

# Étude expérimentale de la stabilisation d'un glissement de terrain par des pieux de gros diamètre

**Gilles SÈVE**

Laboratoire central des Ponts et Chaussées

**Roger FRANK**

Cermes, centre commun ENPC-LCPC

**Haralambos ZERVOGIANNIS\***

Laboratoire central des Travaux Publics,  
Athènes, Grèce

**Jean-Claude BERCHE**

Laboratoire central des Ponts et Chaussées

**Patrick PAPON**

Laboratoire central des Ponts et Chaussées

## RÉSUMÉ

La route nationale d'Athènes au cap Sounion connaît au km 36 des désordres importants dus à un glissement de terrain. Le lotissement d'Aktéa tout proche est également affecté. Le glissement est actif par intermittence depuis plus de trente ans. La surface de glissement traverse les marnes, les grès et les conglomérats, qui comportent des intercalations de grès.

Les études ont conduit à stabiliser la masse en glissement par deux rangées de pieux de 1 m de diamètre et de 12 m de longueur. Afin d'étudier le mécanisme de réaction latérale sur des pieux dans une pente en glissement, deux des pieux ont été remplacés par des tubes métalliques de mêmes caractéristiques géométriques et mécaniques, équipés de tubes inclinométriques et d'extensomètres pour mesurer les déformations et évaluer les efforts et les moments fléchissants.

Cet article présente les résultats des reconnaissances géotechniques ainsi que la solution de confortement utilisée. L'instrumentation des deux pieux et les mesures de suivi du site sont présentées et analysées.

**MOTS CLÉS :** 42 - Glissement (terrain) - Mécanique des sols - Pieu - Grèce - Route à grande circulation - Renforcement (gén.) - Mesure - Déformation - Contrôle - Continu - In situ - Appareil de mesure - Tube (conduite) - Métal - Stabilisation des talus.

## Introduction

La route nationale entre Athènes et le cap Sounion, longue de 68 km, revêt une importance particulière pour l'économie touristique de la Grèce puisqu'elle permet de se rendre sur le site archéologique de Sounion en traversant quelques baies pittoresques. La légende veut en effet qu'Égée, père de Thésée, se soit précipité du haut de ce cap pensant son fils mort alors même que ce dernier rentrait victorieux de son combat contre le Minotaure.

Au km 36, à proximité d'Aktéa, d'importants problèmes d'instabilité de pente ont été constatés il y a plus de trente ans. Les mouvements affectaient la route, Aktéa et la plage toute proche. La route a été élargie en 1980 en utilisant une structure mixte : fondation superficielle pour la chaussée existante et viaduc pour l'autre chaussée (fig. 1). Les piles du viaduc ont été fondées sur les grès, à une profondeur telle qu'on devait s'affranchir des mouvements, considérés à l'époque comme superficiels.

\* Actuellement EDRASIS, Athènes, Grèce.

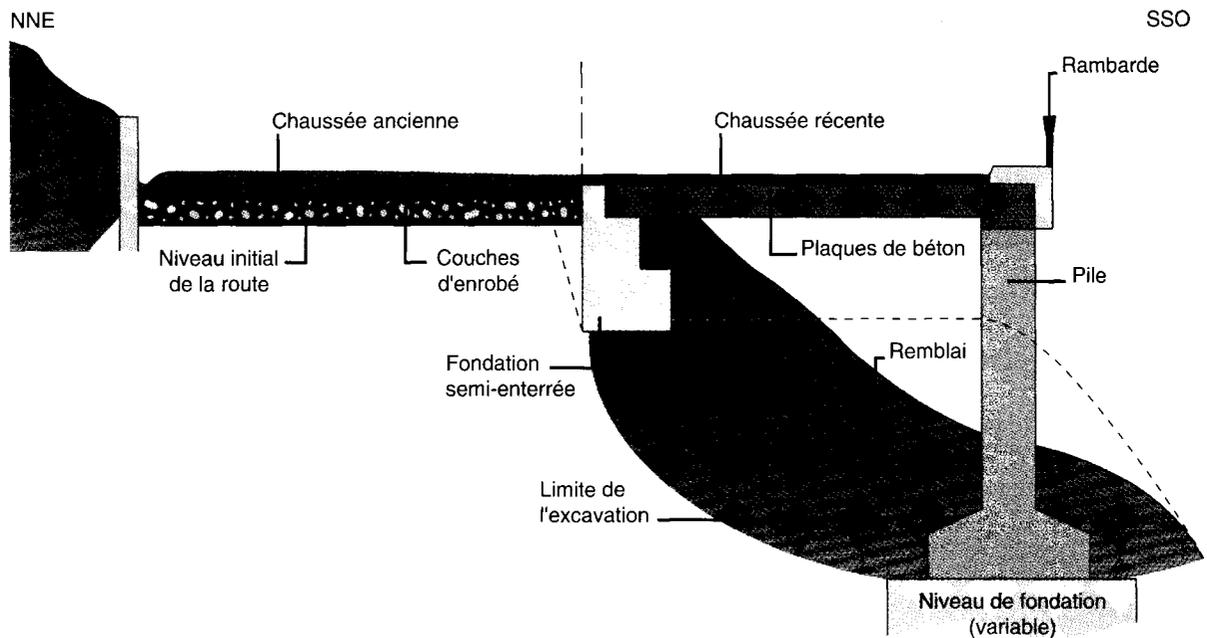


Fig. 1 - Coupe de l'ouvrage.

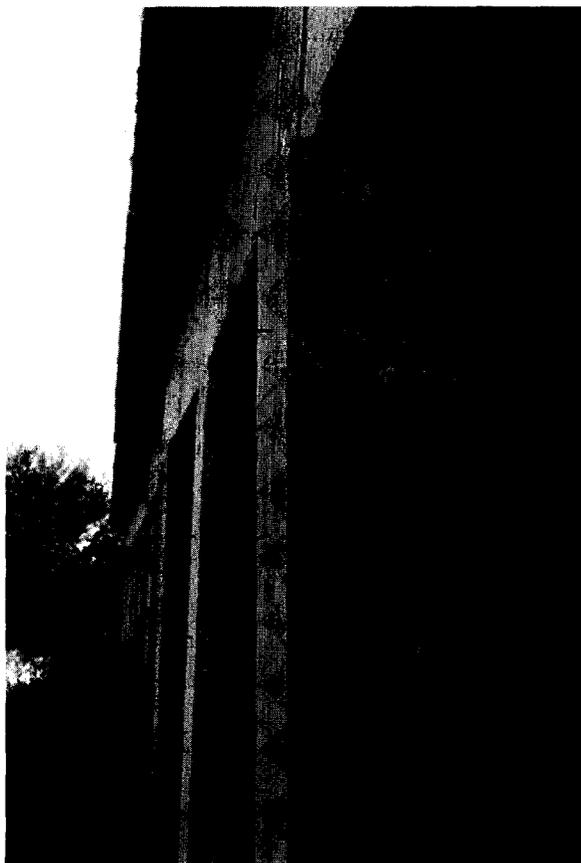


Fig. 2 - Vue des piles basculées.

Cependant, deux ans après la mise en service de l'ouvrage, des fissures apparurent sur les revêtements des chaussées et un basculement important du parapet fut constaté. On pouvait observer, de plus, une perte de l'alignement des piles et un basculement qui s'amplifiait avec le temps, comme en témoigne la figure 2.

### Description du site

La région d'Aktéa est constituée principalement de dépôts lacustres néogènes de plus de 100 m d'épaisseur qui recouvrent le substratum de marbres du Trias. Ces dépôts sont constitués d'alternances de conglomérats et de marnes argileuses ou sableuses, avec des lentilles ou de fines intercalations de grès. Les conglomérats sont très cimentés, avec un ensemble de joints subverticaux. Les marnes, de couleur jaune-brun ou grise, sont fissurées et présentent des surfaces polies agrémentées de striations probablement dues à des glissements antérieurs.

La reconnaissance géologique des affleurements proches de la côte ainsi que celle des excavations réalisées pour la construction de fondations d'immeubles à proximité de la zone étudiée a permis de reconnaître les éléments caractéristiques de failles et d'effondrements de ces matériaux sédimentaires. De plus, une couche superficielle d'épaisseur variable comprise entre 2 et

5 m, a été identifiée. Elle présente des signes de grands mouvements tectoniques, probablement dus à des glissements de terrain durant le Pléistocène, voire antérieurement.

Les interprétations de photographies aériennes anciennes, prises avant la construction d'Aktéa, mettent en évidence des éléments caractéristiques de mouvements de terrain sur le versant, tels que des escarpements, des fissures et des dérangements de la végétation.

Neuf sondages ont été réalisés afin de reconnaître le site à proximité du viaduc. Les objectifs de ces sondages étaient d'établir le profil géologique du versant, d'obtenir des échantillons pour les essais de laboratoire et d'installer des piézomètres afin de suivre l'évolution dans le temps du niveau de la nappe. Des tubes inclinométriques ont également été mis en place afin de déterminer la profondeur de la surface de rupture et l'allure de la déformation de la masse de sol. Cette reconnaissance approfondie a été décrite par Christoulas et *al.* (1988). Les aspects les plus importants sont repris dans la suite de l'article.

Les données géologiques, les coupes de sondages et les relevés inclinométriques ont permis d'établir la figure 3, qui présente le profil géotechnique du site selon la direction nord, nord-est en passant par les inclinomètres B5, B2, et B4. Sur cette même figure a été dessinée la trace de la surface de rupture, telle que l'indiquent les inclinomètres.

Les mouvements se produisent le long d'une surface située entre 2,5 et 4 m de profondeur sous le niveau des fondations de l'ouvrage, c'est-à-dire de 6 à 8 m sous celui de la route. L'analyse détaillée des données obtenues à l'aide de l'inclinomètre B4, placé à l'aval de l'ouvrage, montre une surface de glissement à 8 m de profondeur. Les données obtenues à l'aide de l'inclinomètre B5, placé en amont de la route, indiquent une surface de rupture à une profondeur de 5,8 m. Cela étaye la thèse d'un mécanisme de rupture compliqué avec une surface de rupture à profondeur variable. Les trois horizons superficiels (marnes, conglomérats, grès) sont impliqués dans les mouvements.

De nombreuses surfaces de rupture sont vraisemblablement imbriquées. Deux surfaces principales peuvent être distinguées : l'une déterminée à l'aide des inclinomètres B5 et B2 (sous l'ouvrage) présente des vitesses de déplacement de 1,3 à 1,9 cm/an ; l'autre, en contrebas, déterminée par l'inclinomètre B4, présente des vitesses de déplacement beaucoup plus élevées. Il semble, mais il n'a pas été possible de le vérifier, que les mouvements s'étendent assez loin en mer. On a pu observer sur le versant sous-marin de longues fissures et des arêtes qui constituent autant d'indices géomorphologiques d'une extension sous-marine importante du glissement.

Les piézomètres ouverts, mis en place sur le site, n'ont pas permis de mesurer un niveau de la nappe supérieur à celui de la mer.

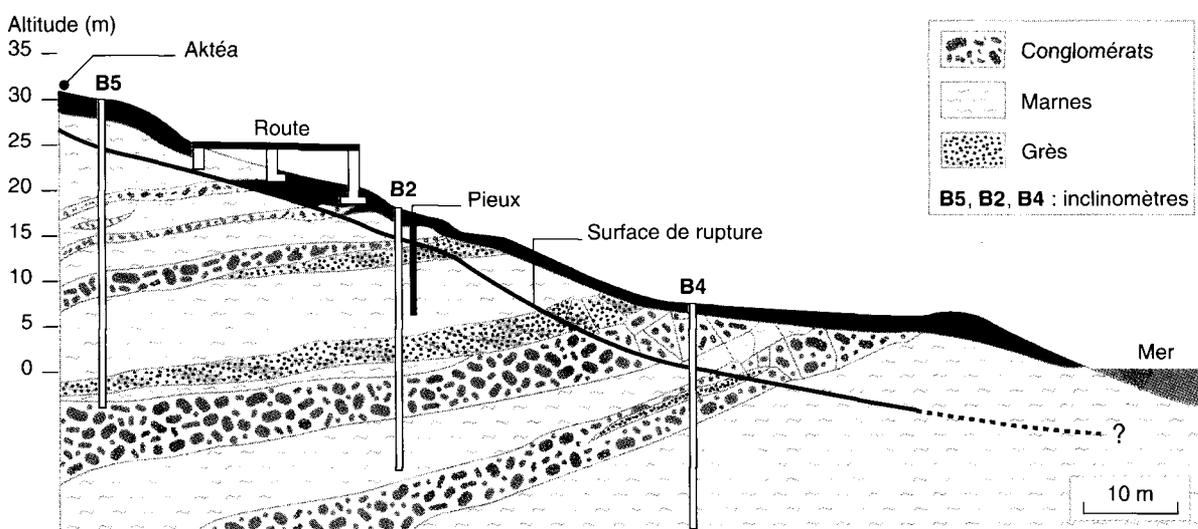


Fig. 3 - Coupe géologique du site d'Aktéa.

Les matériaux ne se prêtent pas à des prélèvements de qualité suffisante pour réaliser en laboratoire des essais de cisaillement sur échantillon intact. Néanmoins, différents essais ont été effectués sur les matériaux qui constituent la couche supérieure du massif (colluvions marno-sableuses). Ces essais ont consisté en des identifications et classifications des matériaux et des essais de cisaillement sur échantillons remaniés, qui ont permis d'obtenir la valeur de la résistance au cisaillement résiduelle.

C'est un appareil de cisaillement annulaire (Bromhead, 1979) qui a été utilisé. La cohésion résiduelle mesurée est nulle et les angles de frottement résiduels mesurés valent  $\phi_R' = 14$  à  $16^\circ$ .

Les déterminations des limites d'Atterberg réalisées sur les échantillons prélevés par carottages ont donné les résultats suivants selon la classification LCPC : Ap (argile peu plastique) ou At (argile très plastique) alors que les échantillons de grès friables ou ceux prélevés dans des poches sableuses peuvent être classés en SL (sables limoneux).

## Analyse de stabilité et définition du confortement

Différentes analyses à rebours de la stabilité du versant ont été réalisées en modifiant les hypothèses sur la position et le nombre des surfaces de rupture. Les méthodes de calcul de Janbu (1973), Morgenstern et Price (1965) et des perturbations (Raulin et al., 1974) ont été appliquées en faisant l'hypothèse d'une seule courbe de rupture, enveloppe des différentes surfaces de rupture observées. Cela a conduit à modifier légèrement la forme de la surface de rupture de calcul par rapport à la surface réelle, en particulier au niveau de l'inclinomètre B2, en approfondissant la surface modélisée d'un peu plus d'un mètre. La limite supérieure du glissement a été placée en amont sur le versant, dans Aktéa, à l'endroit où les escarpements les plus importants avaient été observés. Pour la position du pied du glissement, deux surfaces de glissement ont été considérées : le pied de la première se trouve sous le niveau de la mer, au lieu obtenu en gardant à la surface de rupture une inclinaison constante égale à celle mesurée au niveau de B4 ; la seconde a son pied au niveau de l'inclinomètre B2.

Les paramètres de résistance employés pour ces modélisations (six au total) sont  $c_R' = 0$  kPa et  $\phi_R' = 15^\circ$ . Pour chacun des calculs, le coefficient de sécurité obtenu était très proche de l'unité.

Il est intéressant de noter que l'analyse à rebours a permis de retrouver les caractéristiques moyennes de résistance résiduelle des marnes mesurées en laboratoire et que les trois méthodes de calcul

employées ont fourni des résultats proches. Cette dernière observation avait d'ailleurs déjà été faite par Duncan et al. en 1980.

Compte tenu de l'absence de régime hydraulique permanent observé dans le versant, il ne pouvait être envisagé de le stabiliser par drainage. Il reste probable, cependant, que des circulations d'eau se produisent durant de courtes périodes succédant à des pluies et que les mouvements du sol sont alors plus actifs. Cette hypothèse n'a pas pu être vérifiée, la fréquence des observations (mesures inclinométriques, mesures de niveaux d'eau) n'étant pas suffisamment élevée pour le permettre.

Dans ces conditions, et compte tenu des dimensions importantes du mouvement qui éliminaient les solutions de terrassement, tant du point de vue économique que technique, la solution choisie a consisté à renforcer la pente par des pieux de gros diamètre, implantés immédiatement à l'aval de l'ouvrage. Ces pieux ont été disposés verticalement en quinconce sur deux rangées (fig. 4).

Il n'était pas attendu des pieux qu'ils stabilisent l'ensemble de la pente, mais qu'ils protègent l'ouvrage routier des déformations provoquées par le glissement en transmettant les efforts en profondeur dans le substratum stable. Ainsi, la partie du versant située à l'aval des pieux devait continuer d'être instable. C'est ce qui a pu être observé quelques mois après la construction des pieux : une fissure de plusieurs centimètres d'ouverture, présentant un très faible rejet, est apparue à quelques dizaines de centimètres en aval de la rangée de pieux. La partie supérieure du versant ne devait pas non plus être stabilisée dans son ensemble par la double rangée de pieux.

Ainsi, l'ensemble des pieux a pour objet de stabiliser l'ouvrage routier et son talus amont. Le dimensionnement des pieux a dû intégrer ces contraintes. Pour prendre en compte l'activation probable d'une nouvelle surface de rupture à l'aval de la double rangée de pieux, une réduction de 50 % de la force de réaction du sol sur la partie supérieure des pieux de la rangée aval a été appliquée.

Le dimensionnement des pieux de stabilisation a été réalisé à l'aide du logiciel PROSPER-LCPC (Delmas et al., 1985), qui permet de modéliser différents systèmes de clouage. Ce logiciel détermine les efforts induits dans les pieux par le déplacement de la masse de sol instable. Le calcul est réalisé en trois étapes.

- 1 Définition du déplacement maximal  $\delta$  du sol, compatible avec les structures sus-jacentes.
- 2 Détermination des efforts de cisaillement, traction et flexion engendrés dans le pieu du fait du déplacement  $\delta$  du sol (en tenant compte de la réponse non linéaire du sol autour du pieu).

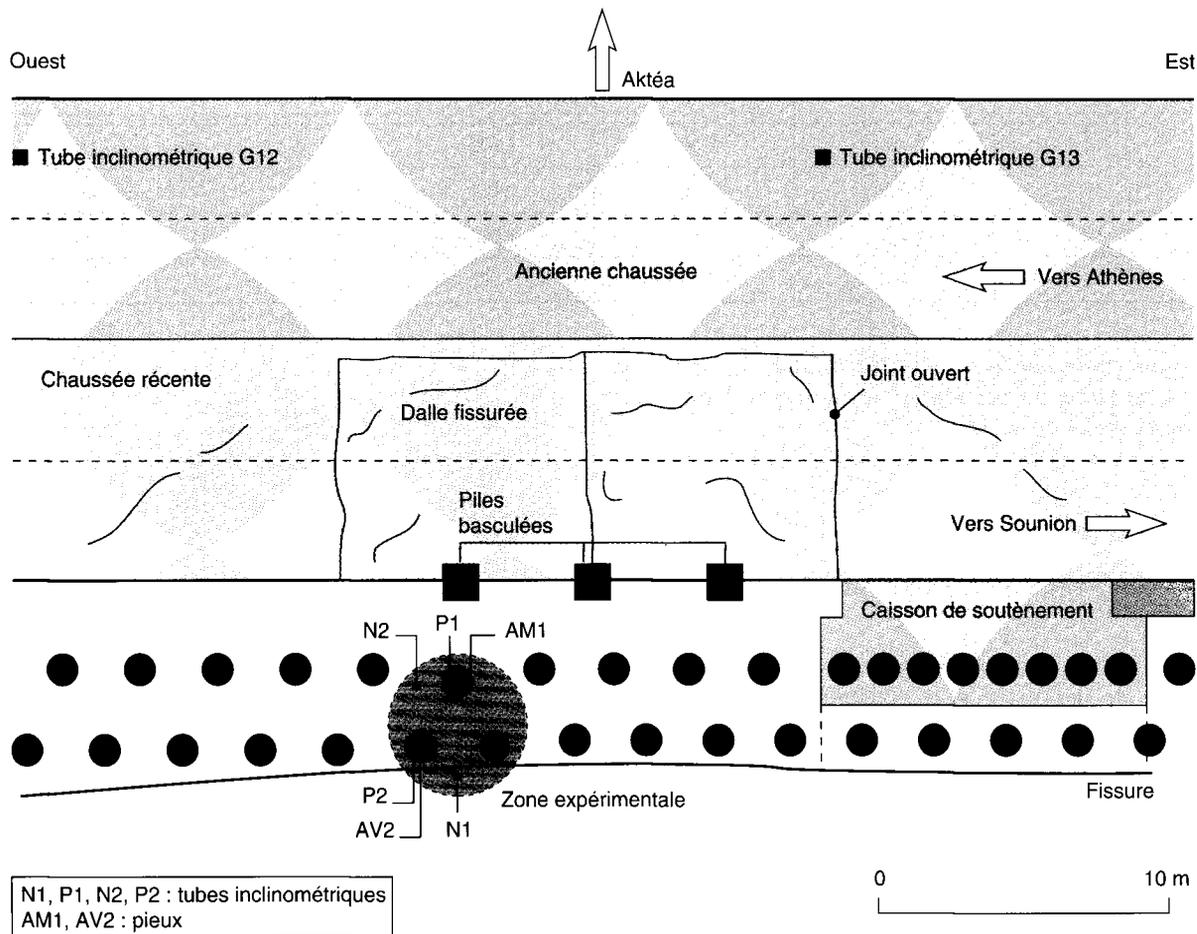


Fig. 4 - Vue en plan de la zone de glissement avec les pieux et le dispositif de mesure.

③ Calcul de l'équilibre du volume de sol délimité par la surface de rupture, en tenant compte des efforts de réaction des pieux déterminés précédemment.

Des essais au pressiomètre Ménard ont été réalisés afin d'obtenir les courbes de réaction pression latérale/déplacement relatif du système sol-pieu lorsque le sol est sollicité latéralement par le pieu (Frank et Jézéquel, 1989). Les interprétations des essais ont permis d'obtenir les paramètres moyens suivants :

– pour le sol au-dessus de la surface de rupture :

$$p_1 = 0,9 \text{ MPa},$$

$$E_M = 15 \text{ MPa} ;$$

– pour le sol au-dessous de la surface de rupture :

$$p_1 = 3,2 \text{ MPa},$$

$$E_M = 70 \text{ MPa}.$$

où  $p_1$  et  $E_M$  sont respectivement la pression limite et le module pressiométrique.

Trois calculs de dimensionnement ont été réalisés en modifiant la longueur des pieux et leur

entre-axe. Les résultats de ces calculs sont donnés dans le tableau I.

En définitive, c'est la solution consistant en deux rangées de pieux de 12 m de longueur espacés de 2,5 m qui a été adoptée (fig. 4). Les pieux utilisés pour stabiliser le glissement ont une rigidité  $EI = 1\,540 \text{ MN.m}^2$ . Le moment fléchissant maximum calculé est de 1 800 kN.m, avec un effort tranchant maximal de 1 000 kN pour un déplacement de sol théorique  $\delta$  de 3 cm et un gain de sécurité de 20 %.

Différentes conditions se sont de plus trouvées remplies pour mettre en place un dispositif de mesure des déplacements du sol et des efforts mobilisés dans les pieux. Il s'agissait d'une des premières utilisations de cette technique de stabilisation en Grèce et un suivi de son efficacité s'imposait. Une coopération bilatérale (projet Platon) entre le Laboratoire central des travaux publics grec (KEDE) et le Laboratoire central des Ponts et Chaussées français (LCPC) portant sur l'étude des fondations profondes a permis de financer une partie du projet.

TABLEAU I  
Analyse de la stabilité de la pente renforcée  
pour différentes longueurs de pieux

Longueur des pieux (m)	Entre-axe des pieux dans une même rangée (m)	Moment maximal dans un pieu (kN.m)	Effort tranchant maximal (kN)	Déplacement du sol $\delta$ (cm)	Coefficient de sécurité
10	3	1 880	1 320	6,7	1,24
10	2,5	1 180	980	5,4	1,21
12	2,5	1 800	1 000	3,0	1,20
15	3	1 190	1 330	5,2	1,24

L'instrumentation devait permettre d'étudier le mécanisme de réaction latérale du sol dans un glissement de terrain.

### Instrumentation

Les appareils mis en place avaient plusieurs objectifs.

Le premier objectif était de suivre l'évolution dans le temps des déplacements au droit de l'ouvrage afin de vérifier l'efficacité des pieux, en termes de réduction des mouvements. À cette fin, deux tubes inclinométriques de 14 m de longueur, G12 à l'ouest et G13 à l'est, ont été installés immédiatement à l'amont de l'ouvrage. Ils fournissaient également des éléments sur la forme de la déformée de sol à l'amont du dispositif de stabilisation (fig. 4).

Le second objectif de l'instrumentation était d'évaluer les efforts développés dans les pieux et leur évolution dans le temps. Pour cela, trois des pieux en béton armé ont été remplacés par des tubes d'acier de même géométrie et de même inertie : deux dans la rangée à l'aval et un dans la rangée à l'amont. Deux de ces pieux (AM1 et AV2), un dans chaque rangée, ont été équipés d'extensomètres à corde vibrante disposés tous les mètres jusqu'à 8 m de profondeur et tous les 1,5 m jusqu'à 11 m, sur les génératrices amont et aval (fig. 5).

Ces capteurs de déformation ont été choisis à cause de leur fiabilité, alors que les expériences faites avec des jauges électriques conventionnelles avaient montré qu'elles avaient une durée de vie limitée (Cartier et Morbois, 1986). Les pieux d'acier ont un diamètre extérieur  $D = 1\ 030$  mm et une épaisseur  $e = 18$  mm. Le système de renforcement a été mis en place à l'automne 1990 et les pieux instrumentés en février 1991. Ceux-ci ont été descendus dans des forages réalisés préalablement à la tarière, puis ils ont été scellés par un coulis de bentonite et de ciment.



Fig. 5 - Disposition des extensomètres à l'intérieur d'un pieu métallique.

Enfin, des tubes inclinométriques (N1 et N2) ont été disposés dans chacune des deux rangées de pieux, à mi-distance entre deux pieux, afin de mesurer le déplacement du sol dans une rangée et d'estimer la réduction de déplacement due à l'éventuel effet de groupe. Et des tubes inclinométriques (P1 et P2) ont été scellés à l'intérieur des pieux (respectivement AM1 et AV2) afin de mesurer les déplacements des pieux.

### Résultats des mesures

Les pieux de béton (de diamètre  $B = 1$  m et de 12 m de longueur) réalisés pour stabiliser l'ouvrage d'art ont été mis en œuvre à l'automne 1990 et les pieux d'acier instrumentés ont été, pour leur part, mis en place en février 1991. Cet intervalle de temps conduit vraisemblablement à des efforts mesurés inférieurs à ceux mobilisés dans les pieux de béton.

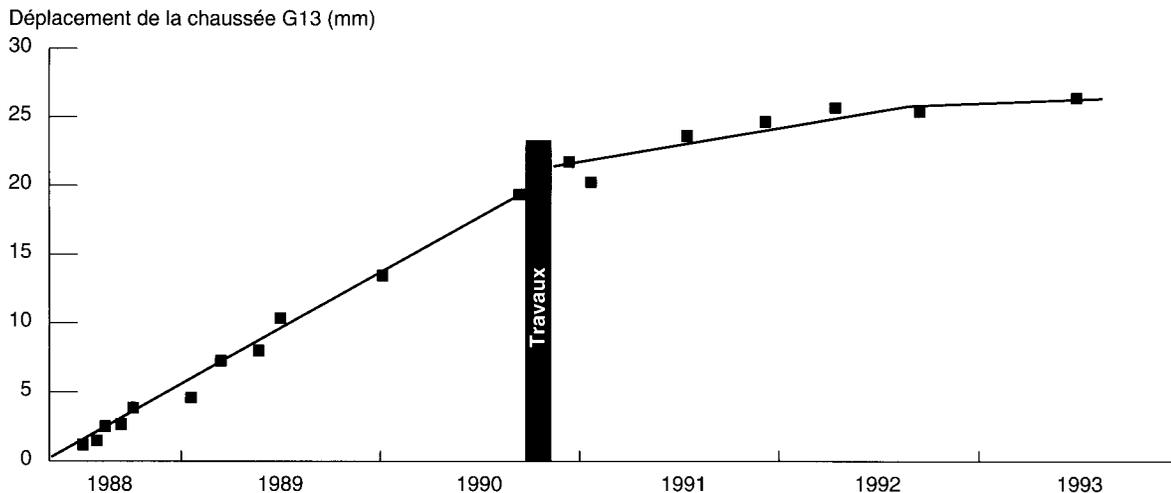


Fig. 6 - Évolution des déplacements au niveau de la chaussée.

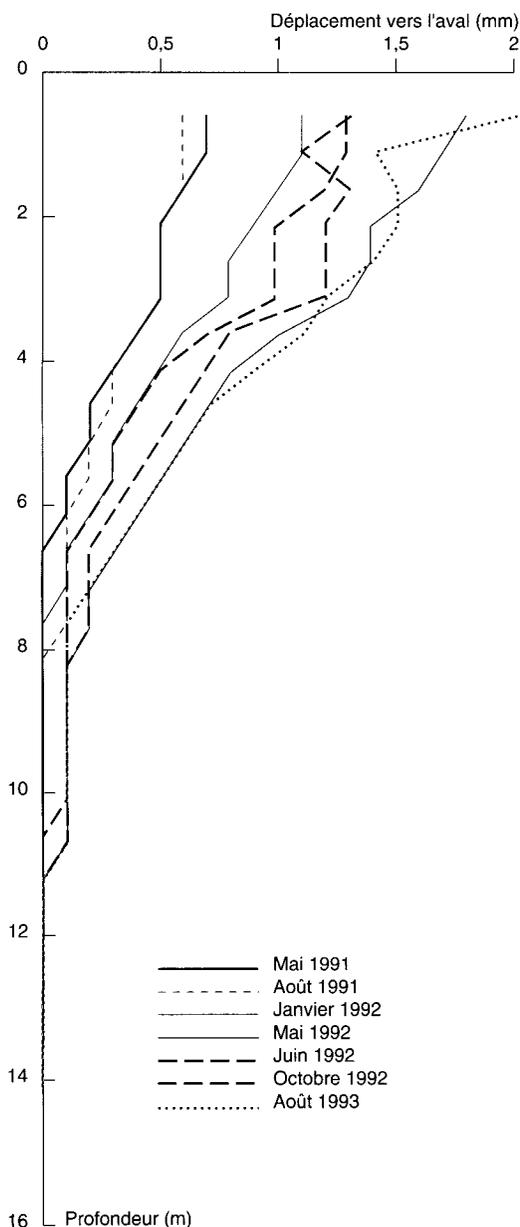


Fig. 7 - Déplacement en fonction de la profondeur au niveau de l'inclinomètre N2 depuis le 12 avril 1991.

Les mesures ont été effectuées chaque trimestre durant deux années et demie (de février 1991 à septembre 1993, date de la dernière mesure). Les déplacements au niveau de l'ouvrage ont été notablement réduits, passant de 10 mm/an avant clouage à moins de 1 mm/an. La figure 6 présente l'évolution du déplacement au niveau de la chaussée (inclinomètre G13) en fonction du temps.

Le déplacement du sol mesuré au niveau de l'inclinomètre N2 est présenté sur la figure 7. Depuis la date de mise en place des pieux métalliques le déplacement au niveau de la surface de glissement est de 2 mm. On peut également remarquer que la forme de la distribution des déplacements avec la profondeur est complètement différente de celle mesurée au niveau de l'inclinomètre G13, en amont, (fig. 8).

Le déplacement du sol au niveau de l'inclinomètre N2 est « triangulaire » et correspond à une distorsion uniforme du sol entre les pieux d'une même rangée (le déplacement est nul au niveau de la surface de rupture et maximal au niveau du terrain naturel). Cependant, du côté amont de la route, l'inclinomètre G13 indique un déplacement de sol de type « rigide » (bloc rigide en glissement sur la surface de rupture) : la distribution des déplacements a une forme « crâneau » et la déformation est localisée au niveau de la surface de rupture.

De plus, on peut observer une compression du sol entre les pieux et l'ouvrage puisque les déplacements en surface, au niveau de G13, sont environ 5 fois plus importants que ceux mesurés au niveau de N2.

La figure 9 présente les déplacements du pieu AM1 mesurés à l'aide de l'inclinomètre P1. La forme générale est la même que celle obtenue dans le sol à l'intérieur de cette rangée de pieux en N2. Le déplacement en tête du pieu AM1 est de 2 mm.

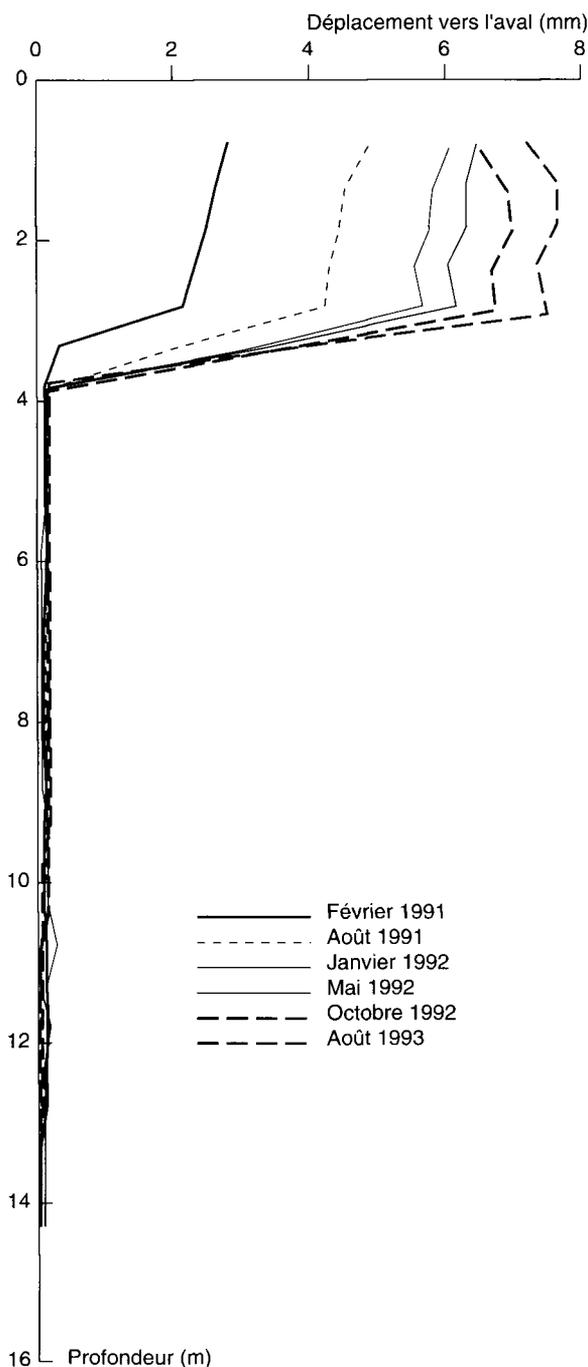


Fig. 8 - Déplacement en fonction de la profondeur au niveau de l'inclinomètre G13 depuis le 18 octobre 1990.

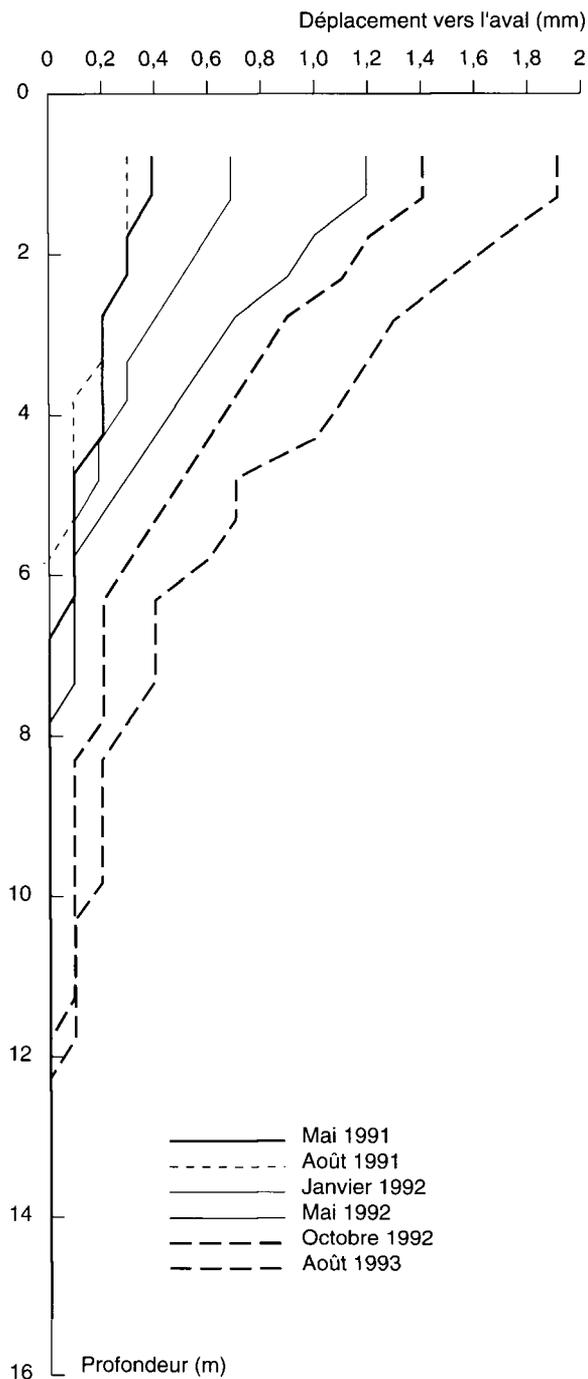


Fig. 9 - Déplacement horizontal du pieu AM1 en fonction de la profondeur depuis le 11 avril 1991.

Les inclinomètres G12, N1, P2 mesurent des déplacements horizontaux dont les distributions sont semblables à celles atteintes en G13, N2 et P1, respectivement.

Les efforts tranchants T et les moments fléchissant M dans les pieux sont déduits des mesures de déformation le long de deux génératrices (amont :  $\epsilon_1$ , aval :  $\epsilon_2$ ) en utilisant les relations suivantes :

$$M = \frac{(\epsilon_1 - \epsilon_2) EI}{2r}$$

$$T = \frac{dM}{dz}$$

dans lesquelles EI est la rigidité du pieu, (E module d'Young de l'acier, I moment d'inertie du tube par rapport à son grand axe), r le rayon moyen et z la profondeur comptée positivement à partir de la tête du pieu.

Les moments et efforts tranchants ainsi obtenus sont présentés sur la figure 10 pour le pieu AM1. La figure 11 présente les rotations  $y'(z)$  et les déplacements  $y(z)$  du pieu AM1, calculés à partir des déformations mesurées.

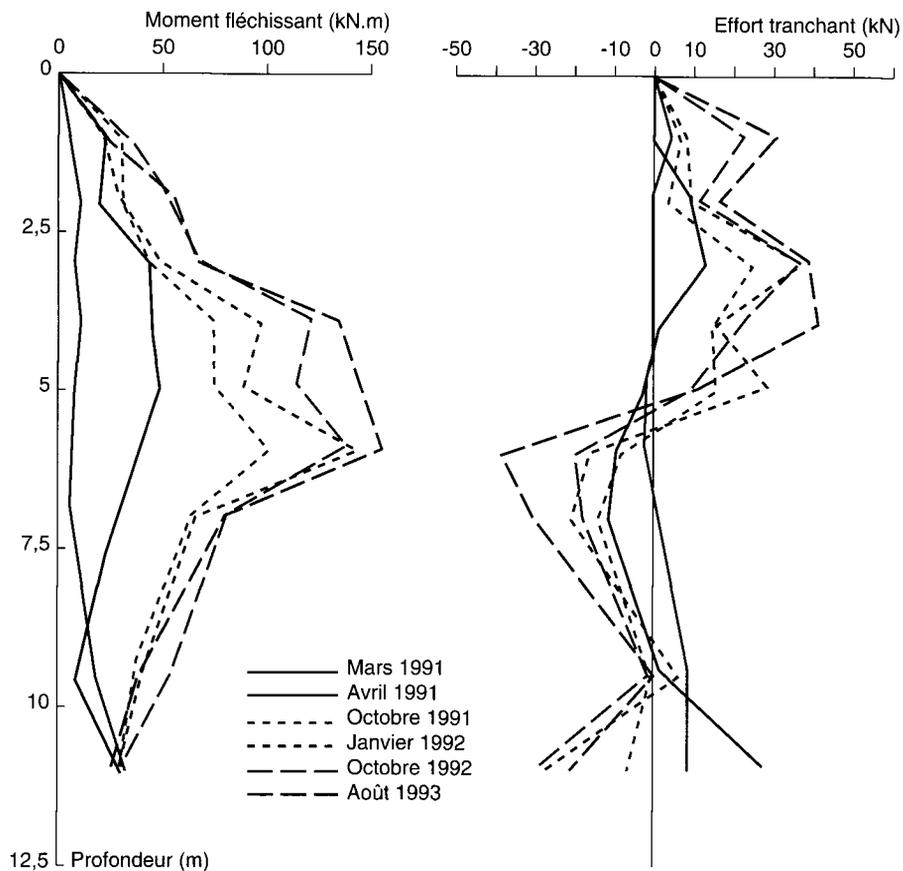


Fig. 10 - Moments fléchissants et efforts tranchants dans le pieu AM1.

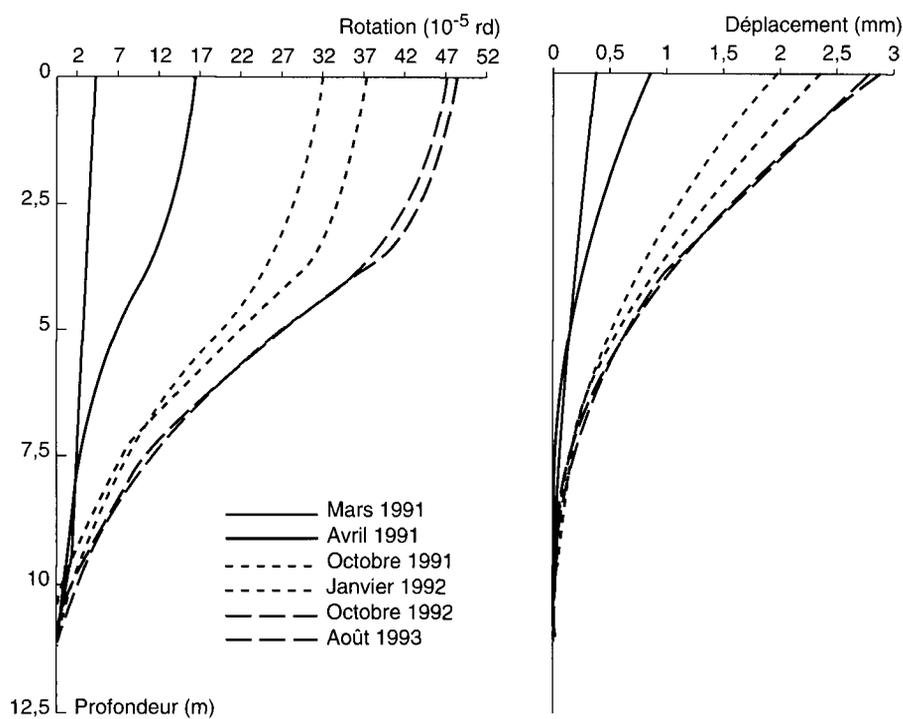


Fig. 11 - Rotations  $y'(z)$  et déplacements horizontaux  $y(z)$  du pieu AM1 obtenus à partir des mesures de déformations.

On remarque que les moments fléchissants maximaux se situent au niveau de la surface de glissement (fig. 10) et que l'effort tranchant est nul à cette même profondeur (fig. 11).

La figure 12 présente l'évolution au cours du temps des moments fléchissants maximaux mesurés dans les pieux AM1 et AV2. Après une augmentation rapide durant les trois premiers mois, les moments fléchissants augmentent moins rapidement et se stabilisent. Le moment maximal est obtenu sur le pieu AV2. Cela provient de l'activation d'une nouvelle surface de rupture immédiatement à l'aval de la ligne des pieux, comme l'inclinomètre N1 a pu le mettre en évidence (fig. 13).

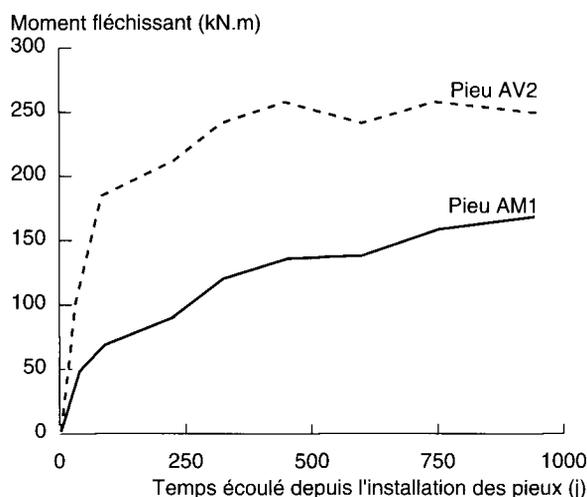


Fig. 12 - Moments fléchissants maximaux dans les pieux AM1 et AV2.

### Analyse des résultats

Les mesures inclinométriques ont mis en évidence une distribution de déplacements triangulaire dans la partie renforcée du massif.

Un calcul au module de réaction, en utilisant le programme informatique PILATE (Frank, 1976), qui utilise les distributions de déplacements du sol mesurées (distributions « triangulaires »), a été effectué pour retrouver les distributions de moments et d'efforts tranchants observés. Ce logiciel calcule les efforts dans un pieu modélisé comme une poutre supportant une charge répartie. Cette charge est imposée par un déplacement de sol  $g(z)$  qui agit sur le pieu selon une loi de réaction non linéaire.

Les distributions de déplacements, en fonction de la profondeur, utilisées pour les calculs sont définies par la valeur du déplacement en tête et la profondeur où le déplacement nul, qui est celle où se situait la surface de rupture avant le clouage.

On a utilisé une distribution triangulaire  $\{g(0) = 4 \text{ mm et } g(z \geq 5 \text{ m}) = 0\}$  pour retrouver les moments fléchissants et efforts tranchants issus des mesures dans les pieux.

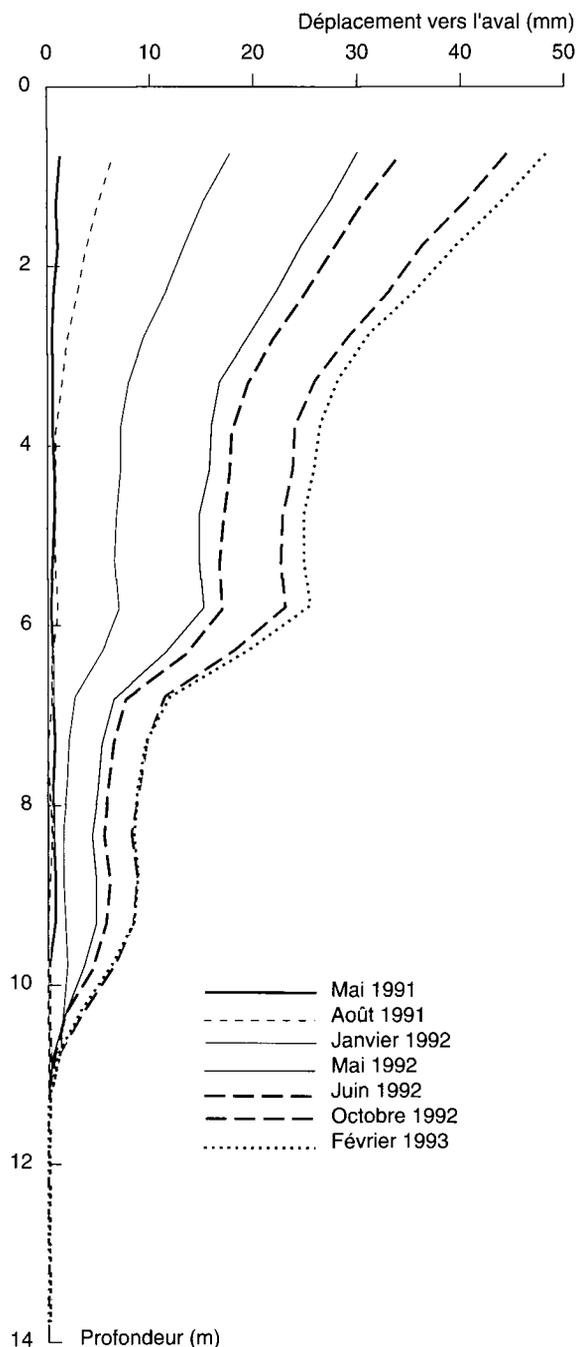


Fig. 13 - Déplacement en fonction de la profondeur au niveau de l'inclinomètre N1 depuis le 11 avril 1991.

Ce calcul a fourni :

$$y_0 = 3,4 \text{ mm,}$$

$$M_{\max} = 165 \text{ kNm,}$$

$$T_{\text{rupture}} = 37 \text{ kN ;}$$

alors que les valeurs mesurées sont :

$$y_0 = 2,75 \text{ mm,}$$

$$M_{\max} = 150 \text{ kNm,}$$

$$T_{\text{rupture}} = 30 \text{ kN.}$$

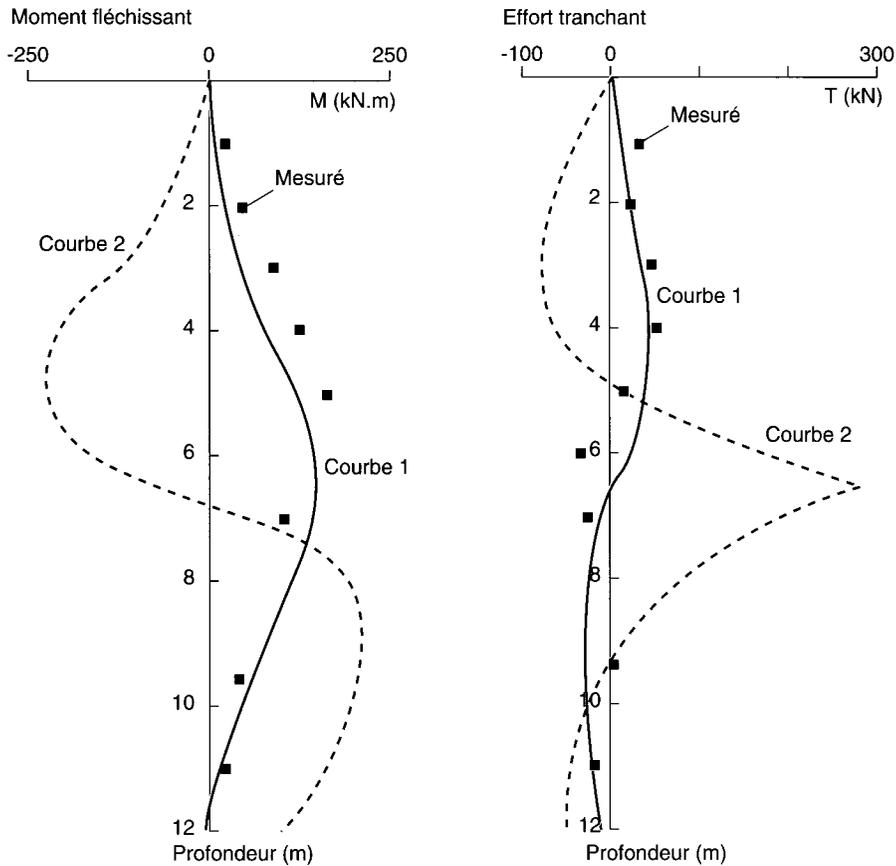


Fig. 14 - Efforts tranchants et moments fléchissants calculés et mesurés.

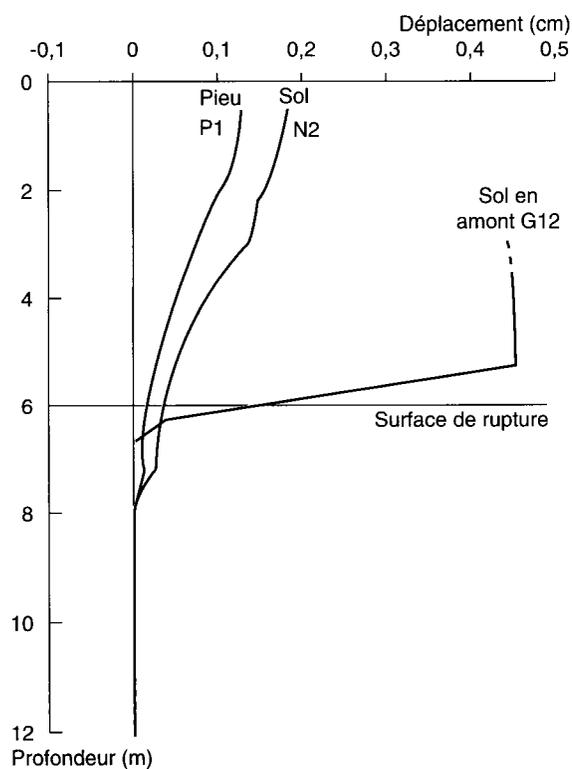


Fig. 15 - Déformées inclinométriques G12, N2, P1.

Avec la même valeur de déplacement libre de sol au niveau de la tête du pieu ( $g(0) = 4 \text{ mm}$ ) et en utilisant une distribution rectangulaire  $\{g(z < 5 \text{ m}) = 4 \text{ mm}, g(z \geq 5 \text{ m}) = 0\}$  comme cela avait été fait lors du dimensionnement (ici le déplacement de sol  $\delta$  correspond à  $g(z)$  au-dessus de la surface de rupture), le calcul a fourni pour la distribution  $g(z)$  rectangulaire :

$$y_0 = 5 \text{ mm},$$

$$M_{\max} = 295 \text{ kNm},$$

$$T_{\text{rupture}} = 32 \text{ kN}.$$

La figure 14 présente les résultats de ces calculs en termes de moments fléchissants et d'efforts tranchants en fonction de la profondeur. Les courbes (1) correspondent à la distribution triangulaire de déplacements, les carrés noirs (2) à la distribution rectangulaire et les triangles figurent les valeurs déduites des mesures de déformation. On constate des différences significatives entre les valeurs (2) et celles issues des mesures, tant en ce qui concerne les distributions qu'en ce qui concerne les valeurs maximales des efforts.

Le mouvement du sol  $g(z)$  nécessaire pour ajuster les moments fléchissants mesurés dans les pieux est près du double de celui mesuré (N2) entre les pieux.

Le calcul de stabilité a été repris à l'aide du logiciel PROSPER-LCPC, en faisant l'hypothèse classique d'une distribution rectangulaire (déplacement

d'ensemble) égale à la valeur introduite dans le calcul précédent. Le coefficient de sécurité correspondant à ce calcul est  $F = 1,05$ . L'accroissement du coefficient de sécurité calculé est donc très faible alors que les inclinomètres G12 et G13 présentent un ralentissement important des vitesses de déplacement du sol. Cet effet a également été observé sur le site de Boussy-Saint-Antoine (Cartier et al., 1986) et sur un site de glissement dans des argiles très plastiques (Sommer, 1978). Mais ce ralentissement s'accompagne d'une modification de la cinématique du glissement (fig. 15), qui passe d'une translation sur la surface de rupture (comme en G12) à une distorsion (N2 et P1). Cette transformation du glissement rend un peu arbitraire la méthode de calcul utilisée pour le dimensionnement du renforcement, bien qu'elle assure une efficacité satisfaisante des rangées de pieux.

## Conclusion

L'instrumentation de deux des 80 pieux utilisés pour stabiliser un ouvrage routier sur le glissement d'Aktea en Grèce a permis d'observer et d'analyser le comportement de la masse de sol clouée pendant une longue période.

On a pu ainsi constater que la distribution des déplacements au sein de la masse clouée est différente de celle qui existait avant le clouage : cette distribution, qui était une translation, est devenue une distorsion.

Cette observation a une incidence importante sur le dimensionnement des pieux pour la stabilisation des glissements de terrain puisque les efforts tranchants maximaux déterminés à l'aide des méthodes « classiques » qui font l'hypothèse d'un déplacement de sol localisé au niveau de la surface de rupture sont largement plus importants que ceux réellement mobilisés dans l'ouvrage ( $T_{\text{dimensionnement}} = 1\ 000\ \text{kN}$ ,  $T_{\text{maximum mesuré}} = 50\ \text{kN}$ ). On manque encore d'expérience pour en

tirer des recommandations sur le dimensionnement de ce type d'ouvrages, que l'on sait cependant être sécuritaires du point de vue des efforts mobilisés dans les pieux.

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- BROMHEAD E.N. (1979), A simple ring shear apparatus, *Ground Engineering*, vol. 12, 5, pp. 40-44.
- CHRISTOULAS S., GASSIOS E., KALTEZIOTIS N., TSIAMBAOS G. (1988), *Slope stability problems related to a semi-bridge construction*, Conference on case histories in Geotechnical Engineering, St-Louis, Missouri, vol. 1, pp. 671-676.
- CARTIER G., MORBOIS A. (1986), Expérimentation d'un clouage de remblai construit sur versant instable à Boussy-Saint-Antoine, *Bulletin liaison Laboratoire central des Ponts et Chaussées*, 146, nov.-déc., pp. 29-36.
- DELMAS P., BERCHE J.-C., CARTIER G., ABDELHEDI A. (1986), *Une nouvelle méthode de calcul des ouvrages en terre renforcée*, CR Coll. Int. Renforcement des sols en place, Paris, pp. 219-222.
- DUNCAN J.M., WRIGHT S.G. (1980), The accuracy of equilibrium methods of slope stability analysis, *Engineering Geology*, 16, pp. 5-17.
- FRANK R. (1995), Fondations profondes, *Techniques de l'ingénieur*, C 248, 44 p.
- FRANK R. (1976), Calcul des pieux sollicités horizontalement, *Bulletin liaison Laboratoire central des Ponts et Chaussées*, 84, juil.-août, pp. 113-121.
- JANBU N. (1973), *Slope stability computation in embankment-dam engineering*, Hirschfeld, RC. and Poulos, S.J., eds, Wiley, New-York, pp. 47-86.
- MORGENSTERN N.R., PRICE V.E. (1965), The analysis of general slip surfaces, *Géotechnique*, vol. 15, 1, pp. 79-93.
- RAULIN P., ROQUES G., TOUBOL A. (1974), Calcul de la stabilité des pentes en rupture non circulaire, *Rapport de recherche Laboratoire central des Ponts et Chaussées*, 36, janv.-févr., 106 p.
- SOMMER H. (1978), *Zur Stabilisierung von Rutschungen mit steifen Elementen, Berechnungen und Messungen*, Die Bautechnik, Berlin, vol. 9, pp. 304-311.

## Remerciements

Les auteurs remercient le ministère des Affaires Étrangères et le Secrétariat Général hellénique à la recherche qui ont permis, par leur soutien financier à la coopération franco-hellénique, que ce travail de recherche soit réalisé. Ils adressent également leurs remerciements à leur collègue et ami Nicolas Kaltéziotis qui nous a malheureusement quitté en décembre 1994.

## ABSTRACT

### Experimental study of the stabilisation of a landslide by large-diameter piles

G. SÈVE - R. FRANK - H. ZERVOGIANNIS - J.-C. BERCHE - P. PAPON

The national highway from Athens to Cape Sounion was significantly deteriorated at kilometre point 36 owing to a landslide. The Aktea estate located nearby has also been significantly affected. The landslide has been active intermittently for over 30 years. The slide surface goes through marls, sandstones and conglomerates with sandstone intercalations.

Studies have resulted in the stabilisation of the sliding mass by two rows of piles 12 metres long and 1 metre in diameter. To study the lateral reaction mechanism on the piles in a sliding slope, two of the piles were replaced by steel tubes of the same geometrical and mechanical properties equipped with inclinometer tubes and strain gauges to measure deformations and to evaluate the forces and the bending moments.

This article deals with the results of the geotechnical reconnaissance as well as the strengthening arrangements used. The instrumentation of the two piles and the measurements for the monitoring of the site are described and analysed.