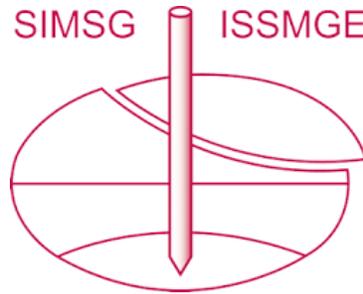


INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



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.

OUVRAGES EN TERRE ARMÉE SUR SOLS DE FAIBLE PORTANCE
REINFORCED EARTH STRUCTURES ON LOOSE SOILS
АРМИРОВАНИЕ ЗЕМЛЯНЫЕ СООРУЖЕНИЯ НА РЫХЛЫХ ГРУНТАХ

SCHLOSSER R., Ing. P.C., Chef du Département Sols et Fondations, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Professeur Adj. à l'École Nationale des Ponts et Chaussées - Paris

NGUYEN THANH LONG, Ing. Civ. P.C., Laboratoire Central des Ponts et Chaussées - Paris

SEVESTRE F., Ing. E.N.S.M. Chef de la Section Fondations, Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées du Bourget (France)

RESUME - La technique de la terre armée permet la construction d'ouvrages de soutènement reposant directement sur des sols de faible portance. Deux cas concrets de ce domaine d'utilisation sont d'abord présentés, cas dans lesquels a été économisé le coût de fondations profondes qu'il aurait été nécessaire de réaliser pour des ouvrages classiques en béton. Une telle utilisation de la terre armée résulte à la fois de la souplesse de ce matériau et de la technique de construction qui permet de réaliser un ouvrage par étapes, comme dans le cas d'un remblai. On expose ensuite les résultats de recherches sur des modèles réduits en laboratoire et de mesures sur des ouvrages, résultats qui montrent le mode de fonctionnement de la terre armée et l'interaction de la déformabilité du sol de fondation sur la stabilité interne des ouvrages. La fondation d'un ouvrage en terre armée peut être calculée avec un coefficient de sécurité de 2 vis-à-vis du poinçonnement du sol et avec des tassements différentiels pouvant atteindre 1/100 ou 2/100.

I. INTRODUCTION

La construction de murs de soutènement sur des sols relativement mous, nécessite presque toujours le recours à des fondations profondes. En plus de son coût élevé, cette solution a l'inconvénient de poser des problèmes complexes : poussées latérales sur les pieux, frottement négatif.

L'utilisation de la technique de la terre armée (VIDAL 1966, SCHLOSSER et VIDAL 1969) permet dans ce cas de réaliser des ouvrages de soutènement reposant directement sur les sols mous de surface. Cette technique, inventée et mise au point en France, consiste à armer, généralement horizontalement et par des bandes métalliques, un massif de sol. Les parements verticaux de l'ouvrage en terre armée sont souples et résistants : ils sont constitués par une peau formée soit d'éléments métalliques souples, soit d'écaillés de béton liées entre elles par des joints flexibles. Le matériau terre armée, et par suite tout ouvrage construit avec ce matériau, possède une déformabilité équivalente à celle de la terre utilisée ; à la rupture, lorsque le frottement entre le sol et l'armature est suffisant, tout se passe comme si la terre possédait dans le sens des armatures une cohésion anisotrope et directement proportionnelle à la résistance à la traction des armatures (SCHLOSSER et NGUYEN THANH LONG 1972).

Cette communication présente deux cas concrets

d'ouvrages en terre armée sur sols de faible portance et expose les résultats de recherches sur le dimensionnement de ces ouvrages.

II. EXEMPLES D'UTILISATION DE LA TERRE ARMÉE

Les trous remarques suivantes qui résultent de la technologie de la terre armée permettent de mieux comprendre l'utilisation de ce matériau :

- 1) La souplesse des ouvrages en terre armée leur permet de supporter sans dommage des tassements globaux et différentiels importants.
- 2) La construction de la terre armée se fait par couches au même rythme qu'un remblai.
- 3) La construction d'un ouvrage en terre armée peut se faire par étapes lorsque le sol de fondation est de faible portance.

1. Murs de soutènement du Brimborion

Dans la construction d'une autoroute à la sortie de Paris, la nécessité de limiter l'emprise d'un remblai a conduit à envisager la construction de deux murs de soutènement de 6m de hauteur en moyenne et de 40m de longueur. Les sols de fondations étaient constitués en surface d'une couche de limon (alluvions modernes) de 5m d'épaisseur, puis d'une couche de grave (alluvions anciennes) reposant sur un substratum de craie (fig. 1a). La craie comportait une importante zone d'alté-

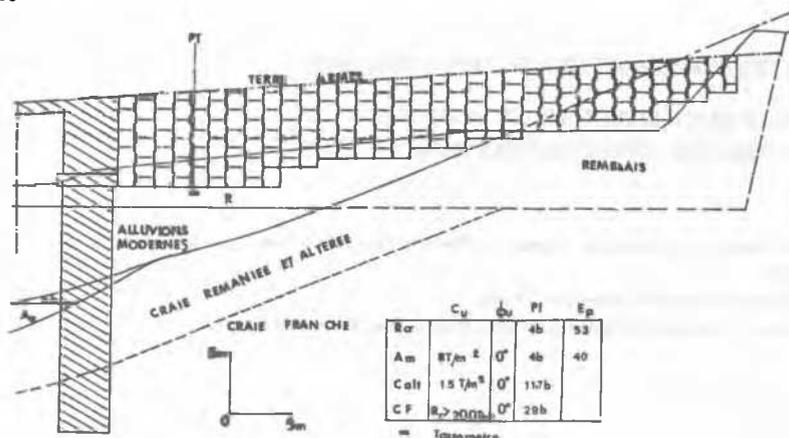


Fig. 1a - Coupe longitudinale

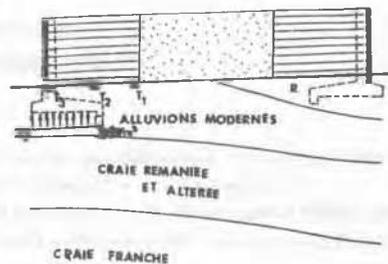


Fig. 1b - Coupe transversale suivant PT

ration. Les caractéristiques de la couche de limon étaient médiocres et hétérogènes :

Pression limite au pressiomètre $P_L = 4,6 \text{ bar}$ | $C_u = 0,8 \text{ bar}$ | $\gamma = 1,9 \text{ T/m}^3$
 Module moyen pressiométrique : $E_p = 40 \text{ bar}$ | $0,10 < C_c < 0,30$ | $33 < w_L < 78$
 | | $11 < w_p < 30$

Cette couche se révéla surconsolidée, mais il fut difficile de déterminer avec précision la valeur de la pression de préconsolidation σ'_c . Au milieu de la couche, on adopta la valeur : $\sigma'_c = 1,5 \text{ bar}$.

Initialement, il avait été prévu deux murs de soutènement en béton armé fondés sur des semelles de 6m de large (fig.1b) et encastrés de 2m dans le terrain naturel. Le taux de travail moyen était de 2,1 bar avec un maximum de 2,3 bar. Cela conduisait à un coefficient de sécurité approximativement égal à 2 pour le poinçonnement et à un tassement prévu dont l'amplitude était d'environ 10cm calculée par la méthode oedométrique et de 8,6cm calculée par la méthode pressiométrique, la première valeur étant très approximative, compte tenu de l'imprécision sur σ'_c . A ces valeurs limites s'ajoutait le fait que l'une des extrémités des murs reposait sur un remblai crayeux très hétérogène, situé à l'emplacement d'anciennes carrières, pour lequel on pouvait craindre des déplacements sous l'action du mur et du remblai. Il fut donc décidé de fonder les murs sur des pieux, ou plus précisément sur des barrettes de paroi moulée, ancrées dans la craie saine, à environ 15m sous la surface du terrain naturel. Le coût de telles fondations profondes était élevé, puisqu'il représentait une fois et demie le coût des murs en béton armé. Par ailleurs, ces fondations profondes devaient être dimensionnées pour pouvoir résister à la fois aux poussées latérales dues à l'action du remblai et aux déformations possibles de la pente.

Peu de temps avant la réalisation de ce projet, une solution terre armée fut proposée.

Elle consistait à remplacer les deux murs de soutènement en béton par deux murs en terre armée ayant une épaisseur approximativement égale à leur hauteur (fig.1b) et reposant directement sur le sol de surface au même niveau que le remblai intérieur. Les parements étaient en écaillés de béton et la terre utilisée était, comme pour le remblai, un sable fin légèrement pollué (équivalent de sable ES-42). Cette solution qui fut finalement adoptée a permis :

- 1) Une économie représentant environ les 2/3 du coût du projet avec murs en béton et fondations profondes.
- 2) Une construction rapide (3 semaines) pour l'ensemble murs en terre armée- remblai,

ces deux ouvrages étant mis en place simultanément par couches de 33cm.

Une série de tassomètres a été posée à la base de l'ouvrage. Les résultats des mesures (fig.2) montrent que le tassement a même valeur sous le remblai et sous les murs et qu'il s'agit essentiellement d'un tassement de consolidation stabilisé au bout d'un an. Son amplitude est moins élevée que prévue puisqu'elle est de 6cm ; cette valeur correspond dans la méthode oedométrique à une pression de consolidation $\sigma'_c = 1,7 \text{ bar}$ au milieu de la couche de limon.

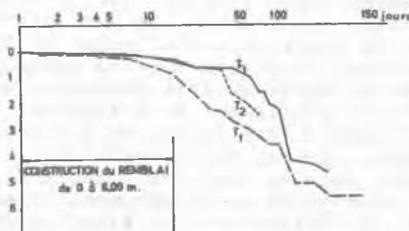


Fig. 2 - Tassements sous le remblai et les murs en terre armée

2. Murs de soutènement de l'échangeur de Sète.

L'aménagement d'un échangeur à Sète, en bordure d'un canal, nécessitait la construction de chaussées à des niveaux différents sans que soit interrompue la circulation routière. Les sols de fondations étaient (fig. 3) constitués de :

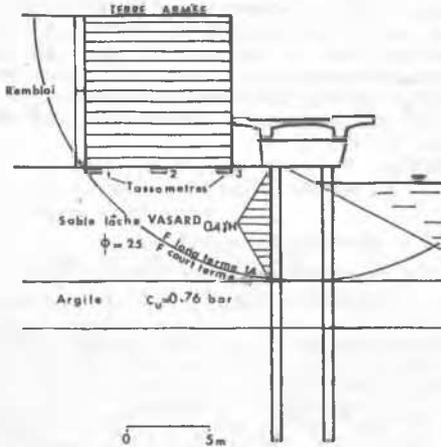


Fig. 3 - Ouvrage en bordure du canal

- une couche superficielle de sables lâches et vasards de 4 à 5m d'épaisseur et de caractéristiques médiocres :

$$C = 0, \phi = 25^\circ, p_1 = 2,5 \text{ bar}, E_p = 45 \text{ bar}$$

- une couche d'argile plastique, normalement consolidée de 3m d'épaisseur ayant pour caractéristiques :

$$C_u = 0,7 \text{ bar}, \phi_u = 0, p_1 = 4 \text{ bar}, E_p = 45 \text{ bar}$$

- un substratum de marne altérée ayant pour caractéristiques moyennes :

$$C_u = 1,6 \text{ bar}, \phi_u = 0, p_1 = 8 \text{ bar}, E_p = 120 \text{ bar}$$

La limitation de la zone d'emprise avait conduit là aussi à prévoir des ouvrages de soutènement qui pour leur plus grande part furent réalisés en terre armée avec écaillles de béton. Le problème le plus intéressant fut posé par la zone en bordure du canal où l'une des chaussées devait être construite par empiètement sur ce dernier. Initialement, il avait été envisagé une solution de rideau de palplanches ancrées en tête qui fut abandonnée car la mise en place des ancrages n'aurait pas permis de conserver la chaussée existante en bordure du canal et qui était nécessaire au maintien de la circulation. La solution finalement retenue a consisté en la réalisation d'un viaduc fondé sur des pieux encastres d'environ 6m dans la marne, puis d'un mur en terre armée avec remblai supportant la chaussée supérieure.

La stabilité à court terme de ce mur en terre armée de 9m de hauteur au maximum et d'une épaisseur approximativement égale à la hau-

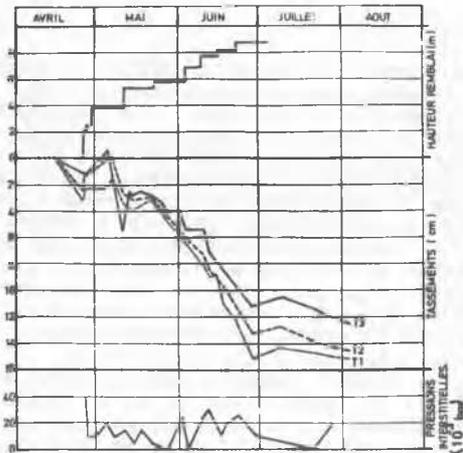


Fig. 4 - Tassements et pressions interstitielles sous le mur en terre armée

teur, n'était pas assurée. Le coefficient de sécurité vis-à-vis d'un poinçonnement du sol de fondation (sable lâche) était voisin de 1, de même que celui vis-à-vis d'une rupture circulaire (fig. 3) englobant le mur.

La stabilité à long terme vis-à-vis de ce dernier type de rupture présentait par contre un coefficient de sécurité de $F=1,4$ en prenant les caractéristiques suivantes et uniformes $C' = 0, \phi' = 28^\circ$, résultant de la consolidation des sables lâches.

Compte tenu de la relative perméabilité de ces sables, il était probable que les surpressions interstitielles se dissiperaient au fur et à mesure de la construction de l'ensemble mur-remblai et qu'il ne serait pas nécessaire de recourir à une construction par étapes comme dans le cas des remblais sur sols mous. Des piézomètres, ainsi qu'une série de tassomètres, furent posés à cet

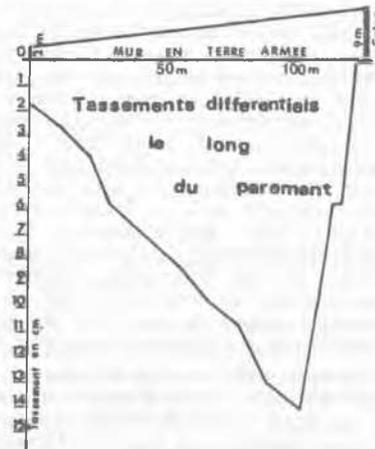


Fig. 5 - Tassements finaux sous le mur en terre armée

effet pour suivre l'évolution durant la construction du mur. Les résultats des mesures sont indiqués sur la figure 4; ils montrent la dissipation immédiate des surpressions interstitielles et l'amplitude moyenne du tassement qui se situe aux environs de 1,3cm. On remarque également que le mur a plus tassé du côté opposé au canal que sur le bord du canal, ce qui traduit des déformations du sol de fondation le long de la surface de rupture circulaire potentielle. Ces déformations conduisent à des poussées latérales sur les pieux du viaduc qui furent dimensionnés pour résister à des moments de $25 T \times m$. La figure 5 montre les tassements différentiels le long du mur en terre armée leur valeur maximum est de 0,7cm par mètre linéaire, ce qui n'a entraîné aucun dommage du mur.

II. DIMENSIONNEMENT ET INFLUENCE DE LA FONDATION

1) Fonctionnement d'un ouvrage en terre armée

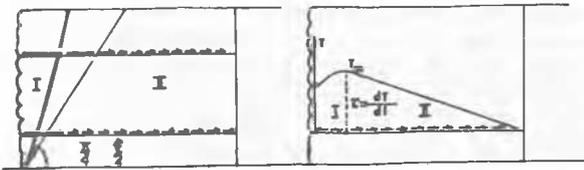


Fig. 6 - Répartition des tractions dans les armatures d'un mur en terre armée

Une série d'expérimentations sur des ouvrages réels ainsi que des mesures sur des modèles réduits en laboratoire ont montré que les tractions dans les armatures d'un ouvrage en terre armée ne sont pas maximales sur le parement mais qu'elles se répartissent comme l'indique la figure 6. La contrainte de cisaillement sur l'armature étant égale à $\tau = dF/dL$, on met en évidence deux zones dans le massif : la première située près du parement dans laquelle la contrainte τ étant dirigée vers l'extérieur du mur, la terre a tendance à entraîner les armatures ; la seconde dans laquelle la contrainte τ étant dirigée vers l'intérieur, le sol a tendance à retenir les armatures. La frontière entre les zones (I) et (II) représente la ligne des tractions maximales ; elle est presque verticale dans le cas d'un mur à surface de remblai horizontale et conduit pour la zone I à un volume plus petit que le coin de COULOMB limité par la droite inclinée à $\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$ sur l'horizontale. La partie d'armature dans la zone (II) est appelée longueur d'adhérence. Un des aspects caractéristiques des ouvrages en terre armée est que la frontière entre les deux zones (I) et (II) est essentiellement variable en fonction de la géométrie, des sollicitations et des tassements du sol de fondation.

2) Dimensionnement interne

L'équilibre interne d'un massif en terre armée nécessite d'une part que chaque armature soit suffisamment résistante vis-à-vis de la traction maximum T_m et d'autre part que la longueur d'adhérence soit suffisante. Nous nous intéresserons ici à l'évaluation de T_m . La méthode jusqu'à présent utilisée consiste à supposer qu'au voisinage du parement la terre est en état de rupture et que les tractions dans les armatures sont uniformes et égales à T_m . En équilibrant localement la poussée sur la peau et la traction dans les armatures, il vient :

$$K_a \sigma_v \Delta H = T_m$$

avec : σ_v : contrainte verticale,

ΔH : espacement entre deux lits d'armatures.

La détermination de σ_v se fait en considérant l'équilibre de la partie du mur située au-dessus de l'armature sous l'action de son poids, de la poussée du remblai, de la réaction de la base et en adoptant une hypothèse de répartition de σ_v le long de l'armature.

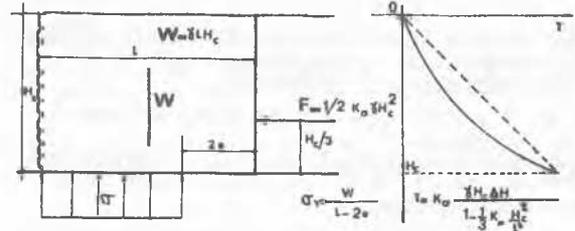


Fig. 7 - Dimensionnement interne: Tractions dans les armatures d'un mur en terre armée.

Dans le cas d'un remblai horizontal et avec la répartition de MEYERHOF (fig. 7), la hauteur critique ou à la rupture H_c d'un mur en terre armée, de géométrie rectangulaire, de lits d'armatures d'égale résistance R_T espacés régulièrement, est donnée par :

$$H_c = \frac{R_T}{\gamma K_a \Delta H} \left[1 - \frac{1}{3} K_a \left(\frac{H_c}{L} \right)^2 \right]$$

La comparaison de cette expression théorique avec des résultats expérimentaux sur modèles réduits montre que la méthode est pessimiste (fig. 8), même si l'on tient compte de l'influence de la rigidité de la peau. La forme générale de la courbe (H_c , L) est par contre la même : elle montre que lorsque $L > H$, l'influence de la poussée du remblai devient faible.

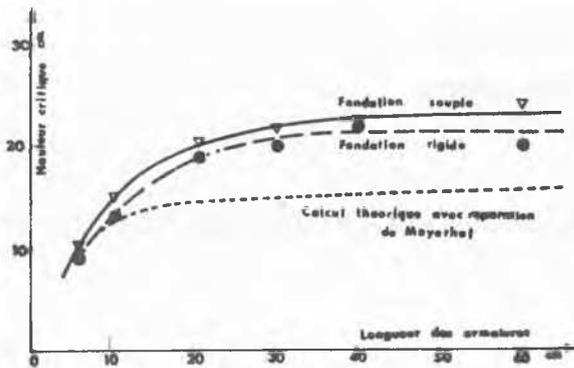


Fig. 8 - Variation de la hauteur critique d'un mur en fonction de la longueur des armatures

3) Influence de la fondation

Le graphique de la figure 8 donnant les résultats d'essais sur modèles réduits en laboratoire montre que la hauteur critique d'un mur augmente avec la déformabilité de la fondation. L'examen des contraintes mesurées à la base des murs (fig. 9) permet d'ailleurs de penser que cette hauteur est en relation directe avec la valeur maximum de la contrainte verticale sur la base laquelle est bien sur d'autant moins élevée que la déformabilité du sol de fondation est plus grande. Il y a donc interaction entre la stabilité interne du mur et les tassements de la fondation.

La méthode de dimensionnement précédente ne permet pas de prendre en compte cette interaction. La répartition de MEYERHOF est en effet celle qui donne l'uniformisation la plus grande dans la répartition des contraintes à la base d'une fondation, c'est-à-dire la plus petite valeur pour le maximum de la contrainte verticale. Or les répartitions réelles déduites de mesures sur des modèles ou sur des ouvrages en vraie grandeur indiquent toujours un maximum au voisinage du parement.

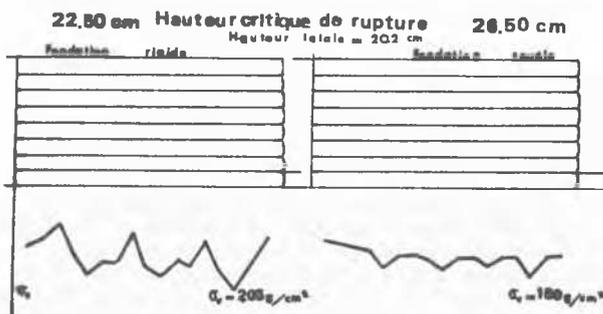


Fig. 9 - Répartition des contraintes à la base des murs

Si l'on prenait les valeurs réelles de ces maxima, l'écart entre les résultats théoriques et les résultats expérimentaux serait plus important que celui constaté dans la figure 6. La méthode de dimensionnement actuellement utilisée est donc trop simple pour rendre compte des phénomènes réels.

3) Stabilité externe

Dans la stabilité externe d'un ouvrage en terre armée, le dimensionnement de la fondation peut être effectué en utilisant les règles suivantes qui tiennent compte de l'expérience et des recherches dans ce domaine :

- Coefficient de sécurité égal à 2 vis-à-vis d'un poinçonnement du sol de fondation ;
- Tassement global limité par les seules conditions d'utilisation de l'ouvrage ;
- Tassement différentiel inférieur à 1/100 dans le cas d'une peau en écailles de béton et à 2/100 dans le cas d'une peau en éléments métalliques (tassement maximum observé 2,5/100)

CONCLUSIONS

La terre armée permet de construire sur les sols mous ou de faible portance des ouvrages de soutènement souples, capables de supporter sans dommage de grandes déformations. Ces ouvrages sont fondés superficiellement et leur construction est tout à fait semblable à faire par étapes lorsque la stabilité du sol de fondation l'exige.

Le dimensionnement utilise des règles spécifiques au matériau terre armée, tant pour la stabilité interne que pour la stabilité externe. La méthode de calcul permettant de déterminer les forces de traction maxima dans les lits d'armatures est pessimiste et conduit à des hauteurs à la rupture inférieures aux valeurs expérimentales.

REMERCIEMENTS

Les auteurs expriment leur reconnaissance à leurs collègues MM. BAGUELIN, BUSTAMANTE, LEGEAY et GUEGAN pour leur collaboration et leur contribution à cette étude.

BIBLIOGRAPHIE

- VIDAL H. (1966) La terre armée. Annales de l'I.T.B.T.P. Juillet-août.
- SCHLOSSER F. et VIDAL H. (1969) La terre armée. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées. N° 41.
- SCHLOSSER F. et NGUYEN THANH LONG (1972) Comportement de la terre armée dans les ouvrages de soutènement. 5ème Congrès Européen de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations - Madrid.