



HAL
open science

**Simulation numérique du comportement des sols cloués.
Interaction sol-renforcement et comportement de
l'ouvrage**
Sasan Shafiee

► **To cite this version:**

Sasan Shafiee. Simulation numérique du comportement des sols cloués. Interaction sol-renforcement et comportement de l'ouvrage. Modélisation et simulation. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1986. Français. NNT: . tel-00520679

HAL Id: tel-00520679

<https://pastel.hal.science/tel-00520679>

Submitted on 24 Sep 2010

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

T H E S E

présentée

A L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES

pour obtenir le titre de
DOCTEUR-INGENIEUR EN GENIE CIVIL

par

Monsieur Sasan SHAFIEE

SUJET DE LA THESE

SIMULATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT DES SOLS
CLOUES ; INTERACTION SOL-RENFORCEMENT ET COM-
PORTEMENT DE L'OUVRAGE

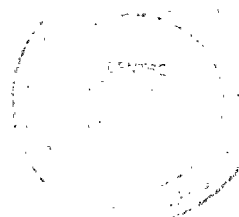
soutenue le 28 Avril 1986
devant le jury composé de :

Président : M. SCHLOSSER

Rapporteur : M. MAGNAN

Examineurs {
M. BIAREZ
M. JURAN
M. HUMBERT
M. PLUMELLE

Invites : M. PANET
M. JEWELL



REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail de recherche, je tiens à remercier :

- Monsieur SCHLOSSER, Directeur du CERMES, pour avoir accepté d'être le tuteur de cette thèse et présider le jury ;

- Monsieur JURAN, Directeur-Adjoint du CERMES, pour la direction et le suivi quotidien de mes travaux de recherche et son soutien moral tout au long de ces années de recherche ;

- Monsieur HUMBERT, Chef de la Section Modèles Numériques au LCPC, qui a joué un rôle de première importance dans le développement de ce travail ;

- Monsieur MAGNAN, Professeur-Adjoint à l'ENPC, Chef de la Division Géotechnique du LCPC, qui a aimablement accepté d'examiner en détail ce travail en tant que rapporteur de thèse ;

- Monsieur BIAREZ, Professeur à l'Ecole Centrale de Paris, pour sa participation au jury ;

- Monsieur PLUMELLE du CEBTP, pour l'intérêt qu'il a montré vis-à-vis de ce travail et pour sa participation au jury ;

- Monsieur PANET, Président Directeur Général de la Société SIMECSOL, pour sa participation au jury ;

- Monsieur JEWELL de l'Université d'OXFORD pour l'intérêt qu'il a montré vis-à-vis de ce travail et pour sa participation au jury ;

- Monsieur PINGEON, Directeur, et tous les membres du Centre Pédagogique de Calcul à l'ENPC ; MM. OCZKOWSKI et DEBOUCHET, et toute l'équipe technique de sa section des Modèles Numériques du LCPC pour leur aide matérielle et technique concernant la réalisation des calculs ;

- Monsieur GUERMAZI, Elève-Chercheur au CERMES, pour son concours quotidien dans les différents problèmes qui se posent au cours de la recherche ;

- Monsieur DE LAURE du CERMES, pour son aide technique ;

- Tout le personnel scientifique et technique du CERMES ;

- Mesdemoiselles BARRIERE et LONDRES, secrétaires au CERMES, dont les services et l'aide permettent de disposer d'un texte agréablement lisible ;

- La Direction de l'ENPC, en particulier la Direction de la Recherche, pour avoir assuré les conditions matérielles et financières de cette recherche ;

- Monsieur HALPHEN, Responsable de la Formation à l'ENPC, qui m'a permis d'effectuer cette étude ;

- Mes parents, mon frère, M. SAMADI, M. SARSHAR et M. MOGHADAS pour leur patience et le soutien moral qu'ils m'ont apporté au cours de ces années de recherche.

ooOoo

RESUME

Le clouage est une technique de renforcement des sols en place par des inclusions passives.

Dans la première partie de ce rapport, on présente les résultats expérimentaux et théoriques d'une recherche approfondie sur le mécanisme d'interaction sol-renforcement rigide et la mobilisation de la résistance au cisaillement du sol lors du cisaillement direct de la masse du sol cloué.

La méthode des éléments finis a été utilisée pour la simulation numérique des essais de cisaillement direct effectués au CERMES en 1980-1981 sur des éprouvettes de grandes dimensions (40 x 60 x 40 cm) de limon argileux renforcé par des inclusions perpendiculaires à la surface de cisaillement.

Cette étude a permis de mettre en évidence la mobilisation d'une cohésion apparente et une diminution de l'angle de frottement interne de la masse du sol renforcé et d'étudier l'effet de certains paramètres (contrainte normale appliquée ; rigidité et nombre de renforcements) sur l'effet des inclusions, le comportement de la masse du sol renforcé et la mobilisation de sa résistance globale au cisaillement.

La deuxième partie de ce rapport présente une analyse du comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé. On étudie, d'une part, les remblais en Terre Armée, et d'autre part, les soutènements in-situ par clouage. Si la technique de la Terre Armée a fait l'objet de plusieurs recherches et observations sur ouvrages en vraie grandeur, peu d'expérimentations ont été effectuées jusqu'à présent sur des soutènements par clouage. Ces quelques expérimentations montrent une certaine analogie entre le comportement de ces deux types d'ouvrages. Cependant, il existe des différences fondamentales qui concernent en particulier :

- Les modes de constructions,
- La rigidité des renforcements,
- L'inclinaison des renforcements,
- La technique de mise en place des renforcements,
- La nature du sol.

Notre travail a essentiellement pour objectif d'étudier l'influence de ces paramètres sur le comportement global de l'ouvrage sur les efforts mobilisés dans les inclusions ainsi que sur le déplacement de la paroi.

On a utilisé une simulation numérique à l'aide d'un programme de calcul en éléments finis, permettant une modélisation phase par phase de ces deux techniques.

Pour vérifier cette modélisation on compare les résultats de calculs, d'une part, avec les mesures sur ouvrages réels, et d'autre part, avec observations sur modèles réduits.

SOMMAIRE

| | <u>Pages</u> |
|---|--------------|
| 0.0 <u>INTRODUCTION GENERALE</u> | 6 |
| - Clouage-Technique et applications..... | 7 |
| - Définition du problème étudié..... | 9 |
| 0.1 <u>PROGRAMME ET METHODOLOGIE DE LA RECHERCHE</u> | 12 |
| I. Etude du mécanisme d'interaction sol-renforcement par butée latérale..... | 13 |
| II. Etude du comportement des soutènements en sol cloué..... | 15 |
| <u>1ERE PARTIE - ETUDE DU MECANISME D'INTERACTION SOL-RENFORCEMENT PAR BUTEE</u> | 17 |
| <u>LATERALE</u> | |
| I.0 <u>Introduction</u> | 18 |
| I.1 <u>Effet de l'inclinaison sur le mécanisme d'interaction</u> | 21 |
| I.2 <u>Procédure expérimentale des essais de cisaillement direct sur éprouvettes de sol renforcé par des inclusions rigides</u> | 24 |
| I.2.1 Machine de cisaillement..... | 24 |
| I.2.2 Caractéristiques des inclusions..... | 24 |
| I.2.3 Caractéristiques du sol..... | 25 |
| I.2.4 Position des barres et réalisation des essais..... | 27 |
| I.3 <u>Les principaux résultats expérimentaux</u> | 30 |
| I.3.1 Courbes effort-déformation et mobilisation de la résistance au cisaillement..... | 30 |
| I.3.2 Sollicitations dans les barres..... | 33 |

| | | |
|---------|--|----|
| I.4 | <u>Interprétation théorique, utilisant la théorie de la réaction liné- aire du sol</u> | 35 |
| I.4.1 | Principe général des méthodes utilisant une loi de réaction du sol..... | 35 |
| I.4.2 | Théorie de WINKLER, sol à réaction linéaire..... | 35 |
| I.4.3 | Equation de la barre et loi de réaction | 36 |
| I.4.4 | Principe et méthode de résolution..... | 39 |
| I.4.5 | Construction du système linéaire..... | 40 |
| I.4.6 | Comparaison des mesures expérimentales et des résultats obte- nus en utilisant la théorie de la réaction linéaire du sol..... | 41 |
| I.4.7 | Conclusion | 44 |
| I.5 | <u>Modélisation numérique par la méthode des éléments finis des essais de cisaillement direct sur sol cloué</u> | 46 |
| I.5.1 | Le sol | 47 |
| I.5.2 | Modélisation des renforcements en déformation plane et hypo- thèses conduisant aux caractéristiques de la plaque équiva- lente | 47 |
| I.5.2.1 | Critère de VON MISES appliqué à la plaque équiva- lente | 49 |
| I.5.2.2 | Modélisation de l'encastrement de la barre..... | 54 |
| I.5.3 | Modélisation de la surface de rupture dans le sol et des inter- faces sol-renforcement et sol-boîte par des éléments de contact à deux noeuds..... | 56 |
| I.5.4 | Maillage | 57 |
| I.5.5 | Conditions aux limites et chargement | 58 |
| I.6 | <u>Présentation des résultats des calculs par la méthode des éléments finis</u> | 60 |
| I.6.1 | Courbes effort-déformation..... | 60 |
| I.6.2 | Effet du renforcement sur les champs des contraintes et des déformations dans le sol..... | 62 |
| I.6.3 | Moment et effort tranchant dans les renforcements..... | 69 |
| I.6.3.1 | Moment dans les renforcements..... | 70 |
| I.6.3.2 | Effort tranchant dans les renforcements..... | 74 |

| | <u>Pages</u> |
|--|--------------|
| II.4 <u>Etude paramétrique</u> | 151 |
| II.4.1 Effet de l'inclinaison des renforcements..... | 151 |
| II.4.1.1 Déformation du massif et propagation des zones plastiques..... | 151 |
| II.4.1.2 Effet de l'inclinaison sur le déplacement de la paroi et la poussée du sol..... | 153 |
| II.4.1.3 Effet de l'inclinaison sur le champ de déplacement... | 157 |
| II.4.1.4 Effet de l'inclinaison sur la contrainte horizon- tale dans le sol..... | 168 |
| II.4.1.5 Effet de l'inclinaison sur les lieux et les valeurs des tractions maximales..... | 170 |
| II.4.2 Effet de la rigidité à la flexion sur le comportement de l'ou- vrage..... | 178 |
| II.4.2.1 Effet de la rigidité sur la déformée et le champ de déplacement du massif..... | 178 |
| II.4.2.2 Effet de la rigidité sur la mobilisation de la trac- tion et les efforts tranchants dans les renforcements | 186 |
| II.5 <u>Etude paramétrique (effet des divers paramètres sur le comportement de l'ouvrage)</u> | 203 |
| II.5.1 Effet de l'extensibilité des renforcements sur le comportement de l'ouvrage..... | 203 |
| II.5.2 Effet des caractéristiques du sol sur le comportement de l'ou- vrage..... | 206 |
| II.5.2.1 Effet de la cohésion..... | 206 |
| II.5.2.2 Effet de l'angle de frottement interne..... | 209 |
| II.5.2.3 Effet de l'angle de dilatance..... | 209 |
| II.5.2.4 Effet du module d'élasticité..... | 213 |
| II.5.3 Effet de la rigidité de la paroi sur le comportement de l'ou- vrage..... | 218 |
| II.5.4 Effet des conditions aux limites et du sol de fondation..... | 222 |
| II.5.5 Effet de la longueur des renforcements..... | 225 |
| II.6 <u>Simulation d'ouvrages réels</u> | 228 |
| II.6.1 Le mur en Terre Armée de ASAHIGAOKA (Japon)..... | 228 |
| II.6.2 Application au cas d'un soutènement par clouage..... | 230 |
| II.7 <u>Conclusion</u> | 235 |

| | <u>Pages</u> |
|--|--------------|
| NOTATIONS ET DEFINITIONS..... | 237 |
| BIBLIOGRAPHIE..... | 239 |
| <u>ANNEXE I - PRINCIPE DU CALCUL.....</u> | <u>242</u> |
| I. Génération du maillage..... | 243 |
| 1 - Nombre de noeuds et d'éléments..... | 243 |
| 2 - Limites et épaisseurs de certaines bandes d'éléments..... | 244 |
| 3 - Répartition des noeuds sur les verticales (sous-programme CVY)..... | 245 |
| 4 - Prise en compte des renforcements et de leur inclinaison..... | 246 |
| II. Construction du jeu de données..... | 249 |
| <u>ANNEXE II - DEPOUILLEMENT DES RESULTATS.....</u> | <u>254</u> |
| - Dépouillement des résultats..... | 255 |
| - Préparation du jeu de données des programmes CLUTERT et PAREF- TRACE..... | 256 |

| | |
|--|------------|
| NOTATIONS ET DEFINITIONS..... | 237 |
| BIBLIOGRAPHIE..... | 239 |
| <u>ANNEXE I - PRINCIPE DU CALCUL.....</u> | <u>242</u> |
| I. Génération du maillage..... | 243 |
| 1 - Nombre de noeuds et d'éléments..... | 243 |
| 2 - Limites et épaisseurs de certaines bandes d'éléments..... | 244 |
| 3 - Répartition des noeuds sur les verticales (sous-programme CVY)..... | 245 |
| 4 - Prise en compte des renforcements et de leur inclinaison..... | 246 |
| II. Construction du jeu de données..... | 249 |
| <u>ANNEXE II - DEPOUILLEMENT DES RESULTATS.....</u> | <u>254</u> |
| - Dépouillement des résultats..... | 255 |
| - Préparation du jeu de données des programmes CLUTERT et PAREF- TRACE..... | 256 |

0

INTRODUCTION GENERALE

0.0 - INTRODUCTION GENERALE

CLOUAGE - TECHNIQUE ET APPLICATIONS

On appelle CLOUAGE la technique de renforcement des sols in-situ par des éléments linéaires travaillant à la traction et au cisaillement.

Ces éléments (barres, cornières, tubes, etc.) peuvent être soit mis en place par fonçage ou battage, soit mis en place dans des forages et scellés par un coulis.

Cette technique se développe actuellement dans deux domaines, le soutènement des excavations et la stabilisation des pentes.

Dans les soutènements, les barres sont placées horizontalement ou légèrement inclinées au fur et à mesure de l'excavation du sol. Le sol de l'excavation est localement protégé par un béton projeté ou par un assemblage de panneaux préfabriqués qui forment le parement "flexible" de l'ouvrage. Les barres sont en général placées perpendiculairement au parement, lequel est souvent incliné par rapport à la verticale ; cela permet de remplir les forages par gravité. L'adhérence entre le sol et les barres est un phénomène essentiel, qu'il convient donc de maîtriser. C'est en effet d'abord par traction, mais aussi par cisaillement que travaillent les barres. La figure 1 montre le schéma d'un mur de soutènement réalisé par clouage.

Pour l'amélioration de la stabilité des pentes, les barres sont généralement placées perpendiculairement à la surface de glissement potentielle. Elles travaillent essentiellement par "cisaillement généralisé" c'est-à-dire par la combinaison d'une flexion et d'un effort tranchant. La figure 2 montre une stabilisation de pente par clouage. L'interaction sol-renforcement se rapproche ainsi de celle d'un pieu soumis à des poussées latérales du sol.

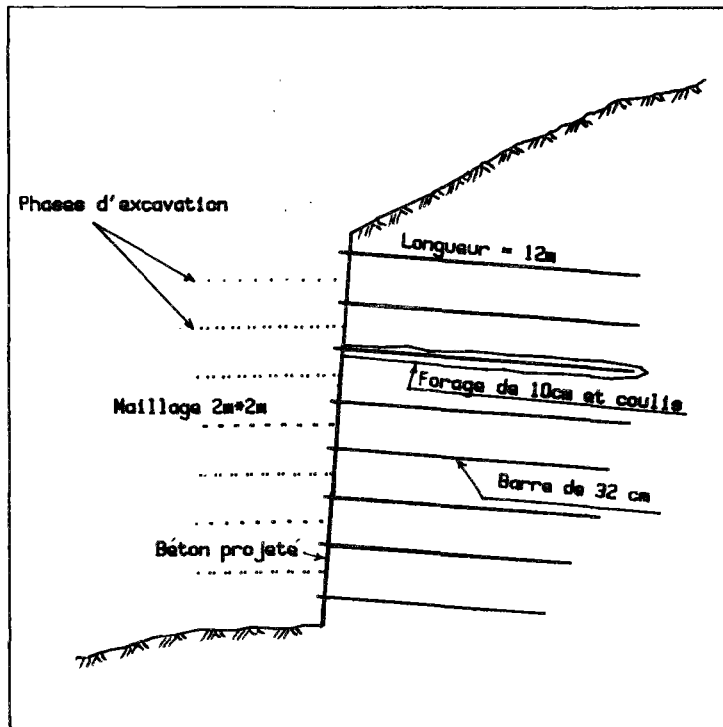


FIGURE 1 : MUR DE SOUTÈNEMENT RÈALISÈ PAR CLOUAGE (mÈthode par scellement de barres)

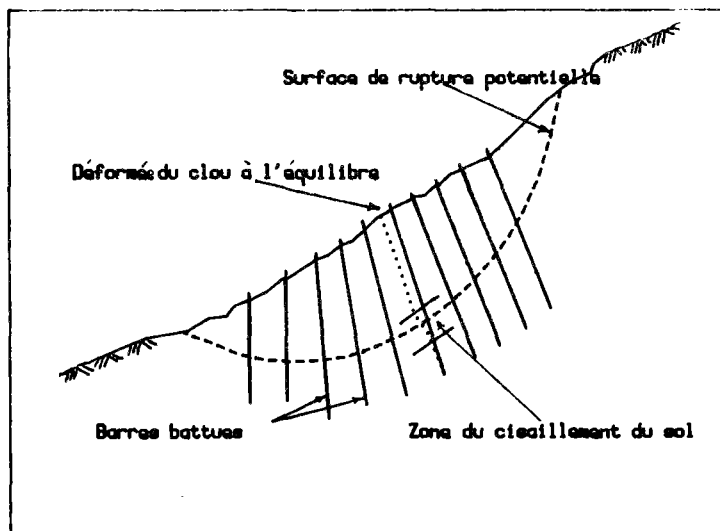


FIGURE 2 : STABILISATION D'UNE PENTE INSTABLE PAR CLOUAGE

DEFINITION DU PROBLEME ETUDIE

Malgré les nombreux exemples de réalisations cités dans la littérature et quelques expérimentations récentes en vraie grandeur sur des murs en sol cloué (STOCKER et al., 1979 ; SHEN et al., 1980 ; GASSLER et al., 1981 ; CARTIER et GIGAN, 1983 ; GUILLOUX, 1983) et des pentes stabilisées par clouage (HOVART et al., 1983 ; WINTER et al., 1983), les méthodes de dimensionnement utilisées sont encore très empiriques, faute de connaissances approfondies sur le mécanisme d'interaction (sol-renforcement rigide) et le comportement global de la masse du sol cloué.

La recherche présentée ici porte essentiellement sur le comportement des ouvrages de soutènement par clouage.

Les quelques expérimentations en vraie grandeur (STOCKER et al., GASSLER et al., 1981 ; SHEN et al., 1981 ; CARTIER et GIGAN, 1983) ainsi que les observations sur des ouvrages réels (GUILLOUX, 1983 ; SCHLOSSER, 1983) ont permis de constater que les variations des efforts de traction le long des renforcements d'un mur en sol cloué présentent une allure similaire à celle observée sur les murs en Terre Armée. Ces observations montrent que l'interaction sol-inclusion dans les ouvrages sous charges de service est essentiellement réalisée par le frottement mobilisé à l'interface. Le comportement d'un soutènement en sol cloué présente donc une certaine analogie avec celui d'un mur en Terre Armée.

Cependant, malgré cette similitude apparente entre les soutènements en Terre Armée et en sol cloué, il existe des différences fondamentales entre ces deux ouvrages (SCHLOSSER, 1983). Ces différences concernent essentiellement :

. Le mode de construction - La Terre Armée est réalisée en remblayant, alors que le sol cloué est réalisé en déblayant. Il en résulte que l'histoire des sollicitations appliquées au sol en cours de la construction est différente, ainsi que les champs des contraintes et des déformations qui se développent dans les massifs renforcés ;

. La rigidité des renforcements - Dans la Terre Armée, les armatures sont flexibles et ne travaillent qu'en traction ; les inclusions utilisées dans le clouage peuvent avoir une certaine rigidité à la flexion et résister alors à la traction, au cisaillement et à la flexion. Les mécanismes d'interaction sol-renforcement dans les deux ouvrages sont donc différents, ainsi que les déplacements nécessaires pour mobiliser les divers types de sollicitations dans les renforcements ;

. L'inclinaison des renforcements - Dans la Terre Armée, les armatures sont généralement horizontales et la paroi est verticale alors que, dans les soutènements par clouage, les renforcements sont souvent inclinés vers le bas pour faciliter leur mise en place et l'injection ;

. La nature du sol - La Terre Armée consiste à renforcer un matériau granulaire rapporté alors que le clouage est utilisé pour renforcer les sols en place et notamment des sols cohérents ;

. La technique de mise en place des renforcements - Dans la Terre Armée les armatures sont simplement placées au cours de la construction alors que, dans le mur cloué, les renforcements sont soit enfoncés par un système de vibropercussion, soit placés dans des préforages et scellés au terrain sur toute leur longueur. Les essais d'arrachement des inclusions montrent (GUILLOUX, 1983) que le frottement sol-inclusion peut dépendre sensiblement du procédé utilisé pour leur mise en place.

Considérant les similitudes et les différences entre les ouvrages de soutènement en sol cloué et la Terre Armée, cette recherche a pour objectif d'étudier l'influence de ces paramètres à la fois sur le mécanisme d'interaction sol-renforcement et sur le comportement global de l'ouvrage en sol-cloué.

Le mécanisme d'interaction sol-renforcement est un mécanisme assez complexe qui dépend de la sollicitation appliquée, de la géométrie de l'ouvrage, des caractéristiques du sol et d'un ensemble de paramètres caractérisant le clouage : densité, nombre et longueur des renforcements, inclinaison des renforcements par rapport à la surface de glissement, caractéristiques mécaniques des renforcements et, en particulier, rigidité relative des renforcements et du sol.

Parmi ces paramètres, les plus importants sont :

- la rigidité des renforcements,
- l'inclinaison des renforcements par rapport à la surface de glissement.

L'effet de l'inclinaison des inclusions a été étudié par JEWELL (1980) dans le cas d'un sol non cohérent et par INGOLD (1981) pour les sols cohérents. Ils montrent que la mobilisation des efforts de traction dans les renforcements lors du cisaillement direct d'un sol cloué dépend essentiellement de l'inclinaison des renforcements par rapport à la surface de cisaillement.

Les renforcements ayant une certaine rigidité à la flexion travaillent essentiellement selon deux modes d'interaction : par frottement et par butée latérale. Considérant que le mécanisme d'interaction sol-renforcement par frottement dans le cas de la Terre Armée a été largement étudié (SCHLOSSER et GUILLOUX, 1981 ; GUILLOUX, 1983), la première partie de cette recherche a essentiellement pour objectif l'étude du mécanisme de l'interaction par butée latérale et de l'effet de la rigidité des renforcements à la fois sur la mobilisation de l'effort de cisaillement dans ceux-ci et sur le comportement global du sol et la mobilisation de la résistance au cisaillement de la masse du sol cloué.

La deuxième partie de cette recherche concerne essentiellement le comportement global de l'ouvrage de soutènement en sol-cloué et l'effet des différences principales entre le clouage et la Terre Armée :

- le mode et les phases de construction,
- les caractéristiques mécaniques des renforcements et, en particulier, leur rigidité,
- l'inclinaison des renforcements,
- les caractéristiques du sol.

0.1 - PROGRAMME ET METHODOLOGIE DE LA RECHERCHE

Le programme de la recherche comporte deux étapes :

I. Etude du mécanisme d'interaction sol-renforcement par butée latérale et, en particulier, de l'influence de la rigidité à la flexion sur la mobilisation de l'effort de cisaillement et du moment fléchissant dans les renforcements, à partir d'une modélisation numérique des essais de cisaillement direct sur le sol cloué.

II. Etude du comportement des soutènements en sol cloué et de l'influence des principaux paramètres sur le comportement de l'ouvrage, en s'appuyant sur une modélisation numérique des ouvrages de soutènement en sol cloué.

I - Etude du mécanisme d'interaction sol-renforcement par butée latérale

Pendant les années 1980-1981, des études expérimentales sur le comportement du sol cloué lors d'un cisaillement direct ont été réalisées au CERMES (JURAN et al., 1981). Des éprouvettes de grandes dimensions (60 x 60 x 40 cm) de limon argileux, renforcées par des barres en acier ($\phi = 12$ et 8 mm) placées perpendiculairement à la surface de cisaillement ont été utilisées. Compte tenu des restrictions imposées par l'appareillage et les conditions de réalisation des essais, qui ne permettaient pas d'étudier l'effet de certains paramètres, et afin de mieux comprendre le mécanisme d'interaction, une modélisation numérique des essais de cisaillement par la méthode des éléments finis a été envisagée.

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

- 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 a atteint la plastification des barres, il faut pour cette raison déterminer un critère de plasticité équivalent.

- Modélisation des interactions sol-barre, sol-boîte et sol-sol dans les couches d'interface. Différentes approches ont été examinées :

a - 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 ;

b - 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.

La modélisation des interfaces par les éléments à frottement-décollement a été adoptée afin de permettre une comparaison adéquate avec les résultats d'essais réalisés préalablement.

On a étudié l'effet des paramètres suivants sur le comportement du sol renforcé et la mobilisation des efforts dans les renforcements :

- rigidité à la flexion,
- contrainte normale,
- nombre de rangées des barres.

II - Etude du comportement des soutènements en sol cloué

Mise au point d'un programme de calcul par éléments finis

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 en éléments finis "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, à savoir la méthode de construction, la rigidité et l'inclinaison des renforcements et les propriétés mécaniques du sol.

L'interaction sol-renforcement est modélisée par des couches de sol de faible épaisseur à critère de rupture orienté. Le sol est considéré comme un matériau élasto-plastique ayant le critère de plasticité de Mohr-Coulomb. La recherche de l'équilibre élasto-plastique s'effectue par des itérations pour chaque phase de construction.

Simulation des ouvrages réels

Afin de mieux connaître les performances du programme, on a procédé à une simulation des ouvrages réels et une comparaison des valeurs mesurées expérimentalement et des résultats de calcul par éléments finis.

Etude du comportement des ouvrages et de l'influence des différents paramètres

Une étude paramétrique a été réalisée à l'aide du programme CLUTER, en tenant compte des paramètres suivants :

- . Propriétés du sol : Cohésion, angle de frottement, angle de dilata-
tance, module d'Young, coefficient de pression des terres au repos ;

- . Caractéristiques des renforcements : rigidité à la flexion (moment d'inertie de section), extensibilité (module d'Young), section, longueur, inclinaison ;
- . Caractéristiques de la paroi : rigidité ;
- . Méthode de construction : effet du compactage et phases de réalisation ;
- . Paramètres propres à la modélisation numérique : conditions aux limites, critère orienté.

Dans une première étape, on a procédé à une simulation de l'excavation du sol in-situ (sans renforcements), puis le comportement du sol cloué a été étudié. Bien évidemment, parmi les paramètres cités ci-dessus, une importance particulière a été consacrée aux paramètres principaux qui séparent les deux méthodes du 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 à leurs effets sur le comportement de l'ouvrage et la mobilisation des efforts dans les renforcements.

Conclusion sur les paramètres de dimensionnement et comparaison avec les résultats des essais sur les modèles réduits

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 les modèles réduits de Terre Armée et de clouage, étudiés au cours des dernières années au CERMES.

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.

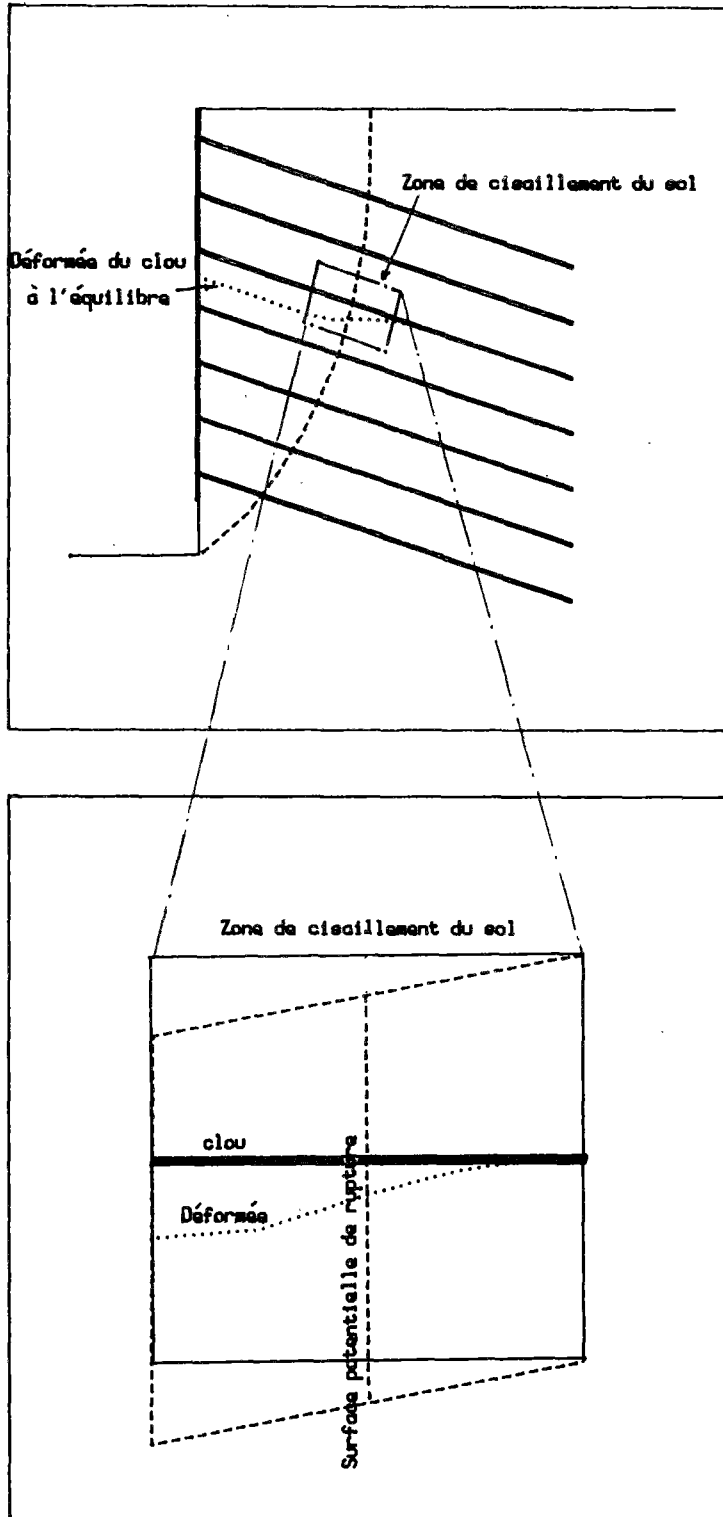


FIGURE 3 - SURFACE DE RUPTURE POTENTIELLE ET DISTORTION DU SOL

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 $\frac{\Delta T_{max}}{\sigma_y}$ (σ_y = contrainte normale appliquée) en fonction de θ (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 :

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

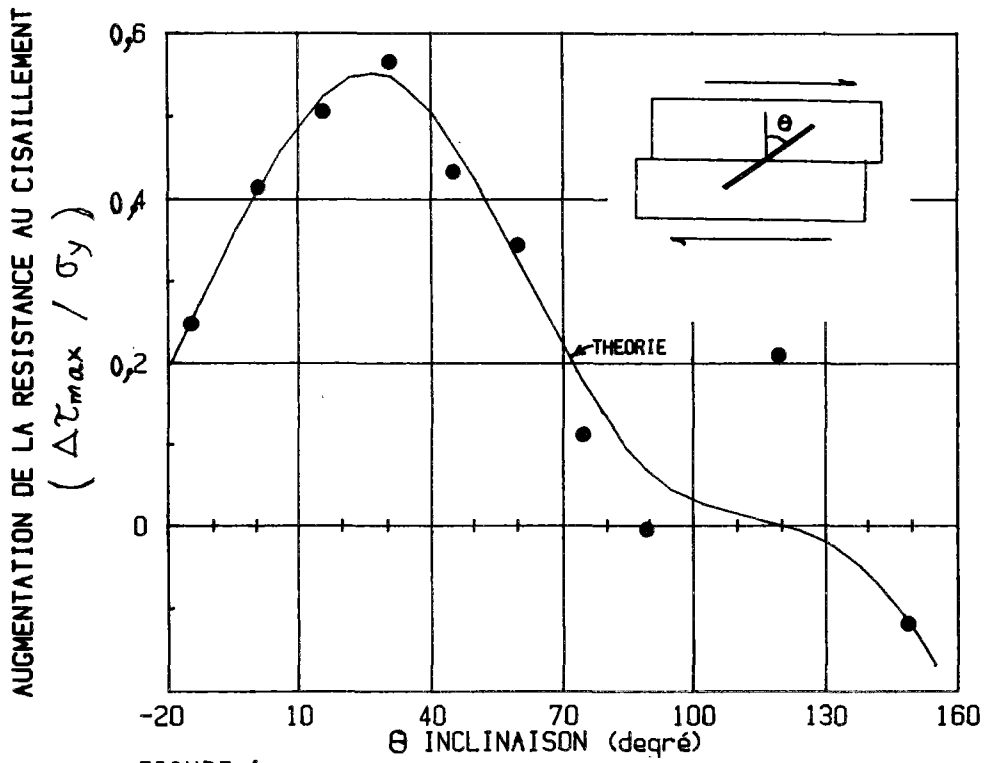


FIGURE 4

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

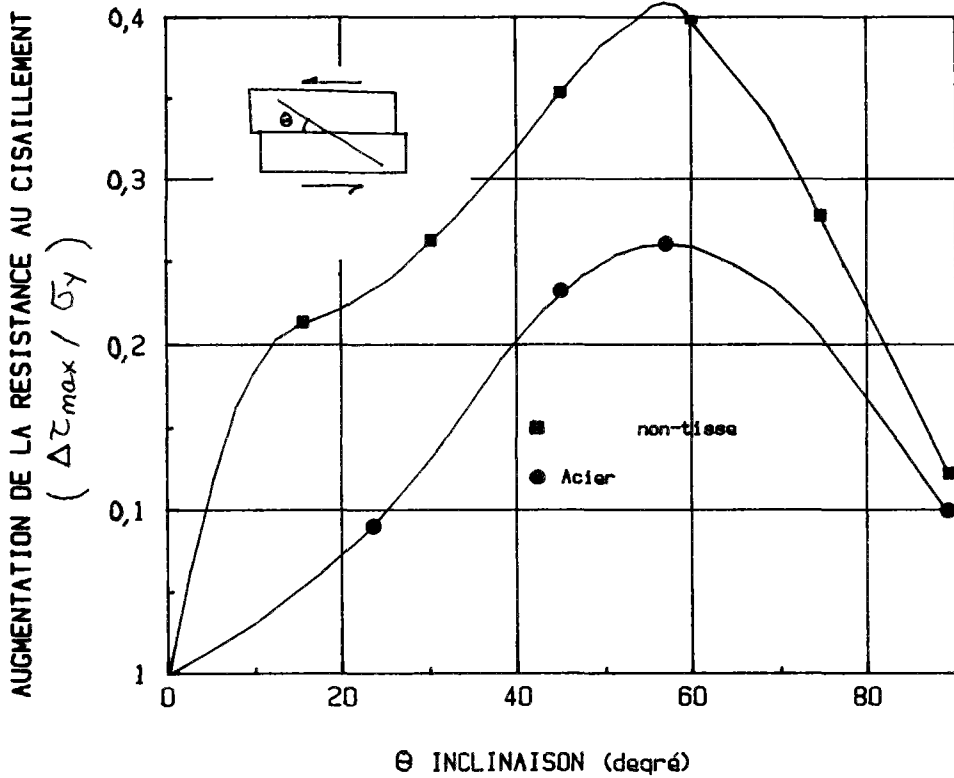


FIGURE 5 - EFFET DE L'INCLINAISON DU RENFORCEMENT (INGOLD, 1981)

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,

ϕ = angle de frottement interne du sol non-renforcé,

σ_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 θ 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 ²) | T _e (MPa) | M _e (kN.m) | M _P (kN.m) | I (cm ²) |
|------------------|---------------|--------------|------------------------|-------------------------|----------------------|-----------------------|-----------------------|----------------------|
| 1980 | 8 | E 24 | 2,1 x 10 ⁵ | 0,0422 | 320 | 0,0161 | 0,0274 | 0,0201 |
| 1981 | 12 | XC 32 | 2,1 x 10 ⁵ | 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 μm ,
40 % de grains de taille comprise entre 80 μm et 20 μm ,
27 % de grains de taille comprise entre 20 μm et 2 μm ,
27 % de grains de taille inférieure à 2 μm .

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 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.

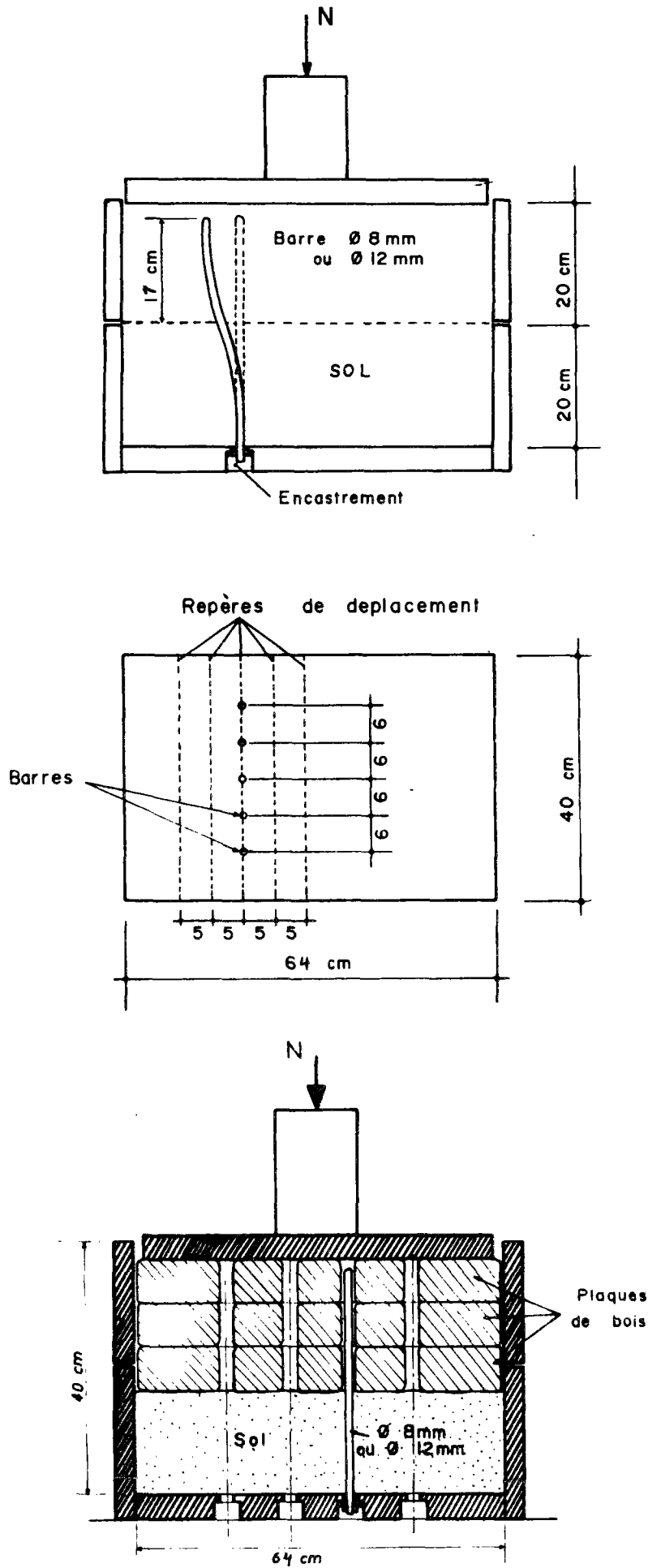


Fig. 6 MISE EN PLACE DU SOL

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 (τ, ϵ) 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 (τ, ϵ) 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 (τ, σ) les lignes d'iso-déformations. Celles-ci correspondent à la mobilisation de la contrainte de cisaillement τ pour une déformation ϵ 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 (ϕ^*).

La figure 8 montre la mobilisation des caractéristiques de résistance au cisaillement du sol seul (ϕ') et du sol cloué (ϕ^* , c^*) au cours de l'essai. On constate que les valeurs de ϕ' sont supérieures à celles de ϕ^* . 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 ϕ' .

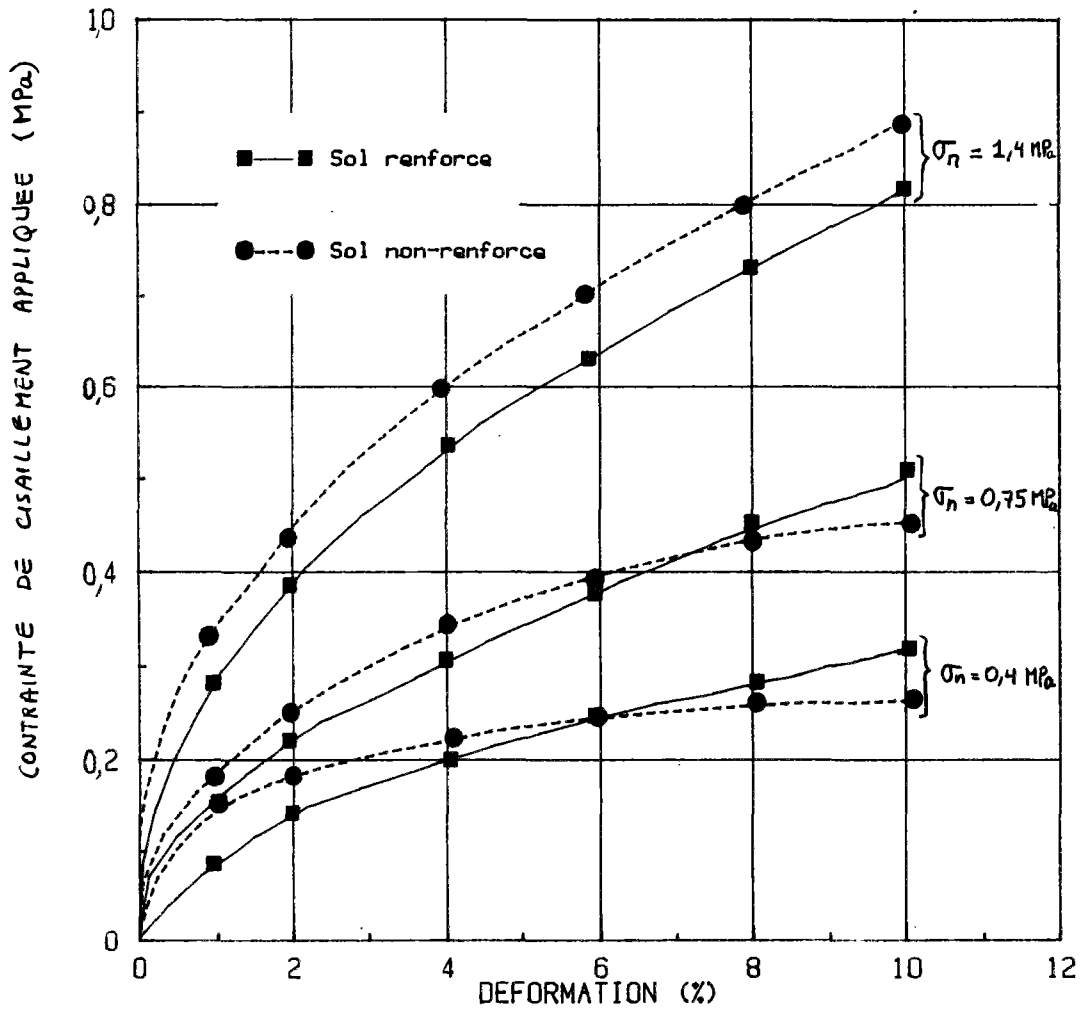


FIGURE 7 - COURBES EFFORT-DEFORMATION EXPERIMENTALES

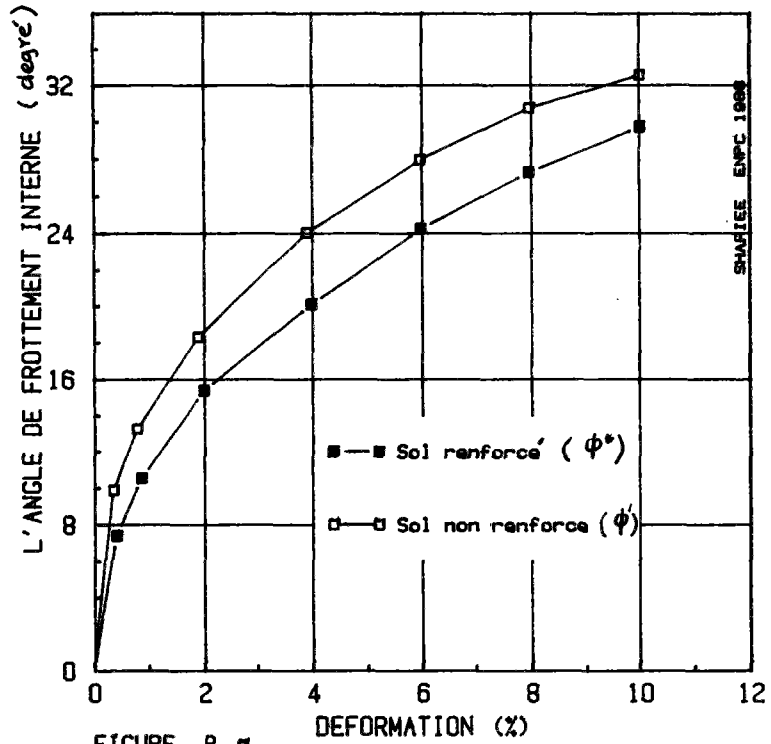


FIGURE 8-a
MOBILISATION DE L'ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE
POUR LE SOL NON-RENFORCE ET LE SOL RENFORCE

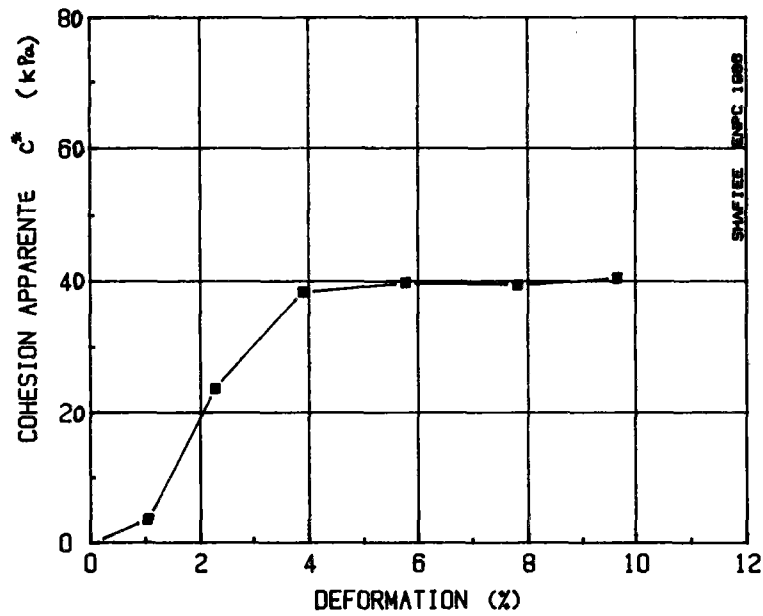


FIGURE 8-b = MOBILISATION DE LA COHESION APPARENTE
DU SOL RENFORCE

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.

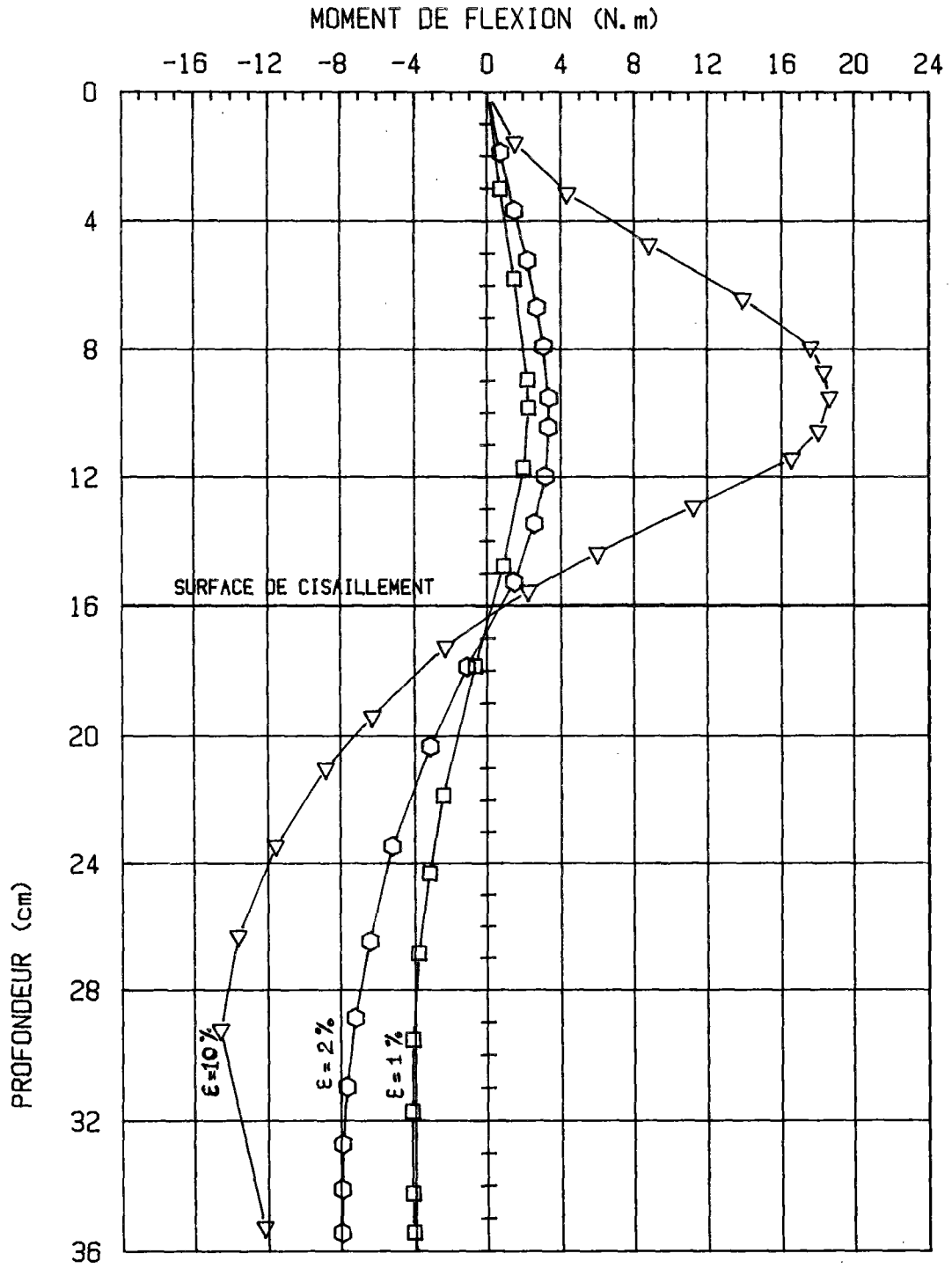


FIGURE 9 - DISTRIBUTION DES MOMENTS EXPERIMENTAUX

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 Δy :

$$P = K_s \Delta y .$$

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 :

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

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 :

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

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 Δy ,

$$q = E_s \Delta y$$

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 :

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

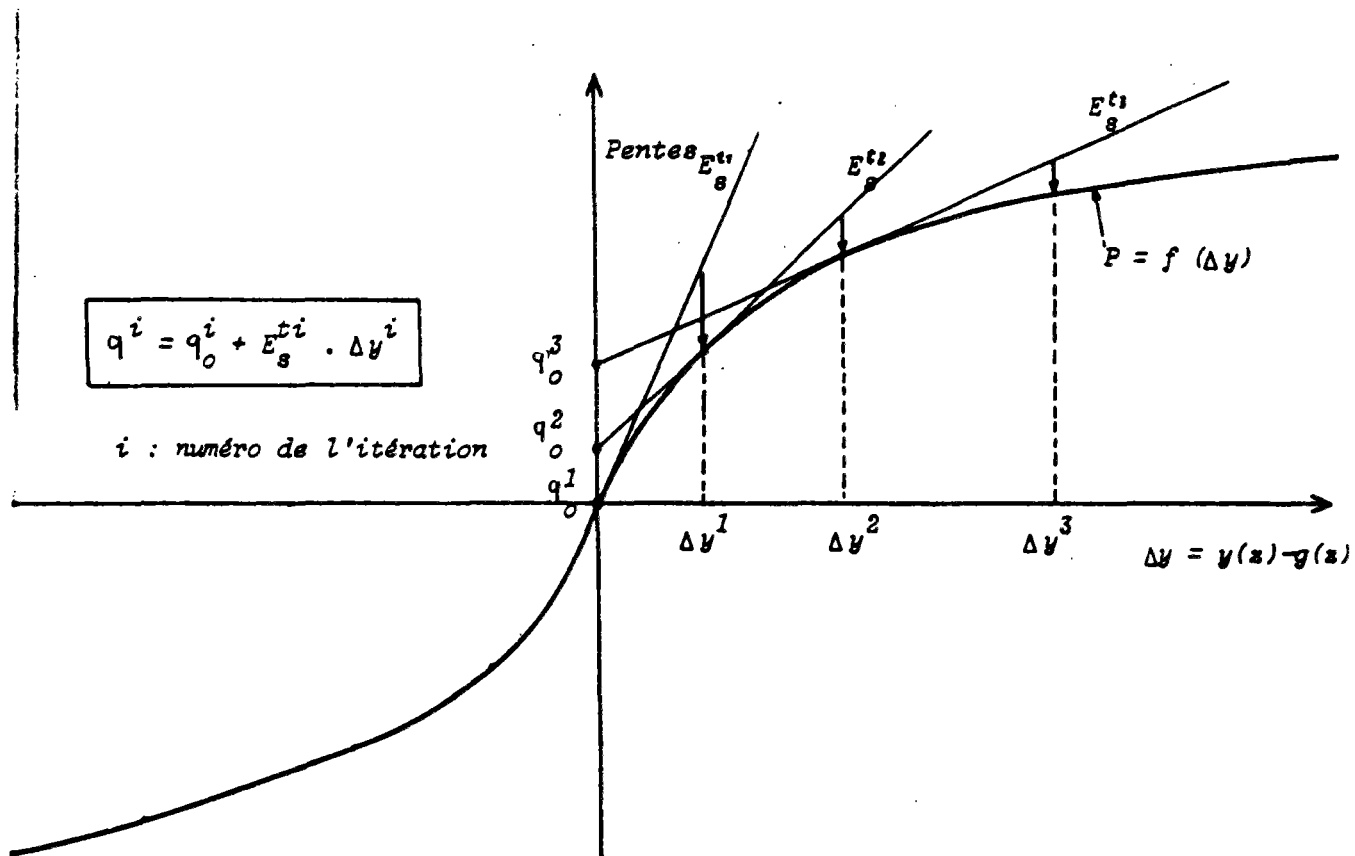


FIGURE 9bis - COURBE DE REACTION DU SOL ET PROCESSUS DE CONVERGENCE

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 Δy_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 Δy^{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.

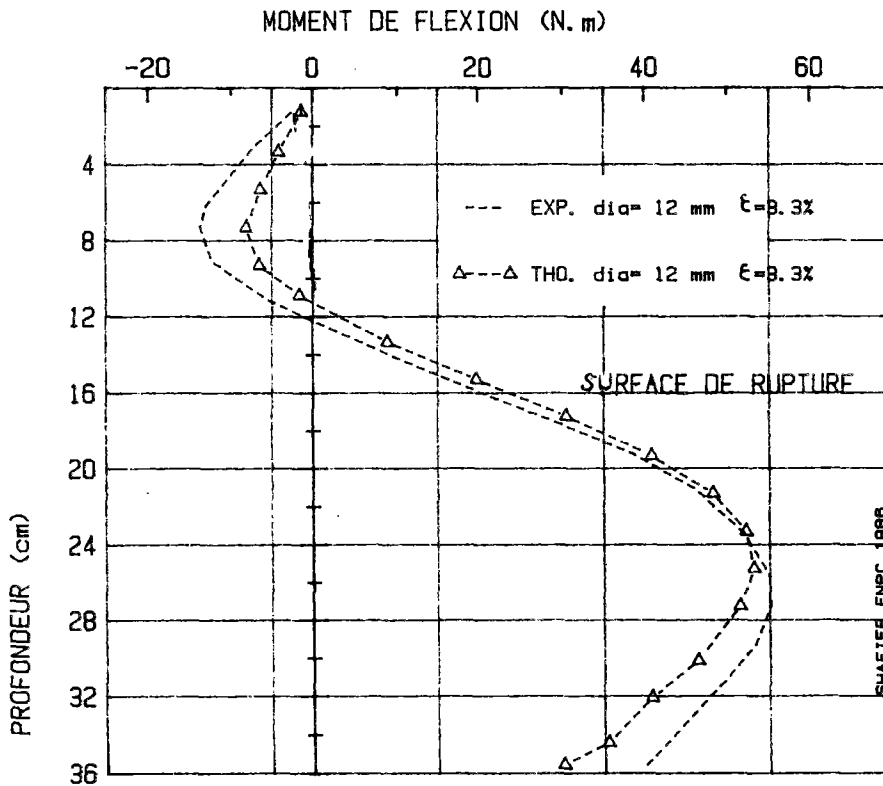
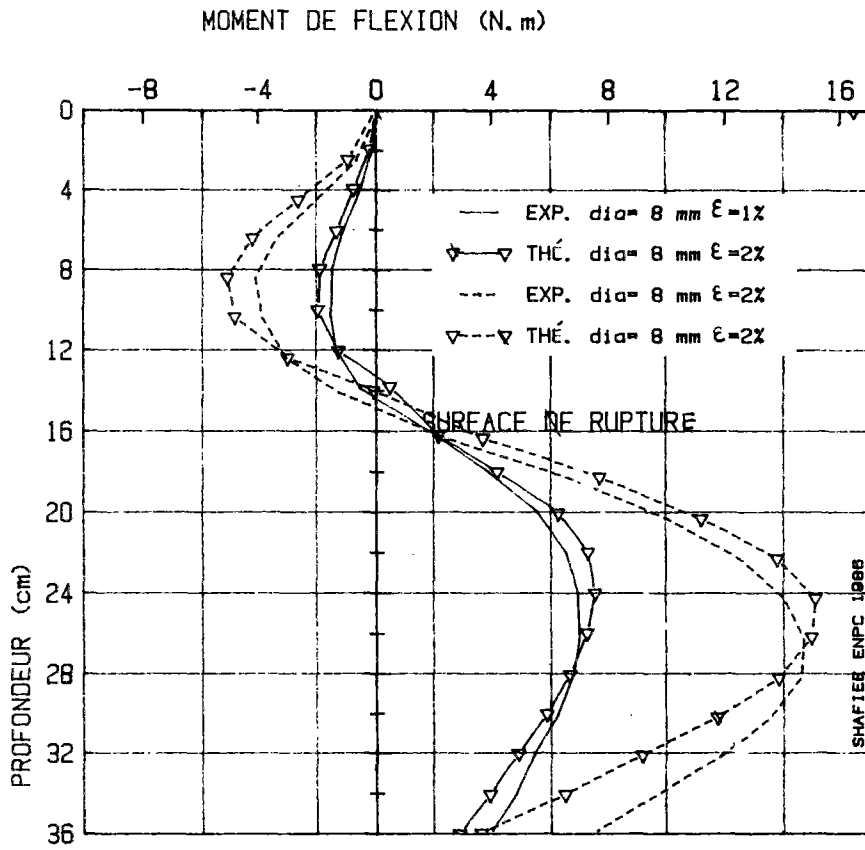


FIGURE 10 - COMPARAISON DES MOMENTS
EXPERIMENTAUX ET THEORIQUES (PROGRAMME
PILATE - SOL A REACTION LINEAIRE)

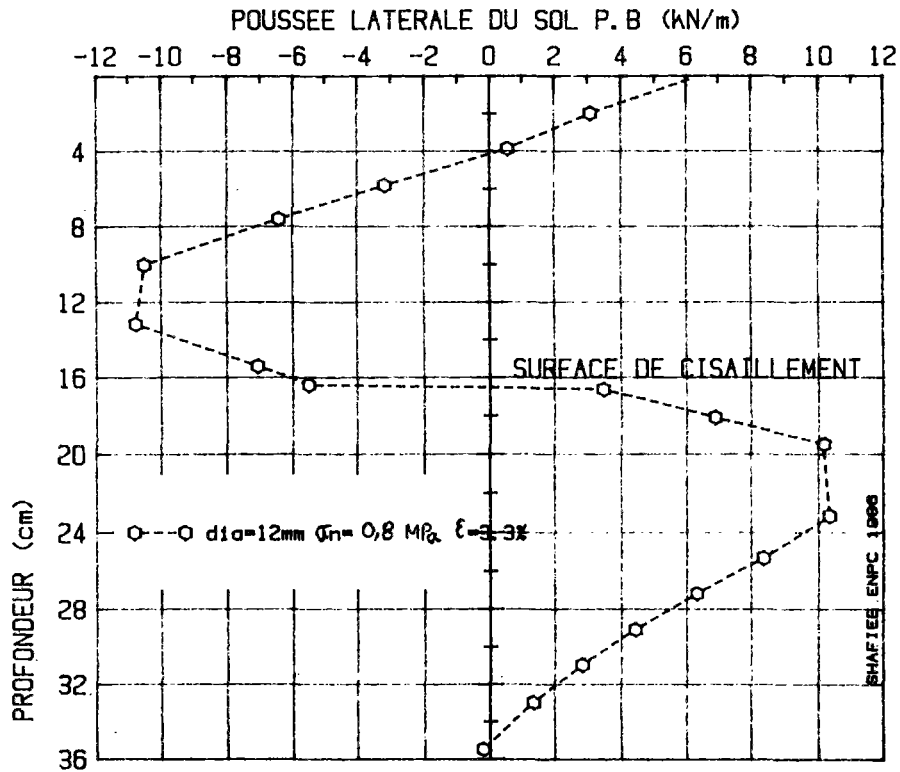
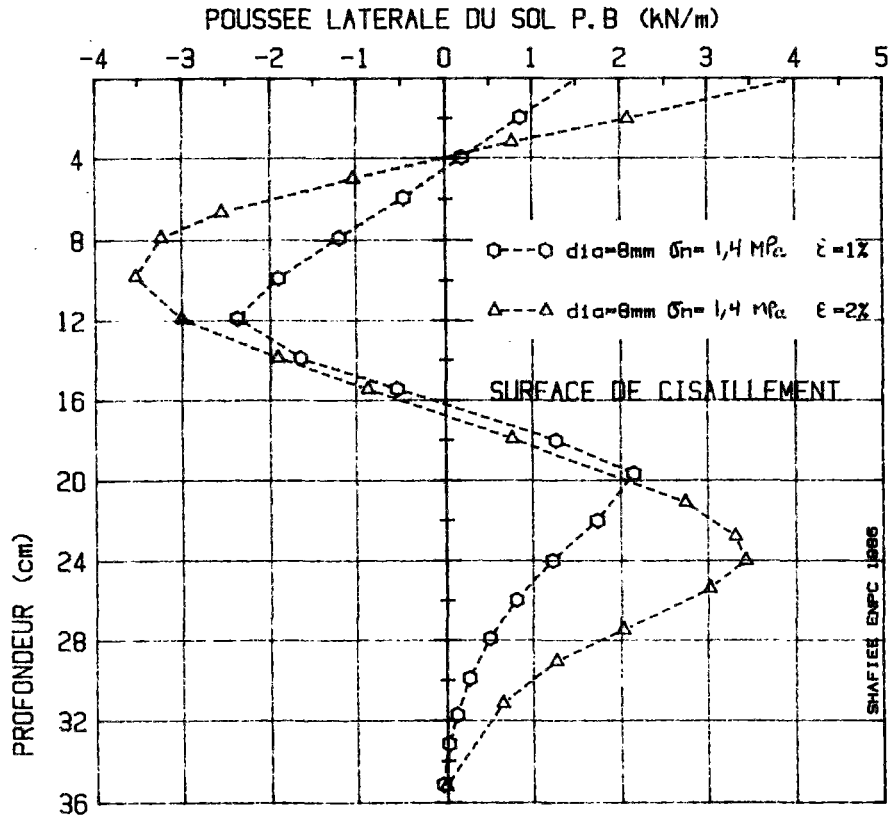


FIGURE 11 - DISTRIBUTION THEORIQUE DE LA
POUSSEE LATIALE DU SOL (PROGRAMME PILATE
- SOL A REACTION LINEAIRE)

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.

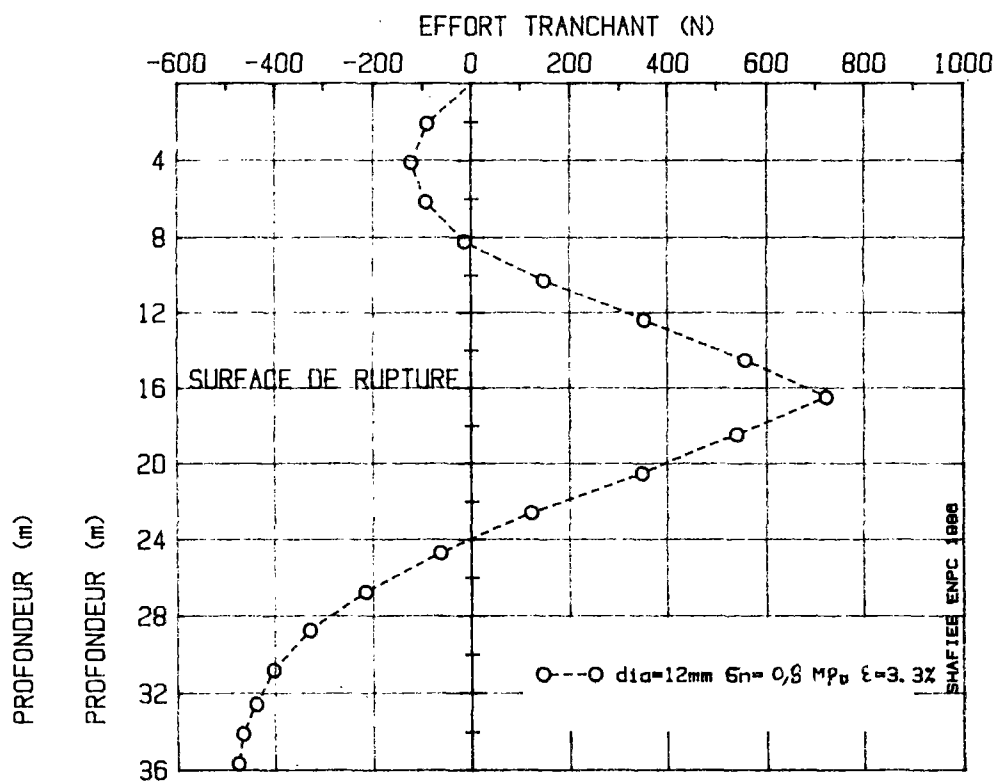
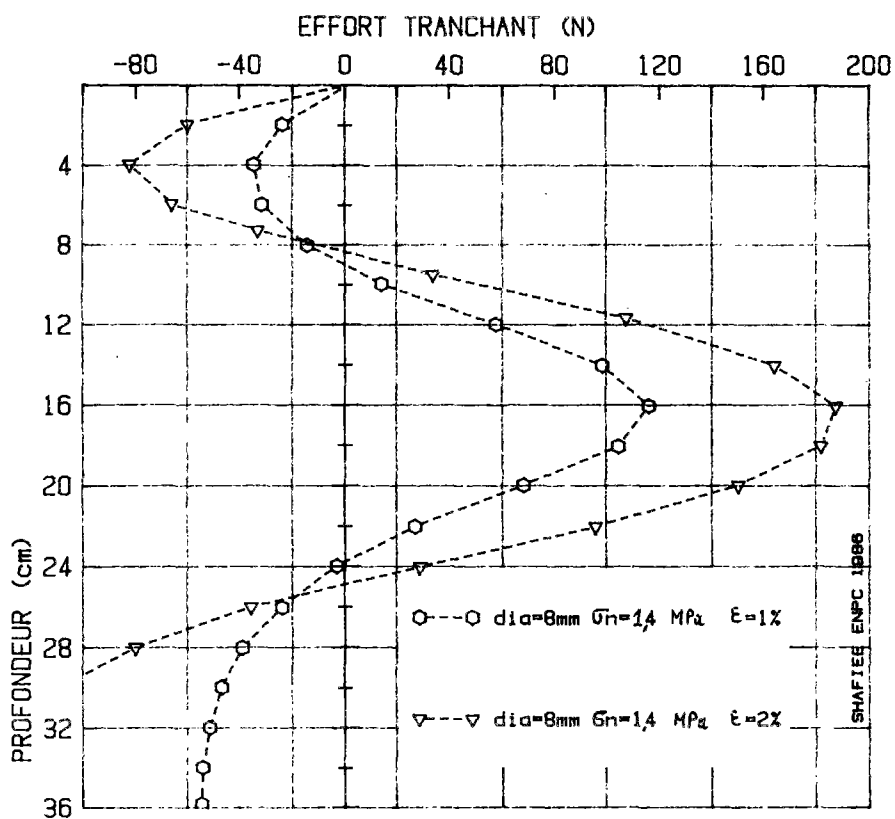


FIGURE 12 - DISTRIBUTION THEORIQUE DE L'EFFORT TRANCHANT (PROGRAMME PILATE - SOL A REACTION LINEAIRE)

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
 σ_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 ;

σ_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 σ_{33} en fonction de σ_{11} et σ_{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 σ_{11} et σ_{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 ϵ_{22} est très grand devant ϵ_{11} et ϵ_{12} , les effets parasites de σ_{11} et σ_{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

$$M = F D$$

F = force par unité de profondeur

$$F = f b$$

b = distance entre deux barres

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

K = rigidité de l'appui élastique

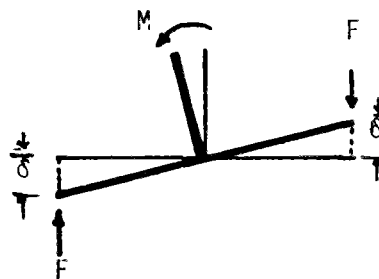
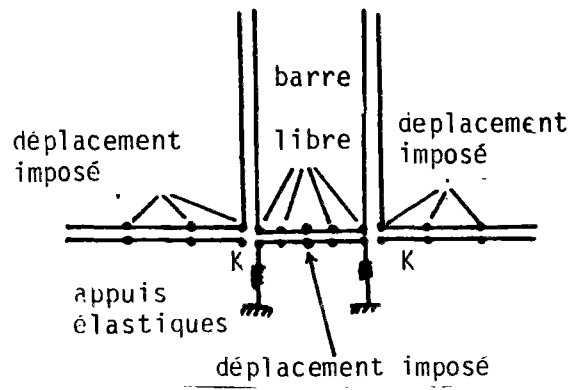


FIGURE 12bis - MODELISATION DE L'ENCASTREMENT DE LA BARRE

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 Σ). 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 $F_N \geq - r_t A$

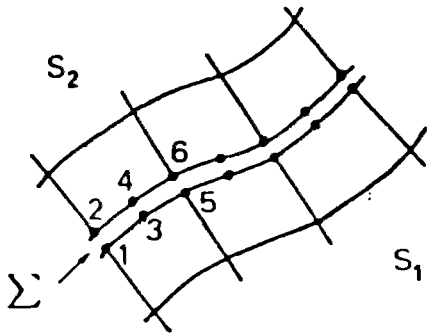
r_t : résistance unitaire à la traction,

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

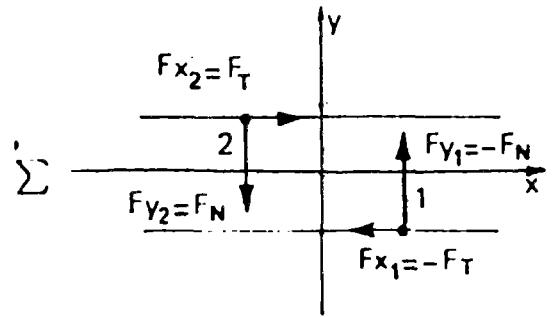
b) critère d'ouverture

$$v_1 - v_2 \leq e$$

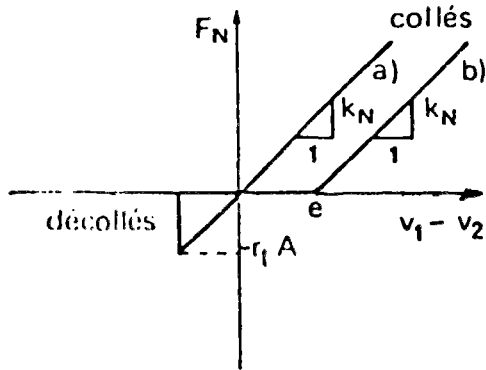
e : ouverture initiale du joint ;



- Modélisation d'une surface de discontinuité.

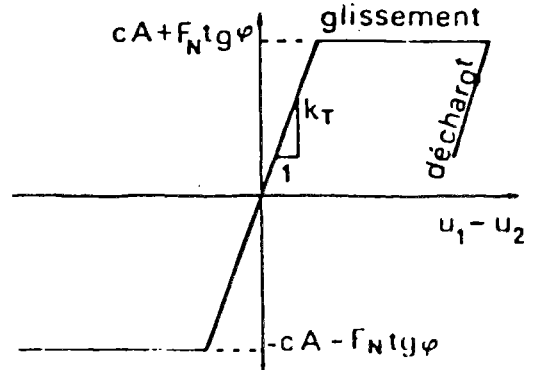


- Elément de joint à deux noeuds.



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,

ϕ : 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 ϕ 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 α 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.

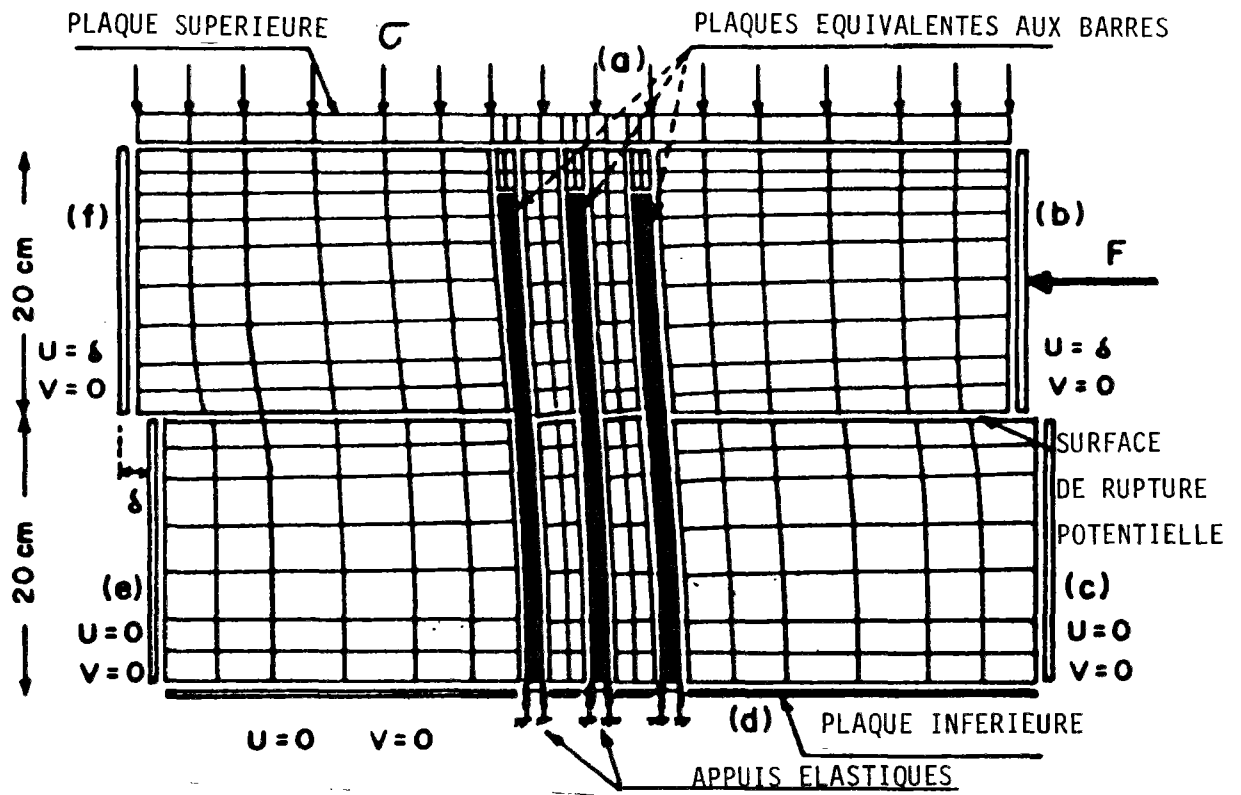


FIGURE 13 : MAILLAGE ET CONDITIONS AUX LIMITES

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 (τ, ϵ) 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.

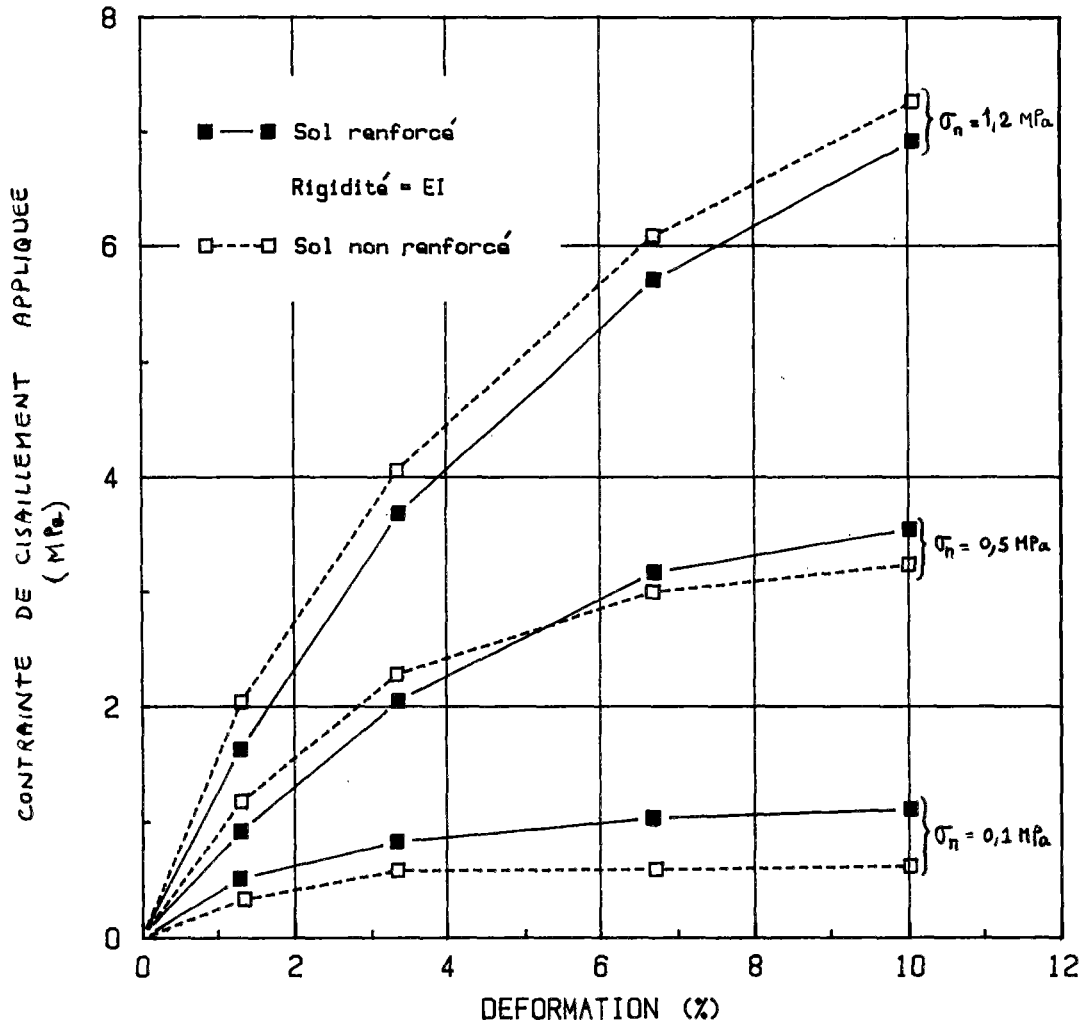


FIGURE 14 - COURBES EFFORT-DEFORMATION CALCULEES PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

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.

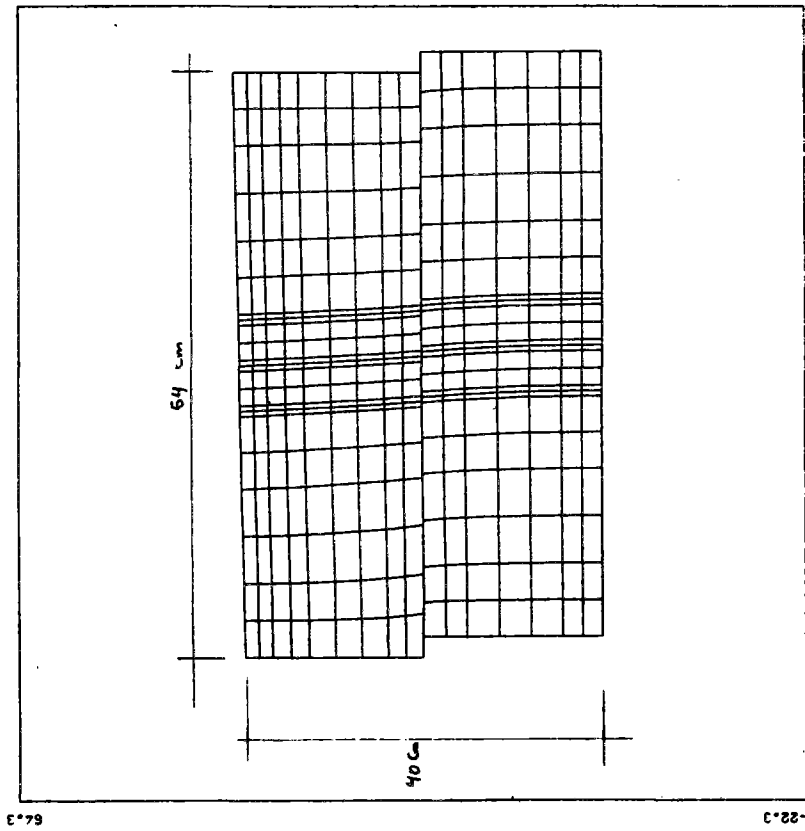
CLOUAGE (BOITE DE CISAILLEMENT)

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

DEPLACEMENT = 2.0 CM

MAILLAGE DÉFORMÉ

10 CENTIMÈTRE déplacement



-17.5 FIG. 15-a

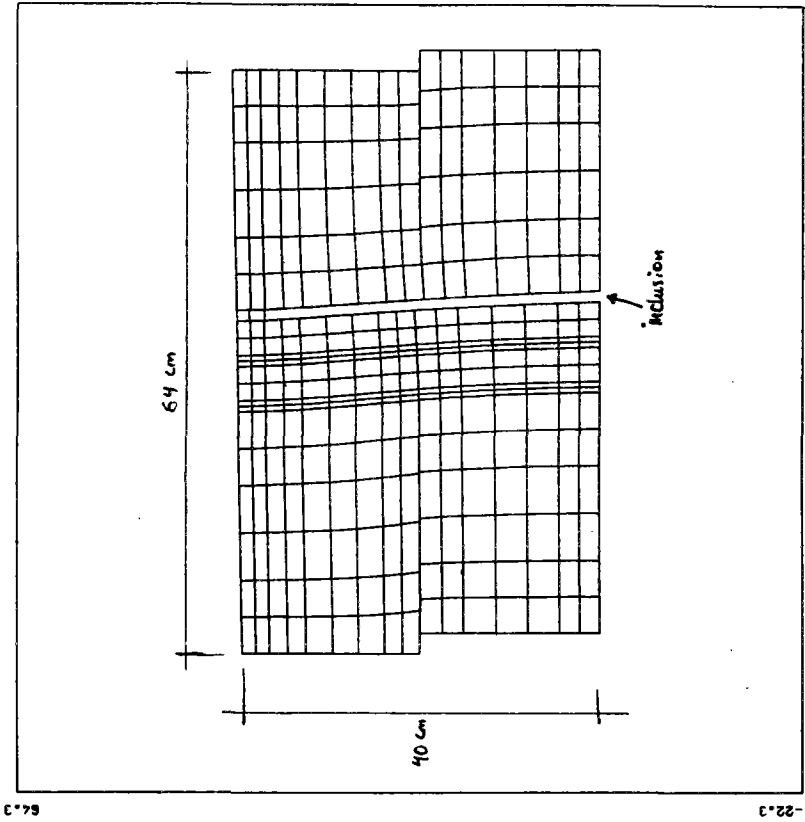
CLOUAGE (BOITE DE CISAILLEMENT)

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

DEPLACEMENT = 2.0 CM

MAILLAGE DÉFORMÉ

10 CENTIMÈTRE déplacement



-17.5 FIG. 15-b

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

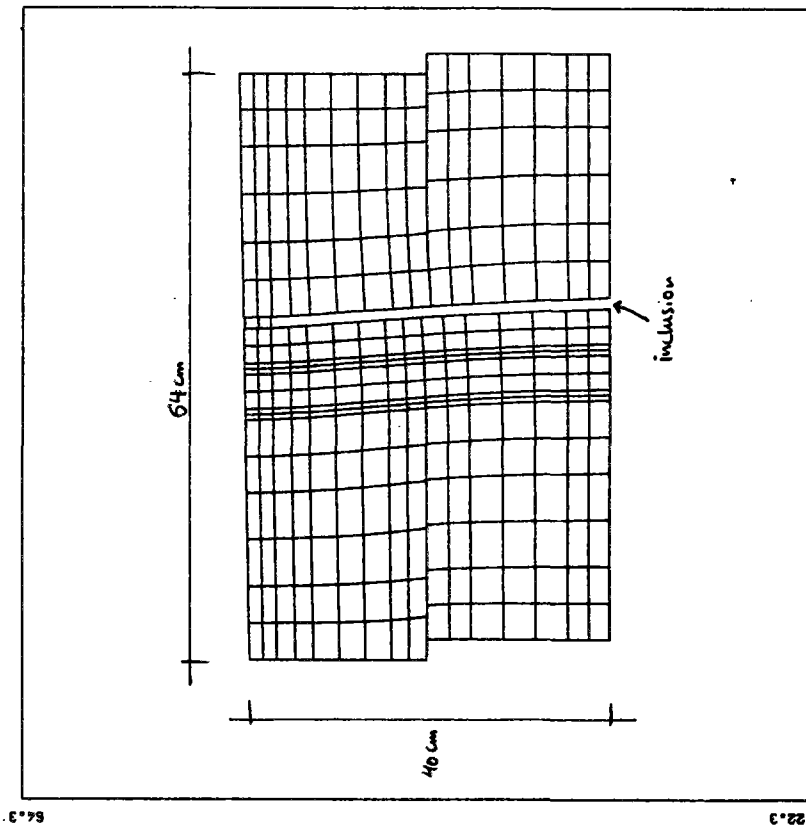
CLOUAGE (BOITE DE CISAILLEMENT)

1 RANGÉE DE BARRETES (P = 0,1 MPa)

DEPLACEMENT = 2,0 CM

MAILLAGE DÉFORMÉ

10 CENTIMÈTRE déplacement



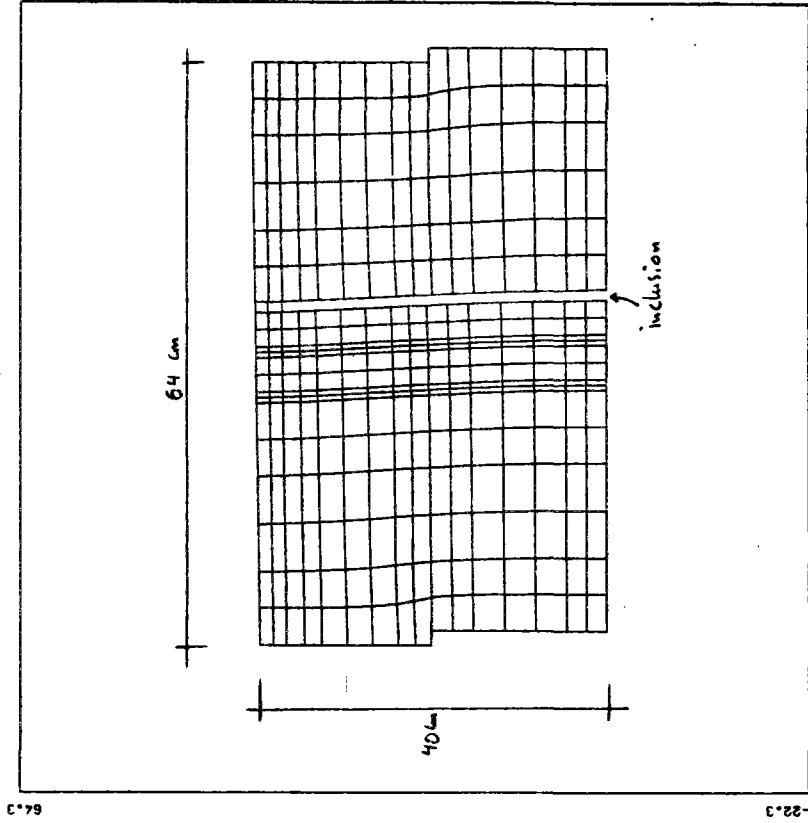
CLOUAGE (BOITE DE CISAILLEMENT)

1 RANGÉE DE BARRETES (P = 1,2 MPa)

DEPLACEMENT = 2,0 CM

MAILLAGE DÉFORMÉ

10 CENTIMÈTRE déplacement



CO 11

-17.5

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

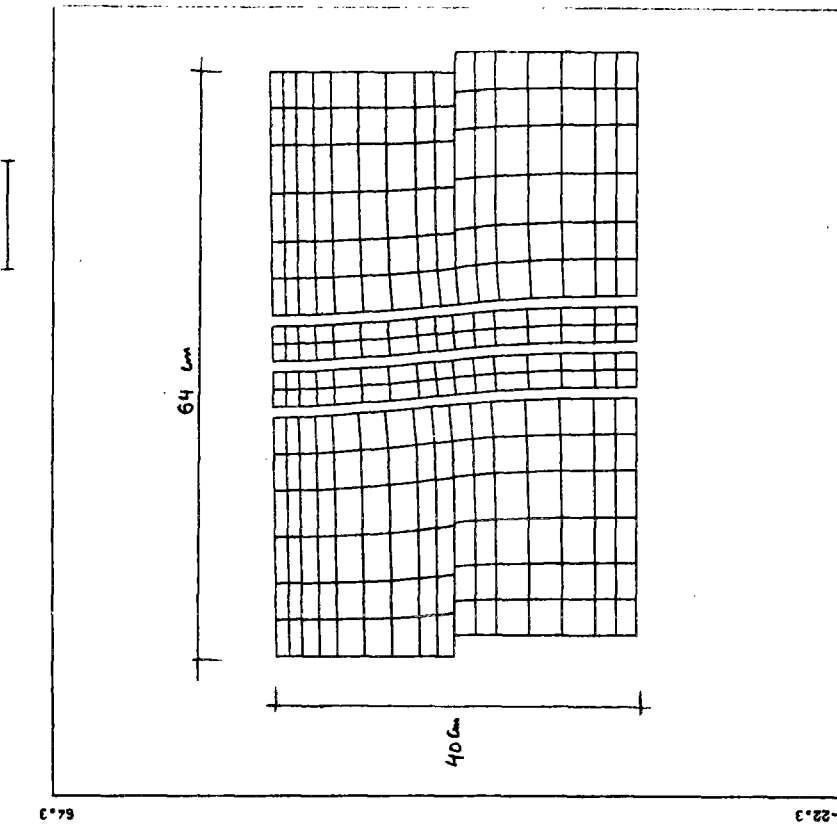
CLOUAGE (BOITE DE CISAILLEMENT)

3 RANGÉES DE BARRES/EI/48 (P= 0,1 MPa)

DEPLACEMENT = 2,0 CM

MAILLAGE DÉFORMÉ

10 CENTIMÈTRE déplacement



69.0

-17.5 FIG. 16-b

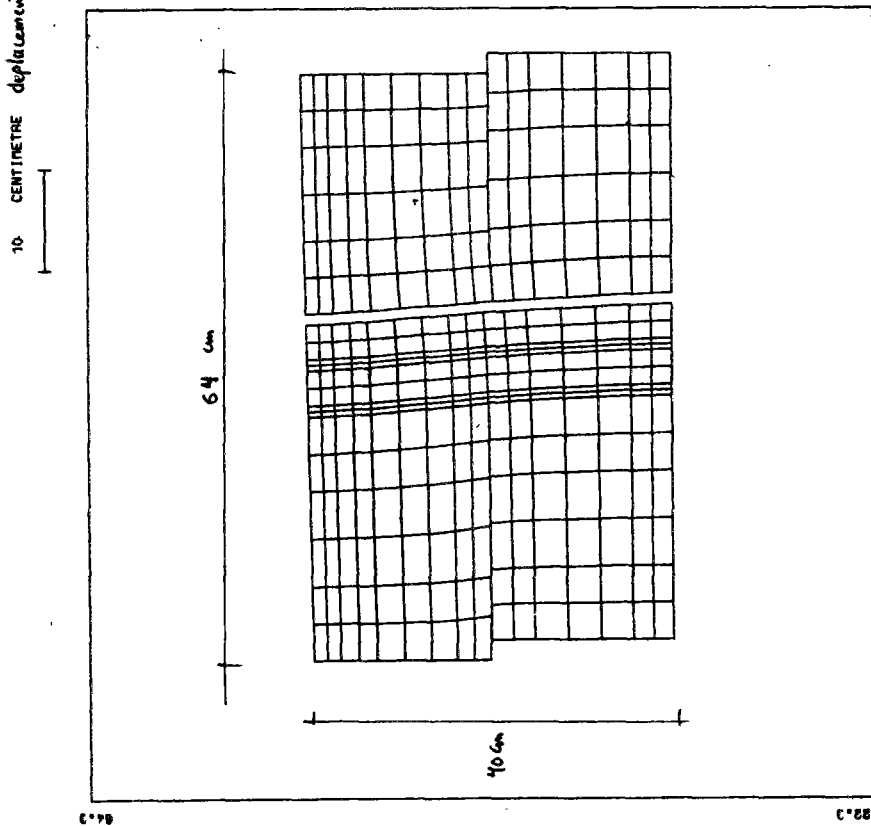
CLOUAGE (BOITE DE CISAILLEMENT)

1 RANGÉE DE BARRES/EI/00 (P=

DEPLACEMENT = 2,0 CM

MAILLAGE DÉFORMÉ

10 CENTIMÈTRE déplacement



69.0

-17.5 FIG. 16-a

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

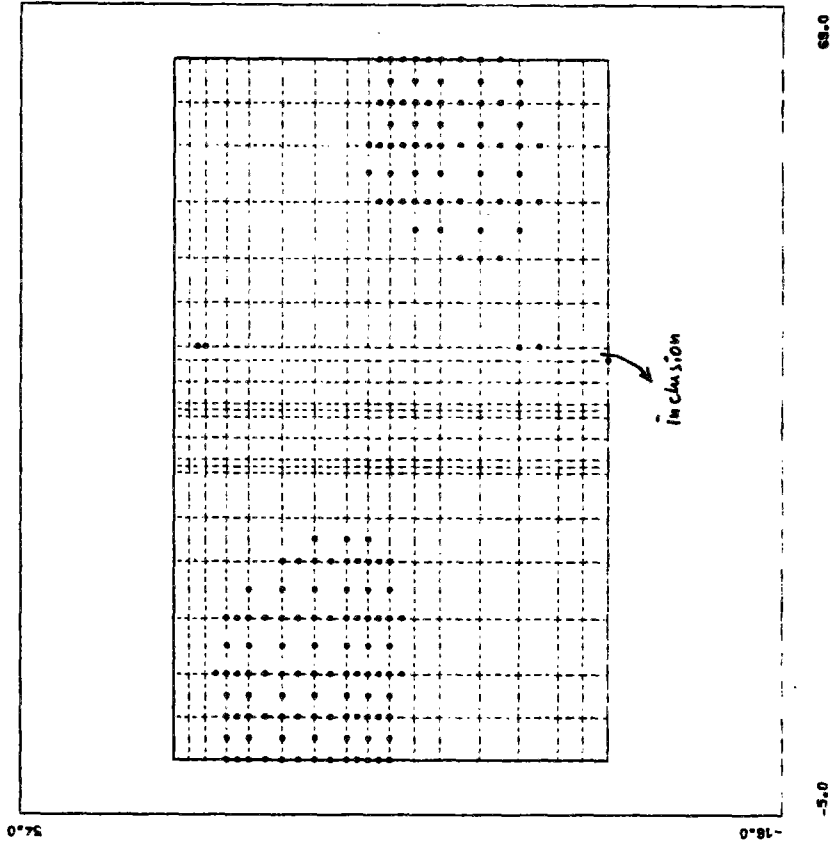
III-1

CLOUAGE (BOITE DE CISAILLEMENT)

1 RANGE DE BARRRES (P = 4,2 MPa)

DEPLACEMENT = 2.0 CM

ZONES PLASTIQUES-INCREMENT 3



III-1

CLOUAGE (BOITE DE CISAILLEMENT)

SOL SAIS BARRRE (PRESSION = 1,2 MPa)

DEPLACEMENT = 2.0 CM

ZONES PLASTIQUES-INCREMENT 3

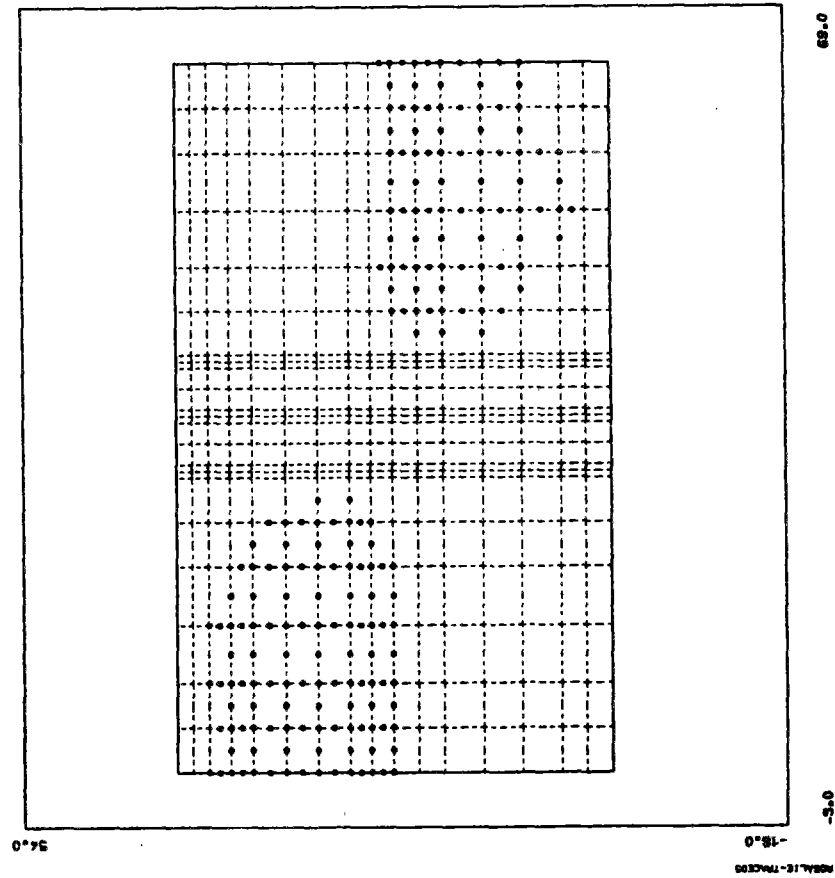


FIGURE 17 - Effet de la présence du renforcement sur le développement des zones plastiques

CLOUAGE (BOITE DE CISAILLEMENT)

SUR SANS BARRÉ (PRESSION = 1,2 MPa)

DEPLACEMENT = 0,8 CM

CONTRAINTE DE CISAILLEMENT (SIT) EN 50 kPa

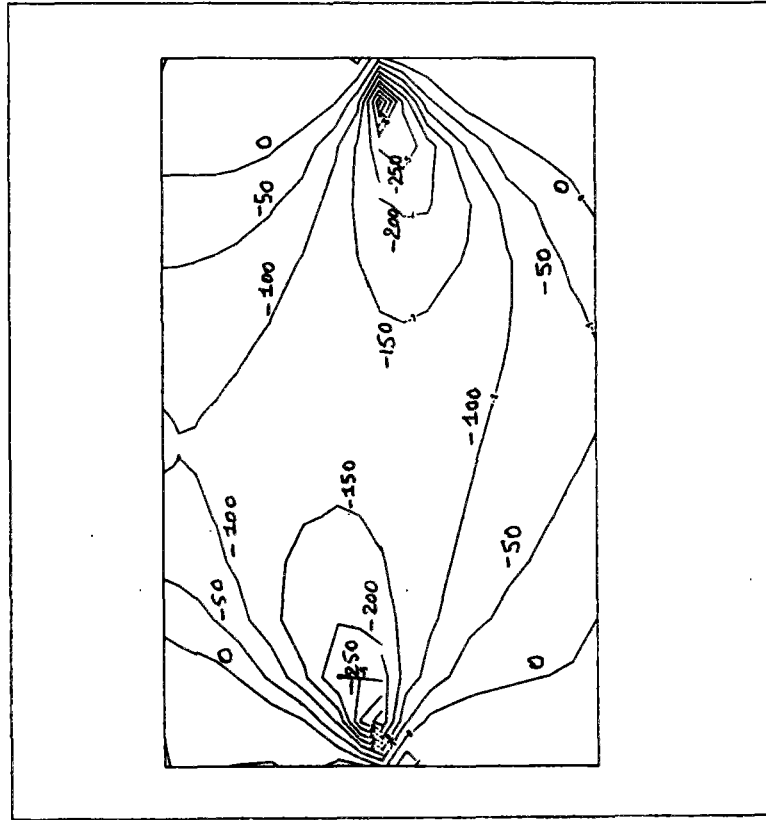


FIG. (18-a)

CLOUAGE (BOITE DE CISAILLEMENT)

1 RANGÉE DE BARRÉ (P = 1,2 MPa)

DEPLACEMENT = 0,8 CM

CONTRAINTE DE CISAILLEMENT (SIT) EN 50 kPa

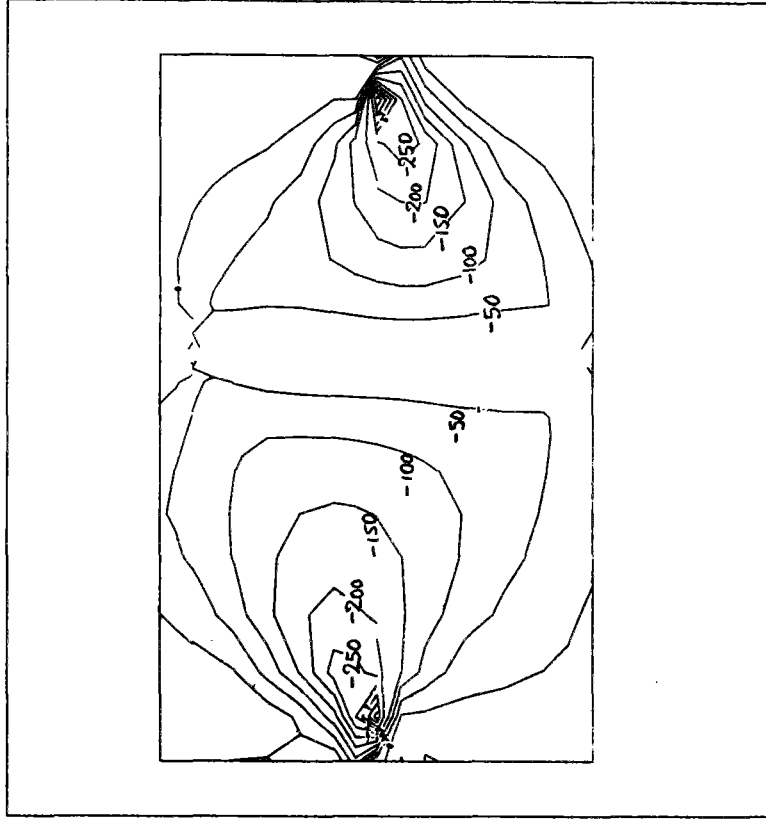


FIG. (18-b)

es-o
—|—

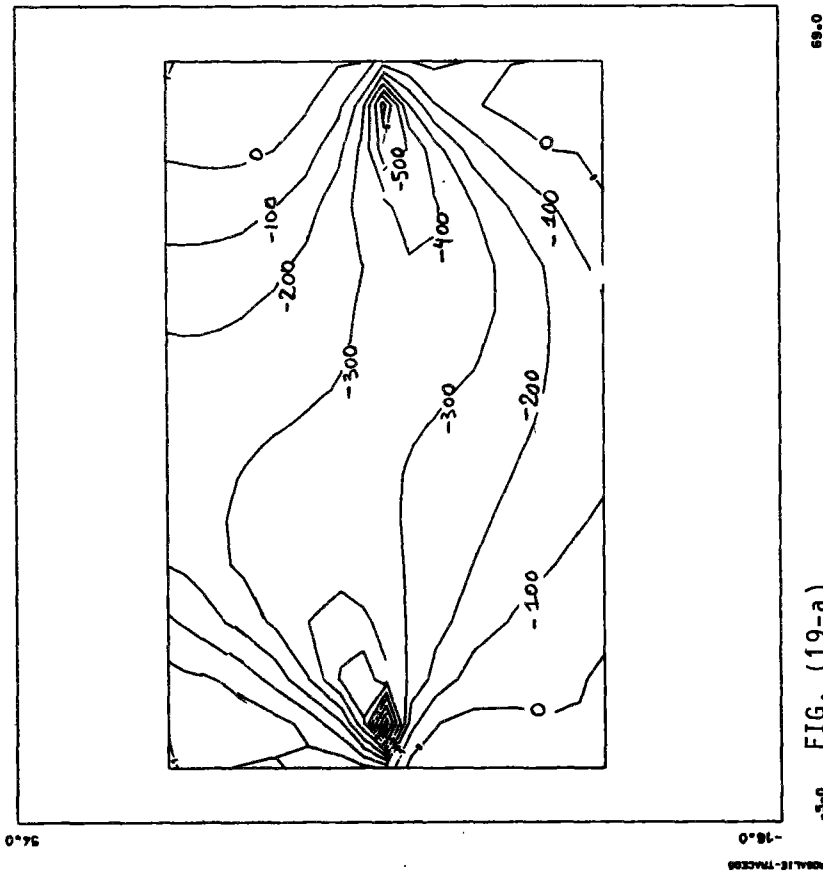
FIGURE 18 - Effet de la présence du renforcement sur les iso-valeurs de contrainte de cisaillement ; $\epsilon = 1,3\%$

CLOUAGE (BOITE DE CISAILEMENT)

SOL SANS BARRÉ (PRESSION = 1,2 MPa)

DEPLACEMENT = 2,0 CM

CONTRAİNTE DE CISAILEMENT (SXY) EN 100 kPa



CLOUAGE (BOITE DE CISAILEMENT)

1 RANGÉE DE BARRÉS (P. 1,2 MPa)

DEPLACEMENT = 2,0 CM

CONTRAİNTE DE CISAILEMENT (SXY) EN 100 kPa

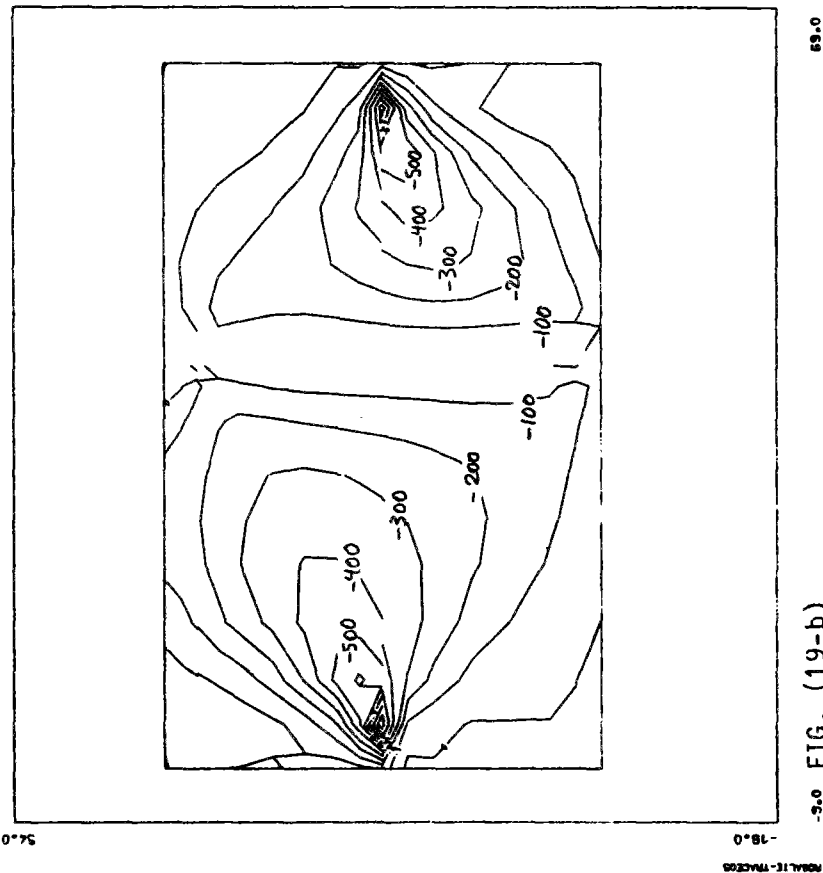


FIGURE 19 - Effet de la présence du renforcement sur les iso-valeurs de contrainte de cisaillement ; $\epsilon = 3,3 \%$

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 α 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.

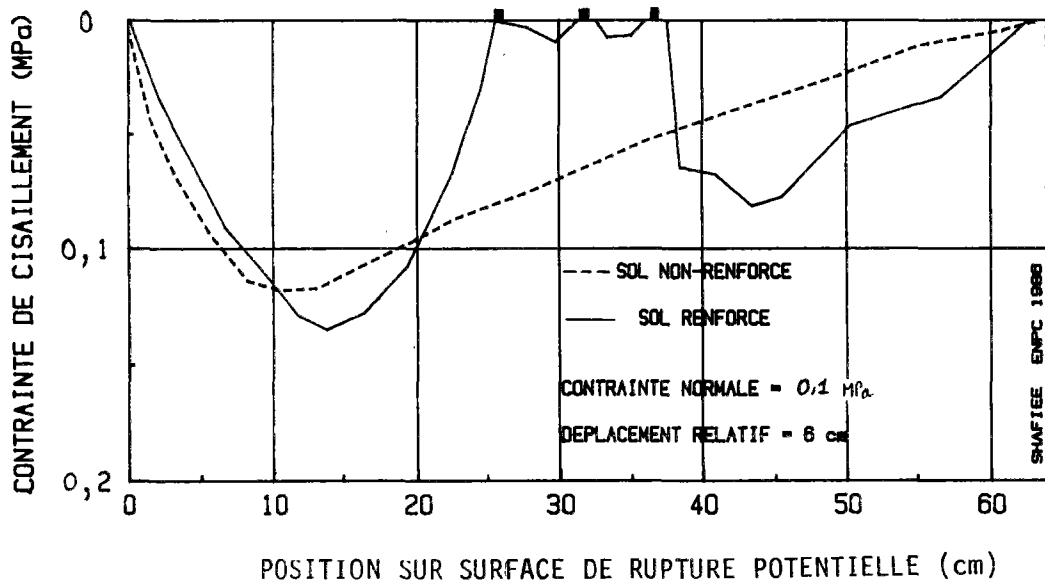
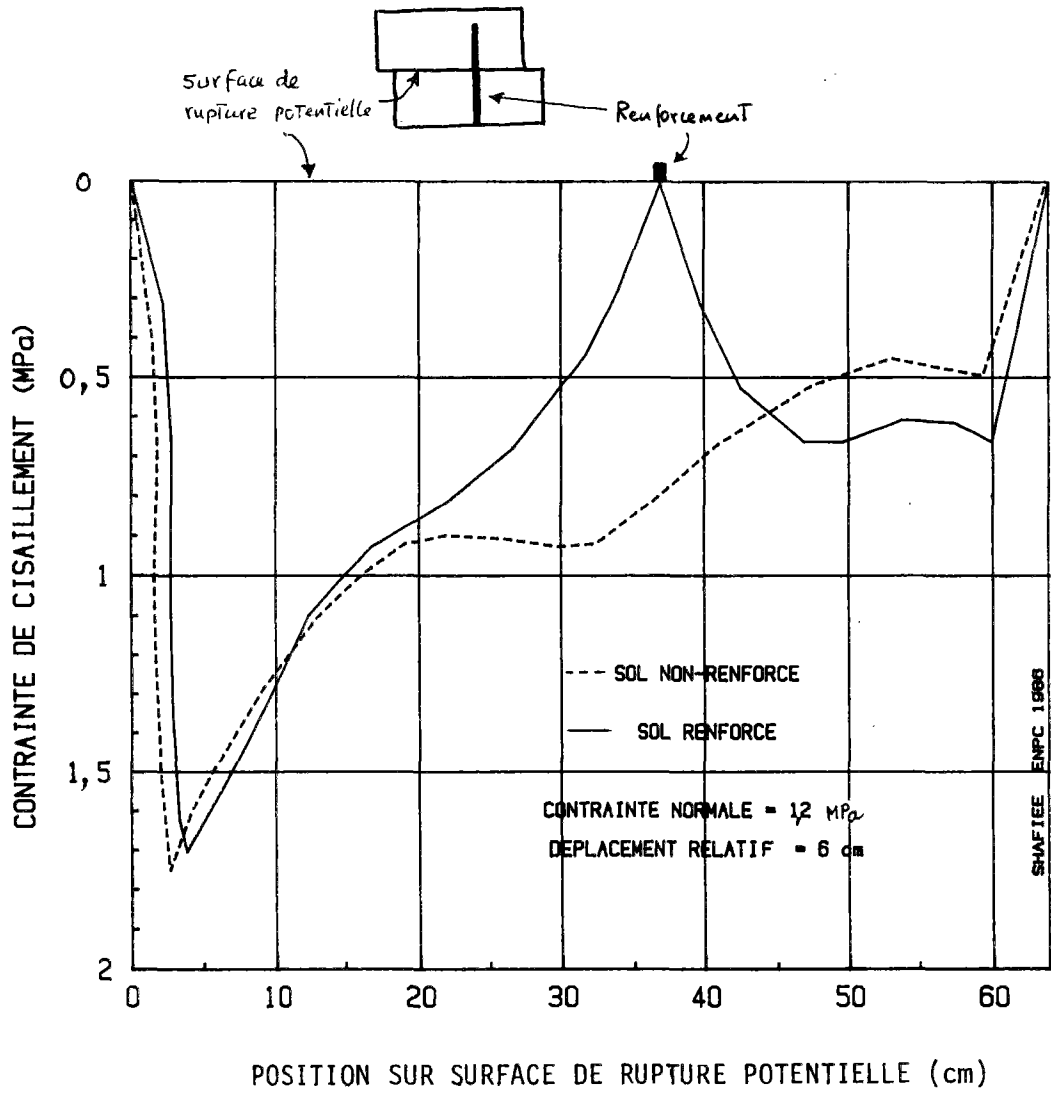


FIGURE 20 - Distribution des contraintes de cisaillement le long de la surface de rupture

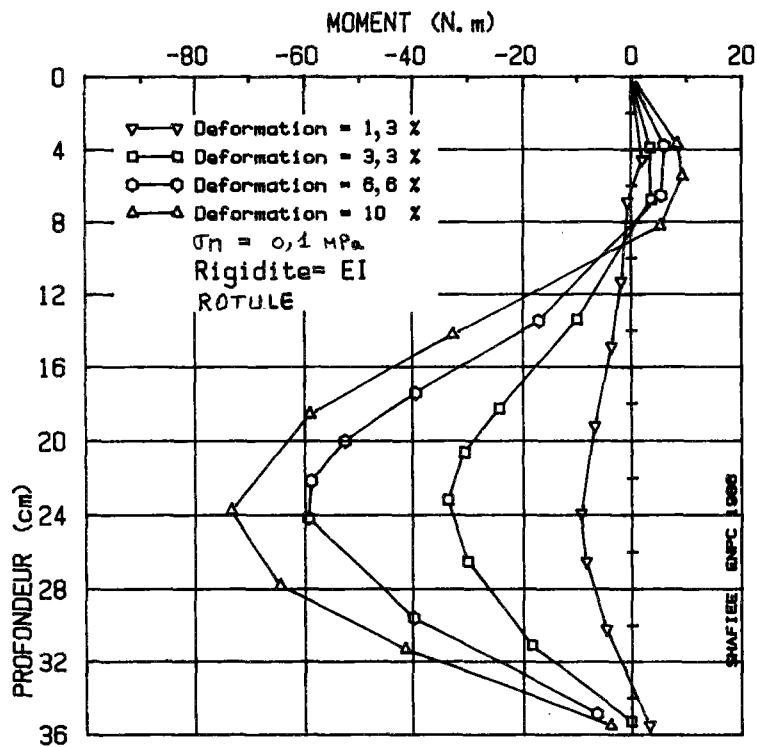
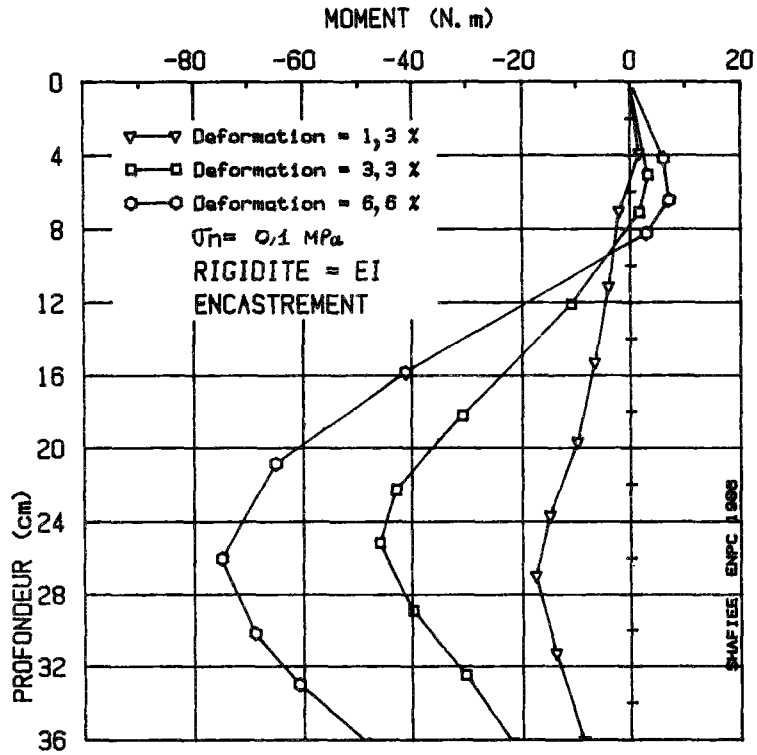


FIGURE 21 : Effet de l'encastrement de la barre sur la distribution des moments

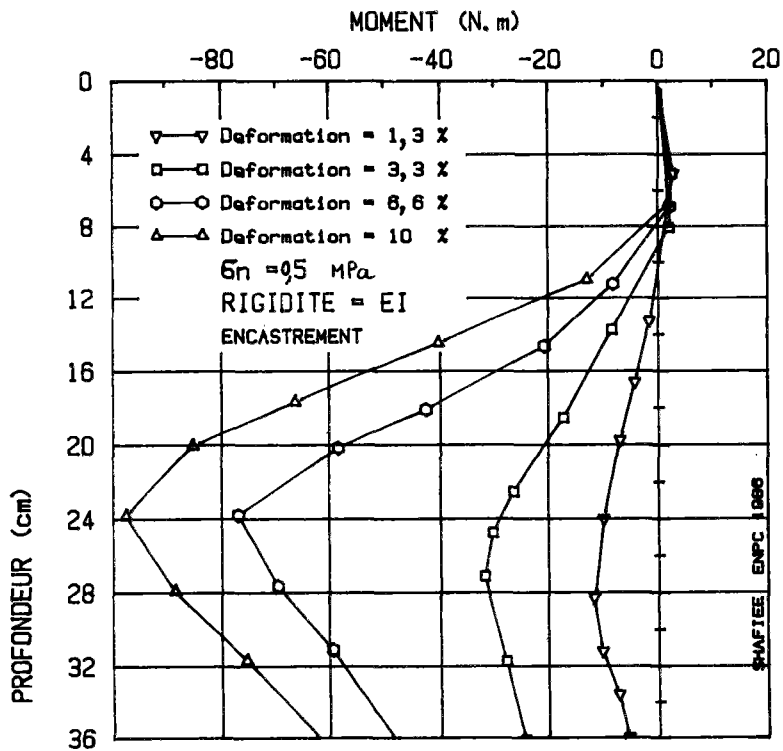
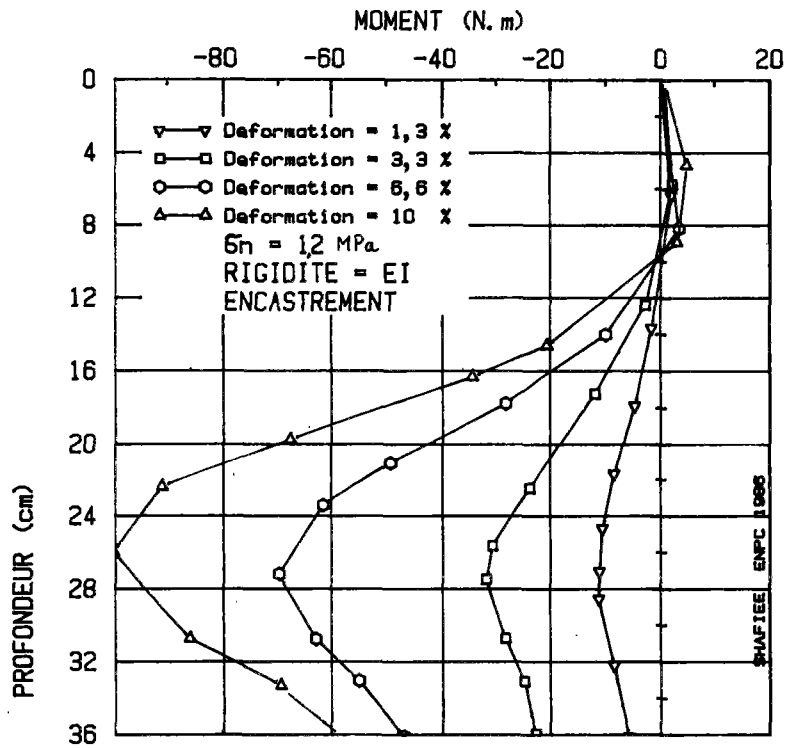


FIGURE 22 - Effet de la contrainte normale sur la distribution des moments

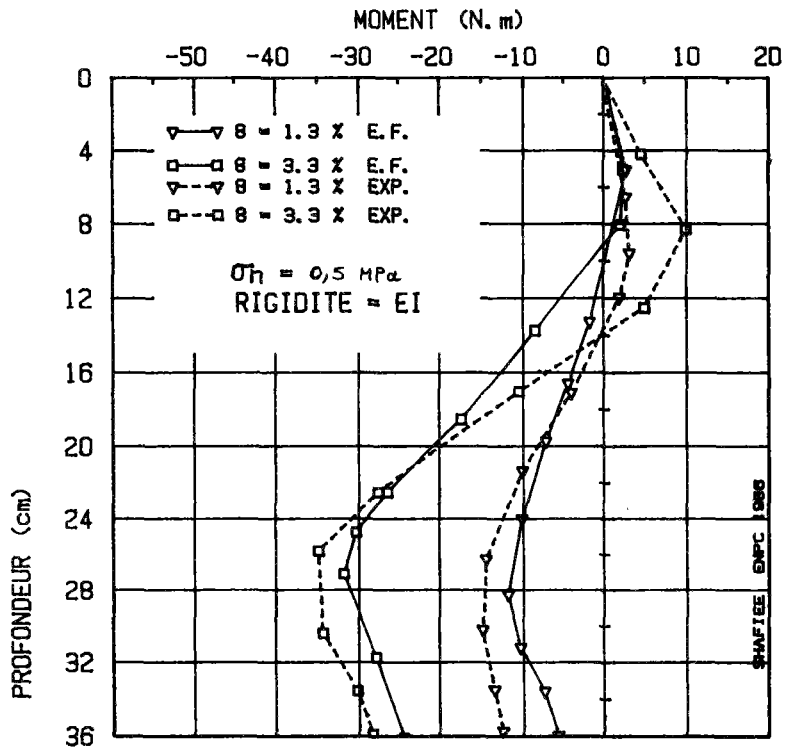
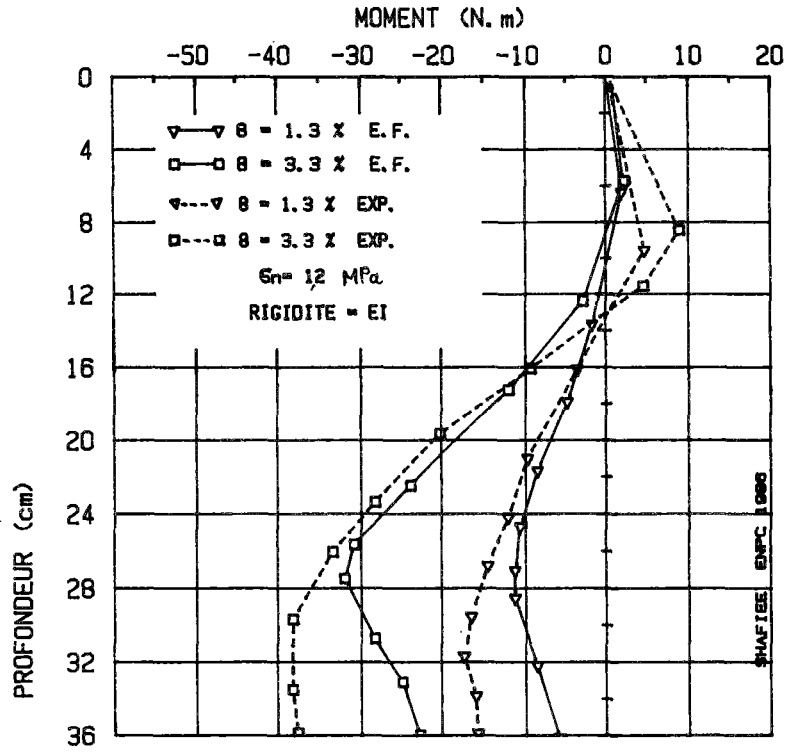


FIGURE 23 - Comparaison des moments expérimentaux et calculés par la méthode des éléments finis

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.

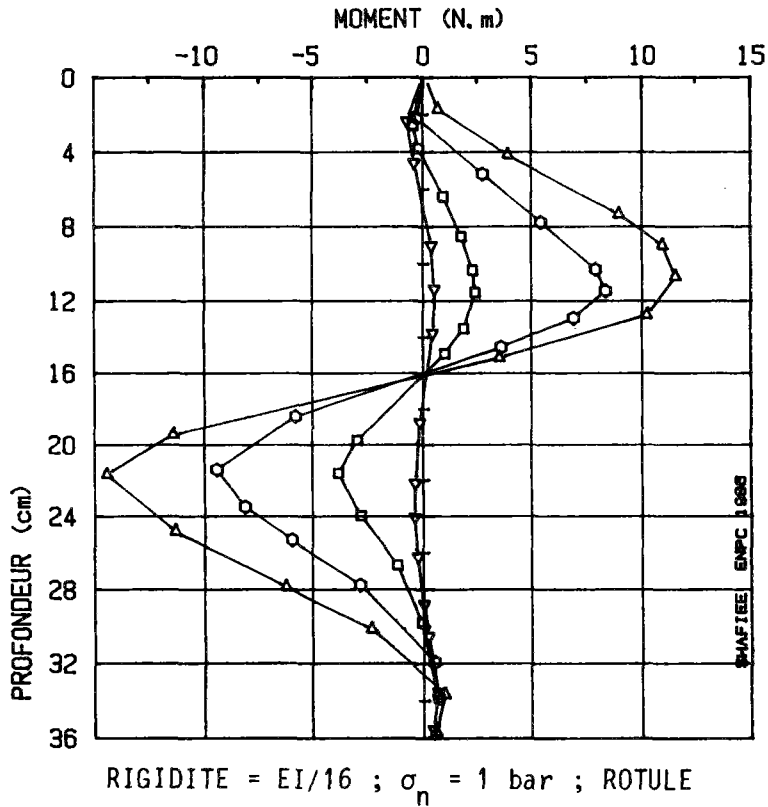
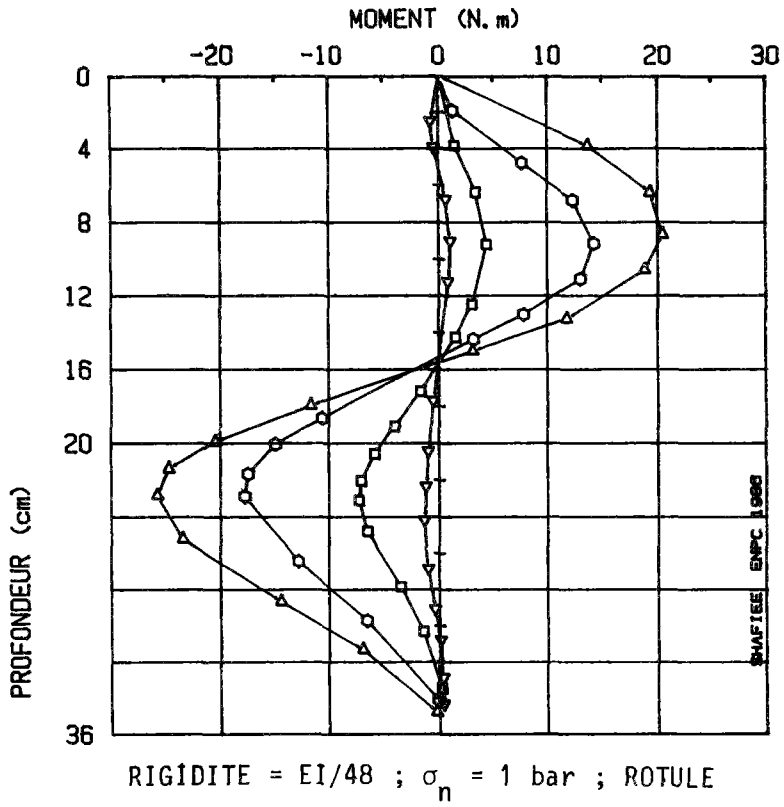


FIGURE 24 - Effet de la rigidité des barres sur la distribution des moments

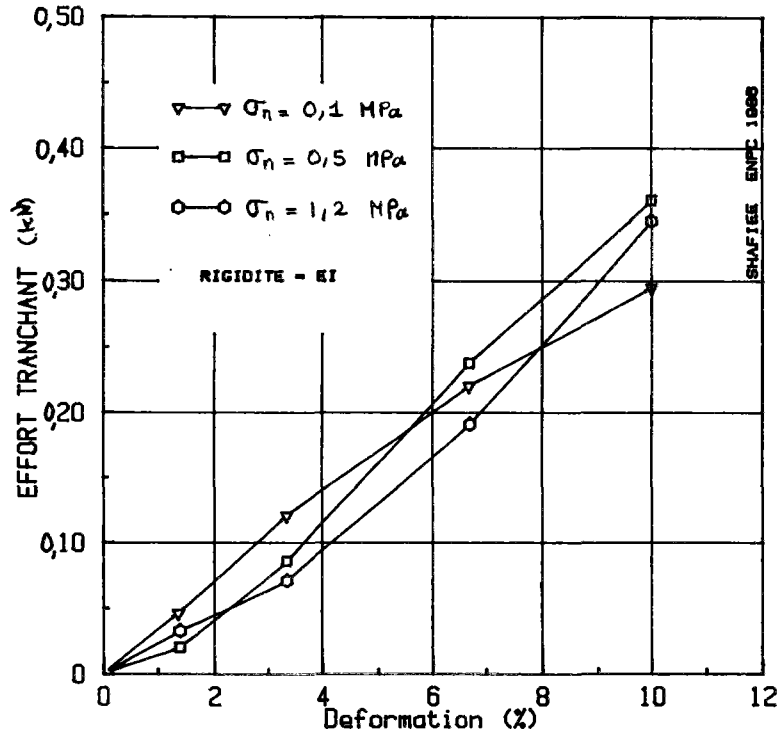


FIGURE 25 - Effet de la contrainte normale sur la mobilisation de l'effort tranchant

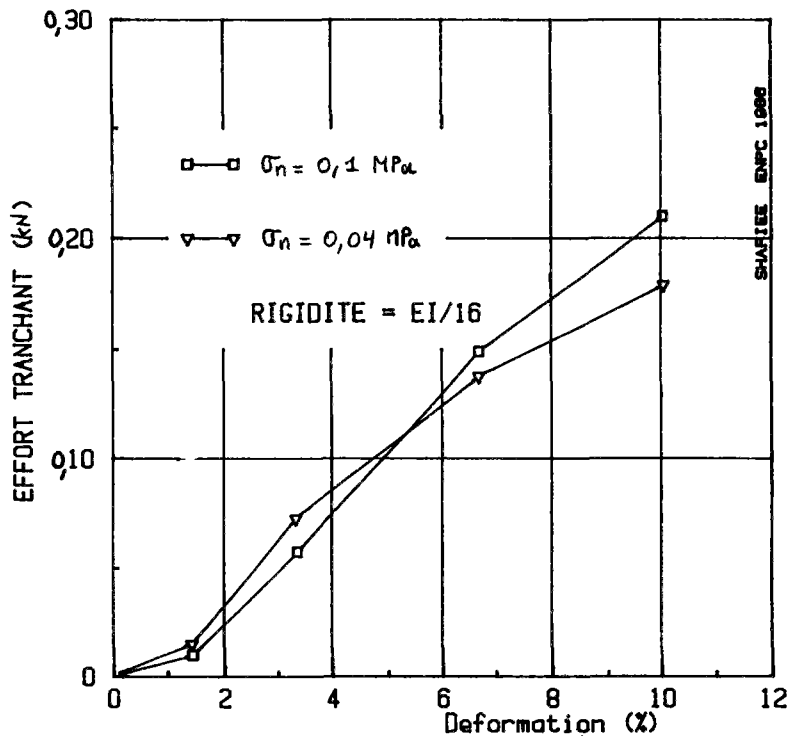


FIGURE 26 - Effet de la contrainte normale sur la mobilisation de l'effort tranchant

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 :

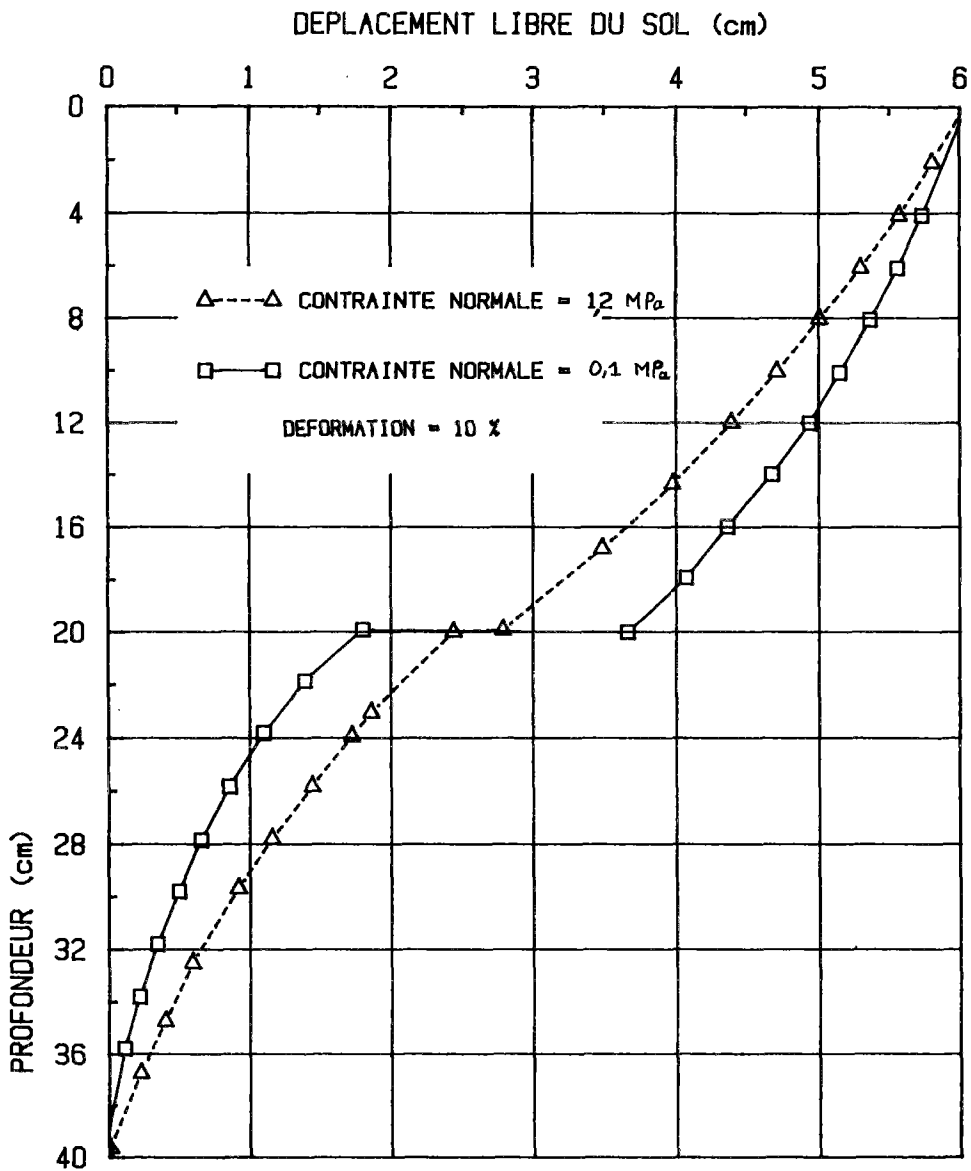


FIGURE 27 - EFFET DE LA CONTRAINTE NORMALE SUR LE DEPLACEMENT DU SOL A L'EMPLACEMENT DE LA BARRE EN L'ABSENCE DE CELLE-CI

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

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 ϕ^* . 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 ϕ^* et les relations qui les lient au comportement du sol et du renforcement.

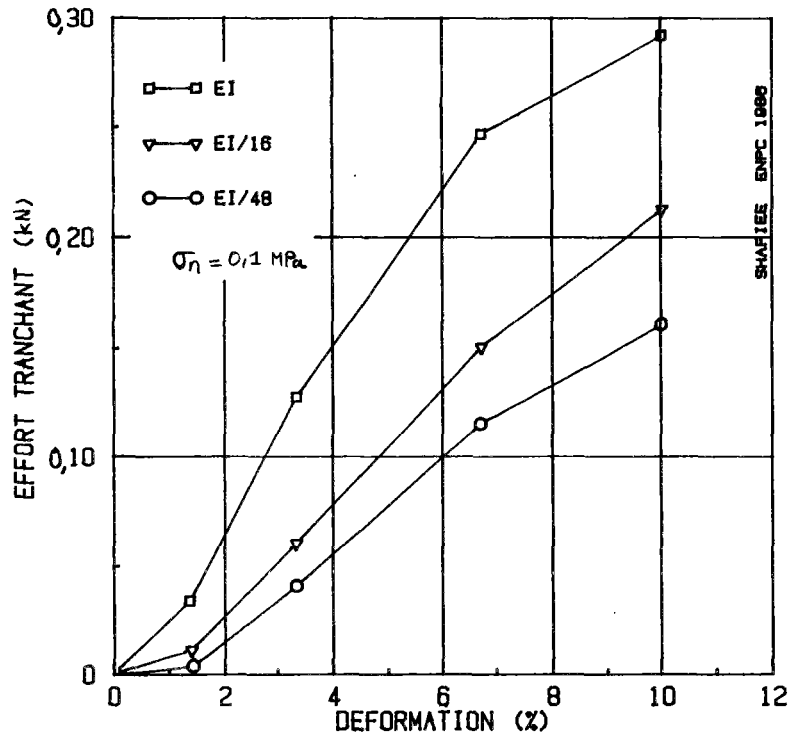


FIGURE 28 - EFFET DE LA RIGIDITE SUR LA MOBILISATION DE L'EFFORT TRANCHANT

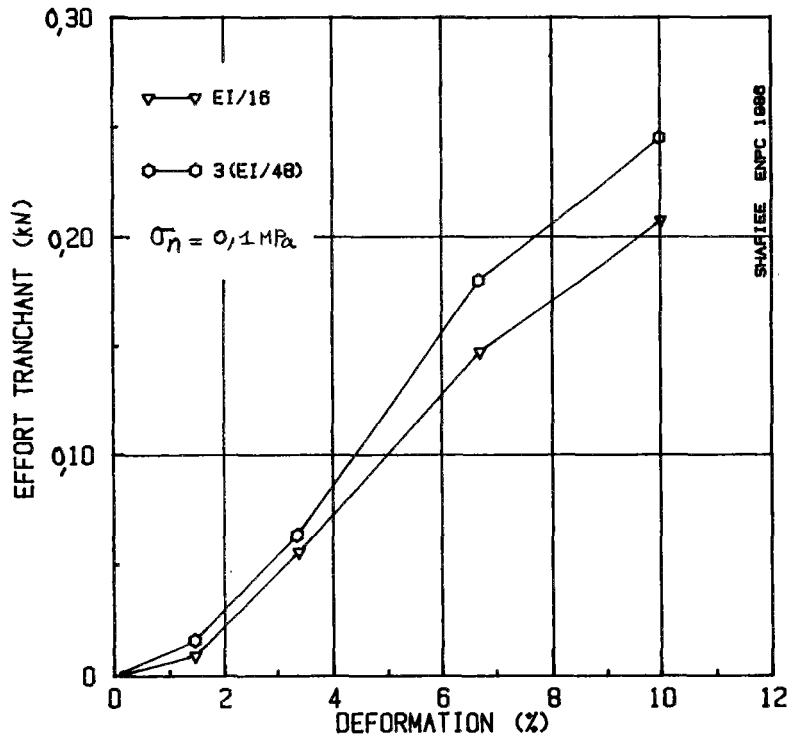


FIGURE 30 - EFFET DU NOMBRE DE RANGEES DE BARRE SUR LA MOBILISATION DE L'EFFORT TRANCHANT

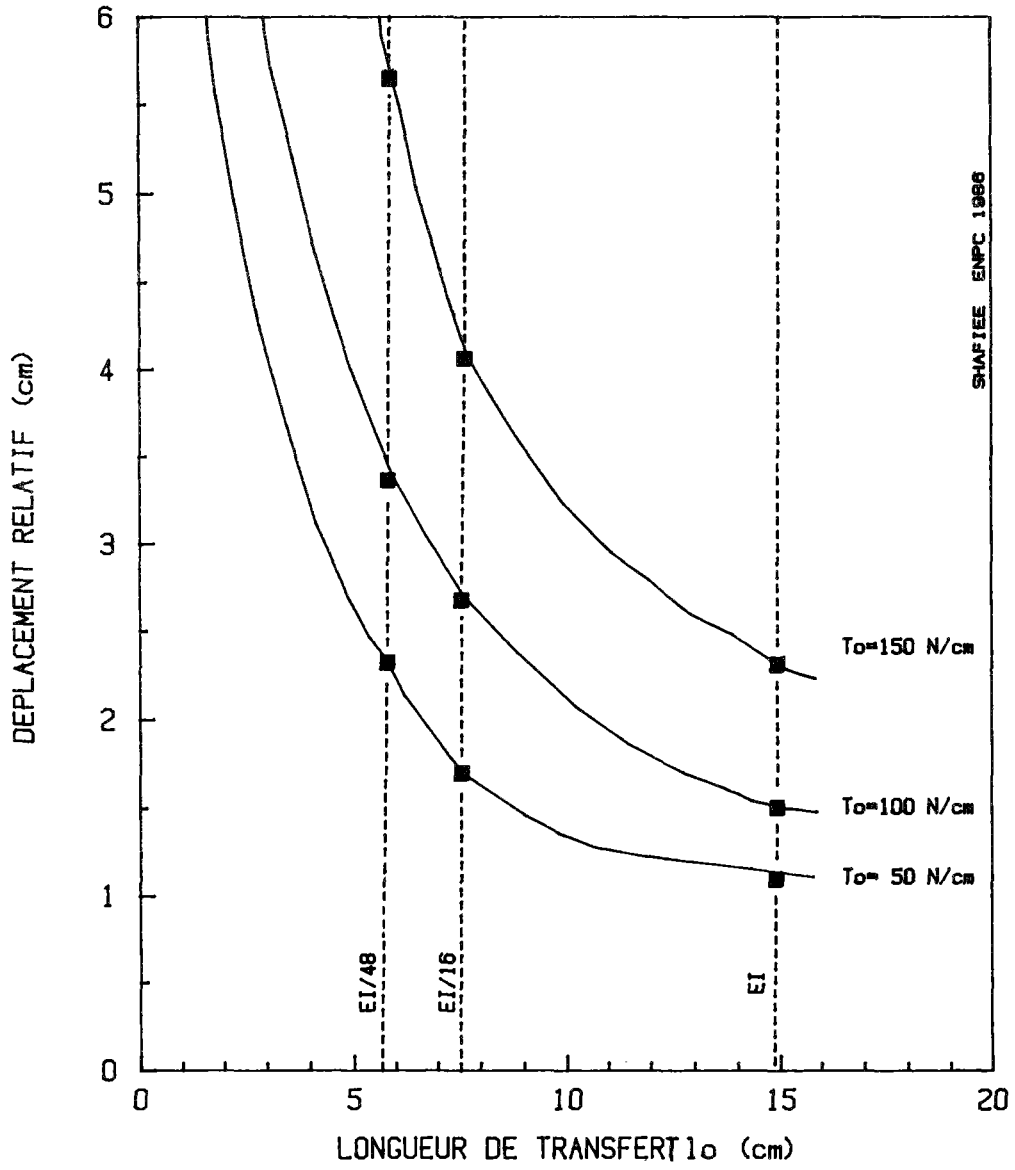


FIGURE 29 - EFFORT TRANCHANT EN FONCTION DU DEPLACEMENT RELATIF DU SOL ET DE LA RIGIDITE

La figure 31 montre les courbes de rupture dans le plan des contraintes appliquées (τ , σ) 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

ϕ^* = 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.

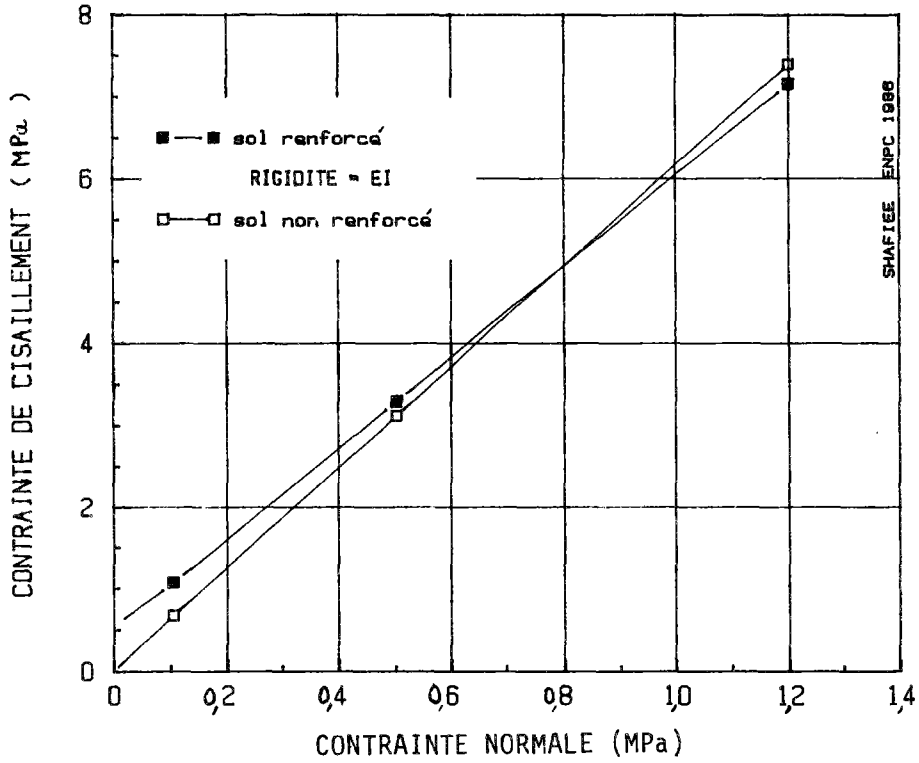


FIGURE 31 - Comparaison des courbes de rupture dans le plan des contraintes appliquées pour le sol renforcé et le sol non renforcé

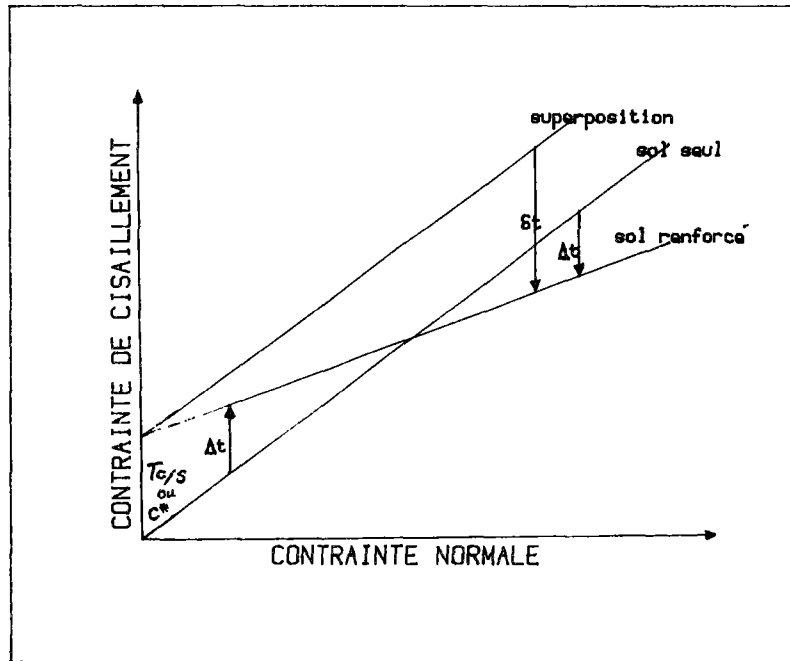


FIGURE 32 - Schématisation du comportement du sol renforcé à la rupture

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 :

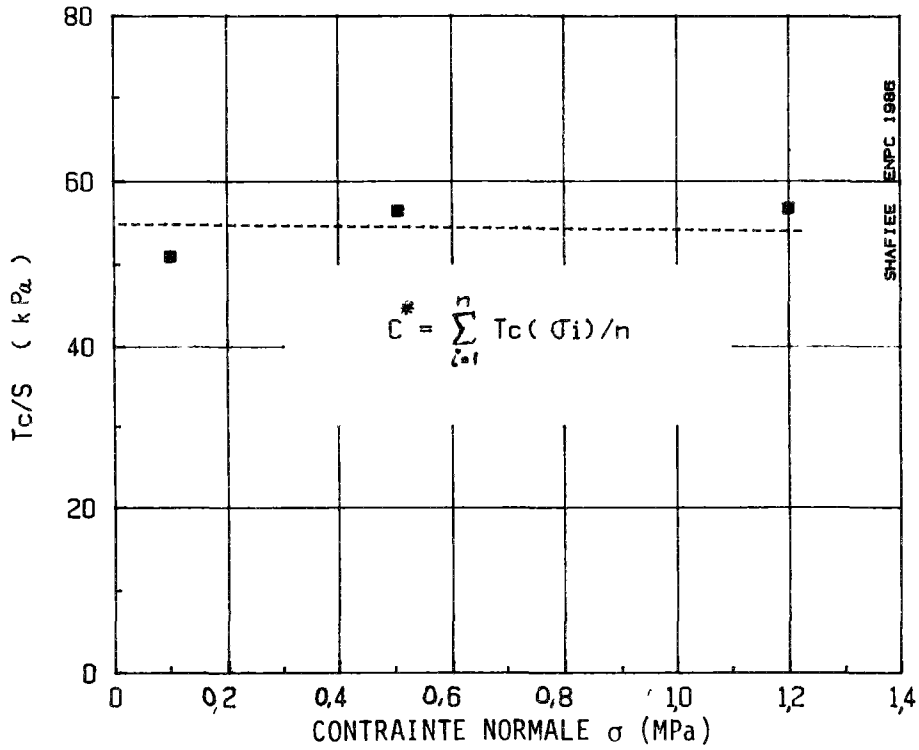


FIGURE 33 - EFFORT TRANCHANT DANS LES RENFORCEMENTS EN FONCTION DE LA CONTRAINTE NORMALE

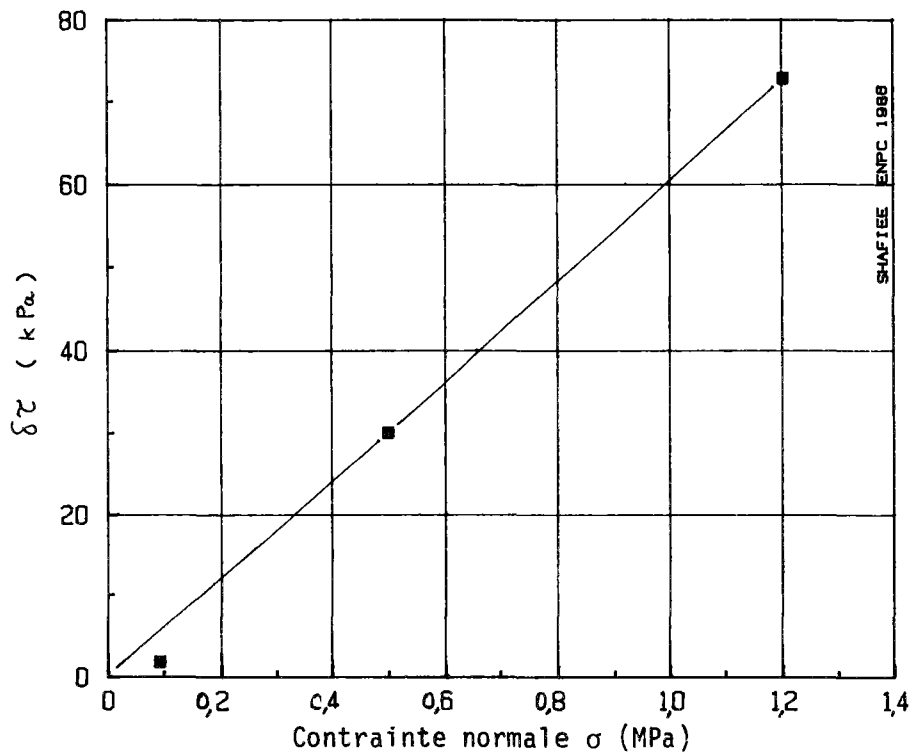


FIGURE 34 - DIMINUTION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT DANS LE SOL EN FONCTION DE LA CONTRAINTE NORMALE

- 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.

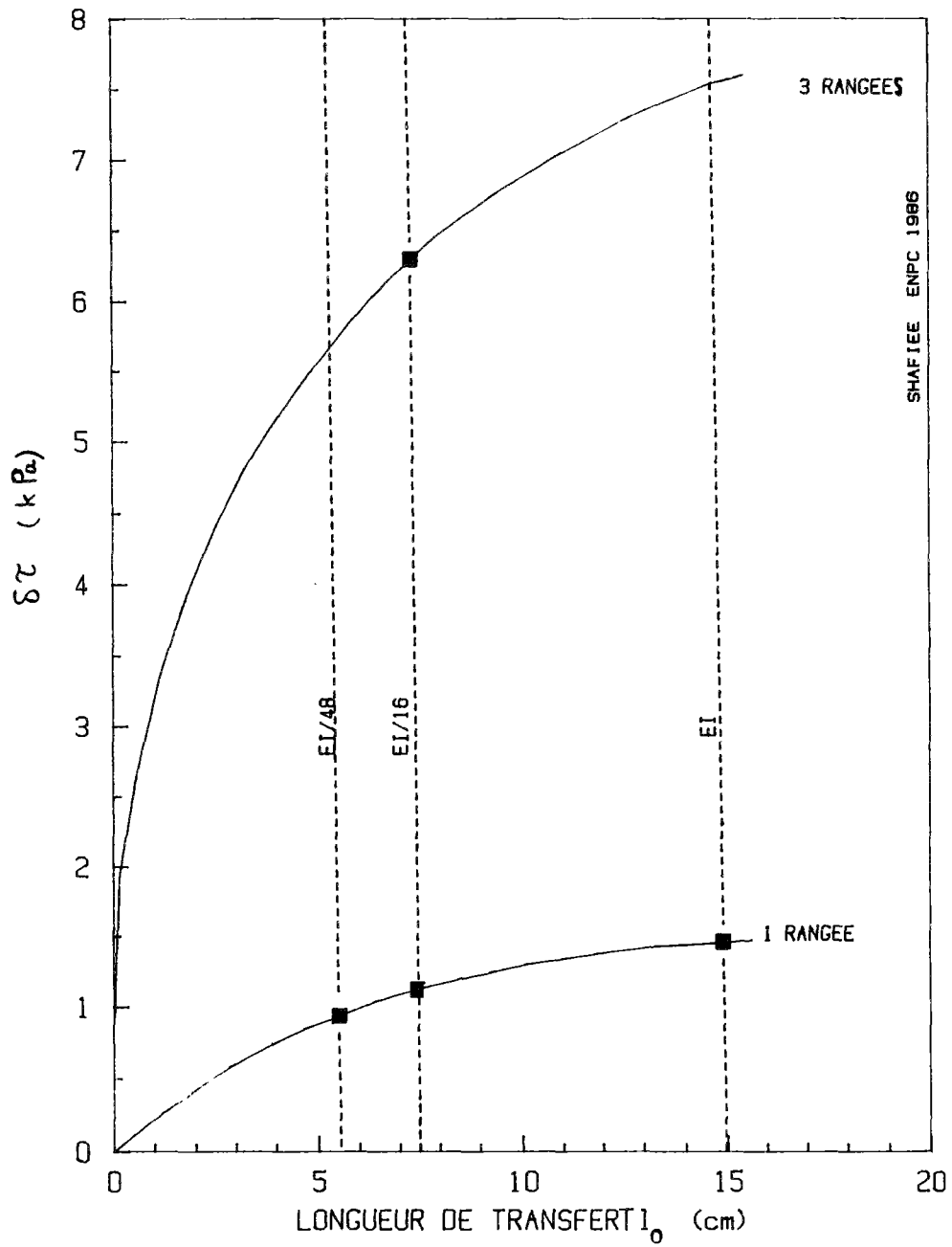


FIGURE 35 - Diminution de la contrainte de cisaillement dans le sol τ en fonction de la rigidité et du nombre des renforcements

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 (τ, σ) est une droite d'équation :

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

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

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

La fonction de charge ainsi définie délimite un domaine d'élasticité ouvert et permet pour une distorsion γ_{xy} donnée de définir la cohésion mobilisée $\tau_0(\gamma_{xy})$ et l'angle de frottement interne mobilisé ϕ_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 τ et σ calculées pour une distorsion donnée (ou par la déformation ϵ 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 (ϕ_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 ($\epsilon = 3,3 \%$).

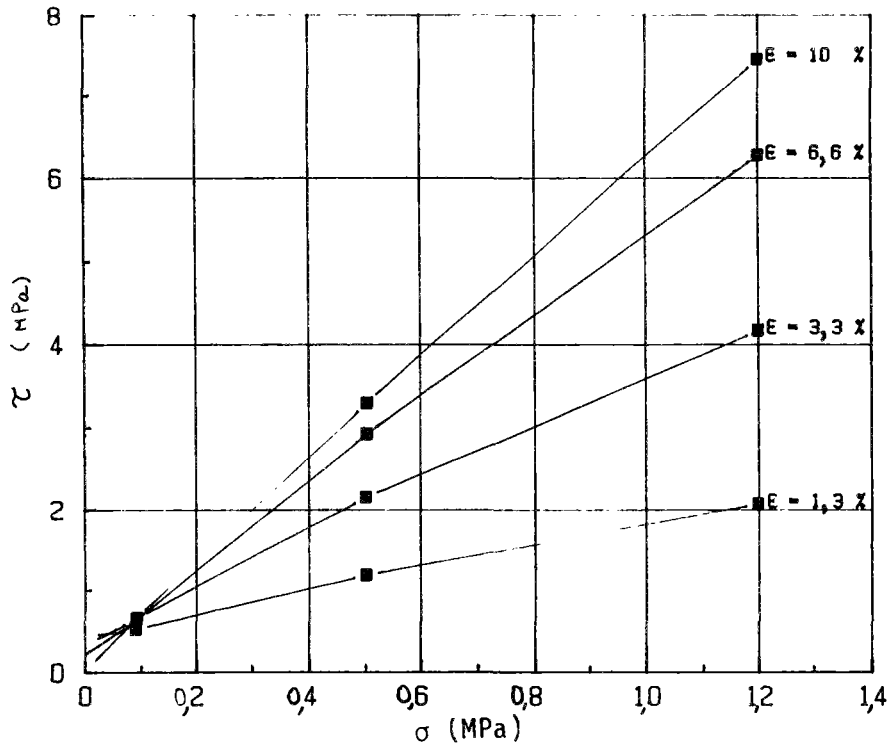


FIGURE 36 - COURBES D'ISODEFORMATION POUR LE SOL NON RENFORCE

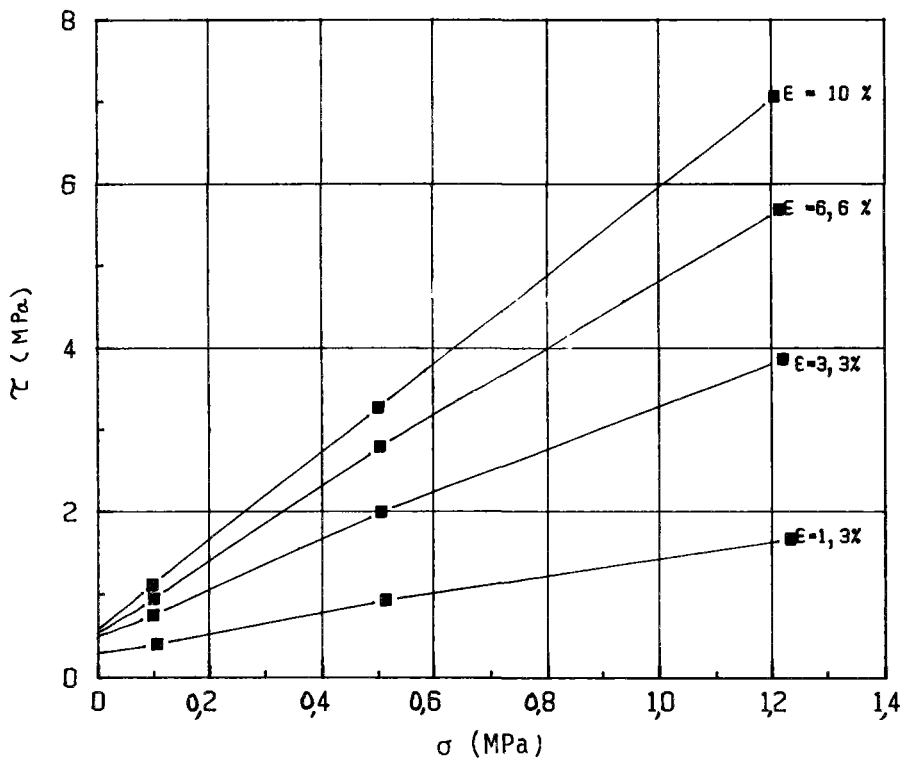


FIGURE 37 - COURBES D'ISODEFORMATION POUR LE SOL RENFORCE AVEC DES RENFORCEMENTS DE RIGIDITE EI

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 ϵ . 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.

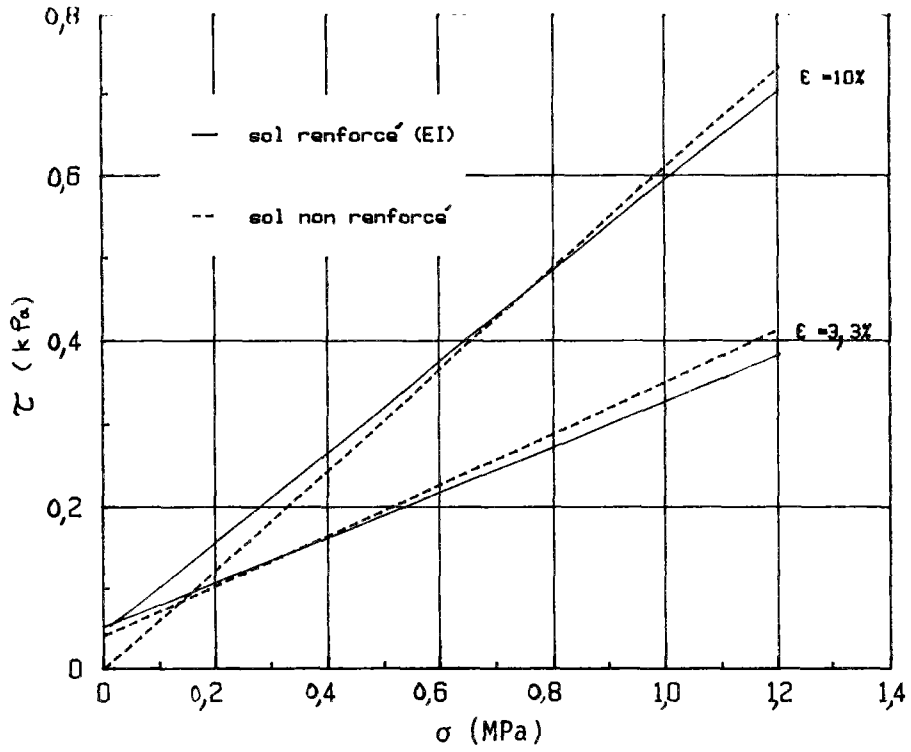


FIGURE 38 - Comparaison des courbes d'isodeformation du sol renforcé avec celles du sol non renforcé

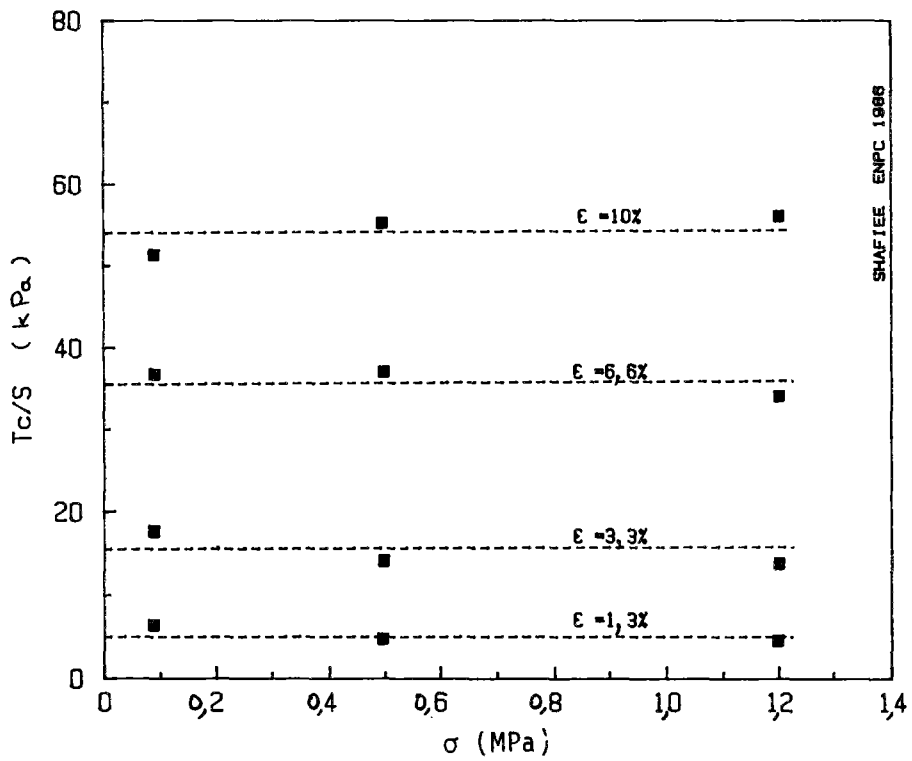


FIGURE 39 - Effort tranchant en fonction de la contrainte normale pour une déformation donnée

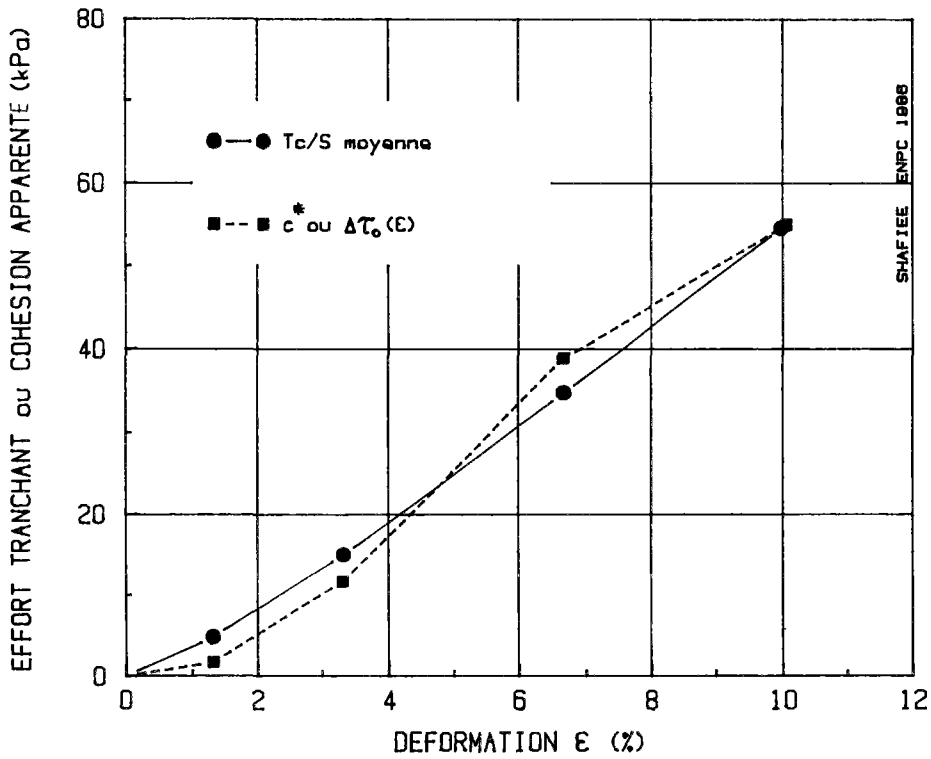


FIGURE 40 - COMPARAISON DE LA MOBILISATION DE LA COHESION APPARENTE AVEC CELLE DE L'EFFORT TRANCHANT MOYEN (mobilisé pour une déformation donnée)

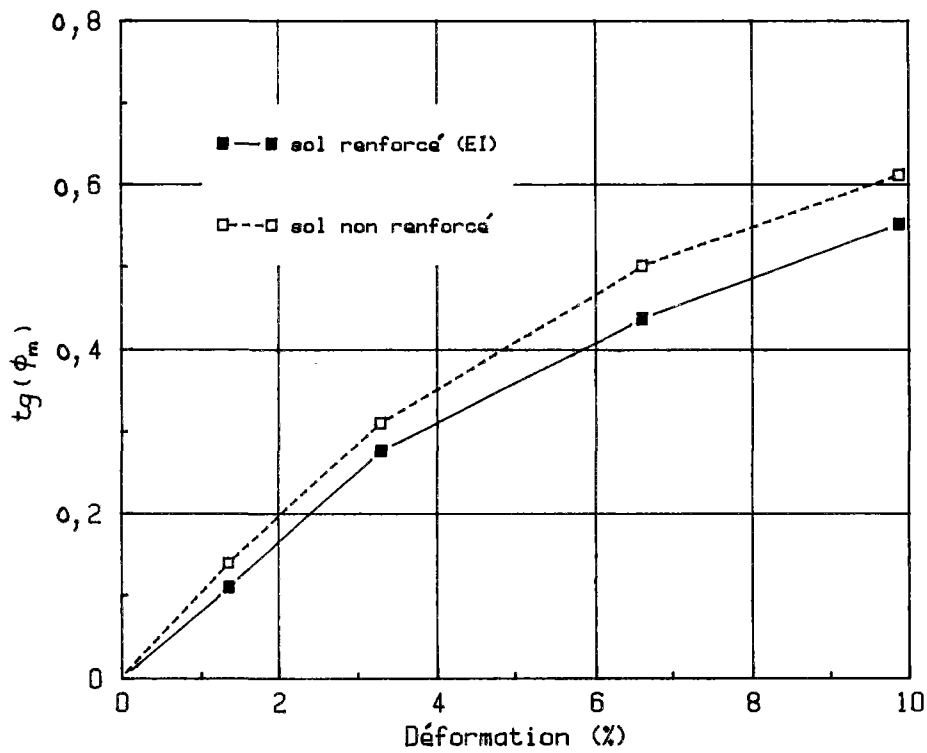


FIGURE 41 - EFFET DU RENFORCEMENT SUR LA MOBILISATION DE L'ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE

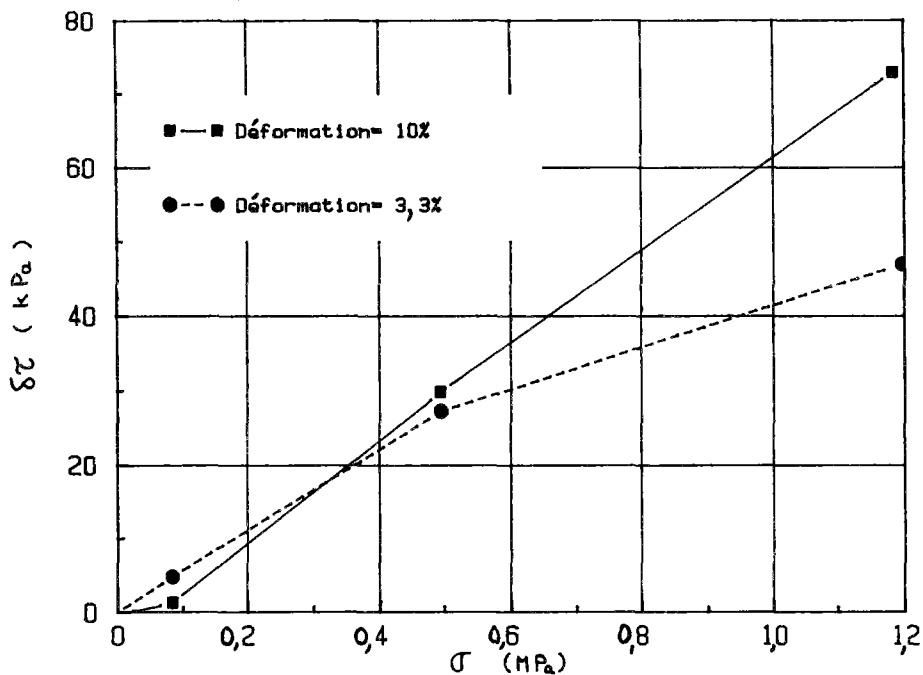


FIGURE 42 - Diminution de contrainte de cisaillement dans le sol en fonction de la contrainte normale

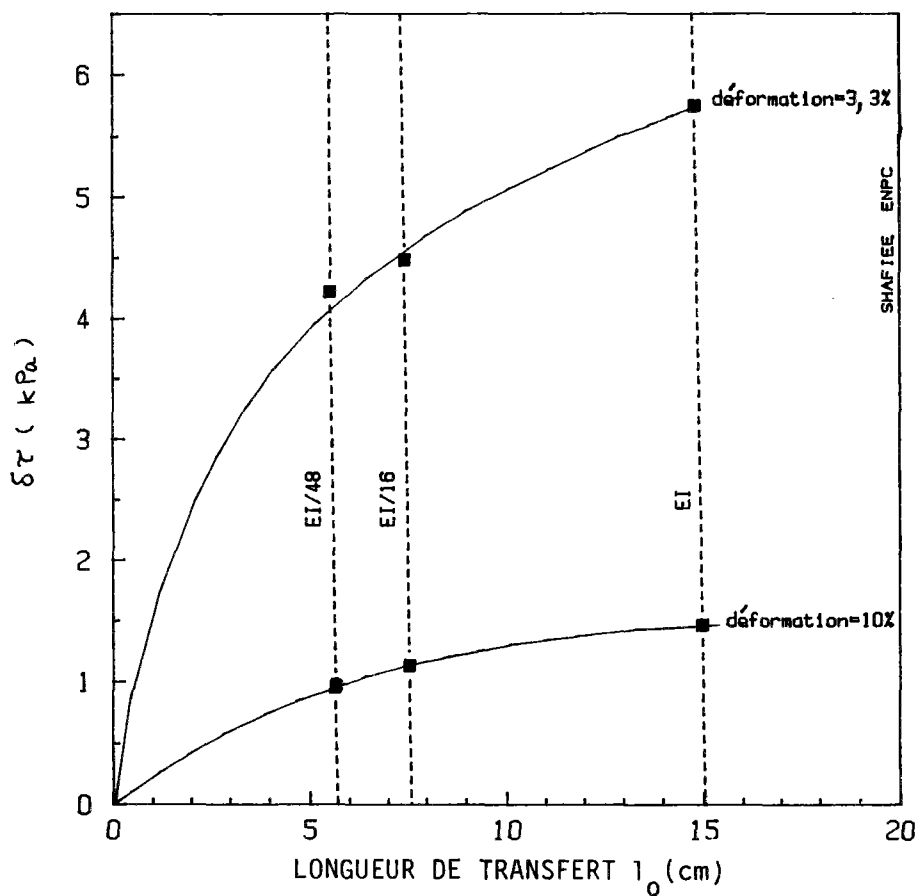


FIGURE 43 - Diminution de la contrainte de cisaillement dans le sol en fonction de la rigidité des renforcements

La figure 43 montre que l'effet du renforcement ($\delta\tau$), à déformation et à contrainte normale données, augmente avec la rigidité à la flexion du renforcement.

L'étude du comportement global du sol renforcé et de l'effet du renforcement sur ce comportement montre que la résistance au cisaillement global du sol renforcé ne correspond pas à une simple addition de la résistance au cisaillement du sol mobilisé à l'absence de l'inclusion et des efforts tranchants mobilisés dans les renforcements. L'interaction sol-renforcement peut avoir une influence significative sur la résistance globale du sol renforcé, qui doit être prise en compte dans le calcul des ouvrages.

Comme le montre la figure 44, par suite de cet effet de l'interaction, la résistance globale du sol renforcé peut être inférieure à celle du sol non renforcé. En effet, cette figure montre la variation du rapport $\frac{\Delta\tau}{\tau_{SS}}$ au cours de l'essai pour trois contraintes normales différentes ($\sigma = 0,1 - 0,5$ et $1,2$ MPa). On remarque que le supplément de résistance au cisaillement dû au renforcement décroît avec la contrainte normale et peut devenir négatif sous une contrainte normale importante ($\sigma = 1,2$ MPa). La résistance au cisaillement du sol renforcé est alors inférieure à celle du sol seul.

On observe qu'au début de l'essai les renforcements réduisent la résistance au cisaillement et qu'une certaine déformation est nécessaire pour mobiliser $\Delta\tau$. Cette déformation est d'autant plus importante que la contrainte normale est plus importante.

La figure 45 montre que l'effet du renforcement sur la résistance au cisaillement globale du sol renforcé et la déformation nécessaire pour la mobiliser dépendent de la rigidité à la flexion du renforcement. En particulier, la déformation nécessaire pour mobiliser l'effet du renforcement est d'autant plus importante que le renforcement est plus flexible. La mobilisation de l'effet de renforcement dépend également de l'espacement et du nombre des inclusions. Comme le montre la figure 46, en comparant une inclusion isolée de rigidité à la flexion donnée ($EI/16$) avec trois inclusions espacées de 5 cm de rigidité à la flexion $EI/48$, on note que le renforcement par une inclusion isolée et plus rigide est plus efficace.

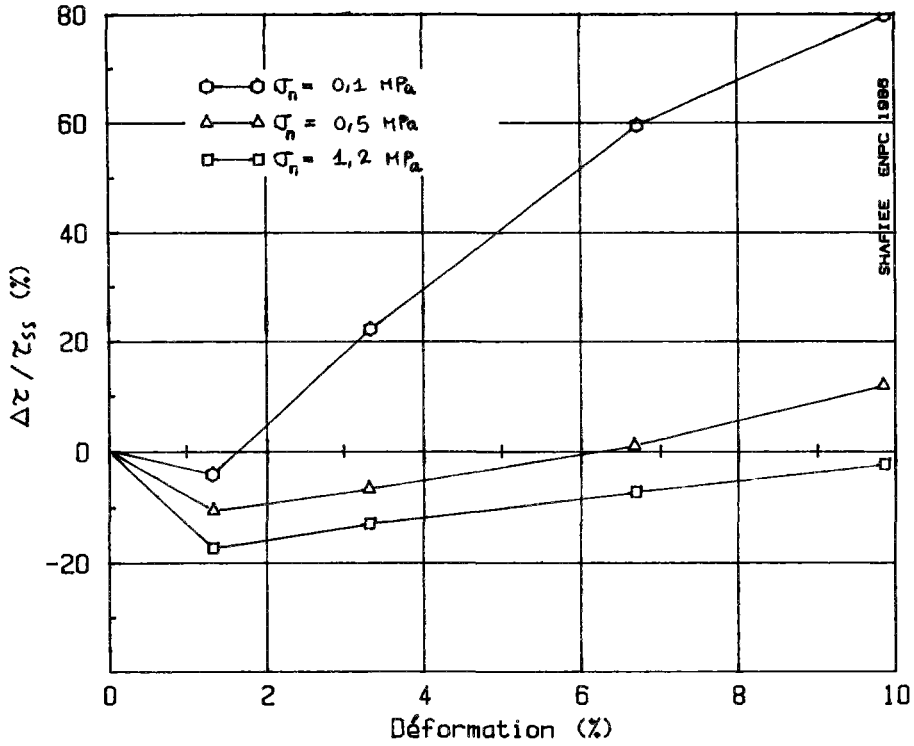


FIGURE 44 - EFFET DES RENFORCEMENTS EN FONCTION DE LA DEFORMATION POUR DIFFERENTES CONTRAINTES NORMALES APPLIQUEES (RIGIDITE = EI)

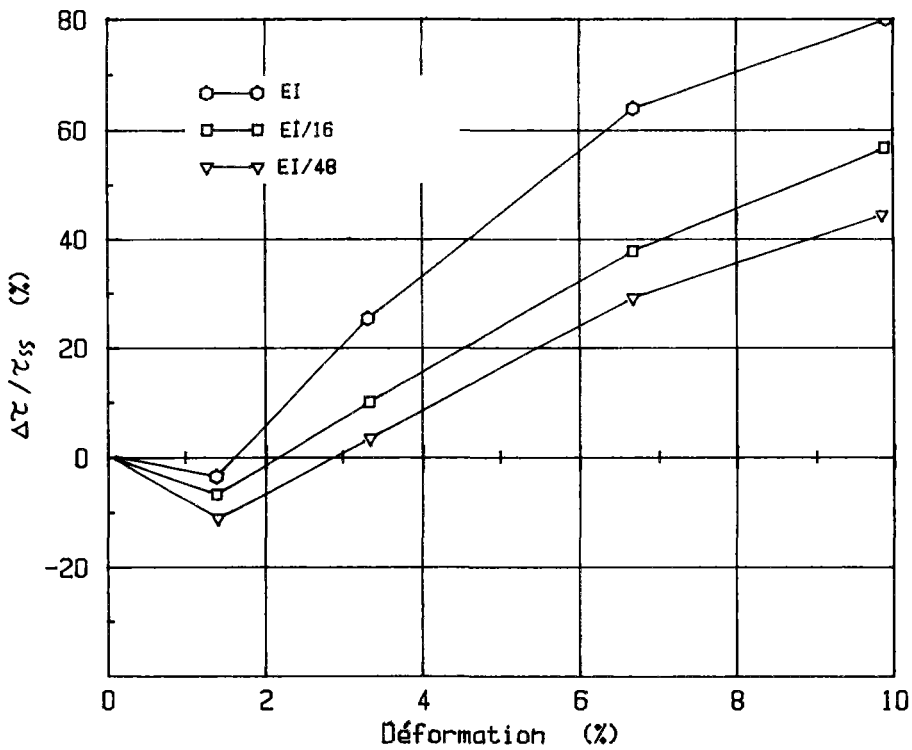


FIGURE 45 - EFFET DE RENFORCEMENTS DE RIGIDITES DIFFERENTES SOUS UNE CONTRAINTE NORMALE DE 0,1 MPA

En exprimant la rigidité relative du sol et du renforcement, la figure 45 peut être présentée sous la forme de la figure 47.

Un tel diagramme, qui relie les trois notions importantes que sont la déformation, la rigidité et l'augmentation de la résistance au cisaillement du sol (sous une contrainte normale donnée), peut être utile pour le calcul et le dimensionnement des ouvrages. La rigidité du renforcement peut être déterminée en fonction de $\frac{\Delta\tau}{\tau_{ss}}$ et de la déformation admise pour le fonctionnement de l'ouvrage.

Le phénomène mis en évidence par l'étude comparative du comportement du sol cloué et du sol seul au cours du cisaillement nous permet à présent d'expliquer les courbes effort-déformation obtenues pour le sol renforcé, comme cela a été illustré sur la figure 14. On constate que ces résultats théoriques correspondent bien aux résultats expérimentaux des essais de cisaillement à la boîte effectués sur des éprouvettes de sol seul et de sol renforcé (Fig. 7).

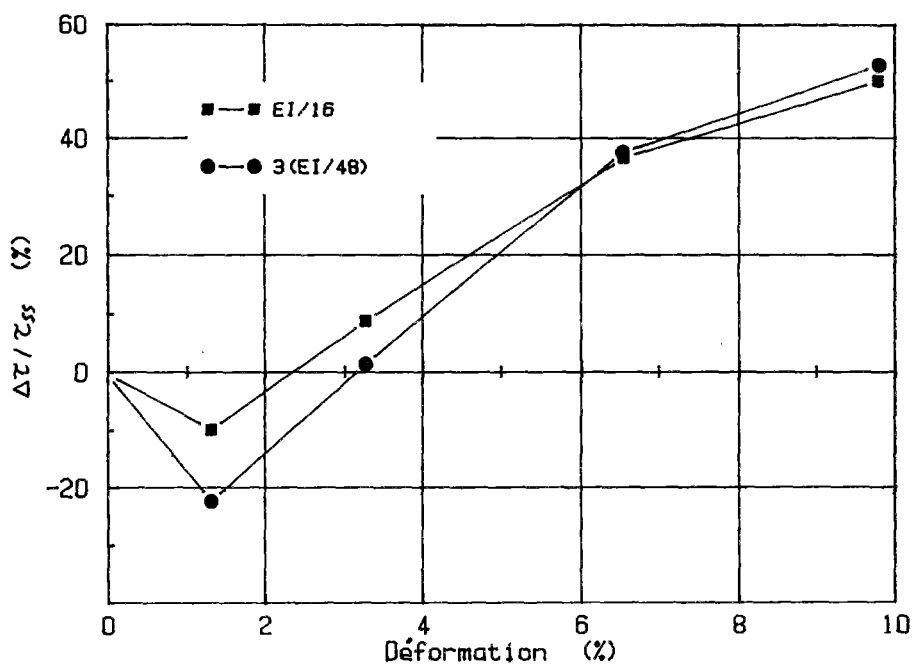


FIGURE 46 - EFFET DU NOMBRE DE RANGEES DE BARRES SUR LE RENDEMENT DES RENFORCEMENTS

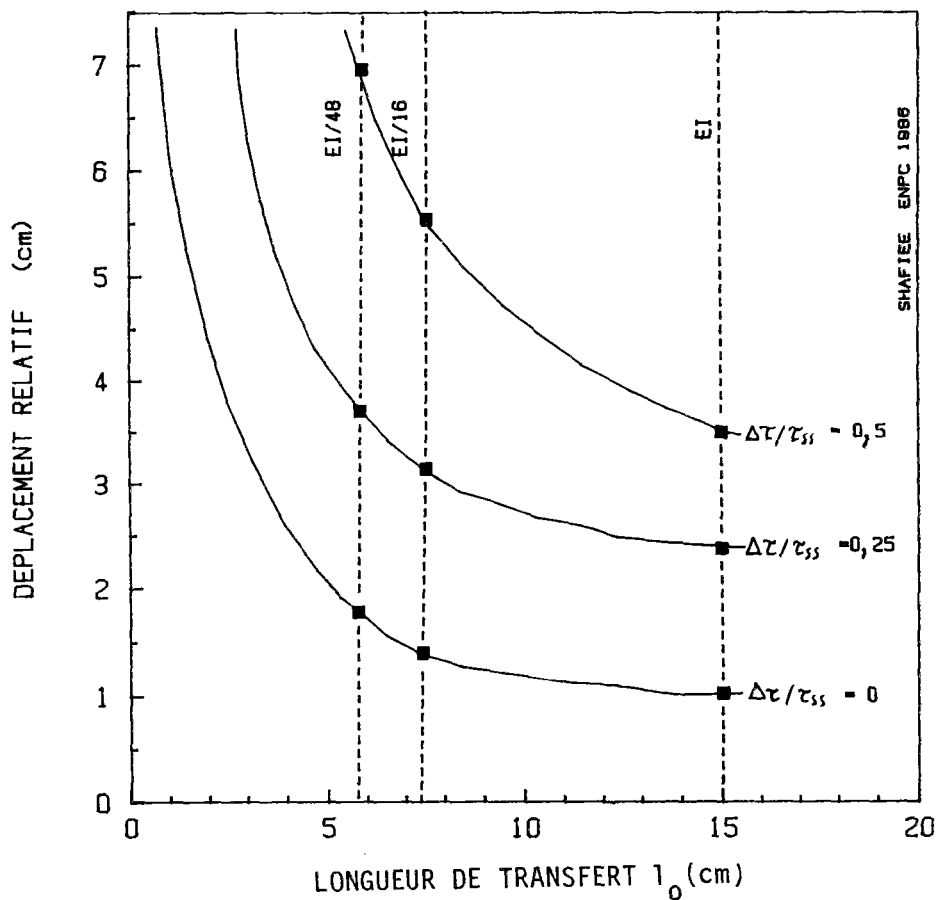


FIGURE 47 - EFFET DES RENFORCEMENTS EN FONCTION DU DEPLACEMENT RELATIF DU SOL ET DE LA RIGIDITE

I.7 - CONCLUSION

1 - Si l'on considère le sol renforcé comme un matériau homogène, l'expérience et la théorie concordent pour montrer qu'il s'agit d'un matériau ayant une cohésion apparente et un angle de frottement interne inférieur à l'angle de frottement interne du sol non renforcé.

2 - La cohésion apparente du sol renforcé correspond à la somme des efforts tranchants mobilisés dans les renforcements. Sa mobilisation nécessite une distorsion importante qui doit être prise en compte dans les calculs, en considérant la déformation admissible pour le fonctionnement de l'ouvrage.

Cette mobilisation dépend de plusieurs paramètres et en particulier de la rigidité relative du sol et de l'inclusion.

3 - L'étude du comportement global du sol renforcé et de l'effet du renforcement sur ce comportement montre que la résistance au cisaillement globale du sol renforcé ne correspond pas à une simple addition de la résistance au cisaillement du sol mobilisée en l'absence d'inclusion et des efforts tranchants mobilisés dans les renforcements. L'interaction sol-renforcement peut avoir sur la résistance globale du sol renforcé une influence significative qui doit être prise en compte dans les calculs des ouvrages.

4 - La comparaison des moments mesurés et des moments calculés montre que, pour les inclusions relativement flexibles dont la longueur de transfert est faible par rapport à la longueur totale, ce qui est généralement le cas des inclusions utilisées dans les ouvrages de soutènement par clouage, la distribution des moments le long de ces inclusions est quasi-symétrique par rapport à la surface de rupture. L'effort tranchant est maximal au voisinage de la surface de rupture potentielle dans le sol.

II

DEUXIEME PARTIE

ETUDE DU COMPORTEMENT DES SOUTÈNEMENTS
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.

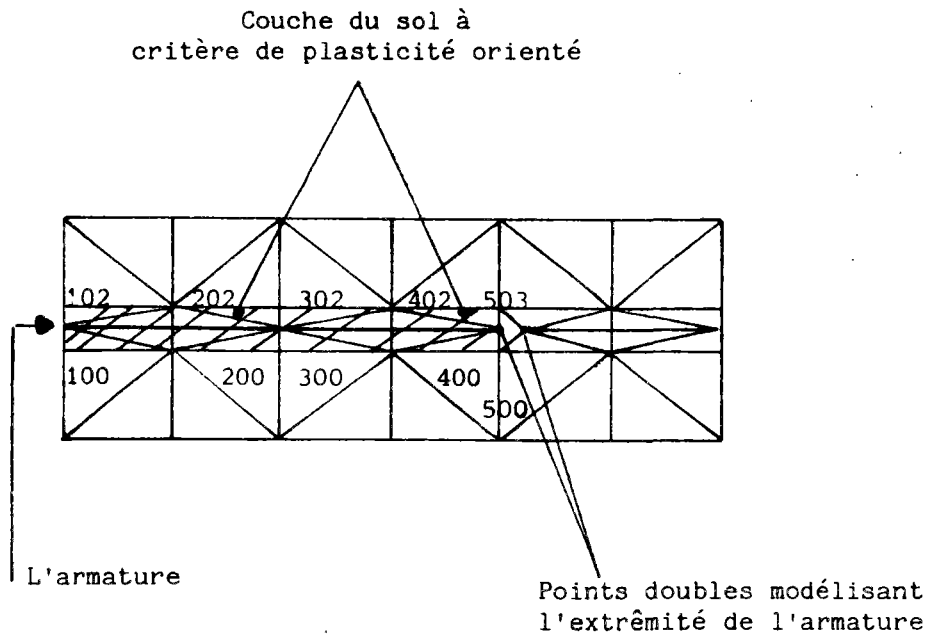


Fig. 48 - Modélisation de contact sol-renforcement
avec le critère de plasticité orienté

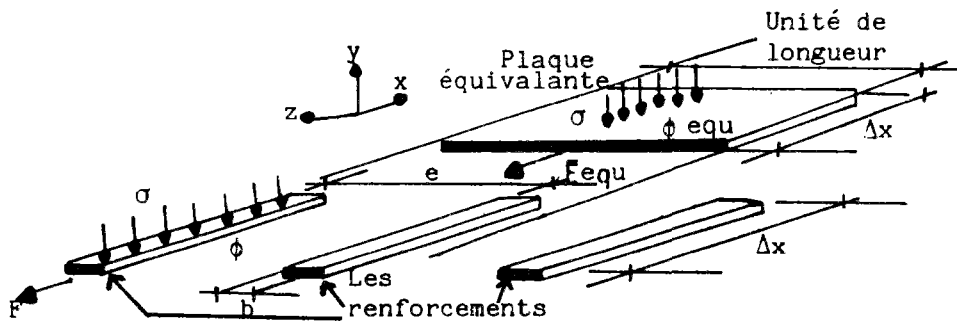


Fig. 49 - Principe d'équivalence pour le calcul
de l'angle de frottement équivalent

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 :

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

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).

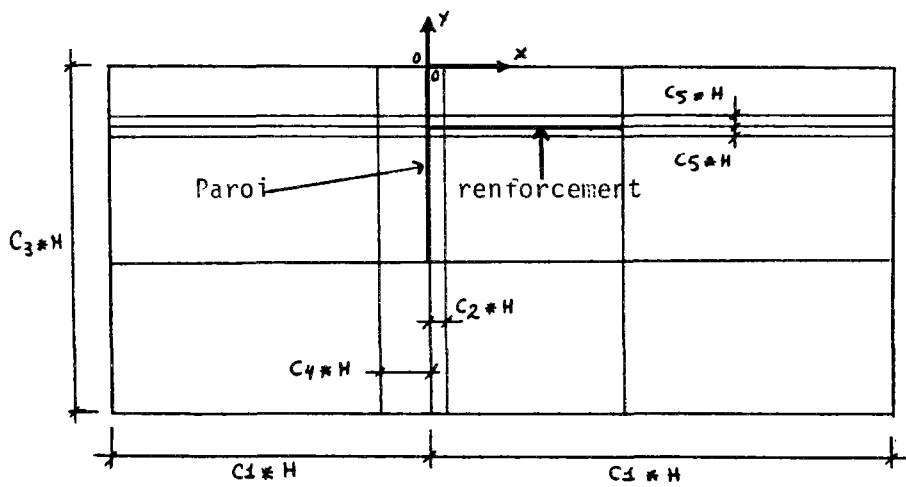
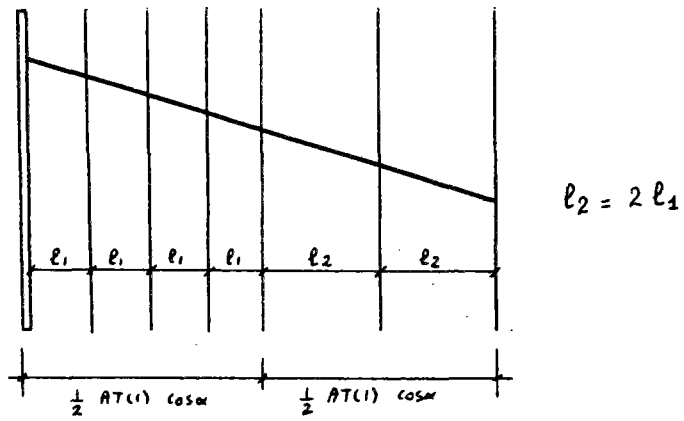
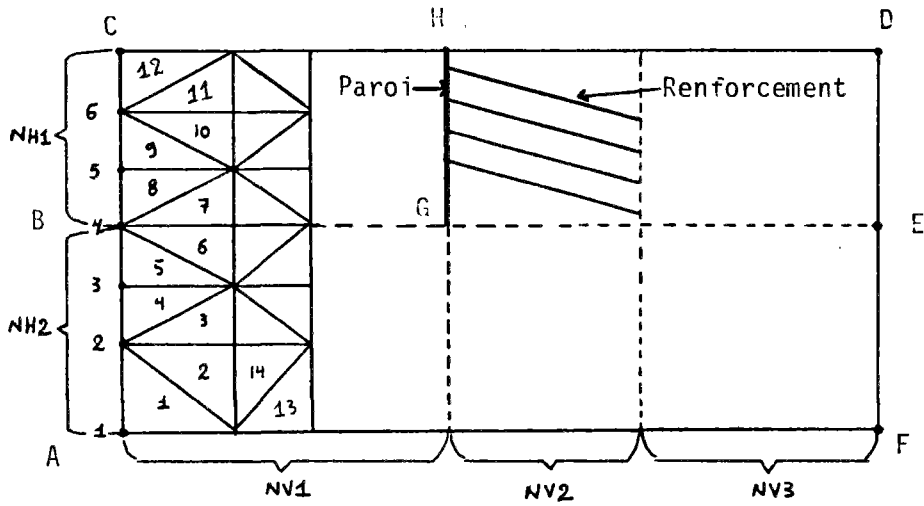


FIG. 50 - CARACTERISTIQUES DU MAILLAGE

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.

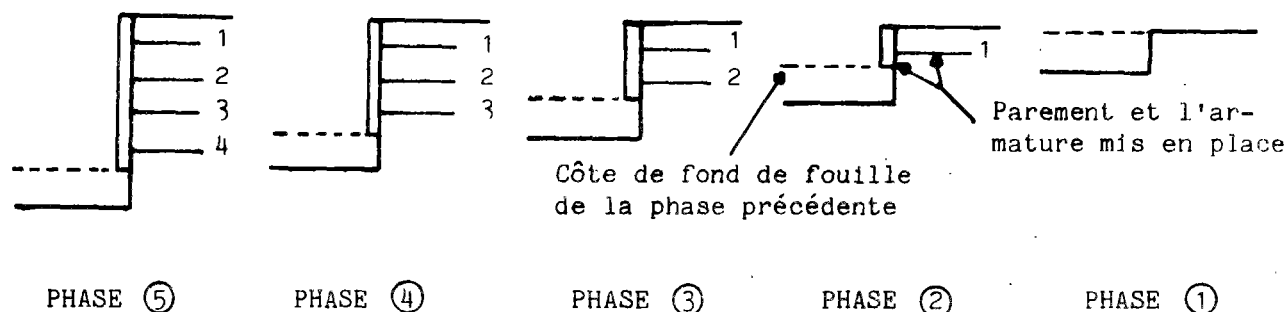


Fig. 51 - Les phases de construction d'un mur de clouage
Hypothèse de déformation instantanée du sol

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.

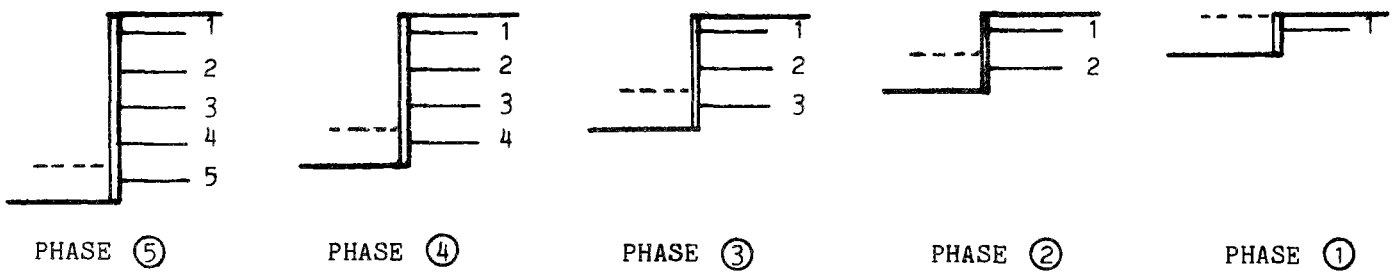


Fig. 52 - Les phases de construction d'un mur de clouage
L'excavation du matériau composé

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.

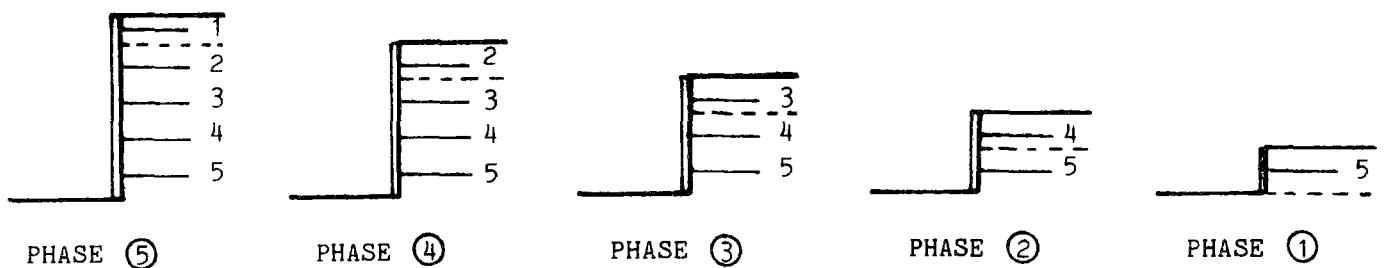


Fig. 53 - Simulation des phases de construction d'un mur en Terre Armée
Hypothèse de déformation instantanée du sol - 5 phases

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.

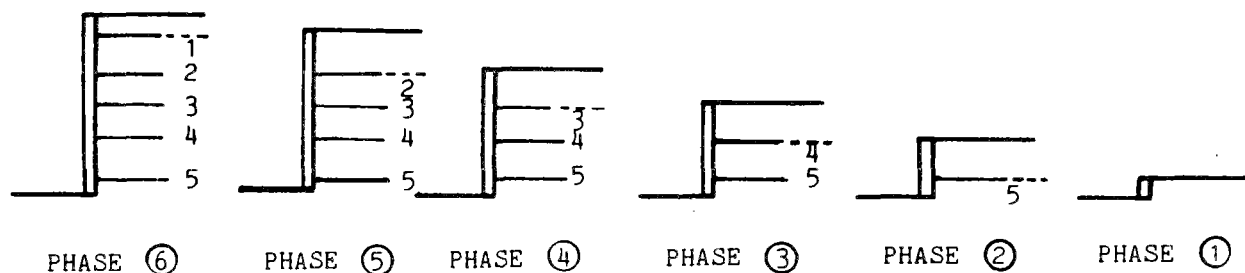


Fig. 54 - Simulation des phases de construction d'un mur en Terre Armée
Hypothèse de déformation instantanée du sol - 6 phases

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.

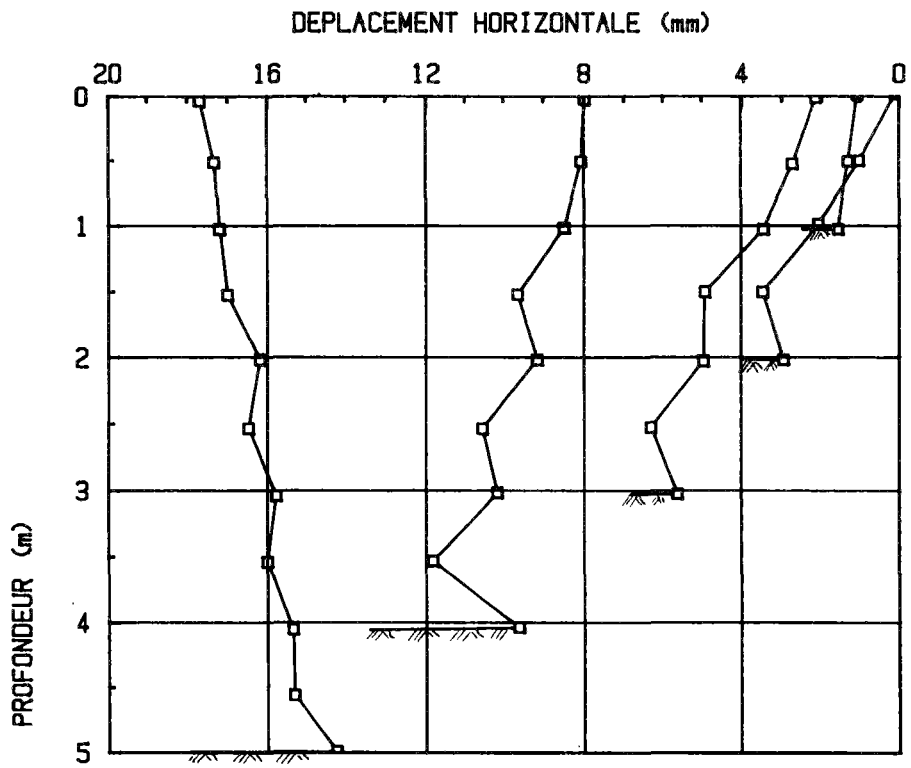


FIGURE 55 : DEPLACEMENT HORIZONTAL DU SOL CLOUE AU COURS DES PHASES D'EXCAVATION

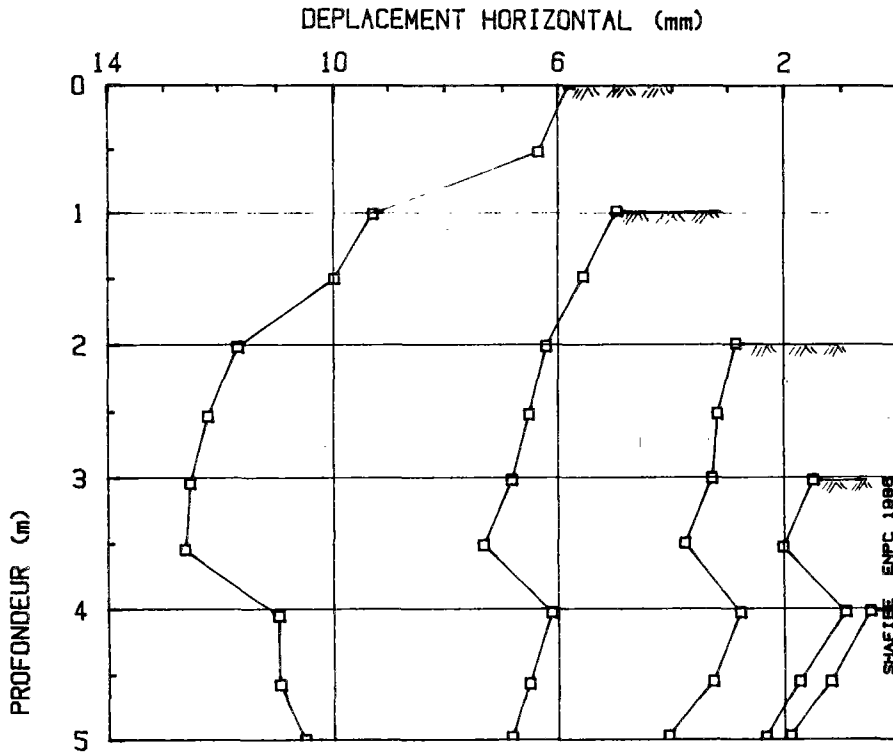


FIGURE 56 : TERRE-ARMEE; DEPLACEMENT HORIZONTAL DE LA PAROI AU COURS DES PHASES DE CONSTRUCTION

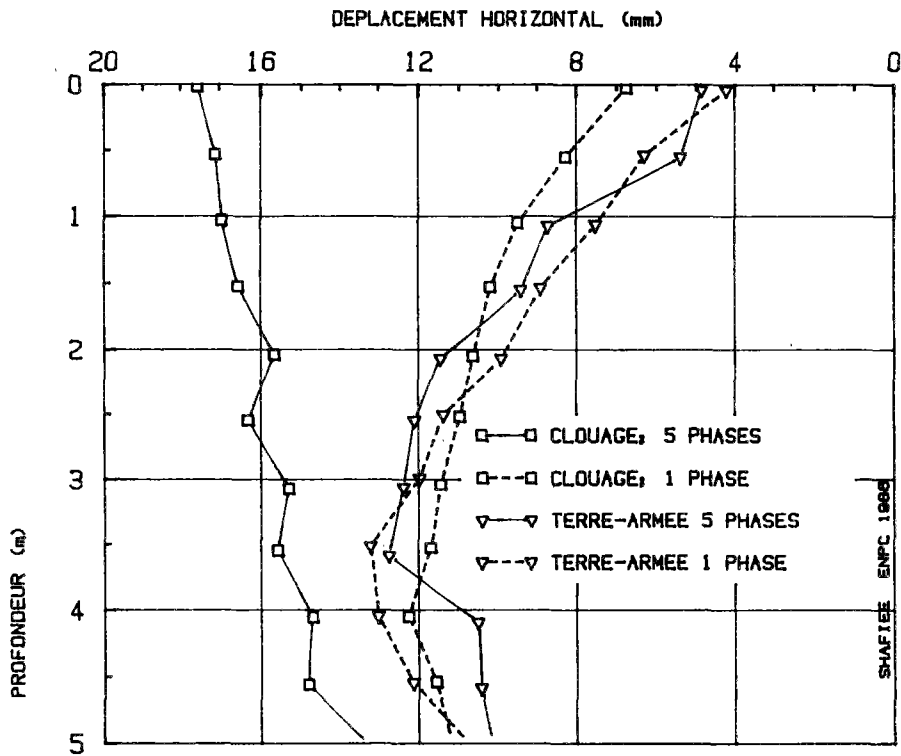


FIGURE 57 : COMPARAISON DE DEPLACEMENT HORIZONTAL DU SOL CLOUE AVEC CELUI DE LA TERRE-ARMEE

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.

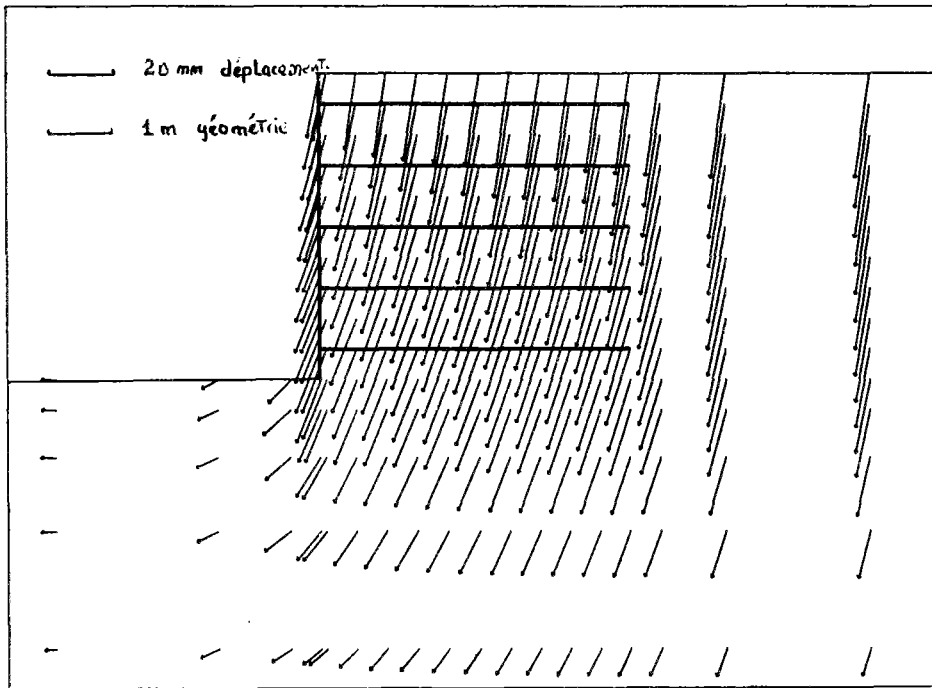


FIGURE 58 : TERRE ARMEE ; CHAMP DE VECTEURS DE DEPLACEMENT ;
5 PHASES DE CONSTRUCTION

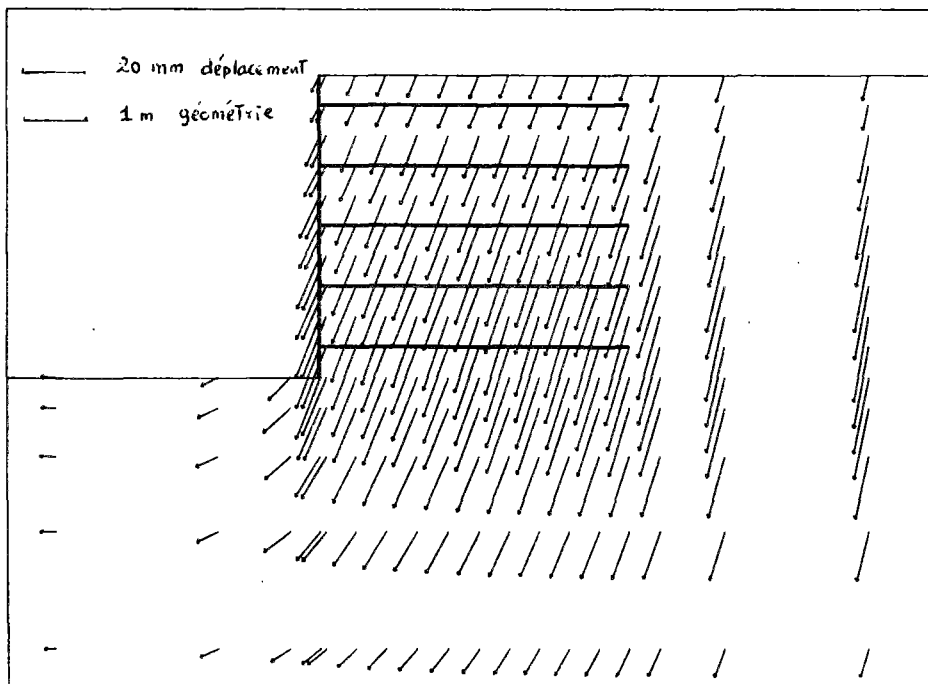


FIGURE 59 : TERRE ARMEE ; CHAMP DE VECTEURS DE DEPLACEMENT ;
1 PHASE DE CONSTRUCTION

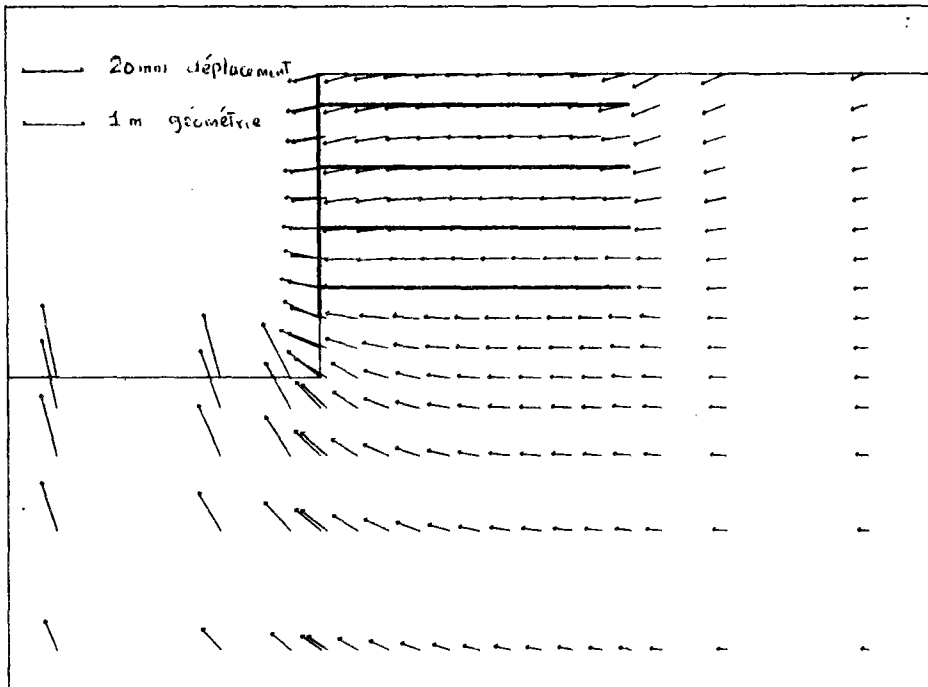


FIGURE 60 : CLOUAGE ; CHAMP DE VECTEURS DE DEPLACEMENT ; 5 PHASES DE CONSTRUCTION

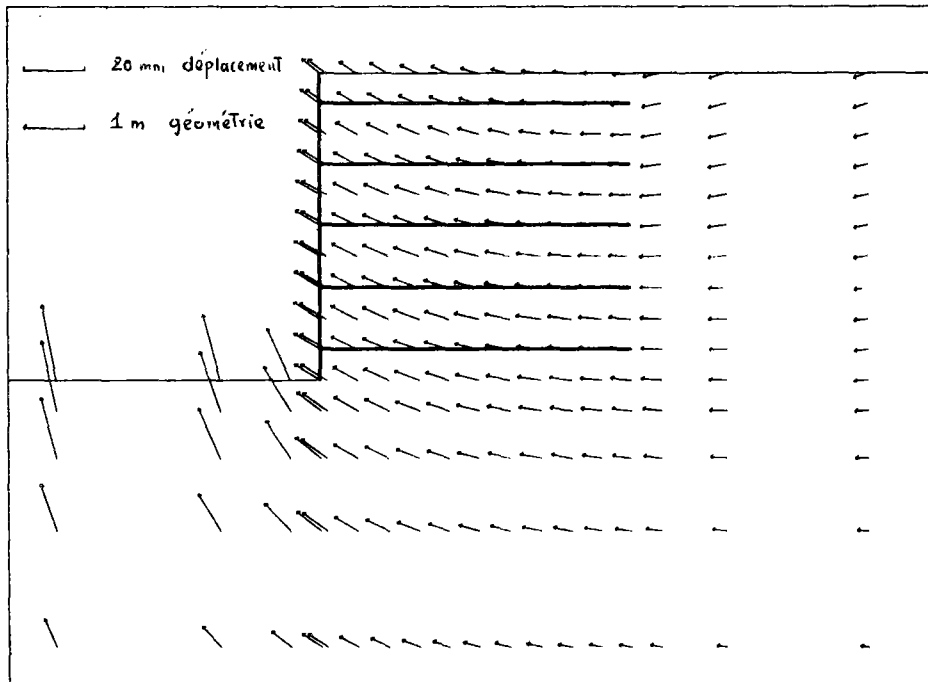


FIGURE 61 : CLOUAGE ; CHAMP DE VECTEURS DE DEPLACEMENT ; 1 PHASE DE CONSTRUCTION

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).

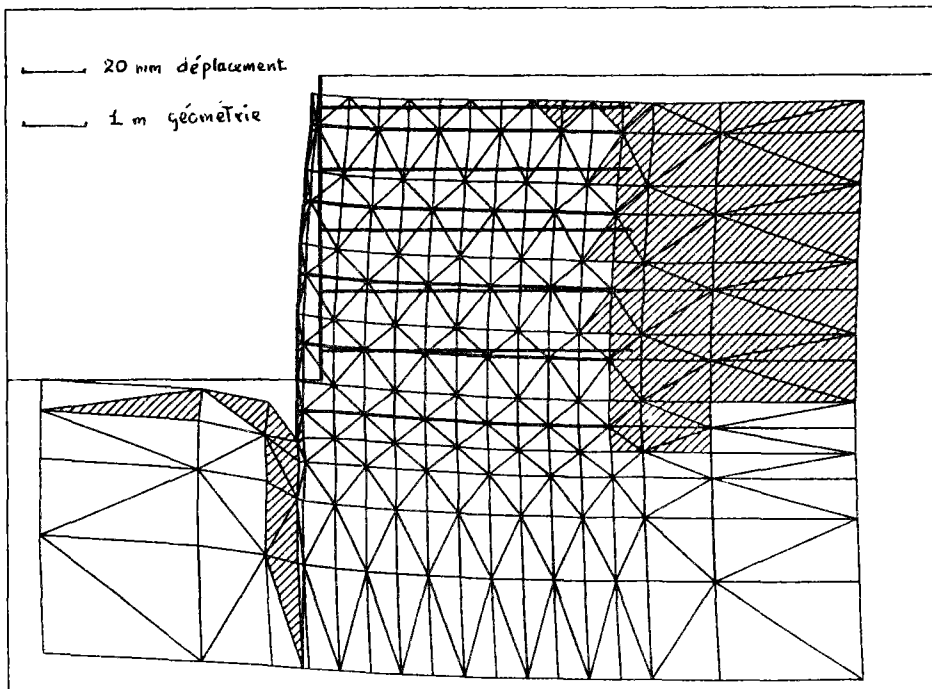


FIGURE 62 : TERRE ARMÉE ; DEFORMÉE ET ZONES PLASTIQUES ;
5 PHASES

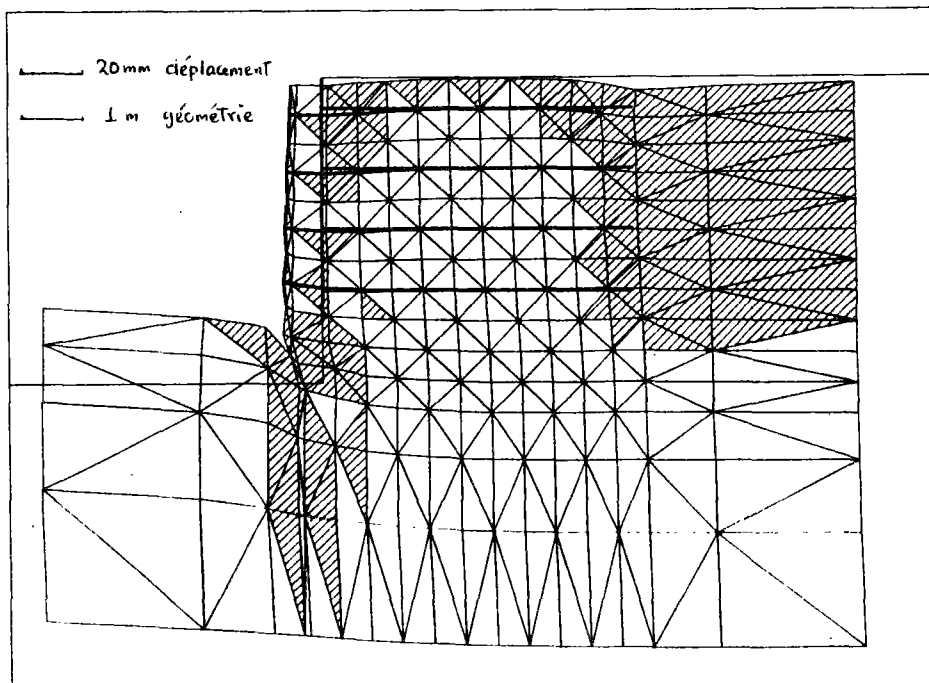


FIGURE 63 : CLOUAGE ; DEFORMÉE ET ZONES PLASTIQUES ;
5 PHASES

COMPARAISON CLOUAGE & TERRE-ARMEE

DEFORMEE ET ZONES PLASTIQUES PHASE NO : 1.

FICHER C2

0.1700E-1

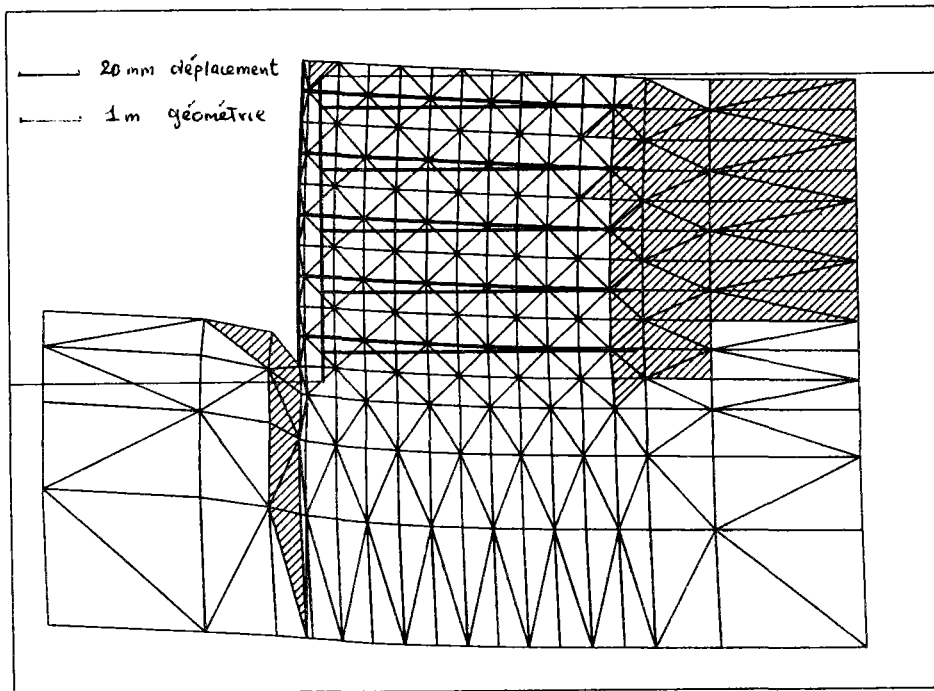


FIGURE 64 : CLOUAGE ; DEFORMEE ET ZONES PLASTIQUES ; 1 PHASE



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.

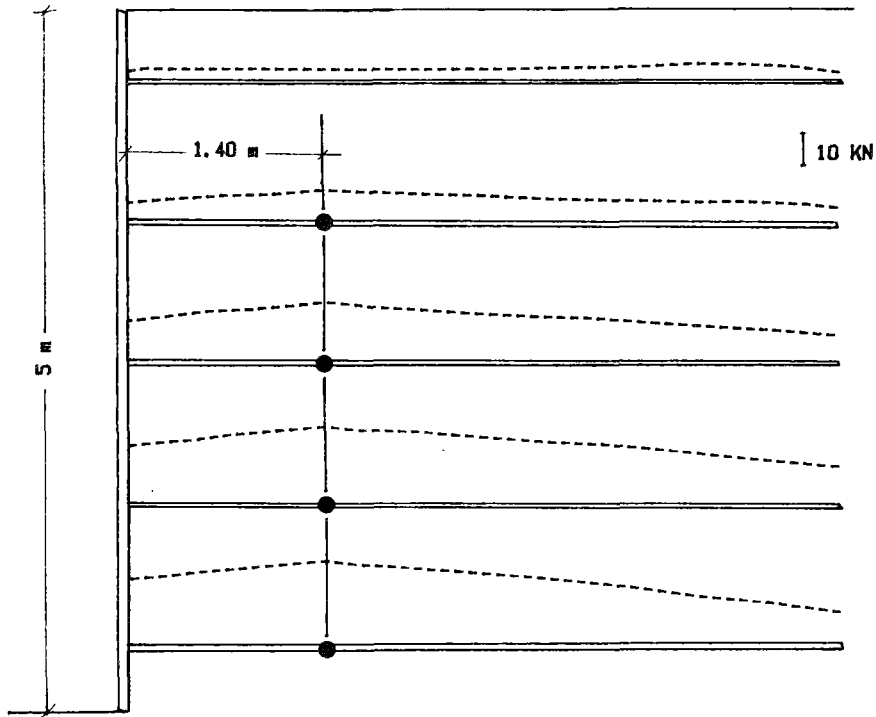


FIGURE 65 : TERRE-ARMEE ; 5 PHASES ; DISTRIBUTION DES EFFORTS DE TRACTION LE LONG DES ARMATURES ET LIEUX DES TRACTIONSMAXIMALES

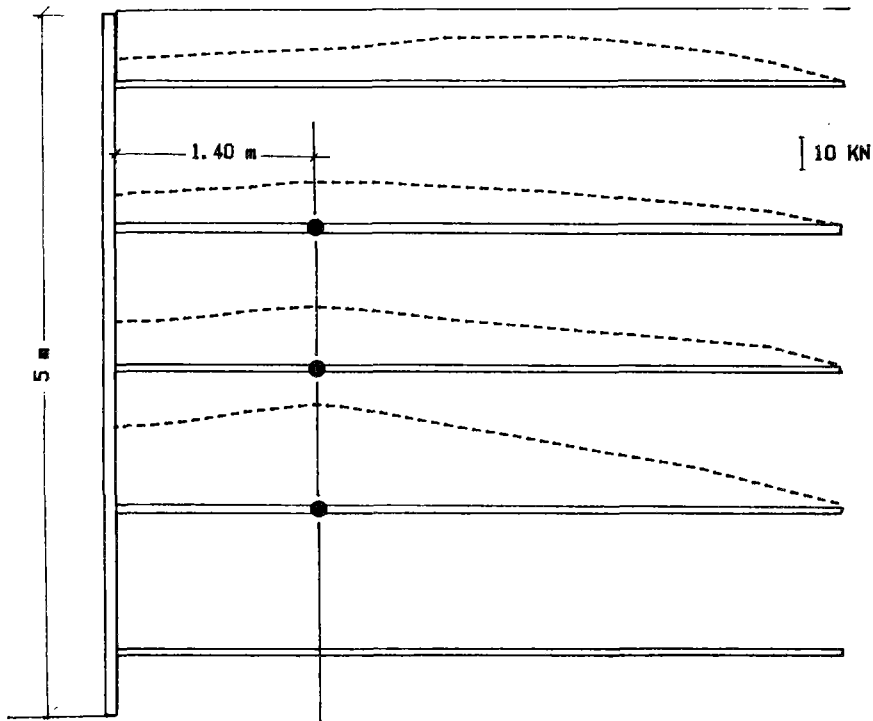


FIGURE 66 : CLOUAGE ; 5 PHASES ; DISTRIBUTION DES EFFORTS DE TRACTION LE LONG DES ARMATURES ET LIEUX DES TRACTIONSMAXIMALES

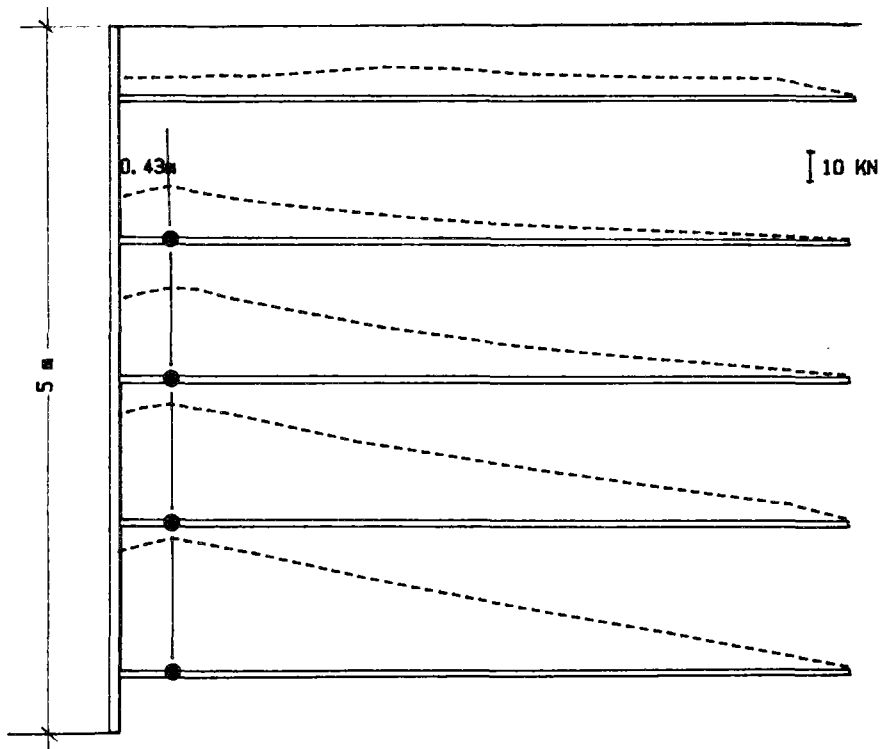


FIGURE 67 : CLOUAGE ; 1 PHASE : DISTRIBUTION DES EFFORTS DE TRACTION LE LONG DES ARMATURES ET LIEUX DES TRACTIVE MAXIMALES

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.

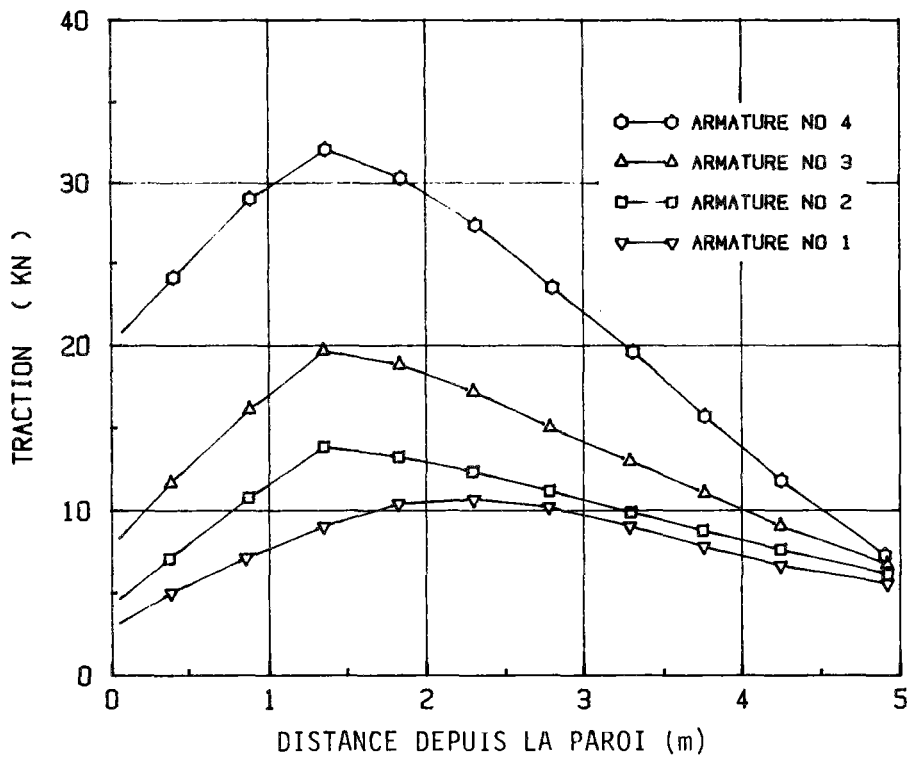


FIGURE 68-a : CLOUAGE ; 5 PHASES ; CONTACT PARFAIT ; DISTRIBUTION DES EFFORTS DE TRACTION LE LONG DES ARMATURES

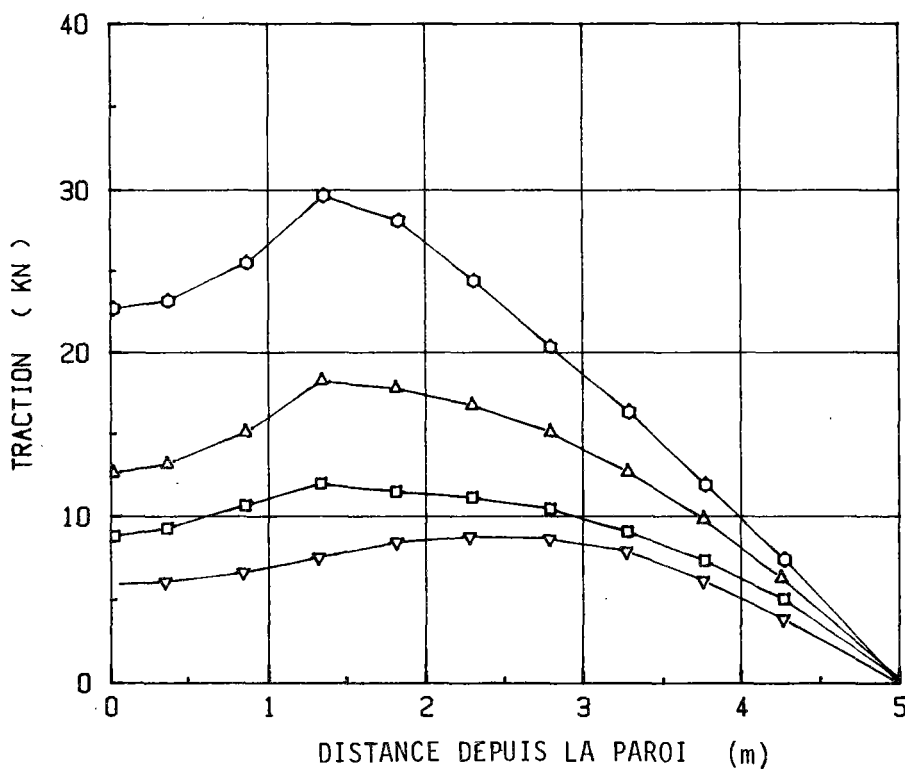


FIGURE 68-b : CLOUAGE ; 5 PHASES ; CRITERE ORIENTE ; DISTRIBUTION DES EFFORTS DE TRACTION LE LONG DES ARMATURES

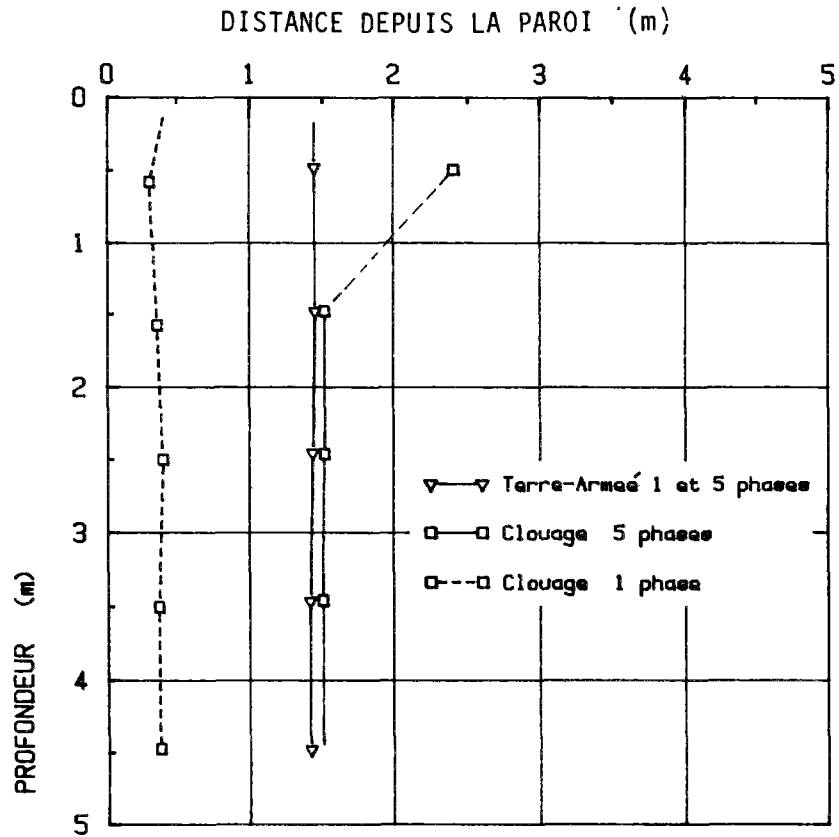


FIGURE 69 : EFFET DES PHASES DE CONSTRUCTION SUR LES LIEUX DES TRACTION MAXIMALES

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.

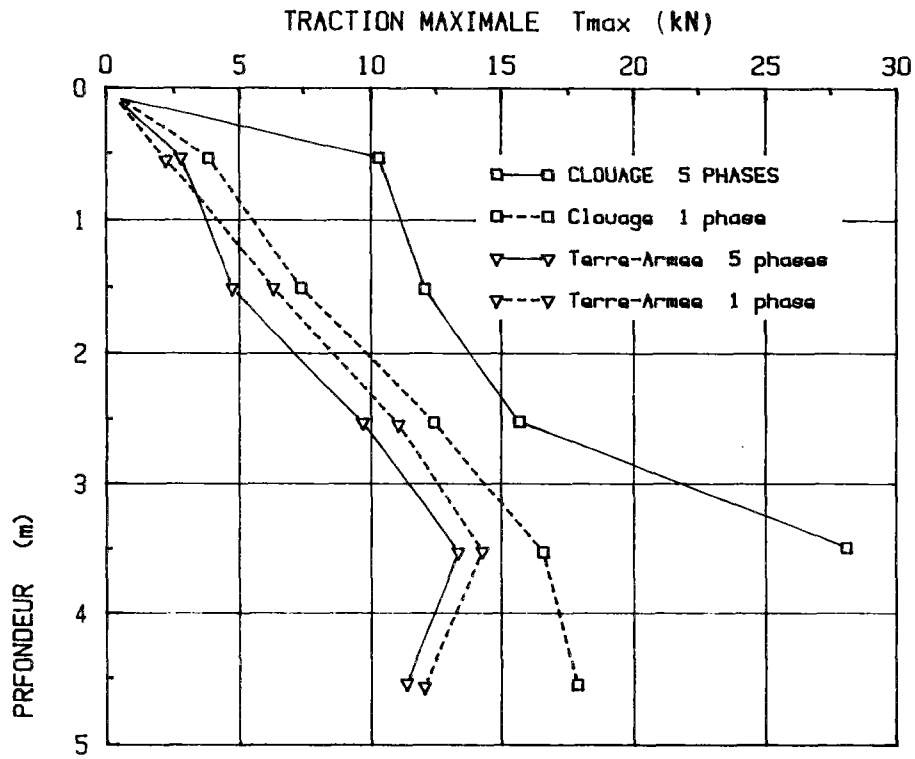


FIGURE 70 : EFFET DES PHASES DE CONSTRUCTION SUR LES VALEURS DES TRACTIVEONS MAXIMALES ; CRITERE ORIENTE

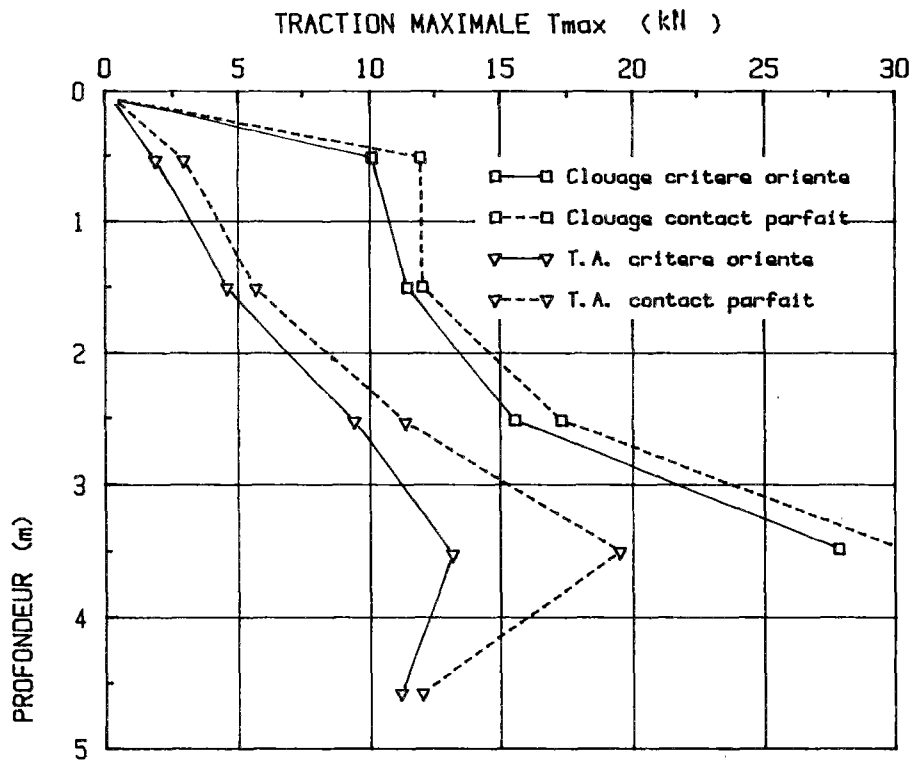


FIGURE 71 : EFFET DE LA MODELISATION DU CONTACT SOL-RENFORTMENT SUR LES VALEURS DES TRACTIVEONS MAXIMALES ; 5 PHASES

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.

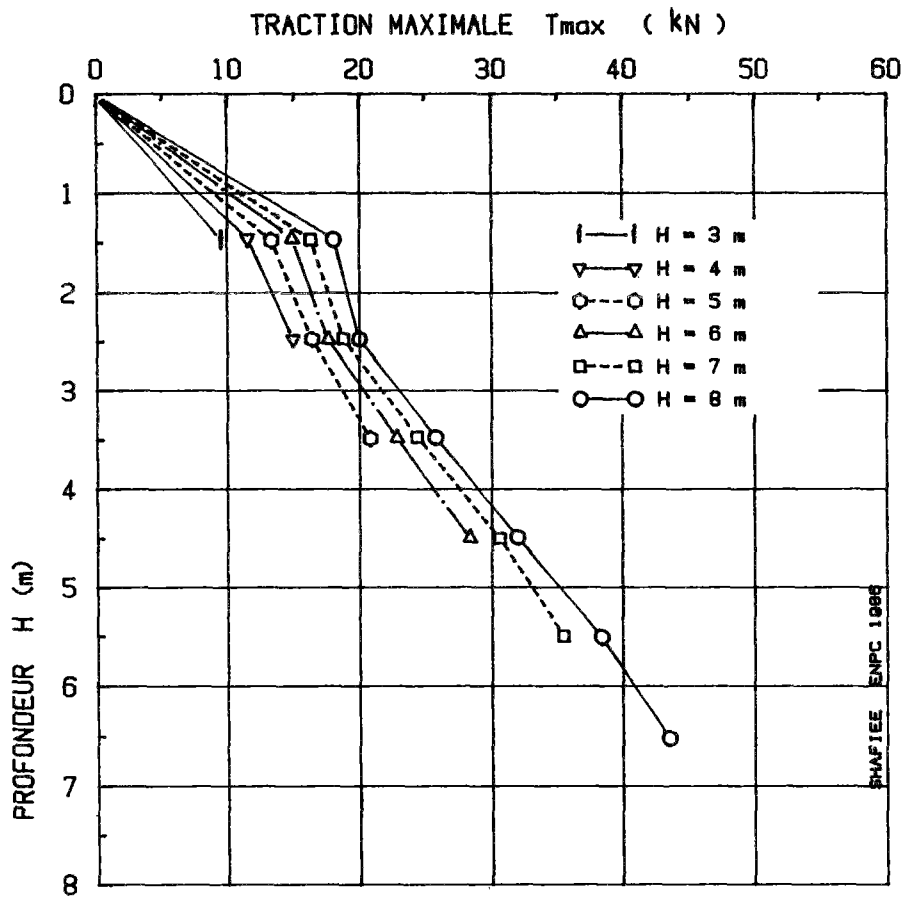


FIGURE 72 : EVOLUTION DE LA TRACTION MAXIMALE DANS LES RENFORCEMENTS AU COURS DE L'EXCAVATION

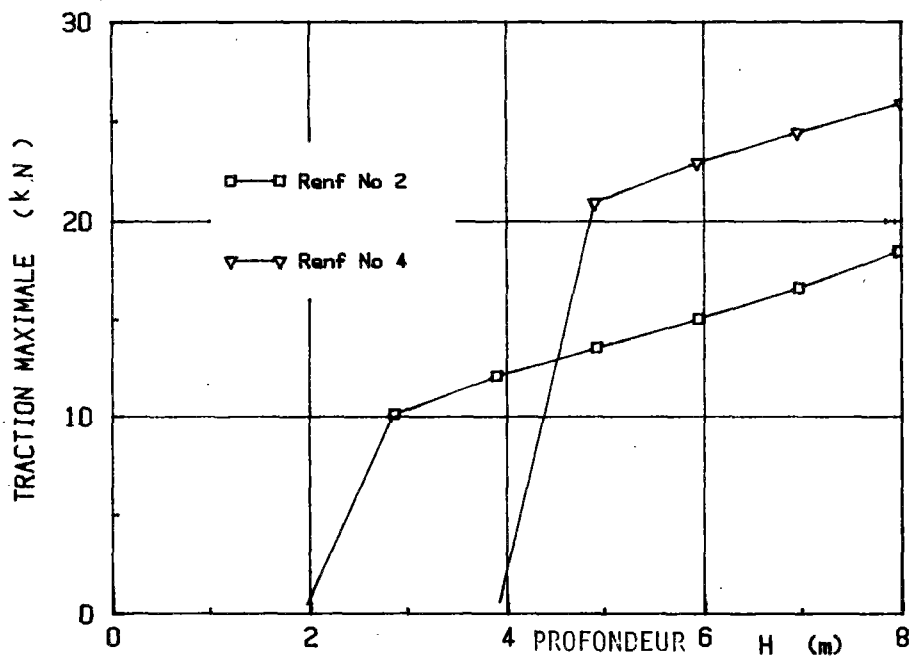


FIGURE 73 : EVOLUTION DE LA TRACTION MAXIMALE DANS LE 2EME ET LE 4EME RENFORCEMENT EN FONCTION DE LA PROFONDEUR DE L'EXCAVATION

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 :

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

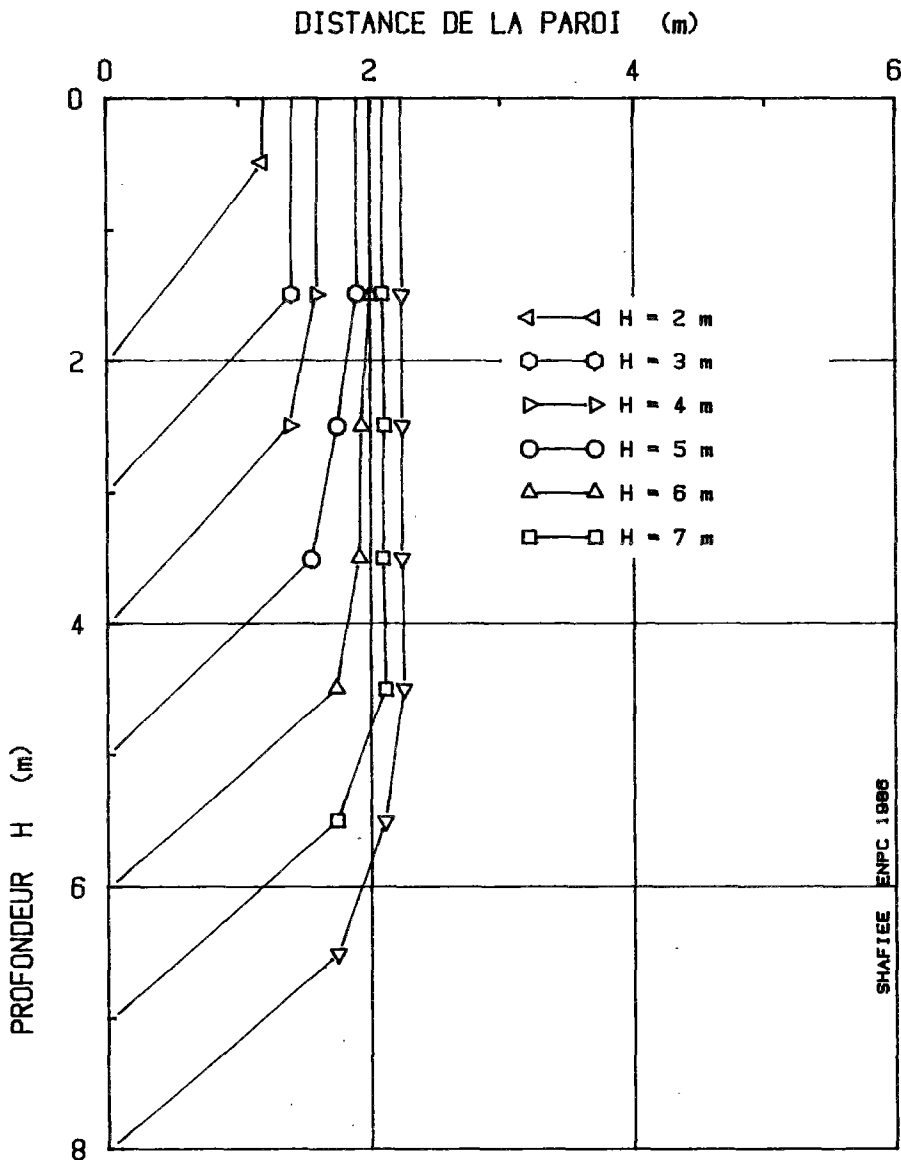


FIGURE 74 : EVOLUTION DES LIEUX DES TRACTIVEONS MAXIMALES AU COURS DE L'EXCAVATION

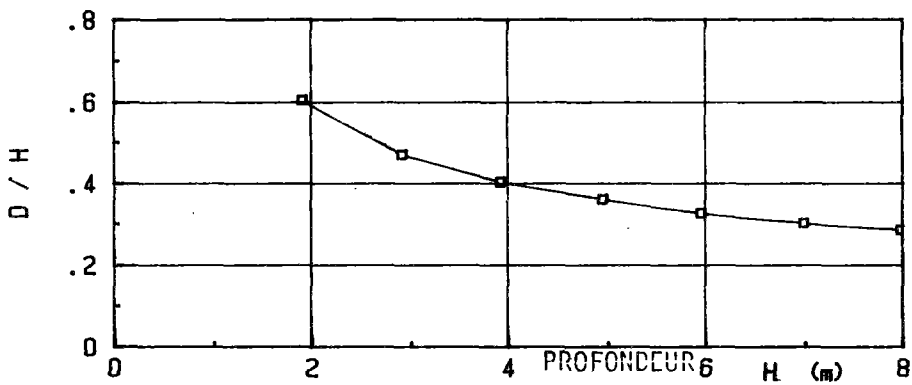


FIGURE 75 : EVOLUTION DU RAPPORT D/H (D=Largeur de la zone active) AU COURS DE L'EXCAVATION

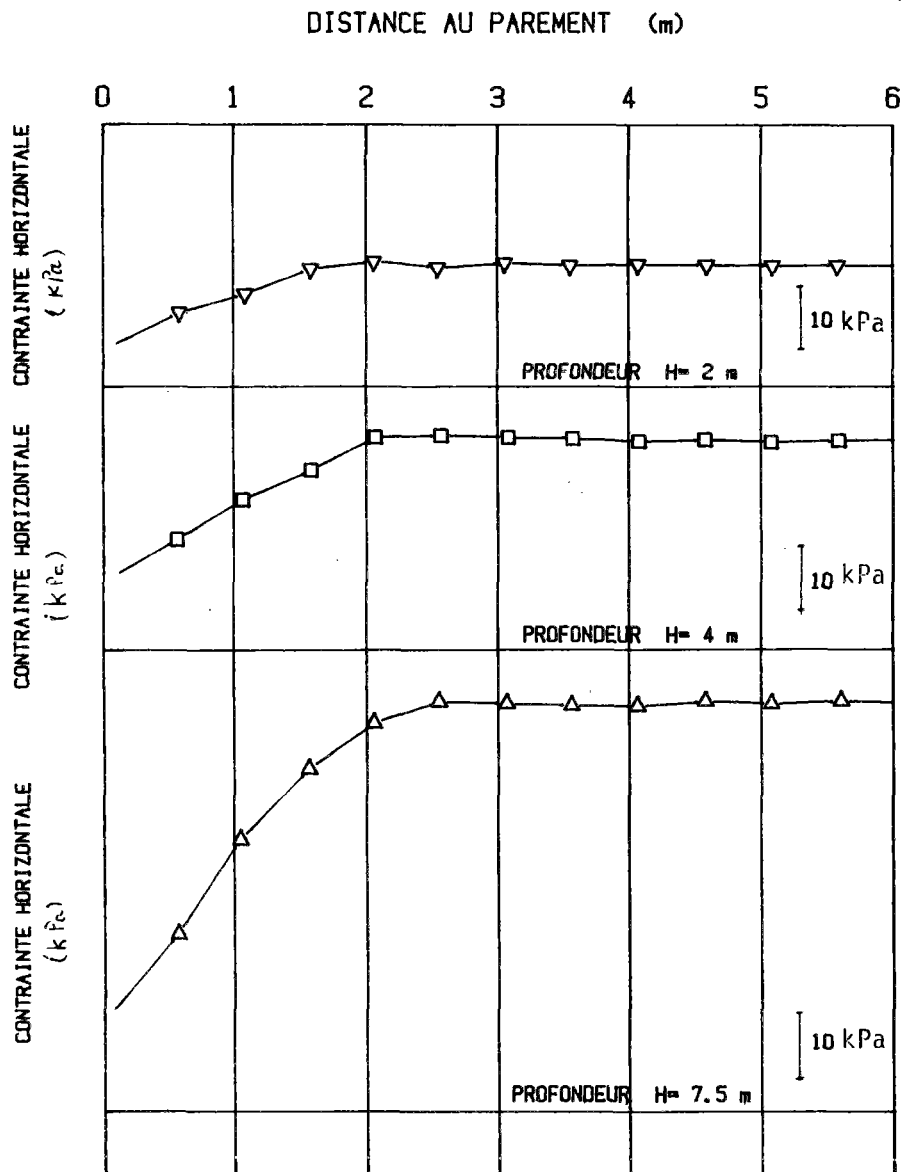


FIGURE 76 : VARIATION DE LA CONTRAINTE HORIZONTALE AVEC LA DISTANCE AU PAREMENT A TROIS PROFONDEURS ; 2 m ; 4 m ; 7,5 m

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

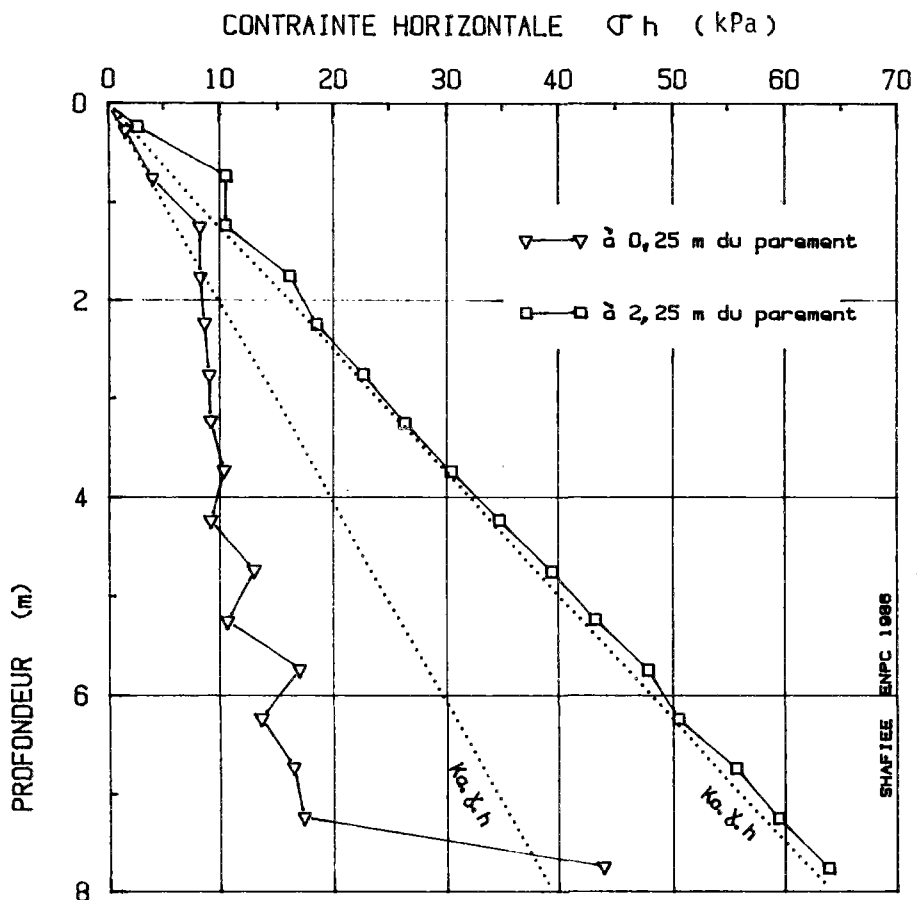


FIGURE 77 : VARIATION DE LA CONTRAINTE HORIZONTALE AVEC LA PROFONDEUR SUR LE PAREMENT ET AUX POINTS DE TRACTION MAXIMALE

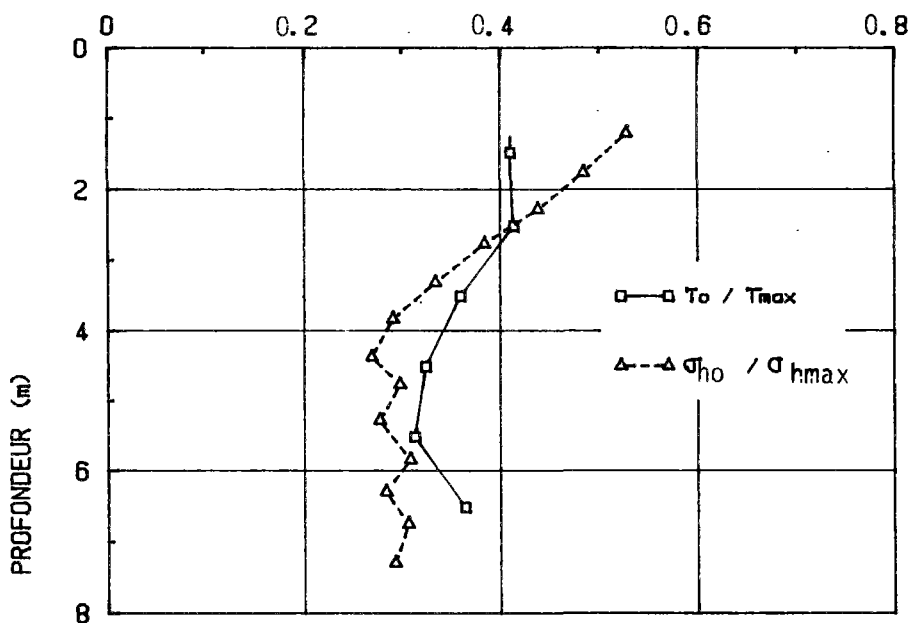


FIGURE 78 : COMPARAISON DES RAPPORTS T_0 / T_{max} et $\sigma_{ho} / \sigma_{hmax}$

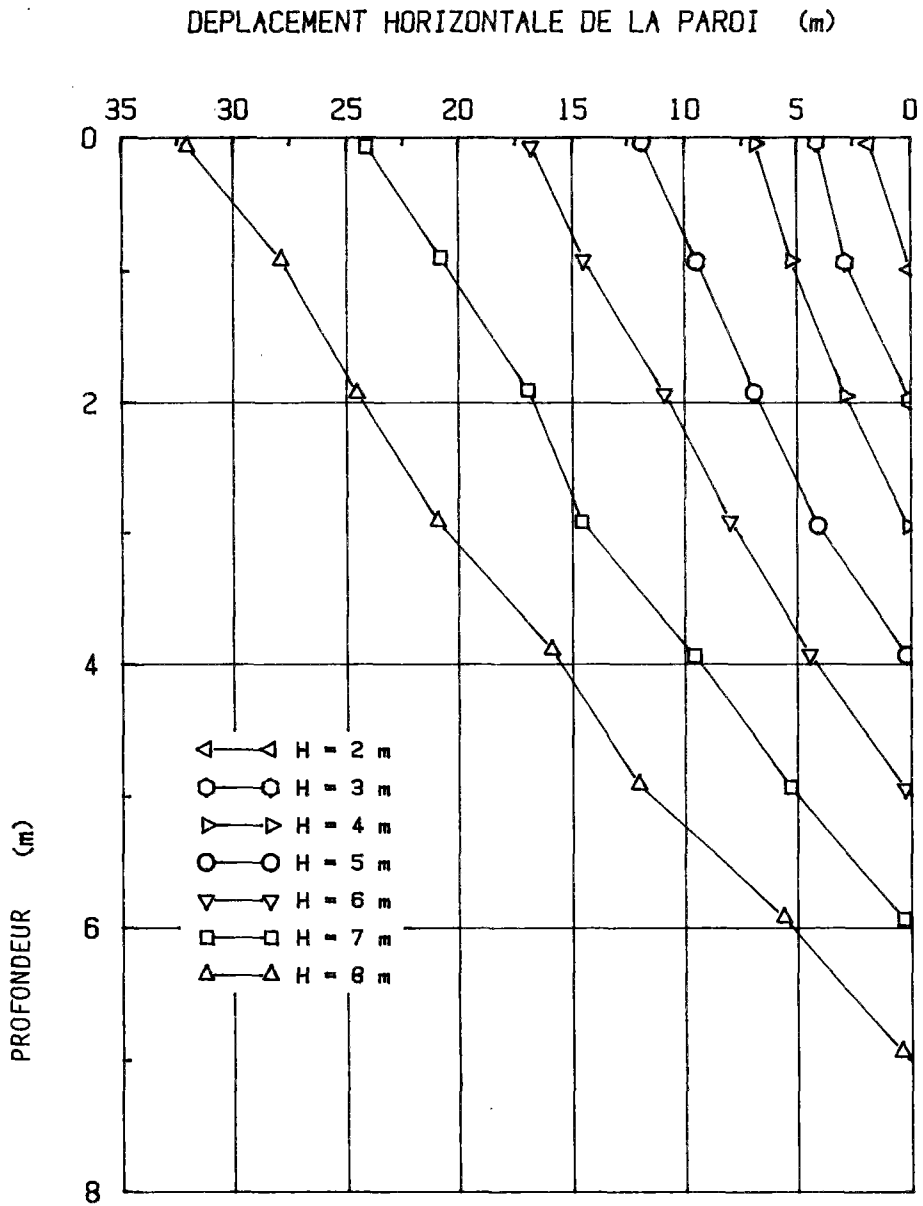


FIGURE 79 : EVOLUTION DU DEPLACEMENT HORIZONTAL DE LA PAROI AU COURS DE L'EXCAVATION ; CLOUAGE

COMPARAISON CLOUAGE & TERRE-ARMEE

VECTEUR DEPLACEMENT

PHASE NO : 8.

FICHER XX

0.9067E-01

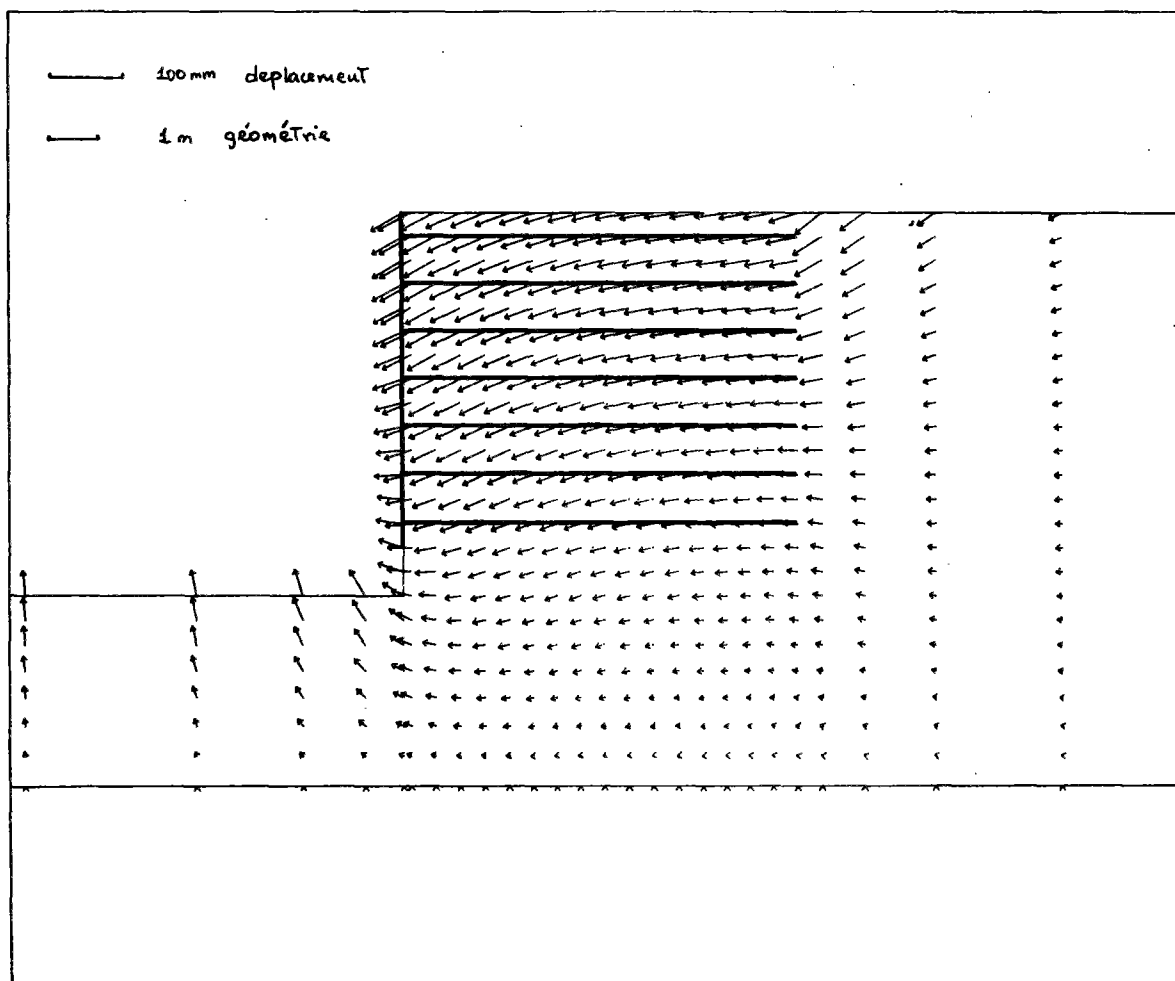


FIGURE 80 : CLOUAGE ; 8 PHASES ; CHAMP DE DEPLACEMENT

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

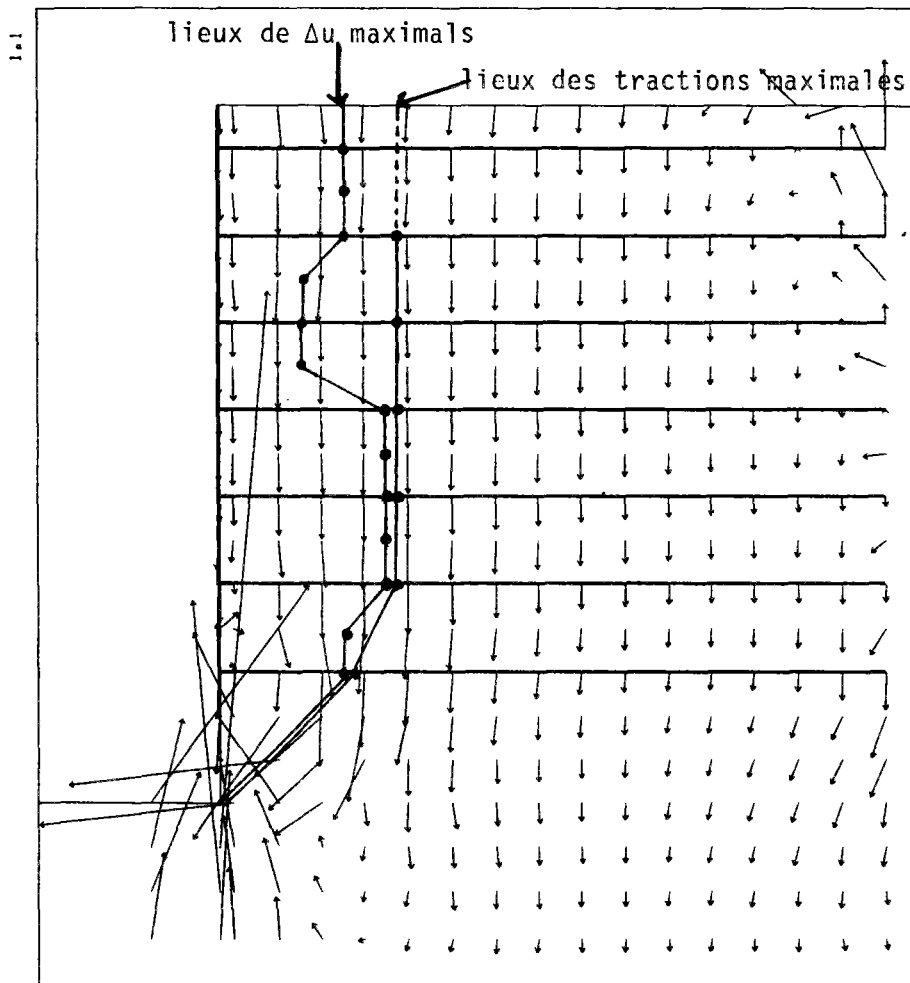


FIGURE 81 : CLOUAGE ; 8 PHASES ; CHAMP DE DEPLACEMENT RELATIF (Δu)

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.

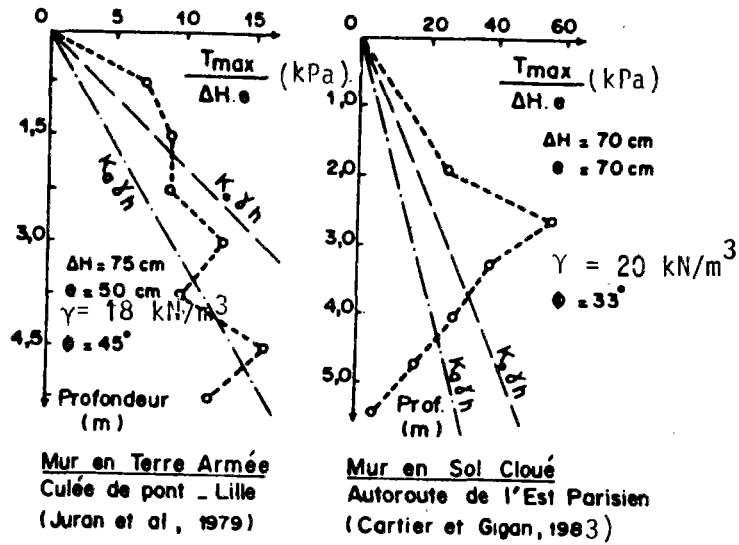


FIGURE 83 :
DISTRIBUTION DES TRACTIONS MAXIMALES MESURÉES
DANS LES INCLUSIONS D'UN MUR EN TERRE ARMÉE ET
D'UN SOUTÈNEMENT PAR CLOUAGE

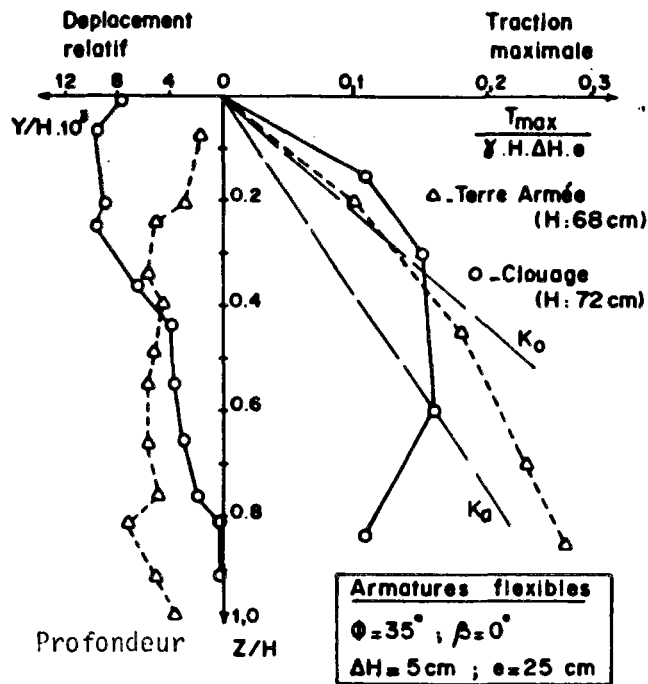


FIGURE 82 :
EFFET DU MODE DE CONSTRUCTION SUR LES DEPLACEMENTS
DU PAREMENT ET SUR LES TRACTIONS MAXIMALES

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.

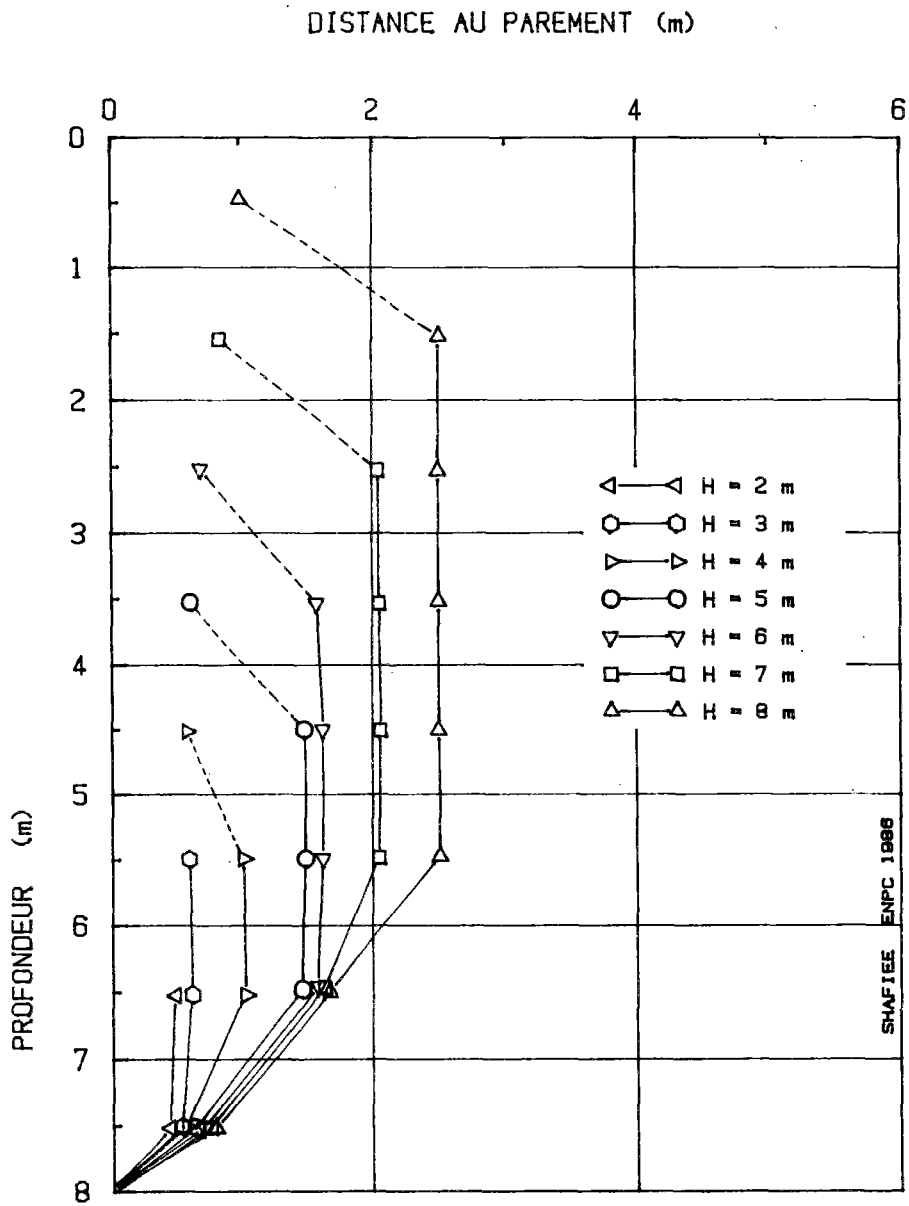


FIGURE 84 : TERRE-ARMEE ; EVOLUTION DES LIEUX DE TRACTION MAXIMALES AU COURS DES PHASES DE CONSTRUCTION ; 8 PHASES

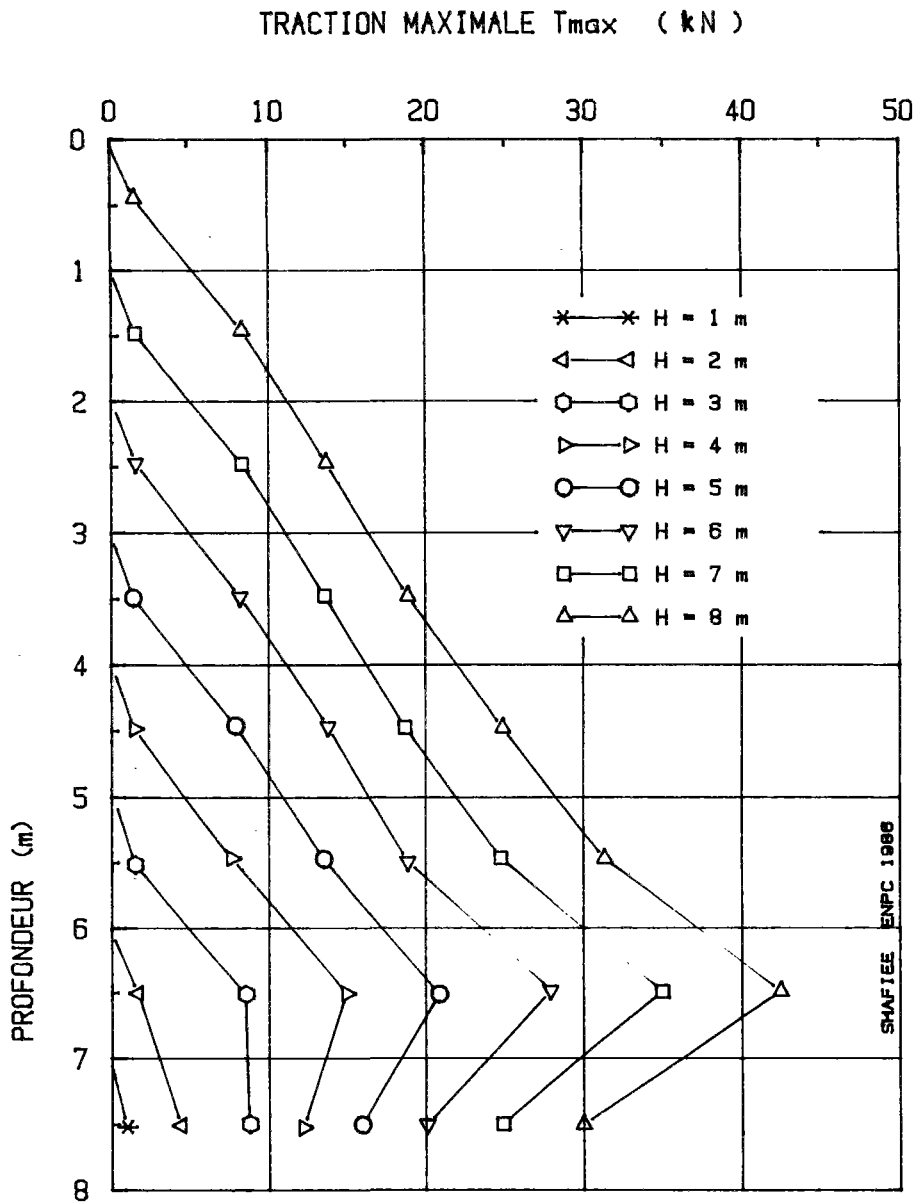


FIGURE 85 : TERRE-ARMEE ; EVOLUTION DE LA TRACTION MAXIMALE DANS LES ARMATURES AU COURS DES PHASES DE CONSTRUCTION ; 8 PHASES

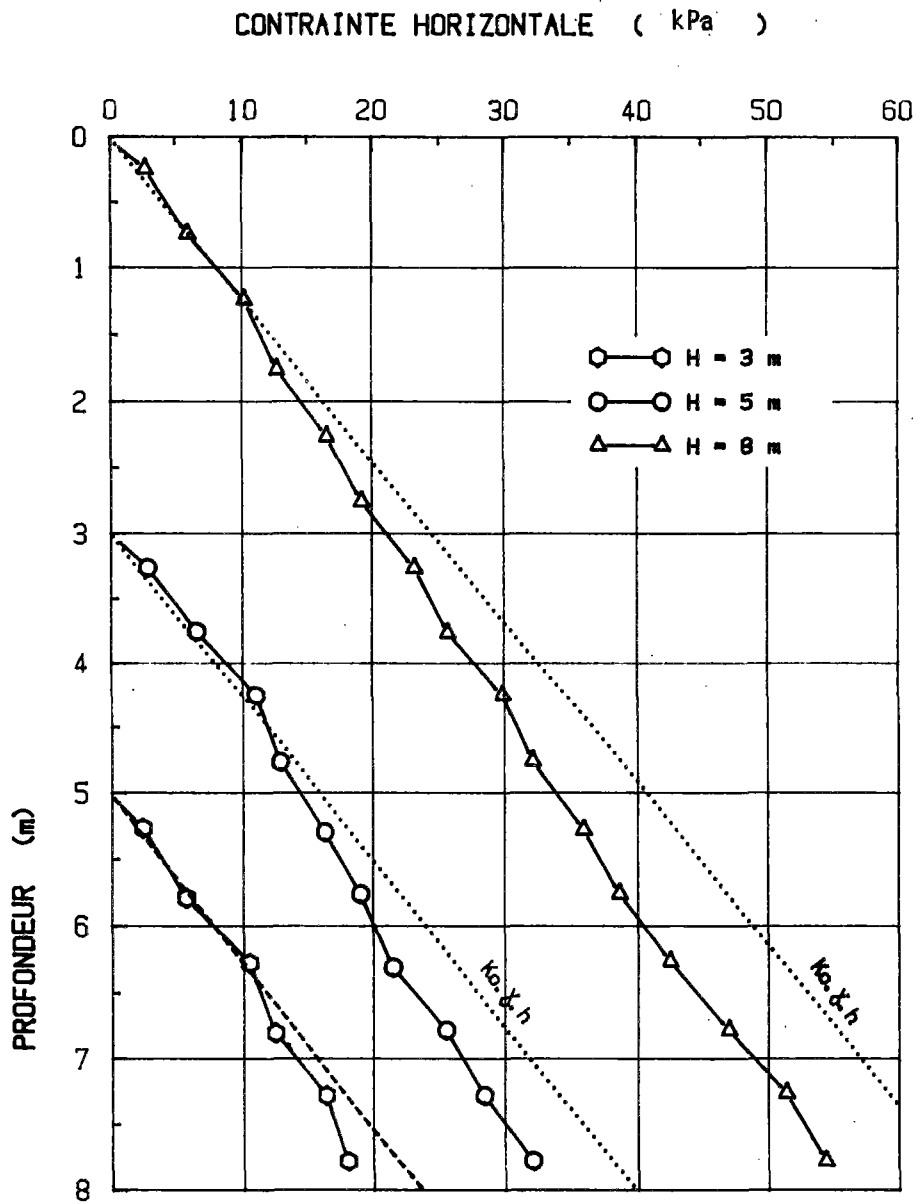


FIGURE 86 : EVOLUTION DE LA CONTRAINTE HORIZONTALE
A 2,25 m DU PAREMENT AU COURS DE LA CONSTRUCTION, POUR
H = 3 m ; H = 5 m ET H = 8 m (TERRE-ARMEE)

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.

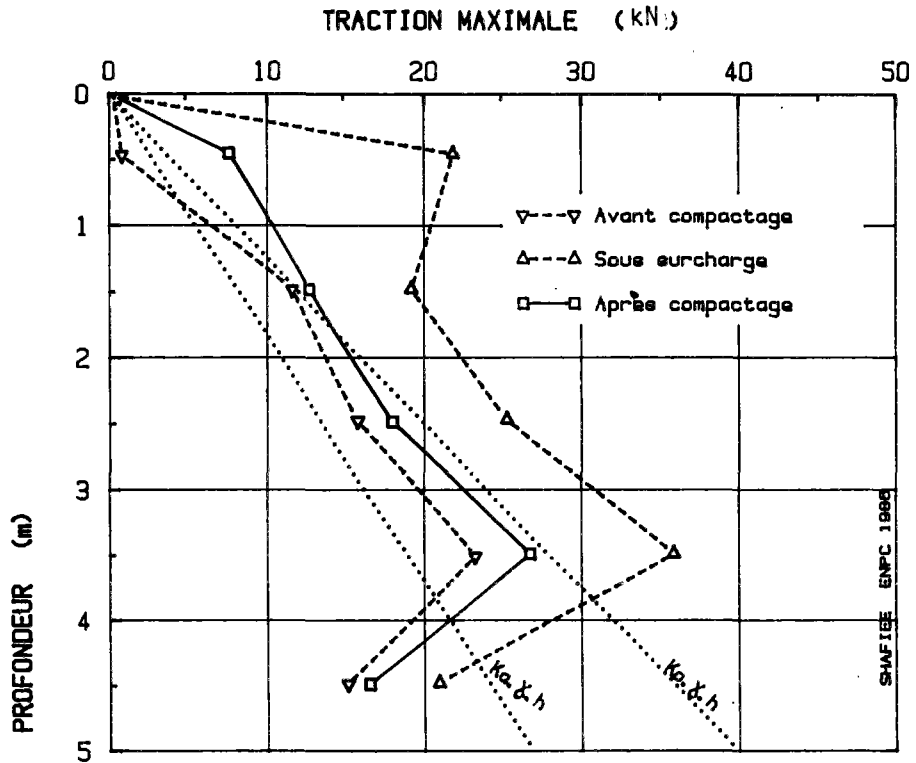


FIGURE 87 : EFFET DU COMPACTAGE SIMULE PAR UNE SURCHARGE STATIQUE DE 2m DE SOL SUR LES TRACTION MAXIMALES ; DERNIERE PHASE DE LA CONSTRUCTION

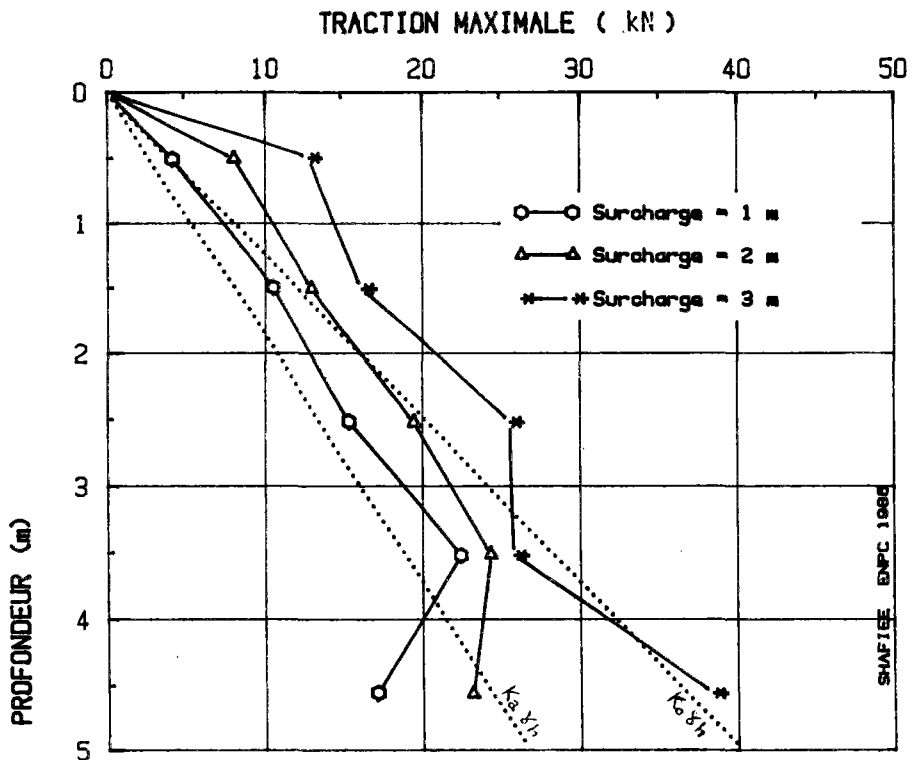


FIGURE 89 : EFFET DE LA HAUTEUR DE SURCHARGE SUR LES TRACTION MAXIMALES ; DERNIERE PHASE

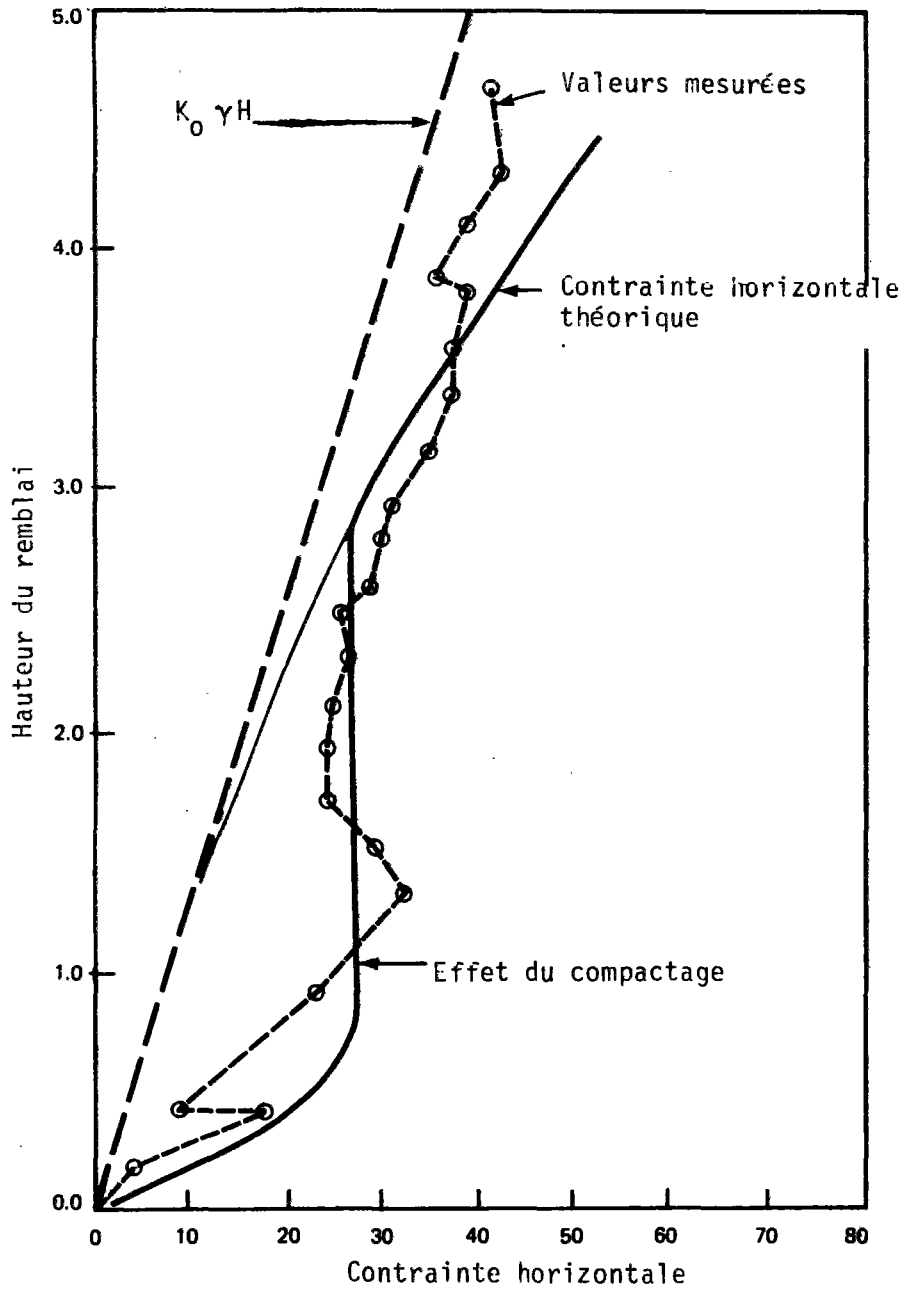


FIGURE 88 - DISTRIBUTION DE LA CONTRAINTE HORIZONTALE SUR LA PAROI EN FONCTION DE LA HAUTEUR DU REMBLAI POUR UN POINT DE MESURE A 1.125 M AU-DESSUS DE LA FONDATION (MURRAY et AL, 1979)

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.

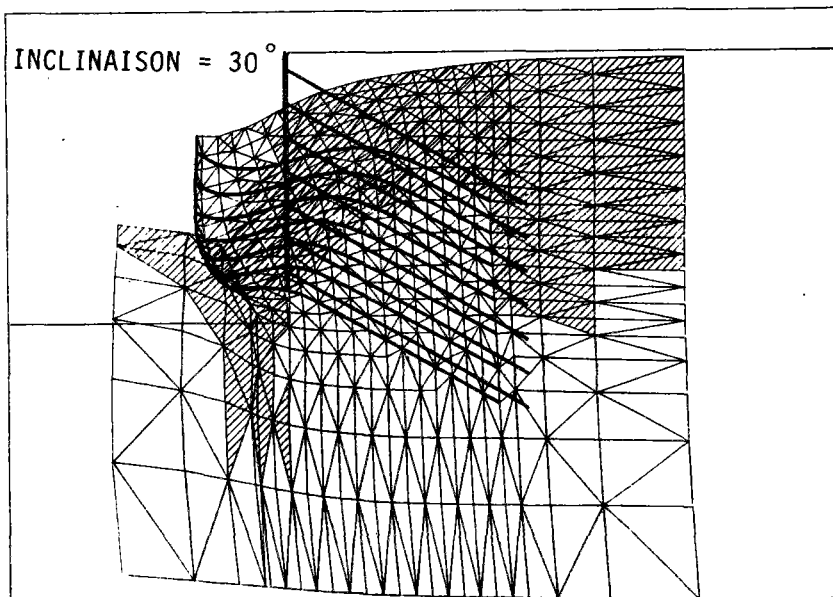
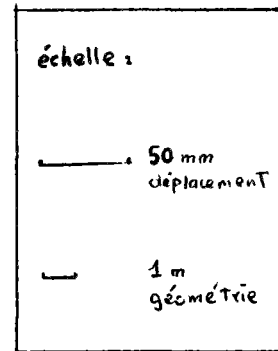
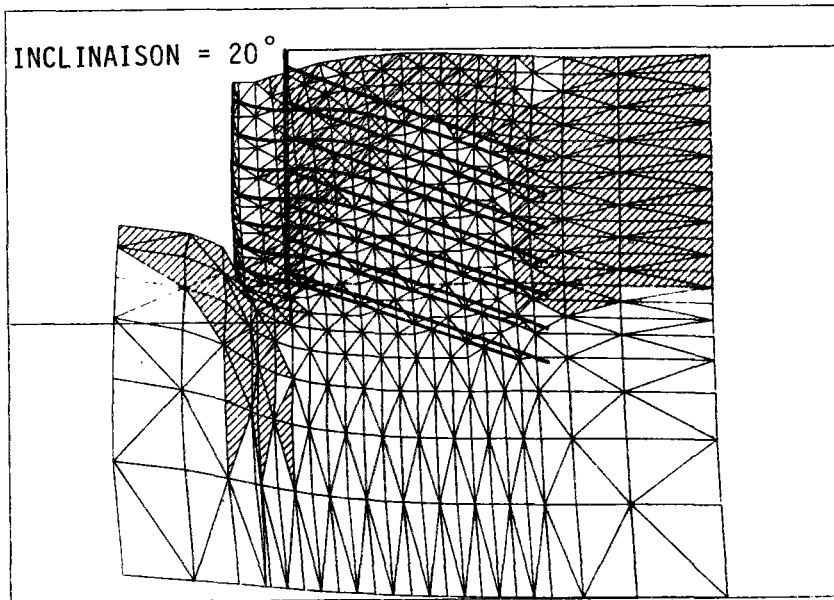
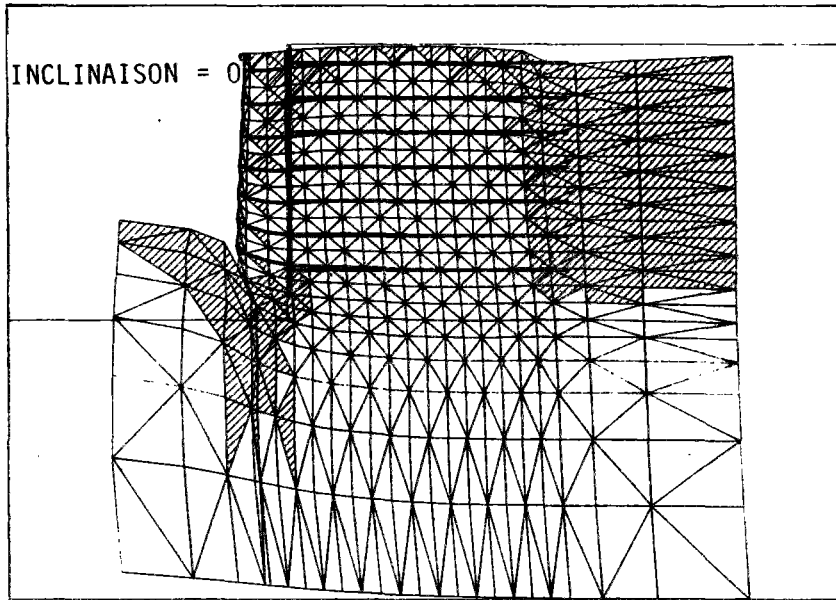


FIGURE 90 : EFFET DE L'INCLINAISON DES RENFORCEMENTS SUR LA DEFORMEE DU MASSIF

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.

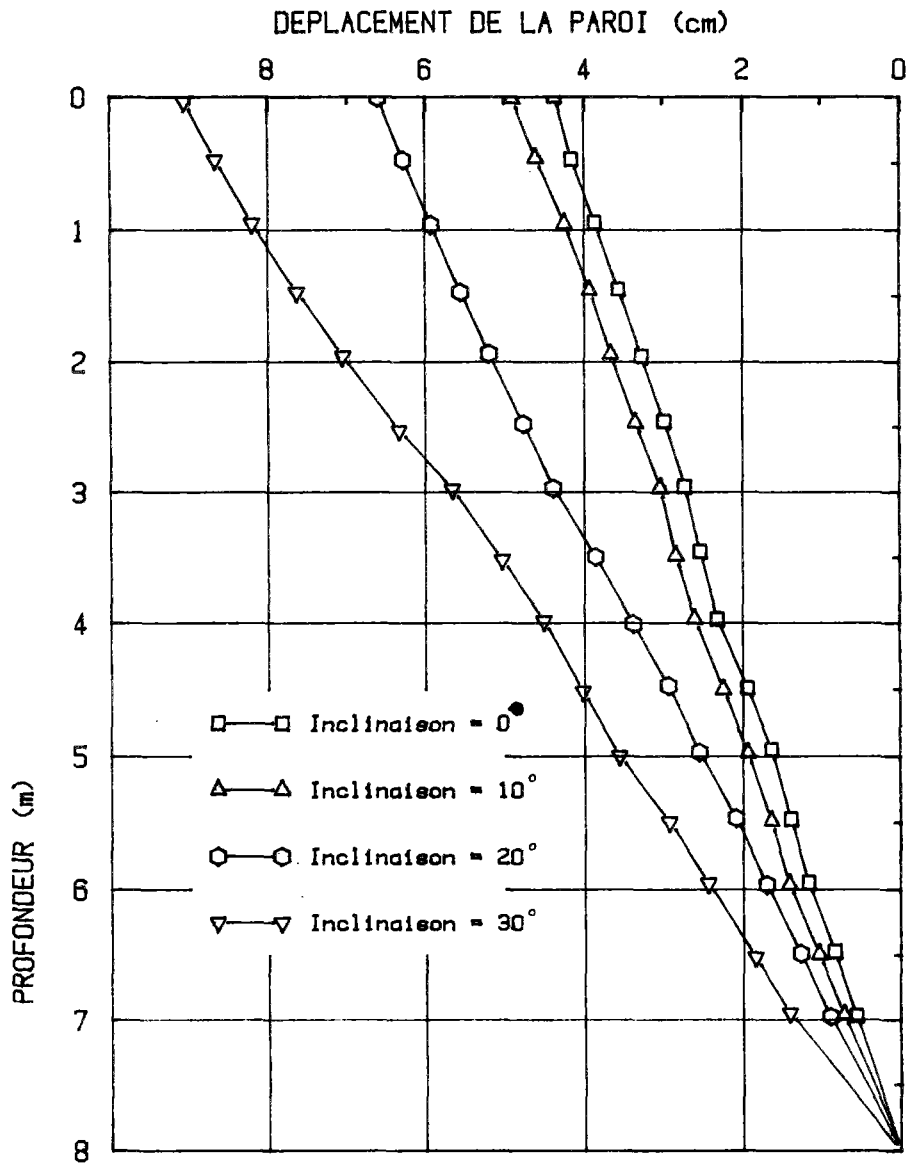


FIGURE 91-a : EFFET DE L'INCLINAISON SUR LE DEPLACEMENT HORIZONTAL DE LA PAROI

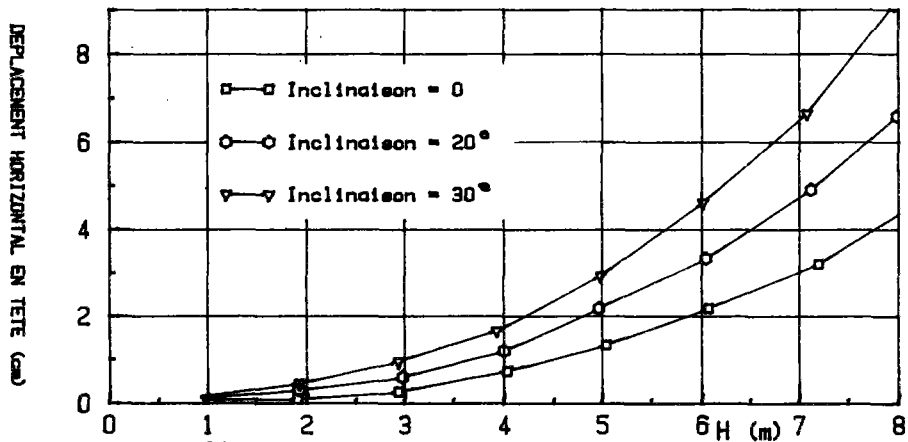


FIGURE 91-b, EFFET DE L'INCLINAISON SUR L'EVOLUTION DE DEPLACEMENT HORIZONTAL EN TETE DU MUR

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.

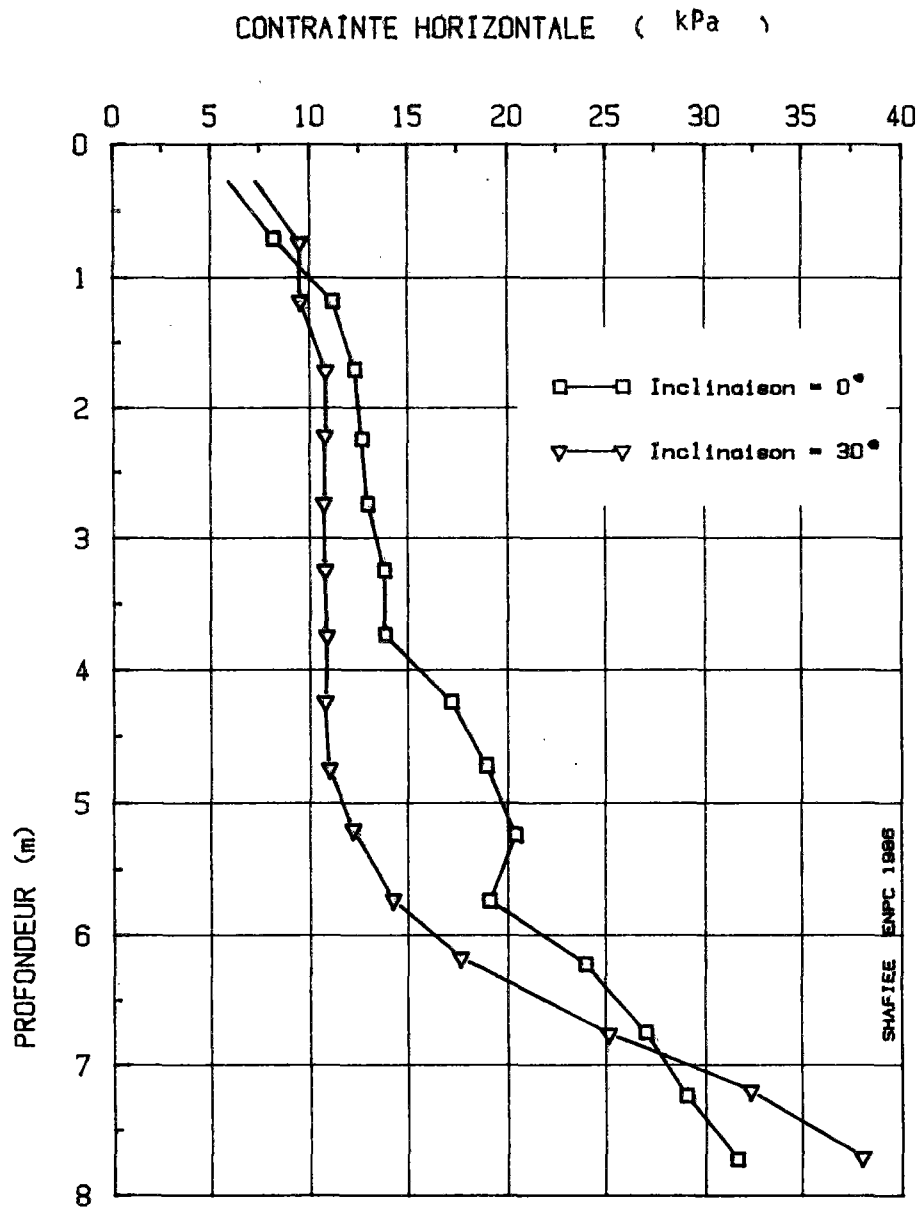


FIGURE 92 : EFFET DE L'INCLINAISON SUR LA
CONTRAINTE HORIZONTALE PRES DU PAREMENT (δ 25 cm du
parement)

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.

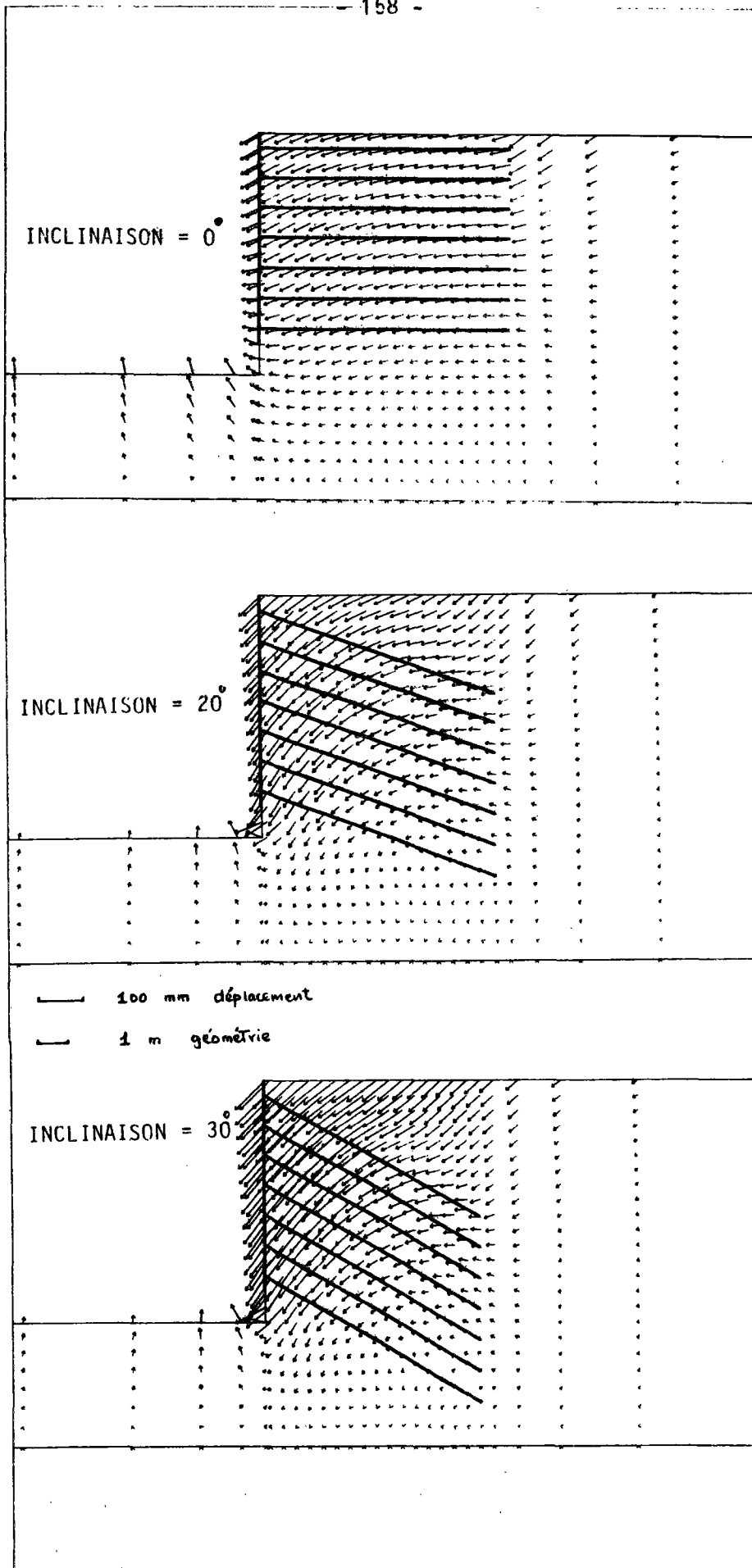


FIGURE 93 : EFFET DE L'INCLINAISON DES RENFORCEMENTS SUR LE CHAMP DES DEPLACEMENTS DU MASSIF

COMPARAISON CLOUAGE & TERRE-ARMEE

VECTEUR DEFORMATION

PHASE NO 1 B.

FICHER X135

0.1122E-01

COMPARAISON CLOUAGE & TERRE-ARMEE

VECTEUR DEFORMATION

PHASE NO 1 B.

FICHER X134

0.1122E-01

COMPARAISON CLOUAGE & TERRE-ARMEE

VECTEUR DEFORMATION

PHASE NO 1 B.

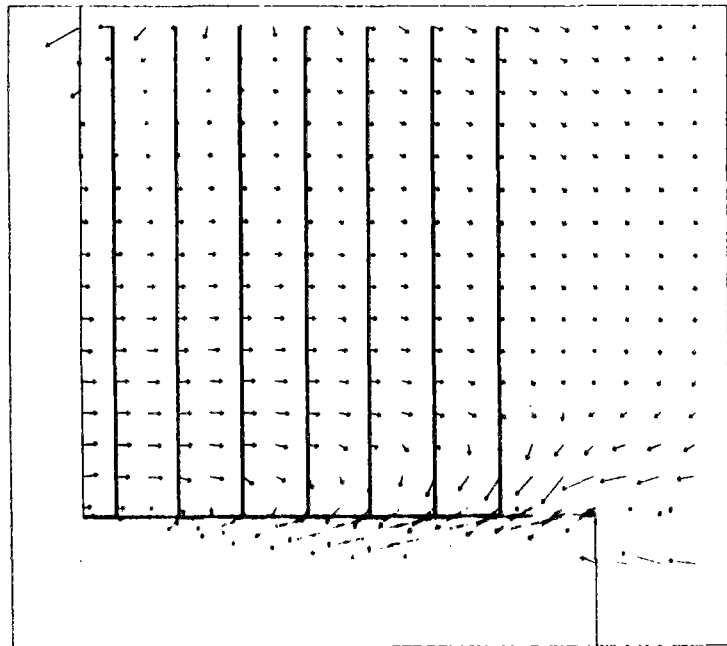
FICHER X133

0.1122E-01

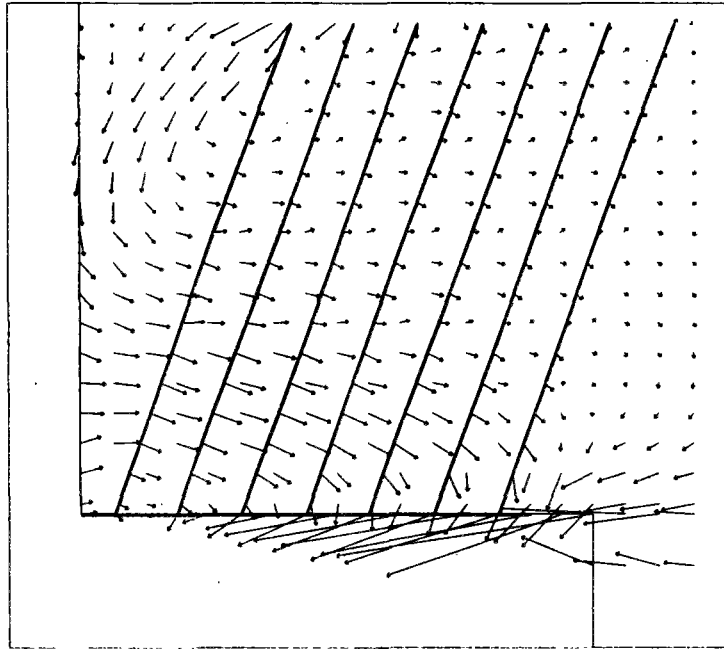
10 mm déplacement relatif (Δu)

 1 m géométrie

INCLINAISON = 0°



INCLINAISON = 20°



INCLINAISON = 30°

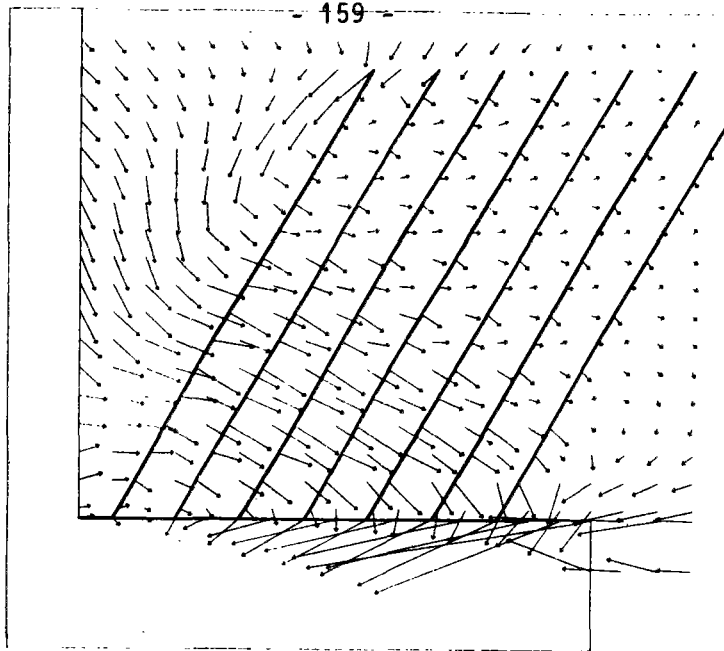


FIGURE 94 : EFFET DE L'INCLINAISON DES RENFORCEMENTS SUR LE CHAMP DES
 DEPLACEMENTS RELATIFS (Δu) DU MASSIF

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 :

$$T_n = ES \Delta u_n .$$

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

COMPARAISON CLOUAGE & TERRE-ARMEE

VECTEUR DEFORMATION PHASE NO. 8.

FICHER DRXX33

0,4605E-02

— 2 mm incrément de déplacement relatif
 — 1 m géométrie

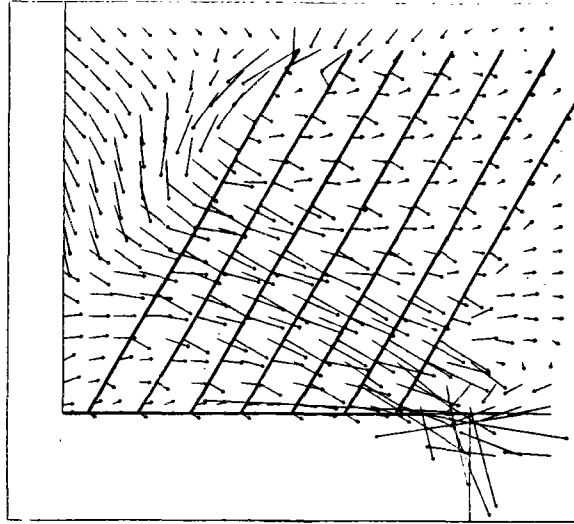
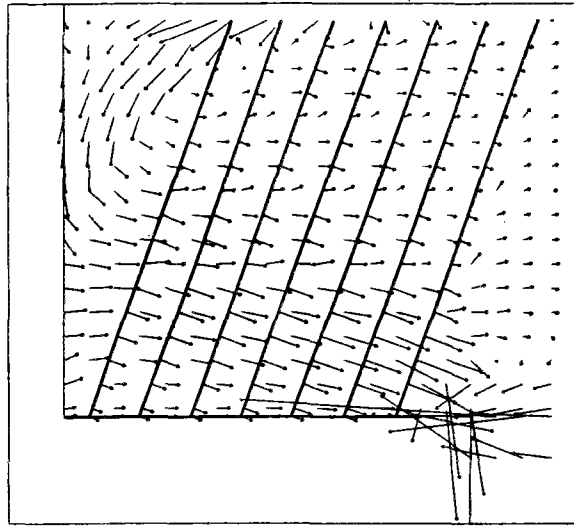
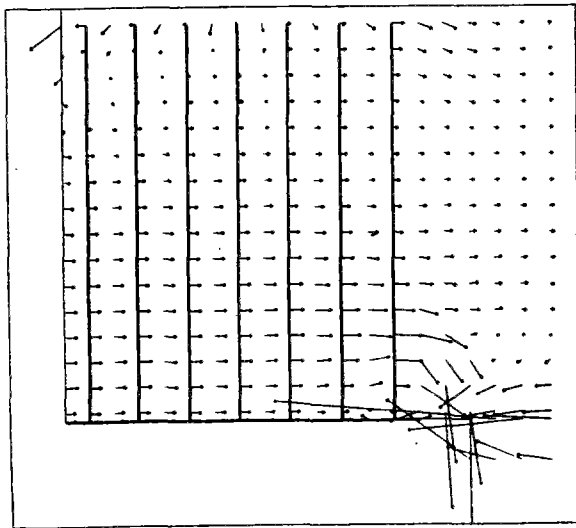


FIGURE 95 : EFFET DE L'INCLINAISON DES RENFORCEMENTS SUR L'INCREMENT DE DEPLACEMENT RELATIF DU MASSIF (INCREMENT DE DEPLACEMENT RELATIF DU A LA DERNIERE PHASE D'EXCAVATION)

FIGURE 98-a : CHAMP DE DEPLACEMENTS RELATIFS DU MASSIF

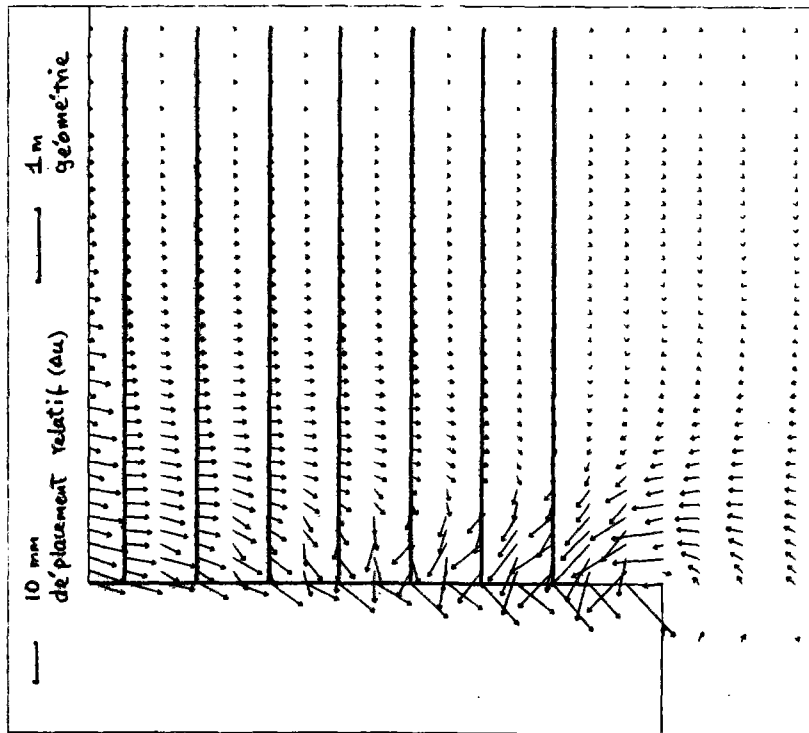


FIGURE 98-b : CHAMP DE L'INCREMENT DE DEPLACEMENT RELATIF DU MASSIF LORS DE LA DERNIERE PHASE D'EXCAVATION

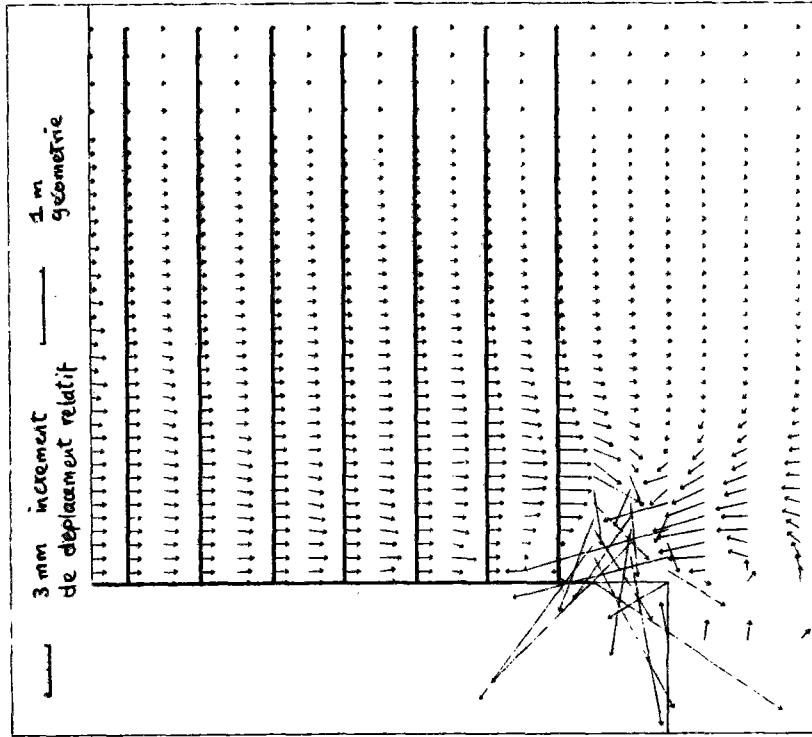


FIGURE 96 : CHAMPS DE DEPLACEMENTS RELATIFS ET D'INCREMENTS DE DEPLACEMENT RELATIF DUS A LA DERNIERE PHASE D'EXCAVATION

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

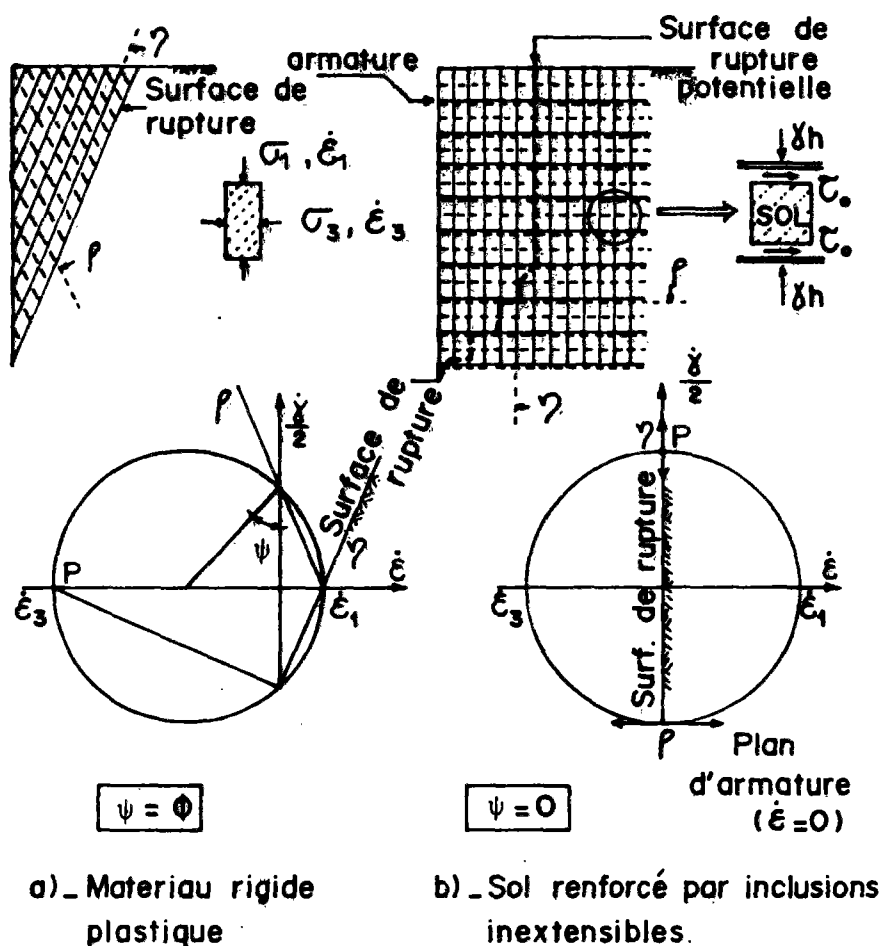


FIGURE 97 :
CERCLES DE MOHR POUR LES VITESSES DE DÉFORMATION
DANS UN MATÉRIAU GRANULAIRE RIGIDE-PLASTIQUE ET DANS
UN SOL RENFORCÉ PAR DES INCLUSIONS INEXTENSIBLES
(BASSETT, 1978)

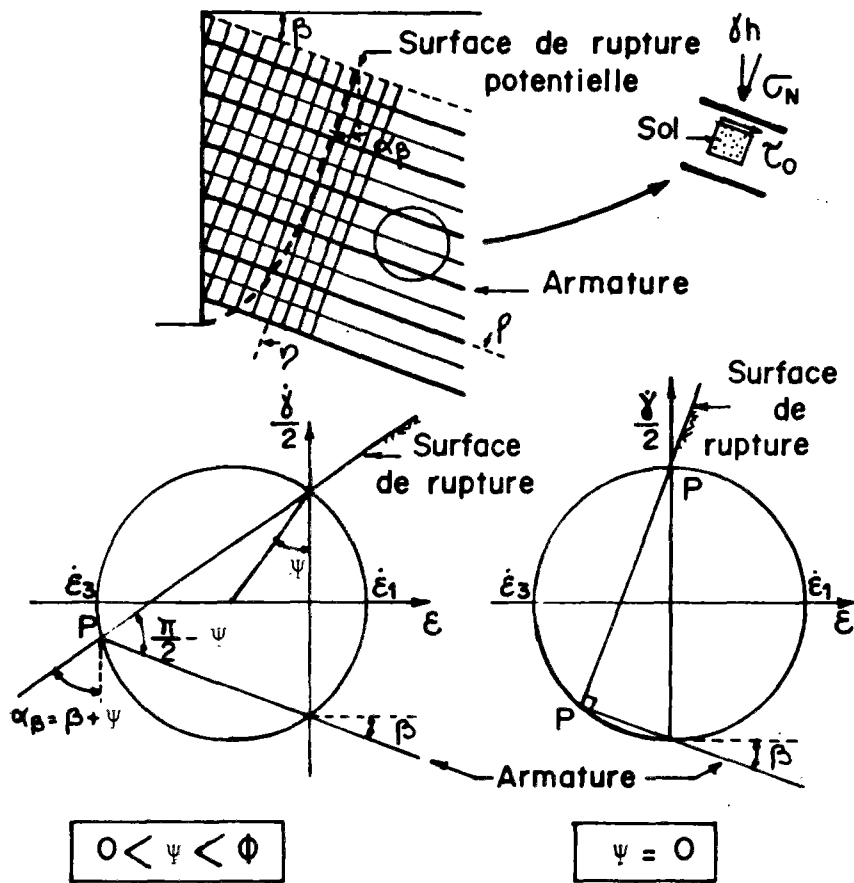


FIGURE 98 :
 EFFET DE L'INCLINAISON DES INCLUSIONS SUR LES
 DIRECTIONS PRINCIPALES DES VITESSES DE DÉFORMATION

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 .

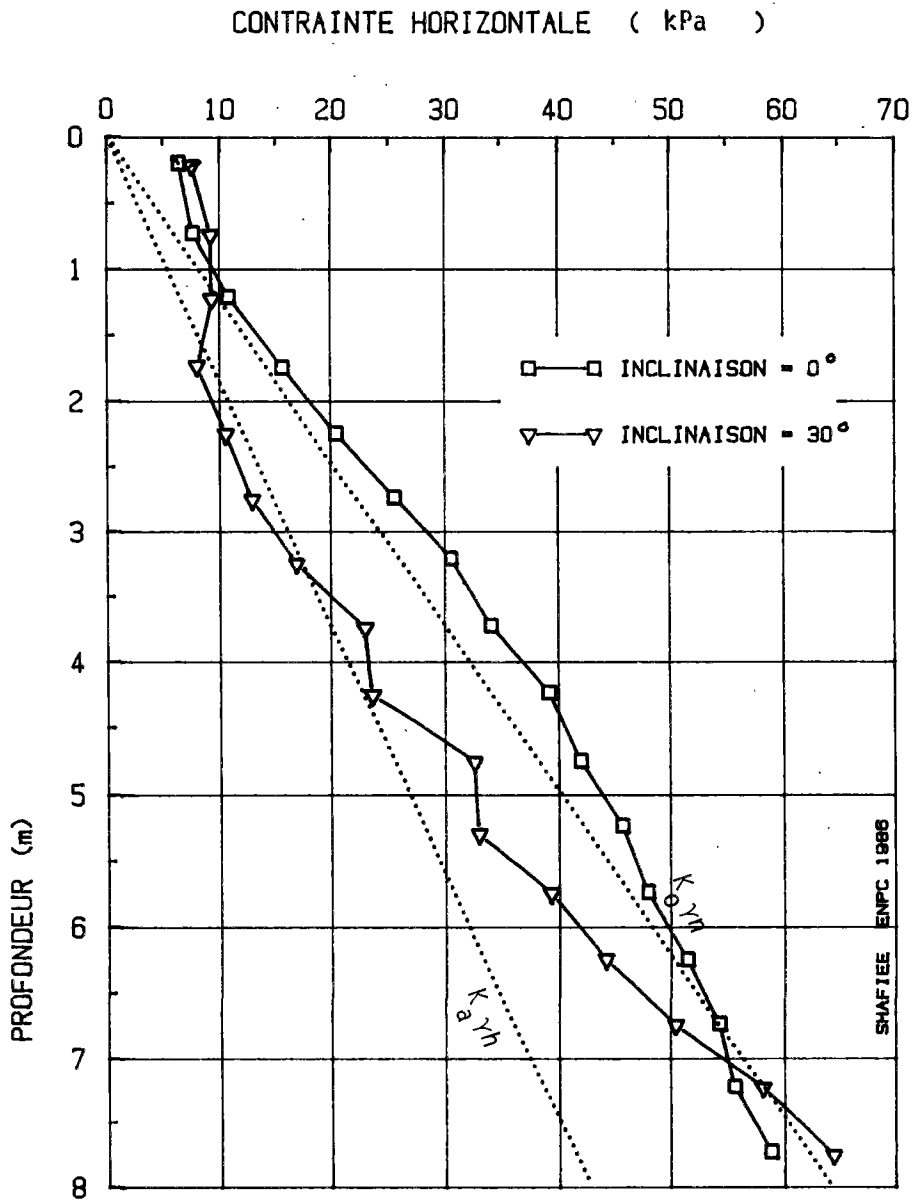


FIGURE 99 : EFFET DE L'INCLINAISON SUR LA CONTRAINTE HORIZONTALE A 2,5 m DE LA PARI

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

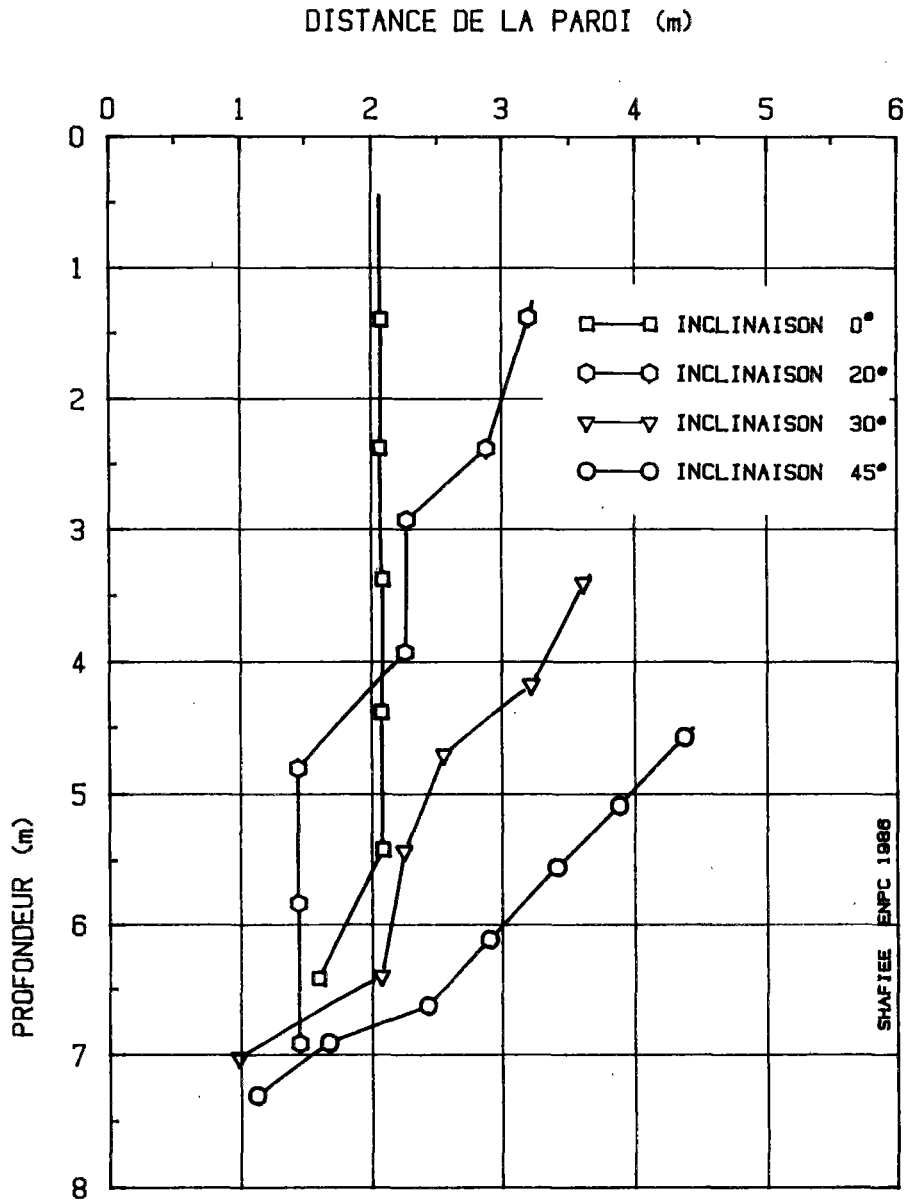


FIGURE 100 : EFFET DE L'INCLINAISON SUR LES LIEUX DE STRACTIONS MAXIMALES

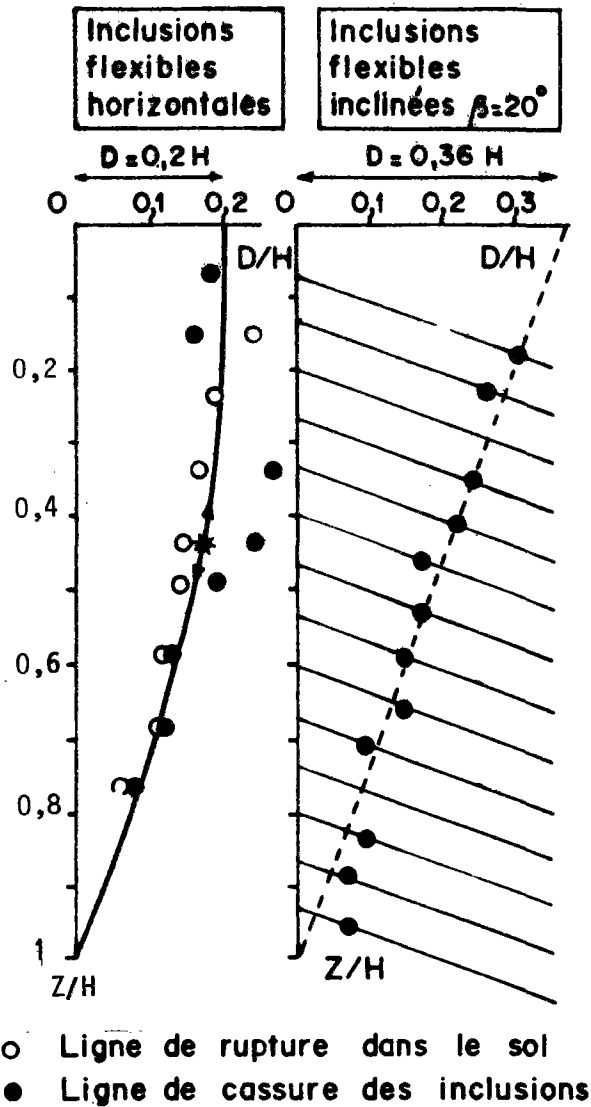


FIGURE 101 : EFFET DE L'INCLINAISON SUR LE MECANISME DE RUPTURE PAR CASSURE DES INCLUSIONS; MODELES REDUITS ; CLOUAGE

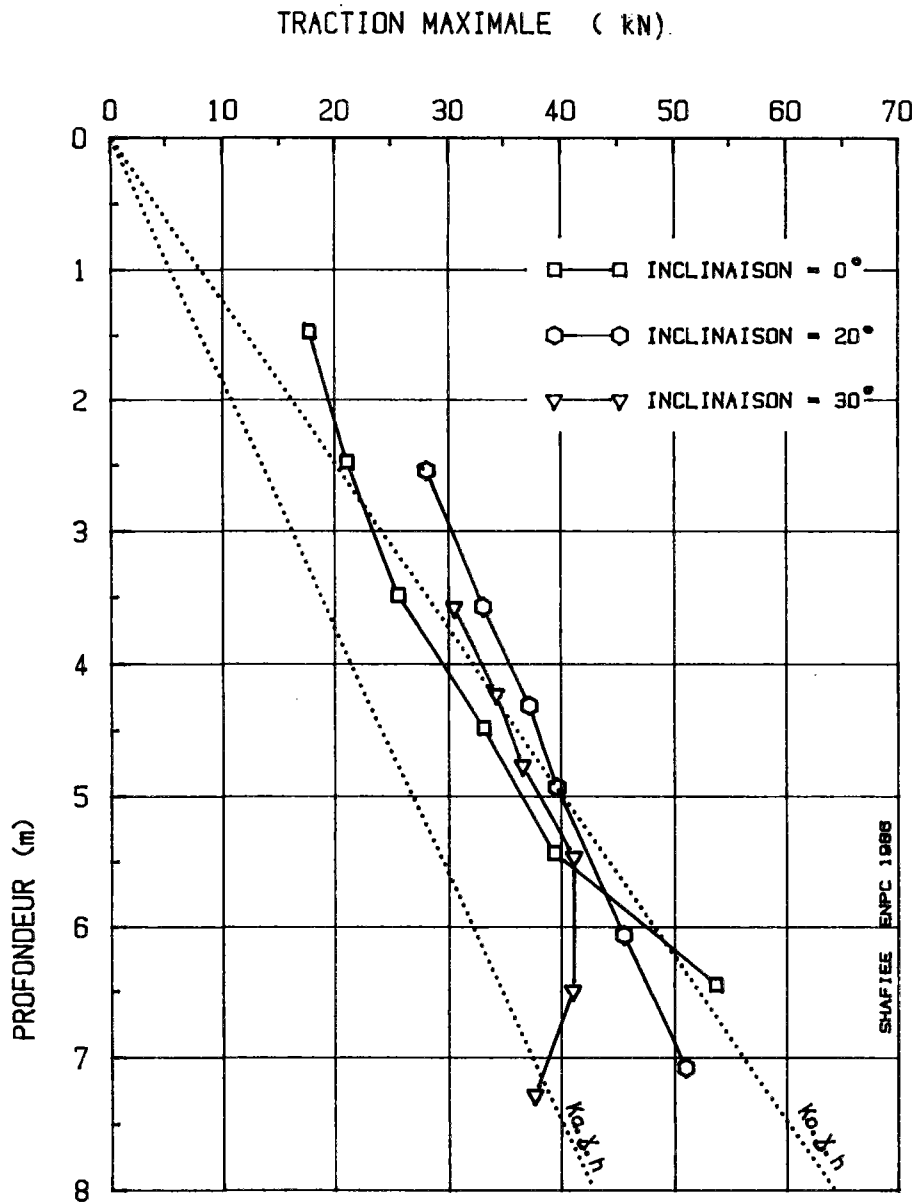


FIGURE 102 : EFFET DE L'INCLINAISON SUR LA DISTRIBUTION DES TRACTION MAXIMALES DANS LES RENFORCEMENTS

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.

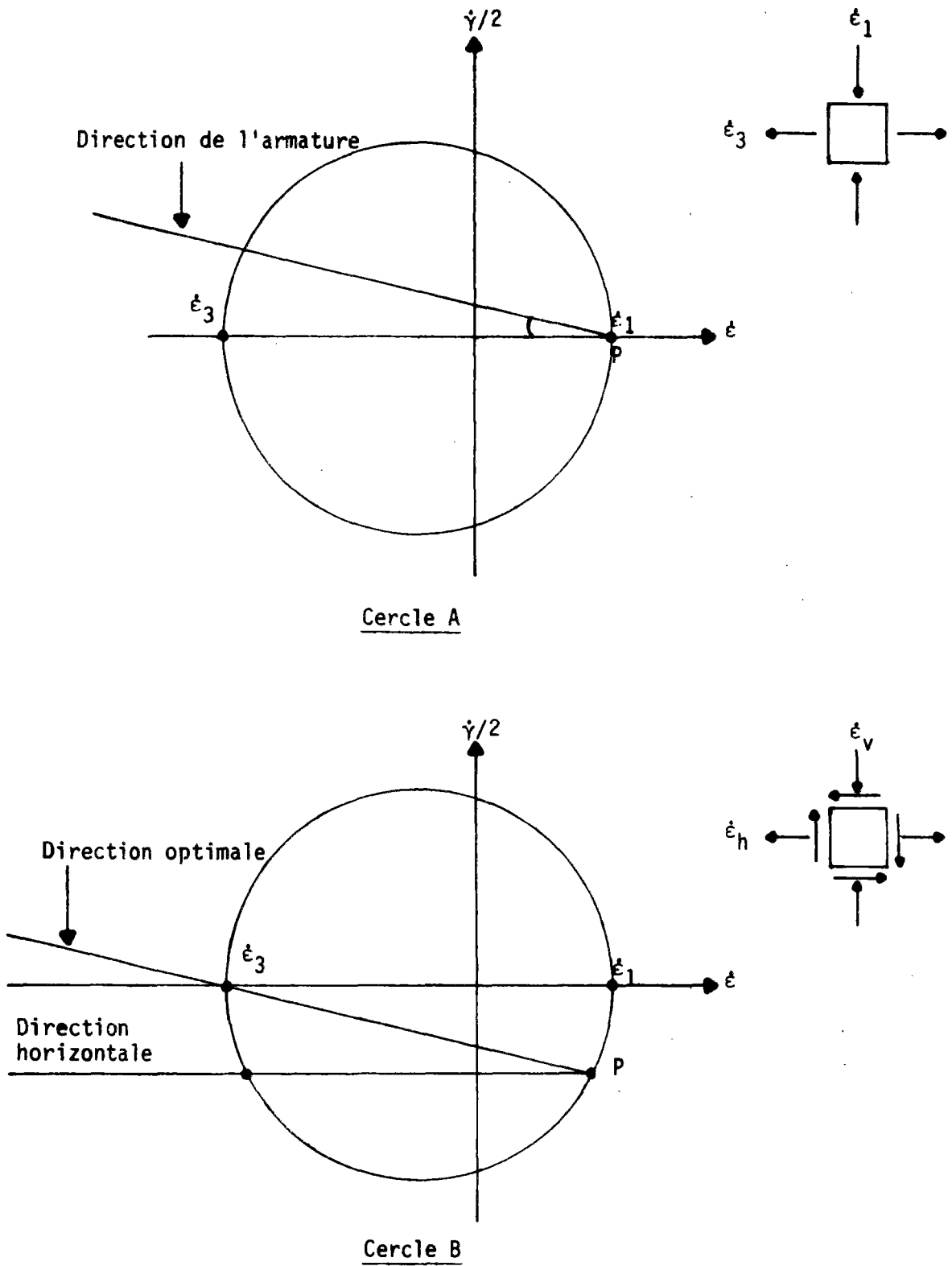


FIGURE 103 - EFFET DE L'INTERACTION ENTRE LE SOL RENFORCE ET LE SOL DE FONDATION SUR LES DIRECTIONS PRINCIPALES DES VITESSES DE DEFORMATION

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.

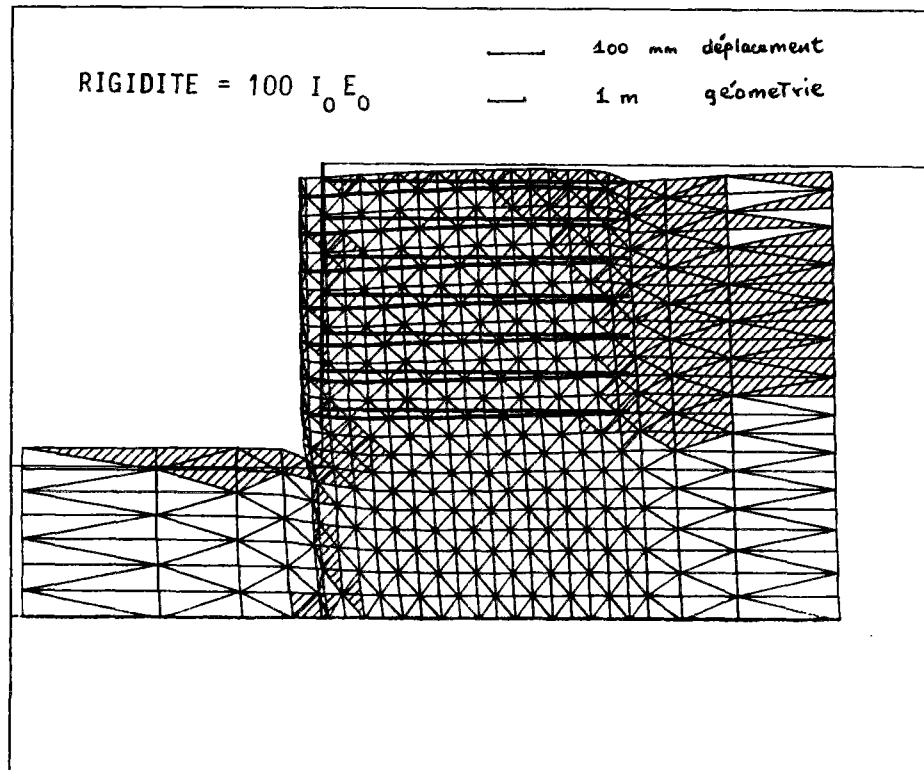
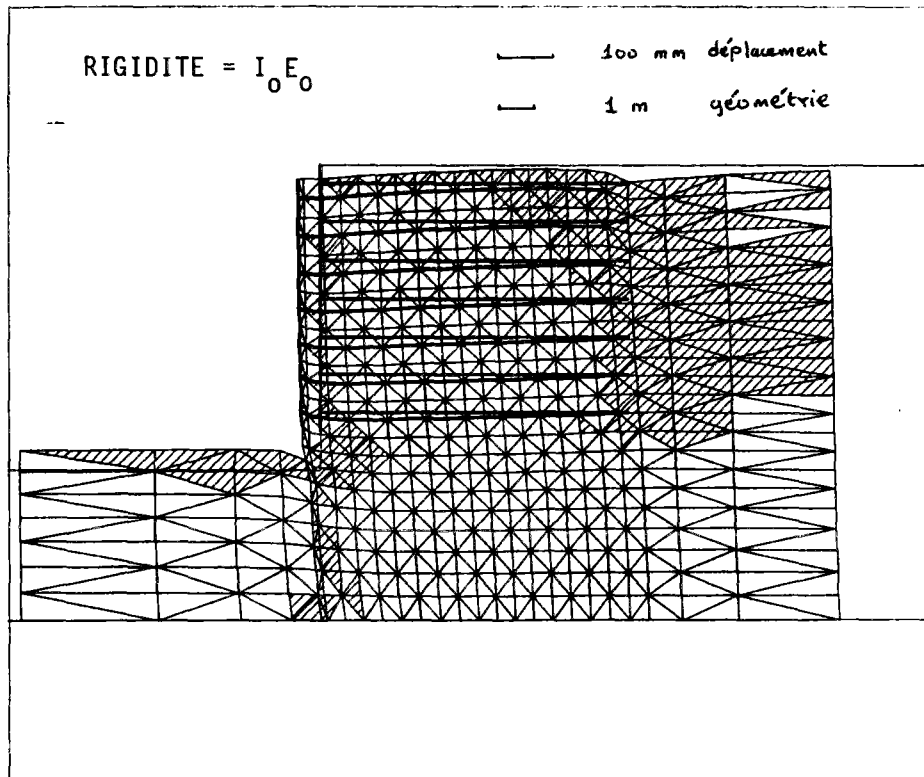


FIGURE 104 : EFFET DE LA RIGIDITE DES RENFORCEMENTS SUR LA DEFORMEE DU MASSIF ; RENFORCEMENT HORIZONTAL

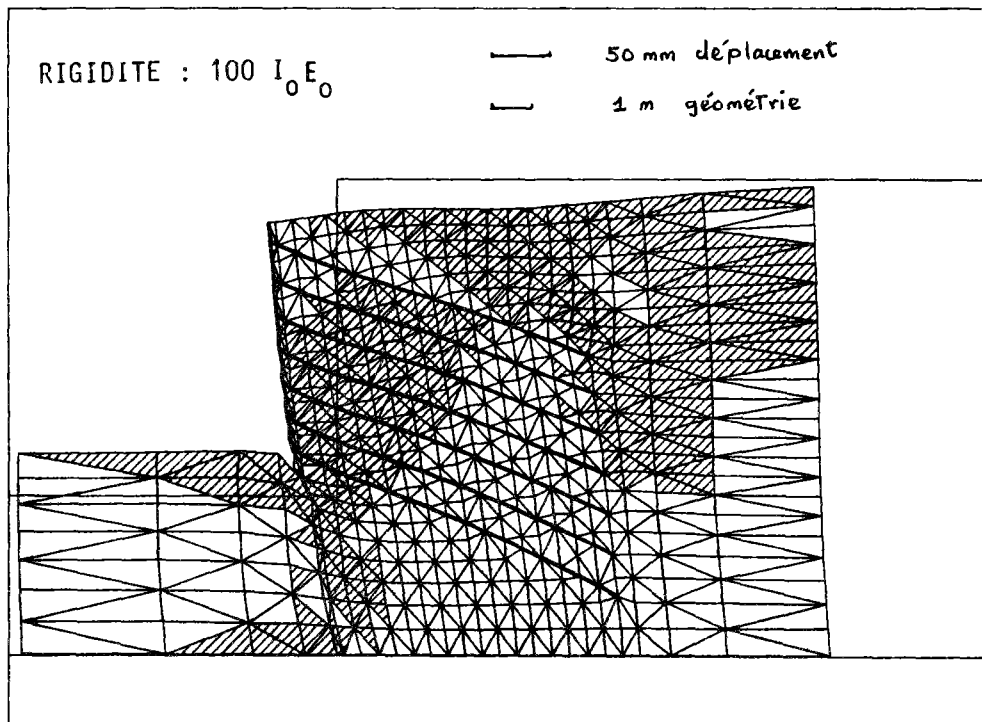
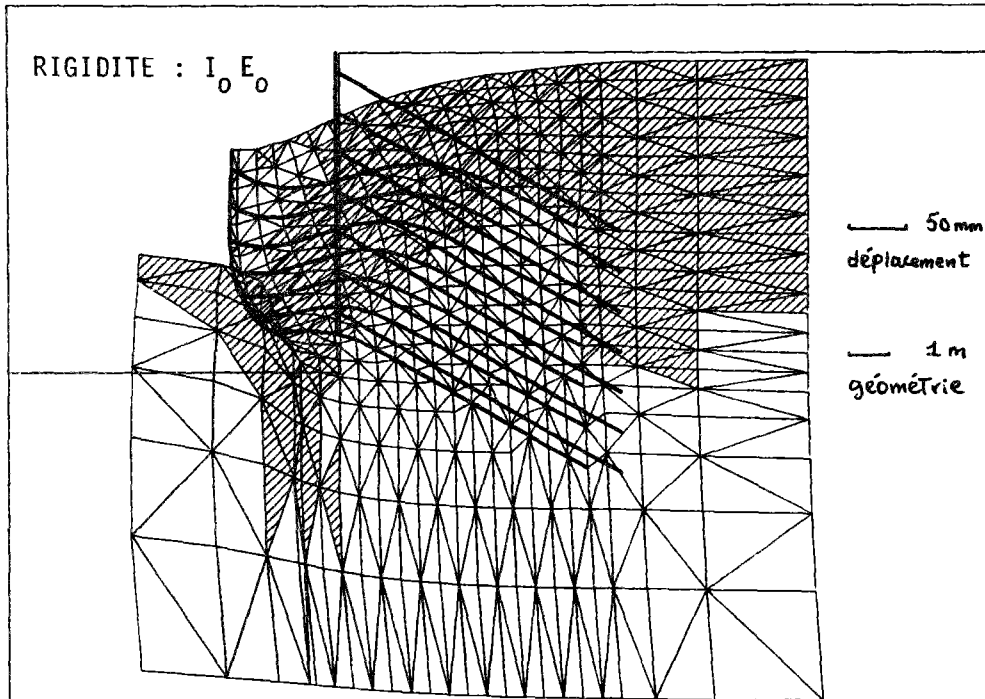


FIGURE 105 : EFFET DE LA RIGIDITE DES RENFORCEMENTS SUR LA DEFORMEE DU MASSIF ; RENFORCEMENTS INCLINES A 30°

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.

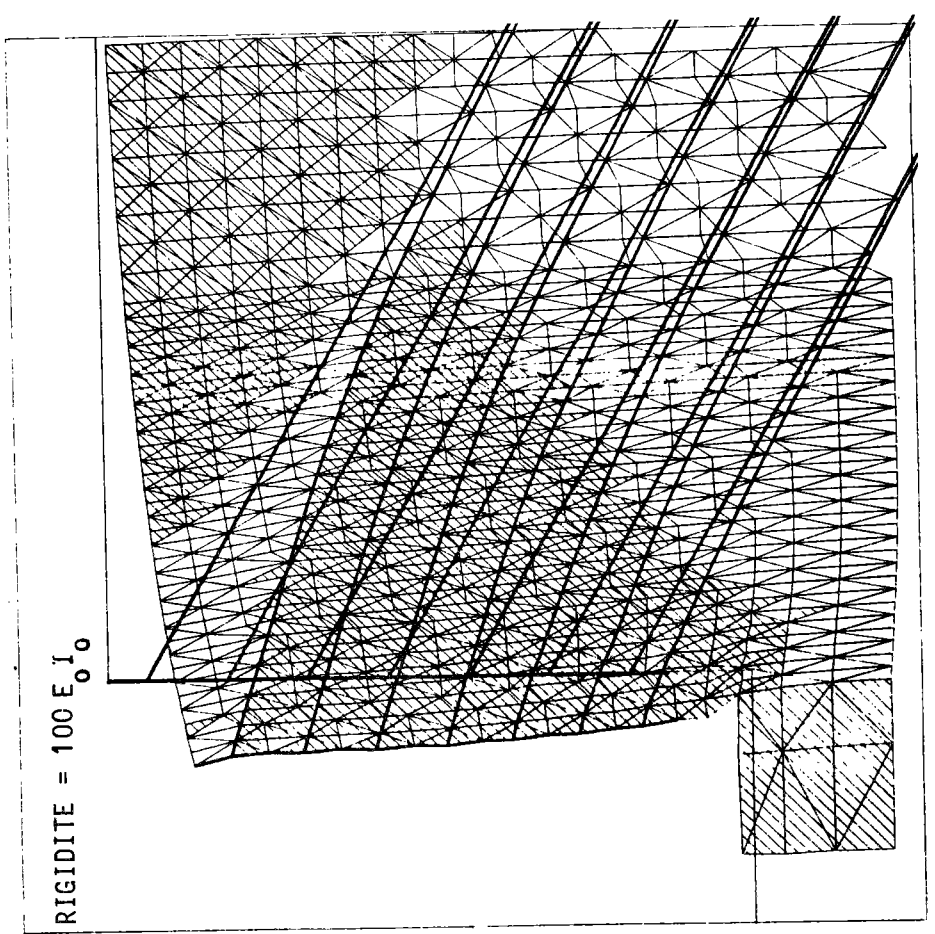
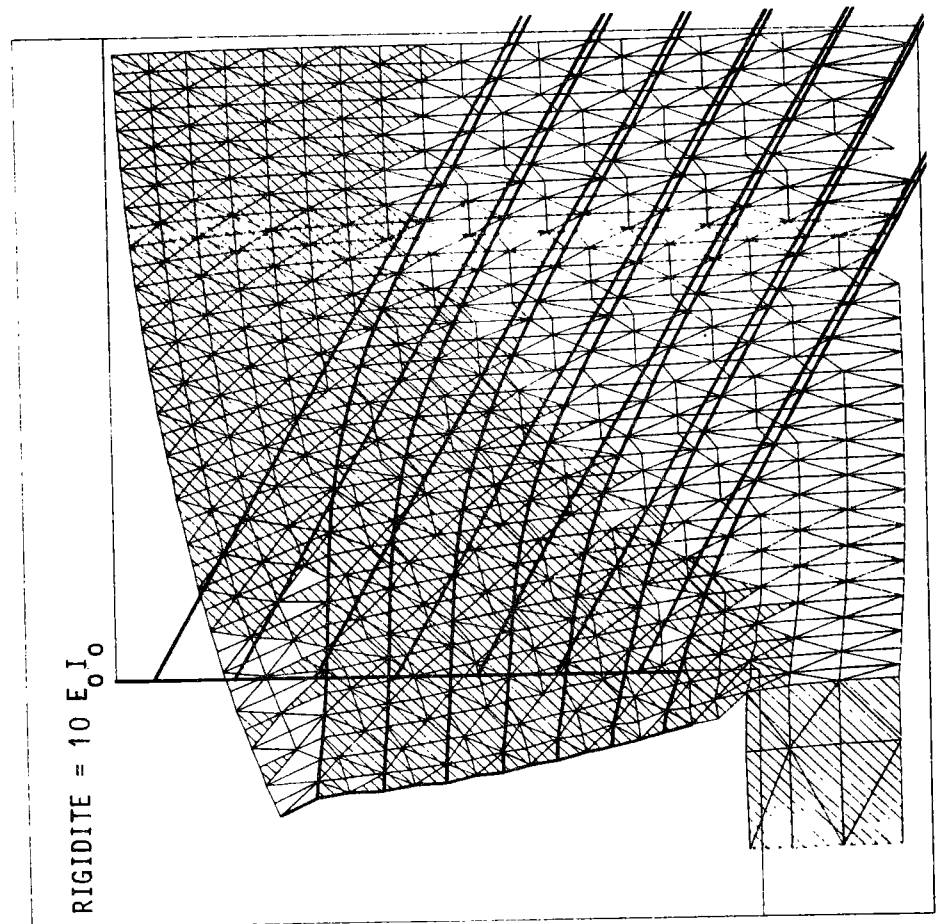
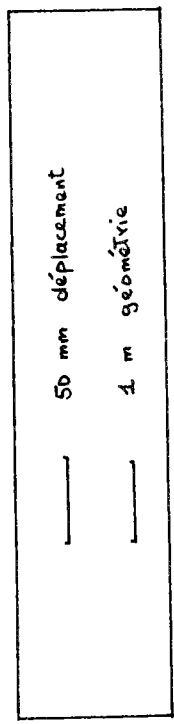
Lorsqu'on l'inclinaison des armatures augmente, leur rigidité a pour effet de modifier le champ des déplacements relatifs et la position de la surface de cisaillement potentielle, définie par le lieu géométrique des déplacements relatifs maximaux. Dans le cas des armatures inclinées, la largeur de la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

FICHER FF23 0,3088E-01 0,3098E-01



COMPARISON CLOUAGE & TERRE-ARMEE

DEFORMEE ET ZONES PLASTIQUES PHASE NO : 9_a

FICHER FF33 0,3088E-01 0,3098E-01

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

RIGIDITE DES RENFORCEMENTS

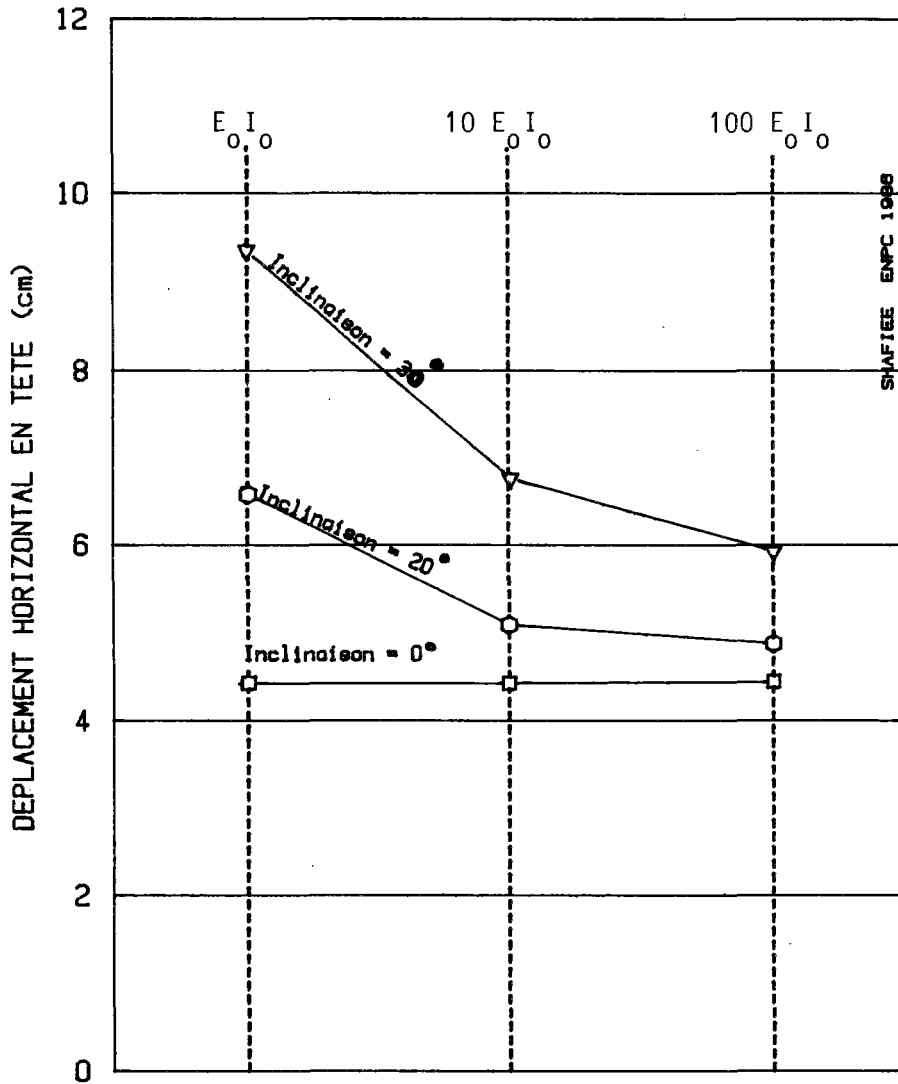


FIGURE 107 : EFFET DE LA RIGIDITE DES RENFORCEMENTS SUR LE DEPLACEMENT HORIZONTAL EN TETE DE MUR POUR DIFFERENTES INCLINAISONS

COMPARAISON CLOUAGE & TERRE-ARMEE

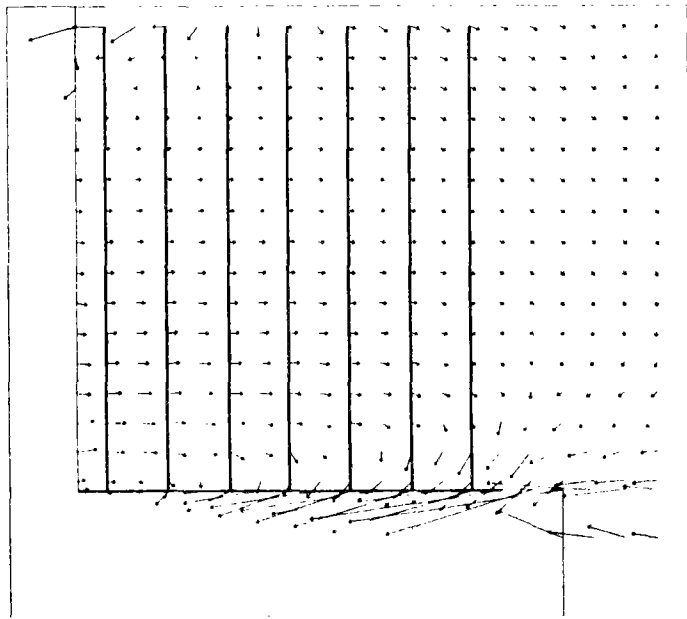
VECTEUR DEFORMATION

PHASE NO 1 B.

FICHER XX40

0-1122E-01

RIGIDITE = $E_0 I_0$



COMPARAISON CLOUAGE & TERRE-ARMEE

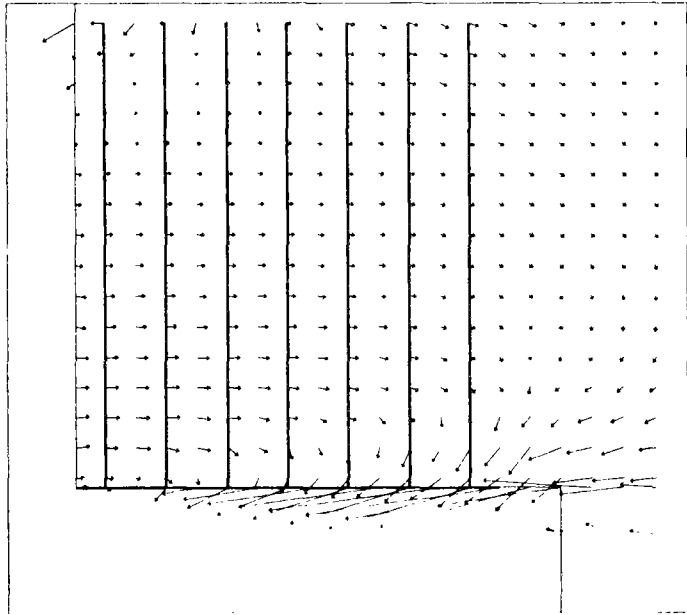
VECTEUR DEFORMATION

PHASE NO 1 B.

FICHER XX35

0-1122E-01

RIGIDITE = $10 E_C I_0$



— 10 mm déplacement relatif
— 1 m géométrie

RIGIDITE = $100 E_0 I_0$

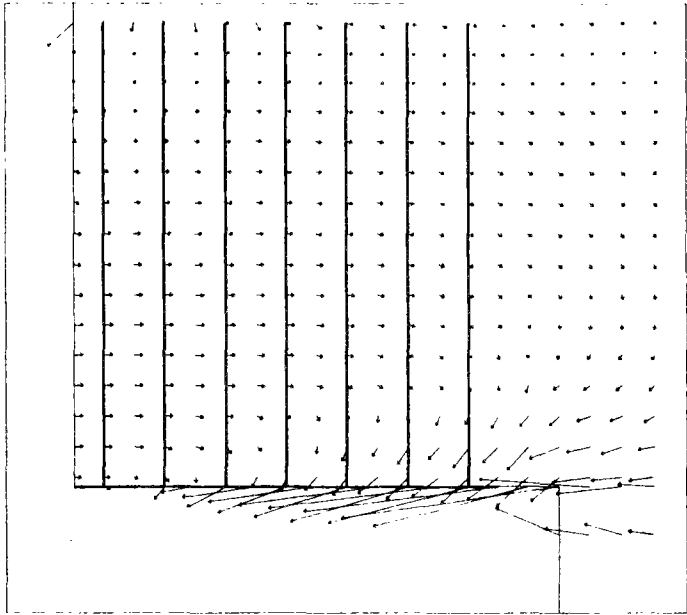


FIGURE 108 : EFFET DE LA RIGIDITE DES RENFORCEMENTS SUR LE CHAMP DES DEPLACEMENTS RELATIFS DU MASSIF ; RENFORCEMENTS HORIZONTAUX

COMPARAISON CLOUAGE & TERRE-ARMEE

VECTEUR DEFORMATION PHASE NO 1 8.

FICHER XX43

0.1122E-01

COMPARAISON CLOUAGE & TERRE-ARMEE

VECTEUR DEFORMATION PHASE NO 1 8.

FICHER XX33

0.1122E-01

COMPARAISON CLOUAGE & TERRE-ARMEE

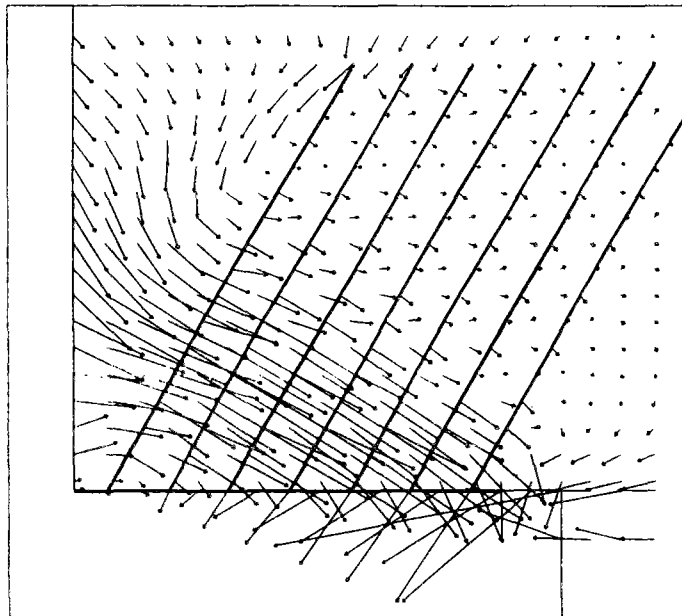
VECTEUR DEFORMATION PHASE NO 1 8.

FICHER XX53

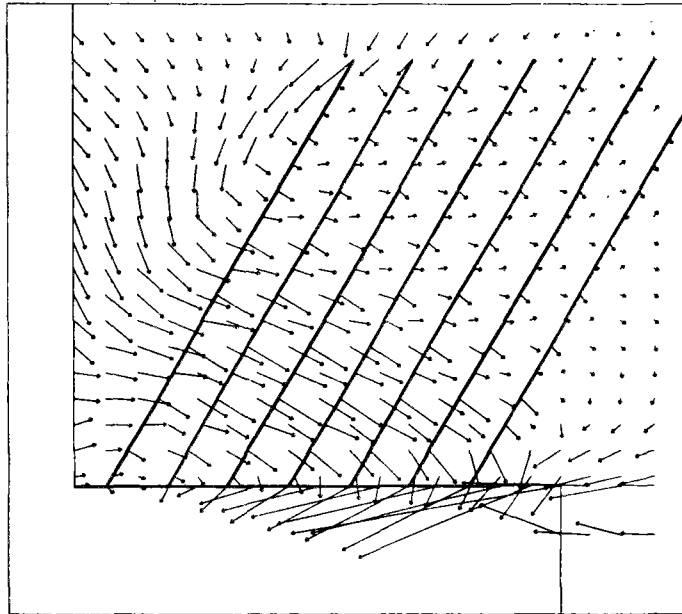
0.1122E-01

| | | |
|-------|-------|---------------------|
| _____ | 10 mm | deplacement relatif |
| _____ | 1 m | geometrie |

RIGIDITE = $E_0 I_0$



RIGIDITE = $10 E_0 I_0$



RIGIDITE = $100 E_0 I_0$

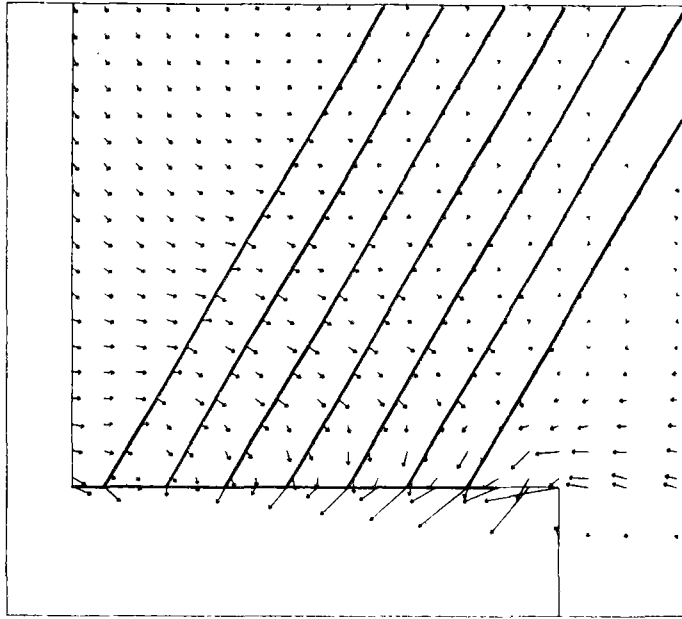


FIGURE 109 : EFFET DE LA RIGIDITE DES RENFORCEMENTS SUR LE CHAMP DES DEPLACEMENTS RELATIFS DU MASSIF ; RENFORCEMENTS INCLINES A 30°

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

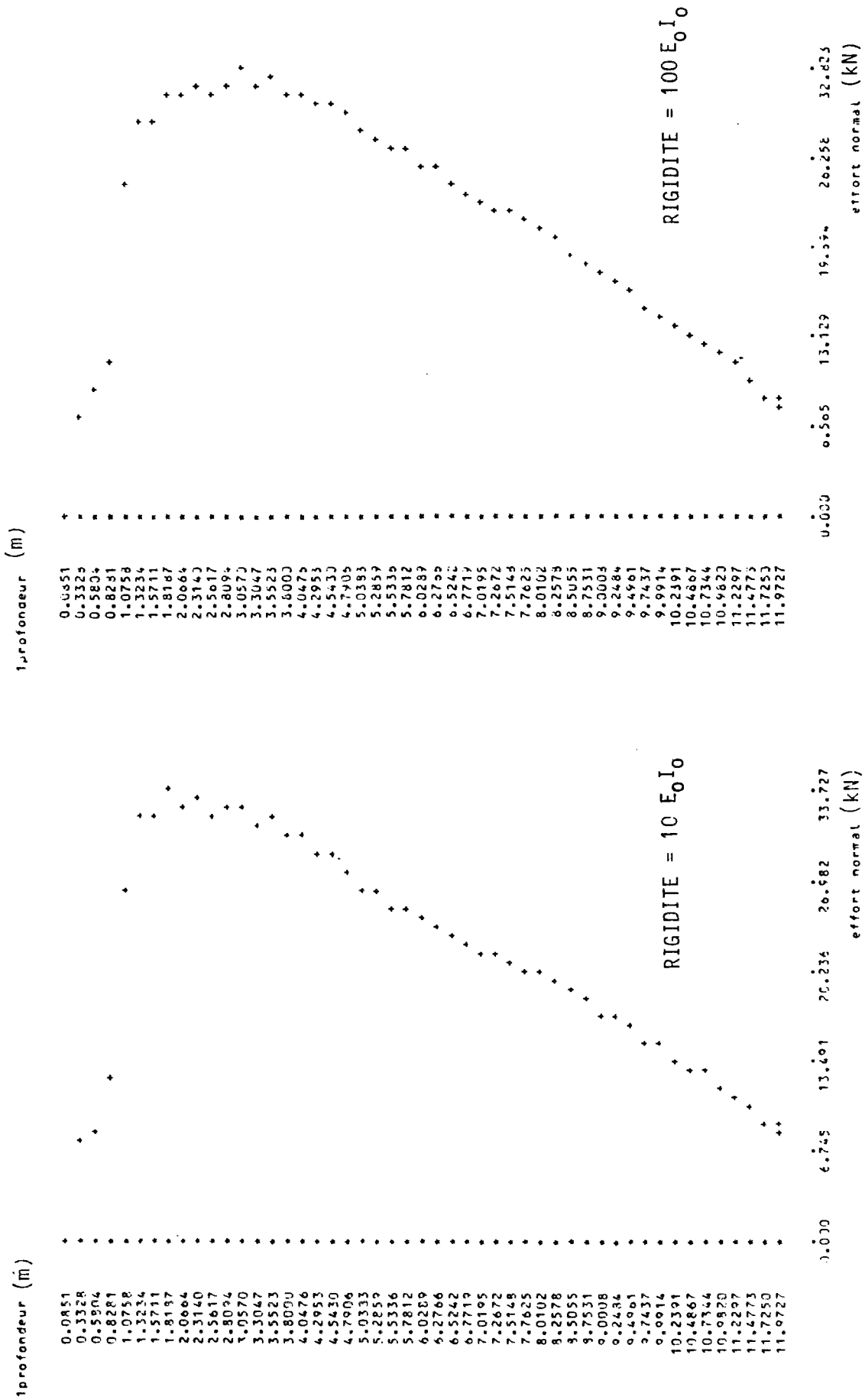


FIGURE 110 : EFFET DE LA RIGIDITE SUR LA DISTRIBUTION DES EFFORTS DE TRACTION LE LONG DU 6EME RENFORCEMENT, PLACE A 5.5 M DE PROFONDEUR ; 8EME PHASE D'EXCAVATION

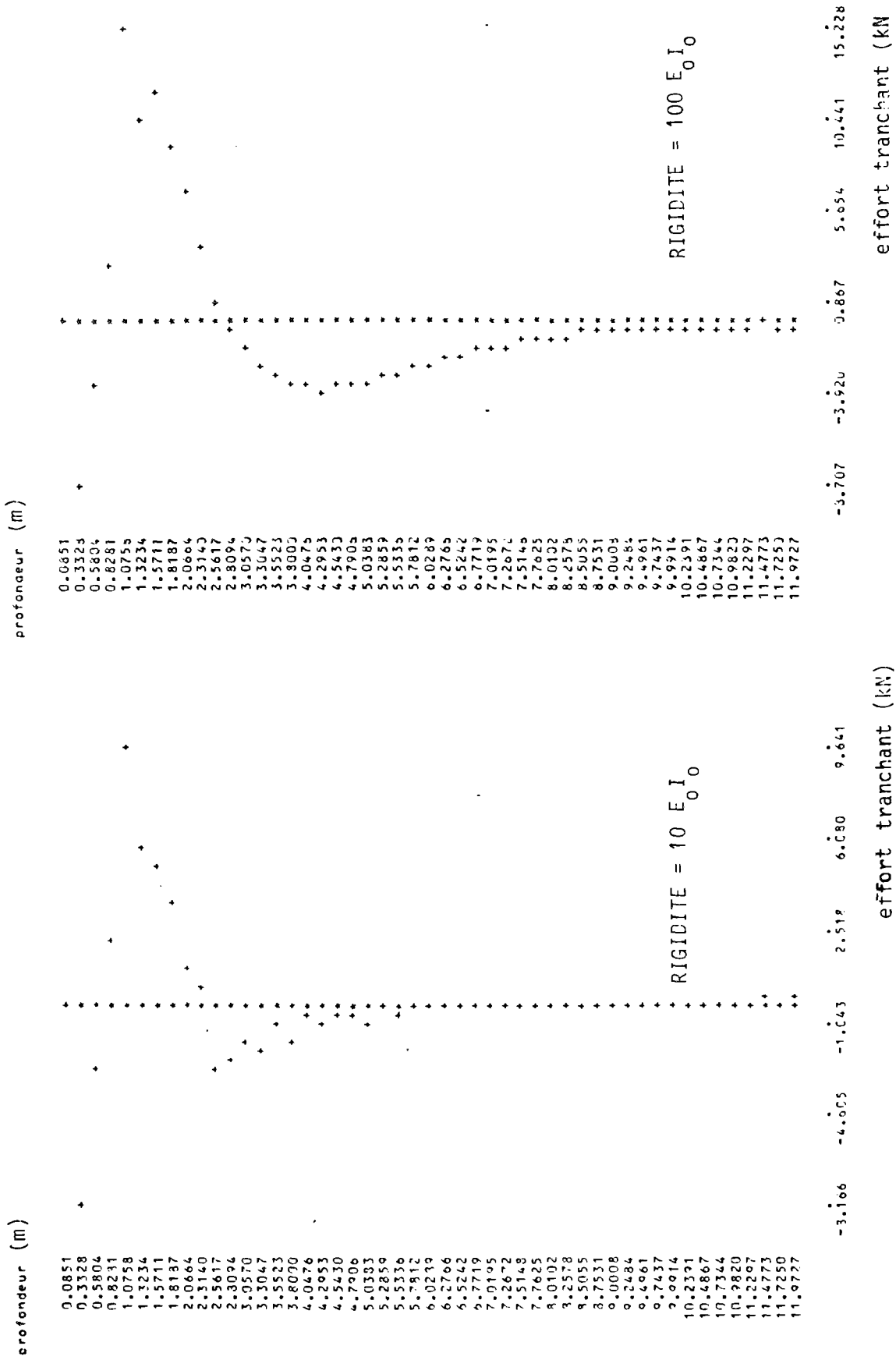


FIGURE 111 : EFFET DE LA RIGIDITE SUR LA DISTRIBUTION DES EFFORTS DE CISAILLEMENT DANS LE 6EME RENFORCEMENT, PLACE A 5,5 M DE PROFONDEUR ; SEME PHASE D'EXCAVATION

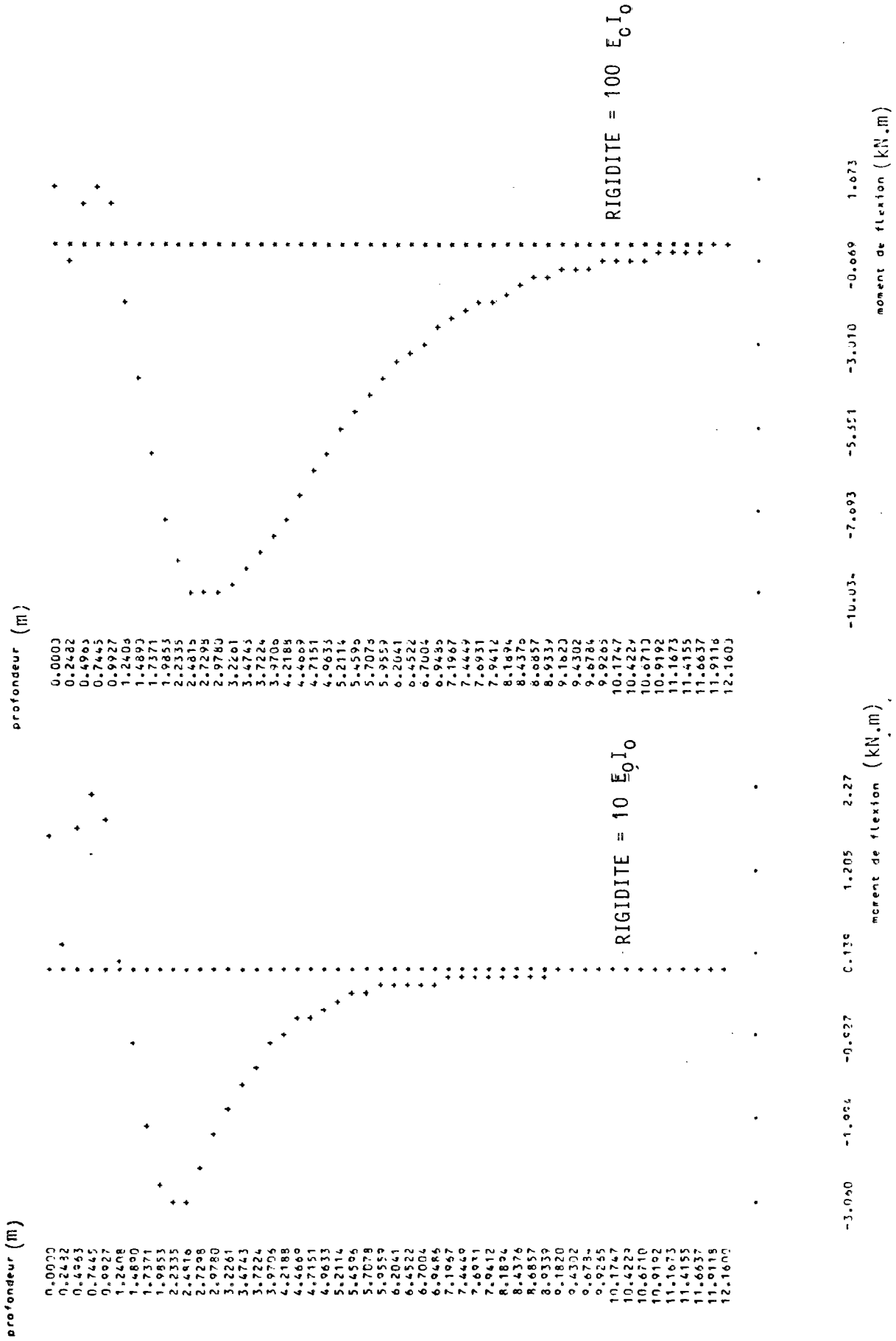


FIGURE 112 : EFFET DE LA RIGIDITE SUR LA DISTRIBUTION DES MOMENTS LE LONG DU 6EME RENFORCEMENT, PLACE A 5,5 M DE PROFONDEUR ; 8EME PHASE D'EXCAVATION

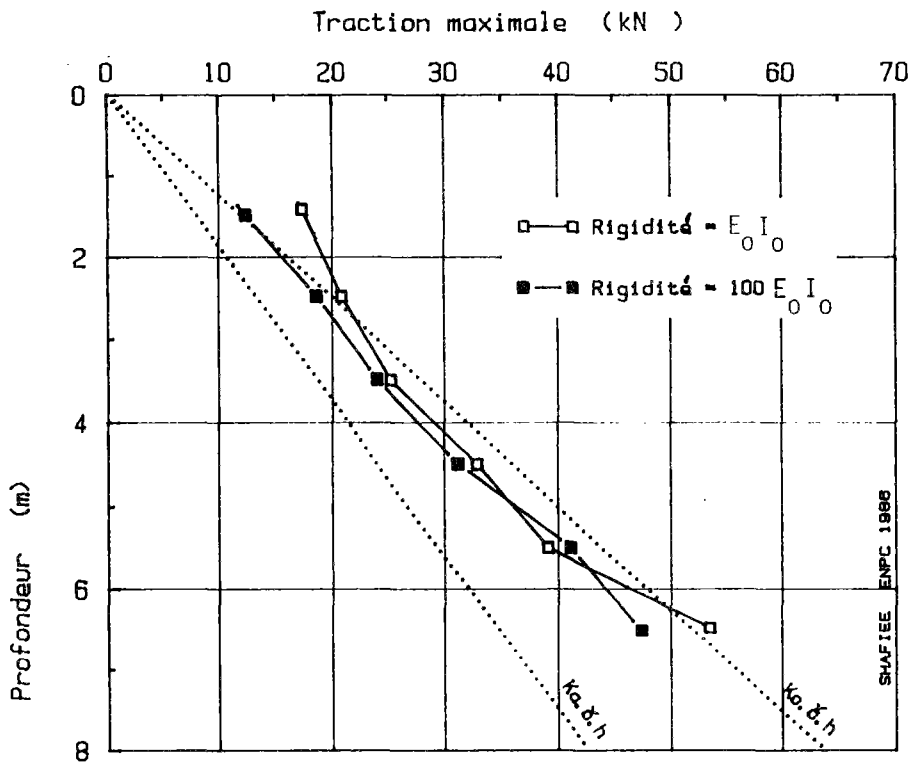


FIGURE 113-a : EFFET DE LA RIGIDITE DES RENFORCEMENTS SUR LES VALEURS DES TRACTIONS MAXIMALES ; RENFORCEMENTS HORIZONTAUX

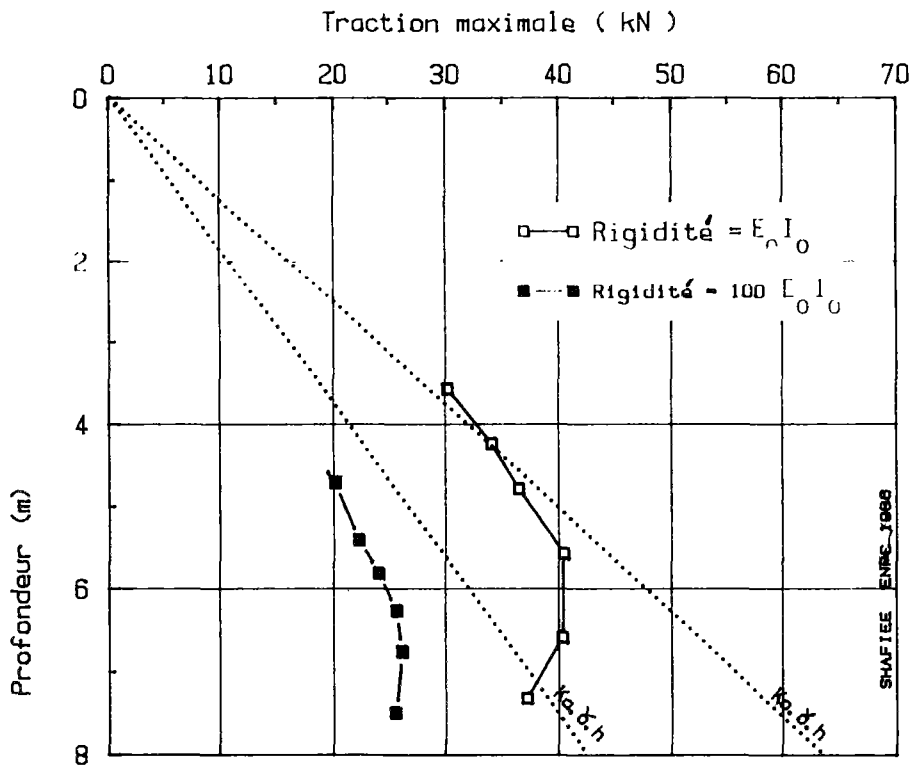


FIGURE 113-b : EFFET DE LA RIGIDITE SUR LES VALEURS DES TRACTIONS MAXIMALES ; RENFORCEMENTS INCLINES A 30 DEGRES

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

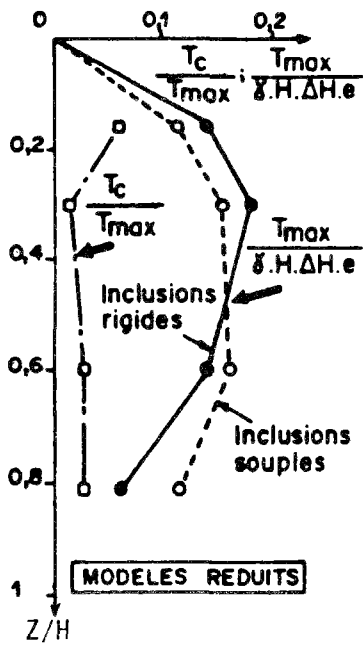


FIGURE 114 : EFFET DE LA RIGIDITE DES INCLUSIONS SUR LES TRACTIONS MAXIMALES

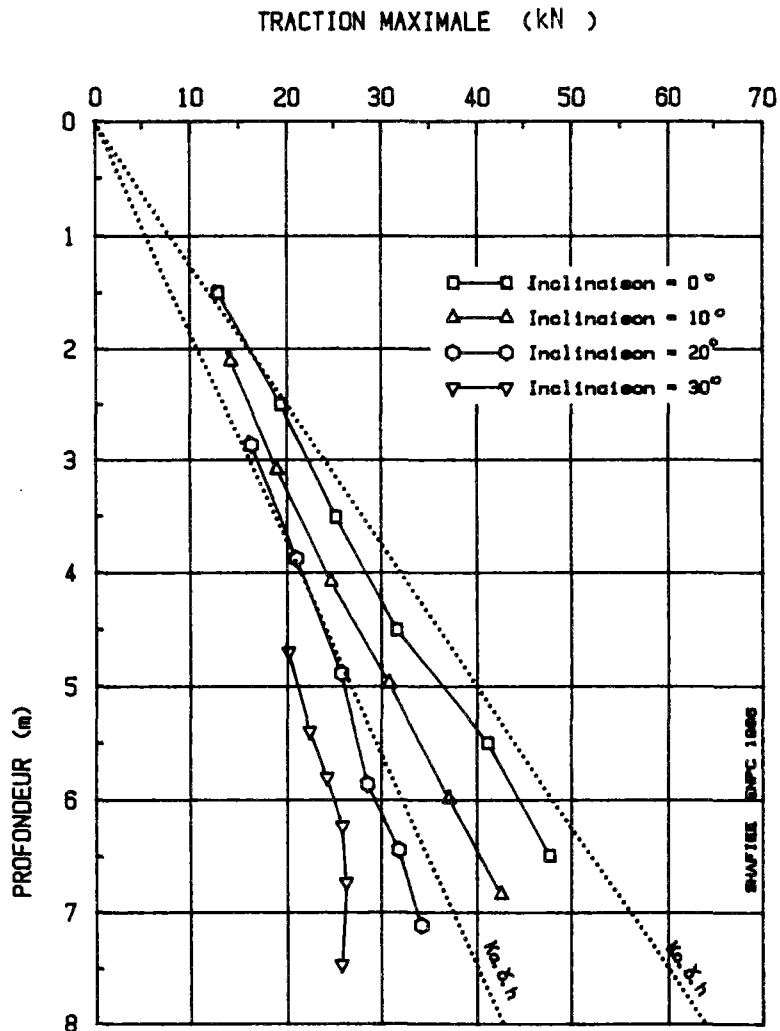


FIGURE 115 : EFFET DE L'INCLINAISON SUR LA MOBILISATION DES TRACTIONS MAXIMALES DANS LES RENFORCEMENTS ; RIGIDITE = $100 E_0 I_0$

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.

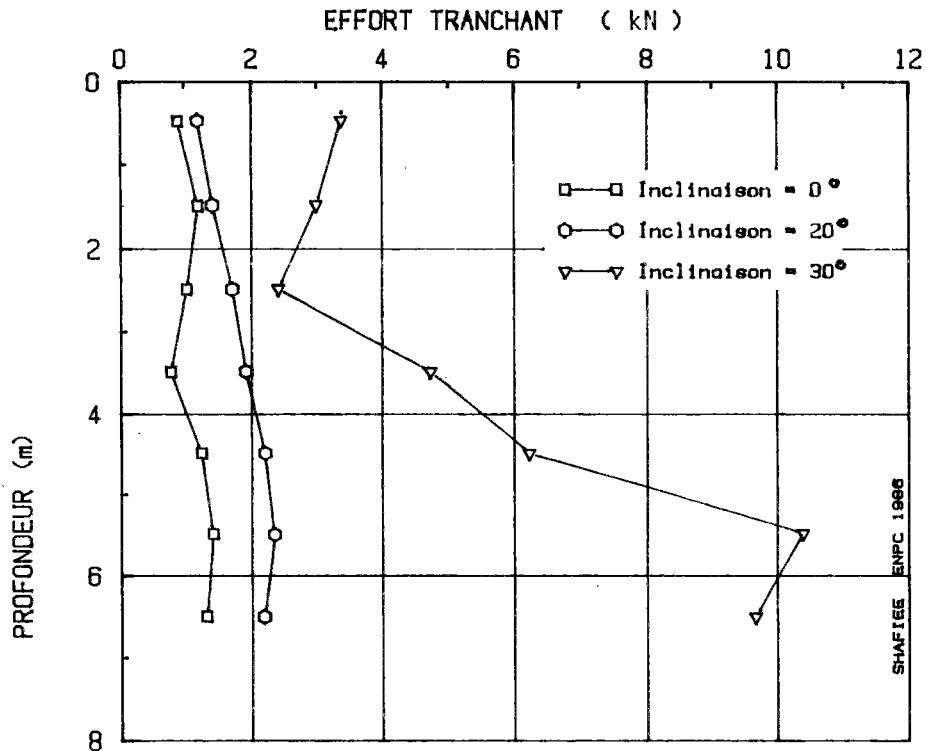


FIGURE 116 : EFFET DE L'INCLINAISON SUR LES EFFORTS TRANCHANTS MAXIMAUX DANS LES RENFORCEMENTS ; RIGIDITE = $E_0 I_0$

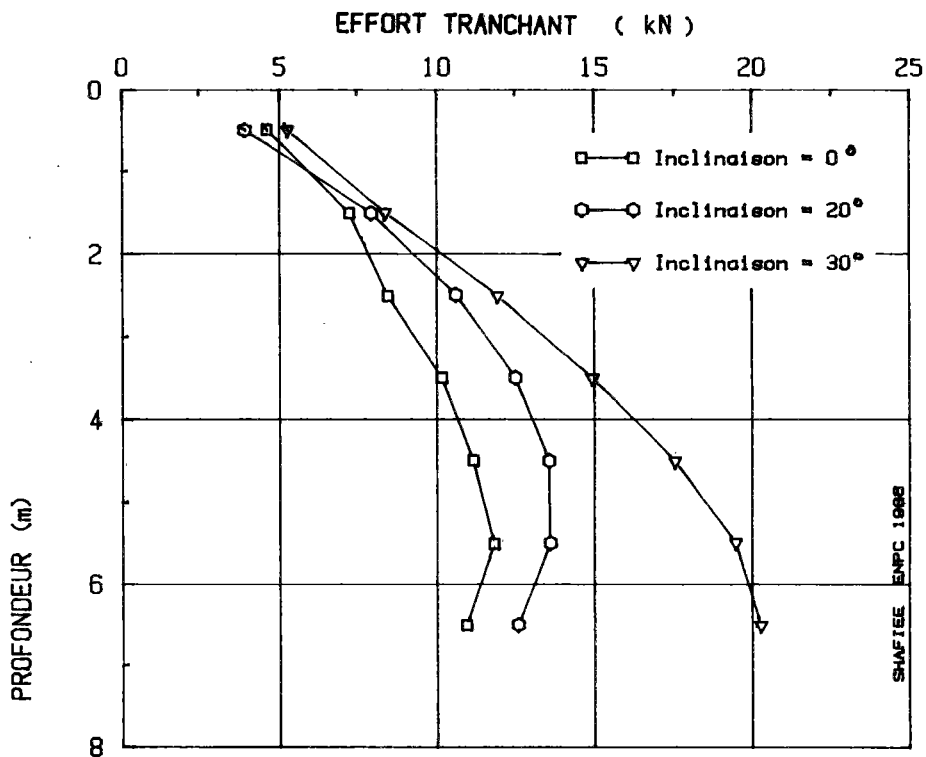


FIGURE 117 EFFET DE L'INCLINAISON SUR LES EFFORTS TRANCHANTS MAXIMAUX DANS LES RENFORCEMENTS ; RIGIDITE = $100 E_0 I_0$

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 = $\sqrt{\frac{4 EI}{K_s \cdot B}}$

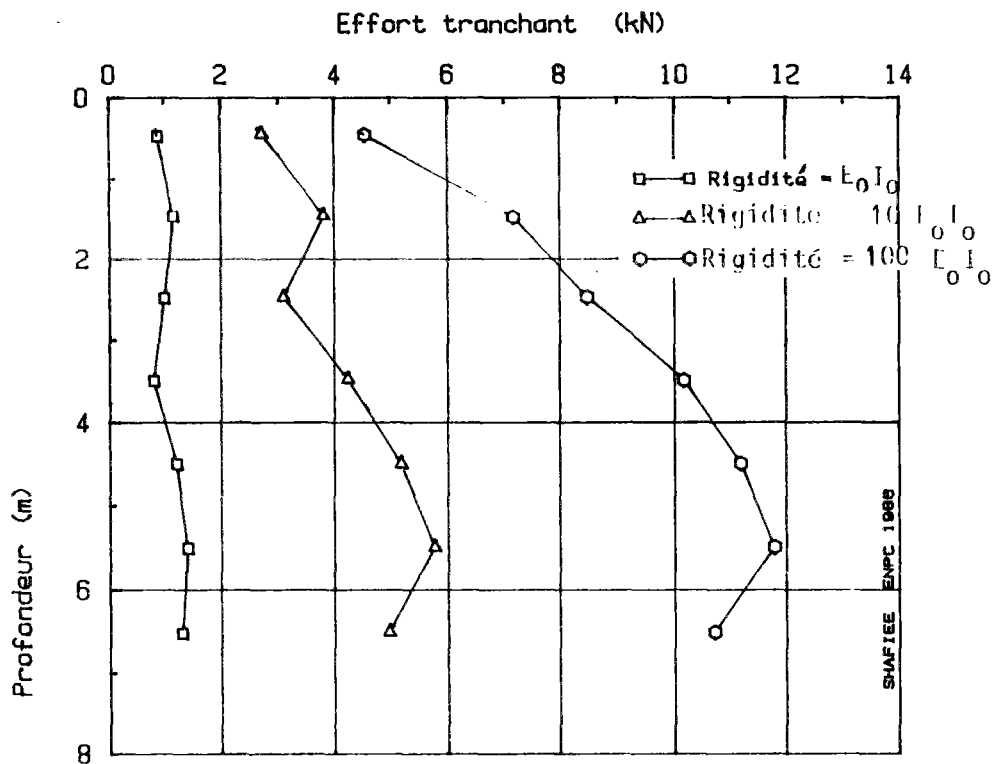


FIGURE 118 : EFFET DE LA RIGIDITE DES RENFORCEMENTS SUR LES VALEURS DES EFFORTS TRANCHANTS MAXIMAUX ; RENFORCEMENTS HORIZONTALS

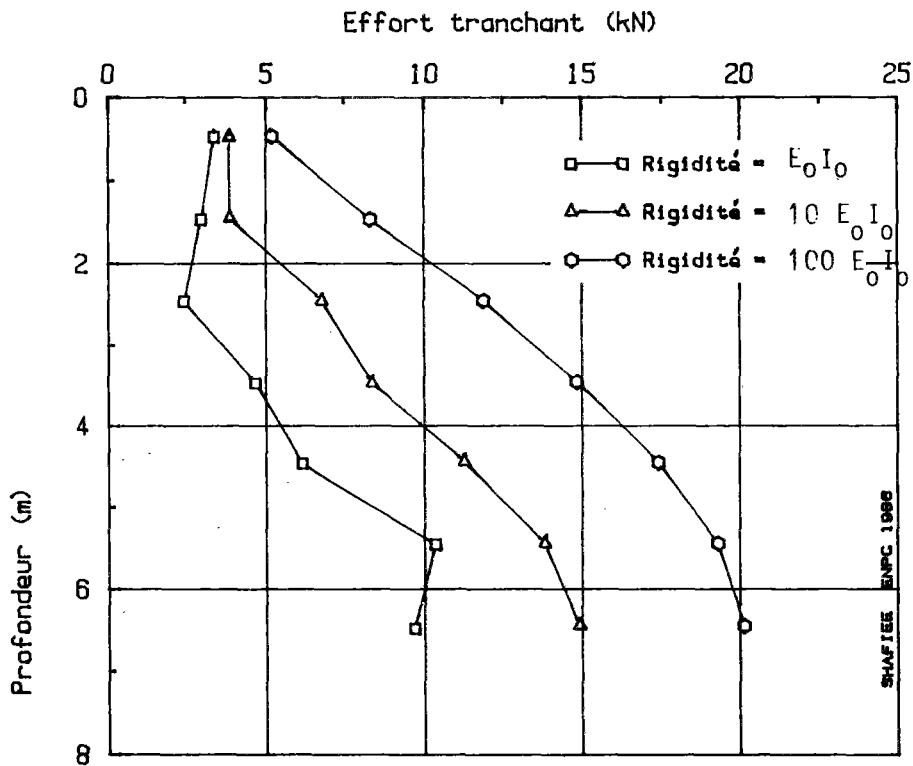


FIGURE 119 : EFFET DE LA RIGIDITE SUR LES VALEURS DES EFFORTS TRANCHANTS MAXIMAUX ; INCLINAISON = 30 DEGRES

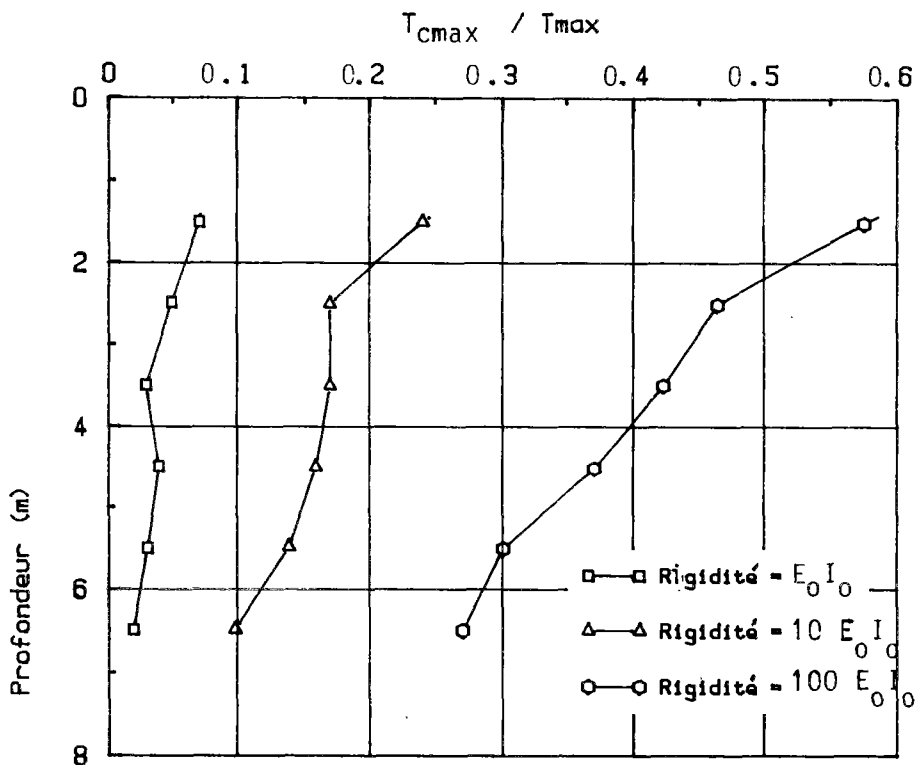


FIGURE 120 : EFFET DE LA RIGIDITE SUR LES VALEURS DU RAPPORT T_{cmax} / T_{max} (Effort tranchant maximal divisé par la traction maximale) ; renforcements horizontaux

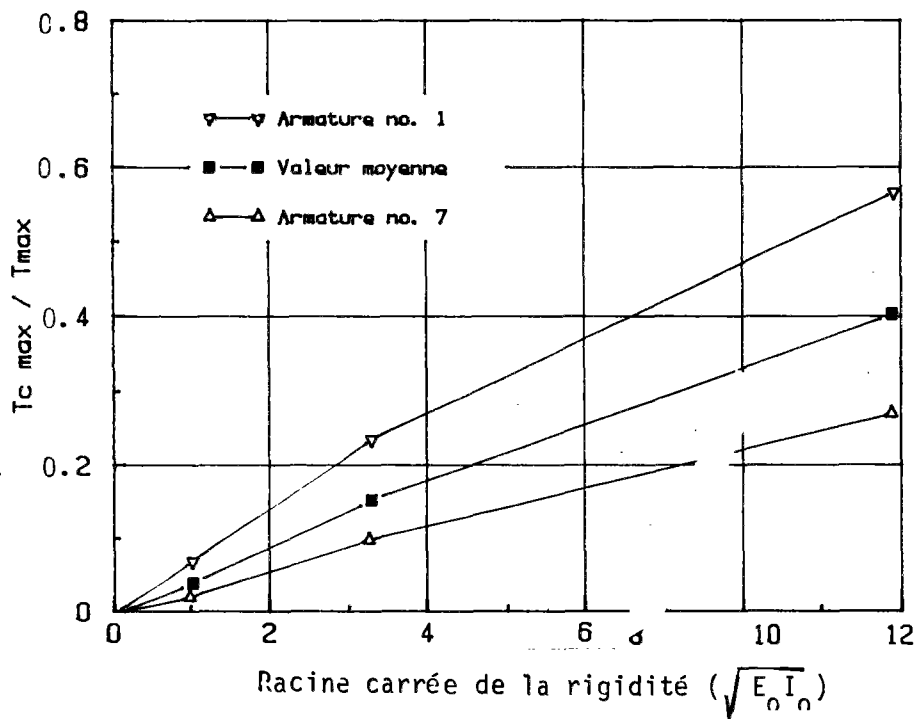


FIGURE 121 : VARIATIONS DU RAPPORT T_{cmax} / T_{max} EN FONCTION DE LA RACINE DE LA RIGIDITE ; RENFORCEMENTS HORIZONTAUX

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

Cette dernière expression montre que le rapport T_{cmax}/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_{cmax}/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_{cmax}/T_{max} croît, en fait, linéairement avec la racine carrée de la rigidité.

La figure 122 montre que le rapport T_{cmax}/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 ($E_o I_o$) et rigides ($100 E_o I_o$). 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

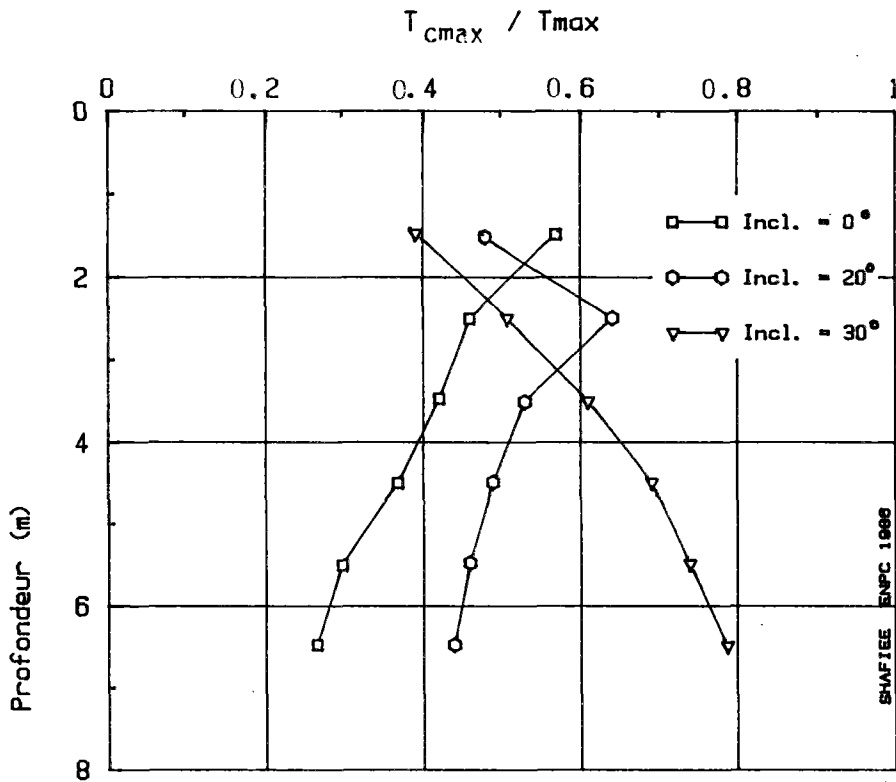


FIGURE 122 : EFFET DE L'INCLINAISON SUR LES VALEURS DU RAPPORT T_{cmax} / T_{max} (Effort tranchant maximal divisé par la traction maximale) ; RIGIDITE = $100E_0 I_0$

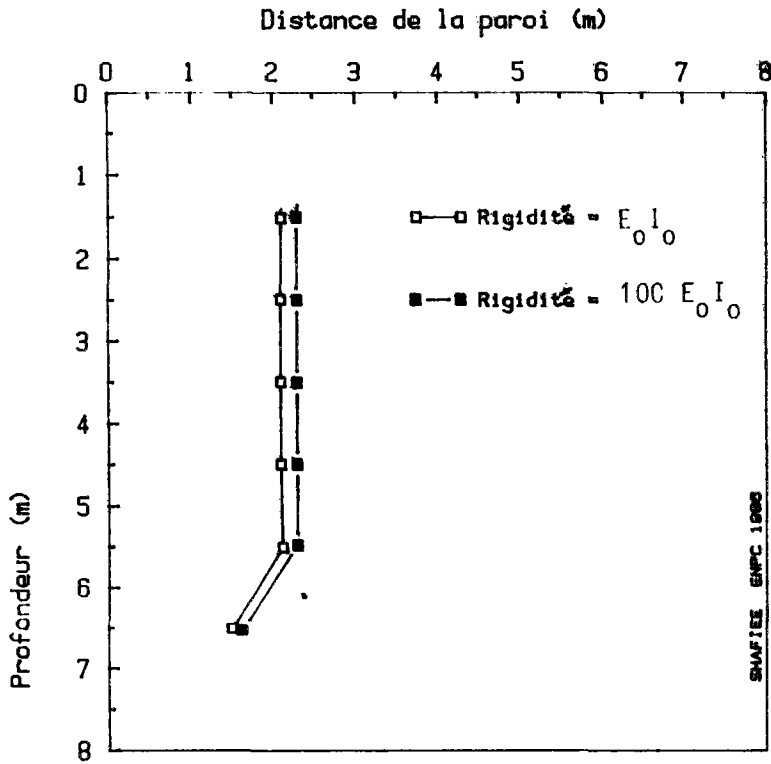


FIGURE 123-a : EFFET DE LA RIGIDITE SUR LES LIEUX DES TRACTION MAXIMALES ; RENFORCEMENTS HORIZONTAUX

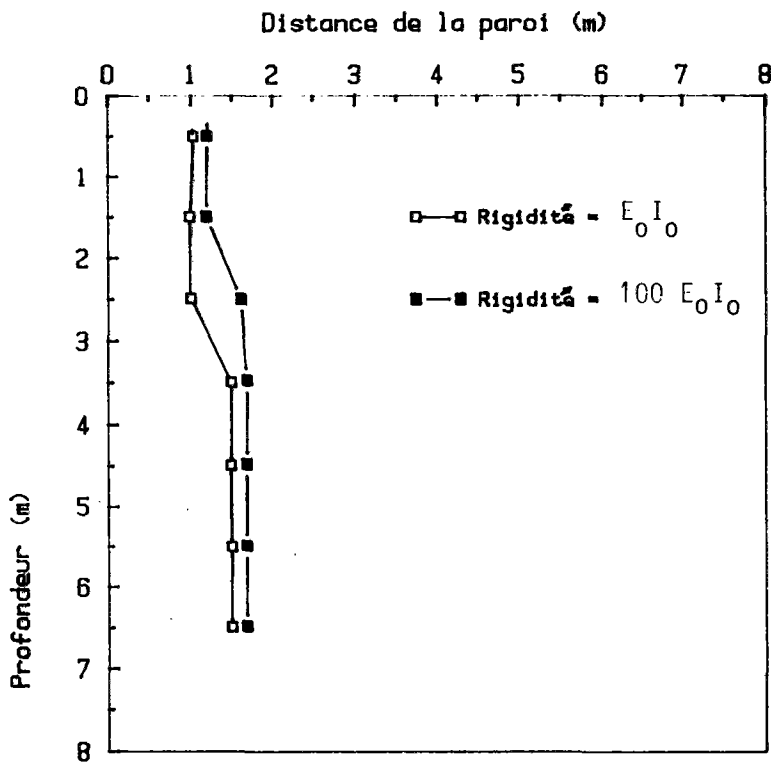


FIGURE 123-b : EFFET DE LA RIGIDITE SUR LES LIEUX DES EFFORTS TRANCHANTS MAXIMALES ; RENFORCEMENTS HORIZONTAUX

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.

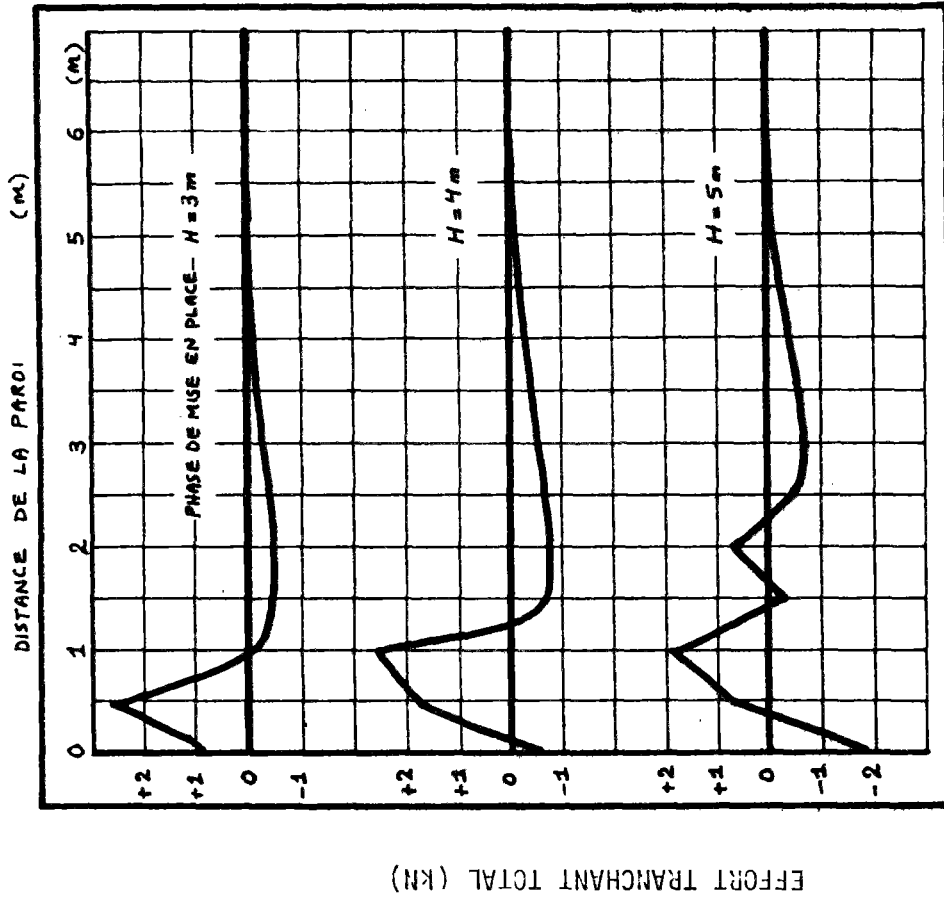


FIGURE 124-b : DISTRIBUTION DE L'EFFORT TRANCHANT TOTAL (CUMUL DE L'INCREMENT DE CHAQUE PHASE) DANS LE 2EME RENFORCEMENT (3EME, 4EME ET 5EME PHASE)

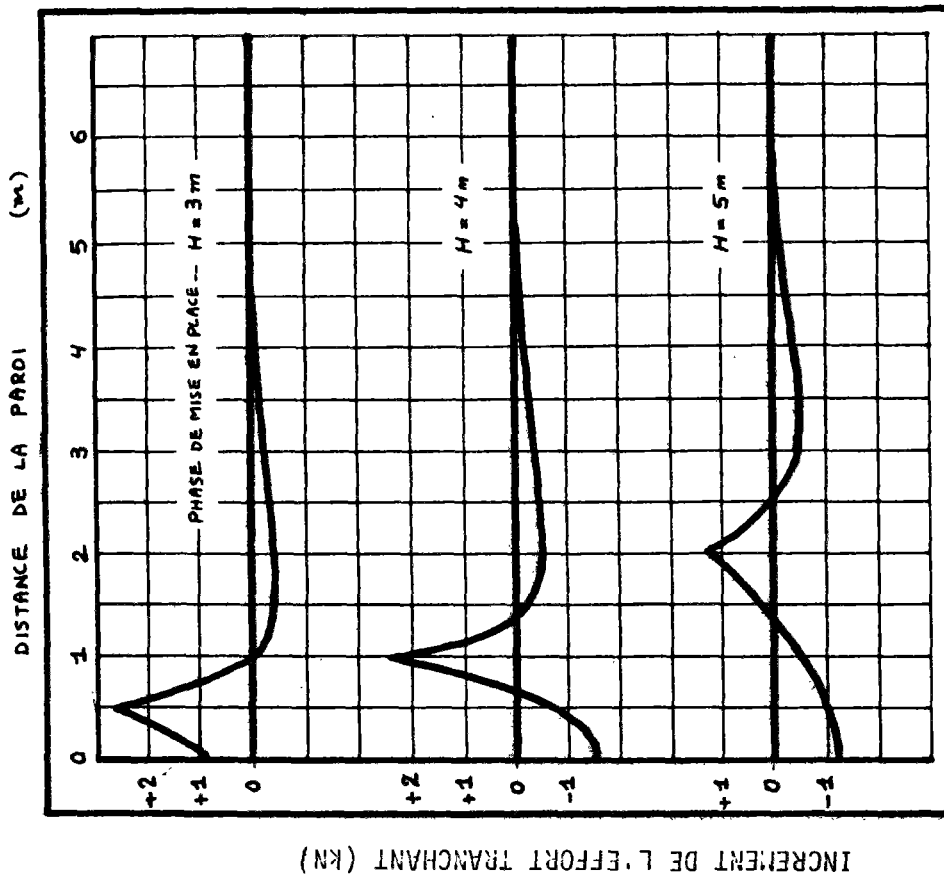


FIGURE 124-a : DISTRIBUTION DE L'INCREMENT DE L'EFFORT TRANCHANT DANS LE 2EME RENFORCEMENT DU A LA DERNIERE PHASE D'EXCAVATION (3EME, 4EME ET 5EME PHASE)

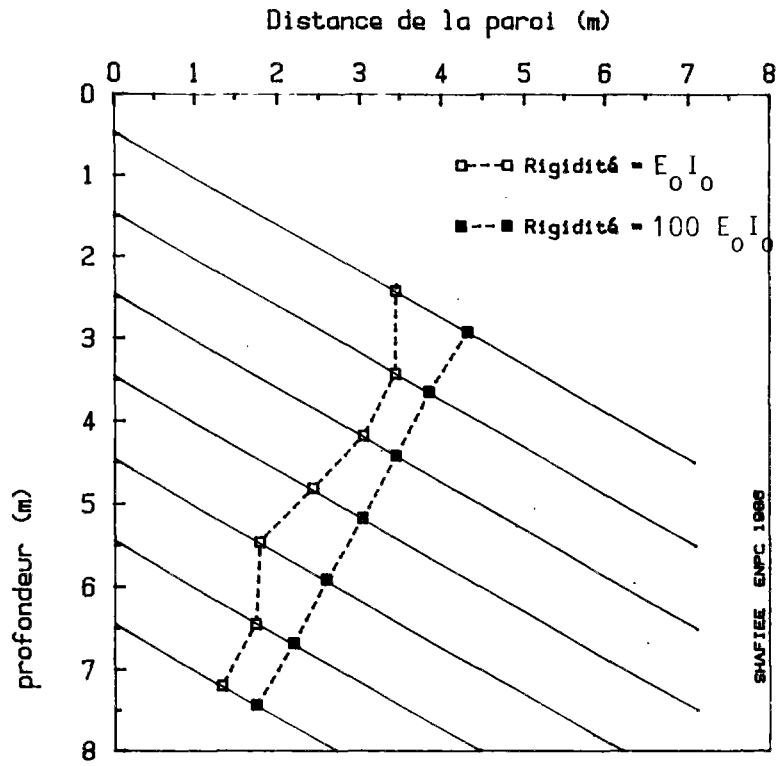


FIGURE 125-a ; EFFET DE LA RIGIDITE SUR LES LIEUX DES TRACTION MAXIMALES ; RENFORCEMENTS INCLINES A 30 DEGRES

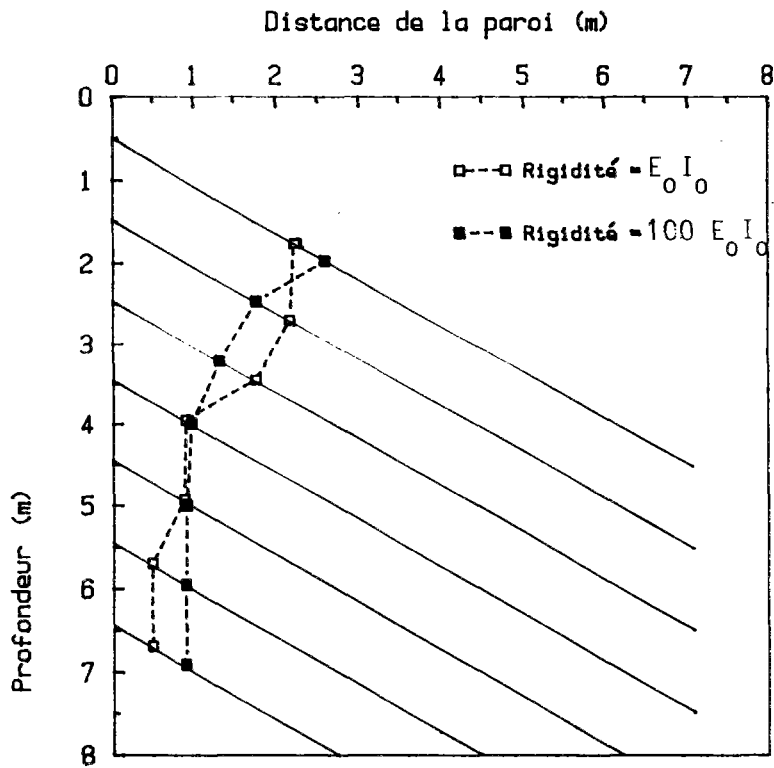


FIGURE 125-b ; EFFET DE LA RIGIDITE SUR LES LIEUX DES EFFORTS TRANCHANTS MAXIMAUX ; RENFORCEMENTS INCLINES A 30 DEGRES

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,

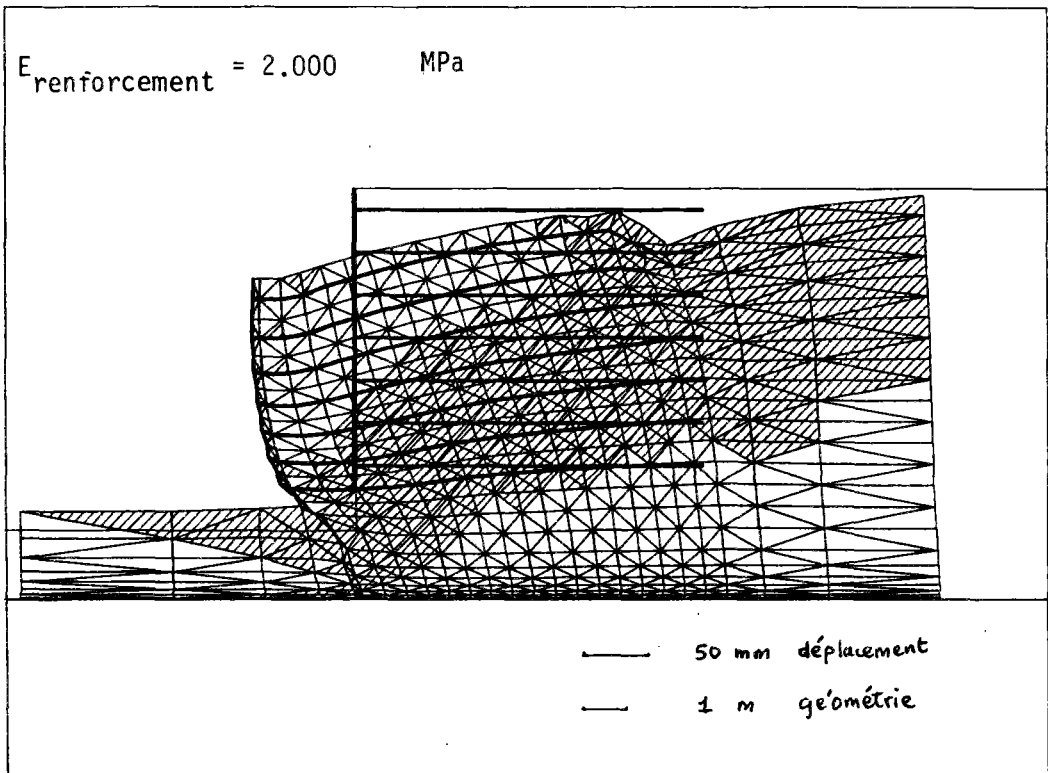
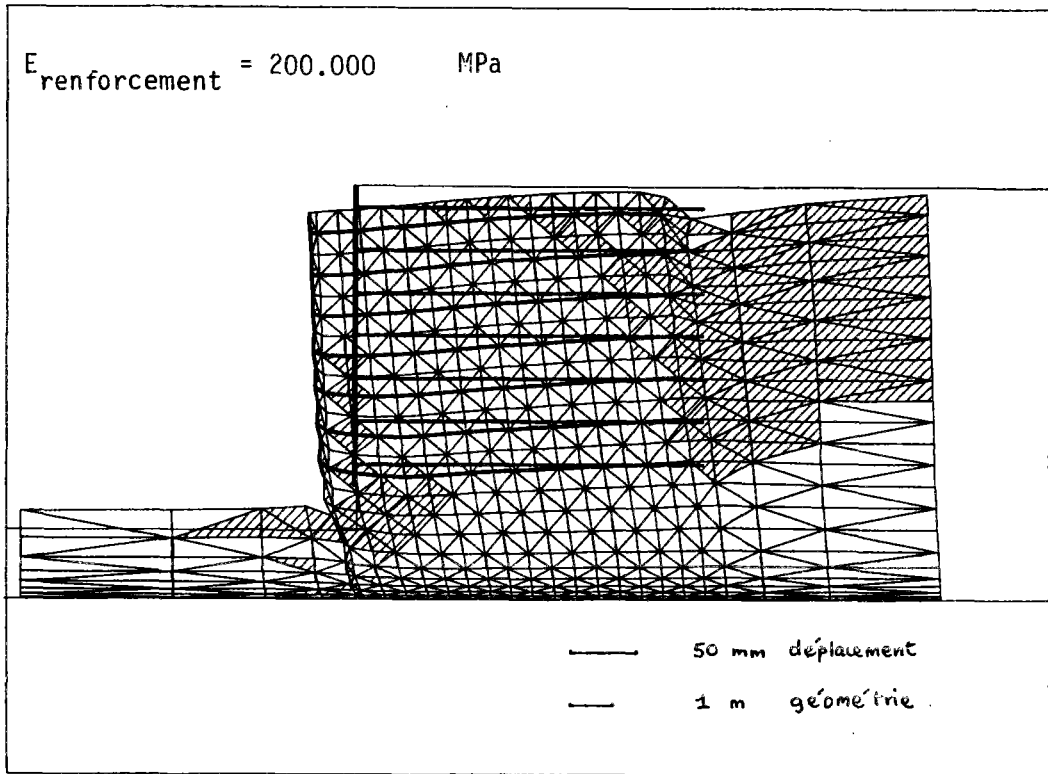


FIGURE 126 : EFFET DE L'EXTENSIBILITE DES RENFORCEMENTS SUR LA DEFORMEE DU MASSIF. 8EME PHASE D'EXCAVATION

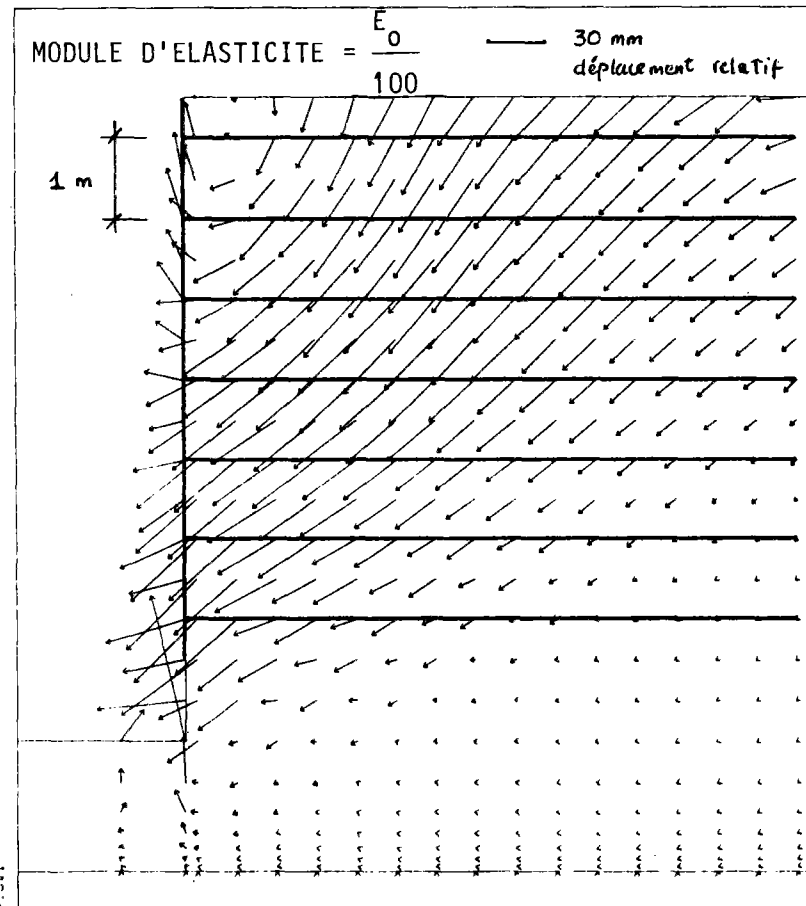
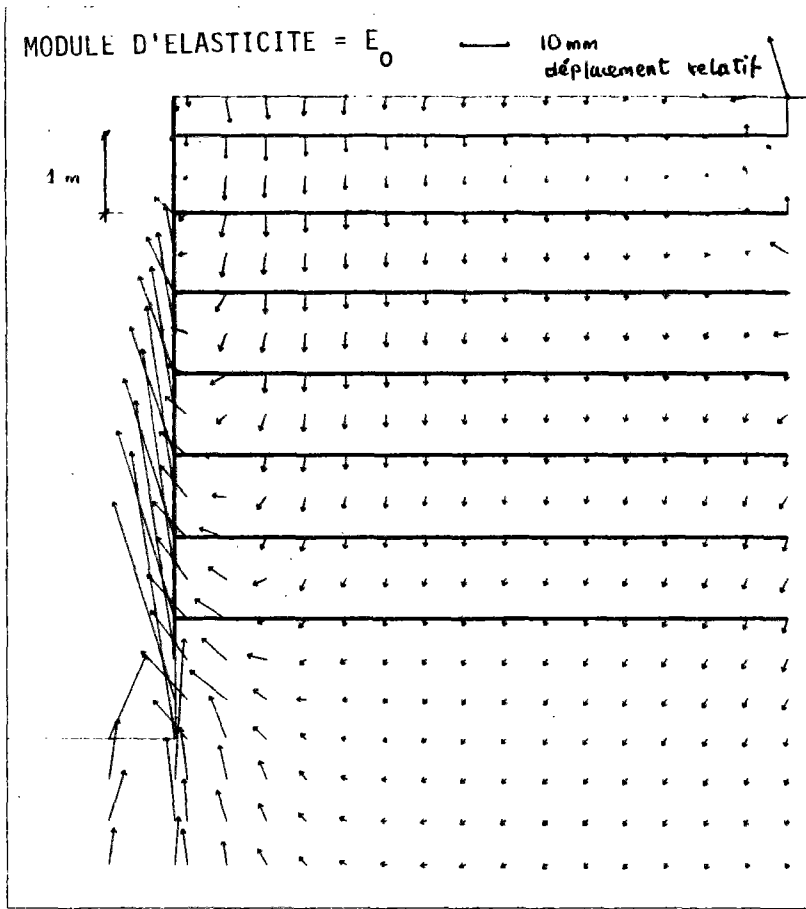


FIGURE 127 : EFFET DE L'EXTENSIBILITE DES RENFORCEMENTS SUR LE CHAMP DES DEPLACEMENTS RELATIFS (Δu)

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.

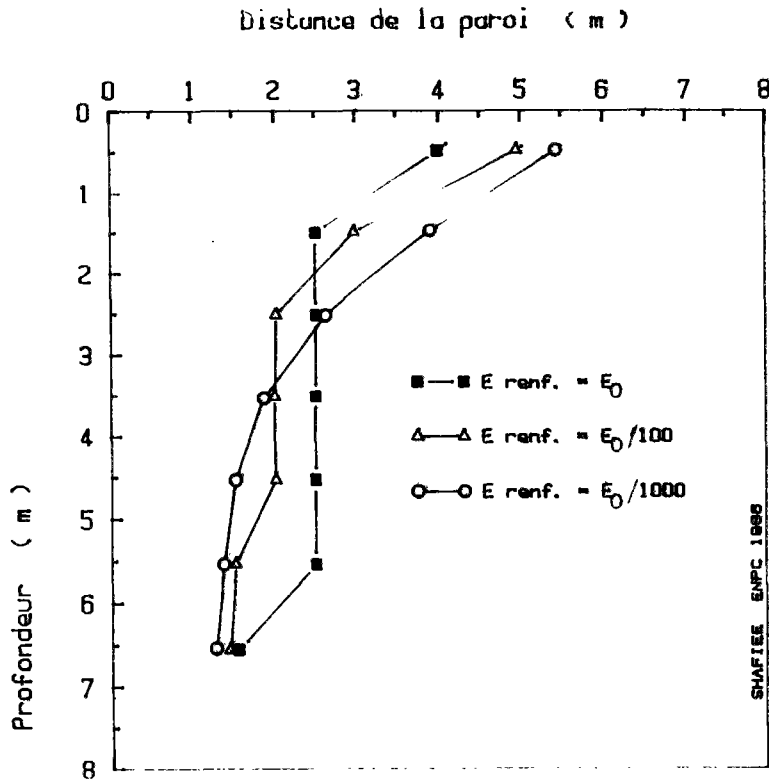


FIGURE 128 : EFFET DE L'EXTENSIBILITE DES RENFORCEMENTS SUR LES LIEUX DE STRACTIONS MAXIMALES

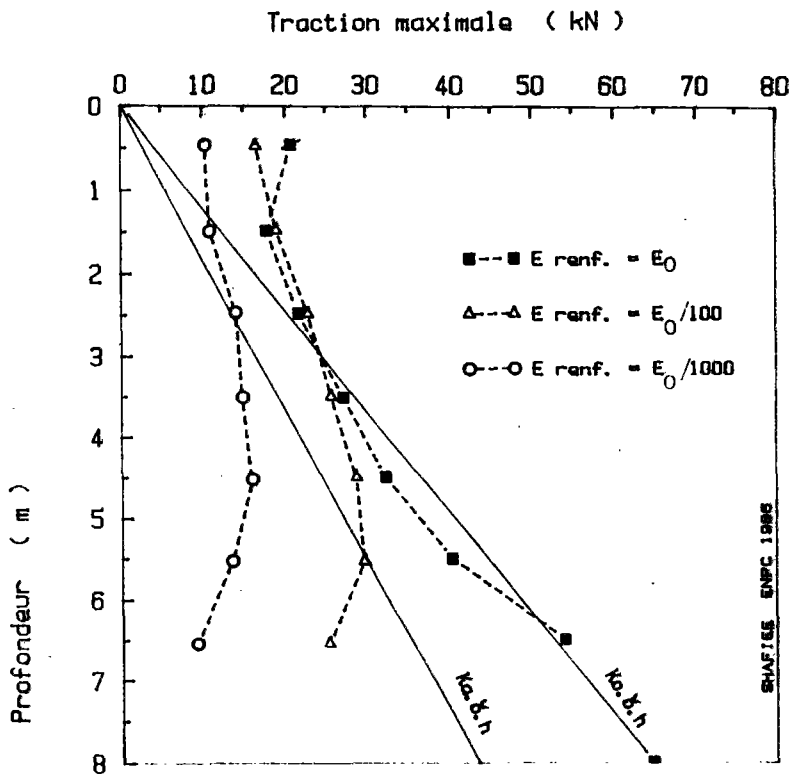


FIGURE 129 : EFFET DE L'EXTENSIBILITE DES RENFORCEMENTS SUR LES VALEURS DE STRACTIONS MAXIMALES

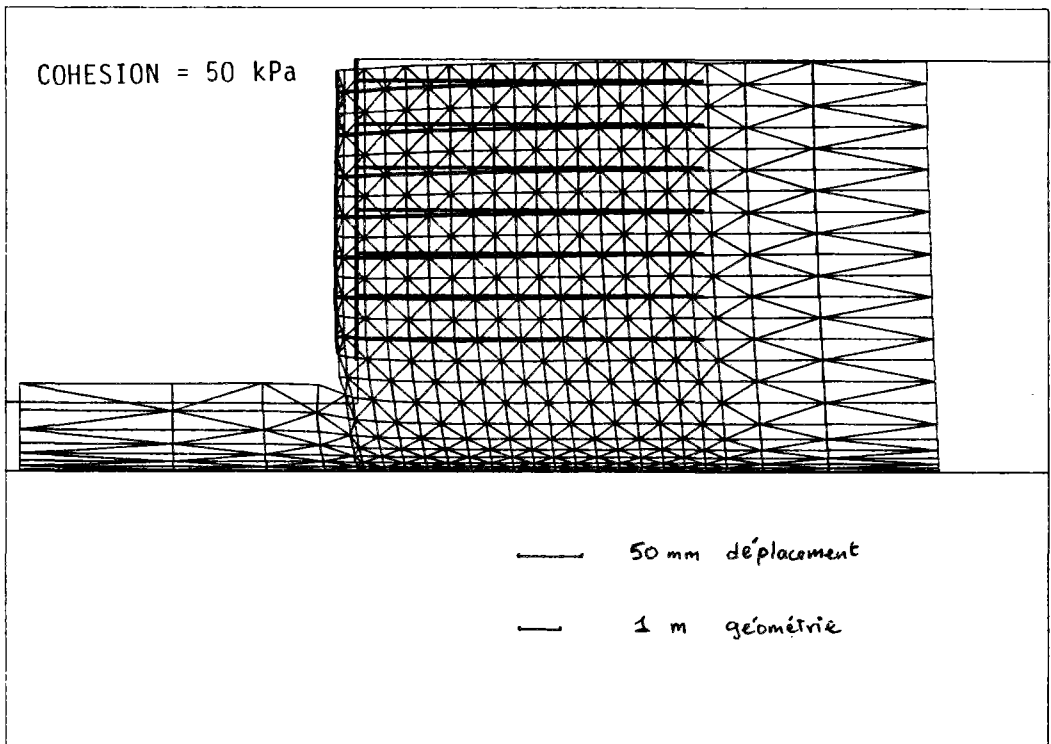
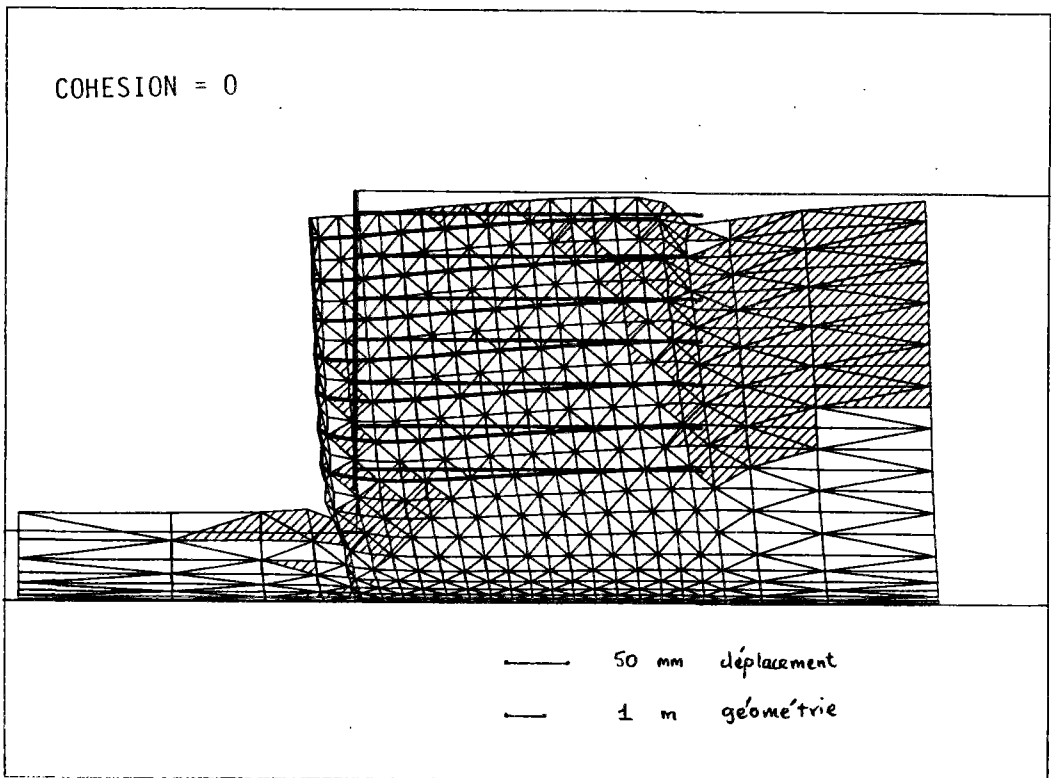


FIGURE 130 : EFFET DE LA COHESION DU SOL SUR LA DEFORMEE DU MASSIF

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.

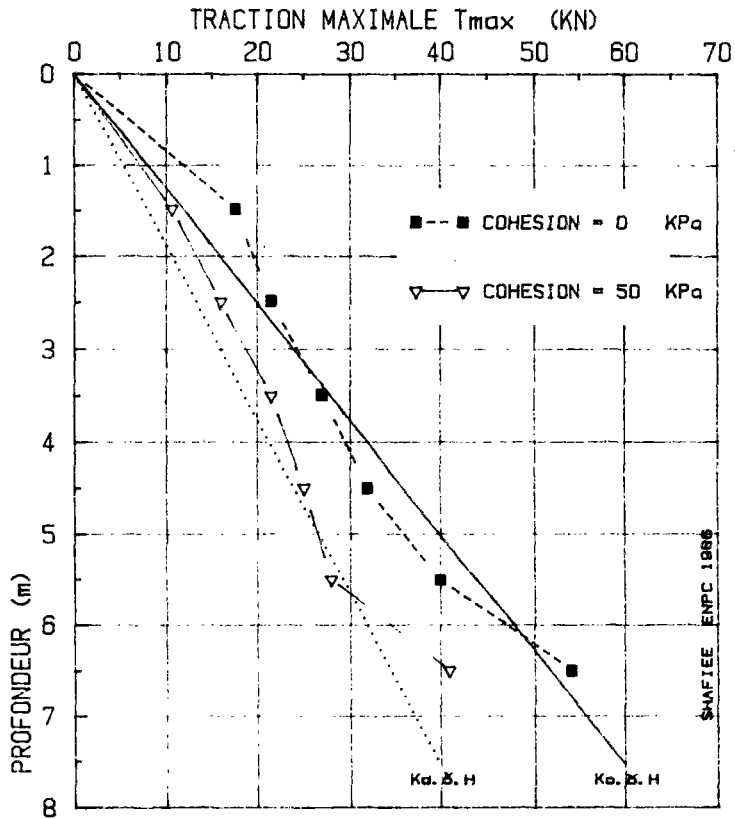


FIGURE 131 : EFFET DE LA COHESION SUR LES VALEURS DE TRACTION MAXIMALES

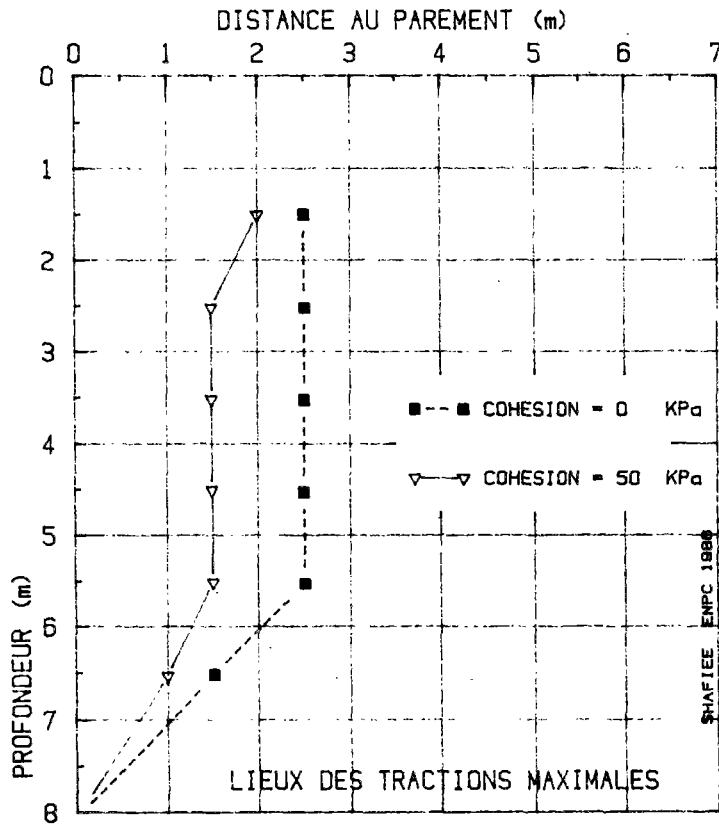


FIGURE 132 : EFFET DE LA COHESION SUR LES LIEUX DE TRACTION MAXIMALES

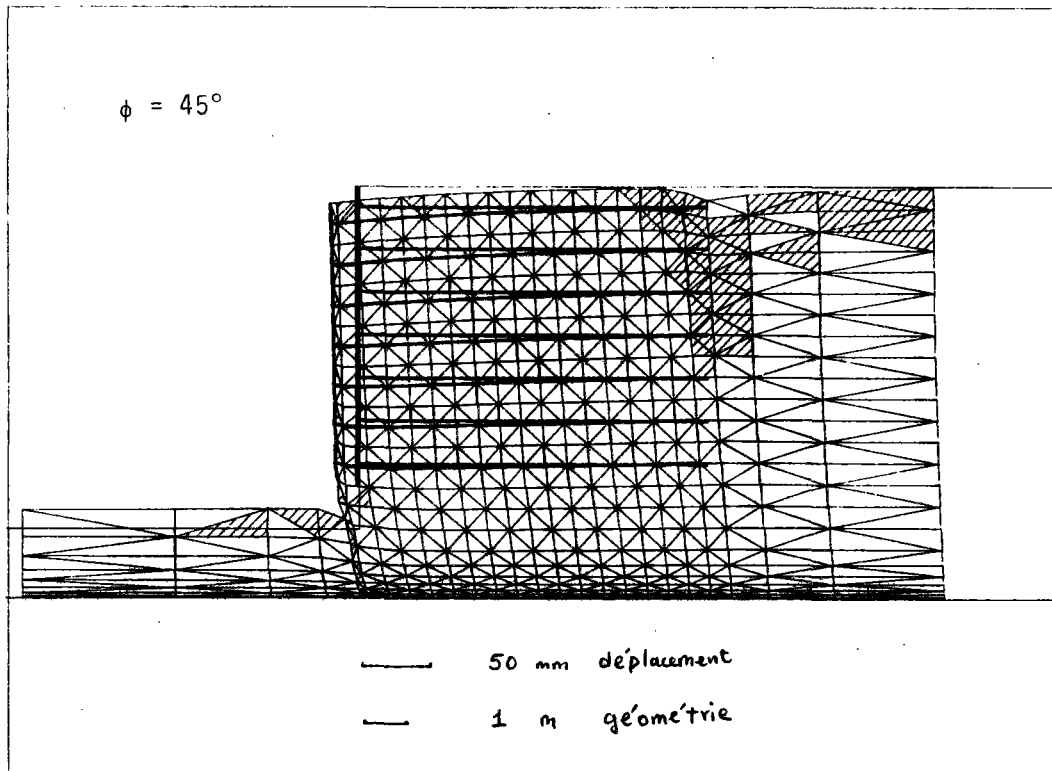
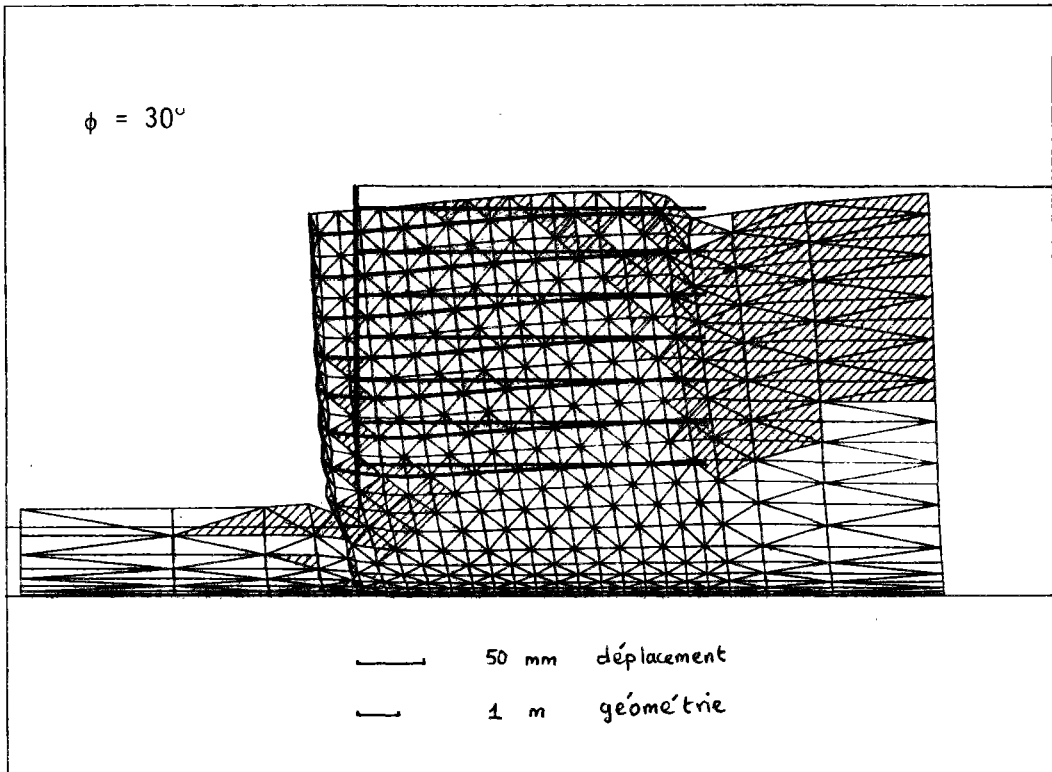


FIGURE 133 : EFFET DE L'ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE DU SOL SUR LA DEFORMEE DU MASSIF

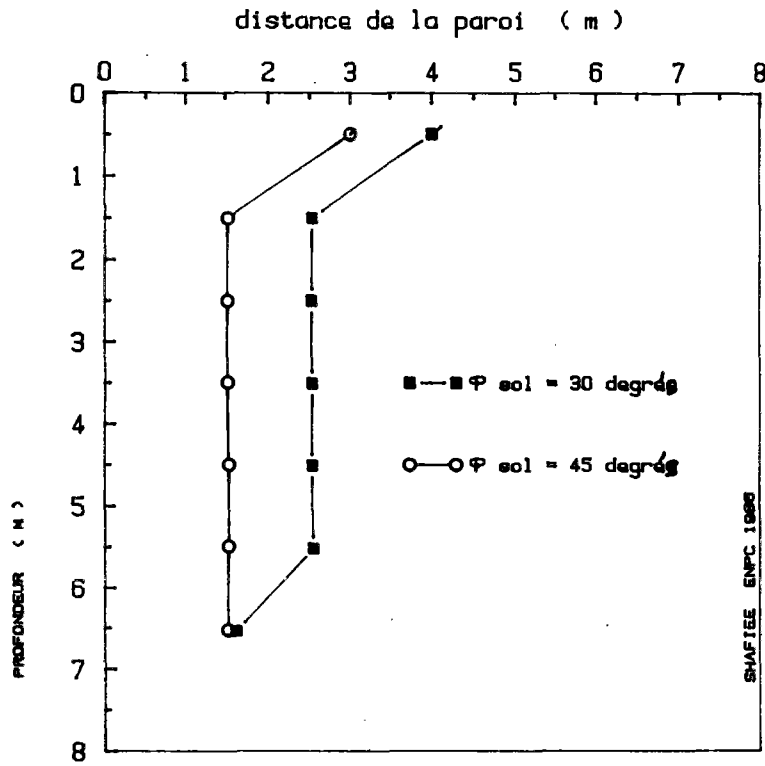


FIGURE 134 : EFFET DE L'ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE DU SOL SUR LES LIEUX DES TRACTIVEONS MAXIMALES

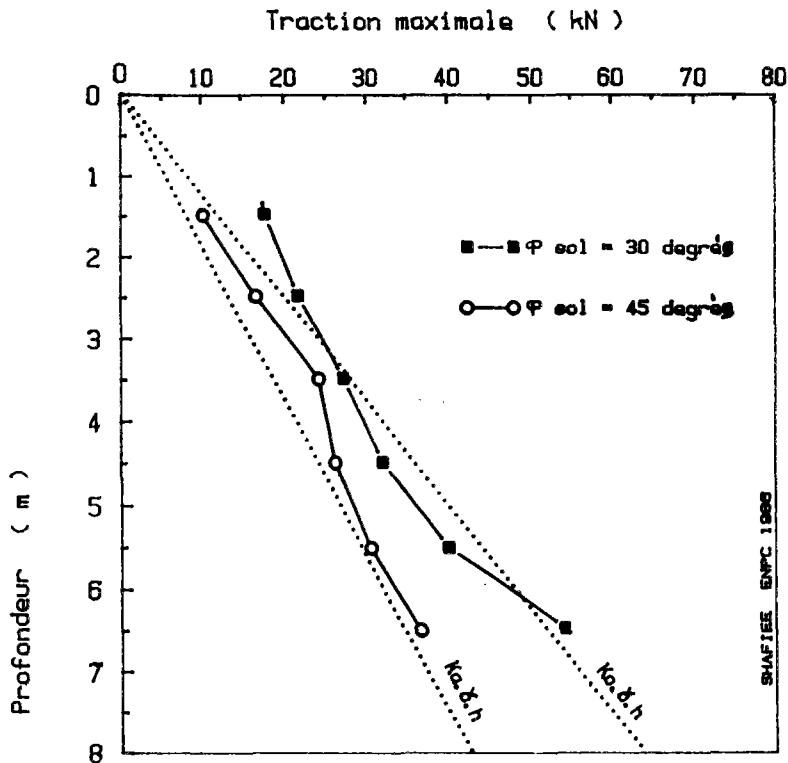


FIGURE 135 : EFFET DE L'ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE DU SOL SUR LES VALEURS DES TRACTIVEONS MAXIMALES

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.

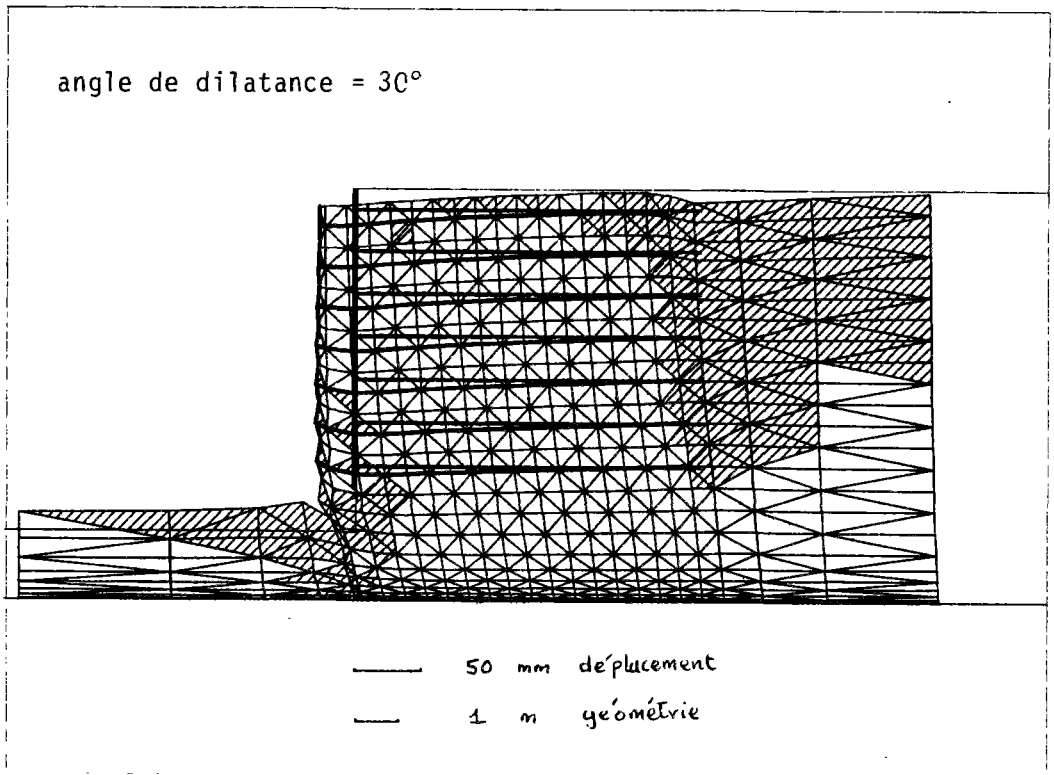
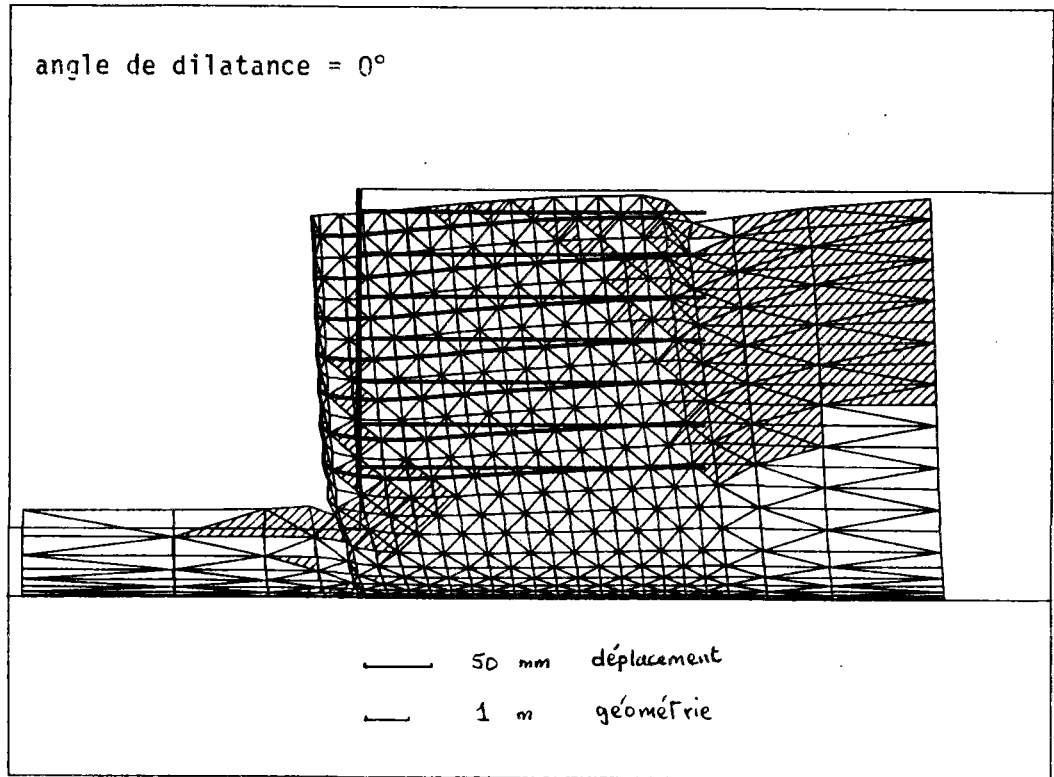


FIGURE 136 : L'EFFET DE L'ANGLE DE DILATANCE DU SOL SUR LA DEFORMEE DU MASSIF

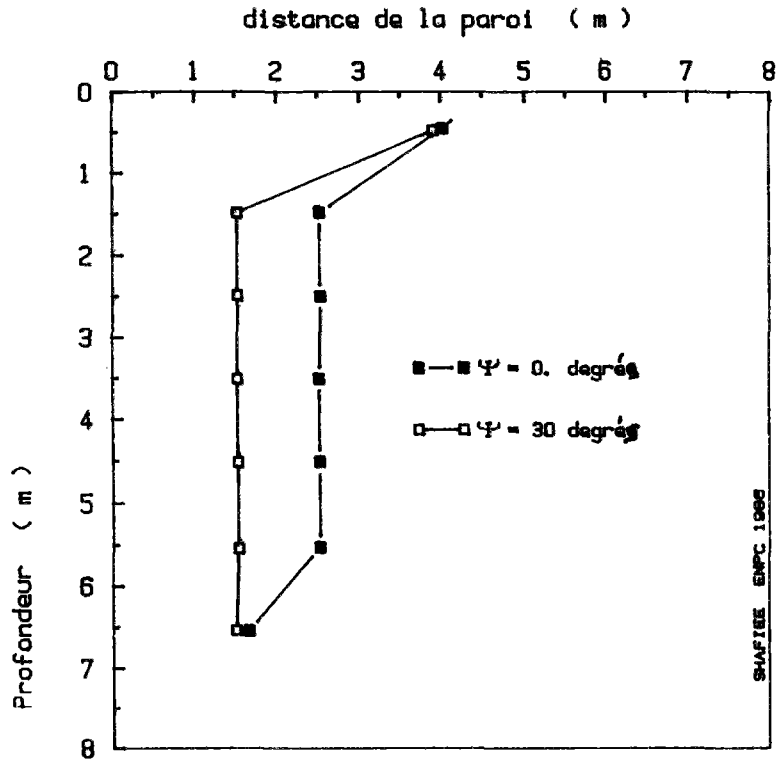


FIGURE 137 : EFFET DE L'ANGLE DE DILATANCE DU SOL SUR LES LIEUX DE TRACTIONS MAXIMALES

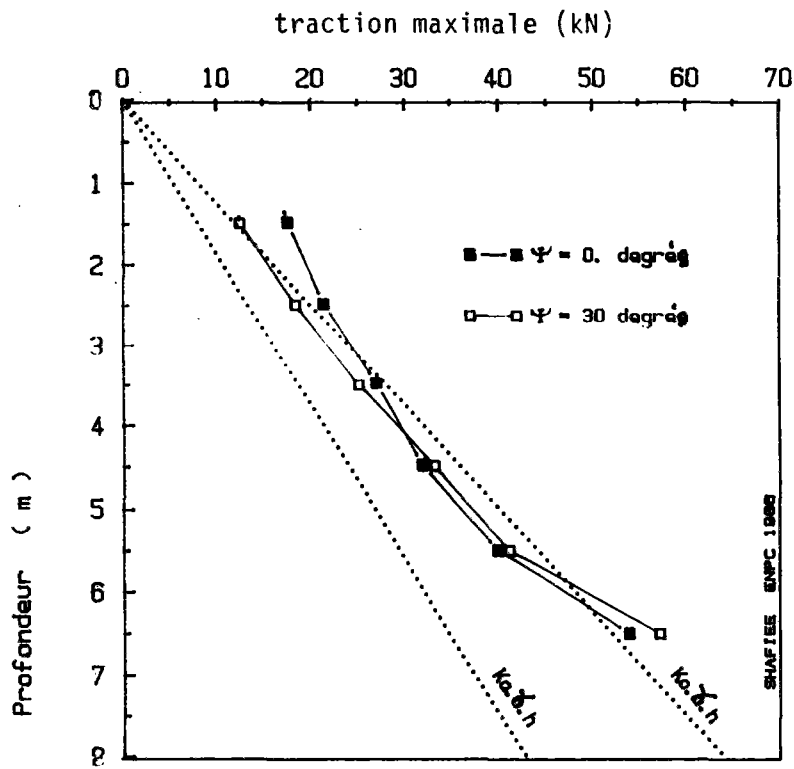


FIGURE 138 : EFFET DE L'ANGLE DE DILATANCE DU SOL SUR LES VALEURS DES TRACTIONS MAXIMALES

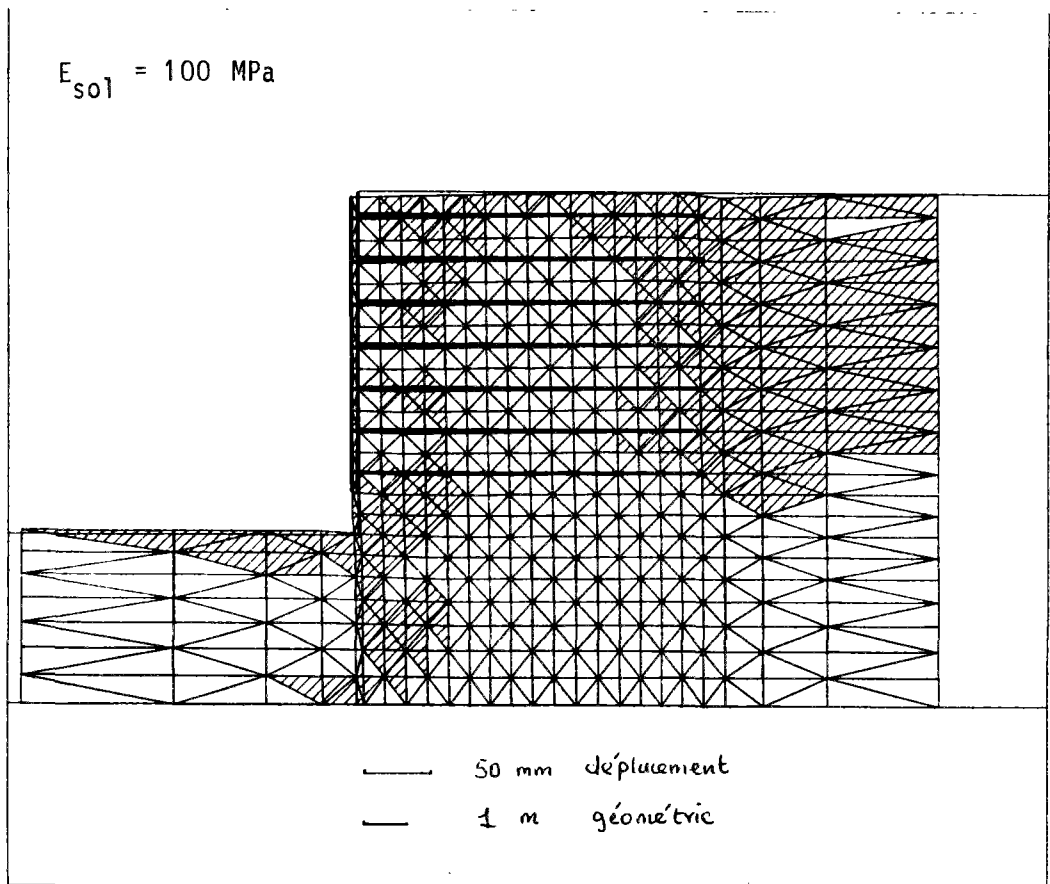
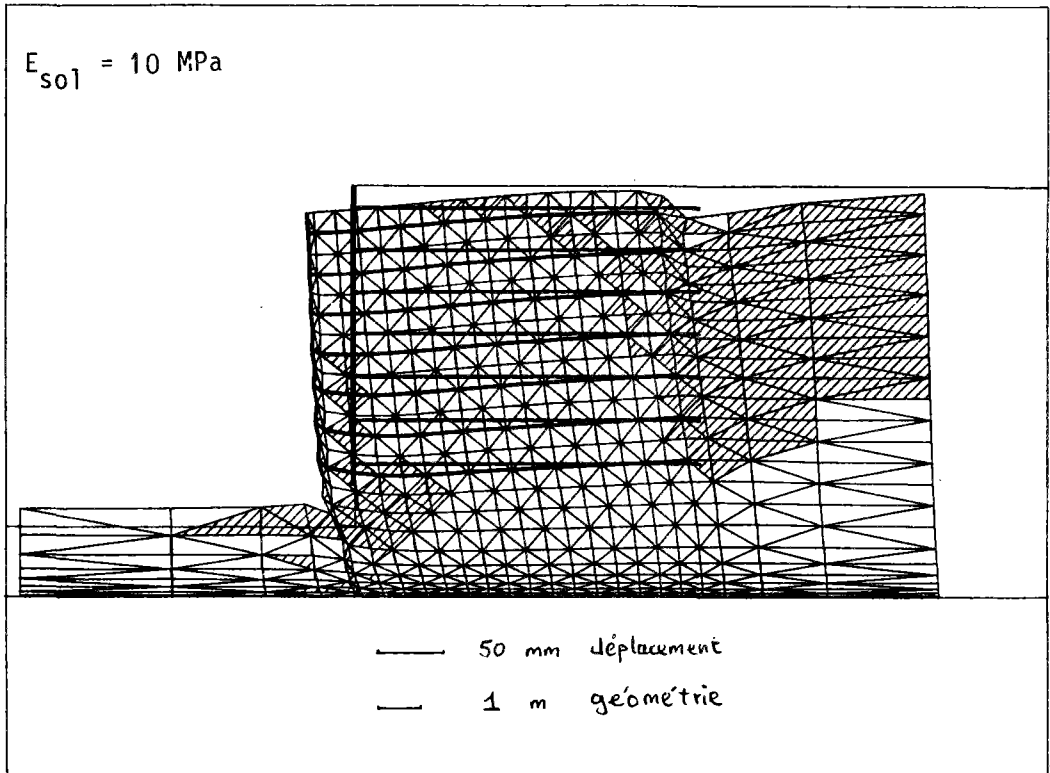


FIGURE 139 : L'EFFET DU MODULE D'ELASTICITE DU SOL SUR LA DEFORMEE DU MASSIF

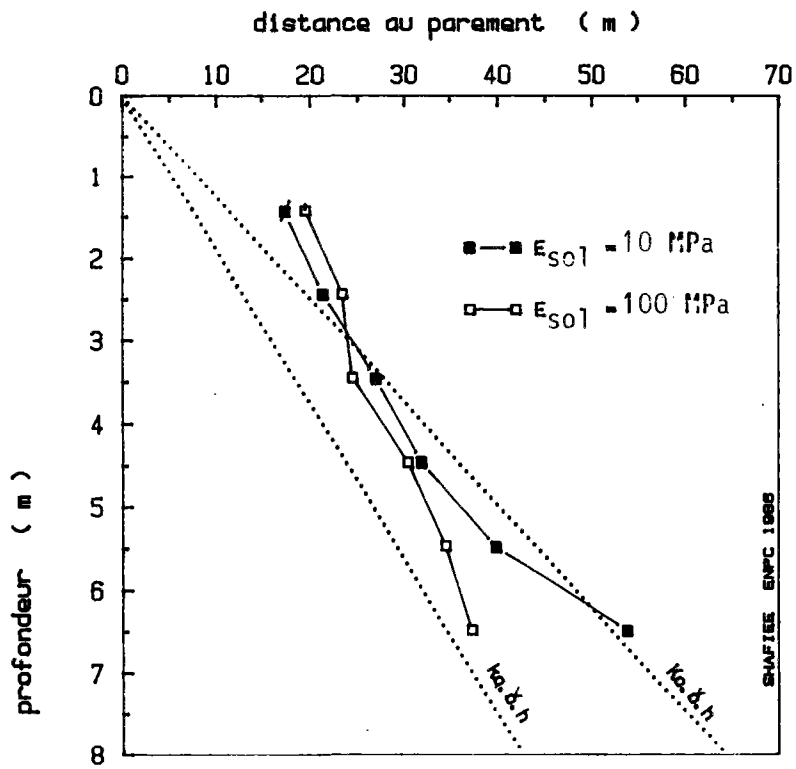


FIGURE 140 : EFFET DU MODULE D'ELASTICITE DU SOL SUR LES VALEURS DE STRACTIONS MAXIMALES

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

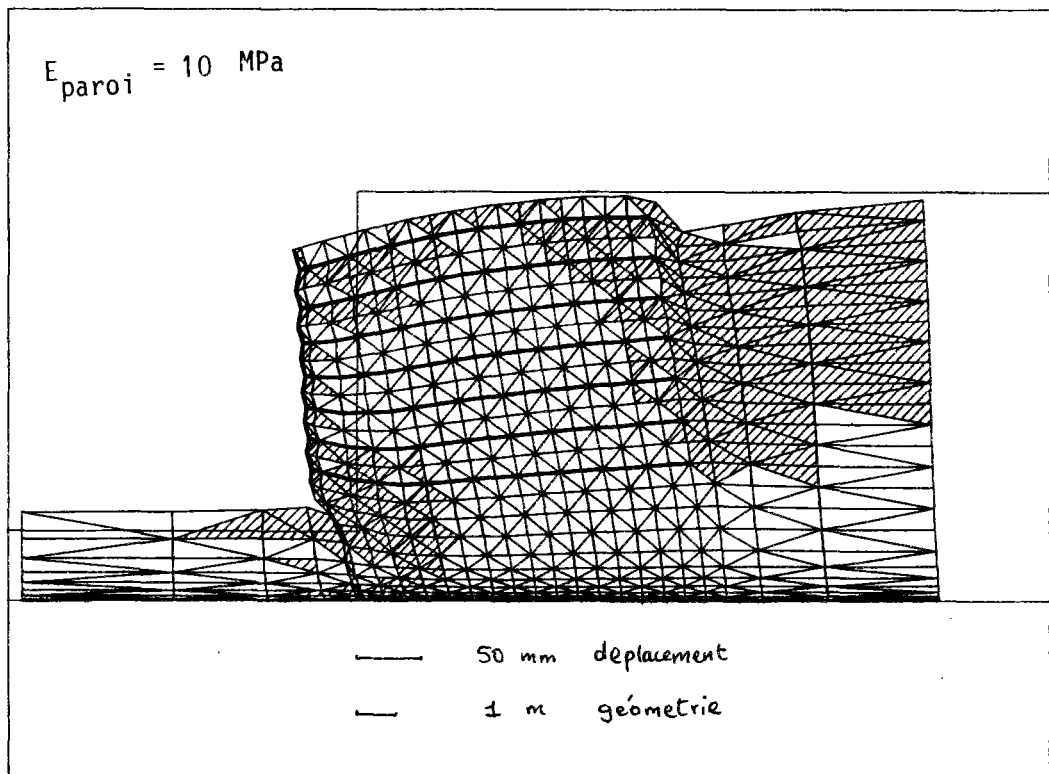
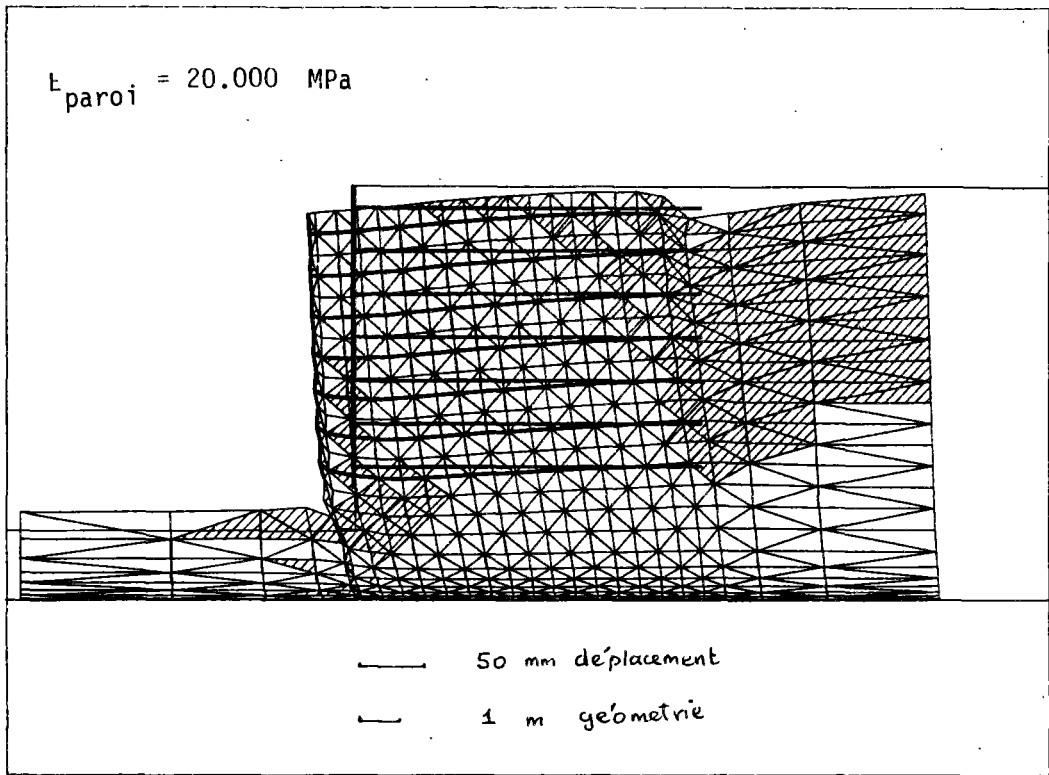


FIGURE 141 : EFFET DE LA RIGIDITE DE LA PAROI SUR LA DEFORMEE DU MASSIF

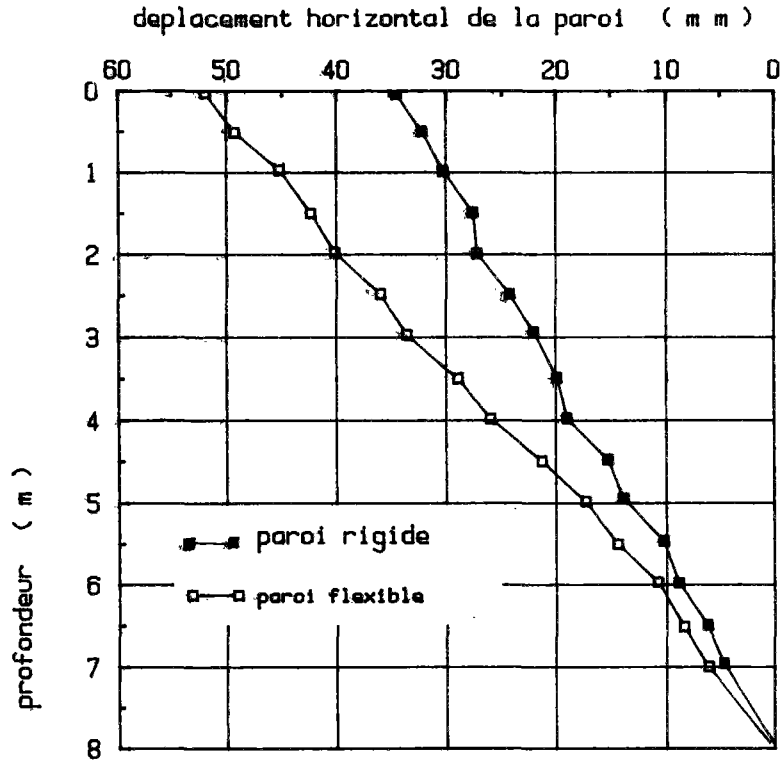


FIGURE 142 : EFFET DE LA RIGIDITE DE LA PAROI SUR LE DEPLACEMENT HORIZONTAL

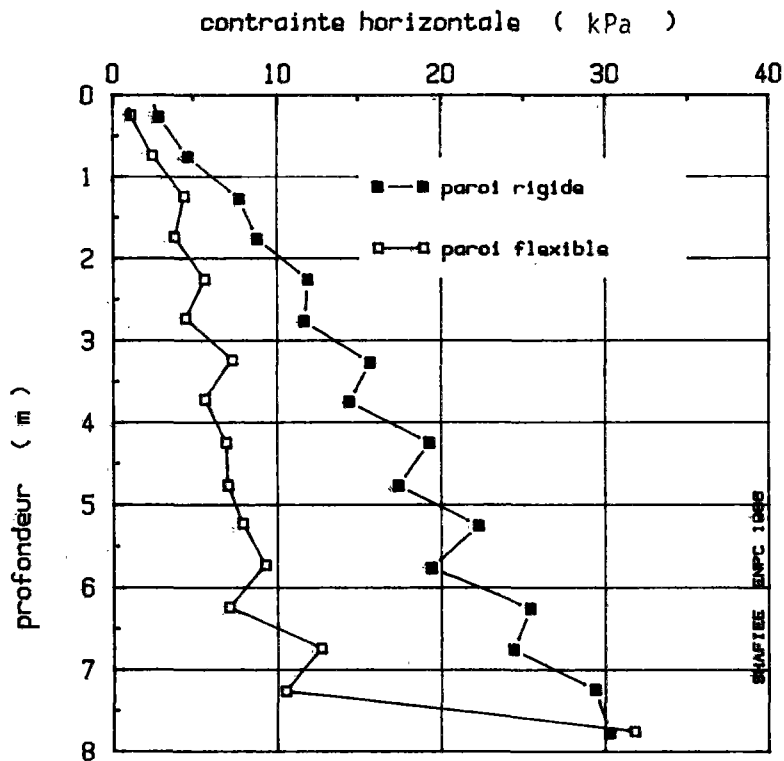


FIGURE 143 : EFFET DE LA RIGIDITE DE LA PAROI SUR LA DISTRIBUTION DES CONTRAINTES A 20 CM DE LA PAROI

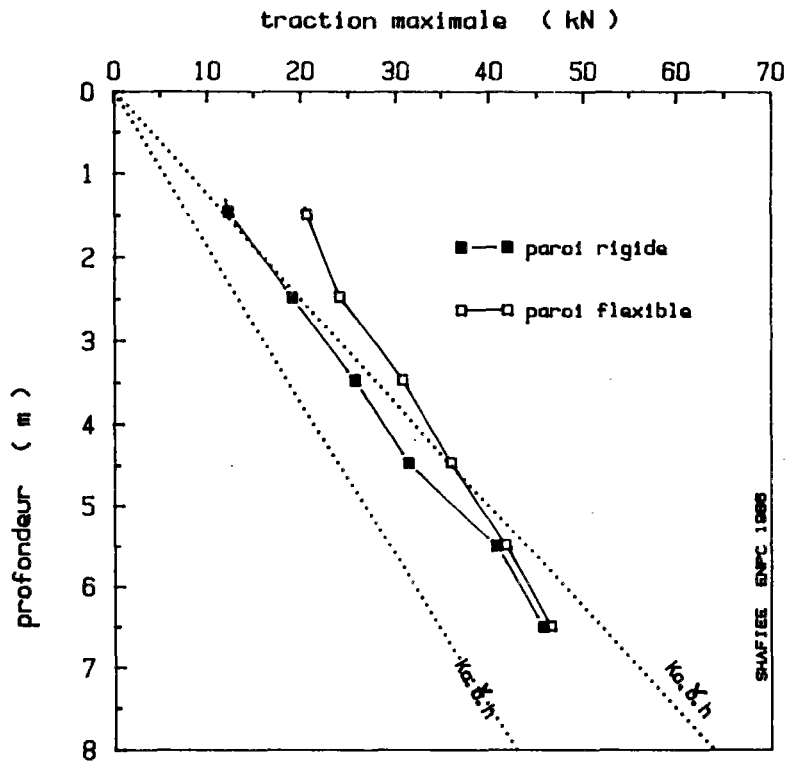


FIGURE 144 : EFFET DE LA RIGIDITE DE LA PAROI SUR LES VALEURS DES TRACTIONS MAXIMALES

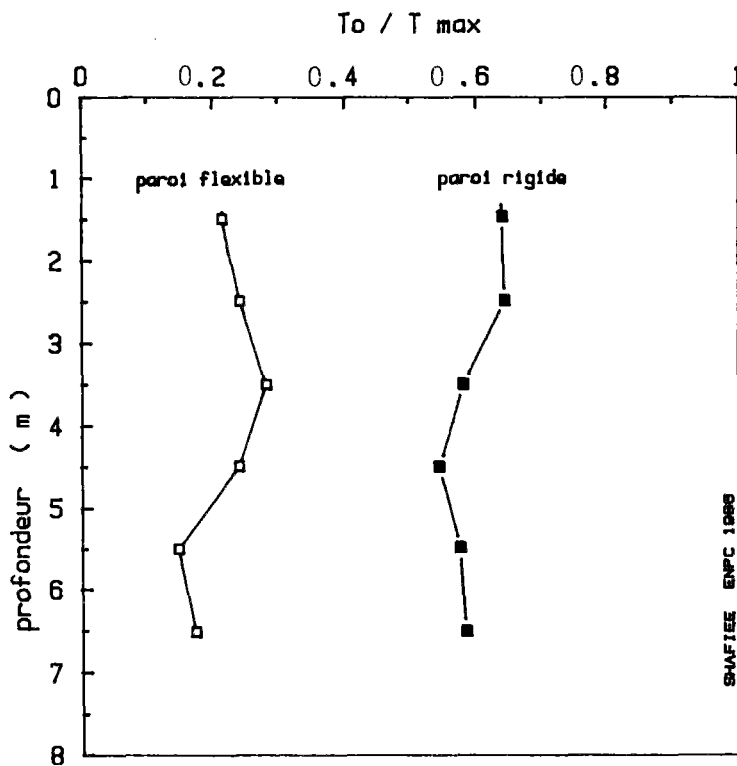


FIGURE 145 : EFFET DE LA RIGIDITE DE LA PAROI SUR LE RAPPORT T_0 / T_{max}

rigidité du parement modifie la distribution de la traction le long du renforcement et la traction dans le renforcement au point d'attache au parement (T_0) diminue sensiblement dans le cas de la paroi flexible. La figure 145 montre la variation du rapport T_0/T_{max} avec la profondeur pour la paroi flexible et la paroi rigide. On constate que le rapport T_0/T_{max} est pratiquement constant en fonction de la profondeur et que sa valeur moyenne diminue de 0,6 (paroi rigide) à 0,25 (paroi flexible). En fait, cette diminution peut être expliquée par la diminution de la poussée latérale du sol au voisinage du parement (figure 143).

II.5.4 - Conditions aux limites - sol de fondation

Comme on l'a noté précédemment, l'épaisseur du sol de fondation (la profondeur totale du sol) est déterminée par le paramètre C_3 . Les déplacements horizontaux et verticaux sont imposés à zéro à la profondeur $C_3 H$ (H = profondeur définie par l'excavation). Par conséquent, le gonflement du sol dû à la décharge (dans les phases successives de l'excavation) dépend du paramètre C_3 et, plus précisément, de l'épaisseur du sol de fondation, $C_3 H - h$ (h = profondeur d'excavation dans chaque phase).

Dans le cas de la Terre Armée, l'épaisseur du sol de fondation au début de la construction est égale à $(C_3 - 1) H$. L'incrément du tassement du mur au cours de chaque phase de construction est lié au paramètre, $(C_3 - 1) H + h$ (h = hauteur du mur au cours de la construction).

Dans ce paragraphe, on étudie brièvement l'influence du sol de fondation en considérant un mur d'une hauteur de 5 m et deux valeurs de 1.2 et 2.5 pour le paramètre C_3 .

La figure 146 montre l'effet de l'épaisseur du sol de fondation sur le déplacement horizontal du parement dans le cas du clouage. La diminution de l'épaisseur du sol de fondation de $1,5 H$ à $0,2 H$ modifie l'allure du déplacement de la paroi mais ne fait pas varier sensiblement le déplacement en tête de la paroi. Comme le montre la figure, l'augmentation de l'épaisseur du sol de fondation provoque un gonflement plus important du sol au

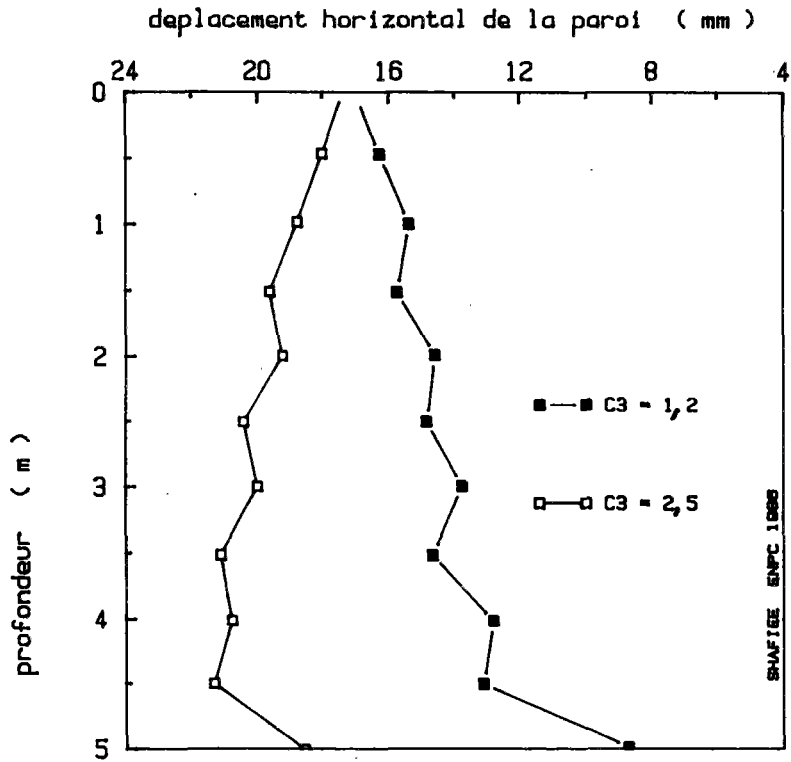


FIGURE 146 : EFFET DE L'ÉPAISSEUR DU SOL DE FONDATION SUR LE DÉPLACEMENT HORIZONTAL DE LA PAROI ; H = 5 m ; 5 PHASES

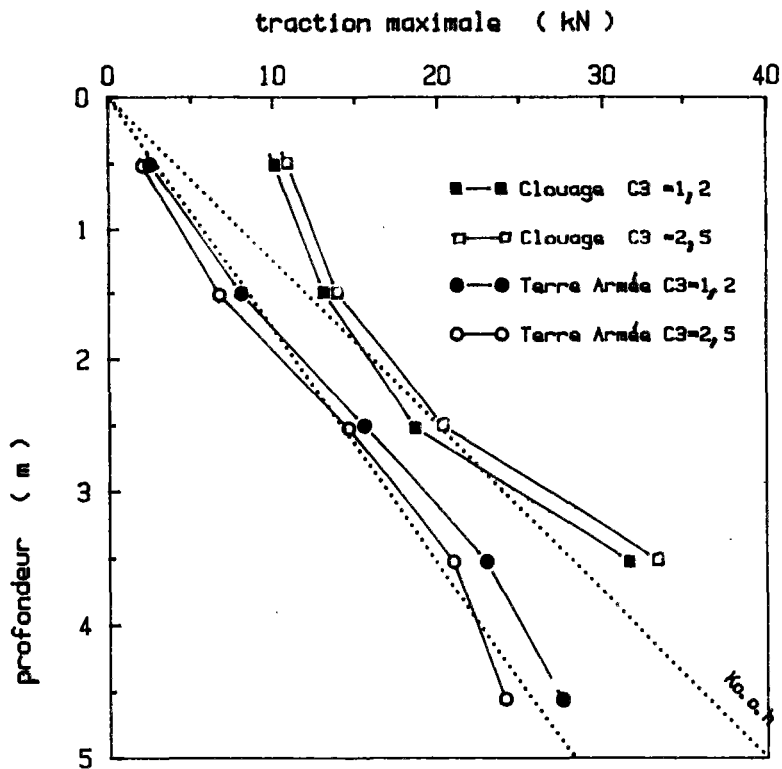


FIGURE 147 : EFFET DE L'ÉPAISSEUR DU SOL DE FONDATION SUR LES VALEURS DES TRACTIVE MAXIMALES DANS LE CAS DU CLOUAGE ET DE LA TERRE-ARMÉE

fond de la fouille, ce qui entraîne une rotation de la paroi caractérisée par un déplacement plus important dans la partie inférieure.

Pour mieux analyser l'effet de ce paramètre sur le fonctionnement de l'ouvrage, on présente sur la figure 147 la répartition des tractions maximales en fonction de la profondeur pour les deux épaisseurs du sol de fondation choisies, dans le cas du clouage et de la Terre Armée.

On constate que la distribution des tractions maximales n'est pratiquement pas influencée par le choix de ce paramètre. Cependant, l'augmentation de l'épaisseur du sol de fondation entraîne une légère augmentation des valeurs de tractions maximales pour le cas de la Terre Armée et une légère diminution de ces valeurs dans le cas du clouage.

Ainsi, ce paramètre affecte localement le déplacement de la paroi et n'engendre pratiquement pas de perturbation du comportement de l'ouvrage.

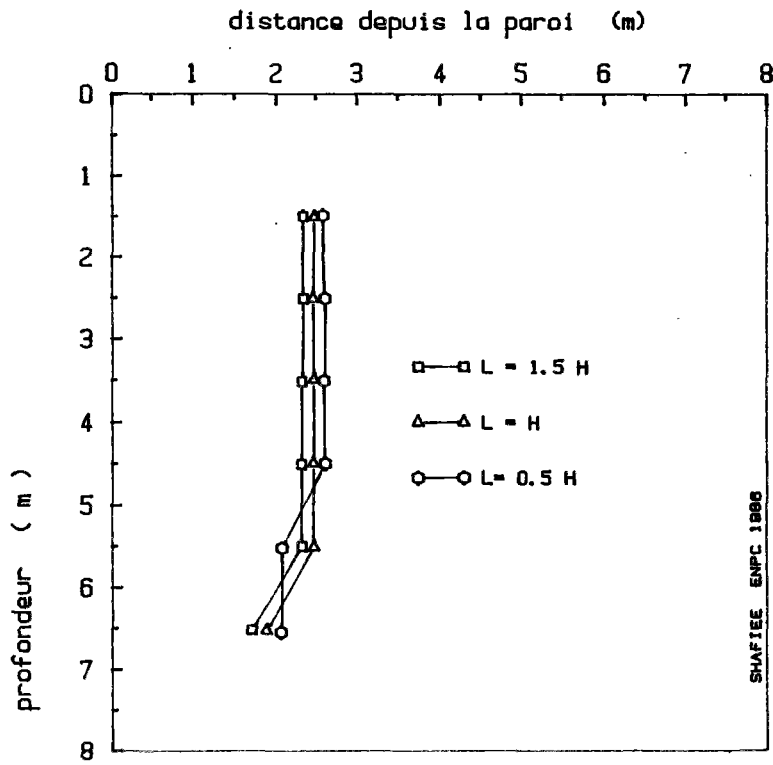


FIGURE 148 : EFFET DE LA LONGUEUR DES RENFORCEMENTS SUR LES LIEUX DES TRACTIVEONS MAXIMALES

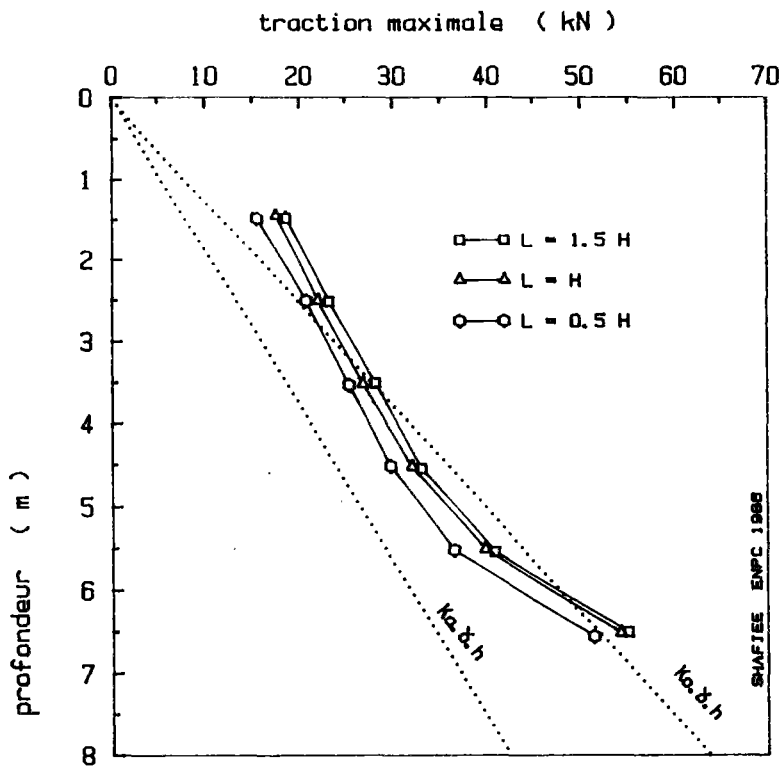


FIGURE 149 : EFFET DE LA LONGUEUR DES RENFORCEMENTS SUR LES VALEURS DES TRACTIVEONS MAXIMALES

II.5.5 - Effet de la longueur des renforcements sur le comportement

Comme on l'a noté dans le chapitre II.2.3, la présence des armatures résistantes à la traction réduit fortement la zone plastique derrière le parement et implique un déplacement de cette zone plastique vers l'extrémité intérieure du bloc du sol renforcé. Dans ce paragraphe, on étudie brièvement l'influence de cette zone plastique sur le comportement de l'ouvrage en variant la longueur des renforcements de $0,5 H$ à $1,5 H$ (H = hauteur de l'excavation).

Les figures (148) et (149) montrent respectivement les lieux et les valeurs des tractions maximales pour un mur de 8 m de hauteur et pour les renforcements de 4, 8 et 12 m de longueur. On note une légère diminution de la largeur de la zone active, et une légère croissance des valeurs des tractions maximales en fonction de l'augmentation de la longueur des renforcements.

La figure (150) montre l'effet de la longueur des renforcements sur le déplacement de la paroi. Comme le montre la figure, l'augmentation de la longueur des renforcements de $0,5 H$ à H diminue sensiblement les déplacements de l'ouvrage. Cependant, on note que l'effet de l'augmentation de la longueur des renforcements au-delà de H est très limité.

On peut conclure que pour un rapport $L/H \geq 1$ (L = longueur des renforcements) le développement de la zone plastique derrière le bloc du sol renforcé a une influence très limitée sur le comportement global de l'ouvrage.

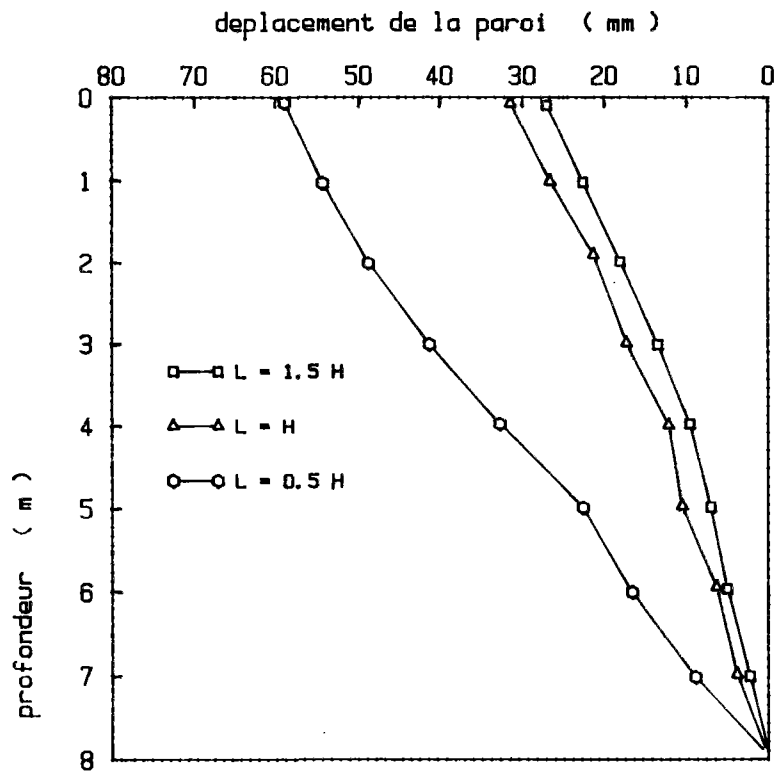


FIGURE 150 : EFFET DE LA LONGUEUR DES RENFORCEMENTS SUR LE DEPLACEMENT DE LA PAROI

II.6 - SIMULATION DES OUVRAGES REELS

Afin de tester la fiabilité de cette modélisation numérique on l'a utilisée pour l'interprétation de deux ouvrages en vraie grandeur :

- un mur en Terre Armée de 13 m de hauteur construit au Japon (mur d'Asahigaoka) ;

- une paroi clouée construite par BOUYGUES dans la région parisienne (GIGAN et CARTIER, 1983).

On présente ci-après la comparaison entre les résultats expérimentaux et les calculs par la méthode des éléments finis.

II.6.1 - Le mur en Terre Armée de ASAHIGAOKA (Japon)

Le mur d'Asahigaoka est un mur à parement en panneaux de béton de 13 m de hauteur totale et de 15 m de largeur maximale, la longueur des armatures variant de 5 à 15 m. L'espacement vertical entre deux lits d'armatures est $\Delta H = 0,75$ m et l'espacement latéral est de 0,5 m dans le bas du mur et de 0,75 m dans le haut. L'angle de frottement interne du matériau de remblai est $\phi_R = 36^\circ$ et le poids volumique du sol $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$. Le mur comporte 16 lits d'armatures en acier galvanisé de résistance à la traction admissible $\sigma_c = 240 \text{ MPa}$ et de section $t \times b = 3,2 \times 100 \text{ mm}$.

La figure 151 montre la comparaison des valeurs des tractions maximales calculées et expérimentales. On note que les valeurs calculées sont légèrement inférieures aux valeurs expérimentales : faute de disposer des données de compactage de l'ouvrage au cours de la construction, on a considéré un remblaiement du sol sans compactage, ce qui peut expliquer l'écart entre les valeurs mesurées et calculées. Cependant, on constate que les tractions maximales calculées sont en bon accord avec celles mesurées expérimentalement.

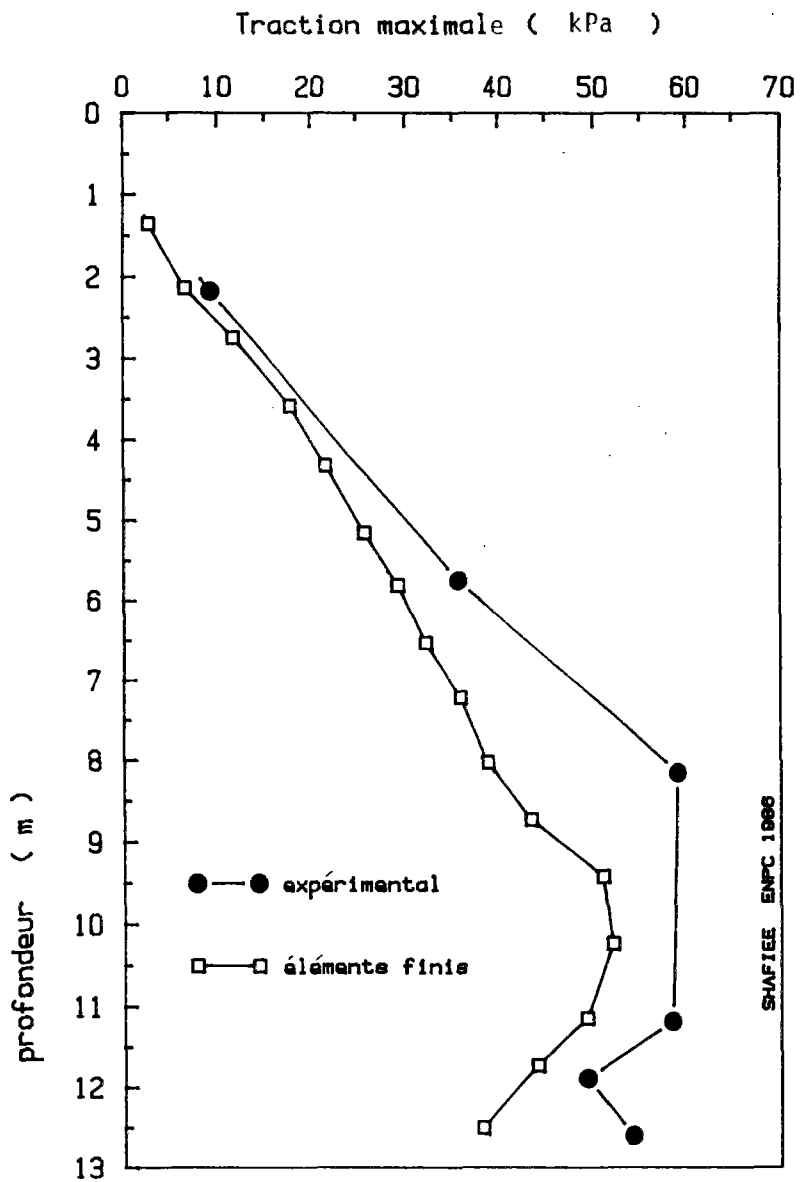


FIGURE 151 : COMPARAISON DES VALEURS DES TRACTIONS MAXIMALES MESUREES EXPERIMENTALEMENT AVEC CELLES OBTENUES PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS ; MUR EN TERRE ARMEE D'ASAHIGAOKA (JAPON)

Les lieux des tractions maximales calculées se situent pratiquement sur une verticale. La largeur de la zone active est environ 3 m (ou 0,24 H). Les valeurs expérimentales et les résultats du calcul sont comparés sur la Figure 152.

Les valeurs expérimentales du déplacement horizontal de la paroi n'étant pas disponibles, la figure 153 ne montre que les valeurs obtenues par la méthode des éléments finis. Le déplacement maximal est calculé à une profondeur de 9 m et représente 2.6/1000 de la hauteur finale de l'ouvrage, ce qui est en bon accord avec d'autres mesures expérimentales. Le déplacement horizontal diminue vers le haut et devient pratiquement négligeable en tête du mur.

On note qu'en général les résultats obtenus sont en bon accord avec les mesures expérimentales.

II.6.2 - Application à un cas de soutènement par clouage

Une expérimentation en vraie grandeur a été réalisée par GIGAN et CARTIER (1983) sur un mur cloué de 5,6 m de hauteur (Autoroute de l'Est Parisien). Le mur est armé par des cornières disposées en quinconce selon une maille de 0,7 x 0,7 m. Ces cornières sont inclinées à 20° sur l'horizontal avec une hauteur de 5.5 m et une section de 50 x 50 x 5 mm.

Le sol est modélisé avec les caractéristiques suivantes :

$$E = 20 \text{ MPa}$$

$$\nu = 0,33$$

$$c = 0$$

$$\phi = 33^\circ$$

$$\gamma = 20,75 \text{ kN/m}^3$$

$$K_0 = 0,5$$

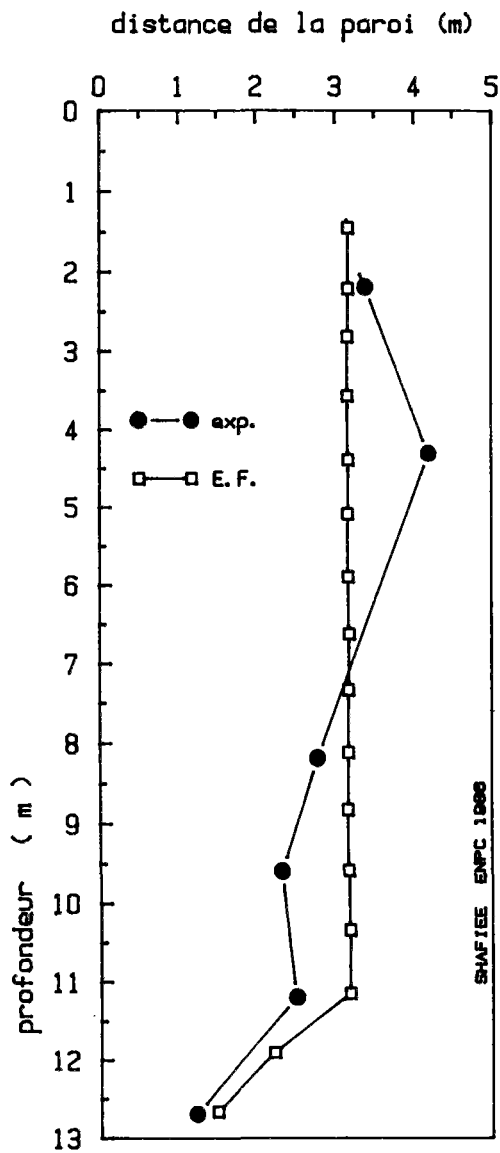


FIGURE 152 : COMPARAISON DES LIEUX DES TRACTIVEES MAXIMALES EXPERIMENTALES ET CALCULEES (E.F.) ; MUR D'ASAHIGAOKA (JAPON)

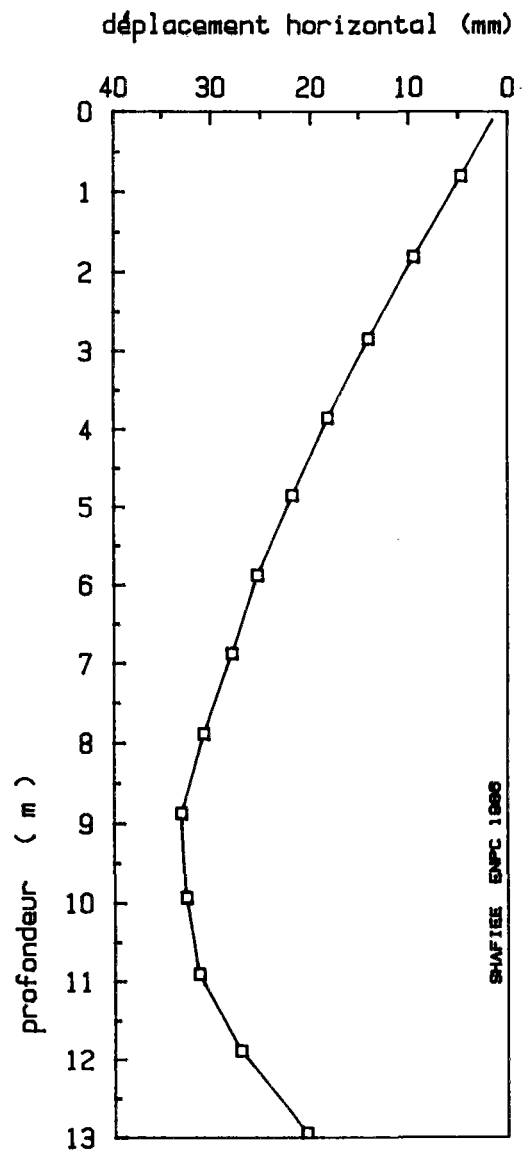


FIGURE 153 : DEPLACEMENT HORIZONTAL DE LA PAROI CALCULE PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

En ce qui concerne le mode de construction et les phases de construction on a considéré deux simulations :

- calcul en 8 phases : excavation du sol par tranches de 0,7 m et mise en place d'une armature lors de chaque phase ;
- calcul en 4 phases : excavation du sol en tranches de 1,4 m (correspondant à 2 niveaux de cornières) et mise en place de deux lits d'armatures à chaque phase.

Sur la figure 154, on compare les valeurs des tractions maximales mesurées et calculées.

Dans le cas de la mise en place simultanée de deux armatures, l'allure des tractions maximales est discontinue et c'est l'armature du bas qui est toujours plus sollicitée lors de l'excavation suivante. Par contre, dans le cas de phases successives de mise en place des armatures, les valeurs des tractions maximales ont une allure continue. La première simulation donne une valeur de $(T_{max})_{max}$ qui est supérieure à celle obtenue par la deuxième simulation et qui est proche de la valeur mesurée expérimentalement.

La figure 155 montre les lieux des tractions maximales obtenues par les calculs. Les tractions mesurées le long des armatures sont également tracées sur la même figure. D'après cette figure, on constate que les lieux des tractions maximales sont fonction du mode de construction. L'excavation par phases de profondeur plus grande dans le cas du calcul en 4 phases, conduit à une largeur plus grande de la zone active.

Les déplacements du massif, mesurés expérimentalement et calculés par la méthode des éléments finis, sont présentés sur la figure 156. Les mesures expérimentales sont effectuées à l'aide de deux inclinomètres placés à 3 et 7 m du parement. La figure montre que, dans le cas d'une mise en place successive des armatures, on obtient un déplacement du massif qui est très proche de celui mesuré expérimentalement. Cependant, l'excavation du sol par tranches de 1,4 m conduit à des déplacements plus accentués du massif.

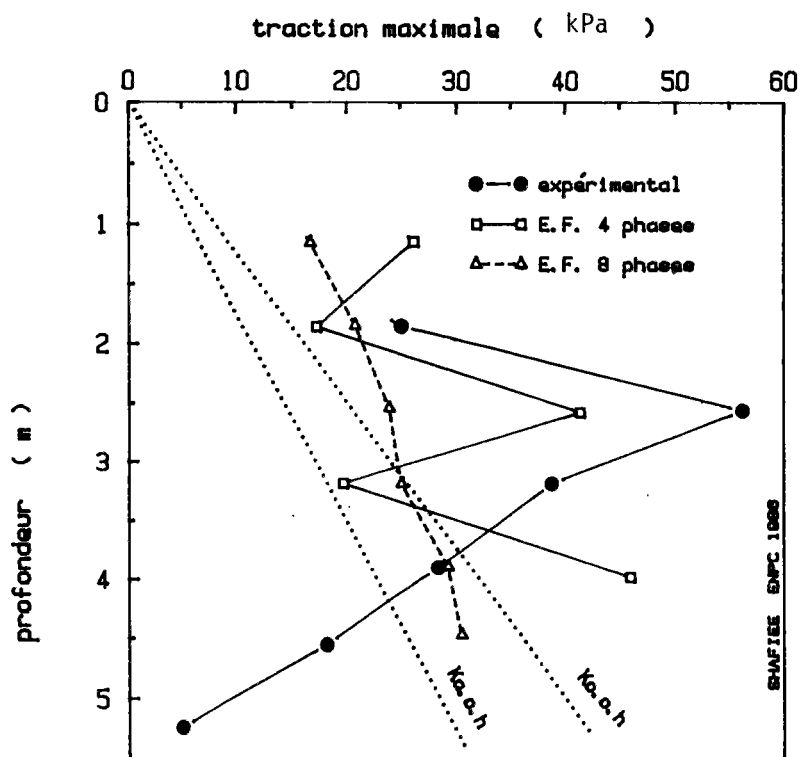


FIGURE 154 : COMPARAISON DES VALEURS DES TRACTIONS MAXIMALES MESUREES EXPERIMENTALEMENT (CARTIER ET GIGAN, 1983) AVEC CELLES OBTENUES PAR ELEMENTS FINIS

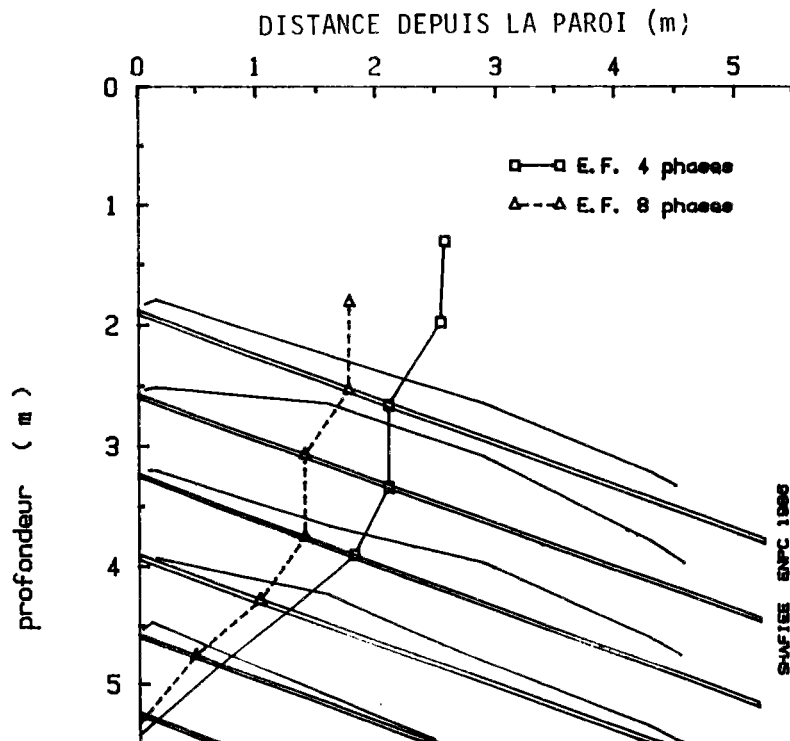
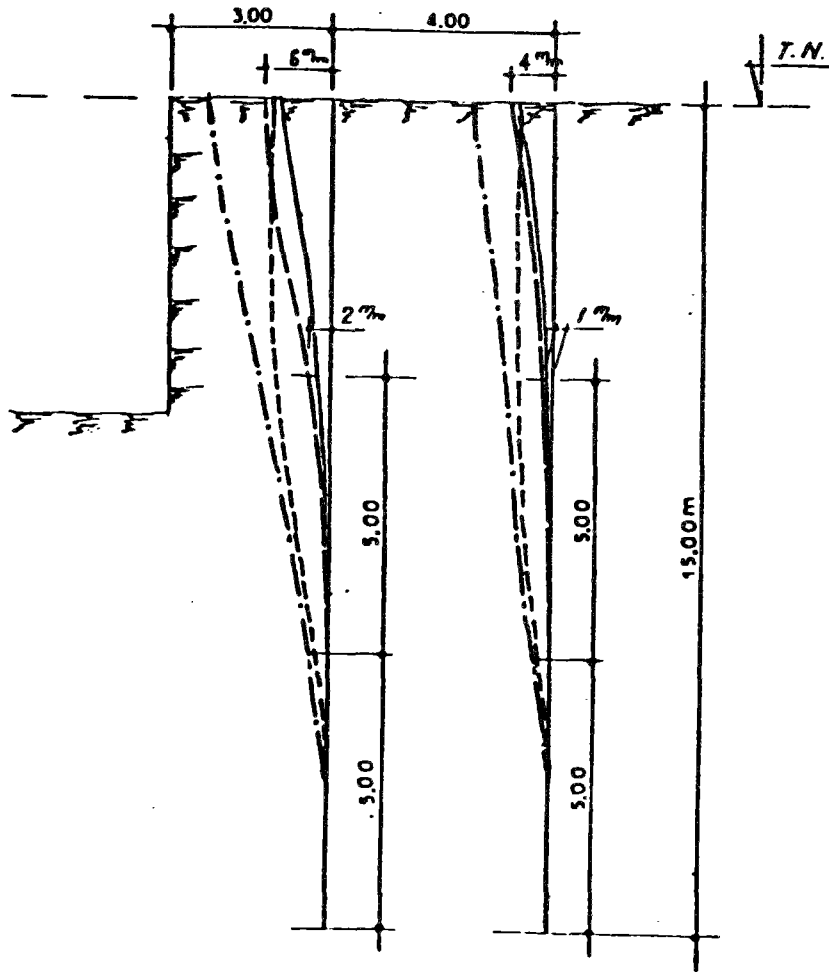


FIGURE 155 : LIEUX DES TRACTIONS OBTENUES PAR ELEMENTS FINIS COMPARAISON AVEC LA DISTRIBUTION EXPERIMENTALE DES TRACTIONS



: Déplacements du massif expérimental

— le 22.12.80 juste après la fin du terrassement (EXP.)

- - - le 10.2.81 environ 3 mois après le terrassement

déplacements stabilisés. (EXP) (Cartier et Gigan,1983)

--- E.F. 0 PHASES

- . - . E.P. 4 PHASES

Figure 156- Déplacements du sol mesurés et calculés

Comme on l'a montré précédemment, le module d'élasticité du sol influence sensiblement le champ des déplacements dans le massif sans modifier autant les lieux et les valeurs de tractions maximales. L'écart entre les déplacements mesurés et calculés peut venir, en fait, de l'estimation arbitraire du module d'élasticité du sol à 20 MPa, en l'absence d'une valeur exacte de ce paramètre.

II.7 - CONCLUSION

La modélisation permet d'étudier la tendance des effets de certains paramètres. Cependant, les hypothèses de modélisation sont restrictives et on doit être prudent dans les conclusions qu'on peut en tirer.

En particulier, la modélisation ne permet pas de tenir compte de la mise en place des inclusions et de son effet sur l'interaction sol-renforcement ; celui-ci peut avoir des conséquences sur le comportement de l'ouvrage.

Cette étude a permis néanmoins de dégrossir un certain nombre d'aspects fondamentaux du comportement de l'ouvrage en sol renforcé.

Le procédé et les phases de construction ont un effet significatif sur le comportement de l'ouvrage. On observe que, dans le cas du clouage, les efforts de traction mobilisés dans les renforcements sont supérieurs à ceux mobilisés dans les armatures de mur en Terre Armée. On note également que, dans le cas du clouage, l'hypothèse d'une déformation instantanée du sol après chaque phase d'excavation conduit à des efforts de traction plus importants que ceux calculés en admettant une hypothèse de déformation différée du sol (excavation en une seule phase). On peut cependant noter que les géométries de la zone active dans les cas du clouage et de la Terre Armée sont similaires.

L'inclinaison des renforcements a un effet sensible sur les lieux des tractions maximales et conduit à une augmentation de la largeur de la zone active. Cependant, cette inclinaison a un effet limité sur les valeurs des tractions maximales. Le déplacement horizontal et le tassement de l'ouvrage augmentent également avec l'inclinaison des renforcements.

Dans le cas des renforcements horizontaux, la rigidité des armatures, telles qu'on en rencontre généralement sur le chantier n'a pratiquement

aucun effet ni sur les valeurs des tractions maximales, ni sur les lieux de ces tractions. Par conséquent, les coefficients de sécurité de l'ouvrage vis-à-vis d'une rupture par "cisaillement généralisé" du massif en sol renforcé ne sont pratiquement pas influencés par la rigidité du renforcement. Le champ des déplacements du massif reste pratiquement inchangé et la mobilisation des efforts tranchants est pratiquement négligeables. Dans le cas des renforcements inclinés, le rôle de la rigidité croît en général, la mobilisation des efforts tranchants augmente et les déplacements du massif diminuent. L'effet de la rigidité est d'autant plus important que l'inclinaison est plus grande.

En ce qui concerne la surface de rupture potentielle, notre étude semble confirmer que les lieux des tractions maximales correspondent à cette surface de cisaillement dans le sol.

La prise en compte des moments et des efforts tranchants est compliquée et il semble en particulier que les lieux des cisaillements maximaux dans l'armature ne correspondent pas à celui des tractions maximales. Ce phénomène est dû à la procédure incrémentale de construction de l'ouvrage et à l'histoire de la sollicitation de l'armature.

La modélisation bidimensionnelle des ouvrages en sol renforcé a conduit à adopter l'hypothèse restrictive d'une plaque équivalente. Bien que cette hypothèse soit restrictive, les résultats des calculs sont en bon accord avec les mesures effectuées sur les ouvrages en vraie grandeur. Cependant, cette modélisation bidimensionnelle pose un certain nombre de difficultés et nécessite donc une vérification, à l'aide d'une modélisation tridimensionnelle et en s'appuyant sur l'analyse d'autres ouvrages en vraie grandeur.

oo0oo

NOTATIONS ET DEFINITIONS (IERE PARTIE)

| | | |
|--------------|---|--|
| τ | = | Contrainte de cisaillement |
| σ_n | = | Contrainte normale |
| Indice ss | = | Propriété du sol seul |
| Indice sr | = | Propriété du sol renforcé |
| c | = | Cohésion |
| c* | = | Cohésion apparente due au renforcement du sol |
| ϕ | = | Angle de frottement interne |
| ϕ^* | = | Angle de frottement apparent du au renforcement du sol |
| S | = | Surface du plan de cisaillement |
| d | = | Déplacement relatif de la boîte supérieure par rapport à la boîte inférieure |
| l | = | Longueur de la boîte de cisaillement |
| ϵ | = | Déformation = $\frac{d}{l}$ |
| T_c | = | Effort tranchant total dans les renforcements au niveau de la surface de rupture dans le sol |
| F | = | Force totale de cisaillement |
| $\Delta\tau$ | = | Variation de la contrainte de cisaillement globale du sol renforcé par rapport au sol non renforcé |
| | | $\Delta\tau = \frac{F_{sr} - F_{ss}}{S}$ |
| $\delta\tau$ | = | Variation de la contrainte de cisaillement due à la non-mobilisation du cisaillement au voisinage de l'inclusion |
| | | $\delta\tau = c^* - \Delta\tau$ |
| σ_1 | = | Contrainte normale limite d'efficacité des renforcements |
| EI | = | Rigidité d'une rangée de barres en acier de diamètre de 12 mm espacées de 6 cm. |
| D | = | Diamètre de la barre |
| E | = | Module d'élasticité |
| I | = | Moment d'inertie |
| Indice eq | = | Propriété de la plaque équivalente |
| σ_e | = | Contrainte limite d'élasticité |
| M_e | = | Moment élastique maximum |
| M_p | = | Moment plastique maximum |

NOTATIONS ET DEFINITIONS

(IIème partie)

| | |
|--------------|--|
| I_o | = Moment d'inertie d'une barre d'acier |
| E_o | = Module d'élasticité de l'acier = 200 000 MPa |
| D | = Largeur de la zone active |
| H | = Hauteur finale du mur |
| h | = Profondeur |
| Δh | = Espacement vertical des renforcements |
| e | = Espacement latéral des renforcements |
| σ_h | = Contrainte horizontale dans le sol |
| σ_v | = Contrainte verticale dans le sol |
| T | = Traction dans les renforcements |
| T_{max} | = Traction maximale dans un renforcement |
| T_o | = Traction dans le renforcement au point d'attache au parement |
| T_c | = Effort tranchant dans les renforcements |
| T_{cmax} | = Effort tranchant maximal dans le renforcement |
| u | = Paramètre défini aux noeuds du maillage (déplacement ou rotation) |
| Δu | = Déplacement relatif entre deux points voisins divisé par la distance entre les deux points |
| Δu_c | = Déplacement relatif dans la direction perpendiculaire à la direction de renforcement |
| Δu_n | = Déplacement relatif dans la direction de l'armature |
| β | = Inclinaison du renforcement |
| X | = Déplacement horizontal en tête de l'ouvrage |

Dans la partie consacrée à l'étude paramétrique les valeurs de Δh et e (espacements vertical et latéral) sont choisies égales à 1 m et les valeurs de T_{max} sont directement comparables avec $K_o \gamma H$ et $K_a \gamma H$.

BIBLIOGRAPHIE

- BALAY J., HARFOUCHE L., HUMBERT P. (1985) "Prediffusion du programme PAREF pour le calcul des écrans de soutènement par la méthode des éléments finis", notice d'utilisation du programme, section des Modèles Numériques, LCPC.
- BANGRATZ J.L., FRANK R., KUTNIAK M. (1981) "PILATE - Programme de calcul d'un pieu isolé soumis à des efforts de flexion en tête et à des poussées latérales du sol", notice d'utilisation, LCPC, Département des Sols et Fondations.
- BAGUELIN F. (1976) "Calcul sur ordinateur des pieux sollicités horizontalement ou subissant des poussées parasites", Bull. Liaison LCPC, n° 84, pp. 113-120.
- CARTIER G., GIGAN J.P. (1983) "Experiments and observations on soil nailing structures", Proceedings of the Eight European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ECSMFE), Helsinki, vol. 2, pp. 473-476.
- CHAWKI S., PINTOTELES L. (1982) "Comportement avant rupture des murs en Terre Armée, Rapport interne, CERMES.
- FRANK R., GUENOT A., HUMBERT P. (1981) "Etude par éléments finis de quelques critères de plasticité orienté", session de formation continue ENPC, Paris, n° 985.
- FUKUOKA M. (1977) "The effects of horizontal loads on piles due to landslides", Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, (X ICSMFE), spec. session n° 10, pp. 27-42, Tokyo.
- GASSLER G., GUHEDUS G. (1981) "Soil nailing - Some aspects of a new technique", Proceedings of the Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, (X ICSMFE), Stockholm, vol. 3, pp. 665-670.

- GOULESCO N. (1984) "Evolution de la technique de la hurpinoise", Comptes Rendus du Colloque International du Renforcement en Place des Sols et des Roches, Paris, pp. 341-346.
- HUMBERT P. (1982) "Le programme PAREF - notice d'utilisation", section des modèles numériques, LCPC.
- HADJ HAMOU A., VERCAMER P. (1981) "Clouage des sols", Rapport Interne, CERMES.
- GUELLEC P. (1976) : ROSALIE - système de calcul des massifs et des structures, Rapport Interne LCPC.
- GUILLOUX A., SCHLOSSER F. (1983) "Soil nailing practical applications". Symposium on Soil and Rock Improvement Techniques, A.I.T.
- GUILLOUX A. (1984) "Evaluation du frottement latéral sol-inclusion dans le clouage des sols", Comptes Rendus du Colloque International sur le renforcement en Place des Sols et des Roches, Paris 1984, pp. 65-70.
- INGOLD T.S. (1981) "A laboratory simulation of reinforced clay walls". Géotechnique, vol. 31, n° 3, pp. 399-412.
- ITO T., MATSUI T., HONG W.P. (1982) "Extended design method for multi-row stabilizing piles against landslide", Soils and Foundations, vol. 22, n° 1, pp. 1-13.
- JURAN I., BEECH J. (1984) "Analyse théorique du comportement d'un soutènement en sol cloué". Comptes Rendus du Colloque International sur le Renforcement en Place des Sols et des Roches, Paris, pp. 301-307.
- JURAN I., BEECH J., DE LAURE E. (1984) "Etude expérimentale sur modèles réduits du comportement d'un soutènement en sol cloué". Comptes Rendus du Colloque International sur le Renforcement en Place des Sols et des Roches, Paris, pp. 309-314.

JURAN I., SCHLOSSER F., LOUIS C., KERNOA M., ECKMANN B. (1981) "Le renforcement des sols par barres passives", Comptes Rendus du Dixième Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation ,X ICSMFE, Stockholm, vol. 3, pp. 713-716.

JURAN I., SHAFIEE S., SCHLOSSER F., HUMBERT P., GUENOT A. (1983) "Study of soil-bar interaction in the technique of soil nailing", Proceedings of the VIII European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ECSFME), Helsinki, vol. 2, pp. 513-516.

JURAN I., SHAFIEE S., SCHLOSSER F. (1985) "Les soutènements par clouage- Etude sur modèles numériques", Comptes Rendus du Onzième Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation, San Francisco, August 1985, pp. 1713-1716.

JEWELL R.A. (1980), A dissertation submitted for the degree of Doctor of Philosophy at Cambridge University.

ROWE R.K., POULOS H.G. (1979) "A method for predicting the effect of piles on slope behaviour", Third International Conference on Numerical methods in geomechanics - Aachen.

SCHLOSSER F., GUILLOUX A. (1981) "Le frottement dans les sols", Revue Française de Géotechnique, n° 16, pp. 65-77.

SCHLOSSER F., JURAN I. (1983) "Behaviour of Reinforced Earth Retaining Walls from Model Studies", Chapitre 6, Developments in Soil Mechanics and Foundation Engineering I, édité par R.K. BARNERJEE et R. BUTTERFIELD, Applied Science Publishers Ltd.

SCHLOSSER F., JACOBSEN H.M., JURAN I. (1983) Soil Reinforcement General Report, special session 5, Proc. 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki, vol. 3, pp. 1159-1180.

SCHLOSSER F. (1983) "Analogies et différences dans le comportement et le calcul des ouvrages de soutènement en Terre Armée et par clouage du sol". Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Série sols et fondations n° 418.

SHEN C.K., BANG S., ROMSTAD J.M., KULCHIN L., DENATALE J.S. (1981) "Field measurements of an earth support system", Journal of the Geo. Eng. Div. ASCE, vol. 107, n° GT 12, pp. 1625-1642.

STOCKER M.F., KORBER G.W., GASSLER G., GUDEHUS G. (1979) "Soil nailing", Colloque International sur le Renforcement des Sols, Paris, pp. 469-474.

SHAFIEE S. (1982) "Clouage-interaction sol-barres", Rapport interne CERMES, ENPC.

WINTER H., SCHWARZ W., GUDEHUS G. (1983) "Stabilization of clay slopes by piles - Proceedings of the Eight European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ECSMFE), Helsinki, vol. 2, pp. 545-550.

MURRAY R.T., BODEN J.B. (1979) "Reinforced earth wall constructed with cohesive fill", CR. Coll. Int. Renforcement des Sols, Paris ,pp. 569-577.

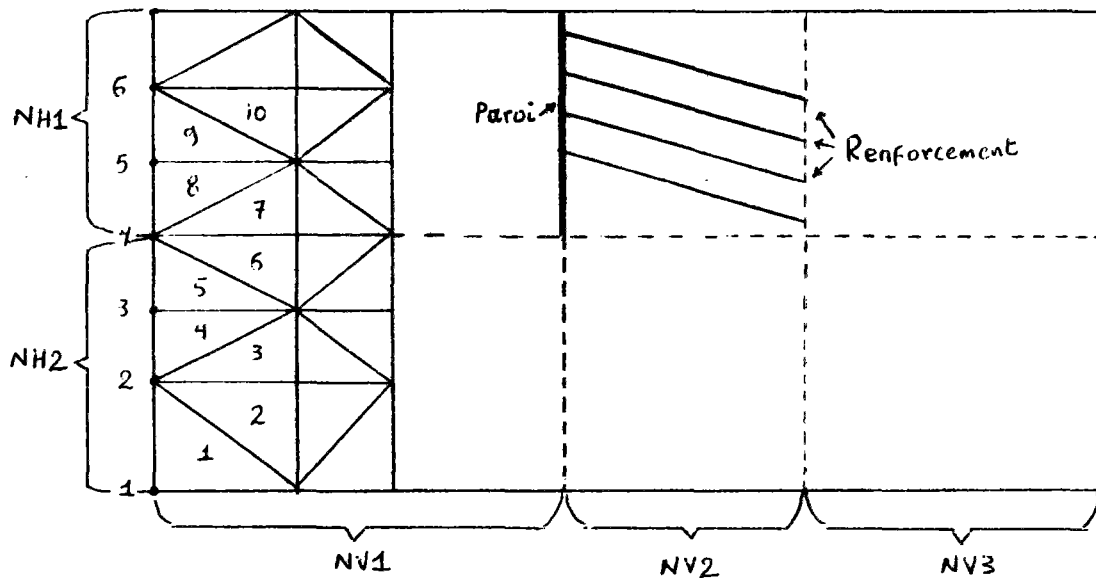
ANNEXE I

PRINCIPE DE CALCUL

I. GENERATION DU MAILLAGE

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 de lignes de colonnes d'éléments dans les zones du massif qui doivent être distinguées pour la préparation du maillage.

1 - Nombre de noeuds et d'éléments



- nombre total d'éléments triangulaires :

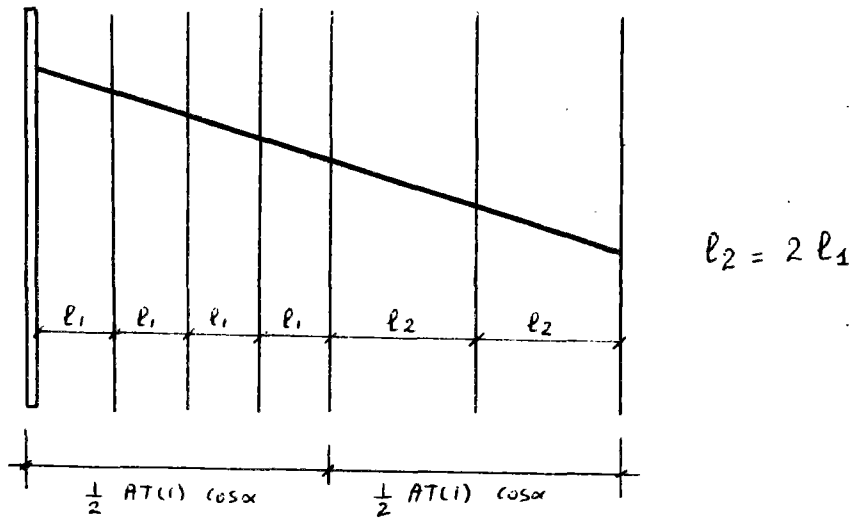
$$2 \times (NV1 + NV2 + NV3) \times (NH1 + NH2)$$

- nombre total des noeuds :

$$(NV1 + NV2 + NV3 + 1) \times (NH1 + NH2 + 1)$$

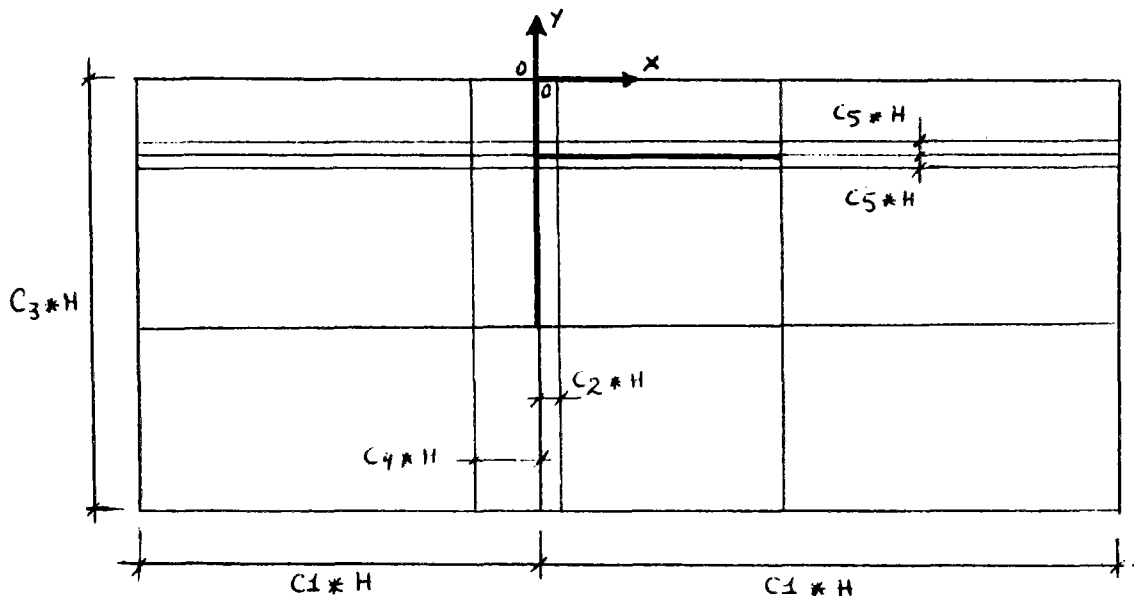
La numérotation des éléments et des noeuds comme dans le coin inférieur gauche du maillage ;

Dans la zone des renforcements (NV2 verticale), les verticales sont réparties de façon deux fois plus dense dans la moitié proche de la paroi.



Les renforcements sont toujours numérotés du haut vers le bas (dans le cas du clouage ou de la Terre Armée).

2 - Limites et épaisseurs de certaines bandes d'éléments



- Dans la partie droite de la paroi, on trouve une bande d'épaisseur $C_2 * H$. Les éléments situés dans cette bande et entre les cotes 0 et $-H$ ont un critère orienté défini par c (cohésion) et ϕ (frottement).
- Entre la limite gauche ($x = -c_1 * H$) et la verticale qui passe par la paroi ($x = 0$) les NV1 intervalles sont en progression géométrique, le dernier intervalle ayant une longueur de $C4 * H$;
- Au-delà de la zone de renforcement, les NV3 intervalles sont en progression géométrique, le premier intervalle ayant une longueur l_2 (intervalle dans la partie droite de la zone des renforcements).
- La limite inférieure du modèle est égale à la limite inférieure de la dernière couche du sol ; afin de limiter l'allongement des éléments, la cote de la limite inférieure ne peut être inférieure à $-C3 * H$ (limitation réalisée automatiquement par le programme).

3 - Répartition des noeuds sur les verticales (sous programme CVY)

- Cotes obligatoires :

- . 0, - AP(1) deux extrémités de la paroi ;
- . niveaux successifs du fond de fouille ;
- . limites de couches du sol ;
- . points d'attache des renforcements sur la paroi ;
- . dans le cas de modélisation de l'interface sol-renforcement

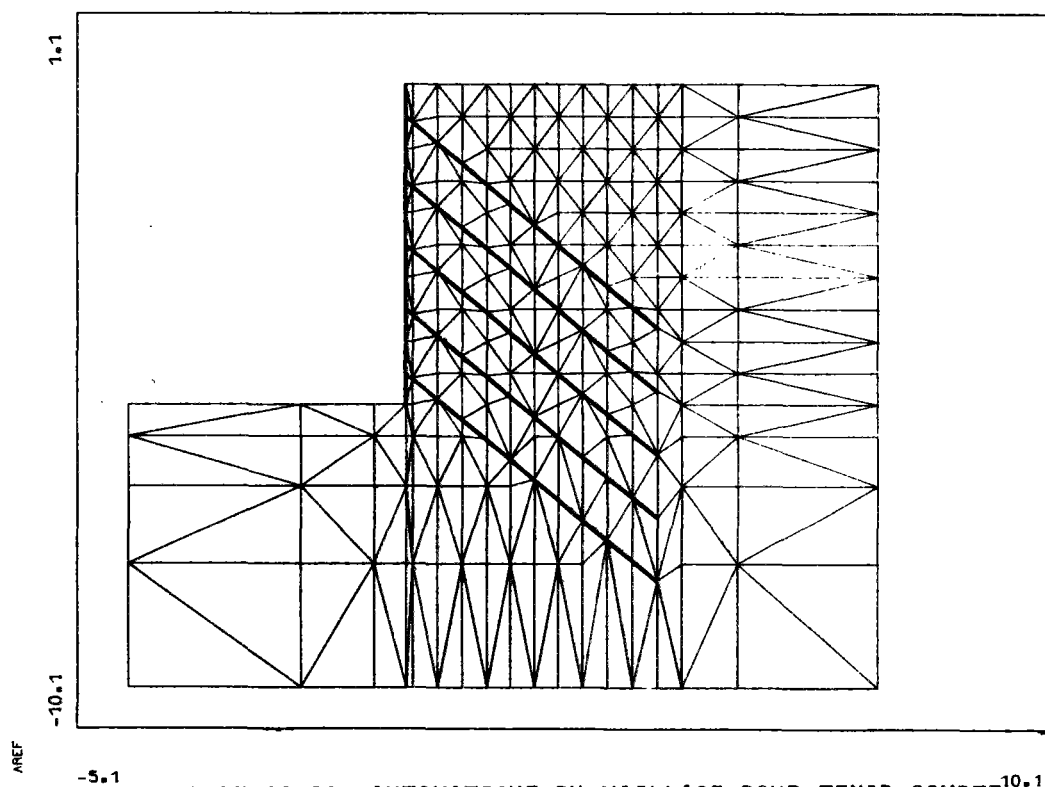
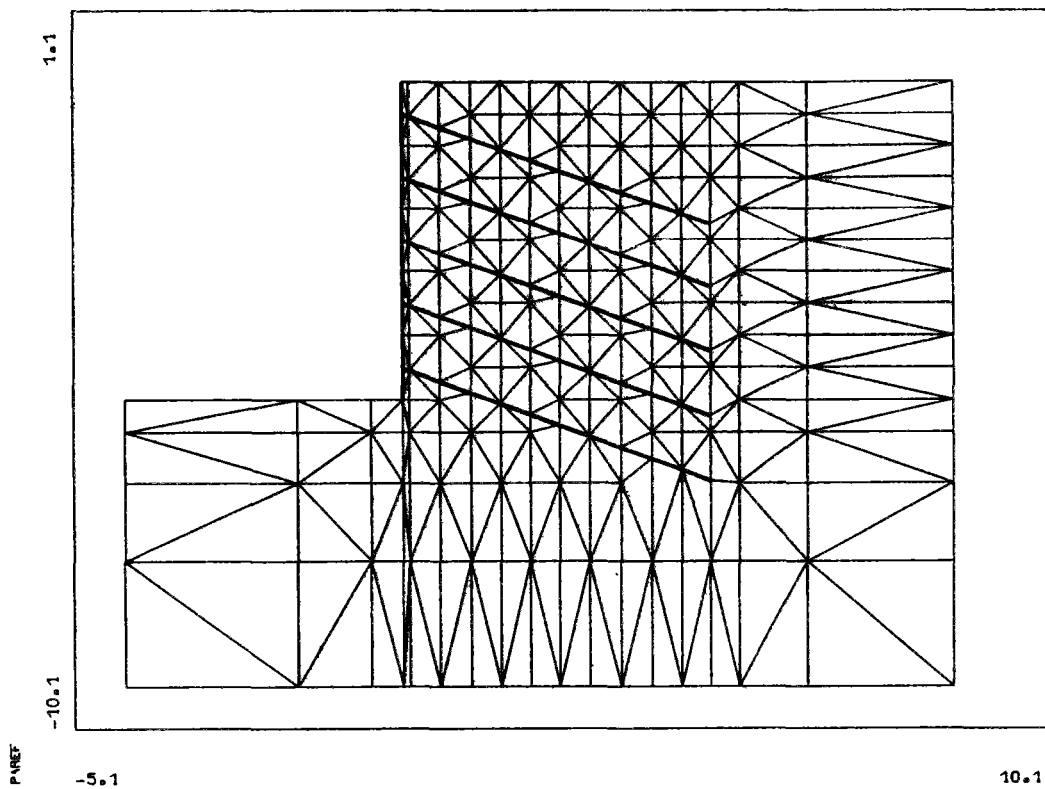
par le critère orienté : les points modélisant les couches du sol à critère orienté de part et d'autre de chaque renforcement (cote des points d'attache $\pm C5 * H$).

Sauf pour les points modélisant les couches de sol à critère orienté, si deux niveaux obligatoires sont distants de moins de $0,01 * H$, ils sont confondus, et placés à leur cote moyenne. Après remise en ordre, on vérifie si le nombre d'intervalles entre 0 et - AP(1) est inférieure ou égal à NH1.

S'il est inférieur, le plus grand intervalle est coupé en deux jusqu'à ce qu'il ait $NH1$ intervalles. La zone située entre la base de la paroi et le substrate rigide est découpée en $NH2$ intervalles en progression géométrique, le premier d'entre eux ayant une largeur égale à $AP(1)/NH1$ (intervalle moyen de la zone supérieure). Certains niveaux sont déplacés pour coïncider avec les limites de couches éventuelles du sol de cotes inférieures à $- AP(1)$.

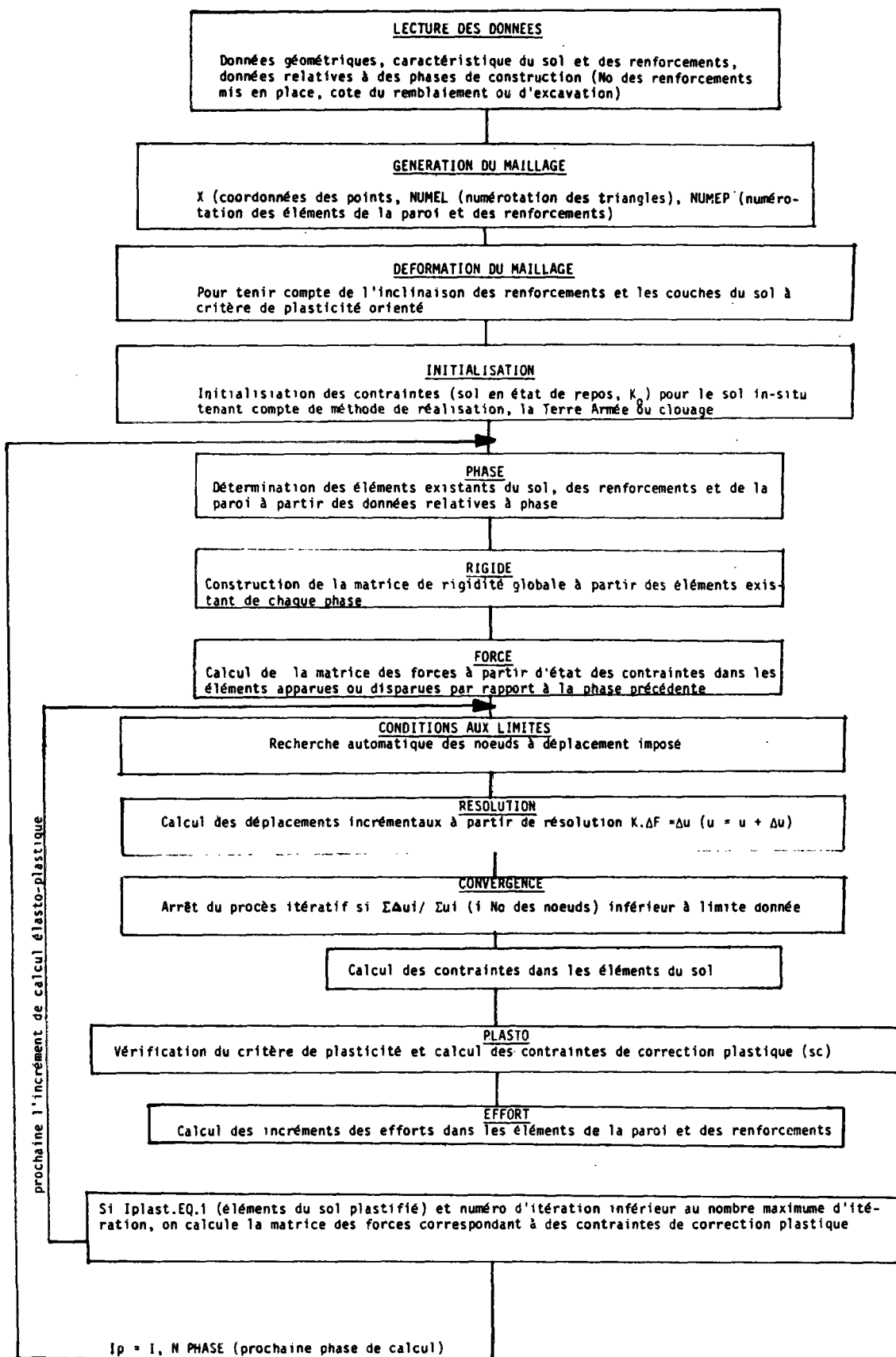
4 - Prise en compte des renforcements et leur inclinaison

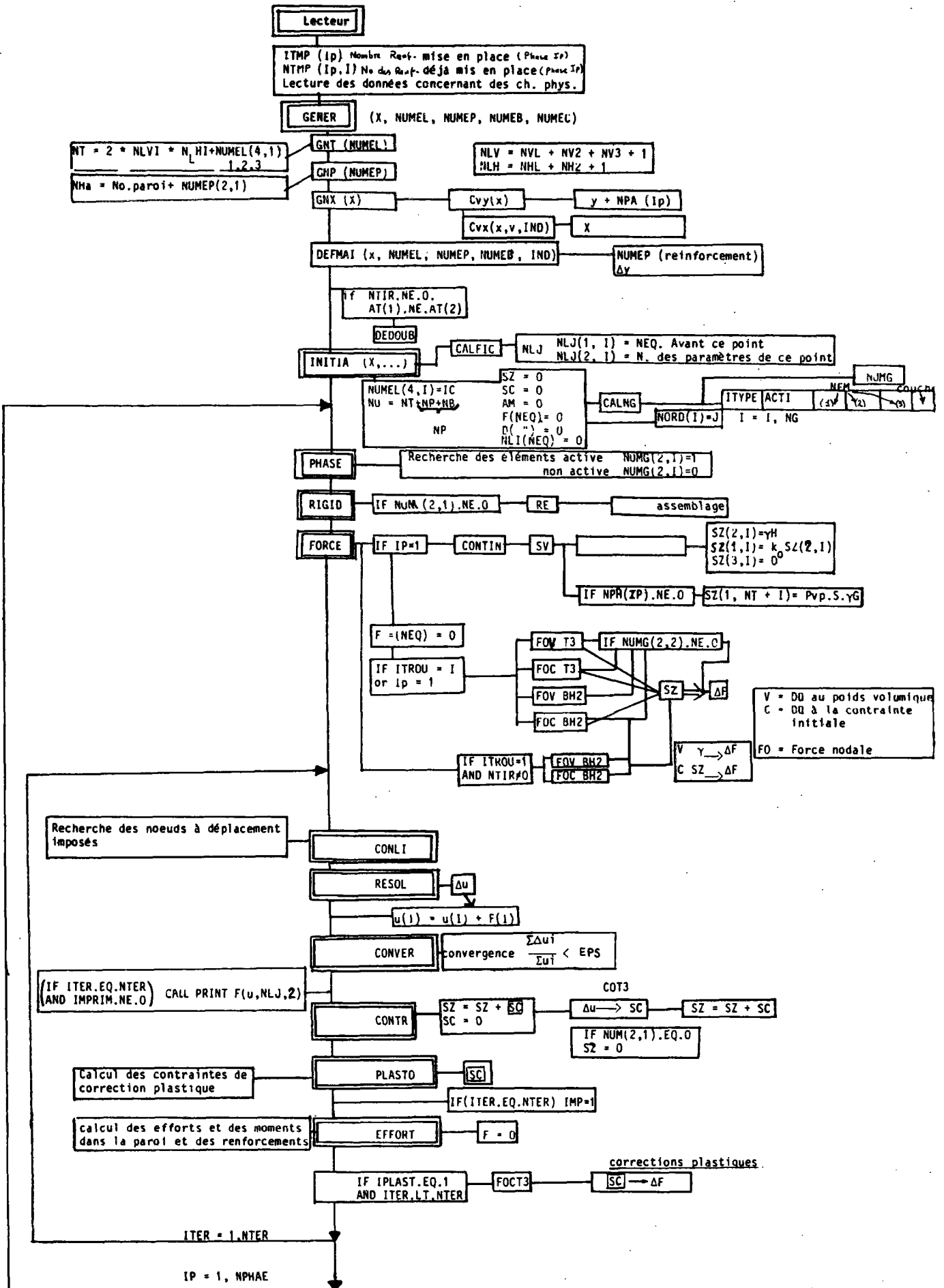
Dans le cas des renforcements inclinés, le maillage est déformé de façon à ce que les cotes d'éléments coïncident avec les renforcements. Ceci peut amener une modification du découpage de certains quadrilatères. Le cas des renforcements inclinés avec les interfaces à critère orienté n'est pas résolu actuellement par le programme.



MODIFICATION AUTOMATIQUE DU MAILLAGE POUR TENIR COMPTE^{10.1}
DES INCLINAISONS DES RENFORCEMENTS (exemples)

PRINCIPES DE CALCUL





II. CONSTRUCTION DU JEU DE DONNÉES

* IMETHOD, ICRITO, IPDOUB

| | |
|-------------|---|
| IMETHOD = 1 | Clouage |
| = 2 | Terre Armée |
| ICRITO = 0 | Contact parfait |
| = 1 | Critère de plasticité orienté |
| IPDOUB = 0 | Pas de point double à l'extrémité du renforcement |
| = 1 | Point double |

* NV1, NV2, NV3, NH1, NH2

Nombre des intervalles verticaux (NV1, NV2, NV3) et nombre des intervalles horizontaux (NH1, NH2).

Note : NH1 (nombre des intervalles horizontaux dans la partie supérieure de maillage) doit être supérieur au nombre des points imposés (points d'ancrage des renforcements, cote du fond de fouille, cote de la paroi mise en place, et cote de la limite inférieure des couches de sol).

* C1, C2, C3, C4, C5

Paramètres pour déterminer la géométrie du maillage.

* (AP(I), I = 1,7). Caractéristiques de la paroi :

- AP(1) = hauteur de la paroi ;
- AP(2) = épaisseur ;
- AP(3) = E (module d'Young) ;
- AP(4) = ν (coefficient de Poisson) ;
- AP(5) = γ (poids volumique) ;
- AP(6) = c (cohésion du contact sol-paroi) ;
- AP(7) = ϕ (angle de frottement du contact sol-paroi).

* NC

NC = nombre de couches de sol à caractéristiques différentes.

Pour chacune des NC couches :

* (AS(I), I = 1, 8). Caractéristiques des couches du sol :

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) = α (angle de frottement interne) ;

AS(6) = ψ (angle de dilatance) ;

AS(7) = γ (poids volumique) ;

AS(8) = K_0 (coefficient de poussée latérale au repos).

* NPHAS, NTIR

NPHAS = nombre de phases de construction ;

NTIR = nombre total de renforcement.

Pour chaque phase :

* YF, YPP, ITMP, (NTMP(J), J = I, ITMP)

YF = cote du fond de fouille (dans le cas du clouage)
ou cote de remblaiement (dans le cas de la Terre Armée) ;

YPP = cote de la paroi mise en place (existante) lors
de cette phase de construction (cote inférieure
dans le cas du clouage, ou cote supérieure dans
le cas de la Terre Armée) ;

ITMP = nombre de renforcements mis en place (existants)
lors de cette phase ;

NTMP = numéros des renforcements existants lors de cette
phase.

* Si NTIR \neq 0 (YT(I), I = 1, NTIR)

YT = cote des points d'ancrage des renforcements
(sur la paroi).

* Si NTIR \neq 0 (AT(I), I = 1,7). Caractéristiques des renforcements :

AT(1)= longueur des renforcements ;

AT(2)= périmètre d ;

AT(3)= inclinaison ;

AT(4)= section ;

AT(5)= espacement latéral ;

AT(6)= E(module d'Young) ;

AT(7)= γ (poids volumique) ;

AT(8)= I(moment d'inertie) ;

AT(9)= ν (coefficient de Poisson).

* NTER, EPS, IMPRIM, ITRAC

NTER = nombre maximum d'itérations à chaque phase ;

EPS = tolérance relative sur la convergence des déplacements (les itérations cessent si

$$\frac{\sum |\Delta u_i|}{\sum u_i} < \text{EPS}$$

Δu = accroissement des déplacements lors d'une itération;

U = déplacement total.

IMPRIM = indicateur d'impressions .:

- = 0 déplacements, efforts et moments dans la paroi (tracé des moments sur l'imprimante) efforts et moment dans les renforcements (trace sur l'imprimante), déformation latérale et distorsion le long de la surface libre supérieure, déplacements le long du contour ; contrainte horizontale, K (rapport de la contrainte horizontale sur la contrainte verticale), $tg \phi_m$ (direction verticale) et $tg \phi_m$ (directions principales) pour la partie droite du mur ;
- = 1 en plus : maillage (coordonnée des points), et contraintes ;
- = 2 en plus : déplacements, état des éléments à chaque phase (actif ou inactif), critère de plasticité à chaque itération (à utiliser uniquement dans un cas de problème de fonctionnement).

* Si IMPRIM > 1 = IPAS

IPAS = pas sur les impressions par noeuds ou par élément.

* 0 fin des données

```
00001 1,0,0
00002 5,11,5,10,5
00003 2,.,.02,1,2,.,.1,.,.01
00004 5,.,.1,10000000,.,.25,0,.,.0,.,.30.
00005 1
00006 -100,.,10000,.,.33,0,.,.30,.,.0,.,.16,.,.5
00007 5,5
00008 -1,.,.0,.,.0
00009 -2,.,.-1,.,.1,1
00010 -3,.,.-2,.,.2,1,2
00011 -4,.,.-3,.,.3,1,2,3
00012 -5,.,.-4,.,.4,1,2,3,4
00013 -5,.,.-1,5,.,-2,5,.,-3,5,.,-4,5
00014 5,1,.,1571,0,.,.00196,1,.,200000000,.,.0,.,.000000307,.,.25
00015 20,.,.001,0,1
00016 0
```

EXEMPLE DE JEU DE DONNEES POUR LE CALCUL D'UN SOUTÈNEMENT PAR CLOUAGE ;
5 PHASES D'EXCAVATION

```
00001 2,0,0
00002 5,11,5,10,5
00003 2,.,.02,1,2,.,.1,.,.01
00004 5,.,.1,10000000,.,.25,0,.,.0,.,.30.
00005 1
00006 -100,.,10000,.,.33,0,.,.30,.,.0,.,.16,.,.5
00007 5,5
00008 -4,.,.-4,.,.1,5
00009 -3,.,.-3,.,.2,4,5
00010 -2,.,.-2,.,.3,3,4,5
00011 -1,.,.-1,.,.4,2,3,4,5
00012 0,.,.0,.,.5,1,2,3,4,5
00013 -5,.,.-1,5,.,-2,5,.,-3,5,.,-4,5
00014 5,1,.,1571,0,.,.00196,1,.,200000000,.,.0,.,.000000307,.,.25
00015 20,.,.001,0,1
00016 0
```

EXEMPLE DE JEU DE DONNEES POUR LE CALCUL D'UN MUR EN TERRE ARMEE ; 5 PHASES

ANNEXE II

DEPOUILLEMENT DES RESULTATS

DEPOUILLEMENT DES RESULTATS

On peut dépouiller les résultats de calcul à l'aide de deux programmes "CLUTERT" et "PAREF-TRACE".

Le programme "CLUTER" enregistre les résultats de calcul dans un fichier. Le fichier est repris ultérieurement par les programmes "CLUTERT" et "PAREF-TRACE" pour dépouillement des champs de déplacement et de contraintes, du maillage initial et du maillage déformée. Le dépouillement phase par phase peut s'effectuer en déplacement total ou incrément de déplacement (différence des déplacements de la phase par rapport à la précédente). La seule différence entre les programmes "PAREF-TRACE" et "CLUTERT" est que le deuxième dépouille les déplacements relatifs ($\Delta u = \frac{U_1 - U_2}{1}$) au lieu des déplacements pour chaque noeud. La préparation du jeu de données ¹ est exactement identique dans les deux cas.

PREPARATION DU JEU DE DONNEES DES PROGRAMMES CLUTERT ET PAREF-TRACE

* (ITINC(INCRE).INCRE=1, NPHASE)

0 SI ON NE DEPOUILLE PAS LA PHASE INCRE
1 SI DEPOUILLEMENT

* IRELA

0 DEPOUILLEMENT EN DEPLACEMENT TOTAL
1 DEPOUILLEMENT EN INCREMENT DE DEPLACEMENT (DIFFERENCE DES
DEPLACEMENTS DE LA PHASE PAR RAPPORT A LA PRECEDENTE).

* ITG. IDENT

TTG : TITRE GENERAL DE L'ETUDE
IDENT : NOM DE L'UTILISATEUR

* PALA, TBUF

PALA : LARGEUR DU PAPIER DESSIN (EN CM)
(90, POUR LE ICPC)
TBUF : LONGUEUR DU BUFFER DE TRACE
(47 IBM, 128 SUR IRIS-80)

ON NE DONNE QU'UNE SEULE FOIS LES DEFINITIONS DES FORMES DE SORTIES,
POUR CHAQUE PHASE LE PROGRAMME REPREND LES MEMES DEFINITIONS
LA DIMENSION DES VECTEURS (DIM) N'EST VRAIE QUE POUR LE
PREMIER (ITINC) DEPOUILLABLE, LE COEF AINSI CALCULE SERVIRA
POUR LES AUTRES PHASES DEPOUILLABLES.

* NVUE

NOMBRE DE VUES COMPLETES OU PARTIELLES DU MAILLAGE
0 SI ON NE VIUT PAS DE TRACE

SI NVUE \neq 0, FAIRE NVUE FOIS :

I TITRE

TITRE DU DESSIN

$X_1, X_2, \gamma_1, \gamma_2, IND$

COORDONNEES DELIMITANT LE DESSIN.

IND : INDICATEUR DE FORMAT

1 FORMAT DU DESSIN 21*29.7

0 FORMAT MAXI

*NVUE

NOMBRE DE VUES COMPLETES OU PARTIELLES DES CONTRAINTES PRINCIPALES

0 SI ON NE VEUT PAS DE TRACE

SI NVUE \neq 0, FAIRE UNE FOIS :

I TITRE

TITRE DU DESSIN

$X_1, X_2, \gamma_1, \gamma_2, IND$

COORDONNEES DELIMITANT LE DESSIN.

IND : INDICATEUR DE FORMAT

1 FORMAT DU DESSIN 21 *29.7

0 FORMAT MAXI

DIM, LOLO

DIM : DIMENSION EN CM, DU VECTEUR CONTRAINTE MAXI

LOLO : 1 SI ON ECRIT LES VALEURS DES CONTRAINTES PRINCIPALES

0 SINON.

* NVUE

NOMBRE DE VUES COMPLETES OU PARTIELLES DES DEPLACEMENTS

0 SI ON NE VEUT PAS DE TRACE.

SI NVUE \neq 0, FAIRE NVUE FOIS :

I TITRE

TITRE DU DESSIN

$X_1, X_2, \gamma_1, \gamma_2, IND$

COORDONNEES DELIMITANT LE DESSIN

IND : INDICATEUR DE FORMAT

1 FORMAT DU DESSIN 21 * 29.7

0 FORMAT MAXI

DIM, LOLO

DIM : COEFFICIENT MULTIPLICATEUR DU VECTEUR DEPLACEMENT

LOLO : 1 SI ON ECRIT LES VALEURS DES DEPLACEMENTS

0 SINON

* NVUE

NUMBRE DE VUES COMPLETES OU PARTIELLES DES DEFORMEES

0 SI ON NE VEUT PAS DE TRACE

SI NVUE \neq 0, FAIRE NVUE FOIS :

I TITRE

TITRE DU DESSIN

X_1, X_2, Y_1, Y_2, IND

COORDONNEES DELIMITANT LE DESSIN.

IND : INDICATEUR DE FORMAT.

1 FORMAT DU DESSIN 21 * 29.7

0 FORMAT MAXI

DIM , IMAGE

DIM : COEFFICIENT MULTIPLICATEUR DU VECTEUR DEPLACEMENT

IMAGE : 1 SI ON TRACE LE CONTOUR DU MAILLAGE INITIAL

0 SINON