Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande

Band: 93 (1967)

Heft: 14

Artikel: Quelques données comparatives entre les résistances obtenues en laboratoire sur essais normaux et celles qui résuletent du calcul de stabilité d'un site

Autor: Bonnard, D.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-69081

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 15.07.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

93e année Lausanne, 15 juillet 1967 N° 14

BULLETIN TECHNIQUE DE LA SUISSE ROMANDE

Paraissant tous les 15 jours

ORGANE OFFICIEL
de la Société suisse des ingénieurs et des architectes
de la Société vaudoise des ingénieurs et des architectes (SVIA)
de la Section genevoise de la SIA
de l'Association des anciens élèves de l'EPUL (Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne)
et des Groupes romands des anciens élèves de l'EPF (Ecole polytechnique fédérale de Zurich)

COMITÉ DE PATRONAGE
Président: E. Martin, arch. à Genève
Vice-président: E. d'Okolski, arch. à Lausanne
Secrétaire: S. Rieben, ing. à Genève
Membres:
Fribourg: H. Gicot, ing.; M. Waeber, arch.
Genève: G. Bovet, ing.; Cl. Grosgurin, arch.; J.-C. Ott, ing.
Neuchâtel: J. Béguin, arch.; R. Guye, ing.
Valais: G. de Kalbermatten, ing.; D. Burgener, arch.
Vaud: A. Chevalley, ing.; A. Gardel, ing.; M. Renaud, ing.; J.-P. Vouga, arch.

CONSEIL D'ADMINISTRATION
de la Société anonyme du « Bulletin technique »
Président: D. Bonnard, ing.
Membres: Ed. Bourquin, ing.; G. Bovet, ing.; M. Bridel; J. Favre, arch.; A. Robert, ing.; J.-P. Stucky, ing.
Adresse: Avenue de la Gare 10, 1000 Lausanne

RÉDACTION
D. Bonnard, E. Schnitzler, S. Rieben, ingénieurs; M. Bevilacqua, architecte
Rédaction et Editions de la S.A. du « Bulletin technique »
Tirés à part, renseignements
Avenue de Cour 27, 1000 Lausanne

ABONNEMENTS

1 an	Suisse Fr. 40.—	Etranger Fr. 44.—
Sociétaires	» » 33.—	
Prix du numéro . . .	» » 2.—	» » 2.50

Chèques postaux: « Bulletin technique de la Suisse romande », N° 10 - 5775, Lausanne

Adresser toutes communications concernant abonnement, vente au numéro, changement d'adresse, expédition, etc., à: Imprimerie La Concorde, Terreaux 29, 1000 Lausanne

ANNONCES
Tarif des annonces:

1/1 page	Fr. 423.—
1/2 »	» 220.—
1/4 »	» 112.—
1/8 »	» 57.—

Adresse: Annonces Suisses S.A.
Place Bel-Air 2. Tél. (021) 22 33 26, 1000 Lausanne et succursales

SOMMAIRE

Quelques données comparatives entre les résistances obtenues en laboratoire sur essais normaux et celles qui résultent du calcul de stabilité d'un site, par D. Bonnard, professeur à l'Ecole polytechnique de Lausanne, et E. Recordon, chargé de cours.
Société suisse des ingénieurs et des architectes : Rapport présidentiel.
Bibliographie. — Société vaudoise des ingénieurs et des architectes. — Documentation générale. — Informations diverses.

QUELQUES DONNÉES COMPARATIVES ENTRE LES RÉSISTANCES OBTENUES EN LABORATOIRE SUR ESSAIS NORMAUX ET CELLES QUI RÉSULTENT DU CALCUL DE STABILITÉ D'UN SITE [1]

par D. BONNARD, professeur à l'Ecole polytechnique de Lausanne et E. RECORDON, chargé de cours.

I. Introduction

Ayant en main l'état descriptif donné par le géologue et les résultats de prospections par sondages, l'ingénieur géotechnicien prétend souvent pouvoir évaluer par le calcul la sécurité au glissement d'un site (flanc de coteau, talus, etc.). C'est dire qu'il croit disposer de méthodes lui permettant de comparer quantitativement les forces stabilisantes et celles tendant au mouvement, ce qui lui permet de définir la sécurité au glissement.

A examiner la chose de près, l'on doit bien convenir qu'une telle démarche, facilitée aujourd'hui en ce qui concerne les calculs eux-mêmes par les machines électroniques, n'a pas conduit en toutes circonstances à des certitudes et n'a souvent pas permis la prévision suffisamment exacte des phénomènes.

La raison, à notre avis essentielle, cause de ces déboires réside en la très grande difficulté qu'il y a à choisir les justes valeurs des coefficients caractérisant la résistance du sol, notamment celles de la cohésion et de l'angle de frottement interne.

C'est un leurre de penser que la détermination en laboratoire de ces coefficients sur quelques échantillons prélevés dans la zone du glissement présumée peut, dans la majorité des cas, par introduction simple et sans précaution de ces valeurs dans le calcul de stabilité, donner des résultats satisfaisants. De larges marges d'incertitudes subsistent généralement et notre propos sera d'exposer une méthode illustrée par quelques exemples, permettant de mieux encadrer le problème.

Nous serons amenés à comparer la valeur de la résistance au cisaillement, mesurée au laboratoire sur des échantillons non remaniés à la valeur de cette même

[1] Conférence donnée le 12 mai 1967 à Lausanne, devant les membres de la *Société suisse de mécanique des sols et de travaux de fondations.*

résistance, alors effective, obtenue par analyse de la stabilité de masses ayant donné lieu à des glissements.

Pour éviter tout malentendu, nous donnerons d'abord la description de la méthode de calcul adoptée pour la détermination de la résistance au cisaillement, c'est-à-dire des coefficients c et φ de masses terreuses ayant effectivement glissé (rappel d'une méthode classique), puis nous préciserons le mode de détermination des mêmes coefficients en laboratoire sur échantillons tels qu'adoptés dans les quatre exemples donnés à la présente communication.

En conclusion, fort de constatations faites sur les glissements étudiés, nous chercherons à indiquer l'ordre de grandeur des coefficients de réduction dont il faut affecter les grandeurs déterminées en laboratoire si l'on veut, par leur introduction dans le calcul, obtenir une juste prévision des phénomènes.

Nos conclusions cependant ne seront que provisoires et manqueront de généralité, la documentation utilisée étant forcément restreinte ; mais peut-être aurons-nous attiré votre attention sur un problème trop souvent négligé tout en vous montrant une méthode qui nous paraît utile pour l'aborder.

II. Rappel de la méthode de calcul par tranches, de Fellenius (fig. 1)

Cette méthode consiste à considérer le profil de la masse en glissement, dans son axe selon la ligne de plus grande pente et à négliger les effets de bords. La masse dont on étudie l'équilibre est donc une bande de 1 m de largeur dans le sens des courbes de niveau, limitée par deux profils identiques au profil de glissement.

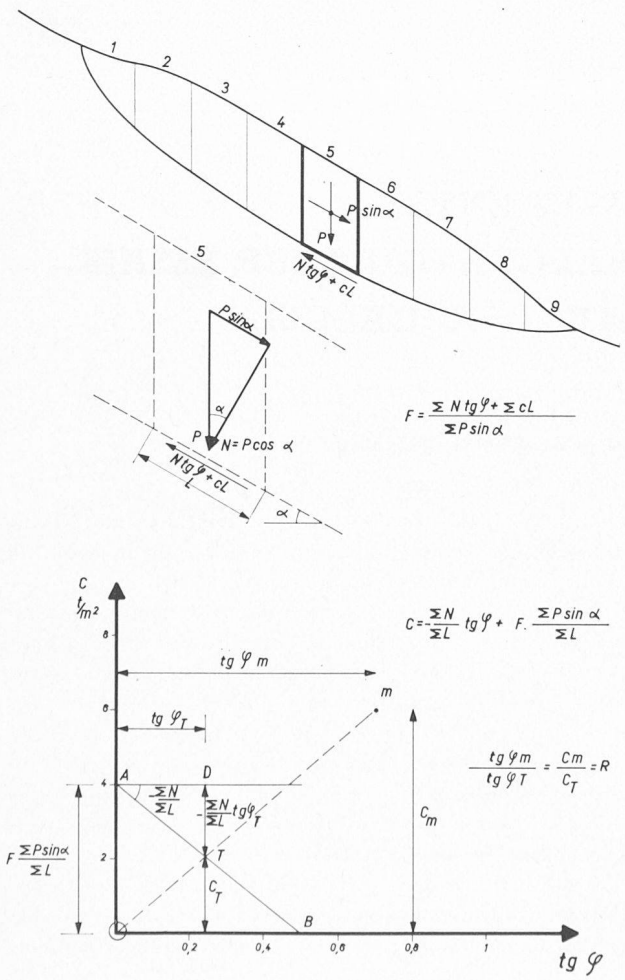

Fig. 1. — Méthode des tranches de Fellenius et graphique. $c = f\,(\mathrm{tg}\,\varphi)$.

Cette masse est divisée en éléments à parois latérales verticales, comme le montre la figure 1.

Appelons P le poids de l'un de ces éléments et L la longueur du plan de glissement au droit de cet élément. α est l'angle d'inclinaison moyen du plan de glissement.

Si c et φ sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement interne du sol, au niveau du plan de glissement (nous admettons qu'ils ne varient pas le long de cette surface), nous pouvons calculer pour chaque élément :

la force motrice $P \sin \alpha$;

la force résistante $N \,\mathrm{tg}\, \varphi + cL = P \cos \alpha \,\mathrm{tg}\, \varphi + cL$.

Nous négligeons dans ce calcul les efforts des tranches les unes sur les autres, dans les plans limites. Ce sont d'ailleurs en général des forces sensiblement égales et opposées, car les efforts de cisaillement restent très faibles si la masse en mouvement se déforme peu.

Pour l'ensemble de la masse en glissement, nous aurons :

Force motrice : $\Sigma P \sin \alpha$.

Force résistante : $\Sigma N \,\mathrm{tg}\, \varphi + \Sigma cL$.

Et le coefficient de sécurité au glissement sera :

$$F = \frac{\Sigma N \,\mathrm{tg}\, \varphi + \Sigma cL}{\Sigma P \sin \alpha.}$$

Remarque : $\mathrm{tg}\, \varphi$ et c étant constants pour tous les éléments peuvent être sortis des signes Σ.

L'équation précédente peut s'écrire :

$$c = -\frac{\Sigma N}{\Sigma L} \,\mathrm{tg}\, \varphi + F \frac{\Sigma P \sin \alpha}{\Sigma L}.$$

Dans un graphique en c et $\mathrm{tg}\, \varphi$, cette équation est celle d'une droite dont l'ordonnée à l'origine sera $F \dfrac{\Sigma P \sin \alpha}{\Sigma L}$ et le coefficient angulaire $-\dfrac{\Sigma N}{\Sigma L}$.

Chaque point de cette droite correspond à une valeur de $\mathrm{tg}\, \varphi$, donc de φ, et à une valeur de c pour laquelle la sécurité au glissement sera égale à F. Choisissons un point T quelconque sur cette droite ; on voit que son ordonnée est égale à la cohésion c et qu'en vertu de l'équation de la droite le segment TD représente le terme $-\dfrac{\Sigma N}{\Sigma L} \,\mathrm{tg}\, \varphi$, qui n'est autre que le terme $\sigma \,\mathrm{tg}\, \varphi$ de la loi de Coulomb.

L'ordonnée du point T représente donc la résistance au cisaillement par cohésion, le segment TD la résistance au cisaillement par frottement, et pour n'importe quel point T de la droite la somme de ces termes $c + \overline{TD}$ doit être égale à la force motrice $\dfrac{\Sigma P \sin \alpha}{\Sigma L}$, multipliée par le coefficient de sécurité F.

Remarquons que le coefficient angulaire de cette droite $-\dfrac{\Sigma N}{\Sigma L}$ ne dépend pas de F, le facteur de sécurité.

Celui-ci n'intervient que dans l'ordonnée à l'origine $F \cdot \frac{\Sigma P \sin \alpha}{\Sigma L}$. Cela signifie que si l'on donne diverses valeurs à F, par exemple 1, 1,5, 2, 3, 4, on obtient une famille de droites parallèles et l'une d'entre elles, celle qui correspond à $F = 1$, se trouve le plus près de l'origine, puisque son ordonnée à l'origine est la plus petite. Cette droite-là représente la résistance au cisaillement limite qui existe au moment du glissement.

Il est possible de reporter aussi sur le même graphique les valeurs de tg φ et c résultats d'essais de laboratoire, ce qui donne un point m, et de mesurer directement le rapport $R = \frac{\text{tg } \varphi m}{\text{tg } \varphi T}$ qui est égal au rapport $\frac{c_m}{c_T}$ si l'on a soin de choisir le point T sur la droite Om joignant m à l'origine.

Si la droite AB est celle qui correspond au coefficient de sécurité $F = 1$, le rapport $R = \frac{\text{tg } \varphi m}{\text{tg } \varphi T} = \frac{cm}{c_T}$ est celui par lequel il faut diviser les valeurs données par l'essai de laboratoire pour tomber sur les valeurs de φ et c correspondant à l'équilibre limite du glissement.

III. Prélèvement des échantillons et mode de détermination de la résistance au cisaillement du sol en laboratoire

Lorsqu'on étudie un glissement, on exécute toujours des sondages pour déterminer le profil de la surface de glissement. On prélève aussi des échantillons non dérangés à différents niveaux, mais il est particulièrement difficile, lors de l'exécution d'un forage, de prélever un échantillon dans le plan de glissement ; de plus, l'épaisseur de la couche dans laquelle se produisent les cisaillements maximums est souvent très faible, sa position n'apparaît en général pas très clairement dans la série des carottes extraites du forage.

Pratiquement, on ne peut donc étudier que des échantillons prélevés au voisinage plus ou moins immédiat de cette surface dans la masse en mouvement ou au-dessous. Il est rare que les échantillons examinés en laboratoire soient vraiment représentatifs du sol ayant été, ou devant être, le siège de la rupture par cisaillement dans la nature.

D'autre part, la résistance au cisaillement peut être étudiée à l'aide de divers essais de laboratoire : essais triaxiaux, essais de cisaillement direct ou essais de torsion. En outre la résistance au cisaillement mesurée en laboratoire dépend des pressions neutres (pressions interstitielles) qui apparaissent parfois au cours de l'essai. On aura donc comme résultat de l'essai des valeurs de l'angle de frottement interne et de la cohésion qui varieront dans une très large mesure suivant le type d'essai adopté. Il en résulte que le coefficient de réduction R, par lequel il faut diviser les valeurs de tg φ et c, résultant des essais de laboratoire pour obtenir les valeurs à introduire dans les calculs, et correspondant à l'équilibre limite, dépend lui aussi du type d'essai que l'on fait en laboratoire.

Les essais dont nous présentons les résultats dans cet exposé sont tous des essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande ; c'est l'essai le plus simple et le moins coûteux que l'on puisse exécuter. Il est donc possible d'en exécuter dans chaque cas, à peu de frais, un nombre assez grand pour que les valeurs moyennes soient relativement sûres.

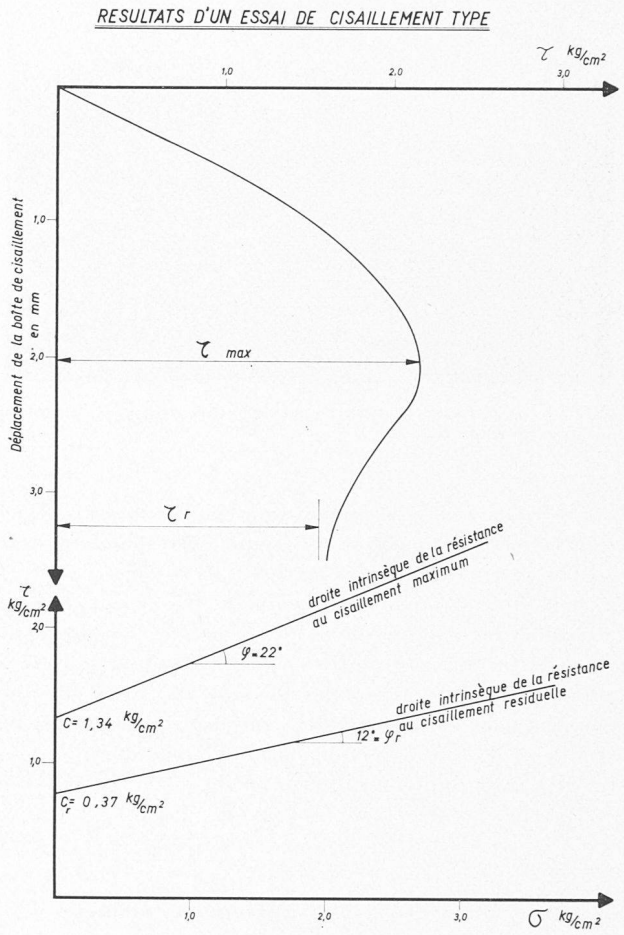

Fig. 2. — Courbe contraintes-déformations, et droites intrinsèques résultant d'un essai de cisaillement.

Il est essentiel de faire autant d'essais que possible, étant donné la dispersion des résultats, due à l'hétérogénéité généralement grande de la masse glissante.

L'essai de cisaillement direct tel que nous l'exécutons couramment au Laboratoire de géotechnique de l'EPUL se fait à l'aide d'éprouvettes de section horizontale carrée de 6 cm de côté et de 25 mm d'épaisseur. L'éprouvette n'est pratiquement pas consolidée ; nous adoptons habituellement une durée de consolidation de 10 minutes avant d'exécuter le cisaillement. L'éprouvette n'est pratiquement pas drainée, la vitesse de cisaillement est constante ; elle est relativement grande : 0,56 mm/mn, ce qui fait que l'on exécute en fait des essais rapides, non drainés, non consolidés du type UU surtout lorsque le sol est peu perméable.

Chaque essai s'exécute par cisaillement de trois éprouvettes différentes taillées dans l'échantillon à étudier et soumis lors de l'essai à des contraintes normales au plan de cisaillement de 0,5, 1,5 et 2,5 kg/cm².

Pour chaque essai de cisaillement, on trace la courbe des déformations en fonction des contraintes de cisaillement comme sur la figure 2 et l'on choisit le point de rupture à la valeur maximum de τ. Or, pour des sols très compacts, les valeurs de τ décroissent à partir de ce point, et pour de grandes déformations la valeur τ résiduelle est sensiblement plus faible que τ max.

Fig. 3. — Satigny. La route et le talus amont, vue prise en direction de Russin.

Les valeurs de φ et c que nous avons adoptées comme résultats des essais sont celles qui correspondent à la courbe intrinsèque tracée à partir de τ max.

Si la droite intrinsèque avait été tracée à partir de τ résiduel les valeurs de φ_r et c_r seraient sensiblement plus petites. φ_r et c_r sont les valeurs qui devraient être adoptées pour le calcul des glissements, mais elles ne peuvent pas en général être mesurées à la boîte de cisaillement, car la section de cisaillement diminue au fur et à mesure de l'essai, et le déplacement de la boîte est limité.

IV. Description des quatre glissements étudiés

a) *Le glissement de Satigny*

Ce glissement s'est produit dans le remblai permettant le franchissement du vallon du Nant du Chatelet par la route Satigny-Russin (canton de Genève). Ce remblai existait déjà depuis longtemps, sa hauteur maximum étant de 9 m. Lors de la correction de la route, il a fallu le surélever de 5 m et l'élargir. La surélévation a été faite à l'aide de grave (sable et gravier perméable), alors que l'ancien remblai est constitué d'argile limoneuse assez compacte (poids spécifiquement apparent, 2,05 t/m³ ; teneur en eau, 23 %).

L'accident s'est produit plusieurs mois après l'achèvement de la surélévation et alors que la route n'était revêtue que d'une couche d'enrobé ; avant la pose des couches de surface. Seul le talus amont du remblai a

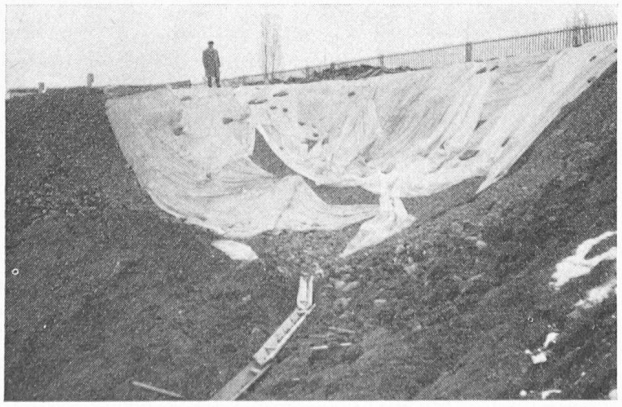

Fig. 4. — Satigny. La niche d'arrachement vue du pied du remblai.

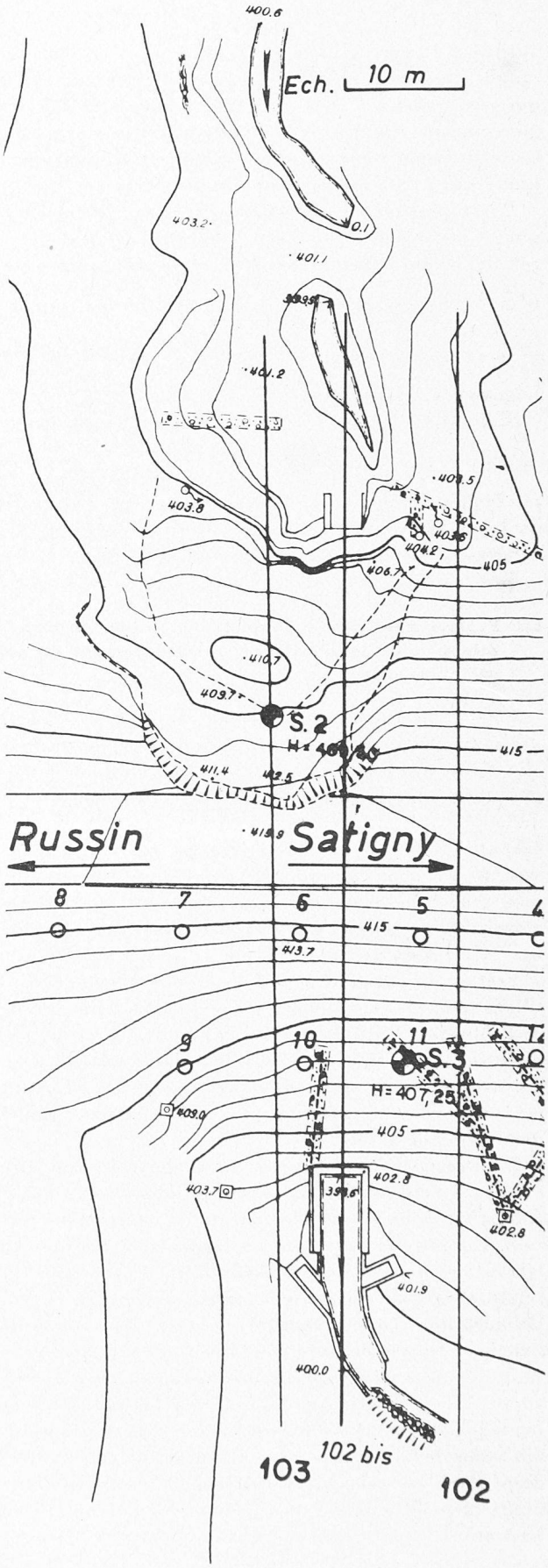

Fig. 5. — Satigny. Plan de situation.

Niche d'arrachement au droit du sondage S_2.
Courbes de niveau après glissement.

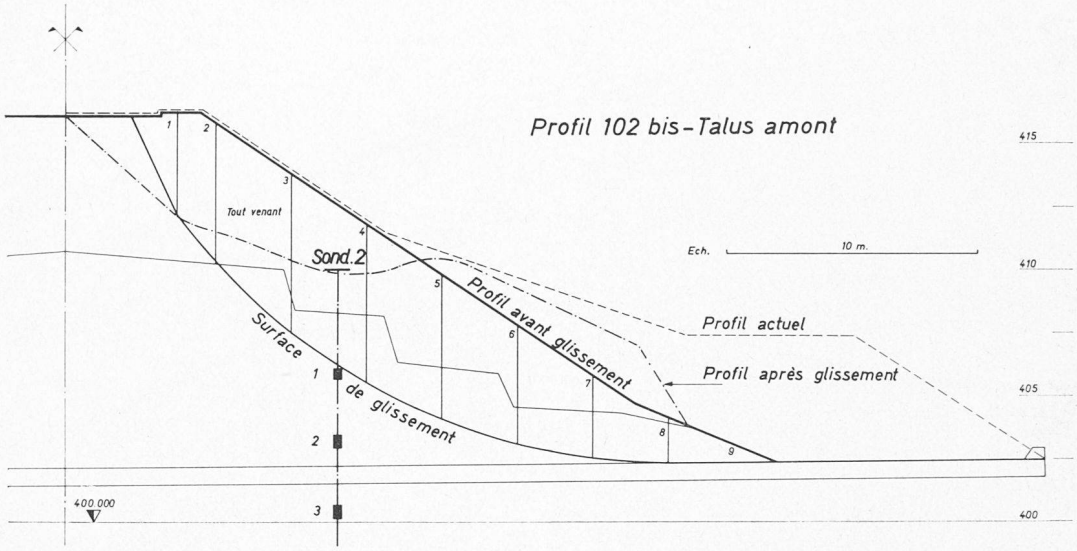

Fig. 6. — Satigny. Profils dans l'axe du glissement.

glissé, alors que le talus aval par rapport au sens d'écoulement du ruisseau est resté stable.

Le problème était d'une part d'étudier les causes du glissement, et d'autre part de trouver un profil du talus suffisamment stable pour rétablir le remblai et pour achever les travaux.

Les figures 3 et 4 sont des vues du glissement.

Les figures 5 et 6 montrent la géométrie du remblai et du glissement, ainsi que le profil adopté en définitive.

Etant donné la faible extension de ce glissement, un seul forage a pu être exécuté dans la niche d'arrachement, un deuxième forage a été exécuté dans le talus aval. Les essais de laboratoire ont été faits sur les échantillons 2/1, 2/2 et 2/3.

Les calculs de stabilité, par la méthode des tranches, que nous avons décrite, ont permis d'étudier le profil primitif du talus amont, le profil selon lequel le glissement s'est arrêté et six ou sept profils envisagés pour établir le nouveau talus en position stable. De ces derniers, seul le profil adopté en définitive figure sur le dessin.

Ce qui nous intéresse ici surtout sont les calculs relatifs au talus avant glissement et au talus après glissement.

La figure 7 donne les droites $c = f\,(\mathrm{tg}\,\varphi)$ pour ces deux talus. Elle donne également les points représentatifs des résultats des essais de cisaillement en laboratoire ainsi que le point donnant les valeurs moyennes de tg φ et c mesurées en laboratoire.

Remarquons que les deux droites $c = f\,(\mathrm{tg}\,\varphi)$, correspondant à la sécurité $F = 1$ du talus avant glissement (traits pleins) et du profil selon lequel les terres se sont stabilisées après glissement (traitillé), ont une ordonnée à l'origine sensiblement égale. La force motrice $\Sigma P \sin \alpha$ pour ces deux profils est donc sensiblement la même. Si l'on admet $\varphi = 0$, il faut dans les deux cas une cohésion de 3,5 t/m² pour assurer la stabilité au glissement. En revanche, si l'on admet par exemple que l'angle de frottement interne est de 15°, il suffit d'une faible cohésion (environ 0,5 t/m²) pour assurer la stabilité du profil après glissement, alors qu'il faut une cohésion d'environ 1,5 t/m² pour assurer la stabilité du profil avant glissement.

b) *Glissement d'Essert-Pittet*

Les villages d'Essert-Pittet et d'Ependes, dans la plaine de l'Orbe, près d'Yverdon, se trouvent à proximité du tracé de la future autoroute Lausanne-Berne N1.

L'un des tracés envisagés pour cette autoroute longeait le coteau entre ces deux villages, l'autre se trouve dans la plaine, dont les couches supérieures sont de très mauvaise qualité (tourbe, limon, etc.).

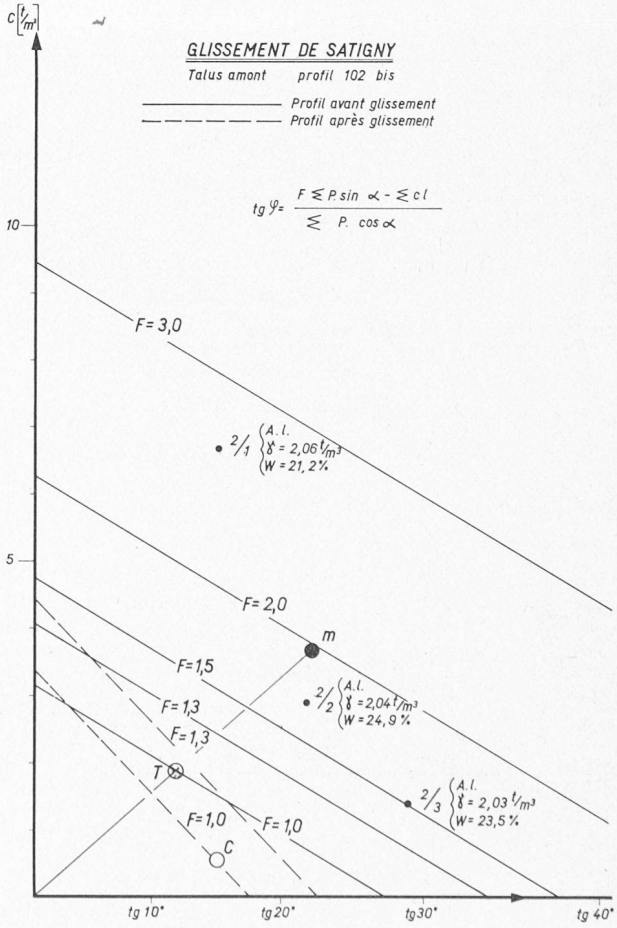

Fig. 7. — Satigny. Graphique $c = f\,(\mathrm{tg}\,\varphi)$.

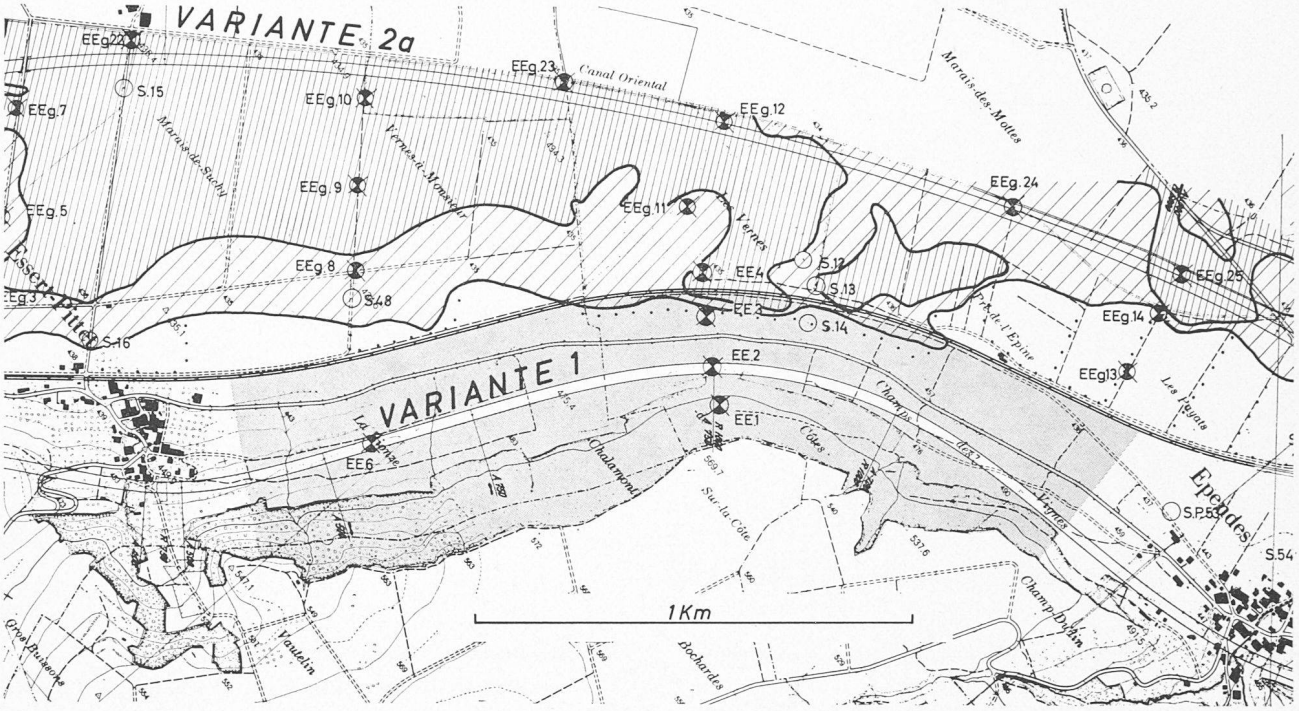

Fig. 9. — Essert-Pittet. Plan de situation.
La surface tramée correspond à la zone du glissement.
(Document J. Norbert, géologue.)

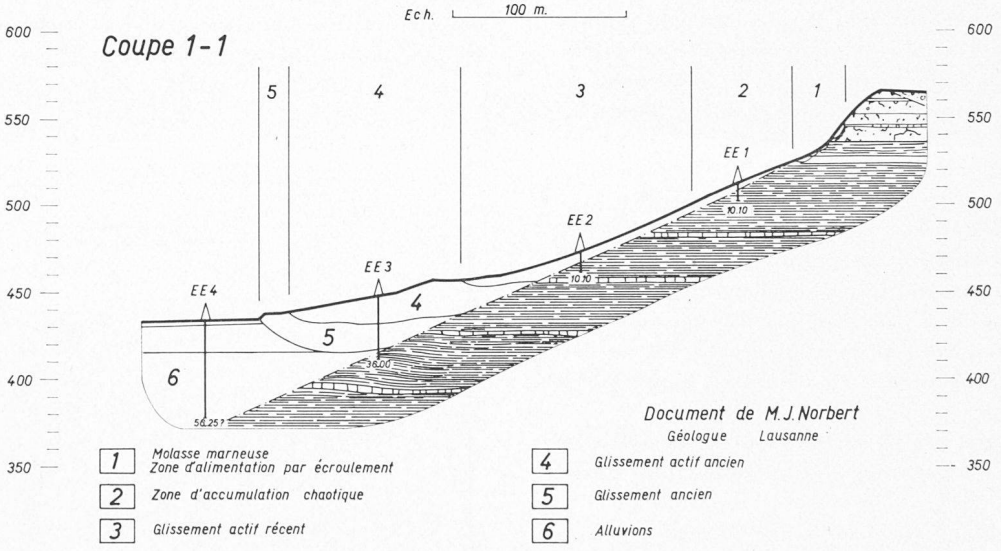

Fig. 10. — Essert-Pittet. Profil géologique.

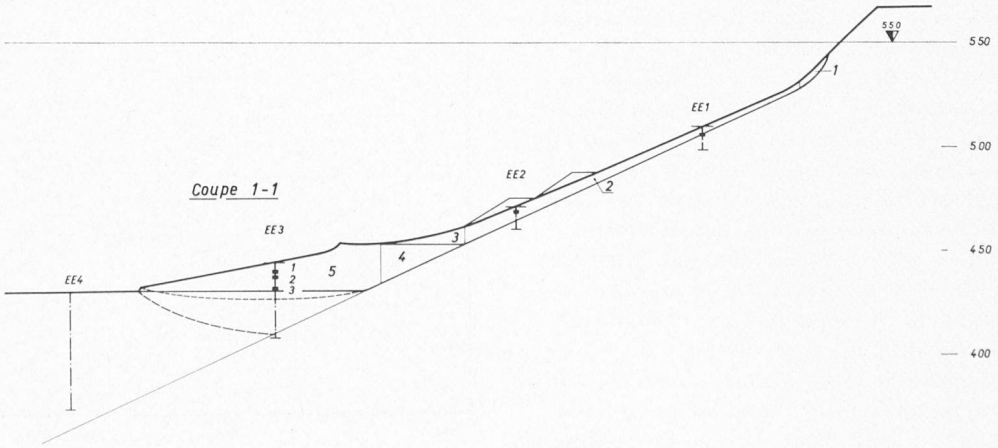

Fig. 11. — Essert-Pittet. Profil de calcul.

Fig. 8. — Essert-Pittet. Vue du coteau.
(Photo Norbert, géologue.)

Le tracé du coteau présente entre autres l'avantage d'éviter le franchissement par l'autoroute des voies CFF en deux emplacements, c'est pourquoi ce tracé a été étudié, bien que l'on ait su d'emblée que ce coteau était de stabilité précaire.

La figure 8 donne l'aspect de ce coteau, la figure 9 le plan de situation.

Une étude géologique et géotechnique a donc été faite pour ce coteau (fig. 10).

La figure 11 montre les masses correspondant à un glissement supérieur (tranches n°s 1, 2 et 3) et les masses correspondant à un glissement inférieur (tranches n°s 1 à 5).

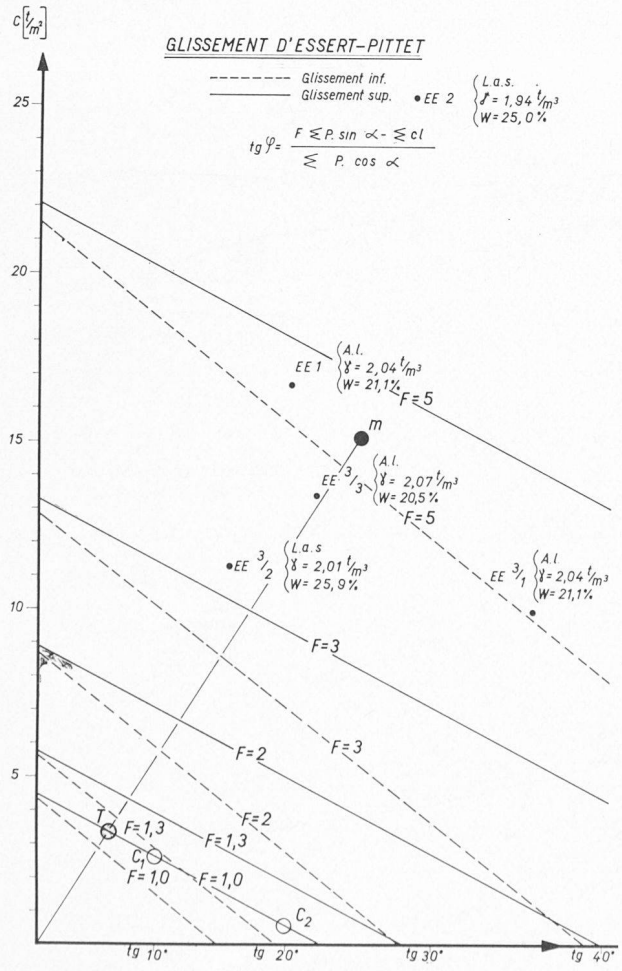

Fig. 12. — Essert-Pittet. Graphique $c = f$ (tg φ).

Dans cette deuxième étude, nous avons déterminé par essais de laboratoire la résistance au cisaillement des masses que le géologue avait définies comme instables, et nous avons calculé la résistance au cisaillement limite nécessaire à assurer la stabilité de ces masses.

La figure 12 donne les lignes $c = f$ (tg φ) correspondant en particulier à la sécurité égale à 1 pour les glissements supérieur et inférieur, ainsi que le point m traduisant graphiquement la valeur moyenne des résultats des essais de laboratoire. La stabilité du glissement supérieur est la plus critique, puisque la ligne pleine, correspondant à $F = 1$, se trouve plus haut que la ligne traitillée de même sécurité.

Remarquons que les masses dont la stabilité est étudiée sont constituées de limons argileux et d'argiles limoneuses compacts. Leur poids spécifique apparent moyen est de 2,02 t/m³ et leur teneur en eau moyenne est de 23 %. Il s'agit donc de sols compacts, et qui se sont mis en mouvement très lent peu à peu sous l'effet de la surcharge résultant de l'érosion de la falaise molassique supérieure.

On constate dans ce cas que les caractéristiques moyennes φ et c, déduites des essais en laboratoire, sont nettement supérieures à celles qui selon le calcul assureraient la stabilité. En fait, en l'état actuel des choses, aucun mouvement avec plan de glissement caractérisé n'a affecté ce coteau dans son ensemble ces dernières décennies.

c) *Le glissement de la Cornallaz*

Ce glissement très connu se trouve avant le portail ouest du tunnel de Puidoux, sur la ligne de chemin de fer Lausanne-Berne. Depuis un grand nombre d'années il a causé des soucis aux ingénieurs des chemins de fer, car son extrémité aval se situe au droit du talus du remblai sur lequel passent les trains.

L'autoroute Lausanne - Saint-Maurice N9 longera dans cette région le chemin de fer à l'amont des voies

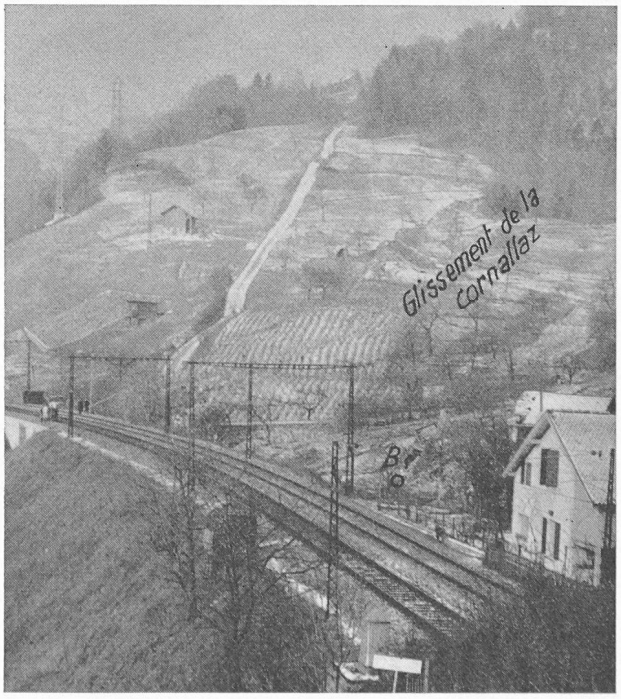

Fig. 13. — La Cornallaz. Vue de la zone en glissement.

et devra donc franchir l'extrémité aval du glissement.

Les figures 13, 14, 15 montrent l'aspect de cette région en glissement et donnent les caractéristiques géométriques des masses instables.

Ici encore, comme dans le cas d'Essert-Pittet, l'étude géologique a montré que le mécanisme du glissement est un phénomène d'érosion de la falaise dominant le vallon ; les matériaux érodés tombent dans le vallon et viennent charger la partie amont du glissement. Dans ce cas également, les masses en mouvement sont très compactes : poids spécifique apparent moyen, 2,01 t/m³ ; teneur en eau moyenne, 24 %. Ce sont essentiellement des limons argileux et des argiles limoneuses (en moyenne : 33 % d'argile, 44 % de limon, 13 % de sable et 10 % de gravier).

La figure 16 définit le schéma adopté pour le calcul de stabilité. Dans ce cas, le glissement étant très long (environ 600 m) par rapport à l'épaisseur des masses instables (7 m), le schéma de calcul est simple et peut se traduire par l'équation donnée sur cette figure.

La figure 17 donne les valeurs de φ et de c mesurées en laboratoire d'une part, et d'autre part calculées par cette équation pour un coefficient $F = 1$.

Ici encore, cette analyse montre un écart important entre les valeurs φ et c correspondant aux essais de laboratoire et celles qui selon le calcul suffiraient à assurer la stabilité. En fait le glissement de la Cornallaz n'est actif que sporadiquement et des mouvements importants (comme en 1955) n'ont été constatés qu'en période de grande humidité.

d) *Glissement de Champ-de-Ban*

Ce glissement se trouve sur le tracé de l'autoroute Lausanne - Saint-Maurice N9, avant le futur pont de la Veveyse (sur rive droite).

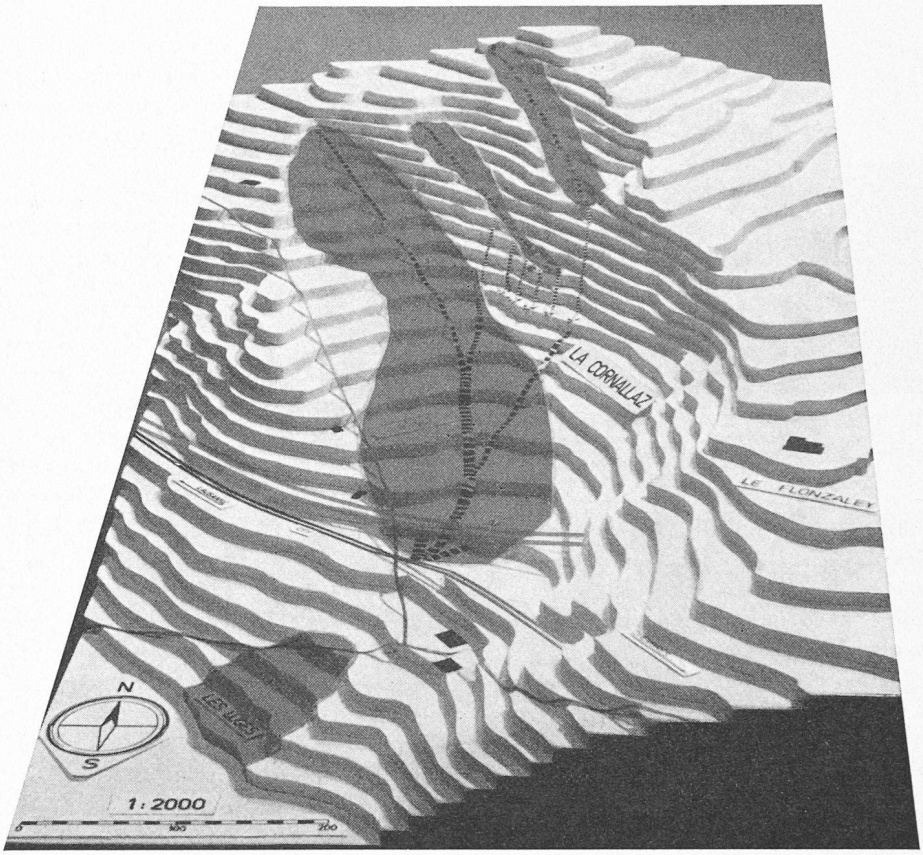

Fig. 14. — La Cornallaz. Vue de la maquette de la zone en glissement.
(Photo J. Norbert, géologue.)

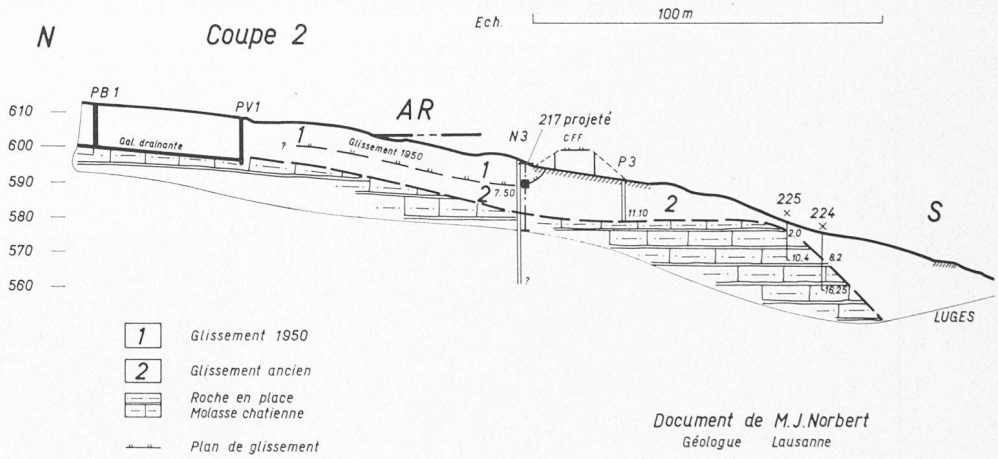

Fig. 15. — La Cornallaz. Profil géologique dans la région des voies CFF et de l'autoroute.
(Document J. Norbert, géologue.)

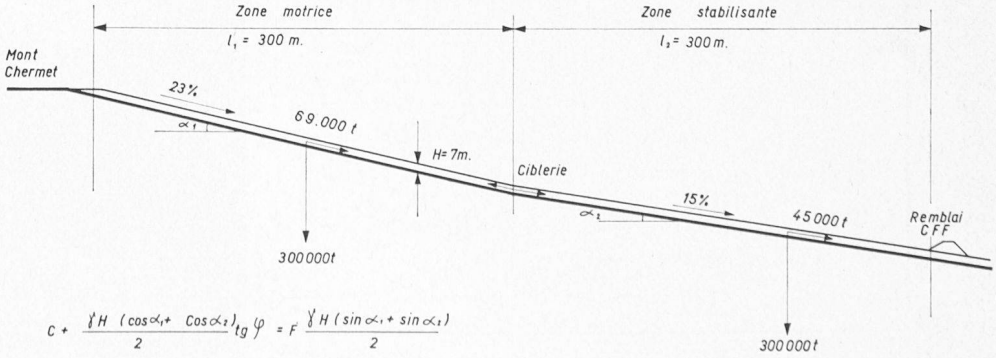

Fig. 16. — La Cornallaz. Profil de calcul.

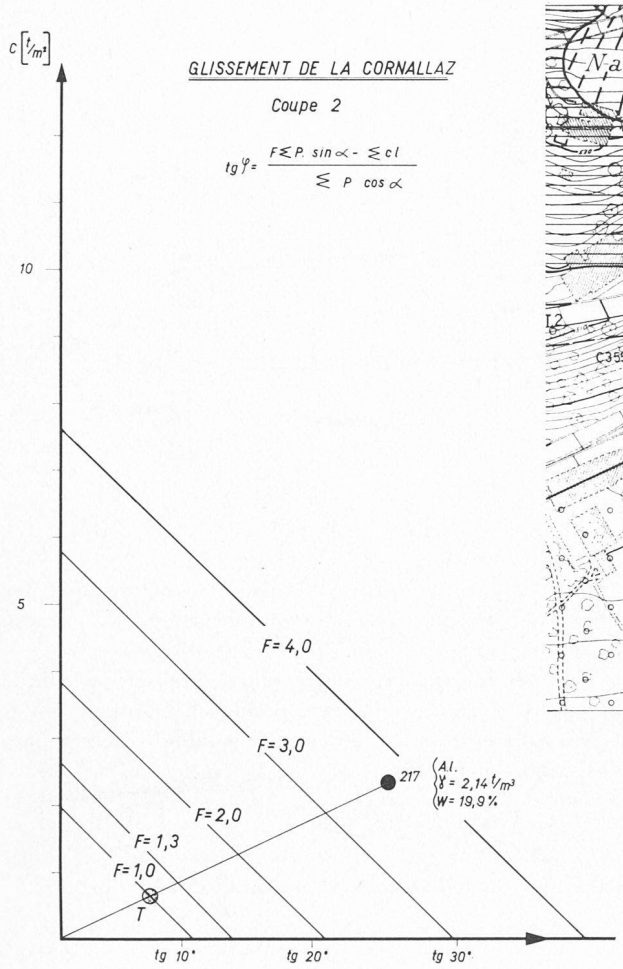

Fig. 17. — La Cornallaz. Graphique $c = f\,(\mathrm{tg}\,\varphi)$.

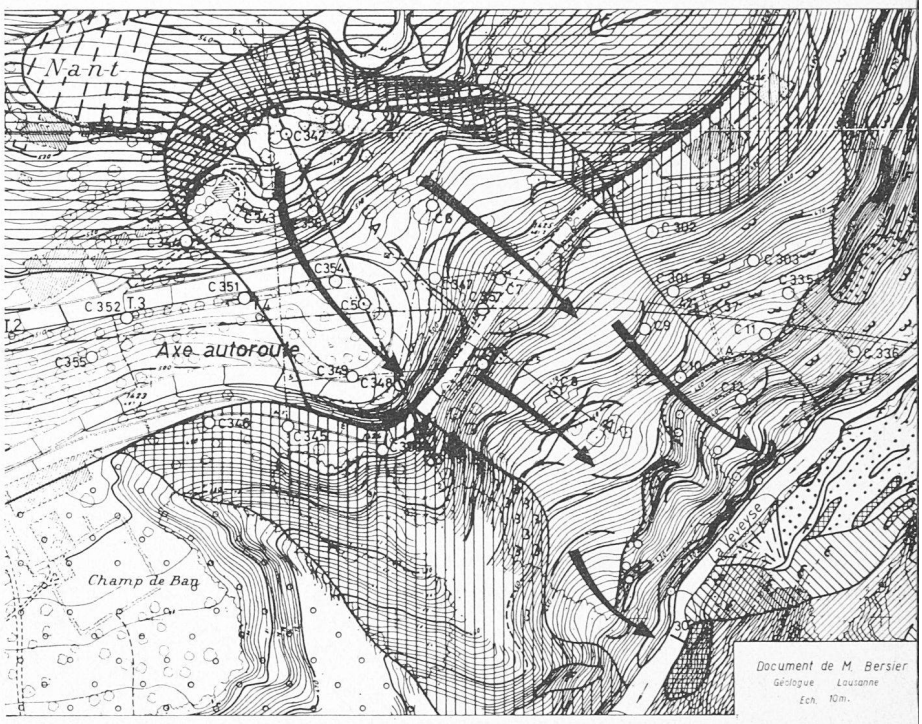

Fig. 18. — Champ-de-Ban. Plan de situation.

Le glissement secondaire correspond à la flèche de gauche.
(Document A. Bersier, géologue.)

Selon l'étude géologique, il existe à cet endroit deux glissements partant de la même niche d'arrachement : le glissement principal qui descend jusqu'à la rivière et le glissement secondaire qui nous occupera plus spécialement, car c'est lui qui sera touché par les travaux de terrassement de l'autoroute, alors que le glissement principal sera franchi par le pont.

Le lobe du glissement secondaire est donc entraîné sur son flanc gauche par frottement latéral des masses de la partie supérieure du glissement principal.

Les figures 18, 19 et 20 montrent la géologie et la géométrie du glissement secondaire.

La figure 21 montre en outre les courbes $c = f\,(\mathrm{tg}\,\varphi)$ ainsi que les résultats des essais de laboratoire.

Ce dernier glissement est assez semblable à ceux d'Essert-Pittet et de la Cornallaz par l'origine géologique des masses glissantes : il s'agit de couches recouvrant un substratum molassique. Du point de vue géotechnique également, les terres sont de nature comparable : argiles limoneuses ou limons argileux plus ou moins graveleux compacts avec blocs.

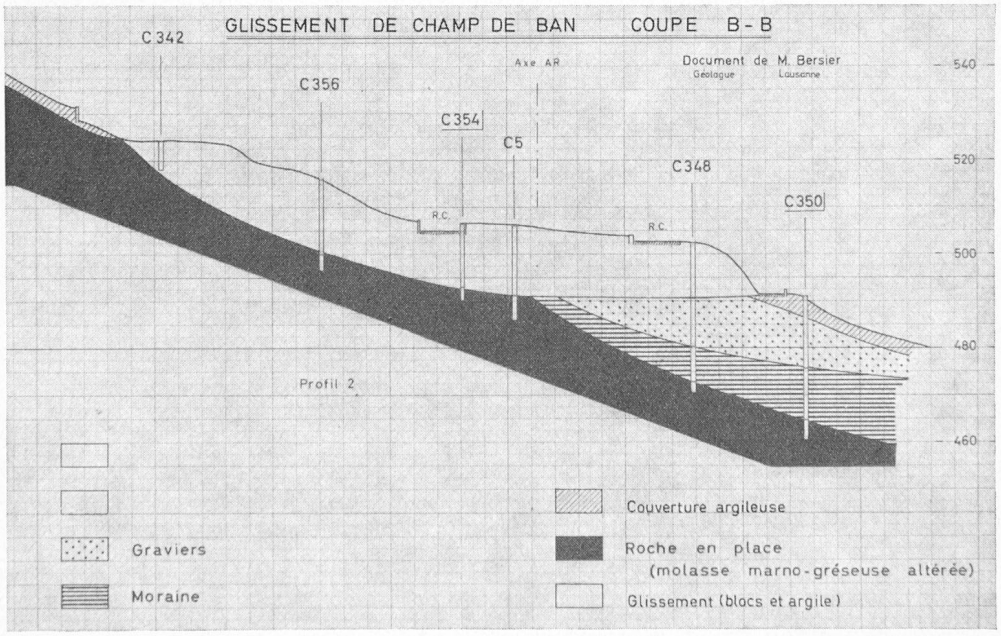

Fig. 19. — Champ-de-Ban. Profil géologique.

(Document A. Bersier, géologue.)

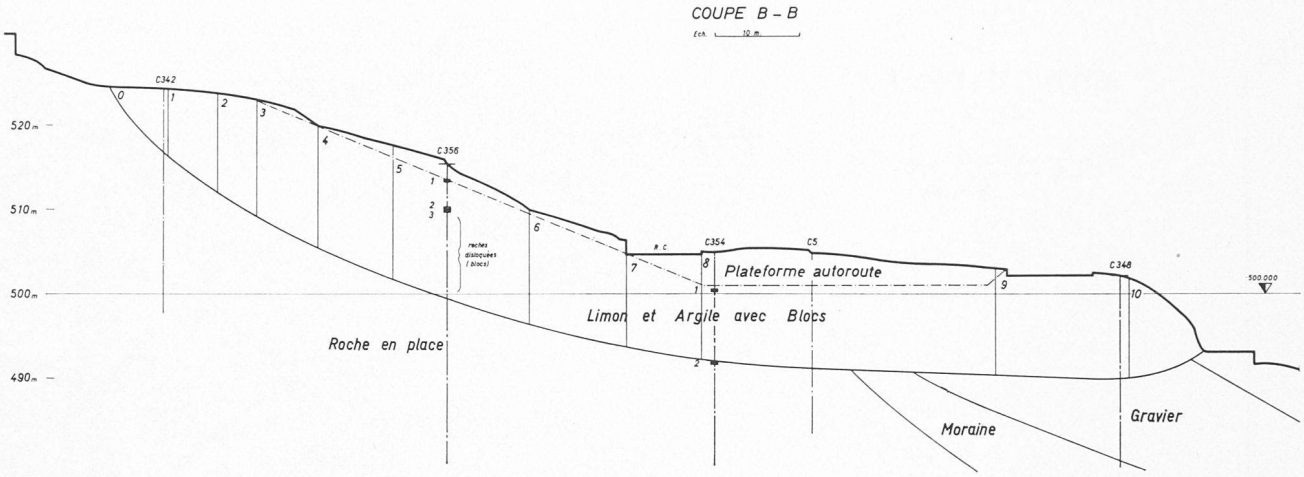

Fig. 20. — Champ-de-Ban. Profil de calcul.

Poids spécifique apparent moyen : 2,08 t/m³. Teneur en eau moyenne : 20 %.

V. Commentaires

a) *Les conditions hydrologiques*

Dans aucun de ces glissements les sondages n'ont fait apparaître un niveau d'eau souterraine continu traduisant l'existence d'une nappe d'eau en écoulement. Il s'agit bien plutôt de venues d'eau localisées provenant de couches plus perméables irrégulièrement disposées.

On ne peut donc pas dans ces cas calculer des forces de percolation par la méthode habituelle, puisque le gradient hydraulique ne peut pas être déterminé ; pas plus d'ailleurs que le volume auquel il faudrait étendre l'effet de la percolation.

En introduisant dans notre calcul un poids spécifique apparent γ élevé, qui correspond sensiblement à des terres saturées, on a tenu compte semble-t-il assez bien des conditions réelles.

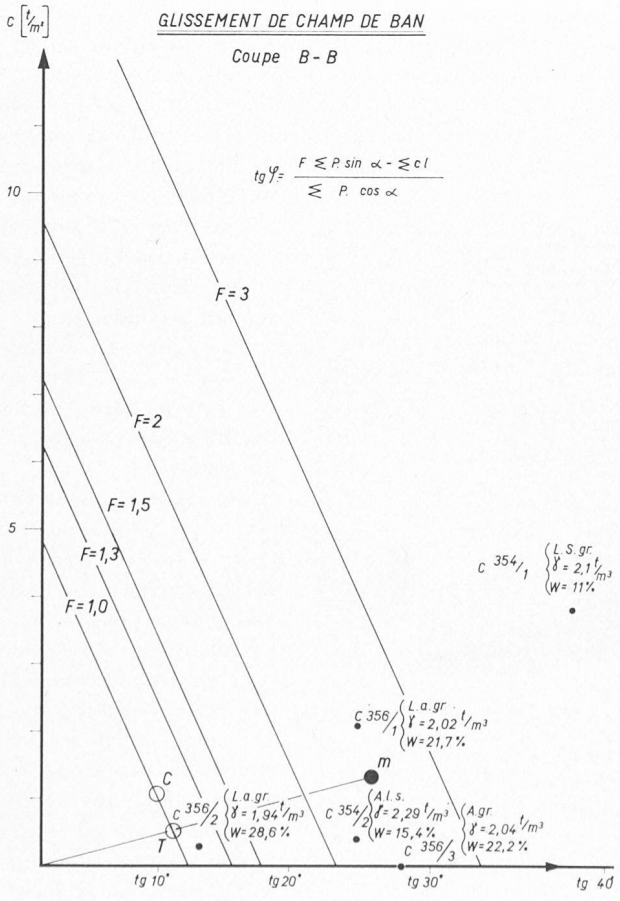

Fig. 21. — Champ-de-Ban. Graphique $c = f$ (tg φ).

b) *Les effets de bords*

Ces effets sont très différents suivant que l'on considère l'un ou l'autre des glissements étudiés :

- A Satigny, les effets de bords sont importants, car la largeur et la longueur du glissement sont peu importantes par rapport à l'épaisseur des masses en mouvement.
- A Essert-Pittet, les effets de bords sont négligeables, car la largeur du glissement atteint plus d'un kilomètre et l'épaisseur des masses en mouvement n'est que de quelques mètres.
- A la Cornallaz, les effets de bords sont également assez importants, surtout sur le bord gauche du glissement, du fait de la courbure en plan du glissement. Sur le bord droit, il n'y a pas de frottements importants.
- A Champ-de-Ban, l'effet de bord est négatif à la limite gauche du glissement secondaire, qui est entraîné par le glissement principal alors que sur son flanc droit le glissement secondaire est freiné par frottements.

c) *Nature des sols instables*

Dans les quatre cas examinés, les glissements se sont produits dans des sols fins : argiles limoneuses ou limons argileux peu graveleux de compacité moyenne à grande. Le tableau ci-après résume les valeurs moyennes des poids spécifiques apparents humides γ, de la teneur en eau w, et du degré de saturation S_r.

Glissement	γ t/m³	W %	S_r %
Satigny	2,05	23	100
Essert-Pittet	2,02	23	96,5
La Cornallaz	2,01	24	97,3
Champ-de-Ban	2,08	20	97,2

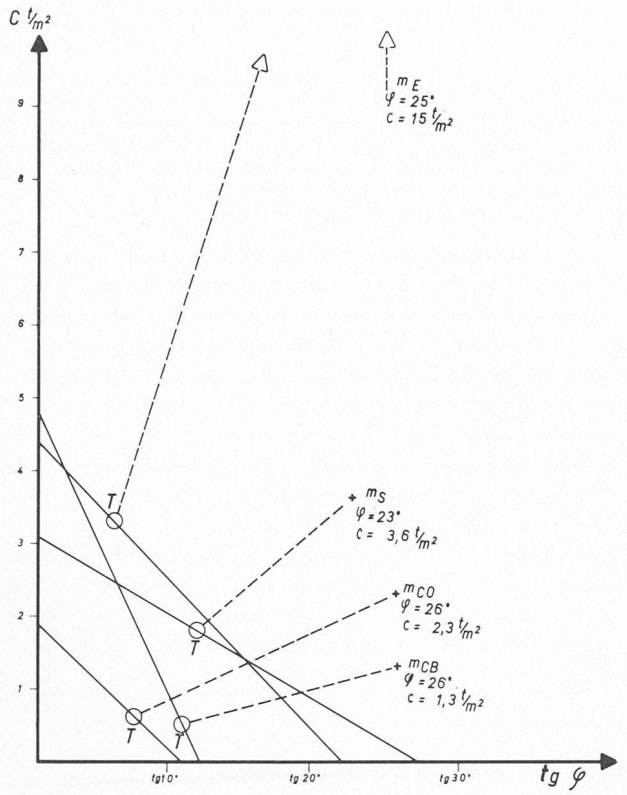

Fig. 22. — Graphique $c = f$ (tg φ). Droites représentant le degré de stabilité des quatre glissements ($F = 1$).

Le degré de saturation de ces terres est toujours supérieur à 96 %, si l'on admet que le poids spécifique des grains est de 2,70 t/m³.

Dans les quatre cas, les valeurs moyennes sont très voisines.

Les mesures faites pendant les essais de cisaillement montrent que la plupart de ces sols gonflent pendant le cisaillement : il y a « dilatance ». Les chances de voir apparaître des pressions interstitielles sont donc faibles, et l'angle de frottement interne ne doit pas beaucoup diminuer.

d) *Résultats des calculs de stabilité*

La figure 22 permet de comparer les droites $c = f$ (tg φ) pour $F = 1$ dans les quatre cas étudiés ainsi que les valeurs moyennes des résultats des essais de laboratoire.

On constate que, d'après la valeur de l'ordonnée à l'origine de ces droites $\frac{\Sigma P \sin \alpha}{\Sigma L}$, représentant la force motrice moyenne par unité de longueur du glissement, ceux-ci peuvent être classés dans l'ordre suivant : Champ-de-Ban, Essert-Pittet, Satigny et la Cornallaz.

Dans le cas du glissement de Champ-de-Ban, la forte pente de la droite montre que la résistance au cisaillement est due plus aux frottements qu'à la cohésion des terres. Il est en effet peu probable que l'angle de frottement interne ait une valeur inférieure à 10°.

Au contraire, dans le cas de Satigny, la faible pente de la droite montre que si l'on admet que l'angle de frottement interne est aussi de 10° environ, la résistance au glissement sera due essentiellement à la cohésion des terres.

Le rapport $\frac{0m}{0T}$ pour chacun des quatre cas est le coefficient de réduction R selon lequel il faut réduire les valeurs de tg φ et c données par les essais de laboratoire si l'on veut retrouver les valeurs de ces deux coefficients correspondant à l'état d'équilibre limite des masses lorsqu'elles ont glissé.

Ce coefficient a la valeur suivante :

Satigny	$R = 2{,}0$
Essert-Pittet	4,5
La Cornallaz	3,6
Champ-de-Ban. . . .	2,5

Remarquons que ces coefficients seraient sensiblement plus faibles si l'on avait adopté des points m représentant la résistance au cisaillement des échantillons mesurée en laboratoire après grandes déformations, plutôt que la valeur maximum de la résistance au cisaillement résultant de l'essai simple à la boîte de Casagrande.

VI. Conclusions

Les exemples évoqués à la présente communication semblent montrer que si l'on avait, avant apparition de tout mouvement, tenté de définir la sécurité au glissement par le calcul selon la méthode des tranches de Fellenius et en introduisant les coefficients de résistance c et tg φ tirés d'essais de cisaillement en laboratoire exécutés « à la boîte de Casagrande » en prenant en considération la résistance au moment de la rupture, l'on aurait surestimé la stabilité de ces divers coteaux.

Cela peut paraître à première vue surprenant, car la méthode de calcul fait abstraction des énergies de déformation et des effets stabilisants aux limites latérales de la tranche en mouvement. Mais cela s'explique cependant si l'on note plus particulièrement les points suivants :

1. Les sondages ne permettant que rarement le prélèvement d'échantillons représentatifs des sols dans la zone de rupture à l'époque où cette dernière se produit ; la teneur en eau, notamment, peut s'écarter sensiblement de celle régnant au moment du glissement.
2. La résistance au cisaillement déterminée au moment de la rupture à la boîte de Casagrande n'est pas la résistance déterminante ; il faudrait déterminer en laboratoire la résistance résiduelle après rupture et déplacement.

Il est intéressant de noter que, dans les cas des trois grands glissements (Essert-Pittet, la Cornallaz et Champ-de-Ban) qui se sont produits dans les couches de couverture de la molasse et dans des sols de caractéristiques géotechniques très semblables, l'analyse théorique par la méthode des tranches a montré qu'au moment du mouvement l'angle de frottement interne des terres dans le plan de glissement ne pouvait pas dépasser 12° et que la cohésion devait être inférieure à 2 t/m² environ. Au contraire, les essais de laboratoire ont donné des valeurs moyennes de 25 à 26° et une cohésion supérieure à 1 t/m².

Cela montre avec quelle prudence et avec quel esprit critique il convient, dans l'examen de tels problèmes, d'utiliser les coefficients φ et c résultant d'essais de laboratoire. Il faut dans chaque cas savoir exactement de quel essai de laboratoire il s'agit (quel type d'essai de cisaillement), et connaître les hypothèses mises à la

base de la méthode de calcul de stabilité du coteau appliquée.

Dans le cas particulier où l'on étudierait la stabilité d'un coteau par les méthodes décrites à la présente communication, méthode des tranches de Fellenius et essais à la boîte de cisaillement direct, sans grands déplacements, nous pensons raisonnable de procéder comme suit :

1° Choix des valeurs de l'angle de frottement interne et de la cohésion, à introduire dans les calculs, après examen très critique des résultats des essais de laboratoire. Les valeurs d'essais seront réduites de moitié en ordre de grandeur. Elles devront être réduites encore plus, si l'on doit s'attendre à une résistance résiduelle très faible.

2° Calcul du facteur de sécurité F au glissement du coteau par introduction dans le calcul de stabilité des valeurs de φ et de c réduites. Le facteur de sécurité, rapport entre les forces résistantes et les forces motrices, devra atteindre une valeur de 1,3 à 1,4 pour que la stabilité soit assurée.

Ces conclusions sont en accord avec les constatations faites par d'autres auteurs. M. Kerisel s'exprime par exemple en ces termes dans l'avant-propos de la brochure qu'il vient de publier sur *Les glissements de terrains* :

« Les caractéristiques physiques des sols à long terme sont encore assez mal connues, et il semble bien que l'angle de frottement interne dans certaines argiles surconsolidées et fissurées décroisse au fur et à mesure que les déformations s'amplifient, réduisant ainsi la résistance au cisaillement à la moitié et quelquefois au cinquième de la résistance maximale enregistrée pour de faibles déformations. »

Ces indications sont aussi celles qu'a données le professeur Skempton, de Londres (Rankine lecture, 1964).

Signalons qu'actuellement la tendance est de chercher à mesurer en laboratoire la résistance au cisaillement résiduelle après grands déplacements au moyen d'essais de torsion pour lesquels la section de cisaillement ne varie pas.

Nous en avons assez dit pour démontrer la complexité du problème et pensons avoir donné une méthode d'approche de celui-ci.

Le Laboratoire de géotechnique de l'EPUL souhaite poursuivre ces études dans le sens indiqué par la présente communication et serait heureux que lui soient signalés d'autres exemples de glissements à analyser.

SOCIÉTÉ SUISSE DES INGÉNIEURS ET DES ARCHITECTES

Rapport présidentiel

présenté par M. André Rivoire, *président central, lors de la 70e assemblée générale, le 16 juin 1967, à Berne*

Nos assemblées générales ordinaires étant biennales, c'est donc en 1965 que la dernière fut tenue à Bâle. Conformément aux statuts, un rapport présidentiel doit vous être présenté sur l'activité de notre société au cours de ces deux années écoulées, soit 1965 et 1966. Permettez-moi donc de relever les faits saillants, notamment ceux pouvant intéresser non seulement nos membres, mais encore de plus larges milieux.

De fin 1964 à fin 1966, soit la période qui nous intéresse, *le nombre de nos membres a passé de 6001 à 6338*, soit une augmentation de 337 en deux ans. L'effectif total de la SIA se décompose schématiquement en un tiers d'architectes, un tiers d'ingénieurs civils et un tiers d'ingénieurs électriciens, mécaniciens, ruraux, topographes, forestiers et d'autres spécialités. De ce dernier tiers, 30 % en chiffres ronds sont des ingénieurs électriciens, 30 % des ingénieurs mécaniciens et 30 % des ingénieurs appartenant à d'autres branches. On verra plus loin que ces proportions ne sont pas sans poser certains problèmes de structure à notre société, étant donné la disparité des professions qu'elle représente, et par voie de conséquence la diversité des intérêts et des préoccupations auxquels elle doit répondre.

Au cours de ces deux années écoulées, les *délégués* tinrent trois assemblées, soit en 1965 la première à Bâle et la deuxième à Berne, et en 1966 une unique à Berne. *Les présidents de nos sections*, au nombre de dix-huit, ainsi que les *présidents des groupes professionnels*, au nombre de cinq, ont participé à quatre conférences communes convoquées comme d'habitude par le *Comité central*. Ce dernier, quant à lui, a tenu pendant ces deux ans dix-huit séances. Enfin, pour en terminer avec ces données statistiques, les cinq groupes professionnels et les quarante-cinq commissions centrales de travail ont tenu le chiffre total impressionnant de près de 200 séances en 1965 et en 1966.

C'est l'occasion ici d'adresser de très vifs remerciements, au nom de l'ensemble de notre société et du Comité central, à tous nos membres qui se dévouent sans compter et bénévolement au sein de ces commissions et de ces groupes. On doit constater, et cela n'est pas nouveau, que ce sont précisément ceux qui sont déjà très chargés professionnellement qui trouvent encore le temps de se consacrer à la SIA et surtout de lui apporter leurs indispensables compétences. Il est également de mon devoir de dire notre reconnaissance à nos sections et à leurs comités respectifs, dont l'activité sur le plan régional ne cesse de croître et la collaboration sur le plan national de s'intensifier et de prendre de plus en plus d'importance. Qu'il me soit permis encore, à l'occasion de cette assemblée générale, de remercier chaleureusement mes collègues du Comité central, qui ont accompli un travail considérable, lourd de responsabilité, avec un dévouement et une conscience exemplaires. Le temps lointain, il est vrai, où l'appartenance au Comité central était essentiellement honorifique, est bien révolu, il s'agit aujourd'hui d'y travailler beaucoup et de payer de sa personne largement.

J'en viens maintenant à passer en revue les *faits saillants* de la vie de la SIA ces deux dernières années et me permettrai, pour certains d'entre eux, de les assortir de considérations relatives à l'avenir.

Dans le domaine administratif, je tiens à relever la nouvelle organisation du *secrétariat général*, qui com-