

I

PREMIERE PARTIE

ETUDE DU MECANISME D'INTERACTION  
SOL-RENFORCEMENT PAR BUTEE LATERALE

## I.0 - INTRODUCTION

Comme on l'a noté précédemment on rencontre deux types d'interactions dans les sols renforcés, l'interaction par frottement et l'interaction par butée latérale du sol sur une inclusion placée perpendiculairement par rapport au mouvement du sol.

La mobilisation respective de ces deux mécanismes dans un soutènement par sol renforcé dépend de plusieurs paramètres et, en particulier, de la rigidité relative de l'inclusion et du sol, et de l'inclinaison de l'inclusion par rapport à la surface de cisaillement potentielle dans le sol.

Les phénomènes de frottement entre le sol et les inclusions linéaires travaillant à la traction ont déjà fait l'objet de nombreuses études et ne seront pas abordés dans le cadre de notre travail. Un résumé des résultats obtenus sur les frottements dans les renforcements de sols a été donné par SCHLOSSER et GUILLOUX (1981).

La mobilisation de la butée latérale du sol en glissement sur des inclusions rigides telles que les pieux utilisés pour stabiliser les pentes a fait ces dernières années l'objet de différentes publications (ITO et al., 1975 ; KERISEL, 1976 ; FUKUOKA, 1977, SOMMER, 1979 ; ROWE et POULOS, 1979 ; ITO et al., 1982 ; WINTER et al., 1983).

Ces études portaient généralement sur la détermination des efforts dans les inclusions en fonction de leur déplacement relatif par rapport au sol.

La mobilisation des deux mécanismes de l'interaction nécessite des déplacements relatifs très différents. Dans le soutènement en sol renforcé, on observe que le déplacement nécessaire pour mobiliser le frottement est très faible. La mobilisation de la butée latérale dépend du déplacement du sol perpendiculairement aux inclusions.

Comme le montre la figure 3, au voisinage d'une surface de rupture potentielle le sol est soumis essentiellement à une distorsion.

L'interaction sol-inclusion dans cette zone critique peut être étudiée à partir des essais de cisaillement direct (ou de distorsion-cisaillement pur) sur des éprouvettes de sol renforcé. De tels essais peuvent en particulier permettre d'étudier l'effet de différents paramètres sur l'interaction sol-inclusion et, notamment, de l'inclinaison de l'inclusion par rapport à la surface de rupture, de sa rigidité, de son extensibilité et de l'espacement.

L'étude de l'effet de l'inclinaison et de l'extensibilité sur la mobilisation de traction dans un renforcement flexible, mais quasi-inextensible a été effectuée par JEWELL (1981) et INGOLD (1981). Nous donnons ci-après les résultats principaux de ces études (section I.1).

Afin d'étudier l'effet de la rigidité de l'inclusion et d'analyser le comportement global du sol renforcé, on a effectué au CERMES (JURAN et al., 1981) des essais sur des éprouvettes de limon argileux renforcées par des barres placées perpendiculairement à la surface de rupture. Ces essais ont permis en particulier de connaître les déplacements du sol entre les barres, la mobilisation des moments et les efforts tranchants dans celles-ci.

Notre travail a consisté à simuler ces essais en utilisant une modélisation numérique par la méthode des éléments finis et à les compléter par une étude paramétrique sur l'effet de la rigidité. Cela nous a permis notamment de mieux comprendre l'effet du renforcement sur le comportement global de sol, sur la mobilisation de ses caractéristiques de résistance au cisaillement et sur les champs des contraintes et des déformations dans le sol au voisinage de la surface de rupture.

Nous rappelons ci-après les résultats expérimentaux et nous développons plus particulièrement l'étude théorique concernant leur interprétation, et les conclusions qu'on peut en tirer pour les soutènements en sol cloué.

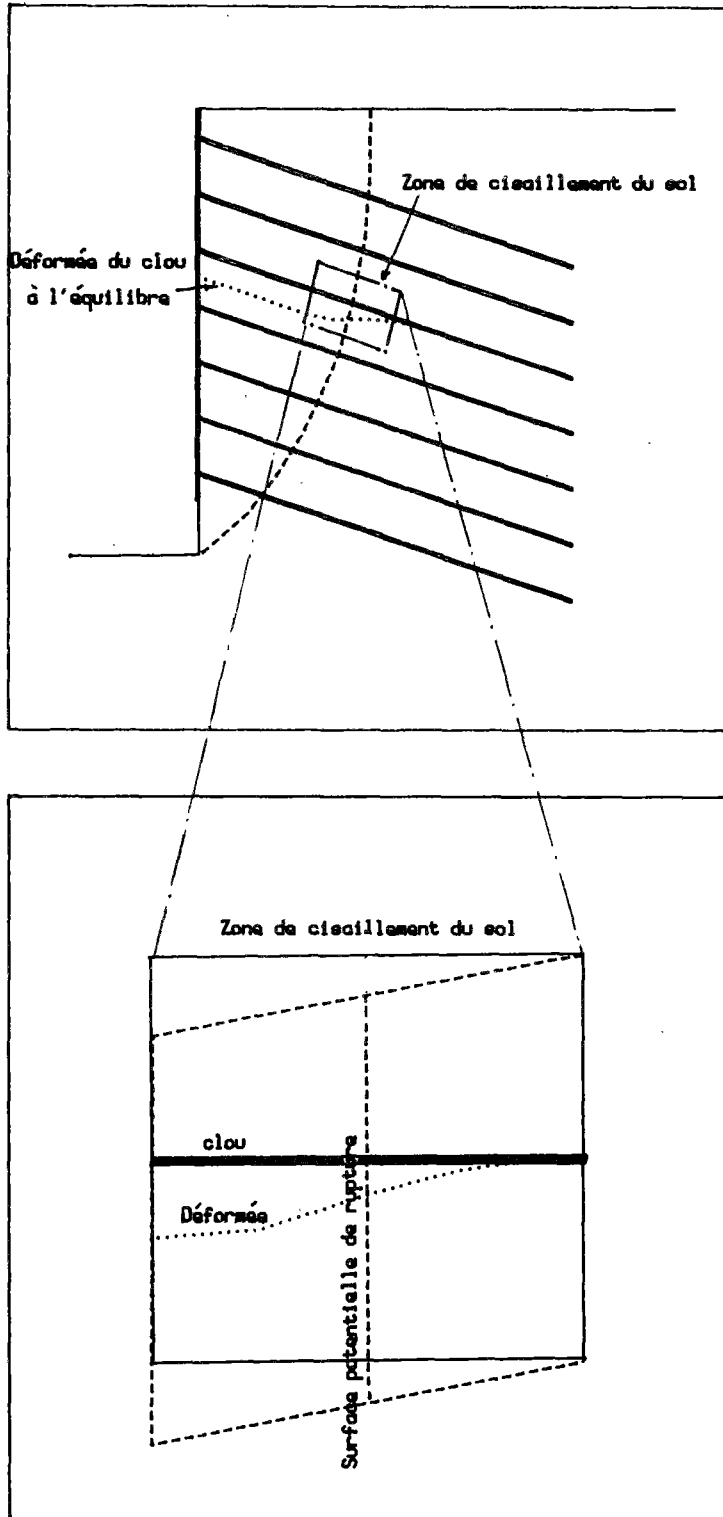


FIGURE 3 - SURFACE DE RUPTURE POTENTIELLE ET DISTORTION DU SOL



### I.1 - EFFET DE L'INCLINAISON SUR LE MECANISME D'INTERACTION

Cet aspect du renforcement par clouage a fait l'objet des études en laboratoire menées par JEWELL (1980) dans le cas des sables et INGOLD (1981) dans le cas des argiles.

JEWELL a étudié le comportement d'éprouvettes de sable renforcé par des barres et des plaquettes placées avec des inclinaisons différentes par rapport à la surface de rupture, lors d'essais de cisaillement direct. Les résultats de ces expérimentations montrent que la mobilisation des efforts de traction dans les renforcements, lors du cisaillement direct de la masse de sol renforcé, dépend particulièrement de l'inclinaison de ces renforcements par rapport à la surface de rupture dans le sol.

D'après JEWELL, la mobilisation des efforts de traction dans les renforcements et, par conséquent, l'augmentation de la résistance au cisaillement du sol renforcé, est maximale lorsque les renforcements sont placés dans la direction principale du tenseur des vitesses de déformation du sol non renforcé à la rupture correspondant à l'extension du sol. Si le renforcement est placé dans la direction principale correspondant à la compression, la résistance au cisaillement du sol peut être diminuée.

La figure 4 montre les résultats expérimentaux et l'augmentation de résistance au cisaillement du sol renforcé  $\frac{\Delta T_{max}}{\sigma_y}$  ( $\sigma_y$  = contrainte normale appliquée) en fonction de  $\theta$  (inclinaison par rapport à la verticale).

La mobilisation de la traction dans les renforcements a deux effets importants sur le comportement au cisaillement du sol renforcé. Les composantes horizontale et verticale de cet effort augmentent respectivement la contrainte de cisaillement moyenne et la contrainte normale sur le plan de rupture. On peut en déduire l'expression de l'angle de frottement apparent du sol renforcé :

$$\text{tg } \phi^* = \text{tg } \phi + \frac{T_{max}}{S\sigma_y} (\cos \theta \text{ tg } \phi + \sin \theta)$$

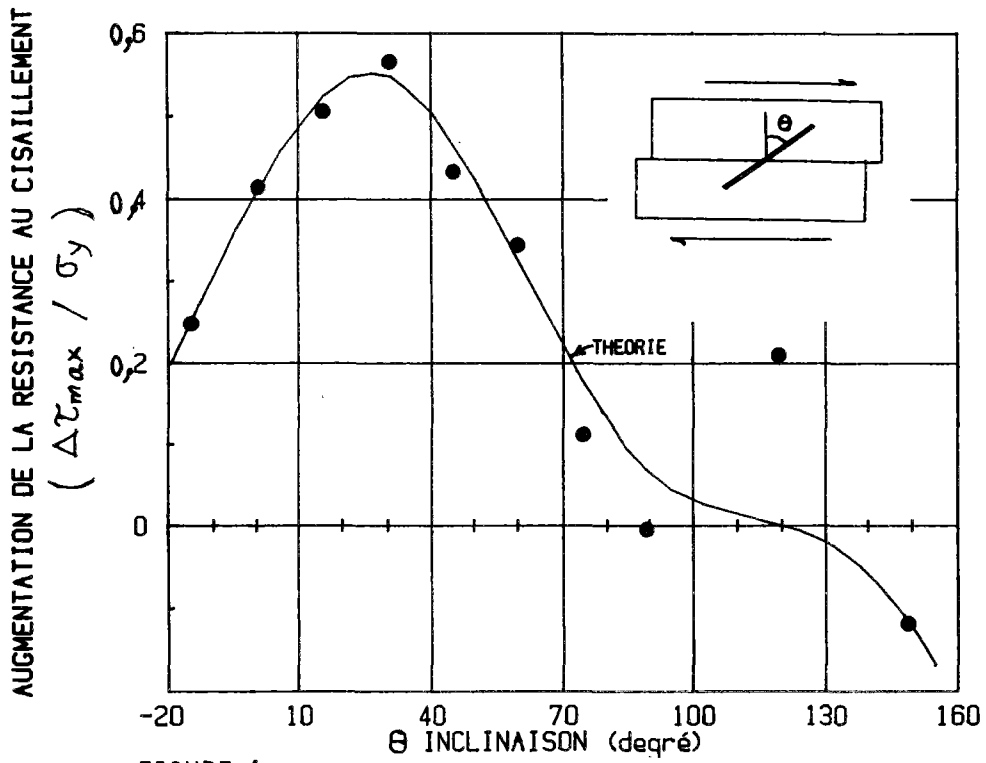


FIGURE 4

AUGMENTATION DE LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT DU SOL RENFORCE EN FONCTION DE L'INCLINAISON ET COMPARAISON DES RESULTATS EXPERIMENTAUX ET THEORIQUES (JEWELL, 1980)

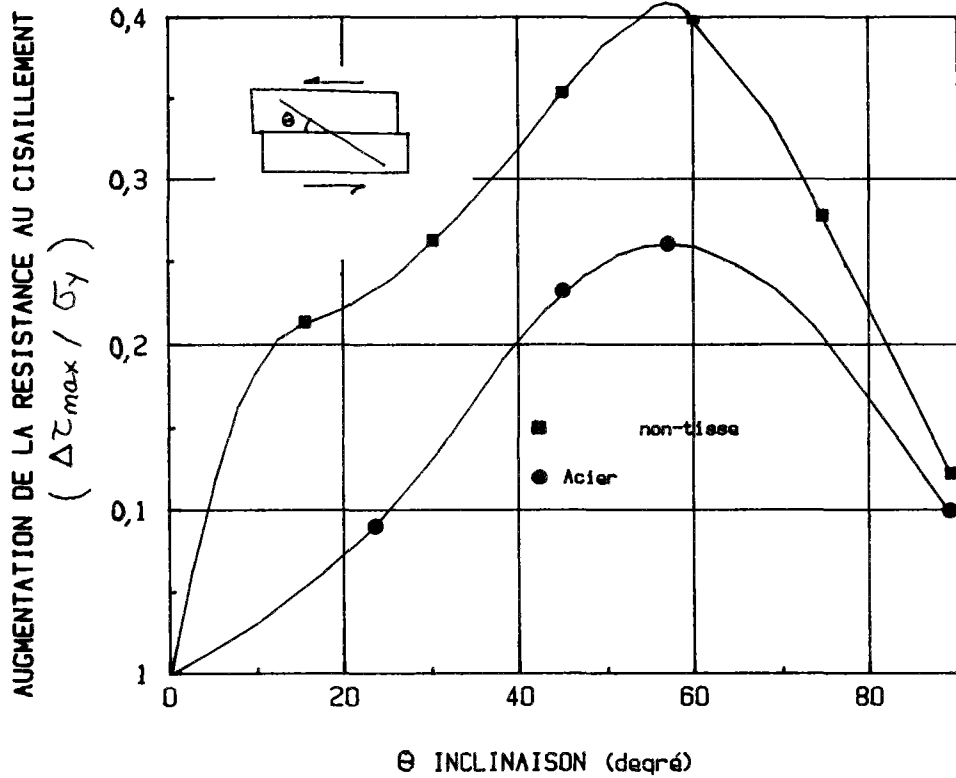


FIGURE 5 - EFFET DE L'INCLINAISON DU RENFORCEMENT (INGOLD, 1981)

Le deuxième terme de cette équation est la contribution des renforcements à la mobilisation de la résistance au cisaillement, qui s'écrit :

$$\frac{\Delta\tau}{\sigma_y} = \frac{T_{\max}}{S\sigma_y} (\cos \theta \operatorname{tg} \phi + \sin \theta) ,$$

avec  $T_{\max} = \min (T_G, R_T)$

$T_G$  = résistance limite à l'arrachement,

$R_T$  = résistance à la traction,

$S$  = surface de cisaillement,

$\phi$  = angle de frottement interne du sol non-renforcé,

$\sigma_y$  = contrainte normale appliquée,

$\Delta\tau$  = augmentation de la résistance au cisaillement globale du sol.

La figure 4 montre que cette théorie est en bon accord avec les résultats expérimentaux.

INGOLD (1981) a étudié l'effet de la présence des renforcements sur le comportement des argiles lors du cisaillement direct et confirmé les résultats obtenus par JEWELL dans le cas des sables.

La figure 5 montre la résistance au cisaillement de l'argile renforcée par des plaquettes d'acier et de non tissé mesurée lors des essais de cisaillement direct en fonction de l'inclinaison des plaquettes (préparées en acier doux avec une épaisseur de 0,8 mm).

Les résultats sont normalisés en divisant la résistance apparente correspondant à chaque inclinaison  $\theta$  par la résistance apparente obtenue pour  $\theta = 0$ .

Ces résultats montrent que la résistance maximale est obtenue lorsque l'inclinaison des renforcements est égale à  $\theta = 57$  degrés, ce qui est également égal à  $\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}$  (avec  $\phi' = 24^\circ$  dans le cas du kaolin utilisé).



## I.2 - PROCEDURE EXPERIMENTALE DES ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT SUR EPROUVETTES DE SOL RENFORCE PAR DES INCLUSIONS RIGIDES

### I.2.1 - Machine de cisaillement

Les essais ont été réalisés sur la machine de cisaillement du laboratoire d'essais de la société COYNE et BELLIER. C'est un appareil de grandes dimensions dont la boîte (60 cm et 40 cm de côtés, 40 cm de hauteur) peut contenir 200 kg de sol et permet de disposer d'une surface de cisaillement de  $2\,480\text{ cm}^2$ .

Le cisaillement est exercé par la translation de la partie supérieure de la boîte par rapport à la boîte inférieure fixée. Des vérins hydrauliques permettent d'exercer des efforts horizontaux ou verticaux atteignant 540 kN. La pression verticale est appliquée par une plaque d'acier, d'une épaisseur de 6 cm, suffisamment rigide pour que la répartition des contraintes soit uniforme (pour l'étude numérique, on a modélisé cette plaque par une plaque équivalente de 2 cm d'épaisseur avec un module d'Young cent fois plus fort). Le vérin centré sur cette plaque prend appui sur un étrier articulé par des bielles reliées au support de la boîte. Ce dispositif a pour but d'assurer la verticalité de l'effort normal durant le cisaillement.

L'effort horizontal est généré par un vérin du même type que le précédent. Solidaire de la boîte supérieure, le piston du vérin prend appui sur la boîte inférieure.

La vitesse de l'essai est réglée grâce à un moteur pas à pas, fixé au corps du vérin horizontal.

### I.2.2 - Caractéristiques des inclusions

Les barres utilisées lors des essais ont les caractéristiques indiquées dans le Tableau I.

Tableau I - Caractéristiques des barres utilisées au CERMES

Série (d'essais)	Diamètre (mm)	Type d'acier	Module d'Young E (MPa)	EI (kN.m <sup>2</sup> )	T <sub>e</sub> (MPa)	M <sub>e</sub> (kN.m)	M <sub>P</sub> (kN.m)	I (cm <sup>2</sup> )
1980	8	E 24	2,1 x 10 <sup>5</sup>	0,0422	320	0,0161	0,0274	0,0201
1981	12	XC 32	2,1 x 10 <sup>5</sup>	0,2138	320	0,05425	0,0921	0,1018

Les premières ont été employées dans les expériences de Melle KERNOA et de M. ECKMANN et les deuxièmes dans les expériences de MM. VERCAMER et HADJ HAMOU pendant leurs travaux de fin d'études en 1980 et 1981. Pour tous les essais, les barres ont été encastrees à leur extrémité inférieure. L'ajustage de l'encastrement est assuré par une rondelle de PVC.

Cet encastrement, qui n'est pas parfait, ajoute des conditions aux limites relativement complexes à prendre en compte dans le calcul ; cependant, il était absolument nécessaire de la garder afin d'assurer la verticalité des armatures lors de la mise en place du sol.

D'après les essais effectués au CERMES la rigidité de l'encastrement pour  $\phi = 0,8$  cm et  $\phi = 1,2$  cm est telle que :

$$\alpha = \frac{M}{\theta} = 0,36 \text{ kN.m pour } \phi = 0,8 \text{ cm,}$$

$$\alpha = \frac{M}{\theta} = 1 \text{ kN.m pour } \phi = 1,2 \text{ cm}$$

### 1.2.3 - Caractéristiques du sol

Il s'agit d'un matériau provenant de la région de Trappes, connu sous le vocable de limon d'Orly. L'analyse granulométrique est présentée ci-dessous :

6 % de grains de taille supérieure à 80  $\mu\text{m}$ ,  
40 % de grains de taille comprise entre 80  $\mu\text{m}$  et 20  $\mu\text{m}$ ,  
27 % de grains de taille comprise entre 20  $\mu\text{m}$  et 2  $\mu\text{m}$ ,  
27 % de grains de taille inférieure à 2  $\mu\text{m}$ .

Les limites d'Atterberg sont les suivantes :

- limite de liquidité  $w_L = 26$ ,
- limite de plasticité  $w_p = 13,5$ ,
- indice de plasticité  $I_p = 12,5$ .

La classification géotechnique montre que le matériau est une argile peu plastique. Le matériau a une teneur en eau naturelle de 18 %. Dans les essais, la teneur en eau est maintenue aux alentours de 15,5 %.

Des essais de cisaillement ont été effectués à la petite boîte à la vitesse de 2  $\mu\text{m}/\text{min}$ . Les résultats ont été les suivants :

$$c' = 0 ,$$
$$\phi' = 29^\circ .$$

Les essais à la grande boîte ont été réalisés en se rapprochant le plus possible d'un essai consolidé drainé (CU), le sol étant relativement proche de la saturation. On a obtenu, pour une vitesse de cisaillement de 50  $\mu\text{m}/\text{min}$  les caractéristiques suivantes :

$$c = 0 ,$$
$$\phi = 32,5^\circ .$$

La précision des essais, l'importance des frottements sur les bords de la boîte ainsi que les effets d'échelle, expliquent la différence des angles de frottement entre les deux types de boîtes.

Les autres données dont la connaissance est éventuellement utile sont les suivantes :

. poids volumique des grains solides :

$$\gamma_s = 26,85 \text{ kN/m}^3 ;$$

. module de compression simple  $E_m$  :

$$\sigma = 0,6 \text{ MPa} \quad E_m = 13 \text{ MPa} ,$$

$$\sigma = 1,4 \text{ MPa} \quad E_m = 19 \text{ MPa} .$$

Pour la modélisation numérique, afin de déterminer les caractéristiques classiques du sol, on a linéarisé le module de compression simple ( $E_m$ ) entre 0,1 et 1,4 MPa. Pour les compressions normales plus faibles que 0,1 MPa, on utilise le  $E_m$  correspondant à 0,1 MPa. On a ainsi :

$$\sigma = 1,2 \text{ MPa} \quad E_m = 1,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 0,5 \text{ MPa} \quad E_m = 12,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 0,1 \text{ MPa} \quad E_m = 9,25 \text{ MPa} ;$$

. poids volumique initial du sol :

$$21,5 \text{ kN/m}^3 < \gamma < 22 \text{ kN/m}^3 .$$

#### 1.2.4 - Position des barres et réalisation des essais

La figure 6 montre la position des barres dans la boîte de cisaillement.

Après fixation des barres, le sol a été mis en place par couches de 7 cm d'épaisseur ; chacune a été compactée statiquement par un assemblage de plaques de bois percées au niveau des barres et pressées verticalement par un vérin. Le poids volumique de mise en place était de  $19 \text{ kN/m}^3$ . Une couche de sol de 4 cm d'épaisseur couvrait l'extrémité supérieure des barres. Pour déterminer les déformations du sol au cours de l'essai, on a utilisé des repères constitués soit de sillons remplis de sable, soit de languettes métalliques déformables, placés dans chaque couche perpendiculairement au sens du déplacement.

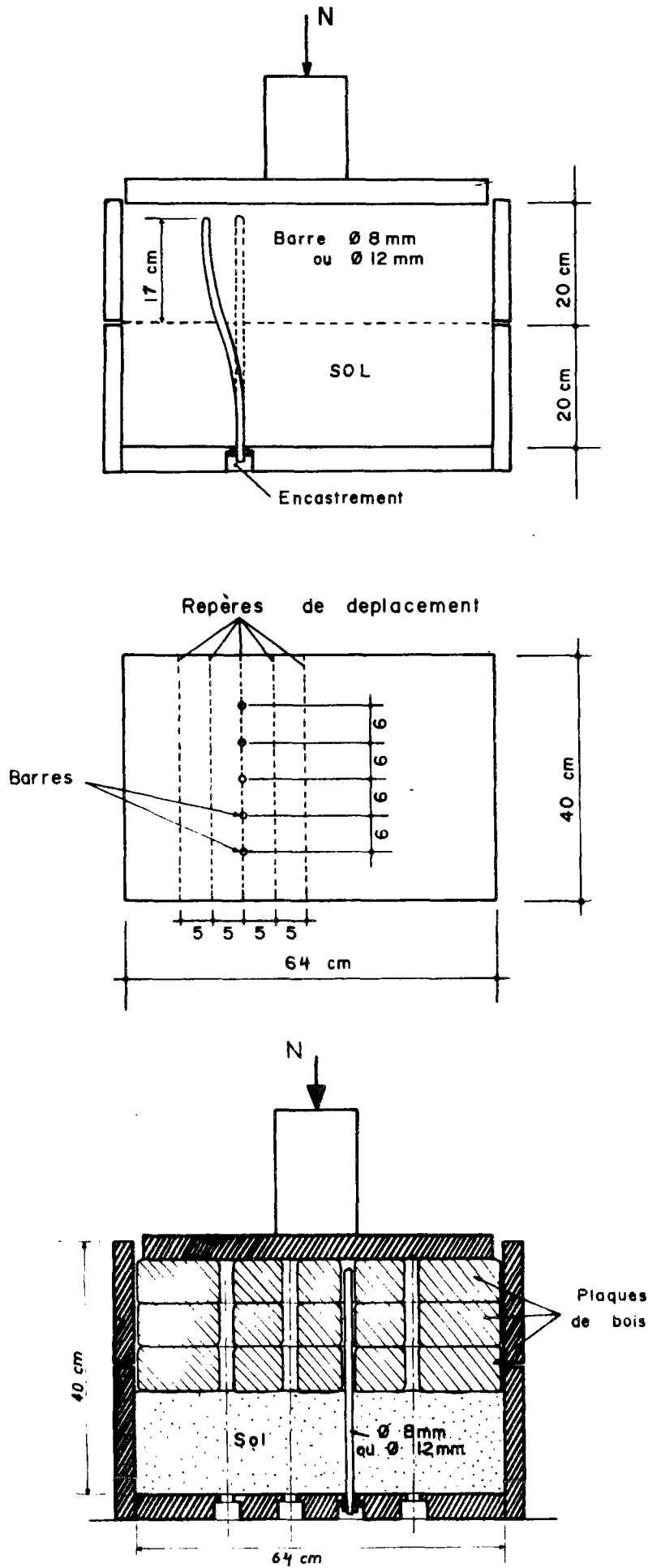


Fig. 6 MISE EN PLACE DU SOL

Après compactage, le sol a été consolidé pendant 24 h à la pression de l'essai. Puis le cisaillement direct du sol clouté a été réalisé, à la vitesse de 50  $\mu\text{m}/\text{min}$ . Les essais ont été réalisés sous des contraintes normales de : 0,5 - 0,9 - 1,2 et 1,4 MPa.

A la fin de l'essai, on a enlevé le sol couche par couche, en mesurant les déformations des barres et du sol.



### I.3 - LES PRINCIPAUX RESULTATS EXPERIMENTAUX

#### I.3.1 - Courbes effort-déformation et mobilisation de la résistance au cisaillement

La figure 7 montre les courbes effort-déformation obtenues à partir d'essais de cisaillement sur le sol seul et sur le sol cloué.

On constate que, sous une contrainte normale importante (1,4 MPa), la courbe ( $\tau, \epsilon$ ) du sol cloué se situe au-dessous de celle du sol seul. Cependant, sous une contrainte normale plus faible (0,5 et 0,4 MPa), les courbes ( $\tau, \epsilon$ ) du sol cloué coupent puis dépassent celles du sol seul. Le sol cloué présente alors à la fin de l'essai ( $\epsilon = 10 \%$ ) une résistance au cisaillement plus forte que celle du sol seul.

Pour analyser la mobilisation des caractéristiques de résistance au cisaillement du sol seul et du sol cloué, nous avons tracé dans le plan des contraintes appliquées ( $\tau, \sigma$ ) les lignes d'iso-déformations. Celles-ci correspondent à la mobilisation de la contrainte de cisaillement  $\tau$  pour une déformation  $\epsilon$  donnée. Dans le cas du sol cloué, ces lignes peuvent être assimilées à des droites dont l'origine correspond à une cohésion apparente ( $c^*$ ) et la pente à un angle de frottement interne ( $\phi^*$ ).

La figure 8 montre la mobilisation des caractéristiques de résistance au cisaillement du sol seul ( $\phi'$ ) et du sol cloué ( $\phi^*$ ,  $c^*$ ) au cours de l'essai. On constate que les valeurs de  $\phi'$  sont supérieures à celles de  $\phi^*$ . Dans le cas du sol cloué, les barres restreignent localement les déplacements relatifs du sol de la boîte supérieure. La distribution des contraintes de cisaillement n'est pas uniforme et celles-ci sont réduites au voisinage des barres. La différence ( $\phi' - \phi^*$ ) reste cependant inférieure à 10 % de la valeur de  $\phi'$ .



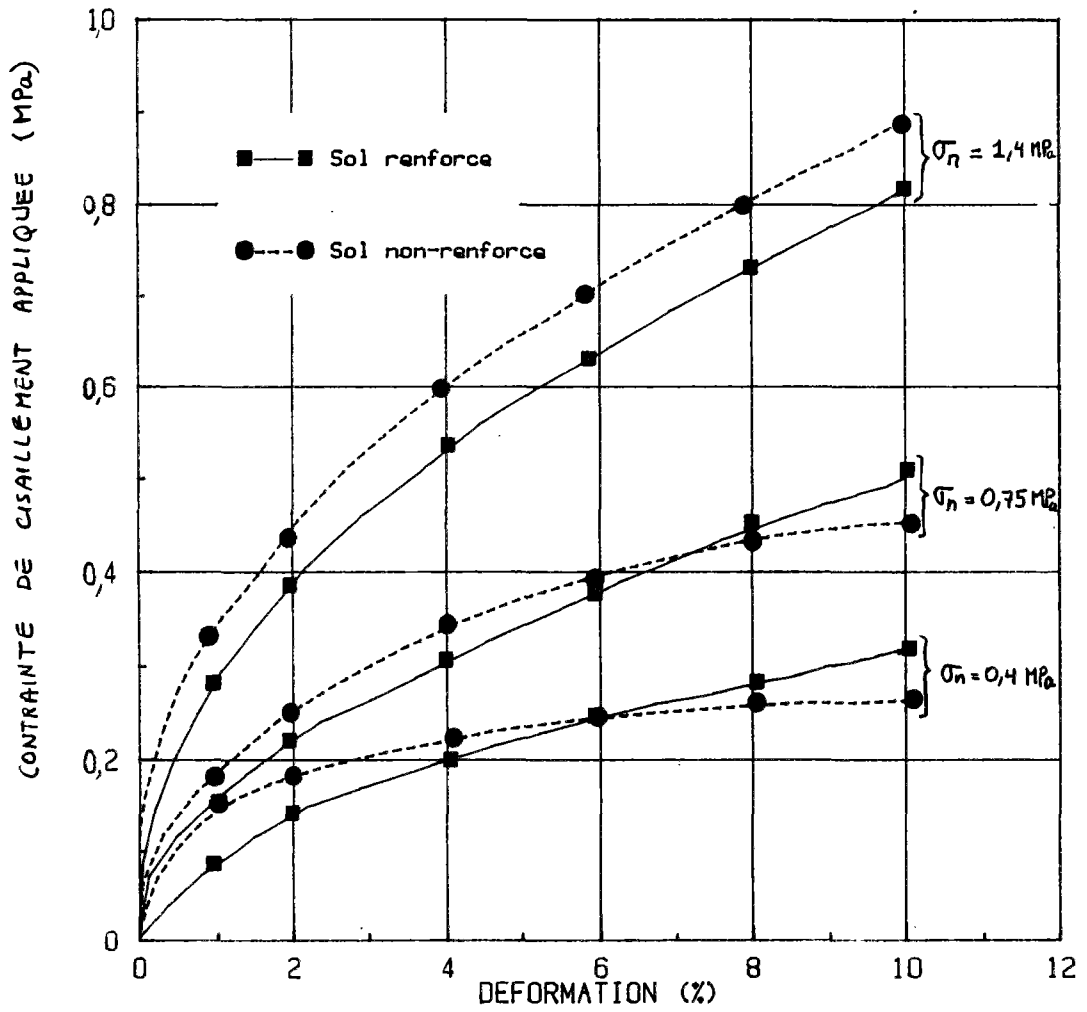


FIGURE 7 - COURBES EFFORT-DEFORMATION EXPERIMENTALES

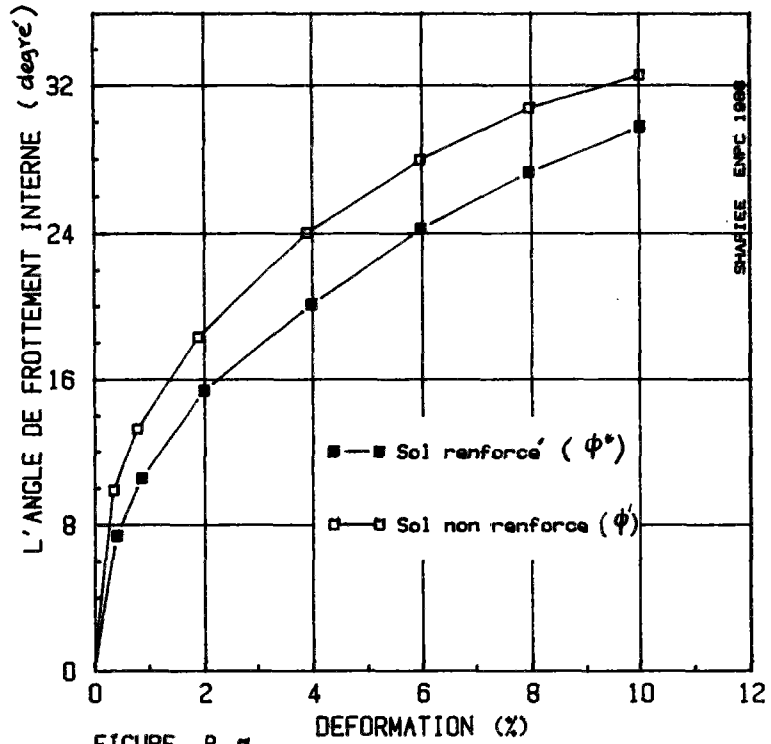


FIGURE 8-a  
MOBILISATION DE L'ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE  
POUR LE SOL NON-RENFORCE ET LE SOL RENFORCE

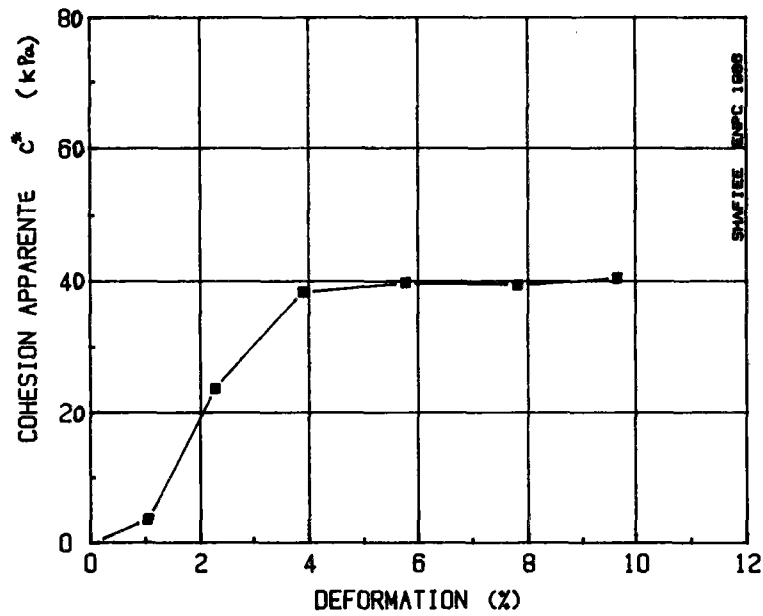


FIGURE 8-b = MOBILISATION DE LA COHESION APPARENTE  
DU SOL RENFORCE

La courbe de mobilisation de la cohésion apparente  $c^*$  montre que, dans une zone de faibles déformations ( $\epsilon < 1 \%$ ), cette cohésion est négligeable ; dans une seconde zone ( $1 \% < \epsilon < 4 \%$ ) elle croît quasi-linéairement avec la déformation et atteint un maximum pour  $\epsilon = 4 \%$ .

### I.3.2 - Sollicitations dans les barres

Les jauges de déformation collées sur les barres ont permis de constater que celles-ci travaillent essentiellement en flexion.

La figure 9 montre les distributions des moments le long de la barre pour différentes déformations. Ces distributions présentent un premier maximum dans la partie supérieure de la barre et un deuxième maximum au niveau de l'encastrement. Cependant, au voisinage du plan de cisaillement les moments mesurés sont pratiquement nuls. Ceci est en bon accord avec les déformées de la barre, qui sont pratiquement symétriques au voisinage du plan de cisaillement.

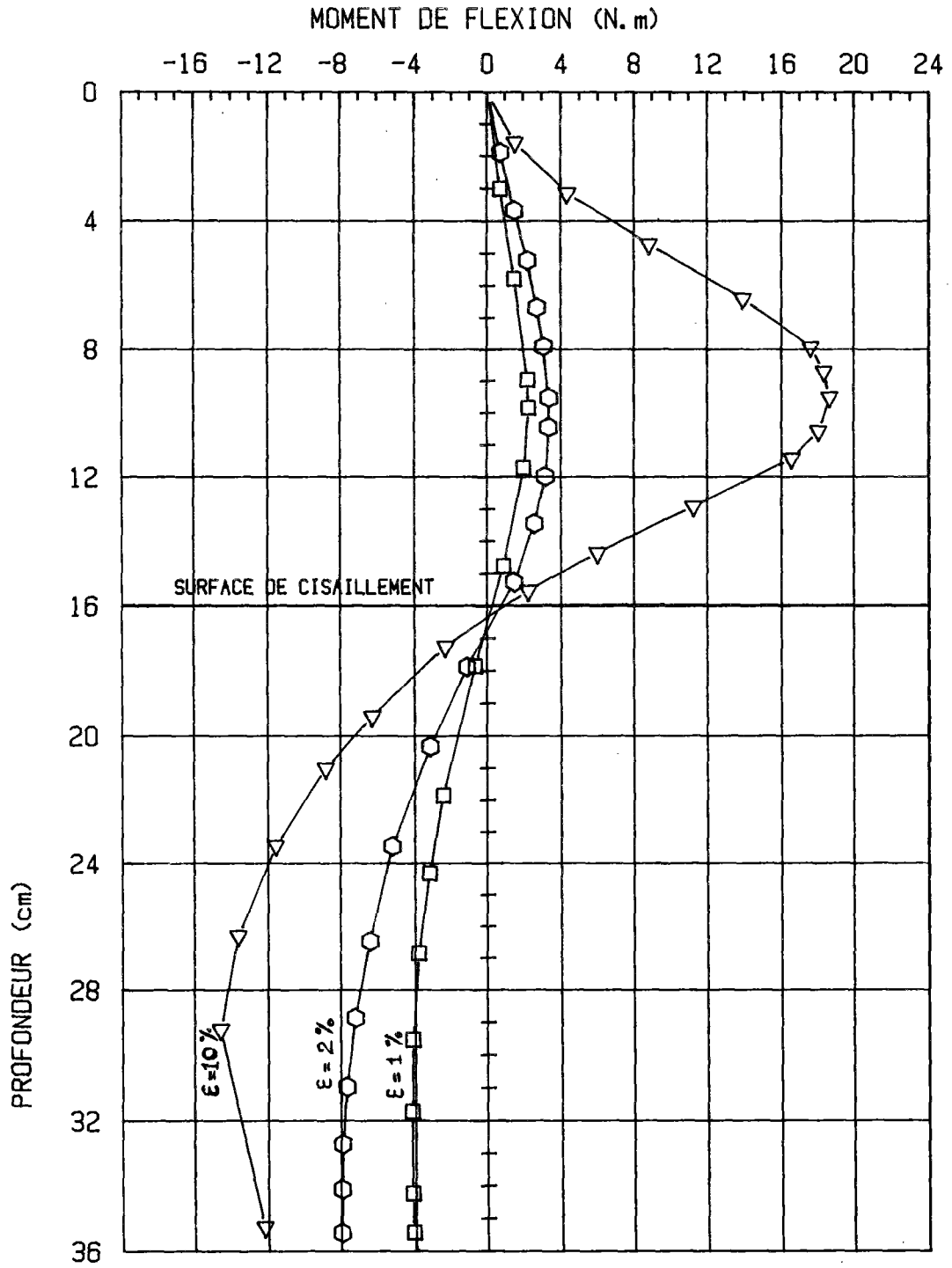


FIGURE 9 - DISTRIBUTION DES MOMENTS EXPERIMENTAUX



#### I.4 - INTERPRETATION THEORIQUE, UTILISANT LA THEORIE DE LA REACTION LINEAIRE DE SOL

##### I.4.1 - Principe général des méthodes utilisant une loi de réaction du sol

Pendant longtemps la détermination des réactions latérales a été faite en considérant que le sol était entièrement à l'état limite dans les zones de butée et de contre-butée. Ces schémas ne peuvent donner aucune évaluation des déplacements horizontaux alors que ceux-ci doivent souvent être limités. La mobilisation des efforts limites ne peut se concevoir, d'ailleurs, qu'avec de grands déplacements de la barre. Pour ces raisons on considère plutôt des méthodes dérivées de la théorie du module de réaction de WINKLER. Dans cette partie on étudie la sollicitation dans les renforcements en utilisant le programme PILATE (Département des Sols et Fondations, LCPC).

##### I.4.2 - Théorie de WINKLER : sol à réaction linéaire

La théorie de WINKLER (1867) suppose qu'il y a proportionnalité entre l'effort appliqué sur une section de la barre et le déplacement  $y$  de cette section (dans le cas de sol reposé). Dans le cas d'un sol dont le déplacement horizontal  $g(z)$  est libre, cette proportionnalité s'écrit entre l'effort appliqué et le déplacement relatif du sol et de la barre. Le déplacement libre du sol est le déplacement du sol à l'emplacement de la barre en l'absence de celle-ci ou encore le déplacement du sol loin du pieu dans certains cas.

Si l'on note le déplacement libre du sol  $g(z)$  et le déplacement d'équilibre sol-barre  $y(z)$ , le déplacement relatif s'écrit :

$$\Delta y = y(z) - g(z) .$$

La charge répartie  $q(z)$  provient de ce déplacement relatif :

$$q = f(\Delta y)$$

Cette loi de réaction est dans le cas général non linéaire. La non-linéarité nécessite un processus itératif de convergence.

Dans le cas de l'hypothèse classique de WINKLER, on suppose que P (Pression de réaction) est une fonction linéaire de  $\Delta y$  :

$$P = K_S \Delta y .$$

#### I.4.3 - Equation de la barre et loi de réaction

L'équation d'équilibre d'un élément de poutre soumis à un chargement réparti  $q(z)$  est :

$$\frac{dT}{dz} + q(z) = 0 ,$$

avec  $T$  = effort tranchant,  
 $z$  = abscisse le long de la poutre,  
 $q(z) = PB$  ,  
 $B$  = Largeur frontale de la barre .

Son comportement élastique s'écrit :

$$\frac{M}{EI} = \frac{d^2y}{dz^2} ,$$

avec  $M$  = moment fléchissant,  
 $EI$  = rigidité de la poutre,  
 $y$  = flèche.

On a d'autre part la relation :

$$T = \frac{dM}{dz} .$$

On en déduit l'équation d'équilibre des pressions sur la poutre :

$$EI \frac{d^4y}{dz^4} + q(z) = 0 .$$

Dans le cas général, la pression latérale du sol est non linéaire et s'écrit sous la forme (Fig. 9bis) :

$$q = q_0 + E_s^t (y - g) .$$

Dans le cas où la pression latérale varie linéairement avec  $\Delta y$ ,

$$q = E_s \Delta y$$

et on retrouve l'hypothèse classique de Winkler :

$$q = BP$$

$$q = K_s B \Delta y ,$$

avec  $K_s$  : module de réaction classique (homogène à un module par unité de longueur),

$B$  : diamètre ou largeur frontale de la barre.

On a d'autre part l'égalité suivante :

$$K_s = \frac{E_s}{B} ,$$

avec  $E_s$  : module horizontal du sol.

L'équation d'équilibre des pressions s'écrit sous la forme :

$$EI \frac{d^4 y(z)}{dz^4} + E_s^t \cdot y(z) = E_s^t \cdot g(z) - q_0$$



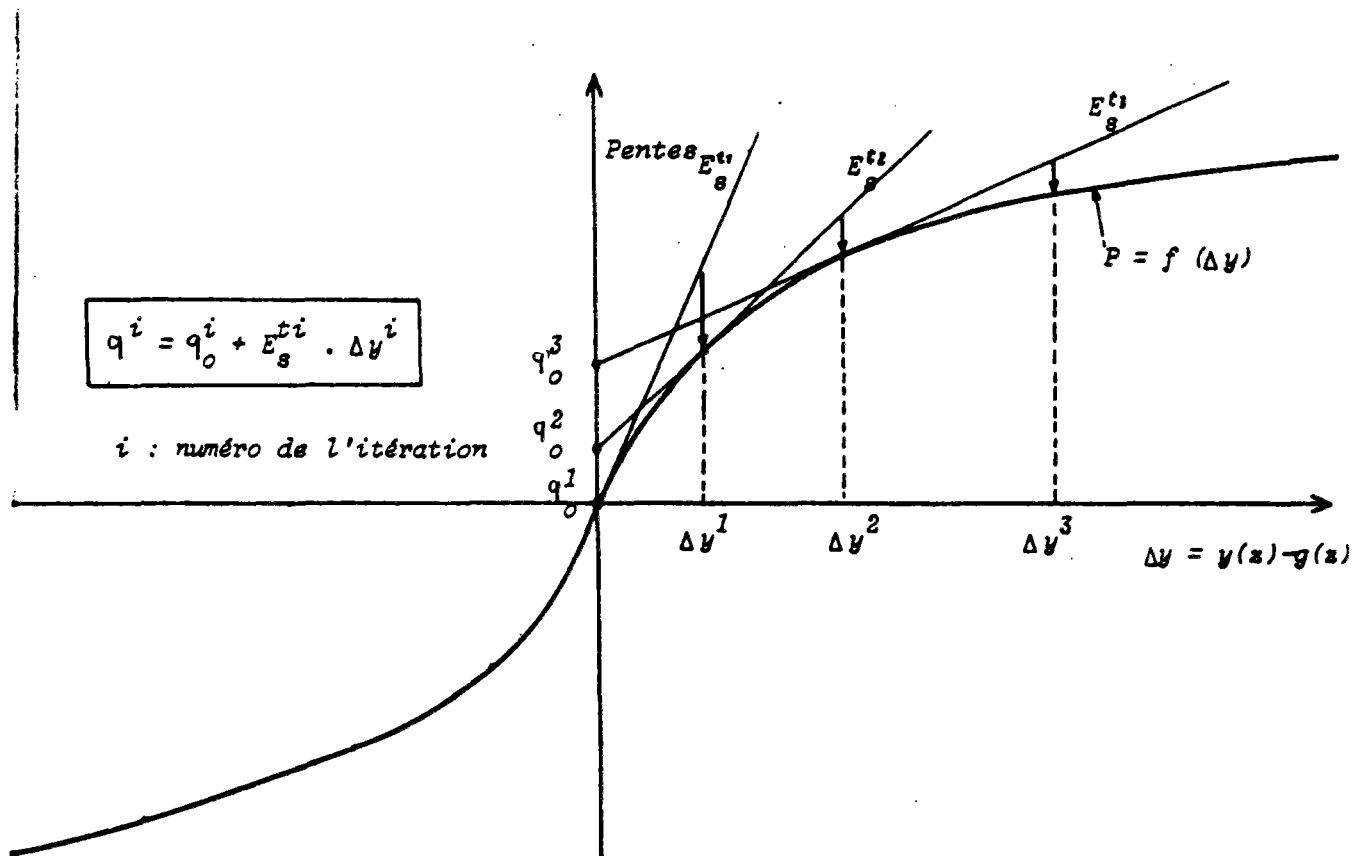


FIGURE 9bis - COURBE DE REACTION DU SOL ET PROCESSUS DE CONVERGENCE

#### 1.4.4 - Principe et méthode de résolution

Pour représenter la variation avec la profondeur  $z$  de la réaction  $P = f(\Delta y)$  ou du module  $E_s$ , le sol est découpé en couches horizontales pour lesquelles cette loi ou ce module peut être considéré comme unique.

On tient compte de la non linéarité éventuelle de la loi dans chaque couche en la linéarisant à chaque itération sous la forme :

$$q = q_0 + E_s^t \cdot \Delta y$$

et en résolvant dans chaque couche :

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + E_s^t \cdot y = E_s^t \cdot g - q_0$$

$E_s^t$  étant le module tangent et  $q_0$  l'ordonnée à l'origine de la tangente.

La solution de cette équation est :

- dans le cas où  $E_s^t \neq 0$  et  $g$  est un polynôme en  $z$  de degré inférieur ou égal à 3 :

$$Y = Y_0 + g - \frac{q_0}{E_s^t}$$

avec  $Y_0$  solution de l'équation homogène :

$$Y_0 = e^{z/z_0} [a_1 \cos(z/z_0) + a_2 \sin(z/z_0)] + e^{-z/z_0} [a_3 \cos(z/z_0) + a_4 \sin(z/z_0)]$$

avec

$$z_0 = 4 \sqrt{\frac{4 EI}{E_s^t}} ;$$

- dans le cas où  $E_s^t = 0$

$$Y = Y_0 - q_0 \frac{z^4}{24 EI}$$

avec  $Y_0$  solution de l'équation homogène :

$$Y_0 = a_1 z^3 + a_2 z^2 + a_3 z + a_4 .$$

Les coefficients  $E_s^t$  et  $q_o$  de la couche à l'itération  $i$  sont déterminés à partir de la flèche au milieu de la couche calculée à l'itération  $(i - 1)$ . Le calcul est arrêté à l'itération  $n + 1$  lorsque :

$$\frac{f(\Delta y^n) - E_s^{tn} \cdot \Delta y^n - q_o^n}{E_s^{tn} \cdot \Delta y^n + q_o^n} < \epsilon ,$$

C'est-à-dire pour une certaine précision relative sur la pression  $q = f(\Delta y)$  pour le  $\Delta y_n$  calculé.

La loi  $q = f(\Delta y)$  est en fait donnée point par point et le module tangent  $E_s^{ti}$  et la constante  $q_o^i$  sont la pente et l'ordonnée à l'origine du segment de droite encadrant  $\Delta y^{i-1}$  ( $i$  : numéro de l'itération).

#### 1.4.5 - Construction du système linéaire

La barre est découpée en  $n$  tronçons auxquels correspondent  $n$  couches de sol. Dans chacun de ces tronçons ou couches, la loi de réaction doit pouvoir être considérée comme unique et le déplacement du milieu du tronçon doit pouvoir être considéré comme représentatif de toute la couche en ce qui concerne  $E_s^t$  et  $q_o$ .

Chaque tronçon a sa propre équation d'équilibre dont la solution comporte 4 constantes d'intégration  $a_1, a_2, a_3, a_4$  à déterminer.

Le système général a donc  $4n$  inconnues ( $n$  : nombre de couches). Les conditions de continuité aux  $(n - 1)$  interfaces sur

$$Y, Y' = \frac{dy}{dz}, M = \frac{d^2y}{dz^2} EI \text{ et } T = \frac{d^3y}{dz^3} EI,$$

fournissent  $4(n - 1)$  équations.

Les 4 équations supplémentaires sont fournies par 2 conditions en tête et 2 conditions en pointe.

#### I.4.6 - Comparaison des valeurs expérimentales et des résultats obtenus en utilisant la théorie de la réaction linéaire du sol

La figure 10 montre la comparaison des valeurs mesurées et calculées du moment fléchissant mobilisé dans les barres, respectivement pour : une barre de  $\phi 8$  mm cisailée sous une contrainte normale de 1,4 MPa ( $\epsilon = 1$  % et  $\epsilon = 2$  %) et une barre plus rigide ( $\phi = 12$  mm) cisailée sous la contrainte normale de 0,8 MPa. Le module horizontal du sol  $E_S$  a été estimé à environ 1,3 MPa. En général, on peut constater que les valeurs calculées sont en bon accord avec les résultats expérimentaux.

On remarque que, dans le cas des armatures plus flexibles ( $\phi = 8$  mm); le point de moment nul est plus près de la surface de cisaillement dans le sol. L'augmentation de la rigidité ( $\phi = 12$  mm) éloigne le point de moment nul par rapport à la surface de cisaillement.

L'analyse de la pression latérale du sol sur les barres (Figure 11) montre les zones de butée et contre-butée. La figure 11-a présente la distribution de la pression latérale lors du cisaillement d'un échantillon de sol renforcé avec les barres de 8 mm de diamètre, sous une contrainte verticale de 1,4 MPa.

Des déplacements relatifs de 1 % et 2 %, sous une contrainte verticale de 1,4 MPa, n'étant pas suffisants pour développer la surface de rupture dans le sol, la distribution de la pression latérale autour de la surface de cisaillement reste une distribution continue.

Par contre, dans le cas d'une contrainte verticale de 0,8 MPa et d'un déplacement relatif plus important ( $\epsilon = 3,3$  %), la surface de rupture se développe et la distribution de la pression latérale devient une distribution discontinue au voisinage de cette surface (figure 11-b).

La figure 12-a montre la distribution des efforts de cisaillement dans les barres de 8 mm de diamètre pour les déplacements relatifs de 1 % et 2 %. Bien que la surface de la rupture dans le sol ne soit pas entièrement développée, la valeur maximale du cisaillement dans le renforcement correspond au niveau de la ligne potentielle de rupture.

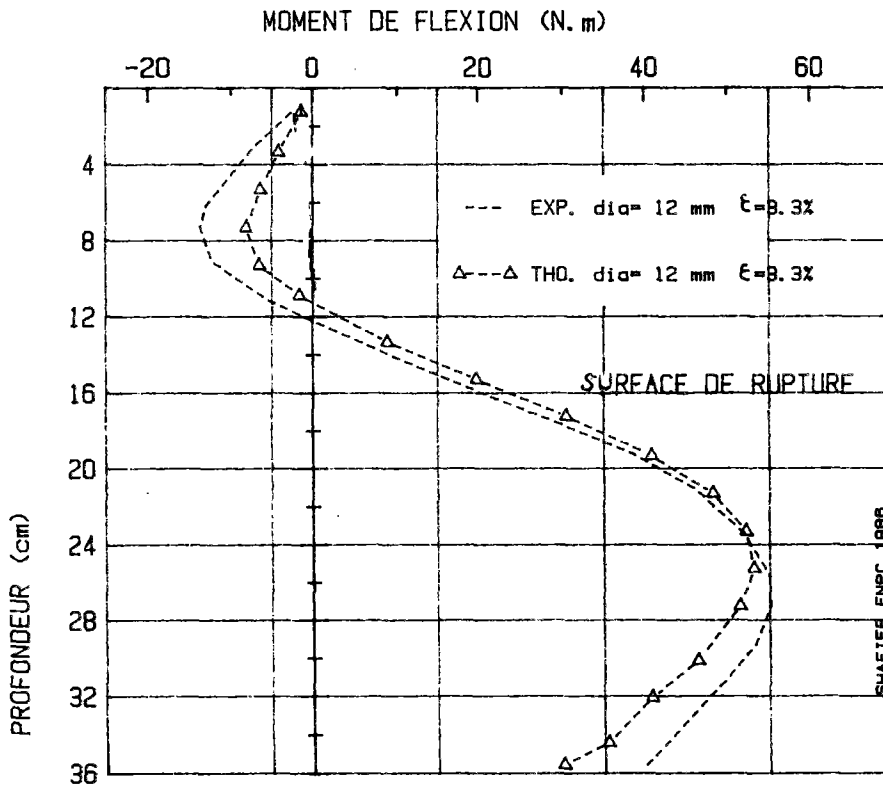
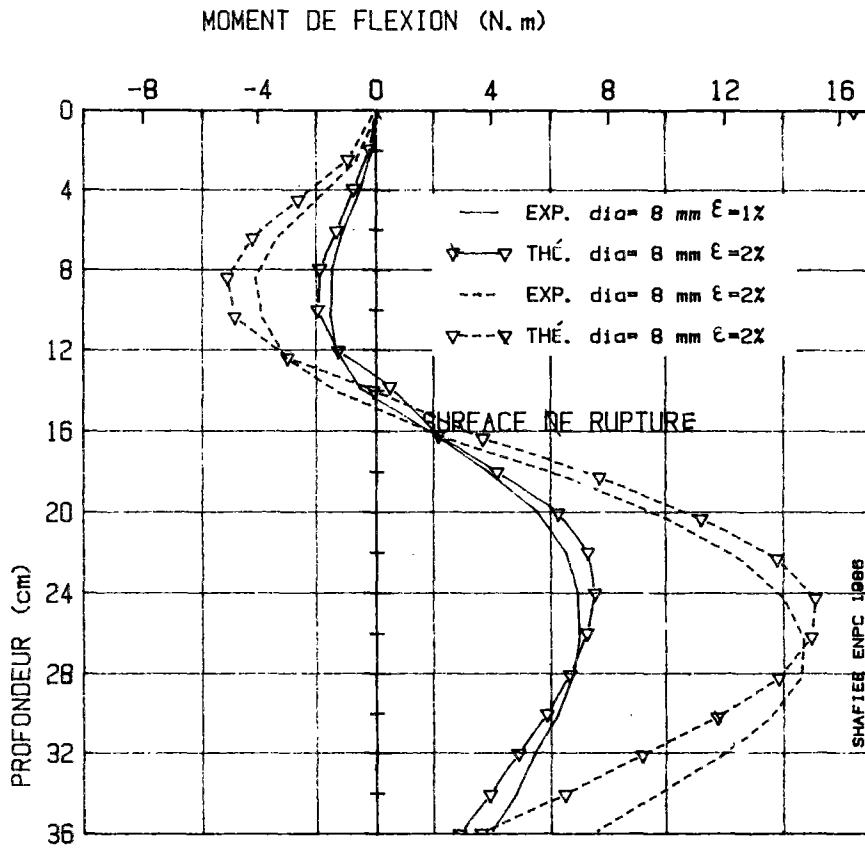


FIGURE 10 - COMPARAISON DES MOMENTS  
EXPERIMENTAUX ET THEORIQUES (PROGRAMME  
PILATE - SOL A REACTION LINEAIRE)

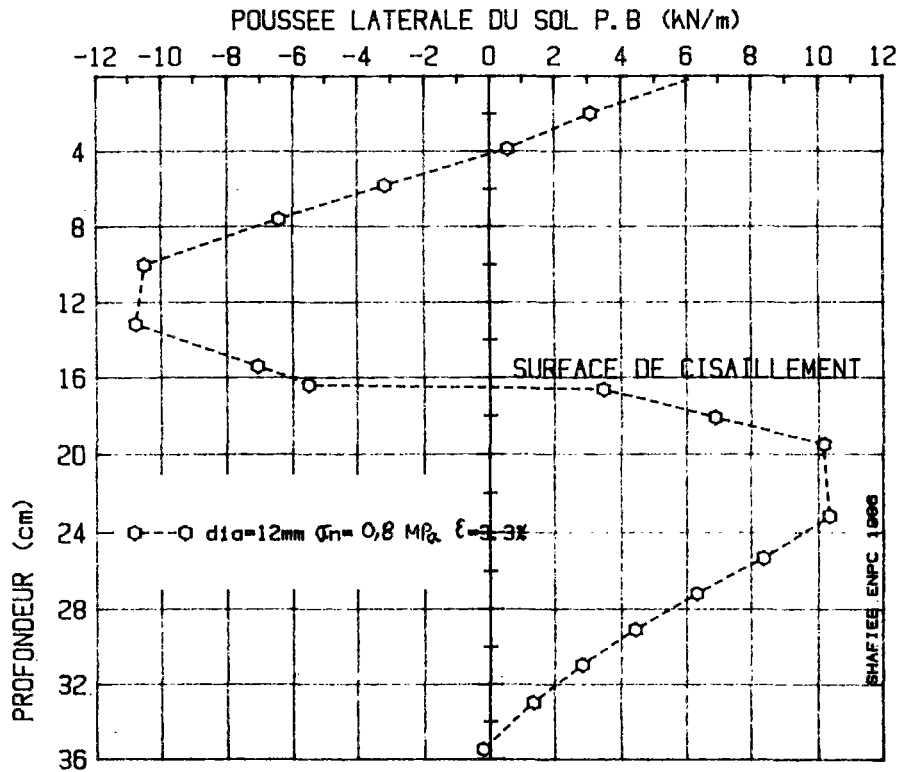
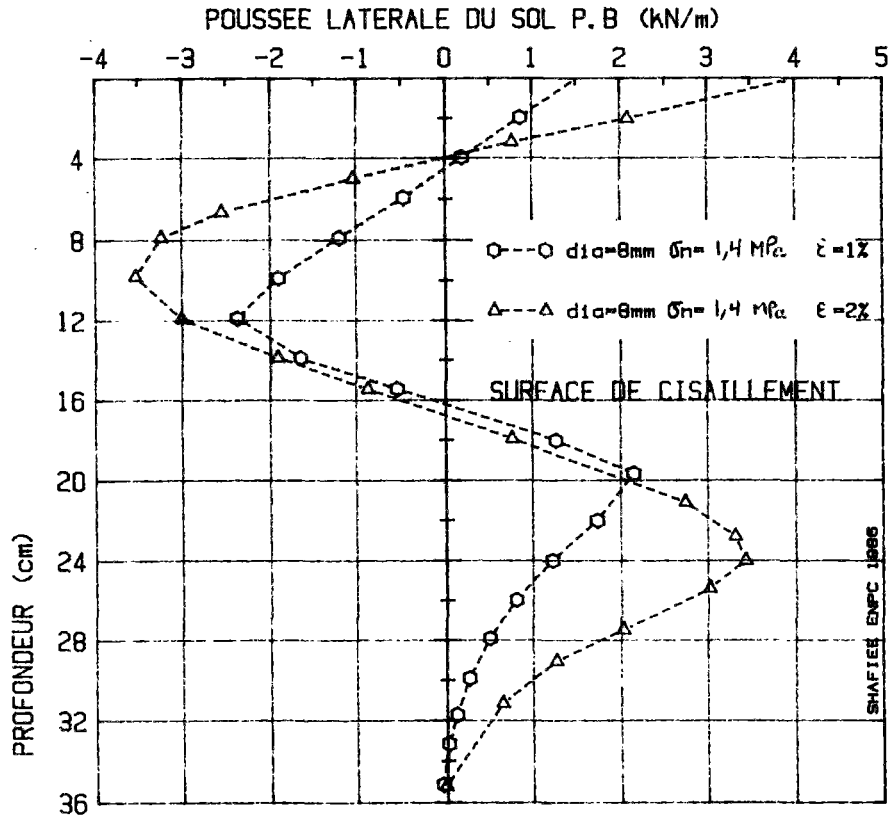


FIGURE 11 - DISTRIBUTION THEORIQUE DE LA  
POUSSEE LATÉRALE DU SOL (PROGRAMME PILATE  
- SOL A REACTION LINEAIRE)

La figure 12-b montre la distribution du cisaillement dans les renforcements lorsque la surface de rupture est entièrement développée dans le sol ( $\phi = 12 \text{ mm}$ ,  $\epsilon = 3,3 \%$ ). On peut conclure qu'en général la surface potentielle de rupture peut être déterminée à partir des points de cisaillement maximal dans les renforcements rigides.

#### I.4.7 - Conclusion

La méthode utilisant la théorie de la réaction linéaire du sol donne des résultats relativement satisfaisants pour l'estimation des efforts mobilisés dans les inclusions et en général peut être utilisée pour le calcul de l'effort tranchant et du moment fléchissant dans les renforcements d'un sol cloué. Cependant, l'application de cette méthode pose deux problèmes essentiels. Elle nécessite d'abord la détermination du déplacement libre du sol (à l'emplacement du renforcement, en l'absence de celui-ci), et du module de réaction du sol. La détermination de ces deux paramètres, dans la pratique de calcul des ouvrages, s'effectue sur la base d'hypothèses simplistes, qui peuvent entièrement réduire la fiabilité de cette approche.

En second lieu, cette méthode ne permet pas d'étudier le comportement global du sol renforcé et l'effet de la présence des renforcements sur la mobilisation de la résistance au cisaillement de la masse du sol cloué. L'interprétation exacte des résultats expérimentaux et l'étude approfondie du comportement du sol cloué nécessitent une connaissance détaillée des champs de contraintes et de déplacements au cours de l'essai.

On a entrepris pour cette raison une simulation numérique de ces essais par la méthode des éléments finis. On en présente les résultats principaux dans le chapitre suivant.

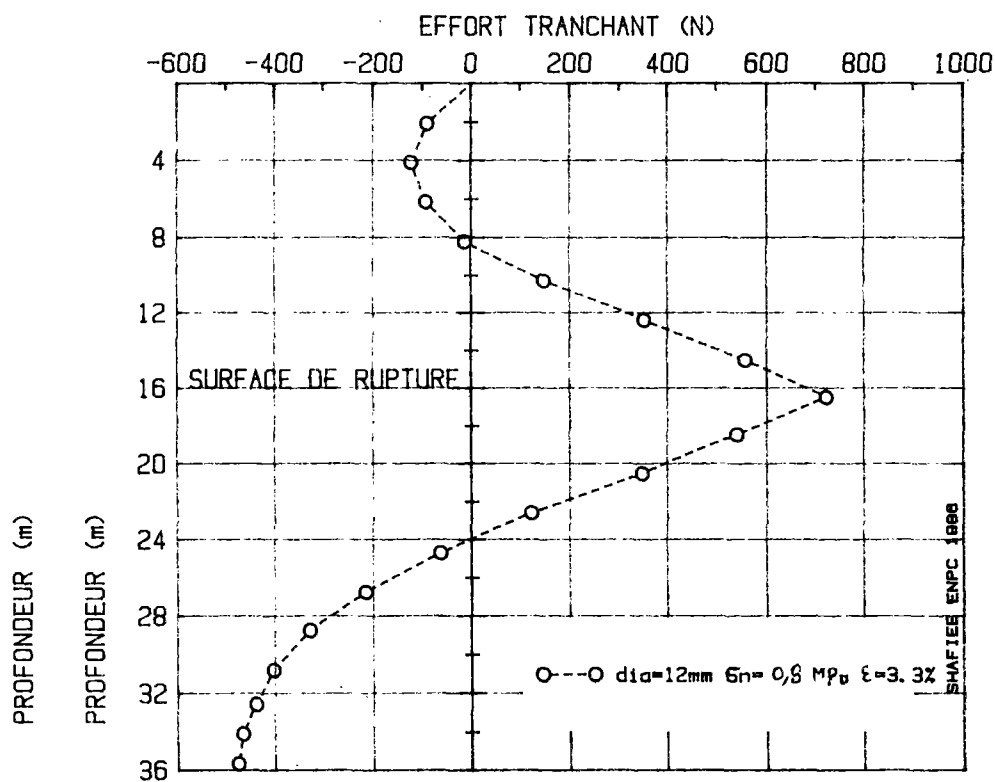
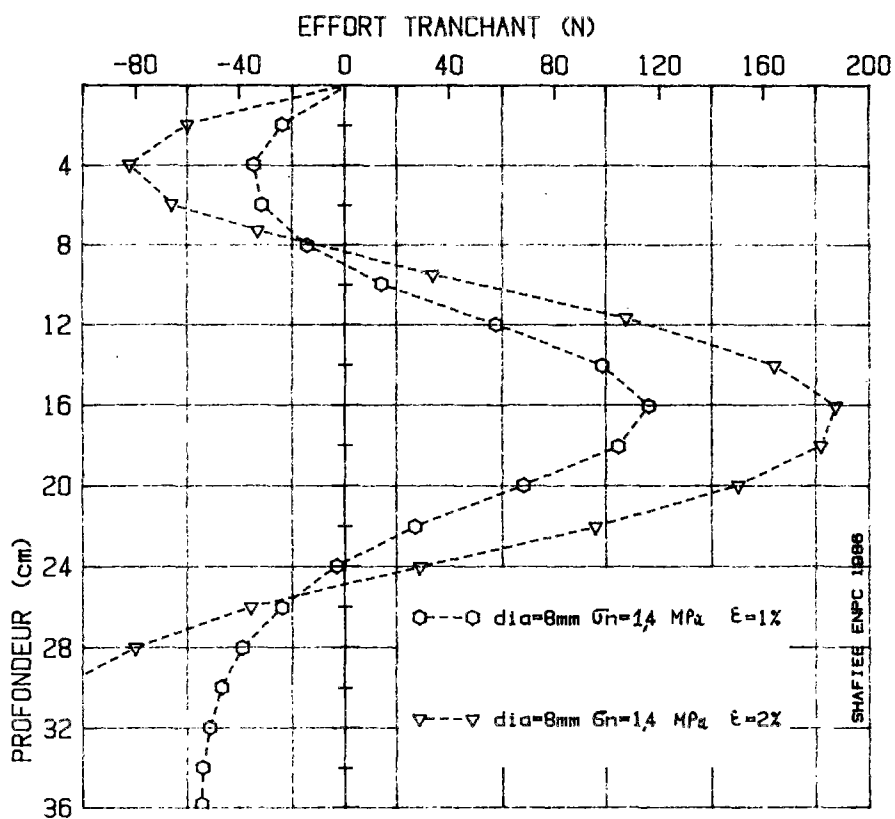


FIGURE 12 - DISTRIBUTION THEORIQUE DE L'EFFORT TRANCHANT (PROGRAMME PILATE - SOL A REACTION LINEAIRE)





## I.5 - MODELISATION NUMERIQUE DES ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT SUR SOL CLOUE PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

Afin d'étudier le comportement d'un sol renforcé par éléments rigides lors d'essais de cisaillement direct et de mieux connaître le mécanisme d'interaction sol-renforcement rigide, une simulation numérique de ces essais a été effectuée par la méthode des éléments finis, en utilisant le programme ROSALIE Group V (section des modèles numériques au LCPC).

Pour cette modélisation, il fallait tout d'abord résoudre les deux problèmes suivants :

. Comment effectuer une modélisation bidimensionnelle d'un problème qui est en réalité tridimensionnel ? On est conduit à remplacer une rangée de barres par une plaque équivalente. Cette approche a déjà été utilisée dans le cas de la Terre Armée où les armatures étaient remplacées par des éléments "membranes" ayant une rigidité et une résistance à la traction équivalentes. Le cas du sol cloué est plus complexe car on étudie également la mobilisation de la résistance à la flexion des barres et le champ des contraintes sur une section donnée de la barre n'est pas uniforme. Lorsqu'on atteint la plastification des barres il faut pour cette raison déterminer un critère de plasticité équivalent.

. Comment modéliser les interfaces sol-barre, sol-boîte et sol-sol dans les couches d'interface ? Différentes approches ont été examinées :

- les interfaces sont modélisées par des couches très fines de sol ayant un critère de plasticité orienté ; la plaque équivalente est représentée par des éléments de flexion à deux noeuds ;

- les interfaces sont modélisées par des éléments à frottement-décollement couplés avec la loi d'élastoplasticité ; la plaque équivalente est représentée par des éléments de massif à huit noeuds. Bien qu'il soit possible de simuler le frottement sol-barres et d'en déduire le développement des efforts de traction dans les barres, on a utilisé des éléments lisses et étudié ainsi uniquement la mobilisation de la résistance à la flexion des barres. Cette modélisation a été adoptée afin de permettre une comparaison adéquate avec les résultats d'essais.

Les variables principales de cette étude sont :

- la contrainte verticale,
- la rigidité des barres,
- le nombre de rangées des barres,

On décrit ci-après les caractéristiques principales de cette modélisation et les résultats principaux.

#### I.5.1 - Le sol

Le sol est considéré comme un matériau élasto-plastique avec un critère de plasticité de Coulomb :

- cohésion nulle,
- angle de frottement interne :  $32,5^\circ$ .

Le module d'élasticité du sol varie avec la contrainte normale entre 9,25 MPa et 17,5 MPa. Le coefficient de Poisson est supposé égal à 0,33.

La recherche de l'équilibre élasto-plastique s'effectue par itération. Les calculs ont été effectués avec des éléments de massif à huit noeuds.

#### I.5.2 - Modélisation des renforcements en déformation plane et hypothèses conduisant aux caractéristiques de la plaque équivalente

L'essai de cisaillement à la boîte sur des éprouvettes de sol renforcé par des armatures perpendiculaires au plan de cisaillement, est un problème tridimensionnel. Pour la modélisation bidimensionnelle, il faut remplacer les barres (séparées) par une plaque équivalente (continue).

Si l'on considère que les barres travaillent en traction et flexion, on peut écrire l'égalité des rigidités en flexion et en traction pour les barres et la plaque équivalente :

$$E_{eq} I_{eq} = EI \text{ (barre)} \quad (1)$$

$$E_{eq} S_{eq} = ES \text{ (barre)} \quad (2)$$

avec  $E$  = module d'élasticité  
 $S$  = section  
 $I$  = moment d'inertie  
indice eq = plaque équivalente

Ces deux équations d'équivalence ne sont suffisantes que si l'on reste dans le domaine élastique ; on a alors :

$$M = \int_S \sigma y \, ds ;$$

avec  $y$  = distance de l'axe neutre  
 $\sigma = E \epsilon$   
 $\epsilon = Ky$

et on peut écrire :

$$M = KE \int_S y^2 \, ds = K EI$$

Dans le domaine plastique, l'égalité des moments élastiques n'est plus suffisante, on a :

$$M = \int_S \sigma y \, ds$$

$$M = \int_{S_p} \sigma y \, ds + \int_{S_e} \sigma y \, ds ;$$

avec  $S_p$  = zone plastique  
 $S_e$  = zone élastique  
 $\sigma_e$  = contrainte limite d'élasticité

dans le cas d'hypothèse d'un matériau élastique parfaitement-plastique, on peut écrire :

$$M = \sigma_e \int_{S_p} y \, ds + KE \int_{S_e} y^2 \, ds ;$$

et on constate que les intégrales  $\int_S y \, ds$  et  $\int_S y^2 \, ds$  sont des fonctions de la géométrie de la section et du niveau de plastification.

Les caractéristiques à déterminer pour la plaque équivalente sont :

D = épaisseur de la plaque ;

E = module de Young ;

$\sigma_e$  = contrainte limite d'élasticité.

Les deux équations (1) et (2) déterminent  $E_{eq}$  et  $D_{eq}$  à partir des caractéristiques réelles de la barre. Pour déterminer la troisième inconnue, il faut écrire la troisième égalité dans le domaine plastique et cela pour un seul niveau de plastification de la barre. Parmi les différentes possibilités il y a deux choix raisonnables. La première consiste à écrire l'égalité des moments élastiques maximaux pour la barre et la plaque équivalente. La deuxième possibilité est d'écrire les conditions d'égalité des moments plastiques ultimes.

Dans le cas où l'étude des effets de la rigidité de flexion sur résistance du sol est plus importante que l'étude des effets de la rigidité de traction, on pourrait penser à supprimer la condition d'équivalence de traction afin d'assurer les deux égalités du moment élastique maximum ( $M_e$ ) et du moment plastique ultime ( $M_p$ ), mais cela n'est pas possible car ces deux conditions sont incompatibles. Dans notre étude on a adopté la deuxième possibilité c'est-à-dire égalité des moments plastiques ultimes ( $M_p$ )

#### I.5.2.1 - Critère de VON MISES appliqué à la plaque équivalente

Le critère de VON MISES s'écrit dans le cas général sous la forme :

$$F(\sigma, K) = S_{II} - K^2$$

avec

$$S_{II} = \frac{1}{2} S_{ij} S_{ij}$$

$$S_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{1}{3} \delta_{ij} t_r(\sigma)$$

et :

$$S_{II} = \frac{1}{6} \left[ (\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + 6\sigma_{12}^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + 6\sigma_{23}^2 + (\sigma_{33} - \sigma_{11})^2 + 6\sigma_{31}^2 \right]$$

En terme de contraintes principales :

$$S_{II} = \frac{1}{6} \left[ (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right]^2$$

Le critère de VON MISES prend la forme suivante pour différentes sollicitations élémentaires :

#### Traction simple

$$\underline{\underline{\sigma}} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad S_{II} = \frac{\sigma_{11}^2}{3}$$

avec  $R_T$  résistance à la traction et  $R_C$  résistance à la compression.

$$R_C = R_T = K\sqrt{3}$$

#### Cisaillement simple

$$\underline{\underline{\sigma}} = \begin{bmatrix} 0 & \sigma_{12} & 0 \\ \sigma_{12} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad S_{II} = \frac{\sigma_{12}^2}{3}$$

Résistance au cisaillement = K

Déformation plane

$$\sigma_{ij} = \lambda \varepsilon_{kk} \delta_{ij} + 2\mu \varepsilon_{ij}$$

$$\text{avec } \underline{\underline{\varepsilon}} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} & \varepsilon_{12} & 0 \\ \varepsilon_{12} & \varepsilon_{22} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$\text{et } \underline{\underline{\sigma}} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & 0 \\ \sigma_{12} & \sigma_{22} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{33} \end{bmatrix}$$

En utilisant la théorie de l'élasticité, on peut écrire :

$$\sigma_{11} = \lambda (\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22}) + 2\mu(\varepsilon_{11}) \quad (3)$$

$$\sigma_{22} = \lambda (\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22}) + 2\mu(\varepsilon_{22}) \quad (4)$$

$$\sigma_{33} = \lambda (\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22}) \quad (5)$$

$$\sigma_{12} = 2\mu(\varepsilon_{12})$$

On peut obtenir  $\sigma_{33}$  en fonction de  $\sigma_{11}$  et  $\sigma_{22}$  en reportant (3) et (4) dans (5). On a :

$$\sigma_{33} = \frac{\lambda}{2(\lambda + \mu)} (\sigma_{11} + \sigma_{22})$$

$$\text{avec : } \lambda = \frac{\nu E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (6)$$

$$\mu = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (7)$$

ou encore :

$$\sigma_{33} = \frac{\nu}{1-\nu} (\sigma_{11} + \sigma_{22})$$

Dans le cas où  $\epsilon_{22} \gg \epsilon_{11}$ , le coefficient de Poisson réel de l'acier peut créer des contraintes  $\sigma_{11}$  et  $\sigma_{33}$  très grandes pouvant avoir des effets parasites sur le critère de plasticité. La solution consiste à considérer que le coefficient de Poisson est égal à zéro. Dans ce cas on a :  $\lambda = 0$  et  $\mu = \frac{E}{2}$  et les contraintes sont calculées à partir des équations suivantes :

$$\sigma_{11} = E \epsilon_{11}$$

$$\sigma_{22} = E \epsilon_{22}$$

$$\sigma_{33} = 0$$

$$\sigma_{12} = E \epsilon_{12}$$

Comme  $\epsilon_{22}$  est très grand devant  $\epsilon_{11}$  et  $\epsilon_{12}$ , les effets parasites de  $\sigma_{11}$  et  $\sigma_{12}$  sur le critère de plasticité sont négligeables et l'on peut écrire :

$$K_{eq} = \frac{\sigma_{e, eq}}{\sqrt{3}}$$

#### 1.5.2.2 - Modélisation de l'encastrement de la barre

Afin de pouvoir comparer les résultats de calcul avec les résultats expérimentaux, on a modélisé l'encastrement des barres comme indiqué sur la figure 12 bis.

Les barres sont encastrées à leur extrémité inférieure dans une rondelle de PVC, ce qui ajoute des conditions aux limites relativement complexes à prendre en compte dans le calcul. L'encastrement n'étant pas parfait, on a mesuré ses caractéristiques. On a obtenu :

$$\alpha = \frac{M}{\theta} = 1 \quad \frac{\text{KN} \cdot \text{m}}{\text{degré}}$$

M = moment  
θ = rotation

on peut écrire :

$$\theta = \frac{2 \delta}{D}$$

D = diamètre de la barre

$$M = FD$$
$$F = f b$$

F = force par unité de profondeur  
b = distance entre deux barres

$$K = \frac{f}{\delta}$$

K = rigidité de l'appui élastique



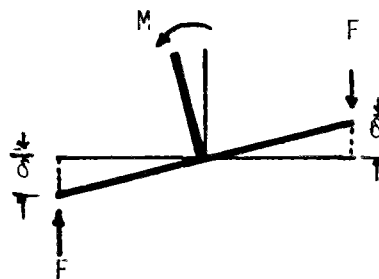
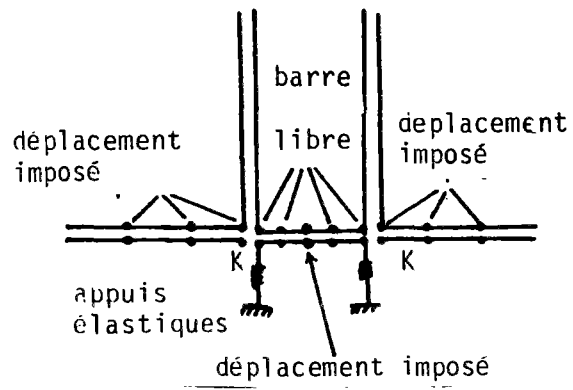


FIGURE 12bis - MODELISATION DE L'ENCASTREMENT DE LA BARRE

et par conséquence :

$$K = \frac{2\alpha}{b D^2}$$

avec  $b = 6$  cm on obtient  $K = 2315$  KN/m.

### I.5.3 - Modélisation de la surface de rupture dans le sol et des interfaces sol-renforcement et sol-boîte par des éléments de contact à deux noeuds

Le problème consiste à modéliser le comportement d'une surface de discontinuité entre deux solides S1 et S2 qui peuvent glisser avec frottement, se décoller ou venir en contact (FRANK et al, 1981). Pour les problèmes bidimensionnels, le modèle est composé d'une série d'éléments de joints à deux noeuds, reliant un point du massif S1 à un point du massif S2. Ces éléments sont compatibles avec tous les types d'éléments de massif utilisés pour modéliser S1 et S2.

Comme le montre la figure 12-tierce, sur les deux points d'un tel élément, les forces de contact sont  $F_{x2} = - F_{x1} = F_T$  et  $F_{y2} = - F_{y1} = F_N$  dans le repère local (l'axe x est orienté suivant la tangente à la surface  $\Sigma$ ). Les déplacements sont notés  $(u_1, v_1)$  pour le point 1 et  $(u_2, v_2)$  pour le point 2 dans ce repère. Les différents critères sont écrits directement en fonction des forces (ou des déplacements) et non des contraintes :

a) critère de résistance à la traction  $F_N \geq - r_t A$

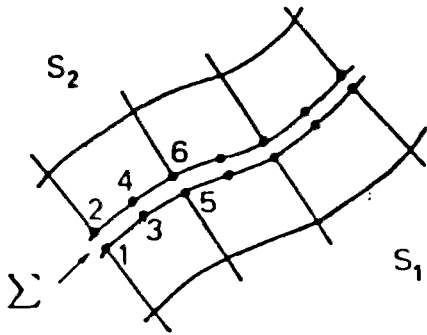
$r_t$  : résistance unitaire à la traction,

$A$  : aire de la surface d'influence de l'élément, dépendant du type d'éléments de massif utilisé ;

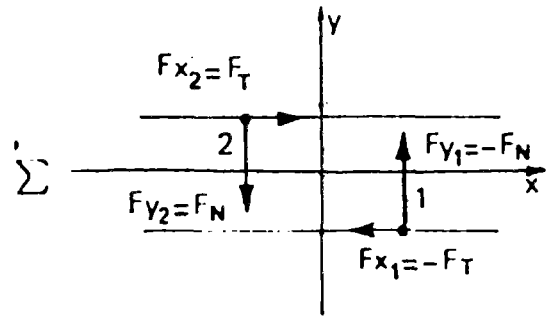
b) critère d'ouverture

$$v_1 - v_2 \leq e$$

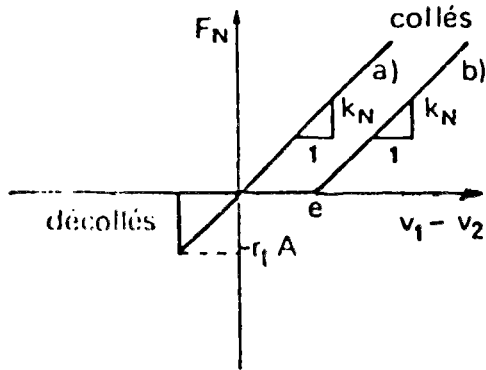
$e$  : ouverture initiale du joint ;



- Modélisation d'une surface de discontinuité.

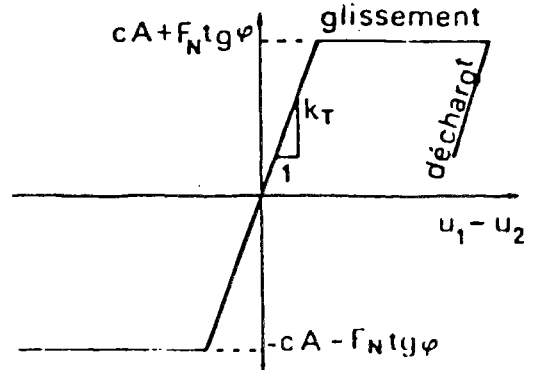


- Elément de joint à deux noeuds.



Comportement dans la direction normale.

- a) Joint à résistance en traction  $r_t$ .
- b) Joint à ouverture initiale  $e$



Comportement dans la direction tangente.

FIGURE 12-TIERCE : MODELISATION DE LA SURFACE DE DISCONTINUITÉ PAR ELEMENTS DE CONTACTS A DEUX NOEUDS

c) critère de frottement de Coulomb

$$|F_T| \leq |cA + F_N \operatorname{tg} \phi|$$

c : cohésion,

$\phi$  : angle de frottement interne ;

La méthode consiste, suivant l'état de l'élément et les critères que l'on veut respecter, à imposer ou non une rigidité tangentielle  $K_T$  ou normale  $K_N$  très grande entre deux noeuds (élément de "ressorts"), ainsi que des forces ponctuelles aux noeuds.

Les relations entre les incréments des forces de contact et des déplacements s'écrivent :

- pour le cas d'un ressort tangentiel  $K_T$

$$\begin{bmatrix} -\Delta F_{x1} \\ -\Delta F_{x2} \end{bmatrix} = K_T \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta u_1 \\ \Delta u_2 \end{bmatrix} ;$$

- pour le cas d'un ressort normale  $K_N$

$$\begin{bmatrix} -\Delta F_{y1} \\ -\Delta F_{y2} \end{bmatrix} = K_N \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta v_1 \\ \Delta v_2 \end{bmatrix} .$$

A la fin de chaque itération, ces relations permettent de calculer les forces de contact dues aux ressorts et de vérifier si les critères sont satisfaits. Si ce n'est pas le cas, la rigidité tangentielle et/ou normale est modifiée en conséquence :

- si le critère de résistance à la traction n'est pas satisfait, on fait  $K_T = K_N = 0$  : les deux points sont alors décollés ;

- si le critère de l'ouverture n'est pas satisfait, on établit ou rétablit les rigidités  $K_T \neq 0$ ,  $K_N \neq 0$  : les deux points sont alors collés ou recollés ;

- si le critère de frottement n'est pas satisfait, on fait  $K_T = 0$  et on laisse  $K_N \neq 0$  ; les deux points sont alors en glissement. On impose par contre des forces  $|F_{x1}| = |F_{x2}|$  égales à la force de frottement limite de Coulomb, le signe étant donné par le signe de  $u_1 - u_2$  ;

Les éléments de contact de l'interface sol-boîte sont déclarés glissants avec  $c$  et  $\phi$  nuls. Cette condition néglige le frottement entre le sol et la boîte de cisaillement, et assure l'uniformité des contraintes dans tout l'échantillon, et surtout sur le plan de cisaillement au cours du chargement vertical.

Les éléments de contact de l'interface sol-sol sur le plan de cisaillement ont les caractéristiques suivantes (déterminées à la grande boîte de cisaillement) :

$$\begin{aligned}c &= 0 \\ \phi &= 32,5 \text{ degrés}\end{aligned}$$

Le contact du sol avec la plaque supérieure et la plaque inférieure est supposé parfait (sans déplacement relatif), car le mouvement du sol par rapport à ces deux plaques est négligeable.

Les éléments de contact des interfaces sol-barre sont également déclarés glissants avec  $c$  et  $\alpha$  nuls, ce qui revient à négliger le frottement entre le sol et la barre. Cette hypothèse a été adoptée afin de permettre une comparaison adéquate avec les résultats expérimentaux, où les barres, protégées par des gaines en plastique, ont travaillé uniquement à la flexion et au cisaillement.

#### 1.5.4 - Maillage

Le maillage est constitué de 374 éléments quadrilatères (08) à huit noeuds et 508 éléments de continuités. La boîte qui entoure le sol est modélisée par 121 noeuds. La plaque supérieure est constituée de 22 éléments quadrilatères possédant une épaisseur de 2 cm et un module d'YOUNG 100 fois plus grand que celui de l'acier, pour assurer l'uniformité des contraintes normales appliquées. Toutes les interfaces (sol-sol, sol-boîte, sol-barre) sont modélisées par des lignes de points doubles utilisant des éléments de frottement et de décollement. La figure 13 montre les détails de ce maillage.

#### I.5.5 - Conditions aux limites et chargement

On a adopté les conditions aux limites et conditions de chargement suivantes :

- le déplacement vertical de la boîte est imposé nul ;
- la plaque supérieure est libre et peut basculer au cours du cisaillement ;
- la pression verticale est créée en donnant le poids volumique nécessaire aux éléments de la plaque supérieure, qui constitue le premier incrément de chargement ;
- le déplacement horizontal est imposé : il est nul pour la partie inférieure de la boîte ; pour la partie supérieure, les incréments successifs du déplacement horizontal sont égaux à 0,8 - 2 et 6 cm.

On calcule l'effort de cisaillement sur le plan de cisaillement pour chaque incrément de chargement.

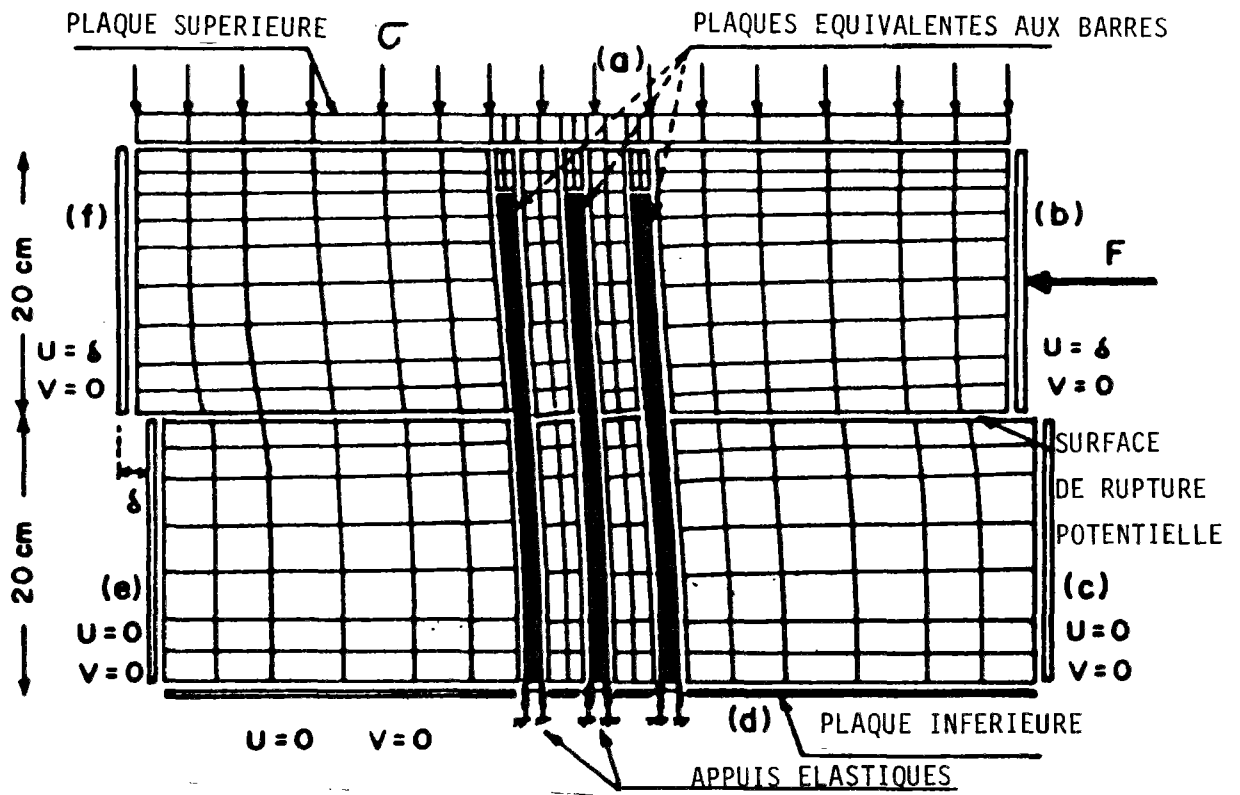


FIGURE 13 : MAILLAGE ET CONDITIONS AUX LIMITES

## I.6 - PRESENTATION DES RESULTATS DE CALCUL PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

Les différents essais de cisaillement ont été simulés comme indiqué ci-dessus, en faisant varier les paramètres suivants :

- . contrainte normale : 1,2 - 0,5 - 0,1 et 0,04 MPa ;
- . rigidité des barres: EI - EI/16 - EI/48

(EI représente la rigidité d'une rangée de barres ayant un diamètre de 12 mm et espacées de 6 cm) ;

- . nombre de rangées des barres : 1 et 3 ;
- . déplacement relatif du sol : 0,8 cm (1,33 %) ; 2 cm (3,33 %) ;  
4 cm (6,66 %) ; 6 cm (10 %).

On présente ci-après les résultats principaux de cette étude.

### I.6.1 - Courbes effort-déformation

La figure 14 montre les courbes effort-déformation obtenues pour les essais de cisaillement sur le sol seul et sur le sol renforcé. La déformation du sol est définie par le rapport du déplacement relatif des boîtes supérieure et inférieure sur la largeur de la boîte de cisaillement.

Les courbes sont présentées pour les contraintes normales de 0,1 - 0,5 et 1,2 MPa. On constate que, sous une contrainte normale importante (1,2 MPa), la résistance globale du sol renforcé est inférieure à celle du sol non renforcé. Cependant, sous une contrainte normale plus faible (0,1 et 0,5 MPa), les courbes ( $\tau, \epsilon$ ) du sol cloué coupent puis dépassent celles du sol seul.

La déformation à partir de laquelle la résistance globale du sol cloué est supérieure à celle du sol non renforcé est d'autant plus faible que la contrainte normale appliquée est moins importante. L'efficacité du renforcement augmente lorsque la contrainte normale appliquée diminue.



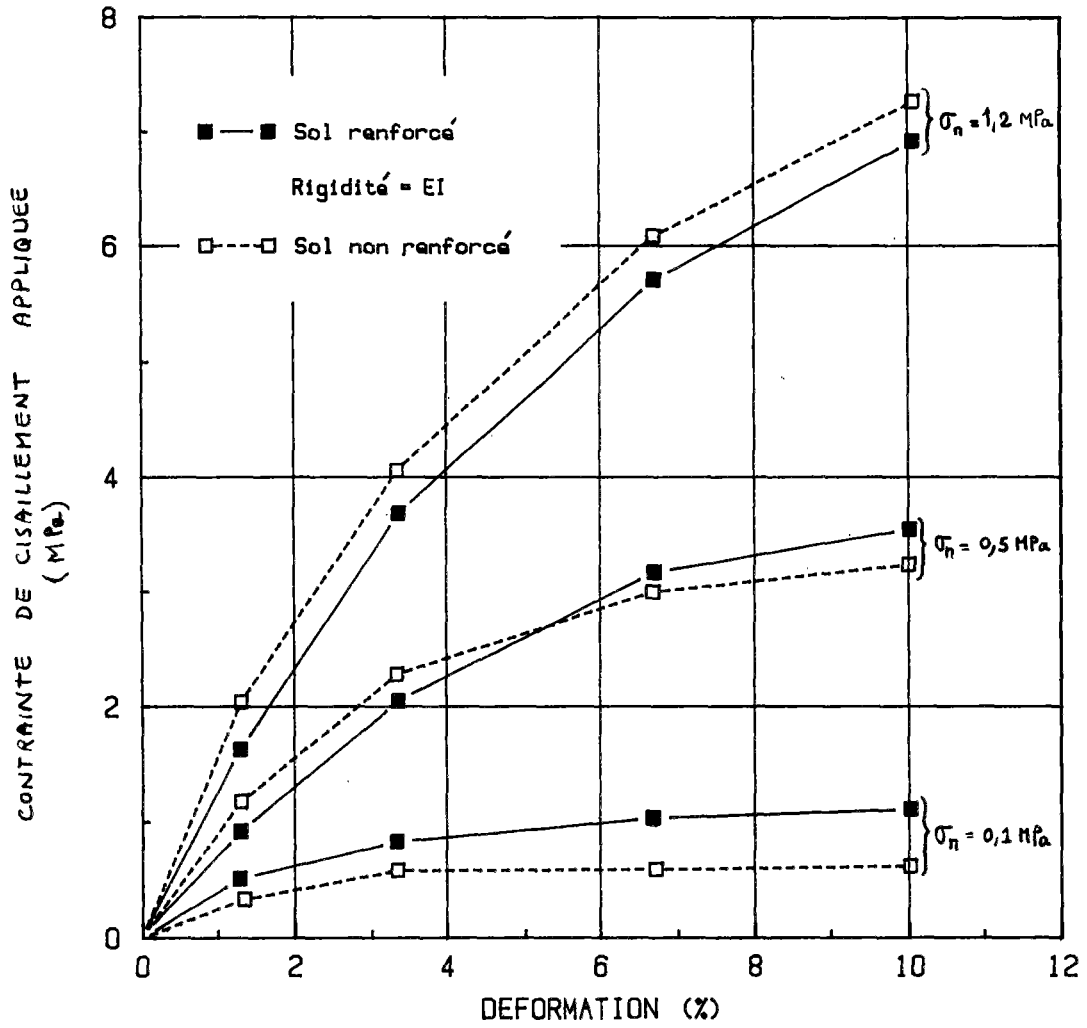


FIGURE 14 - COURBES EFFORT-DEFORMATION CALCULEES PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

### I.6.2 - Effet du renforcement sur le champ des contraintes et des déformations dans le sol

Les figures 15a et 15b montrent respectivement les déformées du sol seul et du sol renforcé, sous une contrainte verticale de 0,1 MPa, pour un déplacement relatif de 2 cm ( $\epsilon = 3,3 \%$ ).

Dans la cas du sol seul, la surface de cisaillement est entièrement développée (discontinuité des lignes verticales), tandis que la présence de l'inclusion dans le cas du sol renforcé empêche ce développement de rupture franche au voisinage du renforcement.

La figure 16 montre que l'augmentation du nombre de rangées de barres diminue davantage la zone de cisaillement franche dans le sol.

Le développement des zones plastiques est comparé dans les cas du sol seul et du sol renforcé sous une contrainte normale de 1,2 MPa (Fig. 17a et 17b). On constate que la présence de l'inclusion diminue la zone plastique dans le sol et empêche la propagation des points plastifiés sur la surface potentielle de rupture.

Les figures 18 et 19 montrent la comparaison des courbes d'égales valeurs de la contrainte de cisaillement dans les cas du sol seul et du sol renforcé, respectivement pour une déformation  $\epsilon = 1,3$  et  $\epsilon = 3,3 \%$ . On observe que la présence de l'inclusion diminue la contrainte de cisaillement dans le sol et développe une zone à cisaillement très faible au voisinage du renforcement.

Dans le cas du sol non renforcé sous une contrainte normale de 1,2 MPa (Fig. 19), on constate que la valeur de la contrainte de cisaillement tout au long de la ligne de rupture est supérieure à 0,3 MPa tandis que, en présence de l'inclusion, la contrainte de cisaillement mobilisée sur une partie importante de cette ligne reste inférieure à 0,3 MPa.

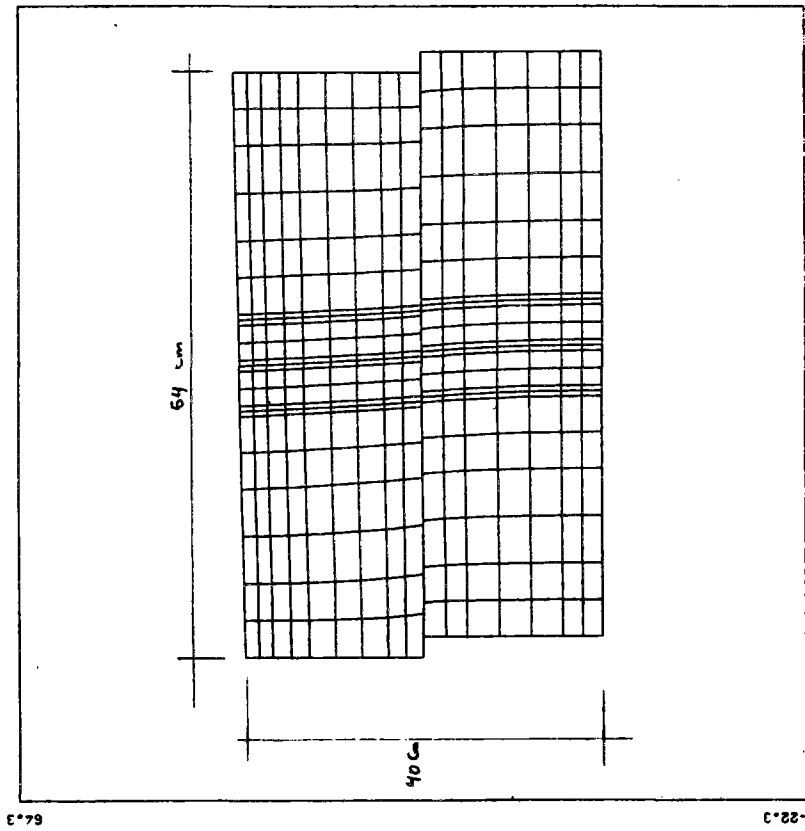
CLOUAGE (BOITE DE CISAILLEMENT)

SOL SANS BARRIÈRE (PRESSION =  $P = 0,1 \text{ MPa}$ )

DEPLACEMENT = 2.0 CM

MAILLAGE DÉFORMÉ

10 CENTIMÈTRE déplacement



-17.5 FIG. 15-a

69.0

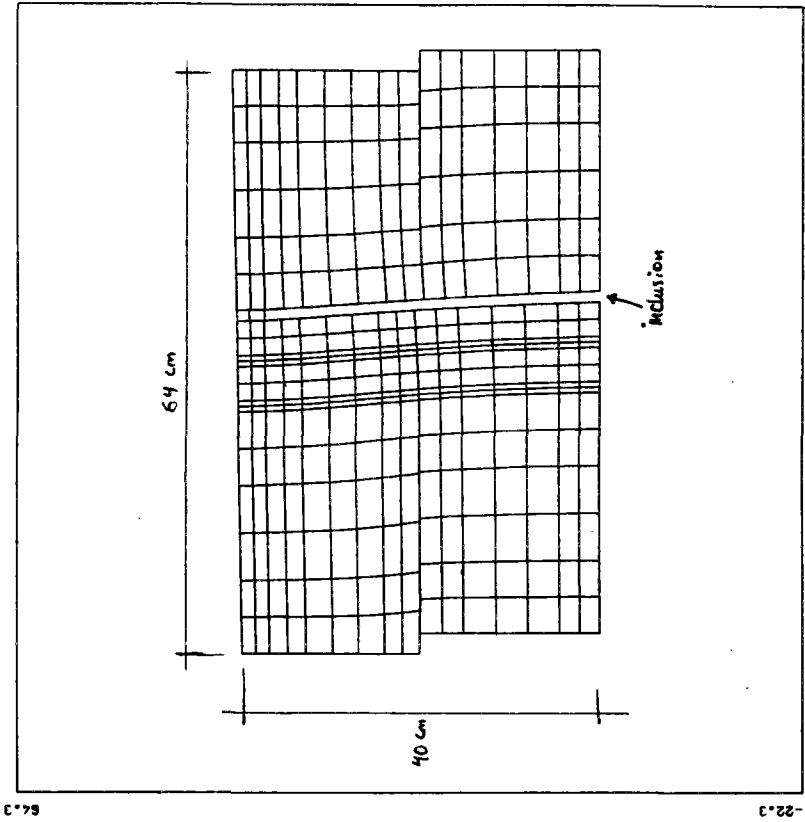
CLOUAGE (BOITE DE CISAILLEMENT)

1 RANGÉE DE BARRIÈRE (P =  $0,1 \text{ MPa}$ )

DEPLACEMENT = 2.0 CM

MAILLAGE DÉFORMÉ

10 CENTIMÈTRE déplacement



-17.5 FIG. 15-b

69.0

FIGURE 15 - Effet de la présence du renforcement sur la déformée du sol

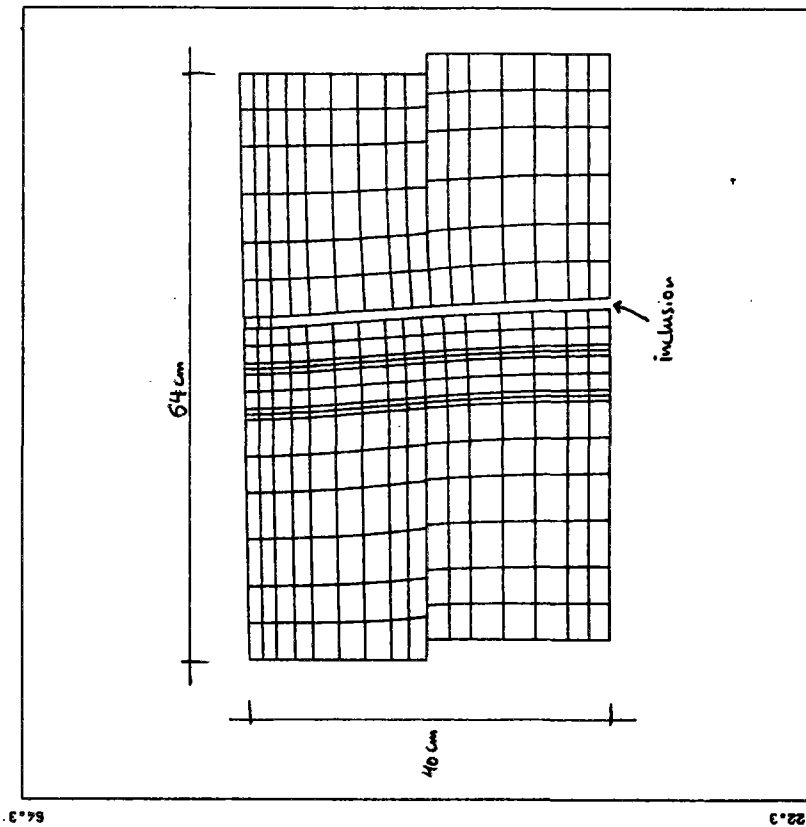
CLOUAGE (BOITE DE CISAILLEMENT)

1 RANGÉE DE BARRETES ( $P = 0,1 \text{ MPa}$ )

DEPLACEMENT = 2,0 CM

MAILLAGE DÉFORMÉ

10 CENTIMÈTRE déplacement



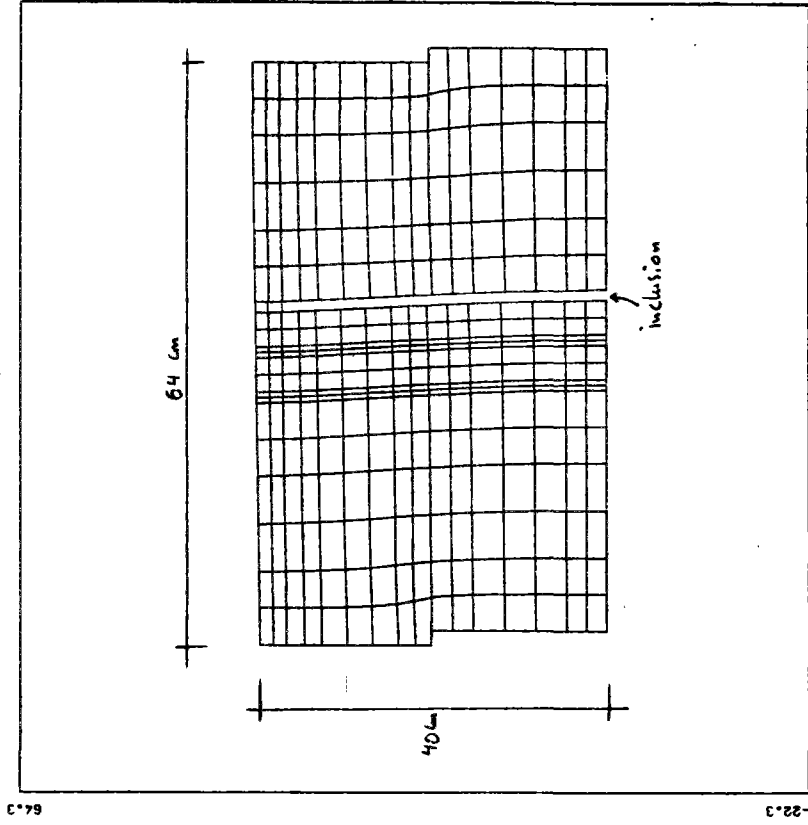
CLOUAGE (BOITE DE CISAILLEMENT)

1 RANGÉE DE BARRETES ( $P = 1,2 \text{ MPa}$ )

DEPLACEMENT = 2,0 CM

MAILLAGE DÉFORMÉ

10 CENTIMÈTRE déplacement



-17.5

64.3

FIGURE 15-8is: Effet de la contrainte normale appliquée sur la déformée et le développement de la surface de rupture dans le sol

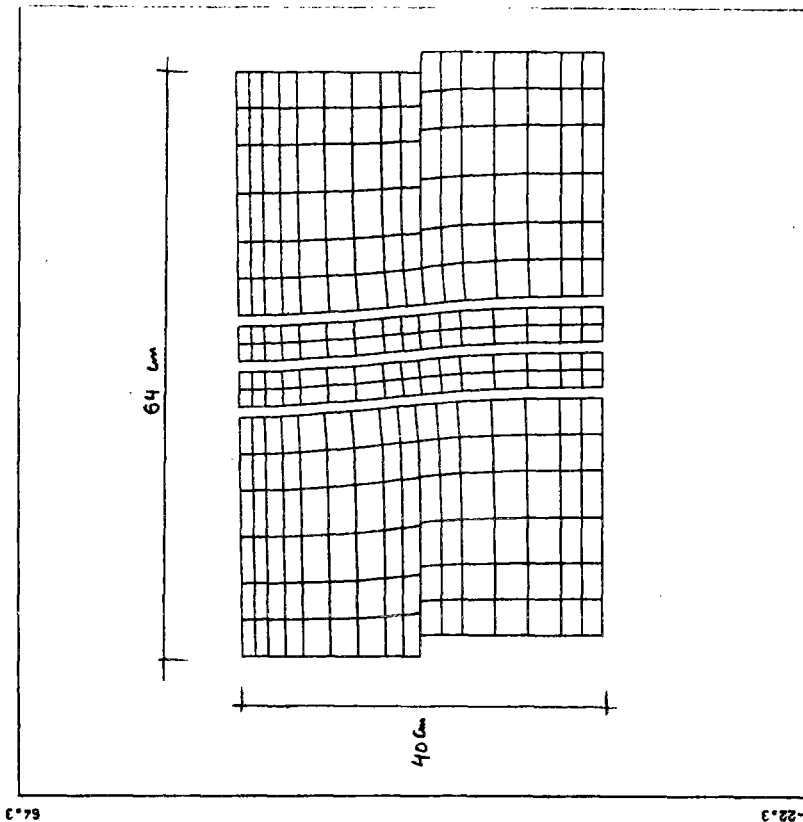
CLOUAGE (BOITE DE CISAILLEMENT)

3 RANGÉES DE BARRES/EI/48 (P= 0,1 MP<sub>m</sub>)

DEPLACEMENT = 2,0 CM

MAILLAGE DÉFORMÉ

10 CENTIMÈTRE déplacement



-17.5 FIG. 16-b 69.0

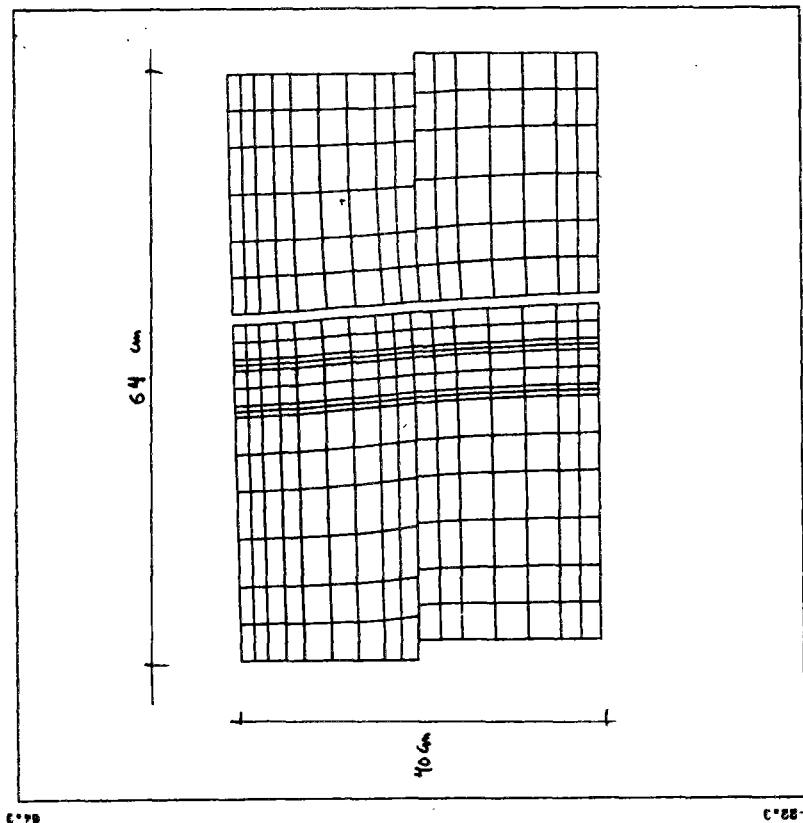
CLOUAGE (BOITE DE CISAILLEMENT)

1 RANGÉE DE BARRES/EI/00 (P=

DEPLACEMENT = 2,0 CM

MAILLAGE DÉFORMÉ

10 CENTIMÈTRE déplacement



-17.5 FIG. 16-a 69.0

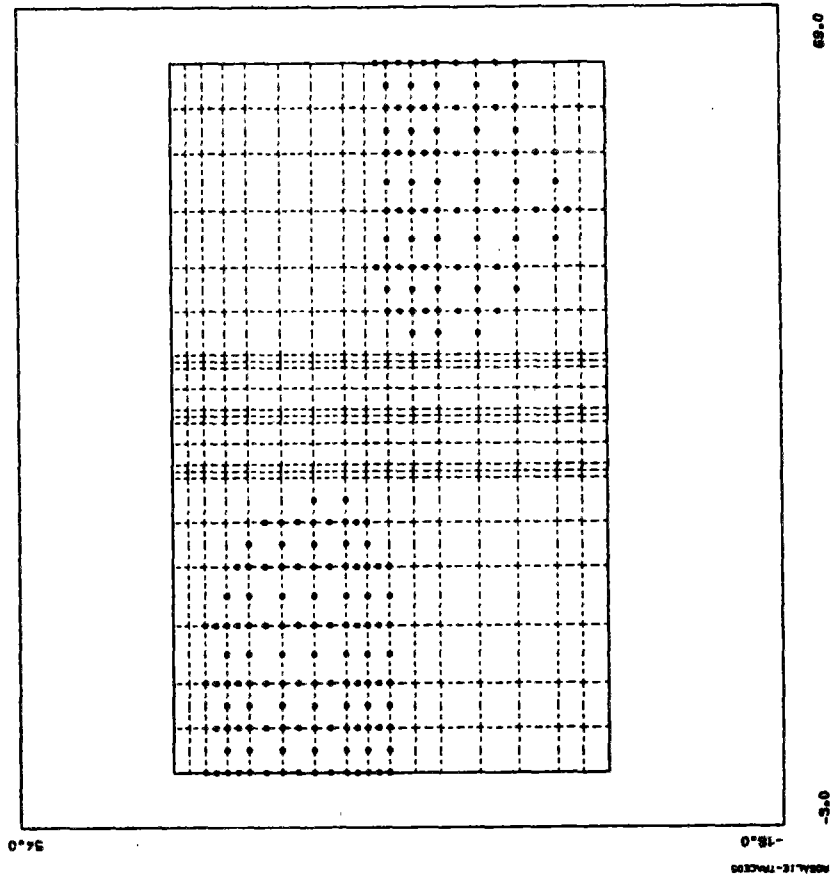
FIGURE 16 - Effet du nombre de rangées de barres sur la déformée du sol

CLOUAGE (BOITE DE CISAILLEMENT)

SOL SAIVE BARRÉ (PRESSION = 1,2 MPa)

DEPLACEMENT = 2.0 CM

ZONES PLASTIQUES-INCRÉMENT 3



CLOUAGE (BOITE DE CISAILLEMENT)

1 RANGÉE DE BARRÉS (P = 4,2 MPa)

DEPLACEMENT = 2.0 CM

ZONES PLASTIQUES-INCRÉMENT 3

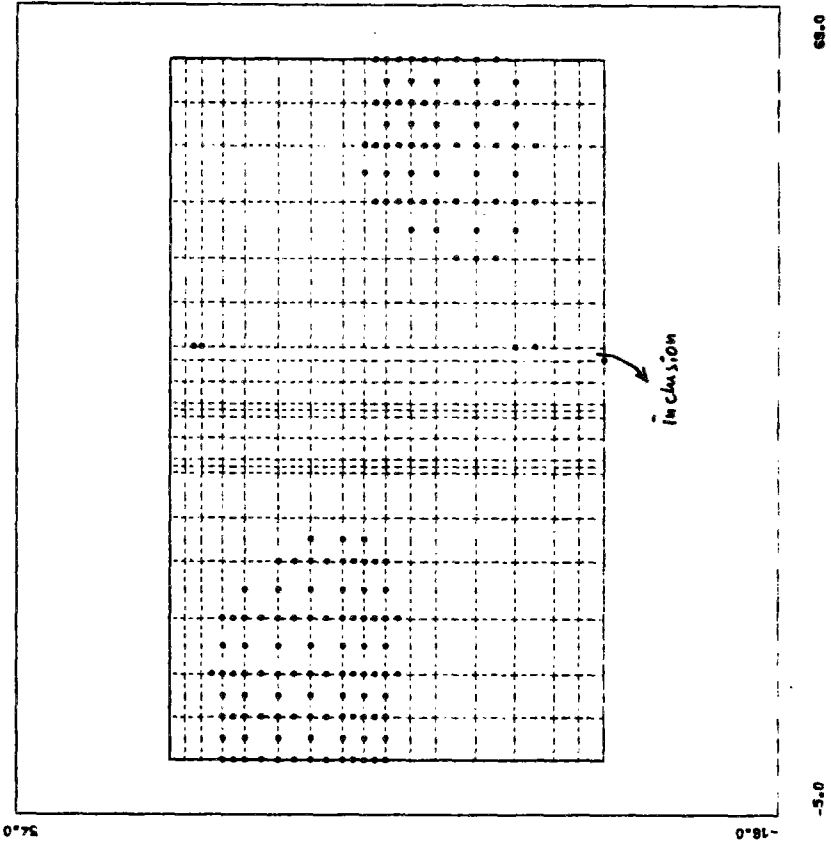


FIGURE 17 - Effet de la présence du renforcement sur le développement des zones plastiques

CLOUAGE (BOITE DE CISAILEMENT)

SUR SANS BARRÉ (PRESSION = 1,2 MPa)

DEPLACEMENT = 0,8 CM

CONTRAINTE DE CISAILEMENT (SIX) EN 50 kPa

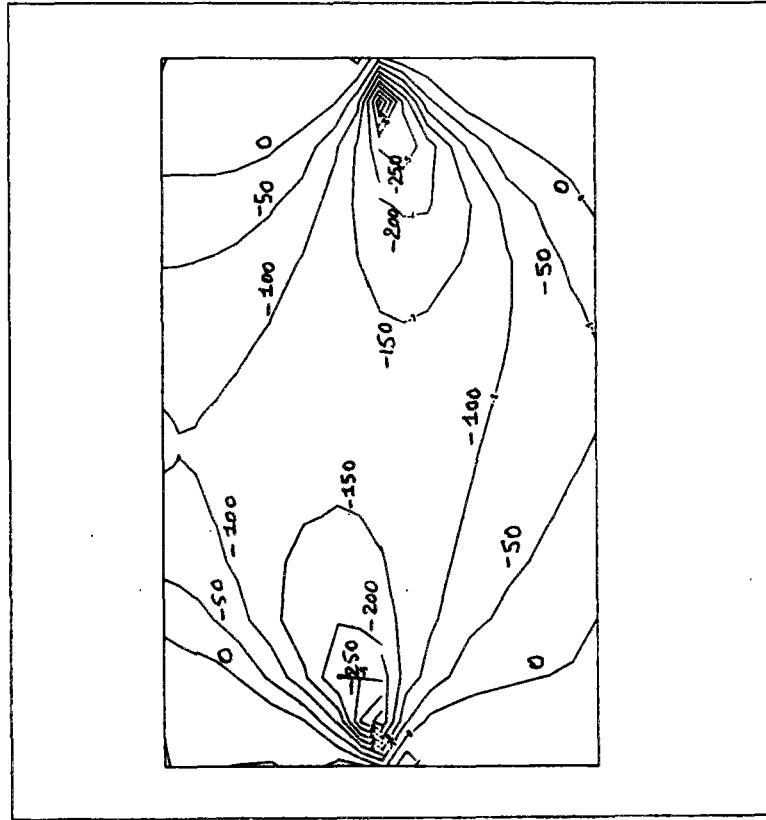


FIG. (18-a)

CLOUAGE (BOITE DE CISAILEMENT)

1 RANGÉE DE BARRÉ (P = 1,2 MPa)

DEPLACEMENT = 0,8 CM

CONTRAINTE DE CISAILEMENT (SIX) EN 50 kPa

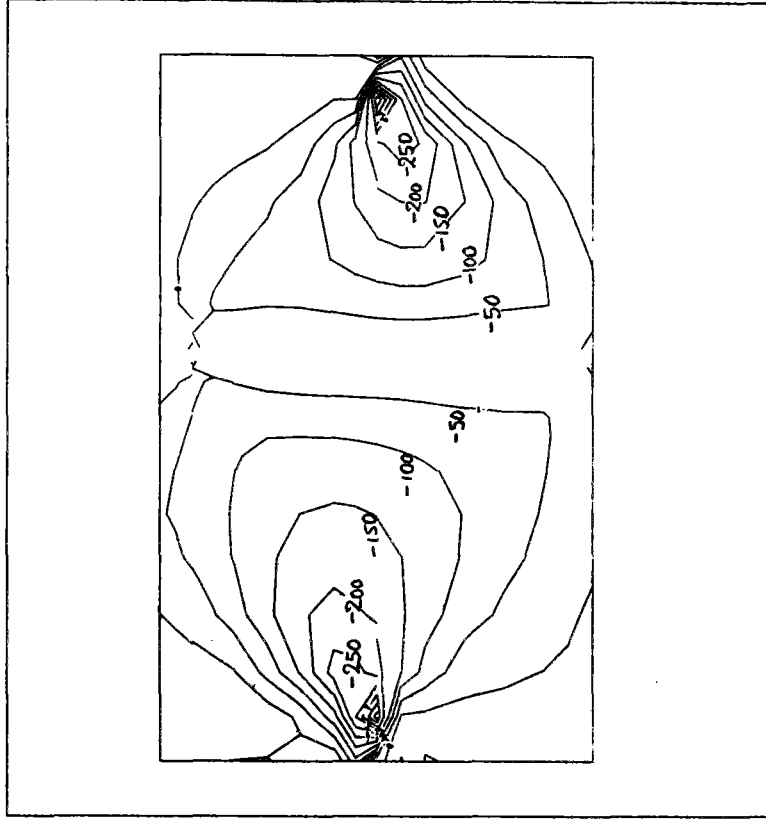


FIG. (18-b)

es-o  
-JL

FIGURE 18 - Effet de la présence du renforcement sur les iso-valeurs de contrainte de cisaillement ;  $\epsilon = 1,3 \%$

CLOUAGE (BOITE DE CISAILEMENT)

SOL SANS BARRÉ (PRESSION = 1,2 MPa)

DEPLACEMENT = 2,0 CM

CONTRAINTE DE CISAILEMENT (SIX) EN 100 kPa

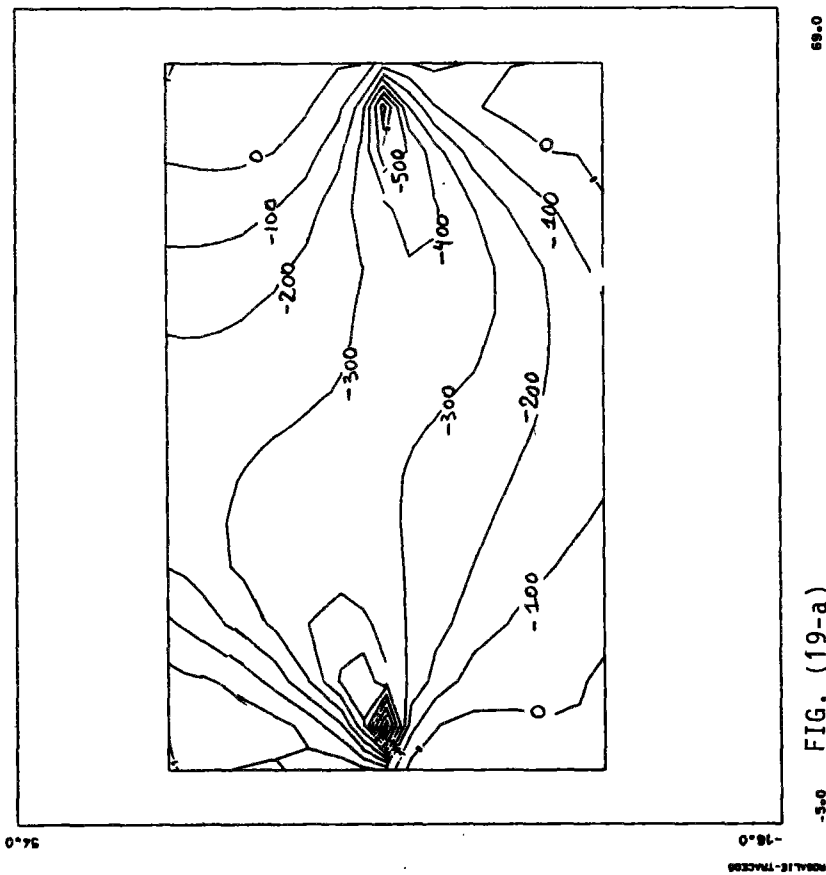


FIG. (19-a)

CLOUAGE (BOITE DE CISAILEMENT)

1 RANDEE BARRÉE (P. 1,2 MPa)

DEPLACEMENT = 2,0 CM

CONTRAINTE DE CISAILEMENT (SIX) EN 100 kPa

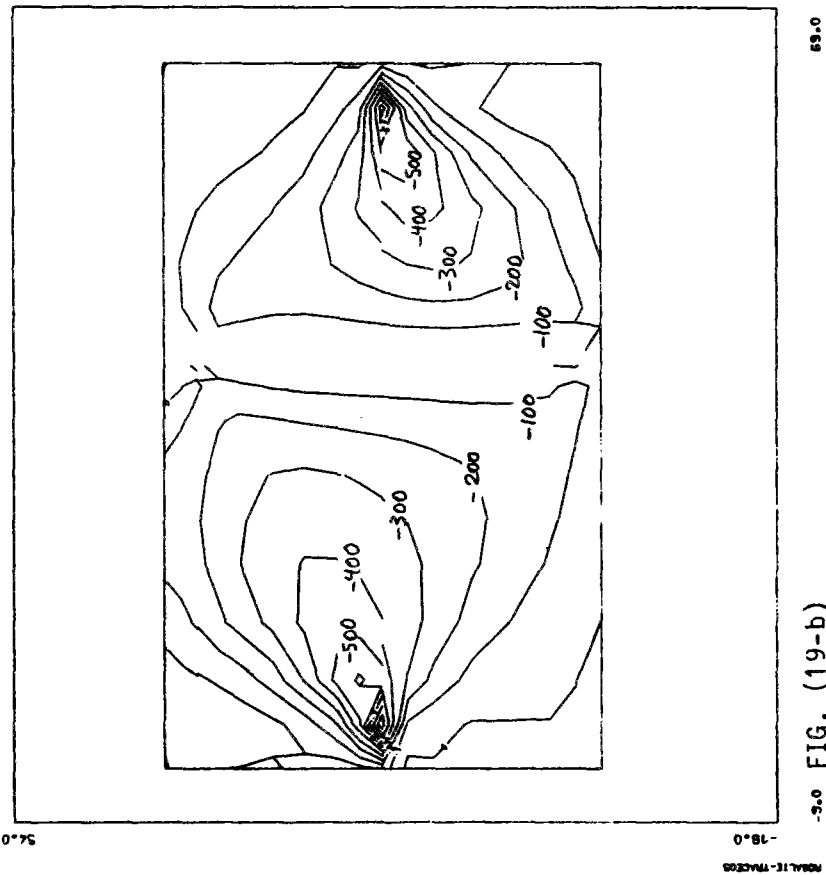


FIG. (19-b)

FIGURE 19 - Effet de la présence du renforcement sur les iso-valeurs de contrainte de cisaillement ;  $\epsilon = 3,3 \%$



La figure 20 montre la distribution de la contrainte de cisaillement le long de la surface de rupture en l'absence et en présence de l'inclusion. Deux cas sont considérés : une rangée de barres de rigidité EI sous une contrainte normale de  $\sigma = 1,2$  MPa, et trois rangées de barres de rigidité EI/48 sous une contrainte normale de  $\sigma = 0,1$  MPa. Comme le montre la figure, la présence de l'inclusion a deux effets :

. premièrement, elle empêche le développement des efforts de cisaillement dans le sol au voisinage du renforcement ;

. deuxièmement, par une redistribution des efforts normaux sur la surface de cisaillement, elle augmente les efforts de cisaillement mobilisés dans la zone située devant les inclusions.

L'effet total du renforcement sur la mobilisation des contraintes de cisaillement dans le sol dépend de l'importance relative de ces deux phénomènes. Il varie avec la contrainte normale appliquée mais reste toujours négatif. Dans le cas de trois rangées de renforcement, on peut observer que les contraintes de cisaillement entre les inclusions sont réduites de façon significative et sont pratiquement négligeables. Cependant, ces observations sont directement liées à l'hypothèse de modélisation bidimensionnelle des inclusions par une plaque équivalente et à l'introduction d'une surface de discontinuité dans le sol. Dans la pratique, cette discontinuité n'existe pas et on peut considérer que la diminution des contraintes de cisaillement entre les barres est moins importante.

### I.6.3 - Moment et effort tranchant dans les renforcements

Le dimensionnement des ouvrages en sol renforcé nécessite le calcul des moments et des efforts tranchants mobilisés dans les renforcements pour une déformation donnée. Comme nous l'avons montré précédemment, ces calculs peuvent se faire à partir des méthodes classiques de dimensionnement des pieux soumis à des charges latérales, telle que la méthode du module de réaction latéral du sol. La simulation par la méthode des éléments finis nous permet cependant de mieux évaluer l'effet de divers paramètres sur la mobilisation des moments et des efforts tranchants.

On a étudié plus particulièrement l'effet de la contrainte normale et de la rigidité à la flexion du renforcement. Par ailleurs, pour permettre une comparaison qualitative entre les résultats de calcul et les résultats expérimentaux de l'essai à la boîte où les barres étaient encastrees à la base, on a étudié également l'effet des conditions aux limites (encastrement ou rotule). On présente dans ce qui suit les résultats principaux de cette étude.

#### I.6.3.1 - Moment dans les renforcements

##### Effet des conditions aux limites

La figure 21 montre la mobilisation des moments calculés pour deux essais sous contrainte normale de 0,1 MPa, effectués sur une éprouvette de sol renforcé par une plaque de rigidité EI, dans les cas où la plaque est encastree à la base et où elle est liée par une rotule à la plaque inférieure.

On remarque que l'encastrement à la base n'a qu'une influence très faible sur la valeur du moment maximal.

Pour se rapprocher des conditions de l'essai, le coefficient d'encastrement  $\alpha$  a été déterminé expérimentalement en appliquant un moment sur une barre encastree à la base de la boîte, en l'absence de sol.

##### Effet de la contrainte normale

La figure 22 montre la mobilisation du moment dans une plaque encastree à la base lors des essais de cisaillement sous  $\sigma = 1,2$  et 0,5 MPa. L'effet de la contrainte normale sur le moment mobilisé à une déformation donnée est relativement faible. Il est intéressant de comparer les moments calculés avec les moments mesurés (Fig. 23). Cette comparaison montre que, à part la partie supérieure de la barre où les moments sont influencés par les chargements de la plaque supérieure, on obtient une bonne concordance entre les résultats théoriques et expérimentaux.

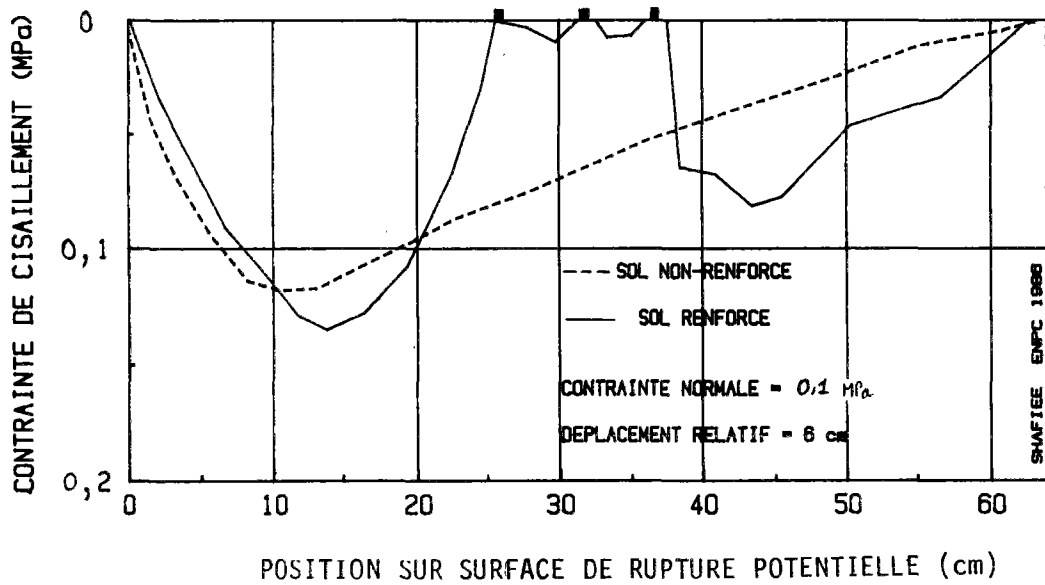
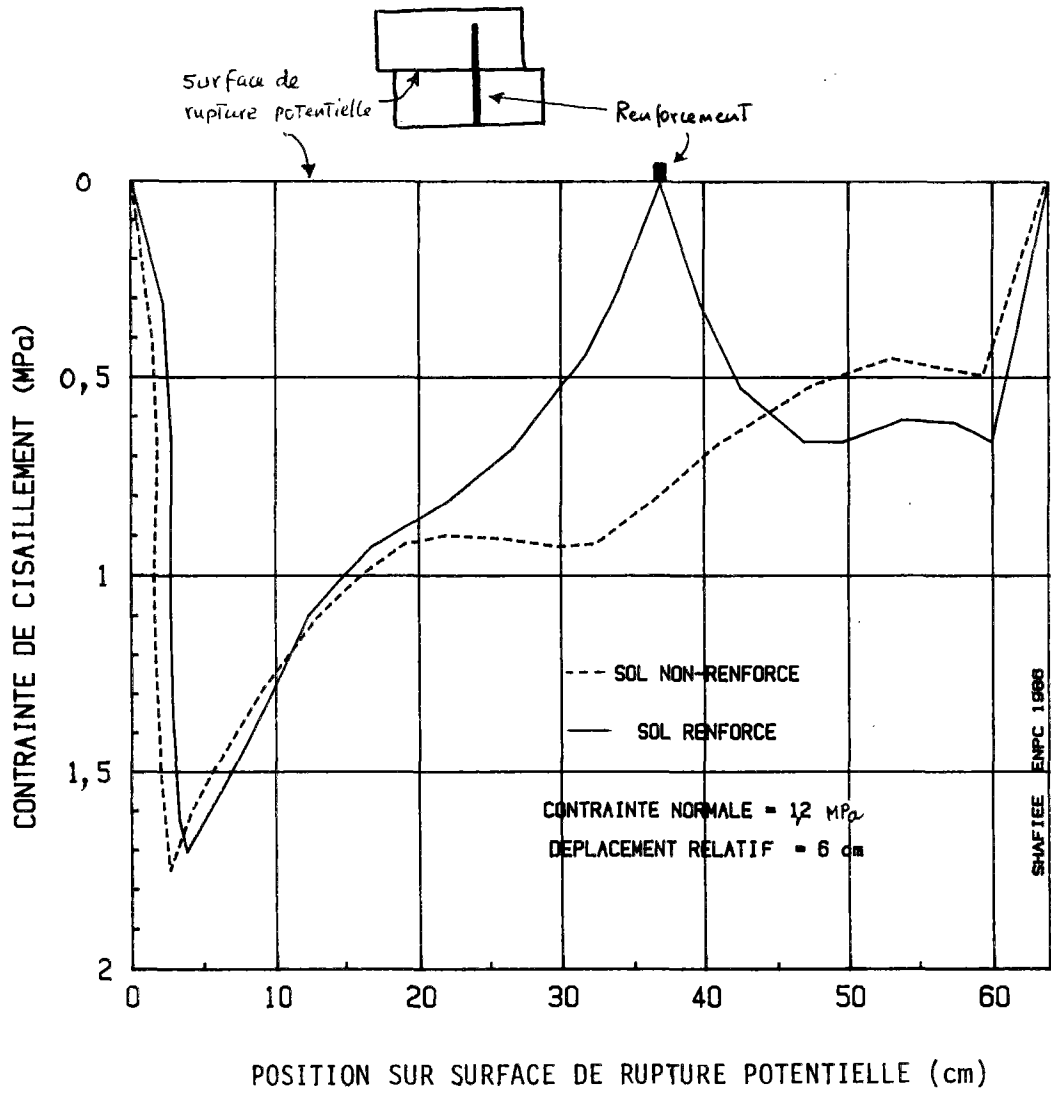


FIGURE 20 - Distribution des contraintes de cisaillement le long de la surface de rupture

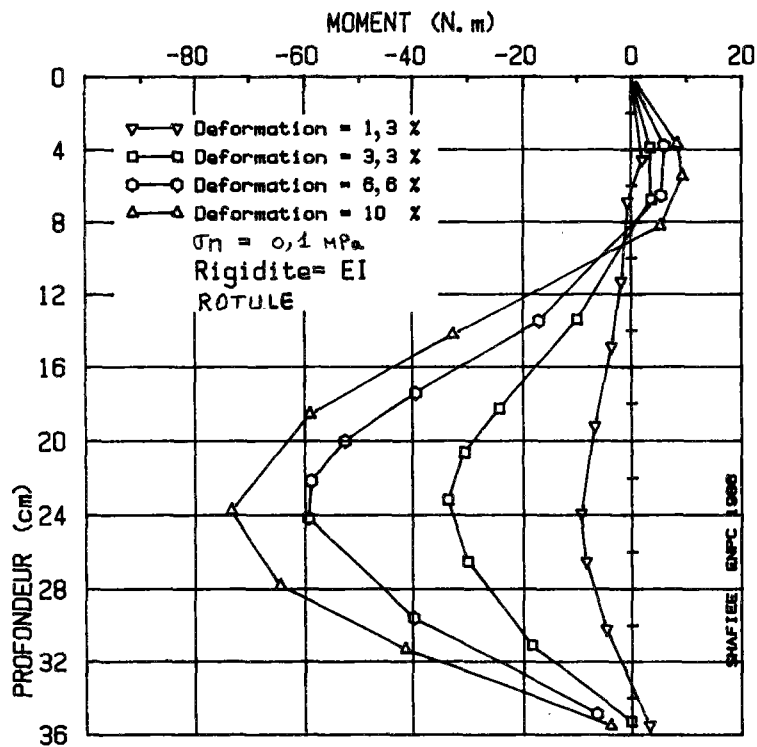
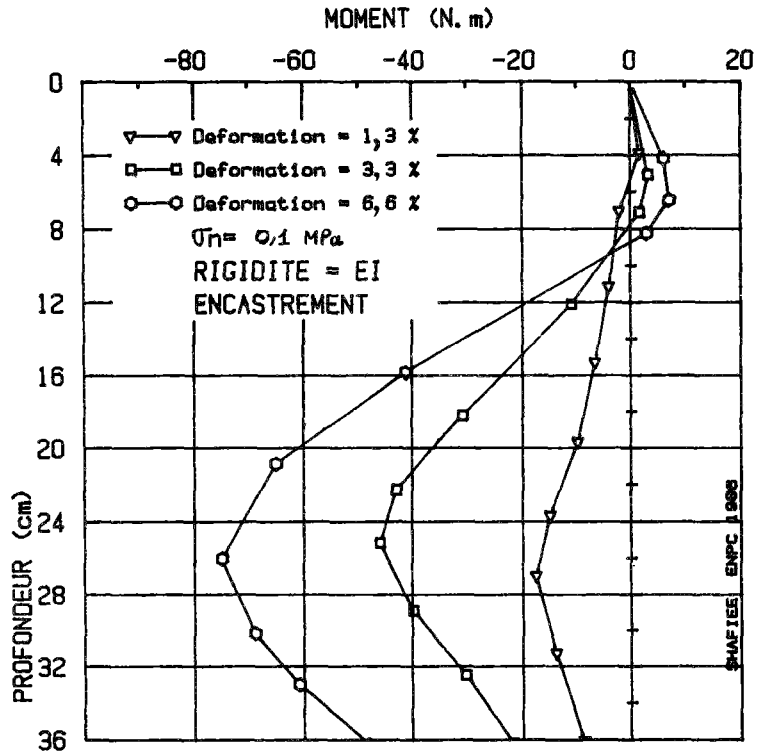


FIGURE 21 : Effet de l'encastrement de la barre sur la distribution des moments

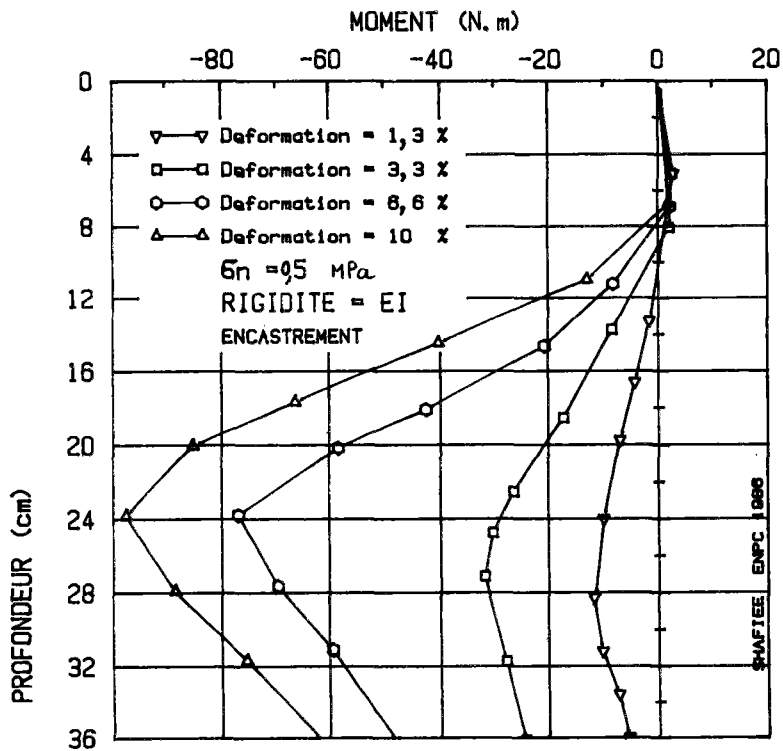
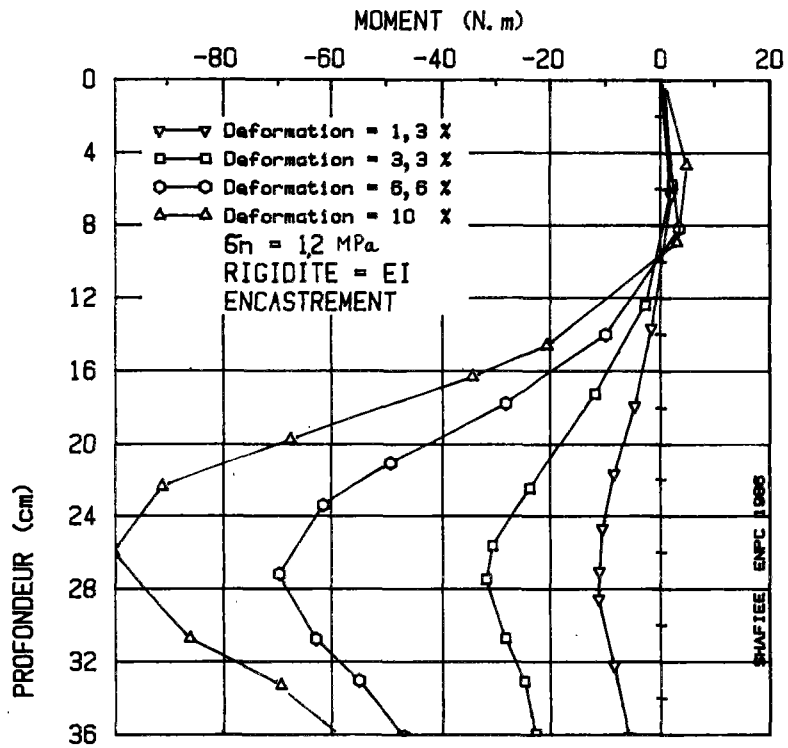


FIGURE 22 - Effet de la contrainte normale sur la distribution des moments

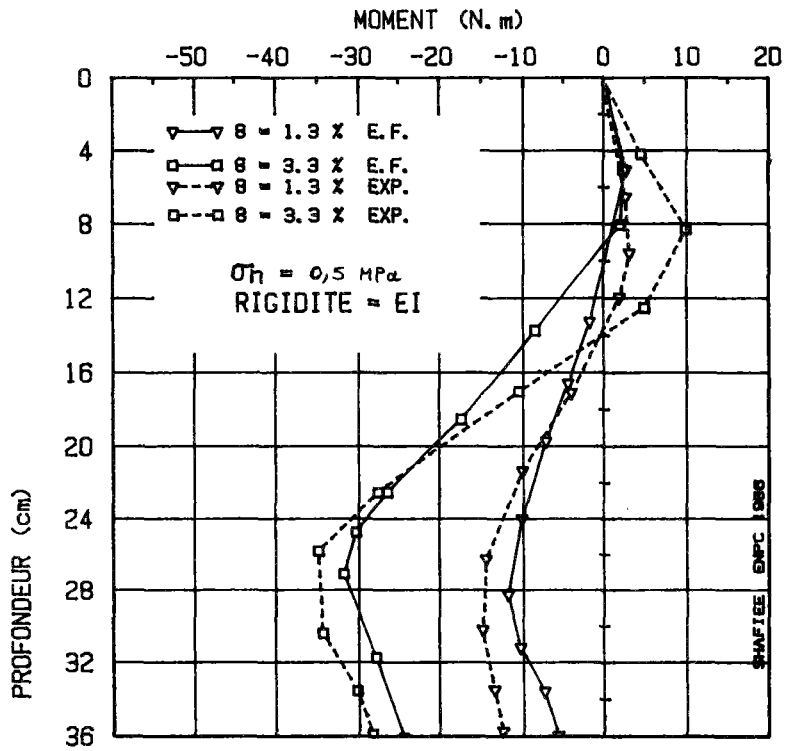
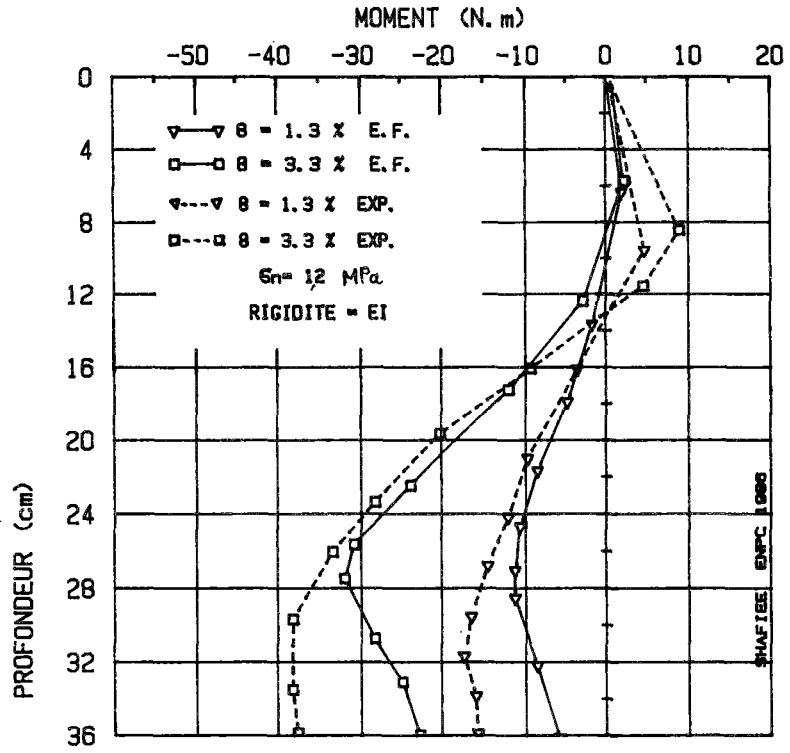


FIGURE 23 - Comparaison des moments expérimentaux et calculés par la méthode des éléments finis

### Effet de la rigidité

La figure 24 montre respectivement les moments calculés dans les renforcements à rigidité  $EI/16$  et  $EI/48$ . On note que, lorsque le renforcement devient plus flexible, les moments mobilisés pour une déformation donnée sont plus faibles. Par ailleurs, comme la largeur de transfert de l'inclusion diminue lorsque sa flexibilité augmente, l'effet des conditions limites devient plus faible et la distribution devient quasi-symétrique par rapport à la surface de rupture.

Il en résulte que, lorsque, dans les soutènements en sol cloué, les inclusions sont soumises à une butée latérale de part et d'autre de la surface de rupture potentielle, la longueur de transfert de ces inclusions étant généralement très faible par rapport à leur longueur totale, la distribution du moment le long de ces inclusions doit être quasi-symétrique par rapport à la surface de rupture.

### I.6.3.2 - Effort tranchant dans le renforcement

#### Effet de la contrainte normale

Les figures 25 et 26 montrent la mobilisation de l'effort tranchant au niveau de la surface potentielle de rupture pour les différentes contraintes normales appliquées lors du cisaillement de l'échantillon. Deux rigidités différentes ( $EI$  et  $EI/16$ ) et deux limites de variation de contraintes (1 à 12 MPa et 0,04 à 0,1 MPa) sont considérées.

Dans les deux cas, on peut constater que la variation du cisaillement dans le renforcement en fonction de la contrainte normale est très limitée et que la mobilisation de cet effort augmente linéairement en fonction du déplacement relatif du sol.

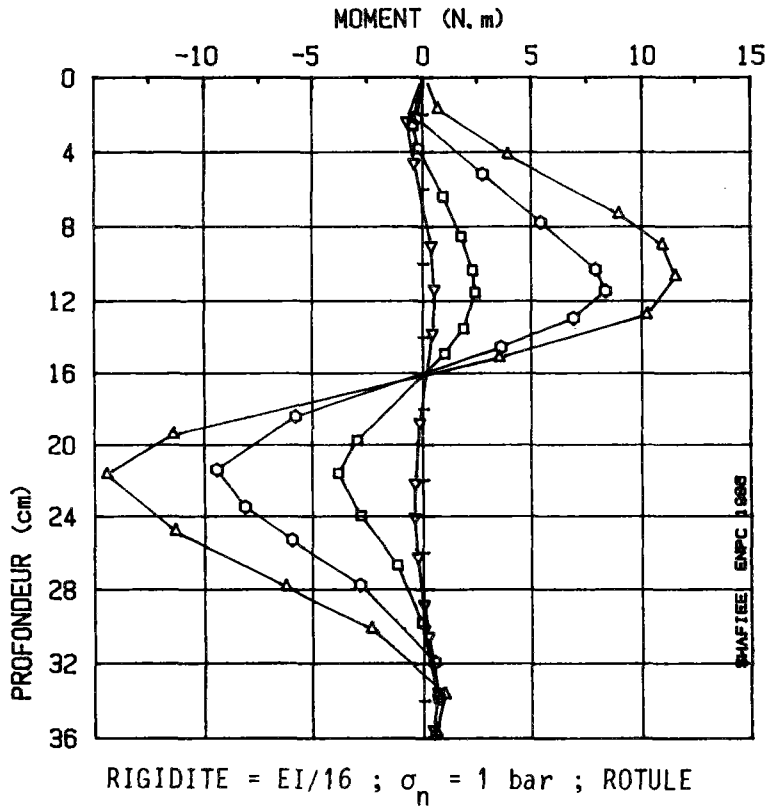
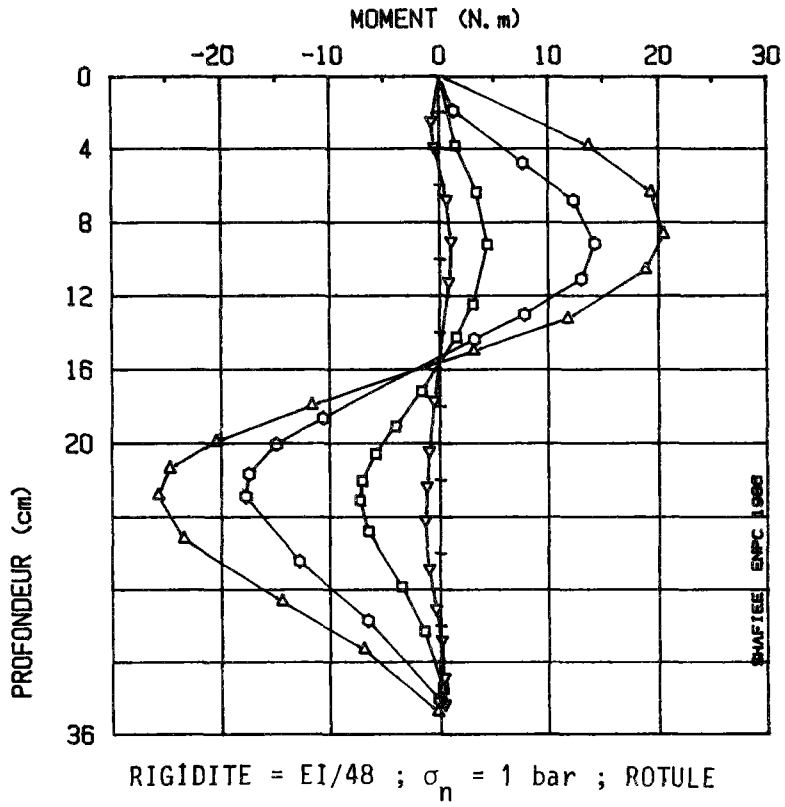


FIGURE 24 - Effet de la rigidité des barres sur la distribution des moments



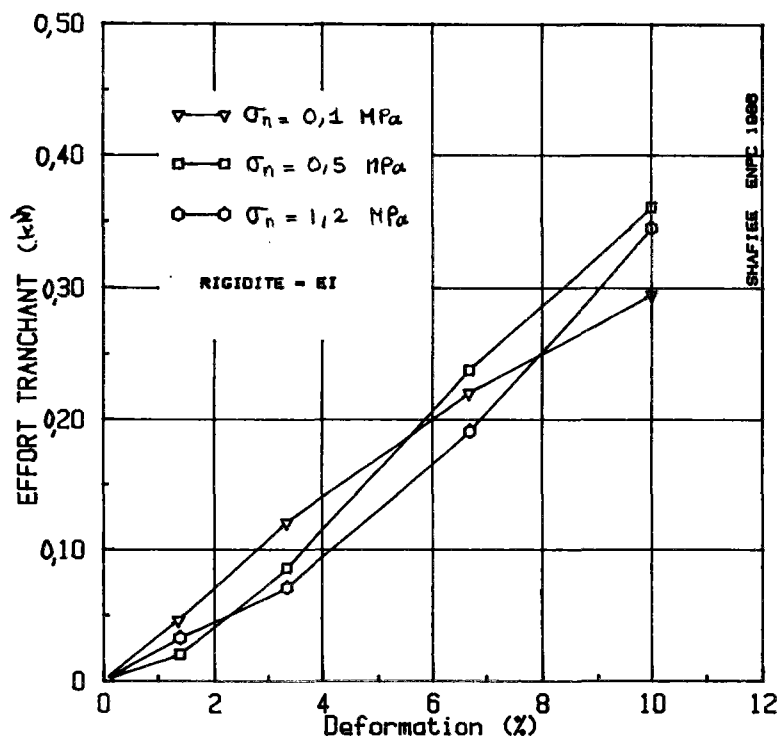


FIGURE 25 - Effet de la contrainte normale sur la mobilisation de l'effort tranchant

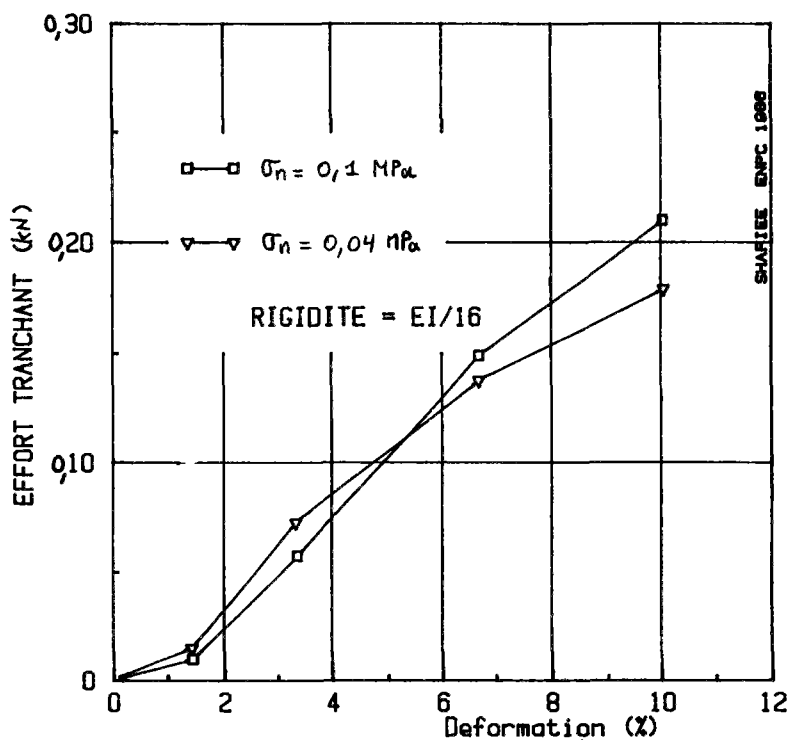


FIGURE 26 - Effet de la contrainte normale sur la mobilisation de l'effort tranchant

Cet aspect de l'indépendance de la mobilisation de l'effort de cisaillement par rapport à la contrainte normale peut également être expliqué à l'aide de la théorie de la réaction linéaire du sol. L'effort tranchant dans l'inclusion est une fonction du module de réaction du sol ( $K_s$ ) et du déplacement libre  $g(z)$  du sol à l'emplacement de l'inclusion en l'absence de celle-ci et varie dans le même sens que ces deux paramètres.

La figure 27 montre le déplacement libre du sol à l'emplacement des inclusions lors des essais de cisaillement sur sol non renforcé sous contrainte normale de 0,1 et 1,2 MPa. Pour un déplacement relatif de 10 %, on peut constater que, sous une contrainte normale plus importante, le déplacement libre du sol est plus faible. Par contre, le module de réaction du sol croît en fonction de l'augmentation de la contrainte normale.

Le résultat de ces deux effets contradictoires de la contrainte normale se traduit par une influence peu sensible de celle-ci sur la mobilisation du cisaillement dans les inclusions.

#### Effet de la rigidité à la flexion

La figure 28 montre la mobilisation de l'effort tranchant lors du cisaillement des échantillons du sol renforcé par des inclusions de trois rigidités différentes ( $EI$ ,  $EI/16$ ,  $EI/48$ ), sous une contrainte normale de  $\sigma = 0,1$  MPa.

On constate que, pour une déformation donnée, l'effort tranchant mobilisé dans le renforcement augmente en fonction de sa rigidité. On peut également noter que, pour une déformation faible de l'ordre de 1 %, la mobilisation de l'effort tranchant est pratiquement négligeable et que, en général, pour la mobilisation d'une interaction efficace entre le sol et ce renforcement, une déformation relativement importante est nécessaire.

En exprimant la rigidité relative du sol et du renforcement sous la forme d'une longueur de transfert :

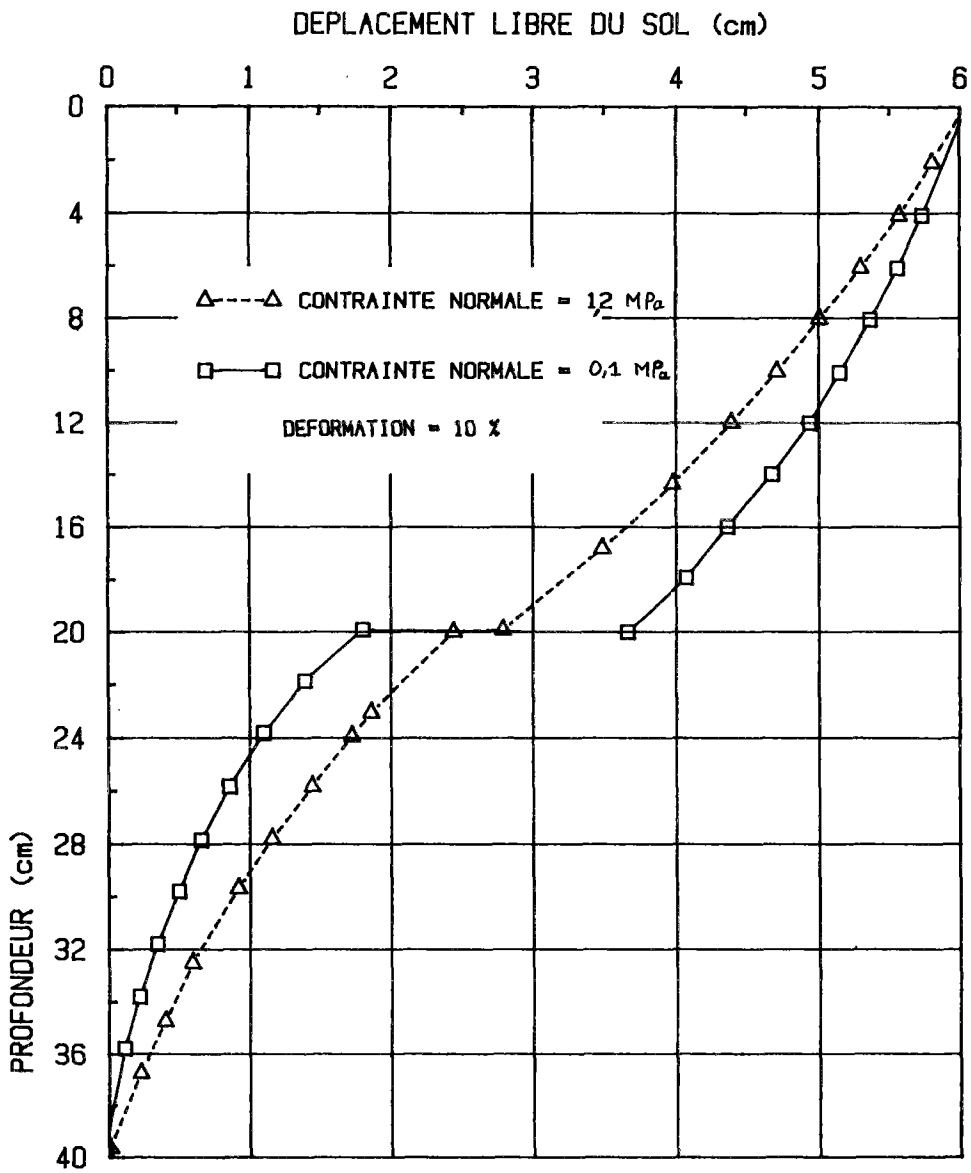


FIGURE 27 - EFFET DE LA CONTRAINTE NORMALE SUR LE DEPLACEMENT DU SOL A L'EMPLACEMENT DE LA BARRE EN L'ABSENCE DE CELLE-CI

$$l_0 = \sqrt[4]{4EI/K_s B} \quad (K_s = \text{module de réaction latérale du sol}),$$

La figure 28 peut être présentée sous la forme de la figure 29. Ce genre de diagramme, qui relie les trois notions importantes que sont la déformation, la rigidité et l'effort tranchant mobilisé (sous une contrainte normale donnée), permet de déterminer facilement la rigidité du renforcement qui permet de mobiliser l'effort tranchant nécessaire pour stabiliser une pente, compte tenu de la déformation admise.

La figure 30 compare la somme des efforts tranchants mobilisés dans trois rangées de renforcements de rigidité  $\frac{EI}{48}$  avec l'effort tranchant mobilisé dans une rangée de renforcements de rigidité  $\frac{EI}{16}$ .

#### I.6.4 - Comportement global du sol cloué à la rupture

Le sol renforcé étant un matériau composé de deux éléments de caractéristiques très différentes, sa résistance globale au cisaillement dépend des caractéristiques mécaniques de ces deux constituants et de leur interaction. Pour définir la résistance globale du sol renforcé, on peut considérer deux approches de modélisation différentes :

. Approche par discrétisation : on considère séparément la résistance qu'oppose le sol au cisaillement et les efforts tranchants mobilisés dans les renforcements, et on détermine la résistance globale du sol renforcé moyennant une certaine hypothèse d'interaction.

. Approche par homogénéisation : on considère le sol cloué comme un matériau homogène ayant des caractéristiques propres, en l'occurrence une cohésion apparente  $c^*$  et un angle de frottement interne apparent  $\phi^*$ . On admet pour le matériau homogène équivalent ainsi défini un critère de rupture de type Mohr-Coulomb et on détermine ses caractéristiques de résistance au cisaillement au moyen d'essais mécaniques (cisaillement direct, etc.) sur des éprouvettes de sol renforcé.

Nous allons essayer de déterminer à partir des résultats de la simulation numérique les valeurs de  $c^*$  et  $\phi^*$  et les relations qui les lient au comportement du sol et du renforcement.

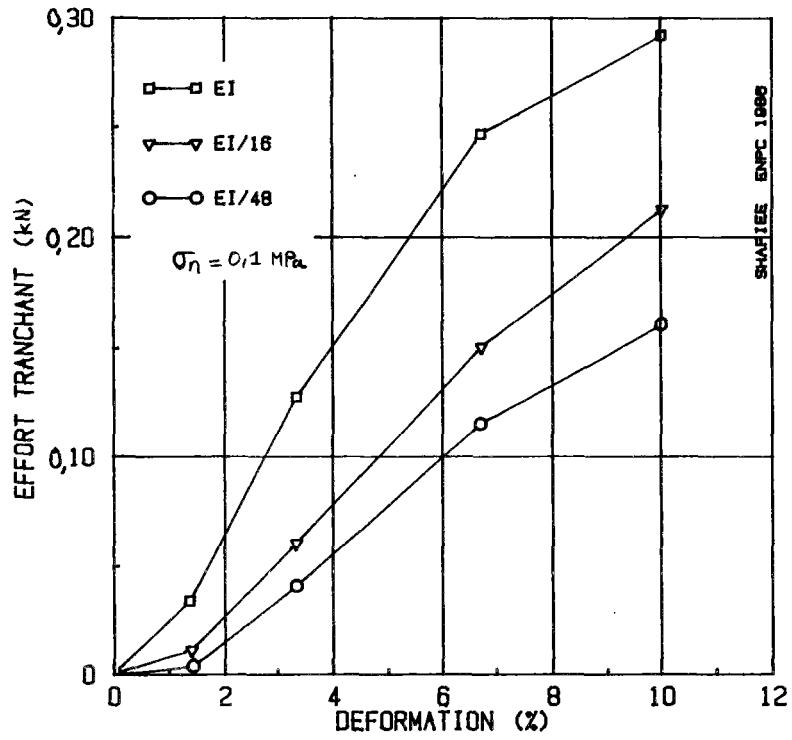


FIGURE 28 - EFFET DE LA RIGIDITE SUR LA MOBILISATION DE L'EFFORT TRANCHANT

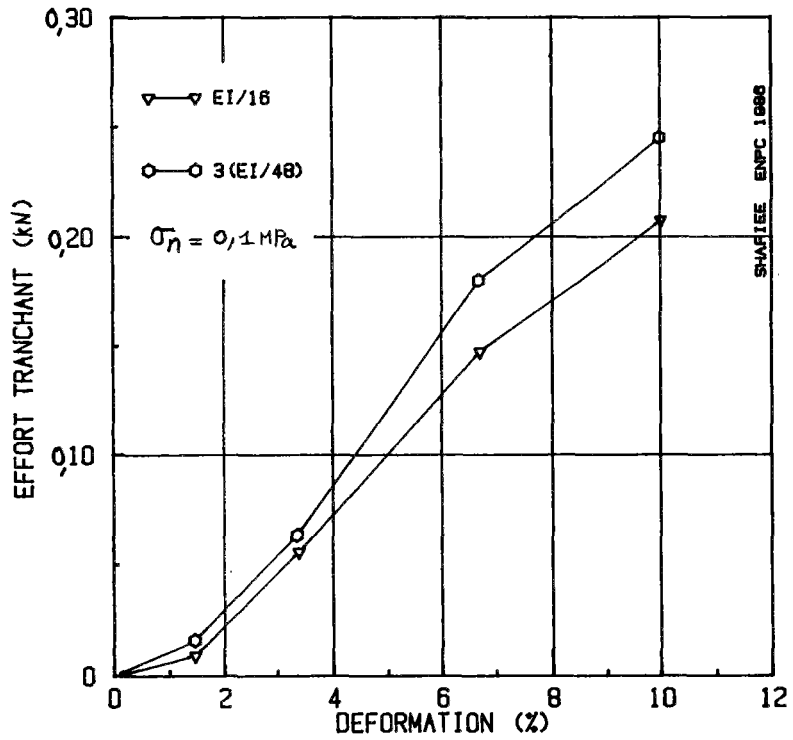


FIGURE 30 - EFFET DU NOMBRE DE RANGEES DE BARRE SUR LA MOBILISATION DE L'EFFORT TRANCHANT

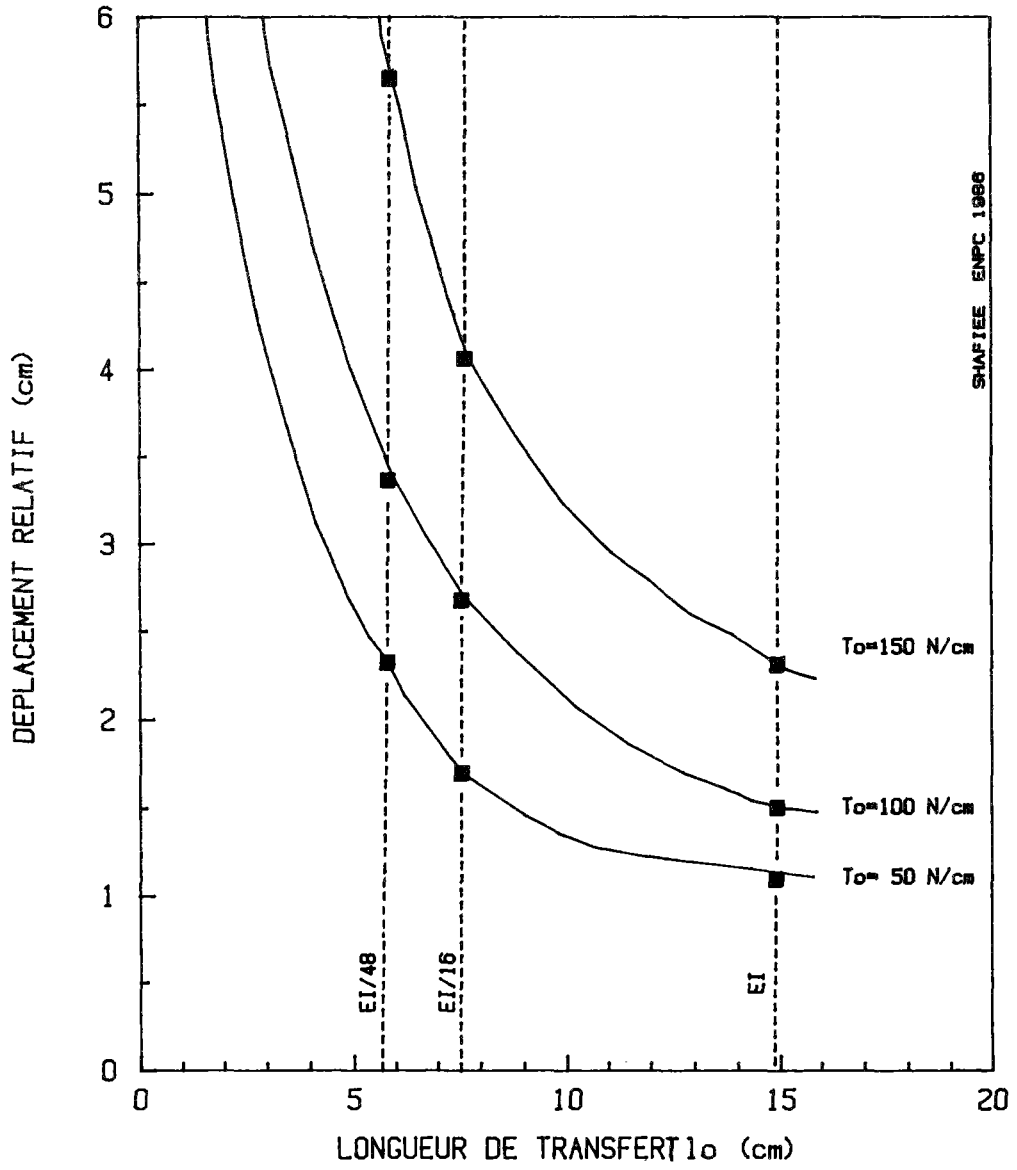


FIGURE 29 - EFFORT TRANCHANT EN FONCTION DU DEPLACEMENT RELATIF DU SOL ET DE LA RIGIDITE

La figure 31 montre les courbes de rupture dans le plan des contraintes appliquées ( $\tau$ ,  $\sigma$ ) pour le sol cloué et le sol non renforcé. La rupture est définie pour une déformation de 10 %.

On constate que les courbes de rupture peuvent être représentées avec une précision relativement bonne par des lignes droites. La pente de ces lignes correspond à l'angle de frottement interne et l'ordonnée à l'origine correspond pour le sol renforcé à une cohésion apparente. Comme le montre la figure 31, la présence des renforcements rigides dans un sol sans cohésion se traduit par l'apparition d'une certaine cohésion apparente et une diminution de l'angle de frottement interne. La figure 32 montre une schématisation de ce comportement.

La résistance globale au cisaillement du sol renforcé s'écrit sous la forme :

$$\tau = c^* + \sigma \operatorname{tg} \phi^* ,$$

avec  $c^*$  = cohésion apparente

$\phi^*$  = angle de frottement interne du sol renforcé.

Par ailleurs, cette résistance au cisaillement peut également s'écrire sous la forme :

$$\tau = \frac{T_c(\sigma)}{S} + \sigma \operatorname{tg} \phi - \delta\tau(\sigma)$$

avec  $T_c(\sigma)/S$  = la somme des efforts tranchants mobilisés dans les inclusions divisée par la surface de cisaillement,

$\sigma \operatorname{tg} \phi$  = résistance au cisaillement du sol non renforcé,

$\delta \tau(\sigma)$  = effet de présence des inclusions sur la mobilisation de cisaillement dans le sol.

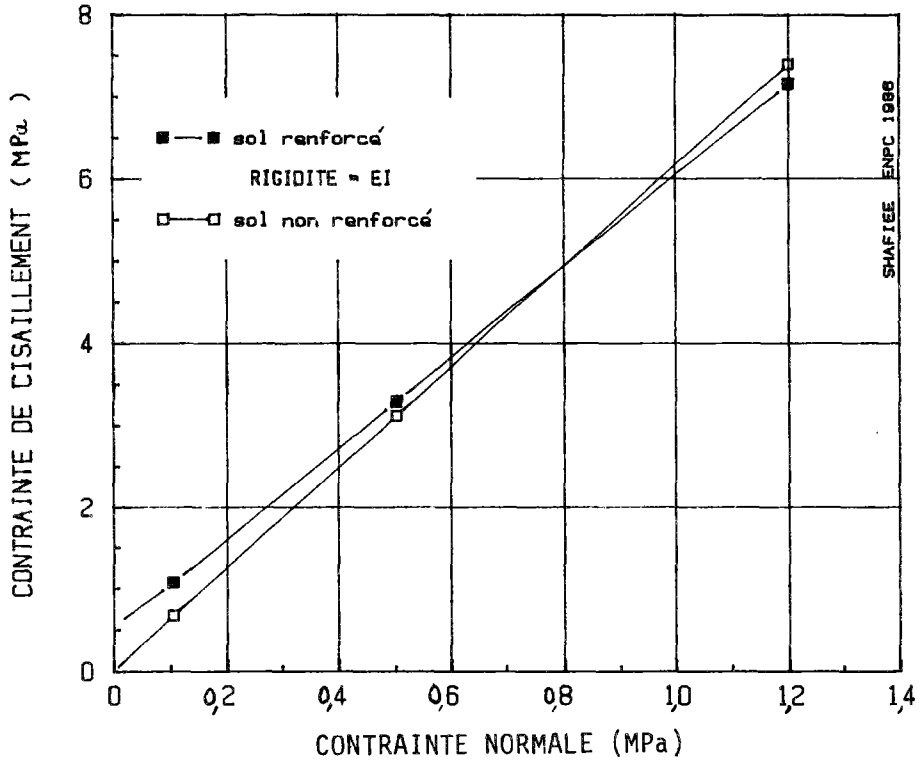


FIGURE 31 - Comparaison des courbes de rupture dans le plan des contraintes appliquées pour le sol renforcé et le sol non renforcé

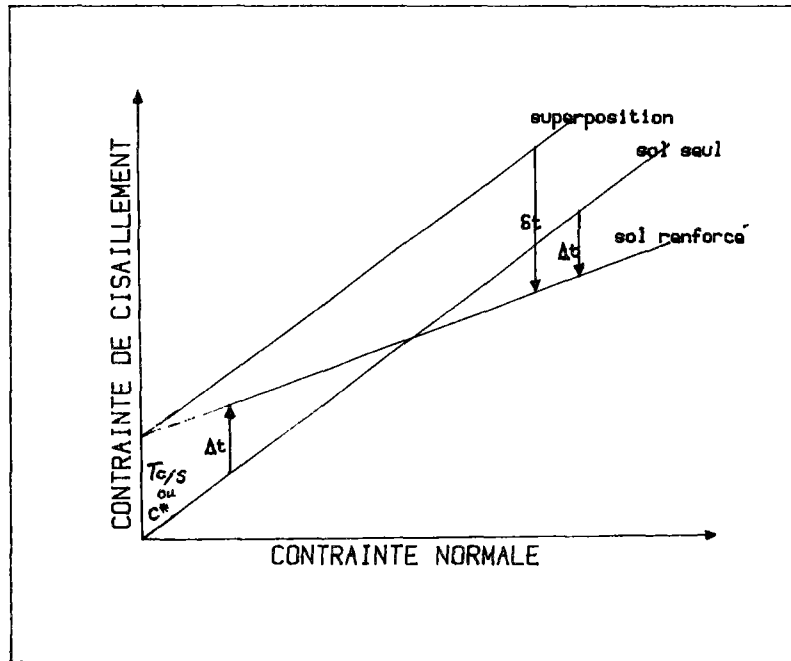


FIGURE 32 - Schématisation du comportement du sol renforcé à la rupture



Comme on l'a expliqué dans le paragraphe (I.6.3.2) et comme le montre la figure 33 l'effet de la contrainte normale sur la mobilisation de l'effort de cisaillement dans les inclusions est pratiquement négligeable. Par conséquent, avec une précision relativement bonne  $T_c/S$  peut être considéré comme une constante, dont la valeur est égale à environ 55 kPa. On observe que cette valeur est à peu près égale à celle de la cohésion apparente du sol renforcé (Fig. 31) et on peut donc écrire :

$$( c^* = \frac{T_c}{S} )$$

$\delta\tau(\sigma)$  représente l'effet du renforcement sur le champ des contraintes (par rapport au sol non renforcé). Sur la figure 34, on observe que  $\delta\tau(\sigma)$  est une fonction croissante de la contrainte normale appliquée.

L'effet de la présence des inclusions sur la mobilisation de la résistance au cisaillement du sol,  $\delta\tau(\sigma)$ , est toujours négatif (non mobilisation des contraintes de cisaillement dans le sol au voisinage des renforcements). Cet aspect de l'interaction sol-renforcement est mis en évidence dans le paragraphe 1.6.2.

L'effet global de la présence de l'inclusion ( $\Delta\tau$ ), la cohésion apparente du sol renforcé ( $c^*$ ) et  $\delta\tau$  sont liés par la relation :

$$\Delta\tau = c^* - \delta\tau .$$

Comme le montre la figure 31, sous une contrainte normale importante, l'apport total de l'armature à la résistance au cisaillement globale du sol ( $\Delta\tau$ ) devient négatif, et  $\delta\tau$  est assez important.

L'effet du renforcement sur le comportement dépend notamment des paramètres suivants :

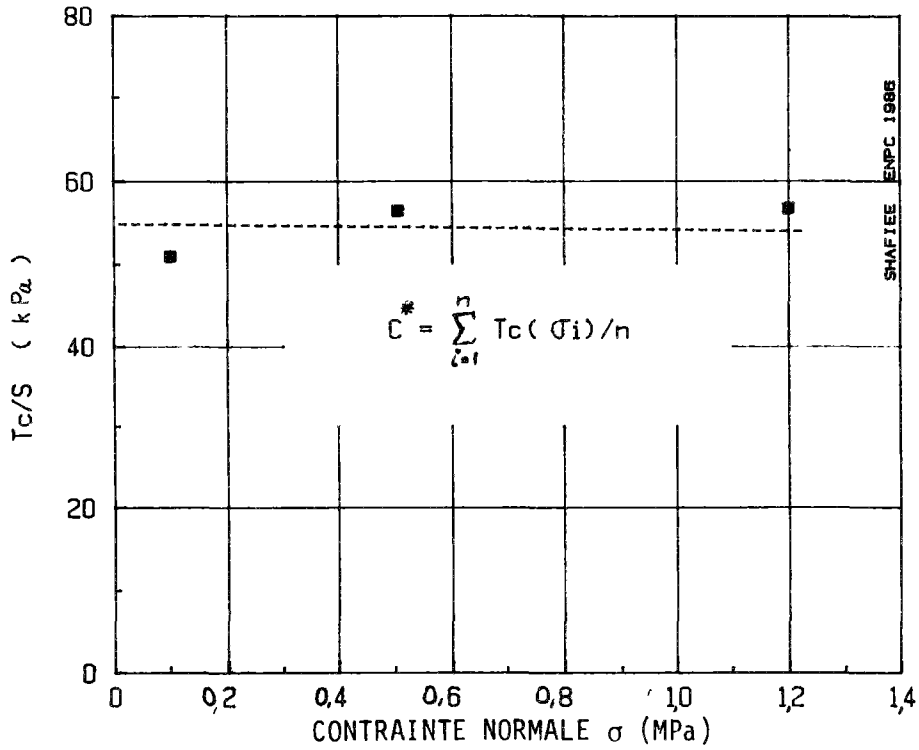


FIGURE 33 - EFFORT TRANCHANT DANS LES RENFORCEMENTS EN FONCTION DE LA CONTRAINTE NORMALE

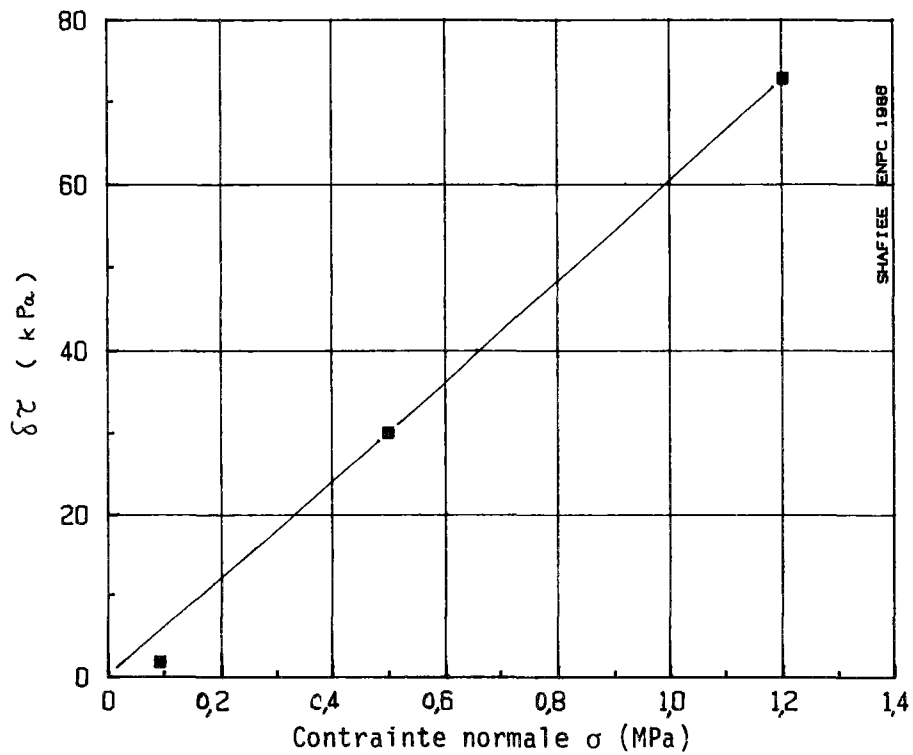


FIGURE 34 - DIMINUTION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT DANS LE SOL EN FONCTION DE LA CONTRAINTE NORMALE

- contrainte normale appliquée,
- rigidité de l'inclusion,
- géométrie et espacement des inclusions,
- mode de chargement,
- état de déformation du sol.

Par conséquent, dans le cas général, la valeur de  $\delta\tau$  dépend également des paramètres ci-dessus.

La figure 35 montre que pour une contrainte normale donnée ( $\sigma = 0,1$  MPa),  $\delta\tau$  augmente avec la rigidité à la flexion du renforcement.

L'augmentation du nombre de rangées de barres, en gardant la même rigidité totale (3 rangées de EI/48 au lieu d'une rangée de EI/16), sous une contrainte normale de 0,1 MPa, a pour conséquence :

- l'augmentation de la cohésion apparente de 34.6 à 40.8 kPa
- l'augmentation de  $\delta\tau$  de 1.2 à 6.4 kPa

On constate que l'apport total du renforcement ( $\Delta\tau$ ) reste inchangé et que l'effet de l'augmentation des efforts tranchants dans les barres est éliminé par celui de non mobilisation des efforts de cisaillement dans le sol entre les rangées de barres.

L'effet de l'inclusion sur le champ des contraintes dans le sol se trouve accentué par le caractère bidimensionnel de la modélisation. En fait, dans l'ouvrage réel la zone du sol qui est influencée par les inclusions est plus limitée. Par conséquent, la non mobilisation des contraintes de cisaillement dans le sol est supposée moins importante.

#### I.6.5 - Comportement avant rupture

L'un des problèmes essentiels dans le renforcement du sol est de déterminer la mobilisation des caractéristiques de résistance au cisaillement de ce matériau composite qu'est le sol renforcé.

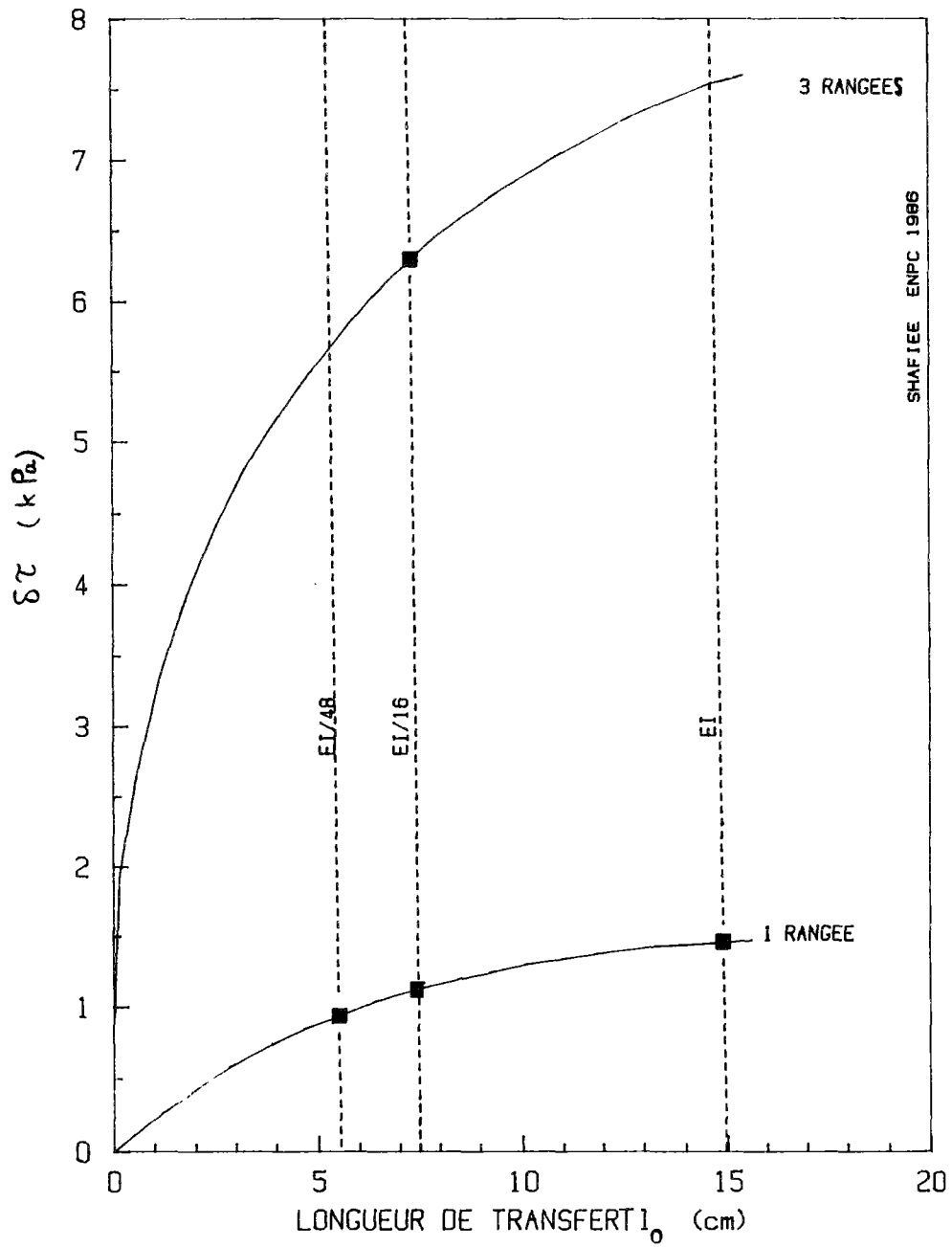


FIGURE 35 - Diminution de la contrainte de cisaillement dans le sol  $\tau$  en fonction de la rigidité et du nombre des renforcements

SHAFIEE ENPC 1986

Si les sols renforcés peuvent être considérés comme un matériau homogénéisé à comportement élasto-plastique, la mobilisation de leurs caractéristiques de résistance au cisaillement en fonction de la distorsion nécessite la définition d'une fonction de charge et d'une règle d'écrouissage. Par analogie avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb, on peut définir un critère d'état limite pour lequel la projection de la surface de charge dans le plan des contraintes appliquées  $(\tau, \sigma)$  est une droite d'équation :

$$F(\sigma_{ij}, \gamma_{xy}) = \frac{\tau - \tau_0(\gamma_{xy})}{\sigma} - h(\gamma_{xy}) = 0 .$$

où  $\gamma_{xy}$  = distorsion (déformation de cisaillement à la surface de rupture),

$h(\gamma_{xy})$  = fonction d'écrouissage prenant pour paramètre d'écrouissage  $\gamma_{xy}$ .

La fonction de charge ainsi définie délimite un domaine d'élasticité ouvert et permet pour une distorsion  $\gamma_{xy}$  donnée de définir la cohésion mobilisée  $\tau_0(\gamma_{xy})$  et l'angle de frottement interne mobilisé  $\phi_m$  ( $\text{tg } \phi_m = h(\gamma_{xy})$ )

Dans le cas présent, les calculs sont faits en considérant que le sol a un comportement élastique-parfaitement-plastique. Les résultats d'un tel calcul ne permettent pas de faire apparaître l'évolution de la surface de charge en fonction de la distorsion. Il est cependant intéressant d'étudier l'évolution des lignes d'iso-déformation déduites de ces calculs. Ces lignes représentent les relations entre  $\tau$  et  $\sigma$  calculées pour une distorsion donnée (ou par la déformation  $\epsilon$  correspondante) à partir de simulation d'essais sous différentes contraintes normales.

Les figures 36 et 37 montrent respectivement les lignes d'iso-déformation pour le sol seul et le sol renforcé. On remarque que ces lignes peuvent être assimilées à des droites dont la pente caractérise la mobilisation de l'angle de frottement interne ( $\phi_m$ ) et l'ordonnée à l'origine caractérise la mobilisation de la cohésion ( $\tau_0(\epsilon)$ ).

Par analogie avec l'étude du comportement à la rupture (définie pour une déformation  $\epsilon = 10 \%$ ), nous avons comparé sur la figure 38 les droites d'iso-déformation du sol seul et du sol cloué pour une déformation donnée ( $\epsilon = 3,3 \%$ ).

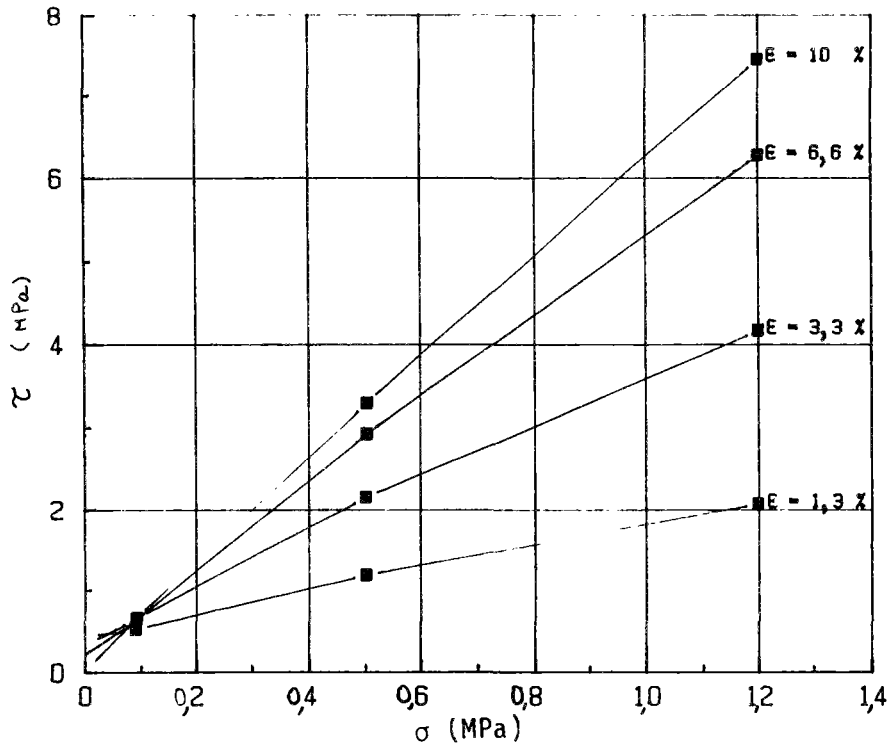


FIGURE 36 - COURBES D'ISODEFORMATION POUR LE SOL NON RENFORCE

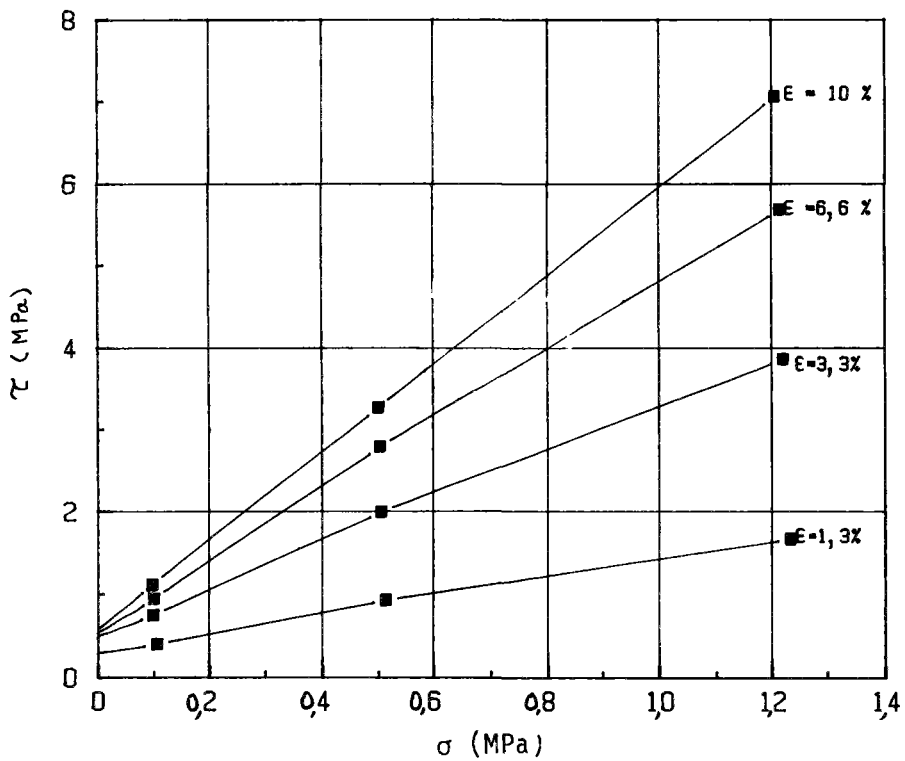


FIGURE 37 - COURBES D'ISODEFORMATION POUR LE SOL RENFORCE AVEC DES RENFORCEMENTS DE RIGIDITE EI

Cette comparaison fait apparaître des aspects tout à fait analogues à ceux observés à la rupture ( $\epsilon = 10\%$ ).

La différence  $\Delta\tau_0 = \tau_{sr} - \tau_{ss}$  correspond environ à l'effort tranchant mobilisé dans les renforcements rapportés à la surface de cisaillement  $T_c/S$  et la mobilisation de l'angle de frottement interne apparent du sol renforcé  $\phi_{m, sr}$  est plus faible que celle du sol non renforcé ( $\phi_{m, ss}$ ).

La droite d'iso-déformation du sol renforcé peut s'écrire sous la forme :

$$\tau(\epsilon) = \tau_{o, sr}(\epsilon) + \sigma \operatorname{tg} \phi_{m, sr}$$

$$\text{ou} \quad \tau(\epsilon) = \tau_{o, ss}(\epsilon) + \sigma \operatorname{tg} \phi_{m, ss} + \frac{T_c(\epsilon)}{S} - \delta\tau(\epsilon, \sigma) \quad .$$

La figure 39 montre que l'évolution de l'effort tranchant dans les renforcements pour un déplacement donné est peu influencée par la contrainte normale appliquée. Comme le montre la figure 40, cette mobilisation correspond à la variation de la différence  $\Delta\tau_0 = \tau_{o, sr} - \tau_{o, ss}$  en fonction de la déformation  $\epsilon$ . La mobilisation de la cohésion apparente du sol renforcé peut donc être déterminée en étudiant le développement des efforts tranchants dans les renforcements au cours de l'essai.

La figure 41 compare les angles de frottement mobilisés dans le sol renforcé ( $\operatorname{tg} \phi_{m, sr}$ ) et dans le sol non renforcé ( $\operatorname{tg} \phi_{m, ss}$ ). On constate que la présence de l'armature diminue l'angle de frottement mobilisé.

Comme on l'a noté précédemment, le renforcement a pour effet de réduire la mobilisation de la contrainte de cisaillement dans le sol à son voisinage. Cela se traduit par le terme  $\delta\tau(\epsilon, \sigma)$  qui, pour une déformation donnée, augmente avec la contrainte normale, comme cela est indiqué sur la figure 42.

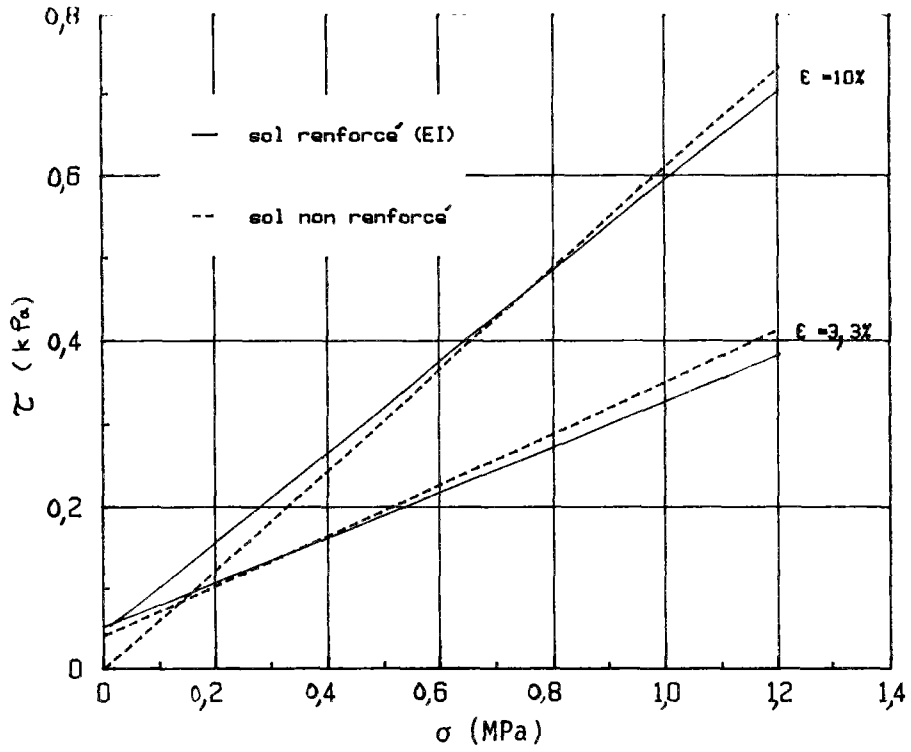


FIGURE 38 - Comparaison des courbes d'isodéformation du sol renforcé avec celles du sol non renforcé

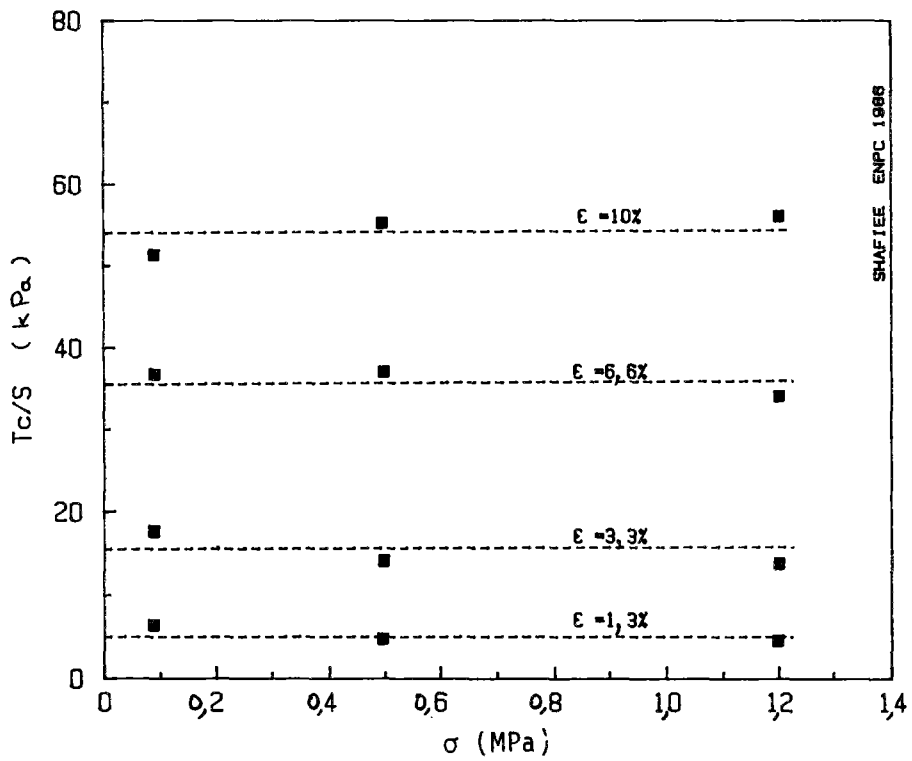


FIGURE 39 - Effort tranchant en fonction de la contrainte normale pour une déformation donnée



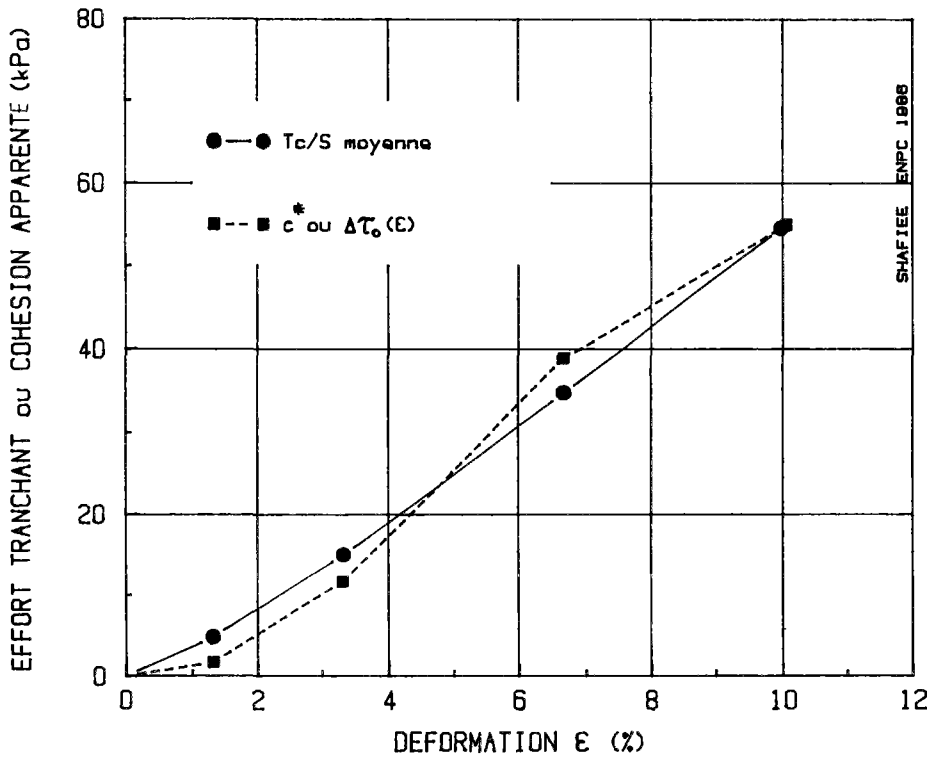


FIGURE 40 - COMPARAISON DE LA MOBILISATION DE LA COHESION APPARENTE AVEC CELLE DE L'EFFORT TRANCHANT MOYEN (mobilisé pour une déformation donnée)

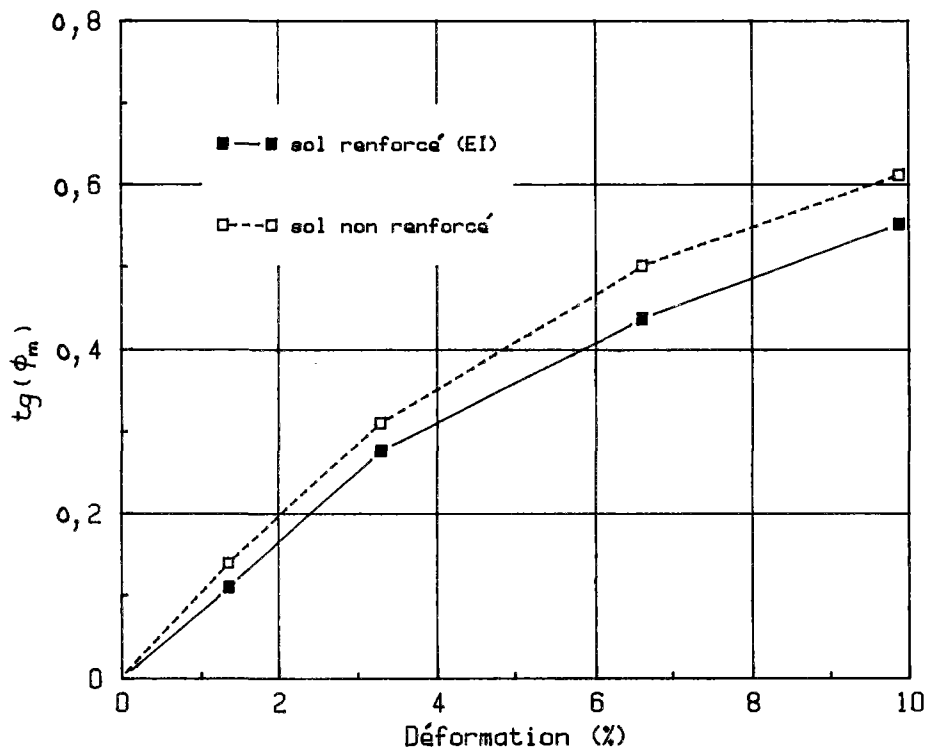


FIGURE 41 - EFFET DU RENFORCEMENT SUR LA MOBILISATION DE L'ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE