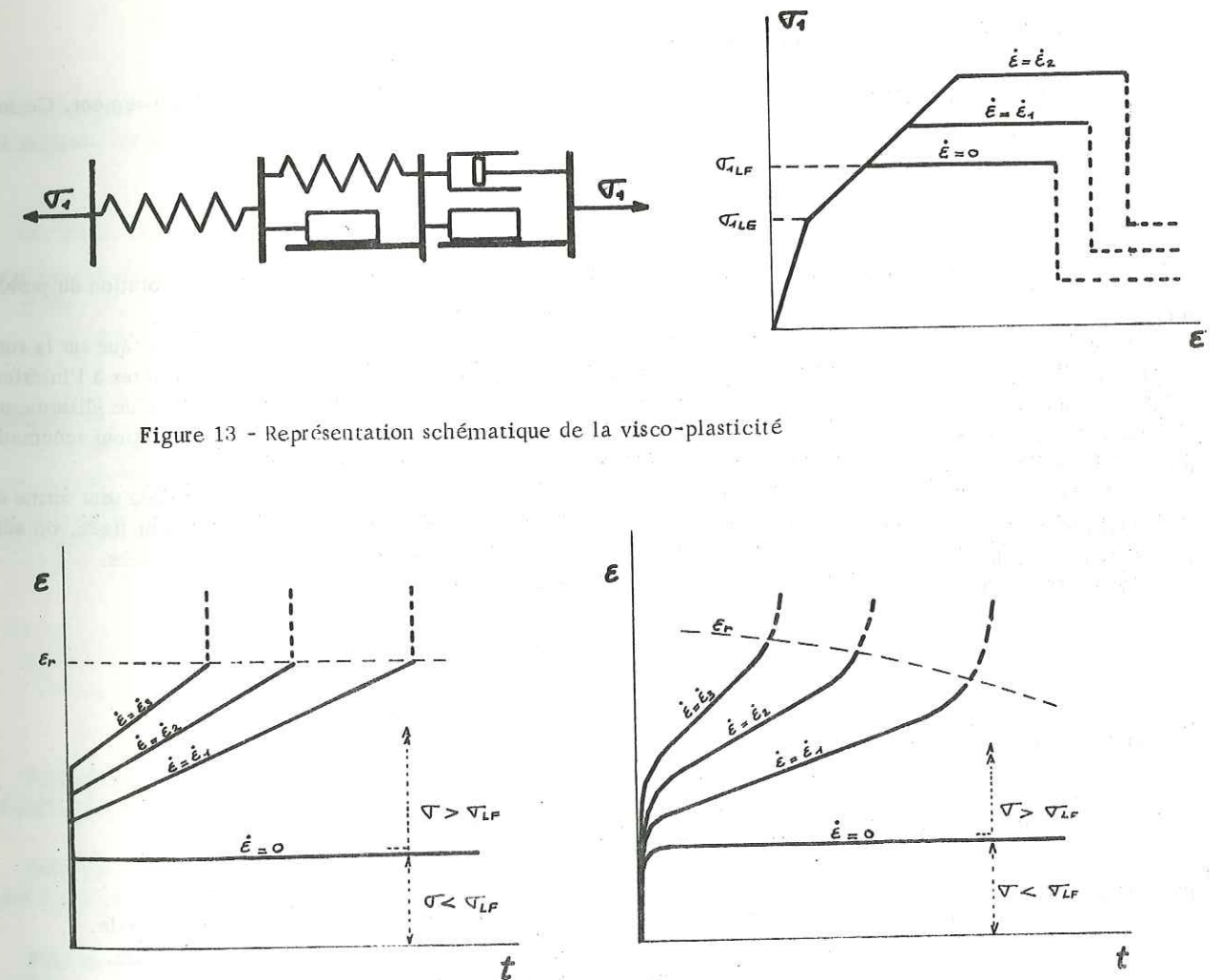


Figure 13 - Représentation schématique de la visco-plasticité

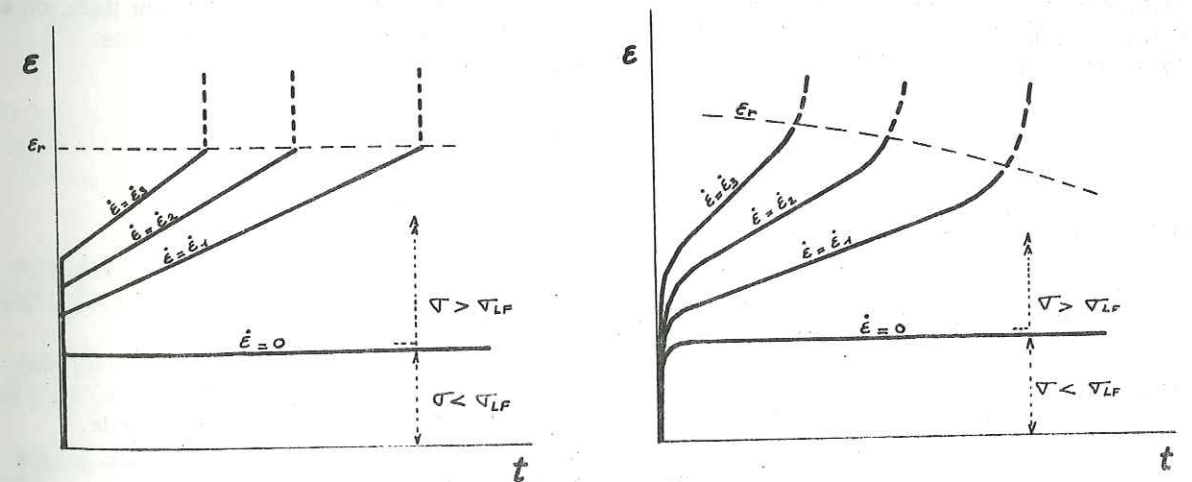


Figure 14 - Déformation en fonction du temps.

1.3 - Conditions aux limites

Les conditions aux limites forment l'ensemble des données relatives aux frontières du massif dont on étudie l'équilibre.

1.31 - Conditions aux limites géométriques

Ce sont la surface topographique et la surface de glissement qui limitent la zone instable, donc le massif dont l'équilibre est à étudier.

1.32 - Conditions aux limites des contraintes

Ce sont les répartitions de contraintes appliquées sur la surface libre du massif, et dues par exemple à des remblais, des bâtiments, etc.

1.33 - Conditions aux limites hydrauliques

C'est la pression interstitielle sur le contour du volume envisagé : topographie, surface de glissement. Ce sont aussi les zones d'entrée et de sortie d'eau (suintements, sources).

Si toutes ces données sont connues et traduites en chiffres ou relations mathématiques, la résolution du problème n'est plus qu'une question de calcul qu'il est possible de traiter sur ordinateur.

En général, certaines de ces données manquent ; en particulier la loi rhéologique n'est connue que sur la surface de glissement (lorsqu'elle est connue) et par conséquent on ne connaît pas la répartition des contraintes à l'intérieur du massif, ce qui amène à émettre un certain nombre d'hypothèses quant à la répartition sur la surface de glissement (*). D'autre part, dans le but de simplifier les calculs, on est également amené à adopter des représentations schématisées du terrain (formes topographiques simples, distribution simplifiée de la masse volumique etc.).

Les calculs de stabilité ainsi effectués conduisent à une évaluation chiffrée de l'état d'équilibre sous forme d'un coefficient de sécurité dont la précision dépend de celle des données. Pour une surface de glissement fixée, on adopte parfois le rapport des forces résistantes (qui tendent à empêcher la masse de glisser) aux forces motrices.

Nous allons citer quelques unes de ces méthodes de calcul pour mémoire.

2) CALCULS DE STABILITE

2.1 - Stabilité d'un massif semi-infini plan avec écoulement d'eau

Hypothèses : (fig. 15) :

- Massif semi-infini avec surface topographique plane inclinée de β sur l'horizontale.
- Ecoulement à lignes de courant parallèles et faisant l'angle α avec l'horizontale.
- Massif homogène quant à sa masse volumique, sa loi rhéologique.

(*) Ce qui différencie les méthodes de calcul.

On calcule l'état de contrainte sur un élément de plan parallèle à la surface topographique. Pour cela l'utilisation de l'équation générale de l'équilibre donne :

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau}{\partial y} = -\gamma_s \cdot \sin \beta$$

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau}{\partial x} = \gamma_s \cdot \cos \beta$$

γ_s = masse volumique du sol saturé.

En tenant compte du fait que dans un massif semi-infini, la répartition des contraintes ne dépend pas de x , puisque toute translation parallèle à Ox conserve les conditions aux limites, ainsi que la loi rhéologique, on obtient :

$$\frac{\partial \tau}{\partial y} = -\gamma_s \cdot \sin \beta$$

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = \gamma_s \cdot \cos \beta$$

d'où

$$\tau = -\gamma_s \cdot y \cdot \sin \beta$$

$$y = \gamma_s \cdot y \cdot \cos \beta \quad \text{puisque la surface du massif ne supporte aucune contrainte.}$$

On introduit ici la pression interstitielle en chaque point en écrivant que la contrainte normale totale est la somme de la pression interstitielle u et de la contrainte intergranulaire σ'_y :

$$\sigma_y = \sigma'_y + u$$

$$\text{Or, en O, } u = \gamma_e \cdot OB \cdot \cos \alpha = \gamma_e \cdot \frac{\cos \alpha}{\cos (\beta - \alpha)} \cdot OC = \gamma_e \cdot \frac{\cos \alpha}{\cos (\beta - \alpha)} \cdot y$$

car OB est une équipotentielle.

$$\text{D'où } \sigma'_y = \left[\gamma_s \cdot \cos \beta - \gamma_e \cdot \frac{\cos \alpha}{\cos (\beta - \alpha)} \right] \cdot y$$

Remarque :

on peut introduire directement la pression interstitielle en plaçant le gradient hydraulique parmi les forces de volume dans les équations de l'équilibre. En effet, dans le cas du massif semi-infini les courbes d'équipressions sont parallèles à la surface topographique. Donc sur un volume élémentaire, la résultante des forces de pression est parallèle à Oy et vaut $-\frac{\partial u}{\partial y}$, ce qui revient à écrire les équations générales :

$$\frac{\partial \sigma'_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau}{\partial y} = -\gamma_s \cdot \sin \beta$$

$$\frac{\partial \sigma'_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau}{\partial x} = \gamma_s \cdot \cos \beta - \frac{\partial u}{\partial y}$$

D'où

$$\sigma'_y = \gamma_s \cdot y \cdot \cos \beta - u$$

Pour obtenir la solution complète (c'est-à-dire σ'_x) il faut écrire la loi rhéologique, c'est-à-dire la loi de plasticité parfaite si l'on suppose le massif en équilibre limite.

Ceci permet de représenter sur le diagramme de Mohr des contraintes intergranulaires (fig. 16), l'état de contrainte relatif à un élément de plan parallèle à la surface topographique.

Le point M représente cet état.

Pour simplifier, on supposera que la courbe intrinsèque du matériau est une droite caractérisée par les paramètres c' et ϕ' .

Le coefficient de sécurité vis-à-vis d'un glissement sur un plan parallèle à la surface topographique et situé à une profondeur y sous cette dernière peut être défini par $\frac{HM}{HMP}$ où M p est le point de même ordonnée que M et situé sur la courbe intrinsèque.

Figure 15 - Equilibre d'un massif semi-infini plan. Principales hypothèses

Les lignes d'écoulement de l'eau, parallèles entre elles, sont inclinées de α sur l'horizontale. Les équipotentielles leur sont perpendiculaires. Les lignes de même pression interstitielle sont parallèles à la surface topographique car la pression est proportionnelle à la profondeur y .

L'ensemble des forces agissant sur un petit élément sont :

- la force de volume de pesanteur $\rho \cdot g$
- les contraintes σ_x , σ_y et τ
- la force de volume due aux pressions d'eau

La somme de ces forces doit être nulle.

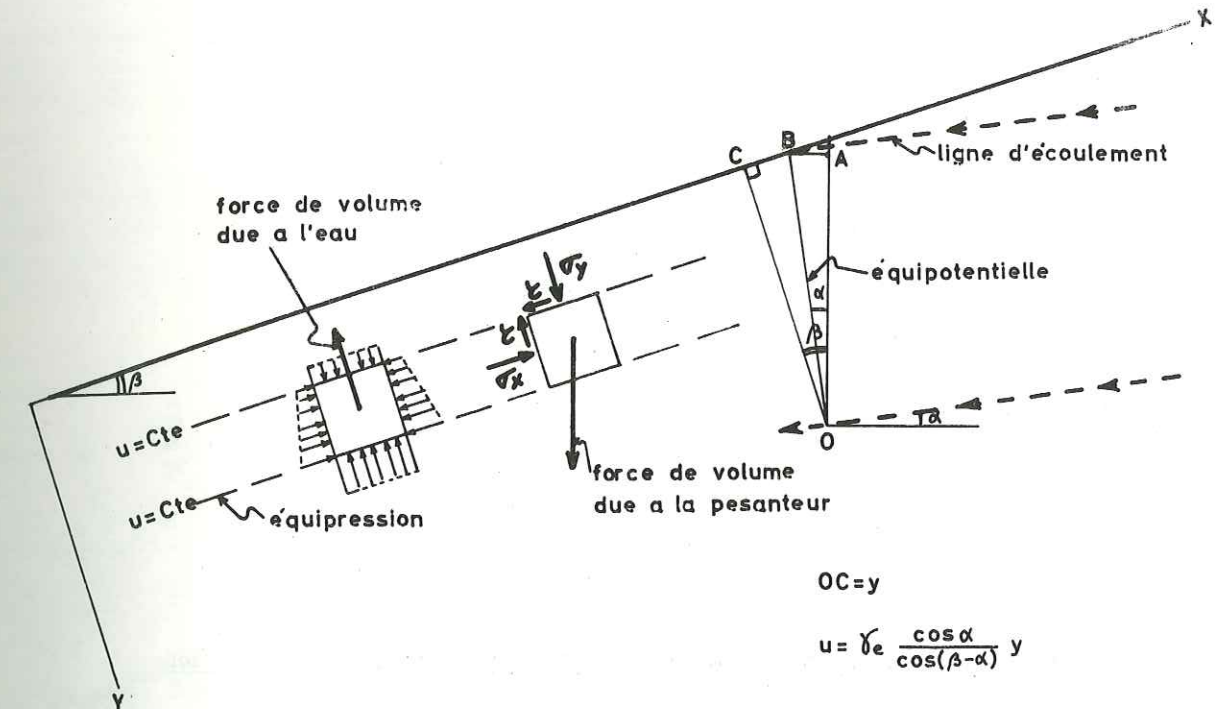


Figure 15 - Equilibre d'un massif semi-infini plan. Principales hypothèses.

Figure 16 - Calcul du coefficient de sécurité

Le point M représente l'état de contrainte sur une facette parallèle à la surface topographique. Dans l'espace σ_y , la facette est portée par l'axe des ordonnées et le vecteur OM représente la contrainte s'exerçant sur cette facette, contrainte que l'on peut décomposer en une contrainte normale σ'_y et une contrainte tangentielle τ . Les contraintes envisagées sont les contraintes intergranulaires ou effectives (pression d'eau déduite).

On démontre que lorsque la profondeur varie, le point M se déplace sur une droite passant par O. Si cette droite recoupe la courbe intrinsèque, il y aura une profondeur pour laquelle on aura la plasticité parfaite sur le plan parallèle à la surface topographique, donc glissement à ce niveau.

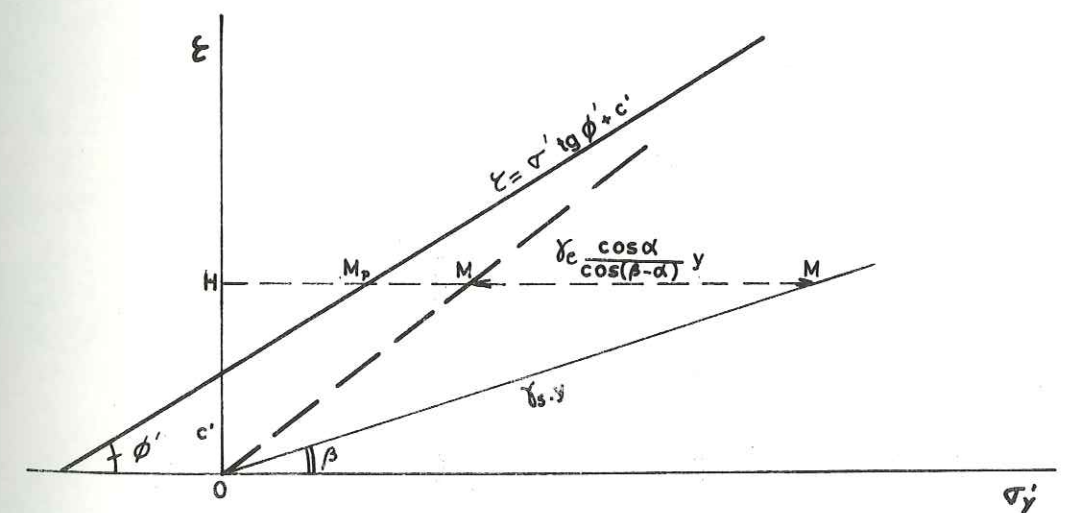
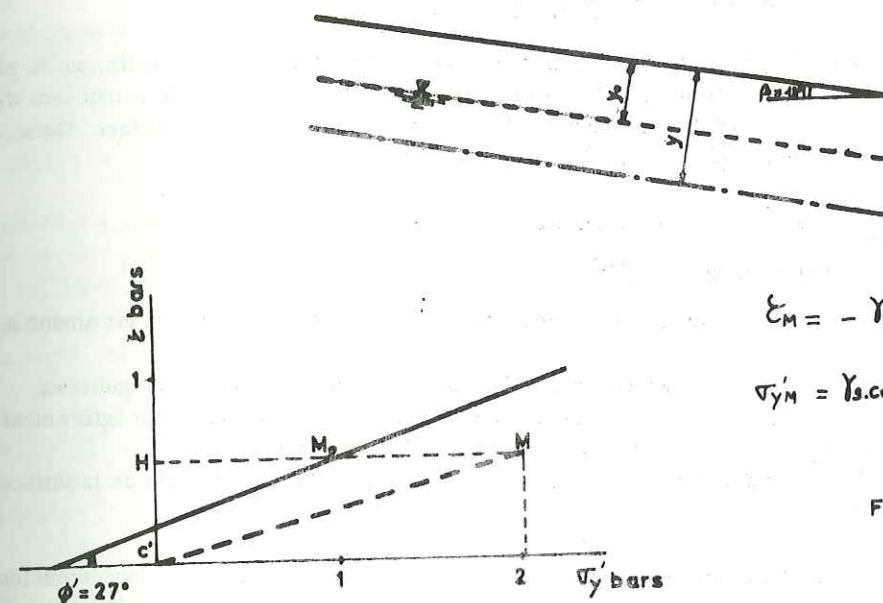


Figure 16 - Equilibre d'un massif semi-infini plan. Calcul du coefficient de sécurité.

Figure 17 - Variation du coefficient de sécurité avec la hauteur d'eau dans le sol

Dans ce cas la surface de glissement est située à une profondeur fixe $y = 14$ m. Le niveau de l'eau est à une profondeur variable y_0 . L'écoulement est supposé parallèle à la surface topographique (ce qui est approximativement le cas dans les glissements par translation).

$y - y_0$ représente donc la hauteur d'eau au-dessus de la surface de glissement.



$$\epsilon_M = -\gamma_s \cdot \sin \beta \cdot y$$

$$\sigma_{yM}' = \gamma_s \cdot \cos \beta \cdot y - \gamma_e \cdot \cos \beta (y - y_0)$$

$$F = \frac{HM}{HM_p}$$

$$F = \frac{\tan \phi' [\gamma_s \cdot \cos \beta \cdot y - \gamma_e \cdot \cos \beta (y - y_0)]}{\gamma_s \cdot \sin \beta \cdot y + c'}$$

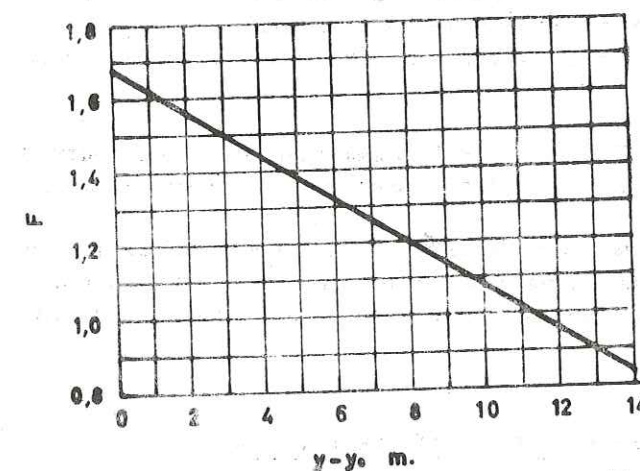


Figure 17 - Variation du coefficient de sécurité avec la hauteur d'eau dans le sol.

On démontre facilement que lorsque y varie, le point M se déplace sur une droite passant par l'origine et d'équation

$$\zeta = \frac{\gamma_s \sin \beta}{\gamma_s \cos \beta - \gamma_e \frac{\cos \alpha}{\cos(\beta - \alpha)}} \cdot \nabla' y$$

Donc si la pente de cette droite est supérieure à $\tan \phi'$, il existera une profondeur y pour laquelle, sur le plan parallèle à OX, on atteindra la plasticité, donc le massif sera instable. Dans le cas contraire, le massif sera stable.

Un cas particulier intéressant est celui où l'écoulement de l'eau se fait parallèlement à la surface. Dans ce cas, $\alpha = \beta$ et la condition de stabilité devient $\frac{\gamma_s}{\gamma_s - \gamma_e} \cdot \tan \beta \leq \tan \phi'$.

Comme en général $\begin{cases} \gamma_s \approx 2 \text{ T/m}^3 \\ \gamma_e \approx 1 \text{ T/m}^3 \end{cases}$ la condition s'écrit $2 \tan \beta \leq \tan \phi'$.

Et si on assimile les angles avec leurs tangentes $\beta = \frac{\phi'}{2}$.

Si on examine à présent à quelles conditions le calcul ci-dessus peut représenter la réalité on est amené à conclure que :

- la surface topographique doit se rapprocher d'un plan, donc ne pas être trop irrégulière ;
- le glissement probable doit avoir une grande longueur vis-à-vis de son épaisseur (glissement de translation) de façon à respecter la condition du massif semi-infini ;
- la loi rhéologique doit demeurer la même dans le terrain jusqu'à la profondeur de la surface de glissement éventuelle.

On voit en particulier qu'il serait hasardeux de conclure de ces calculs que toutes les pentes pour lesquelles $\beta > \frac{\phi'}{2}$ devront donner lieu à des glissements jusqu'à ce que leur inclinaison ait été ramenée à une valeur inférieure à $\frac{\phi'}{2}$. En effet, les paramètres c' et ϕ' sont caractéristiques d'une loi rhéologique qui n'est peut-être plus valable en dessous d'une certaine profondeur (en particulier la cohésion peut augmenter beaucoup) ; par conséquent, le calcul ci-dessus n'est plus représentatif de la réalité.

Au contraire, nous avons pu appliquer ce calcul au glissement de G.L... où l'on connaît la surface de glissement (sensiblement parallèle à la surface topographique et située entre 13 et 16 cm de profondeur). De plus, l'épaisseur du glissement est faible vis-à-vis de sa longueur (200 m) et enfin la surface de glissement est tout entière située dans de l'argile glaciaire feuilletée et à passages sableux, si bien qu'on a pu utiliser ce calcul. Comme il était inutile de calculer un coefficient de sécurité puisque les mouvements mesurés attestaient de l'instabilité, on a préféré étudier la variation de ce coefficient de sécurité en fonction du niveau piézométrique.

On a repris ce calcul en faisant l'hypothèse d'une nappe parallèle à la surface (donc $\alpha = \beta$) et à une certaine profondeur y_0 . Dans ce cas l'expression de la pression interstitielle est $u = (y - y_0) \gamma_e \cdot \cos \beta$.

Pour une surface de glissement située à 14 m de profondeur, on obtient la variation du coefficient de sécurité, représentée par la figure 17.

N.B. - On a supposé que la densité du sol était la même partout, ce qui n'est pas tout à fait exact. $y - y_0$ représente $\frac{h}{\cos \beta}$ si h est la hauteur d'eau au-dessus de la surface de glissement, mesurée sur piézomètre.

La figure 17 montre l'influence de la variation du niveau d'eau sur le coefficient de sécurité. Bien que, comme nous l'avons vu plus haut, ce coefficient de sécurité ne soit pas certain, sa variation relative est intéressante : une montée du niveau d'eau de 1,60 m entraîne une diminution du coefficient de sécurité de 10 %.

2.2 - Stabilité d'un talus avec surface de glissement cylindrique

Lorsque le massif ne peut être considéré comme semi-infini, il faut envisager d'autres méthodes de calcul. Ces méthodes ne diffèrent que par le degré plus ou moins élaboré des hypothèses prises en compte. On peut classer les méthodes en deux grands groupes selon que l'on suppose la plasticité atteinte dans tout le massif ou atteinte sur une ligne seulement. Ce sont ces dernières qui sont les plus employées. Dans ce cas, le problème consiste à chercher,

parmi toutes les surfaces de glissement possibles, laquelle est la plus défavorable, c'est-à-dire laquelle donne le coefficient de sécurité le plus faible. On introduit à ce moment de nouvelles simplifications, par exemple, en adoptant une surface de glissement circulaire et en supposant la plasticité atteinte en tous les points de la surface de glissement.

Ce dernier point est contestable et c'est pourquoi BJERRUM (1968) a tenté de donner une représentation d'un mécanisme de rupture progressive. Partant du fait qu'il existe dans la nature des pentes stables dont les caractéristiques mécaniques résiduelles sont incompatibles avec leur inclinaison, BJERRUM pense qu'il y a formation progressive d'une surface de glissement, et qu'ensuite se produit la rupture. Nous ne voulons pas entrer ici dans le détail des calculs, purement théoriques et sans exemple concret.

Les différentes méthodes de calcul de stabilité utilisées à présent diffèrent entre elles par le nombre d'équations d'équilibre vérifiées (normalement deux relations de résultantes de forces et une de résultante des moments, car on se place en milieu à deux dimensions, en supposant que la troisième n'intervient pas), et par la répartition des contraintes sur la surface de glissement, car cette répartition est inconnue. Ces méthodes ont été regroupées dans le tableau n° 2.

Nous voyons immédiatement les limites de ces méthodes : trois d'entre elles ne sont valables que pour un sol homogène, c'est-à-dire identique en tous points ; deux d'entre elles ne tiennent pas compte des circulations d'eau qui sont en général présentes dans tous les glissements, etc..

Nous n'examinerons pas ici le degré de confiance que l'on peut accorder à ces diverses méthodes. Ce sera l'objet d'une autre thèse celle de J-P. MOUGIN où pour des cas réels de glissements ou de pentes stables, seront examinés les coefficients de sécurité obtenus par les différentes méthodes.

En conclusion, dans l'état actuel des connaissances, il n'est pas toujours possible de prévoir exactement le degré de stabilité d'une pente en fonction des ouvrages qu'on veut y implanter. Il est parfois illusoire de s'appuyer sur des calculs lorsque la loi rhéologique est mal connue (les erreurs de 50 % introduites ainsi dans le coefficient de sécurité ne sont pas rares).

Les conclusions du congrès de Mexico en 1969 à ce sujet sont claires : devant l'incertitude demeurant sur un certain nombre de lois, il est nécessaire d'étudier des glissements de façon approfondie, et de publier les résultats ainsi obtenus. Il apparaît qu'actuellement on ne dispose que d'une dizaine de cas de rupture exploitables dans de très bonnes conditions.

Le problème est alors d'avoir la possibilité de faire des études sur des cas concrets, mais il semble que ce ne soit qu'à ce prix qu'on puisse faire des progrès dans la connaissance des mouvements de terrains.

METHODE	Ligne de glissement	Nombre d'équations d'équilibre vérifiées	Hypothèse de répartition de contraintes	Utilisation en milieu	Utilisation avec circulation d'eau	Coefficient de sécurité
Générale (globale)	circulaire	3	Construction d'un funiculaire. Toutes répartitions possibles : abaques pour le cas le plus défavorable.	homogène	Oui	Coefficient minimum et incertitude selon l'hypothèse de répartition
FELLENUS	circulaire	1	Pour chaque tranche, poids du matériau situé au-dessus de la ligne de glissement	homogène ou hétérogène	Oui	Rapport des moments résistants aux moments moteurs
TAYLOR	circulaire	3	Répartition sinusoïdale	homogène	Non	$F_s = \frac{(c + \sigma \tan \phi) \text{ existant}}{(c + \sigma \tan \phi) \text{ mobilisé pour équilibre limité}}$
CAQUOT	circulaire	3	Trois hypothèses possibles : 1 répartition constante 1 répartition sinusoïdale	homogène	Non	Coefficient de sécurité. Incertitude relative maximale
BISHOP	circulaire	3	Pour chaque tranche, poids du matériau situé au-dessus de la ligne de glissement	homogène ou hétérogène	Oui	Rapport des moments résistants aux moments moteurs
J. BIAREZ	quelconque	3	Construction d'un funiculaire. Toutes répartitions possibles. Deux cas extrêmes	homogène ou hétérogène	Oui	Coefficients de sécurité maximum et minimum

TABEAU N° 2 - REPARTITION DES CARACTERISTIQUES DES DIVERSES METHODES DE CALCUL DE STABILITE DE TALUS d'après BIAREZ, BOUCEK, BOULON et al. 1969

CHAPITRE III - ORIGINES ET PRINCIPALES CAUSES

1. - PRELIMINAIRE
2. - MODIFICATION DES FORCES DE VOLUME
3. - MODIFICATION DE LA LOI RHEOLOGIQUE
4. - MODIFICATION DES CONDITIONS AUX LIMITES

1) PRELIMINAIRES

Rechercher quelle est la cause des mouvements de terrains, c'est vouloir répondre aux questions : "Pour quelle raison cette pente ou ce talus est stable, alors que cette autre, située à proximité ne l'est pas ?" "Pour quelle raison cette pente, stable jusqu'à présent, a-t-elle donné lieu à un glissement ?".

La seule cause de tous les mouvements est une modification de l'équilibre du massif considéré.

Or, nous avons vu que l'équilibre d'un massif est régi par trois types de relations. On peut donc envisager de classer les causes selon le type de relation qui s'est trouvé modifié.

Rappelons quelles sont les relations à prendre en compte :

- les équations générales de l'équilibre, valables pour tous les corps ;
- la loi rhéologique, qui exprime les propriétés mécaniques du matériau ;
- les conditions aux limites géométriques et hydrauliques.

Pour chaque type de causes, des exemples seront donnés.

2) MODIFICATION DES FORCES DE VOLUME

Les lois fondamentales de l'équilibre ne peuvent évidemment pas être modifiées, mais elles font intervenir les forces de volume qui sont en général constantes, mais peuvent exceptionnellement varier.

Les forces de volume dues à la pesanteur sont représentées dans les équations par le facteur $\rho \cdot g$ ou ρ est la masse volumique du sol et g l'accélération de la pesanteur.

2.1 - Variation de la masse volumique

La masse volumique augmente lorsque le degré de saturation croît. Ceci augmente les contraintes dans le massif. Ce phénomène a lieu toutes les fois qu'un sol est susceptible de s'humidifier et de sécher. Précisons dans ce cas, que le volume de matériau où la variation de masse volumique se produit est en général trop peu important pour que cela entraîne une modification d'équilibre.

Nous ne connaissons aucun exemple de glissement où cette variation de masse volumique ait été déterminante.

2.2 - Secousses sismiques

L'accélération de la pesanteur dont les composantes sont $\begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ -g \end{pmatrix}$ devient dans ce cas $\begin{pmatrix} 0 \\ n \cdot g \\ -g \end{pmatrix}$ par suite de l'apparition d'une accélération horizontale $n \cdot g$. On supposera que l'accélération verticale n'est pas modifiée, pour simplifier les calculs.

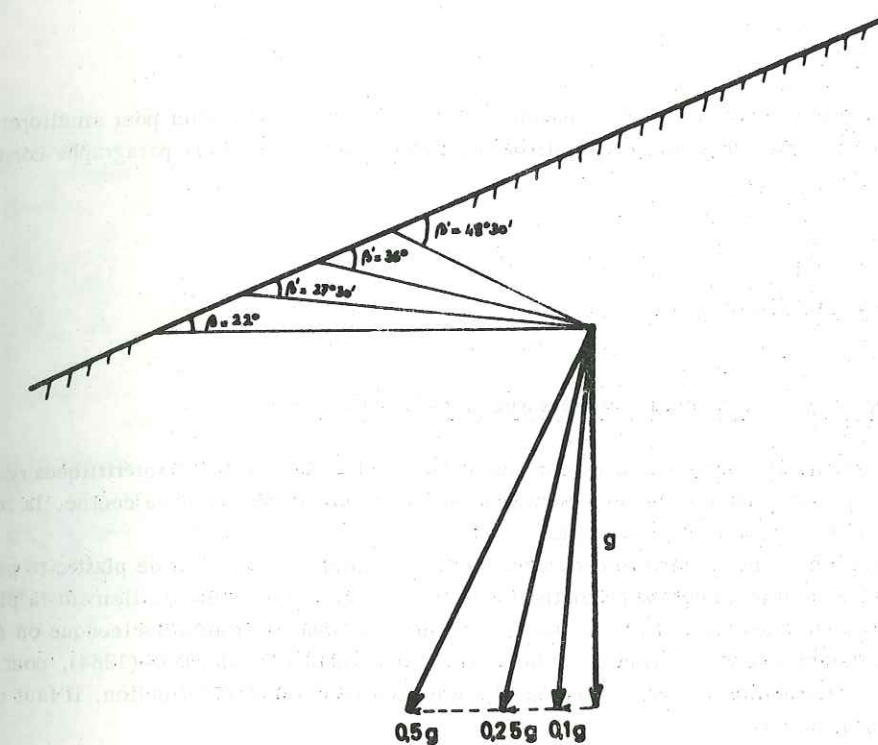
Cette composante introduit une modification de tout l'équilibre en produisant une nouvelle répartition des contraintes dans tout le massif. Pour donner une approximation de l'influence de la variation de la pesanteur, effectuons un simple calcul de stabilité. Dans le cas d'un massif semi-infini plan sans cohésion et en l'absence de circulations d'eau, le coefficient de sécurité s'écrit, d'après le résultat du chapitre II, 2.1, p. 30, $F = \frac{\tan \phi}{\tan \beta}$ où β représente la pente du talus.

Lorsqu'on introduit une composante horizontale de l'accélération de la pesanteur, la résultante des forces de pesanteur s'incline par rapport à la verticale. On est ramené au cas d'un talus fictif de pente β' (fig. 18); le coefficient de sécurité F diminue donc.

Dans l'exemple donné, avec $\phi = 35^\circ$ et $\beta = 22^\circ$, on a calculé les valeurs de F correspondant à différentes intensités de tremblements de terre.

Figure 18 - Variation du coefficient de sécurité en cas de secousse sismique

Pour chaque cas l'accélération résultante est la somme de l'accélération verticale g et de l'accélération horizontale $n \cdot g$. La résultante étant inclinée, en la ramenant à la verticale, cela revient à considérer un talus plus raide, donc à diminuer la stabilité.



tremblement de terre	degré dans l'échelle internationale	n	β'	F
Néant	O	0	22°	1,70
Sévère	IX	0,10	28°	1,32
Violent	X	0,25	36°	0,97
Catastrophique	XI	0,50	50°	0,53

Figure 18 - Variation du coefficient de sécurité en cas de secousse sismique.

Ainsi, d'après TAZIEFF, lors du séisme du 22 mai 1960 au Chili, on a observé de nombreux glissements et écoulements à 200 km de l'épicentre. De grands déplacements horizontaux se sont produits, pouvant atteindre 1 km. L'intensité du séisme était de IX ou X.

2.3 - Forces de volumes dues à l'eau

C'est un paramètre très important et en même temps le plus économique à modifier pour améliorer la stabilité. Ces forces dépendent des conditions aux limites hydrauliques et seront examinées dans le paragraphe correspondant.

3) MODIFICATION DE LA LOI RHEOLOGIQUE

3.1 - Par diminution des caractéristiques mécaniques aux grandes déformations

Nous avons vu au chapitre précédent, l'importance des notions de fragilité et de caractéristiques résiduelles. Lorsqu'un matériau est cisailé, dès qu'on dépasse la déformation correspondant au pic de la courbe, la résistance au cisaillement diminue d'autant plus qu'il est plus fragile.

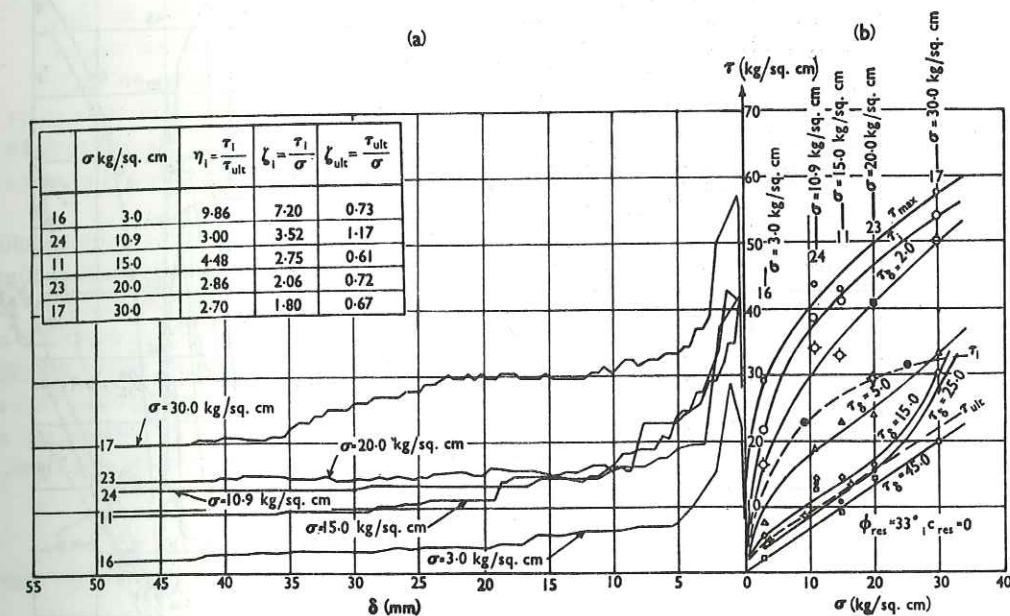
Pour un matériau fragile on peut définir des caractéristiques mécaniques "de pic" et de plasticité parfaite ou "résiduelles". Les propriétés mécaniques de pic permettent de calculer la résistance au cisaillement la plus grande que peut donner un matériau sous une contrainte normale fixée. Mais dès que pour une raison quelconque on a dépassé cet état "de pic", la résistance au cisaillement diminue. Ainsi, comme l'a montré SKEMPTON (1964), pour calculer l'équilibre de versants à long terme, c'est-à-dire après qu'ils aient subi une grande déformation, il faut utiliser les caractéristiques mécaniques résiduelles.

Ces caractéristiques sont très différentes des caractéristiques de pic. En particulier, la cohésion "résiduelle" est nulle en général.

Localité	Matériau	Caractéristiques de pic	Caractéristiques résiduelles
SELSET	Argile à blocs	$c' = 0,09 \text{ bar}$ $\phi' = 32^\circ$	$c'_r = 0$ $\phi'_r = 30^\circ$
JARI (SIWALIKS)	Argile préconsolidée	$c' = 0,4 \text{ bar}$ $\phi' = 22^\circ$	$c'_r = 0$ $\phi'_r = 18^\circ$
JACKFIELD	Argile dure	$c' = 0,1 \text{ bar}$ $\phi' = 25^\circ$	$c'_r = 0$ $\phi'_r = 19^\circ$
REGION LONDONNIENNE	Fraction altérée des argiles bleues	$c' = 0,16 \text{ bar}$ $\phi' = 20^\circ$	$c'_r = 0$ $\phi'_r = 16^\circ$

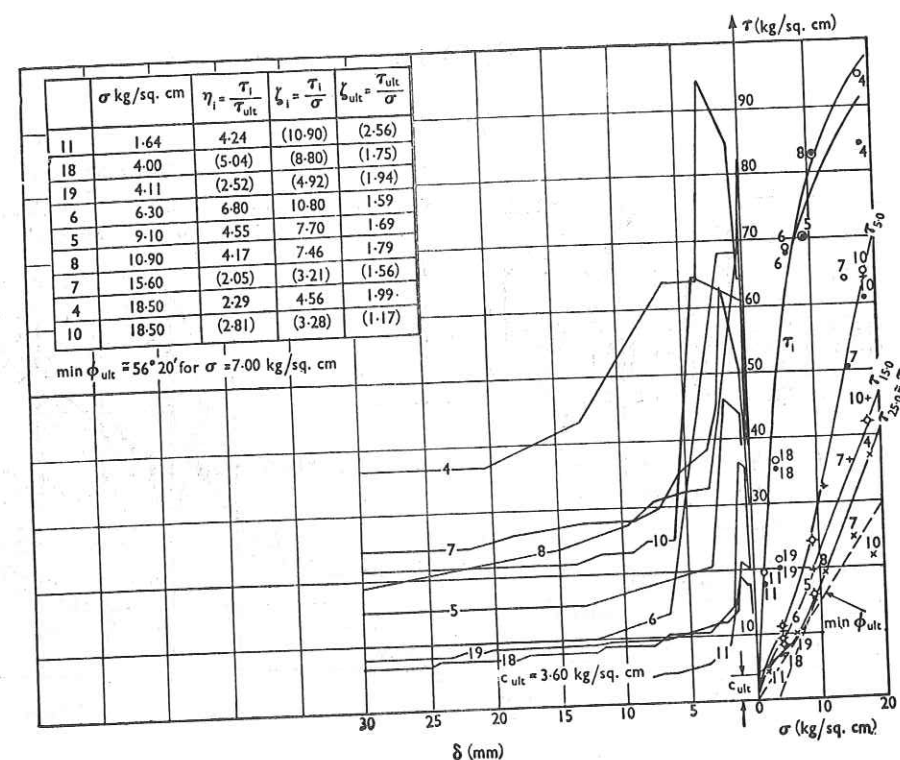
Le tableau ci-dessus donne, d'après SKEMPTON (1964), les caractéristiques de pic et résiduelles pour un certain nombre d'argiles surconsolidées.

BELOT (1964) a effectué des essais triaxiaux sur des grès pour étudier leur fragilité. Dans le même but, des essais de cisaillement ont été réalisés par KRSMANOVIC (1967) sur des calcaires, des grès et des conglomérats. Les conclusions en sont les suivantes :



σ_n kg/cm ²	$\tau_{\text{max.}}$ kg/cm ²	τ_r kg/cm ²	Ib
3	28	2	0,93
10,9	42	13	0,69
15,0	42	9	0,78
20,0	42	14	0,67
30,0	57	20	0,65

Figure 19 - Essais de cisaillement sur des grès (d'après KRSMANOVIC, 1967).



σ_n kg/cm ²	$\tau_{max.}$ kg/cm ²	τ_r kg/cm ²	Ib
1,6	21	4	0,81
4,0	36	7	0,80
6,3	68	10	0,85
9,1	45	15	0,67
15,6	63	24	0,63
18,5	94	33	0,61

Figure 20 - Essais de cisaillement sur des calcaires (d'après KRSMANOVIC, 1967).

- la déformation nécessaire pour atteindre la résistance au cisaillement résiduelle est de 30 à 50 mm, sauf pour les calcaires où elle est de 50 à 100 mm ;
- l'indice de fragilité croît lorsque la contrainte normale décroît ;
- on peut définir des caractéristiques mécaniques résiduelles
 - pour les grès $c_r = 0$ $\phi_r = 33^\circ$
 - et pour les calcaires $c_r = 0$ $\phi_r = 56^\circ$
 - (pour les calcaires cisailés suivant les plans de stratification $\phi_r = 33^\circ$) ;
- après avoir dépassé la valeur de pic, la perte de résistance au cisaillement est de 10 bars pour 1 mm de déplacement en moyenne. Par conséquent, il suffit de petites déformations pour faire perdre à un massif rocheux sa résistance (fig. 19 et 20).

Il est probable que l'on puisse expliquer ainsi la grande rapidité des écroulements ou de certains glissements de roches ou d'argiles surconsolidées.

Signalons enfin que SKEMPTON (1964), a introduit un "facteur résiduel" pour déterminer au moment de la rupture, de combien la résistance au cisaillement avait diminué à partir de la valeur de pic.

Pour différents cas de glissements, on calcule, au moyen d'une des méthodes classiques, les contraintes moyennes $\bar{\sigma}$ et $\bar{\tau}$ sur la surface de glissement. Connaissant les courbes intrinsèques de pic et résiduelles pour le matériau, on peut connaître quelles sont les résistances au cisaillement de pic (τ_{pic}) et résiduelles (τ_r) pour la valeur $\bar{\sigma}$ trouvée. La rupture étant intervenue lorsque la résistance au cisaillement du matériau est $\bar{\tau}$, le facteur résiduel s'exprime :

$$R = \frac{\tau_{pic} - \bar{\tau}}{\tau_{pic} - \tau_r}$$

Si $R = 100\%$ cela signifie que $\bar{\tau} = \tau_r$ donc on avait atteint les caractéristiques résiduelles sur toute la surface de glissement.

Si $R = 60\%$, le glissement s'est produit pour une valeur de la résistance au cisaillement comprise entre τ_{pic} et τ_r et telle que $\tau_{pic} - \bar{\tau} = 0,6 (\tau_{pic} - \tau_r)$.

Sur la figure 8 on a porté un tel point. Il est intéressant de constater que, pour des glissements réels, le facteur R est variable avec le temps qui s'écoule entre la formation de la pente et le glissement (cas des travaux de talutage, provoquant des glissements plusieurs années après).

Site	Date du creusement de la tranchée	Date du glissement	Temps	R
NORTHOLT	1936	1955	19 ans	0,56
KENSAL GREEN	1912	1941	29 ans	0,61
SUDBURY HILL	1900	1949	49 ans	0,80

Le tableau ci-dessus représente la valeur de R lors de la rupture pour différents cas de glissements survenus dans des talus creusés dans les argiles de Londres. Pour des glissements survenus dans des pentes naturelles, R est voisin de 1 (d'après SKEMPTON, 1964).

3.2 - Par alternance gel - dégel

D'après BJERRUM et JØRSTAD (1968), l'observation d'un certain nombre de sites d'écroulements (rock-falls) en Norvège a permis de dégager l'influence du gel et du dégel. La majorité de ces écroulements a eu lieu au printemps et en automne. La figure 21 représente la relation entre la période de l'année où se produisent des écroulements et l'altitude. Pour les points situés au-dessus de 100 m on se trouve entre deux courbes représentant respectivement le

Figure 21 - Date des écoulements en fonction de leur altitude

Les points représentent des écoulements portés en fonction de leur altitude et de l'époque de l'année où ils sont survenus. On voit clairement que pour des altitudes supérieures à 100 m ces phénomènes se produisent aux périodes de gel et dégel.
(d'après BJERRUM et JØRSTAD, 1968).

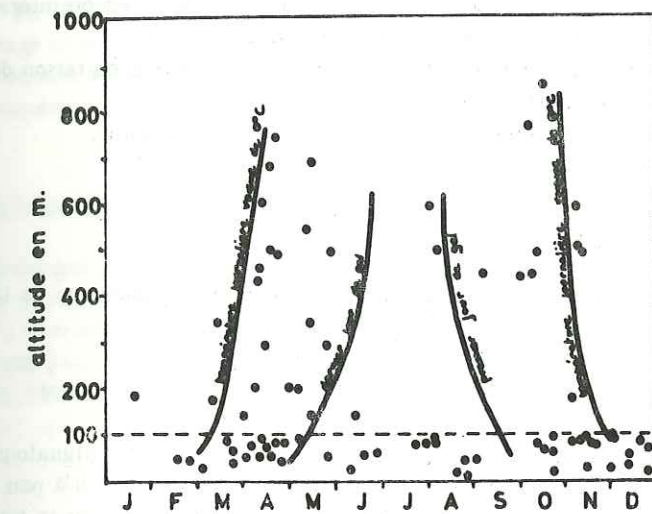
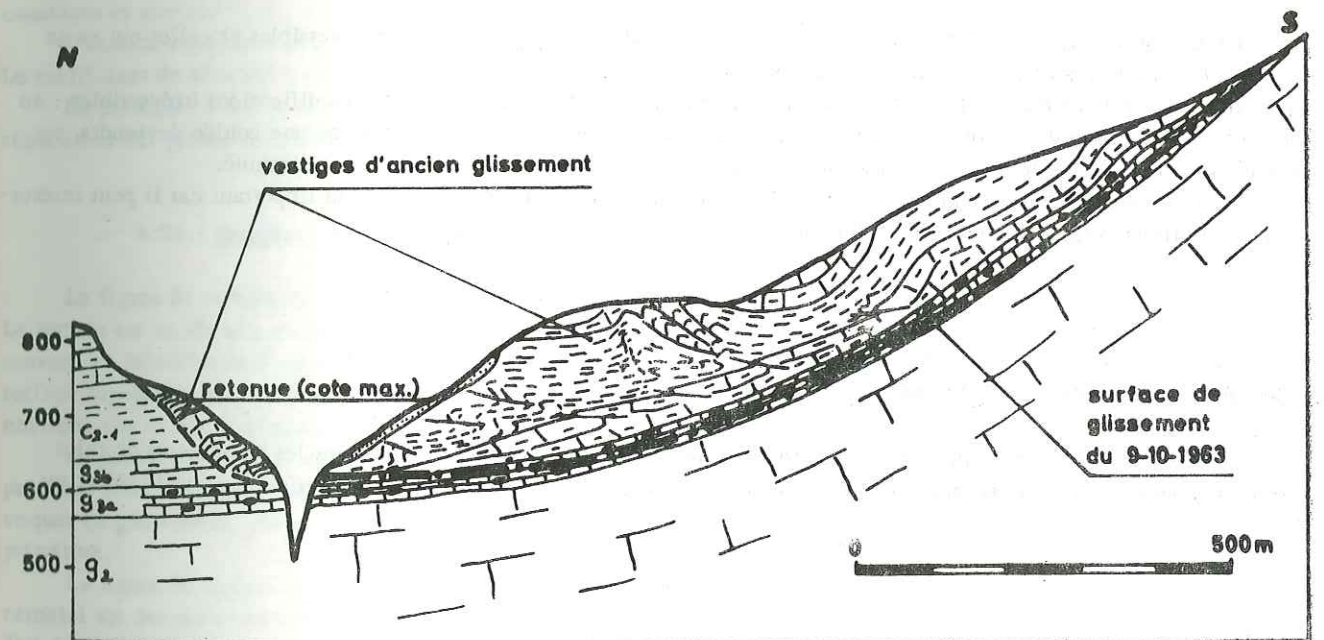


Figure 21 - Date des écoulements en fonction de leur altitude d'après BJERRUM et JØRSTAD (1968)

Figure 22 - Coupe à travers la retenue du Vajont

La figure représente l'état du versant avant l'accident. On remarque au Nord les vestiges d'un glissement préhistorique, séparés du reste par la gorge actuelle du Vajont. Cette modification de forme a permis à toute la masse située au Sud de glisser à nouveau (car il est vraisemblable qu'il s'agissait de terrains anciennement glissés).



- C₂₁ Calcaire marneux en bancs de 5 à 8 cm avec interstrates marno-argileuses
- g_{3b} Calcaires et calcaires marneux en bancs de 30 à 40 cm avec interstrates marno-argileuses
- g_{3a} Calcaires en bancs de 5 à 10 cm avec nodules de silex et minces interstrates argileuses
- g₂ Calcaires oolithiques compacts en bancs de 1 à 4 m

Figure 22 - Coupe à travers la retenue du Vajont (d'après CARLONI et MAZZANTI, 1964).

moment où la température moyenne journalière est de 0° C et le moment où l'on a les premiers (ou les derniers) gels. En dessous de 100 m d'altitude, les facteurs locaux interviennent en plus.

Le gel de l'eau dans les fissures modifie les propriétés mécaniques du matériau en raison des déplacements qu'il impose et le dégel modifie davantage ces propriétés mécaniques.

Précisons que cette action se limite à la tranche de terrain où le gel se fait sentir.

3.3 - Par variation de la teneur en eau

Nous avons déjà signalé la diminution de la cohésion des argiles avec l'augmentation de la teneur en eau.

3.4 - Par altération des matériaux

L'altération physico-chimique modifie les propriétés mécaniques des matériaux. Signalons la transformation du granite par altération préférentielle le long des fissures. Le massif granitique devient peu à peu un ensemble de blocs sains séparés par des intervalles argileux (GIGNOUX et BARBIER, 1955). Citons également la transformation de l'anhydrite en gypse par hydratation et la défloculation des marnes sous l'action des eaux alcalines (DERVIEUX, 1950).

3.5 - Remarque

Il faut distinguer, parmi les modifications de la loi rhéologique, celles qui sont réversibles et celles qui ne le sont pas, les premières étant évidemment les moins dangereuses.

Ainsi, les valeurs résiduelles et la désagrégation dues au gel et au dégel sont des modifications irréversibles ; au contraire, la variation de la cohésion avec la teneur en eau est réversible, c'est-à-dire qu'une coulée deviendra par faitement stable dès que le degré de saturation en eau de ses matériaux aura suffisamment diminué.

Enfin, le phénomène de chute des propriétés mécaniques dû à la fragilité est le plus important car il peut intéresser des matériaux situés profondément, alors que les deux autres ne le font pas.

4) MODIFICATION DES CONDITIONS AUX LIMITES

C'est la cause que l'on rencontre le plus souvent dans la pratique (en particulier dans les glissements de talus artificiels). Nous examinerons successivement les modifications de conditions aux limites effectuées sur le sol et sur l'eau.

4.1 - Sols

4.11 - Modification de forme

Le terrassement ou l'érosion en pied de talus provoquent souvent des glissements. Nous citerons divers exemples.

Sur le site de Vajont, il est à peu près certain qu'un glissement préhistorique avait déjà eu lieu. Le torrent du Vajont avait ensuite incisé sa gorge en isolant ainsi le pied de l'ancien glissement. Ceci a certainement facilité à long terme le glissement de 1963 (fig. 22).

Les entailles effectuées dans des talus stables sont souvent à l'origine de glissements. Ainsi, à Montmélian (Savoie), dans un talus existant de pente 3/2 on a voulu réaliser une entaille à 1/1. Les terrains sont formés d'argile à blocs, de passages sableux, de sables à graviers et galets, d'argiles bleu-noir contenant quelques galets (fig. 64).

Lors de la réalisation du profil projeté, un glissement large de 40 m s'est produit et a menacé la route située

juste au-dessus (photo n° 1). Il a fallu nettoyer la zone glissée, la remplacer par du gravier sableux de façon à réaliser à la fois un blocage et un filtre et poser des drains subhorizontaux.

Bien qu'un tel cas ne soit nullement catastrophique, il est la cause de retards et de dépenses supplémentaires. Ajoutons qu'il est très fréquent.

4.12 - Modification des contraintes

C'est le cas des surcharges placées en sommet de talus ou sur les pentes.

Des déblais ont été déposés en plates-formes successives sur une pente d'argile lacustre inclinée à 20° ($W = 19\%$, $W_L = 40\%$, $W_P = 16\%$) ; le remblai s'est mis à glisser avec des vitesses de l'ordre de 1 mm par jour avec des maximums de 2 à 4 cm par jour en période pluvieuse. Lorsqu'on ôta cette surcharge, les mouvements diminuèrent (cité par J.-P. BOMBARD, 1968).

4.2 - Eau

Toute nouvelle répartition des pressions interstitielles entraîne une modification de l'équilibre. Ceci se comprend aisément à l'aide de la représentation de MOHR. Sur la figure 23, le cercle (1) caractéristique de l'état de contrainte intergranulaire en un point est translaté de Δu sous l'effet d'une augmentation de pression interstitielle, car la contrainte normale effective diminue de la valeur Δu . En effet, la contrainte normale totale σ est restée constante et comme $\tau = \sigma \sin \alpha$ on a : $\sigma' = \sigma - \Delta u$.

L'état de contrainte intergranulaire est alors représenté par le cercle (2), situé plus près de la courbe intrinsèque. Le coefficient de sécurité a donc diminué.

En pratique, toute modification de perméabilité, des écoulements naturels ou artificiels entraîne une nouvelle répartition des pressions interstitielles, donc transforme l'état d'équilibre.

4.21 - Remblai posé sur une source

La figure 24 représente le plan et la coupe d'un remblai posé sur des sources lors de la construction d'une route. Le terrain est un éboulis marno-calcaire pouvant contenir de gros blocs, mais dont les éléments se débitent le plus souvent en lamelles de 1 cm d'épaisseur sous l'effet du gel. Le bedrock est supposé être situé à 20 ou 30 m sous la surface topographique. A la suite de fortes pluies, le remblai a été emporté sur 10 m de long et 0,80 m de large environ. Les sources, découvertes à présent, continuent à éroder le talus.

En posant ce remblai à matrice argileuse on a diminué la perméabilité au voisinage de la surface. Donc les pressions interstitielles ont augmenté à l'amont et, en période de fortes pluies, la pression a été assez forte pour provoquer ce glissement, certes, de faibles dimensions, mais difficile à traiter pour rétablir la route dans sa largeur primitive.

La figure 25 représente un cas un peu différent. L'élargissement d'une route nationale a nécessité la pose d'un remblai sur des sables et sables argileux contenant des débris de grès. Ces derniers terrains étaient déjà humides du fait de l'alimentation en eau provenant de sources situées au contact molasse - terrains de couverture. De fortes pluies ont eu lieu, pendant une période d'un mois environ, à la suite desquelles la moitié de la chaussée s'est effondrée sur 100 m de long avec un rejet de 60 cm. Il y a eu modification de la perméabilité, car des sources ont été notées au pied du remblai. Il y a eu aussi effet de surcharge du remblai.

Les couches de sable argileux situées au-dessus des marnes de la molasse avaient des caractéristiques $W = 33\%$, $W_P = 17\%$, $18\% < W < 21\%$.

Le toit de la molasse marneuse est formé d'une couche altérée renfermant des lentilles sableuses $W = 44\%$, $W_P = 21\%$, $25\% < W < 35\%$. En dessous, la molasse est imperméable.

Figure 23 - Modification de l'état de contrainte intergranulaire

Un état de contrainte est représenté par le cercle de Mohr (1), lieu des extrémités des vecteurs contrainte sur toutes les facettes passant par un même point, lorsque la facette est portée par l'axe des ordonnées. Sous l'effet d'une augmentation de pression interstitielle Δu toutes les contraintes normales effectives sont diminuées de Δu (les contraintes tangentielles ne changent pas). Donc le cercle (1) est translaté de Δu .

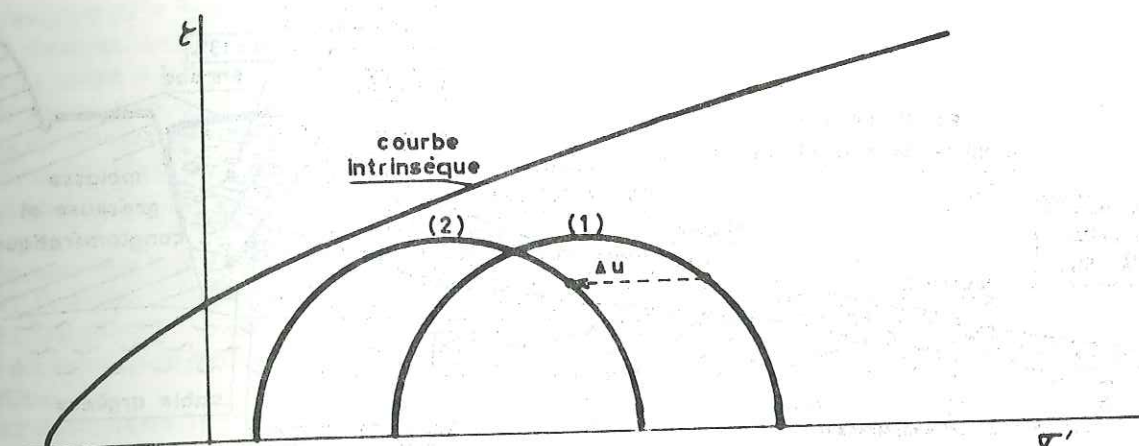


Figure 23 - Modification de l'état de contrainte intergranulaire.

Figure 24 - Cas du remblai posé sur des sources

Cet exemple illustre clairement une instabilité provoquée par augmentation de pression interstitielle, elle-même due à une modification de perméabilité au voisinage de la surface.

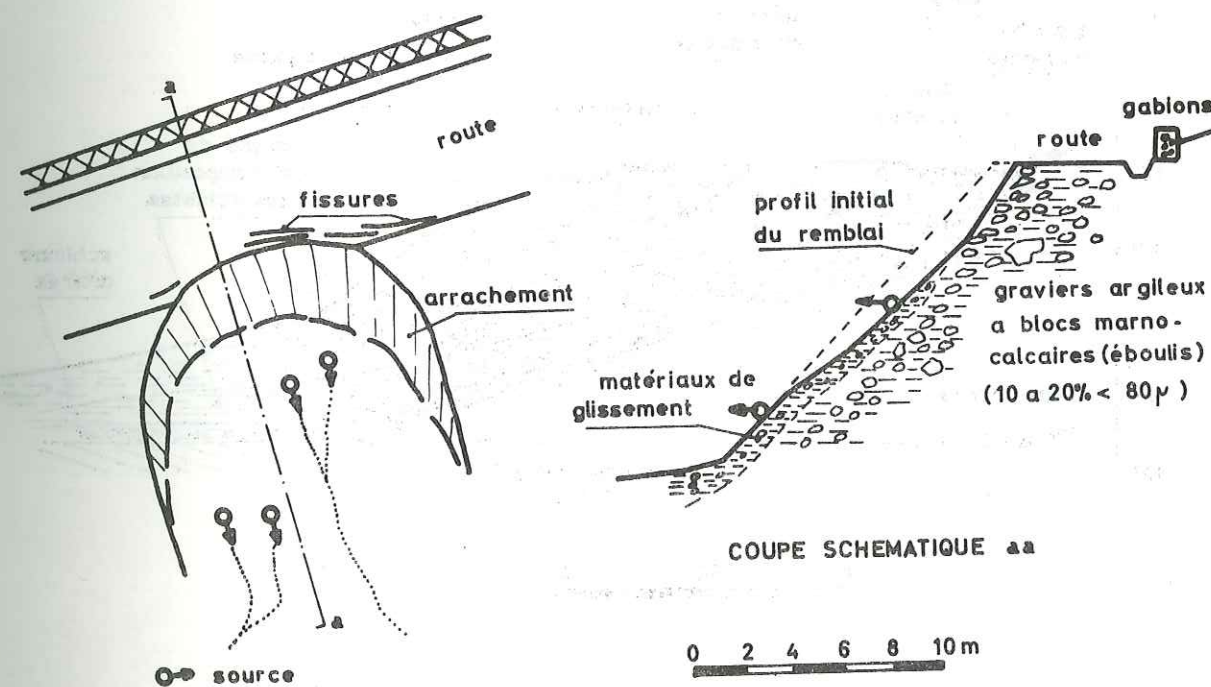


Figure 24 - Cas du remblai posé sur des sources.

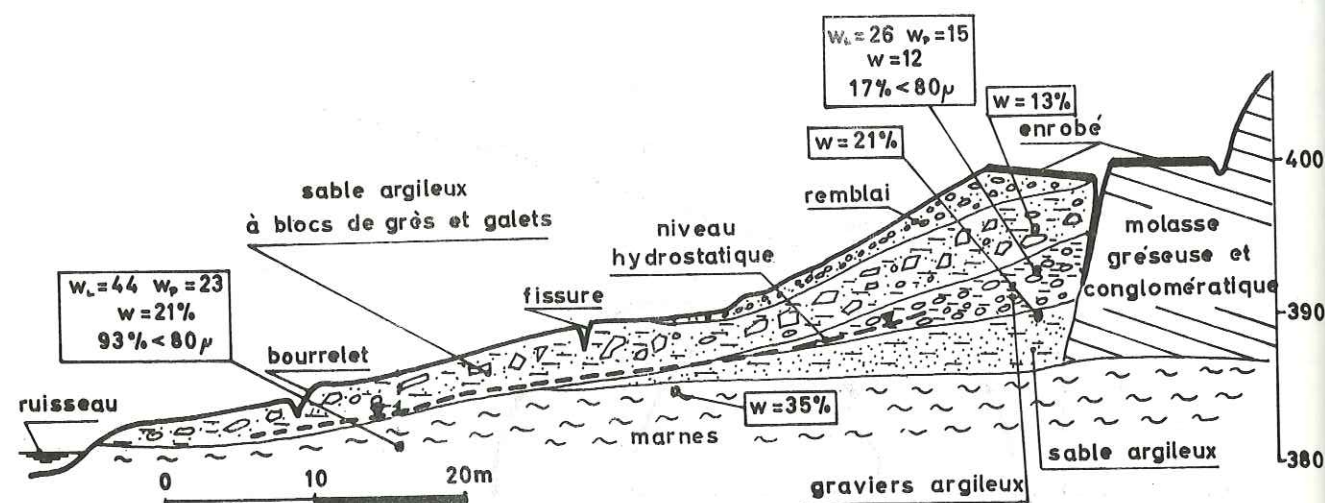


Figure 25 - Remblai posé sur des zones de suintements

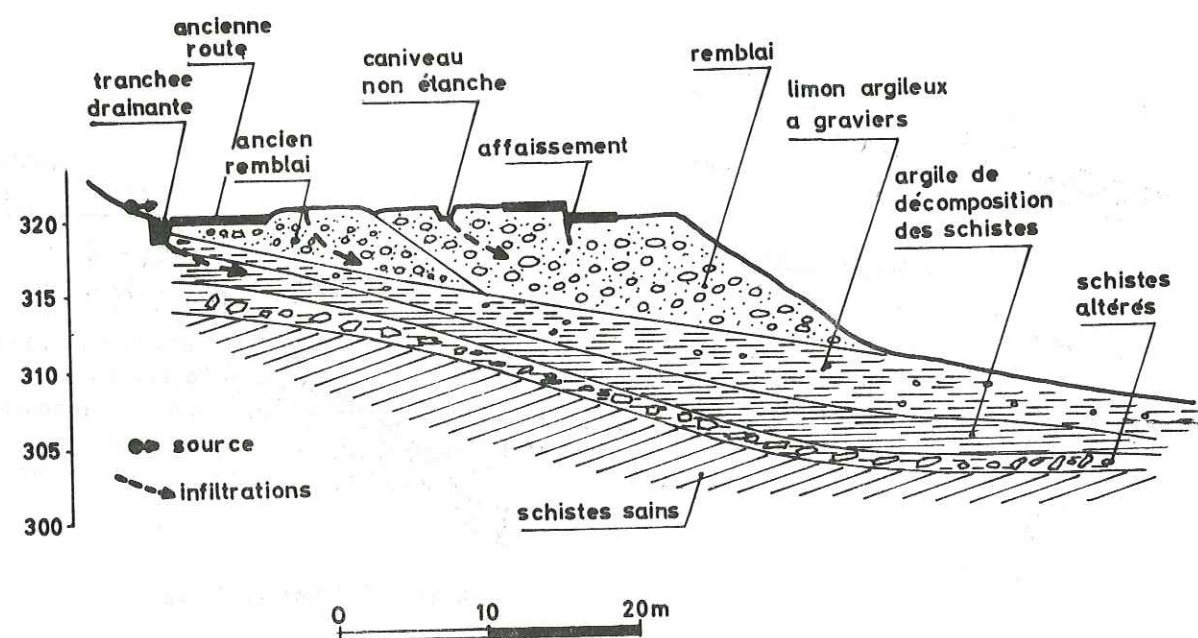


Figure 26 - Glissement provoqué par modification des écoulements.

4. 22 - Modification des écoulements naturels et artificiels

L'exemple de la figure 26 montre un glissement dû à la pose d'un remblai sur des terrains d'altération de schistes, fortement humides.

Il s'y ajoute le fait que les arrivées d'eau sont dues en partie aux fuites d'une tranchée drainante, qui réintroduit ainsi dans le terrain l'eau qu'elle a collectée.

La rectification de la route a nécessité la pose d'un remblai de 8 mètres de haut. Il y a eu affaissement de la chaussée sur 25 mètres de long, 3 mètres de large, avec un rejet de 0,4 mètre. La cause en est la surcharge due au remblai ainsi que les infiltrations provoquées par un caniveau non étanche.

En conclusion l'expérience montre que :

- IL EST DANGEREUX D'OBSTRUER UNE SORTIE D'EAU, car les pressions interstitielles augmentent à l'amont.
- IL EST DANGEREUX DE REALISER DES CANIVEAUX OU TRANCHES SANS VERIFIER LEUR ETANCHEITE, surtout dans des zones susceptibles de mouvements où les conduites cassées par les fissures permettent à l'eau de se réinfiltrer.
- IL EST DANGEREUX DE SUPPRIMER DES RESEAUX DE DRAINAGE SUPERFICIEL qui empêchaient l'eau de stagner et de se réinfiltrer.

Enfin, ajoutons que la variation de pression interstitielle sur la surface de glissement est la principale cause des variations de vitesse des mouvements de terrains en fonction des saisons et c'est le facteur le plus économique à modifier par des drains pour améliorer la stabilité.

CHAPITRE IV - METHODES D'INVESTIGATION - CRITERES DE DANGER

1. - PRELIMINAIRE
2. - GEOMETRIE INTERNE DES MATERIAUX - RECONNAISSANCE GEOLOGIQUE
3. - SURFACE DE GLISSEMENT - VOLUME EN MOUVEMENT
4. - CONDITIONS AUX LIMITES HYDRAULIQUES
5. - CONDITIONS AUX LIMITES CINEMATIQUES - VITESSES DES MOUVEMENTS
6. - LOI RHEOLOGIQUE DU MATERIAU
7. - INTERPRETATION DES RESULTATS

1) PRELIMINAIRE

Lorsqu'on se trouve amené à devoir traiter un problème de stabilité, il est important de savoir ce à quoi on désire arriver, de manière à s'en donner les moyens, et ceux-là seulement. En effet, selon les cas, les questions qui sont posées sont différentes :

- on peut être amené à se prononcer sur les études à effectuer pour déterminer la stabilité d'une pente après que l'on y aura fait certains travaux ;
- on peut aussi avoir à traiter un problème de glissement, de façon à estimer les dangers qu'il fait encourir.

Il est évident que selon les cas envisagés, on n'a pas besoin de tout connaître sur le sol et le sous-sol. Néanmoins, nous allons examiner les différentes méthodes dont on dispose pour préciser "les données du problème", et ceci en suivant la même logique qu'aux chapitres précédents. C'est-à-dire qu'on s'attachera aux conditions, aux limites (géométrie interne des matériaux, surface de glissement, pressions d'eau, vitesses de déplacement) et à la loi rhéologique.

2) GEOMETRIE INTERNE DES MATERIAUX - RECONNAISSANCE GEOLOGIQUE

But : déterminer la géométrie des zones homogènes au point de vue mécanique aussi précisément que possible.

Remarque :

nous insistons sur le fait que cette reconnaissance doit aboutir à un certain nombre de données pratiques et utiles, qui seules doivent figurer dans les résultats. Par exemple, dans le cas du glissement de G. L. ... analysé plus loin en deuxième partie, chapitre VII, certaines formations ont été différenciées, mais non datées avec certitude. Les argiles litées à passages sableux ont été dénommées antéwürmiennes pour la commodité et parce qu'elles surmontent directement des alluvions réputées antéwürmiennes. Mais il est possible que des études géologiques précises les datent différemment. Néanmoins, elles ont été reconnues et leur extension déterminée le plus précisément possible.

2.1 - Reconnaissance géologique générale

Elle se traduira par l'établissement d'une carte et de coupes interprétatives. Ce travail sera confié à un géologue, de préférence accoutumé à la région intéressée. Selon le problème, on adoptera comme échelle :

- 1/10 000 ou 1/5 000 pour les projets de constructions susceptibles d'être affectées par des glissements ;
- 1/2 000, 1/1 000 ou 1/500 dans le cas d'un glissement connu et déjà délimité.

Cette carte ne se limitera pas à la zone intéressant le projet ou l'étude, mais elle couvrira l'ensemble du versant. Sur cette carte seront indiqués :

a) la nature des différentes formations selon les propriétés mécaniques estimées. On distinguera donc au départ les formations consolidées des formations meubles. Pratiquement, dans la plupart des cas, cela revient au même que de distinguer bedrock et terrains de couverture.

En ce qui concerne le bedrock, il est important de distinguer les affleurements réellement vus de ceux qui sont cachés par moins de 1 m de terrains d'altération et terre végétale (au-delà de 1 m d'épaisseur il faut différencier la formation de couverture). De même, on distinguera les terrains "en place" de ceux qui ne le sont pas, à la suite de mouvements anciens.

En ce qui concerne les terrains de couverture, il faut noter la composition des éléments dominants : graviers, galets, sable ou argile. Dans le cas des éboulis, indiquer la nature de la roche originelle. Lorsque cela est possible, il faut apprécier l'épaisseur de ces terrains.

b) tous les points de suintements d'eau, les sources, ainsi que les points de pertes et d'infiltrations. L'établissement de ces cartes se fera à l'aide de toutes les méthodes de la géologie "classique" (examen des études existantes, campagne sur le terrain). On pourra les compléter par des techniques annexes.

2.2 - Techniques annexes

2.21 - Photographies aériennes

Il s'agit de l'étude des photographies de l'I. G. N. correspondant à la couverture aérienne de la France, à l'échelle approximative de 1/40 000. Si besoin est, on pourra demander une mission spéciale pour le projet, à une plus grande échelle. C'est ce que nous avons fait pour le glissement de G. L... où l'I. G. N. nous a fourni un jeu de photographies en noir, en couleur et en infra-rouge, à une échelle d'environ 1/15 000.

2.22 - Photographies infra-rouge

Précisons qu'il s'agit là de photographies prises dans le proche infra-rouge ($\lambda < 1\mu$) au moyen d'une pellicule spéciale (Kodak HS - IR) sensible, à la fois dans le visible et l'infra-rouge. Au moyen d'un filtre on coupe toutes les longueurs d'onde du visible et seul demeure l'effet infra-rouge. Le négatif donne l'image du rayonnement IR réfléchi par les différents corps (et non émis ; les photos seront donc prises de jour).

L'eau absorbe complètement les infra-rouges. Les plans d'eau ressortent donc en noir sur les positifs. Pour les roches, le pouvoir réflecteur dépend de leur nature et de la teneur en eau. Par exemple, pour un sable mouillé, le pouvoir absorbant augmente avec la teneur en eau. Pour une argile, le pouvoir absorbant augmente, puis diminue lorsque la teneur en eau augmente (d'après M. GUY, 1969).

Nous avons espéré pouvoir repérer ainsi des zones humides par photographie, mais le pouvoir réflecteur de la végétation masque souvent celui du sol. Les indications qu'on en retire concernent les différences de végétation, mais il ne semble pas que l'on puisse mettre en évidence spécialement les végétations hydrophiles. L'interprétation en est délicate et pour la faire sans erreur grossière, il convient de bien connaître le terrain (photo n° 3).

L'avantage sur les photos panchromatiques ordinaires est d'avoir beaucoup plus de contrastes, ce qui permet de repérer des détails invisibles sur ces photos : fissures dans des prés, par exemple.

2.3 - Reconnaissance par sondages

Les reconnaissances exposées au paragraphe précédent peuvent être faites par un homme seul et un appareillage simple. Les suivantes nécessitent des moyens plus importants.

Une fois l'examen du terrain terminé et la carte établie, il peut être nécessaire, pour préciser l'extension des formations ou l'épaisseur des terrains de couverture, de faire appel aux procédés de reconnaissance in situ.

2.31 - Sondages mécaniques

Nous ne parlerons pas de leur technique. Précisons néanmoins qu'il est préférable qu'ils soient implantés et suivis par le géologue qui aura effectué la reconnaissance. On aura ainsi l'assurance qu'ils ont été implantés aux endroits tels qu'on puisse en tirer le maximum de renseignements. De plus, leur interprétation en sera également facilitée.

En plus de la reconnaissance des divers terrains, l'examen des carottes peut permettre de repérer des zones de faiblesse susceptibles d'être des surfaces de glissement, par exemple :

- zones de contact entre une couche dure et une couche meuble ou plastique sous-jacente ;
- interlits argileux montrant des traces de cisaillement (plans à surface lustrée portant des stries) ;
- zone broyée ou très fracturée (surtout dans un ensemble de roches dures) anormale s'il n'y a pas de faille dans les environs qui puisse faire penser à une zone tectonisée.

Ceci est très important et nous nous permettons d'insister sur ce point. La détermination de la géométrie interne des matériaux est la base de l'étude et il faut qu'elle soit la plus exacte possible. Une interprétation erronée peut amener des sous-estimations importantes des volumes en mouvement ou susceptibles de l'être. Nous citerons ici l'exemple des sondages effectués sur le versant de Vajont, avant le glissement et qui n'avaient pas été poursuivis jusqu'à la profondeur où le géologue SEMENZA estimait que se trouvait la surface de glissement. La conséquence en a été qu'on n'a pu vérifier cette hypothèse, qui après l'accident s'est avérée être exacte.

2.32 - Sondages géophysiques

La méthode sismique (au marteau) est très utile pour déterminer la limite entre deux terrains de propriétés mécaniques différentes, à condition que cette limite soit sensiblement parallèle à la surface topographique. C'est le cas des terrains de couverture surmontant le bedrock.

La méthode sismique à l'explosif permet d'apprécier les qualités du matériau à une plus grande échelle. C'est ainsi qu'à Vajont on avait pu mettre en évidence la désagrégation des couches de calcaires par les faibles vitesses de propagation (1000 à 3 500 m/s contre 5 000 à 6 000 m/s pour la même roche saine).

La prospection électrique sert à relier entre elles les coupes données par les sondages, après avoir été étalonnée par carottage électrique sur un de ces sondages. Toutefois, elle doit être employée et interprétée avec prudence. Par exemple, à G. L... une première campagne de cinq sondages mécaniques, complétée par une prospection géophysique électrique a donné, par endroits, des erreurs de 15 m sur des limites de terrains.

3) SURFACE DE GLISSEMENT - VOLUMES EN MOUVEMENT

But : repérer les zones instables, déterminer la position de la surface de glissement, si elle existe, et en déduire le volume en mouvement.

Remarque :

le repérage des zones instables se fait surtout par mesure de déplacements, mais ces problèmes seront étudiés plus loin comme la détermination des conditions aux limites cinématiques.

3.1 - Repérage des zones instables par étude morphologique sur le terrain

Tout mouvement de terrain s'accompagne de formes caractéristiques.

Nous n'insisterons pas sur la description de ces formes, laquelle fait l'objet du 3e chapitre de la thèse de J-P. BOMBARD. On a néanmoins reproduit en figure 27 le schéma de la forme générale d'un glissement.

Lorsqu'on rencontre ces formes, c'est que le terrain bouge ou est en train de bouger. On demandera au géologue de noter toutes les fissures et crevasses sur la carte. Leur allure peut donner des indications sur la profondeur des mouvements.

Par exemple, au Vajont, la fissure apparue le 4 novembre 1960, et qui limitera le glissement du 9 octobre 1963, représentait l'intersection de la surface topographique avec la surface de glissement inclinée à 35° (fig. 46).

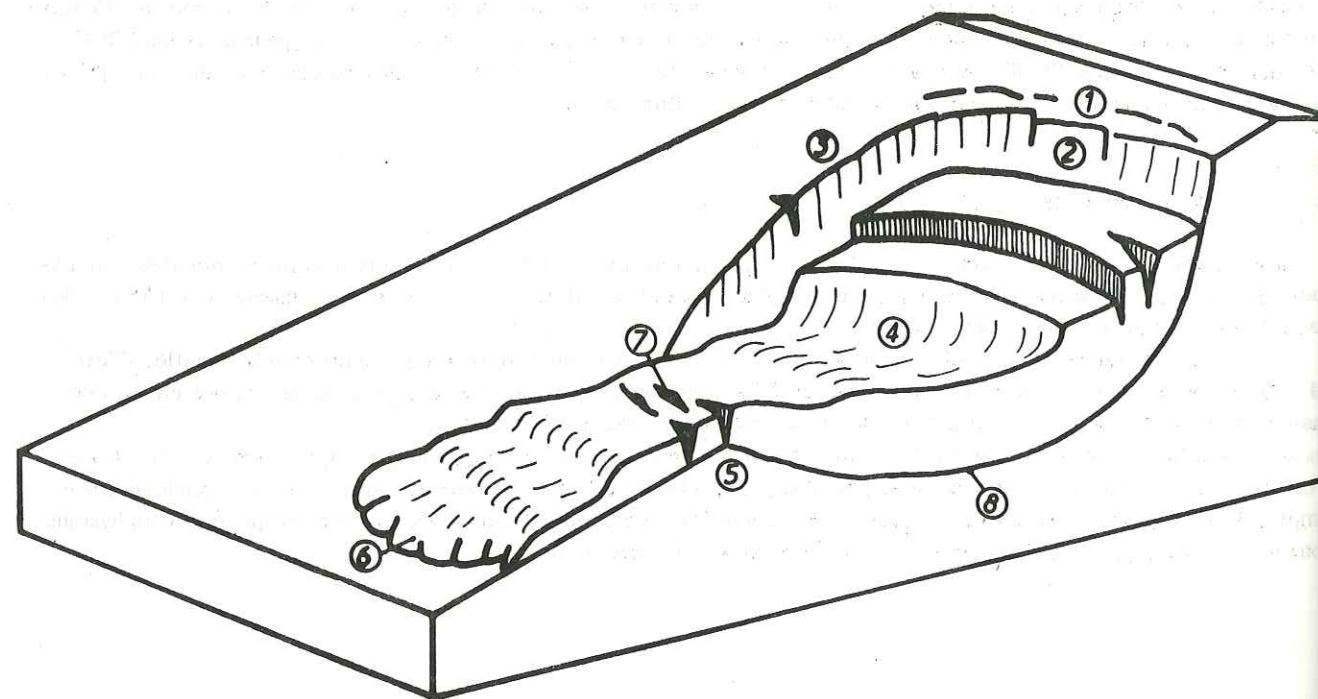


Figure 27 - Forme générale d'un glissement de type landslide ou coulée.

- 1) Couronne : partie n'ayant pas encore bougé, apparition de fissures rétrogrades
- 2) Escarpement ou arrachement principal : intersection supérieure de la surface de glissement avec la surface topographique
- 3) Flancs : bords du glissement
- 4) Corps du glissement
- 5) Pied du glissement
- 6) "Toe" : extrémité inférieure du glissement
- 7) Fissures et crevasses transversales
- 8) Surface de glissement

(d'après J-P. BOMBARD, 1968).

L'évolution des fissures donne des renseignements très utiles sur le glissement. Ceci sera examiné au paragraphe 5. En conclusion, le repérage de toutes les formes caractéristiques permet de limiter en surface les zones en mouvement.

3. 2 - Repérage de la surface de glissement

On dispose de diverses méthodes.

3. 21 - Sondages

On a vu plus haut que sur les carottes de sondage, il est parfois possible de repérer les zones de faiblesse potentielles (discontinuité dans les propriétés mécaniques) ou réelles (matériaux fissurés).

Dans certaines argiles à structure feuilletée horizontale, la destruction de cette structure ne peut provenir que de mouvements anciens ou actuels.

Par exemple, à G. L... le glissement s'effectue dans des argiles gris-bleu contenant parfois des lits horizontaux de sable très fin (0,1 mm). On a pu mettre en évidence, dans certaines carottes, des déformations de ces lits de sable donnant une succession de redans (fig. 28).

3. 22 - Inclinomètres

Le principe consiste à équiper les trous de sondages au moyen de tubages spéciaux (aluminium ou plastique) destinés à guider un inclinomètre.

L'inclinomètre permet de mesurer, à toute profondeur, l'inclinaison du tubage sur la verticale. Avec des mesures régulières on reconstitue la déformation du forage et de son tubage au cours du temps et on repère ainsi la ou les surfaces de glissement.

Parmi les appareils actuels citons :

- Le Slope Indicator, fonctionnant sur le principe du pont de Wheatstone à résistance variable (c'est l'extrémité d'un pendule qui ferme le pont). Il nécessite la pose de tubes rainurés assemblés par éléments de 1,5 m ou 3 m et destinés à guider l'inclinomètre de façon à effectuer les mesures dans deux azimuts perpendiculaires.
- L'inclinomètre acoustique Telemac, à cordes vibrantes. Guidé également par des tubes rainurés.
- L'inclinomètre du laboratoire de Mécanique des Sols de Delft. Il est descendu dans un tube plastique lisse de 41 mm de diamètre intérieur. Il nécessite donc un câble sans torsion de façon à effectuer toutes les mesures dans le même azimut.

En général, ces appareils donnent une précision sur l'inclinaison trop grande pour les buts recherchés (3' ou 1/1000). Leur longueur (50 cm environ) est telle qu'ils ne passent plus dans les tubes dès que ceux-ci sont déformés au-delà d'un certain rayon de courbure.

Il existe également un appareil expérimenté au Japon et consistant en un tube de chlorure de vinyle 12 - 18 mm. Sur deux génératrices diamétralement opposées, on place des jauges de déformation à intervalles réguliers (1 ou 2 m). TAKADA (1968 b) a montré que si on considère comme positives les déformations se traduisant par un allongement des jauges et négatives celles se traduisant par un raccourcissement, la courbe représentant les déformations cumulées présente un point de rebroussement qui indique la position de la surface de glissement (fig. 29).

Il existe enfin un système plus simple, consistant à descendre dans un tube en plastique des calibres de différentes longueurs et à noter à quelle profondeur ils se bloquent. C'est ce procédé que nous avons utilisé à G. L... Les tubes en vulcathène 53 - 63 mm sont mis en place dans des forages de reconnaissance. Les calibres qui servent à les vérifier ont comme dimensions respectives :

Calibre n°	Longueur	Diamètre
1	2,00 m	30 mm
2	1,00 m	20 mm
3	0,50 m	15 mm

Figure 28 - Déformation de la structure d'une argile à lits de sable horizontaux

En dessous de la surface de glissement les lits de sable et le feuilletage de l'argile sont normalement horizontaux. Au-dessus de la surface de glissement on peut retrouver des passages où la structure est bien conservée.

Figure 29 - Courbe des déformations cumulées obtenues à partir des jauges de déformation

Ces jauges sont placées à intervalles réguliers sur des tubes en chlorure de vinyle. A chaque "étage" 4 jauges sont disposées dans le sens de la longueur et aux 4 points cardinaux. Si le tube fléchit dans le plan nord-sud par exemple, l'une des 2 jauges se raccourcira et l'autre s'allongera. La différence de longueur entre les jauges sera proportionnelle à la courbure. On l'appellera déformation. Si on convient de compter comme positive une courbure du tube tournée vers le haut et négative dans le cas contraire, la courbe représentant les déformations cumulées à partir du bas du tube (courbe en trait plein) présente un point de rebroussement au niveau de la surface de glissement.

Figure 30 - Principe des calibres

Le calibre, descendu dans le tube au bout d'un filin, se bloque pour une certaine courbure. La figure montre que la surface (2) ne pourra être mise en évidence par ce procédé. Pour la déceler, si elle existe, il faut descendre, dès la mise en place du tube, un calibre au fond de celui-ci et le remonter périodiquement.

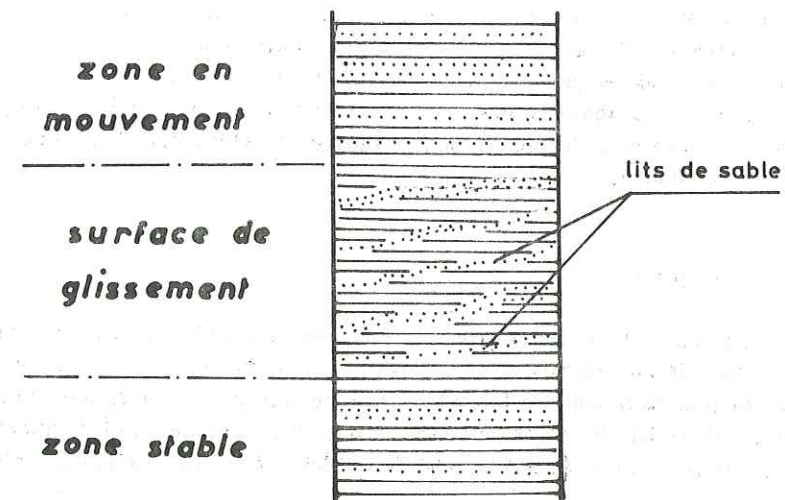


Figure 28 - Déformation de la structure d'une argile à lits de sable horizontaux.

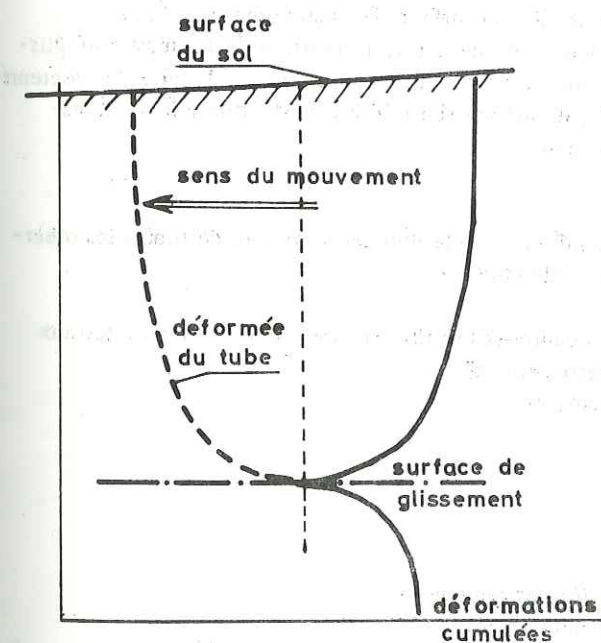


Figure 29 - Courbe des déformations cumulées obtenue à partir des jauges (d'après TAKADA, 1968b).

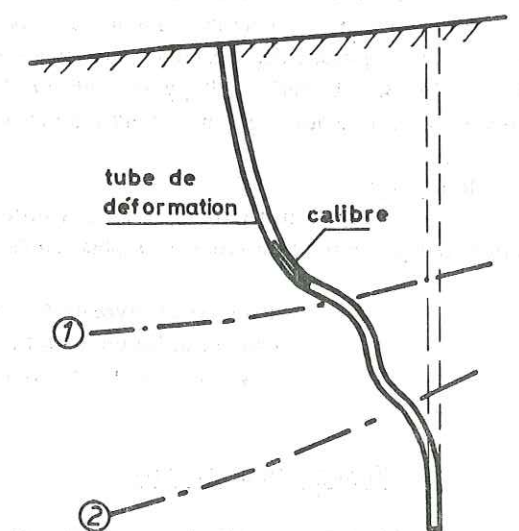


Figure 30 - Principe des calibres.

L'avantage du procédé est sa simplicité de mise en œuvre. Il a l'inconvénient suivant : supposons qu'il existe deux surfaces de glissements superposées (1) et (2) (fig. 30) et que les mouvements différentiels soient plus rapides sur (1). Lorsque le plus grand des calibres se bloquera au niveau de (1), les calibres de taille inférieure descendront jusqu'au fond du tubage car sa courbure est toujours plus forte en (1) qu'en (2). Donc on ne pourra pas repérer la surface (2), sauf si lors de la mise en place on a déposé au fond du tubage un calibre que l'on remonte de temps en temps pour noter à quel niveau il se bloque.

3. 23 - Résistivité électrique

D'après TAKADA (1968 a) la méthode de prospection par sondages et traînés électriques a été appliquée au Japon sur un certain nombre de sites de glissements. Dans chaque cas, des sondages équipés de tubes de déformation permettaient de connaître la situation de la zone de faiblesse. On a pu observer que la surface de glissement correspondait souvent à un changement de résistivité électrique. De plus, pour l'ensemble des formations géologiques observées (altération de schistes ou pélites en argiles) la zone de faiblesse se caractérise par une résistivité de l'ordre de 10 à 50 $\Omega.m$.

Toutefois, les matériaux comme les argiles humides donnent des résistivités de cet ordre, et l'interprétation est délicate (il faut néanmoins remarquer qu'une zone d'argile humide peut toujours contenir une surface de glissement potentielle).

3. 24 - Extrapolation à l'aide de mesure de déplacements en surface

Cette méthode est classique. Nous l'avons utilisée pour construire la surface de glissement à G. L...

Supposons que dans un glissement on ait pu mettre en évidence, en un point, la position de la surface de glissement. Si on possède des mesures de déplacements de témoins implantés en surface, on peut en déduire des vecteurs-vitesse (fig. 31). La surface de glissement doit être tracée de façon à rester sensiblement parallèle aux vecteurs-vitesse. On la raccorde également aux fissures observées en surface.

Remarque :

cette construction ne doit pas rester purement géométrique. Elle doit tenir compte de toutes les observations qui permettent de préciser la position de cette surface de glissement :

- existence de niveaux à caractéristiques mécaniques faibles par rapport aux autres matériaux et susceptibles de contenir entièrement cette surface ;
- existence de sources à la base du glissement, etc.

3. 3 - Volumes en mouvement

Lorsqu'on connaît les éléments suivants :

- extension de la zone en mouvement, déterminée à partir des formes typiques,
 - position de la surface de glissement (déterminée exactement ou estimée),
- on peut évaluer aisément le ou les volumes en mouvement. En effet, nous verrons au paragraphe 5 qu'il peut y avoir des zones animées de mouvements différents au sein d'un même glissement. C'est en particulier le cas de G. L...

Le volume indique immédiatement l'importance du glissement.

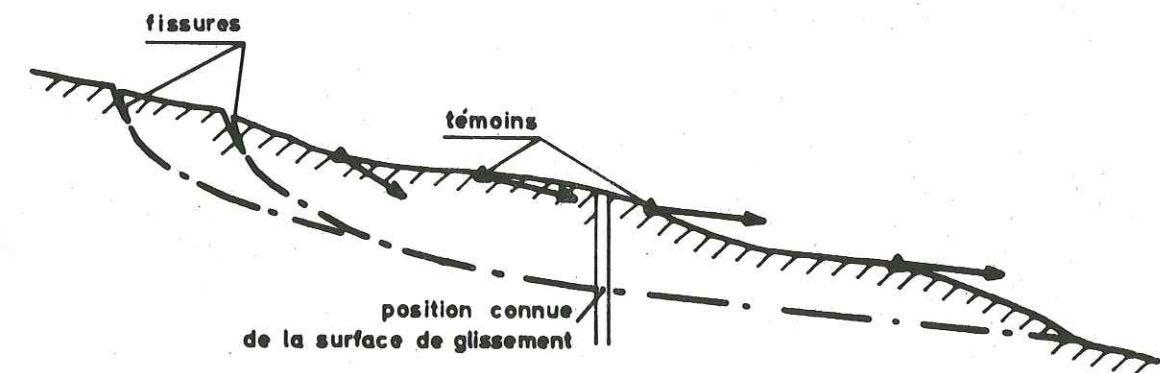


Figure 31 - Construction de la surface de glissement à partir de déplacements en surface.

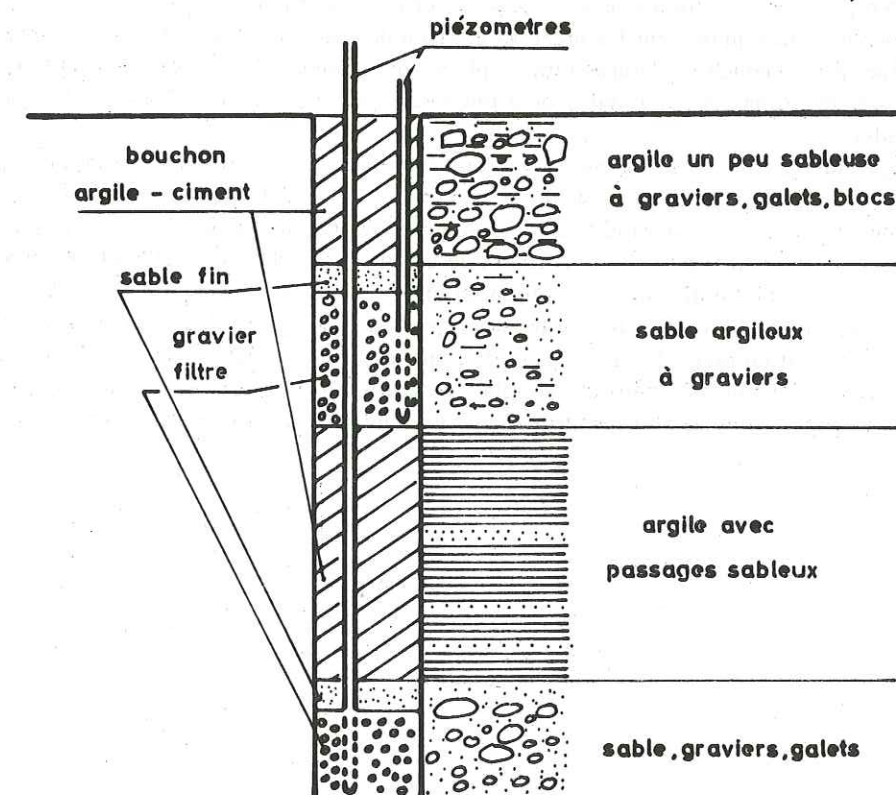


Figure 32 - Exemple de forage équipé en piézomètres.

Figure 33 - Exemple de sondage équipé de piézomètre double avec forage annexe pour prise de pression interstitielle

Il s'agit du sondage SM 12 exécuté sur le glissement de G.L. . . (voir plus loin chapitre VII).

Le sondage de reconnaissance proprement dit a été équipé de deux piézomètres métalliques 40 - 49 mm crépinés sur 1,50 m à leur base. Le gravier filtre a été placé en regard des niveaux les plus perméables, tels qu'on peut les juger à l'examen des carottes. Les deux prises de pression ont été séparées par un bouchon d'argile-ciment placé au niveau de l'argile grise sur 23 m d'épaisseur. Pour éviter le colmatage du gravier, on a toujours séparé ce dernier du bouchon d'argile au moyen de sable.

Le forage annexe R 12 a été exécuté à 4 m du précédent, en percussion Ø7" jusqu'à 13,20 m et en rotation Ø 101 mm ensuite. La position du capteur avait été déterminée après examen des carottes du sondage principal. Comme la surface de glissement se trouve à priori dans la formation d'argile grise et que la structure normale horizontale est visible en dessous de 17,50 m, on a décidé de placer le capteur à 17,20 m. Après exécution du forage ce dernier fut lavé soigneusement à l'eau claire. On mit en place 30 cm de sable au fond du trou, puis le capteur et on remplit de sable jusqu'à 15,90 m. Enfin on mit en place 40 cm de sable fin puis un bouchon d'argile-ciment jusqu'à la surface.

Le plan des travaux ne prévoyait pas de tube de déformation à cet endroit. Sinon il aurait été placé dans le sondage principal et on aurait exécuté en plus un 2e forage annexe pour le piézomètre court.

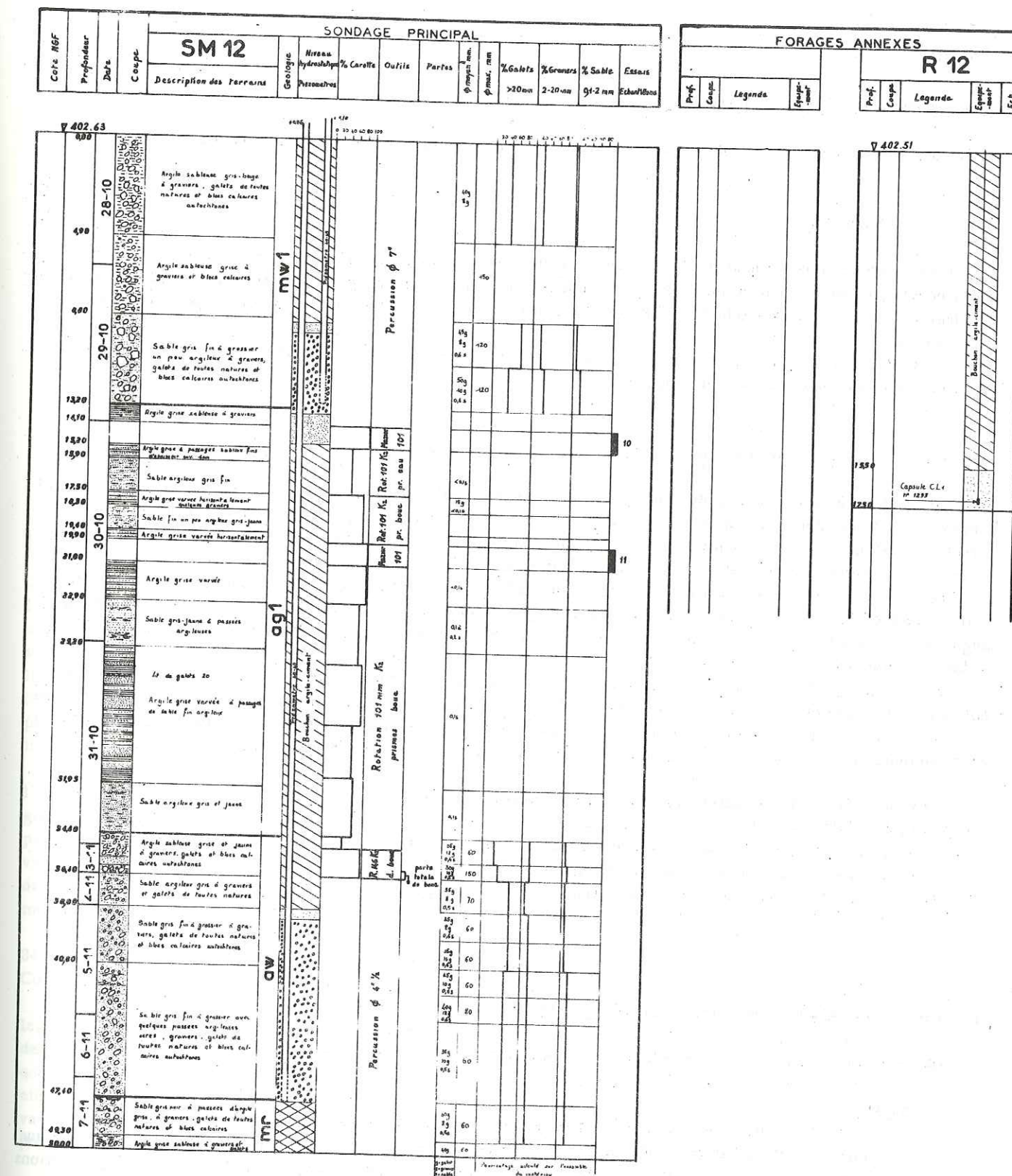


Figure 33 - Exemple de sondage équipé de piézomètre double avec forage annexe pour prise de pression interstitielle.

4) CONDITIONS AUX LIMITES HYDRAULIQUES

But : déterminer la pression interstitielle dans le sol, et en particulier sur la surface du glissement.

4. 1 - Piézomètres

On en équipera tous les sondages. Il est souvent utile, lorsqu'on a des alternances de couches perméables et imperméables, de mettre dans le même sondage plusieurs piézomètres correspondant à des niveaux différents. Précisons que dans ce cas, il est indispensable de réaliser des bouchons d'argile d'au moins 1,50 m entre les prises de pression (fig. 32 et 33).

D'après PECK (1960) on a pu mettre cinq prises de pressions différentes dans le même sondage, profond de 45 m. Ces prises étaient espacées de 6 m en moyenne.

4. 2 - Capteurs de pression interstitielle

La rapidité de la réponse des piézomètres à une augmentation de pression interstitielle dépend de la perméabilité du terrain. Si la pression d'eau monte dans le terrain, il se crée un gradient de pression avec le piézomètre. Pour rétablir l'équilibre, l'eau va monter dans le piézomètre. Mais cette montée se fera avec un retard d'autant plus important que la perméabilité du terrain sera faible, et on en saura plus ce que l'on mesure.

Les capteurs de pression interstitielle sont constitués d'une petite cellule entourée d'une pierre poreuse. Cette cellule comporte une paroi déformable (membrane). Les augmentations de volume de la cellule correspondant à des augmentations de pression sont suffisamment faibles pour que la réponse soit rapide, même dans les terrains peu perméables (argiles sableuses par exemple).

La transmission de la déformation de la membrane se fait soit par l'intermédiaire d'une jauge de déformation collée sur cette membrane, soit par l'intermédiaire d'une corde vibrante attachée à cette membrane et dont la tension dépend de la déformation (procédé Télémac). Dans ce dernier cas, la mesure de pression s'effectue en excitant la corde vibrante et en comparant sa fréquence avec une fréquence repère pour une pression nulle.

La mise en place de ces cellules nécessite les précautions suivantes :

- forage terminé à l'eau claire et lavé soigneusement,
 - l'espace entre le terrain et la prise de pression doit être rempli de sable,
 - le trou sera rebouché avec un bouchon d'argile-ciment
- (voir figure 33 donnant un exemple de sondage équipé).

5) CONDITIONS AUX LIMITES CINEMATIQUES - VITESSE DES MOUVEMENTS

But : déterminer de façon précise la vitesse des déplacements et sa variation.

Remarque :

on peut considérer que la vitesse des mouvements est la réponse au système des contraintes, pressions interstitielles agissant sur un matériau de forme et de type donnés. Mais comme parfois la loi rhéologique elle-même est fonction de la vitesse des mouvements, on peut classer ces dernières comme des conditions aux limites imposées à la masse en mouvement.

Quoi qu'il en soit, nous abordons ici un paragraphe très important. En effet, avant de chercher pourquoi telle

pente bouge, il faut savoir comment elle bouge. Il est paradoxal que dans les exemples de glissements analysés dans la littérature on ne dispose que très rarement de courbes de déplacements en fonction du temps. Et pourtant quelle est la particularité d'un mouvement de terrain, sinon le fait de bouger ? L'intérêt des mesures de déplacement est :

- de pouvoir délimiter des zones en mouvements différents,
 - de pouvoir effectuer des corrélations avec d'autres facteurs et prévoir une éventuelle rupture.
- Les déplacements se mesurent en surface et en profondeur.

5. 1 - Déplacements en surface

5. 1.1 - Mesures de précision

Il s'agit de repérer un certain nombre de témoins implantés sur le glissement à partir de points fixes. Il est pratique de constituer des alignements de témoins parallèlement à la direction du mouvement, de façon à avoir plusieurs témoins placés sur la même coupe longitudinale.

Pratiquement, la difficulté réside dans le fait de trouver des bases vraiment fixes à proximité du glissement et d'où l'on puisse voir les témoins à viser. Ces bases devront être vérifiées tous les ans. De façon à éviter les erreurs de mise en station, il y a intérêt à les réaliser sous forme de piliers en béton portant une plaque de bronze où on viendra visser le théodolite.

Les témoins mobiles seront constitués d'un tube d'acier enfoncé dans le sol de 1,50 m à 2 m et surmonté d'un cylindre en béton. Ce cylindre portera une pointe conique en acier ; ceci a pour but de faciliter les visées par triangulation à partir de bases fixes.

La précision obtenue dépend du mode de mesure utilisé. Si les témoins sont levés par triangulation avec un théodolite type T2 (sensibilité 10^{-4} gr ou $1,6.10^{-6}$ rd soit 1 mm à 600 m, pratiquement 1 mm à 300 m) l'incertitude sur la position des témoins est toujours inférieure à 1 cm avec des distances de visée de plusieurs centaines de mètres. Si on associe théodolite et télémètre, les opérations sont plus rapides, car chaque témoin peut être levé à partir d'une seule station, mais la précision est moins bonne. En effet, l'erreur sur la distance est de 1 à 2 cm avec les appareils à infra-rouge (Wild DI 10 et Zeiss SM 11), et on ne dispose pas des méthodes de vérification que fournit la triangulation (données surabondantes si chaque point peut être vu de 4 ou 5 repères fixes). Le temps des opérations est évidemment plus long par triangulation (1 semaine sur le site de G. L... contre 2 jours par la méthode utilisant théodolite et télémètre infra-rouge, pour une cinquantaine de témoins).

L'espacement des mesures dépend des vitesses du mouvement et de la précision des visées. D'après KOBOLD (1968) l'erreur quadratique moyenne ne doit pas dépasser 10 à 20 % du déplacement entre 2 mesures consécutives. Pour les glissements lents (moins de 10 cm par an) cela imposerait d'effectuer des mesures tous les 6 mois. Néanmoins, nous pensons qu'il n'est pas inutile d'enfreindre cette règle posée a priori. En effet, même si l'incertitude est trop grande vis-à-vis du déplacement entre deux mesures consécutives, l'abondance de points indique l'allure de la courbe des déplacements et ses variations. Un bon espacement des mesures est 1 mois, lorsqu'on ne connaît rien sur les vitesses de mouvements.

Comme les levés par triangulation sont délicats, donc coûteux, on peut encore opérer de la manière suivante (fig. 34) : on effectue un levé trimestriel de tous les témoins par triangulation à partir des stations fixes A, B, C, D, E. Comme les données sont surabondantes, on aura une bonne précision (mieux que 1 cm).

Pour obtenir l'allure de la courbe des déplacements des témoins entre les levés trimestriels, on effectue une lecture d'angle horizontal à intervalles rapprochés (8 jours à 1 mois selon les époques) sur quelques témoins auprès desquels on dispose de mesures de pression interstitielle par exemple. Supposons que l'on vise le point 6. On admet que pour de petits déplacements la variation de l'angle (E6, EC) est proportionnelle aux déplacements horizontaux. En effectuant des mesures d'angles également lors des triangulations trimestrielles, il est possible de "caler" la courbe de variation angulaire sur les points obtenus tous les trois mois et ainsi d'obtenir une courbe de déplacements suffisamment précise et dont l'allure est connue.

Au lieu d'opérer par mesure de variation d'angles, on peut mesurer une variation de distance au moyen d'un télémètre infra-rouge. Si de B on vise régulièrement le témoin n° 6 et le point E, cela évite la correction due aux conditions atmosphériques puisque l'on compare la distance B6 à BE qui est fixe. Ici encore on admet que la variation de la distance

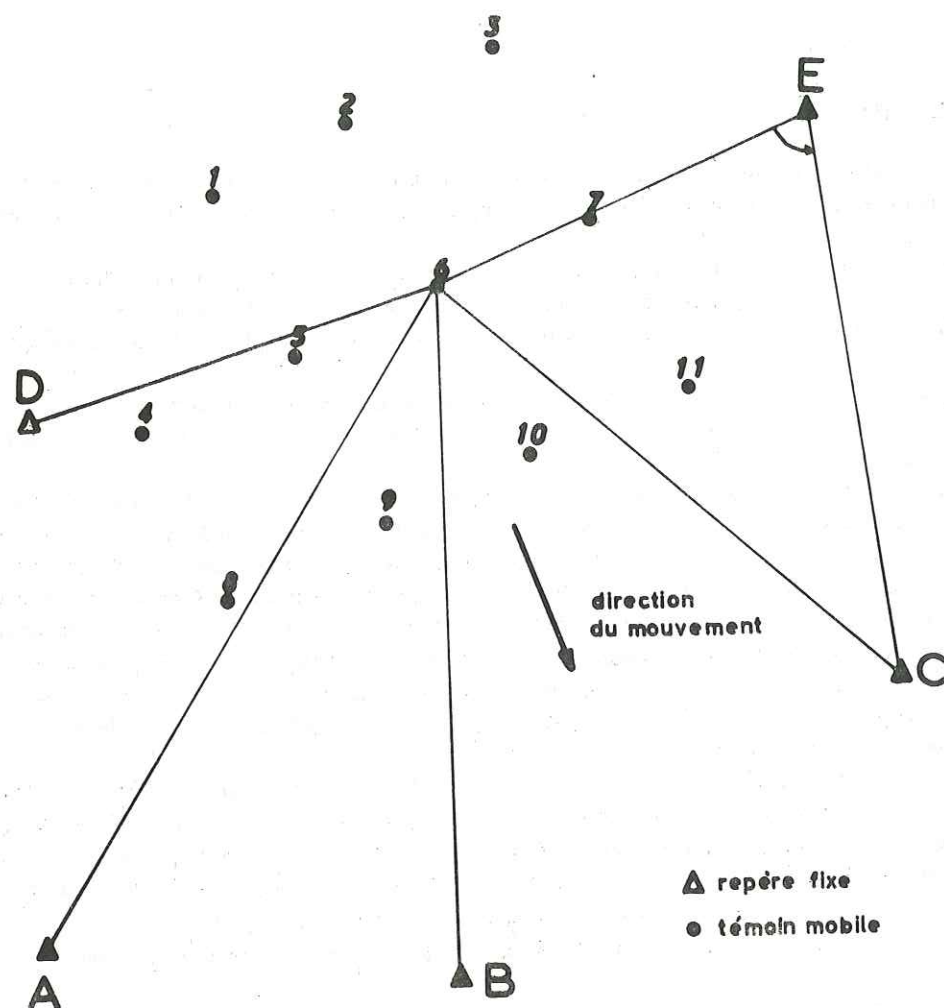


Figure 34 - Mode de mesure des déplacements

- trimestrielle par triangulation à partir des stations A, B, C, D, E
- mensuelle ou bimensuelle de façon qualitative par mesure de variation d'angle à partir de la station E.

B6 est proportionnelle aux déplacements du point 6. (Il faut évidemment prendre une station d'où l'on voit les témoins venir vers soi).

Enfin, il est important d'avoir les coordonnées des témoins en X, Y et Z. On peut ainsi en déduire les directions des vitesses en surface, ce qui permet de déterminer, le cas échéant, des zones animées de mouvements différents.

5. 12 - Mesures approchées indicatives

Nous appelons ainsi les mesures qui ne représentent pas exactement les déplacements des points, mais qui donnent des indications sur les variations de vitesses.

On peut repérer l'écartement d'une fissure au moyen de deux piquets implantés de part et d'autre de cette fissure. Ceci est particulièrement utile lors des derniers moments précédant la rupture ; en effet, la mesure, étant rapide, peut être faite tous les jours, et ne nécessite pas un appareillage compliqué. On décèle ainsi si la courbe représentant l'écartement de la fissure en fonction du temps a une allure exponentielle ou non.

Dans le cas de fissures longitudinales, c'est-à-dire sensiblement parallèles à la direction du mouvement, on peut implanter un alignement (fig. 35). Le témoin n° 3 se déplace par rapport à la ligne 1 - 2 ; on mesure ce déplacement aisément avec un mètre en matérialisant l'alignement 1 - 2 à l'aide d'une ficelle par exemple.

La même mesure peut être effectuée plus précisément à l'aide d'un théodolite (fig. 36) mis en station sur un repère A. On mesure la variation de l'angle α que fait la visée AB avec une visée prise comme référence. Si on connaît approximativement la distance AB, on peut ainsi chiffrer les déplacements de B (le principe est analogue à celui exposé au paragraphe précédent).

Remarque :

dans les deux cas, on suppose que la zone (2) est en mouvement plus rapide que la zone (1). Par la méthode de l'alignement on mesure les déplacements relatifs de la zone (2) par rapport à la zone (1). La mesure au théodolite exige que les déplacements de la zone (1) soient nuls ou négligeables devant ceux de la zone (2).

Ces mesures peuvent être exécutées tous les jours. C'est ainsi que sur le site de G. L... nous avons mesuré par les deux méthodes (alignement et théodolite) les déplacements d'une zone en mouvement rapide (environ 80 cm/an). Entre le 26 mai et le 12 juin on a mesuré un déplacement de 7 mm par la méthode de l'alignement et de 5,4 mm par le théodolite. Ceci prouve qu'une simple mesure par alignement donne des résultats analogues à la même mesure effectuée au théodolite.

5. 2 - Déplacements en profondeur

La répartition des vitesses en profondeur est analogue à la courbe déformée d'un forage initialement vertical. Connaissant la vitesse en surface et la déformée du forage, on peut calculer la vitesse à toute profondeur et en particulier sur la surface de glissement.

Cette mesure nécessite l'exploitation de résultats d'inclinomètres pour reconstituer la courbe déformée des forages à différentes périodes.

6) LOI RHEOLOGIQUE DU MATERIAU

But : connaître les propriétés mécaniques du matériau en mouvement et en particulier sur la surface de glissement, dans l'état où il se trouve réellement.

La principale difficulté, est de réaliser des essais reproduisant les conditions réelles du terrain, ou bien de pouvoir apprécier in situ les propriétés mécaniques.

Figure 35 - Mesure des déplacements relatifs par alignement

La zone (1) est stable ou en très faible mouvement par rapport à (2). Le principe consiste à matérialiser sur le terrain l'alignement initial 1-2 et à mesurer directement le déplacement δ . C'est une opération très simple.

Figure 36 - Mesure de déplacements relatifs par variation d'angle

Ici encore, la zone (1) est stable ou en très faible mouvement par rapport à (2). Le théodolite est mis en station en A. Lors de chaque mesure on vise à la fois B' et un repère fixe. En première approximation la variation d'angle δ est proportionnelle au déplacement δ entre deux mesures.

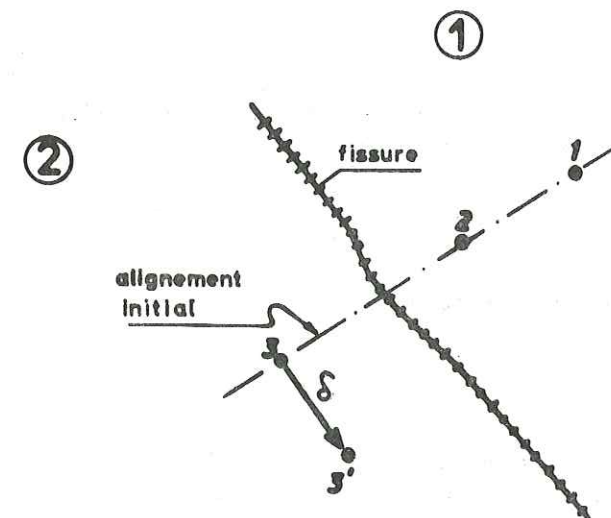


Figure 35 - Mesure des déplacements relatifs par alignement.

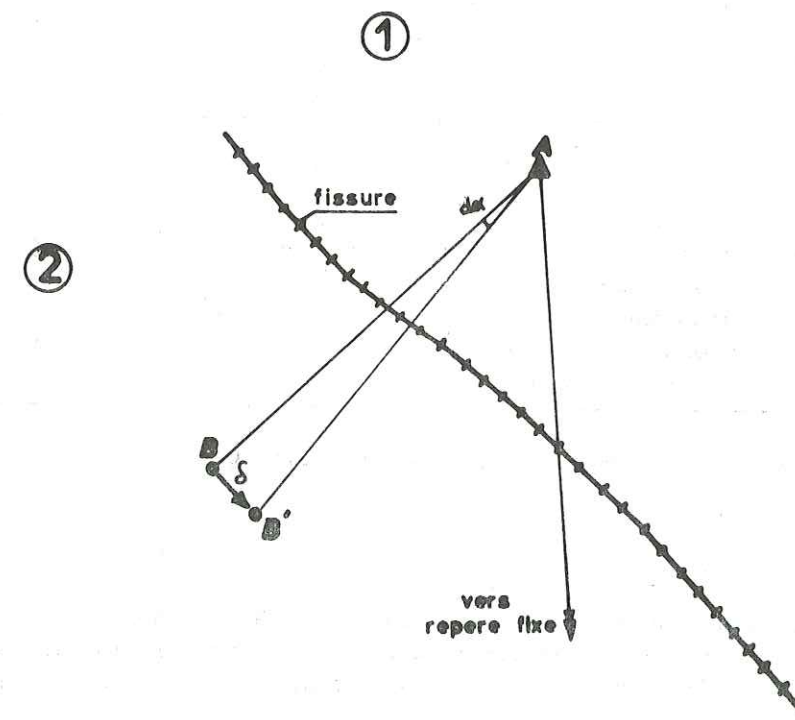


Figure 36 - Mesure des déplacements relatifs par variation d'angle et au moyen d'un théodolite.

6. 1 - Mesures au laboratoire

Elles seront faites sur échantillons non remaniés, prélevés sur indications du géologue qui aura suivi les sondages. Il est important en effet, de prendre ces échantillons dans la zone supposée de la surface de glissement. Ces mesures comporteront des essais d'identification et mécaniques.

N. B. - Les échantillons non remaniés ne peuvent être prélevés que dans des niveaux argileux ou sableux fins. Les essais au laboratoire ne peuvent être effectués couramment que si le matériau ne possède pas d'éléments supérieurs à 5 mm. Les limites d'Atterberg ne se font que sur la fraction inférieure à 0,4 mm.

6. 11 - Essais d'identification

Il est utile de connaître la teneur en eau du terrain ainsi que ses limites d'Atterberg de liquidité W_L et de plasticité W_p . Il est à remarquer que pour de nombreux cas de glissements en matériaux argileux non consolidés, la teneur en eau naturelle était comprise entre ces limites, tout en étant voisine de la limite de plasticité W_p .

Le tableau suivant donne quelques résultats :

Site	Nature du terrain	W_L	W	W_p
G. L...	Argile grise à lits de sable	39,3	27,3	17,8
		41,6	24,7	19,6
		33,7	20,2	16,5
		44,8	27,0	19,9
B...	Sable argileux à galets	33	19	17
	Argile sableuse à galets	36	32	17
	Argile plastique silteuse	44	21	21
L.P... Coulée argileuse	Silt argileux et sableux	47	28	25
	Silt argileux à galets	47	29	24
	Silt argileux et sableux	57	29	24
	Argile sableuse à galets	43	23	21

Pour les argiles surconsolidées, la teneur en eau naturelle est très souvent inférieure à la limite de plasticité.

6. 12 - Essais mécaniques

Ils ont pour but de déterminer la cohésion et l'angle de frottement intrinsèques. Il faut néanmoins savoir que ces valeurs ne sont pas caractéristiques d'un matériau, mais dépendant de la vitesse de déformation (les essais rapides donnent des caractéristiques meilleurs que les essais lents). S'il est possible, on effectuera les essais aux mêmes vitesses que celles du mouvement.

Quelle que soit la méthode de mesure utilisée (boîte de cisaillement, triaxial ou boîte de torsion) les paramètres les plus utiles varient selon les cas. En ce qui concerne les argiles, SKEMPTON (1969) a donné au congrès de Mexico un tableau reproduit ci-après et qui indique les paramètres à prendre en compte dans les études de stabilité. Le nombre des cases blanches traduit l'ignorance ou l'incertitude sur certains cas. Ce tableau appelle quelques remarques :

- le facteur X varie de 0,8 à 0,6. Par exemple un essai non consolidé non drainé effectué en 5 jours a donné une valeur de la cohésion inférieure de 20 % à celle obtenue à partir d'un essai en 15 mn ;

- selon la taille des échantillons on tient plus ou moins compte des fissures. Des essais sur grands échantillons ont donné des valeurs de la cohésion égales à 70 % de celles obtenues de façon classique (donc $f=0,7$) ;
- d'après l'étude de glissements de différents âges dans l'argile de Londres, on peut estimer la variation de cohésion c' dans le temps (ϕ' étant peu perturbé) ;
- au laboratoire $c' = 0,16$ bar ($r = 1$) - au bout de 10 ans $c' = 0,05$ bar ($r = 0,31$) - au bout de 20 ans $c' = 0,02$ à $0,04$ bar ($r = 0,20$) - au bout de 80 ans $c' \approx 0$.

Donc les essais de laboratoire peuvent ne pas représenter la réalité et il faut les corriger en conséquence. Enfin, on déterminera la fragilité du matériau en poursuivant les essais jusqu'à de grandes déformations.

6. 2 - Essais in situ

L'avantage des essais in situ est qu'ils tiennent compte de toutes les caractéristiques du matériau en place, comme la fissuration par exemple. Leur inconvénient est d'être difficiles à interpréter.

TABEAU n° 3

PARAMETRES A PRENDRE EN COMPTE POUR LES PROBLEMES DE STABILITE DANS LES ARGILES

GLISSEMENTS SURVENANT POUR LA PREMIERE FOIS	ARGILE	TALUS DE DEBLAIS		PENTES NATURELLES	
		à court terme	à long terme	Stabilité à 100 ans	Stabilité à 1000 ans
				c' ϕ'	
	Normalement consolidée, molle et intacte	X . Cu		c' ϕ'	
	Légèrement surconsolidée intacte		c' ϕ'	c' ϕ'	
	Dure, intacte			c' ϕ'	
	Dure, fissurée	f . X . Cu	r . c' ϕ'	$c' \approx 0$ ϕ'	$c' \approx 0$ $\phi' \rightarrow \phi'_r$
	Argiles fracturées	$c' \approx 0$ ϕ'			
	GLISSEMENTS SURVENANT SUR DES SURFACES PREEXISTANTES	c'_r ϕ'_r	c'_r ϕ'_r	c'_r ϕ'_r	

Cu = valeur de pic, non drainé

$c' \phi'$ = valeurs de pic, drainé

$c'_r \phi'_r$ = valeurs résiduelles ($c'_r \approx 0$)

X = facteur de réduction, fonction de la vitesse de l'essai

f = facteur de réduction tenant compte de la fissuration

r = facteur de réduction dépendant du temps d'après SKEMPTON et HUTCHINSON (1969).

6. 21 - Essai au vane-test (scissomètre)

Il consiste à enfoncer dans le matériau en place un moulinet formé de deux rectangles orthogonaux et à le faire tourner autour de son axe jusqu'à la rupture. La mesure de l'effort fourni permet de connaître les paramètres de cisaillement. Le moulinet peut être descendu au fond d'un sondage par exemple. On peut faire des essais drainés et non drainés selon la vitesse de rotation. Mais on ne peut obtenir ainsi les caractéristiques intrinsèques, car on ne mesure pas la pression interstitielle.

6. 22 - Prospection géophysique sismique

La vitesse de propagation des ondes dépend, entre autre, de l'état de fracturation du matériau. Si une prospection sismique est difficile à interpréter, on peut la répéter à plusieurs moments au même endroit et voir si les vitesses et les profondeurs des échos varient.

Sur le site de Vajont plusieurs prospections sismiques avaient eu lieu (dans des endroits un peu différents). Une première prospection, effectuée en novembre 1959, donne sous 10 à 20 m d'éboulis une roche de vitesse 5 000 à 6 000 m/s.

En novembre 1960, une autre prospection sismique a révélé des réflexions vers 150 m de profondeur. Dans la masse supérieure, les vitesses allaient de 700 à 2 500 m/s et au-dessous de 150 m elles atteignaient 3 500 m/s (CALOI et SPADEA, 1961).

Enfin des carottages sismiques, effectués dans certains sondages après le glissement, ont montré des vitesses allant de 2 200 à 3 500 m/s pour les matériaux glissés et de 5 500 à 6 000 m/s pour les matériaux en place (LERICI, 1965).

Les deux premières prospections avaient donc permis de mettre en évidence un changement important dans les propriétés mécaniques des matériaux.

7) INTERPRETATION DES RESULTATS

Le but de ce paragraphe est de montrer comment utiliser les résultats obtenus par les diverses investigations, en vue d'obtenir des critères de danger. L'interprétation de certaines données est simple ; d'autres nécessitent une certaine attention. Nous insisterons spécialement sur l'interprétation des mesures de déplacements.

7.1 - Résultat des reconnaissances géologiques et hydrauliques

Si la reconnaissance géologique est bien faite, elle doit donner la géométrie des différents terrains (avec une approximation dépendant des moyens utilisés). La seule difficulté peut concerner la localisation de la surface de glissement si on ne dispose pas, par exemple, de mesures effectuées au moyen d'inclinomètres. Si les matériaux sont hétérogènes, l'expérience montre que la surface de glissement se situe en général dans la zone la plus meuble (argile ou sable humide par exemple), bien qu'il existe des exceptions où elle recoupe des formations différentes (voir l'exemple du glissement de Montmélian au chapitre IX). Si les matériaux sont homogènes, on a une incertitude plus grande sur la position de cette surface. Néanmoins, on peut tenir compte des fissures de tête du glissement et des bourrelets frontaux pour en situer l'intersection avec la surface topographique.

Les résultats des mesures de pression interstitielle doivent être comparés avec les déplacements ; on en traitera plus loin.

Les résultats les plus importants sont ceux concernant les mesures de déplacements. C'est pourquoi nous donnerons d'abord quelques généralités sur les vitesses de mouvements.

Nous insisterons sur le fait que tous les déplacements ne sont pas également dangereux et qu'il est important de les interpréter correctement.

7. 2 - Généralités sur les vitesses de glissements

TERZAGHI (1950) a donné une description qualitative des mouvements associés à un glissement. Il distingue tout d'abord un fluage qui se poursuit à vitesse constante jusqu'à la phase de prérupture, pendant laquelle le mouvement s'accélère jusqu'à ce que la rupture se produise, après laquelle apparaît une phase de stabilité.

7. 21 - Fluage

Toutes les pentes y sont soumises, mais la plupart du temps il est trop faible pour être décelé. Il faut distinguer le fluage saisonnier ou fluage de couverture, du fluage continu ou fluage de masse.

Le premier est limité à une zone superficielle (terrains de couverture ou d'altération) : les quelques données numériques valables indiquent une vitesse de quelques cm par an. Dans les climats tempérés, il peut intéresser une zone allant jusqu'à 1 m de profondeur. Ses causes doivent être recherchées dans une variation saisonnière de propriétés mécaniques liée à la teneur en eau (voir solifluxion - reptation).

Le fluage de masse est la conséquence des seules forces de la pesanteur et il a donc une vitesse constante : il fait intervenir des contraintes très inférieures à la valeur de pic et suit le schéma donné au chapitre II, concernant la phase de visco-plasticité. Le fluage ne mène pas obligatoirement à la rupture. Toutefois, il semble que les mouvements précédant une rupture commencent toujours par une telle phase à vitesse approximativement constante.

7. 22 - Mouvements avant rupture

Ces mouvements sont caractérisés par une accélération donnant des vitesses finales importantes : quelques cm/jour au cours des dernières semaines et quelques dm le dernier jour.

Parmi les meilleures mesures effectuées sur ces mouvements, citons celles données par SKEMPTON au congrès de Mexico dans le tableau du chapitre 3. 11, p. 11. On donne également en figure 37 les déplacements du mur de Kensal Greene dans les argiles bleues de Londres. On regardera également la courbe de la figure 49 représentant les derniers déplacements sur le versant de Vajont.

D'après SKEMPTON (1969), il apparaît souvent de nombreuses fissures durant cette phase, laquelle correspondrait au développement progressif de la surface de glissement.

7. 23 - Mouvements pendant la rupture

La vitesse de rupture dépend essentiellement de la nature du matériau soumis au cisaillement et de la pente de la surface de glissement. Si le matériau est plastique, le déplacement se fera sans grande accélération jusqu'à la position d'équilibre. Au contraire, si le matériau est fragile, le glissement s'accélérera et pourra dépasser la position d'équilibre.

Dans les argiles sensibles, on peut avoir des vitesses de 1 à 2 m/s. Les glissements conventionnels dans des masses relativement homogènes donnent des vitesses de 0,1 à 1 m/mn. Rappelons que lors du glissement du Vajont, la masse rocheuse avait une vitesse de 60 km/h en arrivant dans la retenue, d'après les calculs effectués postérieurement.

Remarquons que certains mouvements, telles les coulées ne présentent pas de rupture à proprement parler, mais des alternances de vitesses rapides et très faibles.

Il faut noter également que le calcul des vitesses de glissement au moment de la rupture nécessite la connaissance précise de la loi rhéologique. Or, comme cette dernière est mal connue en général, il est particulièrement difficile d'estimer à quelle vitesse se produira la rupture. Pourtant c'est une donnée primordiale pour estimer les conséquences d'une chute de matériaux (dans une retenue par exemple) ; néanmoins, il faut reconnaître qu'on ne sait pas la calculer à présent.

7. 24 - Mouvements après rupture

Après la rupture, au voisinage de la surface de glissement, les matériaux possèdent des propriétés mécaniques "résiduelles". Par conséquent ces dernières ne peuvent plus diminuer ensuite. On observera alors des mouvements caractérisés par une vitesse moyenne ou faible avec variation saisonnière.

7. 3 - Exploitation des mesures de déplacements

Nous insisterons tout d'abord sur le fait que l'exploitation des mesures de déplacements doit être effectuée le plus rapidement possible (dans les 8 jours après les mesures, pour un contrôle courant) de façon à détecter toute accélération anormale lorsqu'il en est encore temps.

On tracera la courbe donnant les déplacements horizontaux cumulés en fonction du temps.
On portera également les différents vecteurs-vitesse en plan et en coupe.

Rappelons l'utilité des mesures de déplacement pour :

- construire la surface de glissement (voir ci-dessus, 3.24, p. 66)
- calculer les volumes en mouvement au moyen des zones d'égale déplacement.

Les courbes de déplacements sont surtout utiles pour prévoir un danger. En effet, l'expérience montre que les mouvements avant rupture ont une allure exponentielle. Il faut donc considérer comme suspecte une accélération se poursuivant sur plusieurs mois. Cependant, toutes les accélérations ne sont pas également dangereuses et la distinction ne peut se faire qu'après avoir établi la corrélation entre les mouvements et certains facteurs, qui sont :

a) La pluviométrie

Comparaison des courbes de déplacements horizontaux cumulés avec les diagrammes d'intensité des pluies. On peut également considérer des périodes de 2, 3 ou 6 mois pour lesquelles on compare la pluviométrie et les déplacements (fig. 38).

b) Variation du niveau du plan d'eau libre

Au Vajont, il existait une corrélation entre la cote du plan d'eau de la retenue et les vitesses de mouvements. La courbe représentant ce niveau en fonction des déplacements cumulés d'un des témoins est analogue à une courbe effort-déformation avec cycles de chargement et déchargement (fig. 39).

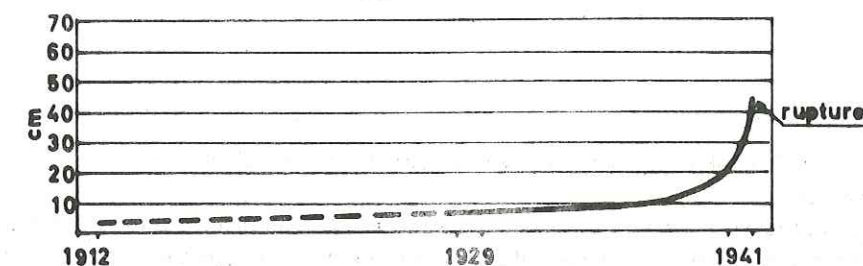
c) Pression interstitielle

On a vu au chapitre II qu'en phase de fluage, la vitesse dépend de la pression interstitielle, en conditions non drainées. Comme tous les mouvements avant rupture passent par cette phase de fluage, il est intéressant, si l'on dispose de mesures de la pression interstitielle par piézomètres ou capteurs de pression, de faire les corrélations

$$\begin{aligned} \delta &= f(u) \quad \text{ou} \quad v = f(u) \\ \delta &= \text{déplacements} \\ v &= \text{vitesse des déplacements} \\ u &= \text{pression interstitielle} \end{aligned}$$

On peut également envisager des corrélations avec la sismicité etc.

Le but de ces corrélations est de chercher à mettre en évidence quel est le facteur déterminant pour la vitesse des mouvements. Lorsqu'un tel facteur est connu on peut distinguer les accélérations dangereuses de celles qui ne le sont pas. Nous allons traiter de cela au paragraphe suivant.



Avance du mur au niveau des rails

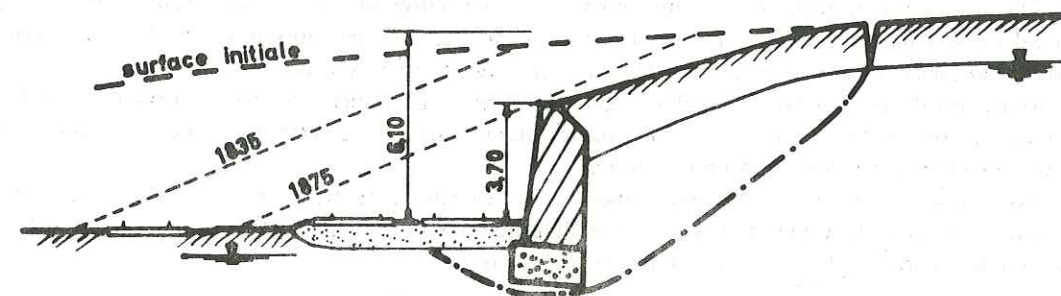


Schéma de la tranchée avec surface de glissement

Figure 37 - Glissement de Kensal-Greene.

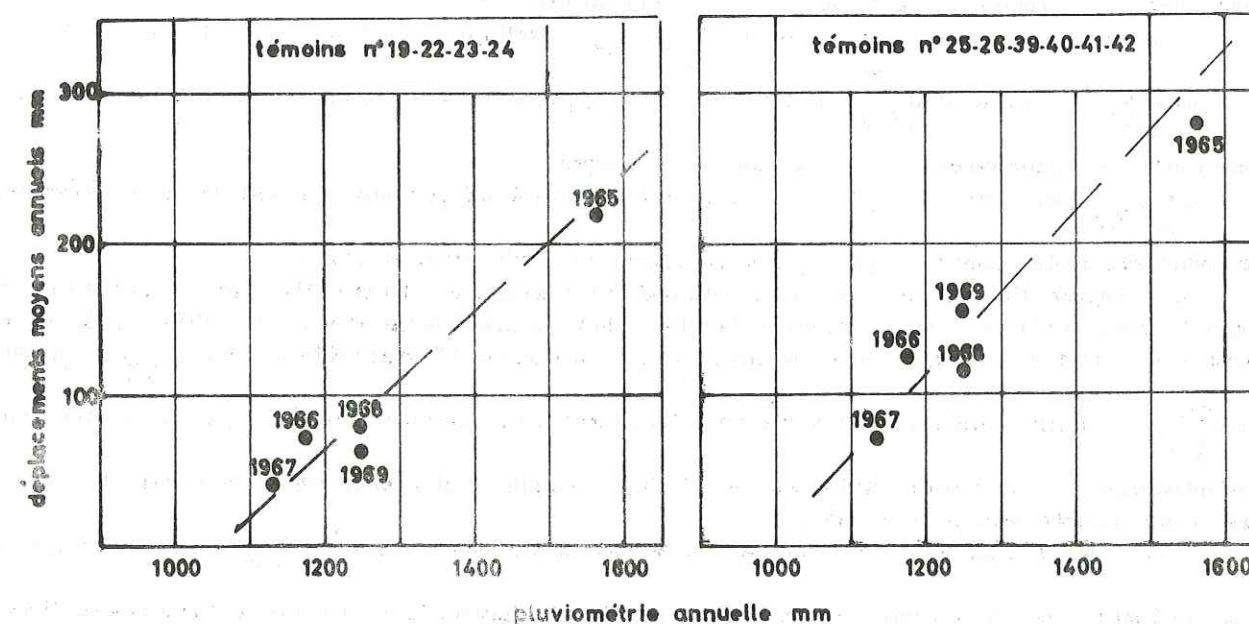


Figure 38 - Corrélation entre la pluviométrie annuelle et les déplacements annuels pour deux groupes de témoins (glissement de G.L. ...)

7. 4 - Critère de danger

Le but des mesures de déplacements et des diverses corrélations est d'obtenir des critères de danger simples pour être utilisés efficacement.

D'après ce qui a été montré jusqu'à présent, on a vu que tout glissement commence par une phase de fluage qui peut mener soit à une stabilisation (vitesse nulle) soit à une accélération importante précédant la rupture. La vitesse de fluage, dépendant de la contrainte de cisaillement et de la pression interstitielle, peut varier au cours du temps. Ceci se traduit par une courbe des déplacements grossièrement linéaire en fonction du temps, avec des variations de vitesse saisonnières dues aux variations de contraintes (pression interstitielle...). C'est le type des mouvements du glissement de G. L... (fig. 54 et 55).

Par conséquent, toute accélération des mouvements n'est pas obligatoirement dangereuse si elle correspond à une variation des conditions aux limites (augmentation de contrainte ou de pression interstitielle). C'est encore le cas des accélérations saisonnières observées à G. L... et qui sont liées à la pluviométrie.

Au contraire, est dangereuse toute accélération ne correspondant à aucun changement dans les conditions aux limites. C'est le cas du fluage accéléré où, la contrainte restant constante, la vitesse augmente jusqu'à la rupture.

Le critère de danger peut alors se formuler ainsi :
"Si on a pu établir une corrélation entre le déplacement δ (ou la vitesse de déplacement v) et une "solicitation" ∇ (pression interstitielle, cote du plan d'eau etc.), se traduisant par une courbe $\nabla = f(\delta)$ on pourra prendre comme critère de danger le fait que $\frac{d^2\nabla}{d\delta^2} > 0$ lorsque $\frac{d\nabla}{d\delta} < 0$

On montre aisément que si δ est fonction de ∇ , lorsque $\frac{d\delta}{d\nabla} < 0$, on a aussi $\frac{d\nabla}{d\delta} < 0$ et que dans ce cas $\frac{d^2\nabla}{d\delta^2}$ et $\frac{d^2\delta}{d\nabla^2}$ sont de même signe.

Dans un glissement on a toujours $\Delta\delta \geq 0$ (le glissement ne recule pas) ; lorsque $\frac{d\delta}{d\nabla} < 0$ cela correspond à un mouvement se continuant lors d'une diminution de la "solicitation".

Le critère de danger associé $\frac{d\nabla}{d\delta} < 0$ et $\frac{d^2\nabla}{d\delta^2} > 0$. Expliquons à quoi cela correspond.

Si $\frac{d^2\delta}{d\nabla^2}$ (donc aussi $\frac{d^2\nabla}{d\delta^2}$) est négatif, cela signifie que, à des dimensions de sollicitation $\Delta\nabla$ vont correspondre des accroissements $\Delta\delta$ diminuant avec le temps.

Si $\frac{d^2\delta}{d\nabla^2}$ (donc aussi $\frac{d^2\nabla}{d\delta^2}$) est positif, cela signifie qu'à des diminutions de sollicitation $\Delta\nabla$ vont correspondre des accroissements $\Delta\delta$ augmentant avec le temps. C'est le critère de danger.

On comprendra l'application de ce critère en examinant la courbe de la figure 39, représentant les déplacements du témoin n° 2 en fonction de la cote de la retenue du Vajont. Lors des mises en eau de 1960 et 1962, on a eu accroissement de la vitesse, ce qui est normal. Lors des vidanges de 1960 et 1962 (donc lorsque $\frac{d\delta}{d\nabla} < 0$) on a

eu $\frac{d^2\nabla}{d\delta^2} < 0$, c'est-à-dire que la courbure était dirigée vers le bas. Ceci traduisait le fait que les accroissements de déplacements correspondant à des diminutions $\Delta\nabla$ étaient de plus en plus petits. En fin de vidange, la vitesse s'est annulée (courbe devenue verticale).

Au contraire, lors de la vidange commencée le 26 septembre 1963 on a eu $\frac{d^2\nabla}{d\delta^2} > 0$ c'est-à-dire que la courbure était dirigée vers le haut. Bien que l'on diminuât la sollicitation, les déplacements allaient en accélérant. La rupture est intervenue le 9 octobre à 22 h 40.

Il faut remarquer que le critère proposé s'applique uniquement aux phases où la sollicitation diminue. Mais il se peut qu'une augmentation de sollicitation produise une accélération menant à la rupture. Pour déceler cela, on peut chercher à établir, pour des périodes fixées (2 mois, 3 mois, 6 mois) une correspondance entre les déplacements et la quantité de pluie (ou la pression moyenne). Si à partir d'un moment on obtient des déplacements supérieurs à ce qu'ils étaient auparavant pour des sollicitations équivalentes, il y a lieu de suivre de très près le mouvement en question. Même dans ce cas on n'est pas certain de la rupture.

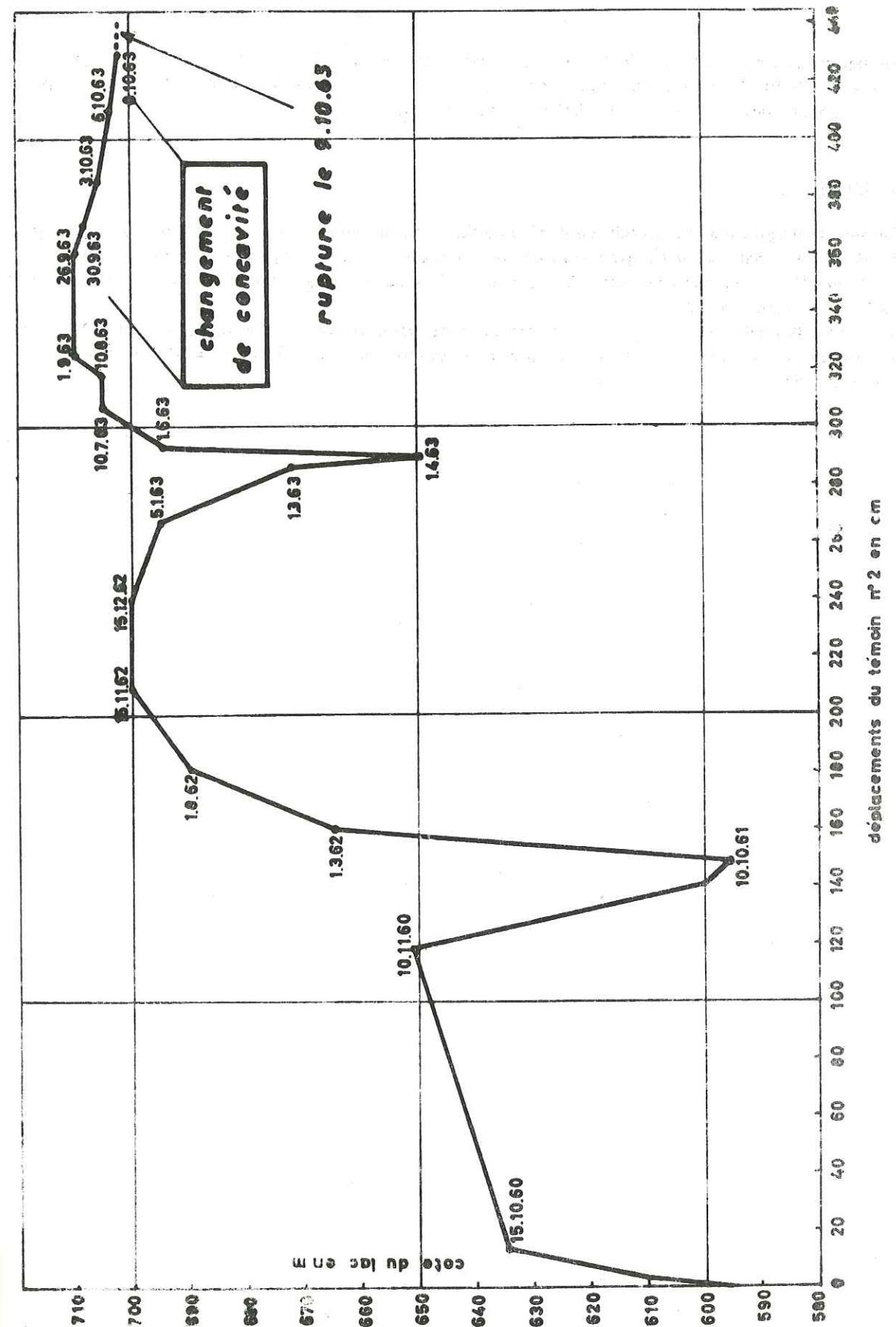


Figure 39 - Vajont - Courbe des déplacements du témoin n° 2 en fonction de la cote du plan d'eau. Critère de danger = changement de concavité (d'après relevés E.N.E.L. - S.A.D.E.)

Il nous semble (mais ceci doit être vérifié sur des cas concrets) que seul le critère proposé peut apporter la certitude d'une rupture inévitable. Encore doit-il être exploité à temps, ce qui nous amène à insister sur le fait que les mesures de déplacement doivent être dépouillées très rapidement.

7. 5 - Conclusions

Si pour étudier un glissement on ne dispose pas d'assez de moyens pour effectuer les investigations décrites dans ce chapitre, il faut au moins procéder à des mesures de déplacement régulières. On pourra ainsi déceler à temps une accélération anormale ; cette conclusion s'impose d'elle-même après l'examen de l'allure des courbes de déplacements quelque temps avant la rupture (fig. 49).

L'inconvénient est de surestimer le danger car lors d'une augmentation de sollicitation la courbe prend souvent une allure exponentielle et lorsque la sollicitation diminue, la vitesse diminue. En définitive, il est très délicat d'apprécier exactement le danger.

CHAPITRE V - REMEDES

1. - MODIFICATION D'IMPLANTATION DU PROJET
2. - MODIFICATION DE LA LOI RHEOLOGIQUE
3. - MODIFICATION DES CONDITIONS AUX LIMITES
4. - LUTTE CONTRE L'EROSION DE SURFACE

Le chapitre précédent avait pour but de présenter rapidement les principales méthodes dont on dispose à l'heure actuelle pour l'investigation des glissements de terrains.

Tous les problèmes ne sont pas résolus lorsqu'on a effectué ces reconnaissances. Il faut réaliser soit des travaux préventifs, soit des travaux curatifs.

Dans le chapitre qui va suivre nous donnerons simplement les principes de ces travaux, sans entrer dans les détails, et en suivant la logique que nous avons utilisée jusqu'à présent. De même que les causes des mouvements sont des modifications soit de la loi rhéologique, soit des conditions aux limites, de même les remèdes à apporter consisteront à modifier ces données mécaniques du problème.

1) MODIFICATION D'IMPLANTATION DU PROJET

Si l'implantation prévue recouvre des zones repérées comme instables et bien délimitées, la solution la plus économique consiste généralement à les éviter.

L'expérience montre que l'on s'épargne ainsi des dépenses inutiles. A L... par exemple (voir chapitre VIII), lors de l'établissement d'une route départementale de 5 km, on a repris le tracé d'un ancien chemin en l'élargissant. On a été ainsi amené :

- à traverser une petite coulée - construction de murs et gabions brisés et renversés quelques années après - route défoncée ;
- à poser des remblais sur des zones de suintements - route à moitié emportée à la suite du glissement du remblai.

L'ensemble des dégradations subies imposent des réparations dont le coût avoisine celui de la construction. Ces zones pouvaient être évitées.

Malheureusement il n'est pas toujours possible d'éviter les zones instables pour diverses raisons. On dispose alors d'autres moyens de lutte contre les mouvements.

2) MODIFICATION DE LA LOI RHEOLOGIQUE

La méthode consiste à agir sur la cohésion des matériaux argileux en diminuant la teneur en eau. HILL (1934) rapporte ainsi qu'on a pu stabiliser un glissement de talus dû à une couche d'argile par dessèchement de cette argile. On a foré des trous sub-horizontaux rejoignant une galerie parallèle aux courbes de niveau et on y a fait circuler de l'air chaud. Les mesures de déplacements ont prouvé que les mouvements avaient été stabilisés.

Remarque :

il existe un moyen efficace pour améliorer les propriétés mécaniques qui consiste à congeler le sol à basse température. Rappelons que, sur un sable fin saturé, on a obtenu 400 bars et 750 bars de résistance à la compression simple, respectivement à - 50° C et - 110° C. Mais en réalité ce procédé est trop coûteux pour être utilisé pratiquement. De plus l'effet de la congélation ne dure que le temps pendant lequel le matériau est maintenu gelé. (DESVARREUX, 1967).

Figure 40 - Schéma de principe des puits filtrants

Ce procédé a été utilisé pour traiter des glissements de talus de faible hauteur (10 à 15 m) formés de terrains glaciaires : argiles à blocs imperméables renfermant des lentilles de sables saturés d'eau. La méthode consiste à forer d'abord les drains subhorizontaux ($\varnothing$ 12") et à creuser ensuite les puits ($\varnothing$ 24 à 36") et à les tuber. A la base du puits on dégage une poche en envoyant de l'eau sous pression. On place la crépine à l'extrémité du drain et on met enfin en place le sable et le gravier au moyen de deux tubages concentriques qu'on relève progressivement.

Si on réussit à percer une lentille de sable, l'efficacité est bonne. Malheureusement ces lentilles ont une faible extension latérale et il est difficile de les rencontrer.

(d'après PALMER, THOMSON et YEOMANS, 1950).

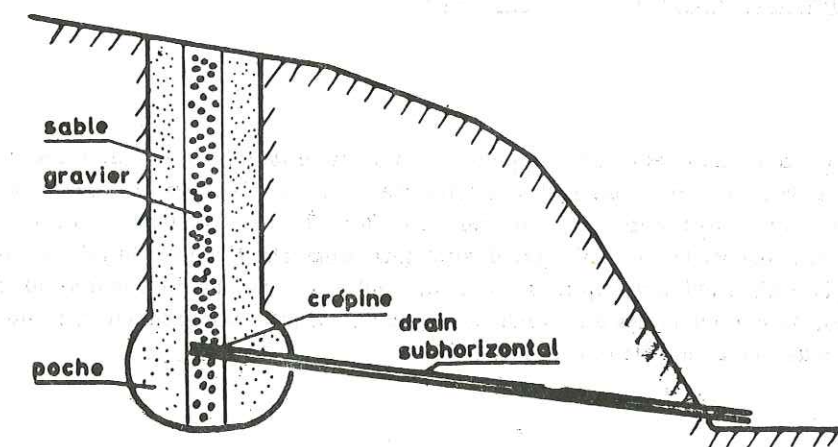


Figure 40 - Schéma de principe des puits filtrants
d'après PALMER, THOMSON et YEOMANS (1950)

Figure 41 - Schéma de principe d'une tranchée drainante le long d'une route

La tranchée se creuse à la pelle. On y met en place les éléments de drains et on remplit immédiatement de gravillons et graviers. L'espacement des buses dépend des débits susceptibles d'être évacués. Les pentes de 5 % du terrain naturel ont pour but d'empêcher l'eau qui se serait infiltrée sous la chaussée de stagner dans le remblai.

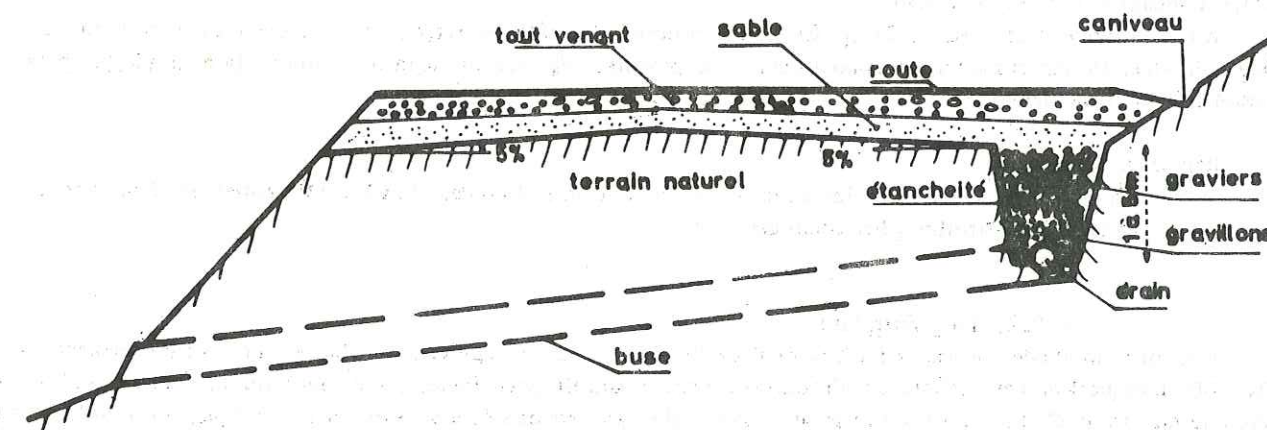


Figure 41 - Schéma de principe d'une tranchée drainante le long d'une route

3) MODIFICATION DES CONDITIONS AUX LIMITES

3. 1 - Sol

Cette catégorie de remèdes ne peut s'appliquer qu'à des petits glissements de talus. Ils consistent à placer des surcharges en pied de talus, après curage des matériaux éboulés. Ces surcharges doivent être perméables et disposées de façon à agir comme filtres sur le terrain naturel. En effet, il faut un matériau qui soit plus perméable que le terrain pour laisser échapper l'eau, mais qui, d'autre part, empêche l'érosion du fait des suintements.

Par exemple à Montmélian (chapitre IX 3. 1, p. 150), on a remplacé les matériaux glissés par 3 000 tonnes de graviers et sables, en y ajoutant des drains sub-horizontaux. On peut ainsi adoucir la pente du talus, mais cela conduit souvent à des terrassements importants.

3. 2 - Eau

3. 21 - Diminution des pressions interstitielles

De tous les travaux de lutte contre les mouvements de terrain, le drainage est le plus efficace. Diverses méthodes sont utilisées :

3.211 - Drains sub-horizontaux

C'est la méthode la plus employée à présent. On leur donne souvent une pente de 5 à 10°. Leur longueur peut atteindre 100 m. Leur efficacité est malgré tout variable.

A F... (voir chapitre III, 4. 22, p. 55) on a foré 14 drains sub-horizontaux, soit 1 140 m au total. Les mouvements se sont arrêtés (d'après dossiers PL 2 361 et PL 2 472 LRPC Lyon).

A B-E... pour stabiliser les mouvements d'un talus de déblais de route dans des argiles plus ou moins sableuses, on a foré 250 drains sub-horizontaux (longueur totale 8 250 m). Les mouvements n'ont pas complètement été enrayés (d'après dossier F 3 225/2 LRPC Lyon).

A B... (voir chapitre III, 4. 21, p. 51) on a effectué un réseau de drains associé à des tranchées drainantes longitudinales. De petits mouvements continuent à se produire qui nécessitent la réfection de la chaussée (d'après dossier P 2 420 LRPC Lyon).

Remarque :

il n'est pas nécessaire que les drains débitent pour être efficaces. Le rôle du drain est de diminuer la pression interstitielle à ses alentours.

3. 212 - Puits filtrants

Une autre méthode consiste à forer des puits filtrants et à les faire déboucher dans des drains sub-horizontaux (fig. 40). Lorsque l'on peut déboucher directement dans un terrain perméable et sec, on évite de forer les drains. La géologie du site de G. L... où l'argile grise surmonte des graviers et sables secs et perméables permet un tel drainage gravitaire.

3. 22 - Suppression des arrivées d'eau

a) Lorsqu'on peut repérer les arrivées d'eau, il faut les capter et les dériver avant qu'elles ne s'infiltrant dans le terrain. Dans ce but on peut réaliser un réseau de collecte avec des fossés drainants à l'endroit des suintements et des buses en plastique pour évacuer l'eau en dehors du glissement.

b) Une autre solution est le drainage de surface au moyen de tranchées. On peut l'adopter en bordure de route pour protéger les matériaux du remblai des infiltrations d'eau. Pour être efficace, la tranchée drainante doit être étanche du côté aval et remplie de matériaux faisant office de filtre vis-à-vis du terrain naturel (fig. 41).

c) Si certains suintements et sources provoquent de l'érosion régressive, on peut placer sur ces sorties d'eau des matériaux faisant filtre, en empêchant les particules de sol d'être entraînées par l'eau.

d) S'il y a des fissures dans le terrain, elles facilitent l'infiltration des eaux de pluie et de ruissellement. On aura intérêt à les combler avec un matériau suffisamment argileux pour être imperméable. De même on effectuera les terrassements nécessaires pour éliminer tous les points bas où l'eau peut stagner.

4) LUTTE CONTRE L'EROSION DE SURFACE

La lutte contre l'enlèvement des sols fertiles fait appel à des techniques spéciales dites de Défense et Restauration des sols, visant à recréer une couverture végétale continue. Les différents types de travaux ont pour but de préparer le sol aux plantations. Nous ne ferons que mentionner ces techniques.

4. 1 - Création d'un tapis végétal

On le constitue à partir d'un choix de graines associées à des engrais et une couverture de paille éventuellement collée par un dérivé de bitume et maintenue en place par un grillage. On obtient ainsi d'excellents résultats sur les talus et zones de suintements.

4. 2 - Défonçage du sol

Il se fait au riper.

Avantages : facilite la croissance des plantes en réduisant la résistance à la pénétration des racines et en permettant une meilleure humidification.

Inconvénient : accroissement des infiltrations.

4. 3 - Terrasses et banquettes

Leur but est d'éviter le ruissellement de l'eau et le ravinement de la pente, de favoriser la pénétration de l'eau.

Les schémas de principe sont donnés à la figure 42. Les terrasses et banquettes se disposent selon les courbes de niveau, avec un espacement variable dépendant de la pente.

On voit que ces techniques de préparation du sol vont à l'encontre des principes de stabilité exposés plus haut (en particulier on favorise l'infiltration). Toutefois, on peut remédier en partie à cet inconvénient en protégeant le sol contre le ruissellement, c'est-à-dire en favorisant l'évacuation rapide des eaux par rigoles perpendiculaires aux courbes de niveau et recoupant toutes les terrasses et banquettes.

On protégera du ruissellement les zones de glissements ou d'arrachements par des tranchées effectuées à l'amont et qui empêcheront les eaux d'y pénétrer (fig. 43).

N. B. - Tous ces travaux comportant soit des rigoles, soit des buses d'évacuation devront être laissés à ciel ouvert pour que l'on puisse vérifier s'il n'existe pas de point d'infiltration (du fait de fissures les recoupant). On pourra aussi vérifier que les buses ne sont pas débâchées ni cassées et les réparer immédiatement.

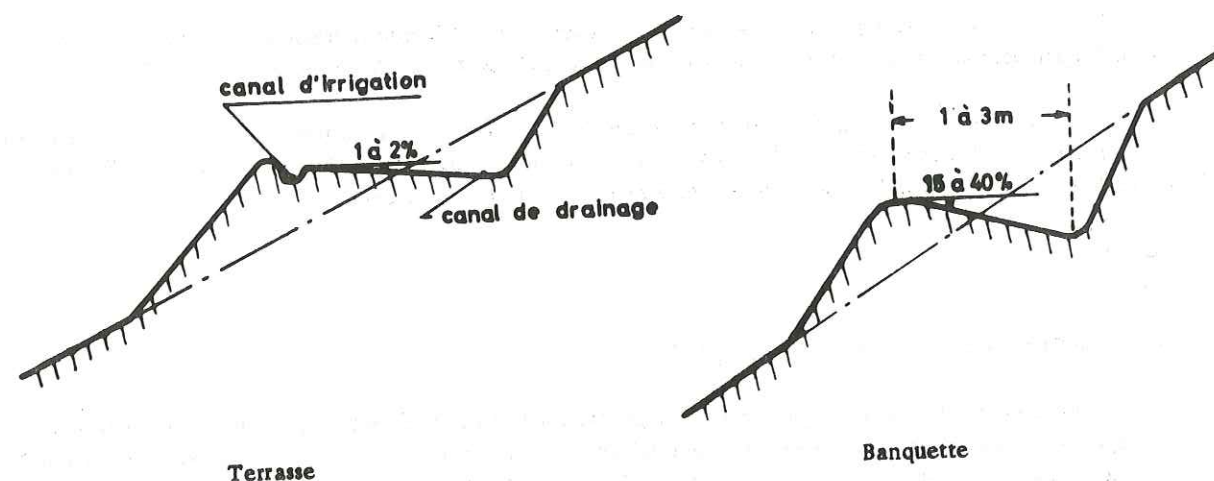


Figure 42 - Schéma de principe des terrasses et banquettes d'après GRECO (1966).

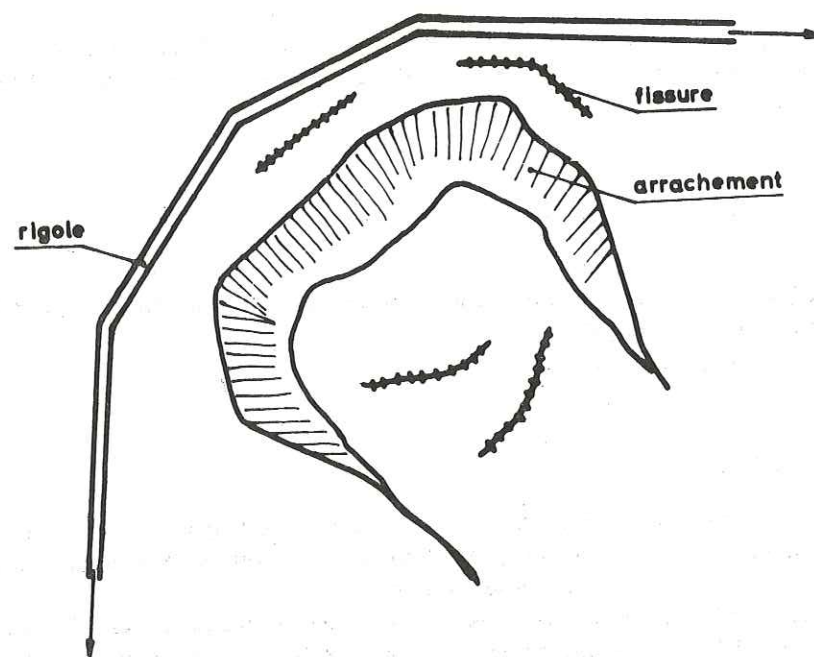


Figure 43 - Rigoles de protection

Nous n'entrerons pas ici dans le détail des techniques de plantations où le choix des essences. Signalons simplement qu'il est préférable d'avoir un tapis végétal continu ainsi que des plantes à racines traçantes et d'éviter les arbres dont le poids crée une surcharge.

Les remèdes consistent donc en une modification des lois rhéologiques et surtout des conditions aux limites. Les nombreuses techniques possibles doivent être sélectionnées par un spécialiste en fonction de l'étude du glissement.

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

DEUXIEME PARTIE

EXEMPLES D'ETUDES DE GLISSEMENTS

CHAPITRE VI

GLISSEMENT DU MONT TOC DANS LA RETENUE DE VAJONT (1963)

1. - DONNEES GEOLOGIQUES
2. - SURFACE DE GLISSEMENT
3. - NIVEAU HYDROSTATIQUE
4. - VITESSES DES MOUVEMENTS - CRITERE DE DANGER
5. - ANALYSE MECANIQUE DE LA STABILITE

Ce glissement, survenu le 9 octobre 1963, en tombant dans la retenue de Vajont a provoqué une vague de 25 000 000 m³, laquelle passant par dessus le barrage est allée détruire le village de Longarone, quelques kilomètres à l'aval (2 000 morts).

1) DONNEES GEOLOGIQUES

La retenue de Vajont est établie sur le torrent du même nom, affluent de la rive gauche du Piave. Le site de la retenue se présente comme une auge glaciaire, d'axe est-ouest. L'érosion post-glaciaire a ensuite incisé cette auge en y formant une gorge très profonde et très étroite surtout au niveau du barrage.

Caractéristiques du barrage-voûte :

- hauteur 262 m,
- développement en crête 190 m,
- volume 417 000 m³,
- volume de la retenue 150 000 000 m³.

Dans l'ensemble, les couches calcaires et marno-calcaires du Jurassique et Crétacé dessinent une grande demi-auge d'axe est-ouest, dont le fond correspond à la vallée du Vajont et dont les pendages se redressent jusqu'à 40° en rive gauche (fig. 44).

Les grands ensembles géologiques sont les suivants, depuis le haut de la série (fig. 45) :

- Crétacé supérieur et inférieur (200 m au niveau du glissement)
- = ensemble de calcaires et calcaires marneux, souvent à lits et nodules de silex avec intercalations marneuses dans le haut et presque partout interbanes argileux. La partie inférieure est plus finement stratifiée (10 cm) ;
- Malm supérieur (40 m)
- = ensemble de calcaires et calcaires marneux gris, en bancs de 30 à 40 cm, souvent réunis en couches de plus de 1 m, avec marno-calcaires verdâtres entre ces couches. Cet ensemble est plus rigide que ceux sus et sous-jacents.
- Malm inférieur (30 m)
- = minces bancs de calcaires gris, riches en petites couches et nodules de silex noirs avec pellicules argileuses dans les interstrates. Dans la zone du glissement ces calcaires sont fracturés.
- Dogger (300 m)
- = calcaires oolithiques, parfois dolomitiques, massifs, en bancs de 1 à 4 m (ces calcaires forment les appuis du barrage ; leur solidité a été éprouvée lors du glissement, car une lame d'eau de plus de 40 m de haut a déferlé par dessus le barrage. Celui-ci est resté intact).

La structure géologique est celle d'un monoclinale pendant vers le Nord de façon irrégulière (20 à 40°), avec passage des couches à l'horizontale, au niveau du torrent du Vajont (fig. 44).

Les terrains situés au-dessus du Dogger, dans la zone du glissement, étaient très fracturés. Ceci est prouvé par les sondages S1, S2 et S3. D'autre part, la morphologie de surface présentait de brusques gradins et des dépressions allongées est-ouest. De l'autre côté du torrent, en rive droite, un paquet de couches du Malm reposait sur un dépôt de graviers et de sables d'alluvions. Ceci avait amené le géologue E. SEMENZA à expliquer la structure tourmentée de la rive gauche par un glissement préhistorique. Son extrémité avait ensuite été isolée en rive droite lors de l'incision de la gorge du Vajont, (fig. 44). Le même SEMENZA avait établi deux hypothèses sur la position de la surface de glissement en tenant compte de ces observations. Elles sont portées sur la figure 44.

Les trois sondages S1, S2 et S3 exécutés pour vérifier ces hypothèses n'ont jamais été poursuivis jusqu'à la rencontre du Dogger. Ils n'ont rencontré que les calcaires à silex du Crétacé et du Malm, toujours très fracturés.

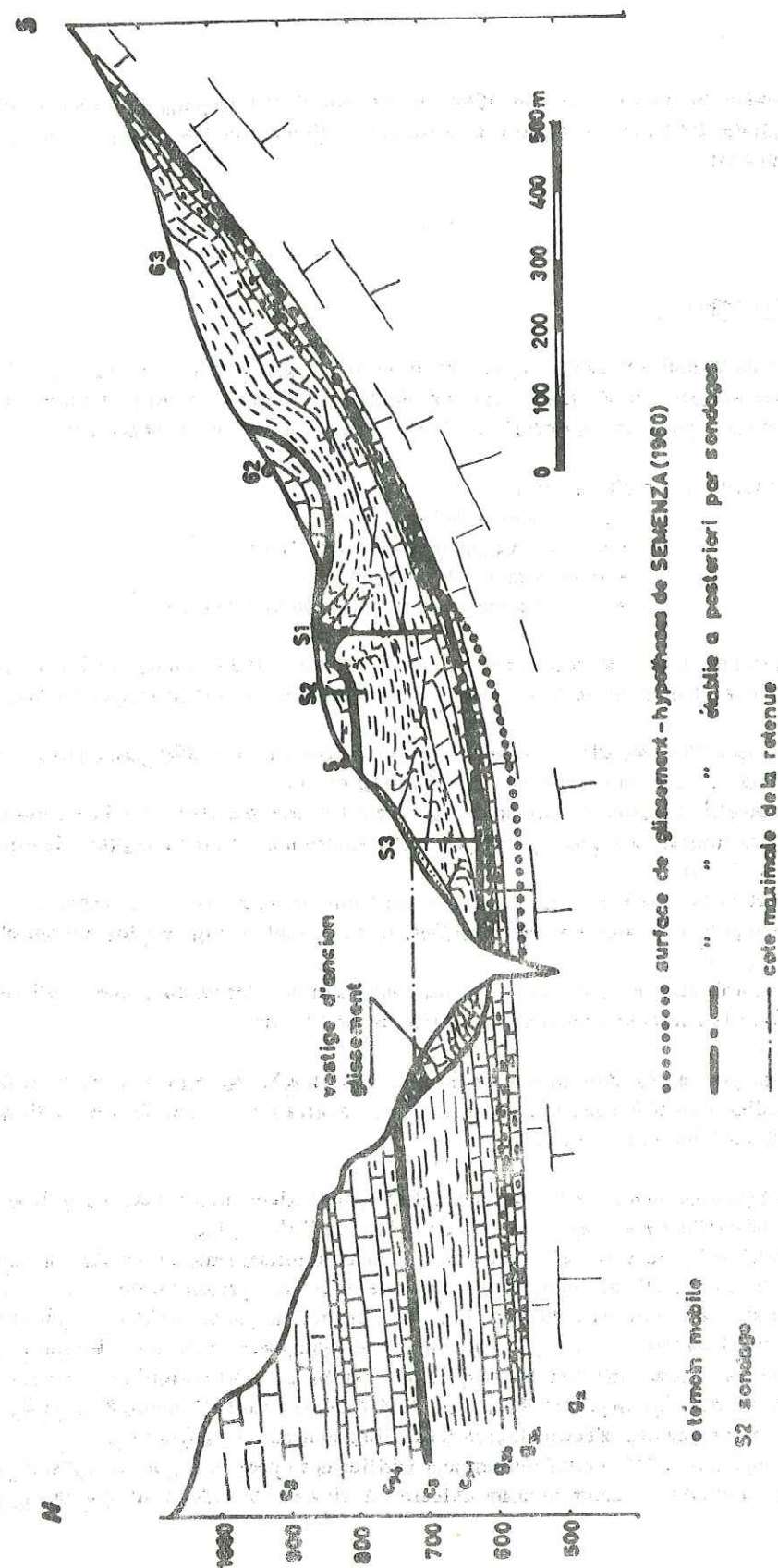


Figure 44 - Coupe à travers la retenue du Vajont - Légende géologique : voir figure 45 - (d'après CARLONI et MAZZANTI, 1964).

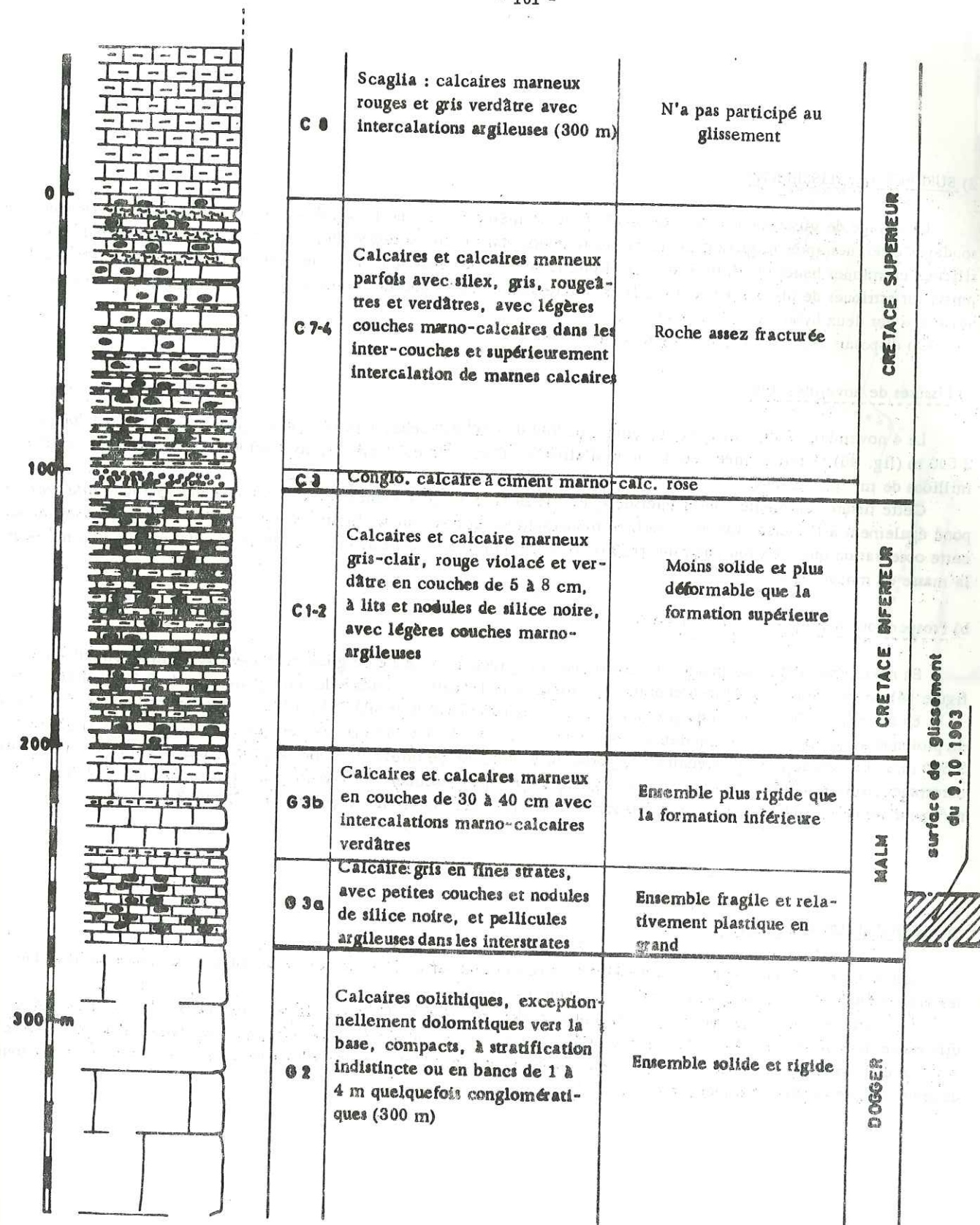


Figure 45 - Lithologie (synthèse d'après SEMENZA et MARTINIS).

2) SURFACE DE GLISSEMENT

La surface de glissement du 9 octobre 1963 suit la même forme que le toit des calcaires oolithiques du Dogger. Les sondages effectués après le glissement montrent toujours, dans la roche restée en place, quelques strates de calcaires siliceux en minces bancs du Malm inférieur. Donc la surface de glissement se trouve dans cette formation, sans que l'on puisse lui attribuer de niveau particulier. Il est intéressant de noter que la surface de glissement se trouve située au voisinage des deux hypothèses de SEMENZA.

On disposait également d'autres indices :

a) Fissures de novembre 1960

Le 4 novembre 1960, lors d'un glissement de $700\,000\text{ m}^3$ de roches dans la retenue, une grande fissure, longue de $2\,500\text{ m}$ (fig. 46) s'était formée vers $1\,100\text{ m}$ d'altitude. C'est elle qui limitera, le 9 octobre 1963, la masse de 250 millions de m^3 qui glissera.

Cette fissure représente donc l'intersection de la surface de glissement avec la surface topographique. Elle correspond également à l'intersection de la surface topographique et des couches inclinées à $35 - 40^\circ$. C'est en s'appuyant sur cette observation que dans son 15^e rapport (3 octobre 1961) MÜLLER peut avancer le chiffre de 200 millions de m^3 pour la masse en mouvement.

b) Prospections sismiques de 1959 et 1960

En novembre 1959, une prospection sismique, effectuée sur la zone de glissement (voir son emplacement sur la figure 46) donne, sous 10 à 20 m d'éboulis, une roche pour laquelle la vitesse de propagation est de $5\,000$ à $6\,000\text{ m/s}$.

En novembre 1960, une autre prospection sismique (voir CALOI et SPADEA, 1961) révèle des réflexions vers 150 m de profondeur. Dans la masse supérieure, les vitesses vont de 700 à $1\,500\text{ m/s}$ et au-dessous de 150 m elles atteignent $3\,500\text{ m/s}$. En conclusion, au niveau de la gorge du Vajont, on ne trouve la roche saine que sous la cote 640 . Enfin des carottages sismiques effectués dans certains sondages après le glissement ont montré des vitesses allant de $2\,200$ à $3\,500\text{ m/s}$ pour les matériaux glissés et de $5\,500$ à $6\,000\text{ m/s}$ pour les matériaux en place (LERICI, 1965).

3) NIVEAU HYDROSTATIQUE

Sur la figure 47 on a porté les variations de niveau de la retenue, ainsi que celles du niveau hydrostatique dans les piézomètres P1 et P2 (voir leur emplacement en figure 46).

On constate que, fin octobre 1961, la nappe avait une pente de 17% vers la retenue, alors à la cote 600 , et la différence de niveau entre P1 et P2 était de 50 m . A partir du 10 juillet 1962 la différence de niveau n'est plus que de 1 à 3 m et la cote de l'eau dans les piézomètres suit exactement celle du plan d'eau de la retenue. La roche était donc devenue très perméable à grande échelle.

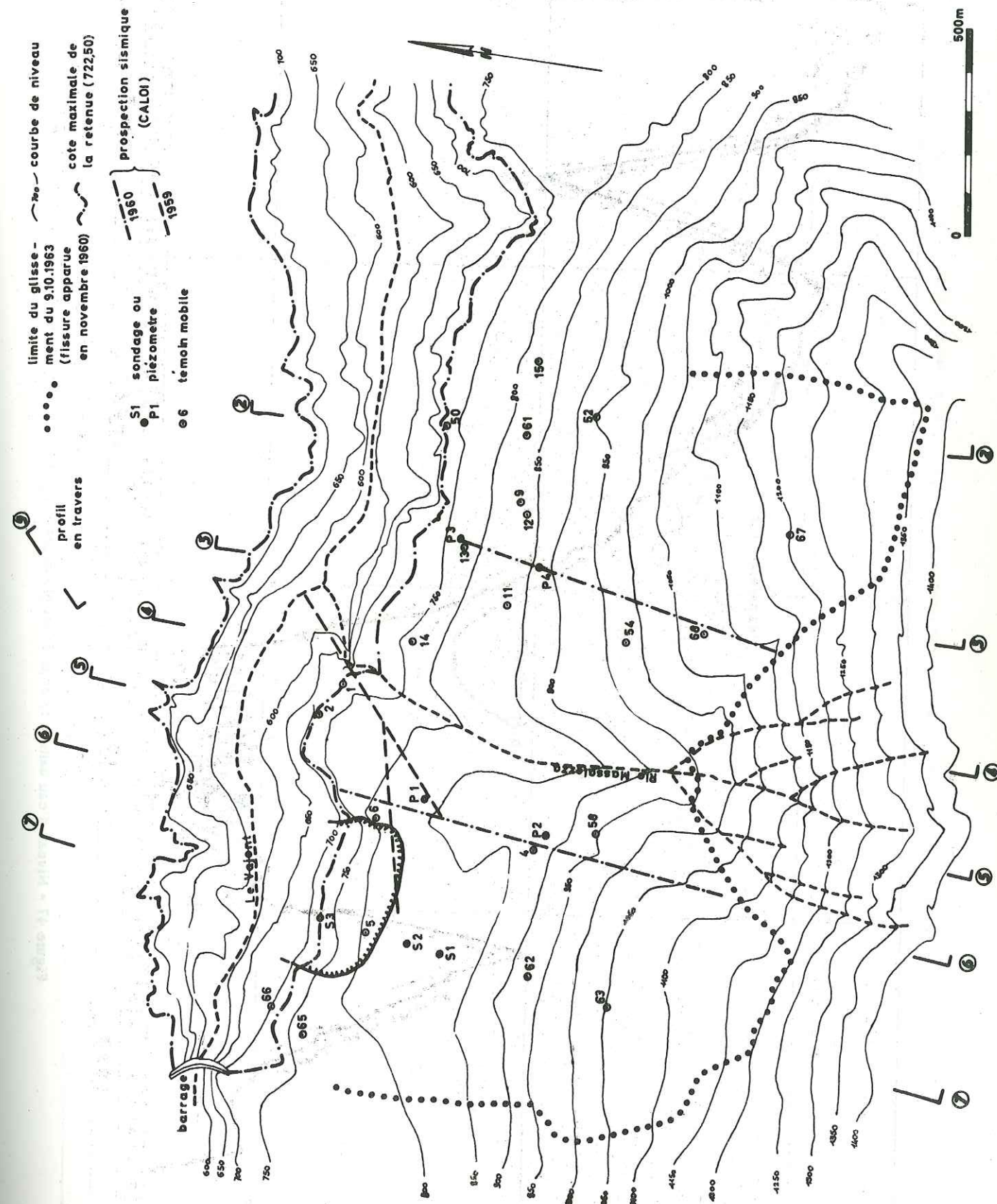


Figure 46 - Vajont - Carte du glissement avec implantation des différents travaux.

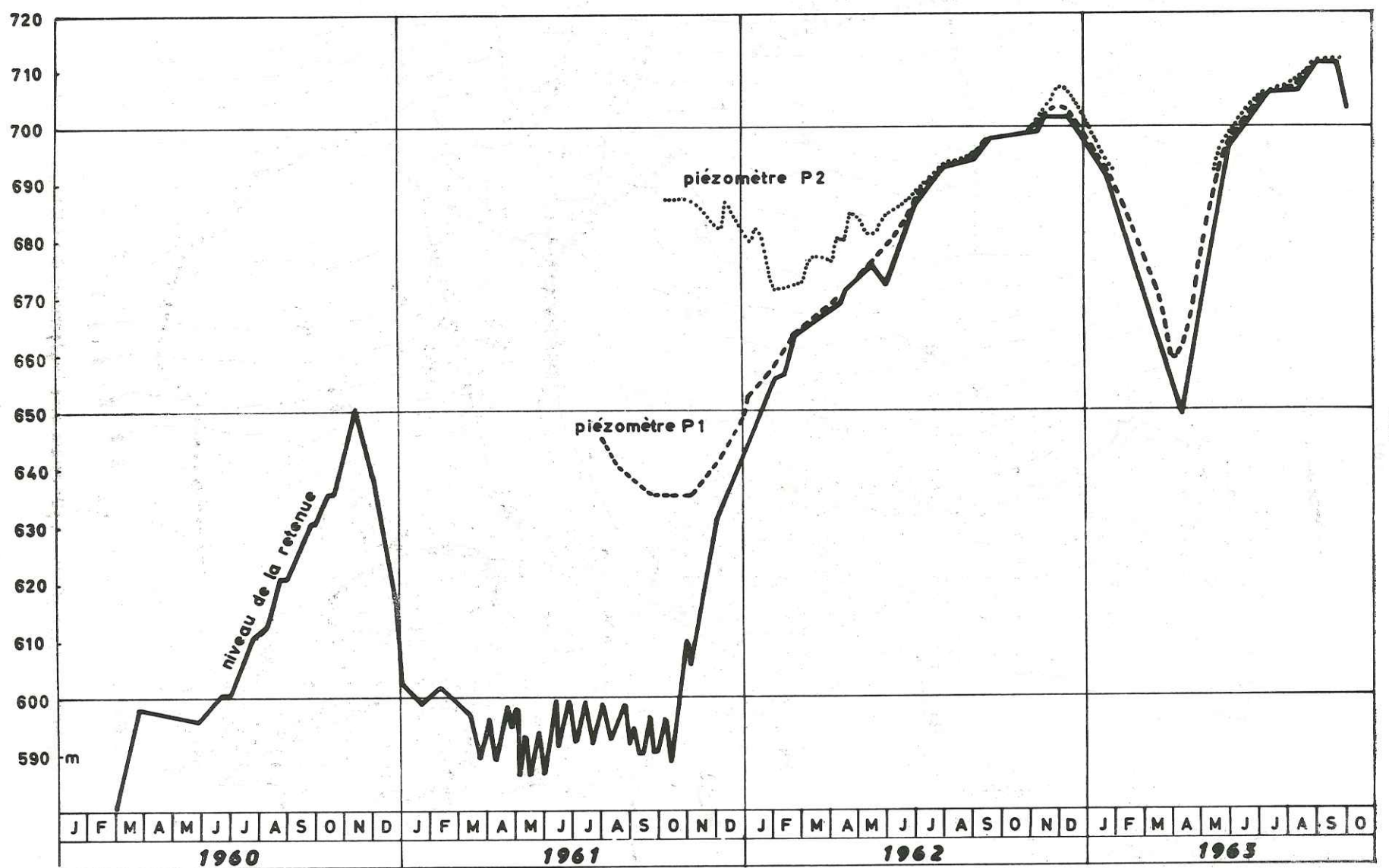


Figure 47 - Niveau d'eau dans la retenue et les piézomètres P₁ et P₂. (D'après relevés E.N.E.L. - S.A.D.E.)

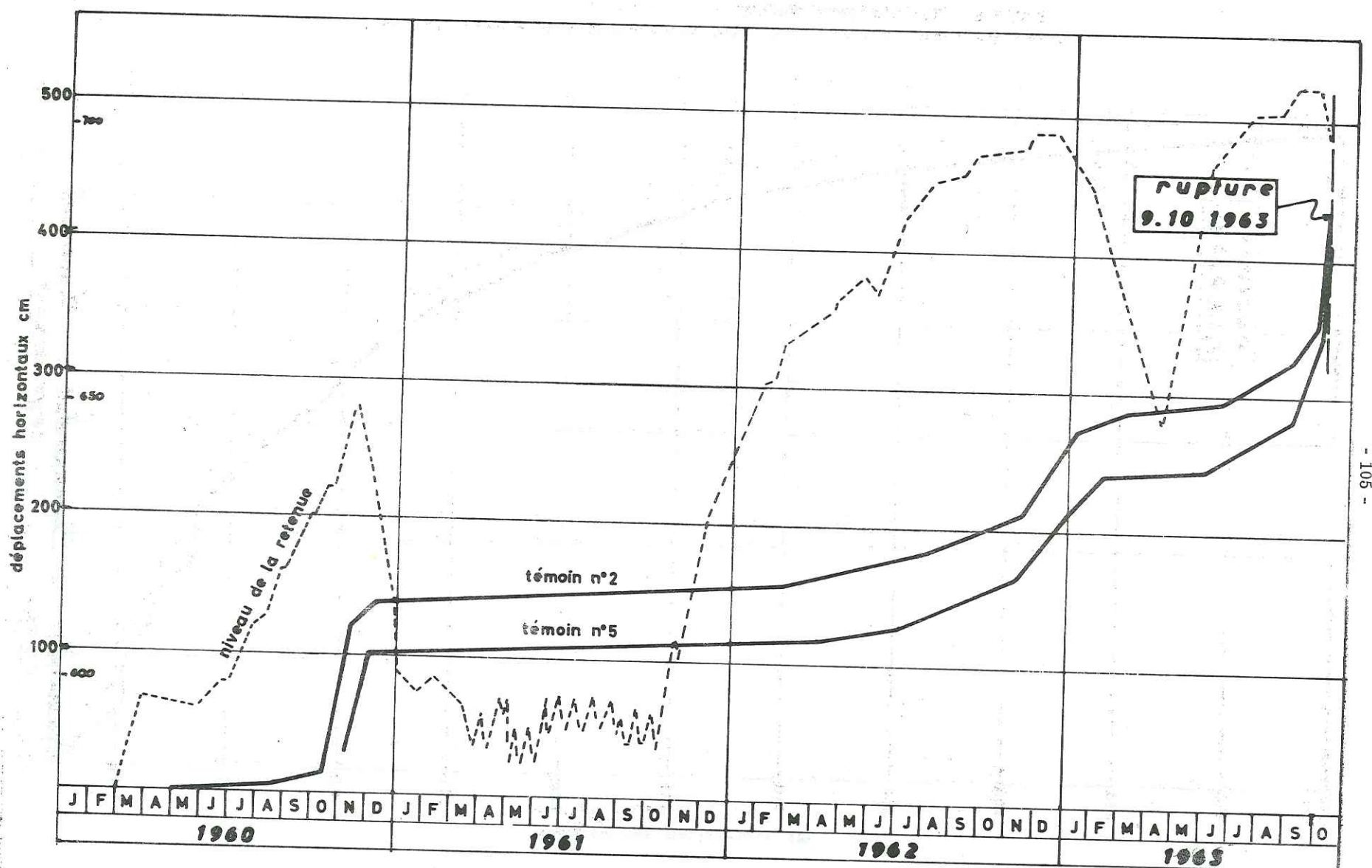


Figure 48 - Déplacements horizontaux des témoins n° 2 et n° 5. D'après relevés E.N.E.L. - S.A.D.E.

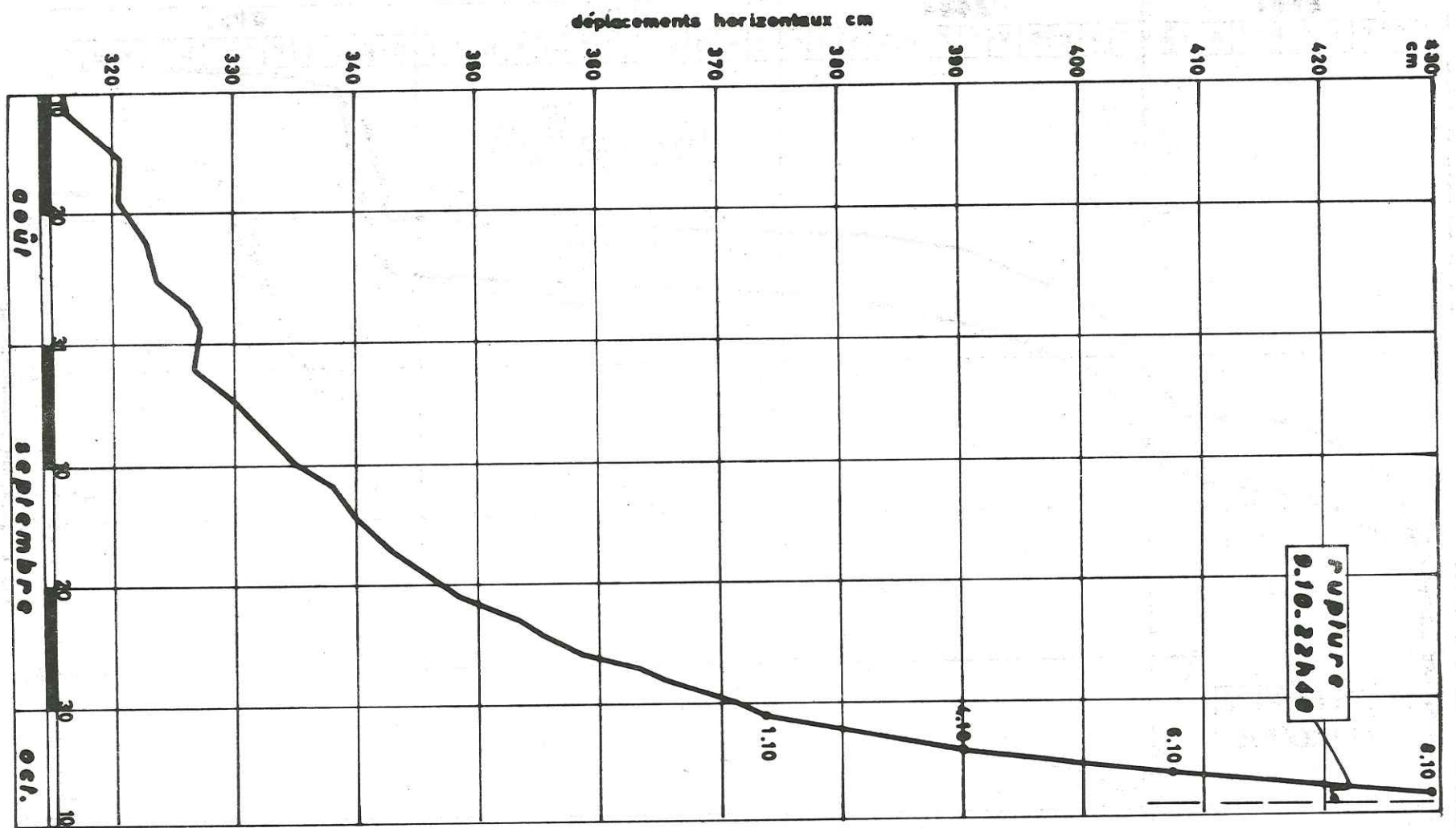


Figure 49 - Déplacements horizontaux du témoin n° 2 au cours des deux derniers mois
D'après relevés E. N. E. L. - S. A. D. E.

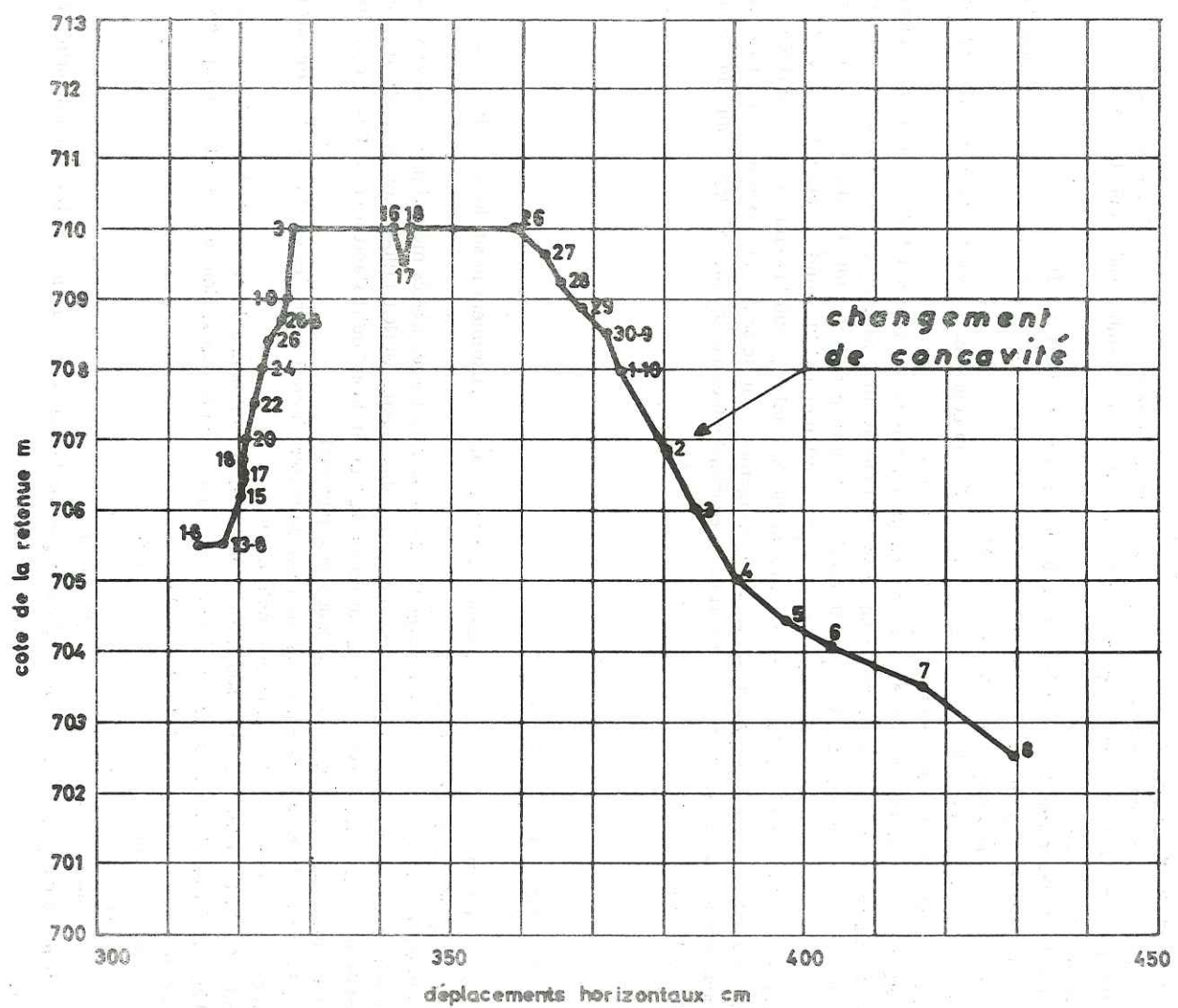


Figure 50 - Détail de la cote du plan d'eau et des déplacements du témoin n° 2 lors des derniers mois. D'après relevés E. N. E. L. - S. A. D. E.

4) VITESSES DES MOUVEMENTS - CRITERE DE DANGER

Sur la figure 48 on a reporté les déplacements horizontaux des témoins n° 2 et n° 5. Les périodes d'accélération correspondent aux mises en eau successives :

- les grandes vitesses de novembre 1960 correspondent à la montée de l'eau jusqu'à la cote 650 environ ; elles correspondent aussi au glissement de 700 000 m³ du 4 novembre 1960. Puis les vitesses décroissent lors de la vidange ;
- nouvelle accélération en novembre 1962, lorsque la cote du lac est à 700 ;
- accélération en septembre 1963, lorsque la cote du lac est à 710. Cette accélération se poursuit même pendant la vidange et se termine par la rupture.

La figure 49 donne le détail des déplacements du témoin n° 2 au cours des deux derniers mois. L'accélération est très nette. Les vitesses des derniers jours atteignent 10 cm par jour.

Sur la figure 39 on a porté les variations de la cote du plan d'eau en fonction des déplacements horizontaux du témoin n° 2. On trouve une courbe analogue aux courbes effort-déformation, avec cycles de chargement et déchargement. Ici le déplacement est la réponse à la "solicitation" représentée par la cote du plan d'eau. Le critère de danger du chapitre IV, paragraphe 7 est applicable. Lors des vidanges de 1960 et 1962 la courbure était dirigée vers le bas et en fin de vidange la vitesse s'annulait. Au contraire, à partir du 2 octobre 1963 la courbure était dirigée vers le haut et la vitesse a augmenté lors de la vidange. C'est ce changement dans le sens de la courbure qui est très important ; c'est pourquoi nous donnons dans la figure 50 le détail de la courbe déplacements/cote du plan d'eau pour les deux derniers mois avant l'accident.

5) ANALYSE MECANIQUE DE LA STABILITE

Aucun essai mécanique ne fut fait, à notre connaissance, avant le glissement ni sur les calcaires ni sur les matériaux argileux de remplissage des interstrates.

Après le glissement on a cherché à calculer quelles devaient être les propriétés mécaniques nécessaires pour assurer un coefficient de sécurité de 1, connaissant la surface de glissement. MENCL (1966) (pour le profil 5 ; fig. 46) en supposant la cohésion nulle, a trouvé $\phi = 20^\circ$, ce qui est faible, étant donné qu'il s'agit d'un matériau rocheux avec quelques très fines intercalations argileuses (épaisseur millimétrique).

La rupture brutale, d'autre part, amène à penser que le matériau était fragile et qu'il avait été, du fait des déformations, amené au pic de la courbe contrainte-déformation.

Les calculs de coefficients de sécurité sont utiles pour montrer l'influence du niveau de la retenue. Si on prend comme hypothèses sur la loi rhéologique $\phi' = 20^\circ$ et $c' = 0,1$ bar, d'autre part si l'on suppose que la nappe est horizontale, et que sa cote est celle du plan d'eau on trouve :

retenue vide	$F = 1,07$
retenue à la cote 650	$F = 1,01$
retenue à la cote 710	$F = 0,97$

D'autre part une vidange rapide de 710 à 700 provoque une baisse de 2 % sur le coefficient de sécurité qui passe de 0,97 à 0,95.

Remarque :

ces calculs sont très simplifiés et ne peuvent donner qu'une indication comparative. Le glissement de Vajont étant un glissement du type landslide de matériaux rocheux fracturés, la loi rhéologique ne peut, a priori, s'obtenir à partir d'essais de laboratoire.

CHAPITRE VII

GLISSEMENT DE G.L... - EXEMPLE D'ETUDE COMPLETE

1. - INTRODUCTION
2. - SCHEMA DES ETUDES
3. - RESULTATS DES RECONNAISSANCES GEOLOGIQUES
4. - RESULTATS DES MESURES DE DEPLACEMENT EN SURFACE ET EN PROFONDEUR
5. - CORRELATIONS ENTRE MOUVEMENTS ET PLUVIOMETRIE
6. - RESULTATS DES ESSAIS D'IDENTIFICATION ET MECANIQUES
7. - PALLIATIFS
8. - CONCLUSIONS

1) INTRODUCTION

Cet exemple concerne un site de barrage. Lors des études préliminaires relatives à la stabilité des berges de la retenue, il avait été remarqué un ensemble de terrains instables. Mais les seules observations géologiques de surface n'étaient pas assez alarmantes pour entraîner des reconnaissances plus approfondies. Ce n'est qu'en 1964, à la suite de la catastrophe de Longarone, qu'il fut décidé de mener des campagnes de reconnaissances et d'études sur ce problème.

Les questions qui intéressent le maître de l'ouvrage et auxquelles nous avons cherché à répondre sont les suivantes :

- quel est le volume en mouvement ?
- quels sont, en volume, les divers risques de chute ?
- peut-on prévoir quelque temps à l'avance une chute de matériaux dans la retenue, et comment ?
- en cas de chute, à quelle vitesse les matériaux arriveront-ils dans la retenue ?
- existe-t-il des moyens pour stabiliser le glissement ?

Au point où en sont les études, certaines questions sont résolues. A d'autres n'a été donnée qu'une réponse partielle.

La région où se situe le glissement est un bassin molassique tertiaire d'axe nord-sud limité à l'Est et à l'Ouest par deux anticlinaux de terrains calcaires secondaires. La presque totalité du bassin est recouverte de terrains quaternaires de faciès très divers (glaciaire, fluvial, fluvio-glaciaire). Le glissement se trouve à la bordure orientale de ce bassin, au contact avec la retombée de l'anticlinal est. Ce contact est souligné par une importante zone de faille et il est possible que les mouvements de cette faille au Quaternaire aient été une des causes d'instabilité.

Le glissement n'affecte que des terrains quaternaires, entre la cote 480 et celle de la retenue (331).

Les pentes de la surface topographique sont assez faibles : 11° en moyenne de 480 à 400. Vers le bas, la pente est d'environ 30° entre 370 et 331 et correspond à une ancienne gorge, noyée par la retenue. Entre 370 et 400 se trouve une zone de replats correspondant à des terrasses alluviales post-glaciaires.

Précisons enfin qu'au droit du glissement le niveau du cours d'eau a été relevé de 15 m (on se trouve en effet près de la tête de la retenue).

2) SCHEMA DES ETUDES (fig. 51)

Les diverses études ont été entreprises à partir du mois de janvier 1964 et se poursuivent actuellement. Elles ont pour but de répondre aux questions formulées plus haut. Elles comprennent des reconnaissances géologiques, des mesures de déplacements en surface et en profondeur, des mesures de niveaux piézométriques, des essais d'identification et mécaniques.

2. 1 - Reconnaissances géologiques

Elles ont consisté en :

- une étude de terrain sur la zone du glissement et aux environs, qui a permis de distinguer les principales formations du Quaternaire et du substratum ;
- deux campagnes de reconnaissance sur la surface du glissement
 - . 5 sondages de juillet à novembre 1967
 - . 11 sondages de août à décembre 1969.

Ces sondages (profondeur moyenne 45 m) ont permis de préciser l'extension des formations précédemment repérées et de mettre en évidence un substratum molassique marneux et gréseux que l'on ne voit affleurer nulle part aux environs du glissement.

- une campagne de prospection géophysique par la méthode des sondages et des traînés électriques, effectuée en mai 1968. Cette prospection avait permis de déterminer approximativement l'extension d'une couche d'argile varvée favorable au glissement.

2. 2 - Mesures de déplacements en surface

60 témoins topographiques ont été implantés dans le glissement. Ils consistent en un tube d'acier de 1,50 m, enfoncé dans le sol et bétonné à sa partie supérieure. Un certain nombre de stations fixes (A, A1, ... F, F1, G, H, I, K,) ont été implantées autour du glissement sur des terrains à priori stables (ces stations sont vérifiées tous les ans à partir d'une base locale).

Les témoins n° 1 à 30 qui correspondent aux alignements AA1, ... EE1 ont été implantés en décembre 1964.

Les témoins n° 31 à 43, qui correspondent à l'alignement FF1 ont été implantés en avril 1965.

Les témoins n° 44 à 58 ont été implantés en mars 1967. Ils sont levés depuis les stations G, H et I situées de l'autre côté de la retenue.

Enfin les témoins n° 59 et 60 ont été implantés en décembre 1968 et sont destinés à repérer le mouvement le long d'une grande fissure longitudinale.

Jusqu'en janvier 1969, les résultats donnés par le topographe étaient les suivants :

- Témoins n° 1 à 43 : composante du déplacement horizontal perpendiculaire à l'alignement initial + déplacement vertical.
- Témoins n° 44 à 58 : déplacements dans les 3 directions de l'espace.

Depuis mars 1969 tous les déplacements sont donnés dans les 3 directions de l'espace, et la fréquence des mesures est la suivante :

- Témoins n° 1 à 15 (alignements AA1, BB1 et CC1) tous les 3 mois.
- Témoins n° 16 à 60 tous les mois.
- Stations de départ A, A1... etc. vérifiées tous les ans.

De plus les coordonnées et les altitudes de tous les sondages effectués sont levés mensuellement depuis janvier 1970.

2. 3 - Déformations en profondeur

Les 5 sondages effectués en 1967 et 7 des 11 sondages effectués en 1969 ont été équipés de tubes plastiques de déformation 53-63 mm. Ces tubes sont destinés à recevoir trois calibres de différentes tailles, selon le procédé décrit au chapitre IV paragraphe 3.22, p. 64. La fréquence des mesures est mensuelle.

Malgré quelques inconvénients dus à sa simplicité, ce procédé a permis de repérer dans quatre sondages une surface de glissement située vers 12 m de profondeur, et de calculer ainsi les risques de chute des matériaux.

2. 4 - Relevés pluviométriques

Depuis décembre 1964, on dispose du relevé pluviométrique de la station de G... située à 8 km. En novembre 1968 un pluviographe enregistreur a été installé à côté du glissement. Malheureusement cet appareil a mal fonctionné et on ne dispose que de données fragmentaires sur la pluviométrie locale. Un nouveau pluviographe enregistreur a été installé en juin 1970.

Toutes les corrélations avec la pluviométrie sont donc effectuées à partir des résultats de la station de G...

2. 5 - Mesures des niveaux piézométriques

Tous les sondages ont été équipés en piézomètres. Lorsqu'il y a un tube de déformation en plastique, celui-ci est crépiné sur 1,50 m à la base. Lorsqu'il n'y a pas de tube de déformation, les sondages sont équipés en piézomètres

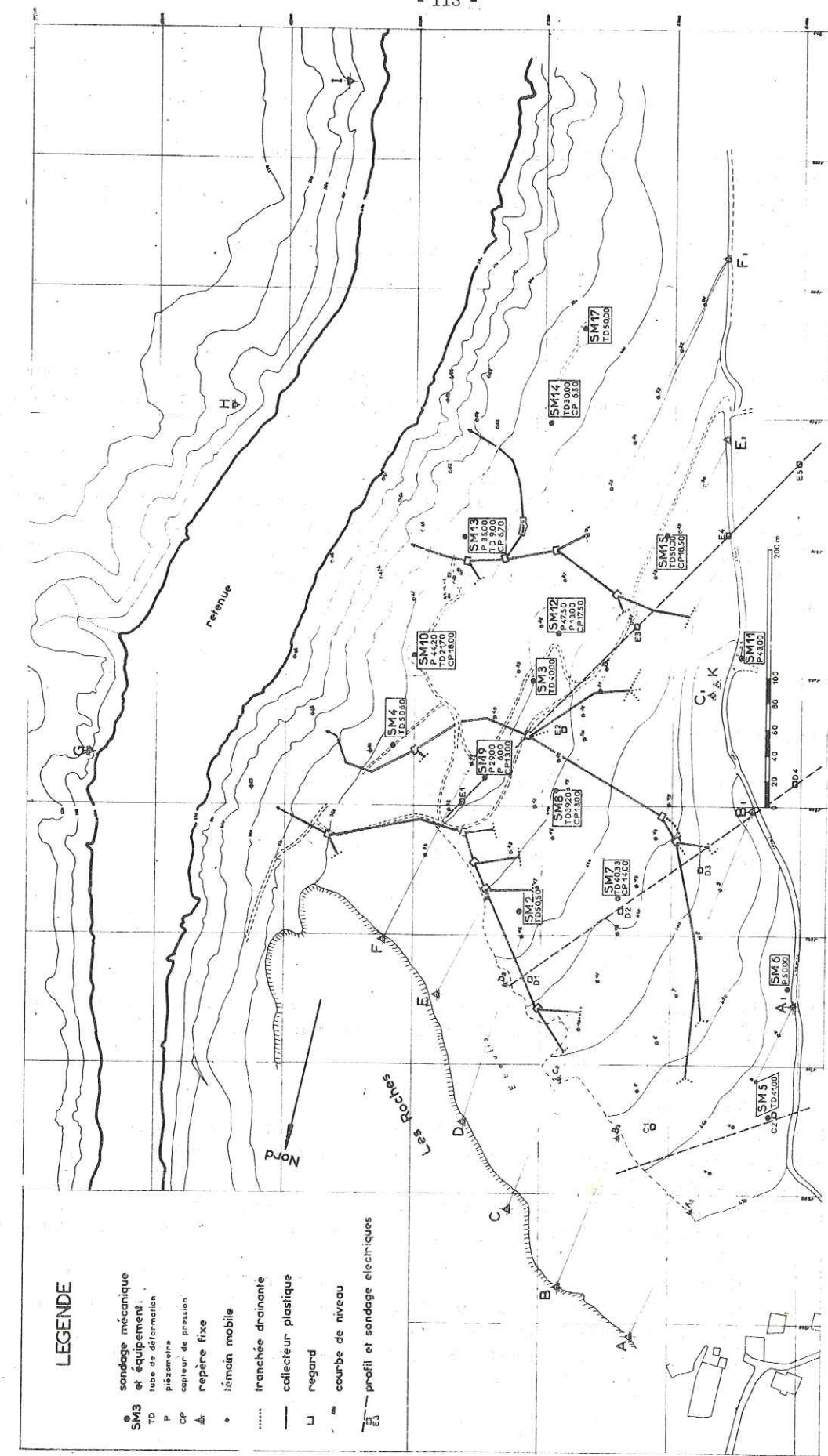


Figure 51 - Implantation des diverses études et travaux (état au 1-6-1970).

métalliques 40-49 mm simples ou doubles. Ces piézomètres sont placés dans des niveaux perméables et assez grossiers.

Depuis janvier 1970, les levés piézométriques sont effectués tous les mois.

Pour étudier les variations de pression interstitielle dans les terrains moins perméables, on a mis en place huit capteurs de pression "Telemac" à cordes vibrantes à des profondeurs correspondant à celle de la surface de glissement supposée.

Depuis décembre 1969 les pressions dans ces capteurs sont mesurées tous les 15 jours.

2. 6 - Essais d'identification et mécaniques

Lors de la première campagne (juillet à novembre 1967), 13 échantillons non remaniés avaient été prélevés dans les différents niveaux argileux du glissement. On a effectué des essais d'identification et des essais triaxiaux non consolidés non drainés.

Ajoutons que d'autres essais d'identification (calcimétrie, analyse thermique différentielle) avaient été effectués à la demande de J-P. BOMBARD sur les matériaux argileux du glissement.

Lors de la deuxième campagne de sondages (août à décembre 1969), 20 nouveaux échantillons non remaniés ont été prélevés. Les essais d'identification ont été effectués en partie. Le programme d'étude prévoit des essais de cisaillement à différentes vitesses pour simuler les conditions réelles du déplacement. Précisons que tous ces échantillons ont été prélevés dans la formation d'argile grise et au niveau de la surface de glissement supposée.

Ces échantillons sont actuellement à l'étude.

3) RESULTATS DES RECONNAISSANCES GEOLOGIQUES

Ils concernent la nature des matériaux, leur géométrie interne et l'hydrogéologie.

3. 1 - Nature des matériaux et géométrie interne (fig. 52)

3. 11 - Substratum

3. 111 - Les calcaires

Ils affleurent au Nord du glissement, dans le massif des Roches. Ce sont des calcaires sublithographiques en bancs massifs (Jurassique supérieur). Ils sont stables. Ils n'ont été rencontrés nulle part sous le glissement.

3. 112 - La molasse

Elle n'affleure qu'en de rares endroits, aux environs du glissement. Ce sont des grès assez fins (0,2 à 0,4 mm) micacés à patine vert jaune. On y note parfois de petites intercalations de marnes jaunes ou grises un peu sableuses (1 à 3 cm d'épaisseur). On les attribue au Burdigalien.

En sondages, on a rencontré (SM6 - SM7 - SM9) des marnes bariolées, fissurées, alternant avec des grès verdâtres et il s'agit, sans doute, d'un terme inférieur de la série (Aquitainien) qui est remonté, au niveau du glissement, du fait de la proximité de l'anticlinal.

Une analyse thermo-différentielle effectuée sur la fraction argileuse de ces marnes révèle 20 % d'illite, 10 % de chlorite et 70 % de montmorillonite. Mais il existe, dans ces marnes, des niveaux carbonatés plus durs. D'après J-P. BOMBARD (1968) le pourcentage de carbonates de ces marnes est de 36 à 43 %.

Le toit du substratum est approximativement parallèle à la surface topographique (pente 10 à 15°).

3. 12 - Terrains de couverture

On distingue dans le secteur du glissement, de bas en haut :

3. 121 - Formations caillouteuses anciennes (mr sur coupes géologiques)

En sondage, on a rencontré une argile sableuse gris-beige à gris-vert, parfois gris-brun à galets de toutes natures et blocs calcaires autochtones. Cette formation repose toujours sur la molasse sous forme d'un placage de 5 à 10 m et peut être parfois absente.

3. 122 - Alluvions antéwürmiennes (aw)

Ce sont des ensembles de graviers et galets à ciment sableux moyen (0,4 mm), parfois conglomérés, contenant des blocs calcaires à peine arrondis. On les appellera "graviers inférieurs".

Ces graviers inférieurs, où un litage horizontal apparaît parfois, reposent toujours sur la formation précédente, jamais sur les marnes. Ils sont perméables et secs. Des essais d'injection d'eau dans les sondages ont montré des perméabilités de l'ordre de 10^{-3} à 10^{-5} m/s.

Leur toit est horizontal et se trouve à la cote 365.

3. 123 - Argile grise (ag1)

Bien qu'elle soit désignée simplement sous le nom d'argile grise, cette formation contient des passages sableux plus ou moins argileux, ainsi que quelques galets et graviers.

L'argile est souvent silteuse. Le sable se trouve sous forme de passages (épaisseur supérieure à 5 mm) qui semblent être plutôt des veines sans extension latérale que des couches. Il peut également se trouver sous forme de lits très peu épais (en général moins de 1 mm) et horizontaux. Nous appellerons ces lits de sables des varves, par commodité, et l'argile contenant de tels lits sera appelée argile varvée.

Des calcimétries effectuées sur ces argiles révèlent des pourcentages de carbonates de 24 à 32 %. Une analyse des minéraux argileux a donné, d'après J-P. BOMBARD (1968) :

illite 30 % chlorite 30 % montmorillonite 40 %

Leur résistivité électrique est comprise entre 25 et 40 Ω . m. Le sable contenu dans l'argile est en général bien calibré et de taille moyenne 0,1 à 0,3 mm. Même lorsque l'argile n'est pas varvée, un litage apparaît : il est mis en évidence lors de la dessiccation des carottes de sondages. Ce litage, horizontal, prouve que l'argile s'est déposée en milieu calme. A la base de l'argile proprement dite on trouve parfois des passages de sables fins et d'argile jaune d'épaisseur variable (jusqu'à 4 m).

Un fait est intéressant à noter : il arrive que dans la partie supérieure, les varves soient déformées et inclinées. Ceci a été remarqué dans les sondages SM7 (jusqu'à 16 m de profondeur) SM9 (jusqu'à 14 m) SM12 (jusqu'à 16 m) SM15 (jusqu'à 10 m). L'explication la plus probable en est que des glissements anciens (ou actuels) se sont produits jusqu'à une certaine profondeur dans l'argile, en déformant les varves sableuses. On peut donc penser que la partie inférieure de l'argile, dont la structure litée horizontalement a été conservée, est stable. Ce fait est d'ailleurs confirmé par les résultats obtenus sur les tubes de déformation.

Les résultats des essais d'identification sont donnés sur le tableau n° 4 (l'échantillon SM2, 5,45 - 6,50 représente un des passages sableux fins).

L'argile grise repose soit sur les graviers inférieurs qu'elle surmonte directement, soit sur des terrains plus anciens. Son épaisseur varie de 1 à 45 m. Elle forme des coulées qui remplissent les talwegs, de part et d'autre des témoins 52 et 53. Il faut noter que le versant situé entre les témoins 45 et 53 est formé de matériaux de glissement superficiel de l'argile et de la moraine würmienne, recouvrant ainsi les graviers inférieurs.

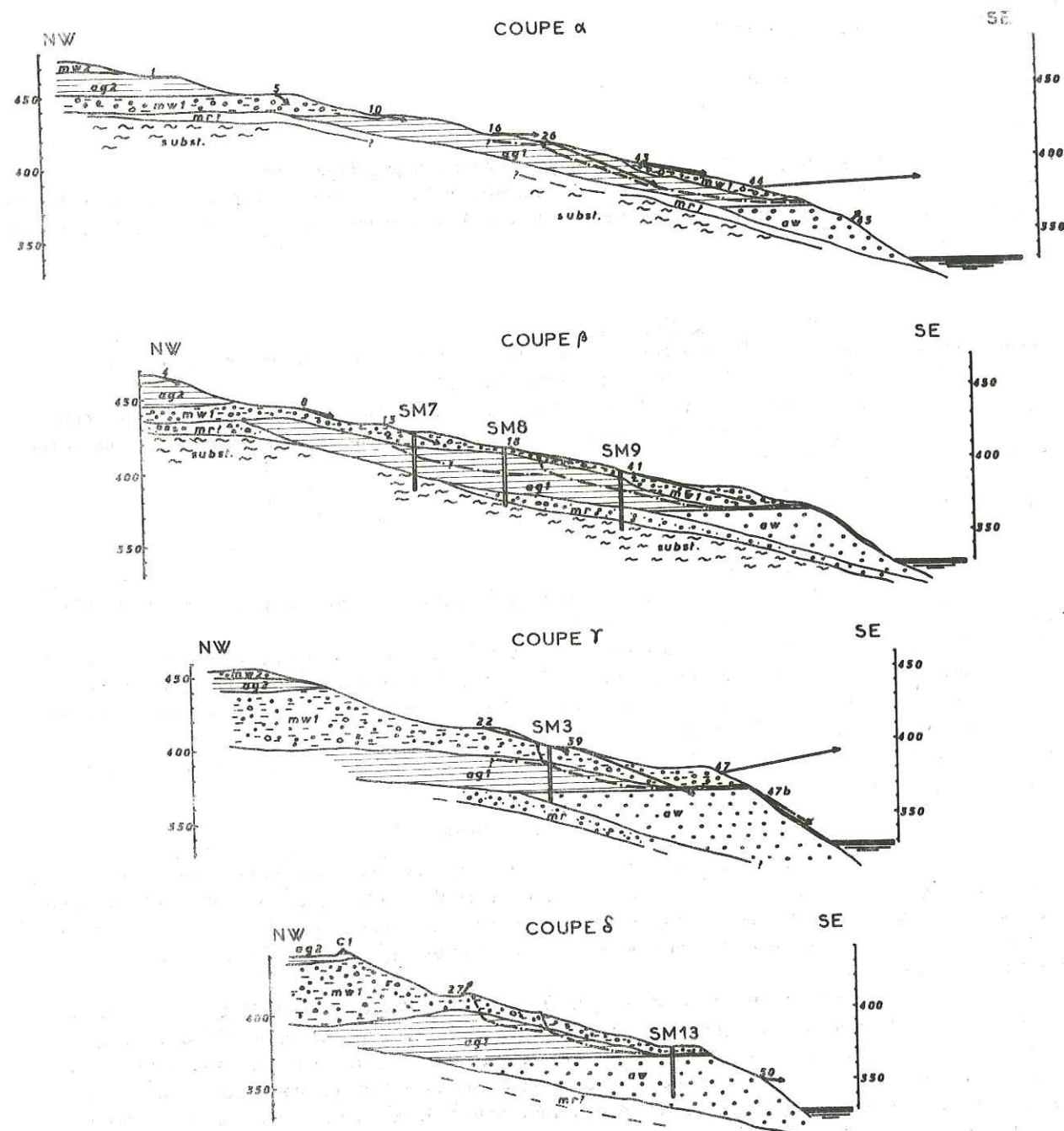
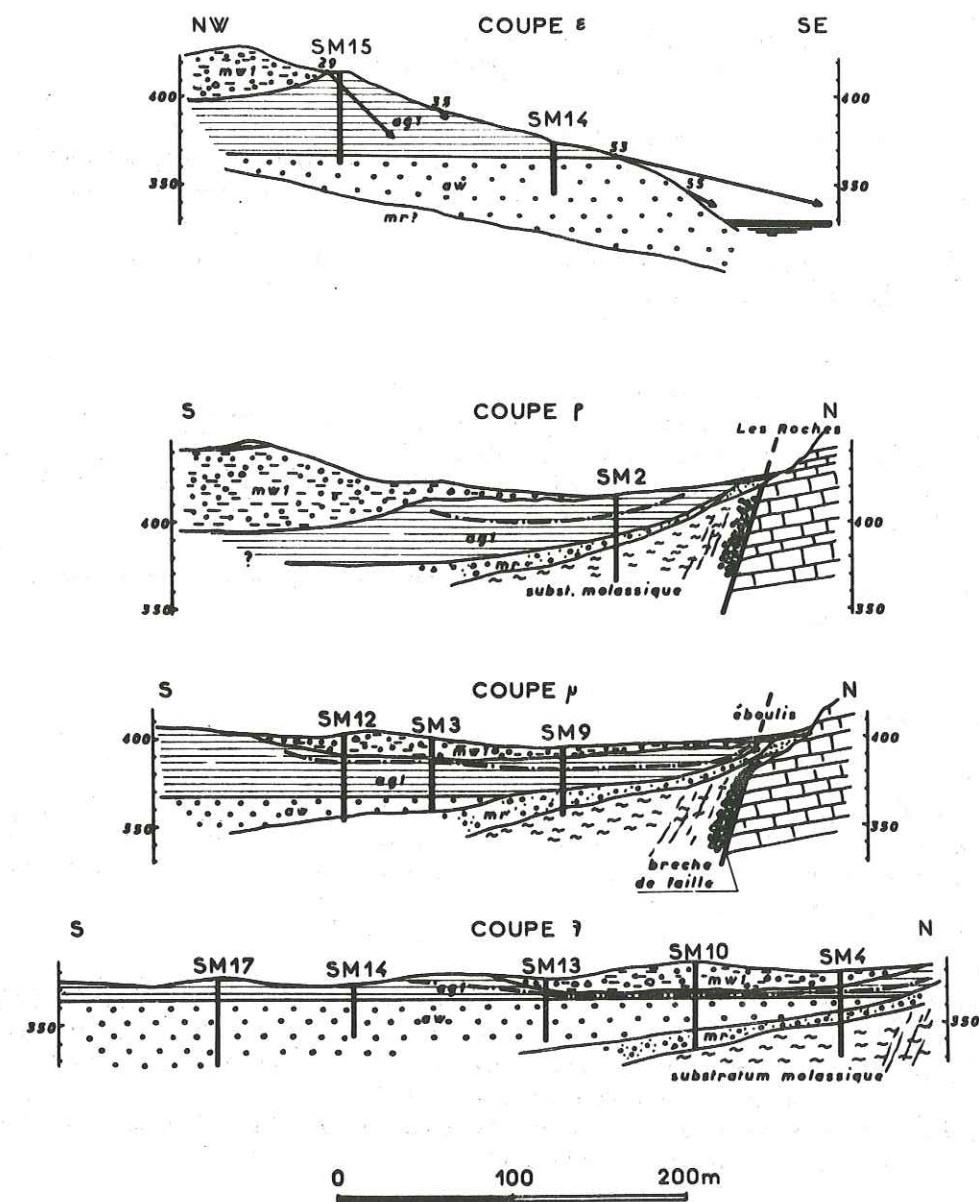


Figure 52a - Coupes géologiques - Vecteurs-vitesse.



LEGENDE

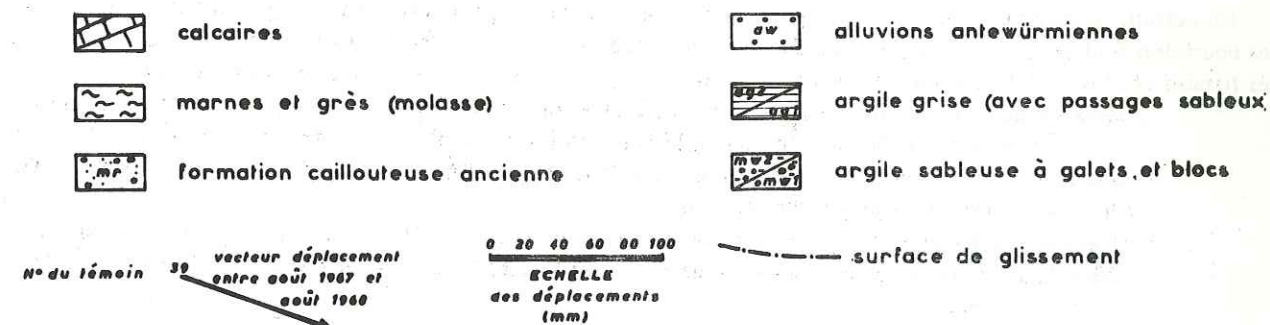


Figure 52b - Coupes géologiques - Vecteurs-vitesse.

3. 124 - Formations morainiques würmiennes

On a groupé, sous ce terme, un ensemble comprenant divers faciès :

- a) des argiles sableuses (mw1) ocre-jaune, contenant des galets et des blocs de toutes natures. Cette argile à blocs renferme des passages plus perméables. Elle recouvre la majeure partie du glissement. J.-P. BOMBARD l'avait dénommée graviers supérieurs. Son épaisseur est comprise entre 4 et 20 m. Sa résistivité est très variable (90 à 200 Ω .m).
- b) une formation d'argile grise (ag2) de même faciès que la précédente, mais différente car elle est intercalée dans l'argile à blocs. Son épaisseur est de 13 m environ.

3. 125 - Formations alluviales post-würmiennes (a)

Au cours du creusement de la vallée actuelle, il y a eu plusieurs stades d'arrêt d'érosion qui ont donné des terrasses aux cotes 370 et 400. Ces replats ne sont pas visibles dans le glissement car ils ont été détruits au cours des mouvements. Ce sont des placages de graviers, galets et sables propres sur les terrains sous-jacents (formation morainique ou même argile grise). Leur résistivité est très élevée : 1000 Ω .m.

N.B. - Cette formation n'est visible sur aucune des coupes de la figure 52, car elle forme une terrasse située au Sud du glissement et à l'extérieur de celui-ci.

3. 2 - Hydrogéologie

L'eau est présente dans tous les terrains.

- Les marnes de la molasse reconnues en sondages sont humides (exemple, échantillon SM4 32,75 - 33,60 : degré de saturation 94 %). Mais au-delà d'une certaine profondeur les carottes sont très sèches, ce qui prouve que la molasse est saturée au voisinage de son toit uniquement. De plus, des sources soulignent, aux environs du glissement, le contact molasse-terrains de couverture.
- Les graviers inférieurs sont secs, sauf au niveau de la retenue où se trouve une nappe à faible pente se raccordant avec le plan d'eau libre.
- Les niveaux sableux de l'argile grise contiennent parfois de l'eau. Comme ces niveaux ont approximativement la forme de lentilles, la pression interstitielle peut devenir forte et diminuer les contraintes effectives d'où diminution du coefficient de sécurité. Ceci montre l'importance qu'ont les mesures de pressions interstitielles dans ces niveaux et c'est pourquoi on a mis en place 8 capteurs de pression dans l'argile.
- La formation morainique würmienne contient également de l'eau. Ceci a été mis en évidence par l'existence de plusieurs sources situées dans cette moraine et par les sondages.

3. 3 - Morphologie

Un certain nombre de formes caractéristiques de glissement sont repérables. On les a reportées sur la figure 53 :

- les bourrelets sont en général associés aux mouvements de surface. Ce sont des successions de replats et de ressauts ;
- les fissures et crevasses sont des déchirures de la surface. Sur la figure 53 on remarque les faits suivants :
 - il existe une zone en mouvements rapides, située sous les témoins 37 et 38. Cette zone est bien délimitée au Nord par la fissure longitudinale partant du témoin n° 47 et allant jusqu'au témoin 38. Vers le Sud ses frontières sont moins nettes ; on peut cependant la limiter à la ligne 36-53, au Sud de laquelle on ne voit pratiquement plus de crevasses ;
 - il existe une ligne de fissures et crevasses partant de SM2 vers SM3 et remontant vers le témoin 27. Cette ligne divise le glissement en deux parties et servira à délimiter les volumes risquant de tomber dans la retenue.

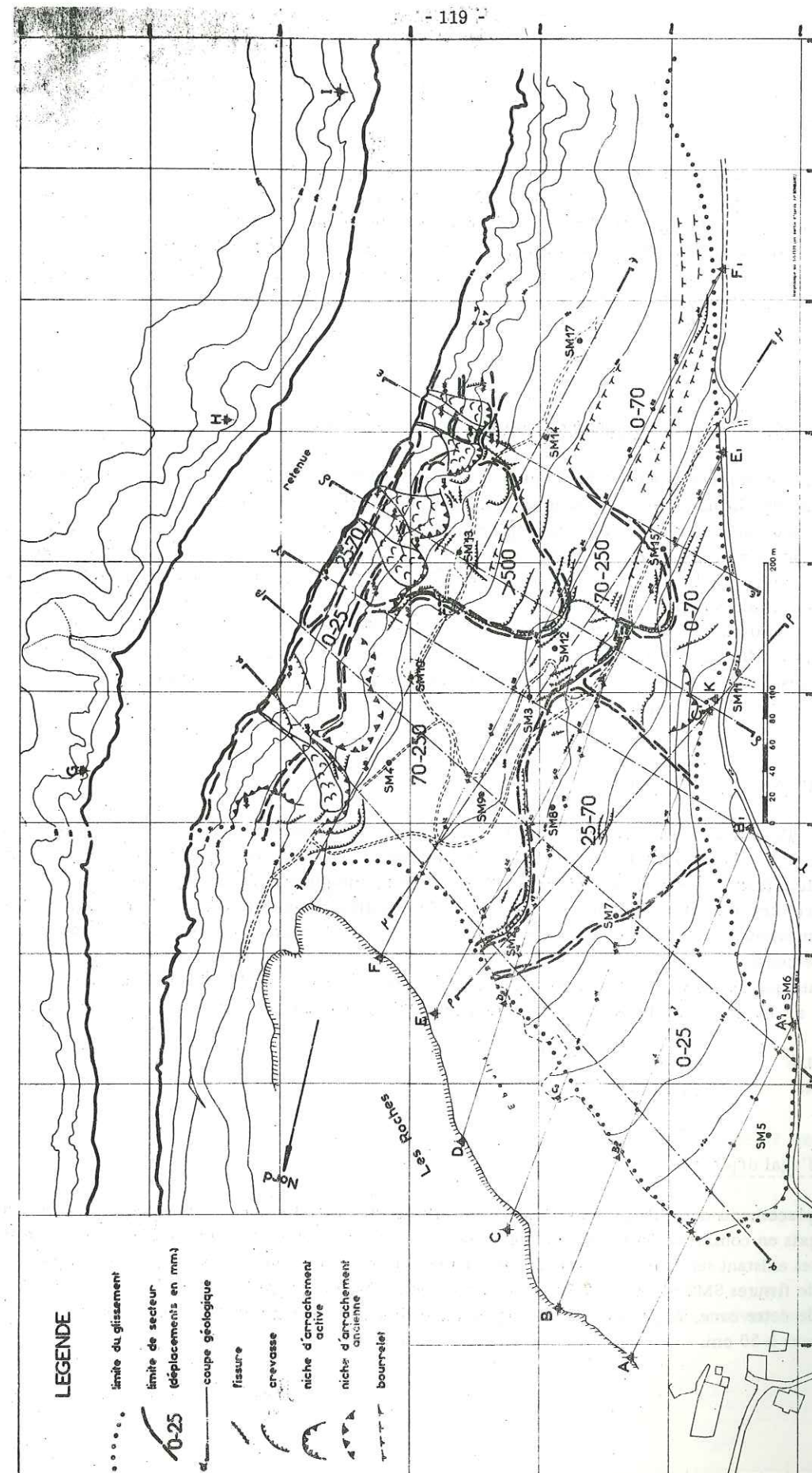


Figure 53 - Zones d'égale déplacement et morphologie.

3. 4 - Conclusions

D'après les seules reconnaissances géologiques on peut donner certains résultats :

- a) le glissement est délimité au Nord par les calcaires des Roches qui sont stables ;
- b) la morphologie ne montre aucun signe de glissement au Sud Ouest du chemin d'Orge Combe. Par conséquent ce chemin est considéré comme stable. Cela est d'ailleurs vérifié par les mesures de déplacements ;
- c) le volume d'argile grise ne descend pas en dessous de la cote 365 environ. Par conséquent il ne peut être humidifié par l'eau de la retenue, d'autant plus qu'il en est séparé par les graviers inférieurs qui sont secs.

4) RESULTATS DES MESURES DE DEPLACEMENTS EN SURFACE ET EN PROFONDEUR

Certains témoins sont relevés depuis 1966, d'autres depuis mars 1967. L'auscultation des tubes de déformation a commencé en mars 1968 et donne des précisions sur la position de la surface de glissement.

Cependant, avant d'interpréter les mesures de déplacements, il est important de faire quelques remarques :

- du fait du changement de méthode et de géomètre, survenu en mars 1969, on raisonnera sur les déplacements horizontaux perpendiculairement à l'alignement initial pour les témoins 1 à 43 et sur les déplacements horizontaux par rapport à la position initiale pour les témoins 44 à 58 ;
- depuis mars 1969, la position des témoins est définie à 10 cm près. Par conséquent, l'interprétation des courbes de déplacements est assez difficile et les corrélations avec la pluviométrie souvent impossibles. En effet l'ordre de grandeur des déplacements est de 7 à 15 cm par an pour la zone inférieure du glissement, à l'exception de la zone située sous les témoins 37 et 38 (30 à 80 cm/an).

4. 1 - Stabilité des graviers inférieurs

Les témoins 45, 46, 48, 50, 55, 56 et 58 ont eu des déplacements horizontaux inférieurs à 3 cm, entre mars 1967 et janvier 1969. Or ces témoins sont implantés sur les graviers inférieurs. On peut donc affirmer que ces graviers, qui forment la berge de la retenue, sont stables. Par conséquent, la surface de glissement est située au-dessus de ces graviers. Ceci est en accord avec les résultats des sondages où les traces de cisaillement ont été relevées dans l'argile grise.

On met ainsi en évidence le fait que l'établissement de la retenue et les variations de son plan d'eau sont sans influence sur les mouvements.

Il faut remarquer que les témoins 47b, 49, 52, 53 et 57 qui sont implantés sur des recouvrements d'argile et de moraine ayant glissé sur les graviers inférieurs ont eu durant la même période des déplacements plus importants, par exemple :

47b	3,25 m
49	3,55 m etc.

4. 2 - Zones d'égale déplacement

Comme les déplacements des témoins sont d'ordres très différents, on a été amené à les grouper en zones d'égale déplacement. On a pris en considération les déplacements horizontaux entre août 1967 et août 1968, ainsi que le réseau de fissures et crevasses existant sur le terrain. Sur la figure 53 on arrive ainsi à limiter des zones d'égale déplacement. En particulier la ligne de fissures SM2 - SM3 - 27 limite une zone de déplacements de 7 à 25 cm entre août 1967 et août 1968. A l'intérieur de cette zone, la grande fissure longitudinale limite un volume dont les mouvements, pour la même période, sont supérieurs à 50 cm.

4. 3 - Déplacements de groupes de témoins

Comme les courbes de déplacements des témoins sont assez irrégulières, on a choisi deux groupes de témoins (19, 22, 23, 24 et 25, 26, 39, 40, 41, 42) pour lesquels on a tracé la courbe représentant la moyenne arithmétique des déplacements cumulés (fig. 54 et 55).

On met ainsi en évidence une variation saisonnière dans les vitesses de déplacements, qui peut se schématiser par une alternance de vitesse d'été et de vitesse d'hiver. De plus on remarque que la courbe des déplacements oscille autour d'une droite moyenne. Le mouvement serait analogue au fluage visco-plastique. Les ordres de grandeur des déplacements annuels sont :

. Témoins 19, 22, 23, 24	5 cm/an
. Témoins 25, 26, 39, 40, 41, 42	10 cm/an.

4. 4 - Mesures de déformation en profondeur

Depuis mars 1968 les 5 tubes de déformation SM1 bis, SM2, SM3, SM4 et SM5 ont été vérifiés au moyen des calibres, de même que ceux de SM7, SM8, SM10, SM13, SM14, SM15 et SM17 depuis décembre 1969. A l'heure actuelle (juin 1970) on ne peut plus passer aucun calibre entre 12 et 14 m au SM2, SM3 et SM4, et à 7,60 m au sondage SM13.

La surface de glissement ainsi décelée en 4 points se trouve dans l'argile grise (en général dans les 5 m supérieurs). Ceci montre que la base de l'argile est stable (à la restriction près que cette méthode ne permet pas de déceler une éventuelle autre surface de glissement).

4. 5 - Evaluation des risques de chute

4. 51 - Construction de la surface de glissement

On peut admettre que la géométrie interne des matériaux est connue, de même que les limites entre zones d'égale déplacement. Il ne reste qu'à construire la surface de glissement pour calculer les volumes en mouvement. Cette surface est actuellement connue en 4 points (SM2 à 13,70 m, SM3 à 12,40 m, SM4 à 14,00 m et SM13 à 7,60 m).

Pour la construire on se sert des vecteurs des déplacements reportés sur la figure 52 et partant des points où cette surface est connue, on la trace en la maintenant parallèle aux vecteurs déplacements. On la raccorde aux fissures. On obtient ainsi une surface située dans l'argile jusqu'à 18 m de profondeur et approximativement parallèle à la surface topographique.

4. 52 - Les trois risques de chute

Ces trois risques correspondent à des volumes animés de mouvements différents.

- Le risque le plus probable (danger n° 1) correspond à la zone en mouvement rapide (plus de 50 cm par an).

Surface 12 000 m²

Epaisseur moyenne 10 m V = 120 000 m³

- Le risque de 2e ordre correspond à la zone des déplacements supérieurs à 7 cm par an limitée par la ligne de fissures SM2, SM3, 27.

Surface 59 800 m²

Epaisseur moyenne 14 m V = 850 000 m³

- Le volume total en mouvement peut être estimé (en extrapolant la surface de glissement vers la partie haute) à 1 400 000 m³.

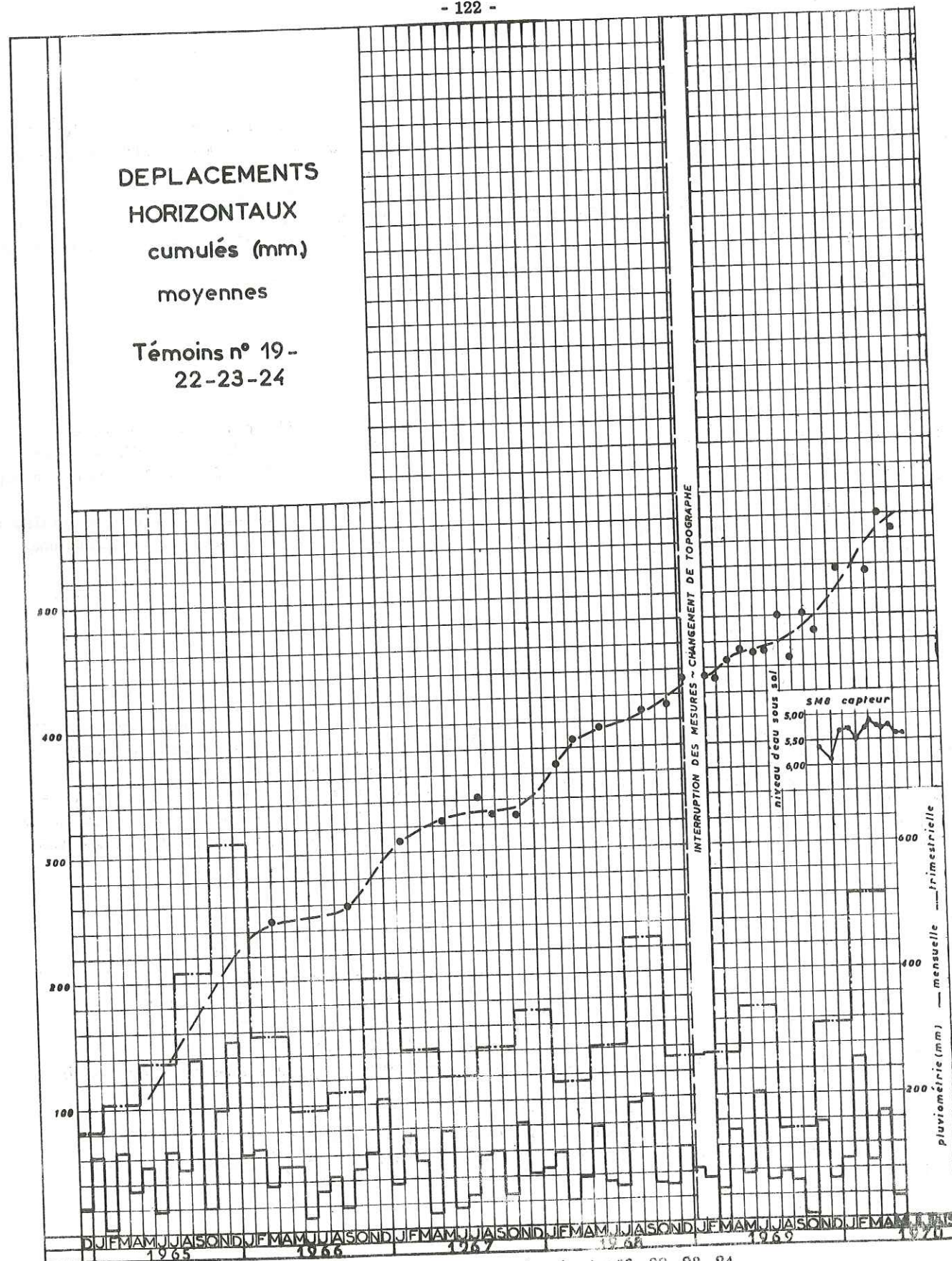


Figure 54 - Déplacements moyens des témoins 19, 22, 23, 24.

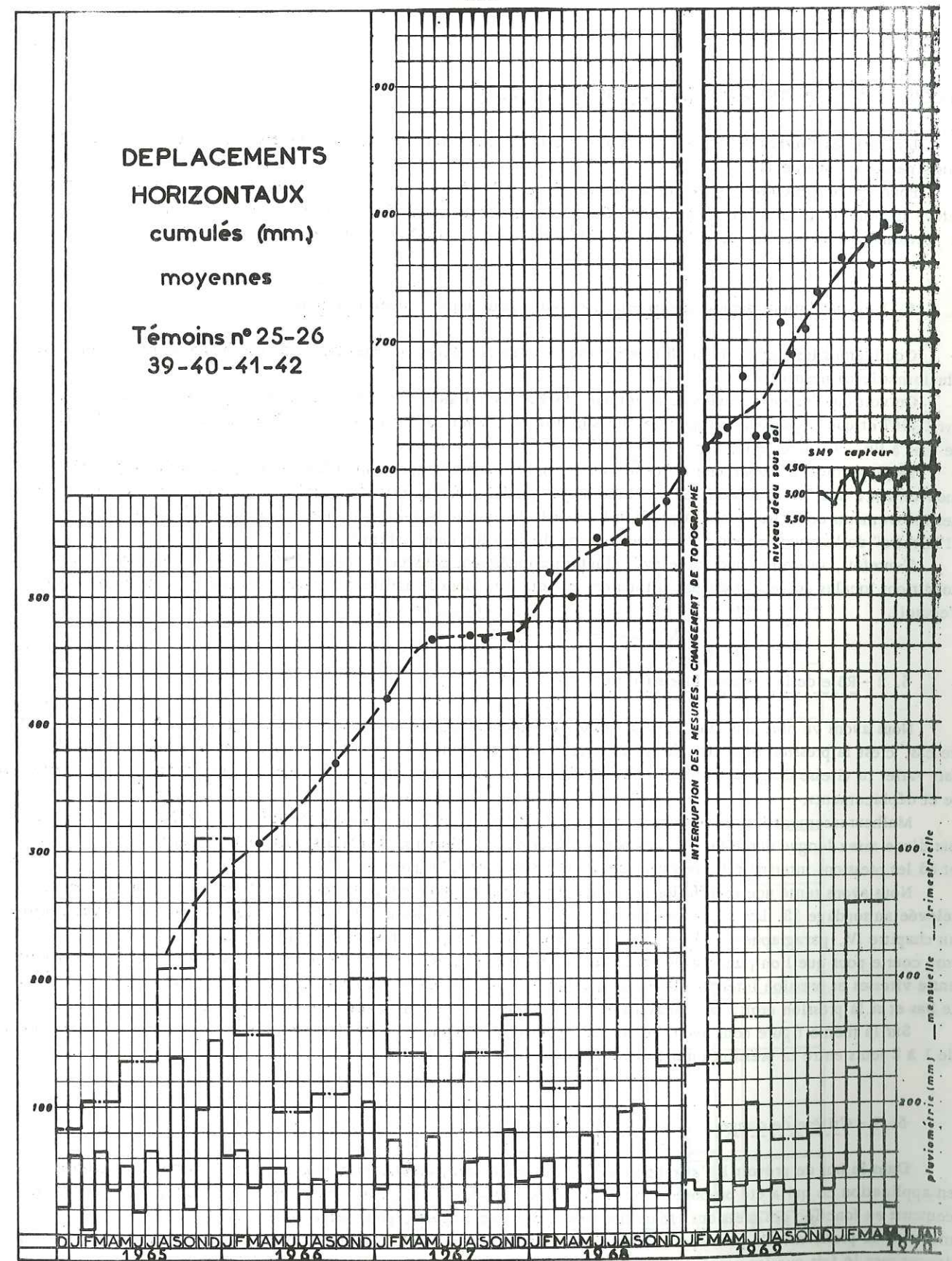


Figure 55 - Déplacements moyens des témoins 25, 26, 39, 40, 41, 42.

5) CORRELATIONS ENTRE MOUVEMENTS ET PLUVIOMETRIE

L'allure des courbes de déplacements avec variation saisonnière de vitesse suggère que la pluviométrie est à l'origine des mouvements.

Pour tenter une corrélation entre la pluviométrie et les déplacements, on a reporté sur les figures 54 et 55 le relevé mensuel et trimestriel de la pluviométrie à la station de G... S'il est impossible de voir une corrélation avec la pluviométrie mensuelle, cela devient possible dès que l'on considère la pluviométrie trimestrielle.

5. 1 - Corrélations déplacements—pluviométrie pour deux groupes de témoins

Considérons les figures 54 et 55 représentant les déplacements cumulés de deux groupes de témoins, ainsi que la pluviométrie trimestrielle.

On voit que les fortes pluies de novembre 1966 à janvier 1967 ont provoqué de grandes vitesses jusqu'à la fin avril 1967 et que la période de moindre pluviométrie de février 1967 à fin octobre 1967 correspond à un ralentissement de mai à fin novembre 1967, etc..

La pluviométrie a donc une influence sur les mouvements. Cependant il faut remarquer que la "réponse" en mouvement à une "solicitation" en pluviométrie se produit avec un retard variable. Ceci traduit le fait que la vitesse des mouvements doit être liée à la pression interstitielle dans le terrain. En effet, cette dernière doit dépendre de "l'histoire" de la pluviométrie, c'est-à-dire de sa distribution dans le temps.

Toutefois, rappelons que les relevés pluviométriques sont ceux de la station de G..., à 8 km du glissement. Les conditions locales doivent avoir une influence, et nous attendons de meilleures corrélations avec la pluviométrie de l'endroit.

5. 2 - Rôle de la pression interstitielle

Nous avons vu plus haut que l'allure des déplacements suggère que l'on se trouve en phase visco-plastique. Dans ce cas, c'est la pression interstitielle sur la surface de glissement qui, en modifiant les contraintes intergranulaires, fait varier la vitesse de glissement. On devrait donc arriver à mettre en évidence une relation entre pression interstitielle et déplacements.

Malheureusement les relevés des 8 capteurs n'ont commencé qu'en décembre 1969 et actuellement on ne dispose pas d'une assez longue durée de mesures pour en tirer des conclusions. Toutefois, nous avons reporté sur les figures 54 et 55 les pressions interstitielles relevées dans les sondages les plus proches.

Nous avons tenté une corrélation journalière entre les déplacements du témoin n° 60 et la pression interstitielle relevée au sondage 13. Les déplacements ont été mesurés au théodolite T2 en utilisant la méthode simplifiée décrite au chapitre IV, paragraphe 5. 11, p. 71. Les résultats sont représentés sur la figure 56. La période de mesures a été trop courte pour que l'on puisse tirer des conclusions indiscutables. Néanmoins il semble qu'on ait une proportionnalité entre vitesses et pression interstitielle (si la pression décroît, la concavité de la courbe des déplacements est tournée vers le bas et si la pression croît, la concavité de la courbe des déplacements est tournée vers le haut).

Sur la même figure nous avons également reporté la pluviométrie locale journalière. On observe ainsi un décalage de 1 à 2 jours entre la pression interstitielle au sondage SM 13 et la pluie.

5. 3 - Critère de danger

Dans le but de prévoir à l'avance une chute de matériaux, on doit établir un critère de danger. On peut mettre en application ce qui a été proposé au chapitre IV, paragraphe 7. 4, p. 82 et tracer la courbe représentant les déplacements en fonction des pressions. Mais il est nécessaire de disposer, pour cela, de nombreuses mesures de déplacements et de pressions. On peut opérer autrement en cherchant à établir la corrélation pressions-vitesses. Le critère de danger sera le fait que les points (pression-vitesse) ne correspondent plus à la loi vérifiée auparavant.

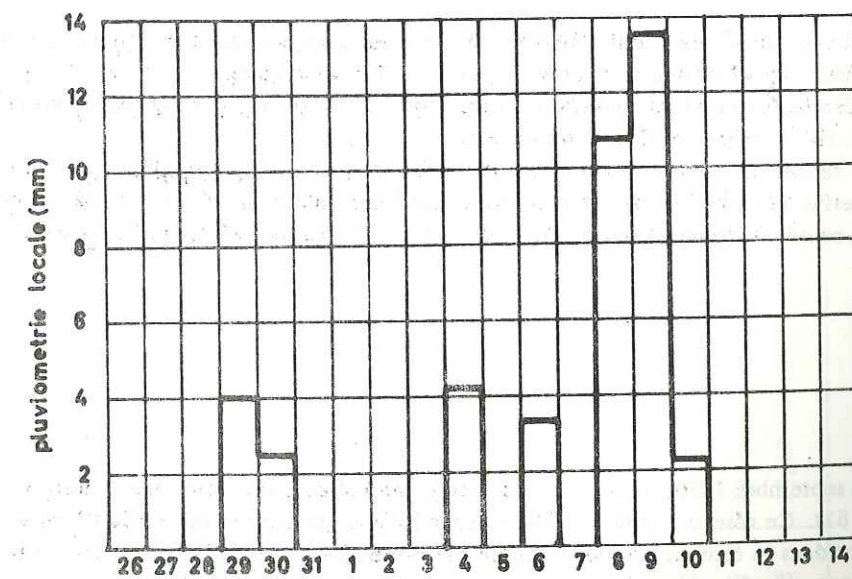
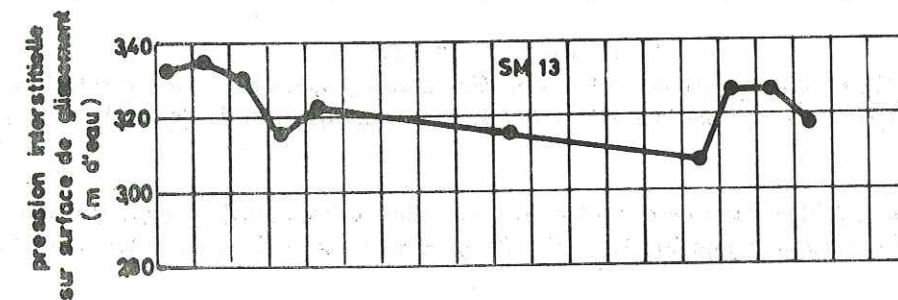
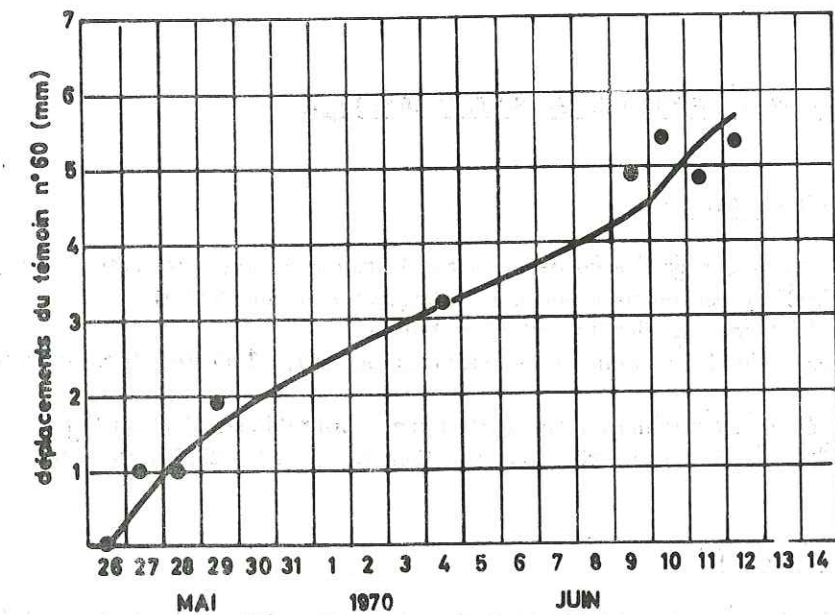


Figure 56 - Déplacements du témoin 60 - Pressions interstitielles au sondage 13.

6) RESULTATS DES ESSAIS D'IDENTIFICATION ET MECANQUES

6. 1 - Essais d'identification

A la suite des deux campagnes de sondages, des échantillons non remaniés avaient été étudiés au laboratoire. Nous ne retiendrons que ceux qui concernent la formation d'argile grise (tableau n° 4).

Les degrés de saturation sont élevés (entre 91 et 100 %).

La teneur en eau naturelle est toujours comprise (sauf au SM 7, 16, 77-16, 83) entre les limites de liquidité et de plasticité.

Les faciès varient de l'argile moyennement plastique au silt sableux. L'échantillon SM 2 (5, 45 à 6, 50) représente un passage sableux fin compris dans l'argile. L'échantillon SM 3 (24, 65 à 25, 70) est un faciès typique d'argile varvée.

6. 2 - Essais mécaniques

Des essais triaxiaux non consolidés non drainés ont donné de faibles cohésions (0, 2 à 0, 4 bars). Les angles de frottement apparents sont faibles : 0 à 5°.

Un essai consolidé non drainé sur l'échantillon SM 3 (24, 65 à 25, 70) a donné les caractéristiques intergranulaires suivantes :

$$c' = 0, 2 \text{ bar} \quad \phi' = 27^\circ$$

Les essais prévus sur les échantillons prélevés en 1969 ne sont pas achevés à l'heure actuelle. On s'attachera à reproduire le mieux possible les conditions du terrain (vitesses de cisaillement de l'ordre de 0, 1 μ / mn ; essais à vitesse variable etc.).

N. B. - Les essais mécaniques sont délicats. En effet, pour obtenir les caractéristiques, il faut au moins trois essais dans des échantillons de même faciès. Or l'argile grise étant très hétérogène, cette condition est difficile à réaliser.

6. 3 - Calcul simplifié de stabilité

On peut, connaissant les caractérisations mécaniques intrinsèques, faire un calcul de stabilité en fonction de la position de la nappe. Rappelons que du fait des hypothèses simplificatrices, ce calcul n'est qu'indicatif.

Nous effectuerons le calcul du chapitre II, paragraphe 2. 1, p. 31, et nous renvoyons le lecteur à l'application qui en est faite et qui concerne le glissement de G. L....

La figure 17 représente la variation du coefficient de sécurité en fonction du niveau de l'eau dans le terrain. Si on a 8 m d'eau au-dessus de la surface de glissement, le coefficient de sécurité est $F = 1, 2$, alors qu'il est de 1, 1 pour 9, 6 m d'eau. Par conséquent une élévation de 1, 60 m de ce niveau entraîne une baisse de 10 % sur le coefficient de sécurité.

7) PALLIATIFS

De juillet à septembre 1969, on a réalisé un réseau de collecte des eaux superficielles à partir des points de suintements (fig. 51). Ce réseau a pour but d'empêcher l'eau de stagner et de se réinfiltrer dans le terrain. L'évacuation se fait directement dans la retenue par des tubes en plastique (ϕ 60 mm, 150 mm et 240 mm).

Jusqu'à présent, ce réseau semble avoir été inefficace, en ce qui concerne les mouvements. On n'a observé aucun ralentissement sur les déplacements des témoins. Il est évident que l'on n'arrête pas ainsi la circulation d'eau en profondeur car leur alimentation est plus lointaine.

ESSAIS D'IDENTIFICATION

TABLEAU N° 4

		Caractéristiques en place				Granulométrie			Limites d'Atterberg		
Sondage n°	Profondeur	W %	γ_h g/cm ³	γ_d g/cm ³	S %	% < 2 mm	% < 100 μ	% < 5 μ	W _L %	W _p %	IP %
SM 2	5,45 - 6,50	21,7	2,00	1,65	91,1	100	68,0	2,3	23,1	--	--
SM 2	11,50 - 12,55	19,4	2,11	1,77	95,6	99,5	77,5	38,0	23,4	14,4	9,0
SM 2	16,40 - 17,45	24,7	2,03	1,62	95,3	100	100	60,0	45,6	20,8	24,8
SM 3	24,65 - 25,70	25,5	2,00	1,60	97,3	100	97,0	59,5	50,0	21,8	28,2
SM 7	16,77 - 16,83	19,9	2,08	1,73	96,5	100	100	67,0	43,5	20,9	22,6
SM 8	10,00 - 10,15	27,3	2,01	1,58	103,8	100	98,0	59,0	39,3	17,8	21,5
SM 9	13,65 - 13,80	24,7	2,01	1,61	98,4	100	99,0	63,0	41,6	19,6	22,0
SM 10	17,65 - 17,80	18,5	2,05	1,73	89,0	100	99,6	27,5	26,1	16,5	9,6
SM 12	15,05 - 15,20	20,2	1,96	1,63	82,8	100	99,8	46,5	33,7	16,5	17,2
SM 12	19,90 - 20,05	27,0	2,04	1,61	107,5	100	97,6	73,5	44,8	19,9	24,9
SM 15	13,40 - 13,55	26,6	1,99	1,57	99,6	100	98,0	49,0	37,9	17,7	20,2
SM 15	17,40 - 17,55	19,9	2,00	1,67	86,9	100	99,6	21,0	23,9	15,1	8,8

Ce réseau demande un entretien constant car les tuyaux se sont déboîtés en plusieurs endroits du fait des mouvements. Les réparations sont faites immédiatement pour éviter au maximum toute réinfiltration dans le terrain.

N. B. - Le réseau n'a pas eu à souffrir du gel. Il a eu pour effet d'assécher plusieurs zones marécageuses.

Le seul remède efficace serait un drainage de l'argile grise pour y diminuer les pressions interstitielles. Il ne pourrait se faire que par puits descendant jusqu'aux graviers inférieurs perméables. L'extension de ces derniers limiterait ce procédé à la partie basse du glissement (en dessous d'une ligne témoin 27 - témoin 41).

8) CONCLUSIONS

Au stade où en sont les études, on peut préciser les points suivants.

- a) Le glissement est limité au Nord par le massif calcaire des Roches et au Sud et Sud Ouest par le chemin d'Orge-Combe. Ces régions sont stables. Les berges de la retenue sont stables jusqu'à la cote 370 environ (à l'exception des recouvrements d'argile et de moraine qui descendent jusqu'au Rhône).
- b) Le glissement est du type "landslide", à surface de glissement définie. Cette surface est située entre 12 et 18 m de profondeur sous la surface topographique, à laquelle elle reste sensiblement parallèle. La surface de glissement est comprise dans la formation d'argile grise qui, elle-même, ne descend pas au-dessous de la cote 365.
- c) Le volume en mouvement est de $1\,400\,000\text{ m}^3$. Dans ce volume, une zone de $850\,000\text{ m}^3$, représentant la partie inférieure nord du glissement est en mouvement plus rapide (10 cm par an). Le danger le plus imminent est représenté par $120\,000\text{ m}^3$ de moraine et d'argile se déplaçant à des vitesses égales ou supérieures à 50 cm par an.
- d) Les mouvements ont été réguliers durant les trois dernières années. Les variations saisonnières de vitesse sont liées aux variations de la pression interstitielle dans l'argile. L'établissement d'une corrélation entre pression, vitesses et pluviométrie permettra de déterminer un critère de danger. Pour cela des mesures précises de déplacements sont indispensables.

CHAPITRE VIII

ETUDE DU CAS DE L... - PROBLEME DE STABILITE DE ROUTE

1. - INTRODUCTION
2. - ETUDE GEOLOGIQUE
3. - STABILITE DU VIRAGE (1)
4. - GLISSEMENT DU VERNAY
5. - COULEE DU BOULON
6. - ARRACHEMENT DE REMBLAI (4)
7. - REMARQUES ANNEXES

1) INTRODUCTION

Cette étude concerne un problème de stabilité de route. On a établi une liaison de 4,5 km par route départementale entre deux villages. Ces travaux étaient destinés à remplacer un ancien tracé abandonné par suite d'éboulements. La nouvelle route, située plus haut dans la pente et reprenant en partie le tracé d'un chemin de chars, avait l'avantage de desservir un hameau (fig. 57).

Le projet prévoyait une chaussée classique avec enrobé bitumineux. Les travaux consistèrent à réaliser l'empierrement, les caniveaux et les buses, mais la route ne fut jamais revêtue. Or, au cours de l'hiver 1968, elle fut détériorée en plusieurs endroits par des glissements. Avant que les travaux ne soient entrepris, il nous fut demandé de préciser les conditions géologiques du secteur de façon à pouvoir établir au mieux les prescriptions techniques.

Quelques études avaient déjà été faites par des laboratoires techniques des Ponts et Chaussées. Elles comprenaient un certain nombre de sondages à la tarière Highway qui ne descendaient nulle part en dessous de 6 m. L'étude que nous avons faite a consisté uniquement en observations de terrain.

2) ETUDE GEOLOGIQUE

2. 1 - Cadre géologique régional

Le versant où sont situés l'ancien et le nouveau tracés fait partie d'une bordure de massif subalpin. Les terrains, d'âge jurassique moyen à supérieur, sont formés d'alternances de calcaires, de calcaires marneux et de marnes. Ils présentent une structure d'ensemble monoclinale à pendage vers l'Ouest de 30 à 45°.

La série, marneuse dans sa partie inférieure c'est-à-dire dans la gorge incisée après la dernière glaciation, devient de plus en plus calcaire vers le haut pour se terminer par une barre de calcaires durs formant la crête.

2. 2 - Description des terrains

Nous avons distingué de grands ensembles lithologiques qui peuvent d'ailleurs recouvrir plusieurs étages stratigraphiques. Il faut noter que les affleurements sont assez peu nombreux. Précisons enfin que les dénominations des terrains ne représentent pas exactement l'étage stratigraphique, mais sont adoptées pour des raisons de simplicité.

2. 21 - Terres Noires (Bathonien supérieur à Oxfordien)

L'ensemble inférieur (J 2a) est formé de marnes schisteuses noires sans niveaux plus durs. Elles forment la base du versant. Leur épaisseur est estimée à 300 ou 400 m (AUDEBAUD, 1963).

L'ensemble supérieur (J 2b) est formé d'une alternance de marnes noires et de bancs de calcaires brun-gris et roux, à débris de quartz et mica. L'épaisseur en est indéterminée.

2. 22 - Argovo-Rauracien J 3

Ce sont des marnes compactes grises alternant avec des marno-calcaires gris noir. Les couches successives sont à peine différenciées par leurs duretés qui sont très voisines. L'épaisseur totale de cette formation d'après AUDEBAUD est 200 m.

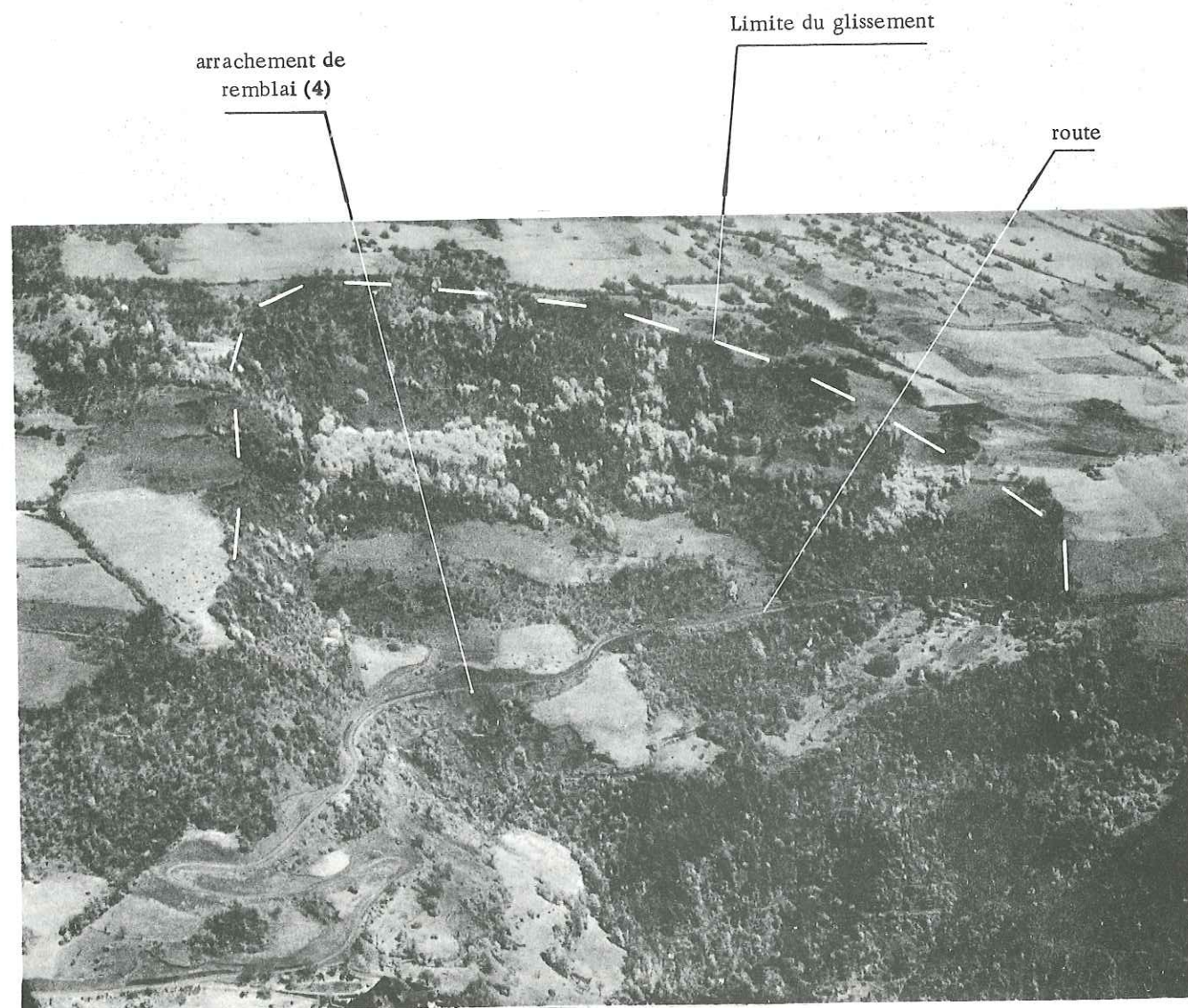


Photo n° 3 - Ancien glissement de Richardaire (photographie infra-rouge).

Les autres mouvements de terrains sont beaucoup plus localisés. Ils comprennent (fig. 57) :

- (1) - Une coulée de matériaux argileux formant un appendice à l'extrémité du grand glissement. Plusieurs sources alimentent cette coulée qui passe à côté de la route.
- (2) - Un glissement affectant un ensemble de blocs calcaires emballés dans de l'argile, cette formation pouvant avoir 15 à 20 m d'épaisseur et remplissant un ancien talweg creusé dans les Terres Noires. Plusieurs sources alimentent ce glissement qui régresse peu à peu vers la route.
- (3) - Une coulée de matériaux argileux (altération des Terres Noires) et de blocs calcaires, alimentée par une source et que la route traverse.
- (4) - Un glissement de talus survenu à la suite de fortes pluies en décembre 1968.
- (5) - Un glissement de surface du type solifluxion causé par des sources.

2. 3 - Structure

La structure est monoclinale dans son ensemble, mais en réalité plusieurs phénomènes viennent la compliquer.

Un relevé des pendages des couches en place, reporté sur canevas de Wulf, montre une assez grande dispersion (fig. 57). L'hypothèse la plus plausible est que les couches sont disloquées au voisinage de la surface (fauchage).

D'autre part, l'épaisseur totale de la série depuis la base des Terres Noires supérieures jusqu'au sommet du tithonique varie de 800 à 1 000 m (AUDEBAUD, 1963). Or, d'après la coupe BB (fig. 59), si la structure était monoclinale on aurait 1 400 à 1 500 m d'épaisseur. Le manque d'affleurements ne nous a pas permis d'expliquer cela. Cependant, en remarquant qu'à quelques kilomètres il existe des plis-failles provoquant des redoublements de certains niveaux, nous pensons que de telles structures peuvent se retrouver ici, d'où l'interprétation des coupes AA et BB (DEBELMAS et GOGUEL, 1954).

2. 4 - Conclusions

Les études géologiques ont permis de dégager les points suivants :

- le versant étudié a été le siège de mouvements anciens vraisemblablement après la dernière glaciation. Les traces en sont laissées par des terrains très fracturés couvrant environ le tiers moyen du versant. Ces terrains glissés sont plus argileux vers le bas ;
- la partie haute du versant, sèche, est le siège de nombreuses infiltrations. L'eau ressort à la rencontre des couches moins perméables, c'est-à-dire à la partie inférieure des anciens glissements. Elle produit aux endroits de suintement des glissements par diminution de cohésion et augmentation des pressions interstitielles.

On pourrait chercher quels sont les différents types de dégâts causés à la route, ainsi que les traitements proposés. Mais comme la réalité se prête mal à une classification rigide, nous examinerons successivement les problèmes posés.

3) STABILITE DU VIRAGE (1)

Le remblai a été emporté dans la partie supérieure du virage ; sous le virage il présente des bourrelets à sa base. Des suintements sont visibles le long du talus.

3. 1 - Cause

La cause de l'instabilité est la présence d'eau dans le terrain formé ici d'éboulis argileux des Terres Noires. Le bedrock doit se situer entre 5 et 10 m de profondeur.

L'eau provient de sources situées plus haut, mal canalisées et favorisant ainsi la saturation du sol. Le terrain est instable ; des fissures ont été relevées au-dessus de la route, ainsi que quelques bourrelets. La pose du remblai (lui-même argileux car formé de matériaux autochtones) a favorisé l'augmentation des pressions interstitielles à son voisinage.

Enfin, il semble que la coulée voisine ne soit en rien à l'origine de cette instabilité.

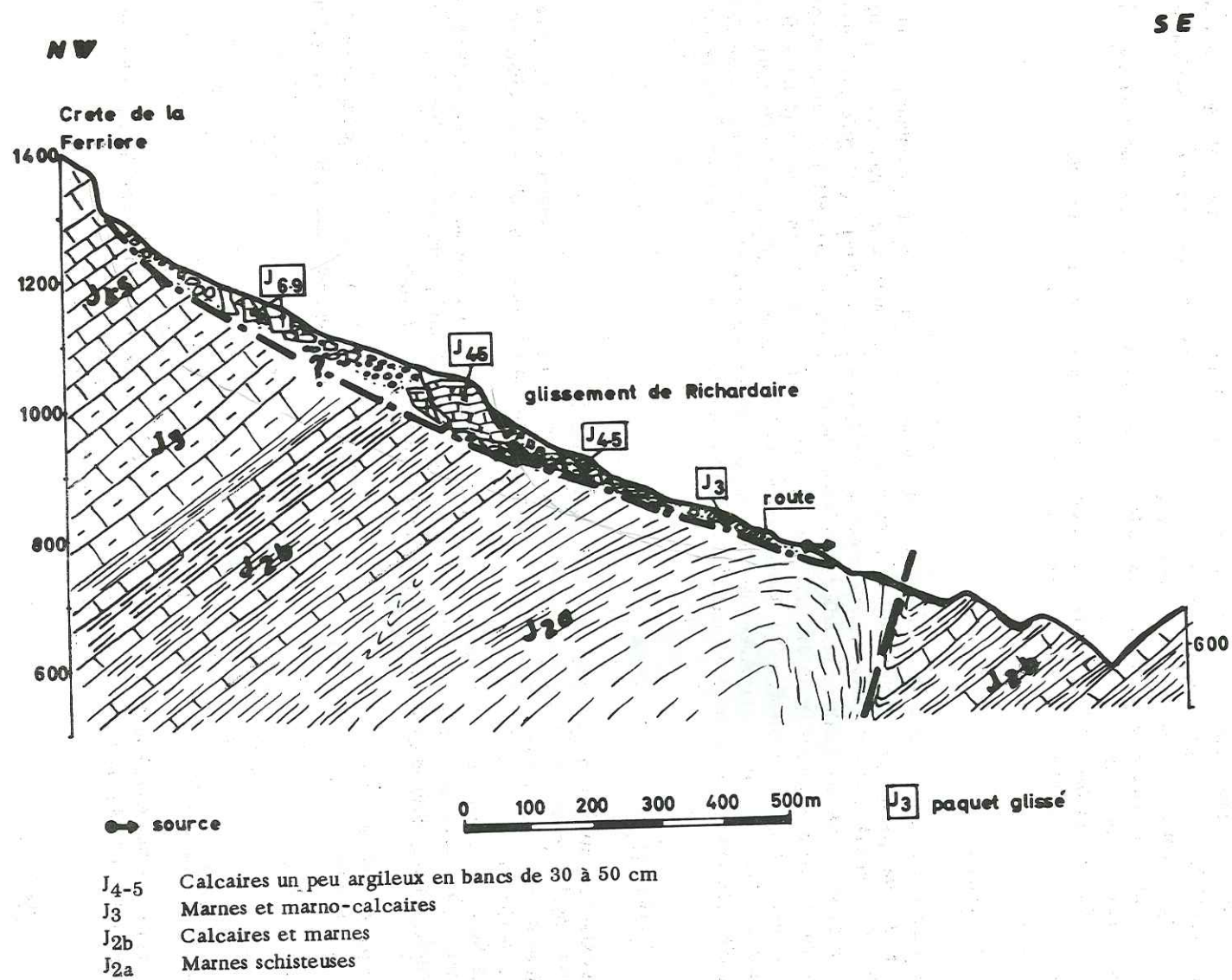


Figure 58 - Coupe géologique AA.

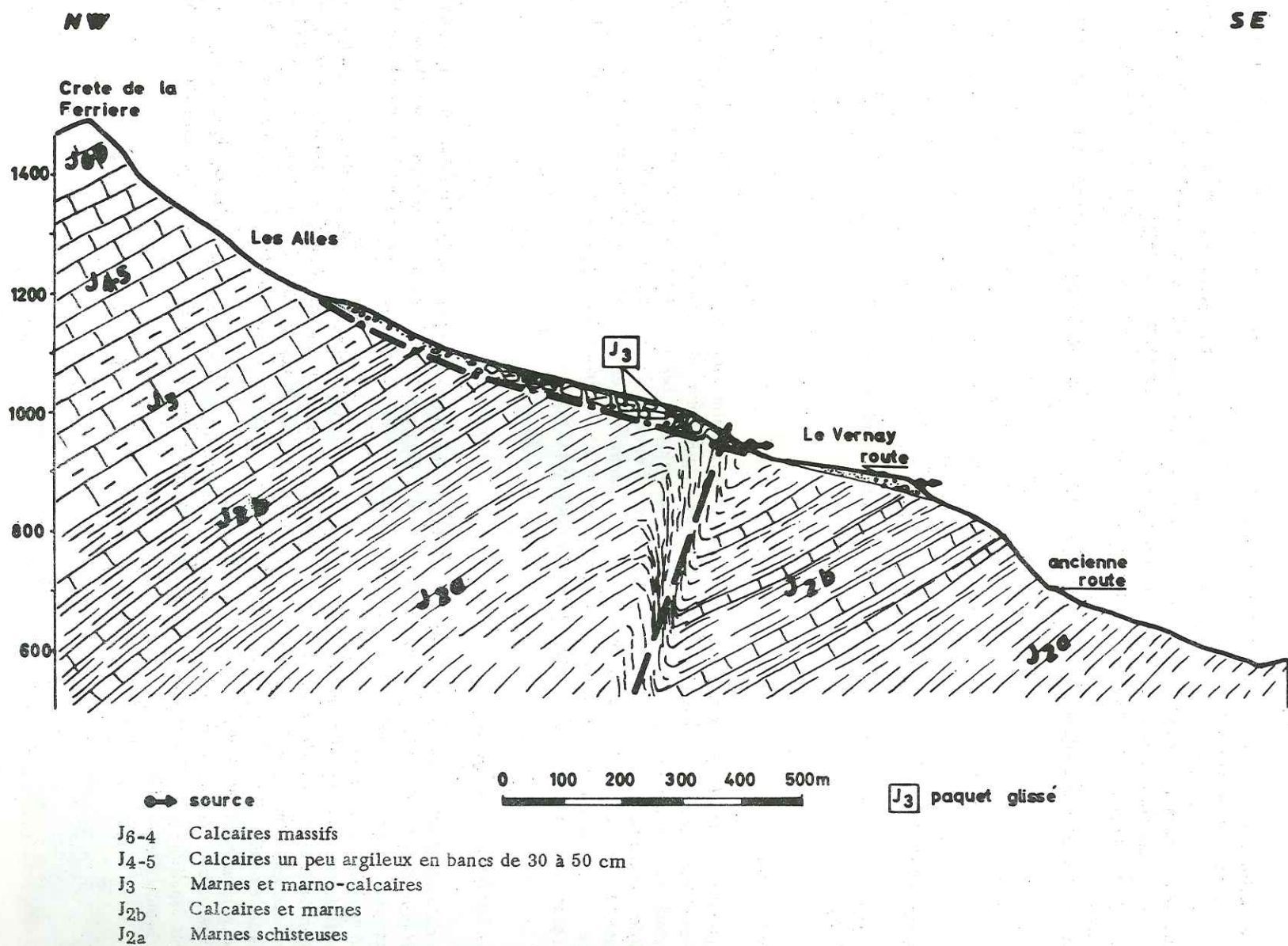


Figure 59 - Coupe géologique BB.

3. 2 - Travaux effectués et proposés (fig. 60)

On a réalisé un drain de 70 m de long, enterré entre 2 et 4 m, lequel semble ne pas avoir joué entièrement son rôle, car les mouvements ont continué.

Il a été proposé de creuser un fossé drainant le long de la route. Ce fossé profond d'au moins 50 cm, serait rempli de matériaux propres pour bloquer le terrain ; il évacuerait l'eau à l'extérieur du virage. On peut envisager en plus de réaliser des tranchées drainantes profondes de 2 m et perpendiculaires à la route. Ces tranchées sont plus aisées à réaliser par des pelles mécaniques sous cette forme que parallèlement à la route. De plus, on peut drainer un volume de terrain plus important.

Comme l'évacuation du drain se fait par une buse enterrée, il a été suggéré de vérifier son état pour déceler toute rupture.

4) GLISSEMENT DU VERNAY

Ce glissement régresse peu à peu jusqu'à la route située au-dessus. On consultera la photo n° 4 qui en donne une vue générale.

4. 1 - Causes

L'eau des sources (fig. 61) ainsi que celle du rejet d'une fontaine sature une formation de blocs de toutes natures (marno-calcaires - calcaires) anguleux, emballés dans de l'argile jaune. Une fois saturés ces matériaux glissent. La coulée ainsi formée est limitée par de grandes fissures longitudinales. Les mouvements sont saisonniers. En utilisant le procédé de l'alignement on a mesuré 1,40 m de déplacement entre le 19 mars et le 17 mai 1969.

Pour vérifier s'il existait une alimentation souterraine autre que celles des sources visibles, on a procédé à un jaugeage : les sources totalisent 145 l/mn alors que le ruisseau à sa sortie du glissement débite 200 l/mn. Il existe donc d'autres alimentations que celles des sources situées 15 m sous la route.

4. 2 - Travaux effectués et proposés

Il est évident qu'il fallait arrêter au maximum les arrivées d'eau dans le glissement. Il a donc été réalisé un fossé drainant le long de la route. Ce fossé, profond de 5 à 6 m, comporte une buse étanche dans laquelle se déversent plusieurs tuyaux drainants. Le fossé a été comblé de graviers sableux. Le déversement des eaux de la fontaine a été canalisé vers le fossé drainant.

Mais on n'a pas coupé toutes les circulations d'eau car les sources situées sous la route continuent à couler.

Nous avons proposé de les capter et de dériver leurs eaux hors de la zone du glissement par des buses en plastique. En effet, ces sources sont dues à la présence de passages perméables formés de galets, limités en extension latérale et formant des chenaux. Or, on ne sait rien sur la direction et la pente de ces chenaux et on ne peut être certain de les recouper par des fossés drainants.

Notons enfin qu'avant la construction de la route, la zone du glissement actuel était formée de prairies. Les eaux y étaient canalisées dans des rigoles. Il est donc dangereux de supprimer des réseaux de drainage superficiel, surtout lorsqu'ils fonctionnent bien.

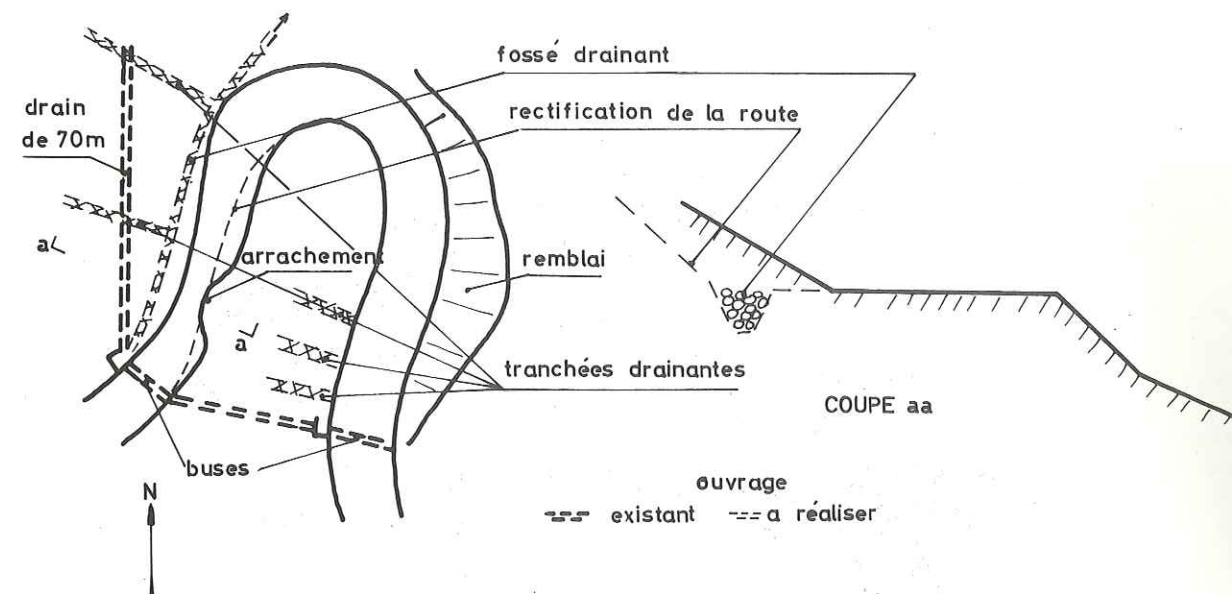


Fig. 60 - Schéma du virage (1)

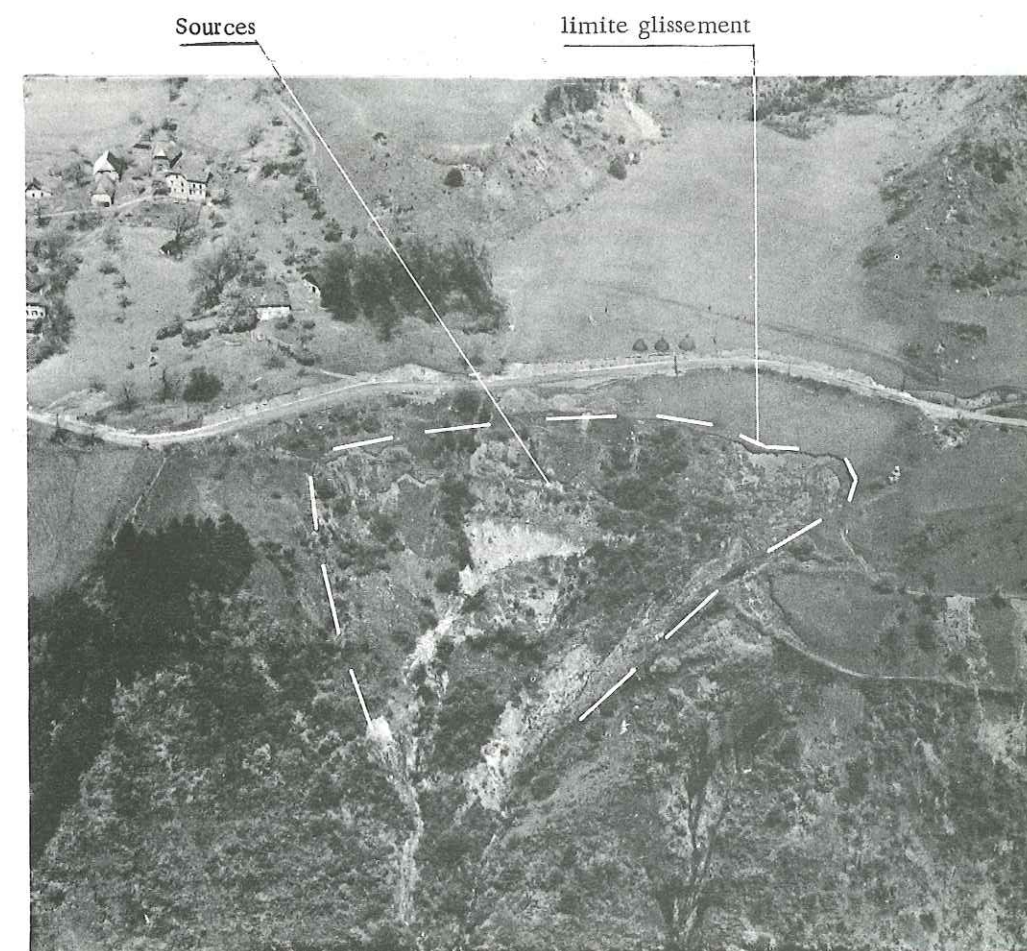


Photo n° 4 - Glissement du Vernay

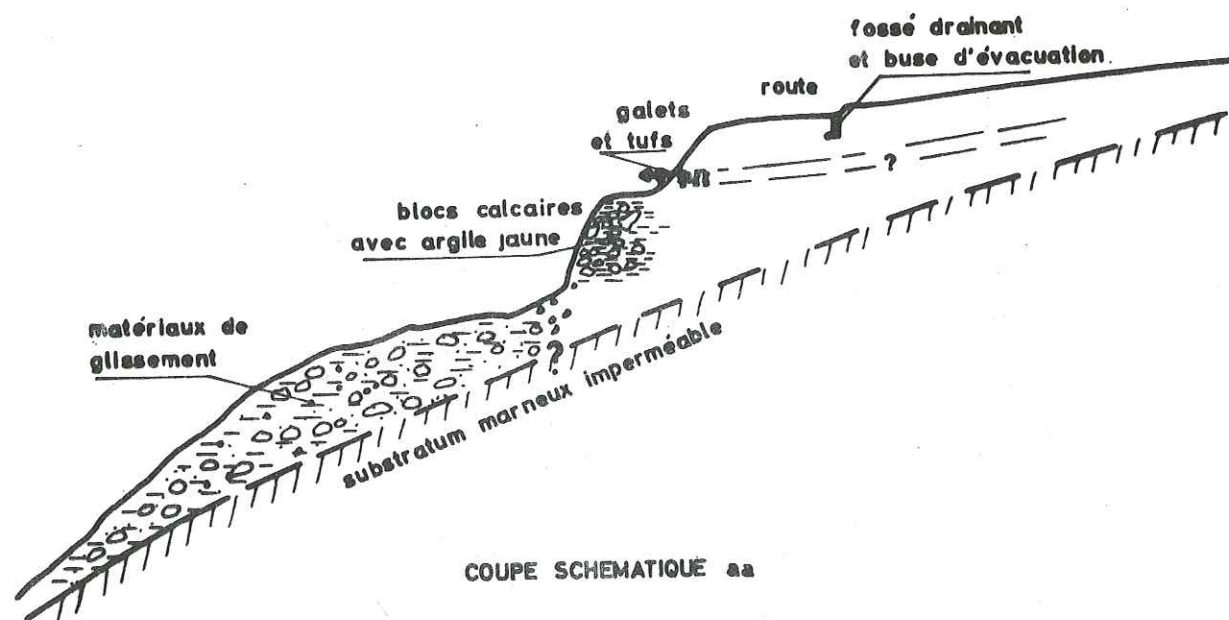
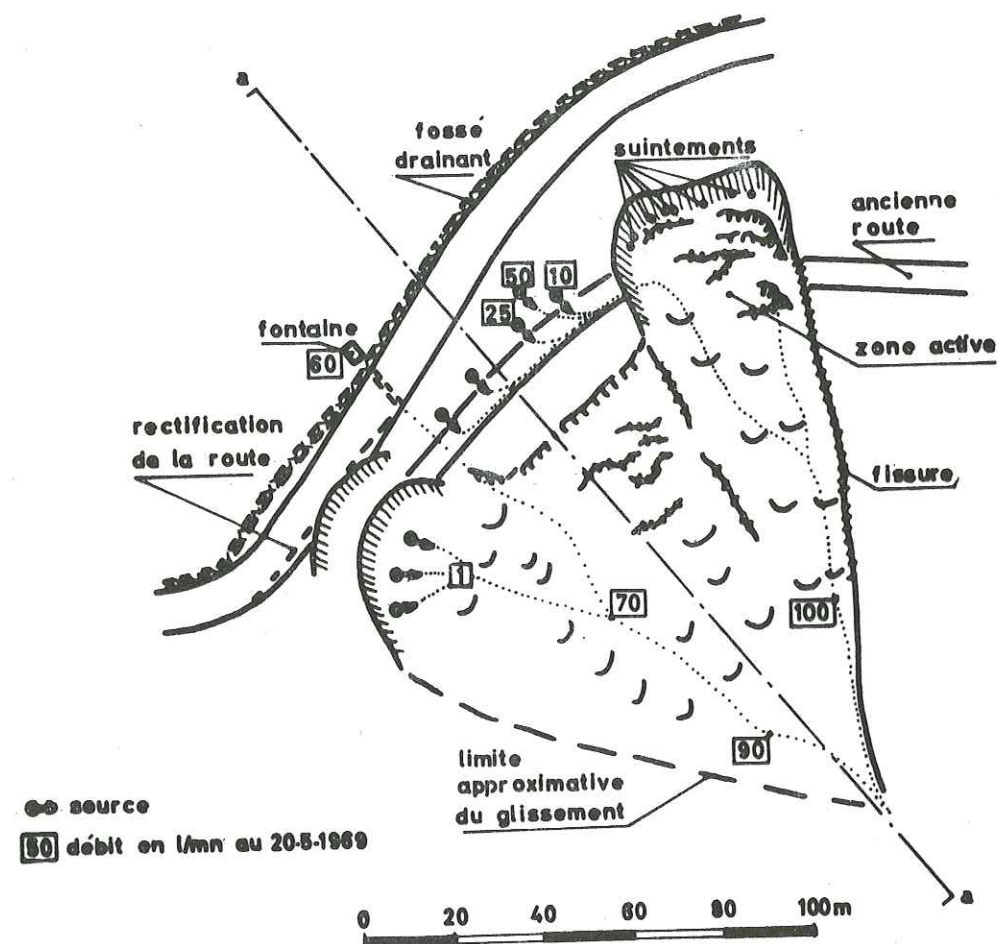


Figure 61 - Glissement du Vernay.

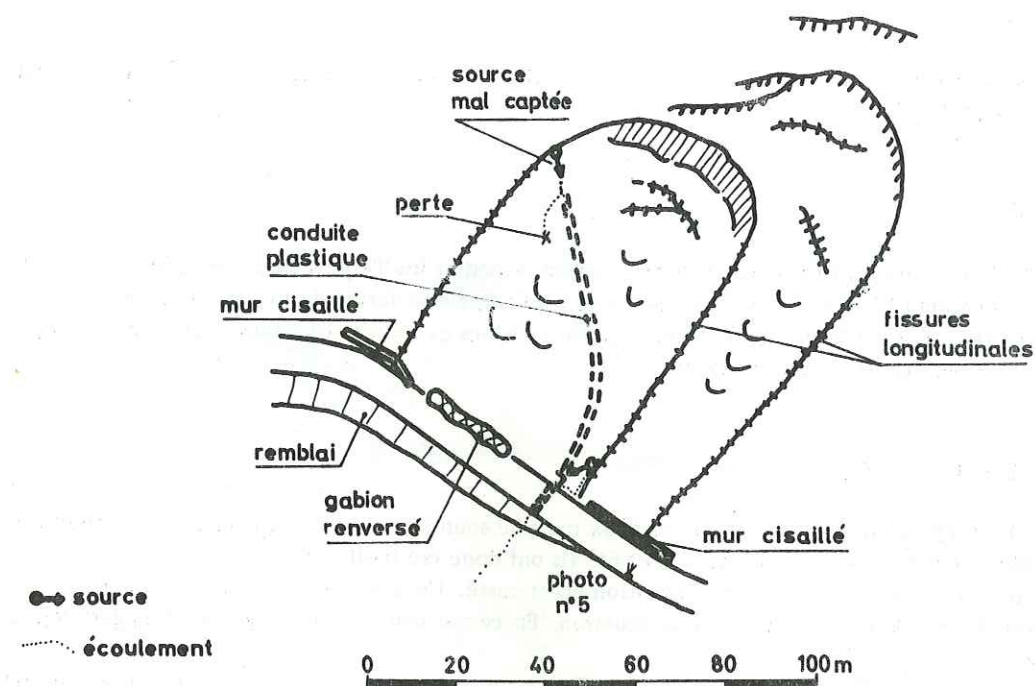


Figure 62 - Schéma de la coulée (3).

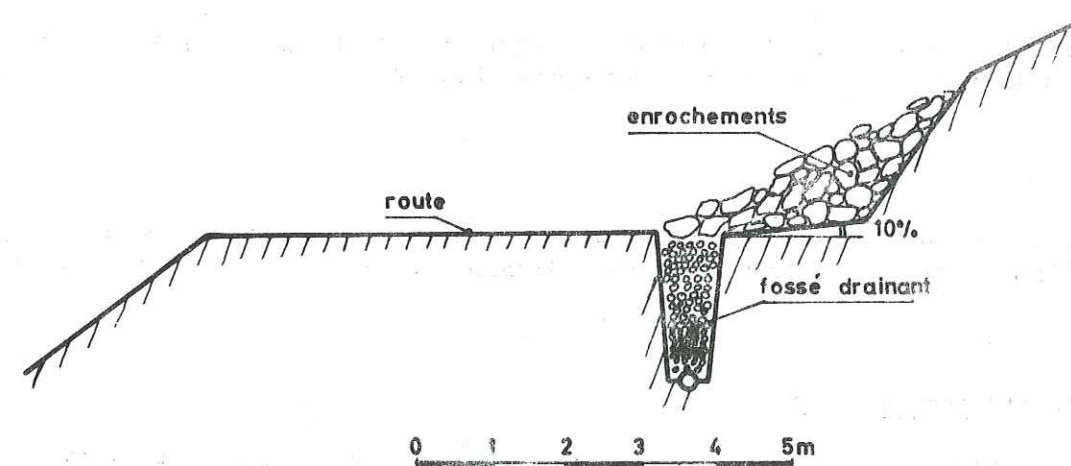


Figure 63 - Proposition de travaux pour la coulée (3).

5) COULEE DU BOULON

La route traverse ici sur 75 m une petite coulée. Un gabion et des murs de soutènement mis en place ont été gravement endommagés (fig. 62).

5. 1 - Causes

On se trouve ici au voisinage d'une zone de faille faisant remonter les Terres Noires (voir coupe AA). On se trouve également à la bordure d'un des glissements anciens. Le bedrock est formé de marnes fissurées donnant des éboulis très argileux. Il vient s'y mêler une certaine quantité de blocs calcaires. Une source alimente cette coulée (d'autres alimentations souterraines peuvent exister).

5. 2 - Travaux effectués et proposés

Les gabions mis en place ont été renversés. Les deux murs de soutènement ont été cisailés au niveau des deux fissures longitudinales bordant la coulée (photos n° 5 et 6). Ils ont donc été inefficaces.

La source a été captée mais le conduit d'évacuation étant cassé, l'eau se réinfiltre dans le terrain.

Il a été proposé de refaire le captage et son évacuation. En ce qui concerne la route, on a suggéré les opérations suivantes : (fig. 63) :

- creuser un fossé drainant profond de 2 m et le remplir de matériaux faisant filtre vis-à-vis du terrain ;
- supprimer au bulldozer les murs cassés et les gabions renversés ;
- effectuer sur 2 m un terrassement à 10 % et remplacer cette partie par un cordon d'enrochements poussés au bulldozer.

6) ARRACHEMENT DE REMBLAI (4)

Lors de fortes pluies en décembre 1968 le remblai a été emporté sur 10 m de long et 80 cm de large. Des sources situées sous le remblai menacent la route par leur érosion régressive (fig. 24).

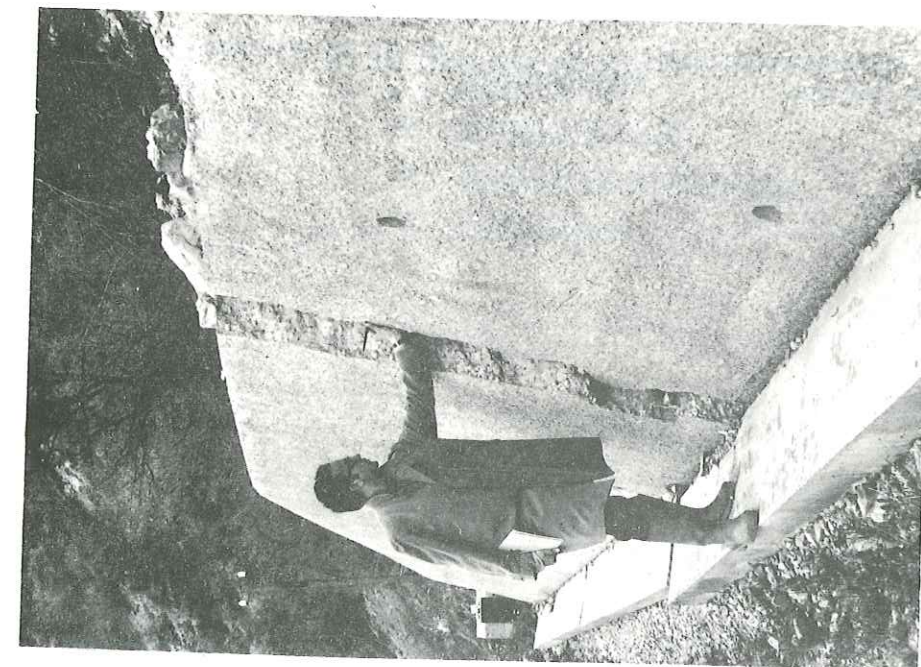
6. 1 - Causes

La cause de ce glissement est une modification de perméabilité due à la pose du remblai, ce qui a augmenté les pressions interstitielles à l'amont. Il faut noter que des drains subhorizontaux avaient été forés dans le talus au-dessus de la route.

6. 2 - Travaux effectués et proposés

On a pu élargir la route du côté amont en enlevant les gabions et en talutant à pente un peu plus forte ; il ne fallait évidemment pas replacer de remblai.

La seule solution envisagée a été de réaliser une plantation sur la zone de l'arrachement pour la stabiliser (il semble que l'on n'ait plus que de l'érosion régressive à présent). Cette plantation pourra être faite par le procédé qui consiste à ensemercer, recouvrir de paille, fixer par projection de bitume et grillage.



Photos n° 5 et 6 - Mur de soutènement cisailé du Boulon

7) REMARQUES ANNEXES

En plus des quatre cas envisagés ci-dessus, et qui constituent les problèmes majeurs de cette route, il faut remarquer un certain nombre de techniques de construction préjudiciables à la stabilité.

7. 1 - Caniveaux

Dans le cas présent on a réalisé les caniveaux et les buses à leur cote définitive et on a laissé la route non revêtue, si bien que la chaussée actuelle se trouve à 20 ou 30 cm sous ces caniveaux. Les caniveaux ne servent donc à rien et d'autre part les eaux de ruissellement courent sur la route, y créent des rigoles, et peuvent se réinfiltrer.

Il faudrait dans ce cas prévoir, en phase provisoire, de donner à la surface de la route une pente de 1 à 2 % vers l'aval de façon à évacuer rapidement les eaux de ruissellement. Sinon il faut réaliser un caniveau provisoire et évacuer l'eau par des rigoles obliques creusées dans la chaussée et bloquées par deux madriers.

7. 2 - Buses

Elles ne sont pas toujours prévues assez longues pour amener les eaux loin du remblai lorsqu'il existe. Souvent l'eau sort de la buse et humidifie la base du remblai ; ou bien elle stagne à la sortie de la buse car la pente du terrain naturel à cet endroit n'est pas suffisante.

Il faut prévoir une évacuation rapide des eaux au sortir de la buse sur 10 m environ.

Dans ce cas particulier, notre souci est d'éviter les techniques de construction défavorables à la stabilité et d'en promouvoir d'autres plus sûres.

CHAPITRE IX

ETUDE DU CAS DE MONTMELIAN (Savoie) - EXEMPLE DE TRAITEMENT

1. - INTRODUCTION
2. - RECONNAISSANCES
3. - TRAVAUX DE STABILISATION
4. - CONCLUSIONS

1) INTRODUCTION

La cas étudié concerne un problème de stabilité d'un talus haut d'une cinquantaine de mètres. Une route départementale le prend en écharpe à son tiers inférieur. En voulant agrandir l'emprise d'une zone sportive située au pied de ce talus, on a effectué des terrassements à 1/1 dans sa partie inférieure. Un glissement est survenu et a emporté la chaussée sur 10 m de long et 50 cm de large (photo n° 1).

Le problème consistait à stabiliser la pente pour préserver la route tout en terminant le talutage qui n'avait été effectué qu'à moitié. Pour cela la connaissance de la géométrie interne et des conditions hydrauliques du terrain était nécessaire. Des reconnaissances furent effectuées dans ce but.

2) RECONNAISSANCES

Elles comprennent des sondages équipés en piézomètres et des essais mécaniques sur échantillons non remaniés.

2. 1 - Conditions aux limites géométriques

6 sondages de reconnaissance furent effectués de juin à octobre 1968 et en janvier 1969. Ils sont implantés sur la figure 67. PZ₁, PZ₂, PZ₃ et PZ₄ sont équipés en piézomètres simples ou doubles W₁ est un sondage wagon-drill utilisé pour des essais pressiométriques. Ces sondages ont permis de distinguer les terrains suivants de bas en haut (fig. 64):

- des argiles grises à varves sableuses et passages sableux. Leurs caractéristiques sont les suivantes :

$$W_L = 30 \% \quad W_P = 17 \% \quad 18 \% < W < 20 \%$$

- des sables argileux contenant des graviers et galets de toutes natures. On y trouve également des passages de sables très humides.

Cette formation est hétérogène et sa structure lenticulaire empêche d'effectuer des corrélations entre les sondages d'où une certaine imprécision dans sa géométrie interne.

Les caractéristiques de la fraction silteuse et argileuse sont :

$$W_L = 18 \% \quad W_P = 11 \%$$

- une formation d'argile sableuse jaune à graviers et galets de toutes natures (argile à blocs).

Il est intéressant de noter que la surface de glissement a recoupé des terrains très différents. Elle n'est donc pas située dans un ensemble lithologique déterminé.

2. 2 - Conditions aux limites hydrauliques

De nombreux suintements ont été notés au voisinage de la plate-forme intermédiaire (fig. 64).

Les piézomètres ont permis de préciser les niveaux d'eau dans le sol. En effet, à cause de l'hétérogénéité de perméabilité des formations, la charge n'est pas identique en tous les points d'une même verticale.

Les piézomètres ont été mis en place pour vérifier également l'efficacité des drains.

La position du niveau d'eau au 30 octobre 1968, avant la réalisation des drains est portée sur la figure 64.

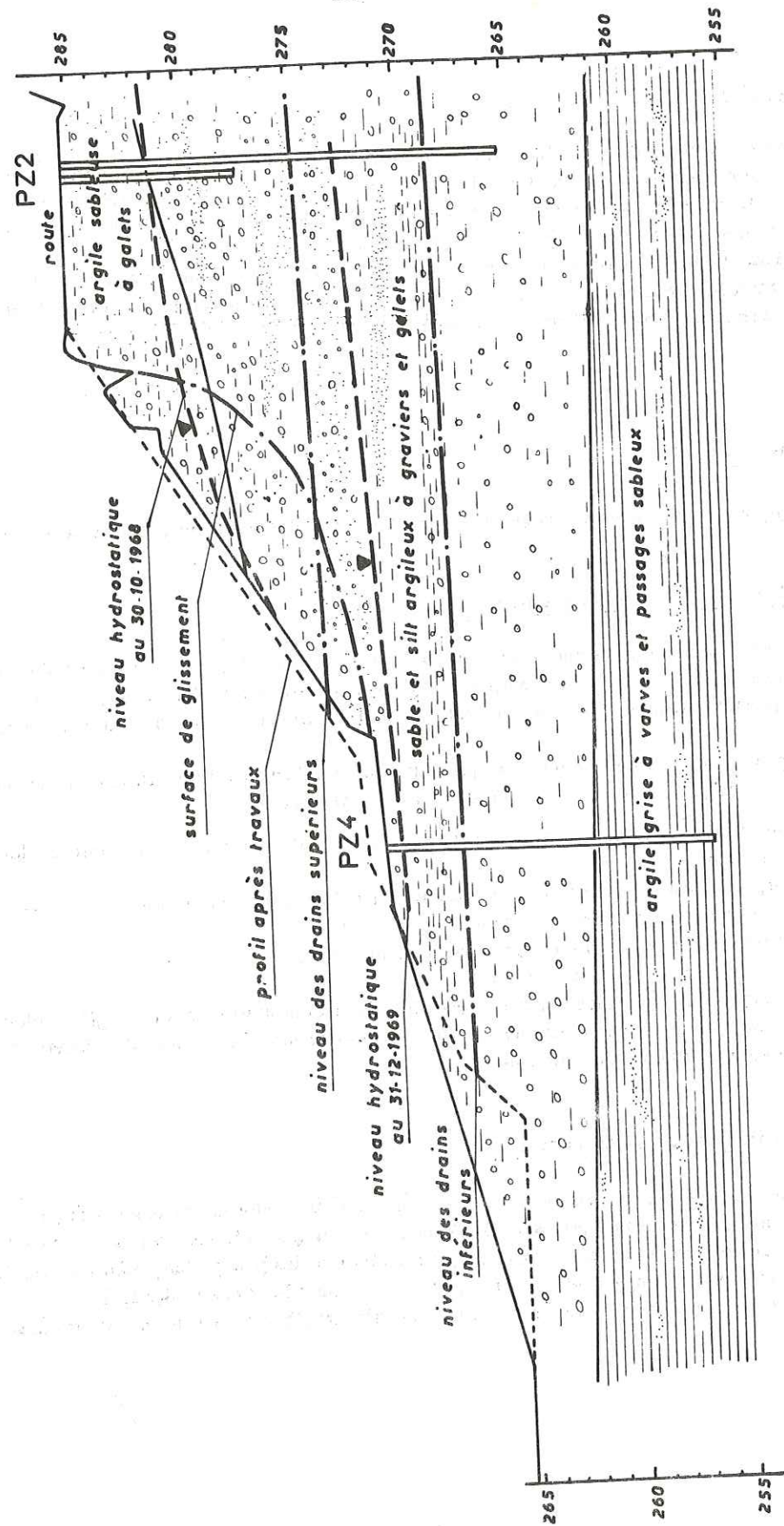


Figure 64 - Coupe géologique AA - Implantation des drains.

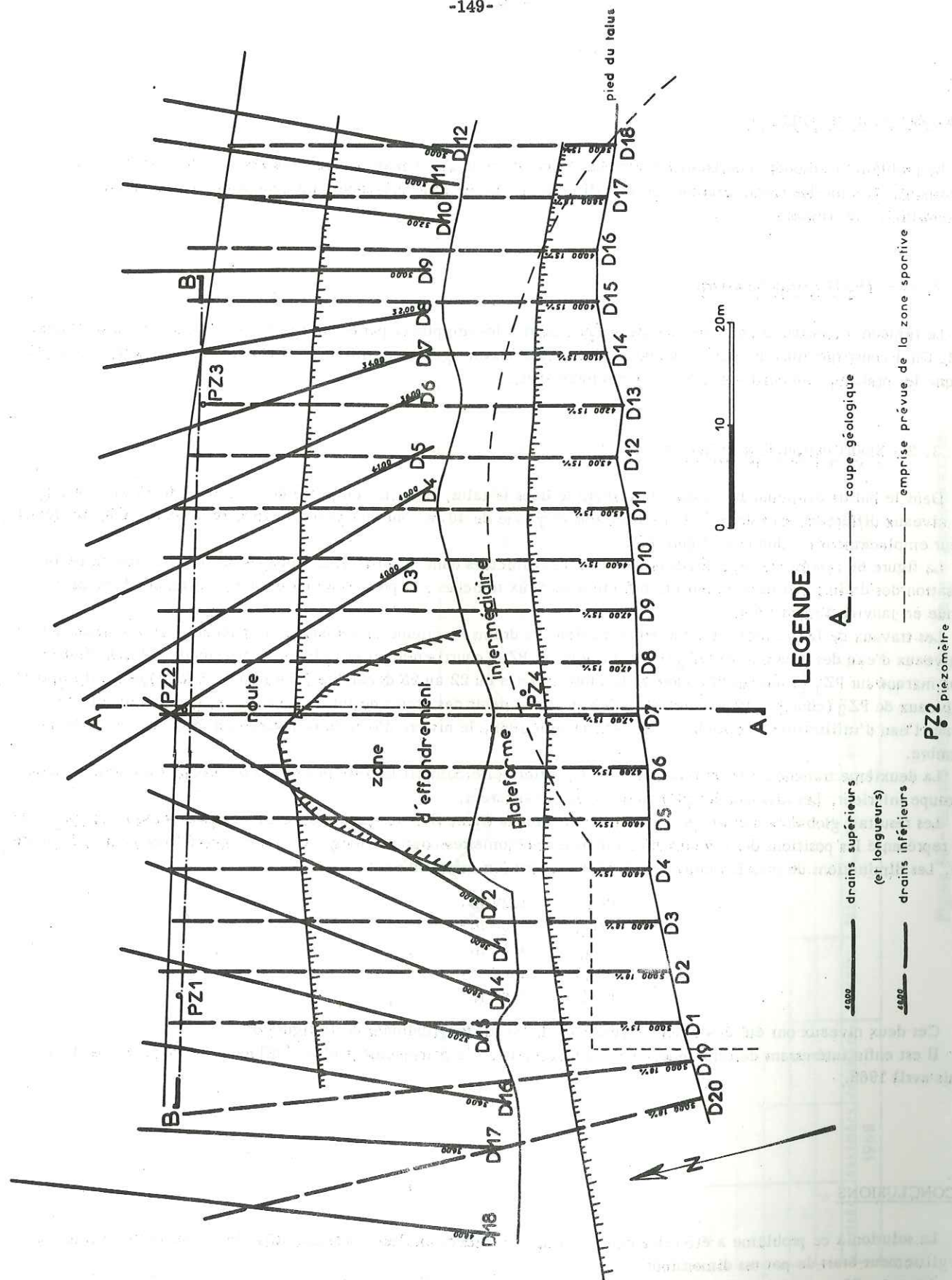


Figure 65 - Plan d'implantation des drains et des sondages.

3) TRAVAUX DE STABILISATION

Le problème à résoudre consistait à empêcher l'évolution du glissement et à se prémunir contre tout nouveau mouvement. Comme les causes étaient une modification de forme et la présence d'eau, on a agi simultanément sur ces conditions aux limites.

3. 1 - Modification de forme

Le remède a consisté à curer les matériaux glissés et à les remplacer par 3 000 tonnes de graviers et sables talutés à 3/2. On a constitué ainsi une surcharge de pied de talus faisant également office de filtre vis-à-vis du terrain (c'est-à-dire que les pressions interstitielles n'en sont pas modifiées).

3. 2 - Modification de pression interstitielle

Dans le but de diminuer la pression interstitielle dans le talus, on a mis en place deux groupes de 17 et 20 drains à deux niveaux différents. Ces drains, d'une longueur moyenne de 40 m, ont une pente de 15 à 20 % vers l'aval. Le détail de leur emplacement est donné en figure 65.

La figure 66 représente les relevés piézométriques effectués dans les différents sondages au fur et à mesure de la réalisation des drains. Les travaux ont été effectués en deux tranches : la première en octobre - novembre 1968 et la seconde en janvier à mars 1969.

Les travaux de la première tranche comprenaient 13 drains du groupe supérieur. L'effet produit fut une baisse de 4 m des niveaux d'eau des piézomètres PZ₂ (court et long) et PZ₃ (court) en dépit des pluies de novembre 1968. L'effet fut moins marqué sur PZ₁ et nul sur PZ₃ (long). Les fortes pluies du 22 au 25 décembre (170 mm en 4 jours) ont fait remonter les niveaux de PZ₂ (court) et PZ₃ (court) de 4 à 5 m car le débit des drains ne fut pas suffisant momentanément pour évacuer l'eau d'infiltration. Cependant, dès le 2 janvier 1969, le niveau d'eau était descendu à sa cote d'avant le 23 décembre.

La deuxième tranche de travaux débuta le 17 janvier. Elle comprit le reste des drains du groupe supérieur et ceux du groupe inférieur. Les niveaux des piézomètres longs baissèrent.

Les résultats globaux du drainage sont représentés sur la figure 67. Sur cette coupe transversale selon PZ₁, PZ₂, PZ₃ on a représenté les positions des niveaux d'eau dans les piézomètres courts et longs au 30 octobre 1968 et au 31 décembre 1969. Les diminutions de pression entre ces deux dates sont (en mètres d'eau) :

PZ ₁	4,30 m
PZ _{2c}	3,90 m
PZ _{2l}	8,10 m
PZ _{3c}	4,30 m
PZ _{4c}	4,00 m

Ces deux niveaux ont été également reportés sur la coupe longitudinale de la figure 64.

Il est enfin intéressant de remarquer que la pluviométrie n'a pratiquement plus d'influence sur les niveaux d'eau depuis avril 1969.

4) CONCLUSIONS

La solution à ce problème a été relativement simple à trouver et s'est avérée être efficace, pour plusieurs raisons :

- le glissement était de petites dimensions
- longueur 20 m environ, largeur 20 m environ, volume 1 500 m³ ;

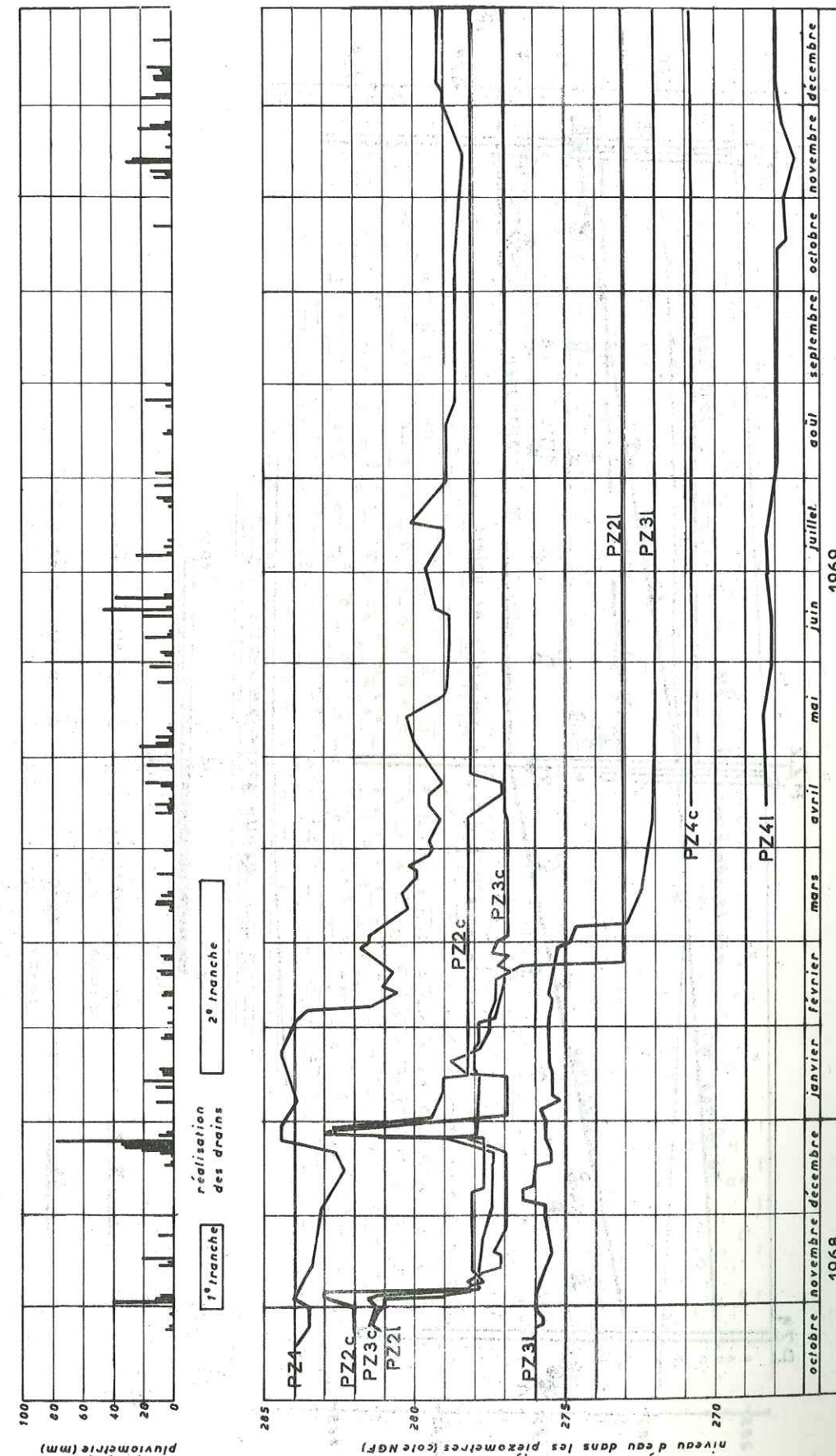


Figure 66 - Relevés piézométriques - Relevés pluviométriques.

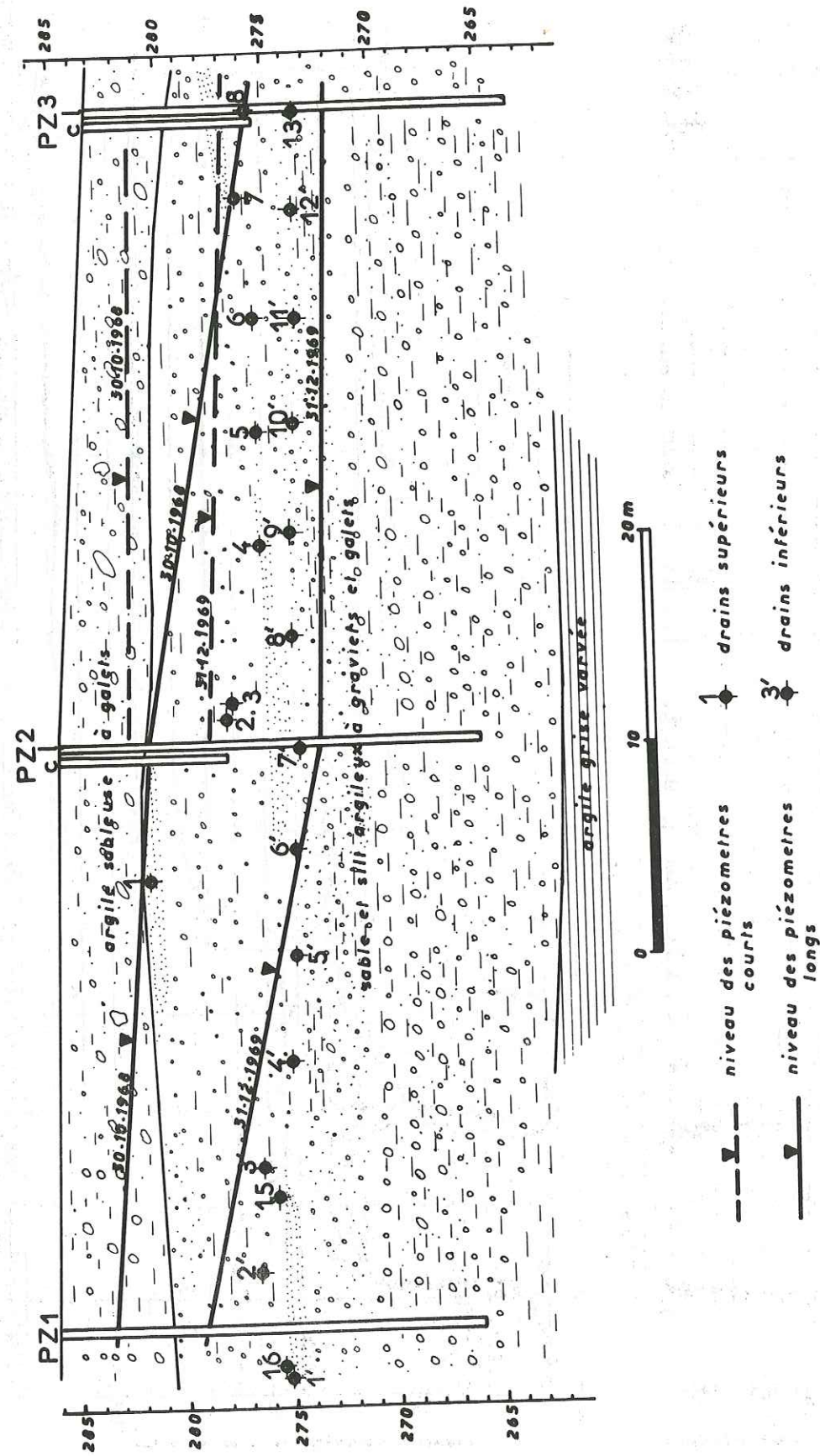


Figure 67 - Coupe géologique BB - Niveaux d'eau au 30-10-1968 et 31-12-1969.

- ses causes pouvaient se ramener d'une part au talutage à 1/1 et d'autre part, à la présence de niveaux d'eau dans des terrains hétérogènes formés d'argile à blocs, de sables argileux à graviers et galets et de sables.

Il a donc suffi d'agir sur les conditions aux limites géométriques et hydrauliques.

CONCLUSIONS GENERALES

Au terme de cette étude nous pouvons dresser un bilan des points que nous avons établis et qui nous paraissent importants.

Tout d'abord nous avons voulu poser le problème des mouvements de terrains en termes de recherche appliquée. Au-delà de toute considération théorique nous avons cherché à répondre aux questions concernant la prévision et l'estimation du danger. Pour cela, nous avons choisi d'aborder le problème avec une logique particulière qui est celle de la mécanique, la résolution s'en faisant alors par les méthodes spécifiques de la mécanique.

Ceci nous a amené en premier lieu à reconsidérer la classification des mouvements de terrains en fonction de critères géométriques (présence ou absence de zone de discontinuité cinématique, intensité de la déformation interne). Ces critères ont été choisis car ils permettent une classification selon le danger. Nous sommes arrivés à la conclusion que, à part le fauchage, tous les mouvements présentent une discontinuité cinématique. La distinction se fait alors sur l'intensité de la déformation interne. C'est donc une certaine simplification de la classification qui est apportée ici.

Puisque nous traitons le problème des glissements de terrains comme un problème de mécanique, nous avons rappelé quelles étaient les relations qui définissaient ce problème, en montrant pour chacune d'elles à quelles réalités géologiques elles correspondaient.

C'est ainsi que :

- Les lois générales traduisant l'équilibre font intervenir des grandeurs comme la pesanteur $\rho \cdot g$, laquelle n'est pas toujours une constante.

- La loi rhéologique propre à chaque matériau est une relation entre les contraintes, les déformations et leurs dérivées en fonction du temps, la température... Ces lois rhéologiques étant très diverses, il nous a paru utile d'insister sur quelques caractères importants permettant de différencier les comportements des matériaux. Ces caractères sont la fragilité, la visco-plasticité, la variation de cohésion en fonction de la teneur en eau. Rappelons que la distinction entre matériaux fragiles et non fragiles est capitale lorsqu'il s'agit d'apprécier le danger. Les matériaux fragiles, c'est-à-dire ceux qui se trouvent actuellement soumis à une contrainte moyenne beaucoup plus faible que celle qu'ils ont subie lors de leur consolidation, donnent lieu à des diminutions brutales de résistance, lors de leur déformation. Ceci peut entraîner des glissements dangereux.

- Enfin les conditions aux limites permettant de déterminer la solution unique font intervenir la forme de la surface topographique, la position de la surface de glissement, la répartition des surcharges sur la surface topographique et la distribution des pressions interstitielles dans tout le massif.

Dans la suite logique des méthodes de la mécanique, l'ensemble de ces données doit permettre de calculer l'état de contrainte en tout point du massif et d'aboutir ainsi à un calcul de stabilité. Mais comme l'intégration des équations différentielles correspondantes est impossible analytiquement, sauf dans des cas très simples (comme celui du massif semi-infini que nous avons traité), on doit formuler un certain nombre d'hypothèses sur la répartition des contraintes de manière à rendre le calcul possible. On aboutit ainsi aux diverses méthodes de calcul de stabilité des talus.

Remarquons qu'une voie a été ouverte dans l'intégration des équations par l'utilisation des ordinateurs : des recherches sont en cours au Laboratoire de Géotechnique sur le calcul de la distribution des contraintes par la méthode des éléments finis. Des résultats ont déjà été obtenus par M. BOULON.

Après cette présentation générale de la méthode, nous avons étudié les causes des mouvements de terrains en les considérant comme des modifications des paramètres intervenant dans l'un des trois types de relations définies plus haut. Nous avons eu ainsi le souci de classer ces causes de manière rationnelle pour éviter les répétitions.

C'est ainsi que nous avons distingué :

- les modifications de la loi rhéologique dues aux grandes déformations, à l'alternance gel-dégel, aux variations de teneur en eau, à l'altération des matériaux;

- les modifications des conditions aux limites (surcharges sur les pentes, entailles en pied de talus, augmentation des pressions interstitielles). L'expérience montre que cette dernière cause est la plus fréquemment rencontrée et c'est une des plus économiques à modifier par drainage pour améliorer la stabilité.

Les remèdes consistent en effet à modifier les paramètres dans le sens inverse de celui qui produit le mouvement. On agit surtout sur les conditions aux limites :

- mise en place de surcharges en pied de talus,
- adoucissement des pentes,
- drainage par drains subhorizontaux ou puits.

Nous avons ensuite traité des moyens dont on disposait pour préciser les données du problème. Ont été successivement examinées les méthodes d'investigation pour obtenir la géométrie interne des matériaux, la position de la surface de glissement, les pressions interstitielles dans le massif, la loi rhéologique et les déplacements en fonction du temps. Nous avons spécialement insisté sur ce dernier paragraphe : d'une part les déplacements sont assez aisés à mesurer, et d'autre part leur vitesse a une certaine influence sur la loi rhéologique. Mais surtout l'intérêt de ces mesures de déplacements est de pouvoir délimiter la zone en mouvement (donc de circonscrire le danger) et d'effectuer des corrélations avec d'autres facteurs en vue de prévoir une éventuelle rupture.

En effet, nous n'avons pas voulu perdre de vue le but fixé initialement, qui est de pouvoir répondre aux questions concernant la prévision et l'estimation du danger. L'estimation du danger comprend le volume et la vitesse de chute. Elle nécessite la connaissance de la position de la surface de glissement, de la répartition des pressions interstitielles sur cette surface et de la loi rhéologique du matériau pour différentes vitesses. La prévision demande qu'on ait établi un critère de danger. Celui que nous avons proposé est le suivant : est dangereuse toute accélération ne correspondant pas à un changement des conditions aux limites tendant à augmenter la sollicitation.

L'application pratique de cette méthode nécessite des aménagements selon les cas, mais il nous semble que les études effectuées sur un site de glissement doivent être exploitées de telle sorte que l'on puisse aboutir à une prévision du danger. Nous avons appliqué le critère défini plus haut, au cas de Vajont-Longarone (voir p. 82) et montré qu'il se traduisait par un changement de concavité dans la courbe des déplacements en fonction de la cote du plan d'eau, changement de concavité qui se remarquait quelques jours avant l'accident (fig. 50).

Dans le cas de G. L... nous essayons de mener les études de la manière la plus logique et en suivant l'idée directrice de cette thèse. C'est ainsi que nous avons été amenés :

- à définir la géométrie interne des matériaux (sondages) ;
- à déterminer la position de la surface de glissement (tubes de déformation - vecteurs vitesse) ;
- à limiter la zone en mouvement (mesures de déplacements).

Nous avons ainsi réussi à évaluer les risques de chute en volume et à prouver que l'établissement de la retenue n'avait aucune relation avec le glissement. Nous savons actuellement que les variations de pression interstitielle sont à l'origine des variations de vitesse de mouvement. Nous n'avons pas encore résolu le problème de la prévision du danger. B. BOUCEK, qui a fait des études sur des glissements dans les argiles, poursuit actuellement des recherches (en complément de celles déjà effectuées) sur la détermination de la loi rhéologique et sur le calcul de la vitesse de chute. La comparaison entre résultats de laboratoire et observations sur le terrain doit permettre de déterminer le danger.

Quant à la stabilisation d'un tel glissement, il semble qu'elle ne pourrait être tentée que par des drainages gravitaires de l'argile. Les drainages superficiels semblent avoir été inefficaces jusqu'à présent.

Remarquons que nous avons suivi ici une méthode adaptée aux conditions particulières : matériau argileux en phase visco-plastique avec pressions interstitielles variables. Pour d'autres cas elle aurait été sans doute différente. Notons également que cet exemple permet d'illustrer la méthode d'étude de façon relativement complète, car les questions qui nous étaient posées ont nécessité la connaissance de nombreux paramètres.

Il faut admettre que dans certains cas, soit on ne pourra pas, faute de moyens, entreprendre toutes les investigations décrites, soit on n'utilisera qu'un certain nombre d'entre elles pour résoudre le problème posé. Supposons, par exemple, qu'on soit confronté à un glissement analogue à celui de G. L... où il faudrait préciser les risques de chute et la manière de les prévoir, et que l'on n'ait pas les moyens de faire toutes les études. Nous pensons qu'il faut, avant tout, mesurer les déplacements du terrain. Ceci permettra d'une part de délimiter en surface la zone en mouvement et d'autre part de déceler les accélérations anormales.

Au contraire, s'il s'agit de petits glissements où l'on recherche avant tout la stabilisation, il faut d'abord déterminer les causes de façon à choisir les remèdes en conséquence. L'exemple de Montmélian illustre très bien ceci : on a trouvé une solution au problème car les causes étaient relativement simples, mais on ignore la loi rhéologique par exemple.

Ajoutons enfin qu'il faut reconnaître notre incapacité de préciser un certain nombre de points, lesquels ont été volontairement passés sous silence dans ce travail.

Tout d'abord on ne peut dire à partir de quel moment une augmentation de sollicitation peut devenir néfaste.

Ensuite, bien que des recherches soient en cours à ce sujet, on est encore à présent pratiquement incapable de calculer les vitesses atteintes par les matériaux en cas de rupture. En effet, les propriétés mécaniques ne sont pas identiques en même temps en tous les points de la surface de glissement, à cause du phénomène de rupture progressive. Pratiquement, on se borne à donner une limite supérieure de la vitesse de façon à envisager les dégâts les plus importants.

Enfin, le paramètre qui nous semble le plus imprécis est la loi rhéologique. Si pour les sables et les argiles on commence à bien connaître les comportements (bien que les argiles présentent des lois assez complexes), on n'est pas encore en mesure de le faire pour les enrochements, les matériaux du type moraine (argile sableuse à galets, graviers et blocs) ou pour les massifs rocheux fracturés. Il est évident que cela retardera d'autant les progrès dans le domaine des calculs de stabilité de ces matériaux.

BIBLIOGRAPHIE

- ANDERSEN (A.) ; BJERRUM (L.), 1968. - Slides in subaqueous slopes in loose sand and silt. Norges geotek. Inst., Publ. 81.
- AUDEBAUD (E.), 1963. - Structure de la bordure orientale du Vercors entre les Deux Sœurs, le col de l'Arzelier et Clelles. D.E.S., Fac. Sciences, Grenoble.
- BARBIER (R.), 1953. - Une curieuse forme d'érosion : les entonnoirs d'ablation. Trav. Lab. Geol. Fac. Sci., Grenoble t. 30, p. 183-188.
- BELOT (A.), 1964. - Propriétés mécaniques sous fortes pressions d'un sable gréseux et d'un sable sans cohésion. Thèse 3e cycle, Fac. Sci., Grenoble.
- BIAREZ (J.), BELLIER (J.), 1969. - Fragilité d'une argile étudiée à l'appareil triaxial. C.R. Acad. Sci., Fr., t. 269, n° 10, p. 409-412.
- BIAREZ (J.), BOUCEK (B.), BOULON (M.), et al., 1969. - Etude des problèmes posés par les mouvements de terrains. Laboratoire de Géotechnique (Inédit).
- BIAREZ (J.), MASCARELLI (J.-P.), DESVARREUX (P.), 1967. - Amélioration des propriétés mécaniques des sols de zéro à -180°C. C. R. Acad. Sci. Fr., t. 264 n° 23, p. 1027-1028.
- BJERRUM (L.), 1968. - Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales. Norges geotek. Inst., Publ. 77.
- BJERRUM (L.), JØRSTAD (F.A.), 1968. - Stability of rock slopes in Norway. Norges geotek. Inst., Publ. 79.
- BOMBARD (J.-P.), 1968. - Une approche des problèmes posés par l'étude des mouvements de terrains. Essai méthodologique. Thèse 3e cycle. Fac. Sci. Grenoble.
- CALOI (P.), SPADEA (M.), 1960. - Série d'expériences géosismiques effectuées sur la rive gauche en amont du barrage du Vajont. (Inédit).
- CALOI (P.), SPADEA (M.), 1961. - Etude géosismique effectuée en décembre 1960 à l'amont du barrage du Vajont et sur la rive gauche (Inédit).
- CANTRELL (J.), 1964. - Infrared geology. Photogramm. engng. U.S.A., t. 30, p. 916-922.
- CARLONI (C.), MAZZANTI (R.), 1964. - Rilevamento geologico della frana del Vajont. G. Geol., Ital. 32 n° 1, p. 105-138.
- CIABATTI (M.), 1964. - La dinamica della frana del Vajont. G. Geol., Ital., 32 n° 1, p. 139-154.
- DEBELMAS (J.), GOGUEL (J.), 1954. - Sur la tectonique de la bordure orientale du Vercors, entre Vif et Gresse. Trav. Lab. Geol. Fac. Sci. Grenoble, t. 32, p. 35-40.
- DERVIEUX (M.F.), 1950. - Problèmes particuliers de mécanique des sols en Algérie. Ann. Inst. Tech. Bâtim. Trav. publics Fr. s^{on}. Sols et fondations n° 3.
- DESVARREUX (P.), 1967. - Propriétés mécaniques des sols aux très basses températures. Projet de fin d'études, Ecole Centrale des Arts et Manufactures. (Inédit).
- GIGNOUX (M.), BARBIER (R.), 1955. - Géologie des barrages et des aménagements hydrauliques (pp. 73-93), Masson, (Paris).
- GIUDICI (E.), SEMENZA (E.), 1960. - Studio geologico del serbatoio del Vajont. (Inédit).
- GRECO (J.), 1966. - L'érosion, la défense et la restauration des sols, le reboisement en Algérie. Ministère de l'Agriculture et de la réforme agraire. Alger.
- GUY (M.), 1969. - La détection à distance. Progrès récents de la photogéologie. Ann. Mines, Fr., (février 69), p. 29-72.

- HAEFELI (R.), 1967. - Zum progressivem Bruch in Schnee, Boden, Fels und Eis. Felsmech. u. Ing. - Geol., Osterr. 5 n° 1, p. 17-37.
- HILL (R.A.), 1934. - Clay stratum dried out to prevent landslide. Civ. Engng. U.S.A., 4, p. 403-407.
- HUTCHINSON (J.N.), 1969. - voir SKEMPTON (A.W.), HUTCHINSON (J.N.), 1969.
- IVES (R.L.), 1941. - Vegetative indicators of solifluxion. Journal of geomorphology, 4, p. 128-132.
- KARMAN (Th. von), 1956. - Collected works of Theodore von KARMAN, vol. 1 (1902-1913). London, Butterworths Scientific Publications
- KENNEY (T.C.), 1967. - Stability of the Vajont-valley slope. Felsmech. u. Ing. - Geol., Osterr., 5 n° 1, p. 10-16.
- KOBOLD (F.), 1968. - Méthodes géodésiques pour la détermination des mouvements de roches ou de terrain dans les zones de glissement. Hoch und Tiefbau, Zürich, n° 42.
- KRSMANOVIC (D.), 1967. - Initial and residual shear strength of hard rocks. Géotechnique, G.B., 17 n° 2, p. 145-160.
- LATTMAN (L.H.), 1963. - Geologic interpretation of airborne infrared imagery. Photogramm. Engng. U.S.A., 29 n° 1, p. 83-87.
- LERICI, 1965. - Mesure di velocita delle onde elastiche longitudinali nel bacino del Vajont. (Inédit).
- MARTINIS (B.), 1964. - Stratigrafia della valle del Vajont. Servizio geologico di rilevamento. (Inédit).
- MENCL (V.), 1966. - Mechanics of landslide with non circular slip surfaces with special reference to the Vajont-slide. Geotechnique, G.B., 16, n° 4.
- MORET (L.), 1943. - Les conditions géologiques des glissements de terrains de Bellevaux (Haute-Savoie). Trav. Lab. Geol. Fac. Sci. Grenoble, t. 24, p. 27-32.
- MORET (L.), 1945. - Les éboulements de terrains en montagne. Ed. Revue des Alpes.
- MUDGE (M.R.), 1965. - Rockfall avalanche and rockslide avalanche deposits at Sawtooth Ridge, Montana. Geol. Soc. Amer., Bull., 76 n° 9, p. 1003-1014.
- MULLER (L.), 1961. - 15 e rapport géologique effectué pour la S.A.D.E.
- PALMER (L.A.), THOMSON (J.B.), YEOMANS (C.M.), 1950. - The control of a landslide by subsurface drainage. Highway Res. Board Bull., U.S.A., 30, p. 503-508.
- PECK (R.B.), DEERE (D.U.), 1960. - Investigation of landslides for planning remedial measures. Amer. Railway Engng. Ass., Bull., 61 n° 556, p. 670-677.
- S. A. D. E., 1963. - Controllo degli spostamenti nella zona del Toc. (Inédit).
- SELLI (R.), TREVISAN (L.), 1964. - Caratteri e interpretazione della Frana del Vajont. G. Geol., Ital., 32 n° 1, p. 7-104.
- SEMENZA (E.), 1964. - Sintesi degli studi geologici sulla frana del Vajont. (Inédit).
- SKEMPTON (A.W.), 1964. - Long term stability of clay slopes. Geotechnique, G.B., 14 n° 2, p. 77-101.
- SKEMPTON (A.W.), HUTCHINSON (J.N.), 1969. - Stability of natural slopes and embankment foundations. Proc. Inter. Conf. Soils Mech. Found. Engng., Mexico. (State-of-the-art reports p. 291-335).
- SYMONS (I.F.), 1968. - The application of residual shear strength to the design of cuttings in overconsolidated fissured clays. Road Res., G.B. L R 227.
- TAKADA (Y.), 1968 a. - A geophysical study of landslide (Application of the electrical resistivity survey to landslides). Bull. Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., 18, part 2, n° 138.
- TAKADA (Y.), 1968 b. - A geophysical study of landslides (Mechanism of landslides). Bull. Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., 18, part 2, n° 138.
- TAZIEFF (H.), 1960. - A propos de la signification tectonique des importants glissements de terrains provoqués par le grand séisme du Chili de mai 1960. C.R. Acad. Sci. Fr., 251 n° 20, p. 2204-2206.
- TER-STEPANIAN (G.), 1963. - On the long term stability of slopes. Norges Geotek. Inst., Publ. 52, p. 1-14.
- TER-STEPANIAN (G.), 1965. - Über den Mechanismus des Hakenwerfens. Felsmech. u. Ing. - Geol., Osterr., 3, n° 2, p. 43-49.
- TERAGHI (K.), 1950. - Mechanism of landslides. In Applications of Geology to Engineering Practice, Berkeley volume Geol. Soc. Amer., p. 83-123.
- YAMAGUCHI (S.), TAKADA (Y.), TAKEUCHI (A.) et al., 1969. - Determination of the effectiveness of landslide preventive engineering works using the electrical resistivity method in the Kushibayashi landslide area. Bull. Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., 19, part 2, n° 156.

Vu,
Grenoble, le
Le Président de la thèse

R. BARBIER

Vu, et permis d'imprimer
Grenoble, le
Le Doyen de la Faculté des Sciences

E. BONNIER

BIBLIOTHÈQUE
P. ANTOINE