

GUILLOUX A. et JAILLOUX J.-M.

Société La Terre Armée, France

Essai de rupture en vraie grandeur d'un mur en terre armée par corrosion accélérée**Full scale failure test on a reinforced earth wall by accelerated corrosion**

An experimental reinforced earth wall, 6 m high, was designed to study failure by corrosion of the strips. The strips were 0,6 mm thick non galvanized steel. Corrosion was induced in the strips by sprinkling salty water on the surface. The behaviour was observed measuring the resistivity, the facing deformations and by checking the corrosion on pieces of strips buried in the soil and pulled out periodically. The failure occurred approximately 9 months of subjecting the wall to the salty water, W, corrosion development and failure were as predicted. An other conclusion is that the walls are generally oversized for failure.

1 - PRÉSENTATION DE L'EXPERIMENTATION

Parmi tous les essais et recherches effectués depuis une quinzaine d'année sur les ouvrages en terre armée, aucun essai de rupture en vraie grandeur n'avait été réalisé. La société "La Terre Armée" a donc conçu et réalisé la première expérimentation de ce type, en construisant un mur poussé à la rupture par corrosion accélérée.

L'ouvrage de 6 m de hauteur, réalisé avec des

armatures très minces (0,6 mm) pour faciliter la corrosion, était arrosé avec une eau chlorurée. Le suivi de l'ouvrage était essentiellement réalisé par l'examen de témoins extraits du massif à intervalles réguliers. L'essai a commencé le 19 Octobre 1977 et la rupture s'est produite le 7 Juillet 1978, soit près de 9 mois plus tard, alors que les estimations prévoient une durée de vie de 6 mois.

Cette expérimentation a essentiellement permis, outre un suivi de la corrosion, l'obser-

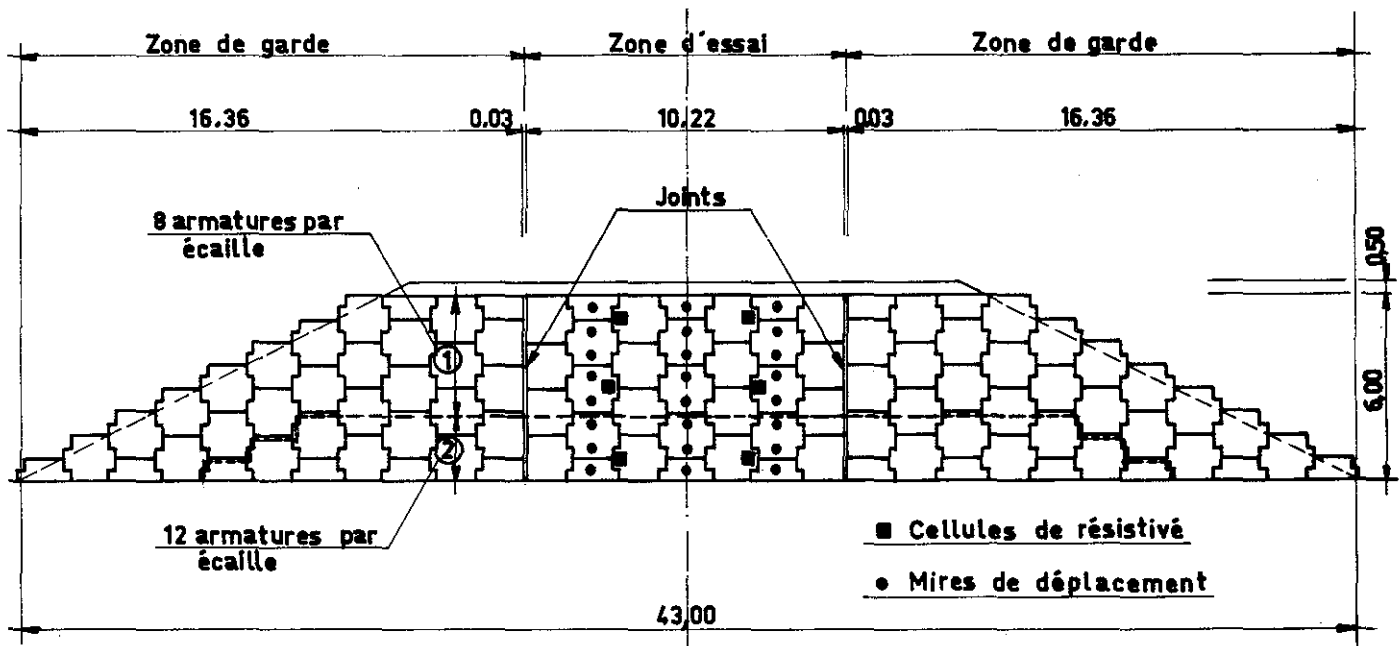


Fig. 1 : Vue en élévation du mur d'essai

vation en vraie grandeur du mode de rupture d'un ouvrage en terre armée, et la mesure du coefficient de sécurité au moment de la rupture.

2 - CONCEPTION DE L'EXPERIMENTATION

2.1. Géométrie

La zone d'essai proprement dite, de hauteur de 6 m et de longueur 10,22 m est flanquée de deux murs de garde. Un joint est ménagé dans le parement entre la zone d'essai et les murs latéraux de façon à l'isoler mécaniquement lors de la rupture (voir fig. 1).

L'ensemble du parement repose sur une semelle en béton sans remblaiement du pied de l'ouvrage. Le volume armé est prolongé à l'arrière par une zone de 3,50 m en terre-plein créant les conditions de poussée d'un ouvrage réel. Une étanchéité verticale sépare la zone d'essai d'un talus tronqué par un mur de 3 m de hauteur. Ce deuxième mur est utilisé comme appui pour l'extraction des témoins de corrosion.

Toute la zone humide repose sur une couche drainante destinée à collecter la saumure au bas de l'ouvrage. En partie haute une couche de 0,50 m de remblai a été mise en place afin d'homogénéiser la teneur en eau aux premiers niveaux d'armatures (Fig. 2).

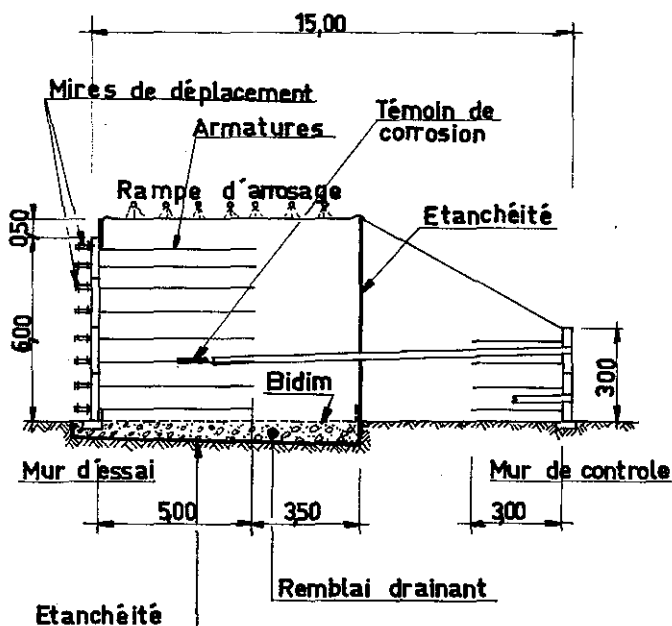


Fig. 2 : Coupe du mur d'essai

2.2. Matériau de remblai

Le remblai utilisé pour la zone d'essai est

un sable propre, très perméable. La granulométrie indique que le passant à 1 mm est de 90 % et le passant à 80 μm est inférieur à 5%.

Le poids volumique du matériau en place, à une teneur en eau moyenne de 6 %, est de 18,2 kN/m³. L'angle de frottement interne du sol mesuré à la valeur de la densité en place est de 37,5°.

Le matériau de remblai utilisé pour les murs de garde est nettement plus argileux, de façon à limiter la migration de l'eau de la zone d'essai vers les extrémités de l'ouvrage.

2.3. Armatures

De 5 m de longueur, les armatures en acier laminé à froid ont une section de 60 x 0,6 mm. Elles sont au nombre de 8 ou 12 par écaille (fig.1). Les amorces sont fabriquées dans le même feuillard. Deux boulons travaillant chacun en double cisaillement assurent la liaison amorce-armature.

Le métal utilisé présente les caractéristiques suivantes :

- Résistance à la rupture : 355 N/mm²
- Limite élastique : 275 N/mm²
- Allongement à la rupture : 30 %

L'effort de rupture d'une armature est de 12 780 N.

L'épaisseur de l'armature a été choisie pour obtenir une diminution très rapide de la résistance de l'armature au cours de l'essai. Bien entendu la valeur retenue, de 0,6 mm, conduit à une dégradation non représentative d'une corrosion sur armature épaisse de 5 mm couramment utilisée (perforations au lieu d'une perte d'épaisseur relativement homogène).

L'essai réalisé n'a en fait, vis-à-vis de la corrosion des armatures, guère plus de valeur qu'un essai de même durée en laboratoire, si ce n'est pour confirmer les résultats des essais à plus petite échelle (essais en caisse).

2.4. Suivi de l'ouvrage

- Témoins de corrosion

30 tronçons d'armatures ont été placés sur trois niveaux dans la partie inférieure du remblai, au milieu des armatures. Ces témoins, de 30 cm de longueur, sont liés à deux autres tronçons d'armatures, reconstituant exactement la liaison amorce-armature. La détermination précise de la différence de masse de chaque témoin, avant et après corrosion, permet le calcul de la perte moyenne d'épaisseur. On procède également à des mesures de résistance mécanique. En outre, l'examen de l'interface à l'attache permet de constater le comportement de l'assemblage vis-à-vis de la corrosion.

- Capteurs de résistivité

12 capteurs noyés dans le remblai renseignent sur l'évolution de la résistivité du milieu en fonction à la fois de la teneur en eau et de la teneur en sels du matériau, et permettent de vérifier au cours de l'essai l'homogénéité du milieu corrosif.

- Mires de mesures du déplacement

24 mires perpendiculaires au parement, placées sur trois sections, permettent de suivre les déformations du parement du mur. Ces mesures sont effectuées à l'aide d'un théodolite avec une précision de 1 mm.

2.5. Dimensionnement

L'ouvrage a été dimensionné de façon que les armatures les plus tendues travaillent au début de l'essai à une valeur proche de la limite élastique, en laissant cependant une marge nécessaire pour ne pas l'atteindre pendant les différentes phases de la construction, en particulier au moment du compactage. La valeur calculée de la contrainte maximale est d'environ 200 N/mm².

Une simulation de l'ouvrage en fonctionnement réalisée en laboratoire a permis de déterminer par des méthodes électrochimiques la valeur du taux de corrosion de l'acier dans des conditions d'agressivité voisines. L'extrapolation de la perte d'épaisseur à la valeur nécessaire pour atteindre la contrainte de rupture dans les armatures a donné une durée de vie de 6 mois environ.

2.6. Réalisation du milieu agressif

La surface du remblai a d'abord été arrosée avec de l'eau ordinaire pour amorcer la circulation générale dans le massif et la couche drainante. L'eau après décantation dans un premier bac est récupérée dans une citerne puis renvoyée par une pompe au sommet du mur où elle est dispersée.

Ensuite, on a ajouté à l'eau de la citerne du chlorure de sodium dans la proportion de 3% qui correspond à une agressivité maximale.

3. COMPORTEMENT AVANT RUPTURE

3.1. Aggressivité du matériau de remblai

Après quelques jours d'arrosage par la saumure, la concentration en sel dans l'eau du sol se stabilise entre 30 et 50 gr/l, correspondant à 1 500 p.p.m. de Cl⁻ dans le sol ; à titre de comparaison, rappelons que les spécifications de choix du matériau de remblai pour les ouvrages en terre armée indiquent que la teneur en chlorures doit être inférieure à 200 p.p.m. pour les ouvrages hors d'eau et 100 p.p.m. pour les ouvrages en eau douce. La résistivité du matériau de remblai, à la teneur en eau naturelle, s'établit entre 500 et 1 000 Ωcm, ce qui corres-

pond à des résistivités à saturation de l'ordre de 200 à 500 Ωcm, donc très inférieures à ce qui est admis dans les spécifications (1 000 Ωcm pour les ouvrages hors d'eau et 3 000 Ωcm pour les ouvrages en eau douce).

Puis l'arrosage est interrompu pendant plusieurs mois, et les résistivités mesurées s'échelonnent alors entre 800 et 1 500 Ωcm.

Avant de reprendre l'arrosage, nous avons réalisé deux sondages dans le mur, afin de vérifier l'homogénéité des caractéristiques dans le remblai. Les résultats ont été satisfaisants : la teneur en eau était comprise entre 4 et 6%, et la concentration en NaCl dans l'eau était de l'ordre de 30 à 40 g/l, sauf en surface où le sol était en partie lessivé.

Puis l'arrosage a été repris à partir du 1er juin 1978. Les résistivités mesurées ont à nouveau chuté jusqu'aux environs de 500 à 1 000 Ωcm.

3.2. Evolution de la corrosion des armatures

L'analyse des témoins de corrosion prélevés régulièrement permet de constater que :

- les pertes d'épaisseur, déterminées à partir de la perte de masse en supposant la corrosion uniforme, atteignent 80 μm par face au moment de la rupture. La diminution du taux de corrosion est conforme à la loi de Romanoff $e = kt^n$ (ref.1), avec t en mois et n = 0,55. (Figure n°3).

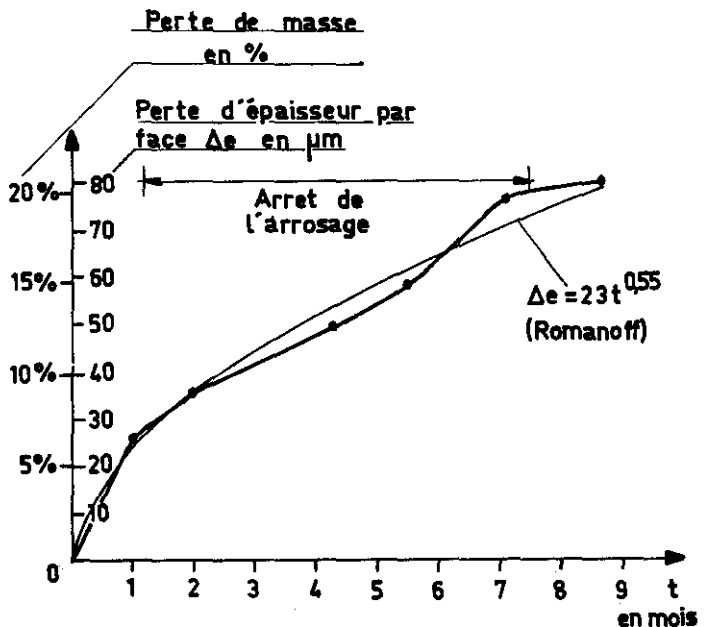


Fig. 3 : Evolution de la perte d'épaisseur des armatures

- les résistances des armatures, déterminées par des essais de traction mobilisés sur éprouvettes de 20 mm de largeur, diminuent, avec une légère atténuation, au cours du temps (figure n°4). La résistance finale de l'ordre de 5 kN est inférieure à la moitié de la résistance initiale. La limite élastique diminue également, mais plus lentement, et les deux valeurs se rejoignent au moment de la rupture.

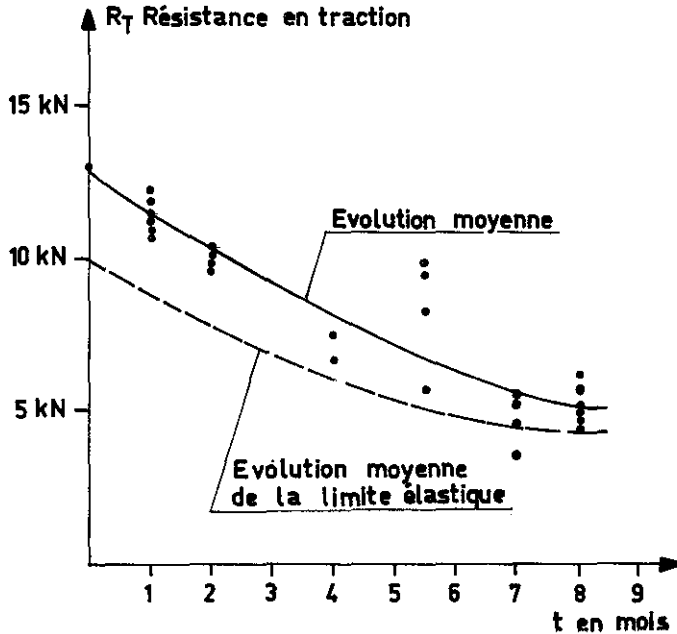


Fig. 4 : Evolution de la résistance des armatures

3.3. Evolution des déformations

Toutes les courbes de déplacement des mirettes fixées aux écailles ont la même allure (figure n°5).

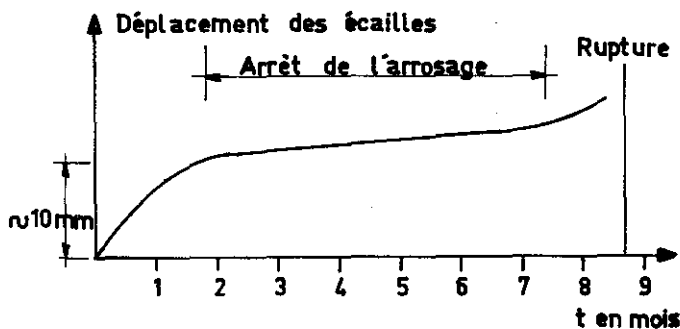


Fig. 5 : Evolution des déformations du parement

Les déplacements totaux sont restés assez faibles (de l'ordre de 20 mm), mais leur évolution est caractéristique. Le parement s'est assez rapidement déplacé vers l'avant au cours du premier arrosage, puis les déplacements ont peu évolué jusqu'à la reprise de l'arrosage. Depuis ce moment et jusqu'à la rupture, nous avons pu observer une accélération des déplacements, surtout à la mi-hauteur, signalant une rupture proche.

4. RUPTURE DE L'OUVRAGE

4.1. Analyse de la rupture

La rupture a eu lieu approximativement 9 mois après le début de l'expérimentation. Elle a été relativement soudaine, sans que de grandes déformations, autres que celles mesurées une semaine auparavant sur les mirettes, ne se manifestent. Ce phénomène doit être attribué essentiellement à la faible épaisseur des armatures, leur conférant une importante fragilité.

La vue en élévation du mur après rupture montre qu'il a été détruit sur toute la hauteur et sur une largeur de plusieurs écailles (figure n°6). De plus, nous avons pu observer que la rupture s'est produite par glissement le long d'une surface, et non par basculement du parement, ainsi qu'en témoignent les écailles tombées, qui se présentent toutes avec la face extérieure dirigée vers le haut. Aucune armature n'a présenté de défaut d'adhérence.

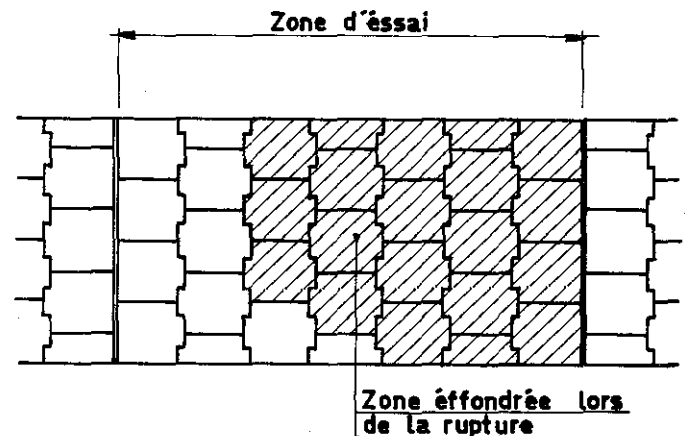


Fig. 6 : Vue du parement après rupture

La surface de rupture, qui est restée pratiquement verticale jusqu'à la démolition du mur, se situe entre 1 m et 1,5 m en arrière du parement (figure n°7). Il est à noter qu'elle se situe à l'intérieur de la zone active théorique, et qu'elle est voisine de la ligne des tractions maximales. Ce comportement observé est donc très proche du schéma théorique de calcul (réf. 2-4).

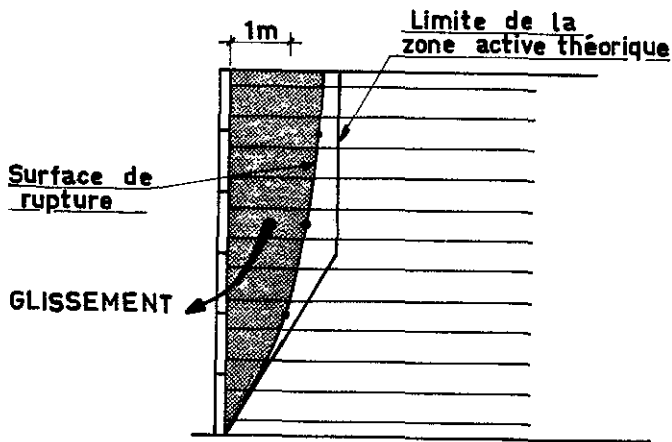


Fig. 7 : Localisation de la surface de rupture

4.2. Etat des armatures

Après la rupture, l'ouvrage a été démonté lit par lit, ce qui a permis d'observer précisément leur état. Elles présentent un aspect très corrodé, surtout dans la partie basse du mur, jusqu'à présenter de larges surfaces entièrement trouées. Par contre l'interface amorce-armature ne montre pratiquement aucune corrosion.

Les armatures sont cassées parfois en plusieurs points. Les points de rupture sont assez dispersés, une partie seulement se situant près de la ligne de rupture. Ceci s'explique par une redistribution des tractions dans les armatures à partir de l'initiation de la rupture. Il est probable que de nombreuses armatures se sont cassées après la rupture, en particulier lors du démontage du parement ; il n'est donc pas significatif d'analyser la répartition des points de rupture. Signalons toutefois qu'il n'y a eu aucune rupture à l'assemblage.

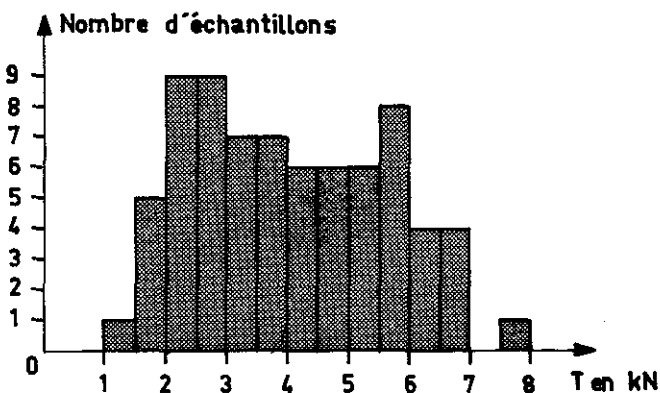


Fig. 8 : Histogramme des résistances à la rupture des armatures dans les zones les plus corrodées (N=73 échantillons)

Pour évaluer la résistance des armatures rompues, nous en avons prélevé 73 morceaux dans les zones les plus corrodées et nous avons réalisé des essais de traction sur ces échantillons, ce qui nous a permis d'établir un

histogramme des résistances à la rupture (figure n° 8).

La valeur moyenne observée, dans les zones les plus corrodées, est de l'ordre de 4,5 kN, c'est-à-dire du même ordre de grandeur que celle obtenue sur les témoins peu avant la rupture.

4.3. Evolution du coefficient de sécurité

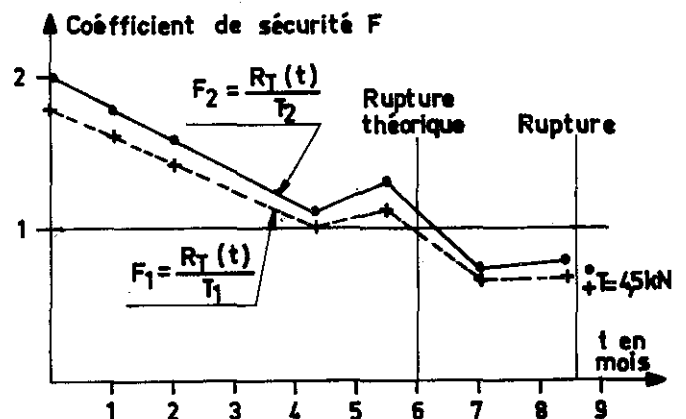
Nous avons calculé les tractions maximales dans les armatures par deux méthodes de dimensionnement :

- 1- La méthode classique, avec une répartition de Meyerhof, et un coefficient K égal à 0,3 (réf. 6). La traction maximale est $T_1 = 7,13$ kN.
- 2- La nouvelle méthode de dimensionnement avec la répartition de Meyerhof, mais faisant intervenir une valeur de K dépendant de l'angle de frottement ($\varphi = 37,5^\circ$) et variant avec la profondeur (réf. 5). Nous obtenons $T_2 = 6,42$ kN.

Nous avons porté sur la figure n° 9 l'évolution des coefficients de sécurité de l'ouvrage par rapport à la rupture :

$$F_1(t) = \frac{R_T(t)}{T_1} \text{ et } F_2(t) = \frac{R_T(t)}{T_2}$$

où $R_T(t)$ représente la résistance à la traction à l'instant t.



$$R_T(t) = \sigma_r \times b \times (e_0 - \Delta e)$$

σ_r : contrainte de rupture, déterminée expérimentalement (cf fig.4)

b : 60 mm largeur de l'armature,

e_0 : 0,6 mm épaisseur initiale de l'armature

Δe : perte d'épaisseur moyennée (cf. fig. 3)

T_i : traction maximale dans l'armature la plus sollicitée, déterminée par le calcul

Fig. 9 : Evolution du coefficient de sécurité à la rupture

Nous constatons que les deux méthodes surdimensionnent largement l'ouvrage vis-à-vis de la rupture ($F \approx 0,7$), mais que la nouvelle méthode est plus proche du comportement réel que la méthode classique.

Alors que la rupture aurait dû se produire aux environs de 6 mois ($F=1$), ainsi que cela était prévu, elle n'a eu lieu que 3 mois plus tard environ.

Le comportement à la rupture des ouvrages en terre armée est donc différent de celui pris en compte dans les méthodes de dimensionnement, qui sont plutôt des méthodes "aux charges de service". Ce résultat, déjà abondamment observé dans les études sur modèles réduits (réf. 3), indique que l'on dispose d'une sécurité importante vis-à-vis de la rupture.

5. CONCLUSION

Cette expérimentation, qui a vérifié le bien-fondé des hypothèses concernant l'évolution de la corrosion des armatures en acier ordinaire enterrées, a permis essentiellement d'observer pour la première fois la rupture en vraie grandeur d'un ouvrage en terre armée, et de confirmer les nouvelles méthodes de dimensionnement.

Les résultats du suivi de l'ouvrage justifient la prise en compte, basée sur l'hypothèse d'une corrosion uniforme, des pertes d'épaisseur plutôt que de résistance.

Le comportement à la rupture correspond bien au schéma théorique établi, en particulier en ce qui concerne la ligne de rupture ; les faibles déformations enregistrées sont à l'échelle de la minceur des armatures utilisées.

Enfin, il apparaît qu'un ouvrage en terre armée n'atteint la rupture que lorsque le coefficient de sécurité est devenu très inférieur à 1. Ce résultat montre que le dimensionnement "aux charges de service" procure une sécurité supplémentaire à la rupture.

BIBLIOGRAPHIE

- 1 DARBIN M., JAILLOUX J.M., MONTUELLE J. (1978)
Expérience et recherches concernant la durabilité des armatures de terre armée
A paraître dans le Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées
- 2 JURAN I., SCHLOSSER F. (1978)
Theoretical Analysis of failure in reinforced earth - ASCE Convention - Pittsburgh 24-28 April 1978
- 3 LONG N.T., SCHLOSSER F., GUEGAN Y., LEGEAY G. (1973)
Etude des murs en terre armée en modèle réduit bidimensionnel
Rapport de recherche L.C.P.C. n° 30 - Décembre 1973
- 4 SCHLOSSER F., LONG N.T. (1974)
Recent results in french research on reinforced earth. ASCE - Journal of constr.div-Sept. 1974 - pp 223-227
- 5 SCHLOSSER F., SEGRESTIN P. (1979)
Dimensionnement des ouvrages en terre armée par la méthode de l'équilibre local
Colloque international sur le renforcement des sols : "Terre Armée et autres techniques - E.N.P.C. - L.C.P.C. - Paris 20-22 mars 1979
- 6 Ouvrage collectif "Dimensionnement des ouvrages en terre armée"
Publication E.N.P.C. - L.C.P.C. Paris 1974