

GARNIER J.

Laboratoire Régional de l'Équipement de Nancy, France

Murs en terre armée sur sols compressibles : dimensionnement et constatations

Reinforced earth retaining walls on compressible soils : design and instrumentation

An embankment 22 m high was required for the construction of the expressway B33 crossing a valley near Nancy. The construction was to be completed in two or three stages because of 10 meters thick compressible layer. In order to reduce the construction time, the use of reinforced earth retaining wall was studied. The external stability was computed using circular slip surface (Bishop method). The study revolted the construction of 2 super imposed walls 9,6 m and 12 meters high, and partial substitution compressible soils. Settlement were installed to measure differential settlement between the walls and the embankment.

L'autoroute B.33 franchit à la sortie Sud de NANCY une importante dépression (Vallon du ruisseau des PREIS LE FRAHANT).

Le projet nécessite la construction d'un remblai de 22 mètres de hauteur reposant sur 10 mètres de sols compressibles.

L'étude d'Avant Projet Sommaire avait conduit à proposer une construction du remblai en 3 phases, ou en 2 phases avec un réseau de puits drainants. Le remblai devait en outre être équipé de banquettes latérales très importantes.

Lors de l'étude d'Avant Projet Détaillé, de nouvelles contraintes sont apparues en ce qui concerne les délais de construction. Une solution permettant une montée du remblai en une seule phase a du être recherchée.

PRESENTATION DU SITE

Le vallon est creusé dans les grès médioliasiques du Domérien et dans les marnes du Charmouthien (figure 1). Une faille affectant ces formations a été mise en évidence et sa direction est sensiblement parallèle au fond du vallon.

Le substratum est recouvert de 8 à 10 mètres de sols compressibles et une nappe en charge a été décelée.

La reconnaissance des sols compressibles a été effectuée par sondage à la tarière et au carottier à piston stationnaire, et par

essais au pénétromètre dynamique et au scissomètre de chantier.

Ces essais ont d'abord permis de préciser la géométrie des différentes couches, telle qu'elle apparaît sur la figure 1. Les flancs du vallon sont tapissés d'une couche d'argile sableuse provenant de l'altération des grès. Dans le fond du vallon on rencontre, sous environ 2 mètres de limon et d'argile surconsolidés, une couche de 2 mètres d'argile homogène molle, puis une argile vasarde, organique, renfermant de nombreux débris végétaux en décomposition.

Les caractéristiques physiques et mécaniques de ces sols apparaissent sur la figure 5.

METHODE DE DIMENSIONNEMENT

Le projet est situé en rase campagne et de ce fait les problèmes d'emprise n'étaient pas prépondérants. La première solution envisagée pour le franchissement du vallon était donc un remblai classique taluté à 2/1 et équipé de banquettes.

L'étude avait en effet montré que la stabilité ne pouvait être assurée qu'avec des banquettes latérales de 10 m de hauteur et 20 m de largeur (cas 1 - Figure 2).

Une construction en plusieurs phases permettant de prendre en compte l'amélioration des sols supports était, de plus, nécessaire. En accélérant cette consolidation par un système de puits drainants par exemple, la réali-

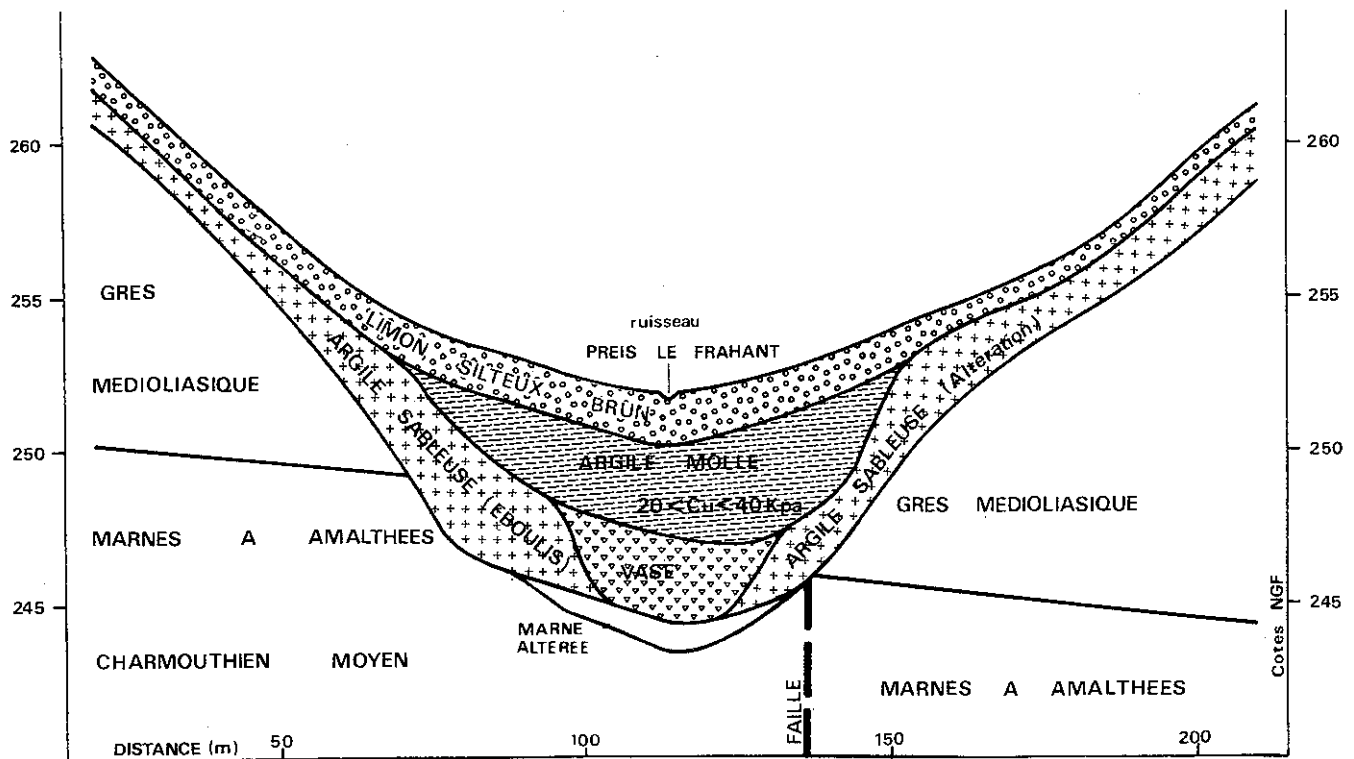


Figure 1 - Profil en long géologique

sation du remblai en deux phases espacées de 6 mois était possible (cas 2 - Figure 2).

Suite à une réduction des délais de construction, cette étude fut reprise dans le but de dégager une solution autorisant une montée plus rapide des remblais.

Le critère déterminant pour le dimensionnement était donc la stabilité d'ensemble.

L'étude fut réalisée en rupture circulaire à l'aide du programme de calcul des Laboratoires de l'Équipement (logiciel RRT). Le calcul est effectué par la méthode des tranches de BISHOP.

Les caractéristiques des sols supports prises en compte sont déduites des essais au scissomètre de chantier, interprétés en conditions non drainées.

Le coefficient de sécurité F vis-à-vis d'une rupture à court terme doit alors être supérieur à 1.5

ETUDE DES DIFFERENTS PROFILS

Solutions avec système drainant

Un mur en terre armée a d'abord été introduit à la partie supérieure du remblai (cas 3 - Figure 2).

L'épaisseur du remblai doit rester suffisante pour qu'il ne soit pas poinçonné par le mur. Cette condition de non poinçonnement conduisait à limiter la hauteur du mur à une dizaine de mètres ($F = 1.51$ pour un mur de 11 mètres).

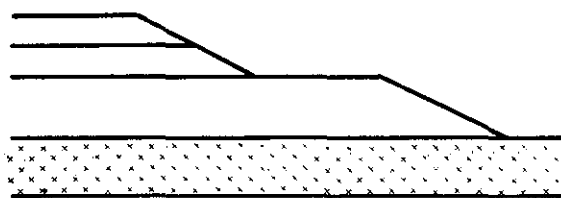
La hauteur du remblai devait donc être d'au moins 11 mètres puisque le projet se situe à près de 22 mètres du terrain naturel.

La construction d'un tel remblai posait déjà des problèmes. L'étude a en effet montré que, même en prenant en compte la consolidation des sols compressibles qui se produit pendant la montée du remblai, il était nécessaire de prévoir des banquettes latérales.

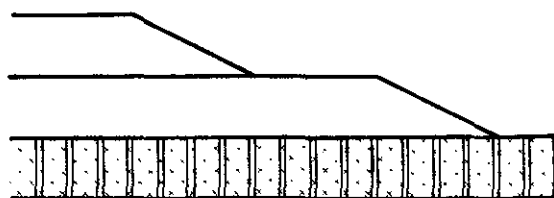
Une solution de ce type est schématisée par le cas 4 de la figure 2 et conduisait à un coefficient de sécurité $F = 1.59$:

- Réalisation d'un drainage par puits verticaux de 10 mètres.
- Première phase des terrassements avec construction d'un remblai de 11 mètres équipé de banquettes de 6 mètres par 12 mètres.
- Seconde phase après 6 mois de consolidation avec la réalisation d'un mur de 11 mètres de hauteur.

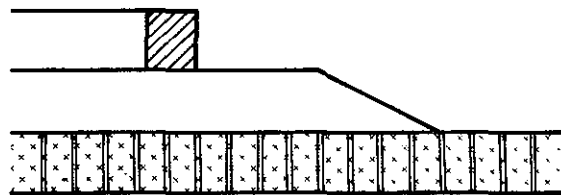
Dans cette solution, le mur en terre armée permet donc, pour une sécurité égale, de réduire les emprises et les volumes de remblai mais n'autorise pas une construction en une seule phase.



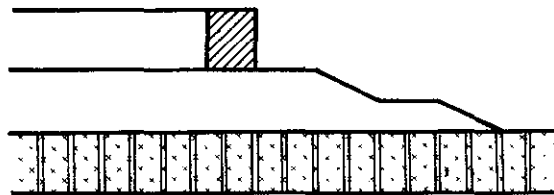
cas 1 : 3 phases



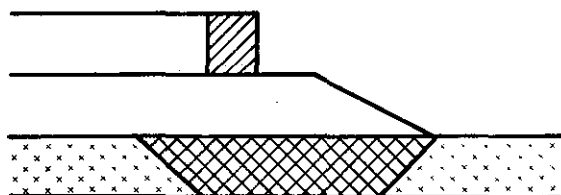
cas 2 : 2 phases



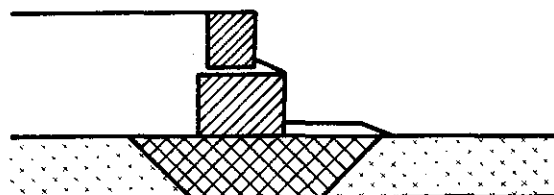
cas 3 : 2 phases



cas 4 : 2 phases



cas 5 : 1 phase



cas 6 : 1 phase

Figure 2 - Schéma des différents profils étudiés

Solutions avec substitution

Une seconde série de profils a alors été étudiée avec une substitution partielle des sols compressibles (cas 5 - Figure 2).

En raison des tassements différentiels qui se seraient manifestés, une substitution réalisée sous une partie seulement des murs était exclue.

Afin de dégager l'influence sur la stabilité, des paramètres importants comme la largeur et la position de la bêche, la hauteur du mur et sa distance à la crête du remblai, un certain nombre de calculs ont été effectués sur le profil 5 de la figure 2.

Cette étude a montré que :

- . la stabilité n'était assurée qu'avec des massifs de substitution de grandes dimensions.
- . la largeur de ces massifs était très peu fonction de la hauteur du mur.

Il apparaissait donc intéressant d'augmenter la hauteur du mur de façon à diminuer l'emprise et le volume des terrassements et d'utiliser un matériau de substitution de bonnes caractéristiques afin de réduire les dimensions du massif.

Des profils avec un mur en terre armée de 22 mètres de hauteur fondé sur un massif de substitution en gravas ont alors été étudiés afin d'optimiser le dimensionnement.

Cette optimisation a conduit à la solution présentée sur la figure 3.

SOLUTION RETENUE

Un massif de substitution de 18 mètres de largeur à la base et de 9 à 10 mètres de profondeur, supporte 2 murs en terre armée superposés, de 12 mètres et 9.60 mètres de hauteur.

Une banquette de 14 mètres de largeur et de 4 mètres de hauteur est en outre prévue pour obtenir un coefficient de sécurité suffisant.

Ce profil conduit aux résultats suivants :

- . Stabilité d'ensemble à court terme F = 1.48
- . Stabilité d'ensemble à long terme F = 1.54
- . Glissement du mur F = 1.63

Le tassement prévisible du remblai mis en oeuvre derrière le mur était de 90 cm.

Afin d'accélérer la consolidation et limiter ainsi les tassements différentiels supportés par les chaussées, des tranchées drainantes de 5 mètres de profondeur, perpendiculaires au mur et équidistantes de 10 à 15 mètres ont été réalisées. Leurs drains sont raccordés à un collecteur unique qui permet de traverser la bêche.

Le ruisseau a été dévié dans une buse métallique Ø 1200 qui traverse le mur inférieur au niveau de l'ancien T.N. Sous cette buse, le massif de substitution a été prolongé et se termine en biseau. On évite ainsi que des tassements différentiels trop importants n'endommagent la buse.

Par rapport au remblai initial, la solution retenue présente un certain nombre d'avantages :

- . Réduction des délais de construction puisqu'une montée en une seule phase est rendue possible (gain d'environ 6 mois).
- . Suppression du réseau de puits drainants.
- . Réduction des emprises de 40 mètres.
- . Réduction de près de 80.000 m³ du volume de remblai à mettre en oeuvre.

CONSTRUCTION ET CONSTATATIONS

La bêche a été réalisée à la dragueline et le fond de fouille était réceptionné au scissomètre.

Le matériau de substitution était constitué d'alluvions récentes de Moselle (graves propres).

Les murs ont également été construits en graves de Moselle qui se caractérisent par :

- . Passant à 15 microns 1 %
- . Passant à 80 microns compris entre 1 et 5 %
- . Angle de frottement interne à l'OPN $\varphi = 42^\circ$

Les travaux ont été réalisés au premier semestre 1978 et les conditions météorologiques ont imposé de nombreux arrêts de chantier. Seuls les matériaux à teneur en eau inférieure à 10 % étaient acceptés.

Les contrôles de compactage ont été effectués par enregistrement en continu de l'énergie de compactage (méthode Q/S).

Des tassomètres ont été mis en place sous le remblai et sous les murs (implantation sur la figure 3).

Les résultats des mesures de tassement sont reproduits sur la figure 4.

Lors de la dernière mesure effectuée début Novembre 1978, soit 300 jours environ après le début de construction des remblais, le tassement en dehors du massif de substitution était de 62 cm pour un total prévisible de 90 cm.

A la même date, le tassement des murs était de 38 cm.

Le tassement différentiel le long du parement est de l'ordre de 0.25 % et reste inférieur aux possibilités de déformation des murs.

Le tassement différentiel entre murs et remblai est de 24 cm et devrait atteindre 35 cm à la fin de 1979.

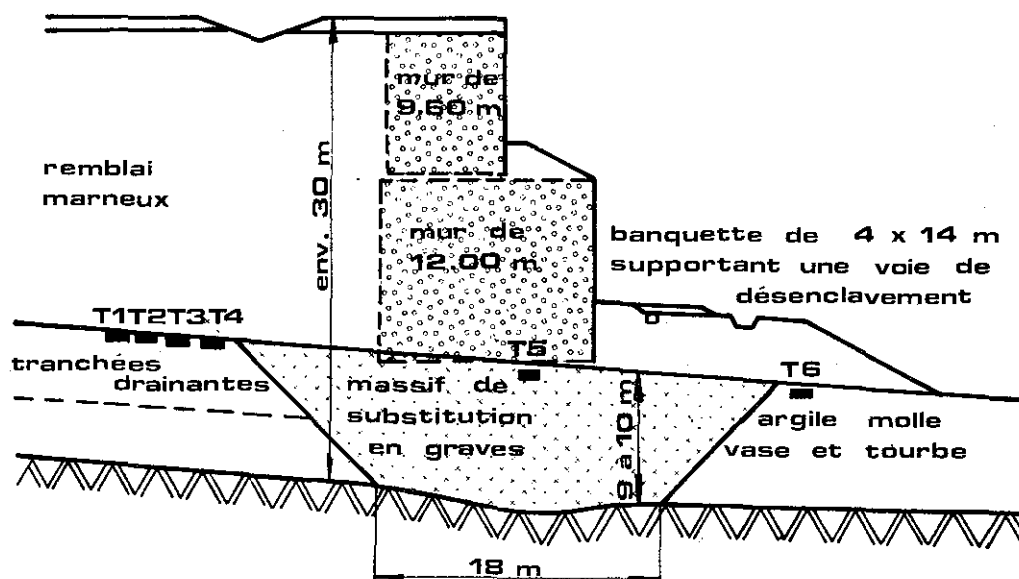


Figure 3 - Solution mise en oeuvre

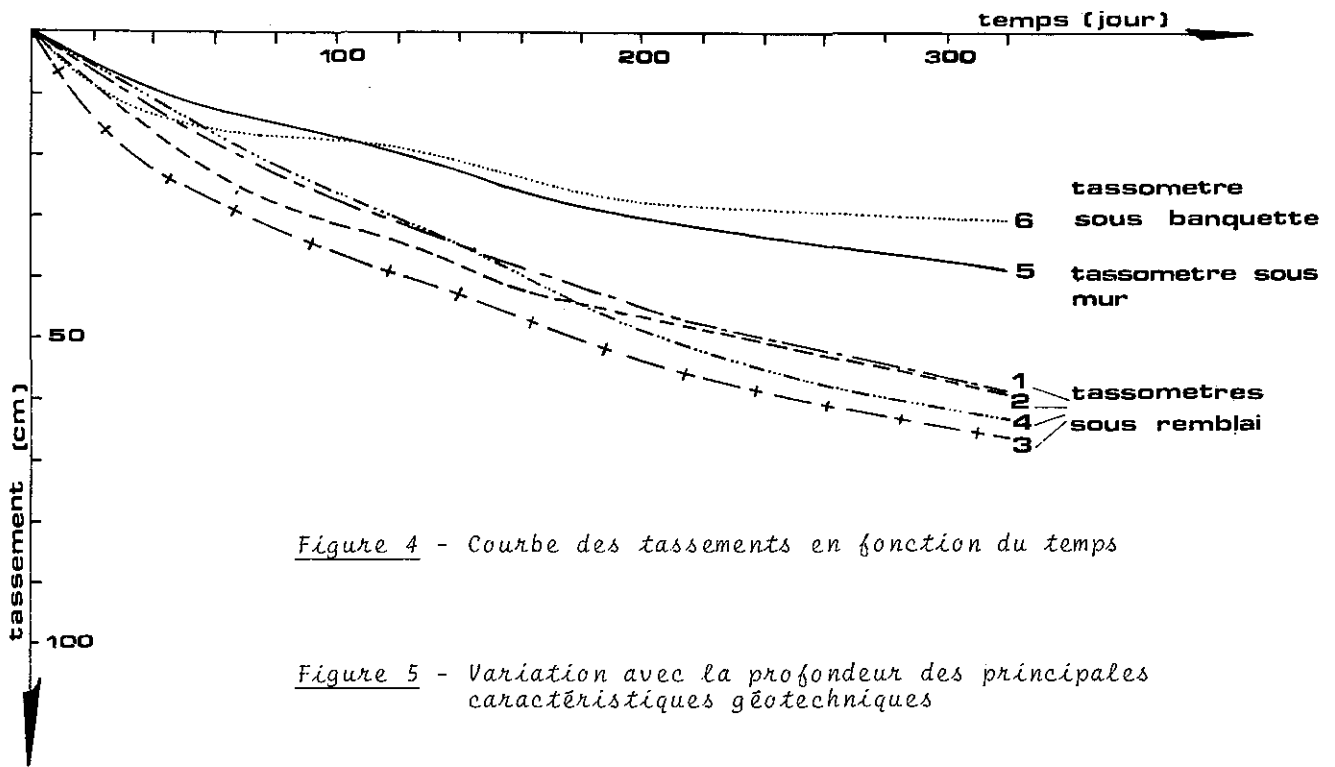
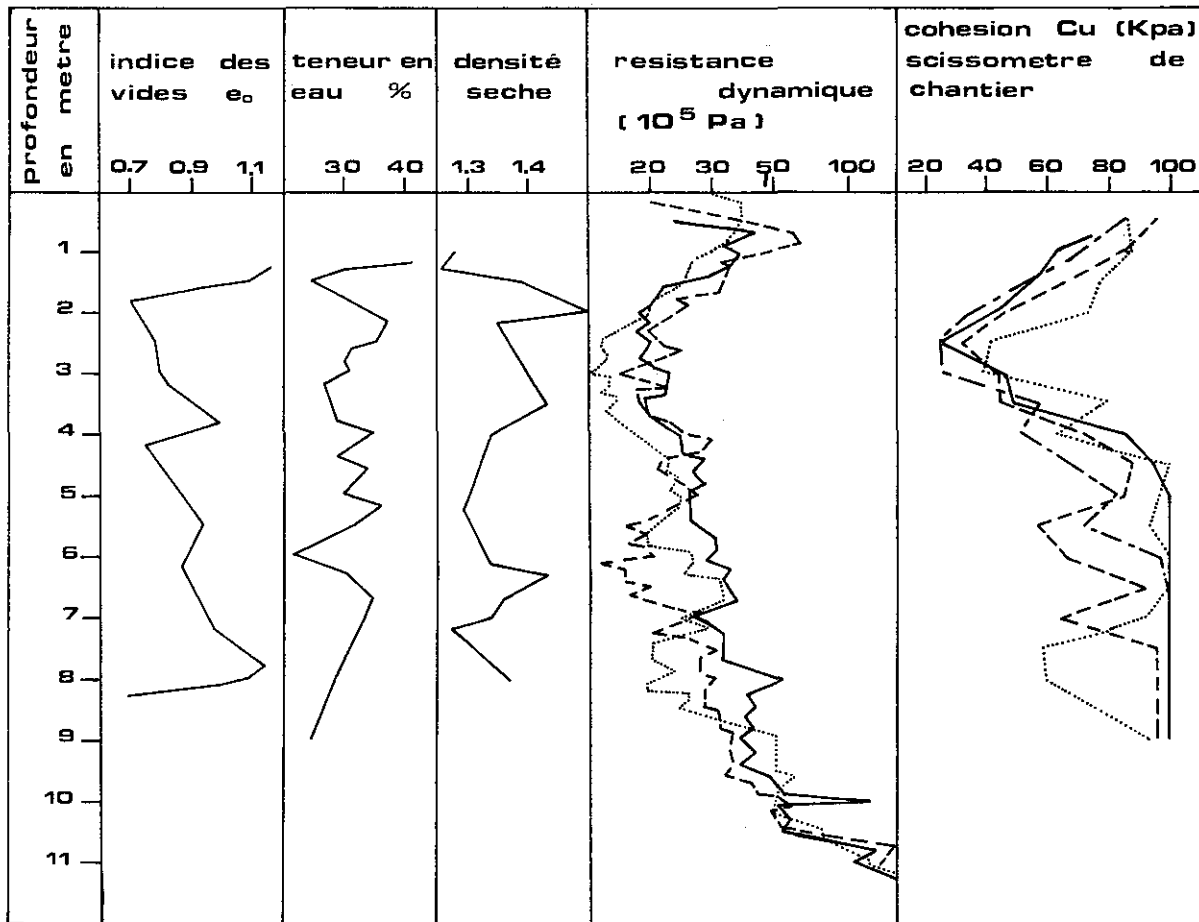


Figure 4 - Courbe des tassements en fonction du temps

Figure 5 - Variation avec la profondeur des principales caractéristiques géotechniques



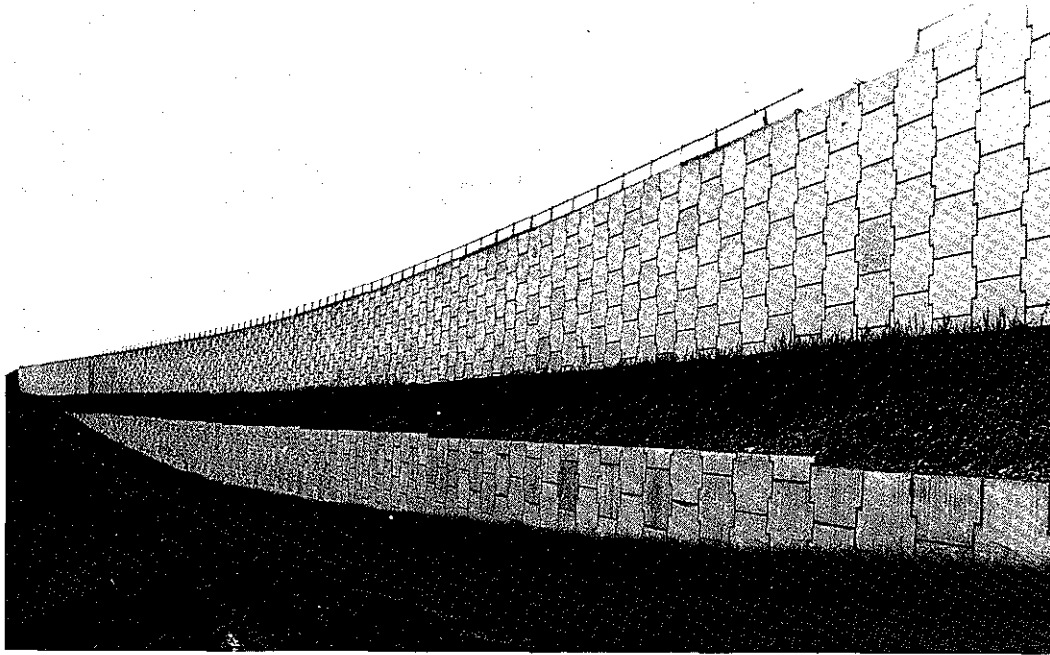


Figure 6

Vue des murs réalisés

CONCLUSION

Le projet de franchissement du vallon par un remblai de 22 mètres de hauteur situé en rase campagne ne posait pas de problèmes d'emprise.

La solution retenue ne s'imposait donc pas à priori. L'étude de stabilité réalisée en rupture circulaire a montré qu'une construction en une phase nécessitait une substitution partielle des sols compressibles.

Une optimisation des profils a conduit à réaliser 2 murs en terre armée superposés de 9.60 et 12 mètres de hauteur fondés sur un massif de substitution de 9 à 10 mètres de profondeur (figure 6).

Cette solution a permis d'une part de réduire les délais de construction mais encore de diminuer très notablement les emprises et les quantités de remblais à mettre en oeuvre.

Le suivi de l'ouvrage fait apparaître, 300 jours après le début de construction des remblais, un tassement de 38 cm des murs et de 62 cm des remblais. Le tassement différentiel le long du parement est d'environ 0.25 % et reste très acceptable.