

INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.

Force portante de pieux de grand diamètre fondés sur un banc calcaire de faible épaisseur

Bearing Capacity of Large Diameter Piles Resting on a Low Limestone Bank

par J. ANTOINE, ingénieur des Ponts et Chaussées, chef du Service des Travaux Neufs du Port Autonome de Bordeaux, R. L'HERMINIER, ancien élève de l'Ecole Polytechnique, chef du Service Sol et Fondations aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics, et M. BACHELIER, ingénieur E.T.P., chef de la Section Etudes au Service Sol et Fondations des Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris, France

Sommaire

L'objet de la présente étude est la détermination du pouvoir portant d'une pile reposant sur un banc calcaire d'épaisseur variant entre 0,30 m et 1,30 m. Ce banc calcaire surmonte une couche de marne compressible de 1,30 m d'épaisseur. Le terrain sous-jacent est constitué par du calcaire dur.

Le banc calcaire, d'épaisseur variable, a été assimilé à une dalle et considéré comme un système à 3 couches.

Les études de *Westergaard* portaient sur un système à 2 couches, dans lequel la couche inférieure était semi-infinie. On a donc cherché à remplacer les deux couches inférieures par une couche active semi-infinie donnant la même déflexion à l'interface.

On a mesuré au Laboratoire, d'une part la résistance à la traction du calcaire du banc supérieur, d'autre part le module d'élasticité de ce calcaire et de la couche de marne sous-jacente.

On a pu ainsi déterminer une épaisseur minimum du banc calcaire indispensable pour éviter la rupture de la dalle.

Summary

The purpose of this study is to determine the bearing capacity of a pile resting on a limestone bank of thickness varying between 0.30 and 1.30 m. This limestone bank is superimposed on a layer of compressible marl 1.30 m thick.

The limestone bank of variable thickness was considered as a three-layer slab.

Westergaard's studies concerned two-layer systems in which the lower layer was semi-infinite. Therefore, an attempt was made to replace the two lower layers by a fictitious semi-infinite layer giving the same deflection at the interface.

Firstly, the tensile strength of the upper part of the limestone bank was measured at the Laboratory, and secondly, the modulus of elasticity of the limestone and that of the underlying layer of marl were measured.

In this way, the minimum thickness of the limestone bank, necessary to avoid slab rupture, was determined.

Exposé du problème

Nature de l'ouvrage. L'appontement public de Trompeloup, situé en Gironde, entre Bordeaux et la mer, à proximité de Pauillac, était un ouvrage métallique reposant sur une série de piles massives en maçonnerie, et de colonnes en fonte remplies de béton. Compte tenu des destructions subies par l'ouvrage pendant la guerre, seules les piles en maçonnerie étaient réutilisables à la libération. Le nouvel ouvrage est en béton armé. Il repose sur les anciennes piles en maçonnerie convenablement aménagées et sur des colonnes en béton destinées à remplacer les anciennes colonnes en fonte et réparties en palées de 4 colonnes (2 de 2,6 m, côté rivière – 2 de 2,0 m, côté berge) espacées de 13 m environ d'axe en axe.

Reconnaissance du sol. La nature très hétérogène du sol de fondation a nécessité l'exécution d'une vingtaine de sondages. Les couches rencontrées sont successivement: Vase molle, puis

vase compacte sur une dizaine de mètres d'épaisseur – Première couche de calcaire (en général coquillier et caverneux), d'épaisseur variant de 0,3 m à 1,2 m – Marne sableuse, d'épaisseur variant de 0,5 m à 1,6 m – Deuxième couche de calcaire, d'épaisseur comprise entre 0,5 m et 1,0 m – Marne sous-jacente de 1,0 m d'épaisseur en moyenne – Troisième couche de calcaire et, jusqu'à 25,0 m de profondeur, alternance de couches marneuses et de bancs calcaires.

Des échantillons intacts ont été prélevés dans les couches de marne sableuse compressible et dans les bancs de calcaire situés de part et d'autre de celles-ci. Les résultats des analyses effectuées par le Laboratoire sont indiqués plus loin. On a procédé simultanément à des essais de chargement direct des couches compressibles (sable calcaire et marne crayeuse) à l'aide d'un poteau en sapin de 14,7 m de longueur et de 0,2 m de

diamètre. La base d'appui sur le sol, à la cote $-7,5$, a été taillée à la section $0,17 \times 0,17$ m. Le chargement était obtenu par lestage d'une plate-forme arasée à la cote $+7,3$. Les enfoncements ont été mesurés au moyen d'un niveau à lunette de précision, par lecture sur une règle graduée en millimètres, fixée au poteau de charge. Les résultats obtenus sont reportés sur la Fig. 4. Ils ont permis de calculer le module d'élasticité de la couche marneuse soumise aux essais; la valeur moyenne étant de 900 kg/cm^2 à la décharge. Par ailleurs, les déformations de grande amplitude sont apparues lorsque la pression a atteint une vingtaine de kg/cm^2 . Ces résultats sont à rapprocher des valeurs trouvées en Laboratoire: Module d'élasticité 1000 kg/cm^2 et limite élastique 8 kg/cm^2 à 11 m de profondeur.

Mesures de laboratoire et interprétation

a) *Mesures de laboratoire.* Sur les échantillons de marne, il a été procédé à des essais classiques de cisaillement et compression simple avec détermination du module d'élasticité. Les caractéristiques moyennes obtenues étaient: $\varphi = 34^\circ$, $C = 50 \text{ g/cm}^2$ (cisaillement lent - échantillon consolidé), module d'Young $E_s = 1000 \text{ kg/cm}^2$. Sur les échantillons de calcaire, il a été procédé à des essais de traction et à la mesure du module d'élasticité par la méthode des vibrations mise au point dans nos Laboratoires (*Annales de l'Institut technique du bâtiment et des travaux publics*, 1949). On a obtenu:

traction simple = rupture sous 50 kg/cm^2 ,
 module d'Young $E_s = 260.000 \text{ kg/cm}^2$.

b) *Interprétation des essais.* Schématiquement, la coupe des terrains est la suivante, depuis la surface du sol: Vase sur 10 m d'épaisseur - Banc de calcaire, d'épaisseur comprise entre $0,3$ et $1,3 \text{ m}$ - Marne compressible sur $1,3 \text{ m}$ d'épaisseur - Banc de calcaire dur.

Le sol de fondation se présentait donc sous la forme d'une dalle reposant sur un système multicouche. En effet, le rapport du diamètre des piles à l'épaisseur du rocher étant voisin de un, la couche de fondation pouvait être considérée comme une dalle soumise à des charges concentrées et reposant sur un sol compressible. Cet effet «dalle» devait se traduire par l'apparition de contraintes de traction dans le rocher, liée d'ailleurs à une diminution corrélative des contraintes verticales à l'interface calcaire-marne. La présence de la vase sus-jacente aurait conduit à une légère majoration du taux de travail admissible à la traction du calcaire. C'est, en définitive, la contrainte de rupture à la traction du calcaire qui devait permettre de calculer une limite supérieure de la charge admissible. Nous avons utilisé la théorie des systèmes à deux couches de Fox (1948) et les tableaux d'influence de Pickett, Ray et Asce (1950), déduits par ces auteurs des études de Westergaard et Hogg. On sait que les résultats de ces travaux permettent le calcul des contraintes de traction à la partie inférieure de la dalle, en fonction, d'une part, du rapport des modules d'élasticité de la couche rigide et de la couche sous-jacente, et d'autre part, du rapport du rayon de charge à l'épaisseur de la couche rigide. Mais ces calculs ne sont valables que dans l'hypothèse d'une couche sous-jacente infinie: ce qui n'est pas le cas ici. Nous avons donc été conduits à ramener à un système fictif à 2 couches le système à 3 couches considéré (Fig. 1). Cette équivalence est obtenue en écrivant l'égalité des déflexions produites dans la couche fictive infinie de module E' et dans la couche réelle d'épaisseur limitée et de module E_s , pour la même répartition des pressions à l'interface. Nous avons admis pour ces pressions une répartition suivant la loi de Gauss, préconisée

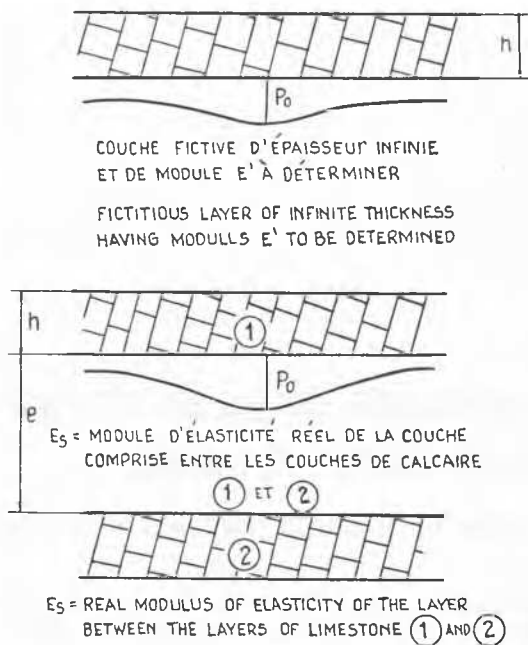


Fig. 1 Couche fictive d'épaisseur infinie et de module E' à déterminer
 Fictitious Layer of Infinite Thickness Having Modulus E' to be Determined

E_s = Module d'élasticité réel de la couche comprise entre les couches de calcaire 1 et 2
 E_s = Real Modulus of Elasticity of the Layer Between the Limestone Layers 1 and 2

par certains auteurs. Nous avons vérifié par ailleurs, que cette hypothèse conduisait à des déflexions très voisines de celles données par les abaques de Pickett, Ray et Asce (1950), déduits des équations de Westergaard et Hogg.

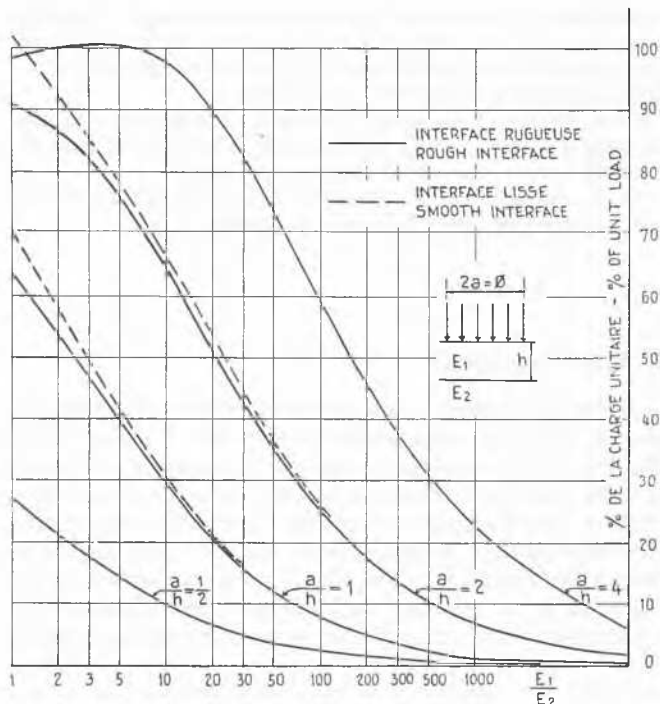


Fig. 2 Pression unitaire sur l'axe à l'interface (extrait de «Computation of Traffic Stresses par L. Fox») Unit Compression on the Axis at the Interface (extracted from «Computation of Traffic Stresses» by L. Fox)

En écrivant: $p_r = p_0 e^{-K^2 r^2}$, où p_0 est la pression à l'interface sur la verticale du centre de la charge, r la distance à l'axe de symétrie du point où la pression est p_r et K^2 un nombre positif, on obtient avec la couche fictive infinie pour déflexion w' au centre:

$$w' = 2 \frac{1 - \sigma^2}{E'} \int p_r dr \quad \text{soit} \quad w' = \frac{1 - \sigma^2}{E'} \sqrt{P p_0}$$

σ étant le coefficient de Poisson et P la charge totale.

D'autre part, avec la couche réelle:

$$\frac{dw}{dz} = \frac{E_s}{1} [N_1 - 2\sigma N_2]$$

Nous avons ici:

$$N_1 = p_0 \quad \text{et} \quad N_2 = \frac{p_0}{2} \quad \text{d'où} \quad w = \frac{p_0 l}{2 E_s}, \quad \text{avec} \quad \sigma = \frac{1}{2}$$

(valeur admise pour l'établissement des équations de base), on en déduit:

$$E' \sqrt{p_0} = \frac{3 E_s \sqrt{P}}{2 l}$$

Cette relation permet de calculer E' par approximations successives, puisqu'à chaque valeur de E' correspond une valeur de p_0 (Fig. 2).

Le problème est alors complètement déterminé.

Nous avons calculé la charge admissible en fonction de la contrainte de traction R à l'interface, à partir des méthodes exposées par Westergaard et Hogg qui nous ont conduits aux équations suivantes:

$$\sqrt{\left[\frac{q \varphi(\omega)}{R} \right]^3} = \frac{10^6}{\sqrt{6}} \frac{E'}{E_c} \quad (1)$$

$$\omega = \frac{a}{100h} \sqrt{\frac{q \varphi(\omega)}{R}} \quad (2)$$

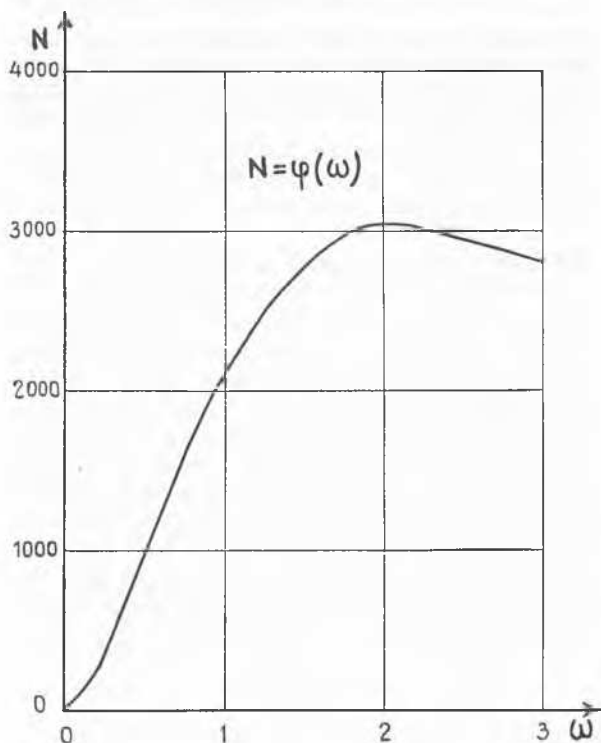


Fig. 3 Facteur d'influence
Factor of Influence

q = pression admissible à la partie supérieure du banc rocheux

$\omega = \frac{a}{l}$, 1 étant le rayon de rigidité relative

$\varphi(\omega)$ une fonction déduite des tableaux numériques établis par Pickett, Ray et Asce, et dont la courbe représentative est donnée sur la Fig. 3.

La relation (1) donne: $A = \sqrt{\frac{q \varphi(\omega)}{R}}$, la relation (2) donne ω d'où l'on déduit $\varphi(\omega)$. Il vient ensuite $q = \frac{A^2}{\varphi(\omega)} R$.

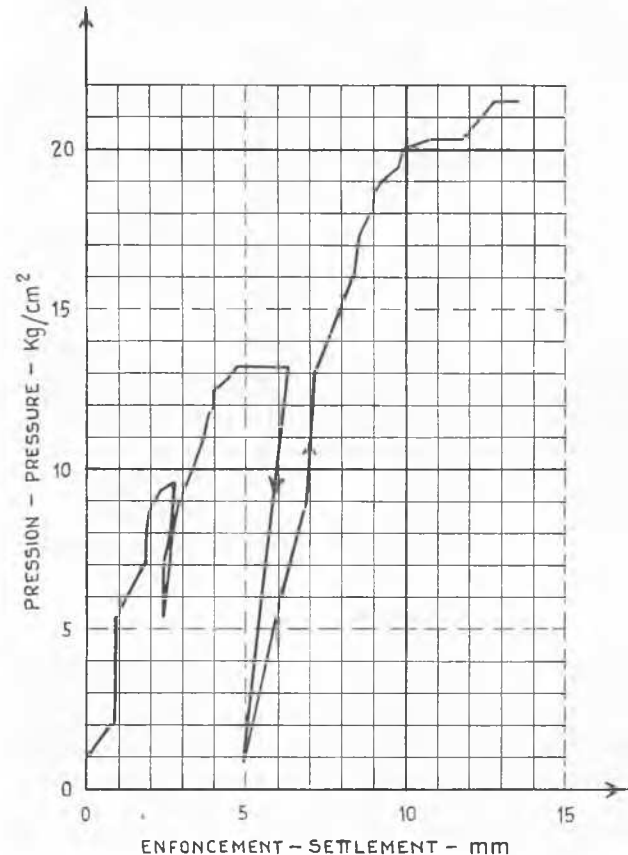


Fig. 4 Essai de chargement direct sur la marne sableuse à la cote —7,50
Module d'élasticité mesuré à la décharge 900 kg/cm²
Direct Loading Test on Sandy Marl at the Depth of —7.50.
Modulus of Elasticity Measured at Unloading 900 kg/sq.cm.

Il a ainsi été possible d'établir un graphique, fixant la charge admissible au niveau du banc calcaire, en fonction de l'épaisseur de celui-ci. On a finalement obtenu les résultats suivants: Lorsque la dalle de calcaire a une épaisseur inférieure à 0,5 m, il est préférable de la traverser pour asseoir les piles de 2,0 m de diamètre sur la marne sous-jacente sur laquelle la charge admissible est supérieure. Lorsque la dalle de calcaire a une épaisseur supérieure à 0,5 m, la charge admissible sur celle-ci est supérieure à celle du terrain sous-jacent. Elle atteint 30 kg/cm² pour une épaisseur de 1,3 m, alors que le taux admissible sur la marne ne dépasse pas 8 kg/cm².

Réalisations

Dans la pratique, les fondations ont été réalisées comme suit: Les chemises en béton armé des colonnes ont été havées à travers la couche supérieure de vase jusqu'à la première couche de rocher, en général, à l'air libre, par enlèvement à la benne

des matériaux situés à l'intérieur. Le travail a été ensuite poursuivi à l'air comprimé, tout d'abord par l'encastrement des chemises dans la première couche rocheuse sur une hauteur de quelques centimètres, afin de réduire, autant que possible les fuites d'air et les risques de renards. Puis la couche rocheuse supérieure a été détruite à l'intérieur des chemises des colonnes et, sous chaque colonne, une cavité tronconique a été exécutée dans la couche compressible inférieure, en dehors de la protection de la chemise de la colonne, mais en général sans blindage (Fig. 5). Le diamètre de base D est tel que la pression transmise au rocher varie entre 6 et 10 kg/cm², suivant la nature et l'épaisseur du banc, déterminées dans chaque cas par 4 forages à la perforatrice. Les colonnes et leurs cavités tronconiques ont été ensuite remplies de béton coulé sous l'eau d'abord, puis dans l'air comprimé pour éviter qu'à l'occasion de la décompression la couche de rocher supportant la chemise de la colonne vienne à casser, la chemise descendant alors jusqu'à la deuxième couche rocheuse. Cet incident s'est produit, en fait, deux fois; les fondations ont alors été poussées jusqu'à la troisième couche rocheuse, afin de ne pas réduire les surfaces d'appui correspondantes.

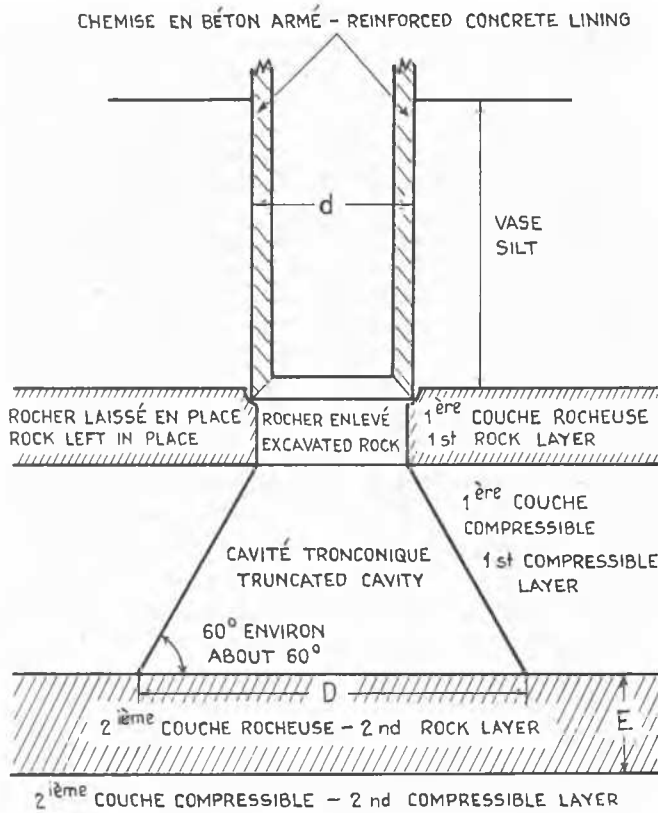


Fig. 5 Schéma de fondation
Foundation Profile

A fin de vérification, nous avons repris le calcul exact du coefficient de sécurité effectivement réalisé pour l'une des colonnes les plus chargées. Pour celle-ci, les caractéristiques étaient les suivantes: Diamètre de la colonne 2 m - Diamètre D à la base de la fondation 2,95 m - Taux de travail du rocher: 9,4 kg/cm² - Epaisseur du rocher: 0,95 m - Epaisseur de la couche marneuse sous-jacente: 1 m.

Le module d'élasticité de la couche fictive correspondante est:

$$E' = 7000 \text{ kg/cm}^2.$$

On a $\omega = 0,86$ et $\varphi(\omega) = 1780$, d'où $R = 34 \text{ kg/cm}^2$.

Le taux de travail maximum à la traction du rocher de fondation est donc de 34 kg/cm², alors que la contrainte moyenne de rupture à la traction mesurée au Laboratoire était de 50 kg/cm².

Références

- AIT* (1949): Nouvelles machines d'essais des matériaux créées par les Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics. *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, 1949, juillet/août, no 10, p. 5 et 6.
- Fox, L.* (1948): Computation of Traffic Stresses in a Simple Road Structure. *Proc. Sec. Int. Conf. Soil Mechanics*, Rotterdam, vol. 2, p. 236-246.
- Pickett, G., Ray, G. K., Asce, J.* (1950): Influence Charts for Concrete Pavements. *Proc. American Soc. Civ. Eng.*, April, vol. 76.
- Westergaard, H. M.* (1939): Stresses in Concrete Runways of Airports. *Proc. Highway Research Board National Research Council*, vol. 19, pp. 199-200.