

|                     |   |
|---------------------|---|
| <b>Zeitschrift:</b> | Ingénieurs et architectes suisses   |
| <b>Band:</b>        | 107 (1981)  |
| <b>Heft:</b>        | 12  |
| <br>                |   |
| <b>Artikel:</b>     | Stabilisation d'un massif rocheux surplombant la voie CFF entre Salquenen et Loèche   |
| <b>Autor:</b>       | Matthey, Bernard / Clavien, Félicien  |
| <b>DOI:</b>         | <a href="https://doi.org/10.5169/seals-74332">https://doi.org/10.5169/seals-74332</a> |

#### 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:** 06.02.2026

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

# Stabilisation d'un massif rocheux surplombant la voie CFF entre Salquenen et Loèche

par Bernard Matthey, Lausanne, et Félicien Clavien, Sion

**En mai de l'année dernière, les Chemins de fer fédéraux étaient contraints de suspendre provisoirement le trafic sur le tronçon Sierre-Loèche de la ligne du Simplon, à cause d'un glissement de terrain au-dessus de la voie. L'événement était heureusement rare, mais lourd de conséquences pour l'une des artères ferroviaires les plus importantes de notre pays et d'Europe. Le trafic des marchandises puis des voyageurs était toutefois rétabli respectivement après quelques heures et trois jours.**

Il nous a semblé intéressant de savoir quelle situation avaient trouvé les responsables des CFF et quelles mesures ont permis d'assurer, après un délai aussi bref, la sécurité du trafic. Nous remercions les auteurs d'avoir bien voulu rédiger à notre demande l'article qui suit.

## Rédaction

### 1. Introduction

#### 1.1 Historique

Dans la semaine du 12 au 18 mai 1980, un vigneron signalait à un agent du service de la voie des CFF qu'un glissement de terrain était en cours, au-dessus de la route reliant Varone à Loèche. Il avait découvert de profondes fissures dans sa vigne, sise en amont d'un éperon rocheux dominant la voie ferrée (fig. 1).

Un contrôle général de la zone signalée révéla des fissures importantes dans la masse rocheuse. Des témoins furent alors posés par le service des travaux des CFF et placés sous surveillance.

Le 21 mai, les responsables de ce service durent malheureusement constater qu'une masse importante de rocher (environ 10 000 m<sup>3</sup>) était en mouvement (fig. 2 et 3). Ils ordonnèrent immédiatement la suspension du trafic ferroviaire en raison des dislocations observées et de l'absence de données précises quant à l'évolution du phénomène.

Les conséquences pratiques et économiques de cette coupure de la ligne du Simplon impliquaient des mesures d'urgence, pour essayer de rétablir la circulation des trains dans les plus brefs délais.

Un double système de contrôle et de sécurité fut mis en place. Il comportait, d'une part l'installation d'une station fixe permettant d'effectuer des visées au théodolite sur des points de repère placés le long du front du glissement, d'autre part la mise en place d'un dispositif d'alarme électrique au pied de la falaise en mouvement. De plus, des sentinelles postées le long de la voie pouvaient, si nécessaire, arrêter les trains avant la zone dangereuse (fig. 4 et 5).

Le trafic de compositions vides et de trains de marchandises fut ensuite autorisé pendant la journée, les voyageurs

Le 24 mai, les observations ayant démontré la relative lenteur du phénomène, le trafic fut rétabli également pour les voyageurs pendant la journée entre 5 h. 30 et 20 h. 30.

Les dispositions prises pour stabiliser le glissement s'étant révélées efficaces, on put finalement rétablir la circulation intégrale des trains dès le 6 juin 1980.

#### 1.2 Appréciation de la situation et mesures envisageables

La localisation de la masse instable a été relativement aisée du fait de l'existence d'une route traversant le glissement et facilitant l'accès aux fractures et fissures les plus caractéristiques.

La zone touchée par le phénomène avait sensiblement la forme d'un triangle. A la base, une falaise d'environ 60 m de longueur permettait d'évaluer l'épaisseur de la masse en mouvement, qui variait de 2 à 6 m.

L'ensemble glissait sur une dalle lisse inclinée à environ 36° sur l'horizontale (fig. 6).

Il était impossible de dire si le mouvement allait brusquement s'accélérer ou non; on pouvait en revanche observer des dislocations susceptibles d'entraîner

continuant à être transbordés par la route entre Sierre et Loèche.

Parallèlement aux mesures de sécurité, des travaux d'ancre furent immédiatement entrepris pour tenter de gagner de vitesse le glissement.



Fig. 1. — Plan de situation 1:25 000 — avec la zone en glissement.

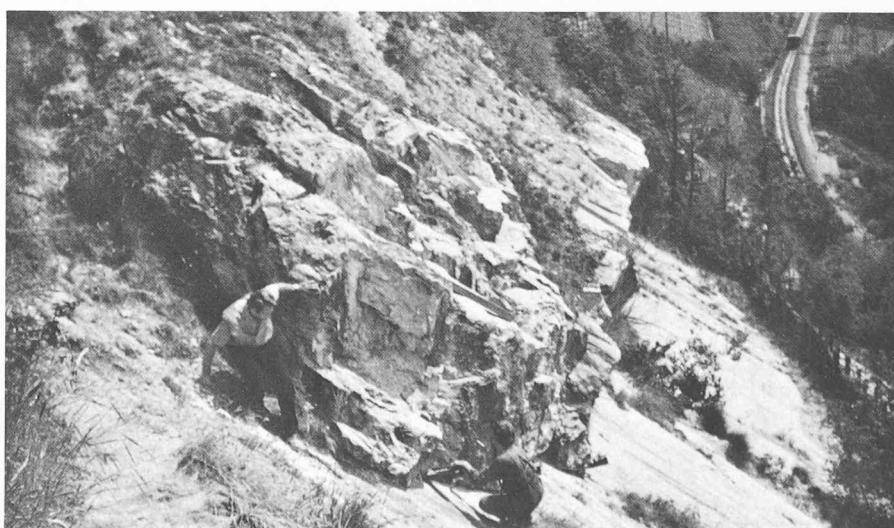


Fig. 2. — Front rocheux en mouvement, vu de l'ouest.



Fig. 3. — Grande fissure, à l'amont.

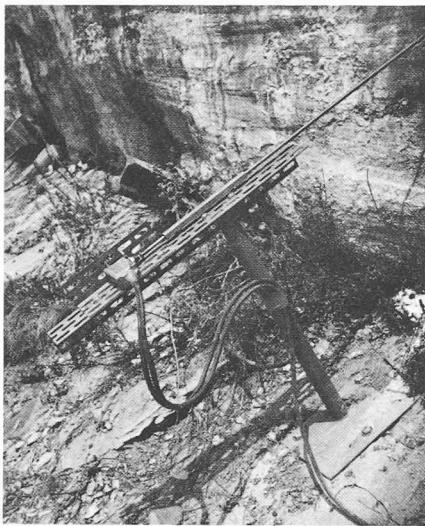


Fig. 5. — Détail du dispositif d'alarme électrique montrant la tige ancrée dans la falaise et l'interrupteur.

des ruptures locales, d'un volume suffisant pour provoquer une catastrophe. Comme le plan de glissement aboutissait directement au-dessus de la voie

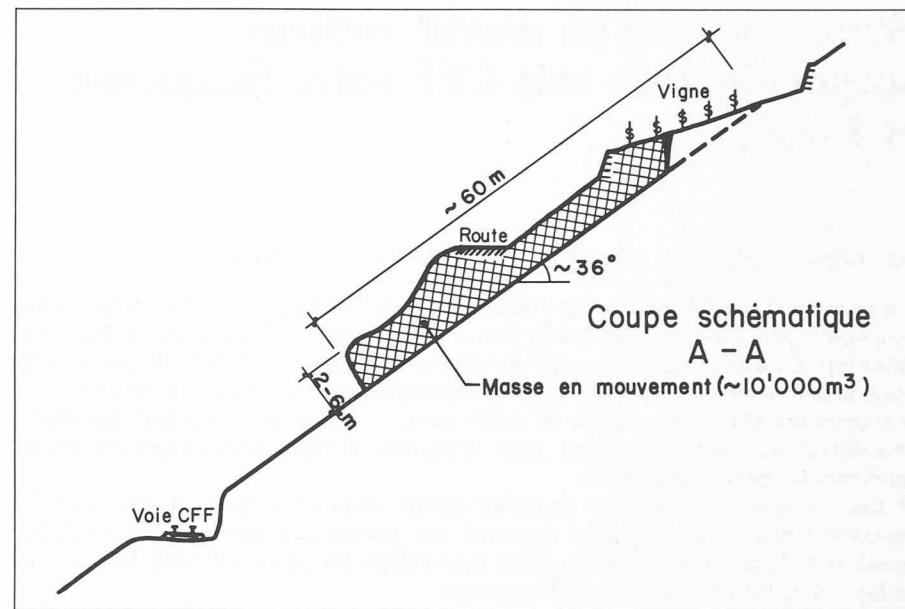


Fig. 6. — Profil schématique caractéristique.

CFF, la seule décision raisonnable était d'interrompre le trafic et d'examiner rapidement les mesures à prendre. Compte tenu de la situation, deux solutions pouvaient être envisagées. La plus simple était, semblait-il, de provoquer le décrochement de la masse rocheuse, la seconde d'essayer malgré tout de la stabiliser.

La première solution, consistant à dynamiter la masse en mouvement, est assez aléatoire. Il arrive fréquemment que ce procédé ne donne pas les résultats escomptés et que la plus grande partie de la masse intéressée reste en place, la stabilité devenant encore plus précaire. La rupture peut alors se produire à tout instant, au moment où l'on s'y attend le moins. De plus, même en cas de réussite

de l'opération, le glissement peut se propager vers le haut et intéresser une zone beaucoup plus étendue qu'à l'origine. La meilleure solution consistait donc finalement à tenter la stabilisation, d'autant plus qu'il s'agissait d'essayer de sauvegarder non seulement l'existence de la voie de chemin de fer, mais encore d'un pylône d'angle de la ligne électrique à haute tension Massaboden - Saint-Léonard - Vernayaz et de la route Varone - Loèche.

### 1.3 Caractéristiques du glissement

Le dispositif d'alarme décrit sous chiffre 1.1 permettait en outre d'analyser l'allure du mouvement.

On avait pu constater, lors de la première reconnaissance, que la surface de

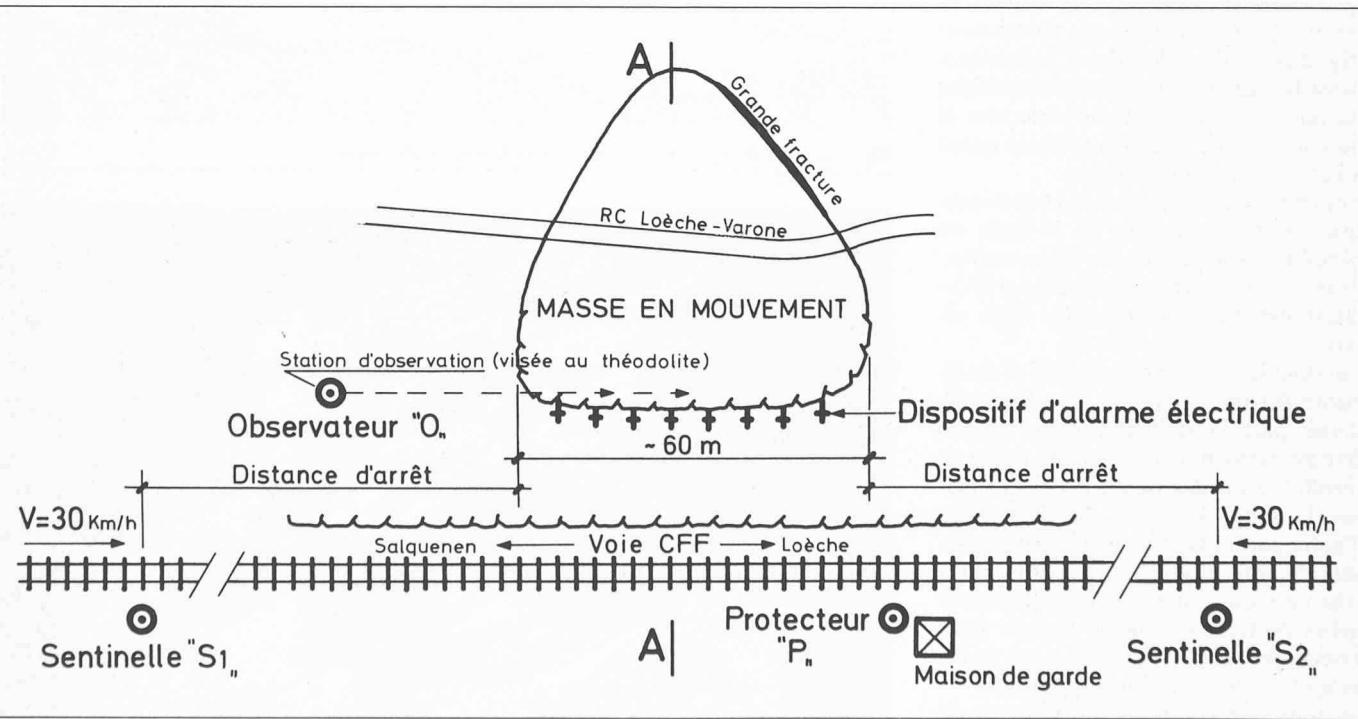


Fig. 4. — Plan schématique montrant le dispositif de sécurité mis en place à proximité du glissement. Fonctionnement: le protecteur «P» est alerté par l'observateur «O» ou par l'alarme électrique. Il prévient les sentinelles «S1» ou «S2» qui ont pour mission d'arrêter les trains.

glissement était passablement minéralisée et les observations ultérieures ont confirmé les craintes exprimées à ce moment-là, à savoir que les infiltrations d'eau pendant les périodes de pluie agissent comme un lubrifiant. Des accélérations inquiétantes ont été suivies d'un ralentissement très net au retour du beau temps.

Cette progression par « bonds » est également liée à l'écrasement progressif des petites aspérités du plan de glissement et à la réduction des frottements qui en résulte.

#### 1.4 Premières mesures visant à freiner le glissement

L'action stabilisatrice des ancrages précontraints ne pouvant intervenir qu'après un certain laps de temps, on pouvait craindre qu'ils soient cisaillés avant leur mise en tension. C'est pourquoi la Direction des travaux décida la mise en place de tubes à parois épaisses dans les forages destinés aux ancrages, de manière à freiner le mouvement et à protéger les tirants, au moins temporairement.

Par ailleurs, un nombre important de barres en acier ( $\varnothing 40$  mm) travaillant au cisaillement, furent scellées dans le rocher devant le front du glissement de manière à empêcher un décrochement brusque des parties disloquées de la falaise. Des profils métalliques HEB s'appuyant sur les barres scellées et un remplissage de béton entre le rocher et les profils assuraient une certaine répartition des poussées exercées par la falaise en mouvement.

## 2. Conditions hydrogéologiques et géotechniques

### 2.1 Situation et aperçu géologique

La zone concernée par ce glissement se situe sur la rive droite du Rhône directement à l'ouest de la Dala sur la commune de Varone (fig. 1).

Du point de vue géologique, ce secteur appartient à la nappe de Morcles-Doldenhorn (Mésozoïque para-autochtone). Il se trouve dans la zone de recouvrement sédimentaire ouest du massif de l'Aar. Il s'agit essentiellement d'un niveau calcaire massif, assez épais, du Malm, qui forme ici une enveloppe régulière et qui plonge quelque peu vers le SSE.

Le substratum rocheux est localement recouvert de dépôts quaternaires et récents constitués de moraine et d'éboulis de pente.

### 2.2 Caractéristiques géotechniques des terrains rencontrés

Les quelques observations « in situ », effectuées parallèlement aux travaux d'assainissement, ont permis au bureau de géotechnique d'esquisser la stratigraphie

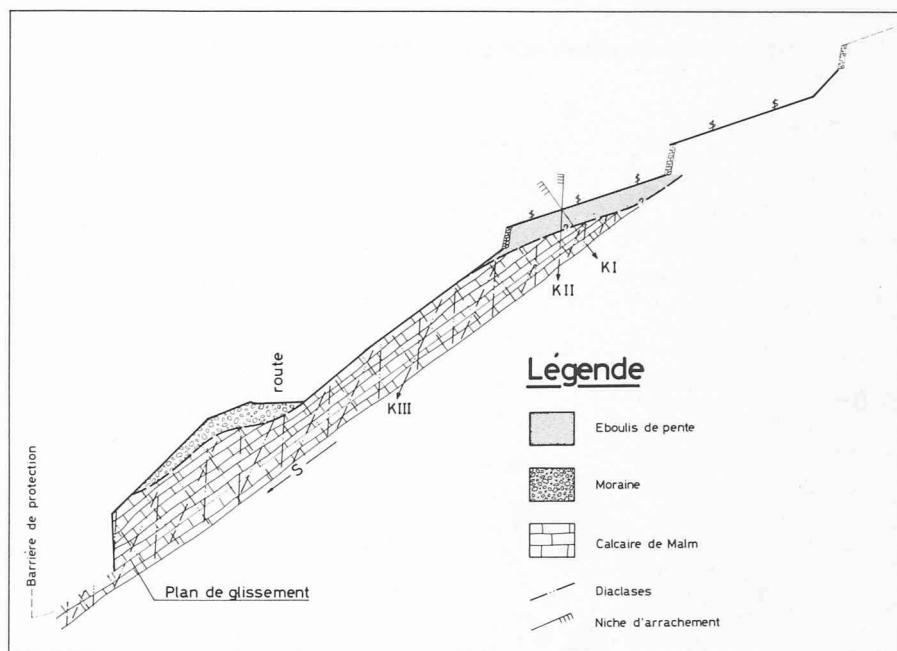


Fig. 7. — Profil géotechnique.

probable des différentes formations en présence (fig. 7, 8, 9).

Compte tenu de l'importance des mouvements constatés et de l'urgence avec laquelle il fallait mettre en place des mesures d'assainissement préliminaires, il n'était en effet pas possible d'envisager des investigations complémentaires à l'aide de sondages de reconnaissance ou autres.

Les différents types de terrains relevés se répartissent selon les trois formations principales suivantes:

**Malm:** La paroi rocheuse allant de Salquenen jusqu'à la Dala et qui supporte le village de Varone appartient aux formations stratigraphiques du Malm. Il s'agit de calcaire massif à patine bleutée et à pâte grise très fine.

Dans la zone d'investigation, la stratification plonge assez régulièrement vers le SSE et est très peu ondulée.

**Moraine:** A l'aval de la route Loèche-Varone, les calcaires du Malm sont surmontés localement de dépôts morainiques (fig. 7). L'épaisseur de ces dépôts quaternaires ne devrait pas dépasser 2,0 m. Il s'agit de gravier sableux avec beaucoup de pierres et de blocs arrondis.

**Eboulis de pente:** En amont de la route, le substratum rocheux se découpe en terrasses successives, en partie recouvertes de minces voiles d'éboulis, qui ont été localement remaniés lors de la réalisation des vignes.

### 2.3 Différents systèmes de discontinuité en présence

L'étude géologique laisse apparaître différents systèmes de discontinuités principales (fig. 8 et 9).

La stratification représente la surface de discontinuité majeure du massif en présence (plan de glissement). Comme déjà précisé plus haut, la stratification plonge assez régulièrement vers le SSE et est très peu ondulée (valeur moyenne 170/36°). Les surfaces de stratification sont parfois recouvertes d'un plaquage calcitique et présentent des stries de direction oblique (200-210/35-36) par rapport à la ligne de pente du plan de glissement.

Il ressort des fig. 8 et 9 que, en plus de la stratification, d'autres systèmes de diaclases ont également joué un rôle déterminant dans l'instabilité de la zone en question.

### Caractéristiques géotechniques (estimées)

| Paramètres  | Symbol        | Unité                 | Malm    | Moraine    | Eboulis  |
|---|---------------|-----------------------|---------|------------|----------|
| Poids spécifique  | $\gamma$      | t/m <sup>3</sup>      | 2,7-2,8 | 2,0-2,2    | 18-20    |
| Résistance au cisaillement<br>— angle de frottement interne<br>— cohésion | $\phi$<br>$c$ | °<br>t/m <sup>2</sup> | 30<br>0 | 30-35<br>0 | ~30<br>0 |

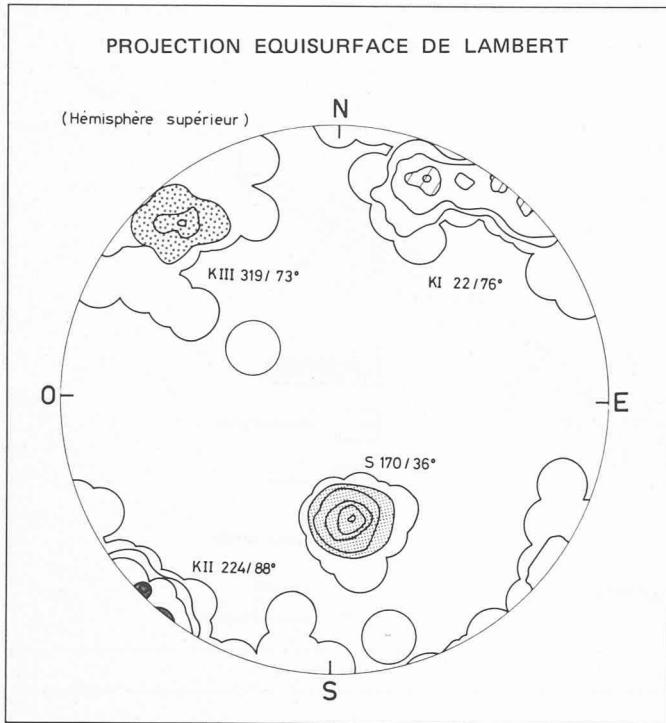


Fig. 8. — Diagramme de densité des joints observés.

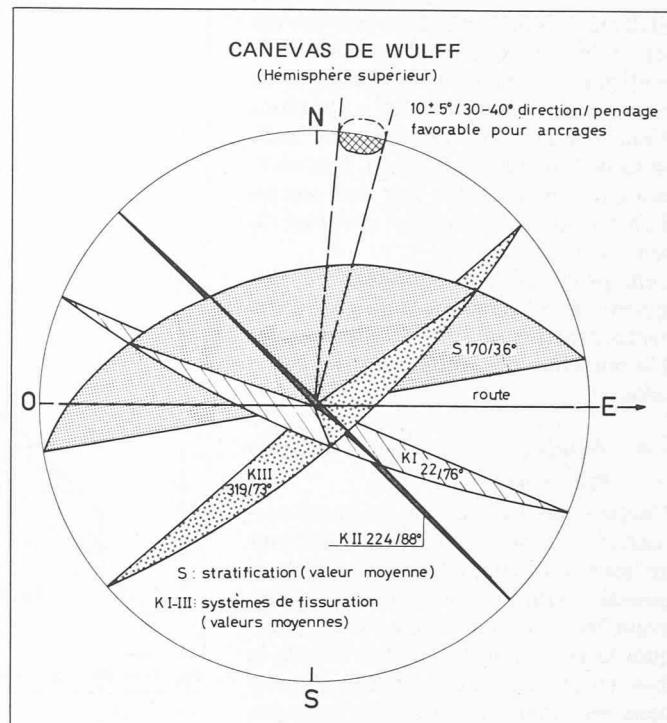


Fig. 9. — Projection stéréographique des systèmes principaux de joints.

| Joint | Direction/pendage (valeur moyenne) |
|-------|------------------------------------|
| K I   | 22/76°                             |
| K II  | 224/88°                            |
| K III | 319/73°                            |

Tous ces systèmes de fissures possèdent un haut degré de recouplement. Les surfaces de joints sont relativement rugueuses et parfois ouvertes. L'importante fissure relevée au nord du pylône (fig. 3 et 10) situé à l'est de la zone en mouvement ne correspond pas

à un seul système de discontinuité. Elle suit plutôt les deux systèmes de fissuration K I et K II.

Cette fissure délimite la zone en glissement à l'est-nord-est.

Compte tenu de l'importance de la couverture meuble subsistant en amont de cette zone en glissement, on n'a pas pu établir de manière précise la limite ouest qui devrait cependant suivre le système de discontinuité K III.

#### 2.4 Hydrogéologie

Aucune activité aquifère permanente n'a été observée dans les différents systèmes de discontinuité.

On a relevé cependant, au niveau du plan de glissement, des signes d'écoulement souterrains anciens, vraisemblablement alimentés par les eaux météoriques et de ruissellement provenant du versant amont.

Ces eaux, qui s'infiltrent dans les discontinuités du massif rocheux en présence, altèrent progressivement la roche au niveau des résurgences tout en diminuant sensiblement la résistance au frottement.

Ce phénomène a d'ailleurs été confirmé par les mesures effectuées durant la période d'investigations, lors du contrôle des déformations de l'éperon rocheux en mouvement.

### 3. Conditions de stabilité en présence et mesures d'assainissement

#### 3.1 Appréciation géotechnique des conditions de stabilité en présence

Comme on peut le remarquer sur la fig. 11, la stratification orientée vers



Fig. 10. — L'importante fissure située à l'ouest du pylône, délimitant le glissement au nord-est, après colmatage.

l'aval avec un pendage moyen de l'ordre de  $36^\circ$  représente, bien évidemment, un plan de glissement potentiel préférentiel.

Les autres systèmes de fissuration (K I à K III) ont également joué un rôle particulièrement défavorable. L'ouverture d'une partie des joints de discontinuité a en effet désolidarisé des paquets de couches ou des massifs entiers de rocher, qui ne pouvaient ainsi plus être stabilisés par les seules forces de frottement sur les surfaces de stratification.

### 3.2 Mesures d'assainissement

Le maître de l'ouvrage ignorait tout de la durée et de l'importance des déformations encourues par la masse en glissement, lors de la découverte des premiers mouvements dans les vignes amonts.

La purge de l'ensemble de la paroi ayant été rapidement écartée pour les raisons évoquées sous 1.2, les responsables du projet se sont concentrés sur l'étude de la stabilisation de l'ensemble du massif à l'aide d'ancrages précontraints.

Cette variante devait permettre, dans une première étape, d'augmenter rapidement le coefficient de stabilité du massif rocheux en glissement et de rétablir les conditions d'équilibre initiales grâce à l'ancrage (tirants précontraints) de la partie supérieure du massif.

Le secteur situé aux abords du pylône à haute tension (fig. 12) a été l'objet de mesures de consolidation immédiates (4 ancrages VSL avec charge utile de l'ordre de 120 t).

La stabilisation définitive de l'éperon rocheux est intervenue ultérieurement, dans une deuxième étape, par la mise en place de bandeaux de soutènement ancrés en béton armé, complétés par des boulons, au front du glissement.



Fig. 11. — Vue de la falaise en mouvement et du plan de glissement, avant le début des travaux d'assainissement.

## 4. Calculs de stabilité

### 4.1 Hypothèse de calcul

En l'absence de forages de reconnaissance et d'essais de laboratoire, il était impossible de connaître à l'avance les caractéristiques géotechniques du rocher dans la zone de scellement des ancrages et sur le plan de glissement. Les relevés géologiques et tectoniques de surface ont permis de définir le modèle de calcul et les valeurs moyennes des différents paramètres de résistance au cisaillement (fig. 13).

### Caractéristiques géotechniques et géométriques estimées

- angle de frottement interne:  $\phi \approx 30^\circ$
- poids spécifique:  $\gamma \approx 2,80 \text{ t/m}^3$

— inclinaison moyenne du plan de glissement:  $\beta = 36^\circ$

— inclinaison des ancrages:  $\alpha = 30-40^\circ$

### 4.2 Résultats des calculs de stabilité

#### a) 1<sup>re</sup> étape

Sur la base des hypothèses admises précédemment, on a ensuite estimé les forces d'ancrages nécessaires à rétablir, dans une première phase, les conditions d'équilibre limite pour le modèle esquisqué sur la fig. 13.

Compte tenu des conditions géologiques et topographiques en présence, le calcul des forces d'ancrages nécessaires a pu être ramené à un problème à deux dimensions avec un versant à un seul système de fissure inclinée (stratification =  $36^\circ$ ) et délimité par les fissures ouvertes amont (K I et K III).

En admettant, de plus, que:

- cohésion:  $c = 0$
- sous-pression:  $u = 0$
- coefficient de sécurité:  $\eta = 1$

l'effort d'ancrage minimum, susceptible de rétablir les conditions d'équilibre limites, se calcule à l'aide de la formule simplifiée suivante:

$$T = \frac{G (\sin \beta - \cos \beta \tan \phi)}{\sin (\beta + \alpha) \tan \phi + \cos (\beta + \alpha)} \\ = \frac{G \sin (\beta - \phi)}{\cos (\beta + \alpha - \phi)}$$

dans laquelle:

$G$  = poids du massif à retenir  
 $T$  = force d'ancrage nécessaire  
 $\alpha, \beta, \phi$ : voir figure 13.

Les calculs démontrent que la force d'ancrage minimum augmente avec l'inclinaison des tirants, alors que leur longueur diminue proportionnellement. La direction et l'inclinaison des tirants précontraints découlent, d'une part des différents joints de discontinuité en



Fig. 12. — Ancrages VSL, dans la zone du pylône à haute tension.

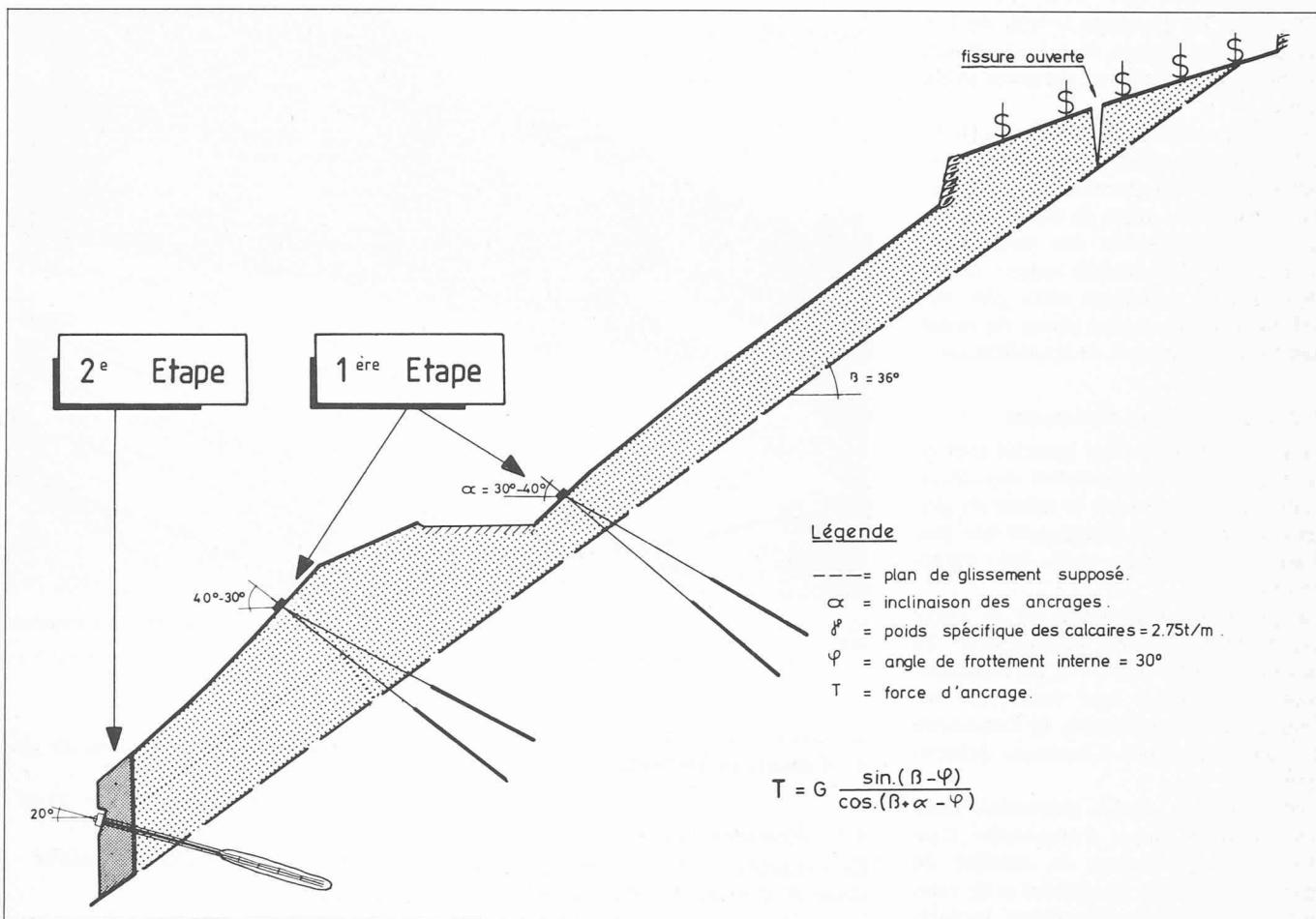
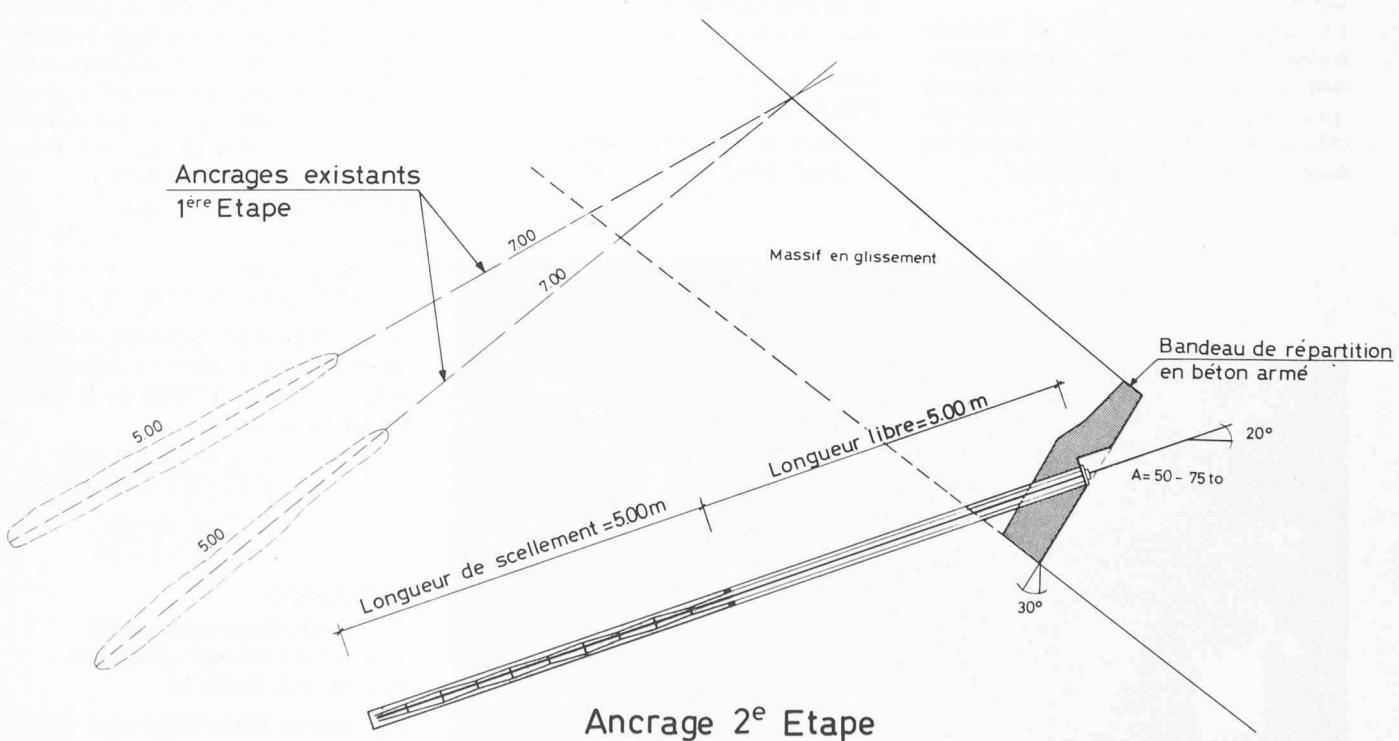


Fig. 13. — Calcul de stabilité avec ancrages — coupe schématique type.

Fig. 17. — Différents types de bandeaux ancrés, 2<sup>e</sup> étape.

présence et de leur intersection, d'autre part d'une étude d'optimisation.

Afin d'assurer une certaine perpendicularité des ancrages par rapport à la stratification et aux différents plans de discontinuité (K I, K II) et de respecter les orientations interdites, correspondant à l'intersection de deux systèmes de discontinuité, l'orientation suivante a été retenue pour les tirants d'ancrages (fig. 8 et 9),

$10 \pm 5/30-40^\circ$  (direction pendage).

#### b) 2<sup>e</sup> étape

Sur la base du tonnage initialement mis en place en amont et en aval de l'ancienne route cantonale Varone-Loèche, on pouvait compter sur une force de précontrainte de l'ordre de  $50 \text{ t/m}^2$ .

Compte tenu de la configuration des lieux, ces mesures de consolidation initiale avaient rétabli la sécurité limite pour la zone médiane du glissement, alors qu'elles l'avaient déjà sensiblement améliorée sur les bords.

Afin d'augmenter encore sensiblement le coefficient de sécurité du massif consolidé par rapport à celui de l'état naturel, avant les travaux, et d'éviter surtout que des paquets de roche isolée puissent se détacher du front de la masse en glissement, des mesures de consolidation secondaire étaient également prévues le long de l'ensemble de l'éperon rocheux en mouvement.



Fig. 14. — Ancrages 1<sup>e</sup> étape, en amont de la route.

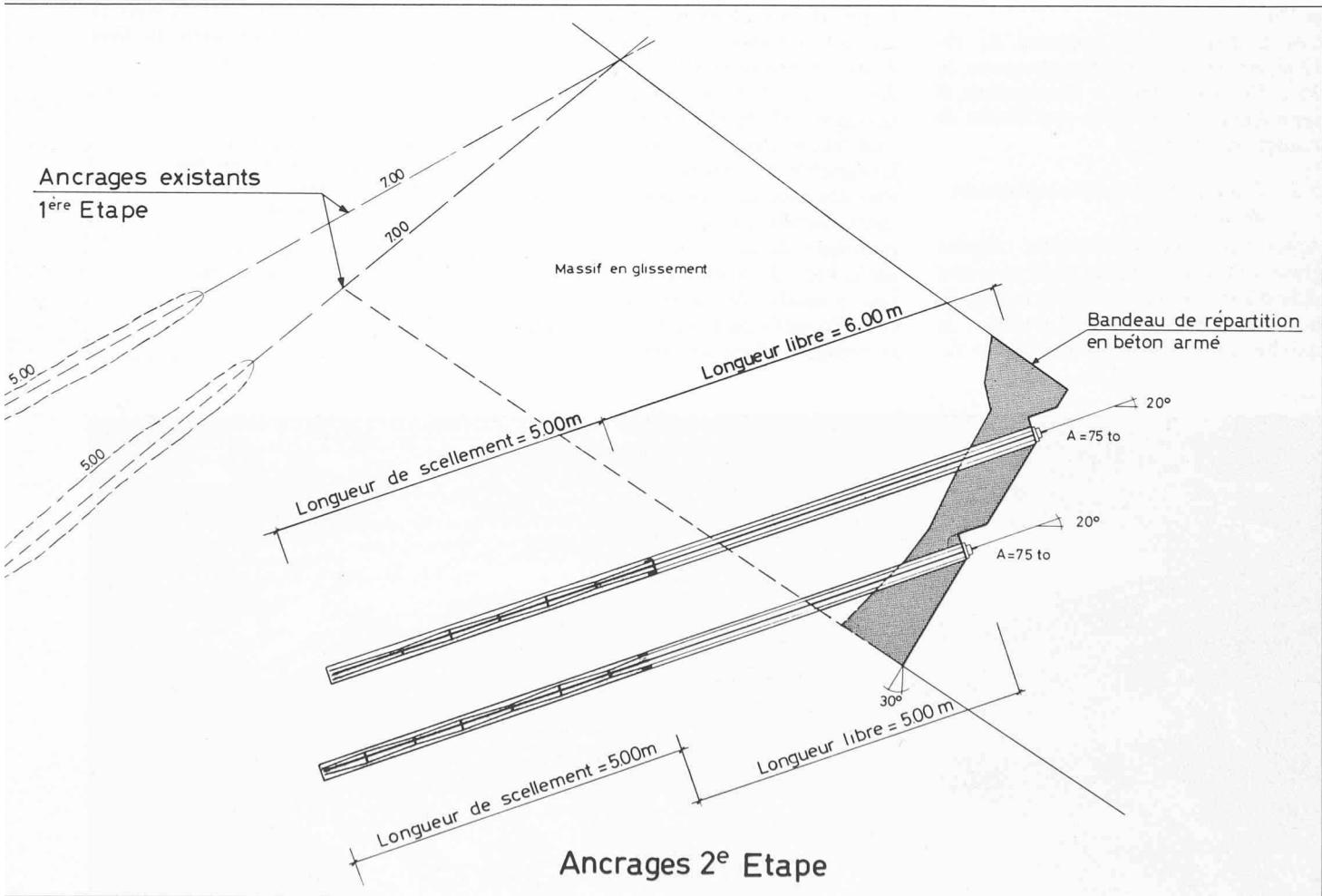
Le dimensionnement de ces nouveaux ouvrages de soutènement s'est effectué conformément aux hypothèses initiales et en admettant de plus que ces tirants devaient être à même de retenir au moins les masses situées en aval des zones préalablement ancrées.

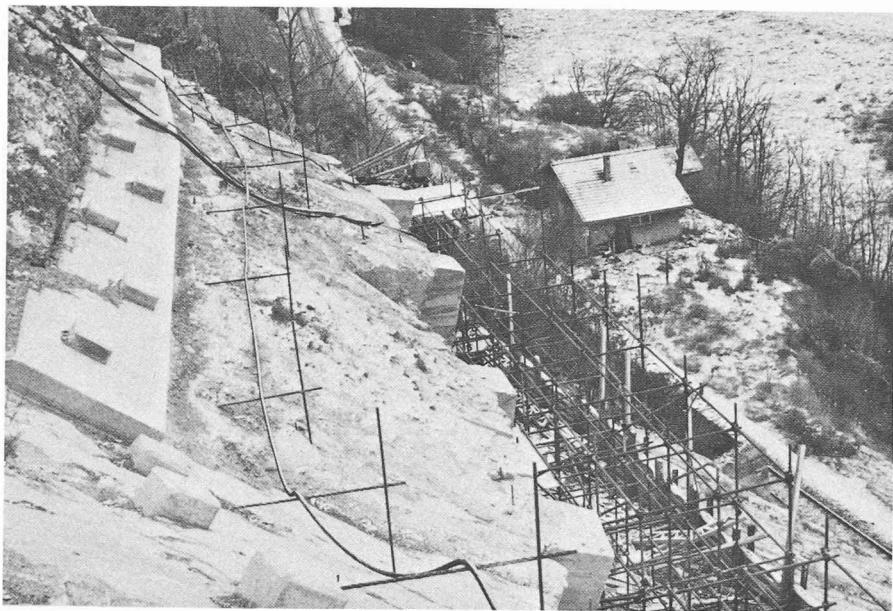
La force d'ancrage supplémentaire ainsi obtenue représentait environ  $30 \text{ t/m}^2$ , et permettait de rétablir un coefficient de sécurité compris entre 1,3 et 1,5.

## 5. Différentes phases des travaux de consolidation

### 5.1 1<sup>e</sup> phase: travaux d'urgence

La pose des ancrages a débuté immédiatement après que le maître de l'œuvre et le bureau de géotechnique eurent arrêté les premières mesures d'assainissement en collaboration avec l'entreprise spécialisée.



Fig. 15. — Anchages 1<sup>re</sup> étape, en aval de la route avec vue partielle des bandeaux ancrés de la 2<sup>e</sup> étape.

Fort heureusement, la mise en précontrainte des premiers ancrages devait provoquer une diminution progressive des mouvements qui se stabilisèrent complètement après la mise en service de la rangée supérieure.

Cette première phase des travaux de consolidation a comporté la pose de deux rangées d'ancrages précontraints de part et d'autre de la route ( $2 \times 30$  ancrages Stump Mono de 50 t) (fig. 14 et 15).

Ces ancrages, d'une longueur de 10-12 m, étaient inclinés alternativement de  $30$  à  $40^\circ$  par rapport à l'horizontale et représentaient une force stabilisante de l'ordre de 50 t/m<sup>2</sup>.

### 5.2 2<sup>e</sup> phase: ouvrage de soutènement définitif

Après les résultats favorables obtenus grâce à la mise en place de la première série d'ancrages précontraints le long de la route, il était nécessaire d'assurer la stabilité de la partie frontale de la fa-

laise avec des ouvrages de soutènement appropriés.

Pour consolider ce secteur de manière définitive, il a fallu tout d'abord relever systématiquement les différents systèmes de fissuration prévalant au front du massif en glissement.

Sur la base de ces relevés, on a pu proposer ensuite une répartition précise des ouvrages de soutènement, complétée par une série de cloutage.

Le projet retenu prévoyait, tout d'abord, un petit mur ancré avec 4 ancrages VSL de 50 t et une série de bandeaux ancrés distant d'environ 5,0 m avec un ou deux ancrages VSL de 75 t par bandeau suivant leur hauteur (fig. 16 et 17).

L'ensemble de ces travaux d'ancrages se sont déroulés dans des conditions de sécurité satisfaisantes, sans interruption prolongée de la circulation des trains sur la ligne du Simplon.

Les mesures de surveillance et de contrôle renforcées, mises en place dans la première phase des travaux, ont été

sensiblement réduites durant cette deuxième phase, sans qu'aucun accident ne soit à déplorer, malgré les conditions d'accès et de travail au demeurant fort difficiles.

### 6. Remarques finales

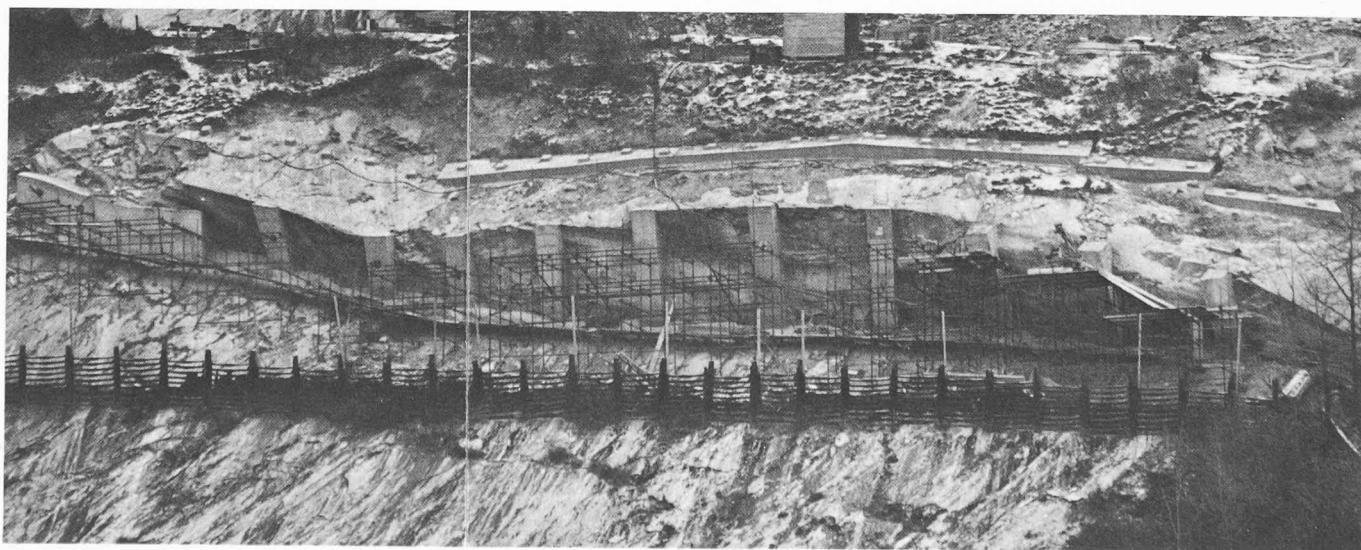
La voie ferrée reliant Salquenen à Loèche traverse à flanc de coteau une zone rocheuse assez étendue. Dans ce secteur, la situation est assimilable à celle des lignes CFF dites de montagne et le parcours est soumis à une surveillance très stricte. Des ouvrages de protection contre les chutes de pierres ont été réalisés sur une bonne partie du tronçon. De plus, au début de chaque année, a lieu un contrôle systématique des rochers dominant la voie et les éléments devenus instables au cours de la mauvaise saison sont éliminés.

Malgré ces précautions, on ne peut exclure un incident du genre de celui que nous venons de décrire. C'est pourquoi les CFF, dans le cadre du projet de doublage de la voie entre Salquenen et Loèche, vont examiner ce problème de sécurité d'une manière approfondie.

L'importance des ouvrages de protection à construire jouera un rôle déterminant dans le choix de la solution à adopter. Dans cette perspective, la réalisation d'un ou de plusieurs tunnels n'est pas exclue. Il convient toutefois d'attendre le résultat des études comparatives qui vont être entreprises avant de tirer des conclusions définitives.

#### Adresse des auteurs:

Bernard Matthey, ing. SIA  
Suppléant de l'ingénieur en chef  
Division des travaux CFF  
Avenue de la Gare 45  
1001 Lausanne  
  
Félicien Clavien, ing. SIA  
Bureau d'études géotechniques  
et hydrologiques  
Rue de Lausanne 39  
1950 Sion

Fig. 16. — Vue d'ensemble de la falaise vers la fin des travaux de consolidation de la 2<sup>e</sup> étape.