

Calculs des efforts parasites sur les pieux des culées de pont selon le fascicule 62

Diagramme synthétique de présentation des résultats et comparaison avec la méthode de Tschébotarioff

V. SAVATIER

Fondasol
Agence de Montpellier
Bât. B - Bureaux d'Olympie
134, avenue de Palavas
34000 Montpellier

Résumé

Trois abaques spécifiques établis pour trois géométries de sol de la région d'Orange en bordure de l'autoroute A.7 sont présentés.

Ces diagrammes ont pour but de synthétiser, sous une forme utile pour les projeteurs, les résultats du calcul des efforts horizontaux sur les pieux des culées de pont sur sol compressible par la méthode du fascicule 62. Ils permettent, par ailleurs, de constater que dans le domaine utile en pratique, les efforts ainsi calculés sont proportionnels aux tassements sous le remblai d'accès. Ils ne sont pas, en revanche, simplement proportionnels à la rigidité à la flexion EI du pieu et sont bien supérieurs aux résultats donnés par la méthode réputée pessimiste de Tschébotarioff.

Les deux méthodes ont été confrontées aux résultats d'une expérience en vraie grandeur et on a constaté que des efforts supérieurs aux prévisions de la méthode de Tschébotarioff pouvaient effectivement être obtenus. Cette comparaison permet, en outre, d'expliquer pourquoi des pieux en béton dont le pourcentage d'armature est inférieur aux prescriptions du fascicule 62 ont pu néanmoins bien se comporter.

Calculation of soil horizontal stresses of bridge abutment piles in accordance with french specifications

Abstract

We present 3 specific diagrams calculated for 3 dispositions of compressive soil located near Orange in France.

These diagrams synthesize in a useful presentation the results of soil horizontal stresses, on the bridge abutment piles evaluated in accordance with the french specifications (fascicule 62).

These graphs show also that the stresses are proportional to the settlement of access fills. They are on the other hand, not simply proportional to the pile flexural rigidity « EI ». They indeed exceed results obtained by the normally pessimistic Tschébotarioff method.

We have compared both methods with the results of a full size experiment and have noticed that stresses which exceed Tschébotarioff method estimations could actually be obtained. This comparison shows also why several concrete piles with iron reinforcement below the french specification requirements could nevertheless behave safely.

Introduction

Les remblais d'accès induisent sur les pieux des culées, des efforts tranchants et des moments fléchissants parasites.

Ceux-ci sont dus à un déplacement horizontal du sol situé sous les bordures du remblai pendant le tassement.

Traditionnellement ces efforts étaient évalués par la méthode de Tschébotariouff. Depuis quelques années, après des expérimentations effectuées par le Laboratoire des Ponts et Chaussées [2], et grâce au développement des programmes informatiques de calcul de poutres sur appuis élastoplastiques, d'autres méthodes plus sophistiquées ont été proposées.

Le règlement français, par l'intermédiaire du fascicule 62 [4] recommande ainsi de calculer ces efforts à partir du déplacement d'ensemble du sol se produisant sous le remblai après la réalisation des pieux.

Il découle de cette nouvelle méthode que les efforts parasites calculés dépendent maintenant du temps séparant la réalisation des remblais et celle des pieux (durée de consolidation).

Nous présentons des abaques établis dans le cadre d'une opération d'élargissement de l'autoroute A.7, pour trois configurations de sols de la région d'Orange. Ces documents, qui ne sont pas généraux, ont permis aux projeteurs de connaître le temps de consolidation nécessaire pour pouvoir réaliser des pieux d'un diamètre donné.

Nous les avons également utilisés pour effectuer une analyse des variations des efforts parasites en fonction du diamètre des pieux et des tassements sous le remblai. Ils ont enfin permis de confronter la méthode du fascicule 62 et celle de Tschébotariouff.

Cette confrontation a été complétée par une comparaison des deux méthodes aux résultats d'une expérience en vraie grandeur effectuée à Zelzate en Belgique tirée de la bibliographie [6].

Principe de l'abaque

Généralités

Trois graphes caractéristiques des culées de pont étudiées (Fig. 3, 5 et 7) sont mis en correspondance :

- graphe 1 : tassement dans l'axe des remblais d'accès en fonction du temps ;

- graphe 2 : déplacement horizontal maximal du sol au niveau des pieux en fonction du tassement dans l'axe des remblais ;

- graphe 3 : paramètre de dimensionnement des pieux (moment fléchissant et effort tranchant), en fonction du déplacement horizontal maximal du sol.

Graphe 1

Le graphe 1 est déterminé comme usuellement en ne considérant que les tassements de consolidation primaire évalués par la méthode de Terzaghi.

On trace ainsi la courbe des tassements en fonction du temps en calculant les temps nécessaires pour que le tassement résiduel sous le remblai d'accès ait une valeur donnée.

Si nécessaire, on peut tracer sur le même graphique, le tassement résiduel en fonction du temps dans le cas d'un traitement de sol par exemple par des drains verticaux. Ceci a été fait pour deux des trois abaques présentés. En l'absence d'essais œdométriques radiaux, diverses hypothèses peuvent être faites, quant à la valeur de C_r , le coefficient de consolidation radial.

On a donc reporté sur les graphiques considérés, deux courbes correspondant à des valeurs de C_r respectivement double et quintuple de celle du coefficient de compressibilité vertical.

Graphe 2

Le déplacement horizontal maximal du sol $g_{\max}(t)$ est calculé conformément au fascicule 62 en fonction du tassement résiduel $s(t)$ à l'instant t par la formule :

$$g_{\max}(t) = \Gamma s(t)$$

Γ étant un coefficient déterminé expérimentalement à partir de mesures sur différents sites. On retiendra $\Gamma = 0,25$ pour les culées d'ouvrage d'art routier.

On notera que cette valeur n'est, en toute rigueur, proposée que pour des pieux réalisés en crête d'un remblai ayant des pentes telles que :

$$0,5 < \text{tg } \beta = H/V < 0,67$$

On remarquera également que cette formule n'est applicable que dans le cas de pieux mis en place au travers du remblai d'accès. Si le forage du pieu est antérieur au remblai, il faut ajouter à $g_{\max}(t)$ une valeur $g_{\max}(0)$ qui n'est généralement pas du tout négligeable.

Graphe 3

Le graphe 3 est obtenu en calculant pour chaque diamètre de pieu les moments fléchissants et efforts tranchants maximaux pour divers déplacements maximaux g_{\max} .

- Pour chaque g_{\max} , conformément au fascicule 62, la déformée du sol est calculée en chaque point de la couche compressible en posant qu'à la profondeur z , la déformée du sol est :

$$g(z) = G(Z) \cdot g_{\max}$$

$$\text{avec : } Z = \frac{z - H}{D}$$

$$1) G(Z) = 1,83 Z^3 - 4,69 Z^2 + 2,13 Z + 0,73$$

dans le cas général ;

$$2) G(Z) = -2 Z^3 + 1,5 Z + 0,5$$

dans le cas d'une couche compressible surconsolidée en tête.

Les notations utilisées sont définies sur la figure 1.

Sur la hauteur du remblai d'accès lorsque le pieu le traverse, nous avons, conformément au fascicule 62, considéré deux profils de déplacement :

- Profil 1 : le déplacement sur la hauteur du remblai d'accès est constant et l'on a : $g(0) = g(H)$;

- Profil 2 : le déplacement sur la hauteur du remblai d'accès varie linéairement et l'on a : $g(0) = -g(H)$.

• Une fois la courbe $g(z)$ connue, on calcule les efforts dans le pieu conformément au fascicule 62, en considérant le pieu comme une poutre sur appuis élastoplastiques et en supposant que le sol est au repos lorsque la déformée du pieu épouse $g(z)$.

Il faut alors résoudre les équations suivantes :

$$M(z) = EI \frac{d^2y}{dz^2} \tag{1}$$

$$\frac{dM(z)}{dz} = -T(z) \tag{2}$$

$$\frac{dT(z)}{dz} = Bp(z) \tag{3}$$

$$p(z) = k[y - g(z)] \text{ pour } y - g(z) < \frac{pl(z)}{k} \tag{4}$$

$$p(z) = pl(z) \text{ pour } y - g(z) > \frac{pl(z)}{k} \tag{5}$$

$M(z)$: moment parasite à la profondeur z ;

$T(z)$: effort tranchant parasite à la profondeur z ;

$p(z)$: pression sol-pieu ;

y : déplacement horizontal du pieu ;

B : largeur frontale du pieu (diamètre) ;

E : module d'élasticité du béton ;

I : inertie du pieu ;

k : coefficient de réaction sol-pieu ;

$pl(z)$: pression limite pressiométrique à la profondeur z .

Dans la pratique, on a utilisé pour le calcul de $y(z)$, $M(z)$, et $T(z)$, le programme PILATE du LCPC [3].

On notera que l'on a considéré k comme correspondant à une sollicitation frontale de longue durée au sens du fascicule 62.

Le coefficient k est ainsi calculé par la formule :

$$k = 0,5 \frac{12E_M}{\frac{4}{3} \left(\frac{Bo}{B}\right) \left(2,65 \frac{B}{Bo}\right)^\alpha + \alpha}$$

E_M : module pressiométrique représentatif de la couche de sol ;

Bo : 0,6 m ;

α : coefficient de Ménard caractérisant le sol.

3

Présentation des abaques

Les figures 3, 5 et 7 donnent trois abaques spécifiques établis conformément aux principes définis ci-avant pour trois ouvrages d'art étudiés dans la région d'Orange.

Pour le dernier de ces ouvrages, l'abaque est établi pour trois diamètres de pieux différents.

Les principales données ayant servi à leur établissement sont résumées dans le tableau ci-après et sur les schémas des pieux joints aux abaques (Fig. 2, 4 et 6).

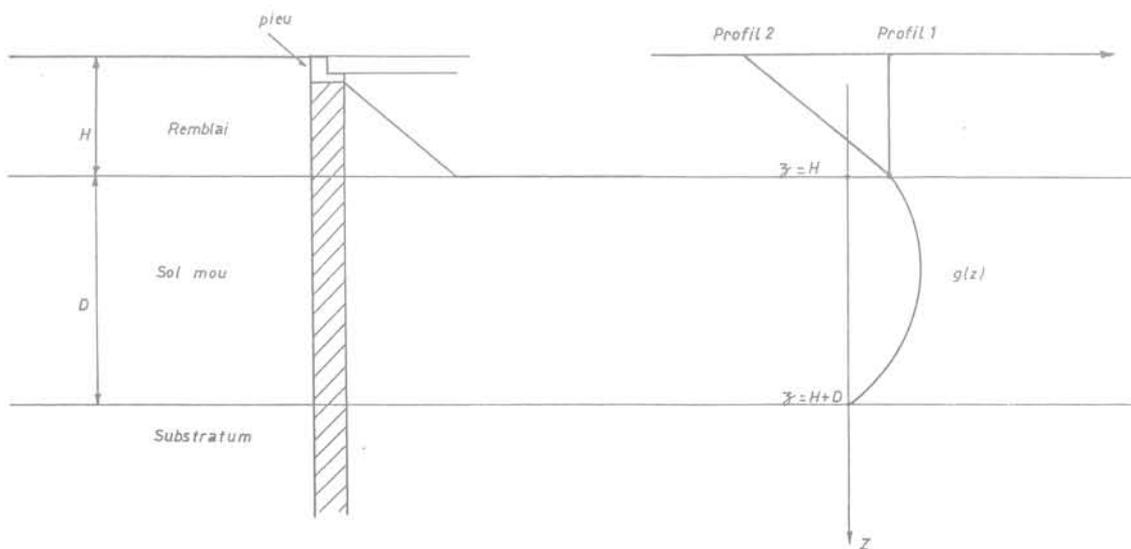


FIG. 1 Allure de $g(z)$ pour une culée de pont sur sol compressible.
Graph of $g(z)$ for a bridge abutment on compressive soil.

Nom de l'ouvrage	OA 1639 (Fig. 2 et 3)	OA 1637 (Fig. 4 et 5)	OA1648 (Fig. 6 et 7)
Données concernant le sol	Sol surconsolidé en tête	Sol surconsolidé en tête	
Épaisseur de la couche compressible Axe de la couche compressible Coefficient de compressibilité retenu	D = 11,50 m z = 5,75 m $C_v = 1,9 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$	D = 10,30 m z = 5,15 m $C_v = 1,9 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$	D = 5,5 m z = 8,25 m $C_v = 1,1 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$
Données concernant le remblai d'accès			
Hauteur Largeur au sommet Largeur à la base Densité	H = 8 m l1 = 16 m l2 = 40 m $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	H = 10 m l1 = 16 m l2 = 55 m $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	H = 5 m l1 = 10 m l2 = 40 m $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
Données concernant le pieu			
Nature Diamètre	Pieu foré en béton B = 1 m	Pieu foré en béton B = 1 m	Pieu foré en béton B = 0,8 m B = 1 m B = 1,4 m
Longueur du pieu	f = 19,50 m	f = 16 m	f = 23,40 m
Conditions en tête	Libre en tête foré au travers des remblais d'accès	Simplement appuyé ou encastré en tête	Libre en tête foré au travers des remblais d'accès
Module d'élasticité du béton	E = $1,2 \cdot 10^7$ kPa	E = $1,2 \cdot 10^7$ kPa	E = $1,2 \cdot 10^7$ kPa

L'établissement de chaque abaque a nécessité six à huit calculs par diamètre de pieu étudié. Compte tenu de la présence de deux profils de déformation du sol, chaque couple de courbe effort tranchant et moment fléchissant en fonction de g_{\max} est donc bâtie sur trois à quatre points de calcul.

4

Exemple d'utilisation

Prenons le cas de la culée Nord de l'ouvrage 1648 (Fig. 7). Si, en fonction du planning des travaux, on sait que l'on dispose de 13 à 14 mois entre la mise en place du remblai des culées et celle des pieux de l'ouvrage, on repère alors cette durée sur l'abscisse du graphe 1. Par une translation verticale, on rejoint la courbe de tassement résiduel en fonction du temps et on lit alors en ordonnée le tassement résiduel correspondant soit 4,5 cm. En traçant à partir de cette ordonnée une horizontale vers le graphe 2, on lit en abscisse le déplacement horizontal maximal du sol soit $g_{\max} = 1,12$ cm. En traçant à partir de ce second point, une verticale vers le graphe 3, on lit alors, en reportant vers la droite les intersections avec l'une des 8 premières courbes rencontrées, les efforts tranchants parasites (pour un pieu de 1,4 m de diamètre et pour une déformée du sol de type P2, on a ainsi un effort tranchant parasite maximal de 0,38 MN). En reportant vers la gauche les intersections avec l'une des 8 courbes suivantes, on lit les moments fléchissants (1 MN au maximum pour un pieu de 1,4 m de diamètre et une déformée de type P2).

5

Discussion des résultats des abaques

5.1

Variations des efforts parasites en fonction du tassement sous le remblai d'accès

Les abaques précédents correspondent à des épaisseurs de couche compressible comprise entre 5 et 10 m. Ils ont été établis pour des pieux de 80 cm à 1,4 m de diamètre et pour des rapports de module pressiométrique entre la couche compressible et la couche d'ancrage élevés (10 pour l'OA 1637,20 pour l'OA 1648 C et 40 pour l'OA 1639).

Les efforts parasites susceptibles d'être repris par les pieux armés à 2 % de leur section, sont, pour une contrainte de compression dans le fût de 2,5 MPa et une résistance du béton de 5 MPa :

M = 2,37 MN.m pour des pieux de 1,4 m ;

M = 0,82 MN.m pour des pieux de 1 m ;

M = 0,42 MN.m pour des pieux de 0,8 m.

Ces efforts définissent le domaine de résistance du pieu pour un pourcentage d'armature proche du maximum envisageable usuellement.

On constate sur les abaques que dans le domaine de résistance de ces pieux, les efforts parasites obtenus sont pratiquement proportionnels aux tassements.

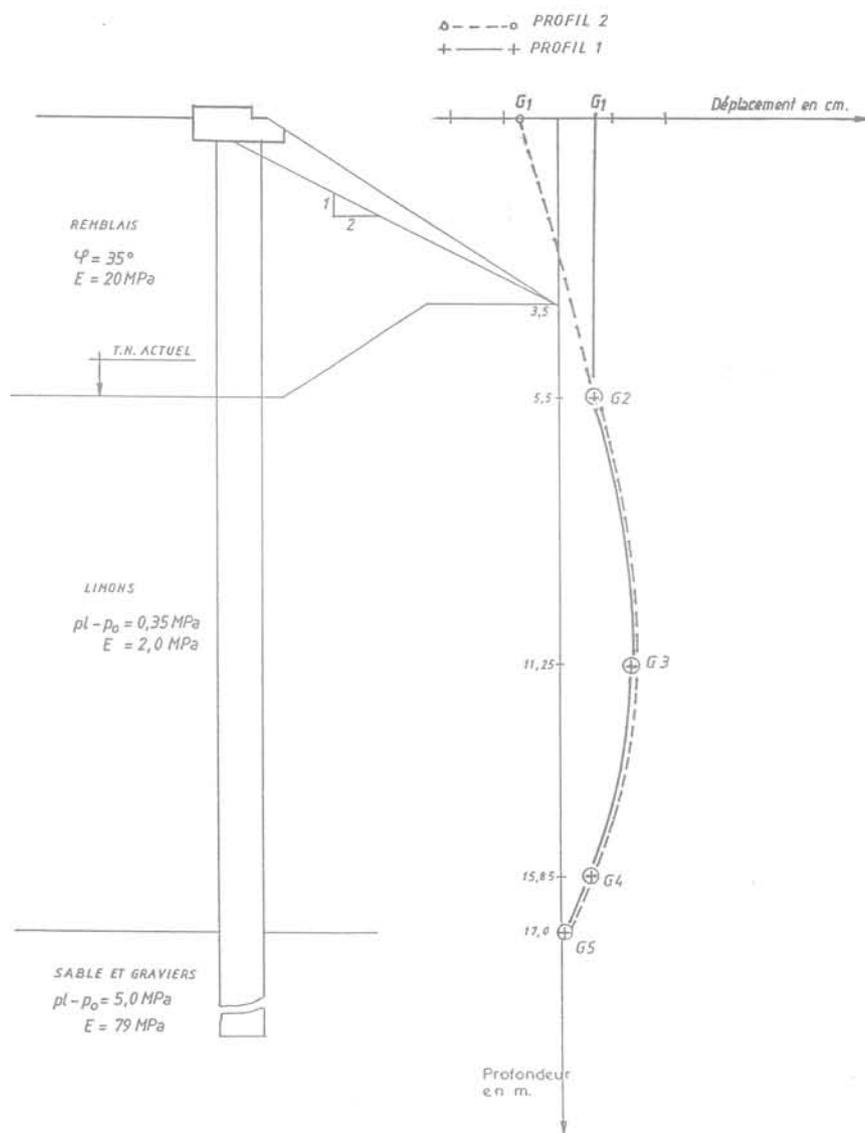


FIG. 2 OA 1639, coupe de calcul.
OA 1639, calculating section.

Il apparaît donc que pour les intervalles de données définis ci-dessus, le sol reste dans le domaine élastique jusqu'à la rupture du pieu. On le vérifie d'ailleurs en dépouillant les listings de résultats.

Compte tenu des valeurs testées, il semble que ces résultats puissent être généralisables à tous les sols compressibles de 5 à 10 m d'épaisseur reposant sur un sol compact pour des pieux de diamètre compris entre 0,8 et 1,4 m.

5.2

Variation des efforts parasites en fonction du diamètre des pieux

Examinons l'abaque obtenu pour la culée Nord de l'OA 1648 (Fig. 7). Les efforts parasites étant proportionnels au tassement $s(t)$ du sol compressible, on peut caractériser les efforts parasites par :

$$\frac{T}{0,25s(t)} = \frac{T}{g_{\max}} \quad \text{et} \quad \frac{M}{0,25s(t)} = \frac{M}{g_{\max}}$$

$s(t)$ étant le tassement de la couche compressible, M et T étant le moment fléchissant et l'effort tranchant maximum parasite donné par les abaques.

Dans le cas de pieux soumis à des efforts en tête, on sait que les moments fléchissants et les efforts tranchants dans le pieu sont proportionnels pour un effort donné à la rigidité à la flexion EI du pieu. En est-il de même pour les efforts parasites dus au sol ?

Si tel était le cas, les grandeurs $\frac{M}{g_{\max}EI}$ et $\frac{T}{g_{\max}EI}$ seraient constantes pour les différents diamètres de pieux. Dans le tableau ci-dessous, nous donnons les valeurs obtenues pour les efforts calculés pour chaque diamètre de pieu.

B (m)	0,8	1	1,4
$\frac{M}{g_{\max}EI}$ MN/m ²	0,0608	0,046	0,043
$\frac{T}{g_{\max}EI}$ MN/m ³	0,047	0,028	0,0159

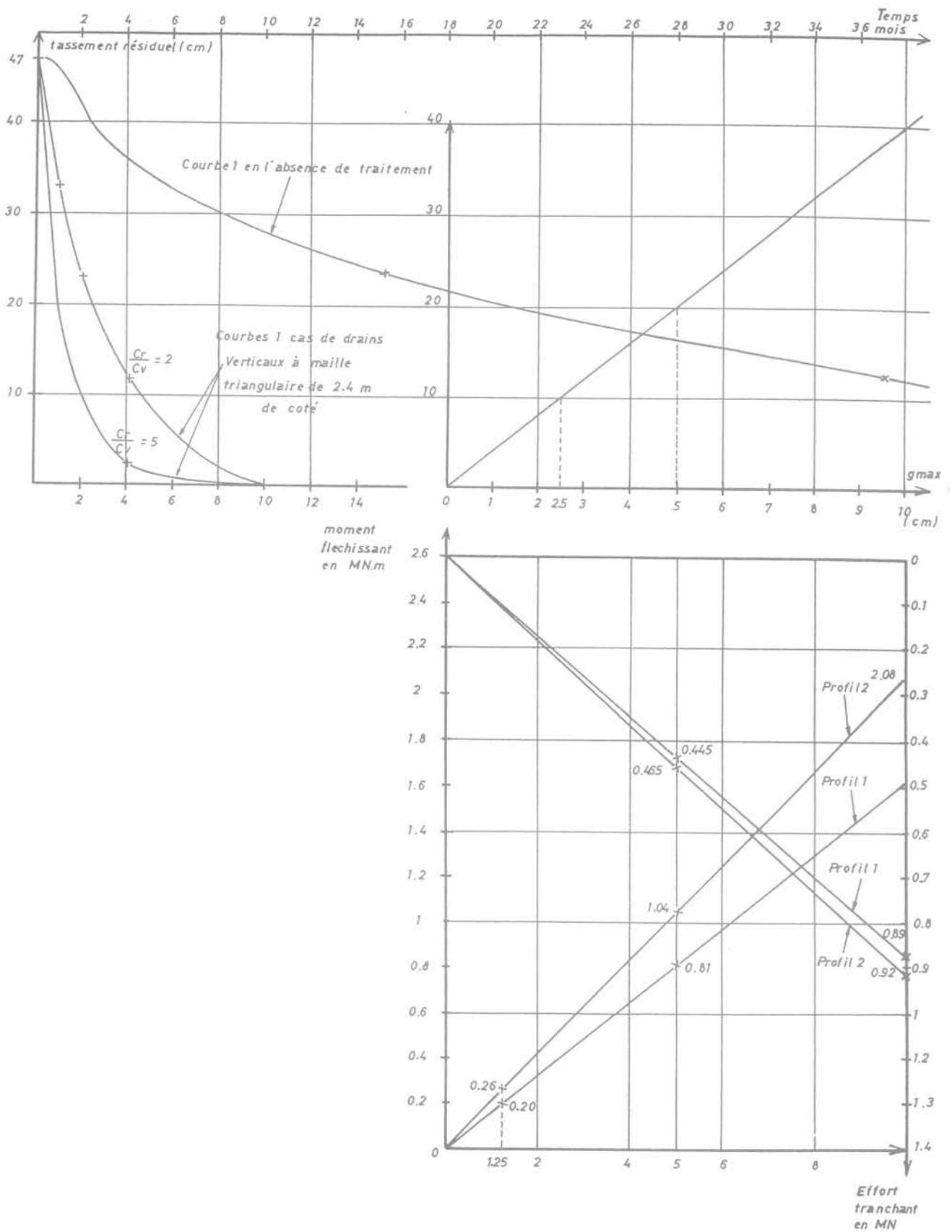


FIG. 3 OA 1639, efforts tranchants et moments fléchissants parasites sur les pieux des culées. Cas d'un pieu de 1 m de diamètre.
 OA 1639, shear stresses and bending moments of abutments piles, diameter of the pile: 1 m.

Culée du sondage SP1637/2

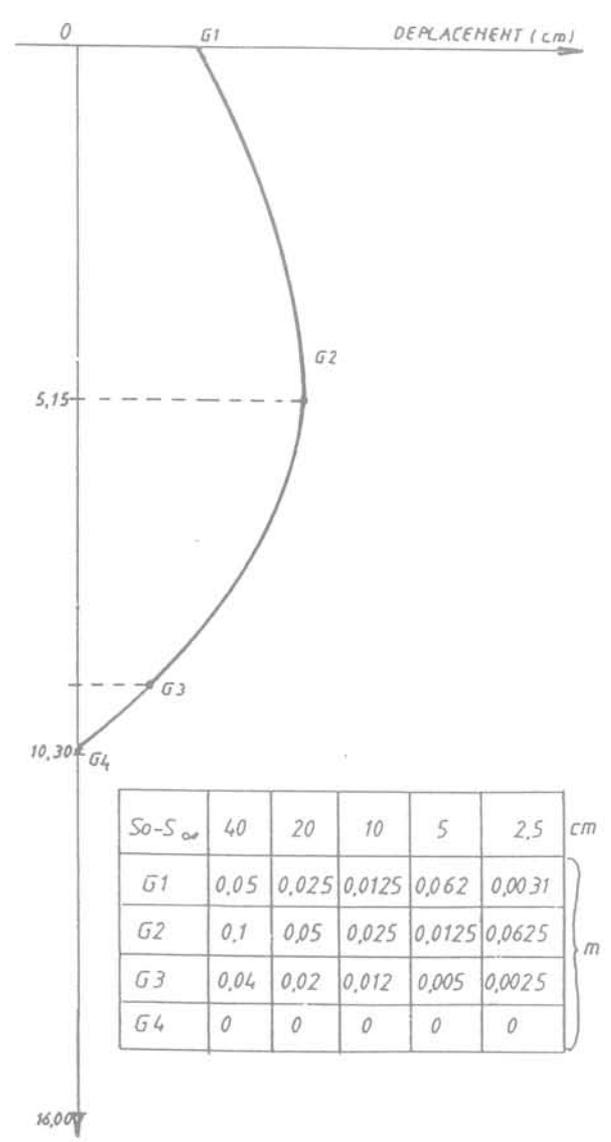
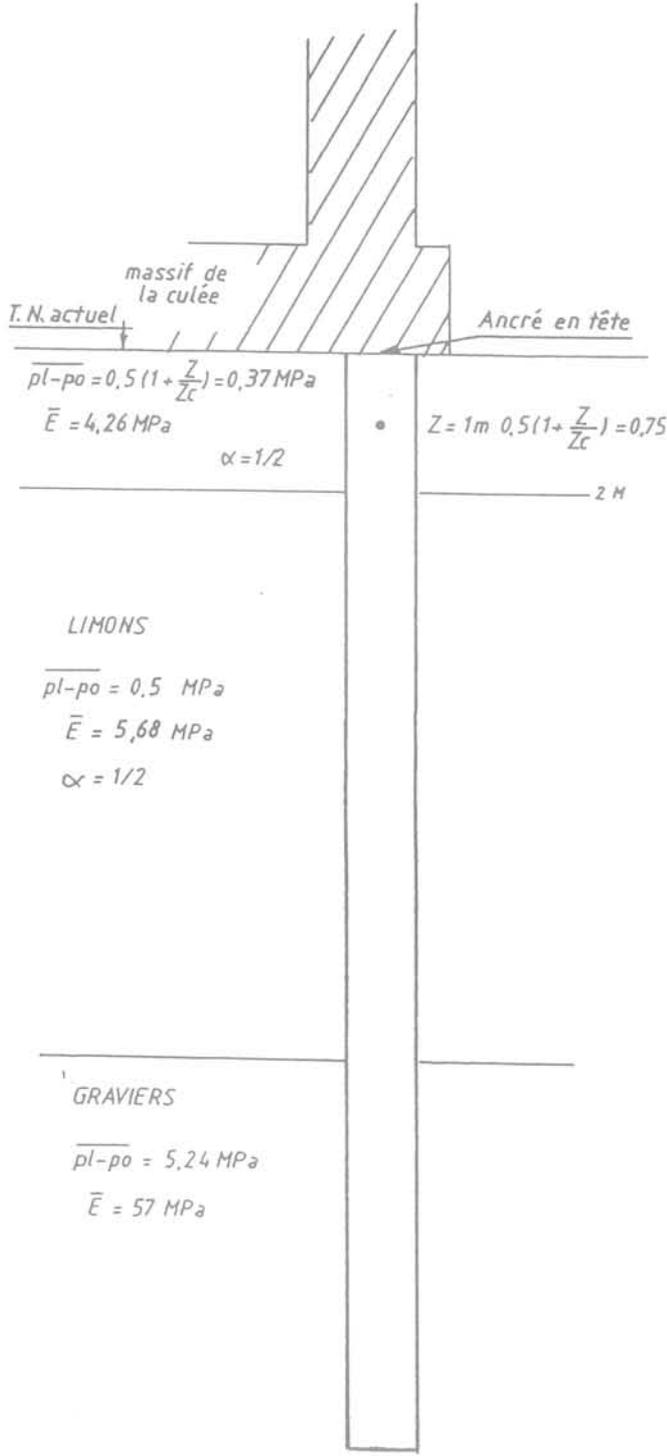


FIG. 4 OA 1637, coupe de calcul.
OA 1637, calculating section.

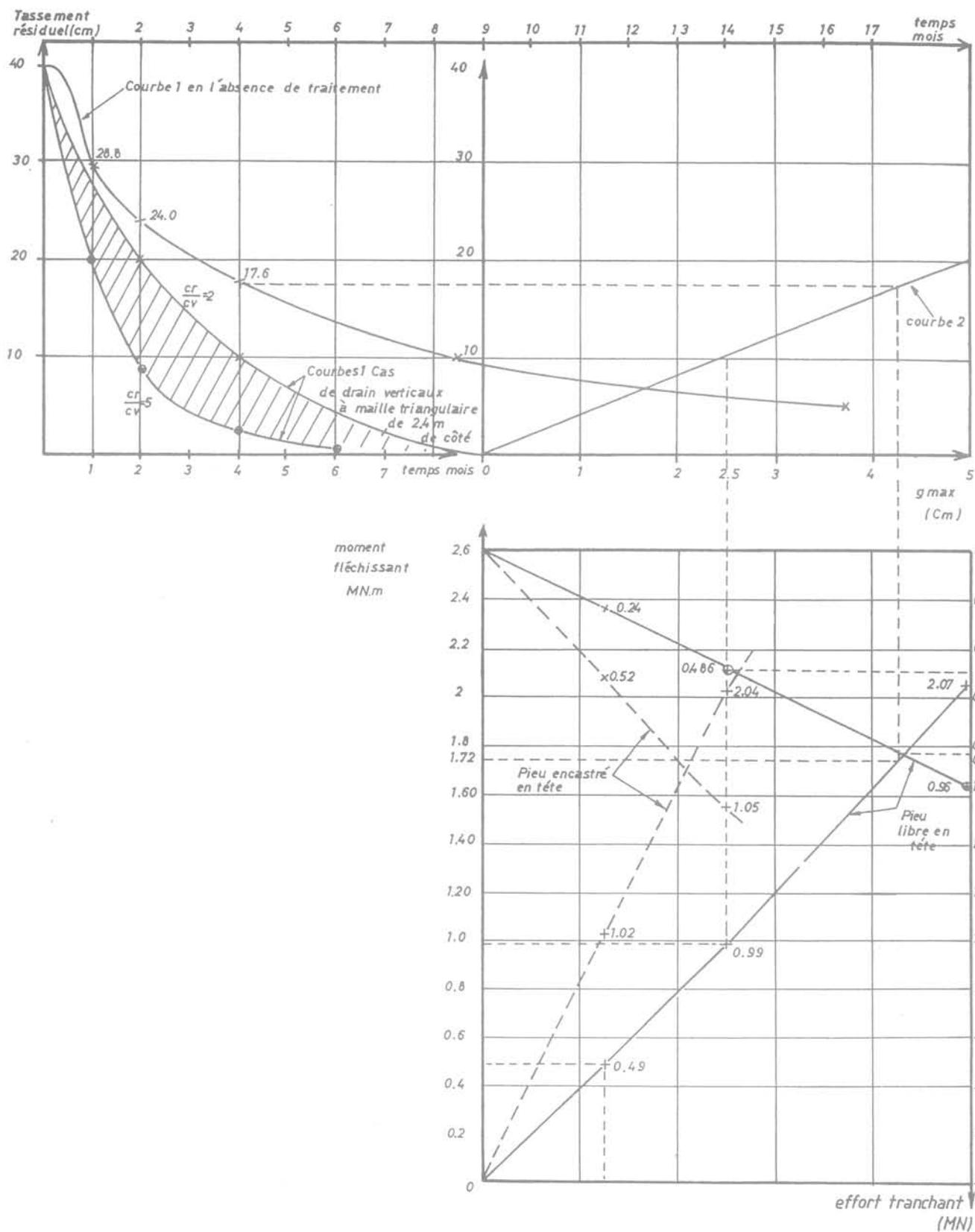


FIG. 5 OA 1637, efforts tranchants et moments fléchissants parasites sur les pieux des culées. Cas d'un pieu de 1 m de diamètre.
 OA 1637, shear stresses and bending moments of abutments piles, diameter of the pile: 1 m.

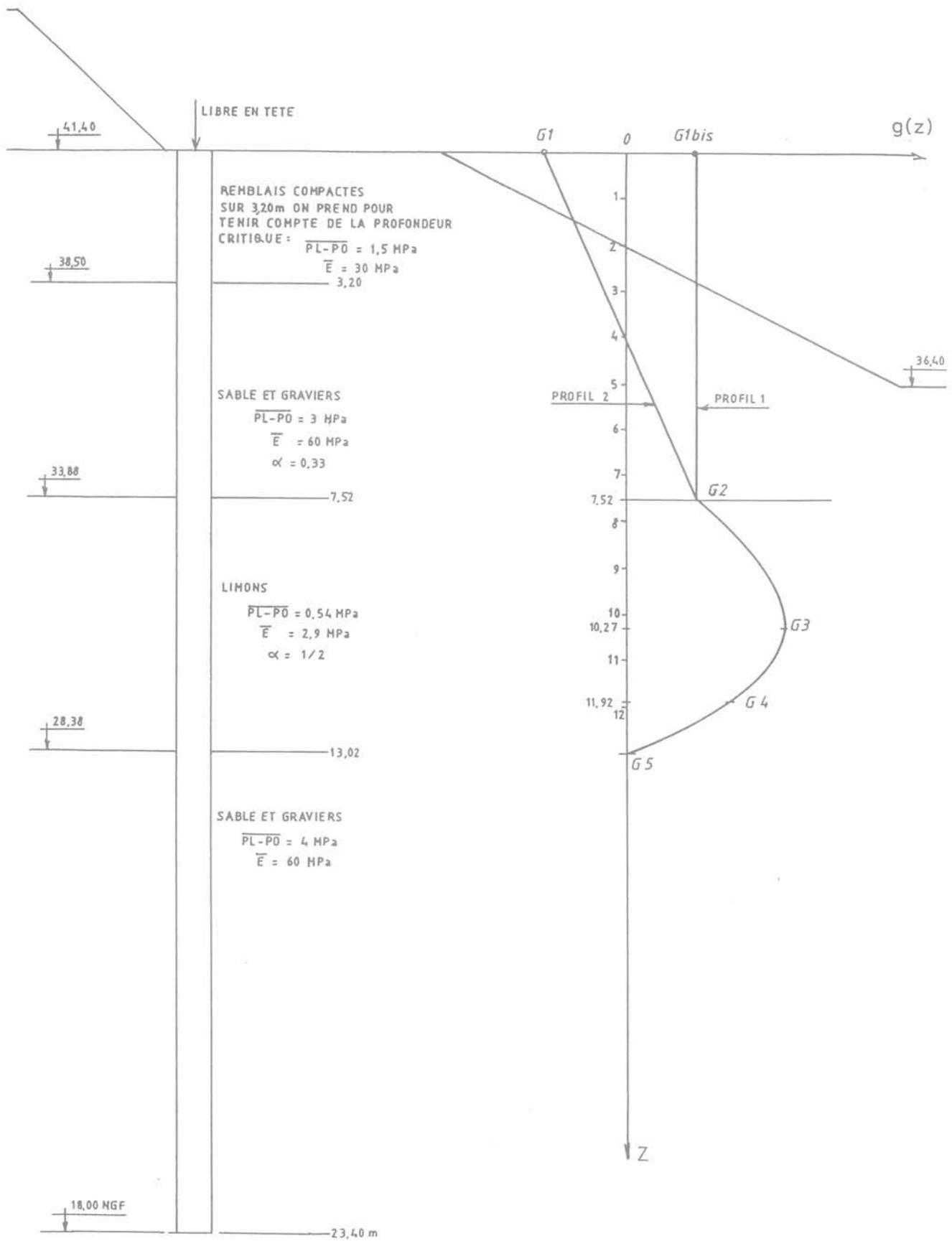


FIG. 6 OA 1648, culée Nord, coupe de calcul.
OA 1648, north abutment, calculating section.

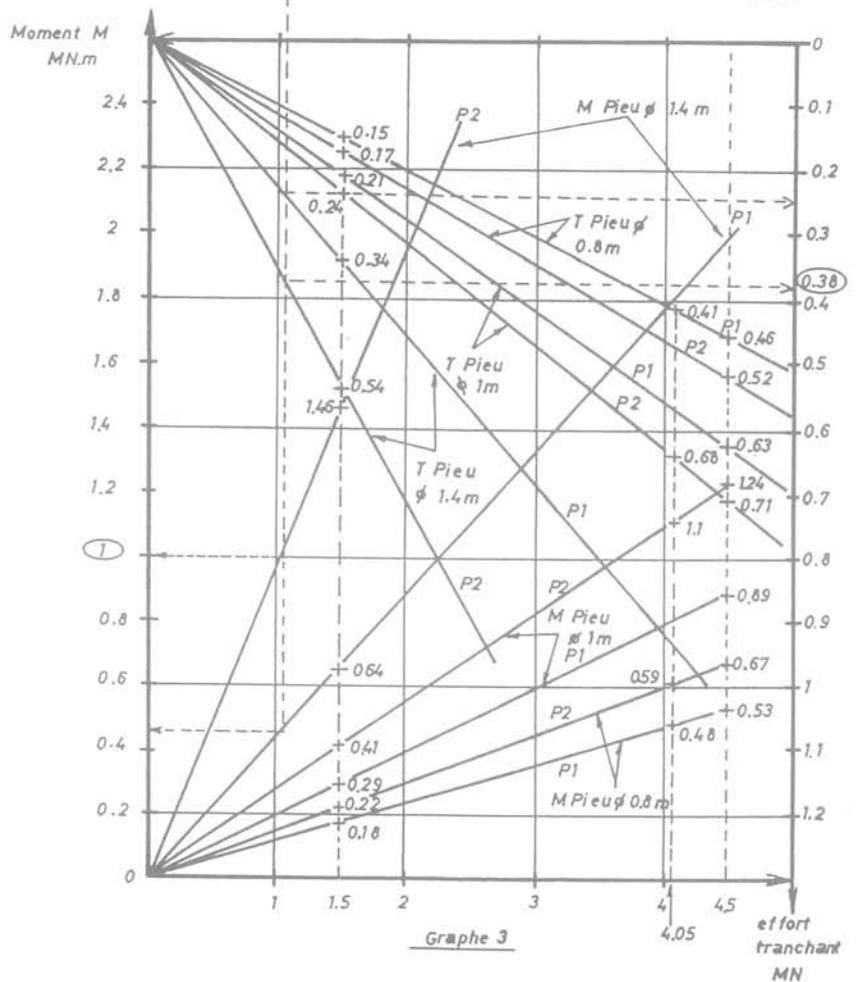
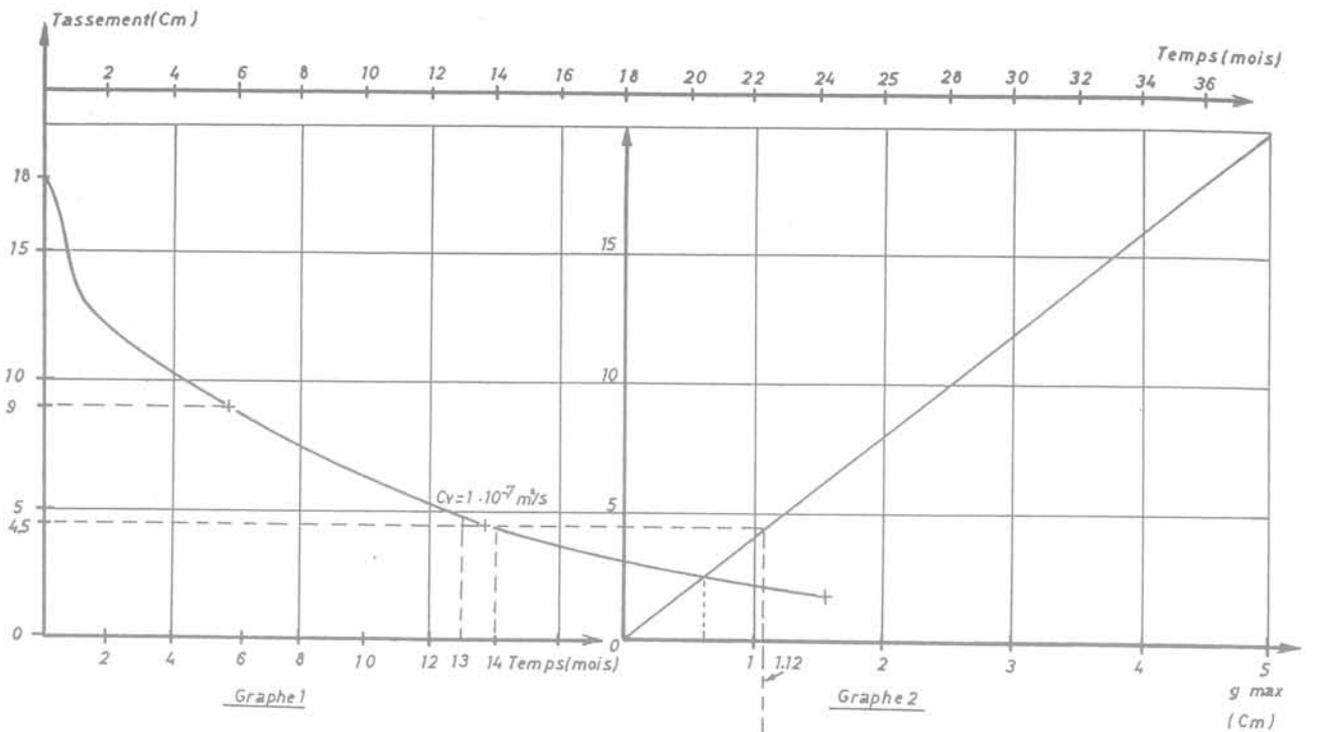


FIG. 7 OA 1648, culée Nord, efforts tranchants et moments fléchissants, parasites sur les pieux.
 OA 1648, north abutment, shear stresses and bending moments of piles, diameter of the pile : 0,8 m, 1 m, 1,4 m.

Les efforts parasites dus au tassement des sols ne sont donc pas proportionnels à la rigidité à la flexion EI du pieu. On remarquera que lorsque le diamètre du pieu augmente, le rapport $\frac{M}{\theta_{max}EI}$ décroît. Les efforts croissent donc moins vite que la puissance 4 du diamètre du pieu.

6

Comparaison du résultat des abaques avec les efforts donnés par la formule de Tschébotarioff

Les moments fléchissants induits par les déplacements d'un sol compressible sous un remblai d'accès étaient traditionnellement calculés à partir de la formule de Tschébotarioff. Cette formule qui suppose implicitement les pieux mis en place en même temps que les remblais d'accès indique que le moment fléchissant maximum est situé à mi-hauteur de la couche et est donné dans le cas de pieux articulés aux deux extrémités par la formule :

$$M = 0,067 \gamma H D^2.B$$

B : diamètre du pieu ;

H : hauteur du remblai ;

D : épaisseur de la couche compressible ;

γ : densité du remblai d'accès.

Le tableau ci-dessous donne les moments maximaux obtenus dans les trois cas précédents d'une part par la formule de Tschébotarioff, d'autre part, par la méthode du fascicule 62 et le programme PILATE pour des pieux de 1 m réalisés immédiatement après les remblais. On indique également l'intervalle de temps devant séparer la réalisation des pieux de celle du remblai pour que la méthode du fascicule 62 donne des résultats identiques à celle de Tschébotarioff.

Ces résultats montrent la mauvaise correspondance entre les 2 méthodes.

La méthode de Tschébotarioff donne des résultats plus faibles que la méthode du fascicule 62 pour des pieux mis en place immédiatement après le remblai.

7

Comparaison avec les essais de l'usine Sidmar a Zelzate

Ces essais, dont on trouvera une description extensive dans la référence [6], ont consisté en l'étude de la déformation de deux pieux de 600 et 900 mm de dia-

mètre réalisés avant un remblai dont la géométrie est résumée en figure 8.

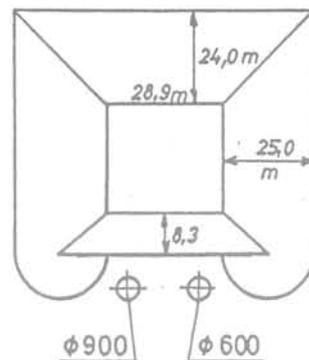


FIG. 8 Zelzate, usine Sidmar, géométrie du remblai. Zelzate, Sidmar factory, geometry of the fill.

La coupe géotechnique et la courbe de déplacement du sol par rapport à un point situé à 8 m de profondeur sont données sur les figures 9 et 10.

Les moments fléchissants mesurés sont de 1,25 MN.m pour un pieu de 900 mm et de 0,27 MN.m pour le pieu de 600 mm.

Ainsi que le fait remarquer Verdeyen, le pieu se comporte comme une poutre s'appuyant sur les couches dures. L'examen des mesures montre, par ailleurs, que les terrains rencontrés entre 0 et 5,6 m de profondeur sont très compressibles, que ceux rencontrés entre 5,6 et 10 m sont compacts, et que les sols rencontrés au-dessous sont peu à moyennement compressibles.

Si le pieu avait été interrompu à 9,62 m, les moments auraient donc été du même ordre de grandeur.

Or, un tel pieu de 9,62 m correspond au modèle de Tschébotarioff en prenant avec les notations du paragraphe 6 :

$$B = 0,6 \text{ ou } 0,9 \text{ m}$$

$$\gamma H = 0,25 \text{ MPa}$$

$$D = 5,6 \text{ m}$$

La méthode de Tschébotarioff conduit alors à prévoir un moment de 0,315 MN.m (31,5 t.m) dans le cas du pieu de diamètre 600 (ce qui est proche de la vérité) et à un moment de 0,47 MN.m (47 t.m) dans le cas du pieu de diamètre 900, ce qui l'est beaucoup moins.

Appliquons maintenant au même pieu la méthode du fascicule 62.

Lors de l'expérience de Sidmar, les caractéristiques *in situ* avaient été mesurées au pénétromètre statique.

Ouvrage d'art	Moment maximal selon Tschébotarioff (MN.m)	Moment maximal selon le fascicule 62 pour une réalisation simultanée des pieux et du remblai T.N. (MN.m)	Temps de consolidation nécessaire du remblai pour que la méthode du fascicule 62 coïncide avec Tschébotarioff (mois)
OA 1637	1,35	2,07	5 à 6 mois
OA 1639	1,34	2,37	8 à 10 mois
OA 1648	0,19	1,24	plus de 24 mois

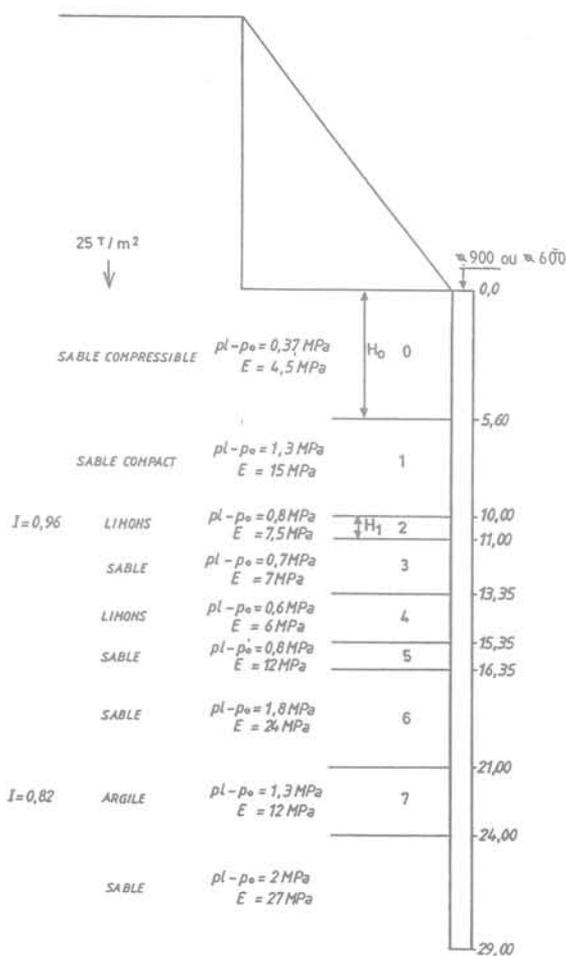


FIG. 9 Zelzate, usine Sidmar, coupe de calcul.
Zelzate, Sidmar factory, calculating section.

On peut en déduire à partir de corrélations, les caractéristiques pressiométriques des sols. Nous avons retenu les formules corrélatives données en référence [1]. On obtient alors la coupe de calcul donnée figure 9.

Le tassement sous le remblai calculé à partir de cette coupe est $s = 29,6$ cm, ce qui montre la bonne approximation de la corrélation. (Le tassement constaté expérimentalement est $s = 24,5$ cm.)

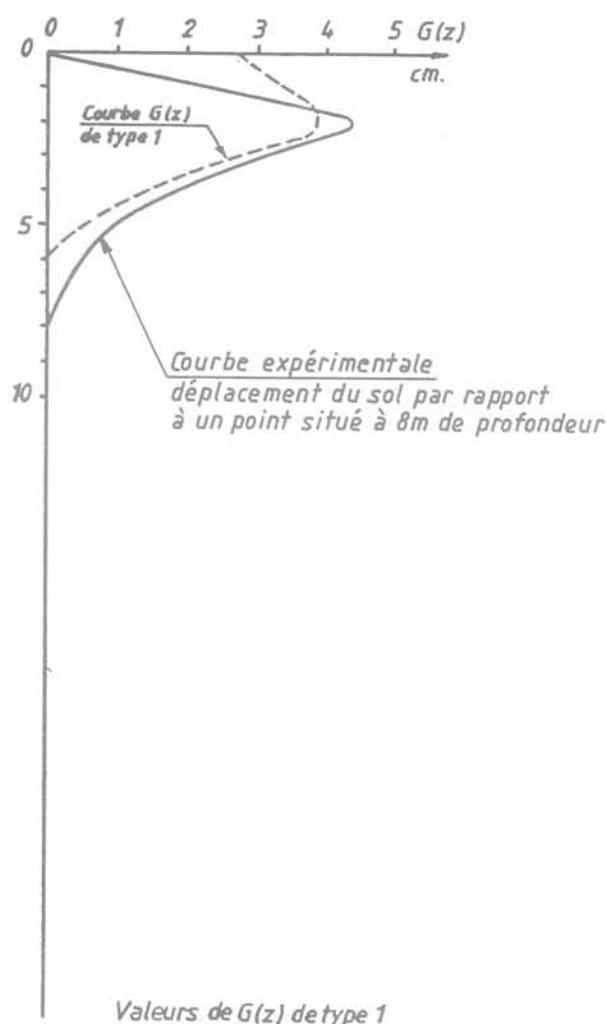
Les tassements de chacune des couches estimés par corrélation se répartissent comme indiqué dans le tableau donné page suivante :

Si pour se ramener au schéma du fascicule 62 on ne considère que la couche compressible 0, on a avec les notations du paragraphe 2.3 :

$$g_{\max} = \Gamma s(0) = 3,9 \text{ cm} (\Gamma = 0,25)$$

$$D = 5,6 \text{ cm}$$

Si l'on retient une courbe $G(z)$ de type (1) au sens du fascicule 62 (voir § 2.4), on obtient la déformée du sol donnée figure 9. On a porté sur cette même figure la courbe expérimentale de déplacement du sol par rapport à un élément de sol situé à 8 m de profondeur.



Valeurs de $G(z)$ de type 1

z	$G(z) \text{ m}$
0	0,028
2	0,039
3	0,033
5,6	0

FIG. 10 Zelzate, usine Sidmar, comparaison de la courbe $g(z)$ du type 1 avec la courbe expérimentale.
Zelzate, Sidmar factory, comparison of type 1 $g(z)$ with experimental graph.

On constate que la courbe $G(z)$ de type (1) coïncide bien avec la courbe expérimentale si l'on excepte le premier mètre où cette dernière présente des déplacements beaucoup plus faibles.

Les essais de Zelzate sont donc en concordance avec les estimations de déplacement du sol du fascicule 62 qui, il est vrai, sont basées sur des considérations expérimentales.

Le calcul des moments obtenus par la méthode du fascicule 62 pour les deux pieux expérimentaux, que nous avons considérés simplement appuyés en tête, a été effectué à l'aide du programme PILATE.

On a pris en compte une rigidité à la flexion EI de 861 MN.m^2 pour le pieu de diamètre 900 mm qui était

N° de couche (voir Fig. 9)	Tassement calculé en cm
0	15,5
1	2,4
2	1,6
3	2,6
4	3
5	0,6
6	1,4
7	2,5
total	29,6 cm

constitué d'un tube métallique de diamètre 870/900 et une valeur EI de 210 MN.m² pour le pieu de diamètre 600 mm en béton armé à 4,37 % d'acier.

Tous calculs faits, on obtient les moments fléchissants maximaux donnés dans le tableau suivant. Nous y rappelons également les résultats des calculs par la méthode de Tschébotarioff.

On constate donc que les résultats de calcul ne coïncident qu'imparfaitement avec ceux de l'expérience. En ce qui concerne les pieux de diamètre 900 mm, le calcul par la méthode du fascicule est toutefois plus proche de la réalité que la méthode de Tschébotarioff. La divergence de la méthode du fascicule 62 avec l'expérience peut probablement dans ce cas être attribuée aux imperfections du modèle pris en compte.

En ce qui concerne les pieux de 600 mm, les résultats sont plus troublants. En effet, les moments mesurés lors de l'expérience sont plus faibles que ceux prévus par la méthode de Tschébotarioff et *a fortiori* par la méthode du fascicule.

Une explication à ce résultat étonnant peut être trouvée en remarquant qu'à la différence des pieux de 900 mm, le pieu de 600 mm était en béton armé. Or, pour un pieu de ce diamètre armé à 4,37 %, un moment de 0,27 MN est un effort parasite important pouvant entraîner des efforts de traction dans le béton et ainsi une fissuration. Ceci est d'ailleurs attesté par l'auteur qui décrivant l'expérience fait état de l'importante fissuration affectant les pieux de 600 mm.

Or, une telle fissuration a dû certainement faire chuter l'inertie du pieu et, en conséquence, celui-ci, plus flexible, a subi ainsi des efforts horizontaux dus au déplacement du sol moins importants.

Ce résultat est intéressant car il permet d'expliquer comment des ouvrages fondés sur des pieux, que les calculs actuels trouveraient trop peu armés, ont pu ne subir aucun désordre apparent.

La fissuration des pieux aura probablement permis à ces ouvrages de trouver un équilibre non prévu par le calcul.

8

Conclusion

Les abaques spécifiques établis permettent de présenter sur un seul document les éléments nécessaires à la prise en compte des efforts parasites sur les culées de pont évalués par la méthode du fascicule 62.

On pourra ainsi, pour chaque géométrie de sous-sol, communiquer au projeteur tous les éléments nécessaires pour connaître le temps de consolidation permettant la réalisation d'un type de pieu donné.

L'analyse des variations des efforts parasites que permet chaque abaque, fait constater que ceux-ci sont très généralement proportionnels aux tassements sous le remblai. Les efforts parasites ne sont, par contre, pas proportionnels à la raideur du pieu.

La comparaison des résultats obtenus avec ceux réputés pessimistes de la méthode de Tschébotarioff montre que la méthode du fascicule 62 conduit à des efforts parasites plus importants. L'analyse des essais en vraie grandeur de Zelzate confirme que la méthode de Tschébotarioff n'est pas toujours pessimiste et montre que les déplacements du sol indiqués par la méthode du fascicule sont proches de la réalité expérimentale.

En outre, la confrontation des moments fléchissants calculés par la méthode du fascicule 62 avec ceux obtenus expérimentalement permettent de constater les limites des deux méthodes et d'expliquer pourquoi des pieux en béton dont la section d'armatures est inférieure aux prescriptions du fascicule 62 ont pu néanmoins bien se comporter.

La recherche d'une méthode de calcul de la section d'acier permettant à un pieu en béton de se fissurer sans se rompre paraît, dans ce contexte, indispensable pour une prise en compte réaliste des interactions sols-pieux.

Il serait, par ailleurs, utile de confirmer notre analyse par l'examen d'autres résultats expérimentaux.

Diamètre de pieu	Moment calculé Tschébotarioff	Moment calculé par la méthode du fascicule 62	Moment obtenu lors de l'essai
900 mm	0,47 MN.m	0,77 MN.m	1,25 MN.m
600 mm	0,315 MN.m	0,43 MN.m	0,27 MN.m

Bibliographie

- [1] Cassan M. – *Les essais in situ en mécanique des sols, réalisation et interprétation*, Eyrolles, 1987, p. 548 à 566.
- [2] Bourges F., Frank R., Mieussens C. – Calcul des efforts et des déplacements engendrés par les poussées latérales du sol sur les pieux.
- [3] Frank R., Pilate, version 10.4, programme de calcul d'un pieu isolé soumis à des efforts de flexion en tête et à des poussées latérales du sol, LCPC, 1989.
- [4] MELT – Fascicule 62, titre V du CCTG, éd. des Textes officiels, 26, rue Desaix – 75727 Paris Cedex 15, 1993.
- [5] Hurtado J. – *Introduction à la géomécanique*, éd. Sols et Structures, 1988.
- [6] Verdeyen J., Roisin V., Nuyens J. – *Application à la mécanique de sols*, éd. Vander-Dunod, tome I, 1971, p. 349 à 443.