

**JURAN I. et SCHLOSSER F.**

Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France

**LONG N.T. et LEGEAY G.**

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, France

**Expérimentation en vraie grandeur sur un mur en terre armée soumis à des surcharges en tête****Full scale experiment on a reinforced earth wall supporting vertical loads at the upper surface**

This paper presents the full scale experiment realized on the double facings Reinforced Earth wall built in the Dunkerque harbour in order to support travelling gantry cranes at its upper surface. The experiment shows that during the construction, the maximum traction forces developed in the reinforcement strips correspond fairly well to the lateral earth pressure "at rest" and are generally more important than those measured on other structures. This divergence is mainly due to the anchoring effect in the reinforcements which are fixed to the two facings. The application of the loads at the upper surface of the structure has practically no effect on the state of stresses within the soil. Consequently, as predominantly elastic stresses exist, different elastic methods of analysis, considering the effect of reinforcing the sand on its deformation characteristics, may be used for the internal design of the loaded structure.

INTRODUCTION

Cet article présente les résultats d'une expérimentation en vraie grandeur réalisée en 1970 sur un mur en Terre Armée construit dans le port de Dunkerque pour supporter des portiques roulants. Cet ouvrage, fondé sur un sol de fondation de faible portance, (sable lâche et limon compressible) a apporté une solution originale et économique dans la conception du parc de stockage.

Le mur (12 m de haut, 630 m de long, et 15 à 18, 40 m de large), comporte deux parements métalliques. Le sable utilisé comme matériau de remblai a un poids volumique moyen :  $\gamma_d = 17,4 \text{ kN/m}^3$  et un angle de frottement interne  $\phi = 43^\circ 30'$ . Les armatures en acier galvanisé de 3 mm d'épaisseur sont espacées verticalement de  $\Delta H = 25 \text{ cm}$  et sont fixées aux deux parements.

Le but de cette expérimentation était de déterminer les efforts de tractions dans les armatures et les contraintes dans le sol de remblai durant la construction du mur, après la construction dans le mur sans surcharge et au cours de 2 essais de chargement par les portiques.

La figure 1 montre le profil de mesure et l'implantation des divers appareils.

## 1. 1ère étape - Construction du mur en Terre Armée

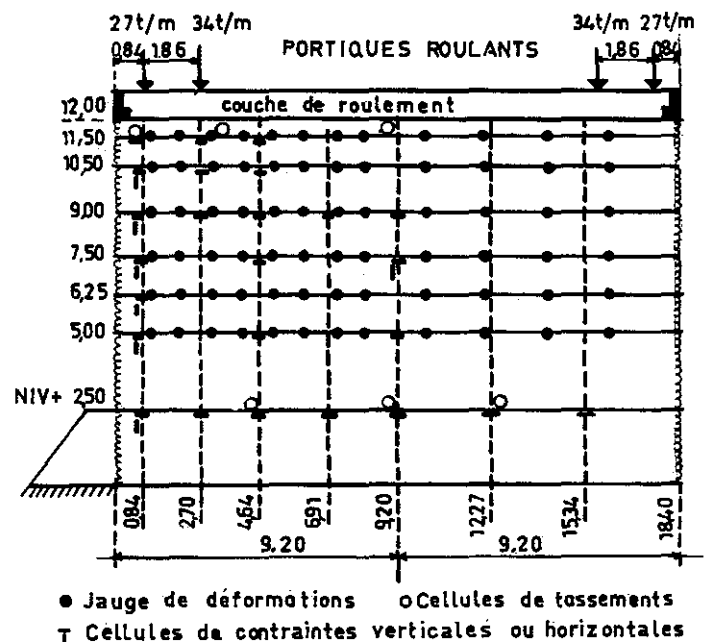
1.1. Contraintes verticales  $\sigma_v$  dans le remblai

Fig. 1 : Profil de mesure

La figure (2) présente l'évolution des distributions des contraintes verticales mesurées dans la partie inférieure du mur (Niv + 2,50 m) lors de la construction. On constate que ces distributions présentent un maximum près des parements et un minimum sur l'axe de symétrie. Ces distributions expérimentales concordent assez bien avec les distributions théoriques déterminées par la théorie de Boussinesq-Prandtl qui considère une zone en état plastique près du parement

et une zone centrale en état élastique. Par contre les distributions théoriques plus classiques (répartition linéaire des contraintes et répartition de Meyerhof) sont plus éloignées de la réalité, sauf lorsque le mur atteint sa hauteur finale. Par ailleurs, les tassements mesurés dans le bas du mur sont assez uniformes et confirment ainsi que le massif en Terre Armée est moins déformable que le sol de fondation.

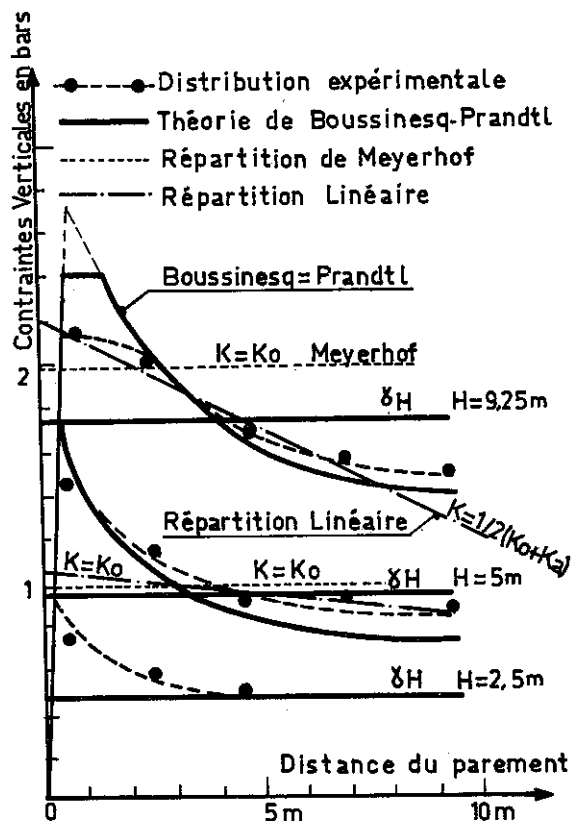


Fig.2 : Contraintes verticales théoriques et expérimentales.

1.2. Poussée du sol sur le plan vertical à 0,8 m du parement

La figure 3 montre les distributions expérimentales de la poussée du sol s'exerçant sur le plan vertical à 0,8 m du parement, lorsque la hauteur du mur atteint respectivement 7,75 m et 11,75 m.

On constate une évolution de l'état des contraintes dans le sol, depuis l'état au repos  $K_0$  dans le haut du mur, jusqu'à l'état de rupture  $K_a$  dans le bas du mur. Cette évolution est d'autant plus marquée que la hauteur du mur est plus importante. Ainsi, pour la hauteur  $H = 7,75$  m le sol est pratiquement partout à l'état de repos alors que pour  $H = 11,75$  m l'évolution jusqu'à l'état de rupture est très marquée.

Il est intéressant d'indiquer que cette évolution de l'état du sol près du parement semble dépendre également de la technologie et du type de parement utilisé. Dans la culée de Lille (2) où le parement est en écailles de

béton et où les espacements entre lits d'armatures sont plus importants le sol tend à rester beaucoup plus au voisinage de l'état au repos  $K_0$ .

La figure 4 montre une comparaison intéressante entre la poussée du sol s'exerçant sur le plan vertical à 0,8 m du parement et la distribution des tractions mesurées sur ce plan et rapportées au  $m^2$  du plan.

La bonne concordance tendrait à montrer que dans la zone "active" comprise entre le lieu de tractions maximales et le parement, la poussée du sol sur tout plan vertical est intégralement reprise par les armatures, soit :

$$T(x) = \sigma_H \cdot \Delta H \cdot e = K \cdot \sigma_V \cdot \Delta H \cdot e$$

$e$  est l'espacement horizontal entre les armatures.

Le long de la ligne de tractions maximales on obtient ainsi :

$$T_{max} = \sigma_H \cdot \Delta H \cdot e = K \cdot \sigma_V \cdot \Delta H \cdot e \quad (1)$$

Une telle relation a été retenue dans les méthodes actuelles de dimensionnement des ouvrages en Terre Armée. Dans les calculs théoriques la valeur de la contrainte verticale  $\sigma_V$  le long de la ligne des tractions maximales est celle obtenue par la méthode de Meyerhof, soit  $\sigma_{VM}$ , et le coefficient  $K$  caractérisant l'état des contraintes dans le sol est une fonction empirique de la profondeur.

1.3. Efforts de traction dans les armatures

La figure 5 présente les distributions des efforts de traction le long des armatures. Il y a deux maxima situés chacun à 2,00 m du parement et un minimum sur l'axe de symétrie. Ce minimum correspond à un effet de tirant dans les armatures qui sont fixées au deux parments et qui ne travaillent donc pas complètement en Terre Armée. Le lieu des tractions maximales  $T_{Max}$  est pratiquement vertical. Il limite la zone "active" dont la largeur en tête représente environ 60 % du coin classique de Coulomb.

La figure 6 montre la répartition des tractions maximales  $T_{Max}$  mesurées dans les armatures et celle des tractions maximales calculées à partir de la relation (1). Dans le calcul de  $T_{Max}$  le coefficient  $K$  est pris égal respectivement à  $K_0$  et à  $K_a$ . Les valeurs de  $\sigma_V$  sont celles mesurées le long de la ligne de tractions maximales et celles données par  $\delta H$  (les valeurs déterminées par la méthode de Meyerhof  $\sigma_{VM}$  sont d'ailleurs très proches des valeurs de  $\delta H$ ). On constate que la distribution de  $T_{Max}$  correspond à la poussée du sol en état de repos :

( $T_{max} = K_0 \cdot \delta H \cdot \Delta H \cdot e$  et  $K_0 \cdot \sigma_{VM} \cdot \Delta H \cdot e$ ) et qu'elle diffère sensiblement de la distribution de la poussée près du parement (fig. 4). Ceci indique que le développement de l'état limite dans le sol est localisé dans la zone active au voisinage immédiat du parement et que la zone des tractions maximales ainsi que la



valeurs du coefficient  $K$  déterminées dans le mur de Dunkerque sont plus fortes que celles obtenues dans les autres ouvrages expérimentés. Cela est dû à l'effet de tirant qui modifie le fonctionnement de l'ouvrage. Nous pouvons également noter l'effet du compactage du matériau de remblai qui se traduit par une compression dans le sol et par le développement d'efforts de traction importants dans les armatures en haut du mur ( $K \gg K_0$ ).

## 2. 2ème étape - Chargement du mur par les portiques roulants.

Deux séries de mesures ont été effectuées. Lors d'un premier chargement les deux portiques roulants, coté sud du mur, ont été placés sur le profil de mesure. Lors d'un second chargement les quatre portiques ont été amenés sur ce profil.

### 2.1. Contraintes verticales $\sigma_v$ dans le remblai

La figure 8 montre la comparaison entre les valeurs expérimentales des contraintes verticales apportées par les portiques seuls et les valeurs théoriques déterminées par la théorie de Fröhlich en considérant un coefficient de concentration ( $m=3$ ) ainsi que par la théorie de Westergaard. Les calculs ont été faits comme si le massif était semi-infini, c'est-à-dire en supposant que le parement a les mêmes déplacements que le plan vertical correspondant. Cette comparaison

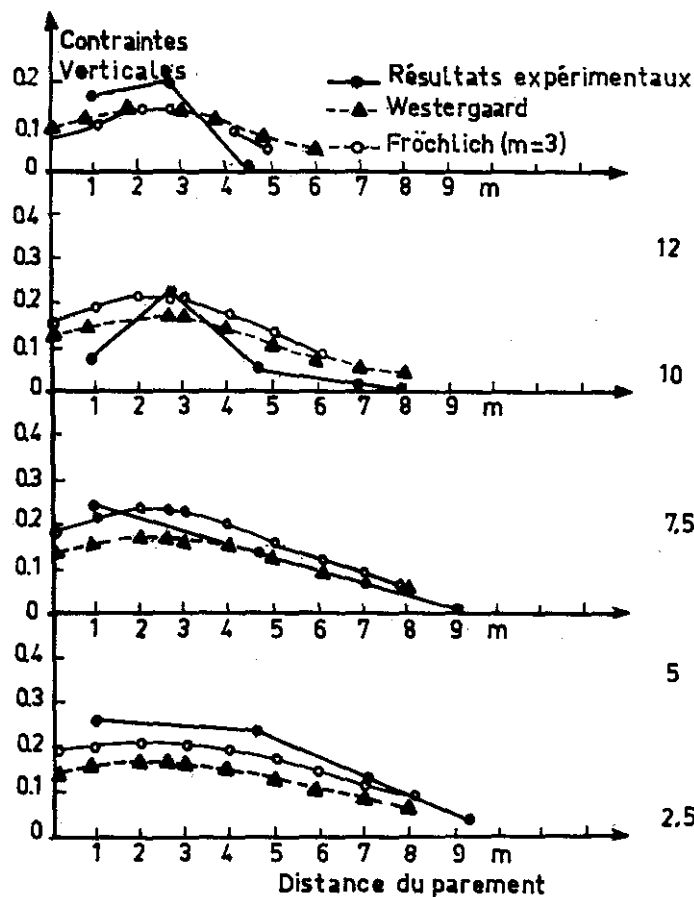


Fig. 8 : Valeurs théoriques et expérimentales des contraintes verticales dues à la surcharge

montre que la présence des armatures a pour effet de rendre le massif plus élastique et de réduire ainsi la concentration des contraintes verticales qui dans un massif pulvérulent est caractérisé par  $m=4$ . Cet effet du renforcement sur la capacité de diffusion du massif, qui est tout à fait analogue à celui de la cohésion, correspond bien aux résultats obtenus par des essais triaxiaux sur des échantillons de sable armé (2). Les méthodes élastiques sont donc bien adaptées pour le calcul des contraintes verticales dues aux surcharges.

### 2.2. Contraintes horizontales $\sigma_h$

La figure 9 montre l'évolution du rapport entre les contraintes normales horizontale et verticale ( $K_N = \sigma_h / \sigma_v$ ) au voisinage immédiat du parement, lors de différentes étapes de cette expérimentation. On constate que les passages des portiques conduisent à des états temporairement irréversibles. Le sol au voisinage du parement est pratiquement en état de rupture ( $K_N = K_a$ ) avant les passages des portiques qui ont pour effet d'augmenter légèrement la valeur de  $K_N$  par suite d'une recompression du sol dans le haut du mur. Toutefois le sol dans la zone résistante ( $K_N = K_0$ ) et dans la zone des tractions maximales demeure à l'état de repos et par conséquent, comme le montre la figure 10, les tractions maximales mesurées sont en bonne concordance avec les valeurs semi-théoriques

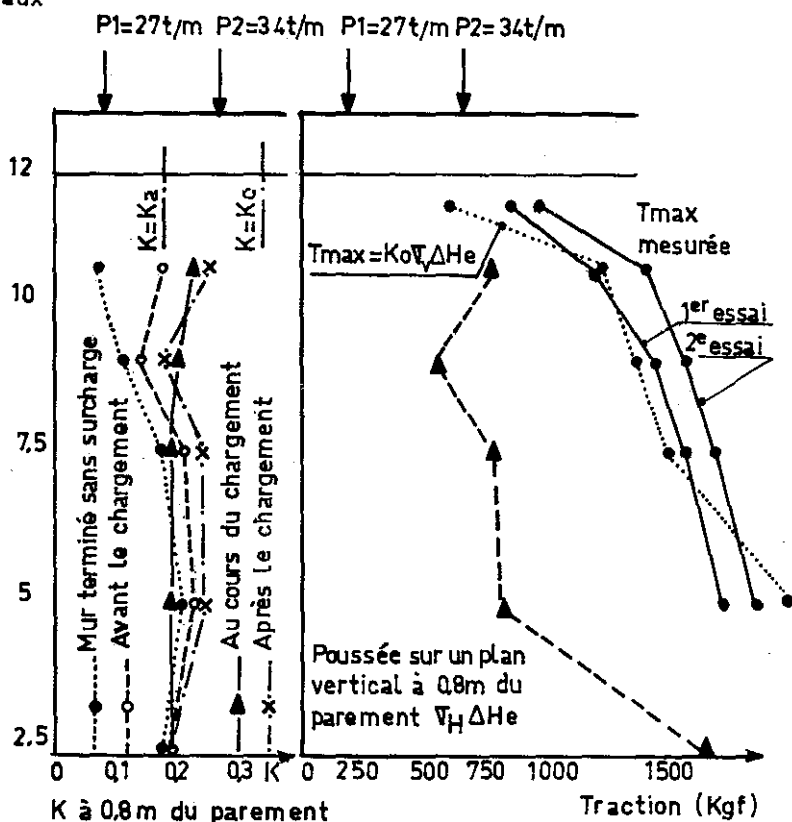


Fig. 9 : Etat de contraintes Mur surchargé

Fig. 10 : Tractions maximales théoriques et expérimentales - Mur surchargé

données par la formule :

$$T_{max} = K_0 \cdot \sigma_v(\max) \cdot \Delta H \cdot e \quad (2)$$

où  $\sigma_v(\max)$  est la contrainte verticale maximale mesurée.

### 2.3. Efforts de traction dans les armatures

La figure 11 présente la répartition des efforts de traction mesurés dans un lit d'armatures, lors des différentes étapes de l'expérimentation. Les efforts de traction dues aux surcharges sont temporairement irréversibles et des tractions résiduelles importantes subsistent dans les armatures après les passages des portiques.

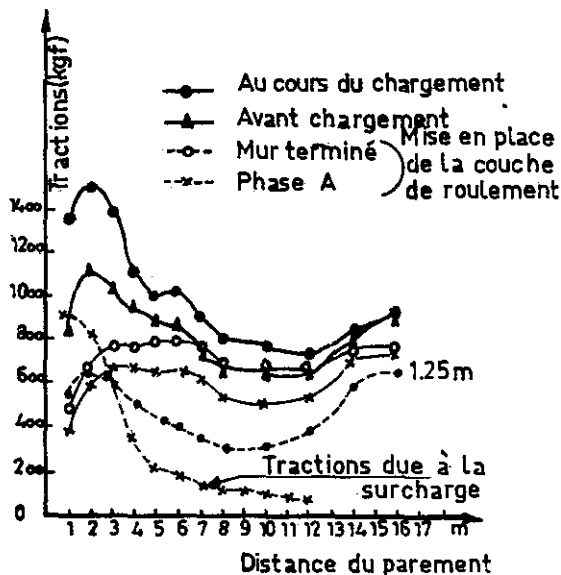


Fig. 11 : Répartition de la traction le long de l'armature en différentes étapes

La figure 12 donne les lieux des tractions maximales pour chaque étape. On constate que la construction, le compactage et les passages des portiques en tête du mur en terre armée ont pour effet de modifier le lieu des tractions maximales dans les armatures. Toutefois le lieu des tractions maximales dans le mur surchargé en tête est situé sur la verticale passant par le point d'application de la surcharge, laquelle coïncide pratiquement avec le lieu des tractions maximales dans le mur avant le chargement.

La figure 13a montre la comparaison entre les répartitions expérimentales des tractions maximales dues aux surcharges (1er et 2ème essais) et celles déterminées par la théorie de Gerrard et Harrison en considérant le massif en Terre Armée comme un milieu de Westergaard c'est-à-dire un milieu élastique anisotrope. (5,6). Cette comparaison confirme que la théorie de l'élasticité est bien adaptée pour le dimensionnement des ouvrages en Terre Armée dans les conditions imposées par les surcharges de travail. Toutefois comme la théorie de Gerrard et Harrison considère pour le milieu de Westergaard des hypothèses très restrictives nous avons étudié également

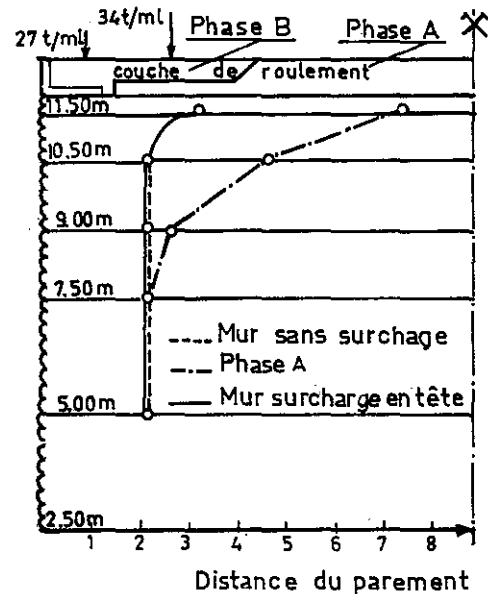


Fig. 12 : Lieux de tractions maximales. Mur seul et mur surchargé

la validité d'une méthode semi-empirique qui considère la relation :

$$\Delta T_{max} = K_0 \cdot \Delta \sigma_v(\max) \cdot \Delta H \cdot e \quad (3)$$

La contrainte verticale maximale due à la surcharge est déterminée respectivement par la théorie de Fröhlich (avec  $m=3$ ) et par la théorie de Westergaard.

La figure 13b montre la comparaison entre les résultats théoriques (eq. 3) et les résultats expérimentaux. On constate que la répartition à 2/1 conduit à des résultats conservateurs. Par contre la bonne concordance entre les résultats expérimentaux et les résultats théoriques dérivés de la méthode semi-empirique proposée (eq. 3) et en particulier ceux obtenus en considérant la théorie de Fröhlich ( $m=3$ ) confirment que les méthodes élastiques sont bien adaptées pour le dimensionnement des murs en Terre Armée soumis à des surcharges verticales en tête. Cette conclusion importante a été également confirmée par l'expérimentation en vraie grandeur réalisée sur la culée en Terre Armée à Lille (2).

### CONCLUSIONS

#### . Mur seul

1. La distribution des efforts de tractions dans les armatures montrent que ces dernières jouent un rôle partiel de tirant entre les deux parements auxquels elles sont fixées.
2. La répartition des tractions maximales correspond à la poussée du sol à l'état du repos ( $K_0$ ) ce qui diffère des résultats obtenus dans les autres expérimentations. L'effet de tirant joue là un rôle important.
3. Le lieu des tractions maximales est pratiquement vertical. Il limite une zone "active" étroite dont la largeur est d'environ 60 % de la largeur en tête du coin de Coulomb.

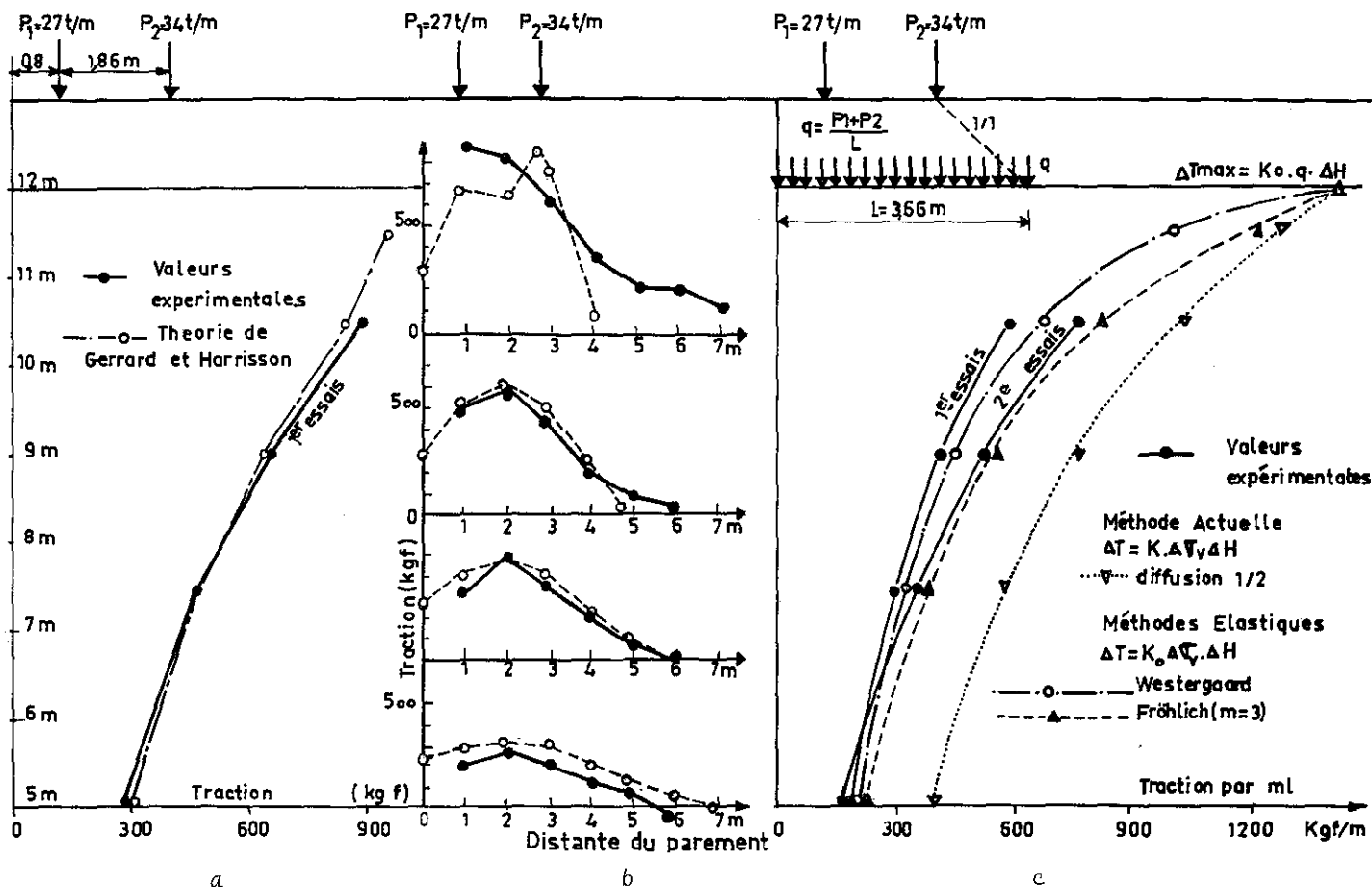


Fig. 13 : Valeurs théoriques et expérimentales des tractions maximales dues à la surcharge

#### Effets des surcharges

4. L'application de la surcharge ne modifie pas l'état des contraintes dans le sol et par conséquent la répartition des tractions maximales dans le mur surchargé en tête correspond à la poussée du sol à l'état de repos ( $T_{max} = K_0 \cdot \sigma_v(max) \cdot \Delta H \cdot e$ ).

5. Le lieu des tractions maximales est située sur la verticale passant par le point d'application de la surcharge et coïncide ainsi avec le lieu des tractions maximales dans le mur non surchargé.

6. Le renforcement du massif pulvérulent a pour effet de rendre le massif plus élastique et de réduire ainsi la concentration des contraintes verticales. Par conséquent les théories élastiques sont bien adaptées au dimensionnement du mur surchargé.

#### BIBLIOGRAPHIE :

- JURAN I. - Dimensionnement interne des ouvrages en Terre Armée - Thèse de Docteur Ingénieur 1977 - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
- JURAN I, SCHLOSSER F., LONG N.T., and LEGEAY G. - Full scale experiment on a Reinforced Earth bridge abutment in Lille 1978 A.S.C.E. spring convention.
- SCHLOSSER F., LONG N.T. - Comportement de la Terre Armée dans les ouvrages de soutènement. Proceeding 5th European Conference on Soil mec. 1972 Madrid
- SCHLOSSER F., LONG N.T. - Recent results in French research on reinforced earth journal of the const. div. A.S.C.E. vol 100 n°3 Proc. paper 10800 Sept. 1974.
- HARRISON W.J. and GERRARD C.M. - Elastic theory applied to Reinforced Earth. Journal of the soil mech and found div. SM. 12. 1972.
- WESTERGAARD H.M. - A problem of elasticity suggested by a problem in soil mechanics. Contrib. Mech of solids Timoshenko 60th anniversary vol. Macmillan New-York.
- SCHLOSSER F., LONG N.T. - Terre Armée dimensionnement des murs et culées de ponts Formation Continue E.N.P.C. 1974 -