

Contribution de la reconnaissance pressiométrique au dimensionnement d'un grand mur de soutènement en zone montagneuse

J. MONNET

LIRIGM
Université Joseph-Fourier
BP 53
38041 Grenoble
Jmonnet@ujf-grenoble.fr

D. ALLAGNAT

Scetauroute
3, rue Docteur-Schweitzer
38180 Seyssins
d.allagnat@scetauroute.fr

Résumé

Le dimensionnement des grands murs de soutènement en montagne est un judicieux équilibre entre les règles de sécurité à appliquer pour prévenir la rupture ou les grands déplacements et le budget d'investissement dans la construction qui doit être le plus économique possible. Pour ce type d'ouvrage, les caractéristiques de cisaillement du sol sont des paramètres extrêmement sensibles, si bien que de petites variations sur les hypothèses de cohésion ou d'angle de frottement conduisent à des grandes variations sur les efforts que doit supporter la structure.

L'analyse pressiométrique est alors une bonne contribution car elle permet de caractériser de tels sols en respectant leur structure naturelle. Dans cette étude les dépôts fluvio-glaciaires ont été supposés non cohérents. Le dimensionnement des murs de soutènement de Tèche sur l'autoroute A49 entre Grenoble et Valence a été réalisé avec l'angle de frottement déterminé au pressiomètre, ce qui a permis d'optimiser les renforcements. L'autoroute est en service depuis 1991, et le suivi du mur ne montre aucune déformation sensible.

Mots-clés : Essais *in situ* et mesures, murs de soutènement, pressiomètre, angle de frottement.

Design of a large soil retaining structure in mountain area with the help of pressuremeter analysis

Abstract

The design of a large retaining structure is a balance between safety rules, which are used to prevent failure or large displacements and the building cost of the wall. In such a case, the shearing parameters of the soil are very sensitive so that small variations on cohesion or internal angle of friction give large variations on forces supported by the structure.

The pressuremeter analysis is the technique used to measure the internal angle of the gravel. It is assumed that the soil is non cohesive. The design of the retaining wall of Tèche on the A49 Grenoble Valence motorway is made with the friction angle determined by pressuremeter test, which allows the adjustment

Introduction

Le dimensionnement des grands murs de soutènement en montagne est un judicieux équilibre entre les règles de sécurité à appliquer pour prévenir la rupture ou les grands déplacements et le budget d'investissement dans la construction qui doit être le plus économique possible. Pour ce type d'ouvrage, les caractéristiques de cisaillement du sol sont des paramètres extrêmement sensibles, si bien que de petites variations sur les hypothèses de cohésion ou d'angle de frottement conduisent à des grandes variations sur les efforts que doit supporter la structure. La méthode usuelle d'investigation est de prélever des échantillons de sol intacts qui seront ensuite testés au laboratoire. Malheureusement beaucoup de sols rencontrés en montagne ne peuvent pas être testés au laboratoire par les équipements courants. En particulier, les graves ont souvent une granulométrie ($D_{\max} > 5 \text{ mm}$) qui les rend inadaptées aux essais triaxiaux classiques dont la taille d'échantillon est limitée (70 mm par 140 mm).

L'analyse pressiométrique est alors intéressante car elle permet de caractériser de tels sols en respectant leur structure naturelle. Dans cette étude, les dépôts fluvio-glaciaires ont été supposés non cohérents. Les courbes pressiométriques étant liées à la fois au module élastique de cisaillement G et à l'angle de frottement interne ϕ' , un cycle de déchargement rechargement a été réalisé pour séparer le comportement élastique du comportement plastique. L'angle de frottement interne est ensuite mesuré par la pente de la relation linéaire entre les logarithmes des pressions et des déformations radiales au forage (Clark *et al.*, 1998; Hugues *et al.*, 1997) et les caractéristiques mécaniques sont contrôlées par la comparaison entre les courbes pressiométriques expérimentale et théorique, mais aussi par la valeur des pressions limites expérimentale et théorique (Monnet, 1990, Monnet *et al.*, 1994). Le dimensionnement du mur de soutènement de Tèche sur l'autoroute A49 entre Grenoble et Valence a été réalisé avec l'angle de frottement déterminé au pressiomètre, ce qui a permis d'optimiser les renforcements. L'autoroute A49 implantée sur les plateaux bordant l'Isère depuis Grenoble doit franchir à cet endroit un verrou de près de 1 300 m de long dans le secteur de Tèche. Le versant de Tèche marque un resserrement de la vallée de l'Isère en rive droite et un point de passage imposé pour le tracé autoroutier. Ce secteur a une pente de 30° , voire localement 40° .

of the wall to the geotechnical environment. A49 follows the Isère River on the right side and passes along a 1 300 m hill-side in the area of Tèche. Nowadays after 10 years of measurements there is no significant displacements of the retaining walls.

Key words : field testing and monitoring, retaining walls, pressuremeter, friction angle.

Notations

a	:	rayon du forage.
b	:	rayon externe de la première zone plastique.
c	:	rayon externe de la seconde zone plastique.
r	:	rayon.
z	:	profondeur de l'essai.
u_n	:	déplacement radial au contact du forage.
p	:	pression radiale au contact du forage appliquée par le pressiomètre.
D_{\max}	:	diamètre de la plus grosse particule de l'échantillon.
G	:	module élastique de cisaillement.
E	:	module de Young.
E_M	:	module pressiométrique Ménard.
γ	:	poids volumique du sol.
λ et μ	:	coefficient de Lamé.
K_0	:	coefficient de pression des terres au repos.
ϕ'	:	angle de frottement interne.
ϕ_μ	:	angle de frottement intergranulaire.
ψ	:	angle de dilataance.
P_1	:	pression limite conventionnelle.
$\sigma_1', \sigma_2', \sigma_3'$:	contraintes principales effectives.
$\sigma_r', \sigma_\theta', \sigma_z'$:	contraintes effectives radiale, circumférentielle, verticale.
σ_{rb}'	:	contraintes effectives radiale au niveau du rayon b .
σ_z'	:	contrainte effective verticale.
$\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$:	déformations principales
$\epsilon_r, \epsilon_\theta$:	déformations radiale et circumférentielle.
V_s	:	volume initial de la sonde pressiométrique.
V_1	:	volume injecté dans la sonde pressiométrique pour recompresser le sol à l'état initial.

Description du projet

L'autoroute A49 (Grenoble Valence) permet d'assurer la continuité des autoroutes alpines, concédées à la société des autoroutes Rhône-Alpes (AREA), avec l'autoroute de la vallée du Rhône. L'autoroute A49 implantée sur les plateaux bordant l'Isère depuis Grenoble doit franchir à flanc de coteau un verrou de près de 1 300 m de long dans le secteur de Tèche. Le versant de Tèche marque un resserrement de la vallée de l'Isère en rive droite et un point de passage imposé pour le tracé autoroutier. Ce secteur a une pente de 30°, voire localement 40°, avec une topographie régulière marquée seulement par quelques ravines de 3 m à 5 m de profondeur. Les deux chaussées sont disposées à deux niveaux différents (Fig. 1). Le mur en déblai supérieur de 10 m à 20 m est stabilisé par des ancrages et des clous. Le mur en remblai inférieur de 6 m à 15 m est réalisé en terre armée. Le mur intermédiaire de 6 m entre les deux niveaux de chaussées est également en terre armée. Une voie de chemin de fer passe en haut du versant et il est essentiel de n'avoir aucun déplacement. Il a été utilisé dans ces travaux de soutènement 900 ancrages, 1 100 clous et 14 000 m² en surface de terre armée pour un coût total de 90 MF.

3.1

Cadre géologique général

La géologie du site est relativement simple dans son ensemble ; le substratum molassique (Liocène), sub-affleurant dans les zones de ravinement est recouvert par des dépôts fluvio-glaciaires hétérogènes et d'épaisseur très variable appartenant à la « terrasse de Saint-Marcel-lès-Valences ». A l'aval du projet côté Nord une terrasse alluviale ennoie le pied du versant et borde l'Isère.

3.2

Description géotechnique des terrains

Les terrains présentent ici des faciès assez hétérogènes, surtout ceux constituant la couverture, le sub-

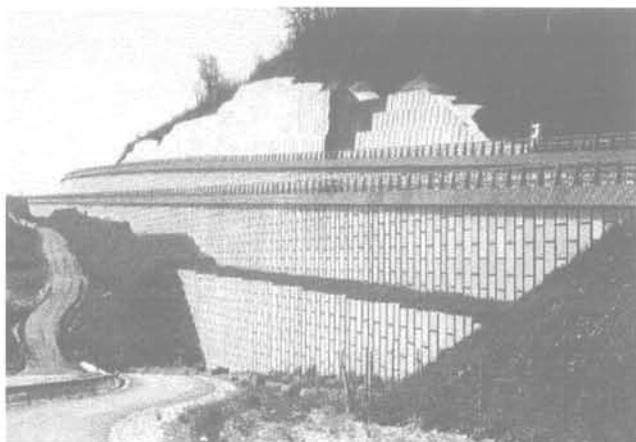


FIG. 1 Le mur de soutènement de Tèche.
The Tèche retaining wall.

stratum molassique restant relativement homogène. Il s'agit d'un site de versant où les dépôts ont subi de nombreux remaniements (ravinement, altération du substratum...) consécutifs aux variations de niveau de l'Isère lors du retrait des glaciers. On peut donc distinguer les huit faciès suivants :

- *graves argileuses et argiles graveleuses rouges* 0/150 mm, rencontrées en surface sur une épaisseur d'ordre métrique ;
- *graves sableuses* 0/150 mm, à faible matrice argileuse plastique enrobant les galets et pouvant contenir de gros blocs. Ce faciès représente environ 75 % des terrains meubles ;
- *graves argileuses* 0/150 mm, de couleur blanc-gris et présentant une certaine cohésion. Les épaisseurs sont parfois importantes et se présentent sous forme de lentilles aléatoires au sein de la formation précédente ;
- *poudingues de cimentation variable* 0/150 mm voire 0/80 mm en lentilles de faible épaisseur (< 0,5 m) mais d'extension pouvant atteindre une dizaine de mètres ;
- *graves crues* 0/150 mm ou graviers 0/60 mm, généralement associés aux poudingues et constituant leur base. Ce faciès est également lenticulaire ;
- *sables et graves ou graviers* alternant en petits bancs de 0,20 à 0,40 m d'épaisseur correspondant à des conditions de dépôts particulières ;
- *sables gris homogènes* plus ou moins grossiers, présents localement en forte épaisseur ;
- *substratum molassique* qui se présente sous le faciès classique de sables jaunâtres plus ou moins cimentés, très monotones admettant localement de très fins joints d'argile beige (1 à 10 mm) ainsi que des niveaux lenticulaires franchement grésifiés épais de 0,15 à 0,20 m. Il n'a pas été observé de faille malgré la proximité des chaînons calcaires subalpins.

Pour l'hydrogéologie du site, on peut noter que les ravines visibles sur le versant correspondent à des venues d'eau ponctuelles lors de très fortes précipitations à la faveur de lentilles plus graveleuses et perméables au sein des dépôts fluvio-glaciaires. Les formations fluvio-glaciaires sont le siège de petites nappes perchées se vidangeant très rapidement.

Les aspects les plus remarquables du site concernent le niveau du substratum molassique, la constitution et les caractéristiques mécaniques de la couverture graveleuse supérieure.

3.3

Les reconnaissances géotechniques

Les reconnaissances géotechniques se sont déroulées en plusieurs phases successives avec les moyens suivants :

- *sondages électriques et sismiques* ;
- *sondages destructifs avec enregistrement de paramètres et sondages à la tarière* ;
- *sondages carottés* ;
- *sondages pressiométriques standards et avec cycles de charge-décharge*, notamment dans la molasse ;
- *sondages pelle araignée* et puits de reconnaissance afin de préciser la nature et les caractéristiques des sols.

Les résultats de ces études sont indiqués dans le

TABLEAU I Résultats de la campagne de reconnaissance géotechnique.
Results of the geotechnical exploration.

Lithograpy	Essais pressiométriques			Paramètre de forage	Paramètre sismique
	Module pressiométrique (MPa)	Écart-type (MPa)	Nombre d'essais	Vitesse d'avancement (m/h)	Vitesse sismique (m/s)
Sable et grave	43	26	256	100-150	850-1 500
Sable gris	94	21,8	7	50-150	850-1 500
Grave lâche	2,6	1,3	7	> 250	300-600
Molasse lâche	15,4	6,9	17	20-200	1 200-1 400
Molasse dure	458	253	66	< 50	1 900-2 200

tableau I. Nous ne détaillerons pas ici l'ensemble des résultats des essais *in situ* et en laboratoire, et nous nous attacherons principalement à la problématique posée par l'évaluation des caractéristiques de cisaillement des sols grossiers constitués par les dépôts fluvioglaciers. Il a été décidé de privilégier les essais pressiométriques pour les raisons suivantes :

- c'est un essai *in situ* qui respecte la structure du sol ;
- il est réalisable même dans les sols grossiers ;
- il peut être positionné à la fois dans le plan horizontal et verticalement ;
- il permet de déterminer le module élastique de cisaillement G ;
- il permet de déterminer l'angle de frottement interne ϕ' (ou la cohésion non drainée C_u).

4

Théorie pressiométrique

4.1

L'essai pressiométrique

L'essai pressiométrique est bien connu depuis plusieurs dizaines d'années (Ménard, 1955). Il est utilisé largement actuellement pour les dimensionnements de fondation (Ménard, 1957 ; Gambin, 1979 ; Amar *et al.*, 1991). La méthode usuelle consiste à déduire de l'essai le module pressiométrique, qui est obtenu à partir de la pente de la partie linéaire de la relation entre la pression et le volume du pressiomètre, ainsi que la pression limite, qui est la valeur de la pression quand la sonde double de volume (pour un volume injecté $V_s + 2.V_1$) après que le sol a retrouvé son état initial (pour un volume injecté V_1). Le module pressiométrique et la pression limite sont utilisés dans des formules empiriques pour estimer respectivement le tassement et la capacité portante des fondations.

Si nous considérons l'essai pressiométrique comme un essai de cisaillement (Clarke *et al.*, 1998), il présente alors des qualités intéressantes. Le pressiomètre est un appareil qui mesure à la fois des caractéristiques de déformation et de résistance. C'est un essai *in situ* qui peut être réalisé dans n'importe quel sol, sans carottage

préalable. De ce fait, il est moins influencé par la granulométrie, le changement du degré de consolidation ou le remaniement qui apparaissent quand on fait un échantillonnage pour des essais de laboratoire.

Dans ce texte, nous présentons une méthode d'interprétation de l'essai pressiométrique permettant d'obtenir le module élastique de cisaillement et l'angle de frottement interne quand le sol est granulaire. Ces valeurs sont des paramètres liés à l'état de contrainte et ne sont pas influencées par le type de sonde utilisée ou par la façon dont le forage a été réalisé. Ils peuvent être utilisés dans le dimensionnement des ouvrages sans considérations empiriques, et pour d'autres ouvrages que les travaux de fondation, par exemple pour les murs de soutènement, la stabilité des pentes et le dimensionnement des tunnels. Les paramètres de comportement mécaniques du sol permettent alors d'adapter l'ouvrage en terrains meubles à son environnement géotechnique et d'optimiser le dimensionnement.

Cette méthode utilise une procédure expérimentale avec un essai pressiométrique à cycle, celui-ci étant effectué avant d'atteindre la pression de fluage. Le cycle sert à déterminer le module élastique de cisaillement et le module de Young à travers une hypothèse sur la valeur du coefficient de Poisson. L'effet du cycle est de supprimer la plus grande partie des déformations plastiques qui se produisent très tôt lors du chargement vierge. L'essai pressiométrique, que nous avons réalisé, nécessite des mesures plus nombreuses après le fluage, de façon à ce que l'analyse du sol en cisaillement puisse se faire précisément. Les mesures sont corrigées pour tenir compte de la dénivellée hydraulique, et de la géométrie de la sonde (Gaiatech, 1989) de façon à ce que la pression de réaction du sol et la déformation moyenne le long de la zone de mesure soient précisément définies. Les résultats des essais sont interprétés avec une théorie élasto-plastique de l'expansion de la sonde pressiométrique, pour obtenir le module de cisaillement et l'angle de frottement interne du sol.

4.2

Hypothèses

Le sol a un comportement élastique linéaire de module G avec une plasticité non associée d'angle de

frottement interne φ' , d'un angle de dilataance Ψ lié au frottement intergranulaire φ_μ (Monnet *et al.*, 1978) par :

$$\Psi = \varphi' - \varphi_\mu \quad (1)$$

Le critère de Mohr-Coulomb détermine la plasticité du sol :

$$F(\sigma) = (\sigma_1' - \sigma_3') - \sin \varphi' \cdot (\sigma_1' + \sigma_3') \quad (2)$$

L'écoulement plastique non associé est défini par la relation (3) avec le scalaire indéterminé ζ :

$$d\epsilon^p = \zeta \cdot dH(\sigma)/d\sigma \quad (3)$$

et avec le potentiel plastique non associé H :

$$H(\sigma) = (\sigma_1' - \sigma_3') - \sin \Psi \cdot (\sigma_1' + \sigma_3') \quad (4)$$

Trois zones de comportements différents sont prises en compte depuis le forage :

- au contact du pressiomètre, il apparaît une plasticité entre la contrainte circonférentielle σ_θ' et la contrainte radiale σ_r' dans le plan horizontal, entre les rayons a (du forage) et b limite de cette première zone plastique. Ceci donne le rapport de proportionnalité entre les contraintes et les déformations plastiques

$$N = \sigma_\theta' / \sigma_r' = (1 - \sin \varphi') / (1 + \sin \varphi') \quad (5)$$

$$n = -d\epsilon_r^p / d\epsilon_\theta^p = (1 - \sin \Psi) / (1 + \sin \Psi) \quad (6)$$

- au-delà, il peut apparaître une nouvelle zone plastique entre la contrainte circonférentielle σ_θ' et la contrainte verticale σ_z' dans le plan vertical, entre les rayons b et c limite des zones plastiques ;

- une zone élastique plus large entoure tout l'ensemble, au-delà du rayon c.

L'équilibre dans le plan horizontal est vertical est pris en compte.

Le sol pulvérulent est considéré drainé.

4.3

Équilibre élasto-plastique général

Quand deux zones plastiques existent, la relation générale d'équilibre entre contrainte et déformation au niveau du forage qui représente l'expression théorique pressiométrique est la suivante (Monnet *et al.*, 1994) :

$$\begin{aligned} \text{Ln} \left[\frac{ua}{a} \cdot (1+n) - C1 \right] &= \alpha \cdot \text{Ln}(p) - \alpha \cdot \text{Ln}(\gamma \cdot z) \\ + \text{Ln} \left[(1-K0) \cdot \gamma \cdot z \cdot \frac{(1+n)}{2 \cdot G} - C1 \right] \end{aligned} \quad (7)$$

avec : $\alpha = \frac{1+n}{1-N}$

$$\begin{aligned} n \cdot \left(\frac{ua}{a} \right) (1+n) \left(\frac{\gamma \cdot z}{p} \right)^\alpha \\ \text{et } C1 = \frac{+(1+n) \cdot (N-K0) \cdot \frac{\gamma \cdot z}{2 \cdot G}}{1+n \cdot \left(\frac{\gamma \cdot z}{p} \right)^\alpha} \end{aligned} \quad (8)$$

La valeur de C1 est très petite, et peut être négligée. Dans ces conditions, la relation (7) montre qu'il existe une linéarité entre les logarithmes de la pression appliquée au forage et de la déformation radiale au forage.

Cette linéarité avait déjà été trouvée précédemment (Hughes *et al.*, 1977) mais sans définir la totalité de la courbe pressiométrique. La pente α de la relation linéaire est une fonction de l'angle de frottement interne φ' et de l'angle de frottement intergranulaire φ_μ . La connaissance de φ_μ et de α permet alors de déterminer directement l'angle de frottement interne. Pour une seule zone plastique, on a :

$$\begin{aligned} \text{Ln} \left[\frac{ua}{a} \cdot (1+n) - C1 \right] &= \alpha \cdot \text{Ln}(p) - \alpha \cdot \text{Ln} \left[\frac{2 \cdot K0 \cdot \gamma \cdot z}{(1+N)} \right] \\ + \text{Ln} \left[K0 \cdot \gamma \cdot z \cdot \frac{(1-N) \cdot (1+n)}{2 \cdot G \cdot (1+N)} - C1 \right] \end{aligned} \quad (9)$$

avec : $C1 = \frac{K0 \cdot \gamma \cdot z + (1-N) \cdot (n-1)}{2 \cdot G \cdot (1+N)}$ (10)

On trouve aussi la proportionnalité entre les logarithmes des contraintes et des déformations au niveau du forage. La différence de comportement entre deux ou une zone plastique est liée à la valeur de la contrainte radiale pour le rayon c externe aux deux zones plastiques. Dans le second cas, la contrainte radiale doit être plus grande que la contrainte verticale $\sigma_{rb}' < \sigma_z'$ et ceci conduit à la condition trouvée précédemment (Wood *et al.*, 1977) :

$$K_0 > 1 / (1 + \sin \varphi') \quad (11)$$

4.4

Pression limite conventionnelle

Lorsque l'on atteint la pression limite, la cavité double de volume, et la déformation radiale devient alors égale à $\sqrt{2-1}$. Cette dernière valeur est introduite dans la formule (7) ce qui permet de trouver alors la pression limite conventionnelle Ménard pour deux zones plastiques :

$$P_l = \gamma \cdot z \cdot \alpha \sqrt{\frac{[(1+n) \cdot (\sqrt{2}-1) - C1] \cdot 2 \cdot G}{[(1-K0) \cdot (1+n) \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot G \cdot C1]}} \quad (12)$$

On utilise la relation (9) pour trouver la pression limite pour une zone plastique :

$$P_l = \frac{2 \cdot K0 \cdot \gamma \cdot z}{(1+N)} \alpha \sqrt{\frac{[(1+n) \cdot (\sqrt{2}-1) - C1] \cdot 2 \cdot G \cdot (1+N)}{K0 \cdot \gamma \cdot z \cdot [(1-N) \cdot (1+n) - 2 \cdot G \cdot C1 \cdot (1+N)]}} \quad (13)$$

Dans ces deux relations on trouve que la pression limite P_l est proportionnelle à la valeur de la contrainte verticale et fonction du module de cisaillement G ainsi que du rapport n qui est lié à la dilataance.

5

Étude expérimentale

5.1

Principe de l'étude expérimentale

Cette étude procède par étapes :

– mesure de l'angle de frottement intergranulaire ϕ_u à l'essai triaxial. On suppose que la nature géologique des grains du sol et leur état de surface sont indépendants de la granulométrie. Ceci implique que le frottement intergranulaire mesuré sur un échantillon de sol de granulométrie 0/5 mm est identique à celui du sol *in situ* de granulométrie 0/150 mm. Cette valeur est indépendante de l'état de densité du sol (Monnet *et al.*, 1978). Par contre l'angle de frottement interne ϕ' mesuré à l'essai triaxial n'est pas considéré comme valide parce qu'il est lié à une densité particulière de l'échantillon qui n'est pas la densité *in situ*, qu'il a été mesuré sur un échantillon écrêté remanié et qu'il a été mesuré sur un nombre d'échantillons restreints peu représentatifs de l'ensemble du massif ;

– mesure de la dilatace, puis de l'angle de frottement à l'essai pressiométrique. On suppose que le sol est non cohérent et parfaitement drainé. L'angle de frottement est alors considéré comme représentatif de l'état de densité local du sol *in situ*. L'essai pressiométrique est ici interprété comme un essai de cisaillement unique à un niveau de contrainte moyen imposé par le poids des terres au repos. Il permet de déterminer un angle de frottement (ou une cohésion) mais pas les deux paramètres à la fois. Pour arriver à un tel résultat, il faut disposer de plusieurs essais pressiométriques à des états de contraintes moyens très différents les uns des autres, et dans un sol homogène, ce qui n'est pas le cas de Tèche ;

– lissage des caractéristiques géotechniques de frottement en fonction de la profondeur pour en déduire une valeur moyenne applicable à l'ensemble du projet. Les valeurs de pic des frottements sont exclues car elles peuvent être dues à une cohésion du sol dont la résistance se reporte artificiellement sur la valeur du frottement, mais aussi à la granulométrie. En effet, la présence éventuelle de gros cailloux à proximité de la sonde donnera une surestimation à la fois de la pression limite et de l'angle de frottement interne, la zone plastique au contact de la sonde n'existant plus.

5.2

Le sol de Tèche

Le sol est une grave fluvio-glaciaire constituée de particules arrondies dont la granulométrie s'échelonne entre 0,1 et 150 mm. La distribution des grains est la suivante :

$D_{60} = 30$ mm, $D_{10} = 0,2$ mm, $D_{60}/D_{10} = 150$, tamisat à 20 mm : 43 %, 2 mm : 14 %, 0,08 mm : 6,5 %.

5.3

Les essais triaxiaux

Les essais sont faits sur des échantillons remaniés, reconstitués, de diamètre 7 cm et de hauteur 14 cm. Le sol a été écrêté à 5 mm et compacté jusqu'à la densité de 1,80. Il a été ensuite saturé et la pression latérale appliquée. Quatre heures plus tard, la consolidation s'est terminée et le cisaillement a été commencé à la vitesse de 0,11 mm par minute. Le drainage a été laissé libre pendant le cisaillement et la mesure du volume a été faite par l'intérieur de l'échantillon. Les résultats sont présentés sur les figures 2 et 3. Les caractéristiques mécaniques triaxiales sont indiquées sur le

tableau II. On a obtenu une valeur moyenne du module de Young E de 13 220 kPa, du coefficient de Poisson ν de 0,344, de l'angle de frottement intergranulaire de 29,2°, avec une cohésion nulle et un angle de frottement interne de 38,9°. Ces résultats ne sont exploités qu'en terme de frottement intergranulaire.

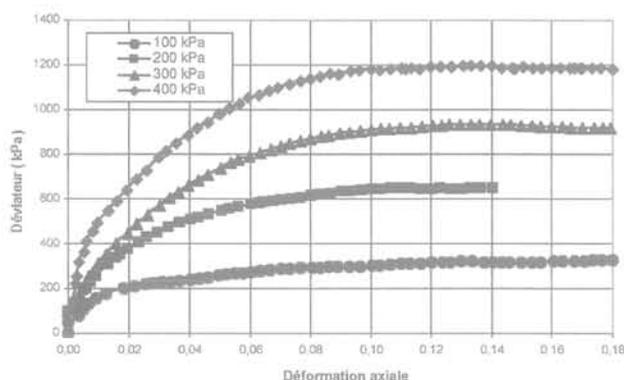


FIG. 2 Comportement au cisaillement du sol pendant l'essai triaxial. Shearing behaviour of the soil on the triaxial test.

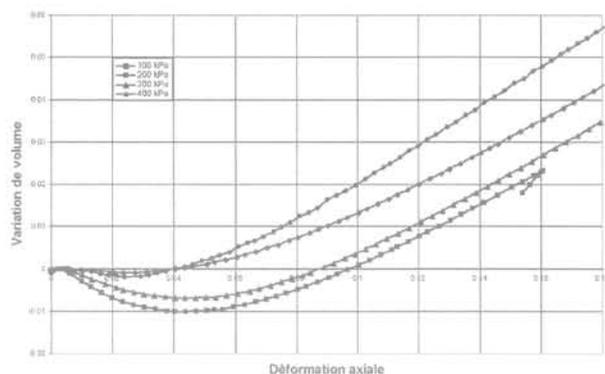


FIG. 3 Comportement en dilatace pendant l'essai triaxial. Dilatancy behaviour on the triaxial test.

5.4

Essais pressiométriques

5.4.1

Procédure expérimentale

Le pressiomètre est lanterné battu, avec un tube de 800 mm de fente, de 60 mm de diamètre externe et de 49 mm de diamètre interne. La sonde possède deux cellules de garde de 110 mm de long gonflées à l'air et une cellule de mesure de 420 mm gonflée à l'eau. Deux essais de calibration ont été faits pour chaque forage, le premier en dilatation d'appareillage par insertion de la sonde lanternée dans un tube d'étalonnage, le second en pression de membrane par mesure de l'expansion libre de la sonde (Norme française NFP 94-110, 1991).

TABEAU II Les caractéristiques mécaniques des essais triaxiaux.

The mechanical results on triaxial test.

Pression de confinement	100 kPa	200 kPa	300 kPa	400 kPa
Module de Young E (kPa)	2 840	16 040	15 390	19 540
Coefficient de Poisson ν	0,406	0,284	0,340	0,317
Angle de frottement intergranulaire ϕ_u	29,4°	30,0°	30,0°	27,6°

Une correction est réalisée sur la pression pour tenir compte de la différence entre le rayon où la pression s'applique (à l'intérieur du tube fendu) et celui où le sol réagit (à l'extérieur du tube fendu). Une correction additionnelle est faite sur les volumes pour tenir compte de la déformée en poutre encastrée de la lanterne (Brevet Gaiatech, 1989), ou en parabole de la membrane (Fawaz *et al.*, 2000).

5.4.2

Analyse pressiométrique

Les formules (7, 9) montrent que les courbes pressiométriques dépendent à la fois du module élastique G et de l'angle de frottement interne ϕ' . Pour séparer l'influence de ces deux variables, il a été réalisé des essais à cycle qui permettent de déterminer dans un premier temps le module G (Fig. 5).

Dans un second temps l'angle de frottement interne ϕ' est mesuré par la pente moyenne de la relation linéaire (voir figure 4) entre les logarithmes des pressions et déformations radiales mesurées au forage, pour l'ensemble des points pour lesquels la pression dépasse la valeur du fluage. La valeur R_0 est le rayon initial du forage qui correspond au volume initial de la cellule de mesure augmenté du volume d'eau nécessaire au premier contact entre la sonde et le forage. Cette première détermination n'est qu'une approche sommaire du frottement et peut être remise en cause par la phase suivante de contrôle des paramètres. Cette linéarité dépend du frottement intergranulaire ϕ_u mesuré sur les essais triaxiaux remaniés reconsolidés. L'effet lié au remaniement initial du sol par le forage préalable à l'essai est ici limité puisque l'interprétation bi-logarithmique utilise la partie de la courbe pressiométrique après le fluage. De plus, si on compare les résultats de l'essai pressiométrique Ménard qui utilise un forage préalable, avec ceux de l'essai pressiométrique autoforeur (PAF), on constate en général des courbes pressiométriques moins pentues dans les argiles, voire identiques dans les sables, ce qui se traduira par des résultats inférieurs ou égaux à la fois en terme de module de cisaillement et d'angle de frottement (Baguelin *et al.*, 1978) à ceux obtenus par l'interprétation d'un essai autoforeur.

Le contrôle et l'ajustement définitif des caractéristiques mécaniques sont faits par la superposition des courbes expérimentales et théoriques (Fig. 5), mais aussi par la comparaison (tableau III) des pressions limites expérimentales et théoriques (Monnet, 1990; Monnet, Khlif, 1994). Cette phase de l'interprétation est

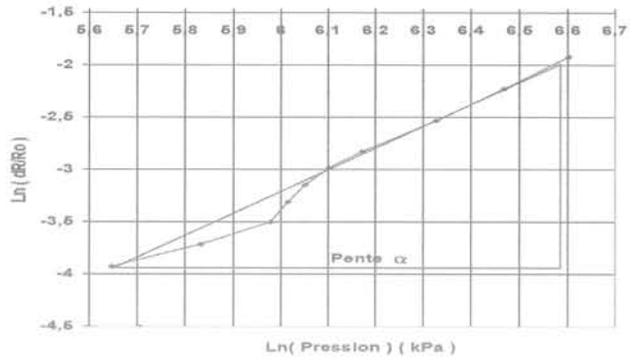


FIG. 4 Mesure de l'angle de frottement interne par la valeur de la pente de la relation linéaire entre les logarithmes des déformations et des pressions à 9 m de profondeur.

Measurement of the internal angle of friction by the slope of the linear relation between the logarithms of radial strain and stress at 9 m depth.

très importante, et on autorise ici seulement 10 % d'écart entre les valeurs des pressions limites théorique et expérimentale. On procède d'abord par la vérification de la superposition des cycles charge-décharge pour valider le module de cisaillement, puis par la vérification de la superposition des parties terminales des courbes pressiométriques théorique et expérimentale pour valider l'angle de frottement. Les résultats de l'analyse sont portés sur le tableau III. Le contrôle des caractéristiques mécaniques montre une différence moyenne de 3 % entre les pressions limites expérimentale et théorique. L'angle de frottement interne peut alors être considéré comme assez précis. Quand on fait une hypothèse de cohésion nulle, la valeur moyenne du frottement atteint 44,2° avec un écart-type de 6,1°.

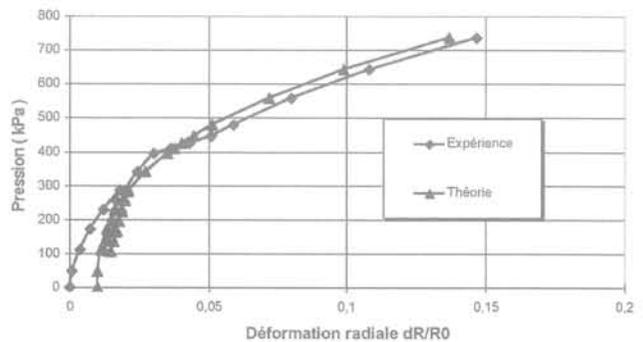


FIG. 5 Contrôle des caractéristiques mécaniques par comparaison entre les courbes pressiométriques expérimentales et théoriques à 9 m de profondeur.

Control of the mechanical characteristics by comparison between theoretical and experimental pressuremeter curves at 9 m depth.

TABEAU III Résultats de l'analyse pressiométrique.
Results of the pressuremeter analysis.

Forage	Profondeur (m)	Module pressiométrique E_M (Mpa)	Module élastique E (Mpa)	Pression limite expérimentale (kPa)	Pression limite théorique (kPa)	Angle de frottement (degré)
P214	2	6,3	21,4	1 230	1 200	52°
	12	39,6	134,6	4 440	4 235	42°
	14	25,8	87,6	3 525	3 515	41°
	16	22,8	77,7	3 980	4 145	44°
	17	29,7	101	3 375	3 360	37°
	19	46,0	156,4	4 580	4 850	39°
P214 bis	9	16,8	57,2	2 150	2 170	42°
	14	19,7	67	2 945	2 865	43°
	15	9,2	31,2	1 090	1 135	31°
P211	2	19,6	67,5	2 470	2 470	52°
	4	22,4	76	4 220	4 400	56°
	6	32,2	109,6	3 870	3 725	47°
	8	23,6	80,2	3 865	4 000	49°
	10	8,8	30,1	1 945	2 030	44°
	14	13,6	46,2	2 865	2 980	44°

6

Dimensionnement des ouvrages de soutènement

6.1

Généralités

La forte pente transversale du terrain naturel impose la réalisation de chaussées dénivelées pour optimiser la hauteur des déblais et des remblais permettant ainsi un meilleur équilibre des masses dans le versant. En conséquence, les déblais amont sont réalisés sub-verticalement et stabilisés par des murs ancrés. Les soutènements intermédiaires aux deux chaussées sont réalisés par des murs verticaux en terre armée. A l'aval, des murs en terre armée permettent également de réaliser un soutènement vertical. Localement la stabilité générale de ces murs doit être renforcée par une poutre ancrée. La longueur totale de l'ouvrage de soutènement amont est de 1 150 m.

6.2

Choix des hypothèses géotechniques de dimensionnement

Les nombreux sondages réalisés sur le site de Tèche ont permis de classer les dépôts fluvioglaciers en sept catégories. Toutefois, ces formations se présentent en général sous forme lenticulaire et il n'est pas rationnel de distinguer ces différents matériaux par leurs caractéristiques de cisaillement. Il faut toutefois en apprécier la dispersion. Ils peuvent être représentés globalement par les graves sableuses légèrement polluées. En outre, le prélèvement d'échantillons intacts dans ce type de matériaux est pratiquement impossible compte tenu de leur caractère pulvérulent. Aussi, les caractéristiques de cisaillement des matériaux graveleux ont été estimées par des essais triaxiaux spéciaux

et l'analyse des essais pressiométriques selon la méthodologie présentée précédemment. Cette interprétation conduit, compte tenu de la dispersion attendue des résultats, à retenir un angle de frottement interne correspondant à la moyenne des valeurs trouvées au pressiomètre (44,2°) moins un écart-type (6,1°) soit 38°. Cette méthodologie a été adoptée par défaut, malgré le nombre réduit d'essais, en considérant l'évolution du frottement en fonction de la profondeur comme une courbe dont il s'agit de déterminer la valeur moyenne la plus sûre. C'est ainsi que 86 % des angles sont supérieurs à la valeur retenue. En définitive, tous les calculs de stabilité générale à la rupture ont été conduits avec un angle de frottement de 35° et sans cohésion. La valeur de 35° tient compte de la présence de niveaux plus argileux ou moins compacts, sous forme de lentilles, pour lesquels il n'est pas possible de déterminer a priori d'extension géométrique précise. D'autre part ces calculs ne considèrent pas de niveau phréatique établi ; un drainage systématique à caractère préventif, par drains sub-horizontaux, est prévu dans toute l'emprise des déblais. L'analyse de la stabilité des murs

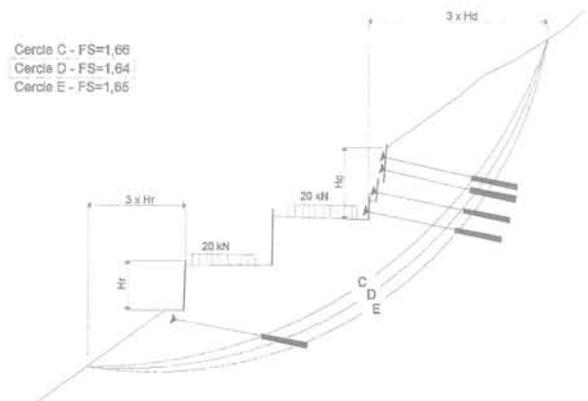


FIG. 6 Contrôle de la stabilité de la pente par la méthode de Bishop.

Control of stability against sliding by Bishop method.

ancrés amont est réalisée par la méthode de Bishop en considérant une zone d'influence de l'ouvrage égale à trois fois la hauteur de l'excavation à renforcer et en recherchant un coefficient de sécurité global à long terme supérieur ou égal à 1,50 (Fig. 6) tout en ajustant les efforts de précontrainte induits dans les tirants.

Une approche plus classique aurait utilisé un angle de frottement déterminé par l'analyse inverse sur des parties du massif plus globales et accessibles à ce type de calcul. Dans ce type d'approche, on suppose que la pente est par défaut en équilibre limite, ce qui permet de remonter à un angle de frottement de 33° en supposant une cohésion nulle. Cette valeur est alors une borne inférieure pour le frottement, mais n'est pas une estimation réaliste de l'état du sol qui n'est pas forcé-ment à l'état limite.

6.3

Principes de soutènement

Les ancrages sont dimensionnés pour apporter une stabilité au cours de la phase de chantier correspondant à un coefficient de sécurité de 1,40. Les phases d'excavation sont entreprises à un niveau donné, sous la protection des niveaux d'ancrages déjà installés au-dessus, lors des phases précédentes. Chaque hauteur d'excavation élémentaire fait 2,5 m de haut. Les excavations réalisées pour la fondation du mur en terre armée sont aussi contrôlées avec le même coefficient de sécurité.

Pour la partie la plus haute du mur (20 m), l'effort global de précontrainte est de 2 000 kN/ml. Le mur de soutènement est réalisé avec 3 à 5 poutres horizontales en béton armé, stabilisées par des ancrages. Les poutres font 20 m de long par 1,5 m de haut et 0,7 m d'épaisseur. La longueur des ancrages varie entre 15 m à 25 m et les forces nominales par ancrage se situent entre 500 kN à 1 000 kN ; 900 ancrages ont été utilisés pour une surface totale de 10 000 m².

Le calcul de stabilité ne prend pas en compte les pressions interstitielles, et l'hydrogéologie n'a pas mis en évidence de nappe phréatique. Certains chemine-ments apparaissent dans les graves, et au toit de la molasse lors de fortes pluies. Les injections des ancrages et des clous ainsi que la présence du mur de soutènement peut altérer l'écoulement hydraulique. Aussi, il a été réalisé des drains sub-horizontaux sur une longueur de 10 m à 20 m, espacés de 8 m à 10 m à chaque niveau d'ancrage.

La SNCF, qui gère la ligne de chemin de fer passant

à proximité de la partie supérieure de l'ouvrage, n'a pas donné de déplacement maximum autorisé, mais elle a imposé un suivi inclinométrique dès les phases initiales de la construction. Il a été décidé d'utiliser des tirants d'ancrage précontraints plutôt que des tirants passifs pour limiter et maîtriser les déplacements.

Pour le suivi à long terme de ces ouvrages de soutè-nement, une instrumentation particulière a été mise en place. Elle est constituée de :

- *cales dynamométriques* sur 10 % des tirants pour suivre l'évolution des efforts de précontrainte ;
- *mesures inclinométriques* en forage à l'amont du ver-sant (4 tubes) pour étudier la stabilité de la ligne de che-min de fer situé en amont ;
- suivi de la verticalité des murs en terre armée ;
- contrôles topographiques ;
- suivi de l'activité fonctionnelle du système de drai-nage ;
- visites annuelles.

Toutes ces mesures sont réalisées dans le cadre d'un plan de surveillance définissant les fréquences des contrôles et les seuils à vérifier. Les déplacements observés ont eu lieu pendant les phases de construc-tion, à l'occasion de la mise en tension des tirants d'ancrage où une consolidation de 5 mm à 10 mm a été alors mesurée. Les tubes inclinométriques sont stables. A ce jour, après dix années de suivi, aucune évolution significative des soutènements n'a été relevée.

7

Conclusion

La méthode est basée d'une part, sur la caractérisa-tion de l'angle de frottement intergranulaire à l'essai triaxial, d'autre part sur la mesure de l'angle de frotte-ment en tenant compte de la dilataance par l'essai pres-siométrique cyclique. Elle a permis de caractériser les sols de Tèche en terme de frottement, dans un matériau sur lequel aucun prélèvement intact n'était possible.

De par son origine géologique, le site de Tèche est hétérogène, ce qui se traduit pour l'essai pressiomé-trique par une variabilité sur le module et sur l'angle de frottement. La valeur choisie intègre l'évolution spa-tiale du frottement pour lequel la valeur moyenne la plus sûre a été retenue. Cette méthode a permis d'esti-mer la dispersion des caractéristiques de cisaillement tout en optimisant les renforcements qui garantissent la stabilité à long terme des ouvrages.

Bibliographie

- Amar S., Clarke B.G., Gambin M., Orr T.L.L. – « The application of pressuremeter test results to foundation design in Europe ». *European Regional Committee n° 4, Pressuremeter*, A.A. Balkema, 1991, p. 1-23.
- Baguelin F., Jézéquel J.F., Shields D.H. – *The pressuremeter and foundation engineering*. Trans. Tech. Publication, 1978.
- Clarke B.G., Gambin M. – « Pressuremeter testing in onshore ground investigations ». ISSMGE Committee TC16, *1st Int.nCong. on Site Characterisation*, Atlanta, Ed. Balkema, 1998.
- Fawaz A., Biguenet G., Boulon M. – « Déformations d'un sol pulvérulent lors de l'essai pressiométrique ». *Revue Française de Géotechnique*, n° 90, 2000, p. 3-13.
- Gaiatech – Procédé d'essai de forage. Brevet français n° 89 09674, Lyon, 1989.
- Gambin M. – « Vingt ans d'usage du pressiomètre en Europe ». Congrès européen de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation, Brighton, 1979.
- Hughes J.M.O., Wroth C.P., Windle D. – « Pressuremeter tests in sand ». *Geotechnique*, vol. 27, n° 4, 1977, p. 455-477.
- Ménard L. – Pressiomètre. Brevet français n° 1.117.983, Paris, 1955.
- Ménard L. – « Mesures des propriétés physiques des sols ». *Annales des Ponts et Chaussées*, Paris, n° 14, 1957, p. 357-377.
- Monnet J., Gielly J. – « Détermination d'une loi de comportement pour le cisaillement des sols pulvérulents ». *Revue Française de Géotechnique*, n° 7, 1978, p. 45-66.
- Monnet J. – « Theoretical study of elastoplastic equilibrium around pressuremeter in sands ». *3rd International Symposium on Pressuremeters*, Oxford, 1990, p. 137-148.
- Monnet J., Khelif J. – « Étude théorique et expérimentale de l'équilibre élasto-plastique d'un sol pulvérulent autour du pressiomètre ». *Revue Française de Géotechnique*, n° 65, 1994, p. 71-80.
- Norme française NF P 94-110. Essai pressiométrique Ménard, AFNOR, 1991.
- Wood D.M., Wroth P.C. – « Some laboratory experiments related to the results of pressuremeter tests ». *Geotechnique* vol. 27, n° 2, 1977, p. 181-201.