

**AMAR S. et CORTE J.-F.**

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, France

**KOENIG G., PLAUT E. et Julien A.**

Direction Départementale de l'Équipement de la Savoie, France

**PERRIN J.**

Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Lyon, France

**Conception et réalisation d'ouvrages de soutènement sur versants instables**

**Conception and execution of retaining walls on unstable slopes**

The access road to the highway tunnel of Fréjus (R.A.T.R.F.) spreads out on scree slopes in limit equilibrium. The construction of a road-platform 13,50 m wide required many retaining walls. At this difficult site, the traditional techniques had to be adjusted and some original solutions have been tested.

This article presents the reasons that led to the choice of the different kinds of retaining structures : reinforced earth walls, PELLER and anchored walls. It also reports measurements carried out on an experimental reinforced earth wall build in 1972 and describes the problems that arose during construction. On the basis of the experience gained on the behavior of the various structures some conclusions are drawn and recommendations made.

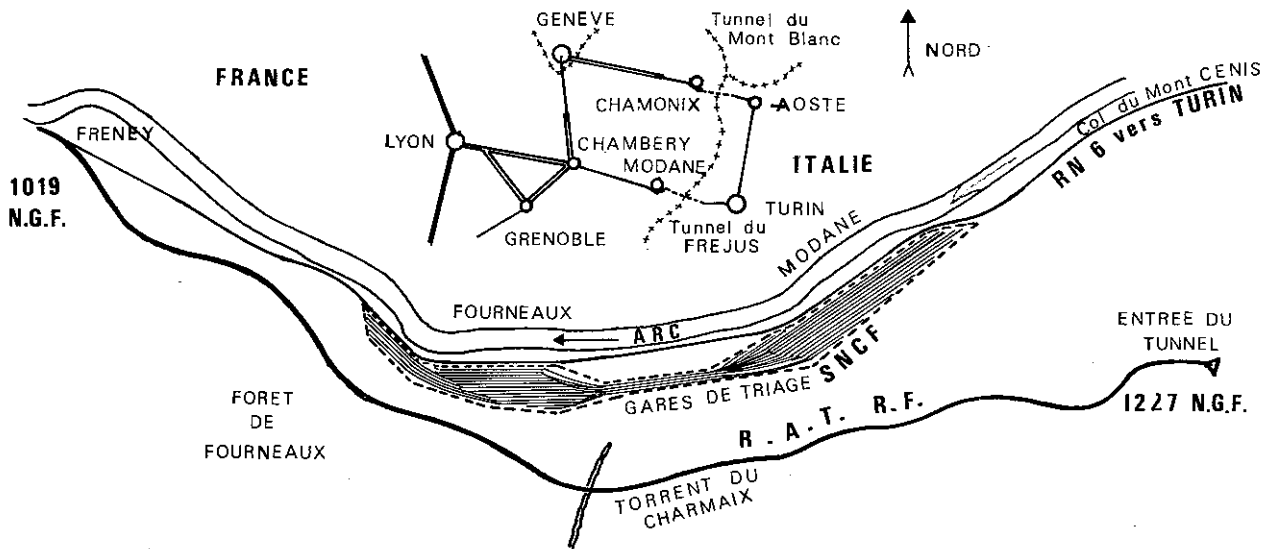


Fig. 1 - Plan de situation de la Route d'Accès au Tunnel Routier du Fréjus

## I. INTRODUCTION

Afin d'améliorer les liaisons routières entre la France et l'Italie, il a été décidé aux termes d'une convention franco-italienne en date du 23 février 1972 de percer un tunnel - "Tunnel Routier du Fréjus" - reliant Modane à Bardonnèche (fig. 1). L'entrée du tunnel est reliée au réseau routier français par une route d'accès longue de 4,5 km actuellement en construction. Cette route désignée par le sigle R.A.T.R.F. - Route d'Accès au Tunnel Routier du Fréjus - dont la maîtrise d'oeuvre est assurée par la DDE de la Savoie, a son origine sur la R.N. 6 à l'aval du village du Freney à la cote 1019 NGF et se termine à la tête du tunnel à la cote 1227 NGF.

La route se développe sur un versant montagneux très pentu (jusqu'à 42° par endroits), recouvert d'un épais manteau d'éboulis le plus souvent en limite de stabilité ou en évolution. En 1924, les travaux d'élargissement du fond de la vallée entrepris par la SNCF avaient sur ce site provoqué un glissement de grande extension conforté par d'importants ouvrages de maçonnerie.

Compte tenu des caractéristiques retenues pour l'ouvrage routier : plate-forme de 13,50 m de large et vitesse de référence de 80 km/h, la conception de la route et l'exécution des travaux dans ce site en limite de stabilité, avec des accès très difficiles et très peu d'emprise, ont souvent nécessité une adaptation des techniques traditionnelles, voire l'adoption de solutions originales. A l'exception de deux franchissements en viaduc la quasi-totalité du tracé est en profil mixte nécessitant des ouvrages de soutènement tant à l'amont qu'à l'aval.

Après une présentation des caractéristiques géotechniques du site, cet article expose les principes qui ont guidé le choix des ouvrages puis les difficultés rencontrées lors de leur exécution et enfin les moyens mis en oeuvre pour réparer certains désordres.

## 2. RESULTATS DE LA RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE

Les campagnes de reconnaissance successives ont utilisé tous les moyens classiques : sondages sismiques, électriques, destructifs, essais en place et en laboratoire. Les résultats ont mis en lumière l'hétérogénéité des terrains de couverture où il est pratiquement impossible de déceler des couches continues. A l'exception de quelques affleurements rocheux très localisés, les terrains superficiels rencontrés sont des éboulis de quartzite ou de schiste, de taille très variable, dans une matrice argilo-sableuse. L'épaisseur du manteau d'éboulis peut atteindre par endroits plusieurs dizaines de mètres. La grande difficulté posée par l'interprétation des vitesses intermédiaires en sismique, n'a malheureusement pas permis de distinguer les différentes natures d'éboulis.

## 2.1. Etude des sols

Les essais classiques en laboratoire de mécanique des sols se sont très vite avérés inadaptés compte tenu de la nature des sols rencontrés. Une tentative de détermination des caractéristiques mécaniques a été faite avec un appareil triaxial "géant". Les échantillons de diamètre  $\varnothing$  300 mm et d'élanement égal à 2 étaient taillés dans des carottes de 1 m de longueur, prélevées à des profondeurs variant de 1,5 m à 2,50 m. La présence de blocs de diamètre supérieur à 100 mm a rendu très difficile la préparation des éprouvettes. Les essais ont conduit aux valeurs suivantes :  $c' = 10$  kPa  $\phi' = 28^\circ$ . Ces valeurs ont été jugées très pessimistes, peu représentatives des caractéristiques du sol en profondeur, compte tenu notamment du caractère frottant des matériaux (sables, blocs). Ces valeurs faibles s'expliquent à la fois par l'état des échantillons soumis aux essais (remaniement important lors des opérations de prélèvement et de transport) et par le fait qu'ils ont été prélevés au voisinage de la surface (couche décomprimée).

Pour pallier cette inadaptation des techniques d'essais traditionnelles et afin d'avoir une estimation des caractéristiques mécaniques à la rupture, nécessaire pour les études de stabilité, on a procédé à un calcul a posteriori du glissement de 1924 dont on connaissait assez bien l'étendue et la puissance (de l'ordre de 15 m). Avec certaines hypothèses sur la position de la nappe, les calculs ont conduit au choix des valeurs suivantes :  $c' = 25$  kPa  $\phi' = 37^\circ$ . Ces valeurs bien qu'arbitraires apparaissent plus conformes à la nature des matériaux trouvés lors des sondages.

## 2.2. Etude hydrogéologique

Cette étude tirant profit des résultats de nombreux sondages, de la pose de piézomètres et de l'exécution de nombreux drains subhorizontaux a montré qu'il n'existait dans la couverture d'éboulis que des circulations d'eaux erratiques, parfois abondantes. Ces circulations ne traduisant pas la présence d'une nappe franche, ont soulevé le problème de la prise en compte de cet effet défavorable dans les modèles traditionnels de calculs de stabilité.

## 2.3. Levers topographiques

L'instabilité de certains versants étant connue, devant la difficulté d'analyse de ces phénomènes par les calculs classiques, pour les raisons exposées plus haut, une attention particulière a été portée aux méthodes de suivi des mouvements. Les moyens mis en oeuvre sont allés de la topographie classique par visée depuis l'autre versant distant d'environ 1 km à la pose de clinomètres, en passant par l'interprétation des photos aériennes et la photorestitution.

Les campagnes de mesure ont débuté en 1967 et se poursuivront, la route étant en service à titre de surveillance. Les mesures ont indiqué que certaines zones subissent des déplacements notables qu'il ne sera pas possible d'enrayer, nécessitant donc une adaptation des ouvrages aux déformations du versant (fig. 2).



Fig. 2 - Quand la nature s'adapte aux déformations du versant.

### 3. CHOIX ET NATURE DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

Le choix des ouvrages de soutènement a été dicté par les impératifs suivants :

- perturber au minimum le versant que ce soit en phase de construction ou en phase définitive,
- réaliser des ouvrages suffisamment souples pour absorber sans dommage important les déformations prévisibles du versant.

La plate-forme routière se trouvant en général en profil mixte, nécessitait deux types d'ouvrages :

- un ouvrage "aval" supportant la chaussée,
- un ouvrage "amont" assurant la protection de la chaussée et la stabilité locale des talus de déblai.

Pour les ouvrages "aval" le choix s'est porté sur la technique des massifs en Terre Armée qui, grâce à leur souplesse et leur déformabilité pouvaient a priori s'accommoder des déplacements des couches superficielles (fig. 3).

Pour les ouvrages "amont", cette technique n'a pas été retenue compte tenu de l'importance des fouilles nécessaires pour l'exécution, par crainte du déclenchement de glissements régressifs très difficiles et coûteux à réparer dans un tel site. Deux autres solutions ont été préférées :

- des murs cellulaires PELLER, là où l'emprise était suffisante (fig. 4),

- des murs ancrés permettant de réaliser des soutènements de grande hauteur avec une entaille minimum du versant, dans le cas contraire (fig. 5).

### 4. OUVRAGE EXPERIMENTAL EN TERRE ARMEE

Afin de vérifier la validité des méthodes de dimensionnement des ouvrages en Terre Armée et d'apprécier leur comportement sur versant instable, un ouvrage expérimental à parement métallique d'une hauteur maximale de 13 m a été construit en 1972 dans une zone où les mesures topographiques de surface indiquaient des déplacements de l'ordre de 10 cm/an (fig. 6).

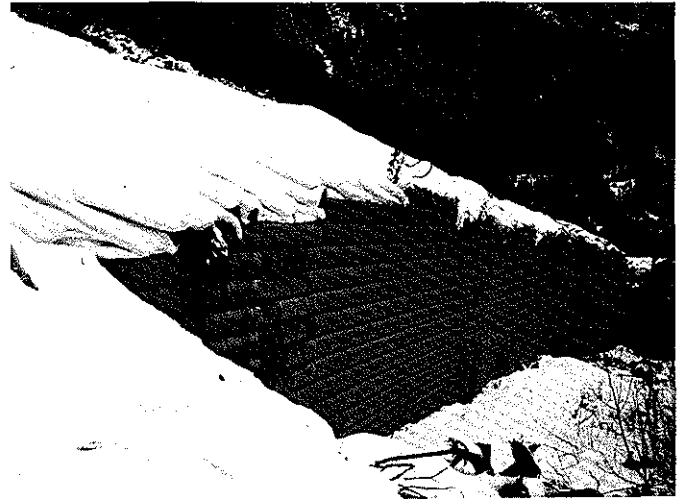


Fig. 6 - Mur expérimental en terre armée.

Cet ouvrage a été équipé de plusieurs appareils de mesure dont des cellules de contrainte totale disposées horizontalement et verticalement sur plusieurs niveaux pour apprécier les efforts de poussée à l'arrière du mur. Les déplacements ont été suivis régulièrement par des relevés topographiques complétés par des mesures au clinomètre de part et d'autre de l'ouvrage.

Durant ces six dernières années, l'ouvrage s'est parfaitement comporté puisque aucun désordre, même mineur, n'y a été décelé. De ce fait, cet ouvrage a été intégré à la route ; c'est le seul mur en Terre Armée à parement métallique.

Si un nouvel ouvrage expérimental sur versant instable devait être projeté, le choix de son implantation serait autre. Avec le recul, il semble préférable de choisir non pas une zone de grands déplacements, mais une zone où le gradient des déplacements est important, c'est-à-dire une zone de transition entre les parties réputées stables et instables du versant. Les désordres survenus en cours de chantier à un ouvrage implanté dans une telle zone ont été très instructifs et révélateurs à cet égard.

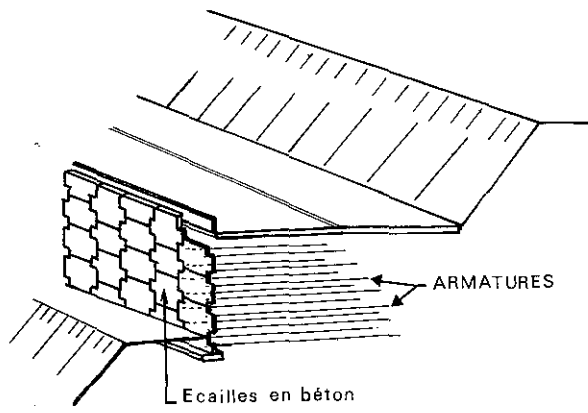


Fig. 3a - Mur en terre armée - Schéma de principe.

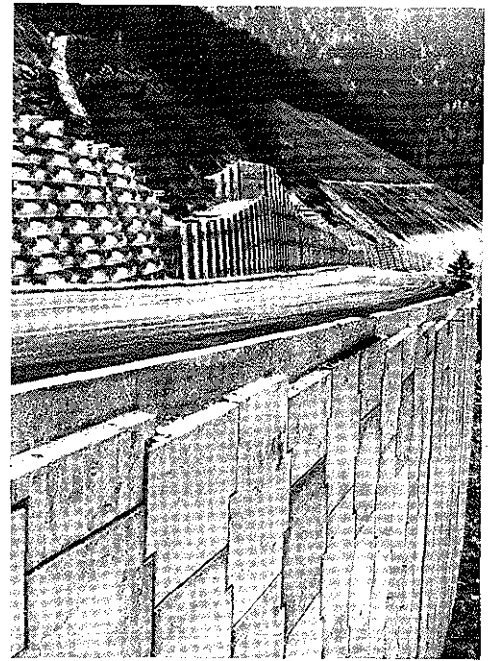


Fig. 3b - Mur aval en terre armée.

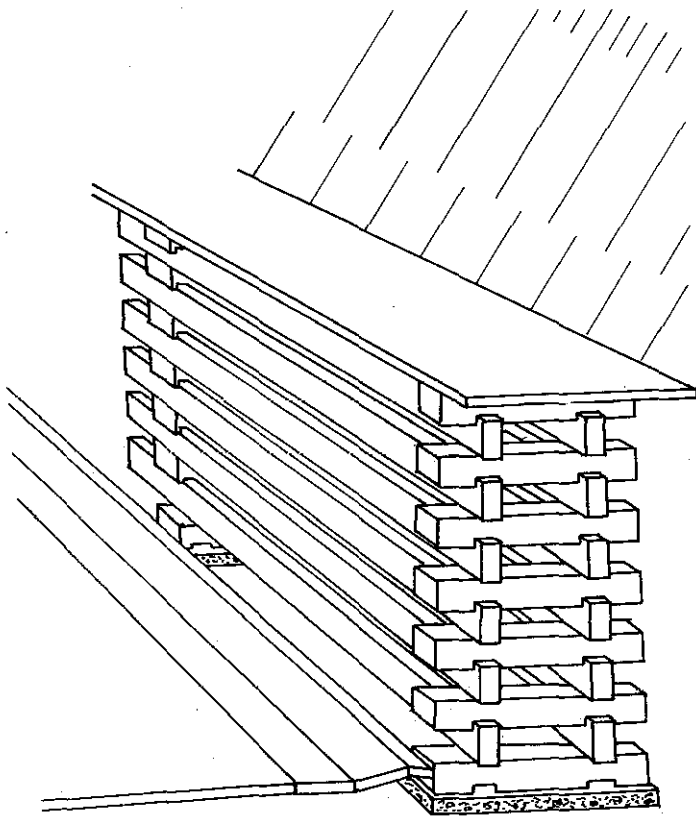


Fig. 4a - Mur Peller Schéma de principe.

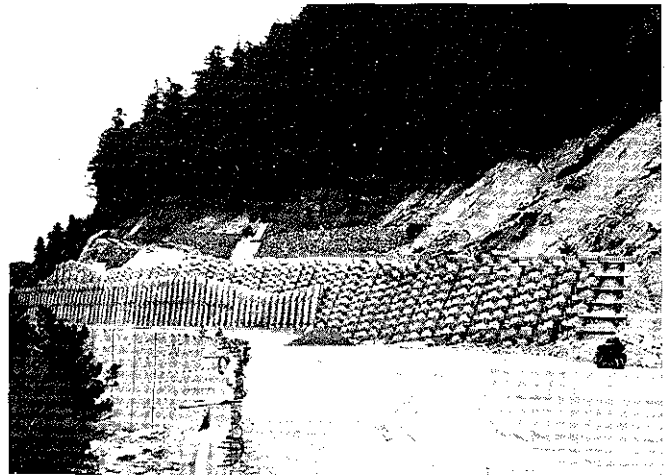


Fig. 4b - Ouvrage amont : mur Peller.

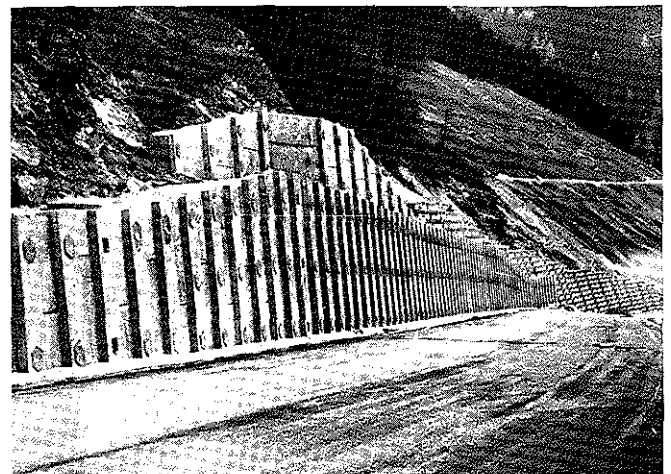


Fig. 5 - Ouvrage amont : mur ancré.

## 5. DÉSORDRES AYANT AFFECTÉ UN OUVRAGE DE SOUTÈNEMENT EN TERRE ARMÉE

Les précipitations très importantes, de l'été 1977 à la fin de l'hiver 1978, ont déclenché ou réactivé de nombreux glissements ou mouvements de versant. Une zone réputée instable s'est ainsi remise en mouvement, l'une des lèvres de cisaillement, très nette, traversant le mur en Terre Armée TA9. Les fissures du remblai en Terre Armée se sont ouvertes progressivement, accompagnées d'une déformation du parement en béton, bientôt suivie de son ouverture en "accent circonflexe" (fig. 7). On pouvait alors noter la rupture des armatures aux points d'accrochage sur le parement, sur les deux largeurs d'écaillés "ouvertes". Après stabilisation du mouvement, on constatait la déformation du mur sur environ 25 m avec des déplacements en altimétrie et en plan atteignant 1 m. Les seuls désordres importants pour la tenue du mur ont été limités à l'étroite zone d'ouverture du parement.

Grâce à la technique du procédé Terre Armée, le mur dans sa partie déformée a été démonté jusqu'au niveau de la banquette de pied, puis reconstruit afin de rattraper le profil théorique. Le nombre de joints a été accru (un toutes les trois écaillés). Par ailleurs, une solution originale a été mise en oeuvre: des armatures courtes d'environ 1 m de longueur ont été ajoutées aux armatures normales afin de retenir les écaillés en cas de nouvelle rupture du parement pour éviter l'écoulement du matériau de remblai (fig.8).

Cet incident très instructif a démontré qu'un ouvrage en Terre Armée pouvait subir des déformations importantes (4 % sur la longueur totale) sans rupture (si l'on excepte la zone très localisée correspondant à la lèvre de cisaillement).

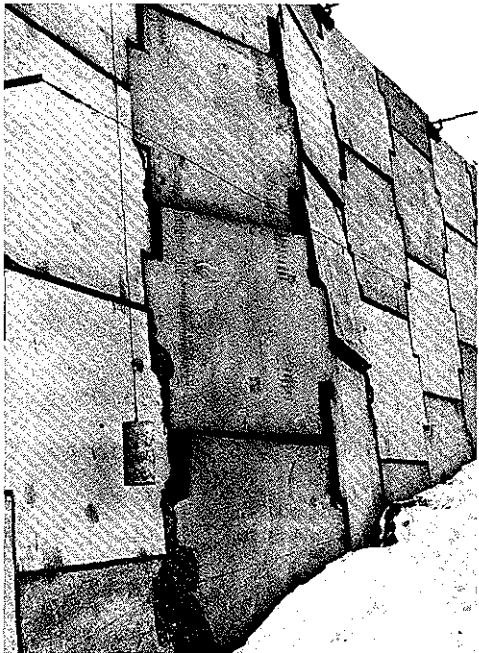


Fig. 7 - Incident ayant affecté le mur en terre armée T.A. 9.

## 6. CONCEPTION DES OUVRAGES EN TERRE ARMÉE

Les ouvrages en Terre Armée de R.A.T.R.F. ont été conçus avec le double souci :

- de ne pas aggraver l'état d'équilibre précaire des versants en phase définitive, mais aussi en phase provisoire,
- de permettre autant que possible une adaptation des ouvrages dans les zones où l'on ne pourra pas enrayer les mouvements du versant.

Pour l'ensemble des ouvrages, on a cherché des formes de section qui réduisaient au minimum le volume des fouilles. A cet effet, la configuration rectangulaire classique a été abandonnée au profit de redans, la largeur à la base du mur étant réduite à 60 % de la hauteur totale, la hauteur maximale projetée atteignant 20 m.

La stabilité interne a été justifiée suivant les méthodes classiques. Il en est de même pour la stabilité externe, l'intégrité de l'ouvrage étant vérifiée vis-à-vis des méthodes de rupture par poinçonnement, glissement sur la base, glissement général. Ce dernier problème a cependant été abordé, de manière un peu différente de la démarche habituelle. En effet, l'incertitude déjà soulignée sur les valeurs des caractéristiques mécaniques des terrains en place ainsi que sur l'effet des circulations d'eaux a fait qu'il n'était pas possible d'attacher de signification dans l'absolu aux valeurs calculées du coefficient de sécurité pour les mécanismes de rupture étudiés. Il est apparu dès lors nécessaire de raisonner en terme de variation du coefficient de sécurité par rapport à l'état naturel du versant pris comme référence. L'esprit d'une telle démarche étant admis, on a cherché les configurations perturbant peu l'état d'équilibre des versants naturels.

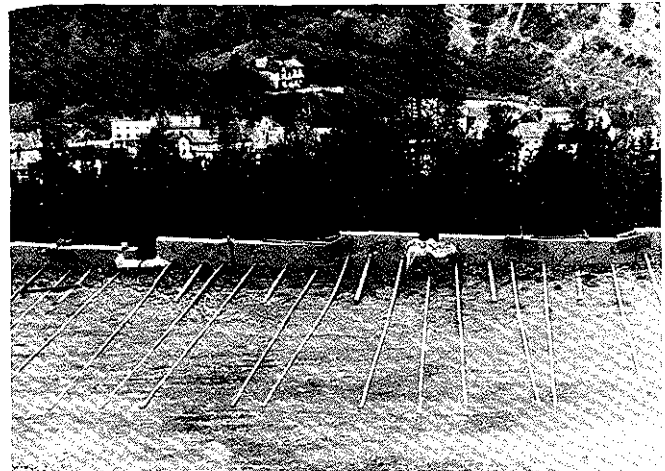


Fig. 8 - Réparation du mur en terre armée T.A.9.

L'examen de la stabilité en phase provisoire de construction qui correspond à la tenue des talus de fouille de déblai, a été conduit avec une attention particulière.

Etant donné l'hétérogénéité des terrains rencontrés, il est apparu impossible de se prononcer avec certitude sur la tenue à court terme des fouilles. Le chantier a offert à cet égard d'excellents exemples de disparités locales :

- pour le mur en Terre Armée TA 14, le versant a été entaillé sur une hauteur de 8 m, subvertical, et laissé dans cet état pendant plusieurs mois sans qu'aucun signe d'instabilité ne soit observé,
- au contraire, quelques centaines de mètres plus loin, le terrassement de 2 m à partir du niveau de la piste de chantier a été immédiatement suivi de glissements régressifs très importants.

A la suite de cet incident, bien que la majorité des fouilles ouvertes pour les ouvrages construits n'ait donné lieu à aucun désordre notable, il a été décidé de conforter les fouilles en phase provisoire pour les ouvrages situés dans des zones critiques.

## 7. SYSTEMES DE CONFORTATION DES FOUILLES DES MURS EN TERRE ARMÉE

Les ouvrages concernés n'ayant pas encore été construits, l'efficacité des méthodes proposées ne peut pas être encore discutée. Les principes sont cependant exposés ici, car ils peuvent servir de base de réflexion pour des projets analogues.

Plusieurs méthodes ont été envisagées a priori pour assurer la stabilité des talus de fouille :

- injection préalable des terrains,
- stabilisation par pieux racines ou micro-pieux,
- utilisation de tirants d'ancrage précontraints.

### 7.1. Injection préalable

Cette technique utilisée avec succès pour d'autres ouvrages du chantier (cf. § Murs ancrés) a été rejetée dans la zone de la forêt de Fourneaux pour deux raisons :

- la composition de la matrice des éboulis, de par l'importance de la partie fine rendait difficile une bonne injection du terrain garantissant la stabilité des talus de fouille,
- la stabilité des versants étant déjà précaire, il fallait éviter de créer des écrans faisant obstacle aux circulations d'eaux.

### 7.2. Pieux racines

Cette solution n'a pas été retenue par mesure de prudence par manque de connaissances sur l'efficacité de ce système dans une situation comparable et sur la quantification de

l'amélioration apportée au sol par cette disposition.

## 7.3. Tirants d'ancrage précontraints

7.3.1. Le système de stabilisation proposé est constitué de nappes de tirants d'ancrage précontraints, scellés dans le rocher en place quand c'est possible, sinon dans le terrain meuble au-delà des couches d'éboulis crus décomprimés. La mise en place des tirants et les travaux de terrassement sont projetés par phases successives, en alternance. Pour ne pas entraver le drainage naturel du manteau d'éboulis, il a été préconisé que les tirants prennent appui sur des longrines en béton armé préfabriquées assurant une certaine répartition des efforts. Les tirants tendus à 50 t sont scellés sur 5 m dans une zone située au-delà des surfaces potentielles de rupture, ce qui conduit ici à une longueur neutre de l'ordre de 10 m. Ces tirants sont laissés en place mais leur influence bénéfique n'est pas prise en compte pour l'appréciation de la stabilité de l'ouvrage définitif, car il est impossible de suivre l'évolution des tensions (fig. 9).

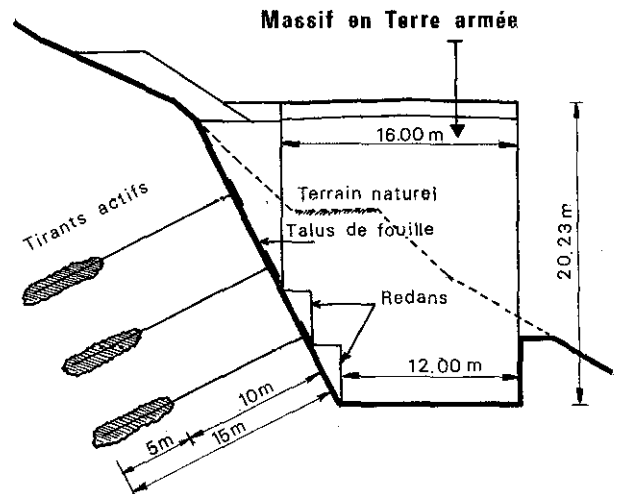


Fig. 9 - Coupe type mur T.A. et système de confortement par tirants actifs.

### 7.3.2. Calcul de l'effort d'ancrage

L'estimation de l'effort d'ancrage a été faite d'une manière originale à partir de l'étude de stabilité du talus de fouille. Parmi l'infinité de cercles de glissement passant par le pied du talus, on a choisi le cercle correspondant à un coefficient de sécurité voisin de 1 (ici,  $F = 0,9$ ). Pour ce cercle, on a cherché alors l'effort d'ancrage nécessaire pour que le coefficient de sécurité atteigne une valeur au moins égale à celle du versant, une fois le mur construit (ici,  $F = 1,33$  pour les caractéristiques retenues). L'objectif ainsi fixé était d'assurer en phase provisoire une sécurité au moins égale à celle obtenue en phase définitive.

L'équilibre de la masse de sol limitée par le cercle de rupture potentiel défini plus haut a été calculé en tenant compte de l'accroissement de contrainte créé par la mise en tension des tirants. Le coefficient de sécurité est calculé par une méthode des tranches (programme RRT du LCPC), l'accroissement des contraintes le long de la surface de rupture dû aux tirants étant apprécié par un calcul par la méthode des éléments finis (programme Rosalie du LCPC) en élasticité linéaire. Le coefficient de sécurité a alors pour expression :

$$F = \frac{(\sum N_i + \sum \Delta N_i) \operatorname{tg} \phi}{\sum W_i \sin \phi_i + \frac{\Delta M_A}{R}}$$

où  $\Delta N_i$  est le surcroît d'effort normal dû à l'effet des tirants pour la tranche  $i$

$\Delta M_A$  le moment stabilisateur dû aux tirants d'ancrage.

## 8. PROBLEMES POSES PAR LES AUTRES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT (OUVRAGES AMONT)

### 8.1. Murs cellulaires PELLER

L'exécution de ces ouvrages n'a nécessité aucun matériel ou personnel spécialisé, le montage s'effectuant commodément à l'aide d'une petite grue. La mise en place du matériau de remblai et son compactage doivent être surveillés avec attention au fur et à mesure de la montée du mur.

Les connaissances restent encore insuffisantes sur le mode de fonctionnement de ce type d'ouvrage et sur les règles à adopter pour le dimensionnement des poutres et leur ferrailage.

Un système de drainage à l'arrière des murs avec collecte des eaux sous l'ouvrage a été réalisé.

Comme le montre la figure (4,b), ce type de mur a des qualités architecturales certaines; il s'inscrit bien dans le paysage et peut même être agrémenté de plantations.

### 8.2. Murs ancrés

Pour les raisons évoquées plus haut, certaines zones ont nécessité la réalisation de murs ancrés pour assurer la stabilité locale du versant au-dessus de la plate-forme routière. Le mur ancré réalisé présente en partie haute deux parements décalés exécutés par phases, afin de limiter la hauteur de talus non confortée pendant les travaux (fig. 5).

Compte tenu de la nature des terrains dans certaines zones, il n'était pas possible de terrasser avec un talus de fouille subvertical sans traitement préalable du sol. Pour atteindre ce but, il a donc été procédé avant terrassement à une injection de coulis de

ciment ce qui a conféré au sol une cohésion suffisante pour l'exécution ultérieure des terrassements. Cette solution s'est avérée très efficace et a permis d'obtenir un fruit voisin de 1/10.

Les terrassements une fois effectués, la construction des murs ancrés s'est faite selon les étapes suivantes. Après mise en place et calage des poteaux préfabriqués, les tirants étaient exécutés et tendus partiellement pendant la mise en place des plaques préfabriquées assurant la protection du talus entre poteaux. L'ouvrage en béton étant terminé, les tirants étaient bloqués à leur tension de service (400 KN pour des barres Dyvidag  $\varnothing$  32 mm).

L'exécution des murs ancrés a toujours été précédée de la réalisation de plusieurs plots d'essais, afin de tester la technique de forage et le procédé d'injection et de vérifier que la longueur de scellement dans ces terrains meubles était suffisante.

## 9. CONCLUSIONS

Bien que tous les ouvrages de la Route d'Accès au Tunnel Routier du Fréjus ne soient pas terminés à ce jour, il est possible de tirer des études et du déroulement du chantier des conclusions intéressantes pour la conception d'autres ouvrages en site instable.

- La conception des ouvrages doit tenir compte dès le stade des études préliminaires des problèmes posés par leur réalisation : problèmes de stabilité à court terme, problème des accès et emprises.

- La technique de la Terre Armée s'est avérée une solution intéressante par sa souplesse et sa déformabilité lorsque l'emprise des fouilles nécessaire à leur exécution n'est pas excessive. Elle a pu remplacer une solution constituée par une succession de viaducs. Ces derniers auraient nécessité des fondations spéciales pour résister aux mouvements de la couverture d'éboulis.

- La nature des matériaux rencontrés dans ces sites rend difficile une appréciation correcte de leurs caractéristiques mécaniques. Dès lors, une approche pragmatique tirant au maximum profit des résultats de l'observation du site et des incidents de chantier apparaît nécessaire. Dans ces conditions, l'exécution d'ouvrages expérimentaux s'avère souhaitable et apporte par ailleurs des enseignements très intéressants sur leur fonctionnement dans des conditions peu usuelles.