

II

DEUXIEME PARTIE

ETUDE DU COMPORTEMENT DES SOUTENEMENTS
EN SOL CLOUE

II.0 - INTRODUCTION

Le comportement des ouvrages en sol renforcé est complexe et dépend de plusieurs paramètres dont l'effet est souvent difficile à modéliser. En particulier, il ne nous est pas possible, du fait du programme de calcul utilisé, de modéliser la mise en place du renforcement, son effet sur l'état des contraintes dans le sol au voisinage de l'armature et sur le comportement global de l'ouvrage. De plus, comme on l'a noté plus haut, la modélisation bidimensionnelle adoptée peut conduire à des écarts entre la théorie et l'expérience. La loi de comportement prise en compte pour le sol ne permet pas de tenir compte des déformations différées qui peuvent intervenir dans le cas des sols fins. La modélisation d'interface sol-renforcement par le critère de plasticité orienté où l'adhérence parfaite ne permettent pas de décrire correctement l'interaction tridimensionnelle entre le sol et l'inclusion et de tenir compte de phénomènes fondamentaux tels que la dilatance et la rotation des axes principaux.

Ces difficultés nous ont conduit vers une étude de l'effet de divers paramètres et notamment de l'inclinaison des renforcements et leur rigidité sur le comportement d'un modèle théorique de mur en sol renforcé. Ces modèles théoriques sont bien sûr schématiques, ils sont constitués d'un mur en Terre Armée et d'un soutènement par clouage, où les armatures sont installées au cours de la construction sans que la mise en place de l'inclusion modifie l'état de contrainte dans le sol, l'état de contrainte initial est défini par le coefficient K_0 et l'interface sol-renforcement est simulée par l'hypothèse d'une adhérence parfaite ou d'un critère de plasticité orienté.

L'ouvrage à surface supérieure horizontale, parement vertical et armatures horizontales est réalisé soit par excavation dans le cas du clouage, soit par remblaiement dans le cas de la Terre Armée, et on simule toutes les phases de construction.

Une importance particulière a été accordée aux paramètres principaux qui séparent le clouage et la Terre Armée, à savoir :

- l'inclinaison des armatures,
- la rigidité à la flexion des inclusions,
- le mode et les phases de construction,

et leurs effets sur le comportement de l'ouvrage et la mobilisation des efforts dans les renforcements.

On a également considéré l'effet sur le comportement de l'ouvrage des paramètres suivants :

. propriétés du sol : cohésion, angle de frottement interne, angle de dilatance, module d'Young, coefficient de poussée latérale du sol au repos ;

- . caractéristiques de la paroi : rigidité,
- . méthodes de construction : effet du compactage,
- . paramètres propres à une modélisation numérique;

conditions aux limites,
critère orienté.

Pour mieux connaître les performances de programme on a procédé à la simulation d'ouvrages réels et on a comparé les valeurs mesurées sur ces ouvrages et les résultats des calculs par éléments finis.

L'effet des différents paramètres sur le comportement et en particulier sur les aspects les plus importants pour le dimensionnement des ouvrages (lieu des tractions maximales, valeurs des tractions maximales, mobilisation de l'effort de cisaillement dans les renforcements, etc.) a été comparé avec les résultats d'expérimentations sur modèles réduits de Terre Armée et de clouage réalisés au cours de ces dernières années au CERMES.

II.1 - MODELISATION NUMERIQUE

Afin de faire une étude analytique sur les principales différences qui séparent les deux techniques du clouage et de la Terre Armée ainsi que leur influence sur le comportement, nous avons mis au point un programme bidimensionnel de calcul en éléments finis "CLUTER" dérivé du programme "PAREF" édité par M. HUMBERT à la section des modèles numériques du LCPC.

Le programme de calcul "CLUTER", actuellement en service au Centre de Calcul de l'ENPC, est capable de tenir compte des trois différences essentielles du clouage et de la Terre Armée, c'est-à-dire : la méthode de construction, la rigidité et l'inclinaison des renforcements. Les caractéristiques générales de modélisation sont les suivantes :

II.1.1 - Le sol

Le sol est considéré comme un matériau élastique-parfaitement-plastique avec le critère de plasticité de Coulomb.

La recherche de l'équilibre élasto-plastique s'effectue par itération. Les calculs ont été menés avec des éléments de type "triangles à 3 noeuds".

Le comportement élasto-plastique du sol nous permet d'analyser le développement des zones plastiques.

Le programme de calcul peut traiter jusqu'à 20 couches horizontales de sol avec des caractéristiques différentes. Pour chaque couche, les caractéristiques du sol sont définies par les paramètres suivants :

AS(1)	cote de la limite inférieure
AS(2)	E module d'Young
AS(3)	ν coefficient de Poisson
AS(4)	c cohésion
AS(5)	ϕ angle de frottement interne
AS(6)	ψ angle de dilatance
AS(7)	γ poids volumique
AS(8)	K_0 coefficient de poussée latérale.

II.1.2 - Le parement et les armatures

Les renforcements ainsi que les éléments de parement sont modélisés par des éléments de flexion (poutre) à deux noeuds avec 6 paramètres. Cette modélisation par les éléments de flexion (poutre) nous permet d'étudier l'influence de la rigidité de flexion des armatures sur le comportement du mur.

Le parement est caractérisé par les paramètres suivants :

AP(1)	hauteur du parement
AP(2)	épaisseur
AP(3)	E module d'Young
AP(4)	ν coefficient de Poisson.

Les renforcements sont caractérisés par les paramètres suivants :

AT(1)	longueur des armatures
AT(2)	espacement latéral
AT(3)	inclinaison par rapport à l'horizontale
AT(4)	section
AT(5)	moment d'inertie
AT(6)	ν coefficient de Poisson
AT(7)	E module d'Young.

II.1.3 - Contact sol-parement

La discontinuité des déplacements entre le sol et le parement est modélisée avec une couche de sol à critère de plasticité orienté avec les caractéristiques suivantes :

c cohésion
φ angle de frottement interne.

II.1.4 - Contact sol-renforcement

Il existe deux options pour modéliser le contact sol-renforcement. La première option consiste à considérer un contact parfait entre le sol et les renforcements, c'est-à-dire la continuité des déplacements. Deuxièmement, on peut modéliser le contact avec deux couches de sol à critère de plasticité orienté en considérant la discontinuité des déplacements entre les noeuds des éléments du sol et les noeuds modélisant les renforcements.

Le caractère bidimensionnel de calcul, c'est-à-dire la modélisation des renforcements par une plaque équivalente, nous conduit à appliquer le même principe d'équivalence pour le frottement entre le sol et la plaque équivalente (Fig. 49) :

$$F_{eq} = n F_{armatures}$$

F frottement limite sol-renforcement
n nombre d'armatures par unité de longueur

Dans le cas des armatures minces de la Terre Armée ($b \gg t$)

$$\sigma \operatorname{tg} \phi_{eq} = \left(\frac{b}{e} \sigma \operatorname{tg} \phi \right)$$
$$\phi_{eq} = \operatorname{arc} \operatorname{tg} \left(\frac{b}{e} \operatorname{tg} \phi \right)$$

avec e espacement latéral,
 b largeur d'une armature,
 φ angle de frottement sol-armature.

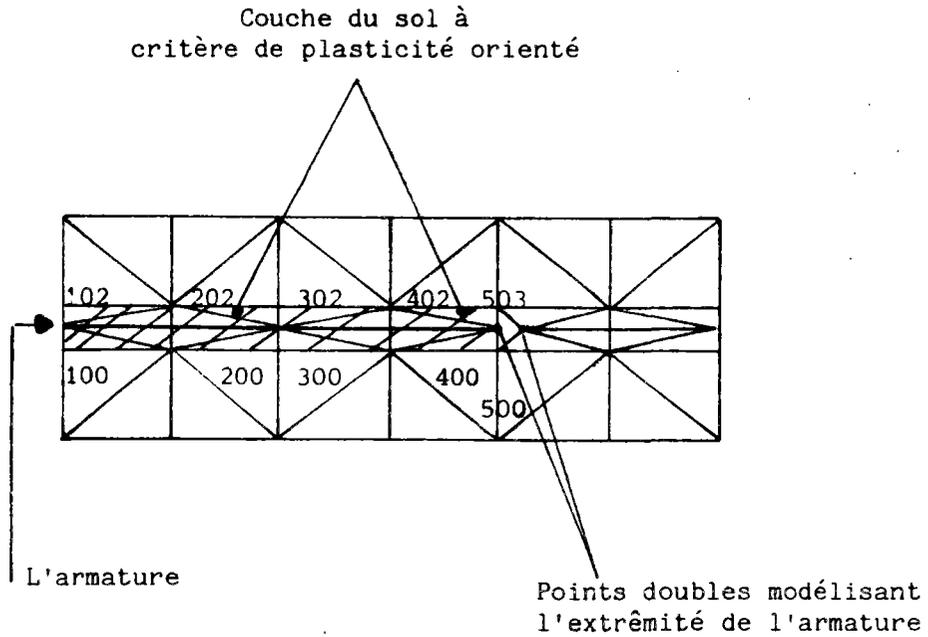


Fig. 48 - Modélisation de contact sol-renforcement avec le critère de plasticité orienté

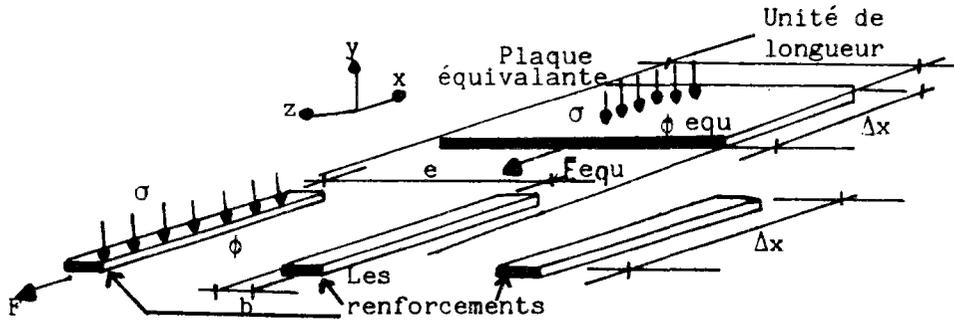


Fig. 49 - Principe d'équivalence pour le calcul de l'angle de frottement équivalent

Pour assurer la continuité des déplacements dans le massif du sol renforcé, on introduit des éléments de continuité (égalité des déplacements) entre les noeuds des éléments du sol autour de chaque armature.

Par exemple dans la figure (48) on introduit des éléments de continuité entre les noeuds :

$$\begin{array}{l}
 (100 - 102), (200 - 202) \\
 \dots \quad \dots \quad \dots \quad \dots \\
 (500 - 503), (502 - 503) \\
 \dots \quad \dots
 \end{array}
 \begin{array}{l}
 \left\{ \begin{array}{l} u_{100} = u_{102} \\ v_{100} = v_{102} \end{array} \right. \\
 \\
 \left\{ \begin{array}{l} u_{500} = u_{503} \\ v_{500} = v_{503} \end{array} \right. \\
 \dots \quad \dots
 \end{array}$$

Les extrémités des renforcements dans le sol sont modélisées par des points doubles qui assurent la continuité entre les éléments du sol et le renforcement. Cette modélisation empêche l'apparition de tractions aux extrémités des armatures. Cette traction n'existe pas bien sûr dans la réalité car cette extrémité est libre pour les murs classiques en Terre Armée et le clouage.

II.1.5 - Maillage et conditions au contour

Le maillage est construit automatiquement à partir des données géométriques (hauteur du parement, longueur des armatures, limite inférieure des couches de sol) et des données concernant les phases de construction (cote de fond de fouille, cote des armatures, etc.) en utilisant les cinq paramètres (NH1, NH2, NV1, NV2, NV3) qui déterminent le nombre des intervalles horizontalement et verticalement (Annexe I).

La limite horizontale inférieure est choisie rigide et parfaitement rugueuse (déplacements des points $u = v = 0$). Pour les limites verticales on choisit un déplacement horizontal nul ($u = 0$). Comme on le voit sur la figure 50, cinq paramètres sont utilisés pour déterminer la géométrie du maillage : C1, C4, C3 et l'épaisseur des couches de sol à critère orienté au voisinage du parement (C2) et des renforcements (C5).

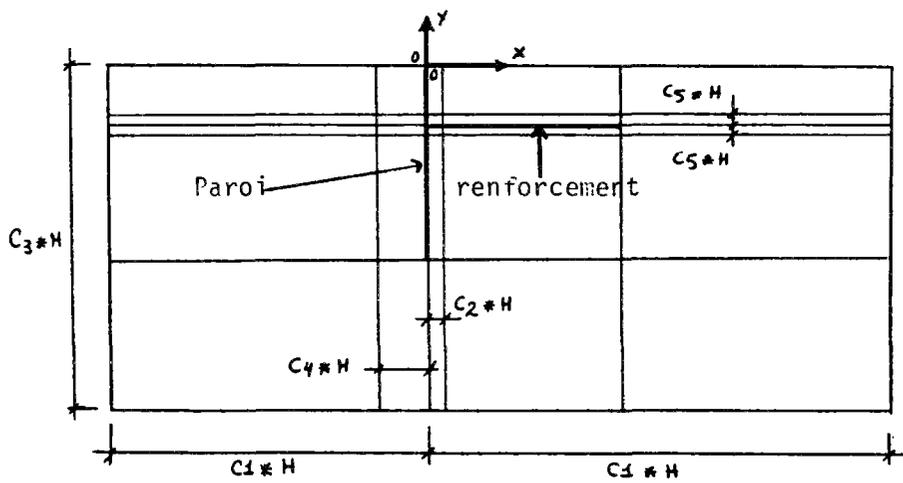
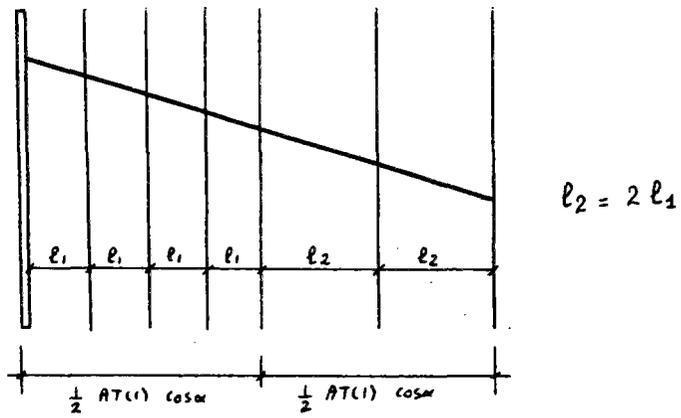
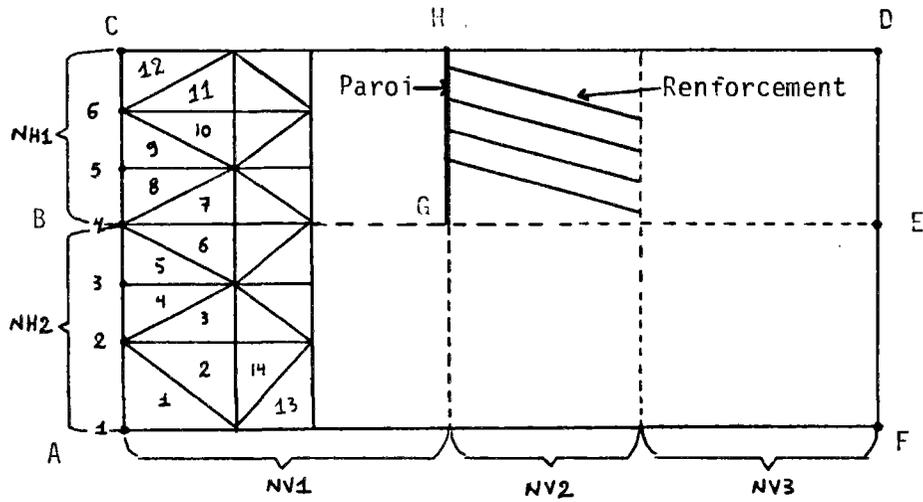


FIG. 50 - CARACTERISTIQUES DU MAILLAGE

Les intervalles horizontaux dans les zones NV1 et NV3 sont en progression géométrique, tandis que l'espacement horizontal des noeuds dans la zone NV2 est constant.

II.1.6 - Prise en compte des phases de construction

Le programme de calcul est adapté pour tenir compte des différentes phases de construction simulant la méthode de construction d'un mur par clouage ainsi qu'un mur en Terre Armée.

La matrice de rigidité et la matrice des forces sont calculées pour chaque phase à partir des éléments existants (sol-renforcement-continuité) en tenant compte du champ des contraintes de la phase précédente. Les incréments de déplacements et de contraintes sont calculés pour chaque phase et s'ajoutent aux déplacements totaux et aux contraintes totales de la phase précédente.

II.1.6.1 - Clouage

Dans le cas du clouage, le champ de contraintes dans le sol in-situ (bloc ACDF) est initialisé à l'état de repos ($\sigma_y = \gamma H$ et $\sigma_x = K_0 \gamma H$); ensuite on réalise une excavation phase par phase d'excavation ainsi que les numéros de tous les renforcements existants pour chaque phase, cote de fond de fouille pour cette phase et cote du parement déjà mis en place.

Cette souplesse de définition des caractéristiques de l'ouvrage pour chaque phase nous permet de modéliser toutes les phases de construction et de suivre l'histoire du chargement.

On a considéré trois simulations du mode de construction.

1) La première modélisation est basée sur un calcul phase par phase supposant une déformation instantanée du sol lors de chaque phase de l'excavation.

Première phase : excavation du sol sans aucun renforcement. Pour les phases suivantes, on considère que le parement et les armatures sont mis en place jusqu'à la cote de fond de fouille de la phase précédente et on réalise l'excavation. Le point important dans cette simulation est l'hypothèse d'une déformation instantanée du sol. Evidemment, avec cette hypothèse, la dernière armature ne travaille pratiquement pas.

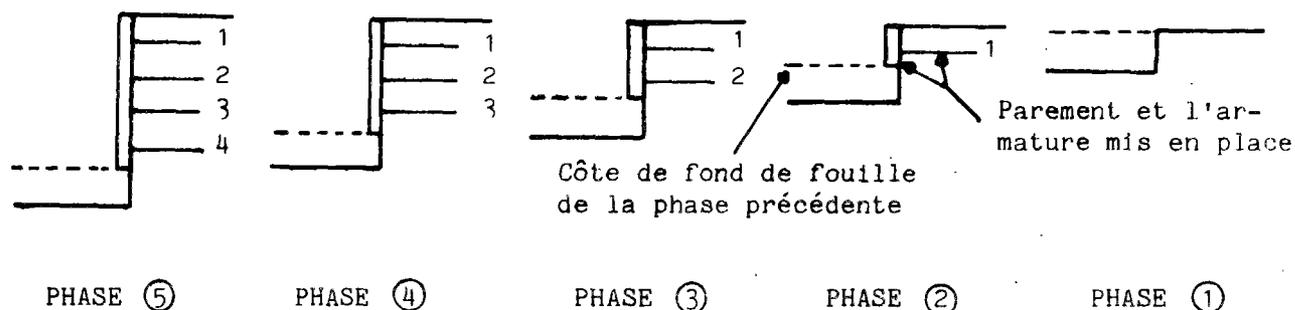


Fig. 51 - Les phases de construction d'un mur de clouage
Hypothèse de déformation instantanée du sol

2) La deuxième simulation consiste à considérer une vitesse de déformation très faible pour le sol.

Dans ce cas, on peut considérer que la durée de construction de l'ouvrage est très courte (voire négligeable) par rapport à la période nécessaire pour atteindre la déformation finale du sol.

Cette hypothèse nous conduit à construire le mur de clouage dans une seule phase avec toutes les armatures et le parement en place.

3) La troisième simulation est une approche intermédiaire supposant que le sol se déforme seulement après la mise en place du parement et des renforcements lors de chaque phase (excavation du matériau composite). On s'approche ainsi de la deuxième simulation.

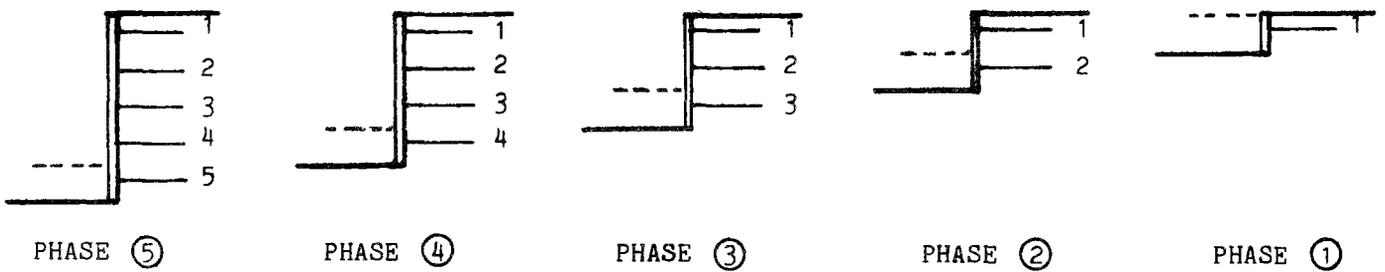


Fig. 52 - Les phases de construction d'un mur de clouage
L'excavation du matériau composé

II.1.6.2 - Terre Armée

Dans le cas de la Terre Armée le bloc ABEF constitue le sol in-situ à l'état de repos. Le mur en Terre Armée est monté couche par couche (bloc GHDE). Les données pour chaque phase sont constituées de la hauteur du mur pour cette phase, des numéros de toutes les armatures installées et de la cote du parement mis en place.

Trois simulations du mode de construction sont considérées :

1) Première simulation : hypothèse d'une déformation instantanée du sol. Chaque phase consiste à monter simultanément une couche du sol comprenant une armature et un élément du parement.

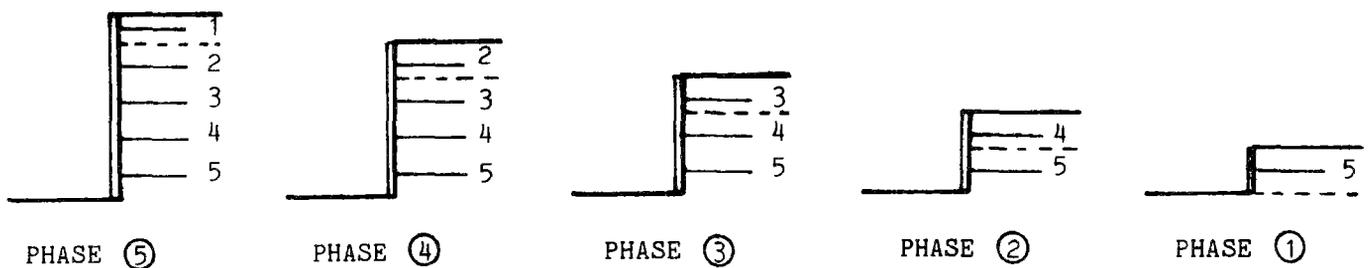


Fig. 53 - Simulation des phases de construction d'un mur en Terre Armée
Hypothèse de déformation instantanée du sol - 5 phases

2) La deuxième simulation considère l'hypothèse d'une déformation instantanée mais avec une modélisation plus exacte des phases de construction.

La première phase consiste à montrer une demi couche du col sans armature. Dans les phases suivantes : on ajoute simultanément une armature et une nouvelle couche de sol.

La dernière phase consiste à installer les dernières armatures et à mettre en place seulement une demi couche du sol.

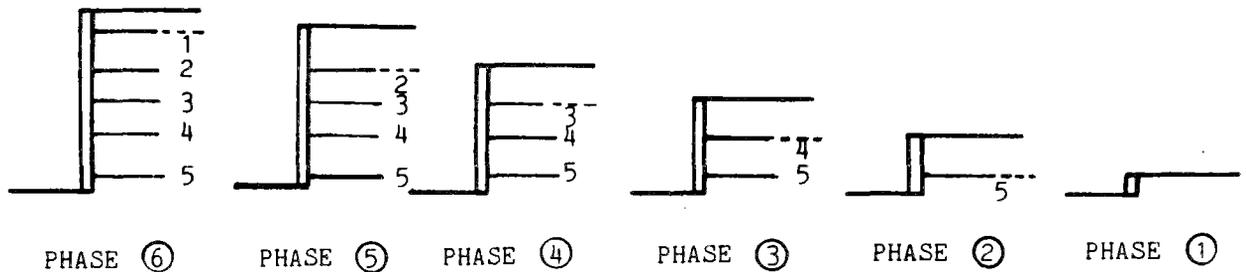


Fig. 54 - Simulation des phases de construction d'un mur en Terre Armée
Hypothèse de déformation instantanée du sol - 6 phases

3) La troisième simulation consiste à admettre une vitesse de déformation très faible. Cela nous amène à effectuer le calcul en considérant que le mur est construit par une seule phase.

II.1.7 - Inclinaison des armatures

Le programme modifie automatiquement le maillage initial (rectangulaire) afin d'assurer l'inclinaison demandée par l'utilisateur des armatures.

II.2 - ANALYSE DU COMPORTEMENT GENERAL DU SOL RENFORCE

Avant de présenter les résultats de l'étude paramétrique proprement dite, on montre les aspects généraux du comportement des ouvrages en Terre Armée et en sol cloué et l'effet des hypothèses de modélisation (prise en compte des phases de construction, modélisation des interfaces sol-renforcement,..) sur le comportement de ces ouvrages. On traite successivement :

- les déplacements du parement,
- les champs de déplacement dans le massif du sol,
- la déformée et les zones plastiques,
- les variations de la traction le long des armatures,
- les lieux et les valeurs de la traction maximale dans les renforcements.

Pour illustrer cette présentation générale, on considère un mur de 5 m de hauteur avec 5 lits d'armatures de 5,1 m de longueur, à espacement vertical et latéral de 1 m. Les caractéristiques des différents éléments sont indiquées dans le tableau II.1.

TABLEAU II.1 - PARAMETRES DE CALCUL

Parement

Hauteur : 5 m
Epaisseur : 0,1 m
E : 20,000 MPa
 ν : 0,25

Contact sol-renforcement

Contact parfait
Critère orienté : $c = 0$, $\phi = 30^\circ$

Contact sol-parement

$c = 0$
 $\phi = 30^\circ$

Le sol

E : 10 MPa
γ : 16 KN/m³
c : 0
φ : 30°
ν : 0,33
K₀ : 0,5

Caractéristiques des armatures

l : 5,1 m
E : 200,000 MPa
ν : 0,25
I : 0. ou (I φ 50 mm = 30.7 cm⁴)
S : (S φ 50 mm = 19.6 cm²)

Pour évaluer l'effet des phases de construction, on considère les cas suivants :

- | | |
|------------------------|---------------------------|
| - clouage 5 phases | (déformation instantanée) |
| - clouage 1 phase | (déformation différée) |
| - clouage 5 phases | (intermédiaire) |
| - Terre Armée 5 phases | (déformation instantanée) |
| - Terre Armée 1 phase | (déformation différée) |
| - Terre Armée 6 phases | (déformation instantanée) |

II.2.1 - Déplacements du parement

Dans un talus d'excavation ou dans un remblai, la présence d'armatures horizontales frottantes, résistant à la traction, réduit fortement les déplacements horizontaux.

Les déplacements horizontaux du parement sont tracés phase par phase sur les figures 55 et 56, respectivement pour le clouage et la Terre Armée.

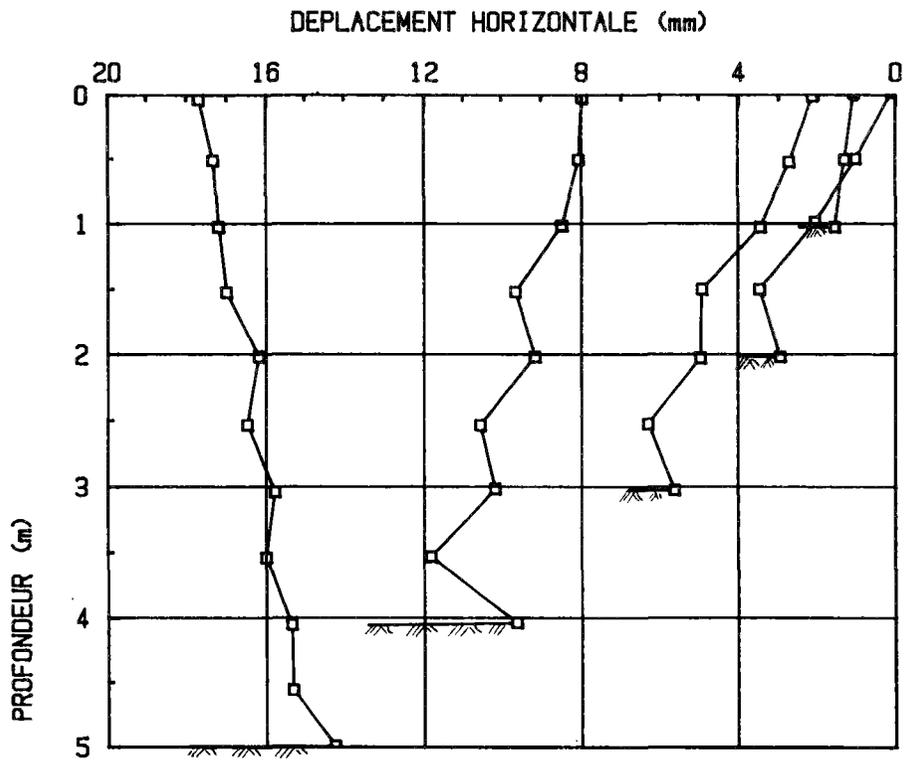


FIGURE 55 : DEPLACEMENT HORIZONTAL DU SOL CLOUE AU COURS DES PHASES D'EXCAVATION

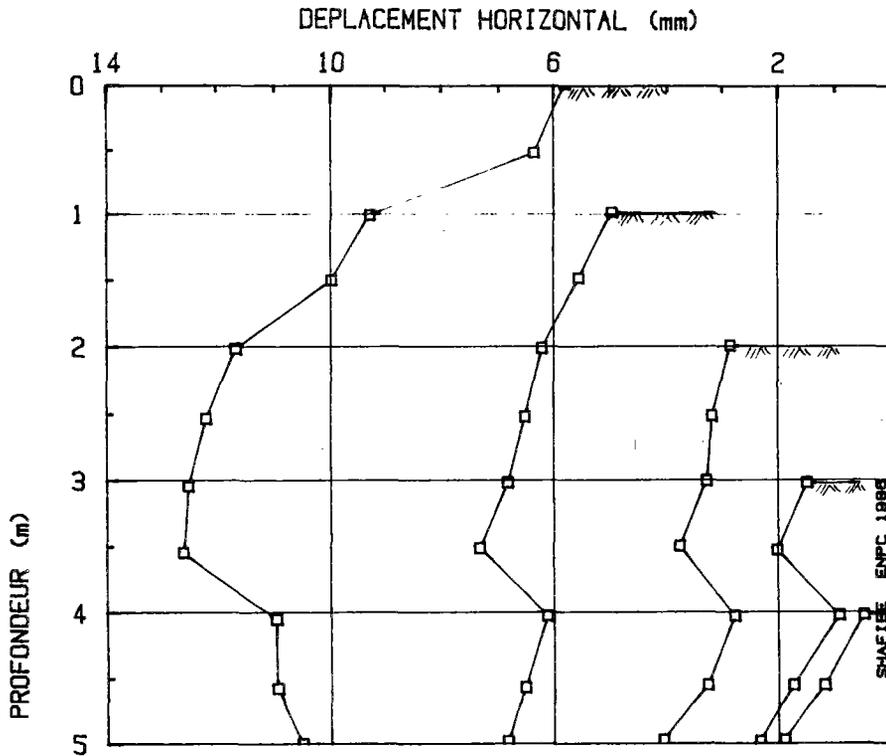


FIGURE 56 : TERRE-ARMEE; DEPLACEMENT HORIZONTAL DE LA PAROI AU COURS DES PHASES DE CONSTRUCTION

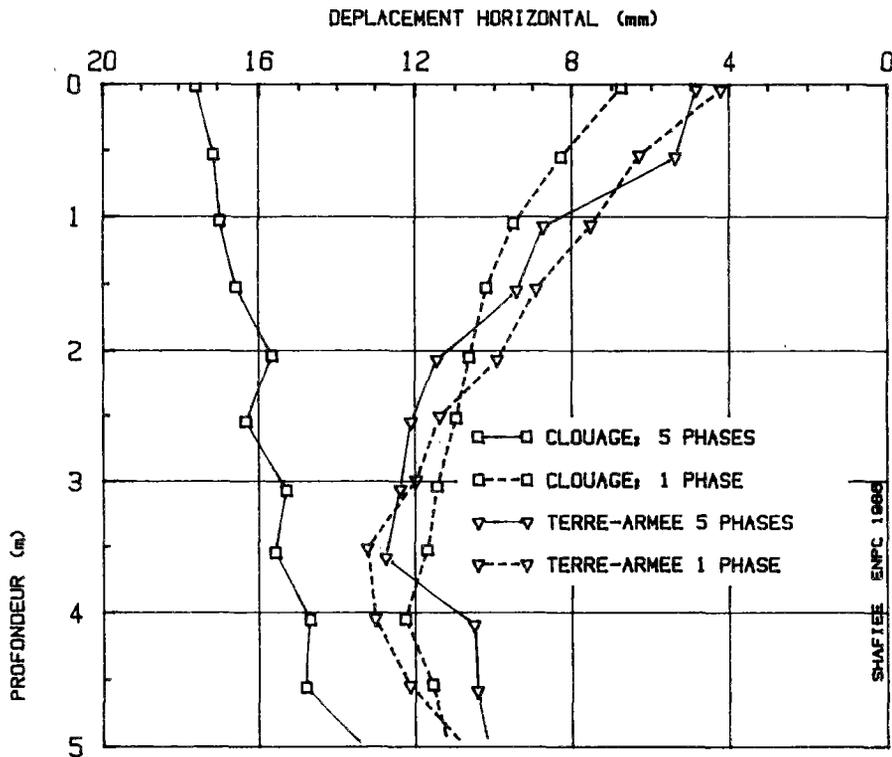


FIGURE 57 : COMPARAISON DE DEPLACEMENT HORIZONTAL DU SOL CLOUE AVEC CELUI DE LA TERRE-ARMEE

La figure 57 montre l'effet des phases de construction sur les déplacements horizontaux.

Dans le cas du clouage, la prise en compte des phases de construction (excavation du sol avant la mise en place du renforcement) conduit à des déplacements plus accentués que ceux obtenus à partir du calcul supposant une seule phase d'excavation, le renforcement étant mis en place avant déchargement.

Par contre, dans le cas de la Terre Armée, les calculs en 5 phases ou en une seule phase ne changent pratiquement pas les déplacements.

II.2.2 - Champ de déplacement dans le massif du sol

Pour les deux méthodes de construction, le clouage et la Terre Armée, le champ de déplacements dans le massif et surtout les déplacements verticaux sont très différents.

Dans le cas de la Terre Armée, la mise en place des couches de remblai sur le sol in-situ crée des tassements considérables dans le remblai et au-dessous du mur (Fig. 58 et 59).

Le mode de construction totalement différent dans le cas du clouage produit un champ de déplacements assez différent de celui de la Terre Armée. L'excavation du sol in-situ provoque des déplacements verticaux importants vers le haut au fond de fouille, tandis que, verticalement, le mur cloué se déplace beaucoup moins que le mur en Terre Armée (Fig. 60 et 61).

Les phases de construction ont également une influence considérable sur le champ des déplacements. La Figure 58 montre les déplacements finaux donnés par un calcul phase par phase pour la Terre Armée. Le tassement des couches supérieures du sol est nettement inférieur à celui des couches inférieures. Par contre, dans le cas d'un calcul en une seule phase (Fig. 59), le tassement des couches supérieures est beaucoup plus grand que celui des couches inférieures. Également dans le cas du clouage, la prise en compte des phases de construction conduit à modifier considérablement les déplacements verticaux et horizontaux.

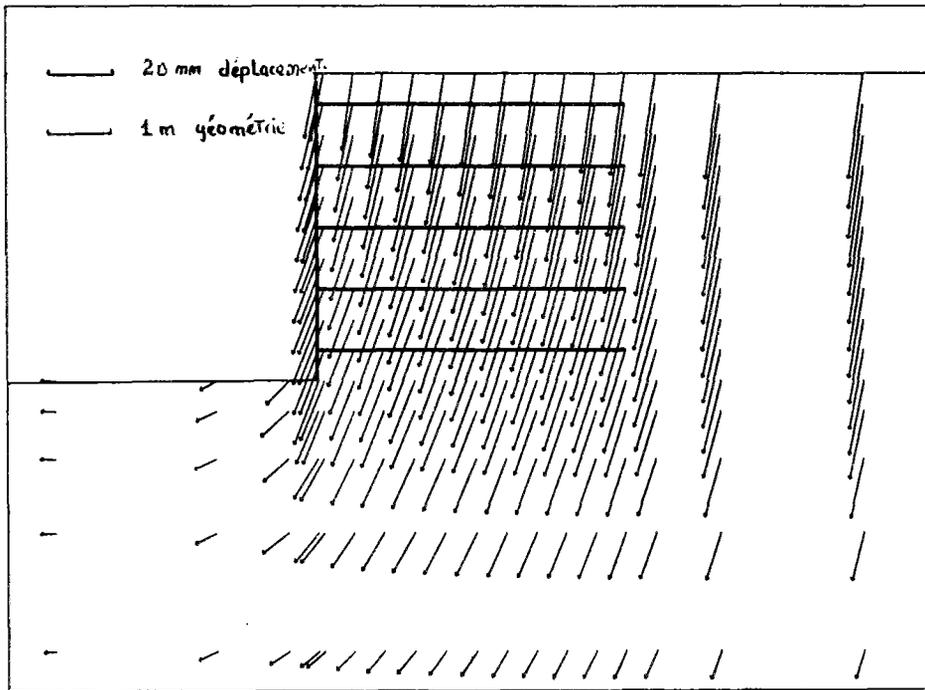


FIGURE 58 : TERRE ARMEE ; CHAMP DE VECTEURS DE DEPLACEMENT ;
5 PHASES DE CONSTRUCTION

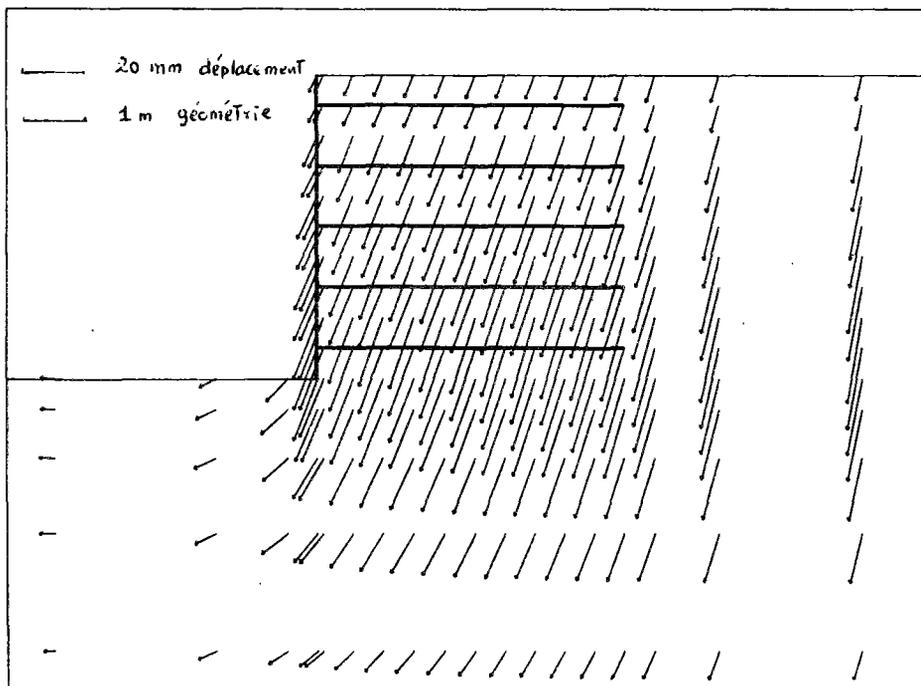


FIGURE 59 : TERRE ARMEE ; CHAMP DE VECTEURS DE DEPLACEMENT ;
1 PHASE DE CONSTRUCTION

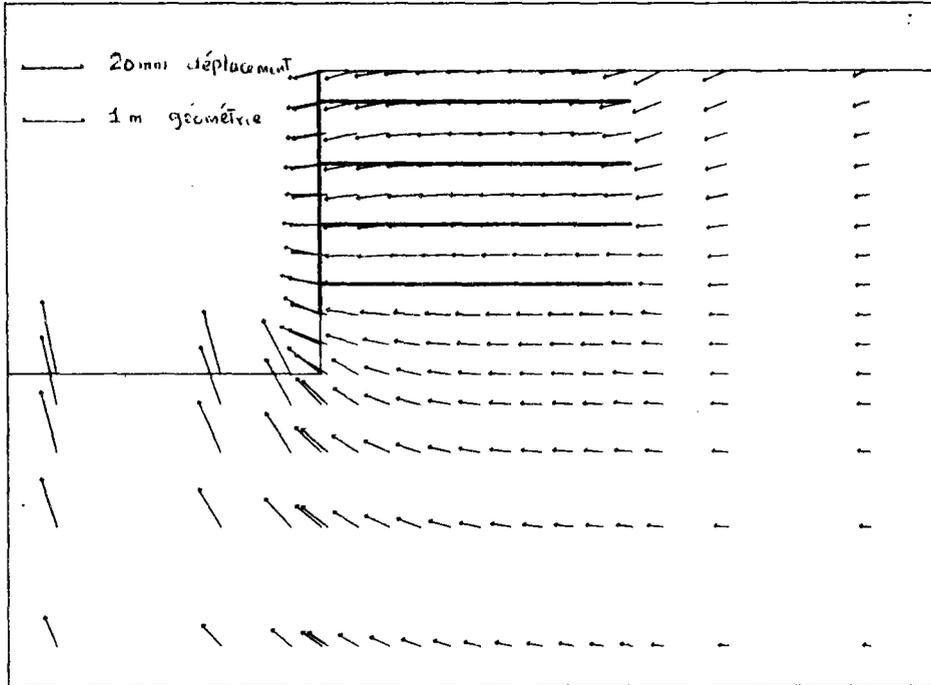


FIGURE 60 : CLOUAGE ; CHAMP DE VECTEURS DE DEPLACEMENT ; 5 PHASES DE CONSTRUCTION

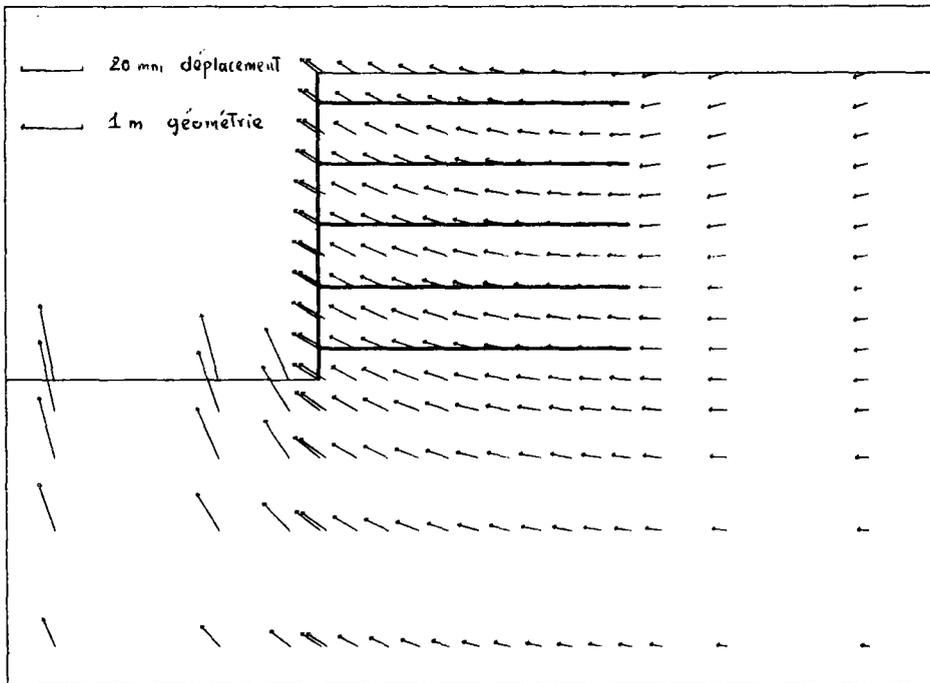


FIGURE 61 : CLOUAGE ; CHAMP DE VECTEURS DE DEPLACEMENT ; 1 PHASE DE CONSTRUCTION

La figure 60 montre le champ de déplacements pour un calcul en 5 phases tandis que la figure 61 présente les résultats d'un calcul en une seule phase.

L'excavation en une seule phase conduit à un déchargement instantané de tout le massif du sol provoquant un mouvement vertical vers le haut. Le calcul en 5 phases, a priori plus représentatif du fonctionnement d'un massif cloué, donne au contraire des déplacements principalement horizontaux dans la partie supérieure de l'ouvrage.

II.2.3. - Déformées et zones plastiques

Les figures 62 et 63 montrent les zones plastiques de la phase finale de construction, respectivement pour un ouvrage en Terre Armée et pour un ouvrage cloué. Dans les deux cas, le massif du sol renforcé reste sans plastification considérable. Cependant, on peut remarquer que le développement des zones plastiques dans le sol renforcé commence aux limites du sol renforcé, c'est-à-dire aux extrémités des armatures. En effet, comme le montrent ces figures, les renforcements ont pour effet d'empêcher la propagation des zones plastiques à l'intérieur du massif en sol renforcé. L'apparition de ces zones plastiques dans le remblai ou le sol en place derrière la partie renforcée provient du fait qu'on considère le massif entier (partie renforcée plus sol seul) comme un milieu continu. Chaque section verticale dans ce milieu continu est soumise à une contrainte de traction provenant du chargement ou du déchargement. Dans la partie renforcée, cette contrainte de traction est prise en charge par les armatures, alors que le sol seul derrière la partie renforcée atteint l'état de rupture.

Dans le cas réel, les efforts de traction qui se développent dans la masse sont transférés entièrement aux armatures et cela empêche la plastification du sol derrière le mur.

La réalisation du clouage par phases successives conduit à une plastification du sol renforcé plus étendue que celle obtenue pour le mur en Terre Armée. Cependant la construction du clouage par une seule phase conduit à des zones plastiques similaires à celles obtenues pour la Terre Armée (Fig. 64).

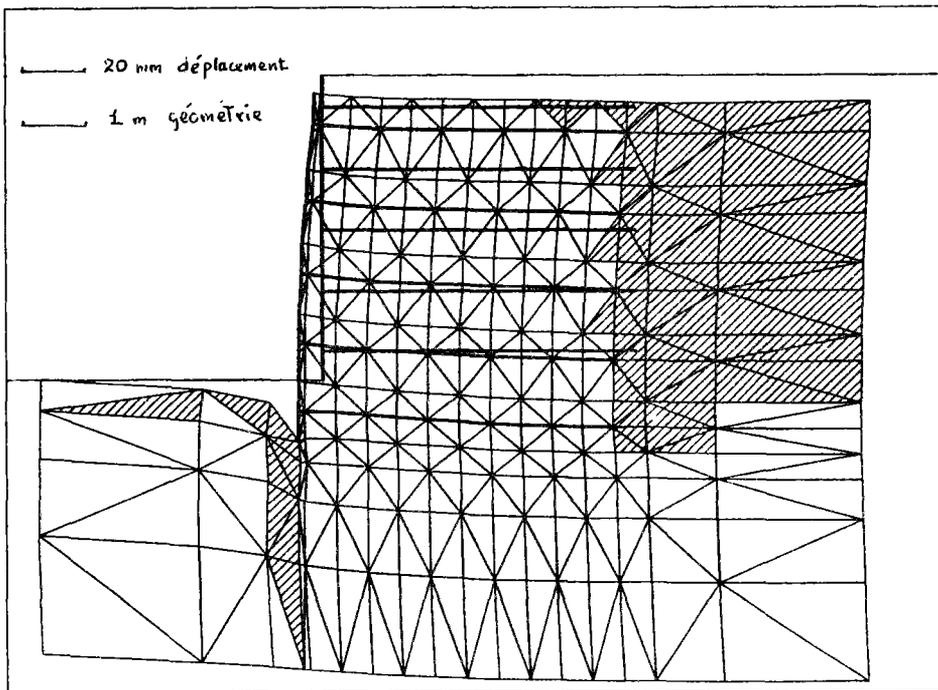


FIGURE 62 : TERRE ARMEE ; DEFORMEE ET ZONES PLASTIQUES ;
5 PHASES

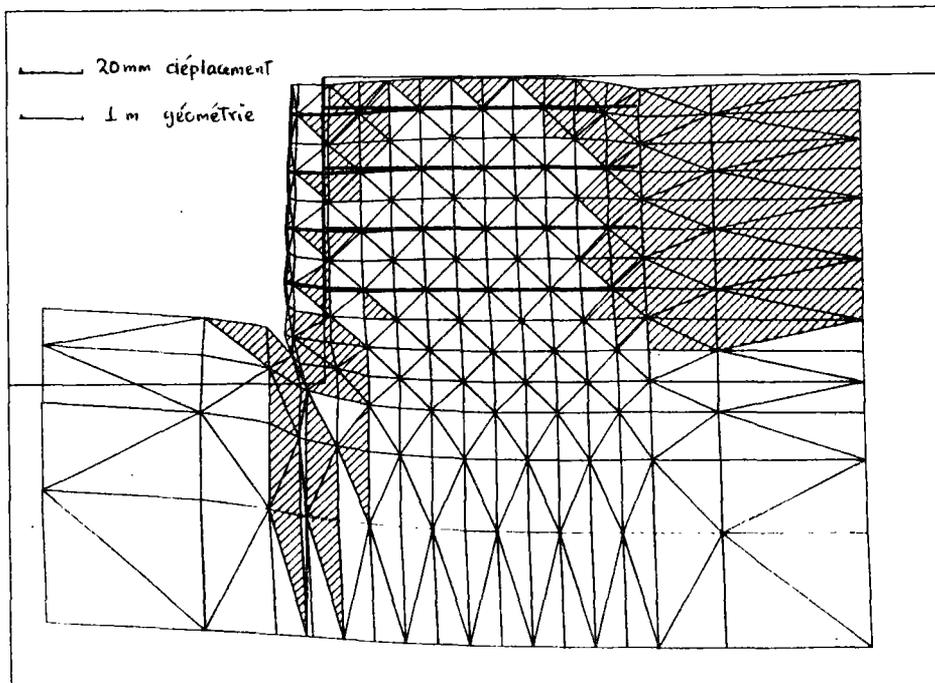


FIGURE 63 : CLOUAGE ; DEFORMEE ET ZONES PLASTIQUES ;
5 PHASES

COMPARAISON CLOUAGE & TERRE-ARMEE

DEFORMEE ET ZONES PLASTIQUES PHASE NO : 1.

FICHER C2

0.1700E-1

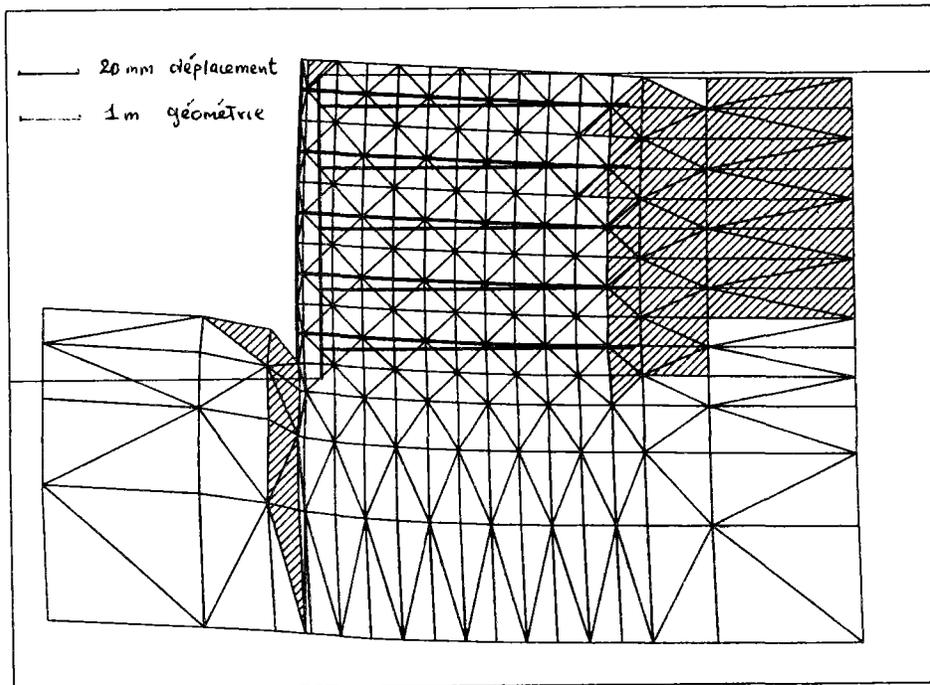


FIGURE 64 : CLOUAGE ; DEFORMEE ET ZONES PLASTIQUES ; 1 PHASE



II.2.4 - Distribution des efforts de traction le long des armatures

Les expérimentations en vraie grandeur sur des ouvrages cloués montrent que le comportement de ces ouvrages peut être caractérisé par les éléments suivants :

- la force de traction dans un lit d'armatures n'est pas maximale sur le parement ;
- la ligne des tractions maximales sépare le mur en deux zones : la zone active, près du parement, où le sol exerce sur les armatures des contraintes de cisaillement dirigées vers l'extérieur. La zone passive où les contraintes de cisaillement sont dirigées vers l'intérieur ;
- la ligne des tractions maximales est verticale dans la partie supérieure du mur, sa distance au parement étant proche de $0,3 H$.

Globalement, les résultats que nous avons obtenus par le calcul sont en bon accord avec ces observations.

Les efforts de traction le long des armatures sont représentés pour la Terre Armée sur la figure 65 et pour le clouage sur la figure 66. Dans les deux cas on peut séparer la zone active de la zone passive par une ligne de traction maximale, presque verticale, dont la distance au parement est de 1,40 m (proche de $0,3 H = 1,5$ m). L'allure générale des tractions est conforme aux résultats expérimentaux. La prise en compte des phases de construction est un élément essentiel.

La figure 67 montre les tractions dans les armatures pour un mur cloué, calculé pour une seule phase d'excavation. La ligne des tractions maximales est nettement plus proche du parement que celle obtenue pour une réalisation en 5 phases.

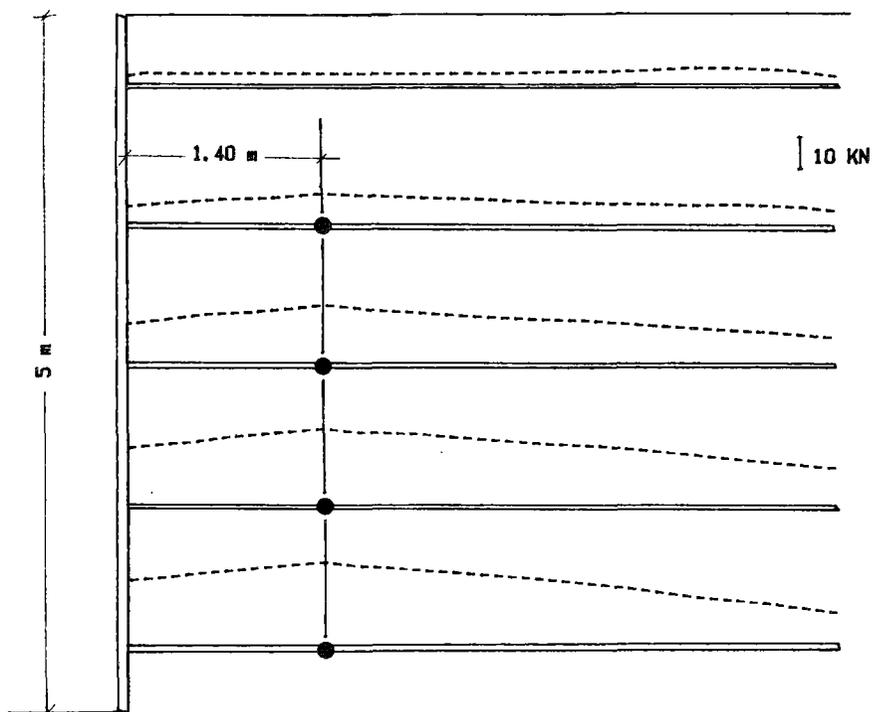


FIGURE 65 : TERRE-ARMEE ; 5 PHASES ; DISTRIBUTION DES EFFORTS DE TRACTION LE LONG DES ARMATURES ET LIEUX DES TRACTIONSMAXIMALES

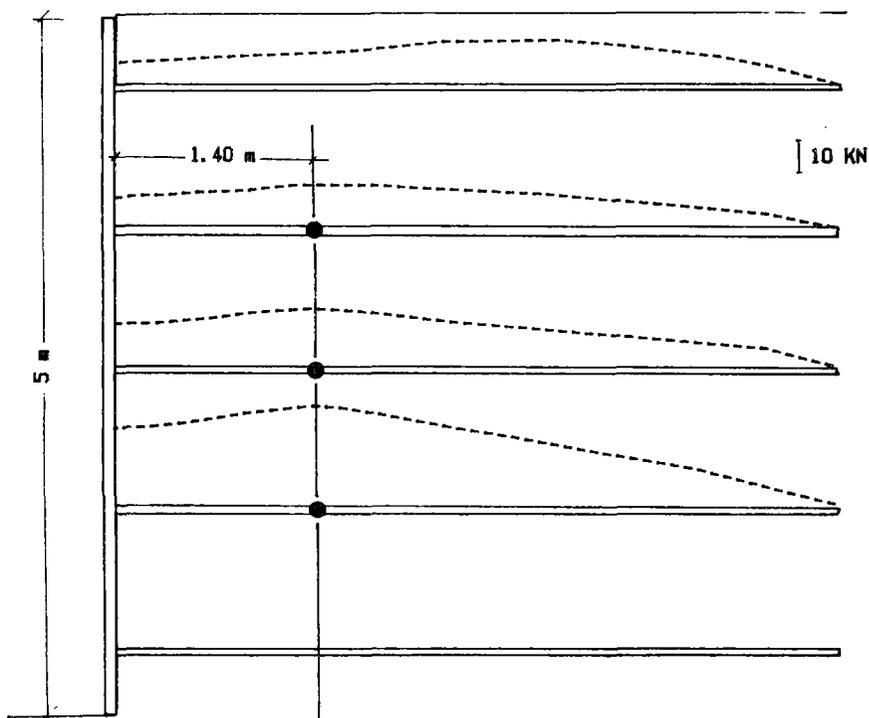


FIGURE 66 : CLOUAGE ; 5 PHASES ; DISTRIBUTION DES EFFORTS DE TRACTION LE LONG DES ARMATURES ET LIEUX DES TRACTIONSMAXIMALES

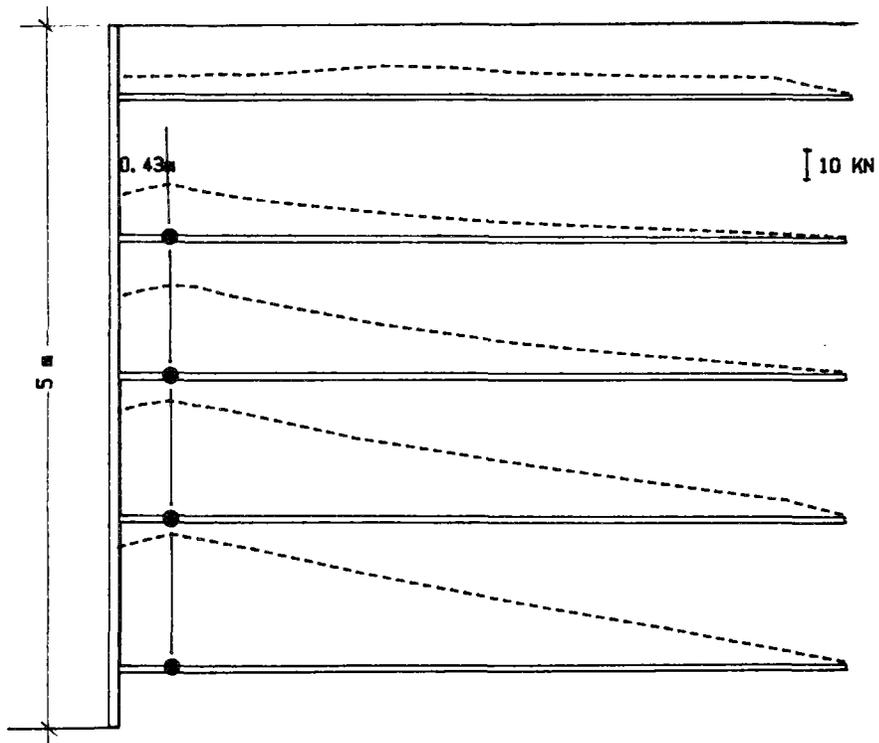


FIGURE 67 : CLOUAGE ; 1 PHASE : DISTRIBUTION DES EFFORTS DE TRACTION LE LONG DES ARMATURES ET LIEUX DES TRACTIVE MAXIMALES

La figure 68 montre les distributions des tractions le long des inclusions dans un soutènement en sol cloué. Ces distributions sont calculées en simulant les 5 phases successives de construction (excavation, mise en place des inclusions et du parement, etc.) et en considérant respectivement les deux approches de modélisation de l'interface sol-inclusion décrites précédemment : adhérence parfaite et couche d'interface à critère de rupture orienté.

On remarque cependant que l'hypothèse de la modélisation de l'interface n'a qu'un effet très faible sur les valeurs et les lieux de traction maximales pour cette raison nous n'avons considéré que l'hypothèse d'une adhérence parfaite qui a permis de réduire considérablement le temps de calcul.

II.2.5 - Lieux et valeurs des tractions maximales

Les lignes des tractions maximales sont tracées (Fig. 69) pour les différents cas considérés. On remarque que la première armature dans le haut du mur par clouage est très sensible au mouvement de la surface conduisant à une plastification du sol en tête du mur. En effet, le sol étant sans cohésion, l'excavation entraîne une plastification locale en tête et, par conséquent, le point de traction maximale se déplace vers l'intérieur du massif.

La figure 69 montre les lieux des tractions maximales pour le clouage et la Terre Armée en supposant un contact parfait entre le sol et les armatures. Pour la Terre Armée les phases de construction ne modifient pas les lieux des tractions maximales. Par contre, dans le cas du clouage, la construction du mur en une seule phase diminue la largeur de la zone active. La ligne des tractions maximales pour la Terre Armée (5 phases et 1 phase) et pour le clouage (5 phases) est à une distance de 1,4 m du parement, proche de la valeur $0,3 H = 1,5$ m.

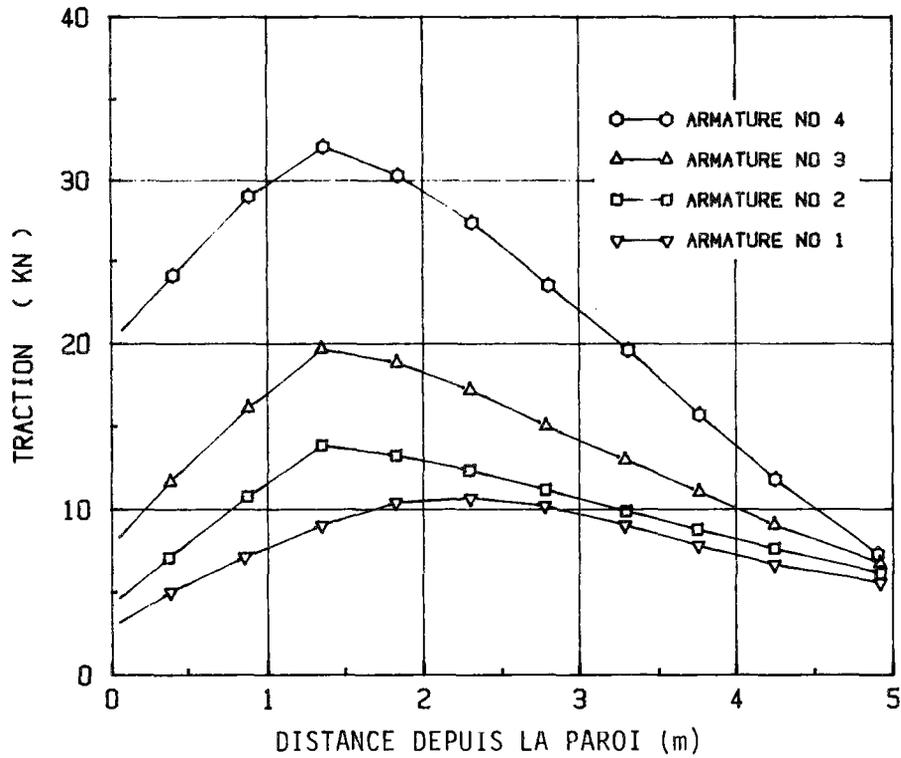


FIGURE 68-a : CLOUAGE ; 5 PHASES ; CONTACT PARFAIT ; DISTRIBUTION DES EFFORTS DE TRACTION LE LONG DES ARMATURES

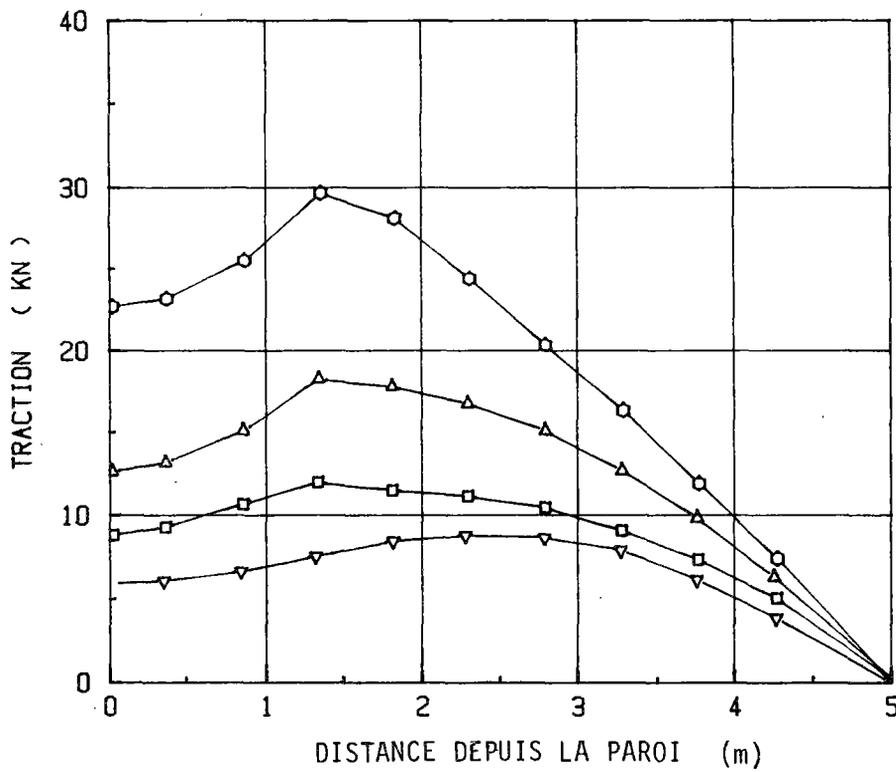


FIGURE 68-b : CLOUAGE ; 5 PHASES ; CRITERE ORIENTE ; DISTRIBUTION DES EFFORTS DE TRACTION LE LONG DES ARMATURES

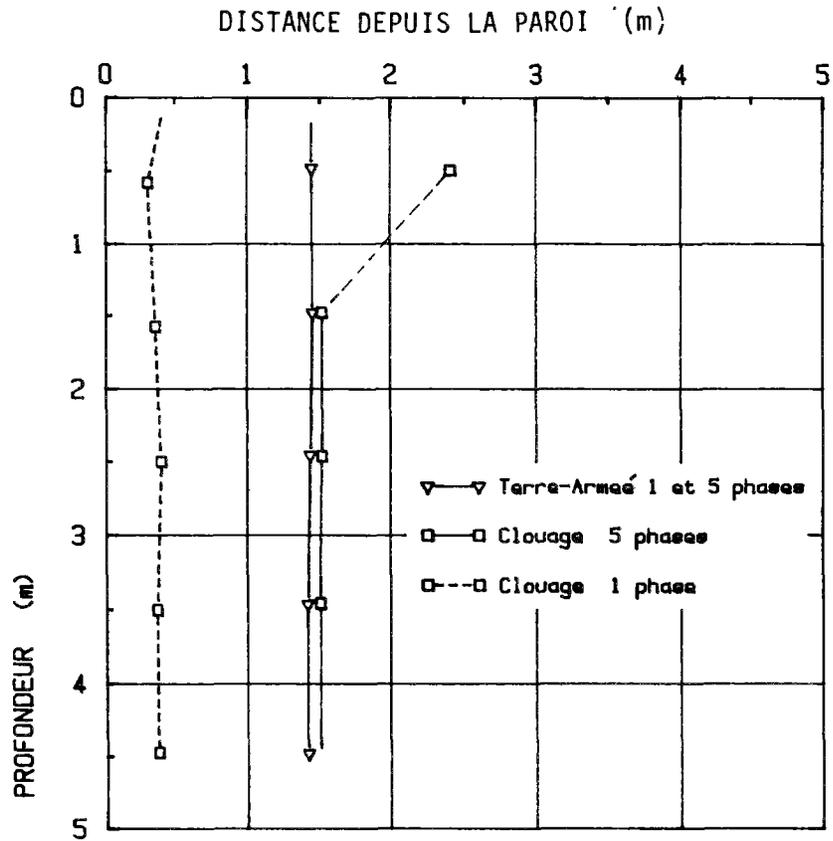


FIGURE 69 : EFFET DES PHASES DE CONSTRUCTION SUR LES LIEUX DES TRACTION MAXIMALES

La figure 70 montre l'effet des phases de construction sur les valeurs des tractions maximales pour la Terre Armée ainsi que pour le clouage. On peut constater que les phases de construction ne modifient pas beaucoup les valeurs des tractions maximales dans le cas de la Terre Armée. Par contre, dans le cas du clouage réalisé en 5 phases (déformation instantanée ; 1 m d'excavation avant mise en place de l'armature), les armatures sont beaucoup plus sollicitées que dans le cas du clouage réalisé en une seule phase. Dans le premier cas, la dernière armature (5ème) n'est pratiquement sollicitée (traction = 0) et l'avant-dernière (4ème) prend toute sa charge. Il est évident que les deux cas considérés sont deux cas extrêmes : dans la réalité, la déformation différée du sol, qui dépend de ses propres caractéristiques, peut modifier le comportement du mur. Les valeurs des tractions maximales varient alors entre les deux cas extrêmes considérés ci-dessus.

Pour un sol donné, les valeurs des tractions maximales sont dans un mur cloué très sensibles aux phases d'excavation (profondeur d'excavation lors de chaque phase avant mise en place des armatures).

L'effet de la modélisation du contact sol-renforcement est présenté sur la figure 71. La modélisation des contacts par un critère de plasticité orienté diminue les valeurs des tractions maximales par rapport à une modélisation considérant un contact parfait. Cette réduction est plus sensible dans le cas de la Terre Armée ; cependant, l'écart reste relativement faible.

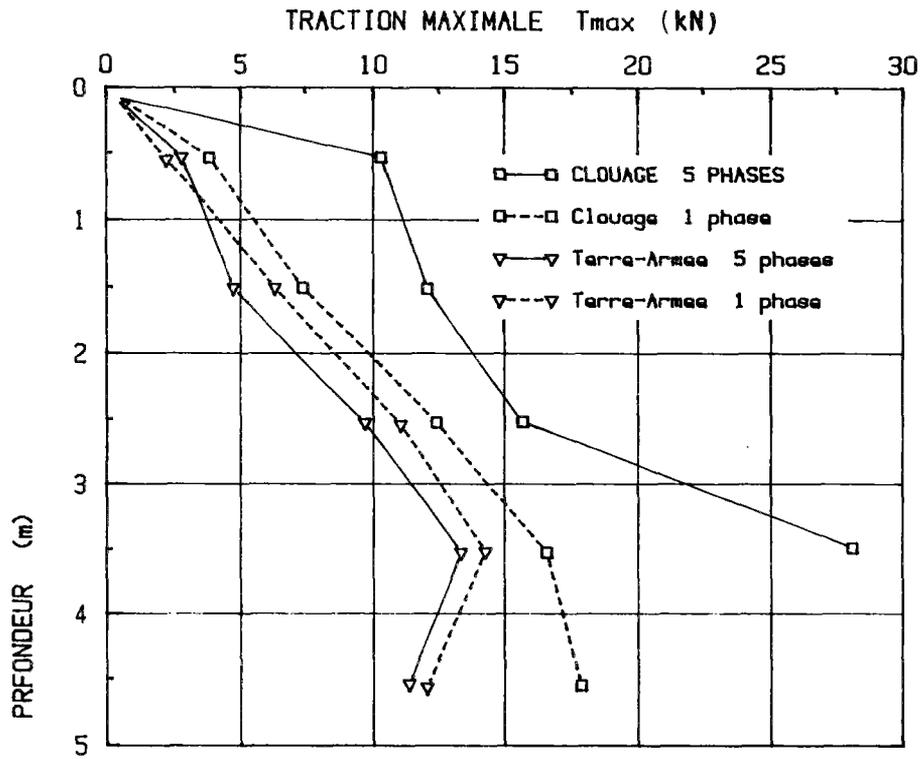


FIGURE 70 : EFFET DES PHASES DE CONSTRUCTION SUR LES VALEURS DES TRACTIVEONS MAXIMALES ; CRITERE ORIENTE

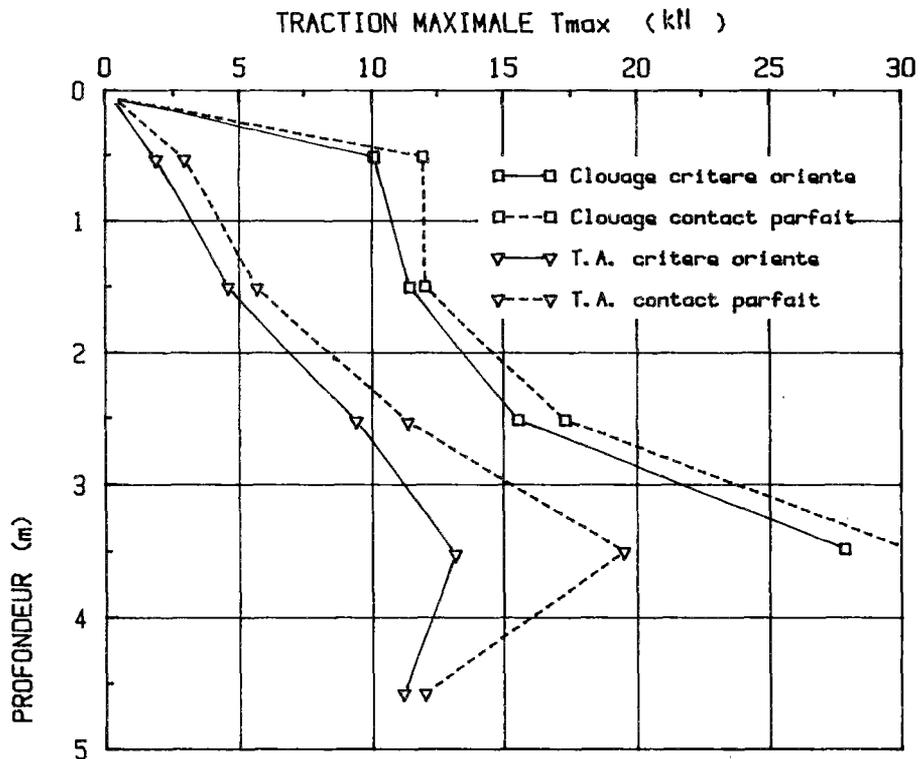


FIGURE 71 : EFFET DE LA MODELISATION DU CONTACT SOL-RENFORTMENT SUR LES VALEURS DES TRACTIVEONS MAXIMALES ; 5 PHASES

II.3 - COMPORTEMENT EN COURS DE CONSTRUCTION

Le comportement des ouvrages en sol renforcé est complexe et dépend de plusieurs paramètres dont l'effet est souvent difficile à modéliser. En particulier, il ne nous est pas possible, avec le programme de calcul utilisé, de modéliser la mise en place du renforcement, son effet sur l'état des contraintes dans le sol au voisinage de l'armature et sur le comportement global de l'ouvrage. De plus comme on l'a noté plus haut, la modélisation bidimensionnelle adoptée peut conduire à des écarts entre la théorie et l'expérience. La loi de comportement prise en compte pour le sol ne permet pas de tenir compte des déformations dans le temps, qui peuvent intervenir dans le cas des sols fins. La modélisation de l'interface sol-renforcement par le critère de plasticité orienté ou l'adhérence parfaite ne permet pas de décrire correctement l'interaction tridimensionnelle entre le sol et l'inclusion et de tenir compte des phénomènes fondamentaux tels que la dilatance et la rotation des axes principaux.

Ces difficultés nous ont conduit à orienter cette étude sur l'effet de divers paramètres, et notamment de l'inclinaison des renforcements et de leur rigidité, sur le comportement de modèles théoriques de murs en sol renforcé. Ces modèles théoriques sont bien sûr schématiques : ils sont constitués d'un mur en Terre Armée et d'un soutènement par clouage, où les armatures sont installées en cours de construction sans que la mise en place de l'inclusion modifie l'état de contrainte dans le sol, l'état de contrainte initial étant défini par le coefficient K_0 et l'interface sol-renforcement étant simulée dans l'hypothèse d'une adhérence parfaite.

Les caractéristiques du sol et des renforcements sont celles données dans le tableau II.2. Il s'agit d'un renforcement relativement flexible équivalent à celui qu'on rencontre généralement sur le chantier ($\phi < 50$ mm) ; le parement est soit flexible pour minimiser son effet sur le comportement de l'ouvrage, soit de caractéristiques semblables à celles du parement réel (couche de béton de 10 cm d'épaisseur).

TABLEAU II.2 - PARAMETRES DE CALCUL

Le parement

Hauteur : 8 m
Epaisseur : 0,10 m
E : 20,000 MPa
 ν : 0,25

Contact sol-renforcement

Contact parfait

Critère orienté : $c = 0$, $\phi = 30^\circ$

Contact sol-parement

$\bar{c} = 0$

$\phi = 30^\circ$

Le sol

E : 10 MPa
 γ : 16 kN/m³
c : 0
 ϕ : 30°
 ν : 0,33
 K_0 : 0,5

Caractéristiques des armatures

l : 8 m
E : 200,000 MPa
 ν : 0,25
I : 0 ou (I 50 mm = 30,7 cm⁴)
S : (S ϕ 50 mm = 19,6 cm²)
e : 1 m
 Δh : 1 m

Phases de construction

Clouage 8 phases

Terre Armée 8 phases

L'ouvrage à surface supérieure horizontale, parement vertical et armatures horizontales est réalisé soit par excavation dans le cas du clouage, soit par remblaiement dans le cas de la Terre Armée et on simule toutes les phases de construction.

Dans ce chapitre, on décrit tout d'abord les comportements de ces modèles schématiques en insistant plus particulièrement sur l'effet du mode de construction (excavation et remblaiement) sur les lieux et les valeurs de la traction maximale et leur évolution au cours de la construction, puis on étudie l'effet de l'inclinaison et de la rigidité des inclusions sur le comportement de l'ouvrage.

II.3.1 - Comportement d'un ouvrage de soutènement par clouage

II.3.1.1 - Evolution des valeurs et des lieux de la traction maximale

La figure 72 montre l'évolution de la traction maximale dans les renforcements au cours de l'excavation. La construction est simulée en réalisant la mise en place de l'armature et de l'élément de paroi, suivie d'une phase d'excavation, entraînant le développement des efforts de traction dans les inclusions déjà mises en place. La dernière armature installée après cette phase d'excavation n'est donc pas mobilisée ; elle sera mobilisée dans la phase d'excavation suivante.

La traction maximale en tête de mur est proche de l'état du sol au repos ($K_0 \gamma H$).

Comme le montre la figure 73, l'excavation au-dessous de la dernière armature mise en place provoque dans celle-ci une mobilisation des efforts de traction. Ces efforts ne varient que d'une façon moins importante lors des phases ultérieures de la construction.

Cet effet de l'excavation sur l'effort de traction, dans la dernière armature mise en place, se trouve accentué par la modélisation bidimensionnelle des renforcements. Dans l'ouvrage réel, l'effet de la phase d'excavation se répercute de façon plus continue sur les divers lits d'armatures, à travers le sol situé entre les armatures. Ainsi, l'interaction tridimensionnelle du sol et du renforcement empêche une concentration des efforts de traction dans le dernier lit d'armatures.

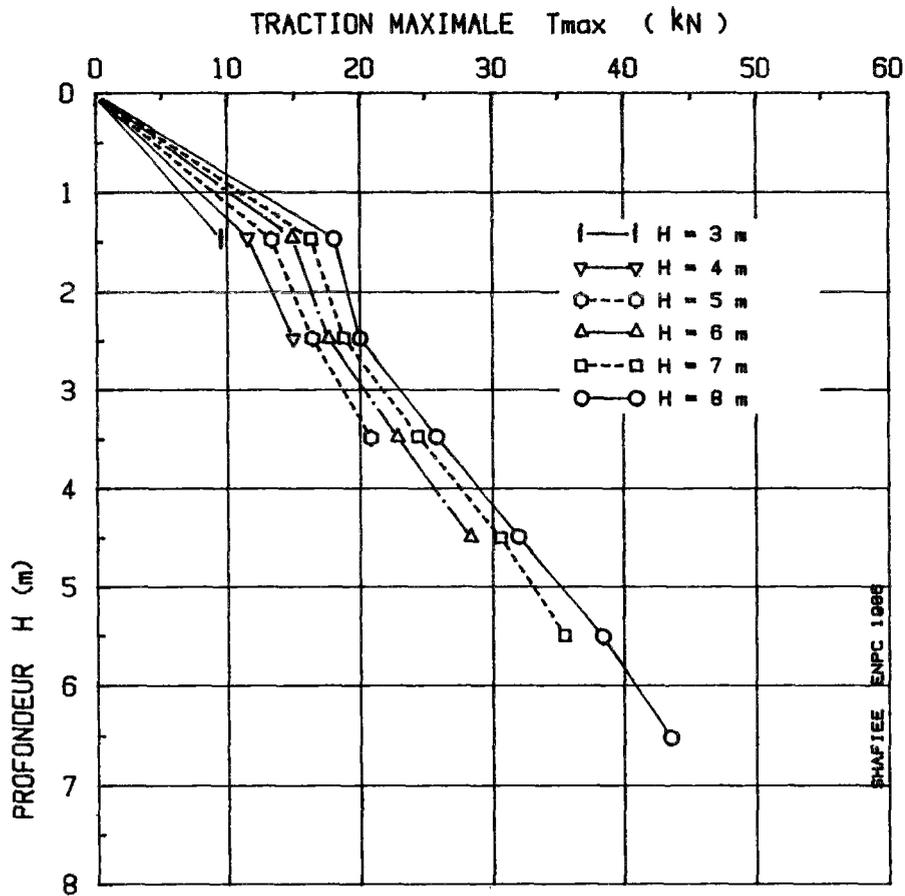


FIGURE 72 : EVOLUTION DE LA TRACTION MAXIMALE DANS LES RENFORCEMENTS AU COURS DE L'EXCAVATION

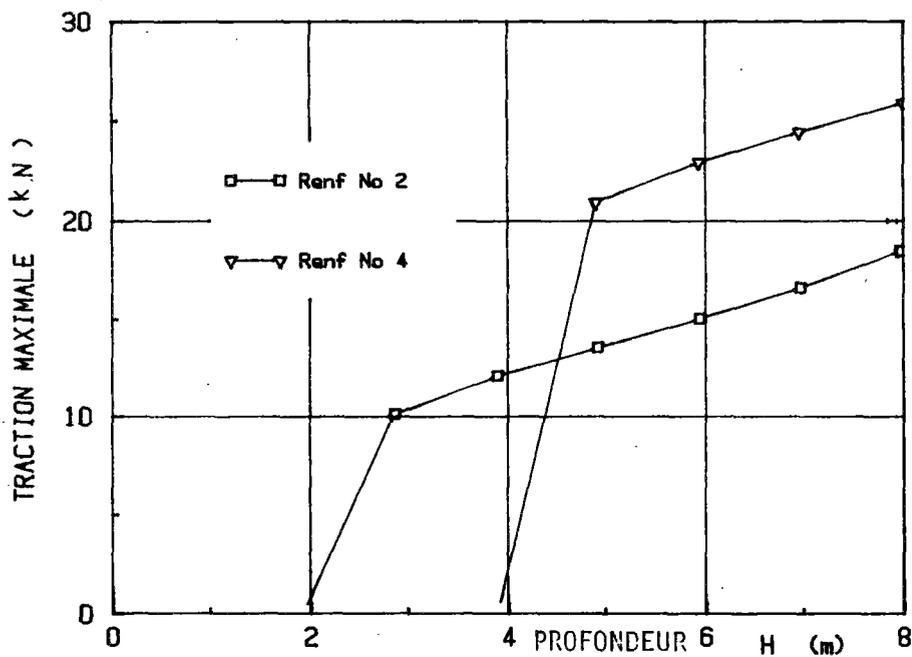


FIGURE 73 : EVOLUTION DE LA TRACTION MAXIMALE DANS LE 2EME ET LE 4EME RENFORCEMENT EN FONCTION DE LA PROFONDEUR DE L'EXCAVATION

La figure 74 montre l'évolution des lieux des tractions maximales au cours de la construction. Comme le prévoit la théorie dans le cas des armatures horizontales, on peut constater que, dans la partie supérieure du mur, le lieu des tractions maximales est pratiquement vertical. La géométrie de la zone active est caractérisée par le rapport de D/H (D = largeur de la zone active et H = hauteur de l'excavation, qui varie au cours de la construction).

Le rapport D/H diminue d'environ 0,6 en début d'excavation à 0,3 dans les phases ultérieures de l'excavation (figure 75).

En effet, la géométrie de la zone active dépend du champ de déplacement dans le sol. L'excavation produit un déplacement local dont l'effet sur le comportement global dépend de la profondeur. Lorsque la profondeur augmente, le rapport D/H s'approche d'une valeur constante de l'ordre de 0,25 à 0,3.

II.3.1.2 - Contrainte horizontale dans le sol

La figure 76 montre la variation de la contrainte horizontale avec la distance au parement à trois profondeurs (2 - 4 et 7.5 m). On note que la contrainte horizontale augmente avec la distance au parement pour atteindre la valeur de la poussée du sol à l'état de repos ($K_0 \gamma H$) à la limite de la zone active qui correspond aux lieux des tractions maximales.

La variation de la contrainte horizontale dans la zone active traduit le mécanisme d'interaction par frottement latéral sol-inclusion.

Ce mécanisme provoque la mobilisation d'un effet de voûte dans le sol et le transfert de poussée aux armatures.

La figure 77 montre les variations avec la profondeur des contraintes horizontales sur le parement et aux points de traction maximale. La variation de la contrainte horizontale aux points de traction maximale correspond à $K_0 \gamma H$ et en comparant ces valeurs à celles de la traction maximale, on peut vérifier l'équation :

$$T_{\max} = \sigma_h \Delta h.e = K_0 \gamma H \Delta h.e$$

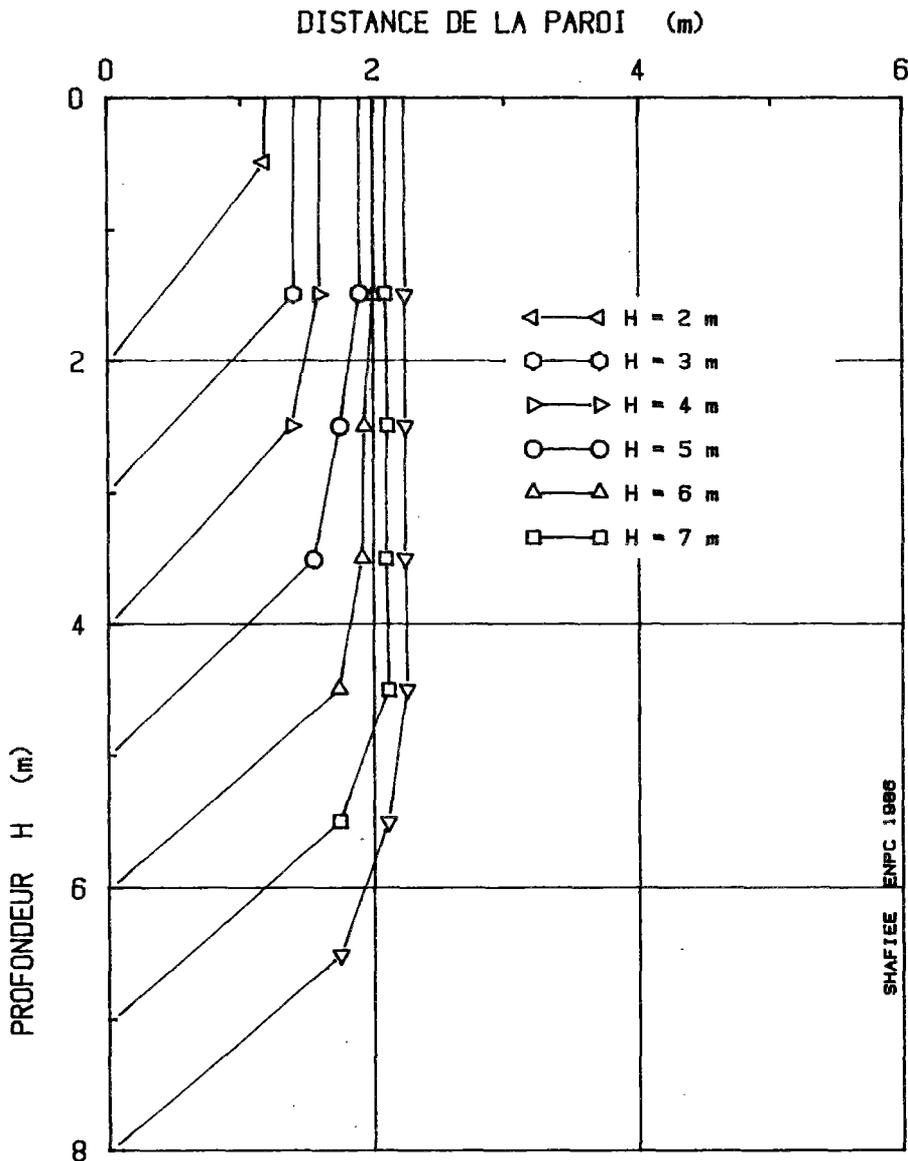


FIGURE 74 : EVOLUTION DES LIEUX DES TRACTIONS MAXIMALES AU COURS DE L'EXCAVATION

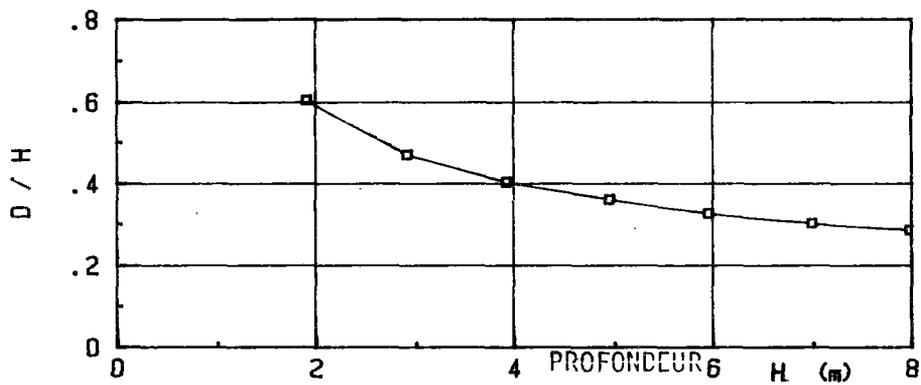


FIGURE 75 : EVOLUTION DU RAPPORT D/H (D=Largeur de la zone active) AU COURS DE L'EXCAVATION

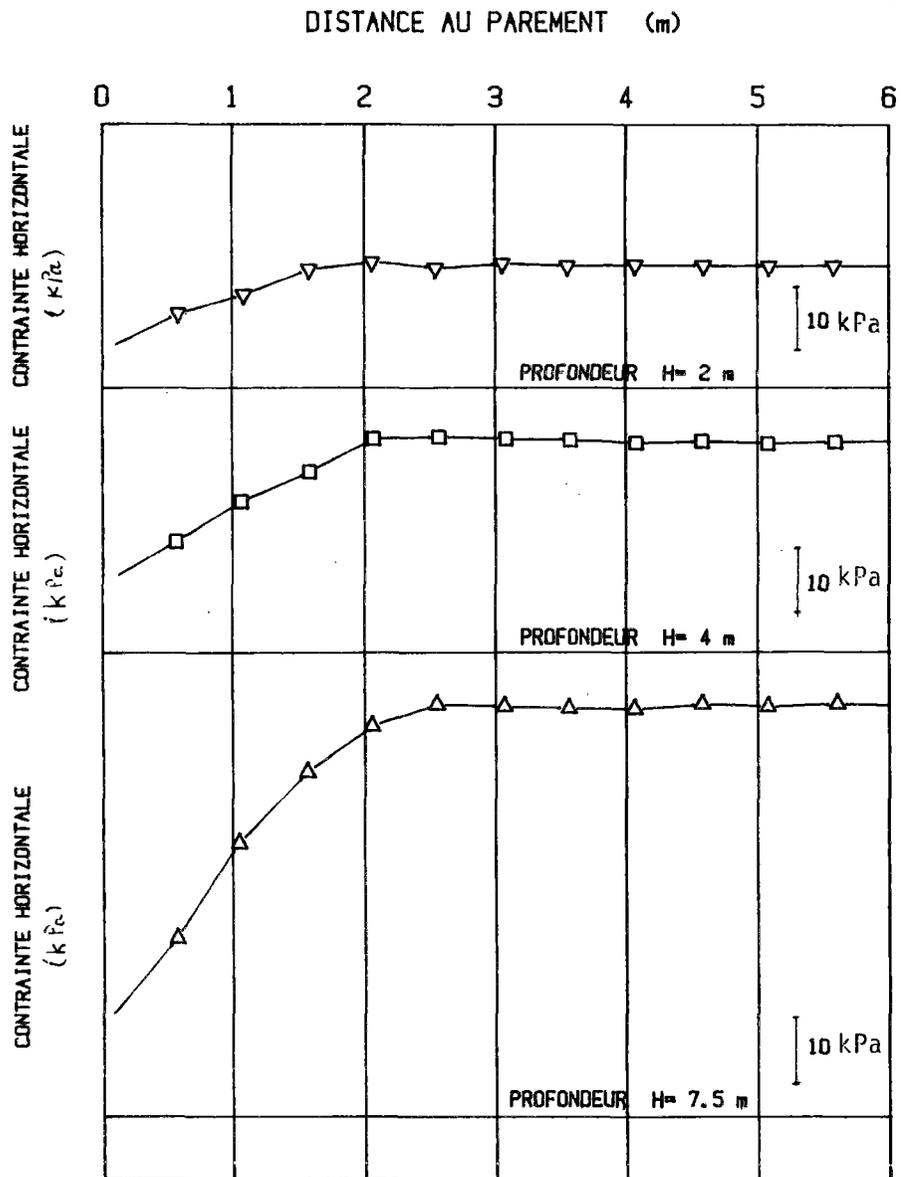


FIGURE 76 : VARIATION DE LA CONTRAINTE HORIZONTALE AVEC LA DISTANCE AU PAREMENT A TROIS PROFONDEURS ; 2 m ; 4 m ; 7,5 m

Sur la figure 78 on compare les valeurs du rapport T_o/T_{max} (T_o étant la traction au point d'attache de l'armature au parement) aux valeurs de rapport $\sigma_{ho}/\sigma_{hmax}$ (σ_{ho} étant la contrainte horizontale sur le parement et σ_{hmax} la contrainte horizontale au point de traction maximale). Cette comparaison confirme dans la zone active un transfert de la poussée du sol aux armatures qui vérifie pratiquement en tous points l'équilibre local :

$$T = \sigma_h \Delta H.e .$$

Ces résultats semblent indiquer que la contrainte de cisaillement (τ_{xy}) sur tous les plans horizontaux dans la zone active entre deux lits d'armatures voisines sont très faibles.

II.3.1.3 - Déplacement de la paroi et champ de déplacement dans le sol

La figure 79 montre l'évolution du déplacement de la paroi au cours de l'excavation. On note que la paroi est progressivement mise en rotation autour de son extrémité inférieure ; cependant, le rapport du déplacement horizontal à la profondeur ne dépasse pas 0,5 %. Ces déplacements sont légèrement supérieurs à ceux qu'on observe généralement sur les ouvrages (1 à 3 pour mille). Ceci est partiellement dû aux caractéristiques du sol considéré, le sable étant à l'état relativement lâche. Il faut noter que les déplacements représentés sur la figure 79 sont les déplacements cumulés de la paroi après sa mise en place, sans tenir compte des déplacements qui se produisent avant la mise en place de la paroi ce qui explique la différence entre les allures des déplacements représentés sur les figures 80 et 56.

La figure 80 montre le champ de déplacement dans le sol. On constate que tout le massif en sol renforcé subit un déplacement horizontal et un tassement. Cependant, les déplacements horizontaux diminuent avec la distance au parement.

En divisant la différence des déplacements de deux points voisins par la distance entre ces deux points, on définit un champ de déplacement relatif permettant de mieux analyser l'interaction entre le champ de déplacement dans le sol et les efforts mobilisés dans les inclusions. En effet, les efforts de traction qui se mobilisent dans les inclusions sont fonction

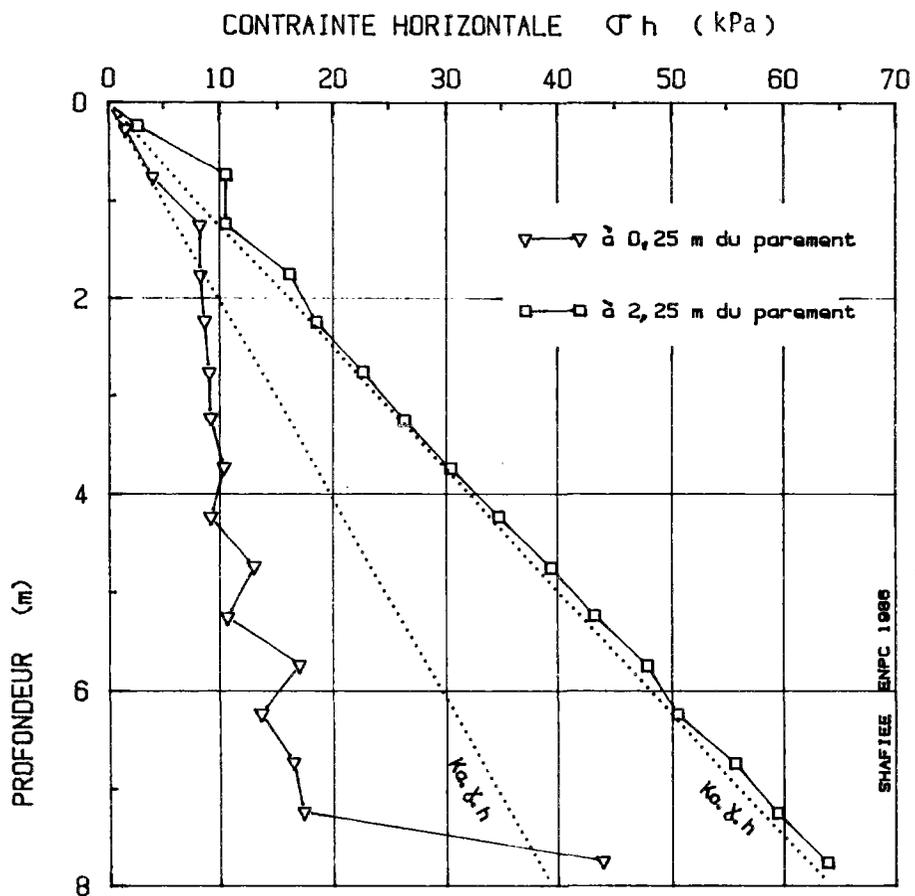


FIGURE 77 : VARIATION DE LA CONTRAINTE HORIZONTALE AVEC LA PROFONDEUR SUR LE PAREMENT ET AUX POINTS DE TRACTION MAXIMALE

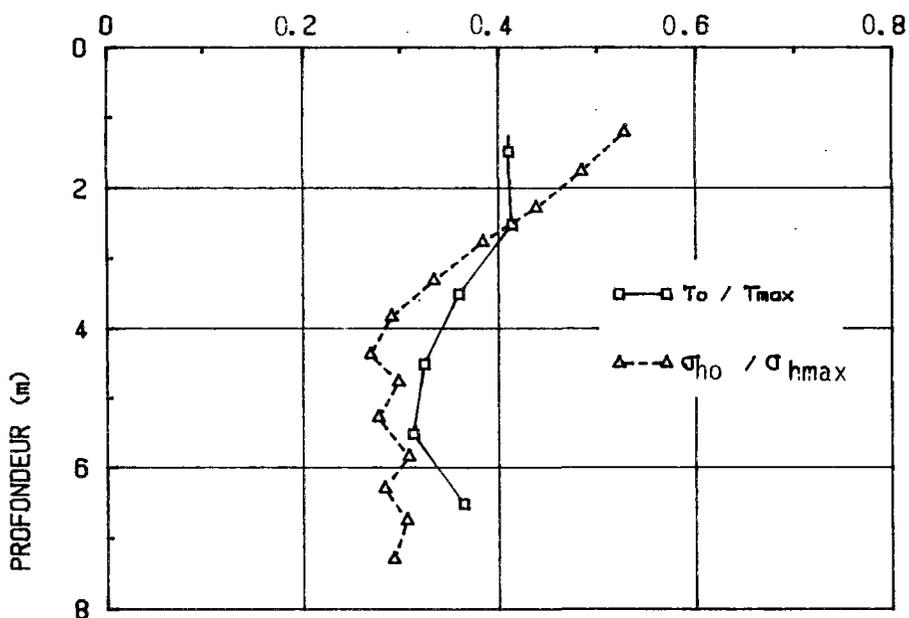


FIGURE 78 : COMPARAISON DES RAPPORTS T_o / T_{max} et $\sigma_{ho} / \sigma_{hmax}$

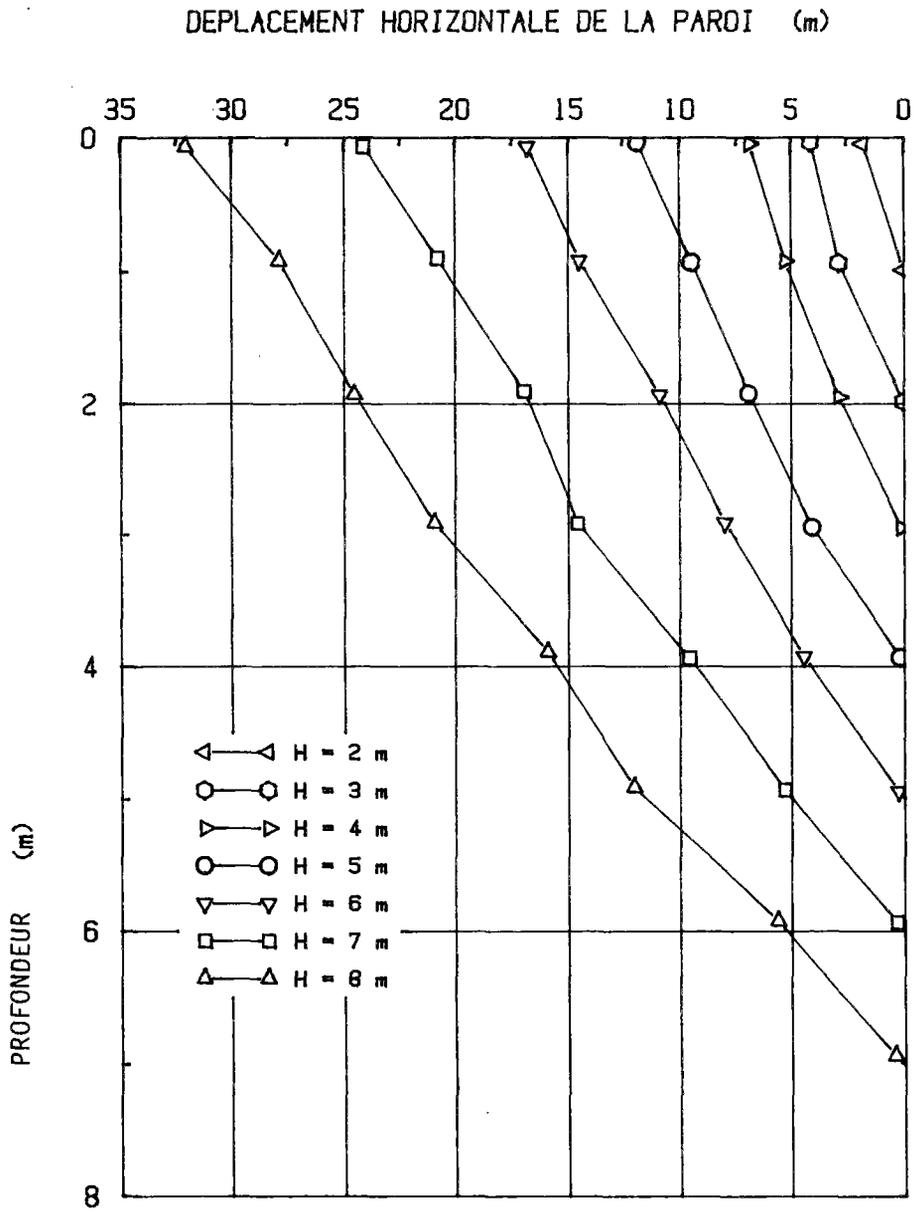


FIGURE 79 : EVOLUTION DU DEPLACEMENT HORIZONTAL DE LA PAROI AU COURS DE L'EXCAVATION ; CLOUAGE

COMPARAISON CLOUAGE & TERRE-ARMEE

VECTEUR DEPLACEMENT

PHASE NO : 8.

FICHER XX

0.9067E-01

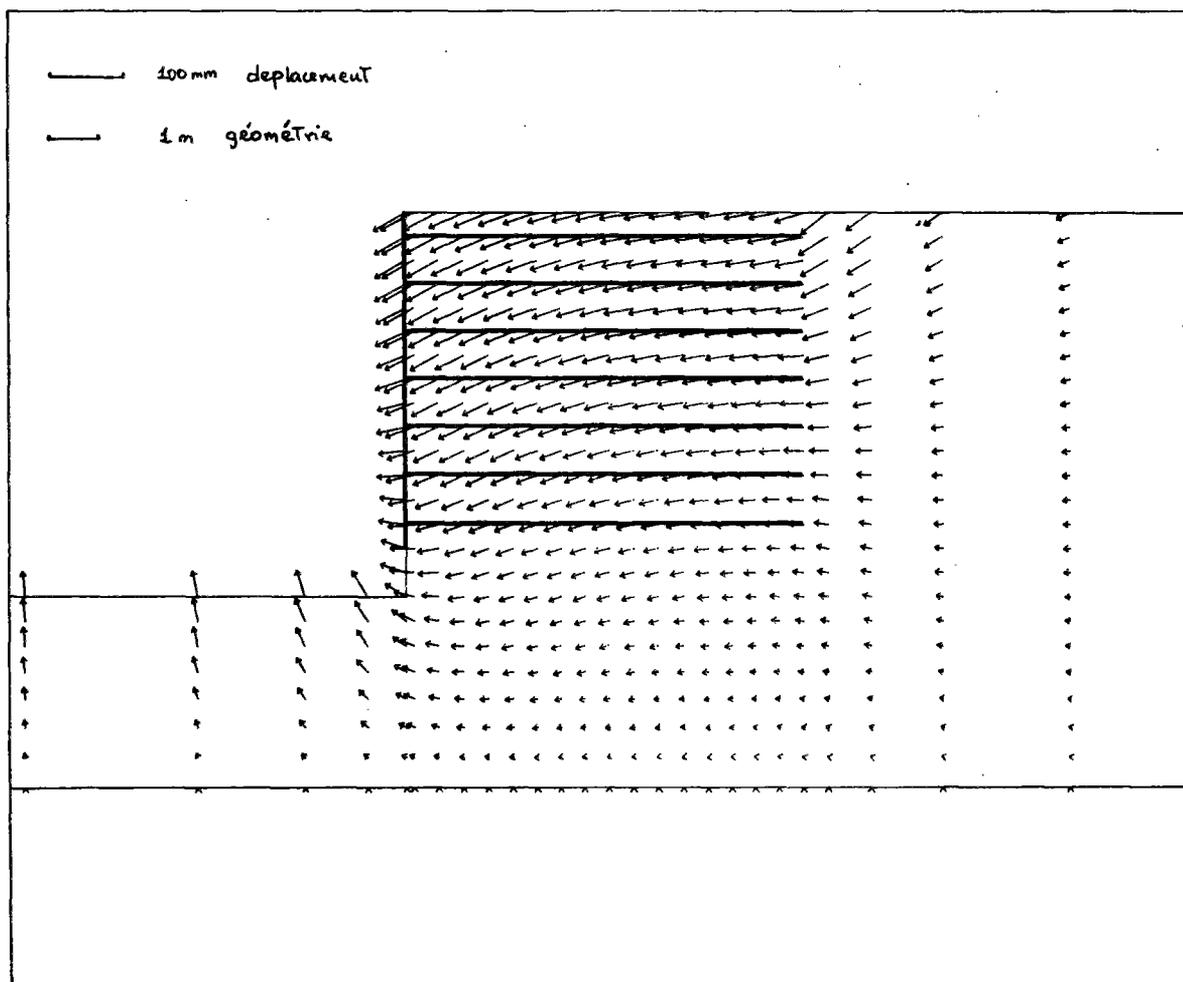


FIGURE 80 : CLOUAGE ; 8 PHASES ; CHAMP DE DEPLACEMENT

du déplacement relatif horizontal et les efforts de cisaillement du déplacement relatif perpendiculaire à la direction de l'armature. Par ailleurs, le champ de déplacement relatif permet de mieux identifier les zones (ou surfaces) de cisaillement maximal dans le sol, qui peuvent être considérées comme des surfaces de rupture potentielle.

La figure 81 montre le champ des vecteurs de déplacement relatif (Δu) dans le sol. Sur cette figure on a tracé les lieux géométriques des déplacements relatifs maximaux et les lieux de tractions maximales pour le même mur. La comparaison entre ces lieux géométriques semble indiquer que, pour le cas étudié (soutènement par clouage à inclusions flexibles horizontales), la surface de cisaillement maximal dans le sol est proche du lieu de traction maximale dans les armatures.

II.3.2 - Comportement d'un mur en Terre Armée

Si le comportement des soutènements par clouage n'est pas encore bien connu et peu d'expérimentations en vraie grandeur ont été réalisées jusqu'à ce jour (Stocker et al., 1979 ; Shen et al., 1981 ; Cartier et Gigan, 1983), le comportement des murs en Terre Armée a fait l'objet de nombreuses recherches théoriques et expérimentales. L'analyse complète des résultats obtenus pour la Terre Armée déborde le cadre de notre étude. Nous ne tenterons de simuler la réalisation d'un mur en Terre Armée que pour déterminer l'effet du mode de construction sur le comportement de l'ouvrage en sol renforcé et en particulier sur l'évolution des valeurs et des lieux de traction maximale.

En effet, les expérimentations en vraie grandeur sur les soutènements par clouage (Cartier et Gigan, 1983) et sur les murs en Terre Armée, ainsi que les essais en laboratoire sur modèles réduits de mur en Terre Armée et en sol cloué (Juran et al, 1984) ont permis de montrer que le mode de construction a un effet très marqué sur le déplacement de la paroi et les valeurs des tractions maximales dans les inclusions.

La Figure 82 montre l'effet du mode de construction sur le déplacement de la paroi et sur la traction maximale dans les modèles réduits.

COMPARAISON CLOUAGE & TERRE-ARREE

VECTEUR DEFORMATION

PHASE NO : 8.

FICHER XX

0.1870E-02

— 2 mm déplacement relatif
— 1 m géométrie

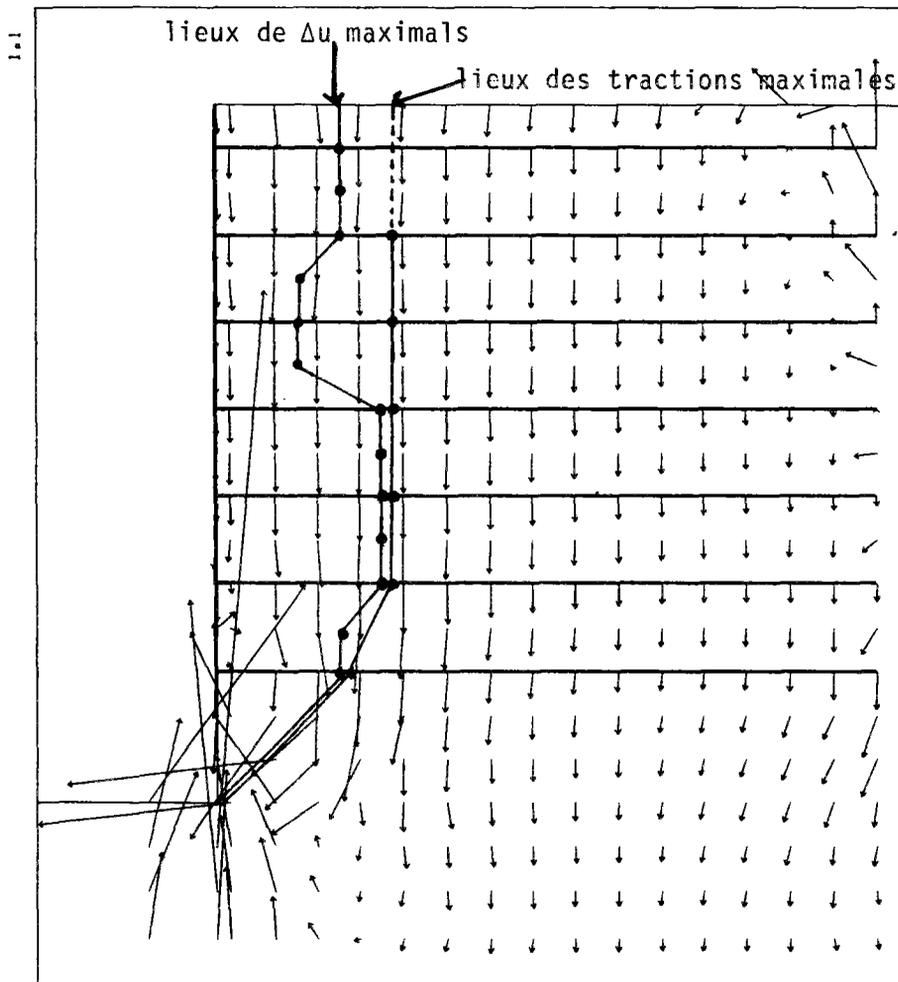


FIGURE 81 : CLOUAGE ; 8 PHASES ; CHAMP DE DEPLACEMENT RELATIF (Δu)

On note que l'excavation, dans le cas du clouage, conduit à un déplacement plus grand en tête du massif, qui décroît sensiblement avec la profondeur, alors que le remblaiement, dans le cas de la Terre Armée, conduit à un déplacement plus uniforme, légèrement croissant avec la profondeur. Dans les deux cas, les déplacements maximaux sont du même ordre et la valeur correspondante de γ_{\max}/H est d'environ 1 %.

Les distributions des tractions maximales ne sont pas linéaires. Elles sont différentes de celles calculées en considérant la poussée du sol à l'état limite (K_a). En particulier, dans la partie supérieure du massif, les tractions maximales correspondent à la pression du sol à l'état K_0 . On note qu'en tête du massif les tractions maximales et les déplacements du parement sont plus élevés dans le cas du clouage (excavation) que dans le cas de la Terre Armée (remblaiement) alors que, dans la partie basse du massif, c'est l'inverse qui se produit, les tractions maximales et les déplacements du parement étant plus élevés dans le cas de la Terre Armée. Dans le modèle du clouage, la distribution des tractions maximales est quasi parabolique avec un maximum situé à une profondeur d'environ 0,5 H. Ce maximum est inférieur à celui des tractions maximales mesurées dans la Terre Armée.

Ces résultats sont en bon accord avec les observations sur les ouvrages réels. La figure 83 montre les distributions des tractions maximales mesurées respectivement dans un mur en Terre Armée et dans un soutènement en sol cloué. Ces deux ouvrages, réalisés dans des sols granulaires, ont pratiquement la même hauteur ($H = 5,6$ m). Le clouage est réalisé avec des profilés métalliques de section L, enfoncés dans le sol par vibropercussion avec une inclinaison de 20° vers le bas (CARTIER et GIGAN, 1983). On note que les distributions des tractions maximales mesurées dans les deux ouvrages sont analogues à celles mesurées sur les modèles réduits.

Pour mieux analyser l'effet de l'histoire de construction, on présente ci-dessous les résultats d'une simulation de la réalisation d'un mur en Terre Armée.

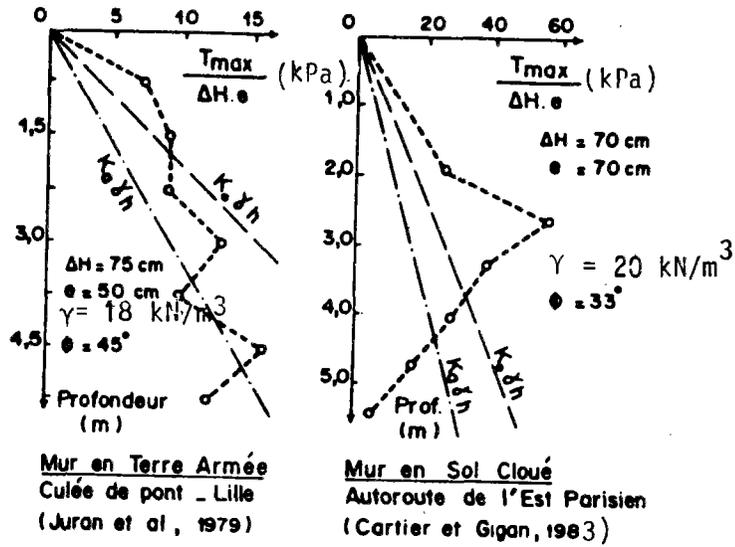


FIGURE 83 :
DISTRIBUTION DES TRACTIONS MAXIMALES MESURÉES
DANS LES INCLUSIONS D'UN MUR EN TERRE ARMÉE ET
D'UN SOUTÈNEMENT PAR CLOUAGE

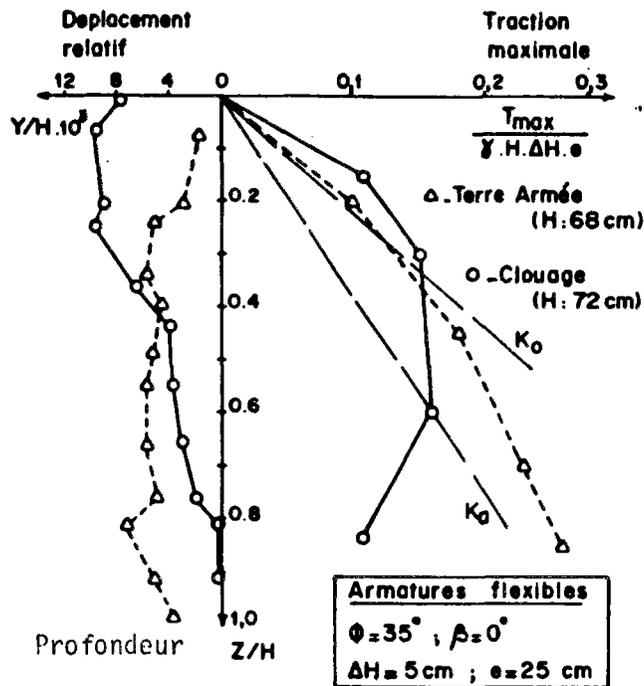


FIGURE 82 :
EFFET DU MODE DE CONSTRUCTION SUR LES DEPLACEMENTS
DU PAREMENT ET SUR LES TRACTIONS MAXIMALES

II.3.2.1 - Lieux et valeurs de la traction maximale

La figure 84 montre les lieux des tractions maximales dans le mur au cours de sa construction. On note que les lieux des tractions maximales sont pratiquement homothétiques et que la géométrie de la zone active qui en résulte est définie par un rapport D/H pratiquement constant ($D/H \approx 0,25$ à $0,3$). Cette géométrie correspond bien aux observations sur les ouvrages réels et sur les modèles réduits (SCHLOSSER et SEGRESTIN, 1979).

La figure 85 montre la variation de traction maximale avec la profondeur dans un mur en Terre Armée pour différentes hauteurs du mur. On remarque que, contrairement au cas du clouage, et pour les mêmes caractéristiques du sol et des renforcements, les efforts de traction dans les armatures, en particulier en haut du mur, sont inférieurs à ceux correspondant à la poussée du sol à l'état de repos et se rapprochent de ceux calculés en considérant le sol à l'état limite.

La figure 86 montre que la traction maximale dans l'armature correspond à la poussée du sol le long de la ligne de traction maximale. On vérifie donc, dans le cas de Terre Armée, à chaque niveau l'équilibre local d'une tranche horizontale comportant un lit d'armature, à savoir :

$$T_{\max} = \sigma_h \Delta h.e$$

Ces résultats semblent indiquer que l'histoire de la déformation que subit le sol au cours de la construction des deux types d'ouvrages considérés conduit à des champs de déplacements différents. En effet, comme le montre la figure 55, le déplacement de la paroi dans le cas de la Terre Armée a une allure différente de celle obtenue pour le cas du clouage (Fig. 74).

Les chargements successifs des couches de remblai dans le cas de la Terre Armée conduit à un déplacement moins important en tête du mur, associé à une distribution de la traction maximale différente de celle obtenue pour le clouage.

Cependant, la variation des tractions maximales obtenue pour le mur en Terre Armée ne correspond pas aux observations sur les ouvrages réels. Pour expliquer cette différence, il nous a paru nécessaire d'essayer de simuler l'effet du compactage sur le comportement de l'ouvrage.

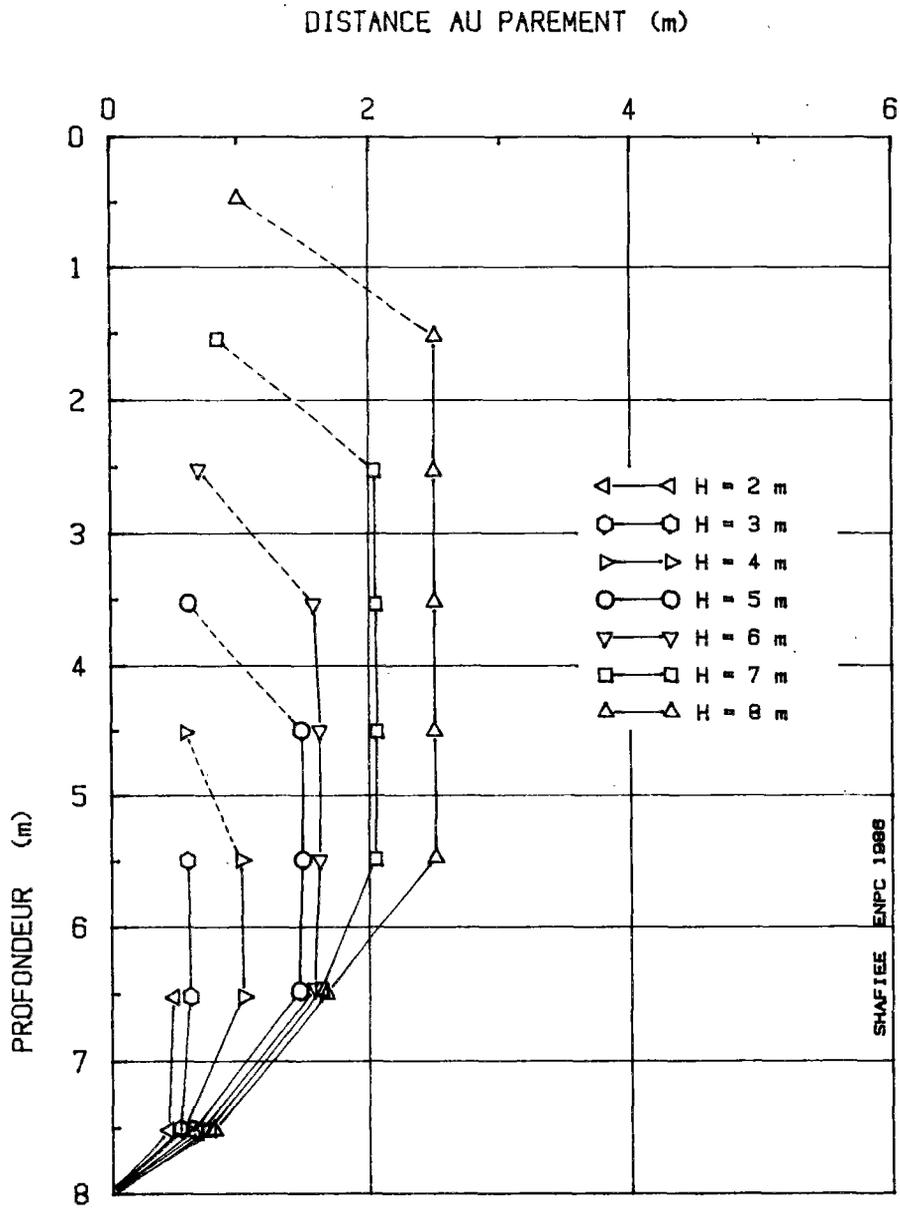


FIGURE 84 : TERRE-ARMEE ; EVOLUTION DES LIEUX DE TRACTION MAXIMALES AU COURS DES PHASES DE CONSTRUCTION ; 8 PHASES

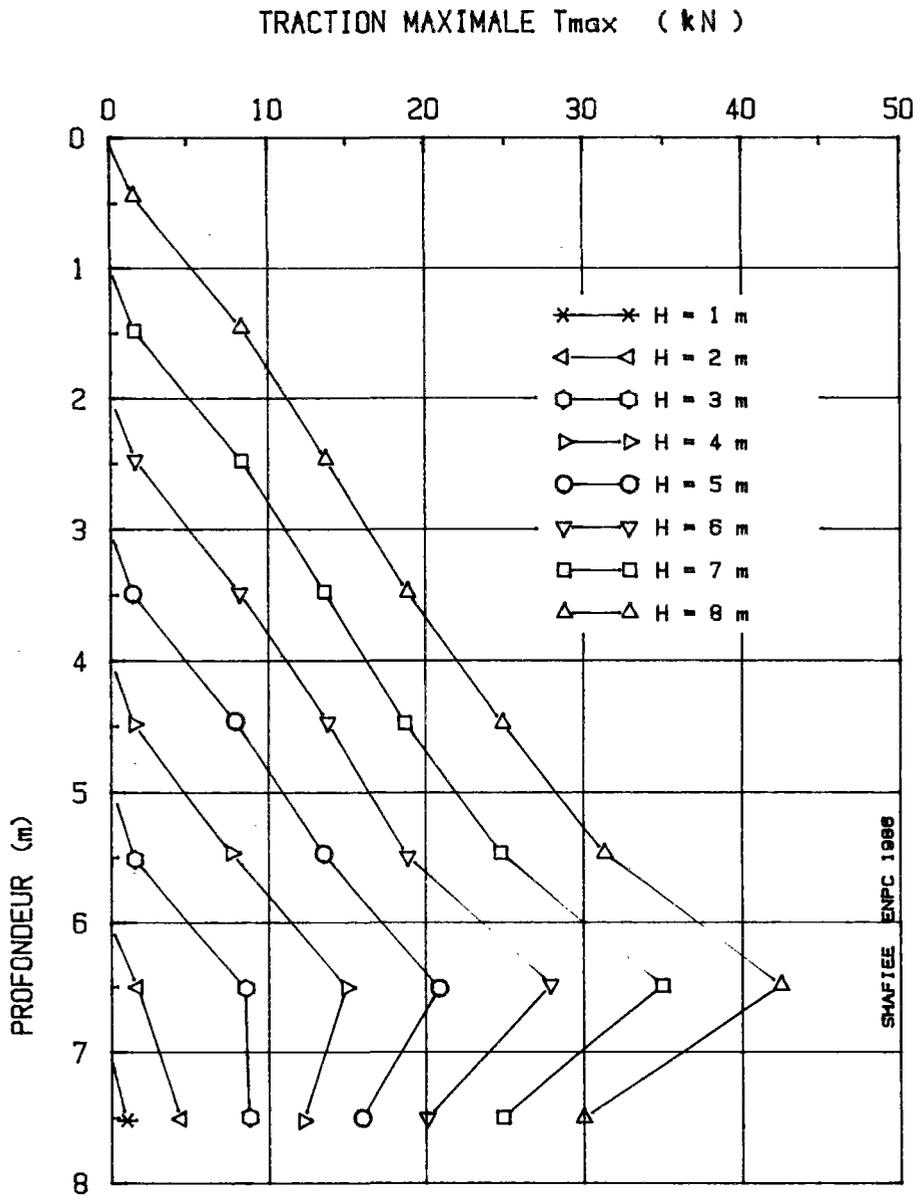


FIGURE 85 : TERRE-ARMEE ; EVOLUTION DE LA TRACTION MAXIMALE DANS LES ARMATURES AU COURS DES PHASES DE CONSTRUCTION ; 8 PHASES

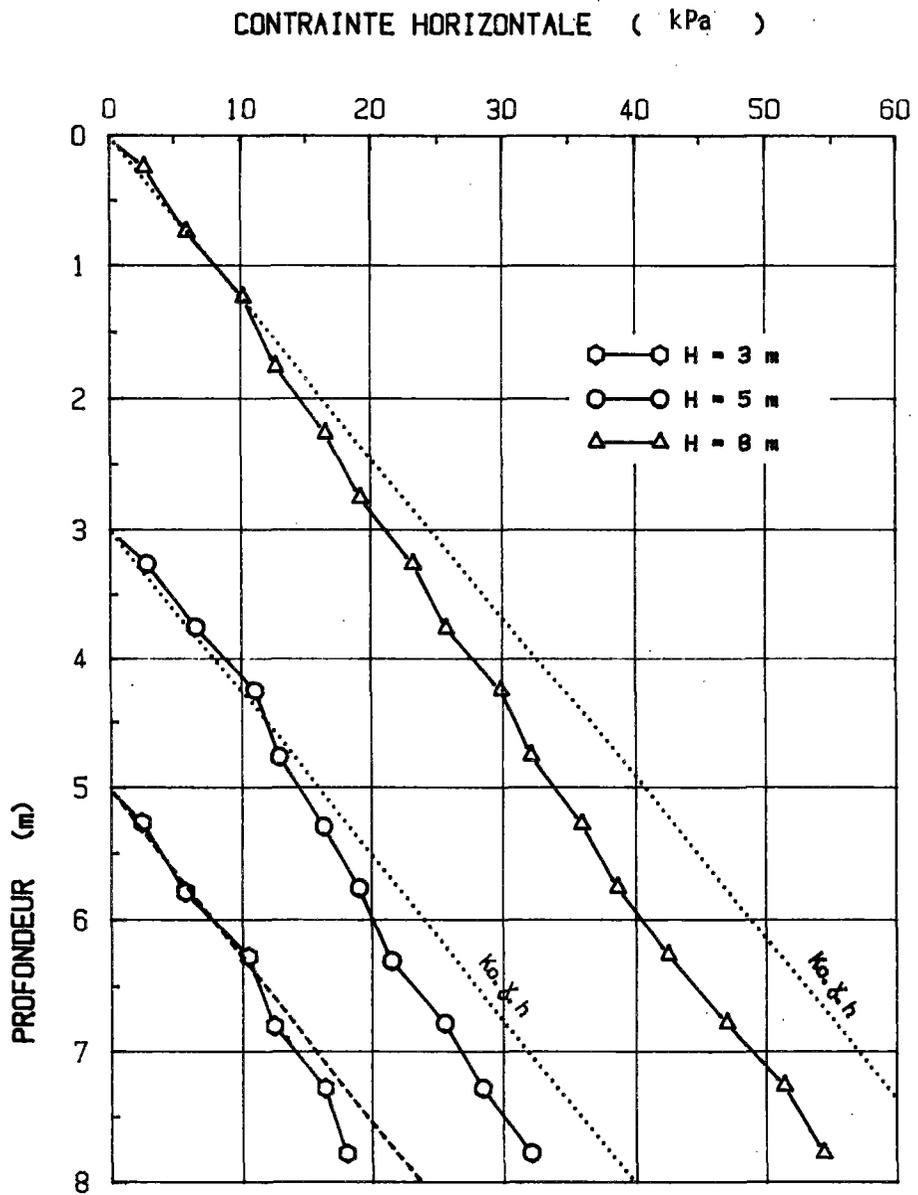


FIGURE 86 : EVOLUTION DE LA CONTRAINTE HORIZONTALE
A 2,25 m DU PAREMENT AU COURS DE LA CONSTRUCTION, POUR
H = 3 m ; H = 5 m ET H = 8 m (TERRE-ARMEE)

II.3.2.2 - Effet du compactage

Pour simuler l'effet du compactage on considère un compactage statique sous forme d'une surcharge égale à un poids de terre déterminé.

La figure 87 montre les tractions maximales dans un mur en Terre Armée de 5 m de hauteur, avant compactage, pendant le compactage statique sous une surcharge correspondant à une hauteur de remblai de 2 m, et après compactage, lorsque la surcharge est enlevée.

On remarque que, du fait de l'interaction entre le sol et les armatures, les tractions qui se développent dans celles-ci ne sont pas entièrement réversibles. En effet, le sol à l'interface subit des déformations permanentes, provoquant l'apparition de tractions irréversibles dans le renforcement.

Ce phénomène est particulièrement important dans la partie supérieure du sol, et il a pour effet de modifier la loi de variation de la traction maximale avec la profondeur.

Lorsque, après compactage à un niveau donné, on continue la construction, l'effet du compactage s'atténue et devient relativement faible par rapport aux efforts de traction générés par la construction.

Ce résultat a été confirmé expérimentalement à partir des mesures des efforts de traction, sous compactage, dans les ouvrages en vraie grandeur (Fig. 88).

Cet effet de compactage conduit à une distribution des tractions maximales avec la profondeur qui se rapproche de celle observée dans les ouvrages réels.

Comme on le voit sur la figure 89, l'effet du compactage dépend de la surcharge appliquée pour le simuler. Il semble qu'une surcharge correspondant à une hauteur de remblai de 2 m conduise à des résultats satisfaisants.

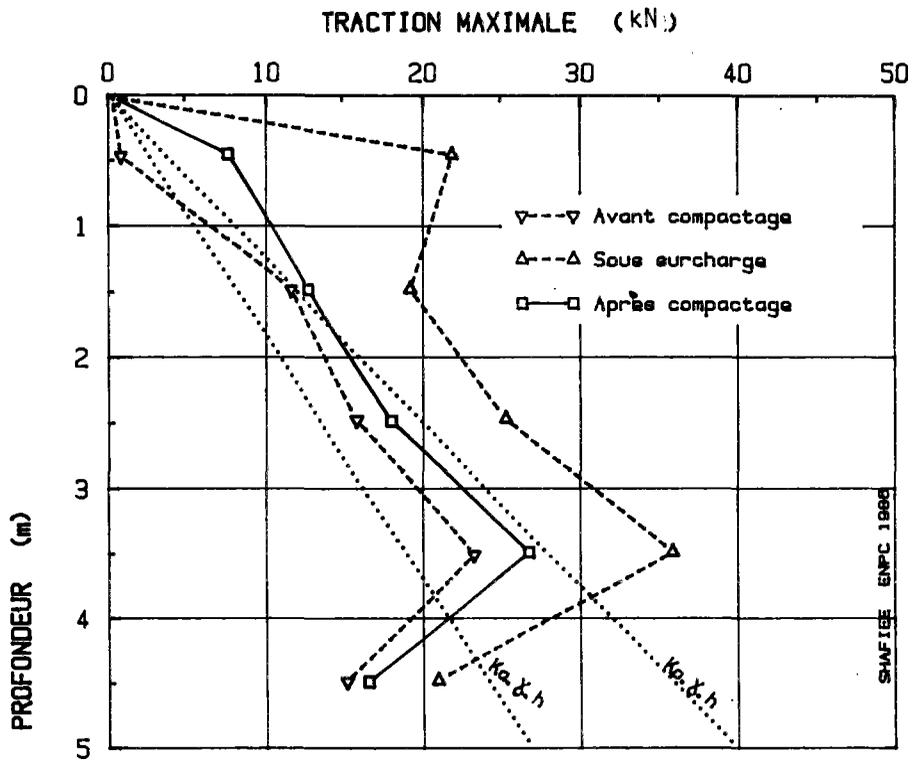


FIGURE 87 : EFFET DU COMPACTAGE SIMULE PAR UNE SURCHARGE STATIQUE DE 2m DE SOL SUR LES TRACTION MAXIMALES ; DERNIERE PHASE DE LA CONSTRUCTION

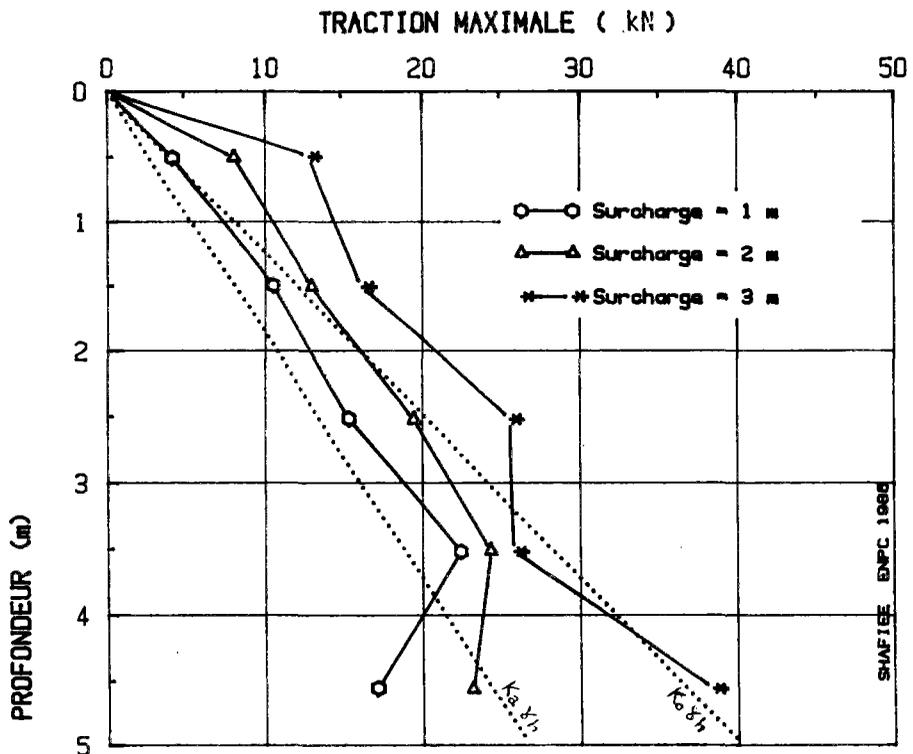


FIGURE 89 : EFFET DE LA HAUTEUR DE SURCHARGE SUR LES TRACTION MAXIMALES ; DERNIERE PHASE

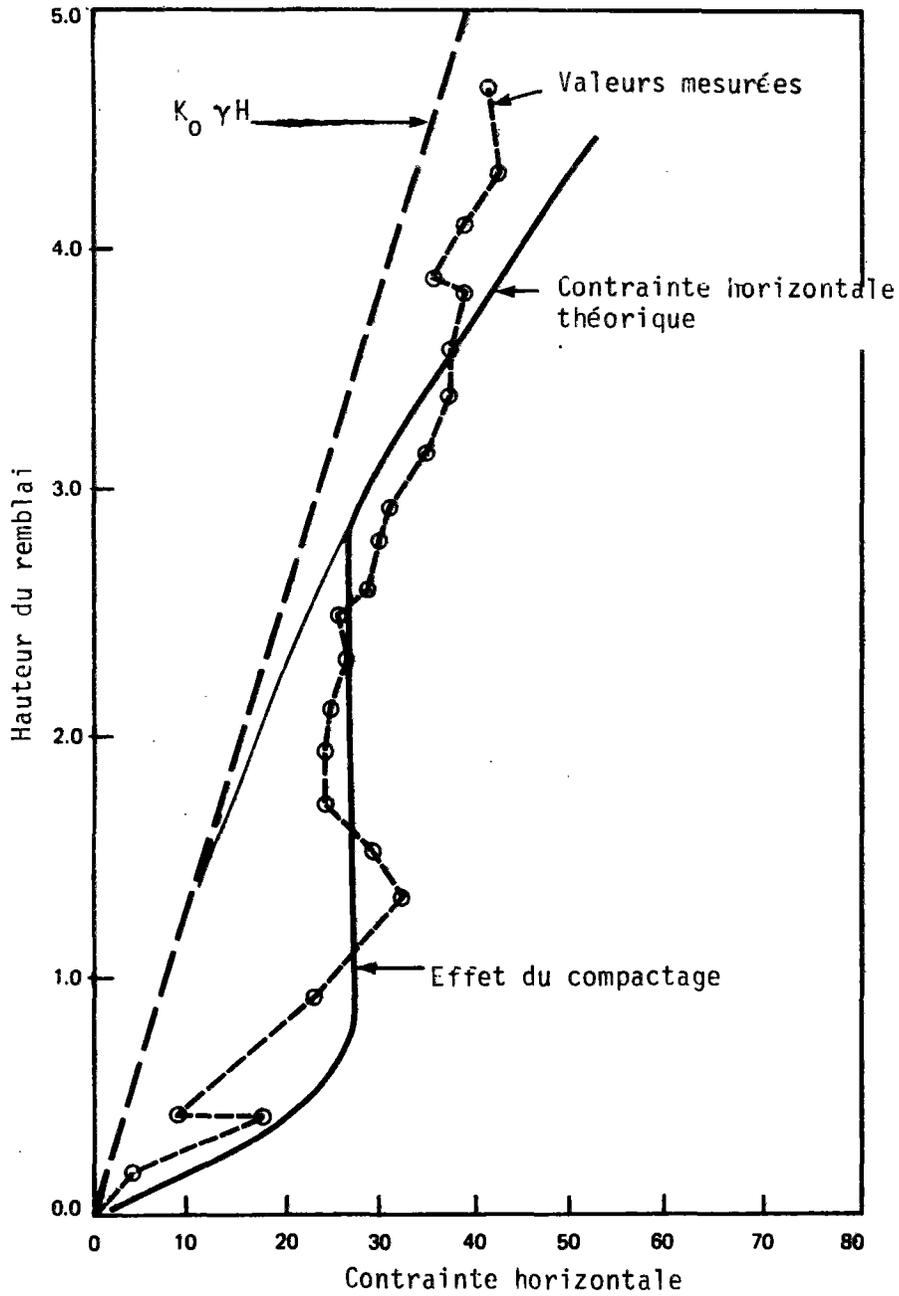


FIGURE 88 - DISTRIBUTION DE LA CONTRAINTE HORIZONTALE SUR LA PAROI EN FONCTION DE LA HAUTEUR DU REMBLAI POUR UN POINT DE MESURE A 1.125 M AU-DESSUS DE LA FONDATION (MURRAY et AL, 1979)

II.4 - ETUDE PARAMETRIQUE

On s'intéresse plus particulièrement à l'effet de deux paramètres :

- l'inclinaison des renforcements,
- la rigidité à la flexion des renforcements.

Par ailleurs, on étudie brièvement l'influence des caractéristiques du sol (cohésion, angle de frottement interne et module d'élasticité), de l'extensibilité et la longueur des armatures, de la rigidité de la paroi et des phases de construction.

II.4.1 - Effet de l'inclinaison des renforcements

II.4.1.1 - Déformation du massif et propagation des zones plastiques

La figure 90 montre l'effet de l'inclinaison sur la déformation du massif en sol renforcé. On remarque que l'inclinaison des armatures entraîne une augmentation du déplacement de la paroi et du tassement de la surface libre du massif, associée à la propagation des zones plastiques dans le sol. Lorsque les armatures sont horizontales, elles restreignent le déplacement latéral et l'extension horizontale du massif. Le sol reste alors à l'état élastique.

Lorsque l'armature est inclinée par rapport à l'horizontale, qui est la direction d'extension maximale dans le massif, la tendance du sol à se déplacer latéralement se traduit par un vecteur de déplacement incliné par rapport à la direction de l'armature.

La mobilisation des efforts de traction dans les armatures, ainsi que la déformation de celles-ci, dépendent de l'inclinaison du vecteur de déplacement du sol par rapport à l'orientation des armatures ; plus cette inclinaison est importante, plus grande est la déformation du sol nécessaire pour mobiliser les efforts dans les armatures.

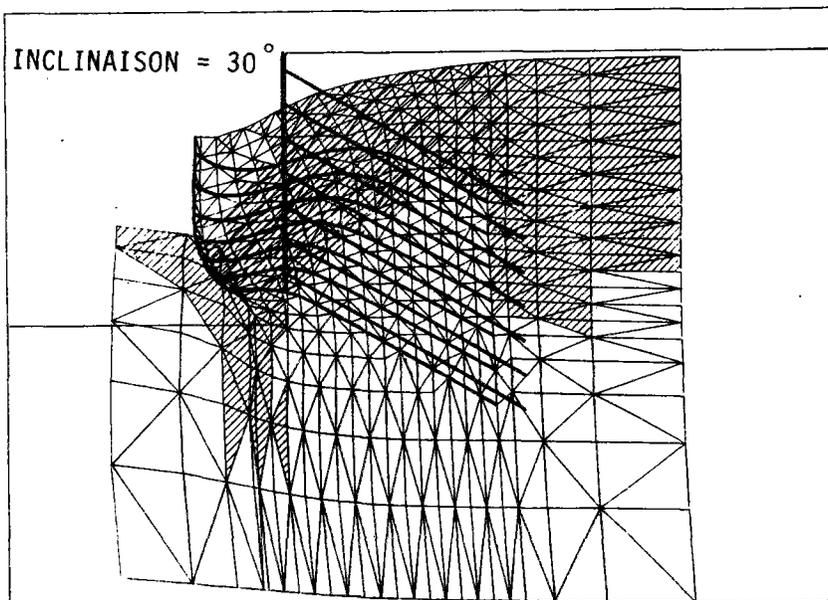
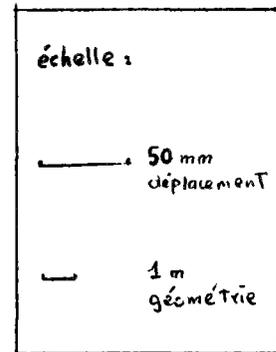
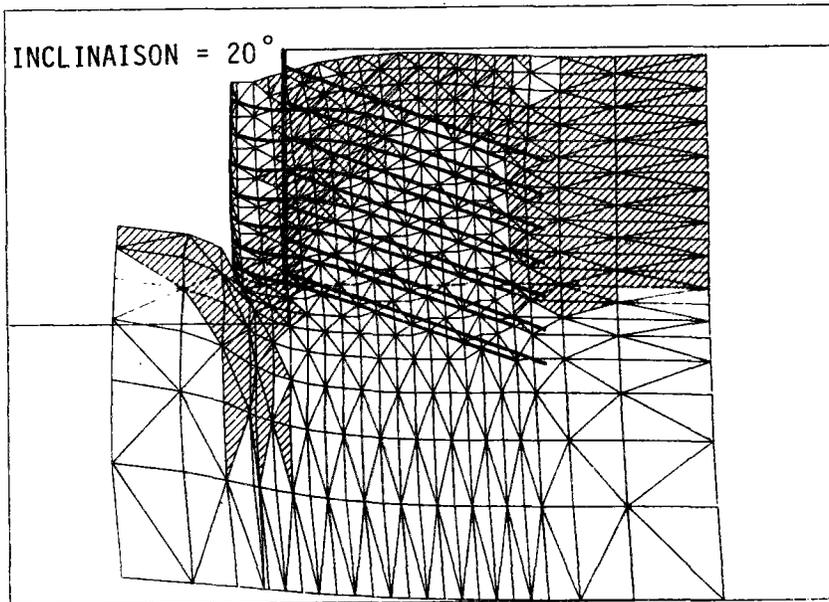
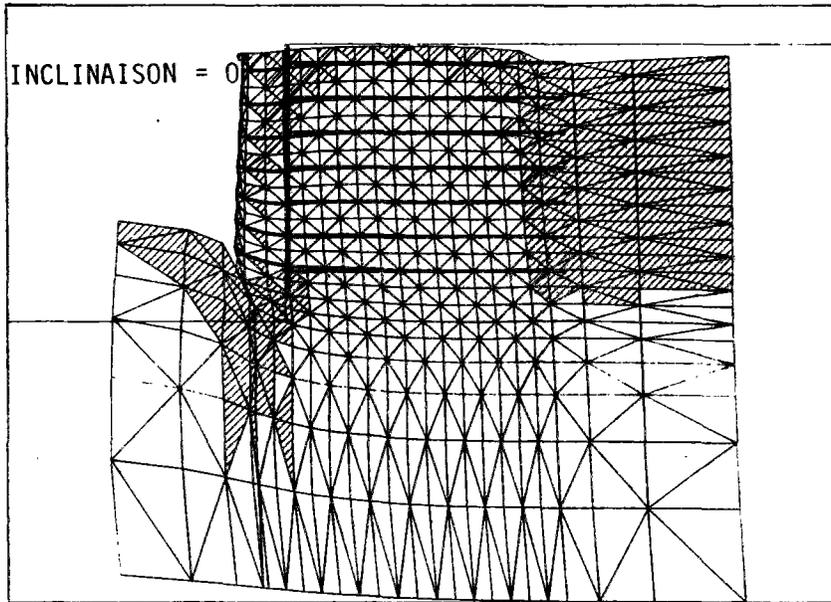


FIGURE 90 : EFFET DE L'INCLINAISON DES RENFORCEMENTS SUR LA DEFORMEE DU MASSIF

On note en particulier que, lorsque le vecteur de déplacement du sol est incliné par rapport à la direction de l'armature, il peut être décomposé en une composante dans la direction de l'armature, entraînant la mobilisation des efforts de traction dans celles-ci, et une composante perpendiculaire aux armatures, entraînant la mobilisation des efforts tranchants dans celles-ci, lorsqu'elles ont une certaine résistance à la flexion.

Dans ce qui suit, on aborde essentiellement l'effet de l'inclinaison des armatures sur la mobilisation des efforts de traction dans ces renforcements et sur les champs de contraintes et de déplacements dans le sol.

En inclinant les armatures vers le bas, on augmente la déformation du sol, qui atteint l'état plastique. On remarque alors l'apparition d'une zone plastique derrière le parement, qui est d'autant plus importante que l'inclinaison est plus grande.

Lorsque les armatures sont horizontales, elles empêchent l'extension latérale du sol nécessaire pour atteindre l'état d'écoulement plastique. On n'observe alors qu'une plastification locale au voisinage immédiat du parement, due à la déformation résultant de la phase d'excavation du sol avant la mise en place des renforcements.

Dans le cas des armatures inclinées, la limite de la zone plastique semble presque perpendiculaire aux armatures.

II.4.1.2 - Effet de l'inclinaison sur le déplacement de la paroi et la poussée du sol

On montre sur la figure 91 l'effet de l'inclinaison des inclusions sur le déplacement de la paroi. Au fur et à mesure des phases d'excavation le déplacement en tête de la paroi croît et cette croissance est d'autant plus importante que l'inclinaison du renforcement est plus forte. Pour une hauteur de 8 m, les rapports \underline{X}/H (\underline{X} étant le déplacement de la paroi en tête) atteignent 5,6/1000 pour une inclinaison $\beta = 0$ et 11/1000 pour $\beta = 30^\circ$. La forme du déplacement de la paroi et ainsi que l'ordre de grandeur de ces déplacements sont en accord avec ceux mesurés généralement sur les ouvrages réels.

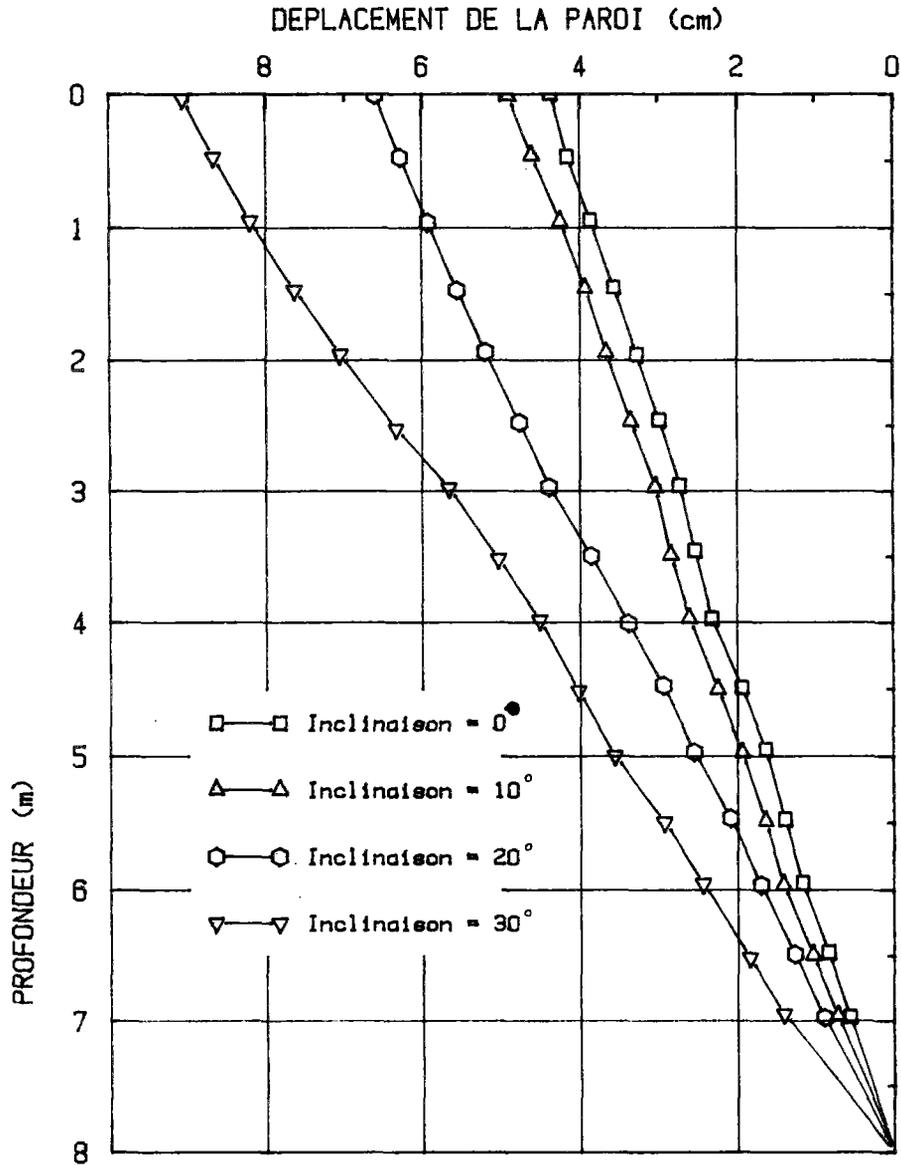


FIGURE 91-a : EFFET DE L'INCLINAISON SUR LE DEPLACEMENT HORIZONTAL DE LA PAROI

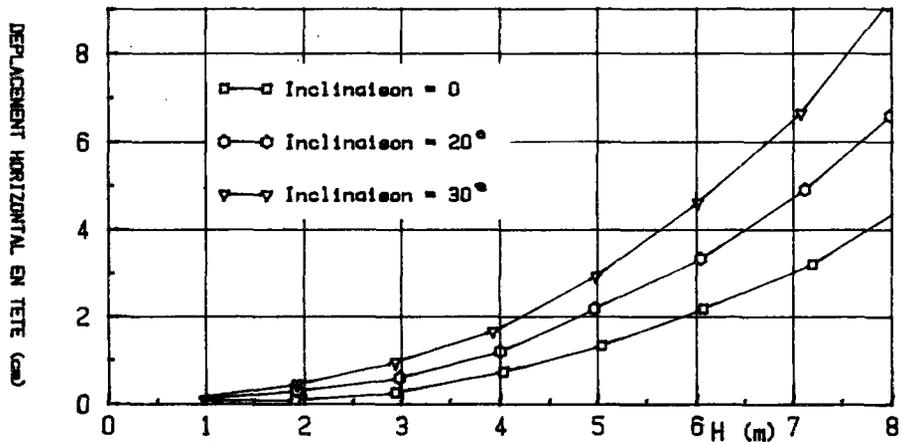


FIGURE 91-b , EFFET DE L'INCLINAISON SUR L'EVOLUTION DE DEPLACEMENT HORIZONTAL EN TETE DU MUR

La figure 92 montre l'effet de l'inclinaison sur la poussée du sol près de la paroi. On note que l'interaction entre le massif de sol renforcé et la paroi modifie les champs de contraintes au voisinage de cette dernière, et entraîne une rotation des axes principaux dans le sol.

Comme on l'a noté précédemment, l'interaction entre le sol et le lit d'armatures provoque des effets de voûte, ayant pour conséquence une diminution de la contrainte horizontale dans la zone active lorsqu'on s'approche du parement, la poussée du sol étant transmise aux armatures par le biais du frottement latéral aux interfaces.

Ainsi, la poussée du sol sur le parement peut être inférieure à celle calculée pour un massif à l'état limite à partir de la théorie de Rankine, à savoir :

$$\sigma_h = K_a \sigma_v \quad (\text{où } \sigma_v = \gamma H)$$

avec

K_a = le coefficient de poussée du sol,

γ = poids volumique du sol,

H = profondeur considérée.

En effet, au voisinage du parement la contrainte verticale σ_v est inférieure à γH , car l'interaction entre le sol et le parement par frottement, simulée en considérant des éléments à critère de rupture orienté a pour conséquence un transfert de charge aux renforcements. On remarque que le déplacement du parement est plus important pour une poussée plus faible.

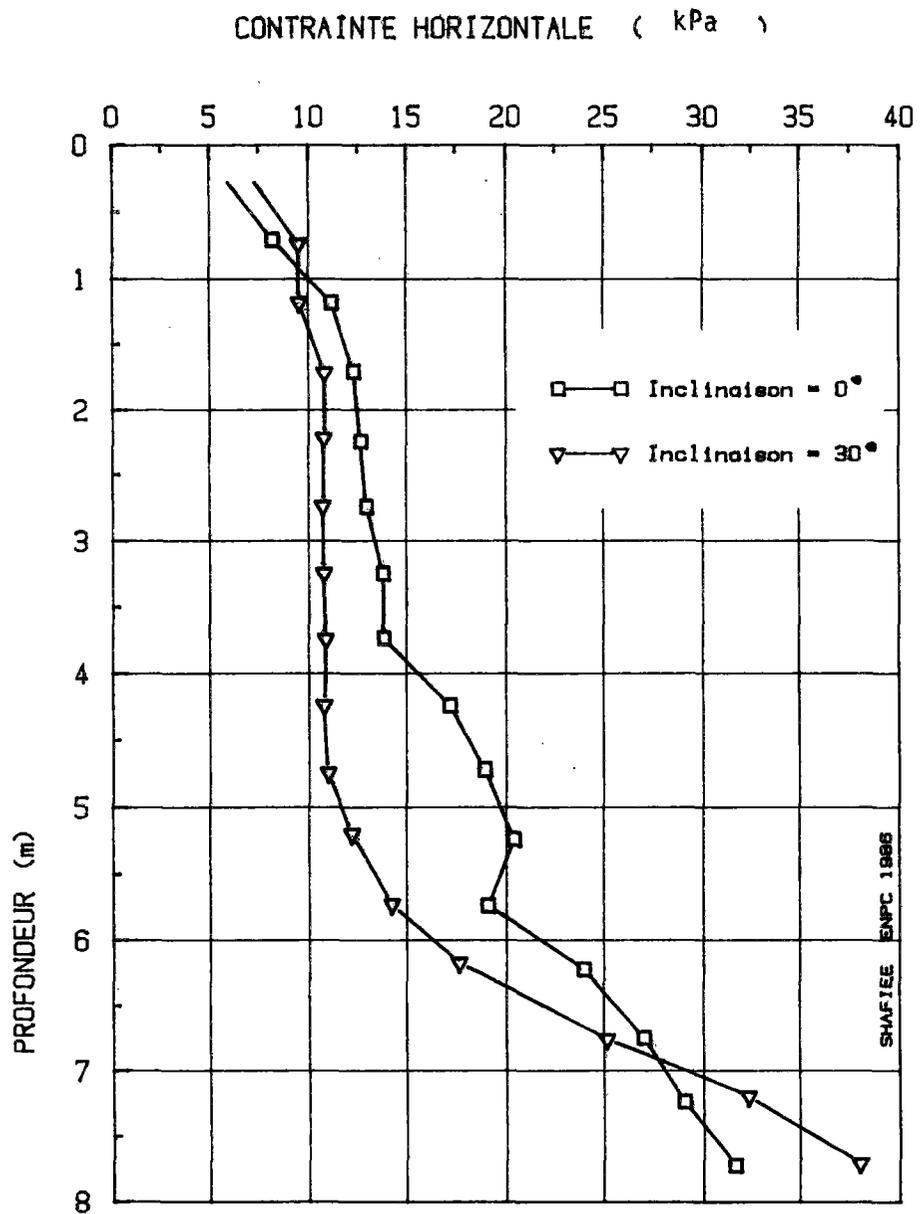


FIGURE 92 : EFFET DE L'INCLINAISON SUR LA
CONTRAINTE HORIZONTALE PRES DU PAREMENT (δ 25 cm du
parement)

II.4.1.3 - Effet de l'inclinaison sur le champ de déplacement

La figure 93 montre l'effet de l'inclinaison sur le champ de déplacement. Dans le cas des armatures horizontales, les déplacements du sol étant essentiellement latéraux, l'inclinaison du vecteur de déplacement du sol par rapport aux armatures reste relativement faible. Les armatures empêchent la déformation du sol dans leurs directions et, par conséquent, le tassement de la surface supérieure du massif. Le massif du sol renforcé se déplace alors comme un monolithe.

Lorsque l'armature est inclinée par rapport à l'horizontale, c'est-à-dire à la direction d'extension maximale dans le sol, le déplacement du sol nécessaire pour mobiliser les efforts dans les renforcements est plus important.

Cette augmentation du déplacement latéral entraîne également un tassement plus important, et la direction du vecteur de déplacement du sol renforcé s'approche alors de celle du sol non renforcé. L'augmentation de l'inclinaison se traduit donc à la fois par une augmentation du déplacement du sol et de l'angle de ce vecteur par rapport à la direction du renforcement.

Pour mieux analyser l'effet de l'inclinaison sur le champ de déplacement dans le sol, on montre sur la figure 94 les déplacements relatifs entre deux points voisins :

$$\Delta u = \frac{u_1 - u_2}{l}$$

(u = déplacement du point i)
(l = la distance entre les deux points voisins)

Le point voisin est défini par le point le plus près horizontalement et verticalement, à droite du point considéré. Dans le cas des armatures inclinées, où l'on modifie le maillage pour tenir compte de cette inclinaison, le point voisin n'est pas forcément sur la même horizontale, ce qui explique l'irrégularité observée en certains points.

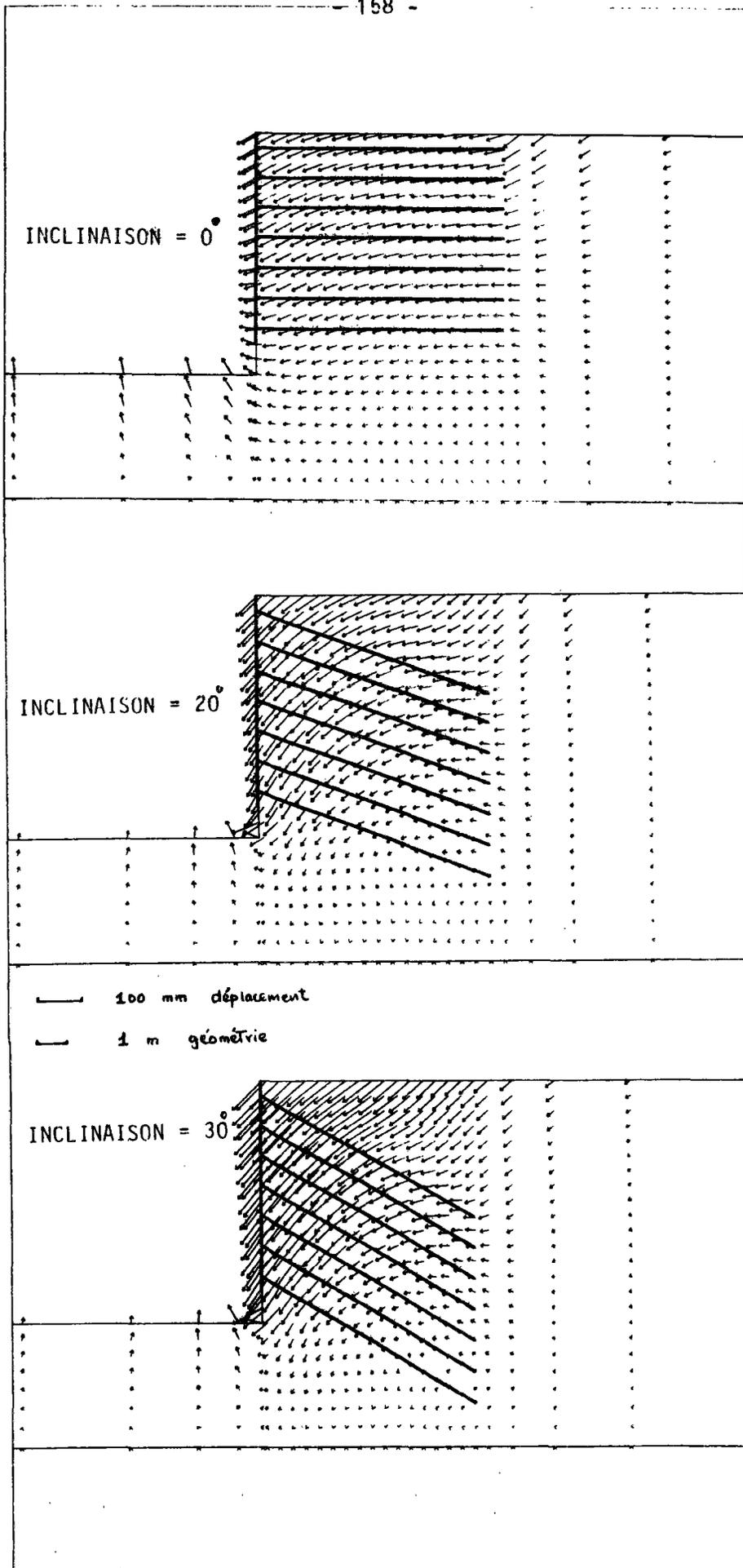


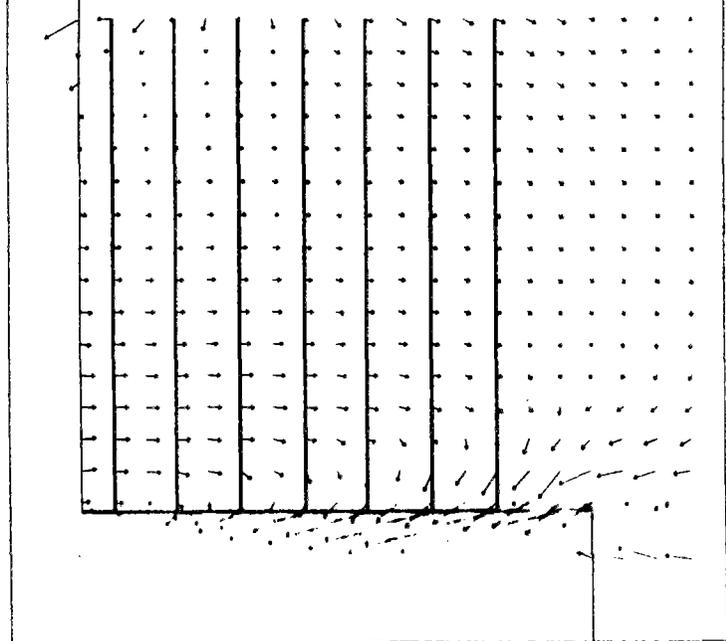
FIGURE 93 : EFFET DE L'INCLINAISON DES RENFORCEMENTS SUR LE CHAMP DES DEPLACEMENTS DU MASSIF

COMPARAISON CLOUAGE & TERRE-ARMEE

VECTEUR DEFORMATION PHASE NO 1 B.

FICHER X135 0-1122E-01

INCLINAISON = 0°

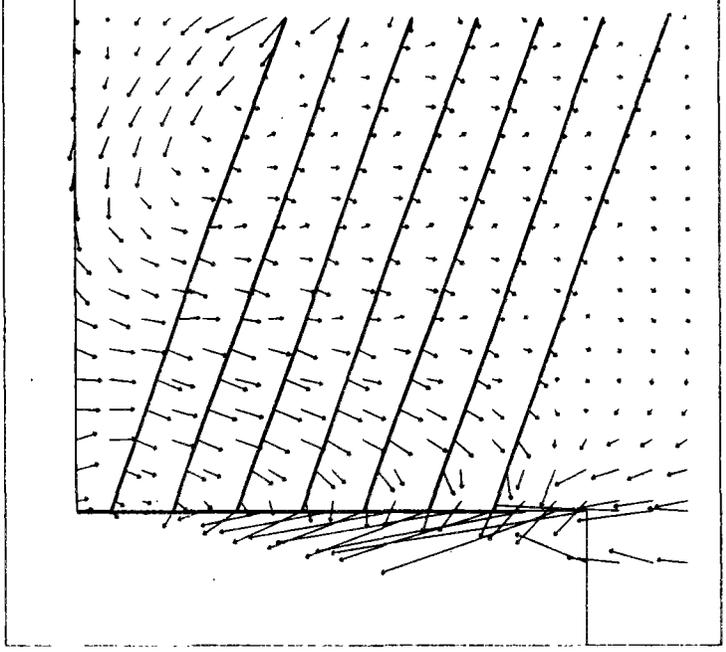
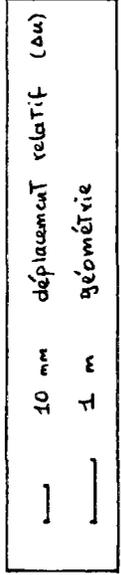


COMPARAISON CLOUAGE & TERRE-ARMEE

VECTEUR DEFORMATION PHASE NO 1 B.

FICHER X134 0-1122E-01

INCLINAISON = 20°



COMPARAISON CLOUAGE & TERRE-ARMEE

VECTEUR DEFORMATION PHASE NO 1 B.

FICHER X133 0-1122E-01

INCLINAISON = 30°

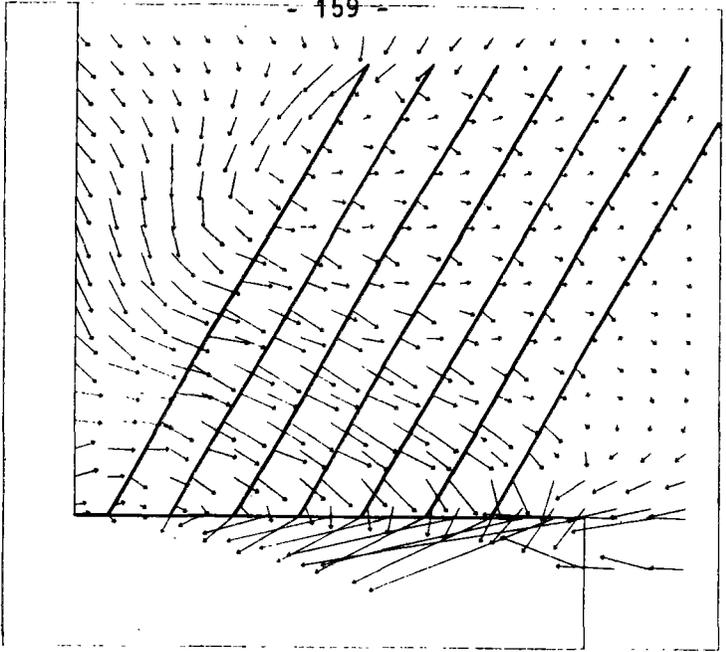


FIGURE 94 : EFFET DE L'INCLINAISON DES RENFORCEMENTS SUR LE CHAMP DES DEPLACEMENTS RELATIFS (Δu) DU MASSIF

La notion de déplacement relatif est essentielle pour comprendre la mobilisation des efforts dans les renforcements et pour étudier le champ de déformation (surface potentielle de rupture).

En effet, la mobilisation des efforts dans chaque élément de renforcements dépend des déplacements relatifs entre ces deux extrémités. Le vecteur de déplacement relatif peut être décomposé en une composante selon la direction de l'armature (Δu_n) entraînant la mobilisation des efforts de traction dans celles-ci, et une composante perpendiculaire aux armatures (Δu_c) entraînant la mobilisation des efforts tranchants dans celles-ci.

La traction mobilisée en chaque point dans les renforcements est directement proportionnelle à Δu_n et on peut écrire :

$$T_n = ES \Delta u_n \quad .$$

Dans le cas de l'effort de cisaillement, il y a un paramètre de rotation relative entre les deux points voisins qui intervient également et on peut écrire :

$$T_c = \frac{12 EI}{l^2} \Delta u_c + \frac{6 EI}{l} \Delta \theta$$

avec E = module d'Young

S = section

$\Delta \theta$ = rotation relative entre deux points voisins.

Malgré l'influence de $\Delta \theta$ dans le calcul des efforts de cisaillement, le champ de Δu reste indicatif de la mobilisation du cisaillement dans les renforcements.

Le champ des vecteurs de déplacement relatif dans le massif de sol renforcé dépend sensiblement de l'inclinaison du renforcement et de son extensibilité. Dans le cas des armatures quasi-inextensibles, celles-ci

restreignent les déplacements relatifs dans leur direction et, comme le montre la figure, les vecteurs de déplacements relatifs sont pratiquement perpendiculaires à la direction des armatures.

On note cependant qu'il suffit d'un déplacement relatif très faible dans la direction de l'armature (Δu_n) pour mobiliser les efforts de traction dans celle-ci. Alors qu'il faut un déplacement relatif plus important perpendiculairement aux armatures pour mobiliser les efforts de cisaillement dans les armatures ayant une certaine résistance à la flexion.

Lorsqu'on étudie le champ des déplacements relatifs dans le massif, on peut noter une zone de déplacement relatif plus importante derrière le parement, que l'on appelle la zone active, et une zone à faible déplacement relatif que l'on appelle la zone résistante et où le sol reste dans un état voisin de K_0 . La limite entre ces deux zones correspond au lieu géométrique des vecteurs de déplacement relatif maximal. On remarque sur la figure 94 que ce lieu est pratiquement perpendiculaire à la direction de l'armature.

Par conséquent, l'augmentation de l'inclinaison des renforcements a pour effet l'augmentation de la largeur de la zone active.

Par ailleurs, la figure fait apparaître l'effet de l'interaction sol-parement.

Le cisaillement du sol à l'interface sol-parement se traduit par un vecteur de déplacement relatif très important entre le parement et le sol au contact. Cet effet est accentué par la division de la différence des déplacements entre le point du parement et le sol voisin par la distance entre ces deux points, qui est très faible. (Élément d'interface à critère de plasticité orienté).

La figure 95 montre les incréments de déplacement relatifs provoqués par une phase d'excavation (8ème phase). On note que, dans le bas du massif l'excavation du sol en l'absence de renforcement et d'élément de paroi a un effet local, se traduisant par un déplacement horizontal, alors que,

dans la partie supérieure du mur, les vecteurs "incréments de déplacement relatif" sont pratiquement perpendiculaires à la direction des armatures.

On constate que par suite de l'effet local de l'excavation en bas du massif, l'armature située au-dessus de l'excavation entraîne une rotation du vecteur de déplacement relatif du sol dans le sens perpendiculaire à l'armature. Elle se met alors en traction, qui doit être d'autant plus élevée que l'inclinaison de l'armature par rapport à la direction du déplacement dans le sol est moins importante. Dans le cas du modèle considéré, à renforcement bidimensionnel, cet effet de rotation du vecteur de déplacement relatif dans le sol, dû à la présence de la dernière armature au-dessus de l'excavation, se traduit par une augmentation locale de la traction dans cette dernière.

Lors des phases d'excavation ultérieures, la direction du vecteur de déplacement relatif devient progressivement perpendiculaire à la direction des armatures, et les incréments de traction dans celles-ci deviennent plus faibles.

L'effet local de l'excavation qui se traduit par un incrément de vecteur de déplacement relatif du sol dirigé vers l'extérieur, diminue alors progressivement. Ainsi, comme le montre la figure 96, les vecteurs de déplacement relatif du sol dans la partie supérieure du mur sont pratiquement perpendiculaires aux armatures, et leur inclinaison par rapport à la direction de l'armature augmente avec la profondeur.

Par conséquent, lorsqu'on étudie l'effet du renforcement sur le champ des vecteurs de déplacement relatif du sol, ce sont les vecteurs incréments de déplacement relatif qui permettent de mieux analyser l'évolution de la zone active dans le sol, en fonction de la direction des renforcements.

Ces conclusions sont tout-à-fait en accord avec l'analyse théorique de l'influence des armatures inextensibles sur le champ des vitesses de déformation dans un sol granulaire (BASSETT, 1978).

COMPARAISON CLOUAGE & TERRE-ARMEE

VECTEUR DEFORMATION PHASE NO. 8.

FICHER DRXX35

COMPARAISON CLOUAGE & TERRE-ARMEE

VECTEUR DEFORMATION PHASE NO. 8.

FICHER DRXX34

0,2805E-02

VECTEUR DEFORMATION

PHASE NO. 8.

FICHER DRXX33

0,4605E-02

— 2 mm increment de déplacement relatif
 — 1 m géométrie

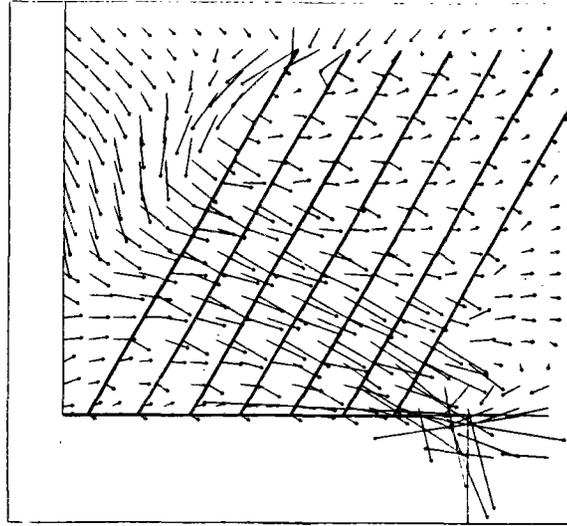
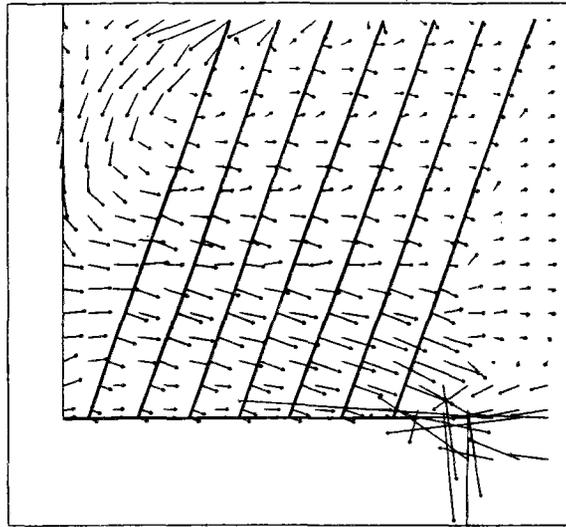
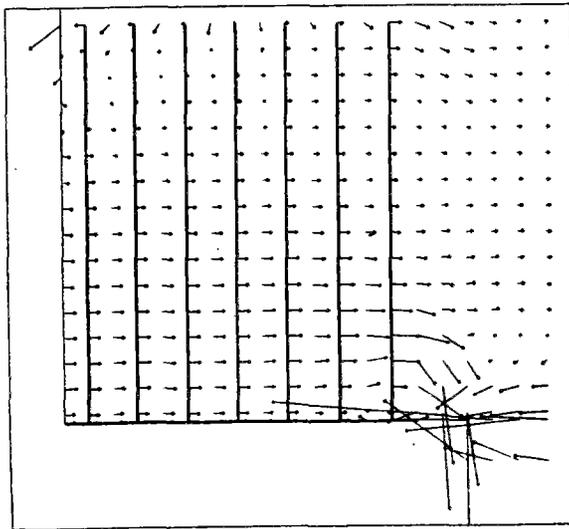


FIGURE 95 : EFFET DE L'INCLINAISON DES RENFORCEMENTS SUR L'INCREMENT DE DEPLACEMENT RELATIF DU MASSIF (INCREMENT DE DEPLACEMENT RELATIF DU A LA DERNIERE PHASE D'EXCAVATION)

FIGURE 98-a : CHAMP DE DEPLACEMENTS RELATIFS DU MASSIF

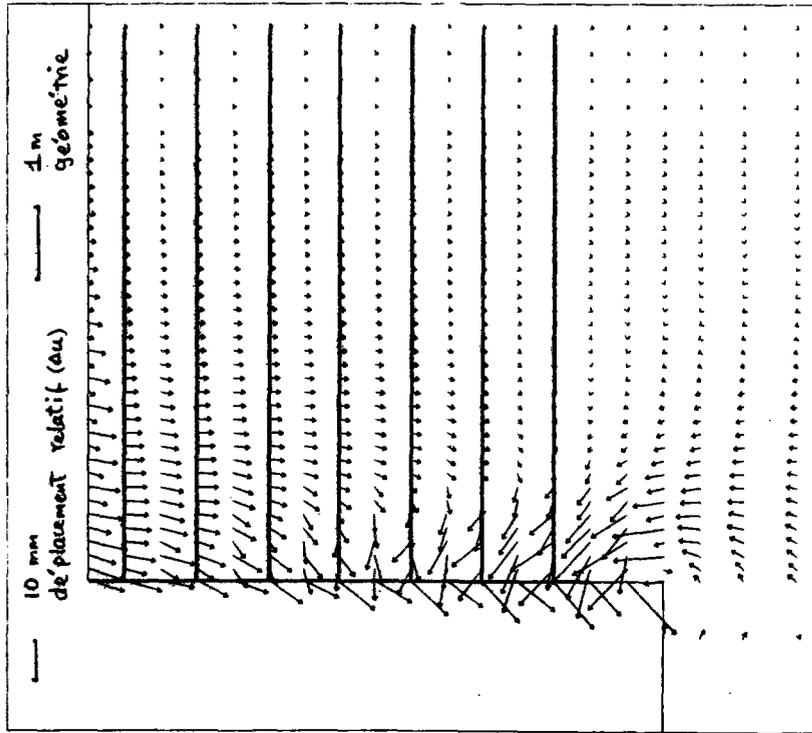


FIGURE 98-b : CHAMP DE L'INCREMENT DE DEPLACEMENT RELATIF DU MASSIF LORS DE LA DERNIERE PHASE D'EXCAVATION

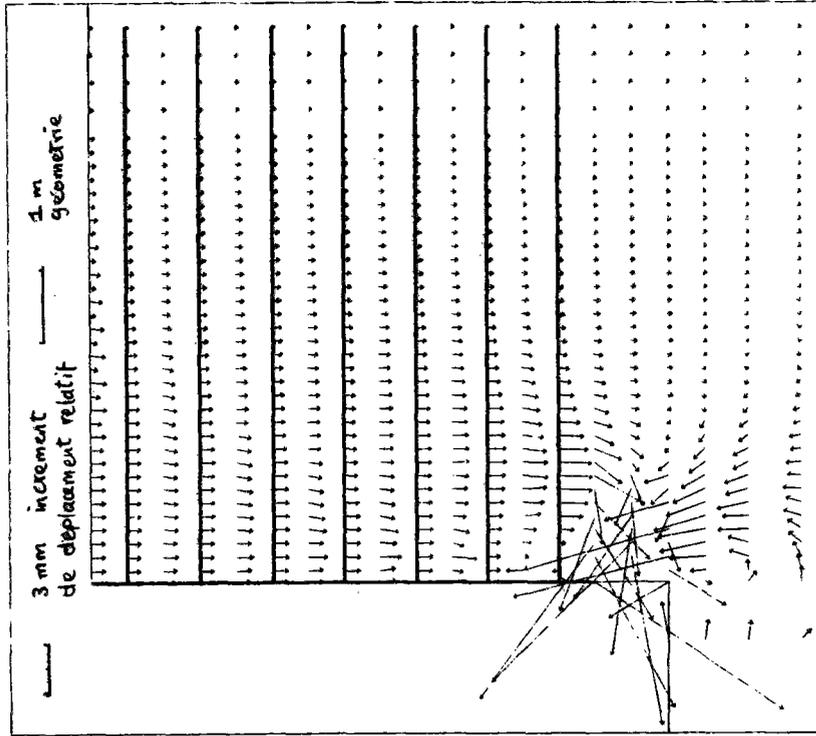


FIGURE 96 : CHAMPS DE DEPLACEMENTS RELATIFS ET D'INCREMENTS DE DEPLACEMENT RELATIF DUS A LA DERNIERE PHASE D'EXCAVATION

La figure 97 montre les cercles de Mohr des vitesses de déformations qui se développent respectivement dans un sol granulaire soutenu par un écran vertical lisse et dans un massif en Terre Armée.

Dans le sol granulaire, les directions principales des déformations sont verticales (compression, $\dot{\epsilon}_1$) et horizontale (extension, $\dot{\epsilon}_3$). Comme l'a montré MULLIGAN (1974) pour un sol parfaitement plastique respectant le principe du travail maximal, l'angle de dilatance Ψ ($\sin \Psi = \dot{v} / \dot{\gamma}_{\max}$; où \dot{v} et $\dot{\gamma}_{\max}$ sont respectivement les vitesses de déformation volumique et de distorsion maximale) est égal à l'angle de frottement interne ϕ et les plans ou lignes de rupture coïncident avec les deux familles η et ρ de lignes d'extension nulle ($\dot{\epsilon} = 0$).

Dans un sol renforcé par des inclusions inextensibles, les inclusions constituent une famille de lignes d'extension nulle (famille ρ , figure 97b) et entraînent une rotation des directions principales. La direction optimale pour des inclusions travaillant à la traction est donc horizontale. BASSET (1978) a supposé que les inclusions ont pour effet d'annuler la dilatance ($\Psi = 0$) et que, dans ce matériau composite non standard qu'est le sol renforcé, la surface de rupture coïncide avec la ligne η d'extension nulle et doit donc être verticale. Ce résultat théorique est en bon accord avec les surfaces de rupture observées dans les modèles réduits ainsi qu'avec les lieux des tractions maximales mesurées dans les murs en Terre Armée. Il est vérifié dans la partie supérieure du mur. Cependant, dans la partie inférieure, l'interaction ouvrage-fondation dans le cas de la Terre Armée et l'effet local de l'excavation dans le cas du clouage modifient la surface de rupture, qui passe par le pied du mur.

Dans le cas des inclusions inclinées d'angle β par rapport à l'horizontale, les hypothèses de BASSET ($\Psi = 0$) se traduisent sur le cercle de Mohr (cercle I sur la figure 98) par une surface de rupture perpendiculaire aux inclusions. Cependant, si l'on admet qu'une certaine variation de volume peut avoir lieu ($0 < \Psi < \phi$) l'inclinaison de la surface de rupture par rapport aux inclusions doit être $\pi/2 + \Psi$ et son inclinaison par rapport à la verticale doit alors être : $\alpha_{\beta} = \beta + \Psi$ (cercle II sur la figure 98). Ce résultat est en bon

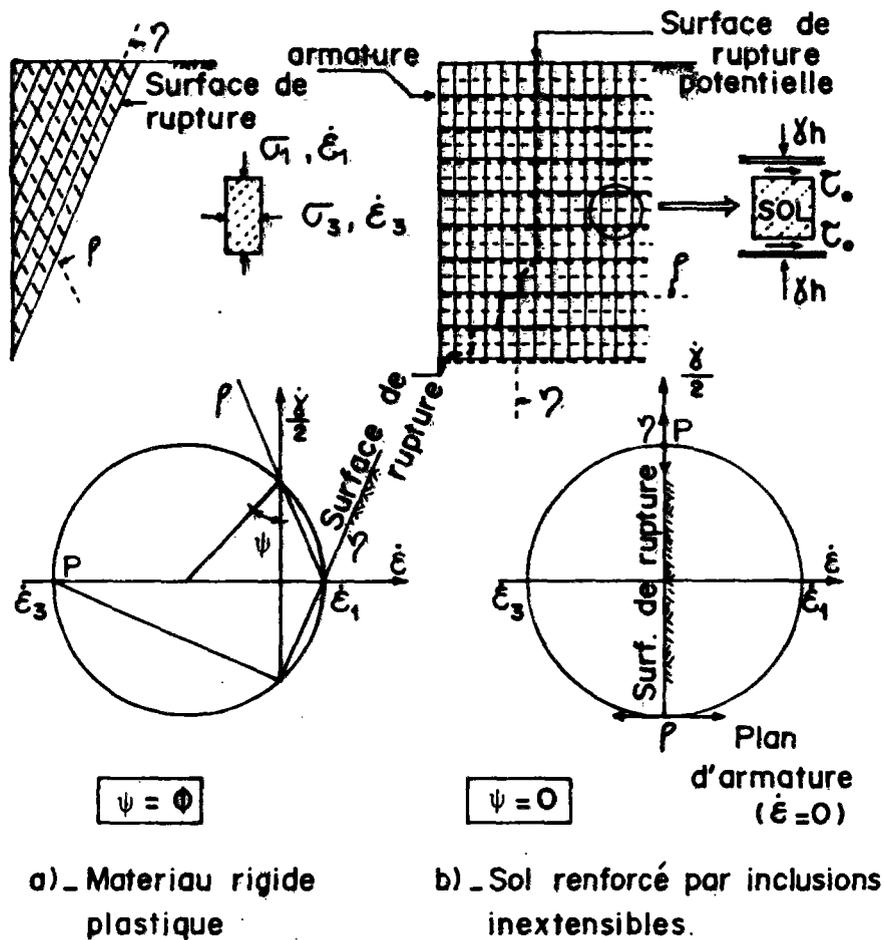


FIGURE 97 :
CERCLES DE MOHR POUR LES VITESSES DE DÉFORMATION
DANS UN MATÉRIAU GRANULAIRE RIGIDE-PLASTIQUE ET DANS
UN SOL RENFORCÉ PAR DES INCLUSIONS INEXTENSIBLES
(BASSETT, 1978)

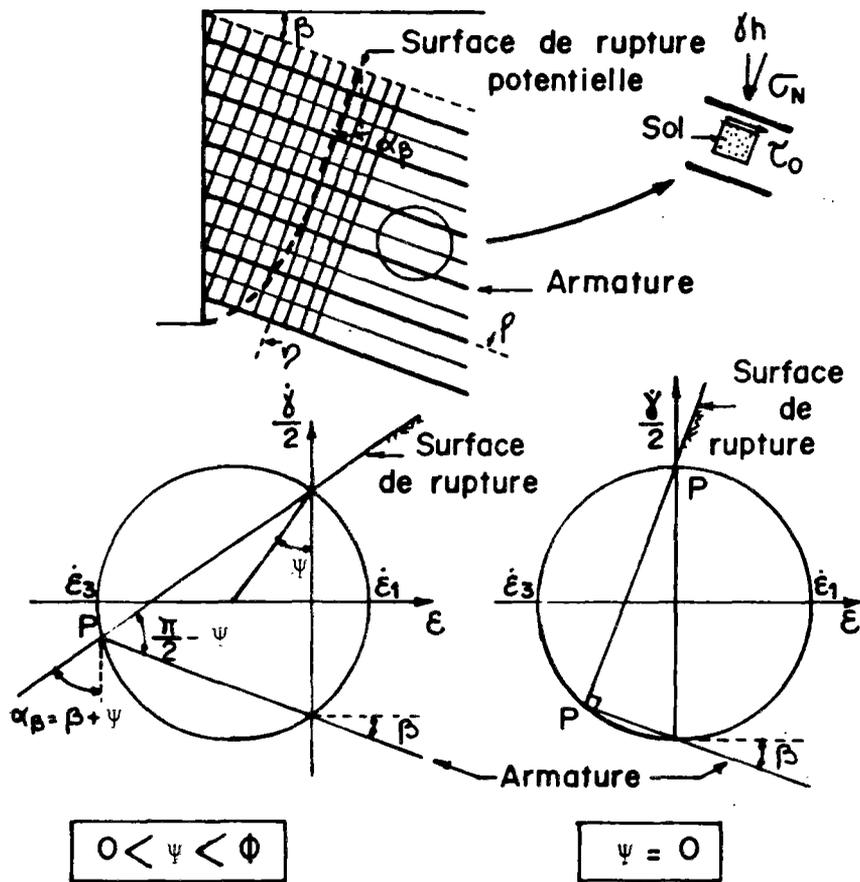


FIGURE 98 :
 EFFET DE L'INCLINAISON DES INCLUSIONS SUR LES
 DIRECTIONS PRINCIPALES DES VITESSES DE DÉFORMATION

accord avec les observations sur les modèles réduits. En particulier, ces modèles montrent qu'en tête du massif renforcé par des inclusions inclinées, l'inclinaison de la surface de rupture par rapport aux inclusions est généralement proche de $\pi/2$.

Dans nos calculs, nous avons supposé que l'angle de dilatance est nul ce qui correspond aux hypothèses de BASSET. Comme le montre l'étude de la propagation des zones plastiques dans le cas des inclusions inclinées, le sol dans la zone active est en état plastique. Le champ de vitesse de déformation que nous obtenons est en accord avec l'analyse de BASSET.

II.4.1.4 - Effet de l'inclinaison sur la contrainte horizontale dans le sol

La figure 99 montre la variation de la contrainte horizontale sur un plan vertical situé à une distance de 2,5 m de la paroi. Ce plan correspond au lieu des tractions maximales dans le mur à armatures horizontales. Comme on l'a noté précédemment dans le cas des armatures horizontales, le sol reste à l'état élastique et l'état de contrainte sur ce plan correspond à K_0 . Lorsqu'on incline les armatures, le sol dans la zone active atteint l'état plastique et l'état de contrainte correspond alors à :

$$\sigma_h = K_\alpha \sigma_v .$$

Ainsi, l'augmentation de l'inclinaison conduit à une diminution de la poussée dans la zone active. La partie supérieure du plan vertical considéré est située dans la zone active, et sa partie inférieure dans la zone résistante. Par conséquent, on note que, dans la partie supérieure, le sol est à l'état limite et dans la partie inférieure, l'état de contrainte s'approche de l'état K_0 .

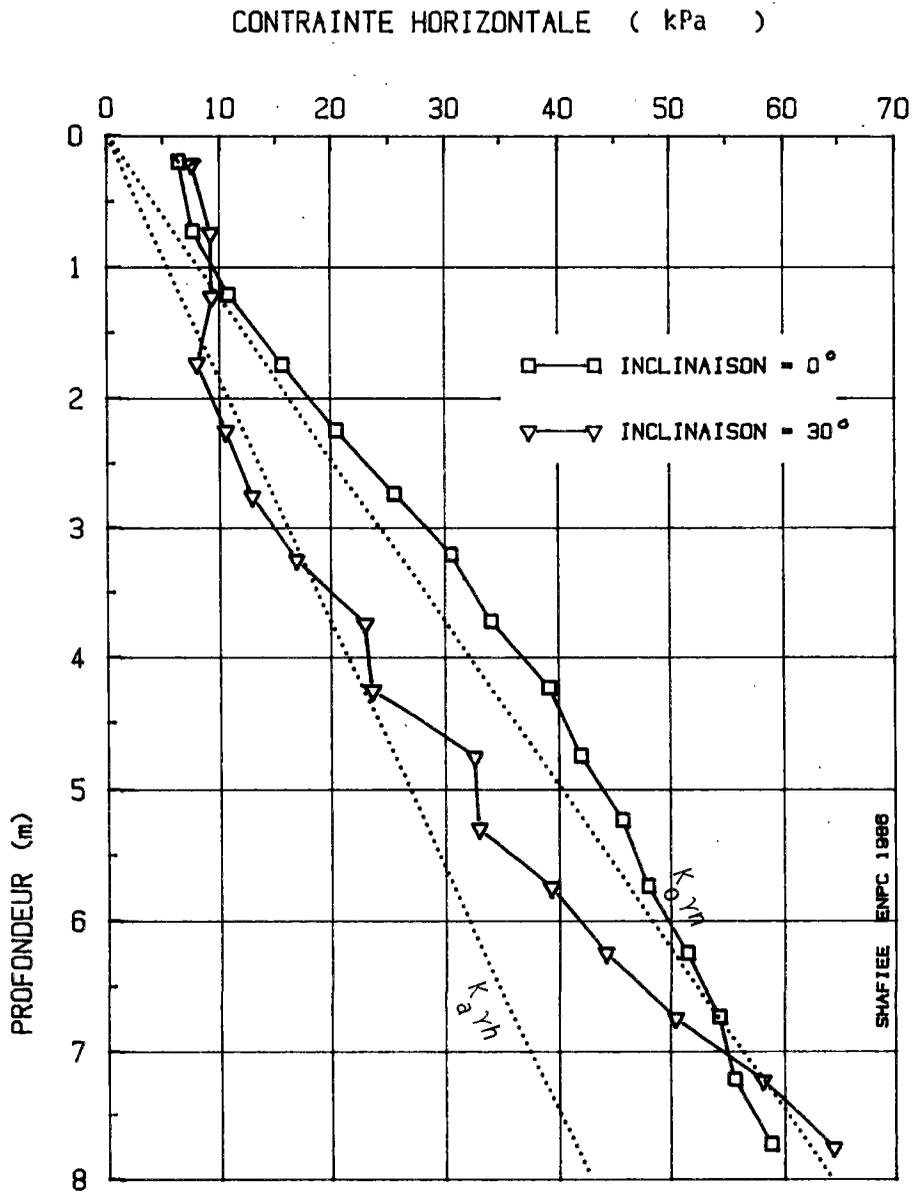


FIGURE 99 : EFFET DE L'INCLINAISON SUR LA CONTRAINTE HORIZONTALE A 2,5 m DE LA PARI

II.4.1.5 - Effet de l'inclinaison sur les lieux et les valeurs des tractions maximales

La figure 100 montre les lieux des tractions maximales pour des inclinaisons différentes. On note que le lieu des tractions maximales reste pratiquement perpendiculaire aux armatures. L'augmentation de l'inclinaison de ces dernières conduit donc à un élargissement de la zone active, qui doit être pris en compte dans le calcul des ouvrages.

Si l'on compare ces lieux de traction maximale avec le schéma des champs vecteurs de déplacement relatif, on remarque que le lieu des tractions maximales est très proche de la surface de cisaillement potentielle dans le sol, cette dernière étant définie par le lieu géométrique du vecteur déplacement relatif maximum.

Comme le montre la figure 10f, ce résultat est en accord avec les observations sur les surfaces de rupture, passant par les points de cassure des inclusions dans les modèles réduits. On note également que l'étude de la propagation des zones plastiques dans le massif en sol cloué montre que celles-ci se propagent dans la zone active au fur et à mesure qu'on augmente l'inclinaison des inclusions. On remarque que ces zones plastiques sont limitées par une surface qui est quasiment perpendiculaire aux inclusions et qui est généralement proche du lieu des tractions maximales. Cette surface constitue à la fois une surface de glissement potentiel pour le sol et une surface de rupture potentielle pour les inclusions.

La figure 102 montre l'effet de l'inclinaison sur les valeurs des tractions maximales. Les valeurs des tractions maximales sont représentées aux profondeurs correspondant à leur position dans l'armature en tenant compte de son inclinaison.

Comme il résulte de l'analyse du champ de vitesse de déformation, la direction optimale des armatures est la direction des vitesses d'extension maximale dans le sol. Ce résultat est également confirmé expérimentalement

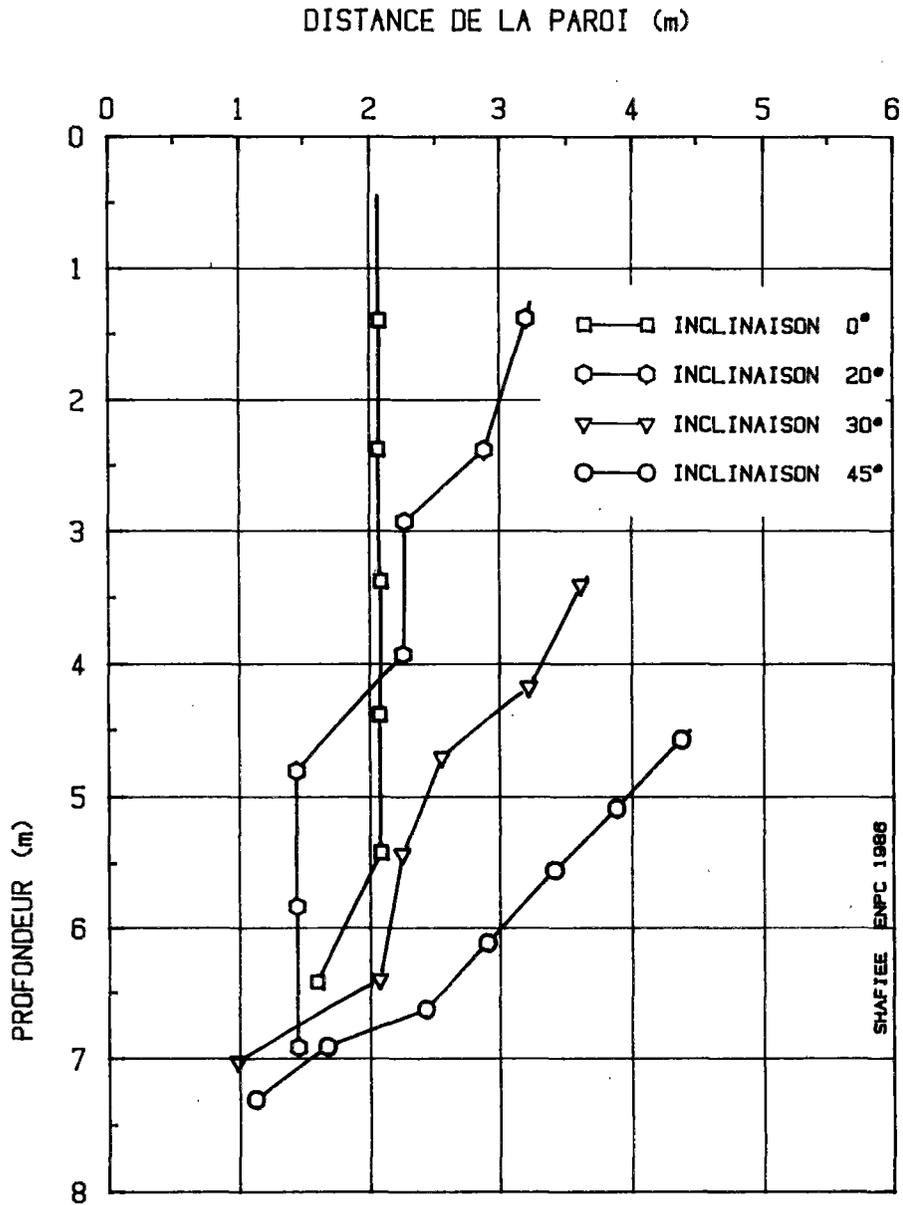


FIGURE 100 : EFFET DE L'INCLINAISON SUR LES LIEUX DE STRACTIONS MAXIMALES

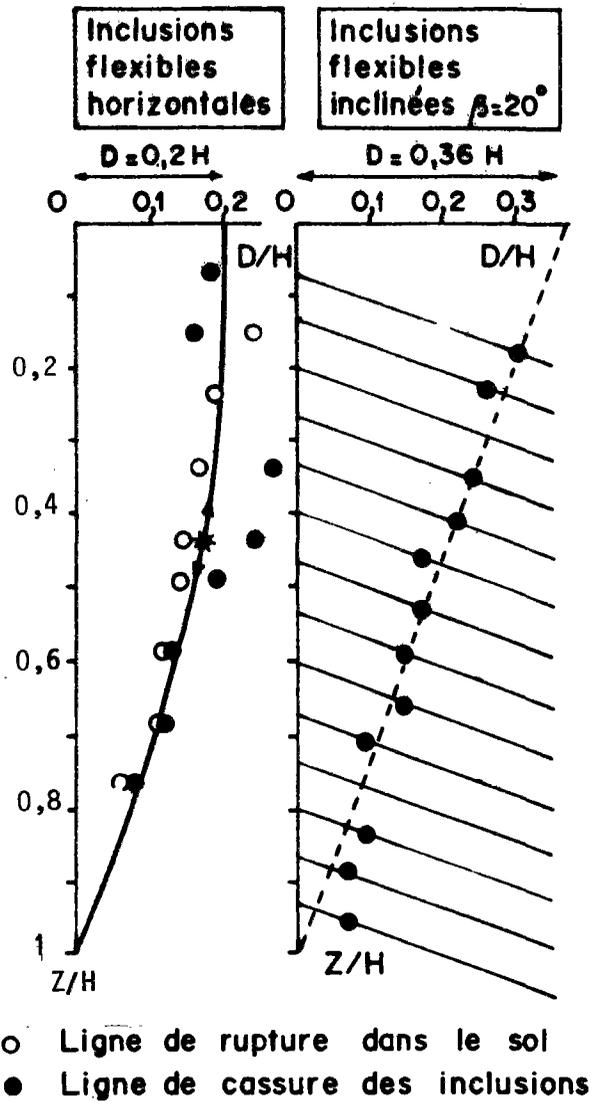


FIGURE 101 : EFFET DE L'INCLINAISON SUR LE MECANISME DE RUPTURE PAR CASSURE DES INCLUSIONS; MODELES REDUITS ; CLOUAGE

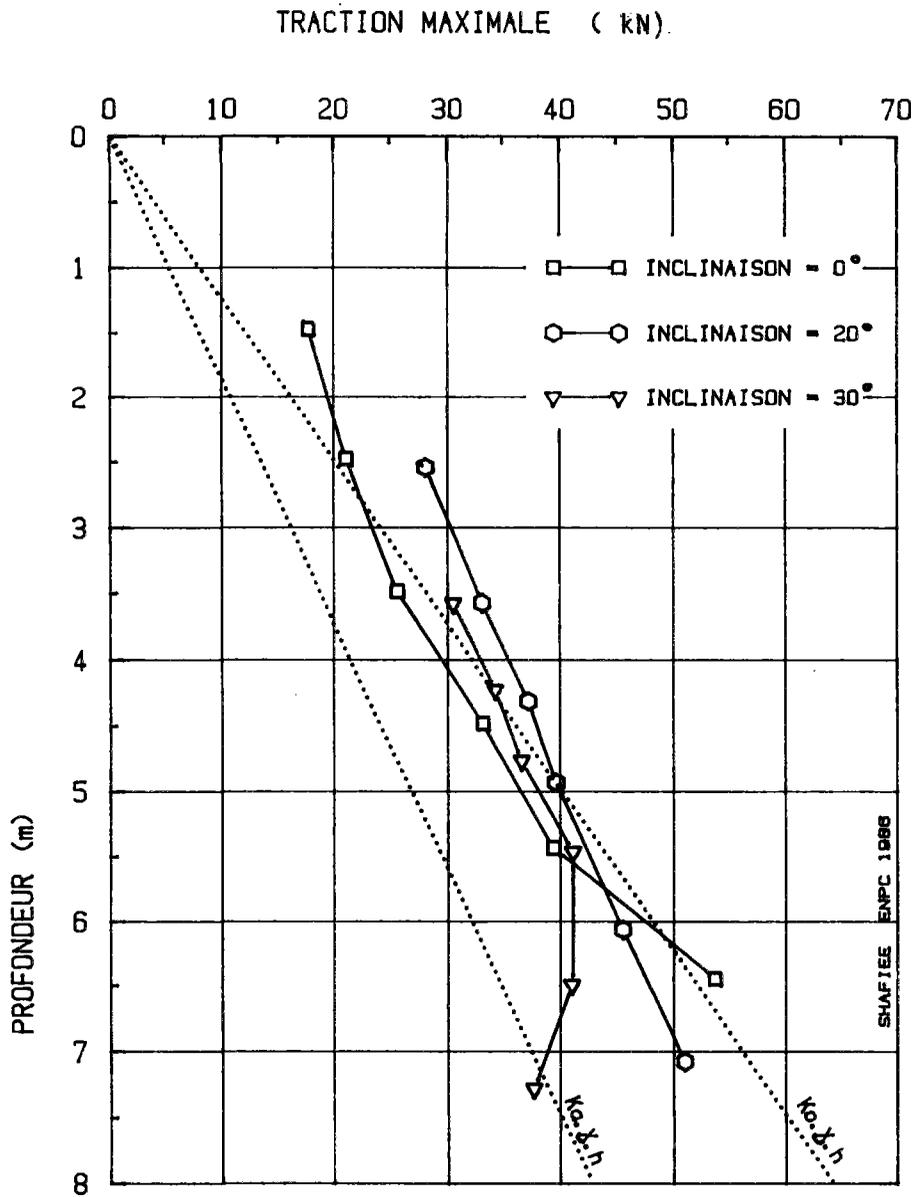


FIGURE 102 : EFFET DE L'INCLINAISON SUR LA DISTRIBUTION DES TRACTIONS MAXIMALES DANS LES RENFORCEMENTS

par JEWELL (1980). Dans le cas de l'excavation, le chemin de déformation que subit le sol est une extension horizontale et les directions principales du champ de vitesse de déformation sont verticales (compression) et horizontales (extension) ; la direction optimale de l'armature est, dans ce cas, horizontale.

Lorsqu'on augmente l'inclinaison des armatures, on diminue donc la mobilisation des efforts de traction dans celles-ci. Pour expliquer ce phénomène, on considère le cercle de Mohr pour le champ des vitesses de déformation dans le sol non renforcé. On remarque sur ce cercle que, lorsqu'on incline l'armature, l'extension du sol dans sa direction devient plus faible (Fig. 103 ; cercle A).

L'analyse du comportement de l'ouvrage fait apparaître un comportement plus complexe : en particulier, quatre phénomènes influent sur le développement des tractions dans l'armature :

a - l'interaction entre le sol renforcé et le sol de fondation.

Lors du déchargement, on a à la fois un déchargement du sol de fondation suivi d'un gonflement et un déchargement dans le massif du sol renforcé entraînant des déplacements horizontaux.

Le chemin de déformation que le sol subit est donc plus complexe que celui décrit précédemment.

En particulier, comme le montrent les figures 94 et 95, dans le cas des armatures inclinées le sol au-dessus du massif en sol renforcé tend à se déplacer latéralement, l'interaction entre le sol de fondation et le massif renforcé restreint les déplacements latéraux du massif à sa base : il en résulte une distorsion du massif en sol renforcé. Ce chemin de déformation, qui est d'autant plus compliqué que le sol de fondation devant le mur subit un gonflement, est associé à une rotation des axes principaux des vitesses de déformation dans le massif.

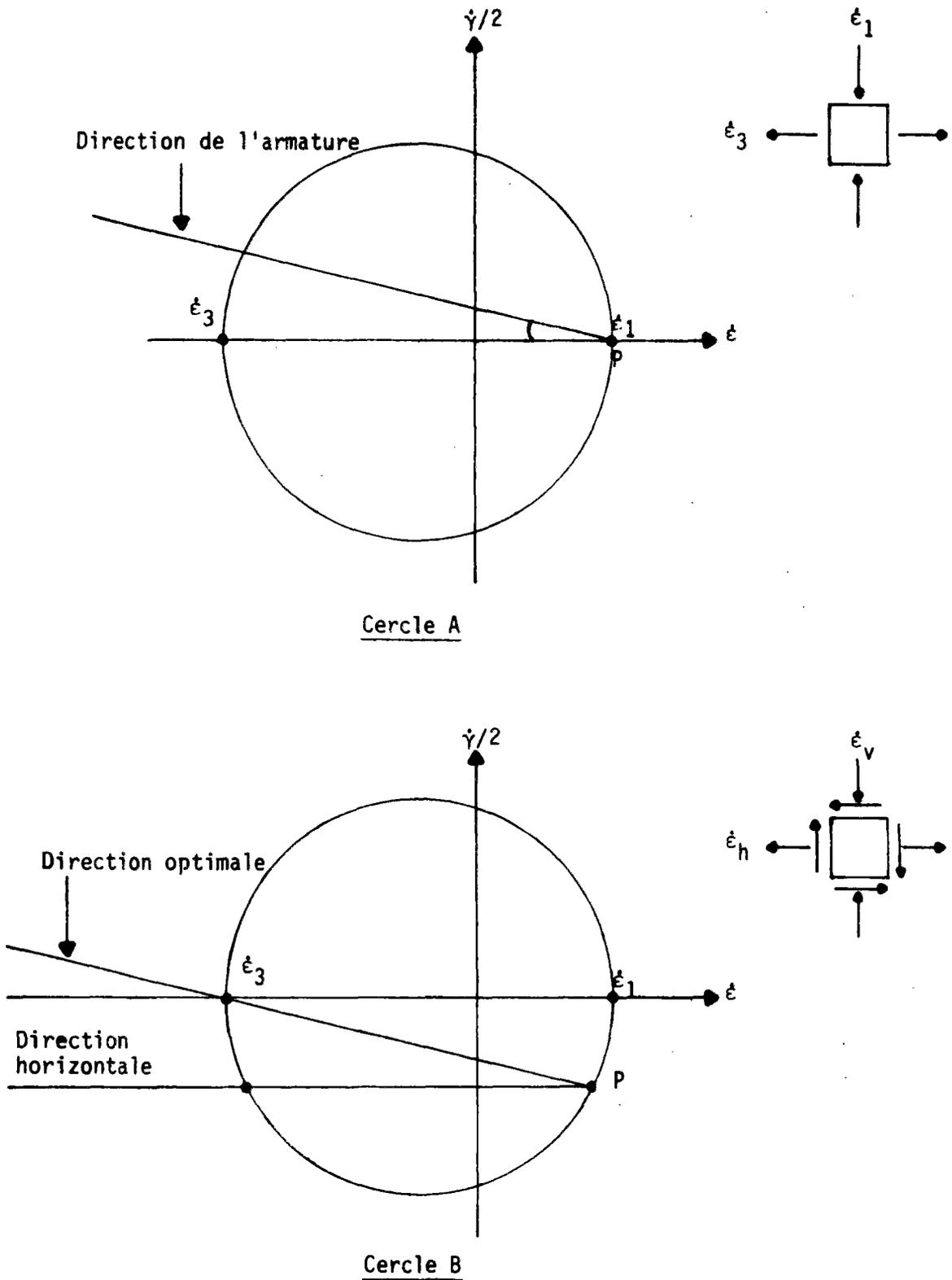


FIGURE 103 - EFFET DE L'INTERACTION ENTRE LE SOL RENFORCE ET LE SOL DE FONDATION SUR LES DIRECTIONS PRINCIPALES DES VITESSES DE DEFORMATION

L'effet d'une telle rotation peut être expliqué schématiquement en considérant le cercle de Mohr pour les vitesses de déformation (fig. 103, cercle B). La distorsion conduit à un déplacement du pôle (point P sur cercle B) et la direction d'extension maximale est alors inclinée d'un angle β_0 par rapport à l'horizontale. Il en résulte que la direction optimale de l'armature n'est plus la direction horizontale.

Par ailleurs, la poussée du sol au-dessus du massif en sol renforcé conduit à une augmentation locale des efforts de traction dans les armatures supérieures.

b - L'effet local de la phase d'excavation. Comme on l'a noté précédemment, l'excavation produit localement au-dessous de l'armature inférieure un déplacement horizontal important. La présence de l'armature entraîne une rotation de la direction du vecteur de déplacement relatif dans le sol ; celle-ci s'approche de la direction perpendiculaire à l'armature. Plus cette rotation du vecteur de déplacement relatif dans le sol est importante, plus est importante la mobilisation de la traction dans l'armature. Il en résulte que, lorsqu'on incline les armatures vers le bas, l'inclinaison de leur direction perpendiculaire par rapport à la direction du vecteur de déplacement relatif dans le sol non renforcé devient plus faible et, par conséquent, la mobilisation de la traction dans la partie inférieure du massif diminue en fonction de cette inclinaison.

Dans la partie supérieure du massif renforcé, le sol est dans la zone active et les vecteurs de déplacement relatif sont pratiquement perpendiculaires à la direction de l'armature, de sorte que l'effet des phases successives de l'excavation sur leur orientation est plus faible.

Il en résulte que les incréments des efforts de traction au cours de l'excavation restent faibles par rapport à la sollicitation qui suit la mise en place de l'armature (fig. 72 et 73).

c - la mobilisation du sol. Comme on l'a noté précédemment, lorsqu'on incline les armatures on augmente le déplacement du massif et la propagation de la zone plastique dans le sol, ce qui a pour conséquence une mobilisation plus importante de la résistance au cisaillement du sol le long de la surface de rupture potentielle. La poussée du sol transmise aux armatures est donc plus faible, dans le matériau composite qu'est le sol renforcé, la mobilisation plus importante des caractéristiques de résistance au cisaillement du sol se traduit donc par une mobilisation plus faible des efforts de traction.

d - la mobilisation des efforts de cisaillement dans les renforcements. Comme le montrent les figures 94 et 95, l'inclinaison des renforcements se traduit par un vecteur de déplacement relatif plus grand dans le sens perpendiculaire aux armatures et par une mobilisation plus importante des efforts de cisaillement dans les renforcements. Comme la somme des efforts mobilisés dans les renforcements pour équilibrer le déchargement dû à l'excavation est pratiquement constante, une augmentation des efforts de cisaillement est associée à une diminution de la traction dans les renforcements, surtout à la partie inférieure du mur. Cet aspect du comportement est étudié plus particulièrement dans la partie concernant l'effet de la rigidité sur le comportement de l'ouvrage.

L'analyse de l'effet de l'inclinaison sur les valeurs des tractions maximales n'est donc pas simple. Dans les modèles numériques considérés cet effet est fortement influencé par la modélisation bidimensionnelle des armatures : celles-ci empêchent d'une part la propagation de l'effet de la poussée du sol au-dessus du massif renforcé, qui se traduit par une augmentation locale de la traction dans les armatures supérieures, et, d'autre part, l'effet des phases d'excavation qui se traduit par une mobilisation locale des efforts de traction dans les armatures inférieures. Néanmoins, on remarque qu'au-delà d'une certaine inclinaison l'augmentation de celle-ci a pour conséquence une diminution des efforts de traction dans les armatures. Dans la partie inférieure du massif, cette diminution est également associée à une mobilisation plus importante de la résistance au cisaillement du sol et à un élargissement de la zone active.

II.4.2 - Effet de la rigidité à la flexion sur le comportement de l'ouvrage

II.4.2.1 - Effet de la rigidité sur la déformée et le champ de déplacement du massif

La figure 104 montre l'effet de la rigidité à la flexion sur la déformation du massif en sol renforcé par des inclusions horizontales. Comme on l'a noté précédemment dans le cas des inclusions horizontales, celles-ci restreignent les déplacements horizontaux. Par conséquent, les déplacements du sol perpendiculaires aux armatures restent relativement faibles et la rigidité à la flexion des armatures n'a qu'un effet très faible, voir négligeable, sur la déformée du massif.

La figure 105 montre le maillage déformé du massif de sol renforcé dans le cas des armatures inclinées à 30° , flexibles (rigidité à la flexion $E_o I_o$ correspondant à la rigidité d'une barre de $\phi 50$ mm) et rigides (rigidité à la flexion $100 E_o I_o$). On a montré, lors de l'étude de l'effet de l'inclinaison, que l'augmentation de l'inclinaison des armatures a pour conséquence une augmentation du déplacement du sol et que la direction du vecteur de déplacement du sol s'approche de la direction perpendiculaire aux renforcements. Ceci a pour conséquence une mobilisation plus importante des efforts tranchants dans les renforcements. Cette mobilisation dépend donc essentiellement de deux paramètres qui sont : l'inclinaison des renforcements et leur rigidité à la flexion,

La mobilisation des efforts tranchants dans les inclusions a pour effet de réduire le déplacement du sol perpendiculairement à la direction des armatures. Il en résulte que l'augmentation de la rigidité à la flexion des inclusions entraîne une diminution des tassements et des déplacements latéraux dans le massif. Cette diminution est d'autant plus marquée que l'inclinaison des armatures est plus importante.

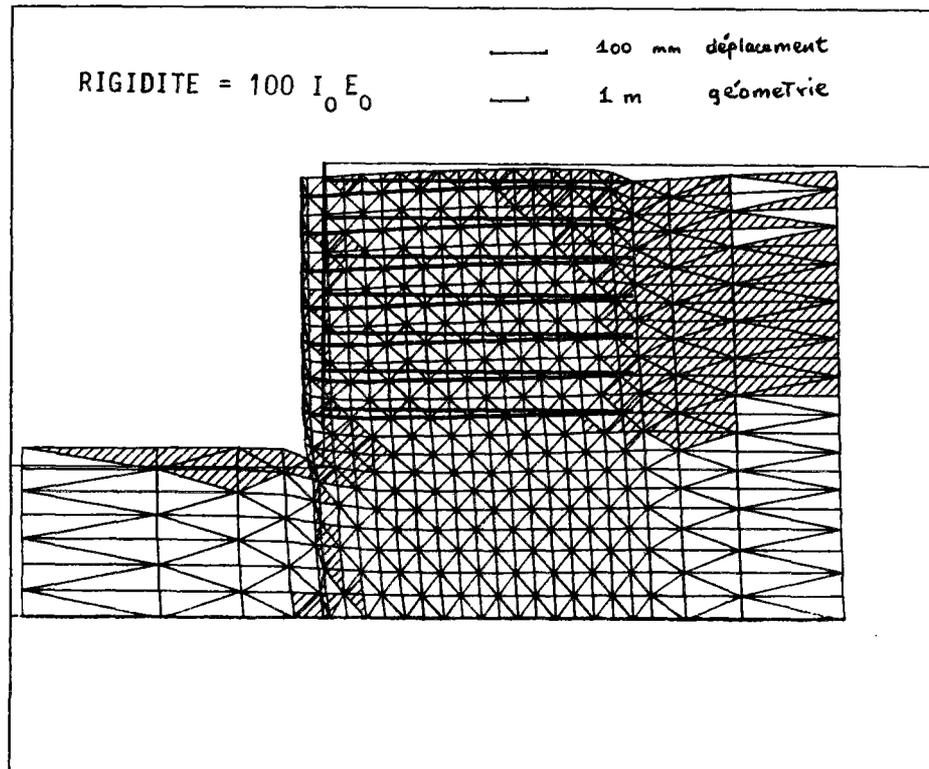
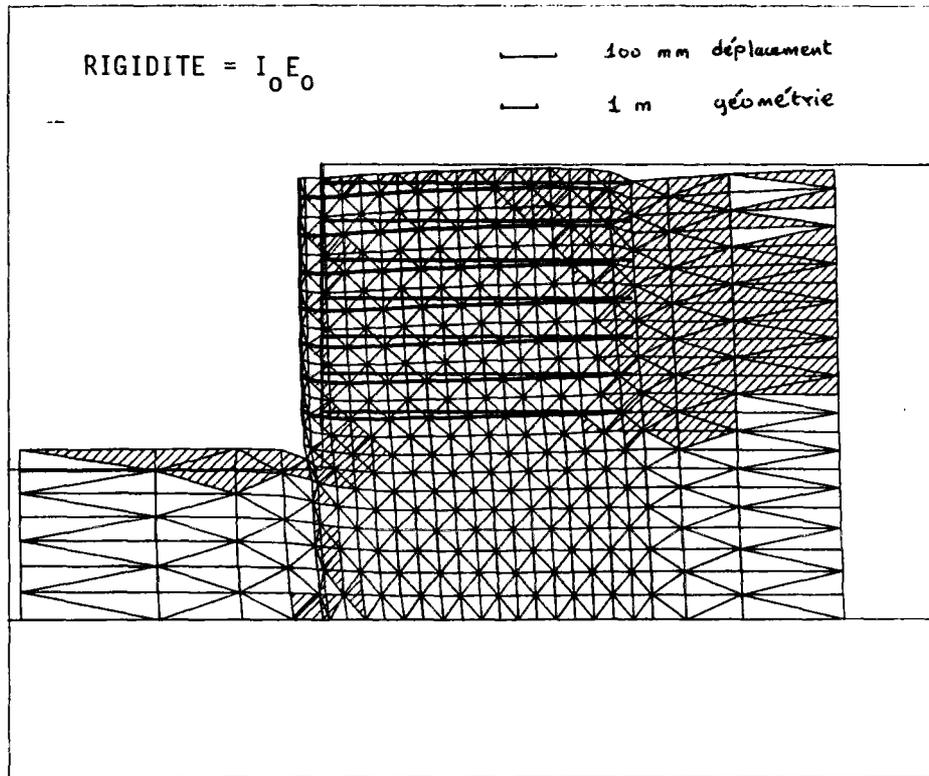


FIGURE 104 : EFFET DE LA RIGIDITE DES RENFORCEMENTS SUR LA DEFORMEE DU MASSIF ; RENFORCEMENT HORIZONTAL

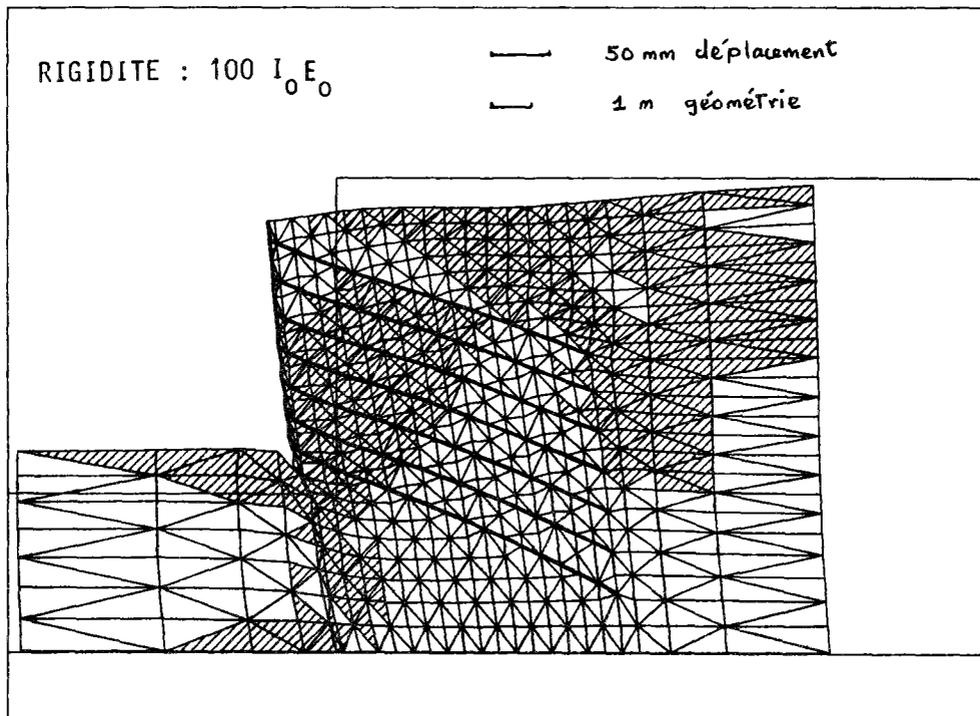
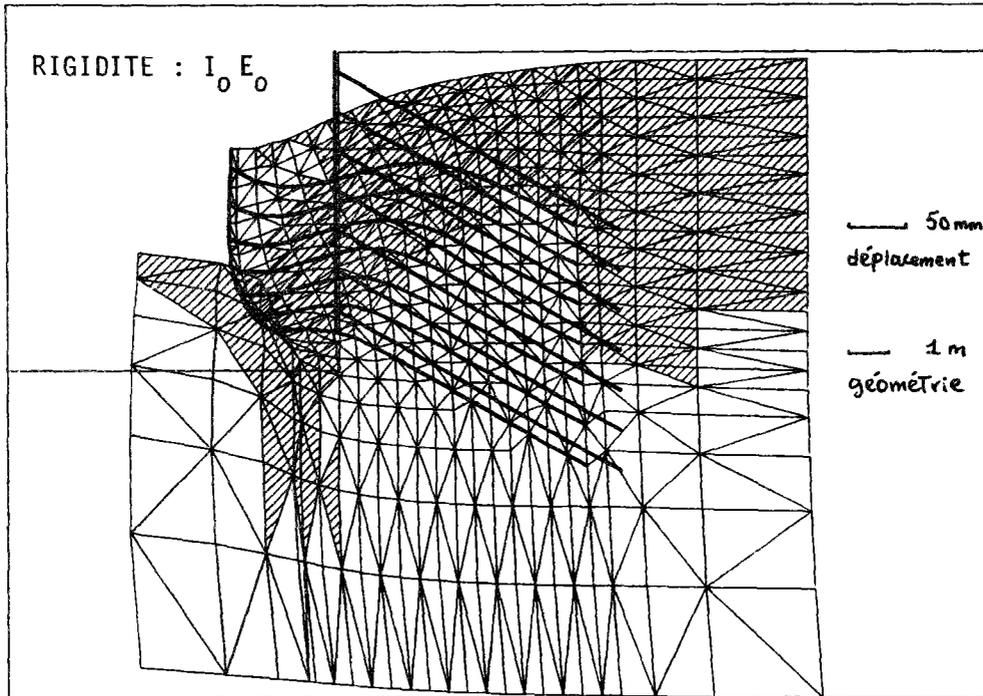


FIGURE 105 : EFFET DE LA RIGIDITE DES RENFORCEMENTS SUR LA DEFORMEE DU MASSIF ; RENFORCEMENTS INCLINES A 30°

L'effet de la rigidité des armatures sur le déplacement de la paroi dépend donc de leur inclinaison. Comme on le voit sur la figure 106 la déformée du parement a la même forme, mais le déplacement en tête diminue au fur et à mesure qu'on augmente la rigidité à la flexion.

La figure 107 montre que l'effet de la rigidité sur le déplacement en tête est pratiquement négligeable dans le cas des armatures horizontales et qu'il devient important lorsqu'on augmente l'inclinaison des armatures.

Pour analyser l'effet de la rigidité sur le champ de déplacements, on présente sur la figure 108 le champ de déplacement relatif (ΔU) dans le cas des armatures rigides (rigidité = $100 E_0 I_0$), horizontales et inclinées ($\alpha = 30^\circ$). Le lieu géométrique du déplacement relatif maximal permet de définir dans le massif de sol renforcé la surface de cisaillement potentielle. En comparant le champ des vecteurs de déplacement relatif dans le sol renforcé par des armatures rigides et dans le sol renforcé par des armatures flexibles (fig. 108), on note que, dans le cas des armatures horizontales, la rigidité n'a pratiquement aucun effet ni sur le champ des déplacements relatifs, ni sur la surface de cisaillement potentielle.

Lorsqu'on l'inclinaison des armatures augmente, leur rigidité a pour effet de modifier le champ des déplacements relatifs et la position de la surface de cisaillement potentielle, définie par le lieu géométrique des déplacements relatifs maximaux. Dans le cas des armatures inclinées, la largeur de la zone active augmente lorsqu'on augmente la rigidité à la flexion.

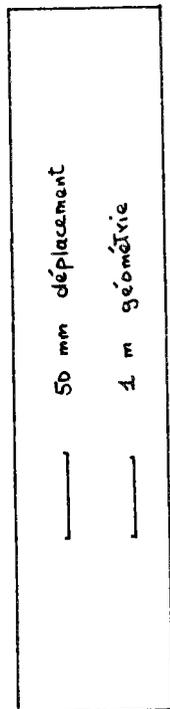
La figure 109 montre l'effet de la rigidité sur le champ des déplacements relatifs du sol dans le cas des armatures inclinées. On note que les vecteurs de ces déplacements relatifs sont pratiquement perpendiculaires à la direction de l'armature. L'augmentation de la rigidité conduit à une diminution de ce déplacement et à un léger élargissement de la zone active limitée par le lieu géométrique des déplacements relatifs maximaux.

COMPARISON CLOUAGE & TERRE-ARMEE

DEFORMEE ET ZONES PLASTIQUES PHASE NO : 9_a

0,3088E-01

FICHIER FF23



COMPARISON CLOUAGE & TERRE-ARMEE

DEFORMEE ET ZONES PLASTIQUES PHASE NO : 9_a

0,3088E-01

FICHIER FF33

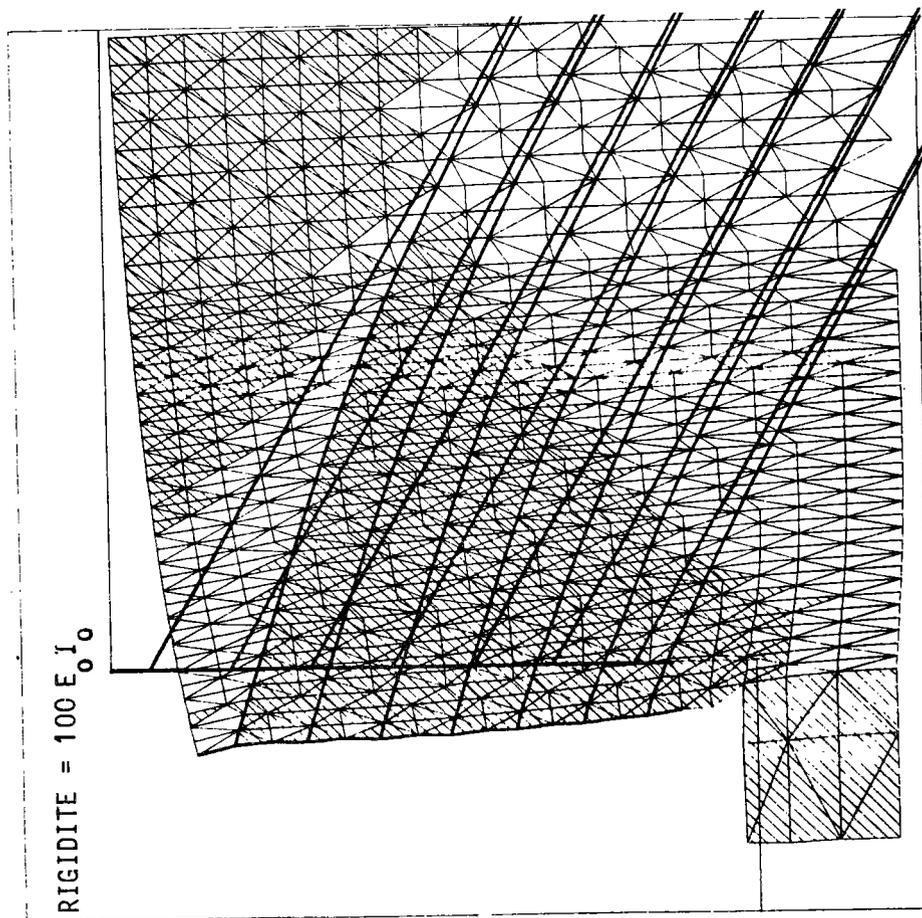
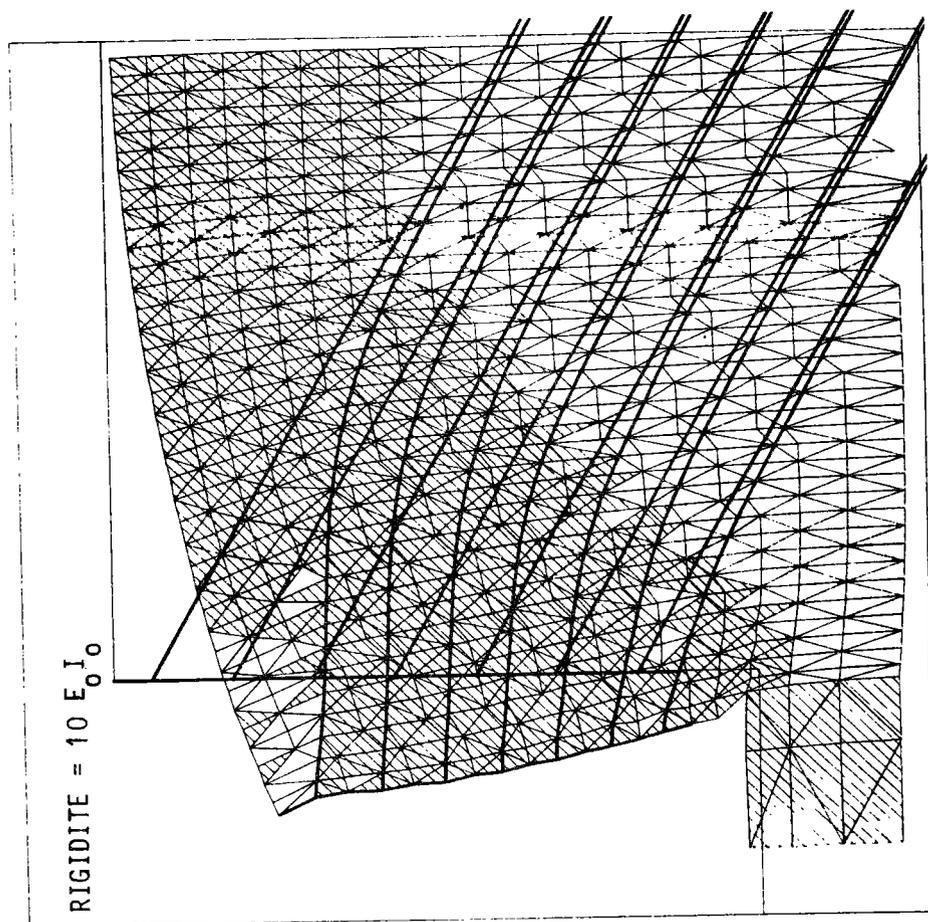


FIGURE 106 : EFFET DE LA RIGIDITE DES RENFORCEMENTS SUR LE DEPLACEMENT DE LA PAROI

RIGIDITE DES RENFORCEMENTS

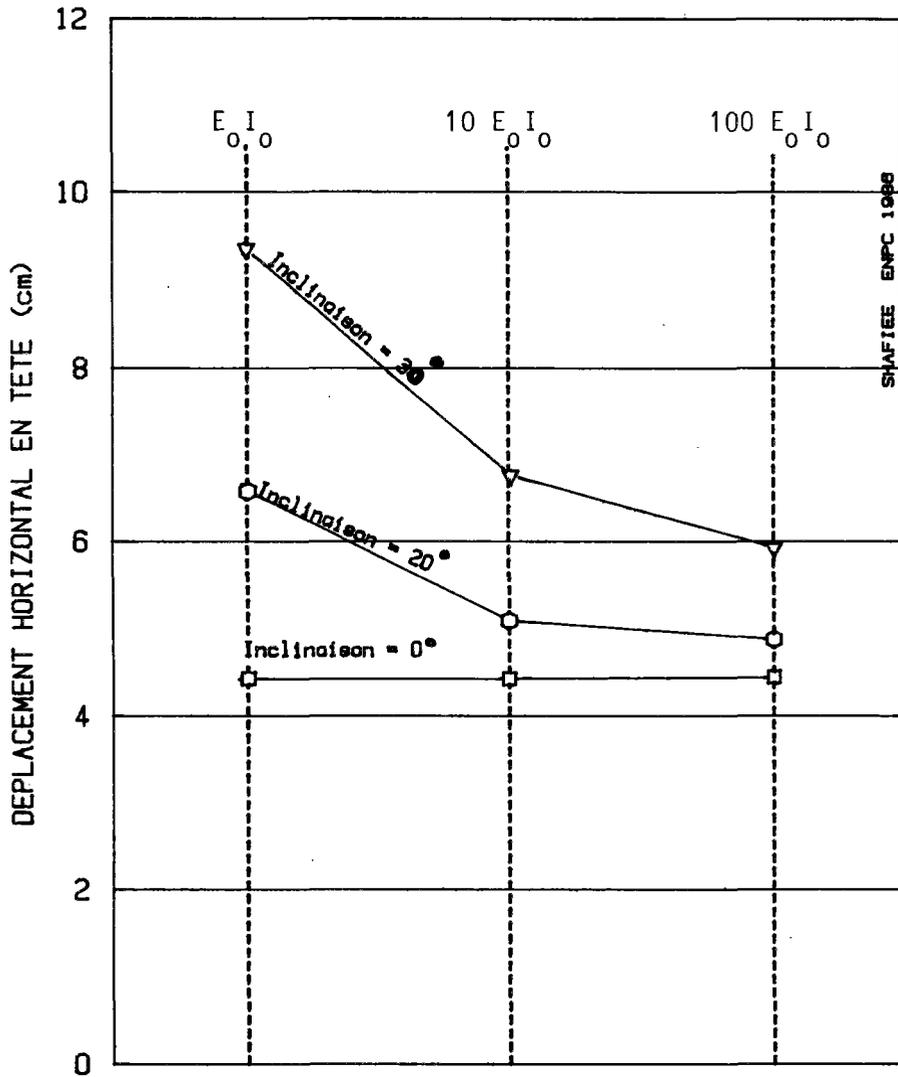


FIGURE 107 : EFFET DE LA RIGIDITE DES RENFORCEMENTS SUR LE DEPLACEMENT HORIZONTAL EN TETE DE MUR POUR DIFFERENTES INCLINAISONS

COMPARAISON CLOUAGE & TERRE-ARMEE

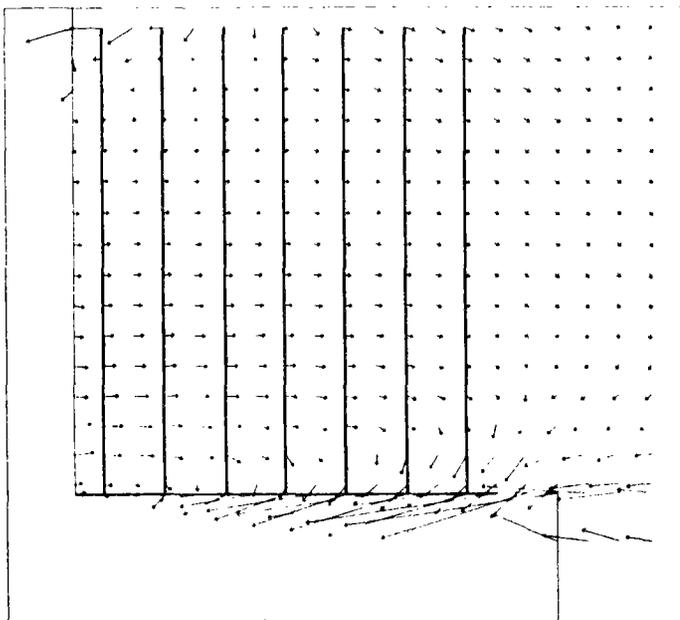
VECTEUR DEFORMATION

PHASE NO 1 B.

FICHER XX40

0-1122E-01

RIGIDITE = $E_0 I_0$



COMPARAISON CLOUAGE & TERRE-ARMEE

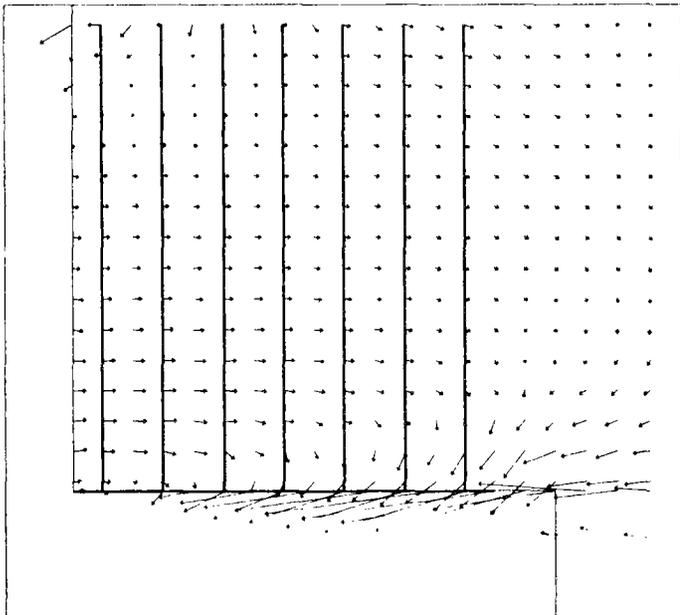
VECTEUR DEFORMATION

PHASE NO 1 B.

FICHER XX35

0-1122E-01

RIGIDITE = $10 E_C I_0$



— 10 mm déplacement relatif
— 1 m géométrie

RIGIDITE = $100 E_0 I_0$

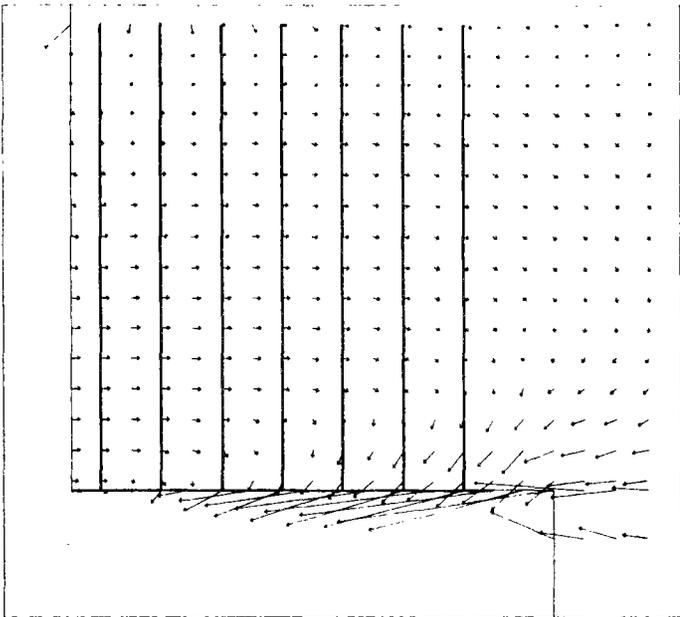


FIGURE 108 : EFFET DE LA RIGIDITE DES RENFORCEMENTS SUR LE CHAMP DES DEPLACEMENTS RELATIFS DU MASSIF ; RENFORCEMENTS HORIZONTAUX

COMPARAISON CLOUAGE & TERRE-ARMEE

VECTEUR DEFORMATION PHASE NO : 8.

FICHER XX43

0.1122E-01

COMPARAISON CLOUAGE & TERRE-ARMEE

VECTEUR DEFORMATION PHASE NO : 8.

FICHER XX33

0.1122E-01

COMPARAISON CLOUAGE & TERRE-ARMEE

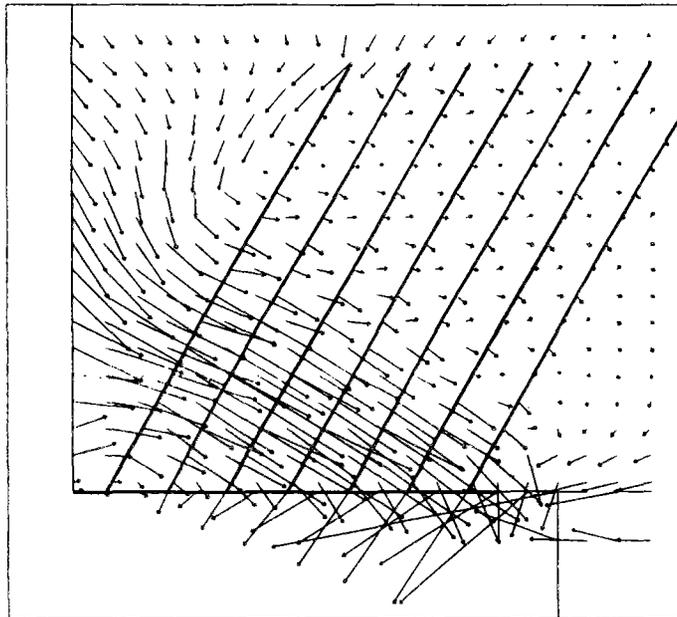
VECTEUR DEFORMATION PHASE NO : 8.

FICHER XX53

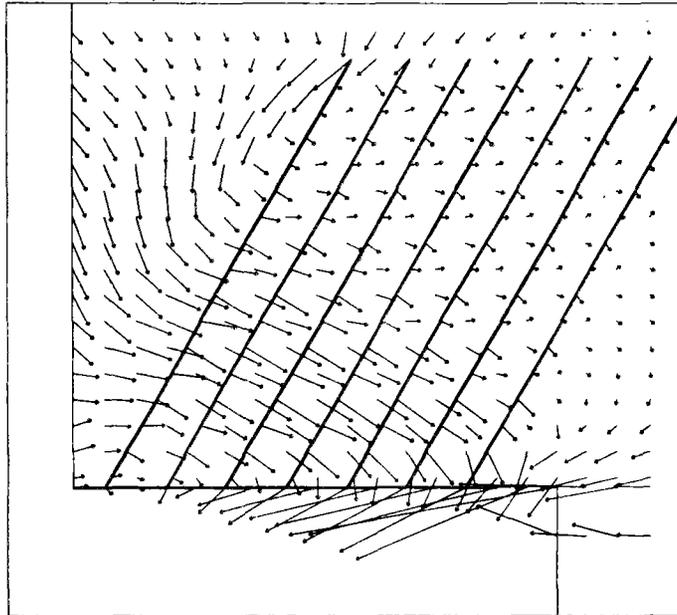
0.1122E-01

10 mm déplacement relatif
1 m géométrie

RIGIDITE = $E_0 I_0$



RIGIDITE = $10 E_0 I_0$



RIGIDITE = $100 E_0 I_0$

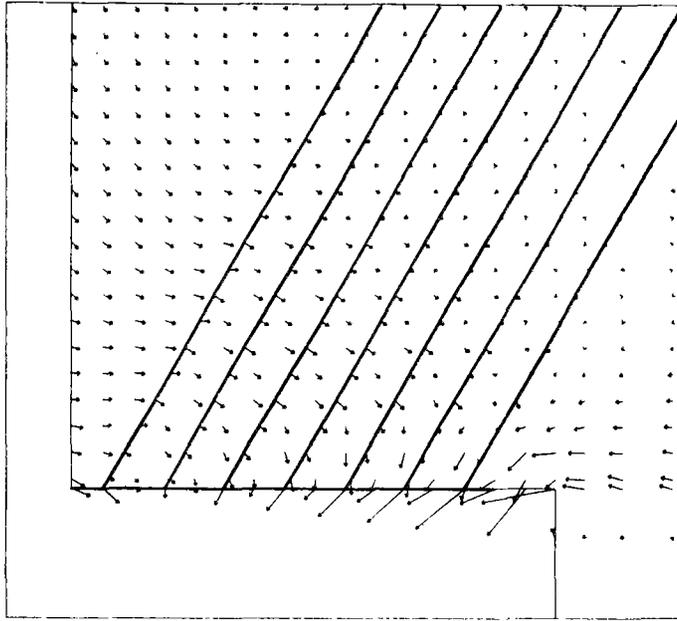


FIGURE 109 : EFFET DE LA RIGIDITE DES RENFORCEMENTS SUR LE CHAMP DES DEPLACEMENTS RELATIFS DU MASSIF ; RENFORCEMENTS INCLINES A 30°

Comme le montre la figure 108, dans le cas des armatures horizontales l'effet de la rigidité sur le champ des déplacements relatifs est plus limité.

II.4.2.2 - Effet de la rigidité sur la mobilisation de la traction et les efforts tranchants dans les renforcements

Les figures 110, 111 et 112 montrent les variations de la traction, des efforts tranchants et des moments le long des armatures inclinées à 20° , ayant respectivement une rigidité de $10 E_0 I_0$ et $100 E_0 I_0$. Ces armatures sont placées à une profondeur de 5,5 m et les résultats présentés correspondant à la 8ème phase d'excavation.

On note que les lieux des efforts tranchants maximaux correspondent au point de moment nul, mais qu'ils sont légèrement décalés par rapport aux lieux des tractions maximales. Ce décalage entre le lieu des efforts tranchants maximaux et le lieu des tractions maximales est d'autant plus important que l'armature est plus rigide.

Il est intéressant de noter que l'allure générale de la variation des efforts tranchants et des moments le long de l'armature est comparable à celle observée lors des essais de cisaillement à la boîte, telle qu'on l'a rapportée dans la première partie de cette étude.

La figure 113 montre l'effet de la rigidité sur les valeurs des tractions maximales dans le cas des armatures horizontales et dans le cas des armatures inclinées à 30° .

Comme on l'a noté précédemment, dans le cas des armatures horizontales l'armature n'a pratiquement aucun effet sur le champ des vecteurs de déplacement relatif du massif. La composante du vecteur de déplacement relatif dans la direction de l'armature est alors pratiquement indépendante

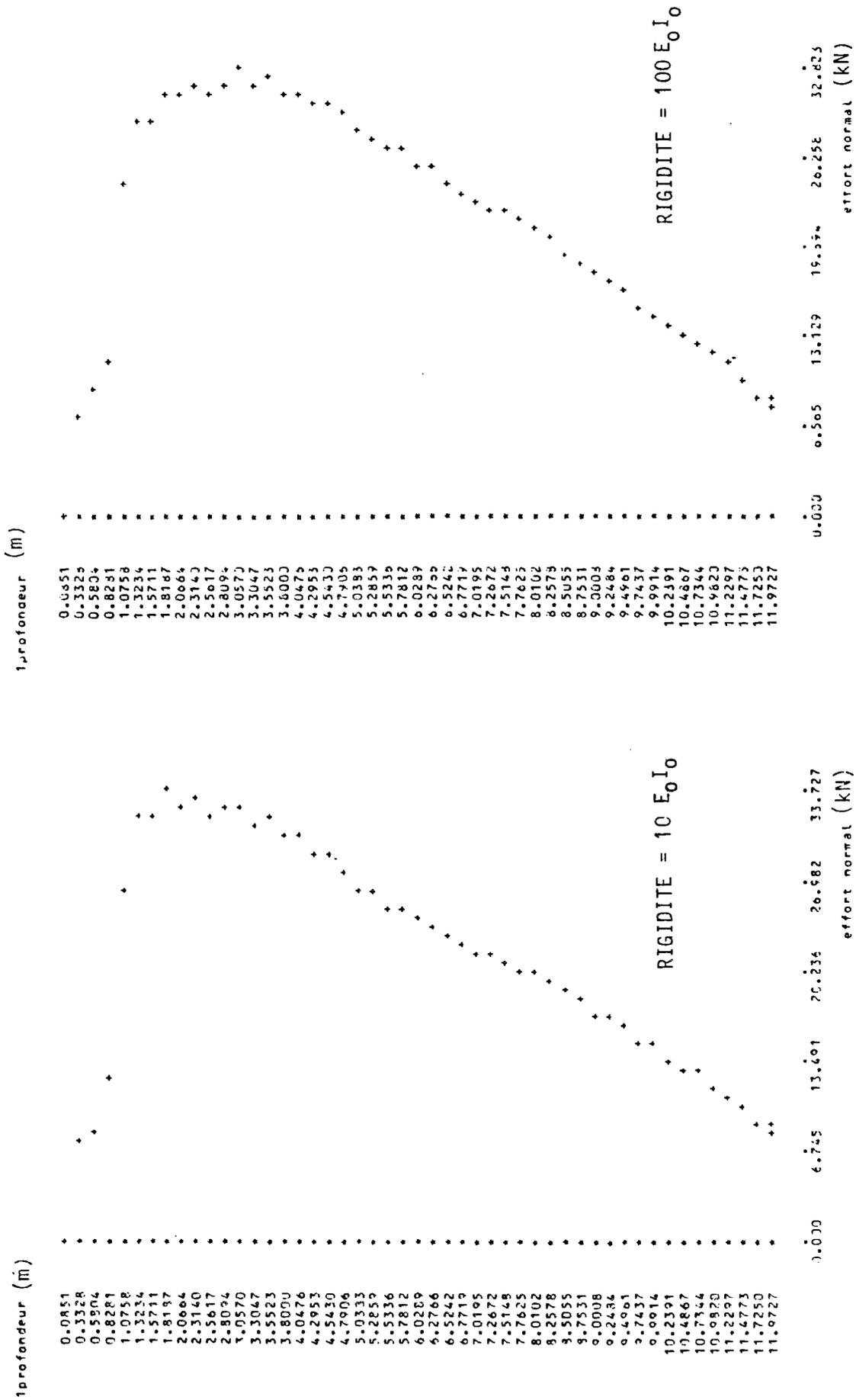


FIGURE 110 : EFFET DE LA RIGIDITE SUR LA DISTRIBUTION DES EFFORTS DE TRACTION LE LONG DU 6EME RENFORCEMENT, PLACE A 5.5 M DE PROFONDEUR ; 8EME PHASE D'EXCAVATION

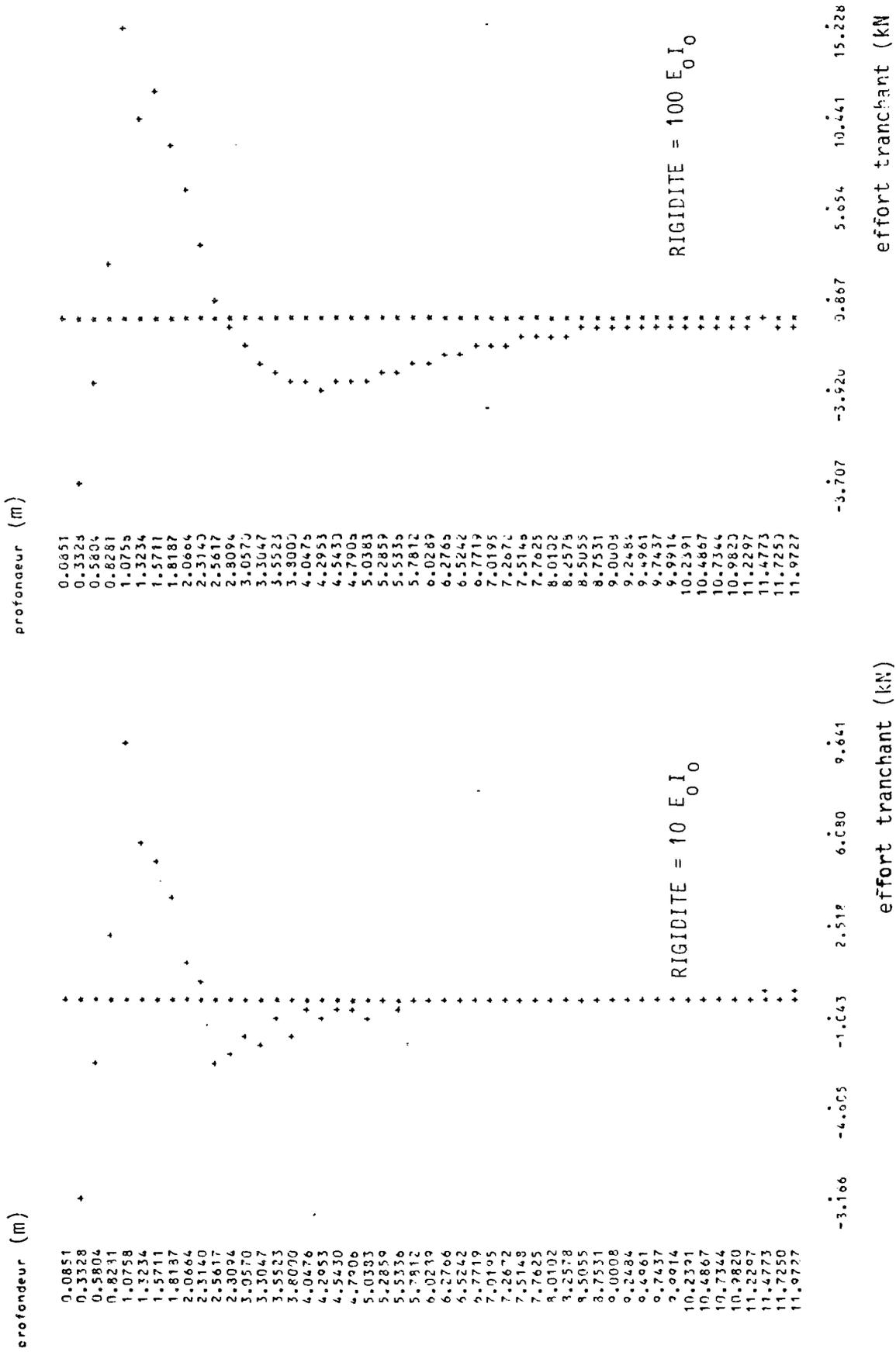


FIGURE 111 : EFFET DE LA RIGIDITE SUR LA DISTRIBUTION DES EFFORTS DE CISAILLEMENT DANS LE 6EME RENFORCEMENT, PLACE A 5,5 M DE PROFONDEUR ; SEME PHASE D'EXCAVATION

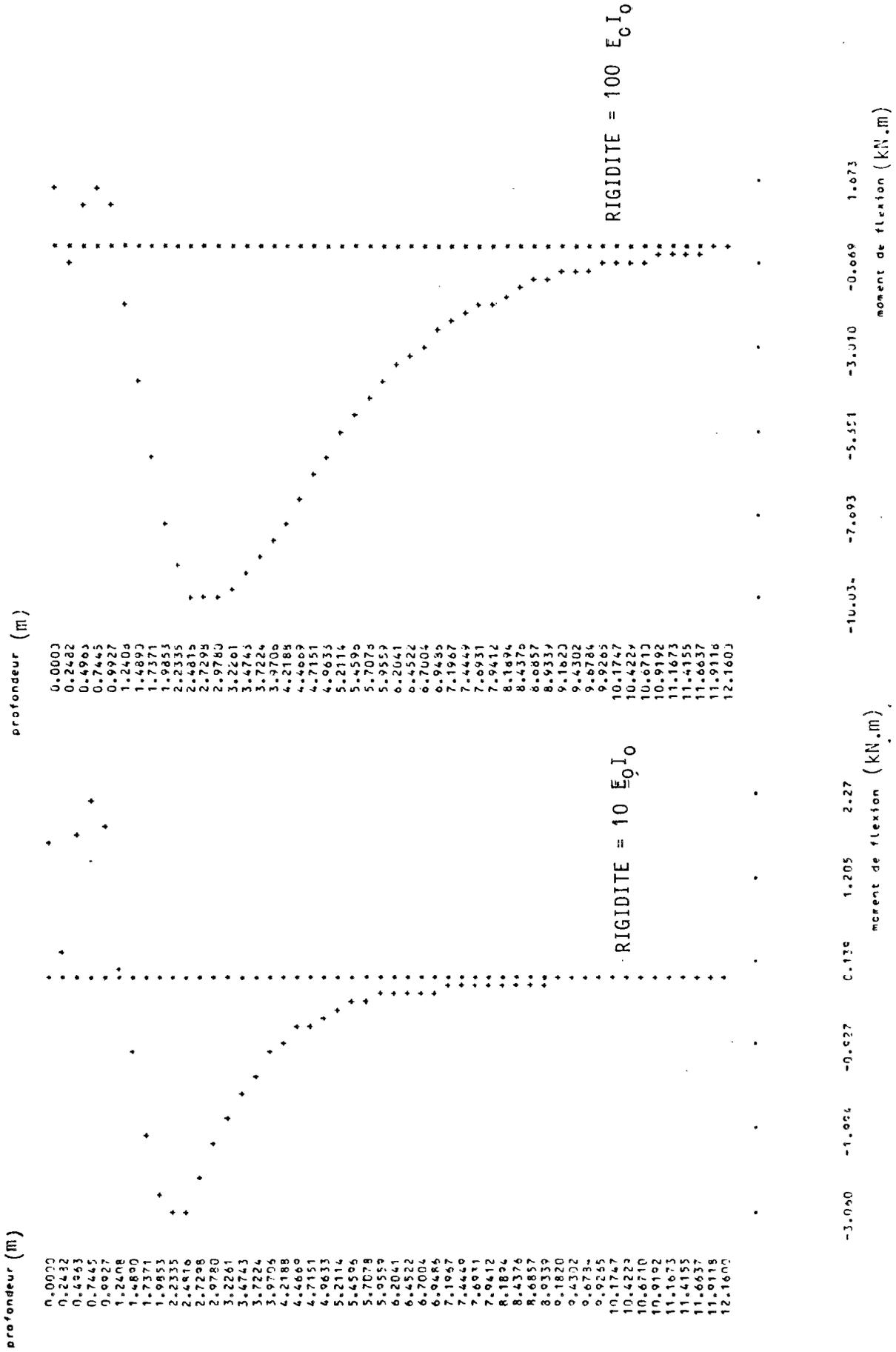


FIGURE 112 : EFFET DE LA RIGIDITE SUR LA DISTRIBUTION DES MOMENTS LE LONG DU 6EME RENFORCEMENT, PLACE A 5,5 M DE PROFONDEUR ; 8EME PHASE D'EXCAVATION

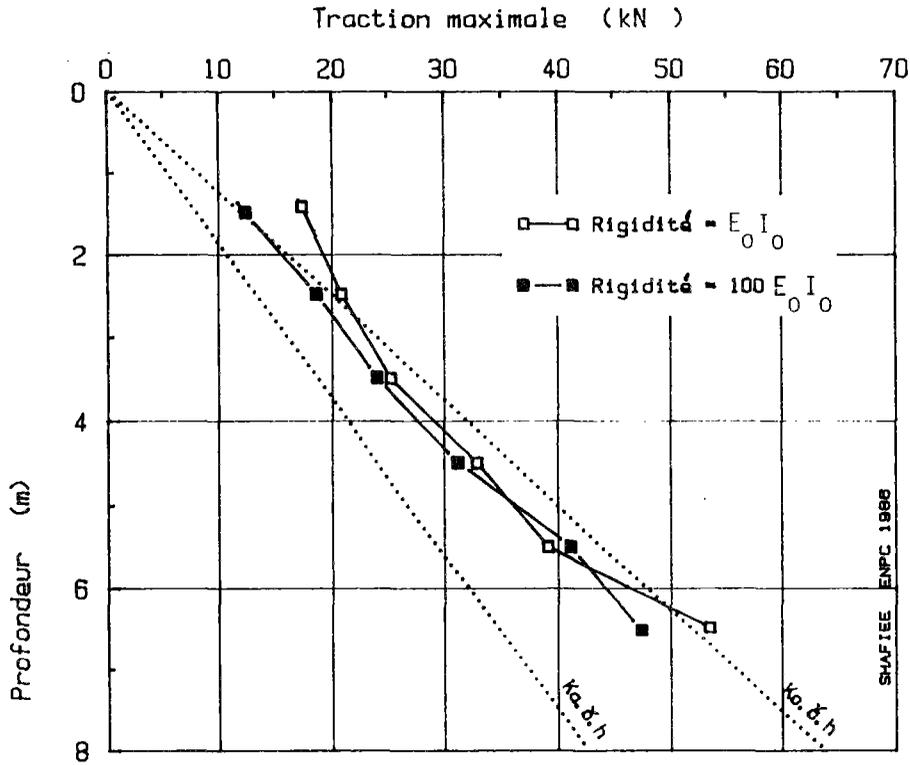


FIGURE 113-a : EFFET DE LA RIGIDITE DES RENFORCEMENTS SUR LES VALEURS DES TRACTIONS MAXIMALES ; RENFORCEMENTS HORIZONTAUX

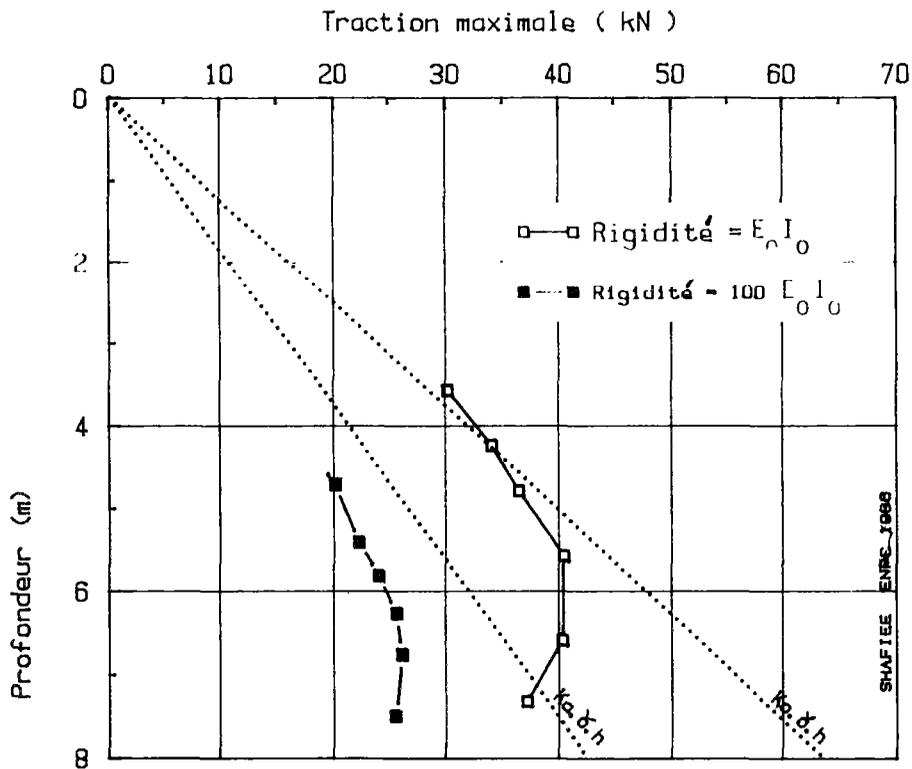


FIGURE 113-b : EFFET DE LA RIGIDITE SUR LES VALEURS DES TRACTIONS MAXIMALES ; RENFORCEMENTS INCLINES A 30 DEGRES

de la rigidité de celle-ci, et comme le montre la figure 113-a, l'effet de la rigidité sur les tractions maximales est très faible.

Ces résultats théoriques sont en accord avec les observations sur le comportement avant rupture des modèles réduits de murs en sol cloué réalisés au CERMES. En effet, comme le montre la figure 114, les efforts tranchants mesurés dans les inclusions sont nettement inférieurs aux efforts de tractions correspondants et la rigidité à la flexion n'a d'effet significatif ni sur les déplacements, ni sur les valeurs des tractions maximales.

Dans le cas des armatures inclinées, on a montré que la rigidité a un effet significatif sur le champ des vecteurs de déplacement relatifs dans le sol. L'augmentation de la rigidité réduit ces déplacements relatifs et par voie de conséquence, leur composante dans la direction de l'armature. Il en résulte que l'augmentation de la rigidité se traduit par une mobilisation plus importante de l'effort tranchant et une diminution des efforts de traction dans les renforcements, comme cela est illustré sur la figure 113-b.

Il faut noter que la modélisation bidimensionnelle conduit à surestimer l'effet de la rigidité sur le champ des déplacements dans le sol et sur les efforts dans les armatures.

La figure 115 montre que, lorsque le massif est renforcé par des armatures rigides ($100 E_0 I_0$), l'augmentation de l'inclinaison des renforcements a pour conséquence une diminution des efforts de traction dans ces derniers. Cette évolution est beaucoup plus nette que celle obtenue pour le cas des armatures flexibles (voir fig. 98).

Comme on l'a noté précédemment, l'interaction entre le massif renforcé par des armatures inclinées, le sol au-dessus de ce massif et le sol de fondation conduit à une distorsion du massif de sol renforcé, entraînant une rotation des axes principaux des vitesses de déformation

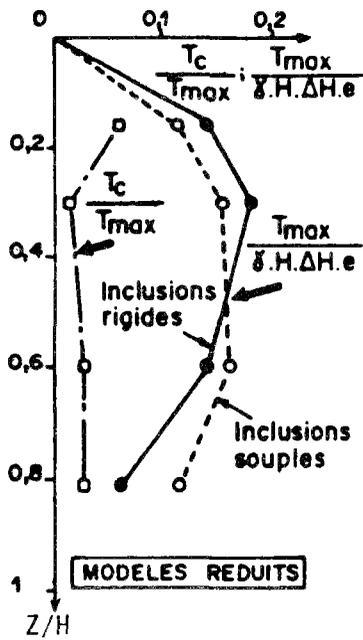


FIGURE 114 : EFFET DE LA RIGIDITE DES INCLUSIONS SUR LES TRACTIONS MAXIMALES

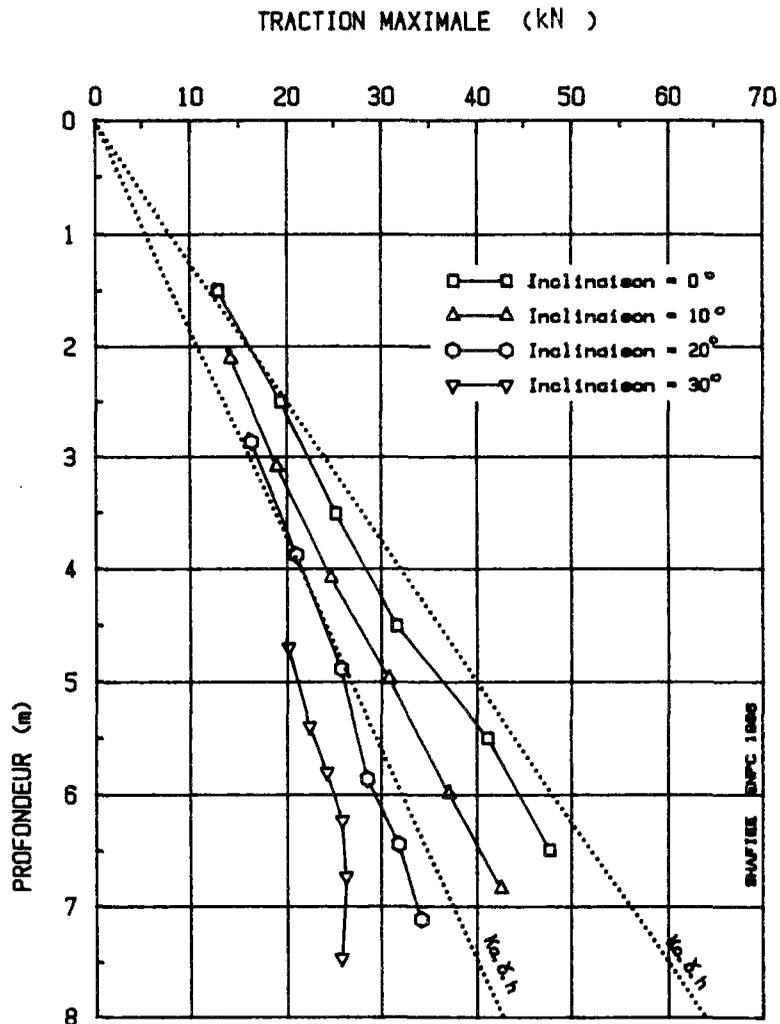


FIGURE 115 : EFFET DE L'INCLINAISON SUR LA MOBILISATION DES TRACTIONS MAXIMALES DANS LES RENFORCEMENTS ; RIGIDITE = $100 E_0 I_0$

dans le massif. Il en résulte que la direction horizontale n'est plus une direction optimale pour le renforcement.

Dans le cas où le massif est renforcé par des armatures rigides, ces armatures confèrent au massif de sol renforcé une certaine résistance à cette distorsion. De plus, la rigidité de l'armature a pour effet de modifier le champ des déplacements relatifs dans le sol, de réduire la composante de ce vecteur dans sa direction et d'accroître la mobilisation des efforts tranchants. Cet effet est d'autant plus important que les armatures sont plus inclinées. Par conséquent, dans ce cas, la direction optimale du renforcement s'approche de la direction horizontale et les efforts de traction diminuent au fur et à mesure qu'on augmente l'inclinaison.

La mobilisation des efforts tranchants dans les armatures dépend de leur rigidité et de leur inclinaison. Comme on l'a noté précédemment, plus l'armature est inclinée, plus le déplacement relatif du massif est important et, par voie de conséquence, la composante de ce déplacement relatif est importante dans la direction perpendiculaire aux armatures. Il en résulte que l'augmentation de l'inclinaison entraîne une mobilisation plus importante des efforts de cisaillement dans les armatures.

L'effet de l'inclinaison est illustré sur la figure 116 pour les inclusions ayant une rigidité de $E_0 I_0$. On note que l'effet de l'inclinaison est plus important dans la partie inférieure du massif. Cela provient de l'effet local des phases d'excavation.

La figure 117 montre l'effet de l'inclinaison sur la mobilisation des efforts tranchants dans le cas des armatures rigides (rigidité = $100 E_0 I_0$)

La mobilisation des efforts tranchants est d'autant plus importante que la rigidité à la flexion est plus importante. Cela est présenté pour les armatures horizontales sur la figure 118 et pour des armatures inclinées sur la figure 119.

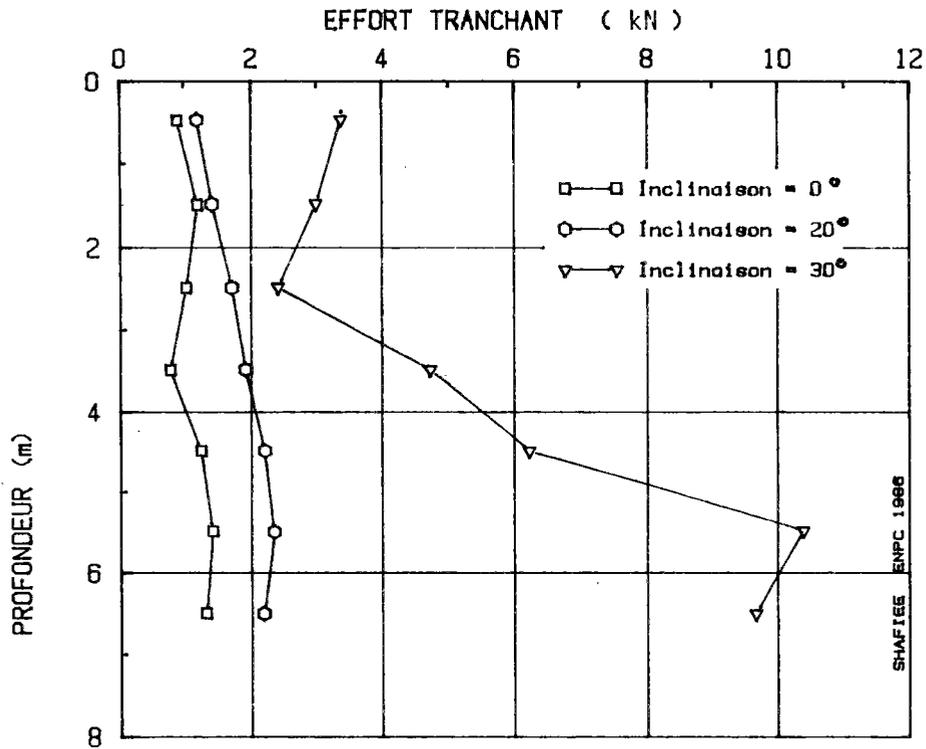


FIGURE 116 : EFFET DE L'INCLINAISON SUR LES EFFORTS TRANCHANTS MAXIMAUX DANS LES RENFORCEMENTS ; RIGIDITE = $E_0 I_0$

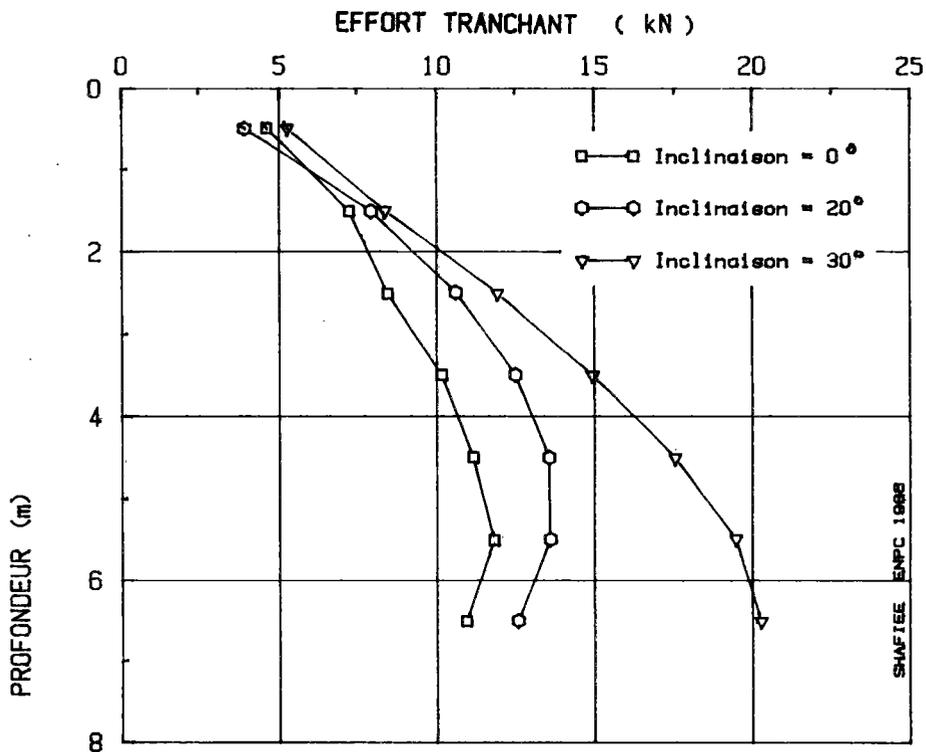


FIGURE 117 EFFET DE L'INCLINAISON SUR LES EFFORTS TRANCHANTS MAXIMAUX DANS LES RENFORCEMENTS ; RIGIDITE = $100 E_0 I_0$

On peut caractériser la sollicitation dans les armatures, en considérant les rapports T_{cmax}/T_{max} , où T_{cmax} est l'effort tranchant maximal.

La figure 120 montre le rapport T_{cmax}/T_{max} pour les renforcements horizontaux, ce rapport est d'autant plus élevé que la rigidité est plus importante et sa valeur diminue avec la profondeur. On peut calculer approximativement cette valeur en considérant un comportement élastique du renforcement.

$$T_n = \frac{ES}{l} (u_4 - u_1)$$

$$T_c = \frac{12 EI}{l^3} (u_5 - u_2) - \frac{6 EI}{l^2} (u_3 + u_6)$$

où T_n = effort normal

T_c = effort tranchant

En prenant $l = 3 l_0$ (longueur de transfert), on peut négliger la contribution des rotations au calcul des efforts tranchants et écrire :

$$\frac{T_c}{T_n} = \frac{4 I}{3S l_0^2} \left(\frac{\delta c}{\delta n} \right)$$

avec

δc = déplacement relatif perpendiculaire à la direction de l'armature ;

δn = déplacement relatif parallèle à la direction de l'armature ;

l_0 = longueur de transfert = $\sqrt{\frac{4 EI}{K_s \cdot B}}$

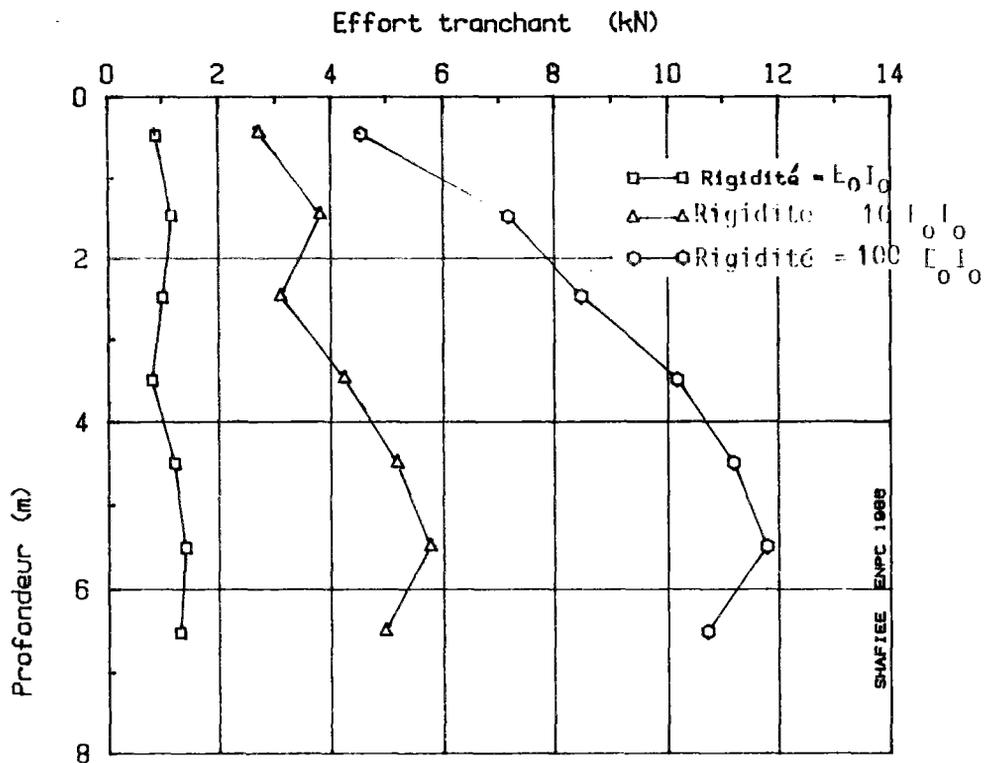


FIGURE 118 : EFFET DE LA RIGIDITE DES RENFORCEMENTS SUR LES VALEURS DES EFFORTS TRANCHANTS MAXIMAUX ; RENFORCEMENTS HORIZONTAUX

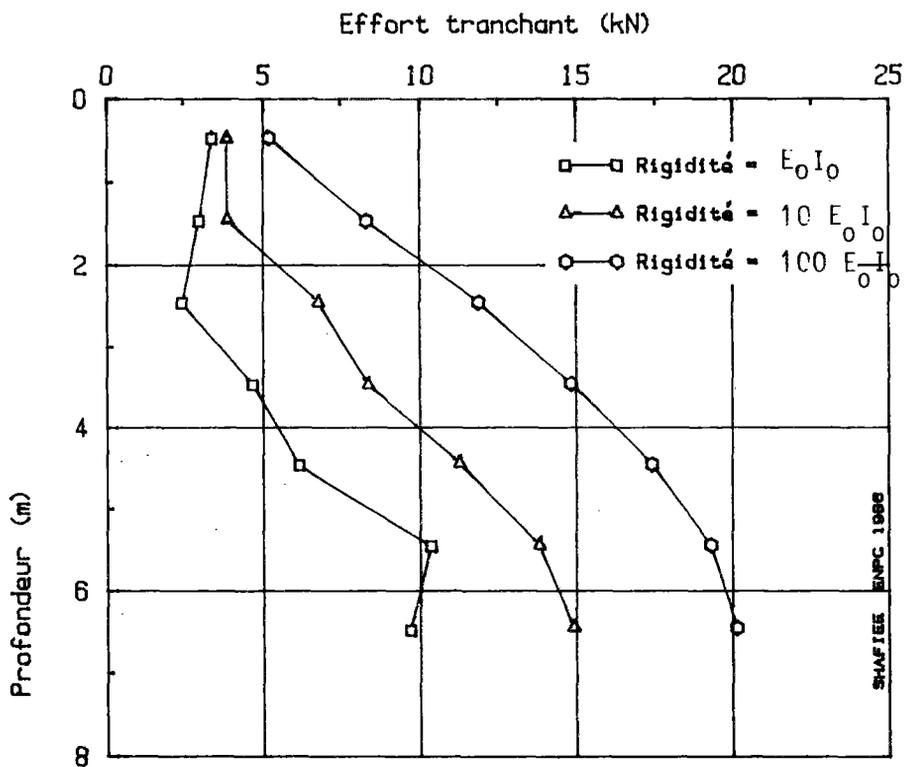


FIGURE 119 : EFFET DE LA RIGIDITE SUR LES VALEURS DES EFFORTS TRANCHANTS MAXIMAUX ; INCLINAISON = 30 DEGRES

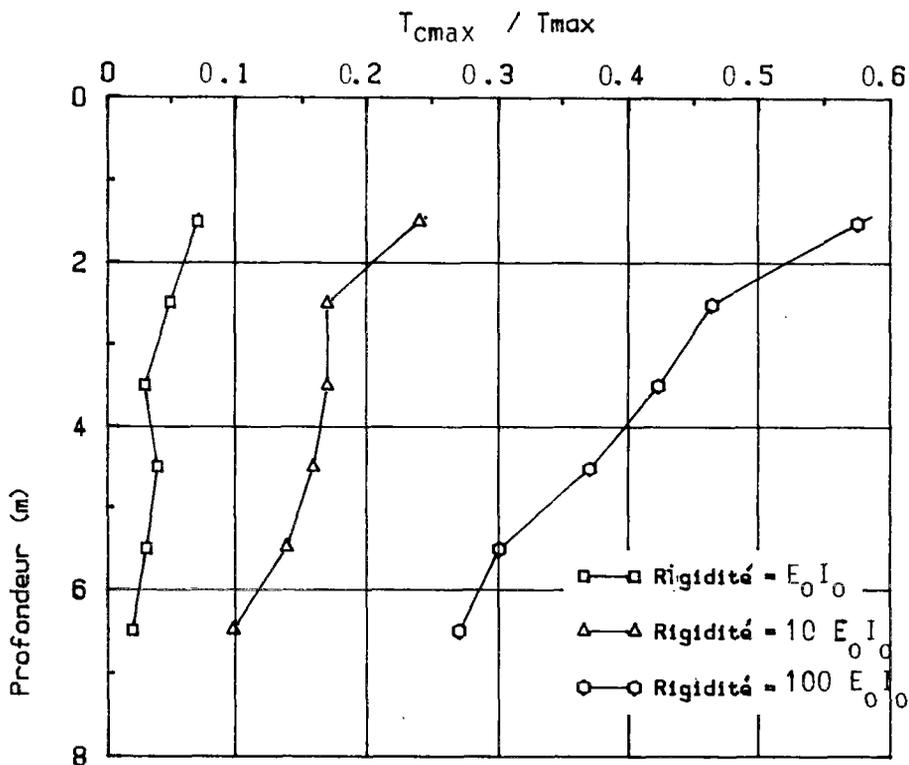


FIGURE 120 : EFFET DE LA RIGIDITE SUR LES VALEURS DU RAPPORT T_{cmax} / T_{max} (Effort tranchant maximal divisé par la traction maximale) ; renforcements horizontaux

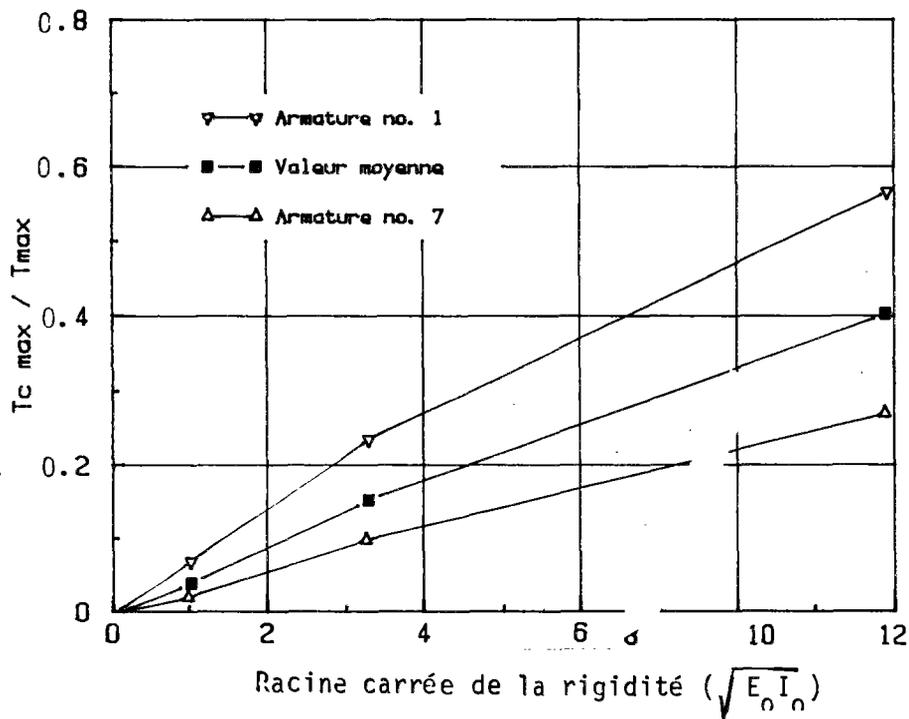


FIGURE 121 : VARIATIONS DU RAPPORT T_{cmax} / T_{max} EN FONCTION DE LA RACINE DE LA RIGIDITE ; RENFORCEMENTS HORIZONTAUX

$$\text{et } \frac{T_c}{T_n} = \left(\frac{4 K_s B}{9 S^2 E} \right)^{1/2} \cdot \sqrt{I} \cdot \frac{\delta c}{\delta n}$$

Cette dernière expression montre que le rapport $T_{c\max}/T_{\max}$ est proportionnel à la racine carrée de la rigidité à la flexion, à inclinaison du vecteur de déplacement relatif constante.

Dans le cas des armatures horizontales, on a montré, que la rigidité du renforcement n'a pratiquement aucun effet sur la direction du déplacement relatif du sol. Il en résulte que la valeur du rapport $T_{c\max}/T_{\max}$ croît proportionnellement à la racine carrée de la rigidité.

Comme le montre la figure 121, cette conclusion est en accord avec les résultats des calculs et la valeur de $T_{c\max}/T_{\max}$ croît, en fait, linéairement avec la racine carrée de la rigidité.

La figure 122 montre que le rapport $T_{c\max}/T_{\max}$ augmente avec l'inclinaison et que la valeur croît avec la profondeur dans le cas des armatures fortement inclinées par rapport à l'horizontale.

Lieux des tractions et des cisaillements maximaux

La figure 123 montre les lieux des tractions et des cisaillements maximaux dans les cas des armatures horizontales, flexibles ($E_0 I_0$) et rigides ($100 E_0 I_0$). On remarque que la rigidité n'a qu'un effet très léger sur les lieux des tractions maximales et des cisaillements maximaux.

Les lieux des tractions maximales correspondent à la surface de cisaillement potentielle dans le sol, définie par les lieux géométriques de vecteurs de déplacements relatifs maximaux.

Le décalage entre le lieu des tractions maximales et celui des cisaillements maximaux provient de l'effet des phases de construction. En effet, l'effort tranchant dans le renforcement est le cumul des incréments

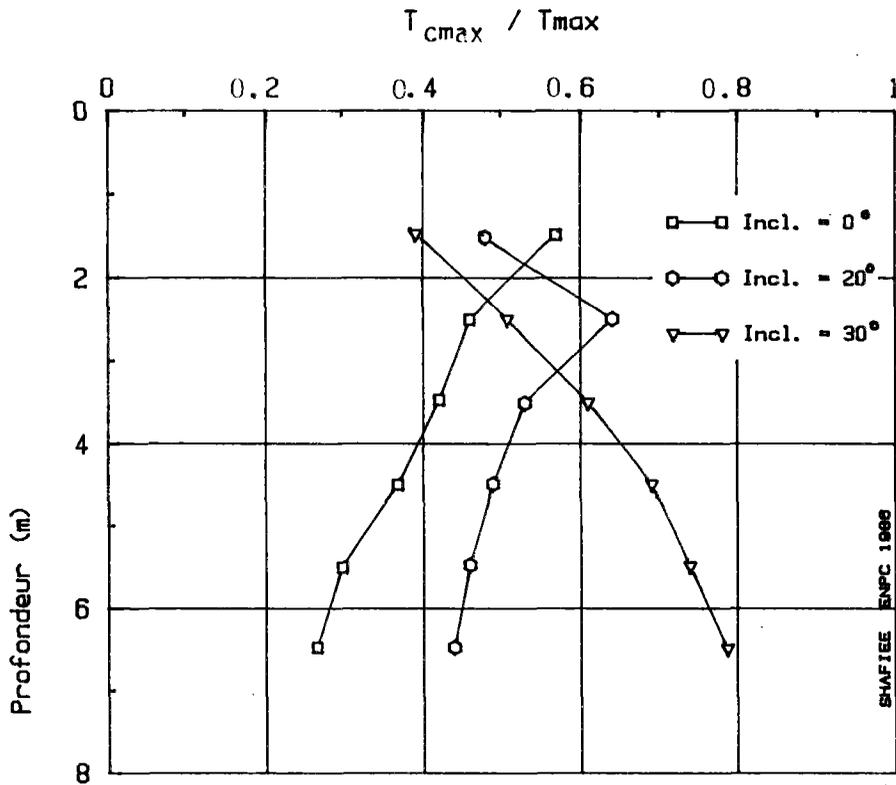


FIGURE 122 : EFFET DE L'INCLINAISON SUR LES VALEURS DU RAPPORT T_{cmax} / T_{max} (Effort tranchant maximal divisé par la traction maximale) ; RIGIDITE = $100E_0 I_0$

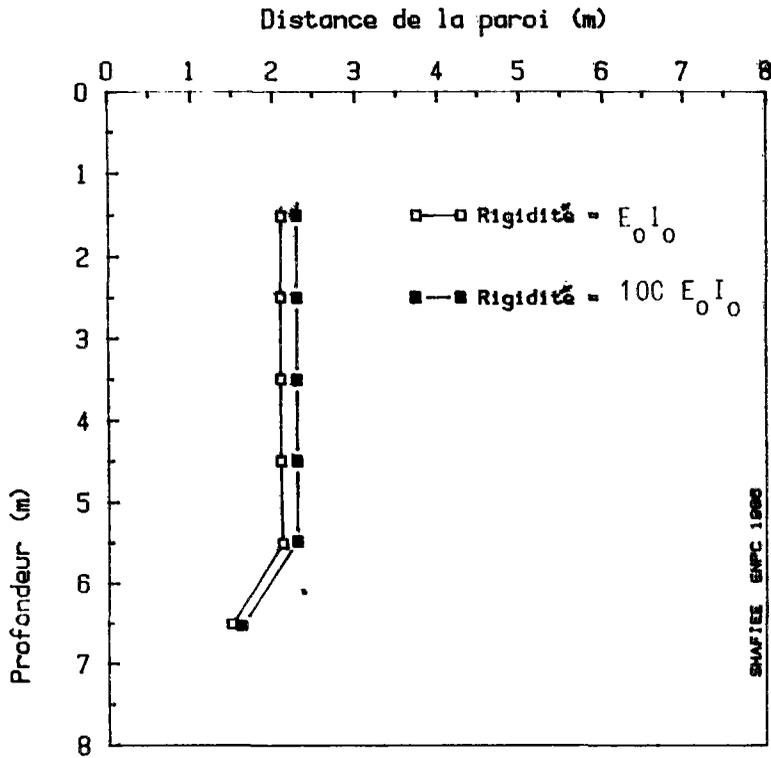


FIGURE 123-a : EFFET DE LA RIGIDITE SUR LES LIEUX DES TRACTIVEES MAXIMALES ; RENFORCEMENTS HORIZONTAUX

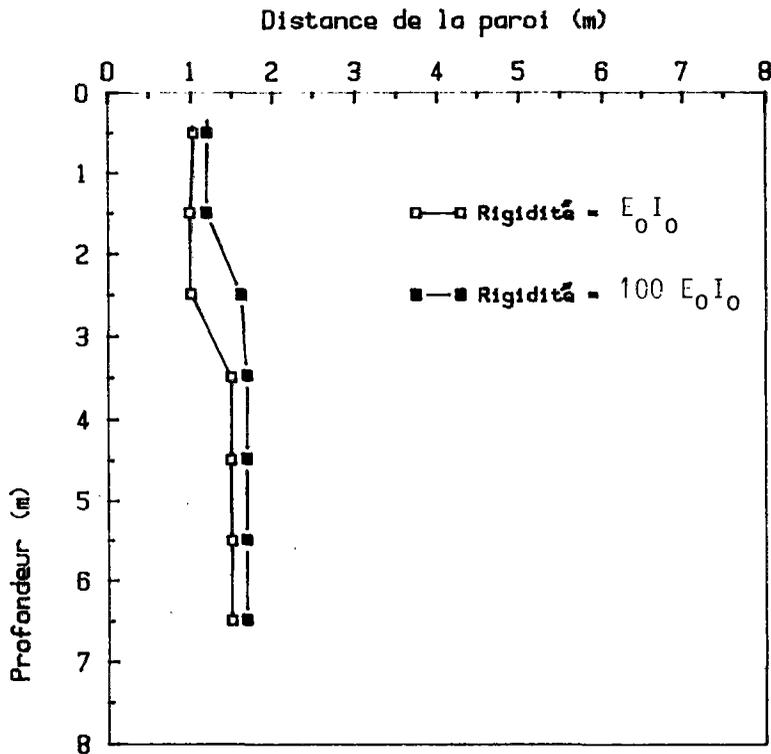


FIGURE 123-b : EFFET DE LA RIGIDITE SUR LES LIEUX DES EFFORTS TRANCHANTS MAXIMALES ; RENFORCEMENTS HORIZONTAUX

de cisaillement dans les inclusions produits lors des phases précédentes de l'excavation. Comme le montre la figure 124, le mouvement progressif de la surface de cisaillement potentielle (dû à l'augmentation de la profondeur d'excavation) entraîne le point maximal de la distribution de l'incrément du cisaillement. Cependant, le point maximal du cisaillement total ne suit pas cette progression et les lieux des cisaillement maximaux restent décalés par rapport à la surface potentielle de rupture dans le sol et aux lieux des tractions maximales.

Il semble donc que le décalage entre les lieux des tractions maximales et des cisaillements maximaux est un aspect à prendre en compte dans le calcul des ouvrages sous charge de service. Cependant, dans le cas de notre étude, cet aspect est accentué par l'effet de la modélisation bidimensionnelle. On note cependant que le rapport T_{cmax}/T (T = Traction au point de cisaillement maximal) est généralement proche de la valeur de T_{cmax}/T_{max} . Cette dernière valeur peut être considérée comme représentative de la sollicitation dans l'armature.

La figure 125 montre que, dans le cas des armatures inclinées, la rigidité a pour effet une augmentation plus significative de l'élargissement de la zone active. L'inclinaison rend l'évolution des contraintes de cisaillement dans l'armature plus complexe et accroît le décalage entre les lieux des tractions et des cisaillements maximaux.

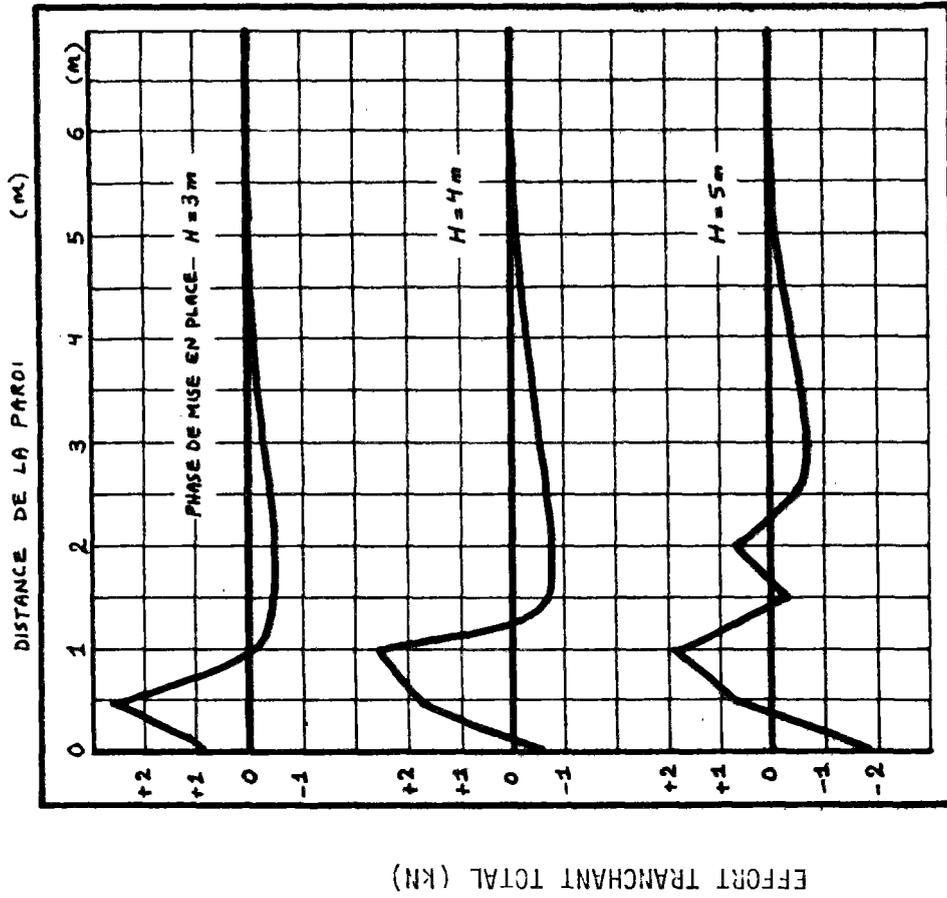


FIGURE 124-b : DISTRIBUTION DE L'EFFORT TRANCHANT TOTAL (CUMUL DE L'INCREMENT DE CHAQUE PHASE) DANS LE 2EME RENFORCEMENT (3EME, 4EME ET 5EME PHASE)

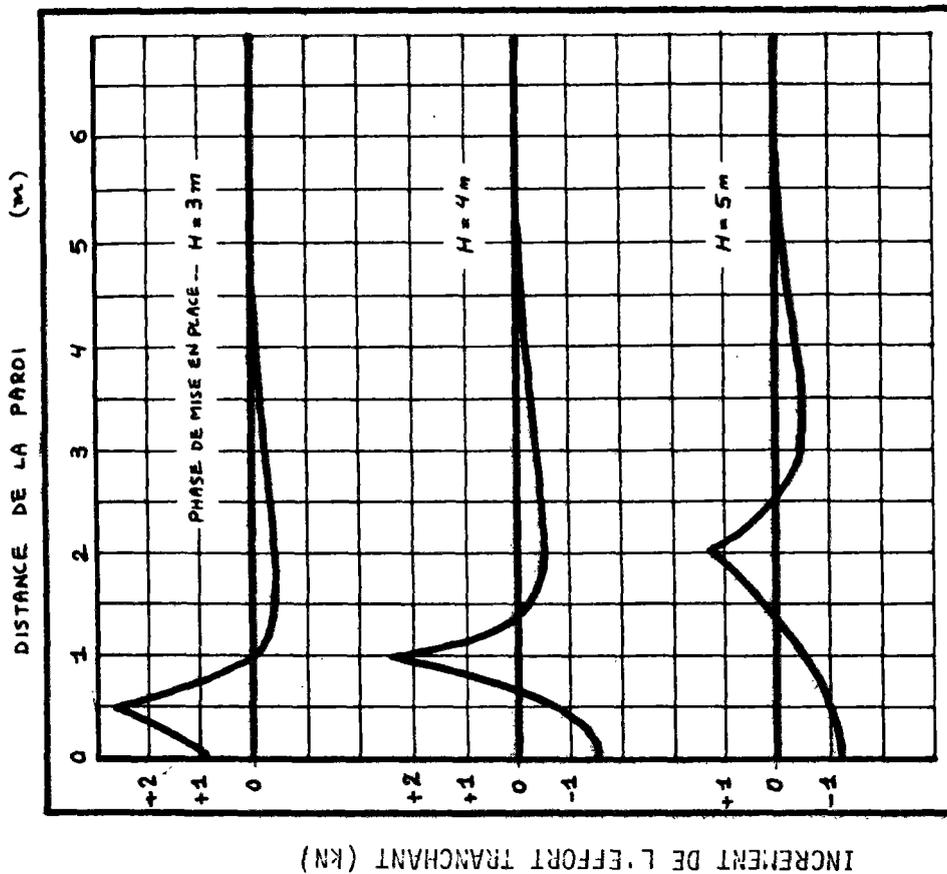


FIGURE 124-a : DISTRIBUTION DE L'INCREMENT DE L'EFFORT TRANCHANT DANS LE 2EME RENFORCEMENT DU A LA DERNIERE PHASE D'EXCAVATION (3EME, 4EME ET 5EME PHASE)

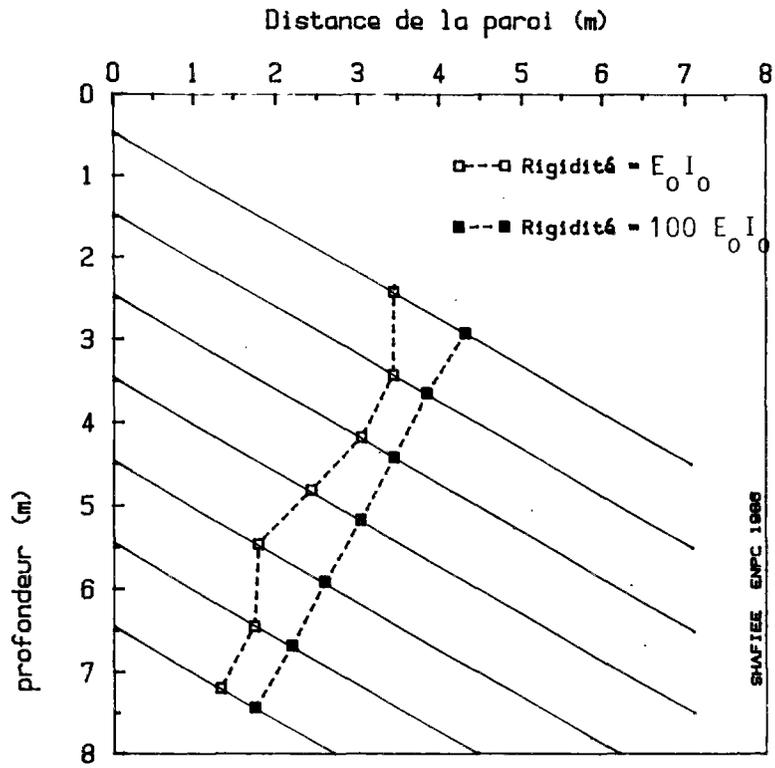


FIGURE 125-a ; EFFET DE LA RIGIDITE SUR LES LIEUX DES TRACTION MAXIMALES ; RENFORCEMENTS INCLINES A 30 DEGRES

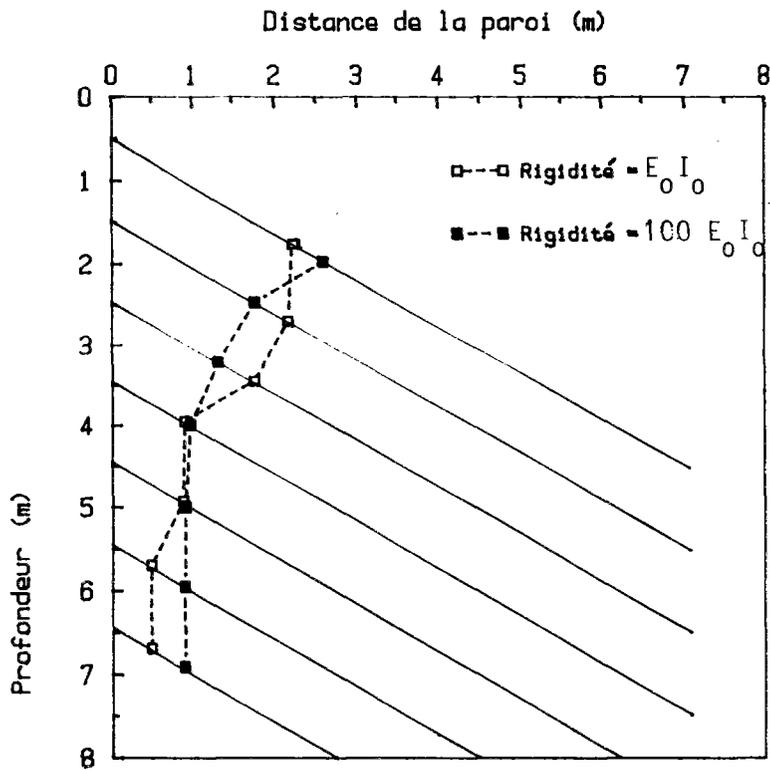


FIGURE 125-b ; EFFET DE LA RIGIDITE SUR LES LIEUX DES EFFORTS TRANCHANTS MAXIMAUX ; RENFORCEMENTS INCLINES A 30 DEGRES

II.5 - ETUDE PARAMETRIQUE (EFFET DES PARAMETRES DIVERS SUR LE COMPORTEMENT DE L'OUVRAGE)

Pour compléter l'étude paramétrique sur les paramètres principaux (inclinaison et la rigidité des renforcements), on a étudié l'effet des paramètres suivants :

- extensibilité des renforcements ;
- caractéristiques du sol ;
 - . cohésion ;
 - . angle du frottement interne ;
 - . angle de dilataance ;
 - . module d'élasticité ;
- rigidité de la paroi ;
- conditions aux limites - sol de fondation;
- Longueur des renforcements .

II.5.1 - Effet de l'extensibilité des renforcements sur le comportement de l'ouvrage

La figure 126 montre l'effet de l'extensibilité des renforcements sur la déformation du massif en sol renforcé. L'augmentation de l'extensibilité des renforcements engendre un déplacement plus important du massif. On note également que cette augmentation entraîne la propagation des zones plastiques dans le massif.

La figure 127 montre le champ des déplacements relatifs du sol (Δu) pour le sol renforcé avec des armatures quasi-inextensibles (E_0) et des renforcements extensibles ($E_0/100$). Le vecteur de déplacement relatif, qui est pratiquement perpendiculaire à la direction du renforcement dans le cas des armatures quasi-inextensibles, devient sensiblement incliné lorsqu'on augmente l'extensibilité. D'autre part, comme le montre la figure,

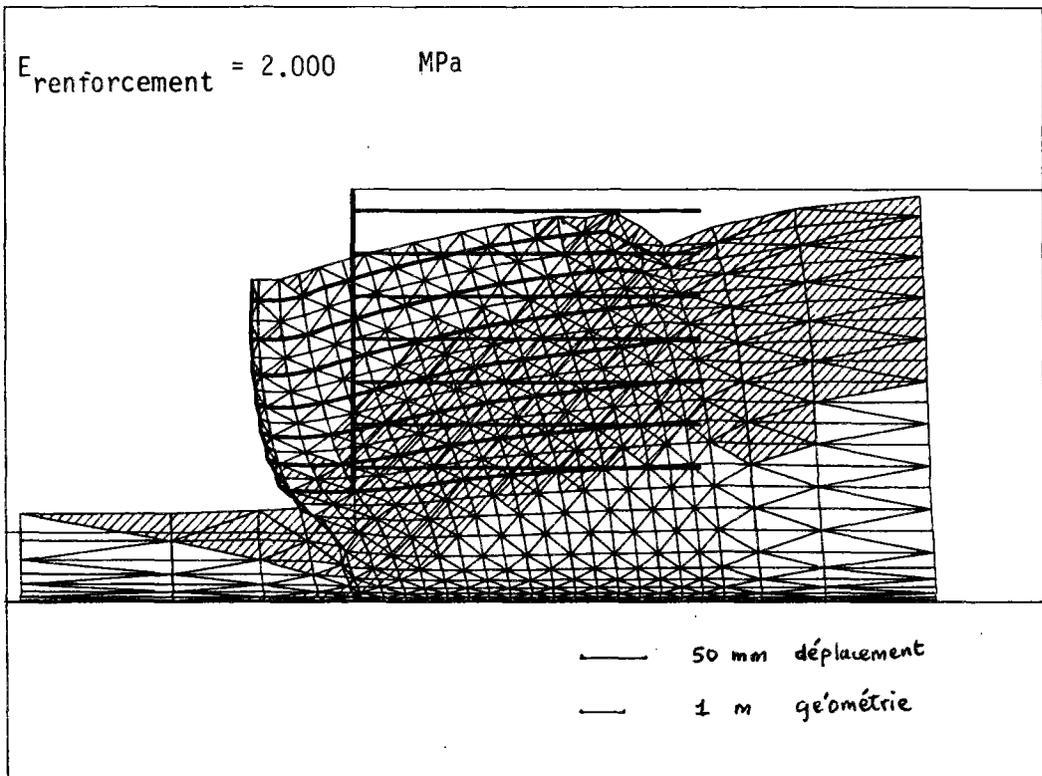
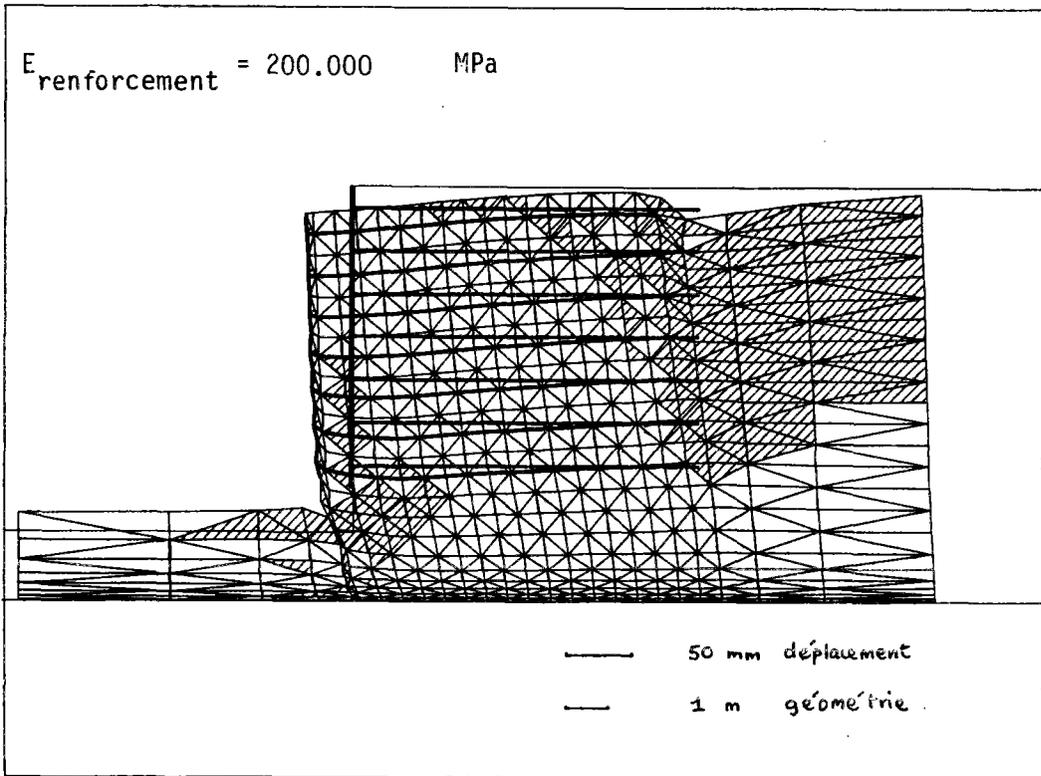


FIGURE 126 : EFFET DE L'EXTENSIBILITE DES RENFORCEMENTS SUR LA DEFORMEE DU MASSIF. 8EME PHASE D'EXCAVATION

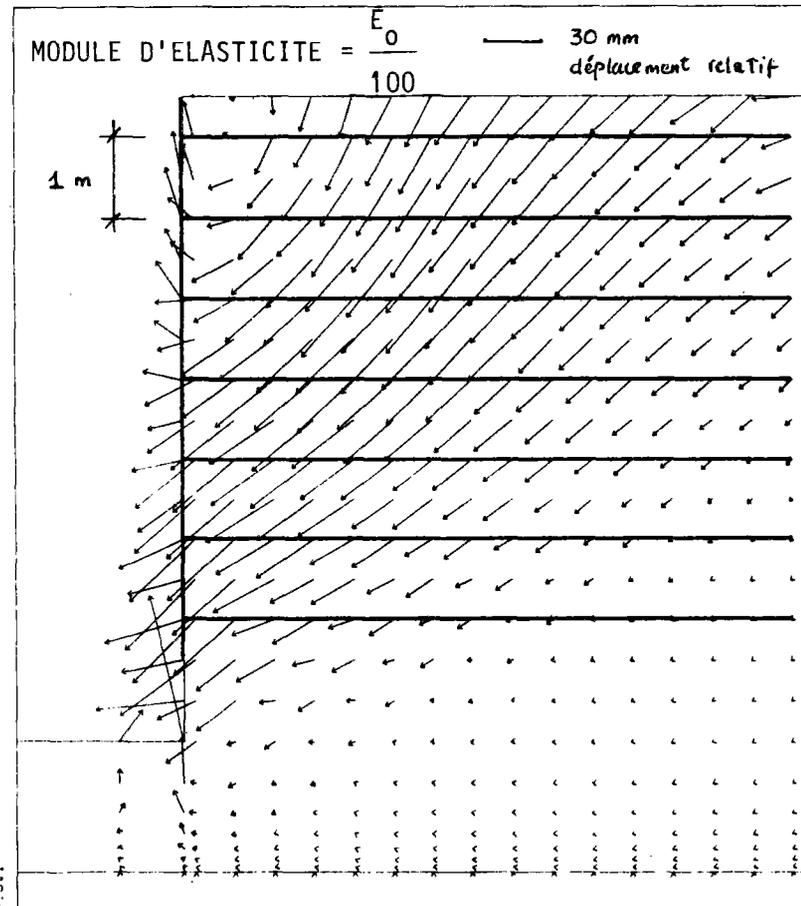
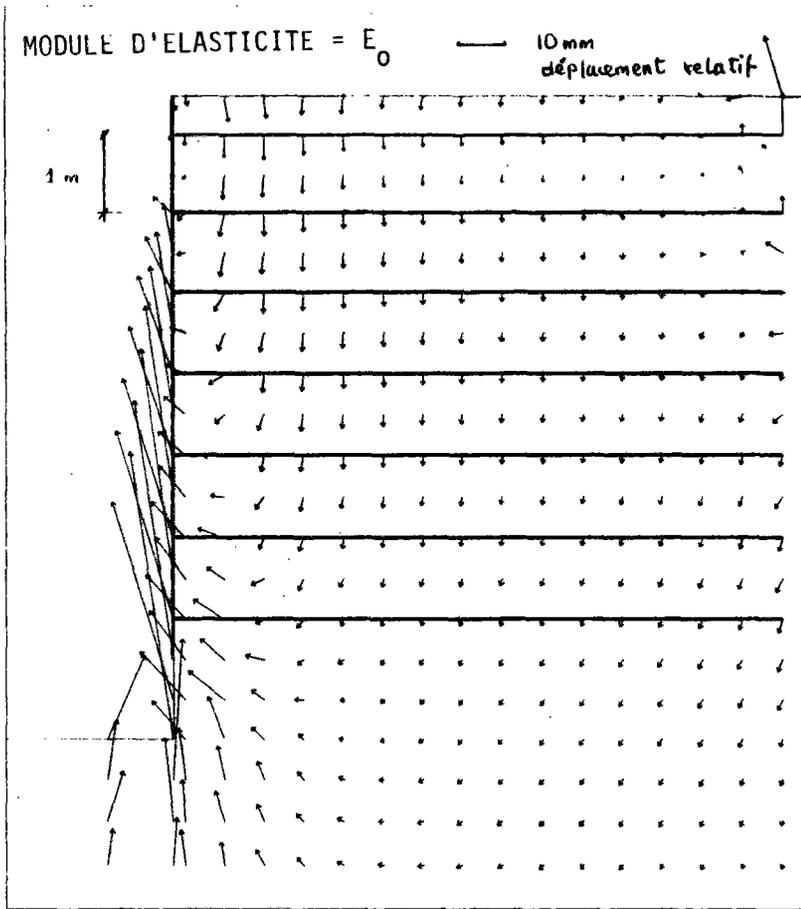


FIGURE 127 : EFFET DE L'EXTENSIBILITE DES RENFORCEMENTS SUR LE CHAMP DES DEPLACEMENTS RELATIFS (Δu)

les valeurs du déplacement relatif deviennent également plus importantes.

La figure 128 montre l'effet de l'extensibilité des renforcements sur les lieux des tractions maximales. On note que la surface potentielle de rupture, caractérisée par une surface pratiquement horizontale dans le cas des armatures quasi-inextensibles, devient de plus en plus inclinée, au fur et à mesure qu'on augmente l'extensibilité des renforcements, et s'approche de la surface de rupture potentielle dans le sol non-renforcé.

Les essais sur modèles réduits de mur avec armatures extensibles en géotextile ont permis de confirmer ces résultats et de montrer que, pour de tels murs, la surface de rupture correspond à la surface de Coulomb.

Les tractions maximales mobilisées dans les renforcements sont également influencées par l'extensibilité des renforcements (figure 129). Cette influence est plus importante dans la partie inférieure du mur. La diminution du module d'élasticité des renforcements à $E_0/100$ ne fait pratiquement pas varier les tractions maximales en tête du mur mais diminue sensiblement les tractions dans la partie inférieure du mur. Lorsqu'on diminue davantage le module d'élasticité à ($E_0/1000$), on constate que l'ensemble des renforcements est influencé et que les valeurs des tractions maximales diminuent partout. L'augmentation de l'extensibilité entraîne alors une diminution de la poussée transmise aux armatures.

II.5.2 - Effet des caractéristiques du sol sur le comportement de l'ouvrage

II.5.2.1 - Effet de la cohésion

La figure 130 montre l'effet de la cohésion du sol sur la déformée du massif. L'excavation du sol ayant une cohésion de 50 kPa engendre une diminution du déplacement global du massif. Le sol reste à l'état élastique et on remarque une disparition totale des zones plastiques dans le massif de sol renforcé et la partie non renforcée derrière les renforcements.

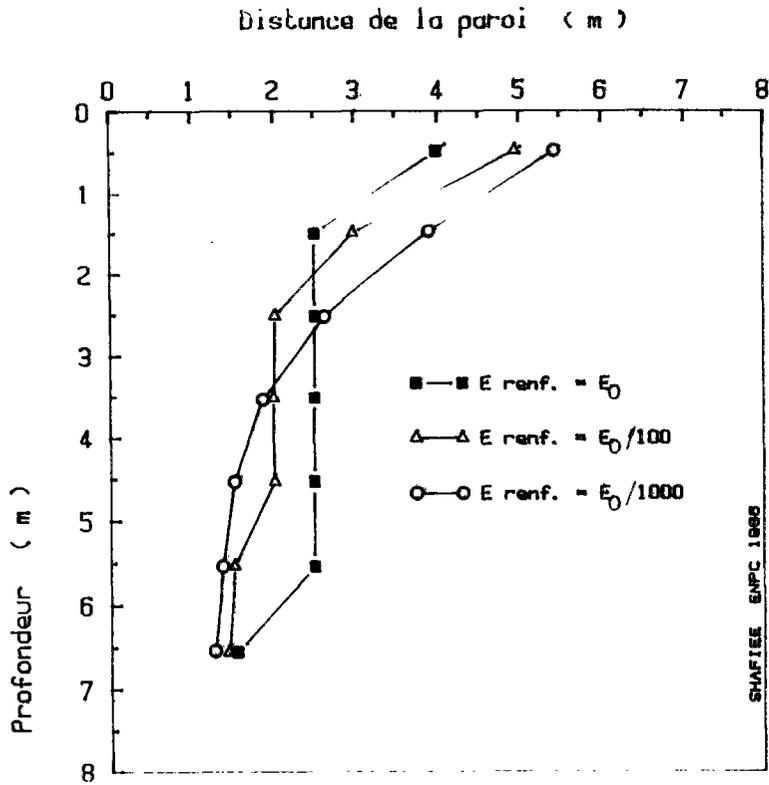


FIGURE 128 : EFFET DE L'EXTENSIBILITE DES RENFORCEMENTS SUR LES LIEUX DE STRACTIONS MAXIMALES

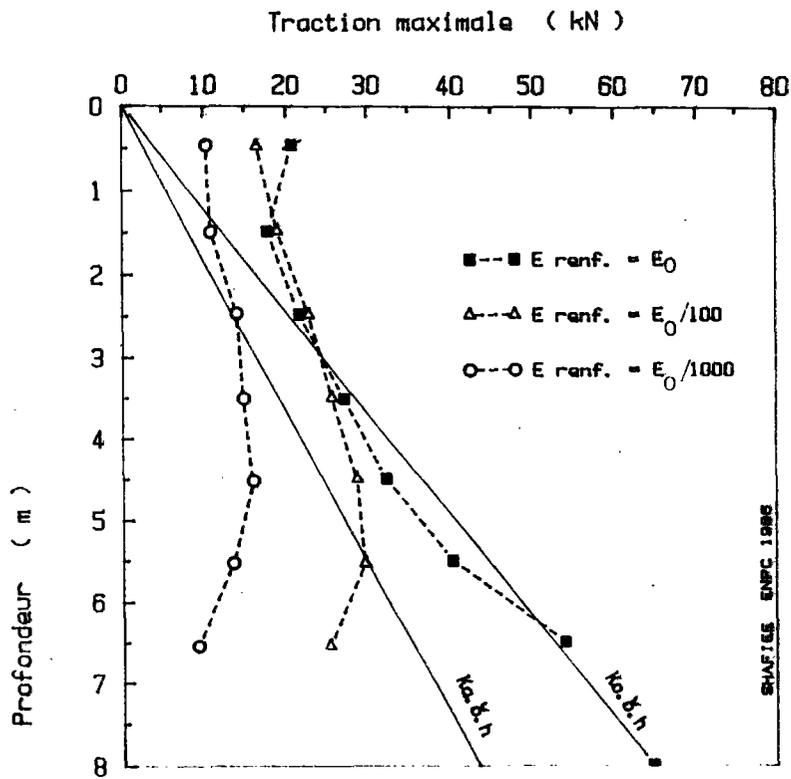


FIGURE 129 : EFFET DE L'EXTENSIBILITE DES RENFORCEMENTS SUR LES VALEURS DE STRACTIONS MAXIMALES

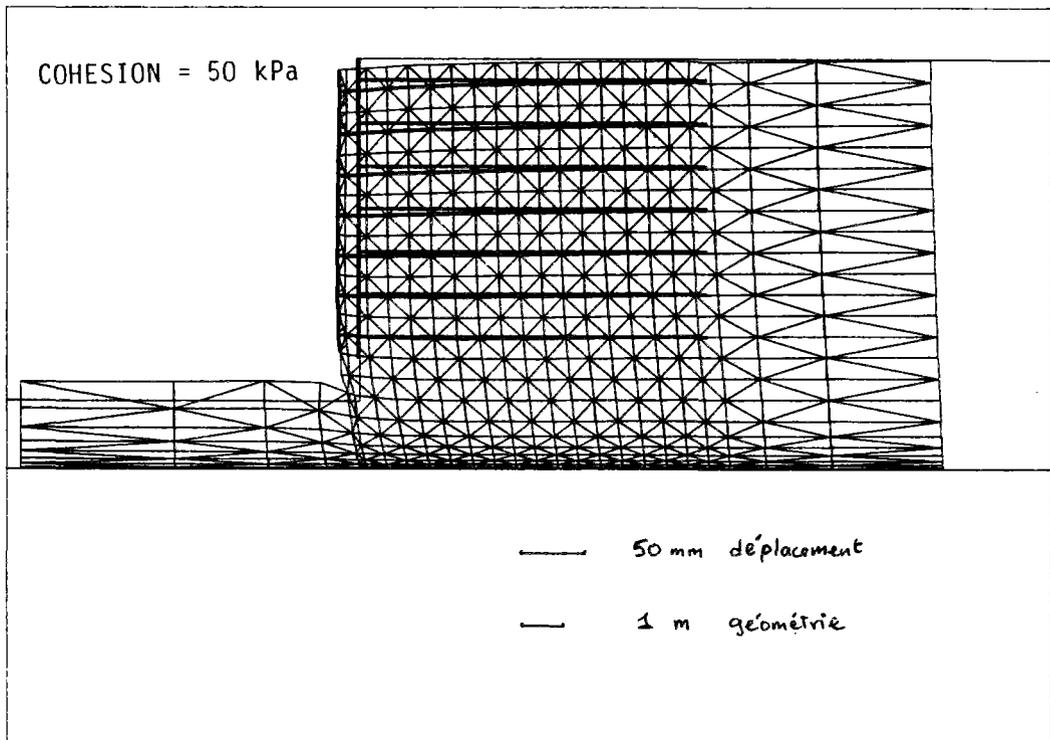
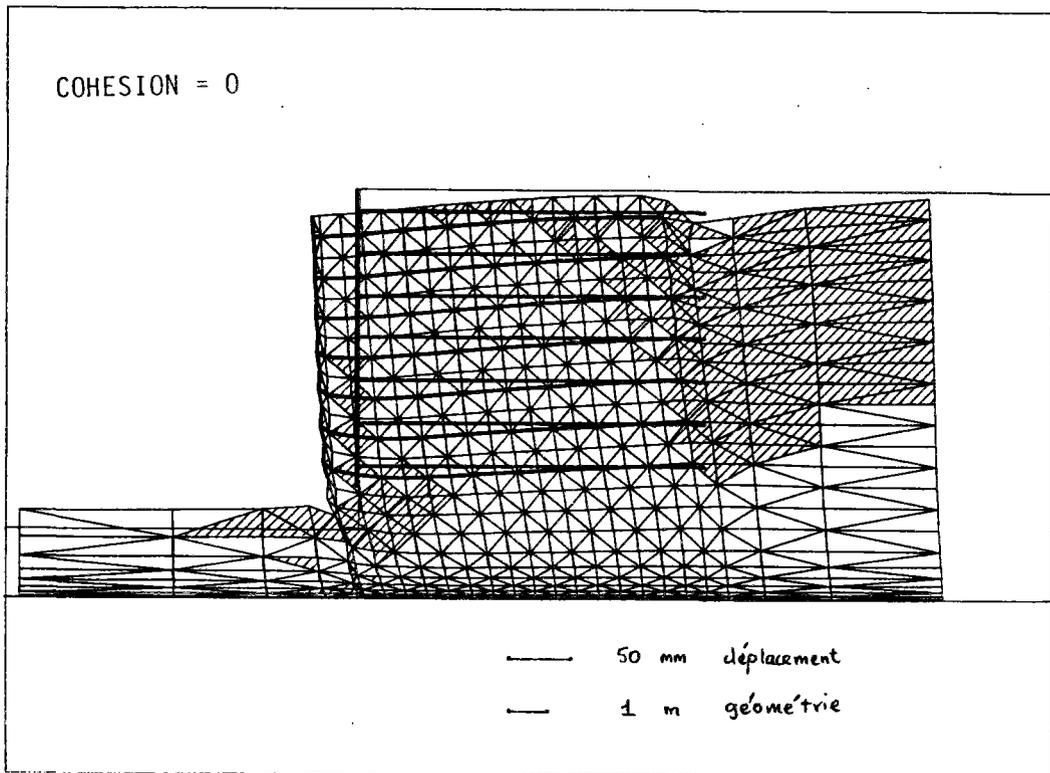


FIGURE 130 : EFFET DE LA COHESION DU SOL SUR LA DEFORMEE DU MASSIF

Comme le montre la figure 131, l'augmentation de la cohésion du sol se traduit par une diminution des tractions maximales mobilisées dans les renforcements. Les valeurs des tractions maximales qui sont près de la distribution de la poussée du sol à l'état K_0 diminuent pour s'approcher des valeurs de $K_a \gamma h$.

La figure 132 montre l'effet de la cohésion du sol sur les lieux des tractions maximales. On note que l'augmentation de la cohésion du sol entraîne une diminution de la largeur de la zone active.

II.5.2.2 - Effet de l'angle de frottement interne

La figure 133 montre la déformée du massif pour deux sols ayant respectivement les angles de frottement interne de 30 à 45°. On note que l'augmentation de l'angle de frottement est associée à une diminution du déplacement de l'ouvrage et une réduction des zones plastiques développées dans le massif, et surtout dans la partie non renforcée derrière les renforcements.

La surface de rupture potentielle dans le sol, caractérisée par les lieux des tractions maximales, reste horizontale malgré l'augmentation de l'angle de frottement interne, mais la largeur de la zone active diminue avec cette augmentation (figure 134).

Les valeurs des tractions maximales diminuent également lors de l'augmentation de l'angle de frottement interne du sol. La distribution des tractions maximales s'approche de celle de $K_a \gamma H$ (figure 135).

II.5.2.3 - Effet de l'angle de dilatance

L'angle de dilatance caractérisant l'écoulement plastique du sol intervient dans le calcul des déformations plastiques ainsi que dans la correction des contraintes à rajouter à chaque pas d'itération pour un incrément de chargement donné.

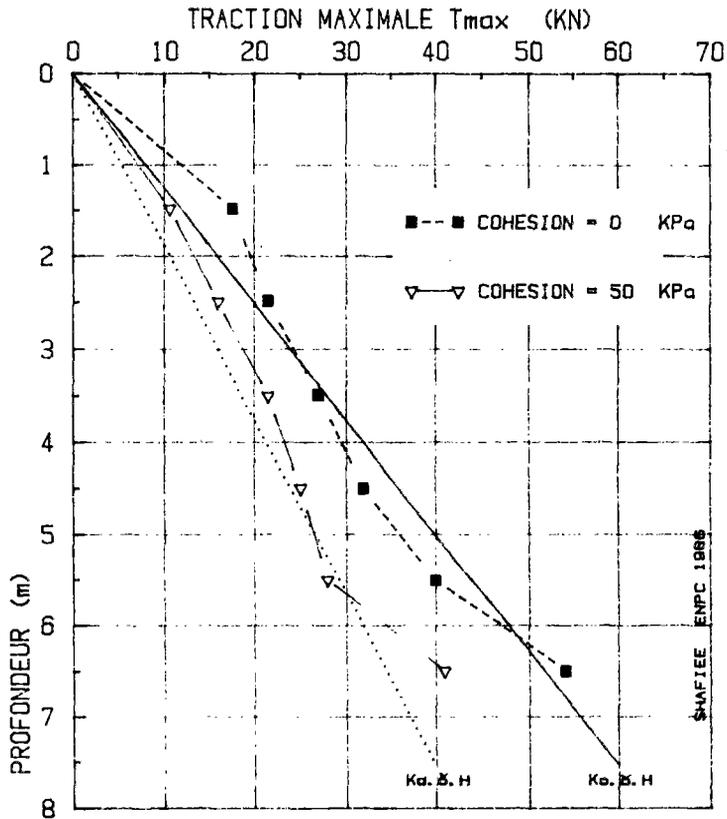


FIGURE 131 : EFFET DE LA COHESION SUR LES VALEURS DE TRACTION MAXIMALES

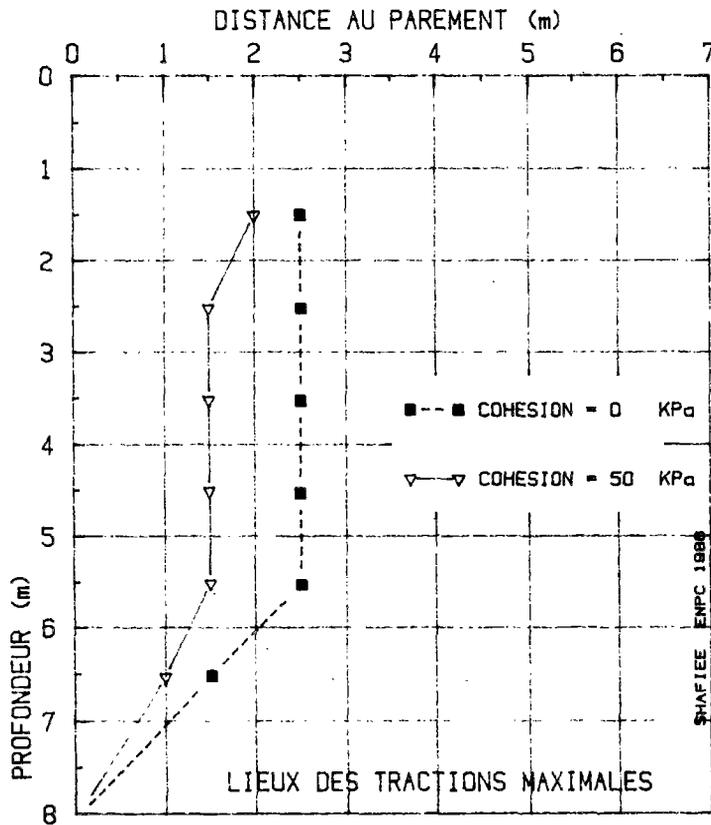


FIGURE 132 : EFFET DE LA COHESION SUR LES LIEUX DE TRACTION MAXIMALES

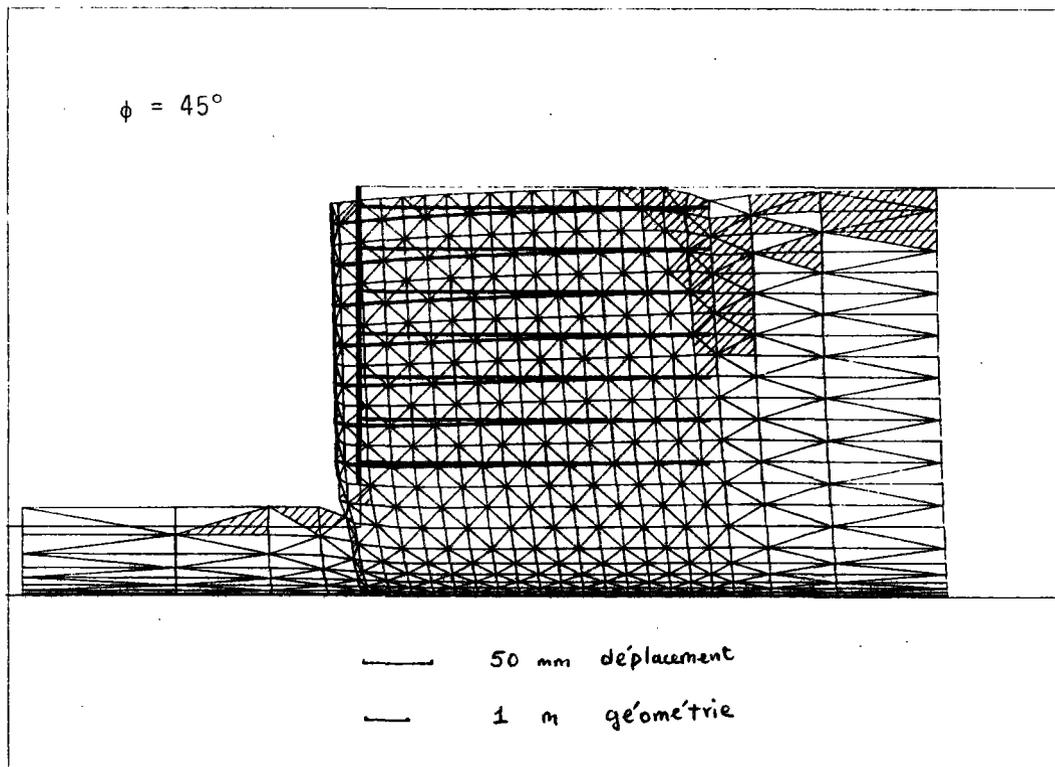
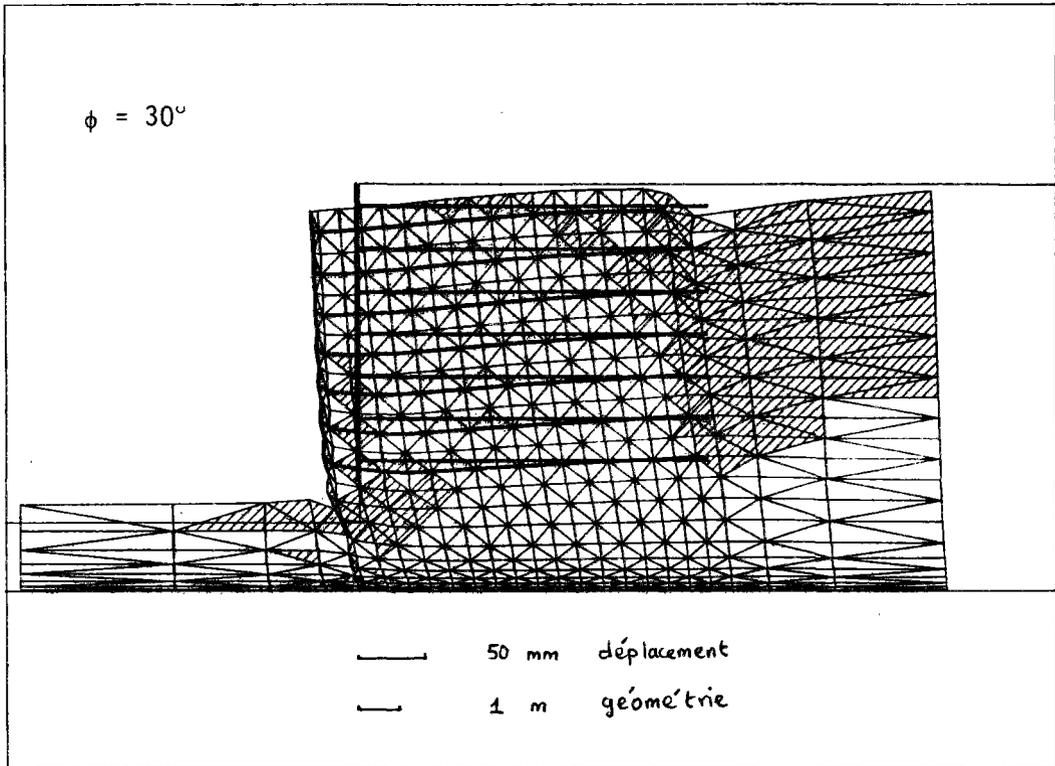


FIGURE 133 : EFFET DE L'ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE DU SOL SUR LA DEFORMEE DU MASSIF

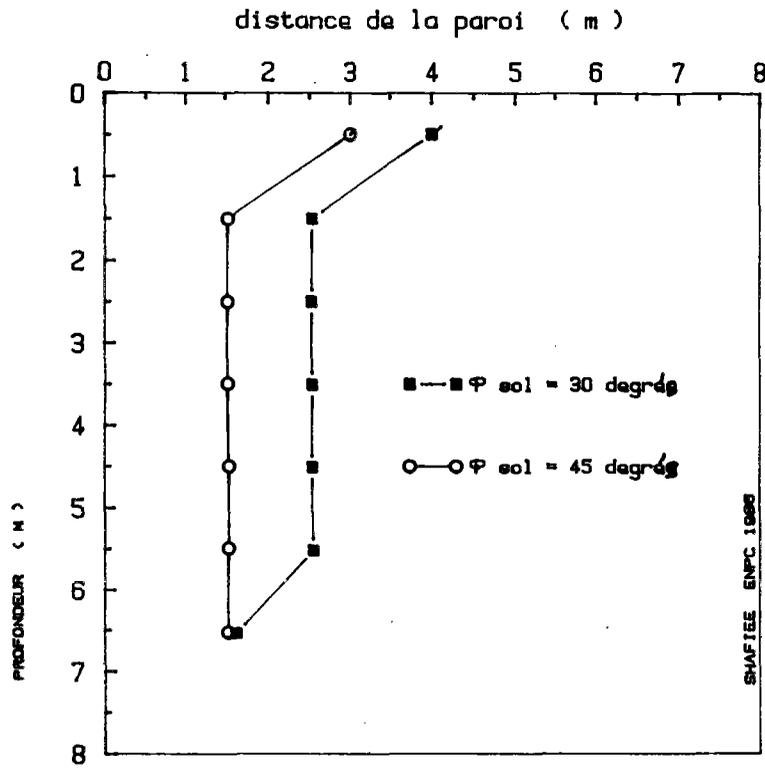


FIGURE 134 : EFFET DE L'ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE DU SOL SUR LES LIEUX DES TRACTIVEONS MAXIMALES

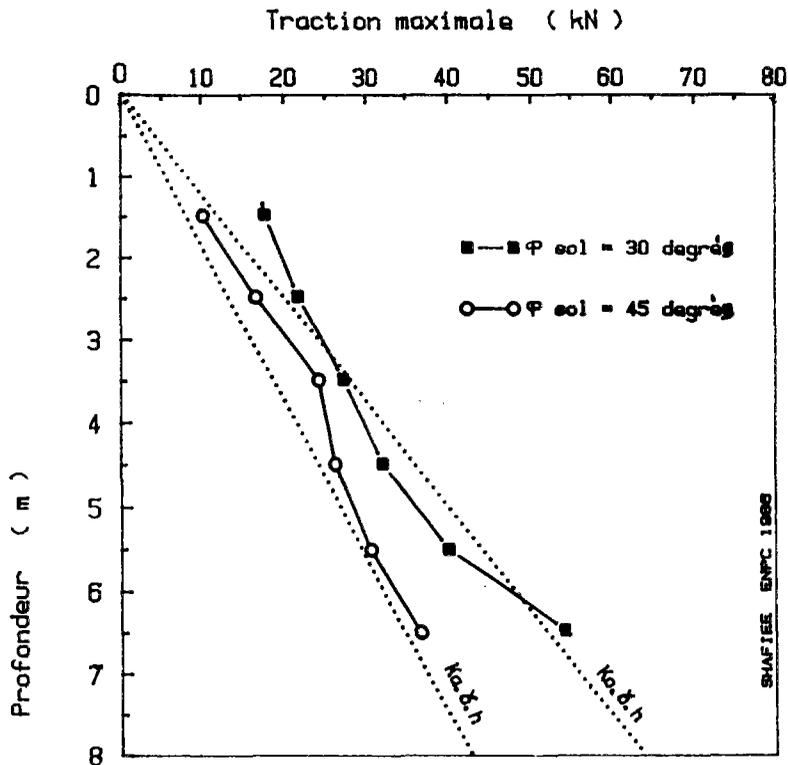


FIGURE 135 : EFFET DE L'ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE DU SOL SUR LES VALEURS DES TRACTIVEONS MAXIMALES

Sur la figure 136, on compare la déformée du massif pour deux angles de dilatance respectivement égaux à 0 et 30° (l'angle de frottement interne dans les deux cas est égal à 30°). On note que le déplacement du massif dans la partie supérieure du mur diminue lorsque l'angle de dilatance passe de 0 à 30°. Cependant, dans la partie inférieure du mur, le déplacement du massif reste pratiquement inchangé. Le développement des zones plastiques, de manière générale, est très peu influencé par cette augmentation de l'angle de dilatance.

Comme le montre la figure 137, la largeur de la zone active diminue lors de l'augmentation de l'angle de dilatance du massif et les lieux des tractions maximales s'approchent de la paroi.

La figure 138 montre l'effet de l'angle de dilatance sur les valeurs des tractions maximales. On note que l'influence de ce paramètre est pratiquement négligeable sur la mobilisation des tractions dans les armatures et que la distribution de T_{\max} reste près de $K_0 \gamma H$.

II.5.2.4 - Effet du module d'élasticité du sol

L'augmentation du module d'élasticité du sol a pour effet de diminuer les déplacements du massif. Sur la figure 139, on compare la déformée du massif pour deux sols ayant respectivement un module d'élasticité de 10 MPa et 100 MPa. En effet, on note une réduction sensible des déplacements du massif, mais cependant le développement des zones plastiques reste pratiquement inchangé.

La comparaison des valeurs des tractions maximales pour les deux cas étudiés (figure 140), montre que la mobilisation de la traction dans la partie inférieure diminue du fait de cette augmentation du module d'élasticité du sol, tandis que, dans la partie supérieure, on note une légère augmentation. Les lieux des tractions maximales sont très peu sensibles et ne varient pas en fonction du module d'élasticité du sol.

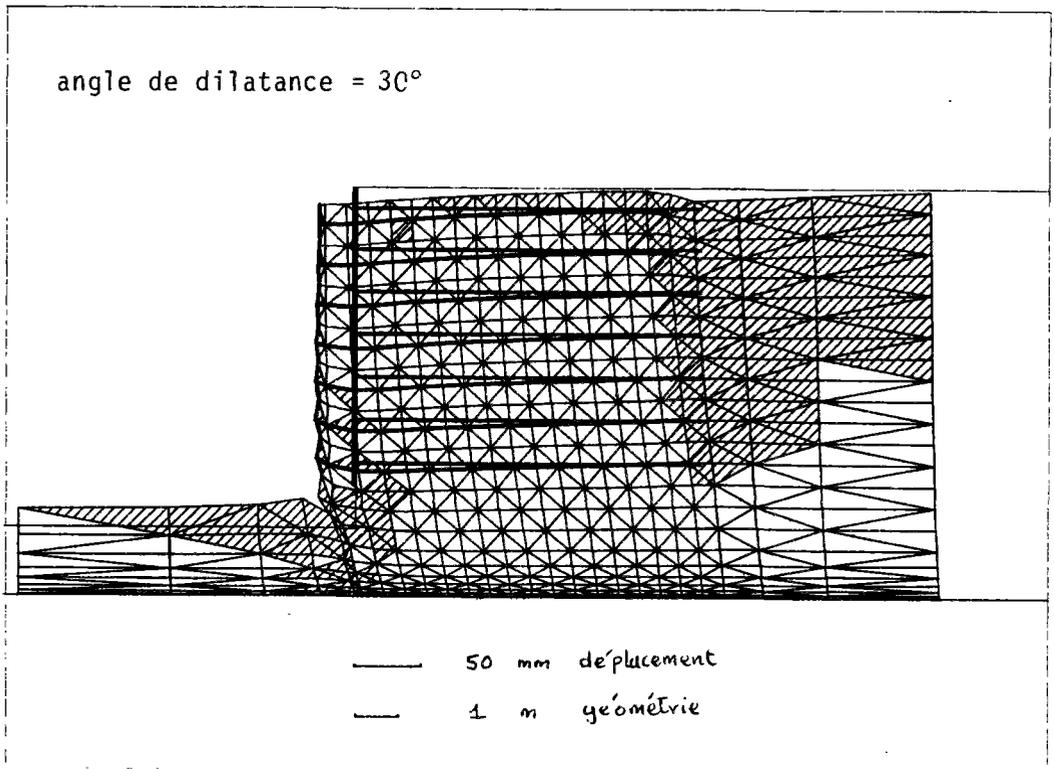
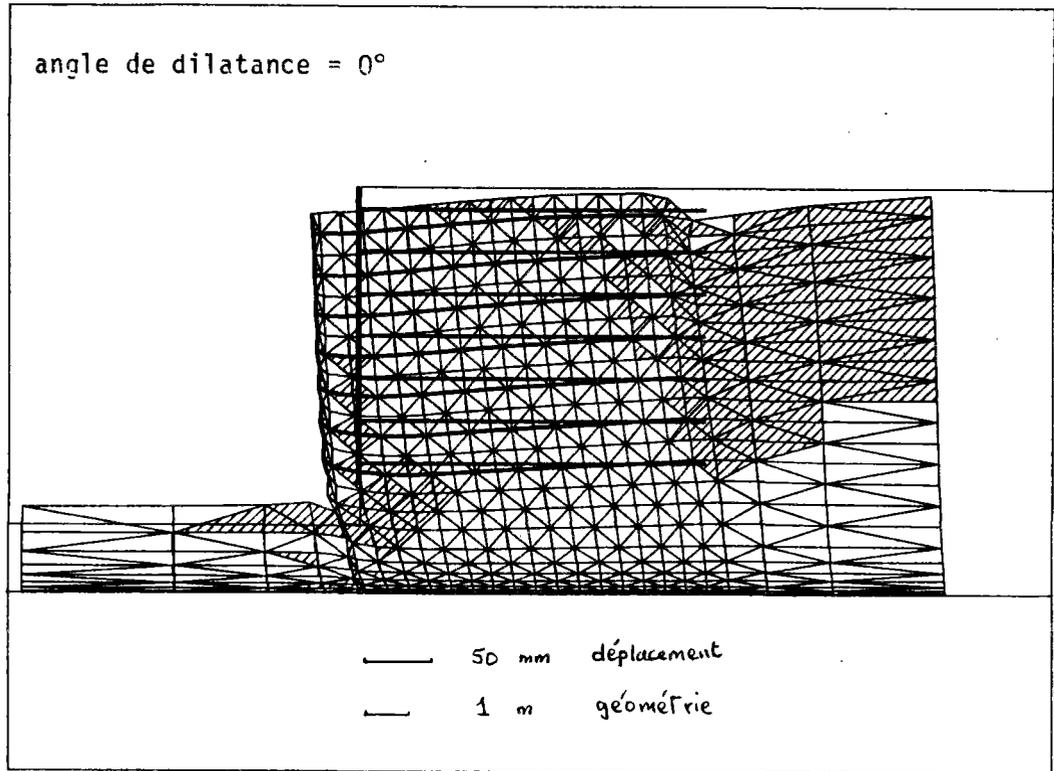


FIGURE 136 : L'EFFET DE L'ANGLE DE DILATANCE DU SOL SUR LA DEFORMEE DU MASSIF

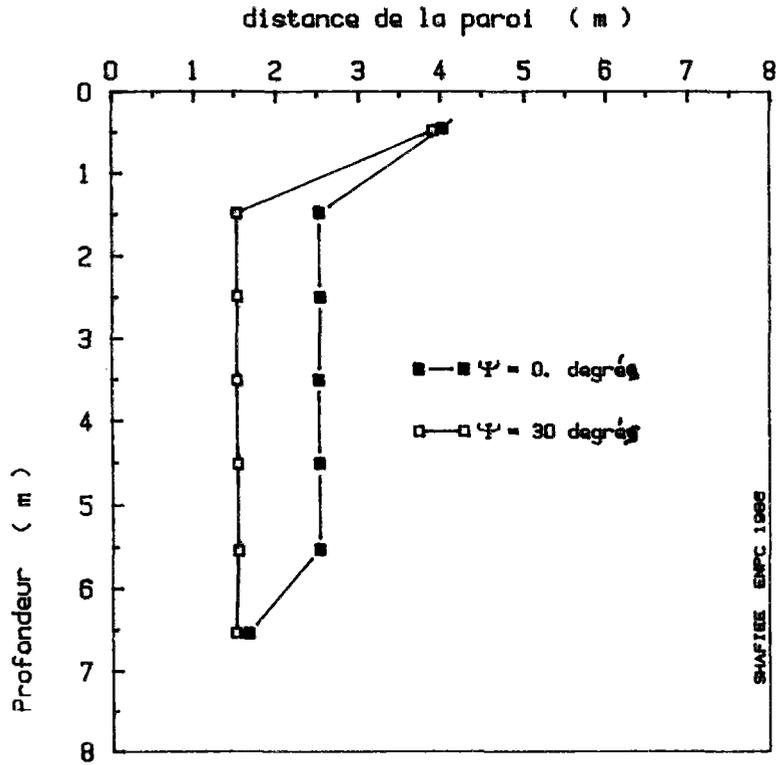


FIGURE 137 : EFFET DE L'ANGLE DE DILATANCE DU SOL SUR LES LIEUX DE TRACTIONS MAXIMALES

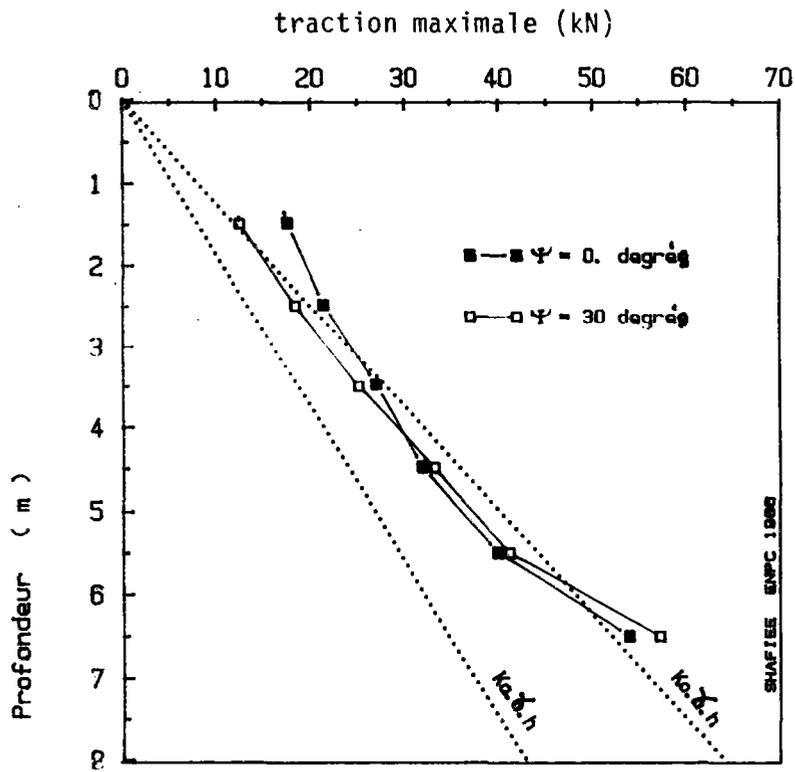


FIGURE 138 : EFFET DE L'ANGLE DE DILATANCE DU SOL SUR LES VALEURS DES TRACTIONS MAXIMALES

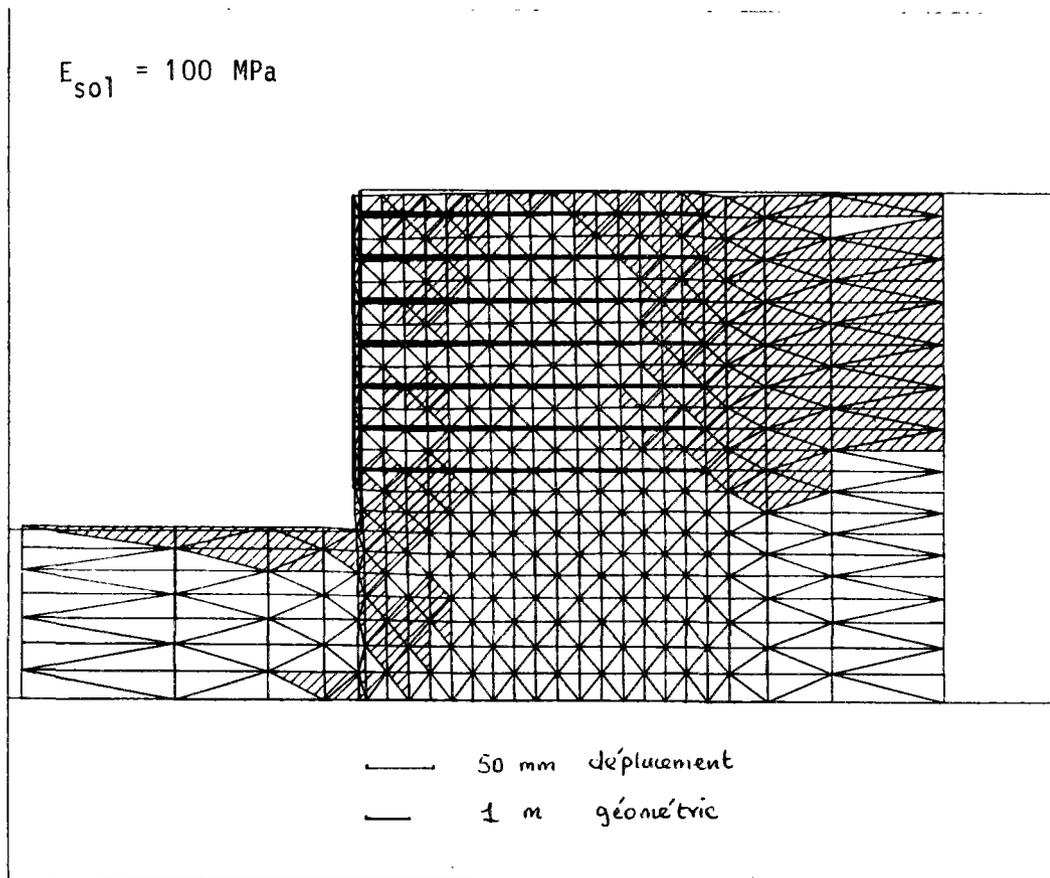
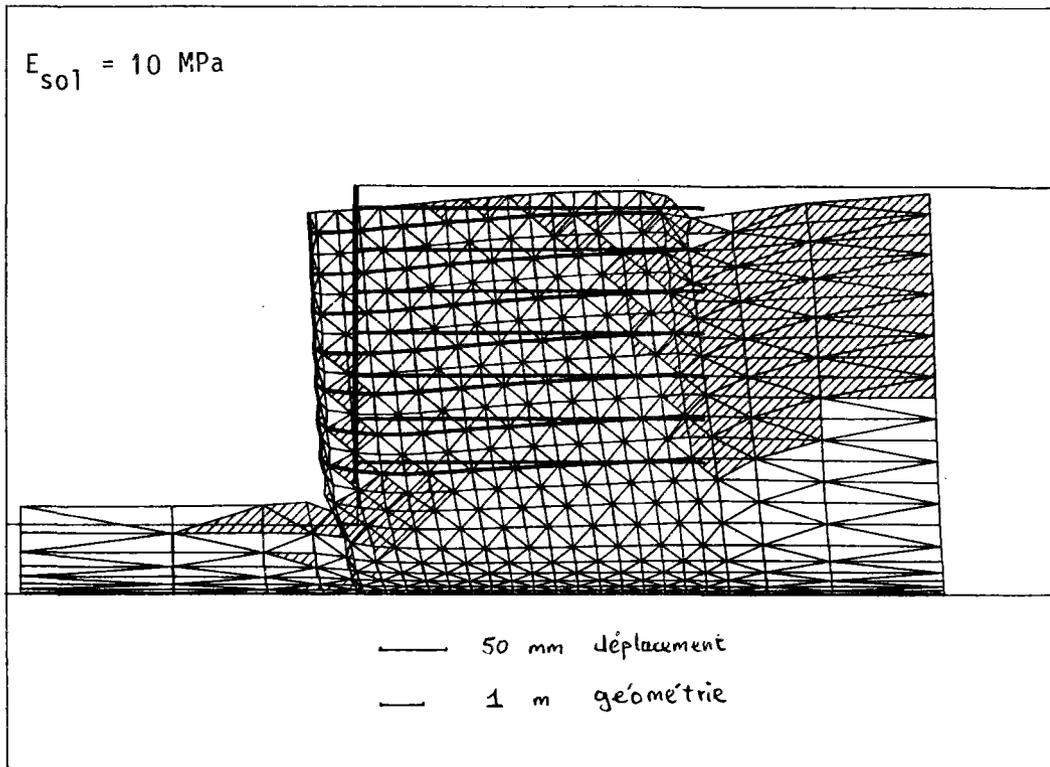


FIGURE 139 : L'EFFET DU MODULE D'ELASTICITE DU SOL SUR LA DEFORMEE DU MASSIF

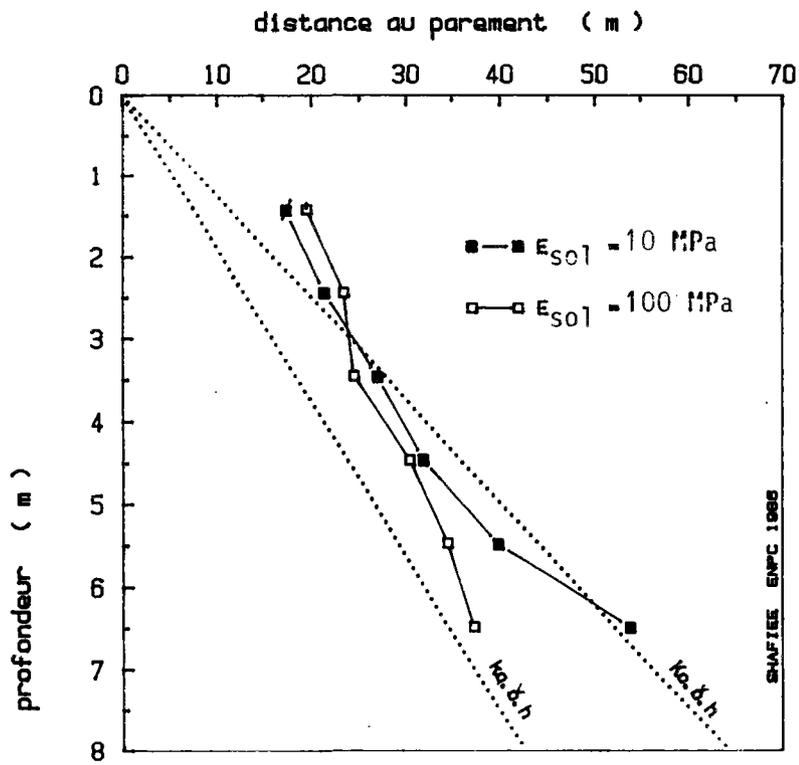


FIGURE 140 : EFFET DU MODULE D'ELASTICITE DU SOL SUR LES VALEURS DE STRACTIONS MAXIMALES

II.5.3 - Effet de la rigidité de la paroi sur le comportement de l'ouvrage

Pour étudier l'effet de la paroi sur le comportement de l'ouvrage on a considéré deux parois de même épaisseur (10 cm), la première ayant un module d'élasticité de 20.000 MPa (modélisant ainsi une paroi très rigide en béton), la deuxième ayant un module d'élasticité de 10 MPa équivalent à celui du sol (ce qui est équivalent à la non existence de la paroi). Les autres paramètres de calcul sont gardés strictement identiques.

La figure 141 montre l'effet de la paroi sur la déformée et le développement des zones plastiques dans le massif. Dans le cas de la paroi flexible, on note un déplacement horizontal plus important du massif associé à une augmentation du tassement. L'effet local d'excavation provoque le développement des zones plastiques derrière la paroi, qui est d'autant plus important que la paroi est plus flexible.

La figure 142 montre le déplacement horizontal de la paroi après sa mise en place (il faut noter que le déplacement de chaque point représentant la déformée du massif est le cumul des incréments de déplacements calculés lors de toutes les phases, tandis que, sur la figure 142, on présente le cumul des incréments de déplacement des phases qui suivent la mise en place de la paroi). On constate que la flexibilité de la paroi ne modifie pas l'allure générale de la paroi déformée. Cependant, l'amplitude du déplacement est d'autant plus importante que la rigidité diminue. Cette augmentation du déplacement est associée à une diminution de la contrainte horizontale au voisinage (à 20 cm) de la paroi (figure 143). En effet, comme le montre la figure, la contrainte horizontale au voisinage du parement, qui est comparable à la distribution de $K_a \gamma H$, dans le cas de la paroi rigide, diminue sensiblement dans le cas du parement flexible.

Les lieux des tractions maximales ne sont pas influencés par la rigidité du parement. Les valeurs des tractions maximales sont légèrement supérieures dans le cas de la paroi flexible (figure 144). Cependant, la

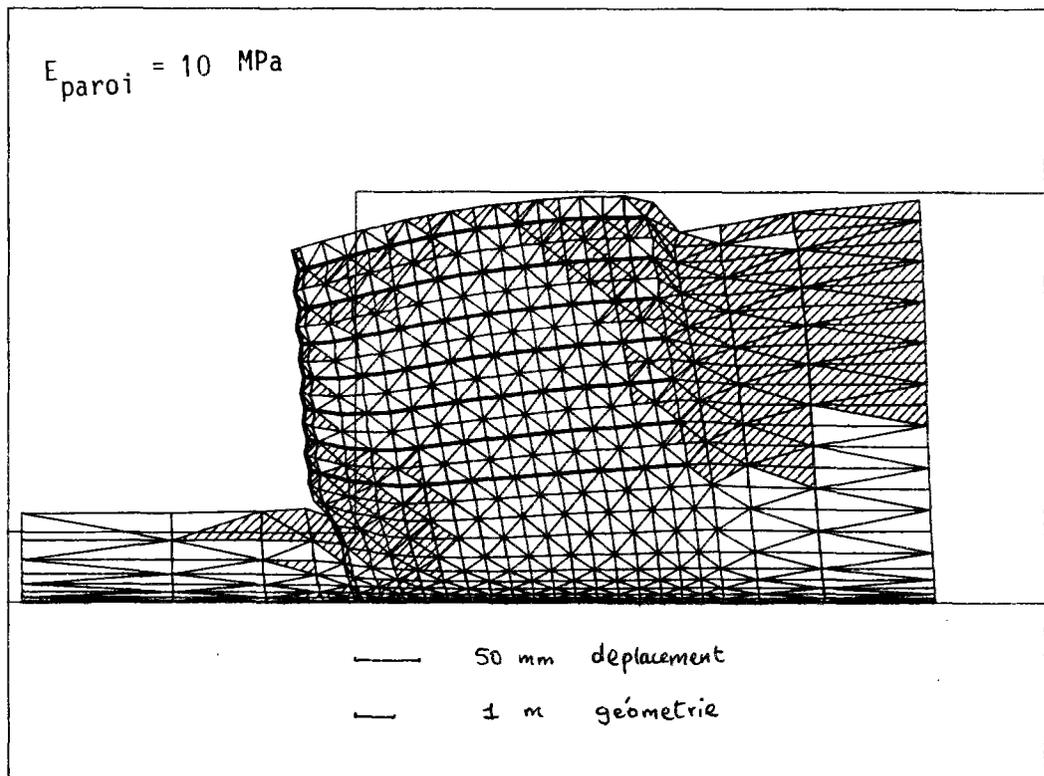
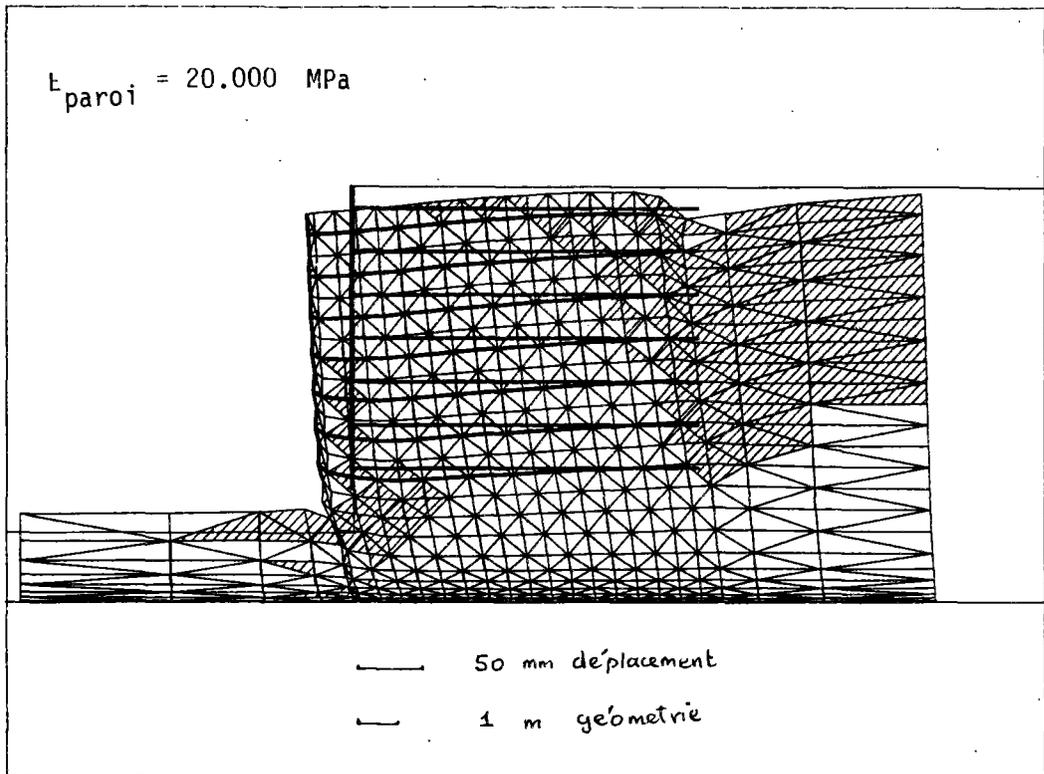


FIGURE 141 : EFFET DE LA RIGIDITE DE LA PAROI SUR LA DEFORMEE DU MASSIF

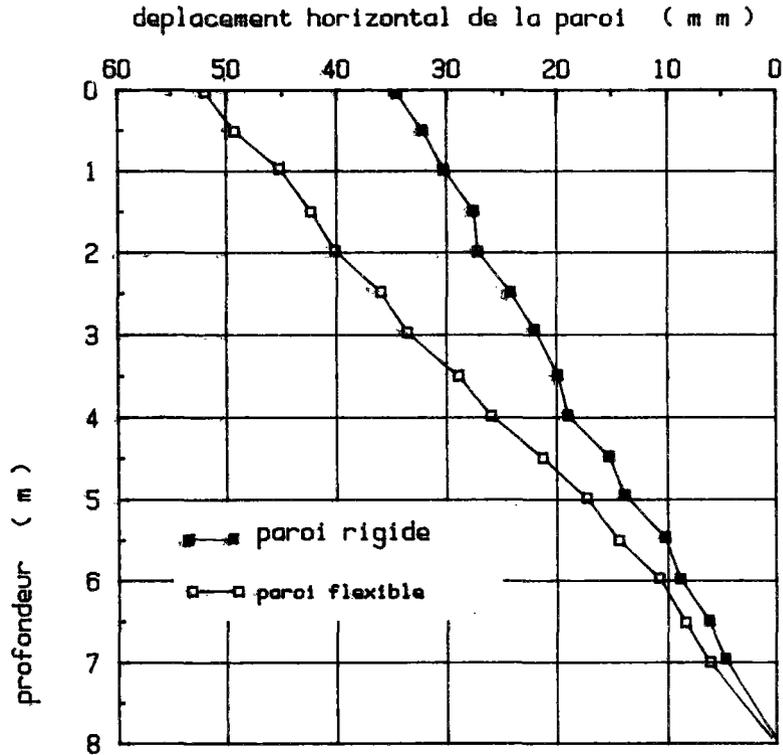


FIGURE 142 : EFFET DE LA RIGIDITE DE LA PAROI SUR LE DEPLACEMENT HORIZONTAL

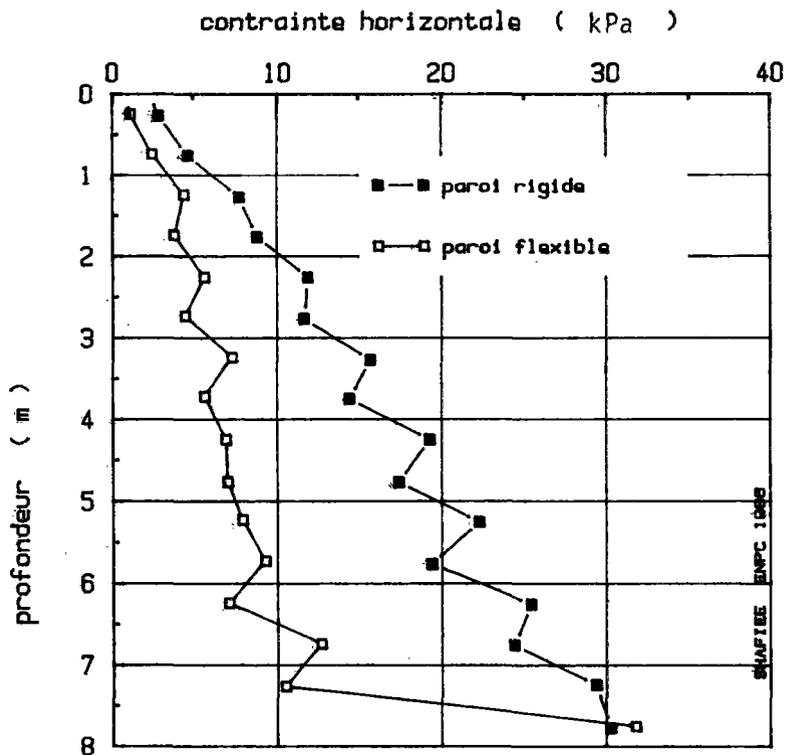


FIGURE 143 : EFFET DE LA RIGIDITE DE LA PAROI SUR LA DISTRIBUTION DES CONTRAINTES A 20 CM DE LA PAROI

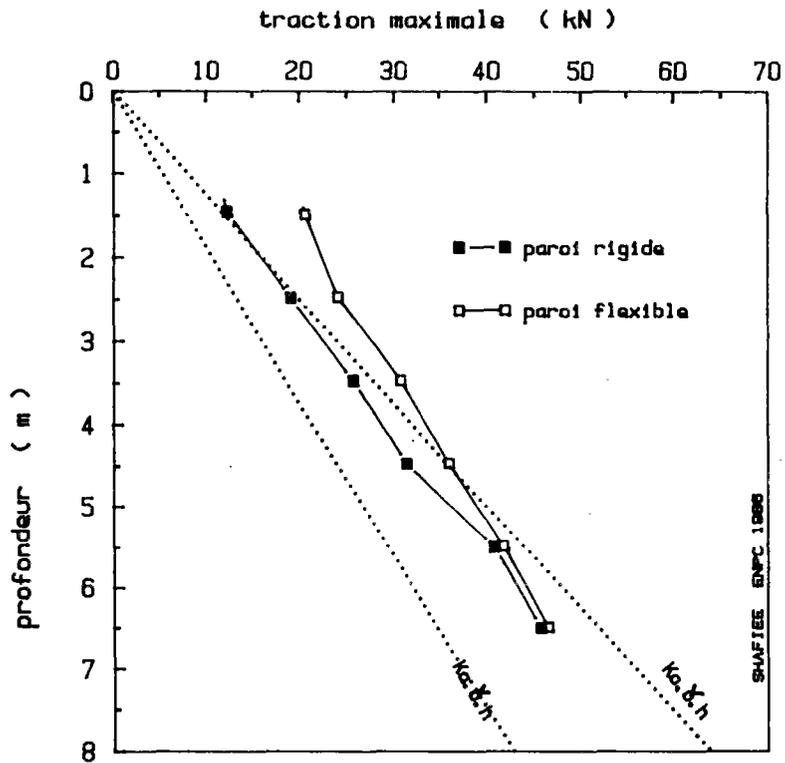


FIGURE 144 : EFFET DE LA RIGIDITE DE LA PAROI SUR LES VALEURS DES TRACTIONS MAXIMALES

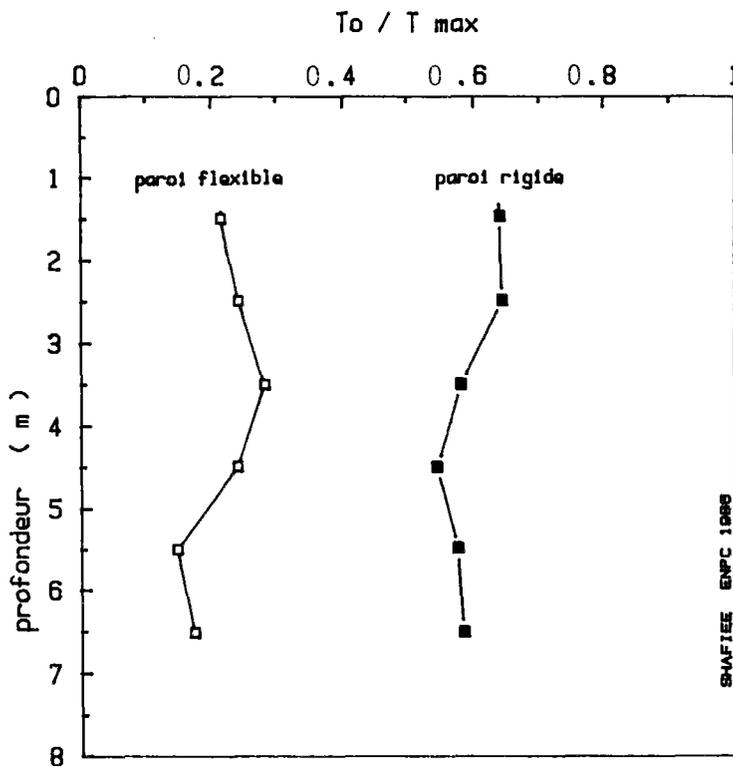


FIGURE 145 : EFFET DE LA RIGIDITE DE LA PAROI SUR LE RAPPORT T_0/T_{max}