

Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 99 (1973)
Heft: 10: L'autoroute du Léman et ses ouvrages

Artikel: La tranchée de Converney
Autor: Graf, Blaise
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-71665>

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: 26.01.2026

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

La tranchée de Converney

par BLAISE GRAF, ingénieur civil EPFL, Bureau de construction des autoroutes vaudoises, Lausanne

1. Introduction

Les travaux de terrassement importants et profonds réservent bien souvent de nombreuses surprises, quand bien même la recherche des conditions géologiques, géotechniques et hydrologiques, régnant dans le site, a été soigneusement conduite. Notre propos est de montrer comment, à la suite de l'apparition d'éléments nouveaux pendant l'exécution des terrassements généraux, nous avons été amenés à prévoir, pour la tranchée de Converney, de nombreux compléments au projet. Nous voulons aussi montrer que ces adaptations nous permettront de réaliser, dans les délais impartis, un ouvrage stable et économique.

2. Situation

A l'est de Belmont, entre les km 11,870 et 12,080, l'autoroute du Léman doit¹ traverser, dans une grande tranchée, profonde de 12 m, le très important glissement de Converney (fig. 1 et 2).

3. Géologie sommaire

Ce glissement, très ancien², dont la stabilité semble incertaine, est profond de 35 à 50 m, suivant les zones. Les travaux géologiques, exécutés par le professeur Bersier, géologue, tant pour l'autoroute que pour la bretelle Perraudette-Lutrive, montrent clairement que ce glissement est très étendu : « ... ces nouvelles données indiquent qu'un large secteur de la pente, entre le Flonzel et Corsy, est le prolongement du grand glissement de terrain traversé par l'autoroute à Converney. Il faut admettre maintenant que

ce grand glissement ancien et ses mouvements annexes s'étendent depuis le haut de Belmont jusqu'au lac (Taille-pied)³. Il est constitué de masses glissées, composées, d'une part, d'une matrice limono-argileuse enrobant des blocs, souvent décomposés, de grès et de marnes, et d'autre part, de paquets de moraine de fond (fig. 3).

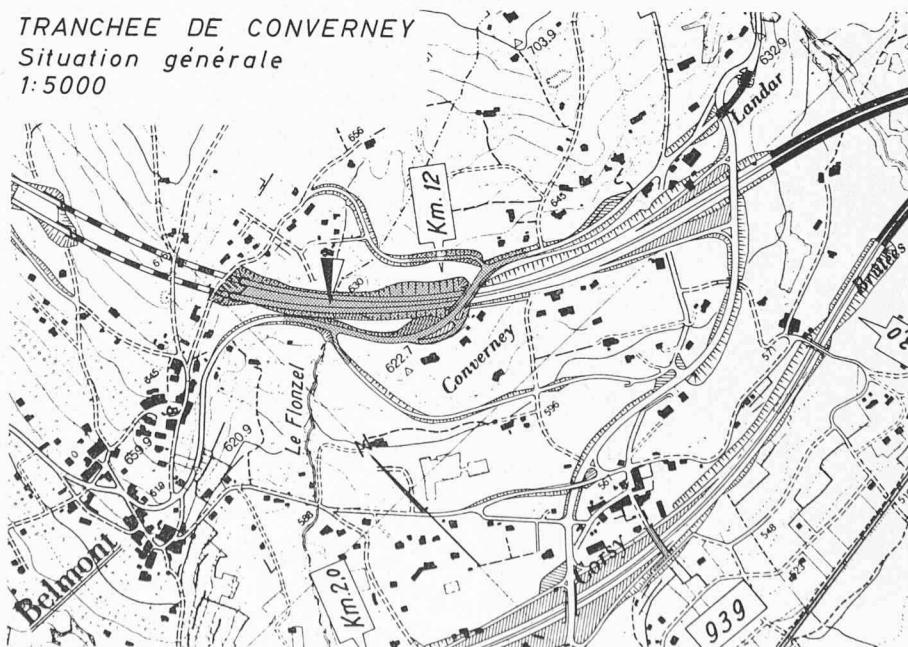
La première formation provient de la décomposition de plaques molassiques ayant tout d'abord glissé (couches sur couches) dès le retrait du glacier du Rhône, pour ensuite basculer en tous sens et se mélanger aux autres matériaux pendant les mouvements de glissement. La moraine reposant à l'origine sur la molasse s'est également mêlée aux autres matériaux et a été incorporée à la masse générale du glissement.

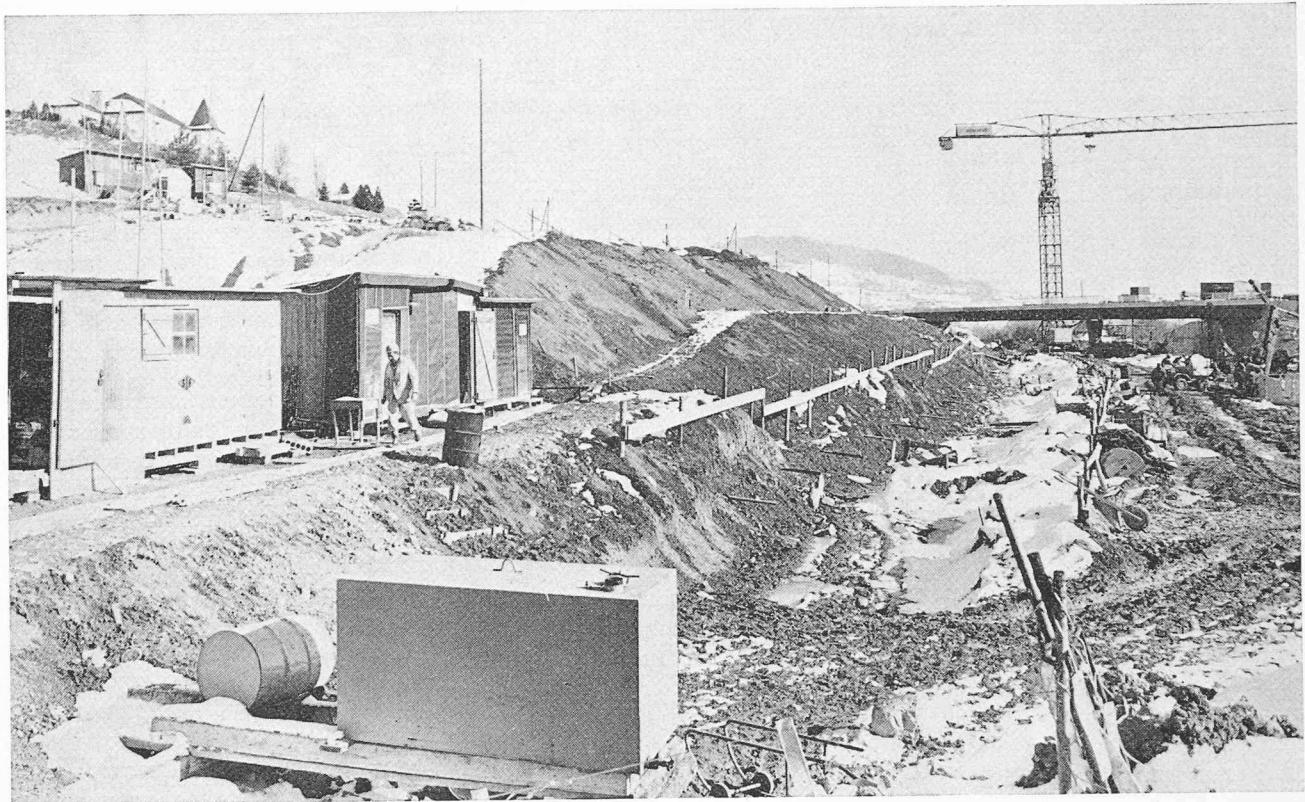
Le soubassement rocheux est formé de la molasse de Belmont, dite molasse à charbon, faite d'alternances de minces bancs de marne, de marno-grès et de grès, avec inclusions de couches de charbon et de calcaire fin lacustre. Le toit de cette formation, comme le pendage des couches, est incliné au sud-est de 13 à 15°, et, dès le km 12,080, au sud-ouest, de 7 à 15° : une faille orientée nord-nord-est/sud-sud-ouest sépare ici le rocher en deux compartiments

¹ De nombreuses contraintes (notamment les tunnels de Belmont) nous obligent à passer en déblai à cet endroit.

² Une datation au carbone 14, effectuée sur un morceau d'un des nombreux arbres retrouvés dans le terrassement, a donné un âge de 11 000 ans environ, ce qui correspond à l'époque du retrait du glacier du Rhône du bassin lémanique. Cette datation est due à l'initiative de M. Marc Weidmann, géologue, et elle a été réalisée par l'Université de Berne.

³ Rapport Bersier du 18.10.1972.





(Photo M. Meier)

Fig. 2. — Vue générale du versant et de la tranchée (au fond, P.S. RC 773).

distincts ; grâce aux forages mécaniques (profondeur du rocher, pendages non orientés) et aux relevés des galeries des mines de charbon (encore exploitées sous Belmont pendant la dernière guerre mondiale) (niveaux, pendages orientés), il a été possible de définir, avec une relative précision, l'inclinaison du toit de la molasse et le pendage des couches.



(Photo Germond)

Fig. 3. — Aspect des masses glissées : matrice limono-argileuse enrobant des blocs de molasse et parfois des paquets de moraine.

4. Géotechnique

4.1 Reconnaissances préliminaires

L'épaisseur, la composition et la qualité des masses glissées ont été reconnues par l'exécution de nombreux forages profonds (20-50 m) et par celle d'une tranchée de 4 m de profondeur dans les couches superficielles (voir fig. 4 et 5).

Dès 1969, les caractéristiques mécaniques ont été déterminées en laboratoire : elles sont extrêmement variables, puisqu'il s'agit de matériaux hétérogènes (aussi bien du point de vue de l'origine que de la granulométrie, de la plasticité que de la teneur en eau naturelle) ; l'angle de frottement interne apparent ($\emptyset u$) est de 10 à 35°, alors que la cohésion apparente (Cu) varie de 2 à 10 t/m².

4.2 Premières études de stabilité

Pour le talus amont de la tranchée de l'autoroute, il fut exécuté, pour les états à court terme ($\emptyset u$) et à long terme (\emptyset'), une première étude de stabilité, avec les hypothèses suivantes :

Tranchée profondeur $H = 11$ m
pente du talus $p = 2:3$ (vertical : horizontal)

Niveau supérieur de l'eau — 2 m du terrain naturel

Sol limon sableux, argileux avec blocs de marnes et de grès ; densité humide : $dh = 2,00$ t/m³

La sécurité au glissement F est ici une valeur totale, correspondant à la mobilisation simultanée du frottement et de la cohésion. Elle a été calculée par la méthode des tranches, pour des surfaces de rupture circulaires, et selon les hypothèses de Fellenius.

Les résultats obtenus sont donnés ci-après.

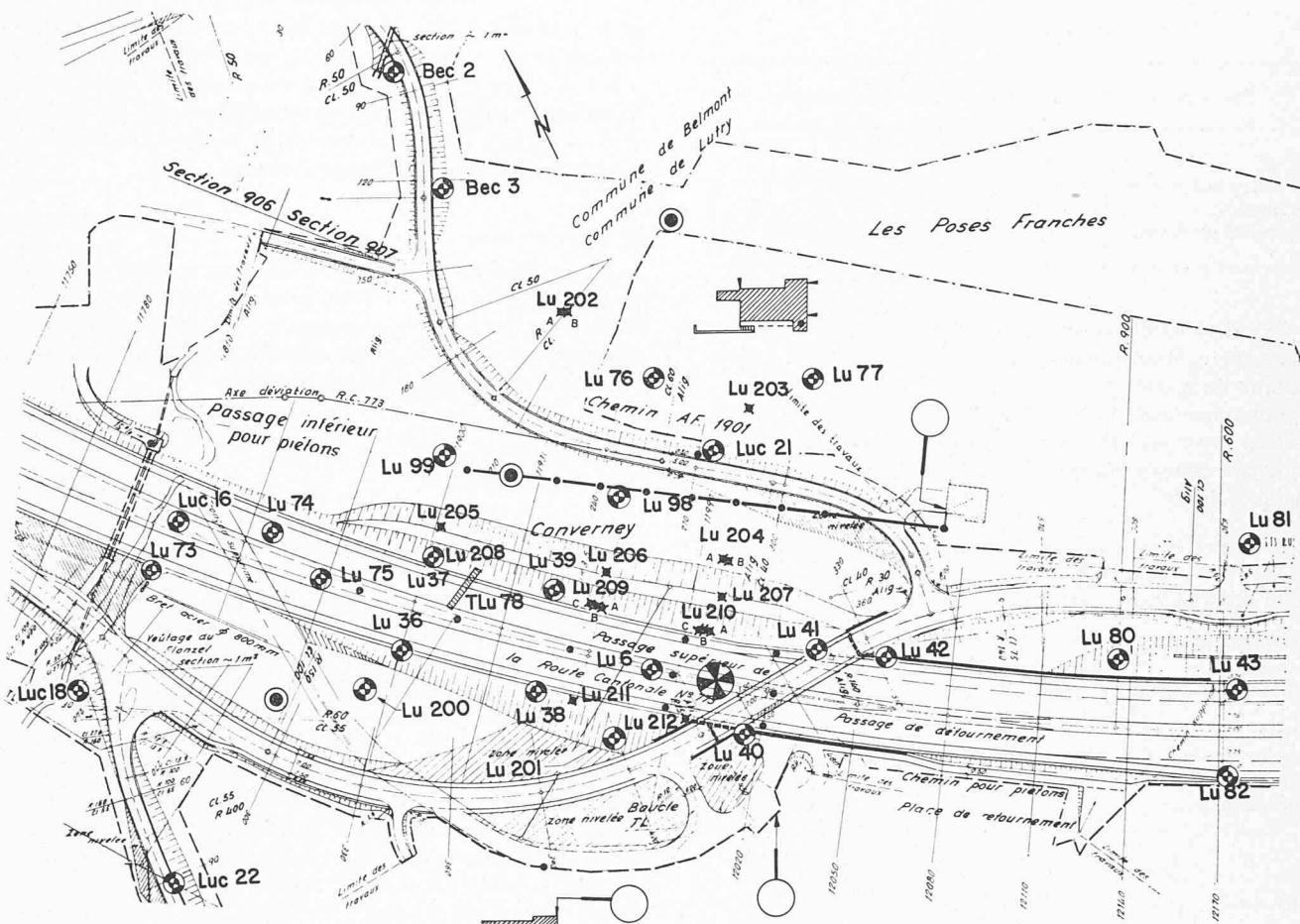


Fig. 4 — Situation, au 1 : 1000, des forages, des piézomètres et des repères topographiques.

LEGENDE

1

GLISSEMENT

1

*COUCHES MOLASSIQUES
EN PLACE*

1

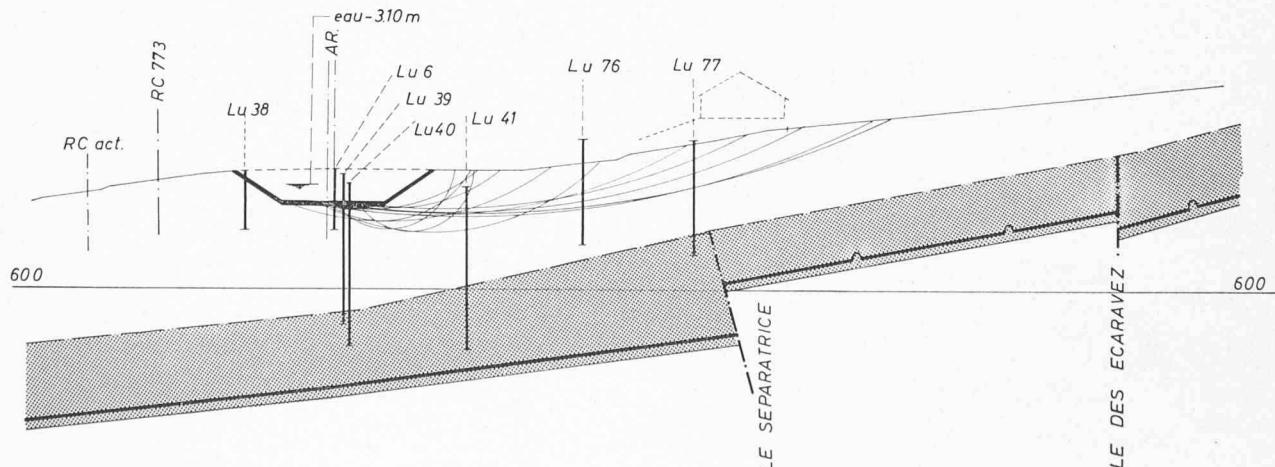
COUCHE DE CHARBON EXPLOITEE

100

GALERIE DE LA MINE DU LENDAR

LEGENDE

- ❖ sondages
 - ❖ puits
 - pilier de base
 - point de contrôle
 - ↑ repère scellé dans bâtiment
 - nivellation principal
 - !
 - * piézomètres



SW

Fig. 5. — Profil en long du glissement (selon plan dressé par M. A. Bersier, géologue).

TABLEAU N° 1

Stabilité au glissement du talus amont de l'autoroute			
Etat			
Frottement interne	$\phi_u = 20^\circ \text{ } 15^\circ$	$\phi' = 20^\circ \text{ } 15^\circ \text{ } 5^\circ$	
Cohésion . . .	$C_u = 2 \text{ } 3 \text{ t/m}^2$	$C' = 0; 0; 5 \text{ t/m}^2$	
Sécurité minimale.	$F = 1,13 \text{ } 1,33$	$F = 0,49 \text{ } 0,36 \text{ } 1,61$	

Ce calcul montrant que la stabilité à long terme n'était pas assurée, il fut prévu un drainage profond (4 à 6 m) à l'amont de la tranchée.

Simultanément, la stabilité générale à long terme du versant (avec et sans tranchée de l'autoroute) fut estimée, en tenant compte des hypothèses suivantes (voir profil géologique, fig. 5) :

$$dh = 2,00 \text{ t/m}^3 \quad \phi' = 20^\circ; 15^\circ \quad C' = 0; 0 \text{ t/m}^2,$$

et en utilisant la méthode décrite ci-dessus.

Niveau d'eau : à -3 m du terrain naturel.

TABLEAU N° 2

Stabilité générale du versant Sécurité minimale F		
	Etat initial	Après excavation tranchée AR
$\phi' = 20^\circ; C' = 0 \text{ t/m}^2$	2,20	1,75
$\phi' = 15^\circ; C' = 0 \text{ t/m}^2$	1,62	1,29

Note : Les cercles de glissement considérés sont très longs ; ils débutent à l'amont des habitations construites dans le versant au-dessus de l'autoroute.

En admettant pour l'ensemble de la masse ($\phi' = 15^\circ$; $C' = 0 \text{ t/m}^2$), la stabilité du versant est encore assurée

($F = 1,29 \text{ sup. } 1,25$) ; d'autre part, le même couple de valeurs donne, pour l'état initial, une sécurité supérieure à 1,5. Le versant n'ayant donné aucun signe d'instabilité, avant le début des travaux, on peut admettre que $\phi' = 15^\circ$ et $C' = 0 \text{ t/m}^2$, pour l'ensemble de la masse anciennement glissée, sont des caractéristiques minima.

4.3 Profil type

Sur la base de ces études, le profil en travers type du projet d'exécution fut mis au point : il prévoyait notamment (voir fig. 6) un talus amont à 3 : 5, avec une berme intermédiaire à 1 : 15, de 3,5 m de largeur, un drainage à l'amont et un drainage au pied du talus.

4.4 Exécution

4.41 Observations

Comme le montre la figure 7, l'état avant les travaux ne donnait pas du tout l'impression qu'il fallait creuser dans un glissement. Au printemps 1971, les travaux de terrassement commencèrent dans la partie est de la tranchée. En juillet, apparurent entre les km 11,960 et 12,050 des « plans de glissement » inclinés de 20° à 50° contrairement à la pente et disposés suivant une orientation (de leur trace) générale WNW-ESE (fig. 8). Le professeur Bersier, géologue, déclarait alors que ces plans devaient être admis comme « préformés et antérieurs à la fouille. Il était donc indiqué de les considérer comme la remontée de plans de glissement rotatifs anciens. » Le géologue indiquait aussi que « la formation d'un nouveau plan de glissement vers l'amont, c'est-à-dire dans le terrain de fondation de la villa ¹, n'était pas exclue ».

4.42 Nouveaux calculs de stabilité

Compte tenu de ces nouveaux éléments, et de la nature argileuse et humide du matériau constituant les « plans de glissement », une nouvelle estimation de la stabilité fut exécutée (en admettant des valeurs très pessimistes).

¹ Construction importante située à l'amont de la tranchée de l'autoroute.

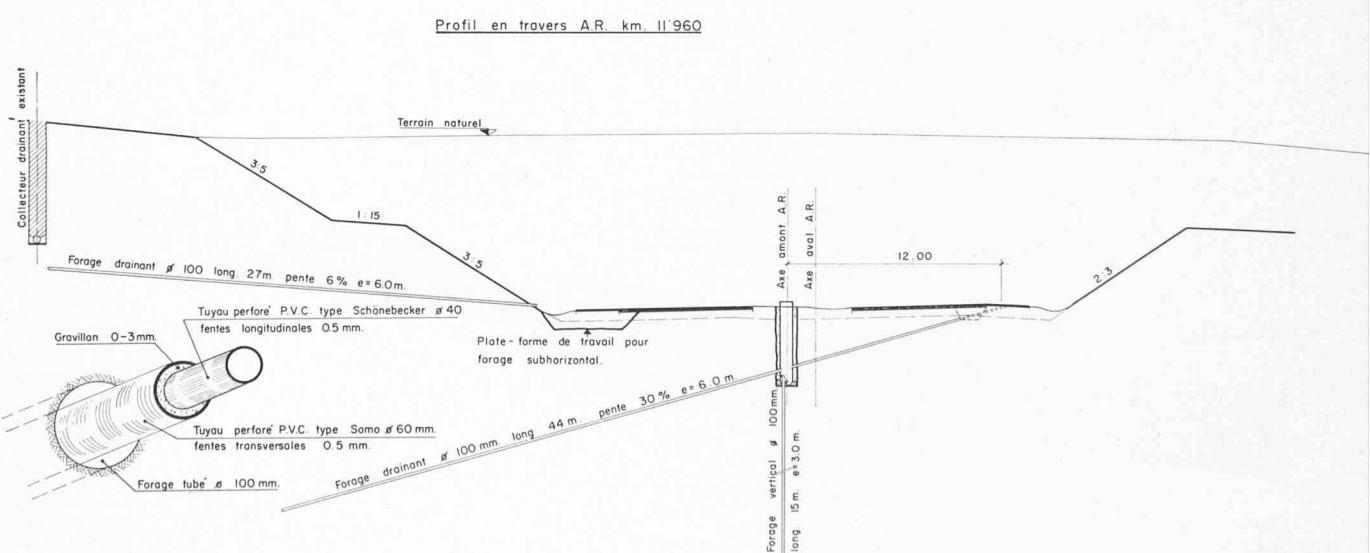
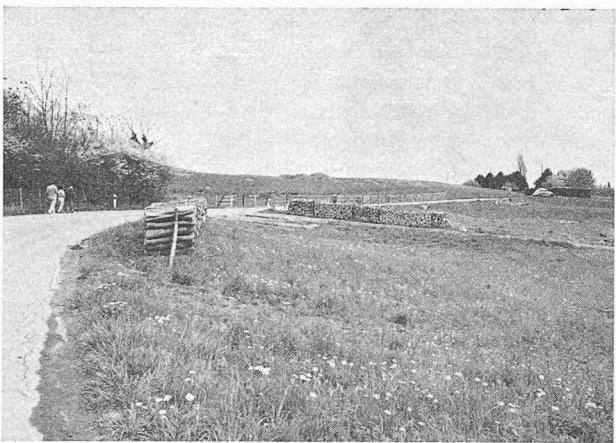


Fig. 6. — Profil en travers de l'autoroute avec dispositifs de drainage.



(Photo Germond)

Fig. 7. — Etat du terrain avant travaux.



(Photo Germond)

Fig. 8. — « Plans de glissement anciens ».

Hypothèses profil, idem fig. 5
niv. eau : -3 m
 $dh = 2,0 \text{ t/m}^3$
 $\emptyset' = 12^\circ ; C' = 0,6 \text{ t/m}^2$
 $\emptyset' = 15^\circ ; C' = 0 \text{ t/m}^2$

TABLEAU N° 3

Sécurité minimale F (méthode de calcul, idem 4.2)			
Variante (\emptyset' ; C')	(12°; 0,6)	(15°; 0)	
Stabilité locale tranchée AR :	0,71	0,57	
Stabilité générale du versant (état initial)	1,15	1,24	
Idem, mais avec tranchée AR	0,94	1,05	

Note : Les cercles de glissement considérés ici dans le cas de la stabilité générale sont relativement courts (plus courts que ceux adoptés au § 4.2 ci-dessus, voir tableau N° 2) ; c'est ce qui explique que les sécurités minima données au tableau N° 3 soient plus faibles, bien que les conditions soient par ailleurs égales.

En admettant les valeurs géotechniques données ci-dessus, on constate que la stabilité de la tranchée, comme celle du versant (avec terrassements AR), n'est pas assurée ; il fut alors proposé un ouvrage pour la rétablir (une paroi moulée ancrée ou un radier ancré, voire une galerie couverte remblayée).

4.43 Compléments de prospection

A l'automne, notre bureau, constatant que la fouille, creusée depuis plusieurs mois, n'avait montré aucun signe d'instabilité (fig. 9), admettant que les valeurs géotechniques adoptées jusque alors étaient très pessimistes (puisque, dans les calculs, applicables à toute la masse susceptible de glisser), reprit l'étude du problème pour tenter de déterminer :

- les couples (\emptyset , C) les plus vraisemblables ;
- la valeur de la résistance au cisaillement résiduelle ;
- l'importance des « plans de glissement » trouvés lors de l'exécution du terrassement de la zone est ;
- l'importance de la variation des niveaux d'eau.

La prospection fut complétée par :

- l'exécution de forages mécaniques supplémentaires (stratigraphie, prélèvements d'échantillons, niveaux d'eau) ;
- la mise en place de piézomètres (mesure des niveaux d'eau) ;
- la creuse, depuis le fond de la tranchée, d'un puits $\emptyset 2,5 \text{ m}$, profondeur 22,5 m (recherche, puis découverte de « plans de glissement », d'orientation et d'inclinaison très diverses, prélèvements d'échantillons dans ces « plans »).

4.44 Résistance au cisaillement

L'estimation de \emptyset et C s'est alors faite de la façon suivante :

- a) en se basant sur le profil actuel de l'excavation (septembre 1971), et en admettant que le massif est en équilibre.



(Photo Germond)

Fig. 9. — Etat des terrassements en automne 1971.

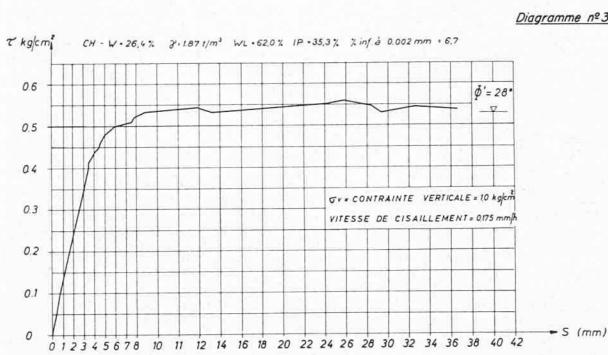


Fig. 10. — Résistance au cisaillement résiduelle.

libre limite ($F = 1$), nous avons estimé quelques valeurs minimale pour le couple (ϕ , C):

TABLEAU N° 4

Niveau de l'eau	-2 m	-4 m	-6 m
$F = 1 \quad \phi = 15^\circ$	$C = 2,2$	1,9	1,5
1 20°	$(t/m^2) = 0,5$	0,0	0,0
1 25°	0,0	0,0	0,0

b) les 19 échantillons prélevés dans les forages supplémentaires (Lu 98, 99, 200 et 201) nous ont donné par des essais de cisaillement direct :

TABLEAU N° 5

W %	dh t/m³	ϕu°	$Cu t/m^2$	$\phi' ^\circ$	$C' t/m^2$
12,5-30,1	1,92-2,25	7-34	1,0-5,6	18-34	0,2-3,0

c) sur les sept échantillons prélevés dans les « plans de cisaillement » rencontrés dans le puits, nous avons mesuré les valeurs suivantes (cisaillement direct) :

TABLEAU N° 6

W %	dh t/m³	ϕu°	$Cu t/m^2$	$\phi' ^\circ$	$C' t/m^2$
13,3-25,0	1,96-2,20	7-20	1,6-7,4	13-28	0,2-3,1

d) les six échantillons prélevés dans le terrassement et soumis à des essais triaxiaux donnent :

TABLEAU N° 7

W %	dh t/m³	ϕu°	$Cu t/m^2$	$\phi' ^\circ$	$C' t/m^2$
15,3-27,4	1,87-2,13	13-22	0,5-4,0	21-29	0-1

La comparaison des valeurs données aux tableaux N°s 4 à 7 ci-dessus montre :

- une bonne concordance entre les valeurs trouvées par cisaillement direct (tableaux N°s 5 et 6) et par compression triaxiale (tableau N° 7) ;
- que les valeurs les plus probables pour ϕ et C sont relativement élevées ;
- que l'on peut alors admettre au moins $\phi' = 25^\circ$ et $C' = 1 t/m^2$.

Quant à la résistance au cisaillement résiduelle, on peut admettre, notamment sur la base des essais exécutés par le Laboratoire de géotechnique de l'Ecole polytechnique fédérale de Zurich (voir fig. 10) qu'elle est sensiblement égale à la résistance actuellement mobilisable dans le terrain ; une diminution dans le temps n'est donc pas à craindre.

L'importance des « plans de glissement » trouvés dans le terrassement et dans le puits de reconnaissance est très relative, puisque leur orientation est très diverse et souvent favorable (voir fig. 11) et puisque les résultats des essais de cisaillement exécutés sur des matériaux provenant de ces joints sont assez élevés comme le montrent les valeurs données ci-dessus.

4.45 Piézomètres

Toutes les études de stabilité ayant montré la grande importance présentée par la position du niveau d'eau, 19 piézomètres furent mis en place (voir fig. 4), par étapes, dès septembre 1971, de manière à suivre la variation des niveaux d'eau pendant et après les travaux de terrassement.

Pendant l'exécution, aussi bien des forages de reconnaissance que des terrassements, il n'a pas été relevé l'existence d'une nappe phréatique caractérisée ; par contre, il a été rencontré, à tous les niveaux, mais surtout dans la partie ouest (Flonzel-Belmont), des venues d'eau localisées.

Les deux premiers piézomètres mis en place dès le mois de septembre 1971, et le puits de reconnaissance, creusé au km 12,000, donnèrent les variations de niveau suivantes :

TABLEAU N° 8

Niveaux de l'eau

Emplacement	Profondeurs	Altitudes
Lu 98	— 4,87 m — 6,20 m	631,93 630,60
Lu 99	— 3,50 m — 5,08 m	633,00 631,42
Puits	— 20,02 m ± 0 + 0,24 m	605,27 625,29 625,45

L'eau étant arrivée au sommet du puits, celui-ci fut obturé par une dalle, et un tuyau en plastique fut mis en place au travers de cette dalle. Bientôt le niveau arriva à :

+ 1,30 m 626,59

Cette cote ne fut pas dépassée, car il y eut des pertes : l'étanchéité entre le puits et la dalle se révéla insuffisante.

L'importante venue d'eau arrivant dans le puits (débit supérieur à 1 l/min) était donc en pression. On pouvait donc craindre des sous-pressions, fort gênantes pour l'ensemble du terrassement (instabilité, soulèvement du fond).

Les mesures topographiques ayant donné des mouvements verticaux ascendants pour certains points placés dans le fond de la tranchée (voir aussi plus loin § 6.1), il fut décidé de mettre en place de nouveaux piézomètres, et entre autres, dans le fond du terrassement.

Les observations, exécutées par notre laboratoire des essais, nous permirent de tirer les conclusions suivantes (voir aussi fig. 12) :

- Il y a une relation nette entre les niveaux d'eau et les précipitations (si l'on tient compte aussi de la saison et du bilan : précipitations + évapo-transpiration).
- Les piézomètres, placés côté Vevey (partie est), donnent des niveaux inférieurs à ceux relevés dans les tubes situés côté Flonzel (partie ouest) : la « nappe » paraît s'écouler vers la Lutrive (ce qui serait logique).
- Les piézomètres, dont la prise de pression descend le plus bas, dans un même secteur, donnent des niveaux supérieurs à ceux mesurés dans des tubes descendant moins profondément : ce qui tendrait à montrer qu'il y a bien des sous-pressions dans les couches inférieures du glissement (entre -10 m et -20 m du niveau fini de l'autoroute).
- Enfin, ces mêmes niveaux, reportés sur les profils en travers, permettent de faire les constatations suivantes :
 - A l'amont du terrassement, les niveaux sont sensiblement parallèles à la surface du terrain et à une profondeur variant, suivant la saison et la zone, entre -3,5 m et -6 m.
 - Le terrassement autoroute a opéré un rabattement au pied du talus amont. Il n'y a pas de venues d'eau caractérisées, mais il faut tenir compte de la perméabilité très faible de ce matériau limono-argileux ; l'eau arrivant en surface doit s'évaporer, puisque les débits sont faibles.

Mais rappelons que l'élément important, ici, n'est pas le débit, mais la pression.

- Les niveaux donnés par les piézomètres situés à l'aval (Lu 211 et 212) sont comparables aux niveaux relevés dans les tubes, placés à l'amont, mais toujours dans le fond de la tranchée (Lu 208, 209 et 210).

Il faut aussi signaler, comme le montre la figure 12, et le tableau N° 9 ci-dessous, que les précipitations sont en très net déficit depuis 1971, ce qui a certainement une grosse influence sur les niveaux moyens (nous avons vu plus haut la relation entre les précipitations et les niveaux extrêmes).

TABLEAU N° 9

Précipitations annuelles mesurées dans trois stations vaudoises				
Année	1968-1969	1969-1970	1970-1971	1971-1972
Les Avants .	1553	1802	1388	1140
Fenil s/Vevey	1163	1362	1025	860
Rieux	1020	1071	869	789

Le tableau N° 9 montre un très net déficit des précipitations pour les années (hydrologiques) 1971 et 1972, ce qui a conduit partout à des niveaux d'étiage particulièrement bas.

Note : Le tableau N° 9 est tiré d'un rapport, établi le 14 février 1973, par M. Mornod, géologue.

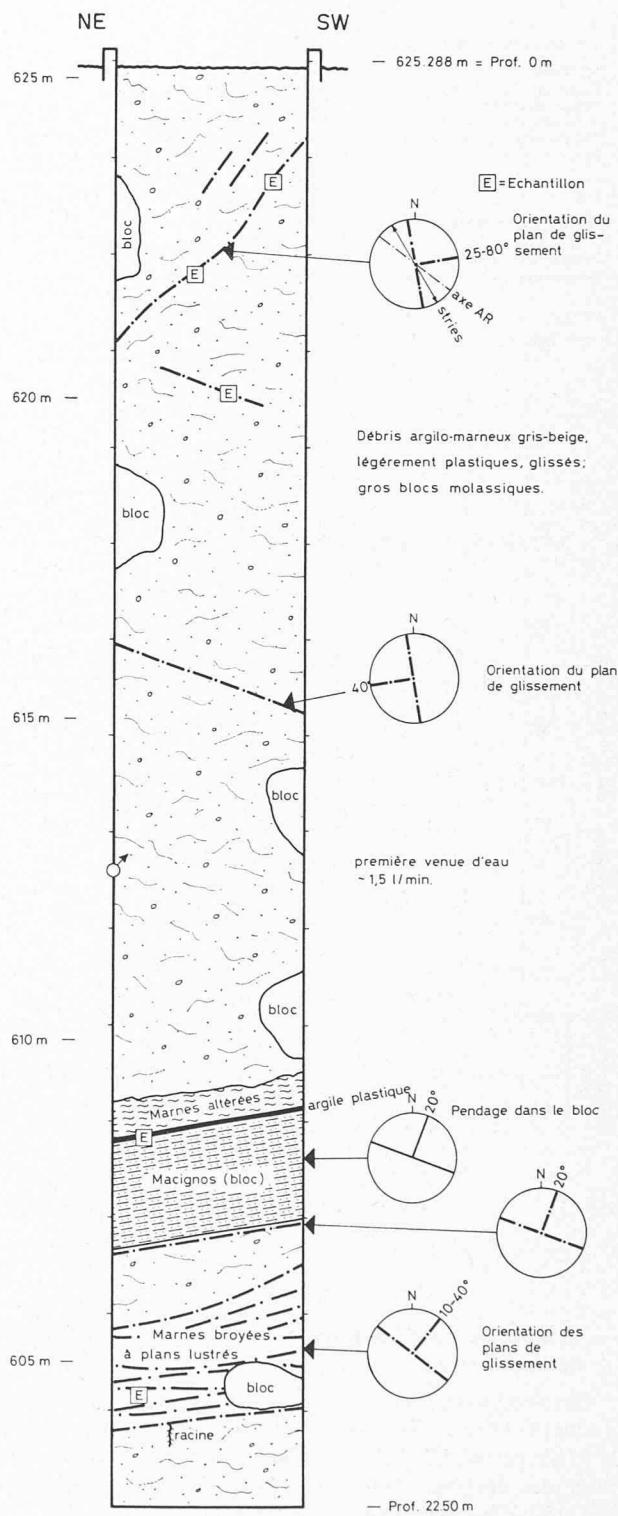


Fig. 11. — Coupe du puits de reconnaissance.

5. Projet de drainage

Tenant compte de tous ces éléments, notre bureau, assisté de ses experts (géologue et géotechnicien) reprit l'étude du projet d'exécution. Il fut décidé de conserver le terrassement tel qu'il avait été prévu initialement, et d'augmenter le drainage de manière à :

- combattre l'instabilité éventuelle du talus amont et du versant ;

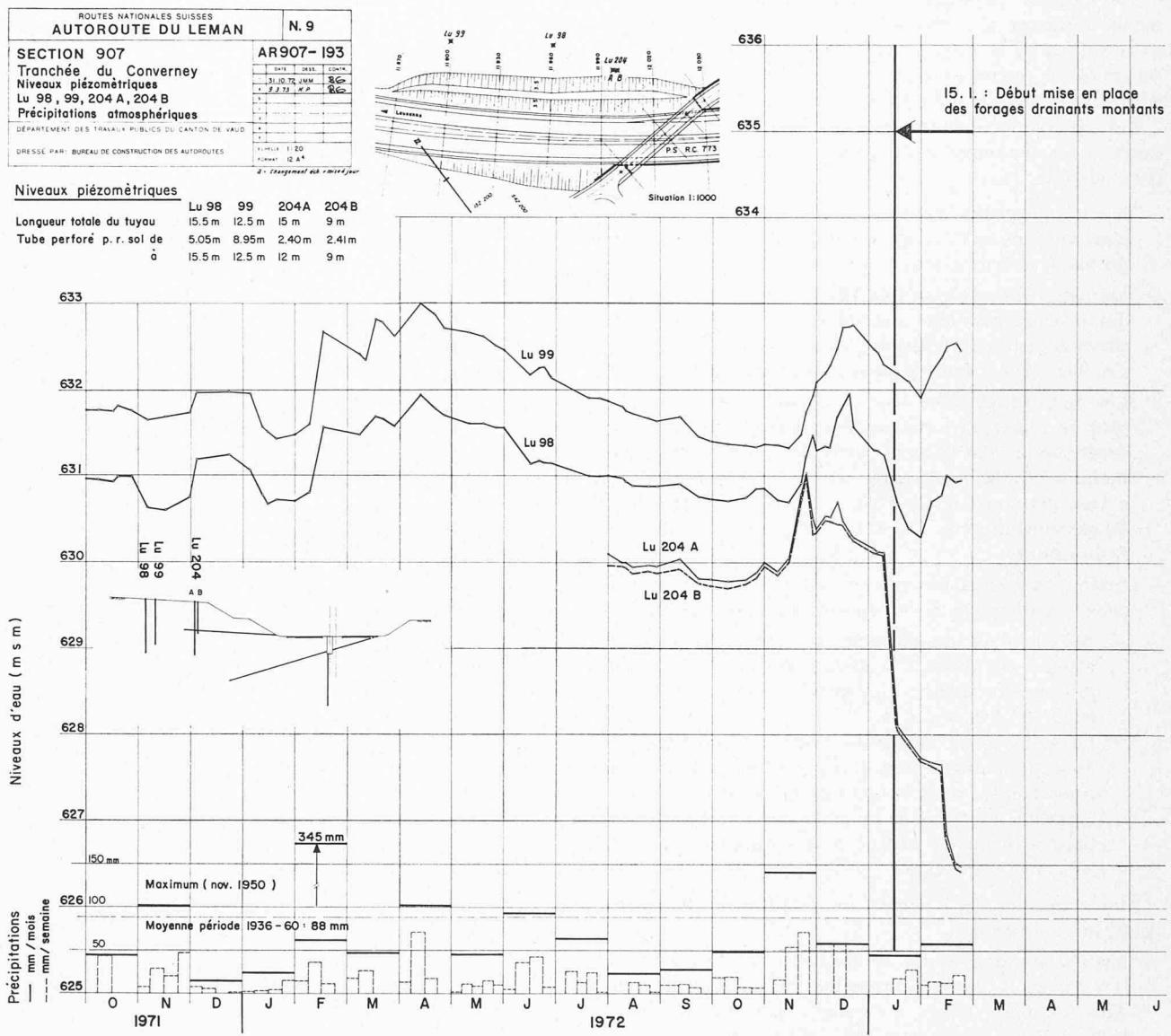


Fig. 12. — Niveaux dans piézomètres Lu 98, 99, 204 A et B, en fonction du temps et des précipitations.

— réduire les sous-pressions régnant sous la plate-forme de l'autoroute.

De nombreuses solutions furent donc envisagées pour drainer le talus et diminuer les sous-pressions ; étant donné la faible perméabilité du matériau, il aurait fallu mettre en place des drainages très rapprochés ; de plus, il fallait ne pas créer d'instabilité en mettant ces ouvrages en place.

Considérant que la masse glissée comporte un grand nombre de fissures, nous avons admis que nous pourrions drainer assez facilement avec des forages qui permettraient à l'eau, en pression dans ces fissures, de s'écouler.

Après consultation du groupe d'experts, deux variantes furent mises en soumission.

5.1 Variante 5

Pour bien drainer le pied du talus (point critique), il faut avoir un niveau de rabattement placé le plus bas possible ; ceci est obtenu en exécutant des forages drainants à partir de puits creusés dans la bande centrale, et en les disposant en éventail (longueur 40 m).

Pour ne pas voir une énorme tranchée continue, les puits (\varnothing 4 m) sont placés tous les 21 m ; le recouvrement des forages est de 3,5 m dans le plan vertical passant parallèlement à l'axe de l'autoroute au pied du talus amont.

5.2 Variante 4 (voir aussi fig. 6)

Elle tend à obtenir le même effet de drainage du talus et de son pied, sans exécution de puits : ce but devrait être atteint par la réalisation de forages drainants, inclinés, descendants (longueur 40 m), exécutés depuis la partie aval du terrassement autoroute, et par la mise en place, depuis la partie amont du terrassement, de forages drainants, inclinés, montants (longueur 27 m).

Les deux solutions comportent également un collecteur drainant central (profondeur 4 m) et des forages verticaux de décharge (placés tous les 3 m à l'axe de l'autoroute, profondeur 15 m).

Les prix remis par les entreprises pour la variante 4 étaient de l'ordre de Fr. 850 000.—, cependant que la variante 5 dépassait le million de francs.

Les délais d'exécution, pour une adjudication des travaux au 1^{er} décembre 1972, avaient été fixés respectivement au 15 mars 1973 pour la variante 4, et au 1^{er} août 1973 pour la variante 5.

5.3 Projet d'exécution

Finalement, il fut décidé de réaliser la variante 4, car elle présentait le plus grand nombre d'avantages (voir fig. 6).

- Les drainages peuvent se réaliser rapidement, ce qui est important au cas où les niveaux d'eau remonteraient.
- Tels que prévus, les drainages inclinés, aussi bien montants que descendants, draineront correctement le pied du talus.
- Le délai d'exécution est plus court et le coût est inférieur.

6. Travaux

6.1 Terrassements généraux

Commencés au printemps 1971, les terrassements généraux se terminèrent en automne 1972. En juillet 1971 apparurent donc de nombreuses fissures, antérieures aux travaux, dans la partie est de la tranchée, où la creuse fut interrompue, alors que la construction du passage supérieur de la route cantonale 773 était remise à plus tard. La partie centrale fut laissée intacte, afin de servir d'épaulement pour le versant. Les terrassements se poursuivirent dans la partie ouest, au-dessus de laquelle il n'y a pas d'immeubles (fig. 9).

Des repères topographiques furent mis en place et régulièrement observés, au fur et à mesure de l'avancement des excavations, pour contrôler la stabilité du talus amont et du versant dominant la tranchée (voir fig. 4).

Il fut convenu que l'automne 1971 et l'hiver 1971-1972 serviraient de période d'observation quant au comportement dans le temps de la tranchée. Malgré des précipitations souvent fortes, bien que peu abondantes (qui firent monter les niveaux d'eau, voir paragraphe 4.45), on n'observa pas d'instabilité caractérisée ; les mesures exécutées du 16 août 1971 au 7 février 1972 donnèrent les résultats suivants :

6.11 Un tassement de 1 à 3 mm de la maison Hafen (pts 45 à 48).

6.12 Un tassement de 5 à 9 mm des points de la base amont n° 8 (pts A à I).

6.13 Au fond de la tranchée :

- côté amont, tassement 1 mm, puis soulèvement 1 mm (pts 49 et 50) ;
- sur axe AR, soulèvement 1 mm (pts 53 et 54) ;
- côté aval, un soulèvement de 12 à 16 mm (pts 51 et 52).

Compte tenu de ces éléments, il fut décidé de commencer à construire le P.S. de la RC 773 dès le printemps 1972 et de mettre en place, rapidement, le réseau de drainage prévu.

6.2 Travaux de drainage

La variante 4 retenue fut adjugée le 1^{er} décembre 1972 et, dès le 15 janvier 1973, les premiers forages drainants amont (montants à 6 %) furent mis en place. La perforation est exécutée par une foreuse équipée d'un tri-cone ; le forage de Ø 100 mm est tubé ; des tubes drainants sont ensuite mis en place, par éléments préfabriqués.

L'entreprise¹ a proposé une variante de drains prégravillonnés, constituée de la façon suivante (voir aussi fig. 6, coupe) :

- un tuyau en plastique lourd, Ø ext. 42 mm, avec des perforations longitudinales de 0,3 mm, est placé dans un deuxième tuyau en plastique léger (Somo), Ø int. 58 mm, muni de perforations transversales de 0,5 mm ;
- l'espace annulaire, ainsi formé, est rempli par un filtre 0,3-3 mm, et constitué de 40 % de sable moyen 0,3-1,0 mm et de 60 % de sable grossier 1,0-3,0 mm.

La granulométrie du filtre a été choisie compte tenu des prescriptions de la norme SNV 70125 et des courbes granulométriques des matériaux à drainer et à protéger contre l'entraînement des particules.

Cette disposition permet, quelle que soit l'inclinaison du forage drainant, de mettre en place facilement un filtre et de pouvoir ultérieurement le nettoyer à l'air et à l'eau sous pression, dans le cas où il serait colmaté.

Ces travaux furent suivis par la réalisation du collecteur drainant central, par la perforation des forages inclinés descendants, puis par celle des forages verticaux (fig. 13 et 14).

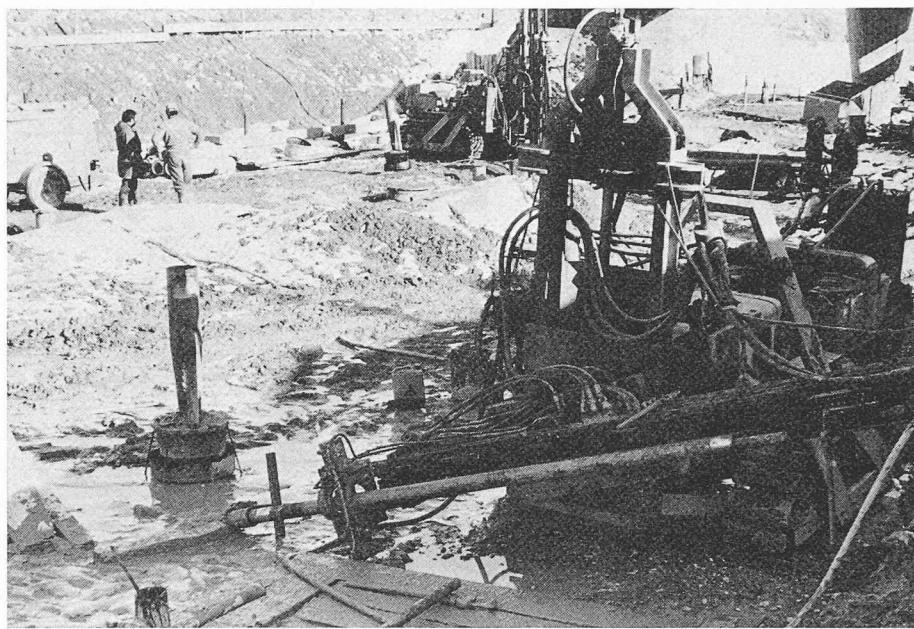
Le collecteur central est placé dans une fouille blindée, profonde de 4 m au moins ; tous les 6 m, il est construit une chambre qui permet de recevoir les eaux récoltées dans les

¹ Voir aussi la communication insérée sous la rubrique *Informations diverses* sous le titre «Les drains forés de la tranchée de Converney».



(Photo M. Meier)

Fig. 13. — Collecteur central : fouille + cheminée Ø 70 cm et tuyau ciment Ø 20 cm.



(Photo M. Meier)

Fig. 14. — Foreuse pour mise en place des drains inclinés descendants.

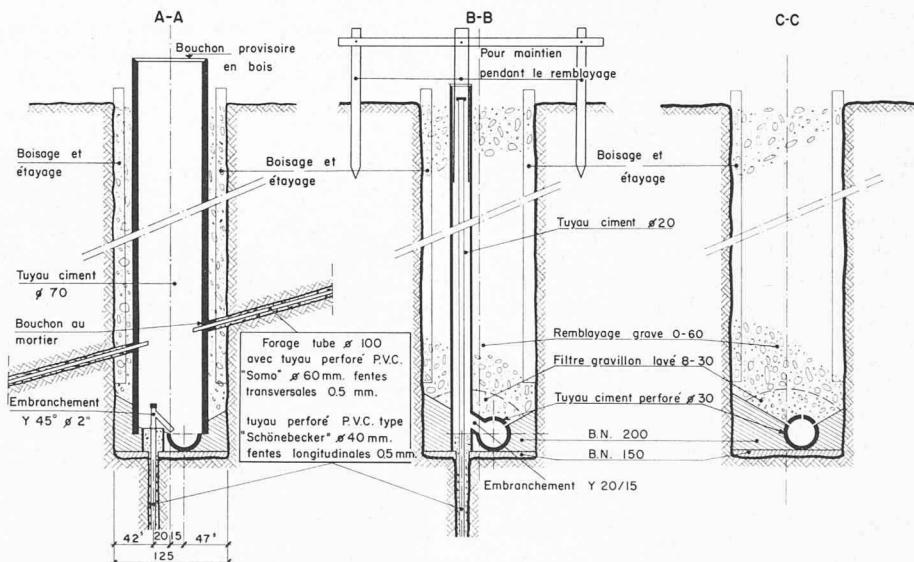


Fig. 15. — Coupes tranchée et collecteur central.

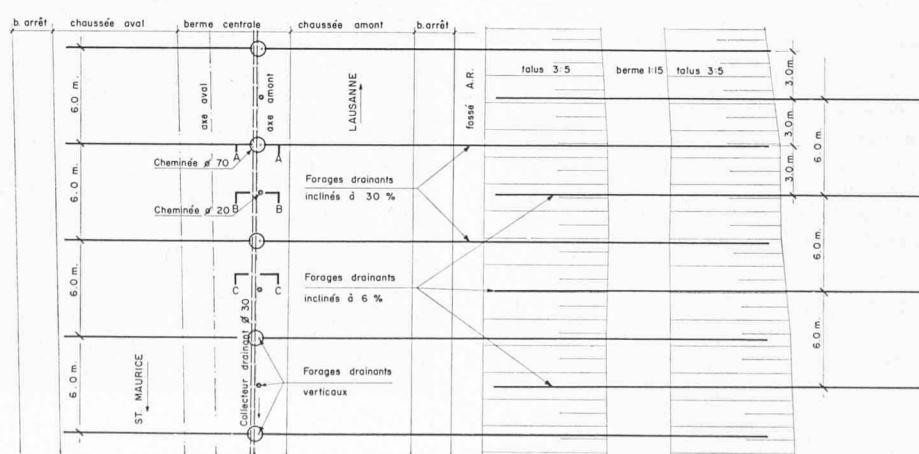


Fig. 16. — Disposition du réseau de drainages.

forages inclinés descendants ; ces forages captent les eaux sous pression en les faisant remonter jusqu'au collecteur. Tous les 3 m, un forage vertical, long de 15 m, est prévu pour éliminer les sous-pressions sous la plate-forme de l'autoroute (voir fig. 15 et 16).

La mise en place de ce réseau est actuellement terminée et s'est effectuée assez facilement, sauf pour quelques tronçons de la fouille centrale, où la présence de nombreux blocs de molasse a fortement retardé l'excavation et a posé des problèmes pour le blindage des parois.

Les forages drainants, malgré les précipitations peu abondantes, ni très fréquentes, ont pour la plupart immédiatement évacué des débits qui varient entre 0,1 et 1,5 l/min.

Alors que les différents points topographiques étaient restés assez stables pendant l'été et l'automne 1972, et surtout dès la fin des terrassements (automne 1972), il a été constaté entre le 30 novembre 1972 et le 28 janvier 1973 un tassement (1 à 2 mm) et un déplacement vers l'aval (2 à 4 mm) des points de la base amont N° 8, un tassement (1 à 2 mm) de la villa Hafen, et des mouvements verticaux ascendants des points placés au fond de la tranchée.

Ces mouvements ne sont toutefois ni très importants, ni critiques ; comme il y a eu en novembre 1972 d'assez fortes précipitations, et comme les forages drainants amont n'ont été mis en place qu'à partir de janvier 1973, en l'absence d'une mesure à fin décembre 1972, il est difficile de savoir si les déplacements mesurés dernièrement sont dus aux chutes de pluie de novembre 1972 ou à l'effet des drainages amont.

Les premiers forages drainants ont été mis en place entre les km 11,990 et 12,020, dès la mi-janvier 1973. Dès cette époque, nous avons relevé dans ce secteur les niveaux et les précipitations suivants (voir aussi fig. 4 et 12) :

Le tableau N° 10 montre que le piézomètre Lu 203, placé très à l'amont et hors du rayon d'action des drainages, a marqué quelques variations de niveau dues aux précipitations, alors que les piézomètres Lu 204A et B, et 207, situés dans la zone d'influence des drainages, donnent des niveaux constamment en baisse, malgré les précipitations de janvier et février 1973. Ce fait est particulièrement sensible dès le 15 janvier, date à partir de laquelle les forages drainants ont été mis en place.

Toujours entre les km 11,990 et 12,020, les premiers forages drainants descendants furent mis en place dès le mois de février. Nous avons relevé les niveaux et les précipitations suivants (voir fig. 4) :

TABLEAU N° 11

Semaine	Précipitations mm	Date	Niveaux piézométriques		
			Lu 207	Lu 210A	Lu 210B
1- 7.1.73	0,0	3.1.73	629,61	623,91	625,23
8-14.1.73	0,0	5.1.73	629,30	623,88	625,23
		9.1.73	629,19	623,85	625,12
15-21.1.73	17,7	17.1.73	628,23	623,68	625,50
22-28.1.73	28,4	23.1.73	627,41	623,36	625,34
29-31.1.73	0,0	30.1.73	627,08	623,30	625,33
1- 3.2.73	9,8	6.2.73	626,94	623,18	624,00
4-10.2.73	3,8	12.2.73	625,80	622,87	623,82
11-17.2.73	13,2	15.2.73	626,72	624,68	623,33
18-24.2.73	14,8	20.2.73	625,64	622,83	623,52
25-28.2.73	7,1	23.2.73	625,60	622,83	623,85

Dans ce secteur, les forages drainants et les prises de pression des piézomètres sont aux cotes suivantes :

	Lu 207	Lu 210A	Lu 210B
drainages amont (+ 6 %)	env. 627	env. 626	env. 626
drainages aval (-30 %)	env. 615	env. 618	env. 618
prise de pression, de à .	628,0 615,4	623,2 616,6	623,7 610,8

Le tableau n° 11 nous montre quelques faits intéressants :

1. Au droit du piézomètre Lu 207, les niveaux de la « nappe » (ou de pression) sont rabattus plus bas que le drainage amont ; le drainage aval fait donc sentir son effet.
2. Les niveaux relevés sont en baisse constante, ce qui peut être dû à une quantité de précipitations insuffisante, mais que l'on peut également attribuer aux forages drainants. En effet, on voit que les niveaux, tout d'abord, remontent après les chutes de pluie, et puis ensuite qu'ils sont assez rapidement rabattus.

TABLEAU N° 10

Semaine	Précipitations mm	Date	Niveaux piézométriques (m s. mer)			
			Lu 203	Lu 204A	Lu 204B	Lu 207
1- 7.1.73	0,0	3.1.73	639,30	630,17	630,11	629,61
8-14.1.73	0,0	5.1.73	639,26	630,13	630,12	629,30
		9.1.73	639,20	630,12	630,07	629,19
15-21.1.73	17,7	17.1.73	639,15	628,10	628,03	628,23
22-28.1.73	28,4	28.1.73	639,14	627,93	627,87	627,41
29-31.1.73	0,0	30.1.73	639,22	627,73	627,68	627,08
1- 3.2.73	9,8	6.2.73	639,66	627,68	627,64	626,94
4-10.2.73	3,8	12.2.73	639,48	627,65	627,57	625,80
11-17.2.73	13,2	15.2.73	639,91	626,86	626,72	626,72
18-24.2.73	14,8	20.2.73	639,86	626,52	626,45	625,64
25-28.2.73	7,1	23.2.73	639,65	626,48	626,42	625,60

TABLEAU N° 12

Semaines ou jours	Précipitations (pluie + neige) mm	Date (1973)	Débits (l/min) Forage drainant amont n°						
			140	142	144	146	148	150	152
1- 7.1.73	0,0								
8-14.1.73	0,9	Début du chantier							
15-21.1.73	17,7	Mise en place des premiers forages drainants							
22-28.1.73	28,4	23,1	0,40	—	—	0,12	0,15	0,14	0,44
29-31.1.73	0,0	30,1	0,27	—	—	0,07	0,12	0,34	0,18
1.2.73	9,8	—	—	—	—	—	—	—	—
2- 6.2.73	0,0	6,2	0,40	0,05	0,31	0,13	0,13	0,10	0,09
7- 8.2.73	0,0	—	—	—	—	—	—	—	—
10-14.2.73	27,3	—	—	—	—	—	—	—	—
15.2.73	0,0	15,2	0,55	0,00	0,27	0,14	0,00	0,15	0,18
16-18.2.73	0,0	—	—	—	—	—	—	—	—
19-20.2.73	2,8	—	—	—	—	—	—	—	—
21-22.2.73	0,0	—	—	—	—	—	—	—	—
23.2.73	6,2	23,2	0,34	0,00	0,20	0,09	0,13	0,09	0,08
24-25.2.73	12,9	—	—	—	—	—	—	—	—
26-28.2.73	0,0	—	—	—	—	—	—	—	—
1- 2.3.73	0,0	2,3	0,36	0,00	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00

Il apparaît, tout au moins dans le secteur km 11,990-12,020, où nous avons déjà pu accumuler bon nombre d'observations, que les drainages mis en place sont efficaces. Nous en voulons aussi pour preuve la variation des débits mesurés au cours du temps pour quelques forages drainants amont.

Le tableau N° 12 montre que les débits varient avec les précipitations : lors des chutes de pluie, les drains évacuent des débits importants ; puis les débits diminuent de façon marquée jusqu'à devenir pratiquement nuls pour certains drains.

7. Conclusions

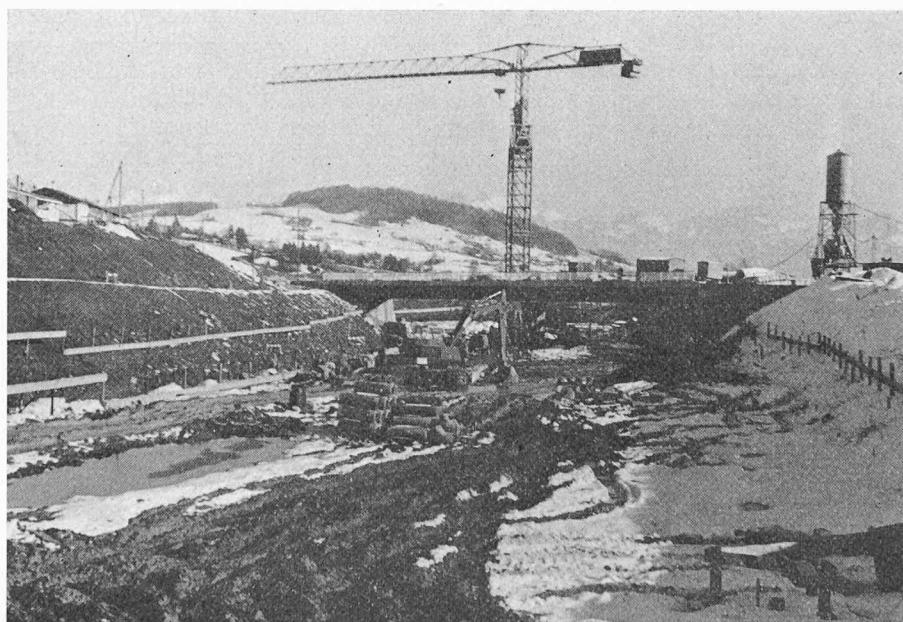
7.1 Les études géotechniques complémentaires ont permis d'estimer la résistance au cisaillement la plus probable

pour l'ensemble de l'ancienne masse glissée : on a pu ainsi adopter la valeur de 25° pour le frottement interne effectif et une cohésion effective nulle.

7.2 La mise en place des forages drainants s'est révélée très facile et n'a pas mis en péril la stabilité du talus amont (fig. 17).

Le dispositif adopté peut, en tout temps, être complété par des forages supplémentaires, ce qui est un sérieux avantage du point de vue sécurité.

7.3 Les forages drainants jouent leur rôle : ils évacuent l'eau lors des précipitations, ce qui a pour effet de diminuer les pressions dans les fissures du sol, donc de faire descendre les niveaux d'eau (ce que les relevés piézométriques montrent par ailleurs très clairement). Les drainages maintiennent, pour l'instant, les niveaux d'eau suffisamment bas pour que l'équilibre du talus, donc aussi de tout le versant, soit garanti. Les observations que nous pourrons faire dans les prochains mois nous montreront si le système de drainage continue à fonctionner correctement.



(Photo M. Meier)

Fig. 17. — Vue générale du chantier de drainage.

Adresse de l'auteur :
Blaise Graf, ingénieur
Bureau de construction des
autoroutes vaudoises
Caroline 7bis
1003 Lausanne