

Validation des méthodes de calcul de clouage par les expérimentations du Projet national CLOUTERRE

Validation of calculation methods of soil nailed walls based
on the experimentations of the National Project CLOUTERRE

F. SCHLOSSER
TERRASSOL*

P. UNTERREINER
CERMES — ENPC**

C. PLUMELLE
CEBTP***

Rev. Franç. Géotech. n° 64, pp. 11-20 (juillet 1993)

Résumé

Le dimensionnement recommandé par CLOUTERRE pour les murs de soutènement en sol cloué repose sur une analyse aux états-limites ultimes (ELU) avec coefficients partiels de sécurité. Parmi les méthodes de calcul utilisant des cercles ou des surfaces quelconques comme surfaces de rupture potentielle, les plus appropriées sont la méthode des tranches (Bishop simplifiée) ou la méthode des perturbations, étendues au cas des sols renforcés par inclusions pouvant travailler en traction simple (cas le plus simple) ou en traction, cisaillement, flexion. Dans ce dernier cas, il est recommandé d'utiliser la méthode du multicritère développée par SCHLOSSER (1982, 1983). La validation de ces méthodes de calcul ne peut être entreprise que par comparaison avec des résultats expérimentaux obtenus sur des structures en vraie grandeur à la rupture.

Dans cet article, trois exemples de rupture de murs en vraie grandeur, qui se sont rompus accidentellement ou ont été poussés à la rupture dans le cadre du Projet national CLOUTERRE, sont présentés et analysés en détail, pour chacun des trois principaux modes de rupture. Le mur expérimental CLOUTERRE-CEBTP N° 1 qui fut poussé à la rupture par saturation du remblai, se rompit par cassure des clous (rupture interne). Dans le mur des Eparris qui se rompit accidentellement en 1981, les clous avaient été sous-dimensionnés vis-à-vis du frottement latéral, conduisant ainsi à une rupture interne par arrachement. Une rupture mixte par défaut de longueur des clous fut provoquée dans l'expérimentation CLOUTERRE-CEBTP N° 3 grâce à des clous télescopiques.

Abstract

The design method recommended by CLOUTERRE for soil nailed walls relies on an ultimate limit state analysis with partial safety factors. Among the calculations methods, which use either circular or non circular surfaces as potential failure surfaces, the most appropriate ones are the method of slices (simplified Bishop's) or the perturbation method, extended to soils reinforced by inclusions which can work either in tension (most simple case) or in tension, shear and bending. In that latter case, it is recommended to use the multi-criteria approach developed by SCHLOSSER, 1982, 1983. The validity of these calculation methods can be checked only by comparison with experimental results obtained on full scale structures at failure. In the present article, three examples of failures of full scale walls which failed either accidentally or have been pushed to failure within the National Project CLOUTERRE, are presented and analysed in details for each of the three most important failure modes.

The full scale experimental soil nailed wall CLOUTERRE-CEBTP N° 1, which was pushed to failure by saturation of the fill, failed by breakage of the nails. In the Eparris wall which collapsed accidentally, the nails unit skin friction had been under-estimated, leading to a failure by pull-out. A mixed failure mode due to insufficient nails lengths was modelled in the full scale experimental soil nailed wall CLOUTERRE-CEBTP N° 3 using telescopic nails.

* Tour Horizon, 52, quai de Dion-Bouton, 92806 Puteaux Cedex.

** 93167 Noisy-le-Grand Cedex.

*** Domaine de Saint-Paul, 78470 Saint-Rémy-lès-Chevreuse.

INTRODUCTION

Le Projet national CLOUTERRE dont les activités de recherche et d'études se sont déroulées de 1986 à 1990 avec un budget global d'environ 22 millions de francs, a permis d'associer 22 participants aussi bien privés que publics. L'objectif du Projet national CLOUTERRE était de promouvoir le clouage des sols en excavation, aussi bien pour des ouvrages provisoires, temporaires que permanents, en développant des recommandations à partir des résultats des recherches et expérimentations (fig. 1). Ces recommandations ont été publiées en décembre 1991 sous la forme d'un ouvrage intitulé « Recommandations CLOUTERRE 1991 pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols », ouvrage disponible en français et bientôt en anglais [1, 2].

Le dimensionnement recommandé à l'heure actuelle pour les murs de soutènement en sol cloué repose sur une analyse aux états-limites ultimes avec coefficients partiels de sécurité. Parmi les méthodes de calcul utilisant des cercles ou des surfaces quelconques comme surfaces de rupture potentielle, les plus appropriées sont la méthode des tranches (Bishop simplifiée) ou la méthode des perturbations, étendues au cas des sols renforcés par inclusions pouvant travailler en traction simple (cas le plus simple) ou en traction, cisaillement, flexion. Dans ce dernier cas, il est recommandé d'utiliser

la méthode du multicritère développée par SCHLOSSER [3, 4].

D'une façon générale, la validation de méthodes de calcul de structures aux états-limites ultimes, c'est-à-dire à la rupture, ne peut être entreprise que par comparaison avec des résultats expérimentaux obtenus sur des modèles ou structures réelles poussées à la rupture ou rompues accidentellement.

Deux types de modèles réduits ont été utilisés dans le passé pour le clouage des sols. Les modèles réduits en laboratoire, qui ne respectent pas les lois de similitude de la mécanique, ne peuvent dans le meilleur des cas que fournir des résultats qualitatifs. Les modèles réduits en centrifugeuse, quant à eux, respectent les lois de similitude, mais ils ne permettent pas de modéliser fidèlement le véritable mode de construction (de haut en bas par passes successives) pour des raisons techniques. Ces deux types de modèles réduits ont été construits dans le cadre du Projet national CLOUTERRE vu leurs coûts réduits, mais seuls les résultats obtenus sur ouvrages expérimentaux en vraie grandeur poussés à la rupture ou sur des structures réelles rompues accidentellement sont fiables pour valider les méthodes de calcul à la rupture.

Les résultats sur des structures en vraie grandeur rompues sont assez peu nombreux. Plusieurs expérimentations ont été réalisées en Allemagne aux débuts des

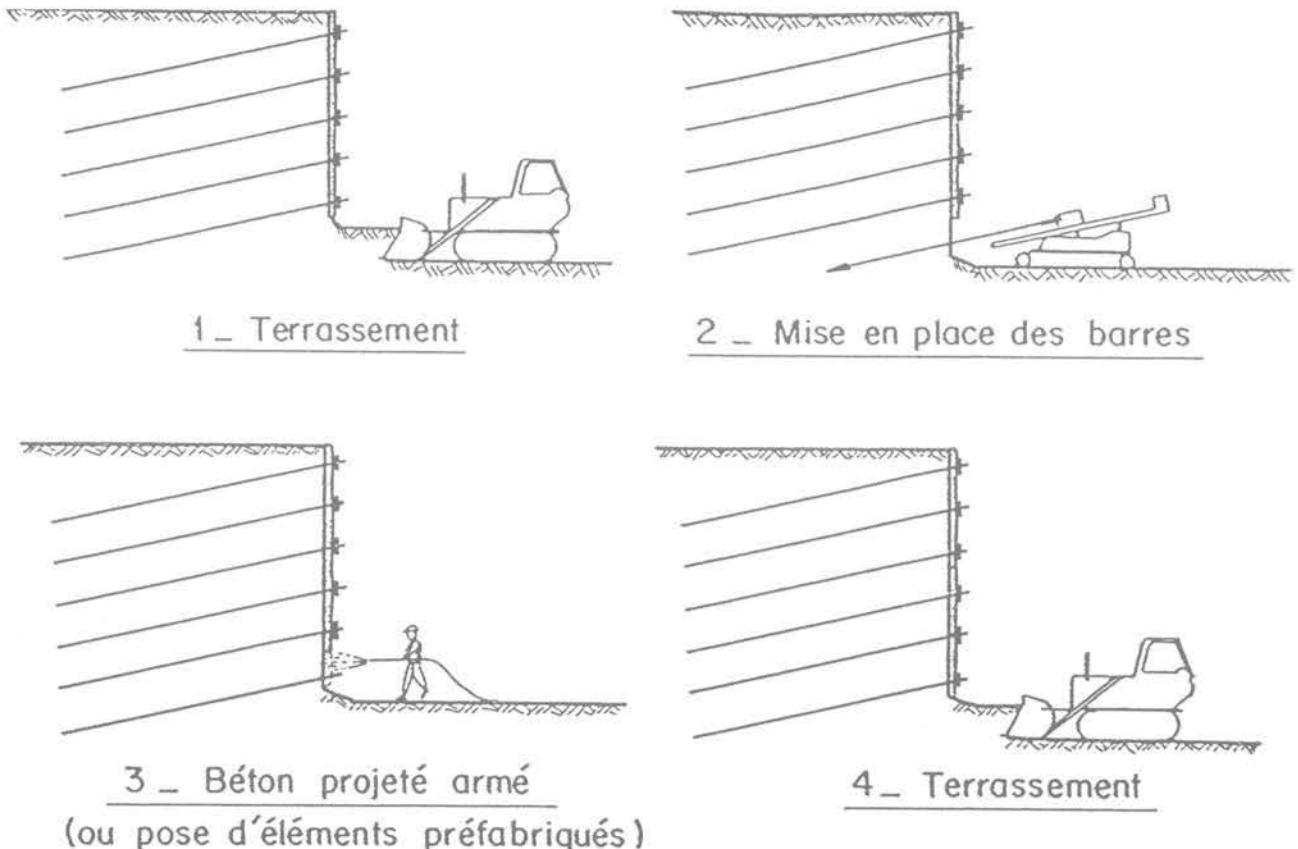


Fig. 1. — Phases d'exécution d'un mur en sol cloué.
Fig. 1. — Construction phases of a soil nailed wall.

années quatre-vingt mais très peu de résultats sont disponibles ou ont été publiés [5]. La rupture du mur des Eparris en 1981 est le seul exemple de rupture d'un mur en sol cloué par défaut d'adhérence qui ait été publié [6]. L'un des points forts du Projet national CLOUTERRE a été de compléter cette modeste base de données en réalisant trois expérimentations sur des ouvrages en vraie grandeur instrumentés et poussés à la rupture suivant trois modes de rupture différents : rupture par cassure des clous après construction (expérimentation CLOUTERRE-CEBTP N° 1), rupture en cours de construction par hauteur d'excavation trop grande (expérimentation CLOUTERRE-CEBTP N° 2) et rupture mixte après construction par défaut de longueur des clous (expérimentation CLOUTERRE-CEBTP N° 3). Ce sont ces trois dernières expérimentations ainsi que les observations faites sur le mur des Eparris qui ont servi de base à la validation des méthodes de calcul recommandées par CLOUTERRE.

Dans cet article, après un bref rappel sur les méthodes de calcul ainsi que le calcul aux états-limites ultimes avec coefficients de sécurité partiels, trois exemples de rupture après construction d'une structure en vraie grandeur sont présentés puis analysés : l'expérimentation CLOUTERRE-CEBTP N° 1, le mur des Eparris et l'expérimentation CLOUTERRE-CEBTP N° 3.

MÉTHODES DE CALCUL

La stabilité d'une structure en sol cloué est analysée en étudiant l'équilibre-limite d'une partie du sol délimitée par une surface appelée surface de rupture potentielle. Trois types de surface de rupture potentielle sont à considérer et sont classées respectivement : surface interne, mixte ou externe suivant qu'elles interceptent tout, en partie, ou aucun des clous (fig. 2).

A la rupture, il est supposé que le sol et les clous mobilisent simultanément leurs résistances le long de la surface de rupture (hypothèses de compatibilité des déformations et de ductilité des différents matériaux : sol, clous, interface sol-clous).

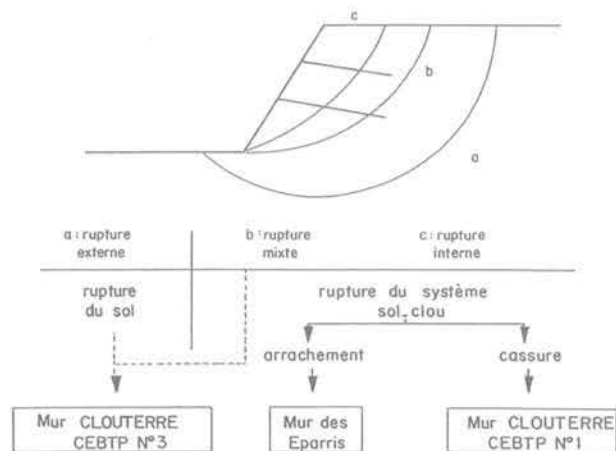


Fig. 2. — Différents types de surface de rupture potentielle.

Fig. 2. — Different types of potential failure surface.

L'analyse de l'équilibre-limite de la masse de sol délimitée par la surface de rupture potentielle considérée se fait en comparant la résultante des efforts extérieurs τ_{ext} (actions) avec les efforts résistants mobilisables dans le sol cloué τ_{max} (sol cloué).

D'un point de vue numérique, le calcul des termes τ_{ext} et τ_{max} est fait par la méthode des tranches (Bishop simplifiée) (fig. 3) ou la méthode des perturbations en incluant dans toutes les équations d'équilibre les efforts ponctuels des clous le long de la surface de rupture potentielle.

Les clous interviennent alors dans τ_{ext} (actions) en tant que forces extérieures supplémentaires, le plus souvent stabilisatrices, et dans τ_{max} (sol cloué) par le supplément de résistance au cisaillement résultant de l'augmentation de contrainte normale due aux clous.

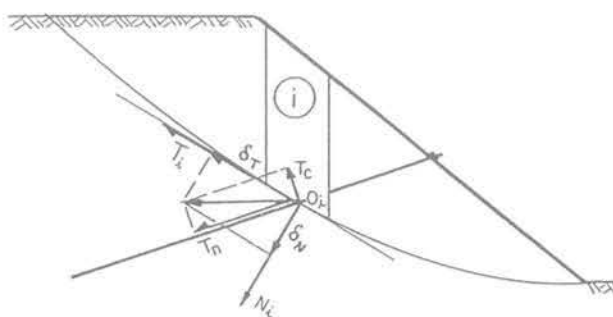


Fig. 3. — Calcul de la stabilité d'un ouvrage en sol cloué par la méthode des tranches.

Fig. 3. — Calculation of the stability of a soil nailed wall using the method of slices.

Deux cas extrêmes de clous sont à considérer :

- les clous travaillant en traction simple ;
- les clous travaillant en traction, cisaillement, flexion.

Dans le cas de clous travaillant en traction simple, l'effort maximal mobilisable dans un clou à son intersection avec une surface de rupture potentielle donnée se calcule à partir des deux critères de rupture suivant : le critère de rupture en traction simple du clou $T_n \leq R_n$ avec R_n = résistance en traction simple de la barre et le critère de rupture par arrachement du clou $T_n \leq \pi D q_s L_a$ avec D diamètre du forage, q_s frottement latéral unitaire, L_a longueur d'ancrage derrière la surface de rupture potentielle considérée. L'effort maximal mobilisable dans le clou T_{max} vaut alors :

$$T_{max} = \min (R_n, \pi D q_s L_a) \text{ (fig. 4).}$$

Dans le cas de clous travaillant en traction, cisaillement, flexion, deux critères de rupture supplémentaires doivent être considérés : le critère de rupture du sol par plastification sous le clou et le critère de plastification par flexion du clou. Il est alors commode de travailler dans le plan (T_n, T_c) où T_n, T_c sont respectivement les efforts de traction et de cisaillement dans le clou à l'intersection avec la surface de rupture potentielle. En ce point, qui est point d'inflexion pour un clou suffisamment long, le moment est nul ce qui permet de travailler dans le plan (T_n, T_c) . L'intersection de ces quatre cri-

2 critères de rupture : $\left\{ \begin{array}{l} \text{arrachement du clou} \quad T_n \leq q_s \pi D L_a \\ \text{cassure du clou} \quad T_n \leq R_n \end{array} \right.$

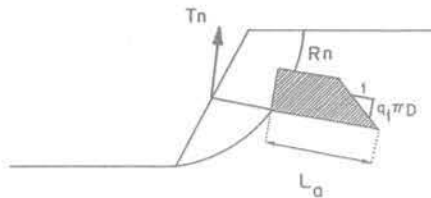


Fig. 4. — Analyse à la rupture du système sol-clou pour des clous travaillant en traction simple.

Fig. 4. — Analysis at failure of the soil-nail system for nails carrying only tension.

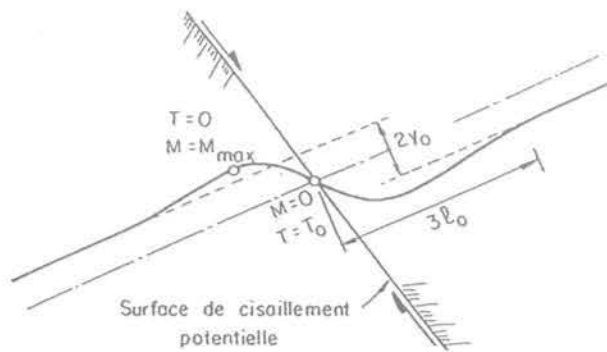


Fig. 5a. — Analyse élasto-plastique d'un clou infiniment long travaillant en traction, cisaillement et flexion.

Fig. 5a. — Elasto-plastic analysis of an infinitely long nail carrying tension, shear forces and bending moment.

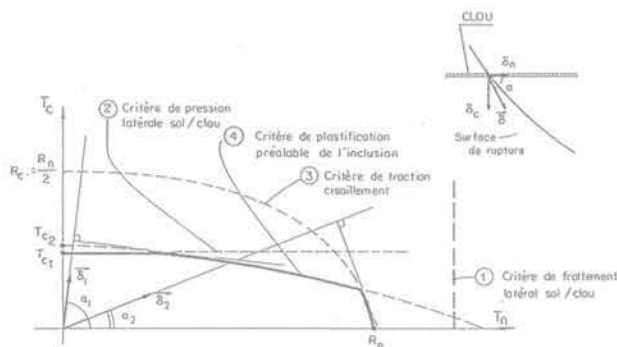


Fig. 5b. — Représentation du multicritère et détermination des efforts dans le clou.

Fig. 5b. — Representation of the multi-criteria and determination of the forces in the nail.

tières, appelée multicritère, définit un domaine de stabilité dans lequel le point représentatif des efforts de traction et de cisaillement dans le clou doit se trouver. A la rupture, ce point est situé sur la frontière, sa position exacte étant déterminée en maximisant le travail du clou considéré dans le mécanisme de rupture potentielle analysé.

CALCULS AUX ÉTATS-LIMITES ULTIMES AVEC COEFFICIENTS PARTIELS DE SÉCURITÉ

Le dimensionnement recommandé à l'heure actuelle est un dimensionnement aux états-limites ultimes, i.e., à la rupture de la structure (cf. paragraphe précédent).

Classiquement, le rapport τ_{max} (sol cloué)/ τ_{ext} (actions) est défini et appelé coefficient de sécurité global. Il représente la marge de sécurité, prise d'un point de vue global, afin de pallier les incertitudes sur les actions, les résistances et la méthode de calcul elle-même.

Dans l'approche recommandée à l'heure actuelle avec les coefficients partiels de sécurité, la sécurité est distribuée entre les différents paramètres qui ne sont pas tous connus avec les mêmes incertitudes. Par exemple, l'angle de frottement interne du sol est mieux connu que la cohésion, le coefficient partiel de sécurité sur $\tan \phi$, noté $\Gamma_{m\phi}$ est donc plus faible que celui sur la cohésion c , noté Γ_{mc} .

De même, des coefficients pondérateurs différents, Γ_Q , sont appliqués sur les actions suivant le type de chargement considéré. De plus, un coefficient, appelé coefficient de méthode Γ_{s3} , est défini pour tenir compte des erreurs introduites par la méthode de calcul.

La structure est alors considérée comme sûre si l'inégalité suivante est respectée :

$$\Gamma_{s3} \tau_{ext} \text{ (actions pondérées par } \Gamma_Q) \leq \tau_{max} \text{ (résistances réduites par } \Gamma_m)$$

Quand on étudie un mur dont les différents matériaux (sols, clous, interface sol-clous) et les charges sont bien connus, il y a lieu de prendre tous les coefficients pondérateurs des actions Γ_Q et les coefficients partiels de sécurité Γ_m égaux à 1,0.

De plus, si l'on compare les résultats du calcul avec les observations, pour valider les méthodes, il n'y a pas lieu de supposer d'erreur inhérente à la méthode ; Γ_{s3} est pris alors égal à 1,0.

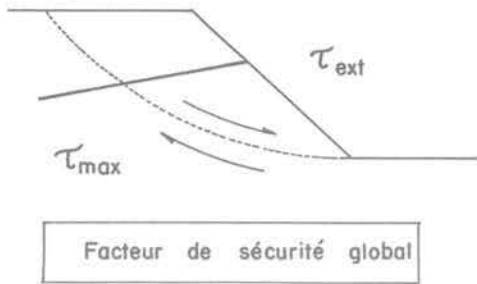
Le rapport Γ_{min} défini par :

$$\Gamma_{min} = \tau_{max} \text{ (résistances connues)} / \tau_{ext} \text{ (actions connues)}$$

représente alors l'écart de la méthode de calcul par rapport à la réalité. Formellement, Γ_{min} est égal au coefficient global de sécurité de l'approche traditionnelle, mais sa signification réelle est toute autre (fig. 6).

EXPÉRIMENTATION CLOUTERRE-CEBTP N° 1

Le premier exemple présenté concerne l'expérimentation CLOUTERRE-CEBTP N° 1, réalisée dans un sol reconstitué, aux propriétés soigneusement contrôlées : angle de frottement interne : $\phi = 38^\circ$, cohésion apparente $c = 3 \text{ kPa}$, poids volumique total $\gamma = 16,6 \text{ kN/m}^3$. La figure 7 présente les caractéristiques géométriques



$$FS = \tau_{max} / \tau_{ext}$$

Méthode avec coefficients partiels de sécurité

$$\Gamma_{S3} \tau_{ext} (\Gamma_Q Q) \leq \tau_{max} (\Gamma_{m,c} \Gamma_{m,\phi})$$

quand : $\Gamma_Q = \Gamma_{m,c} = \Gamma_{m,\phi} = \Gamma_{S3} = 1$

$$\Gamma_{min} = \tau_{max} / \tau_{ext}$$

Fig. 6. — Différences entre l'approche traditionnelle (facteur de sécurité global) et l'approche recommandée par CLOUTERRE (coefficients partiels de sécurité).

Fig. 6. — Differences between the traditional approach (global safety factor) and the approach recommended by CLOUTERRE (partial safety factors).

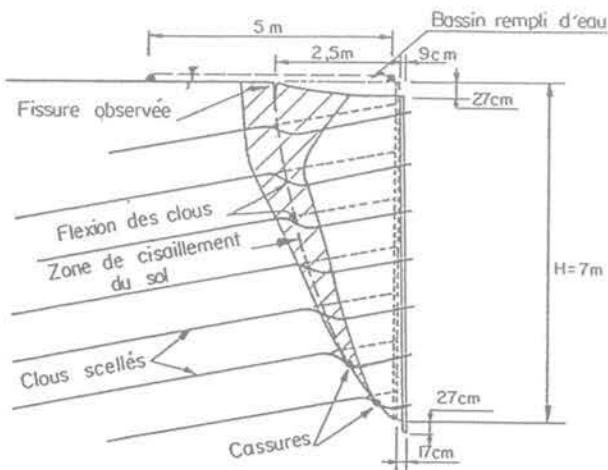


Fig. 7. — Expérimentation CLOUTERRE-CEBTP N° 1, coupe du mur après rupture.

Fig. 7. — Experimentation CLOUTERRE-CEBTP N° 1, cross-section of the wall after failure.

de la structure ainsi que les observations réalisées après rupture du mur. On notera l'existence d'une zone de sol cisailé, autour de la ligne des tractions maximales, due à la rigidité des clous.

Le mur a été rompu par saturation progressive du massif de sol cloué grâce à un réservoir alimenté en tête. L'effet de l'eau sur le remblai a été double ; le poids volumique total γ étant augmenté et la cohésion apparente initiale de 3 kPa due à la saturation partielle diminuant.

Le mur avait été dimensionné de manière à privilégier une rupture par cassure des clous par rapport à une rupture par défaut d'adhérence. Le coefficient de sécurité global initial était de 1,1 et n'était pas influencé par une réduction du frottement latéral unitaire sol-clou q_s par un coefficient inférieur ou égal à 4,3 (fig. 8).

L'analyse de la rupture due à la saturation progressive du remblai peut être faite en considérant deux cas extrêmes :

- **Cas (1) :** Hypothèse d'une saturation complète du sol sur une hauteur h avec une cohésion nulle ; le sol au-dessus de h gardant son poids volumique et sa cohésion initiale. Cette hypothèse correspond aux observations faites sur le parement qui s'est progressivement mouillé du bas vers le haut pour atteindre une hauteur d'environ $h = 2,5$ m à la rupture.

L'évolution du coefficient Γ_{min} en fonction de la hauteur h est tracée sur la figure 9. Pour $\Gamma_{min} = 1,00$, h vaut 2,25 m dans le cas le plus simple où les clous sont supposés ne travailler qu'en traction et 3,25 m dans le cas de clous travaillant en traction, cisaillement et flexion [7].

- **Cas (2) :** Hypothèse d'un sol avec une teneur en eau et une cohésion uniforme. La cohésion est supposée varier linéairement entre 0 et 3 kPa suivant la teneur en eau moyenne calculée sur tout le remblai. La teneur en eau moyenne à la rupture calculée était de 19 %, ce qui correspond dans le cas de clous travaillant en traction simple à un Γ_{min} de 0,95 et pour des clous travaillant en traction, cisaillement et flexion, à un Γ_{min} de 0,98 (fig. 10).

Dans les deux jeux d'hypothèses considérées, la valeur Γ_{min} est donc très proche de 1,00 à la rupture de la structure, ce qui tend à valider la méthode de calcul utilisée (méthode de Bishop simplifiée et approche multicritère).

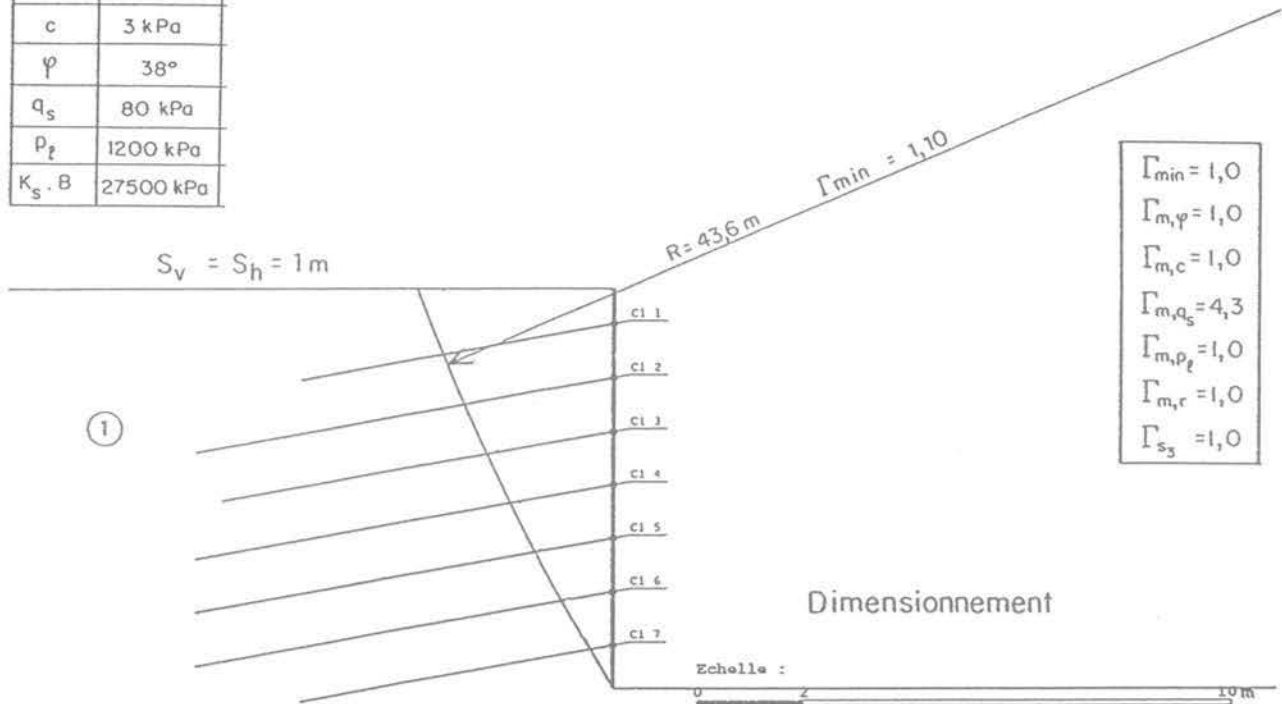
RUPTURE DU MUR DES EPARRIS

Le seul exemple de mur en sol cloué, en vraie grandeur, rompu par défaut d'adhérence est le mur des Eparris [8].

Ce mur fut construit en février 1981 dans une formation argileuse ayant une hydrogéologie assez complexe. Durant la construction, des drains sub-horizontaux de 6 mètres de longueur furent installés pour empêcher la formation de pressions interstitielles derrière le parement. Les clous, constitués de tubes vibrofoncés dans

Sol N	1
γ	16,6 kN/m
Γ_{st}	1,00
c	3 kPa
φ	38°
q_s	80 kPa
p_ℓ	1200 kPa
$K_s \cdot B$	27500 kPa

Méthode de Bishop



Sol N	1	2
γ	16,6 kN/m	19,3 kN/m
Γ_{st}	1,00	1,00
c	3 kPa	0 kPa
φ	38°	38°
q_s	80 kPa	80 kPa
p_ℓ	1200 kPa	1200 kPa
$K_s \cdot B$	27500 kPa	27500 kPa

Méthode de Bishop

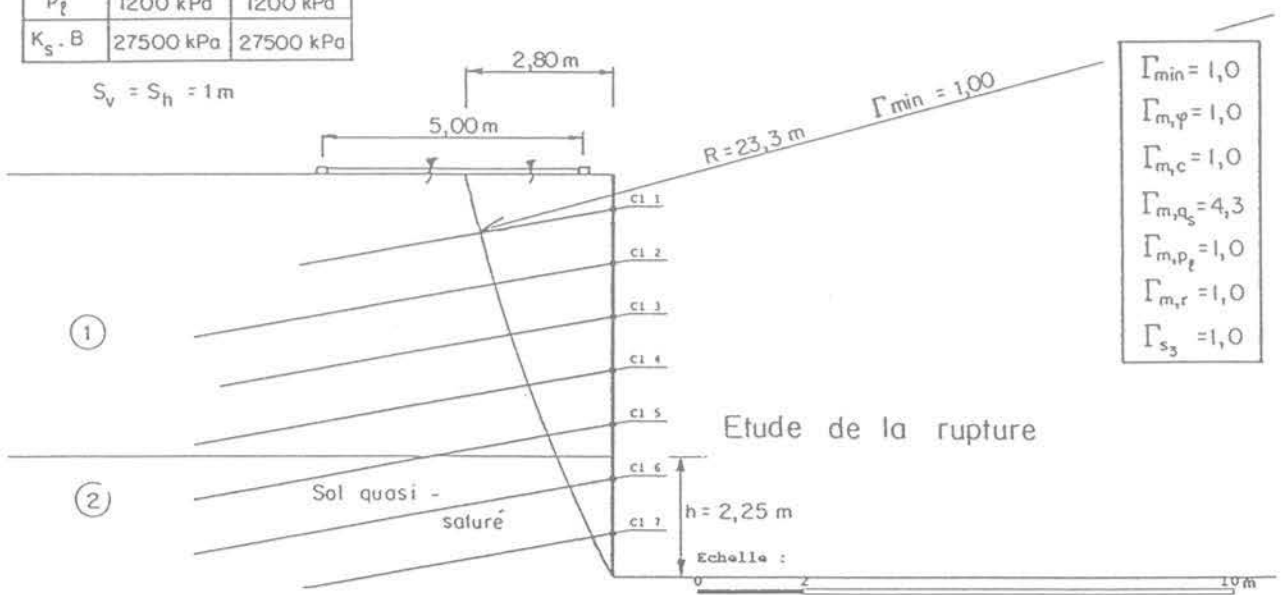


Fig. 8. — Dimensionnement et analyse de la rupture du mur en sol cloué de l'expérimentation CLOUTERRE-CEBTP N° 1 (hypothèse du cas (1)).

Fig. 8. — Design and analysis of the failure of the first full scale experimental soil nailed wall CLOUTERRE-CEBTP (assumption of case (1)).

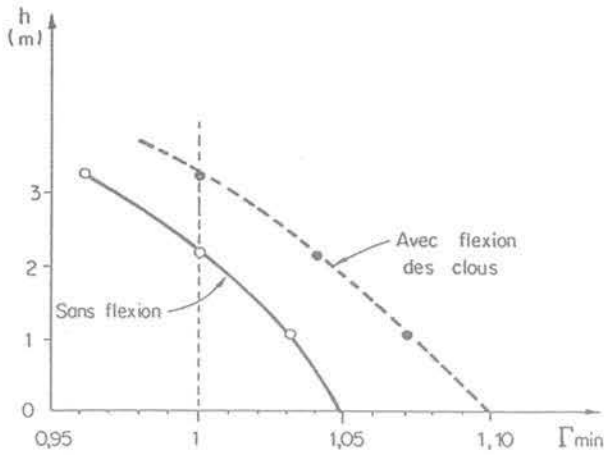


Fig. 9. — Analyse de la rupture du mur en sol cloué de l'expérimentation CLOUTERRE-CEBTP N° 1 ; hypothèse d'une hauteur d'eau h(m).

Fig. 9. — Analysis of the failure of the first full scale experimental soil nailed wall CLOUTERRE-CEBTP ; assumption of a height of water h(m).

un forage préalable, furent injectés avec un coulis sous pression. Le diamètre équivalent des clous retenu pour le dimensionnement était de 100 mm tandis que le frottement latéral unitaire était pris égal à 100 kPa. En mai 1981, après de fortes pluies, le mur se rompit avec

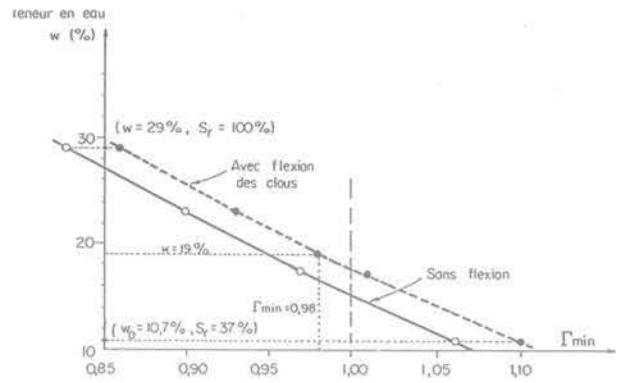


Fig. 10. — Analyse de la rupture du mur en sol cloué de l'expérimentation CLOUTERRE-CEBTP N° 1 ; hypothèse d'une teneur en eau uniforme w(%).

Fig. 10. — Analysis of the failure of the first full scale experimental soil nailed wall CLOUTERRE-CEBTP ; assumption of a uniform water content w(%).

une cinématique très différente de ce qui est observé classiquement pour une rupture interne par cassure des clous. Le parement s'avança en s'affaissant sur sa base comme indiqué sur la figure 11.

Des essais d'arrachement de clous réalisés après l'accident sur le site montrèrent que le frottement latéral sol-

Sol N	l
γ	20 kN/m ³
c'	0
φ'	28°
q _s	45,5 kPa
p _t	500 kPa
k _s D _C	9150 kPa

$\Gamma_{min} = 0,71$
$\Gamma_{m,\varphi} = 1,0$
$\Gamma_{m,q_s} = 1,0$
$\Gamma_{m,p_t} = 1,0$
$\Gamma_{m,r} = 7,0$
$\Gamma_{s_3} = 1,0$

Clou	1	2
R _n	130 kN	330 kN

0,80	0,74	0,72	0,71	0,72
0,79	0,74	0,72	0,71	0,73
0,78	0,74	0,71	0,72	0,74
0,78	0,73	0,71	0,73	0,77
0,77	0,72	0,72	0,75	0,81
0,76	0,73	0,74	0,79	0,87
0,76	0,74	0,77	0,85	0,97

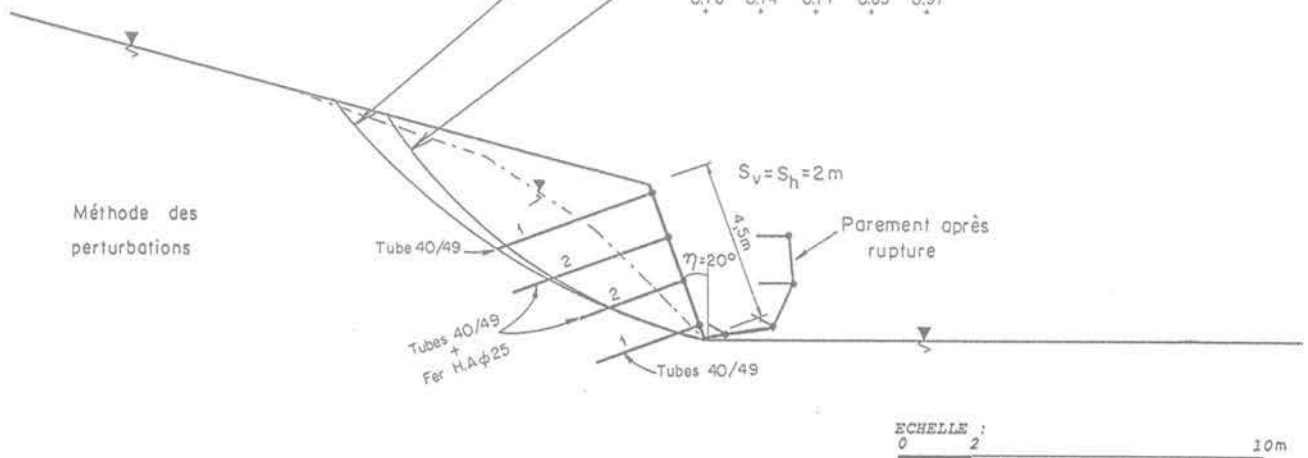


Fig. 11. — Etude de stabilité du mur des Eparris et coupe après rupture.
Fig. 11. — Analysis of the stability of the Eparris wall and cross-section after failure.

clou avait une valeur d'environ 45 kPa, au lieu des 100 kPa pris en compte dans le dimensionnement. Les calculs de stabilité du mur effectués en utilisant la valeur mesurée du frottement latéral unitaire et en faisant l'hypothèse pessimiste d'une nappe à la surface du versant donnent une valeur de Γ_{\min} égale à 0,71. En revanche, en faisant l'hypothèse optimiste d'un drainage complet du massif de sol cloué, le coefficient Γ_{\min} remonte à 1,00.

La réalité se situe entre ces deux cas extrêmes tout en étant plus proche de la valeur $\Gamma_{\min} = 1,00$ du fait de la mise en place des drains sub-horizontaux. Il est à remarquer que les valeurs de Γ_{\min} trouvées ne sont pas modifiées quand la résistance à la traction simple R_t des clous est réduite par un coefficient inférieur ou égal à 7,0, ce qui tend à prouver que la rupture a bien été une rupture par défaut d'adhérence.

EXPÉRIMENTATION CLOUTERRE-CEBTP N° 3

Le troisième exemple présenté ici est la rupture du mur en sol cloué de l'expérimentation CLOUTERRE-CEBTP N° 3 réalisé au CEBTP dans le cadre du Projet national CLOUTERRE (fig. 12).

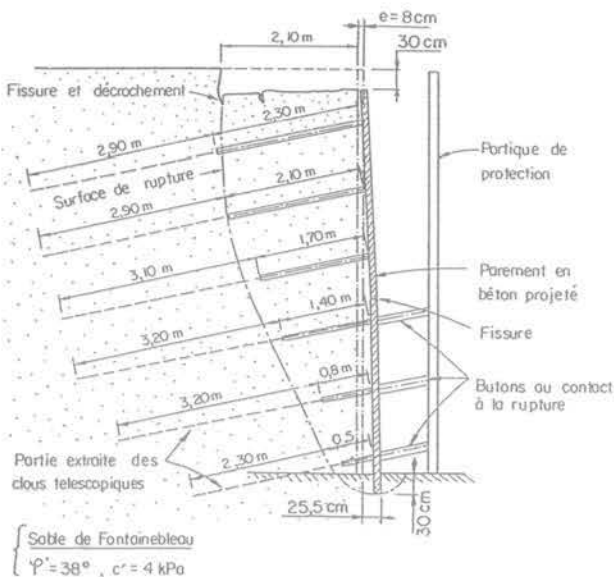


Fig. 12. — Expérimentation CLOUTERRE-CEBTP N° 3. Coupe du mur après rupture.

Fig. 12. — Third full scale experimental soil nailed wall CLOUTERRE-CEBTP, cross-section after failure.

Des clous télescopiques furent utilisés pour pouvoir simuler une rupture mixte par défaut de longueur des clous. Leurs longueurs étant réduites progressivement étape par étape pour atteindre la rupture finale. Trois étapes particulières ont été sélectionnées pour l'étude de la stabilité et sont présentées dans le tableau. Au fur et à mesure que les clous étaient réduits, le frottement latéral unitaire limite q_s de chaque clou était mesuré,

ce qui a permis de caractériser très précisément les variations de q_s avec la profondeur z (fig. 13).

Il est à noter que pour la plupart, si ce n'est la totalité des murs en sol cloué, l'incertitude la plus grande est sur la distribution de $q_s(z)$ et non pas sur les propriétés du sol lui-même. Or, dans le cas présent, $q_s(z)$ était mieux connu que les propriétés du sol et notamment la cohésion. En effet, le sable de Fontainebleau utilisé possédait une cohésion apparente, assez mal définie car fonction de la teneur en fines et de la teneur en eau w . L'intervalle le plus probable étant 3 à 10 kPa. En revanche, l'angle de frottement ϕ et le poids volumique γ étaient relativement mieux connus (cf. tableau II).

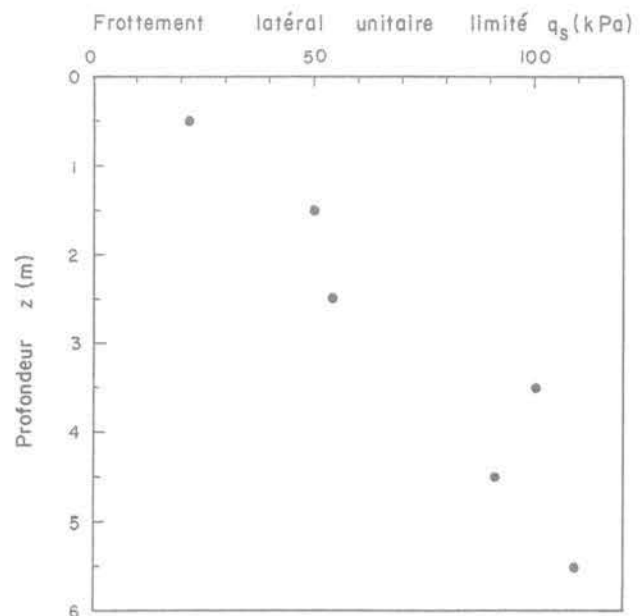


Fig. 13. — Variations du frottement latéral unitaire q_s avec la profondeur z .

Fig. 13. — Variations of the unit skin friction q_s with depth z .

Tableau I. — Longueurs des clous au cours des différentes phases de l'expérimentation CLOUTERRE-CEBTP n° 3.

Numéro clou	Profondeur (m)	Longueur des clous (m)		
		Phase 1	Phase 2	Phase 3
1	0,5	5,1	2,7	2,3
2	1,5	4,9	2,7	2,1
3	2,5	4,7	2,7	1,7
4	3,5	4,5	2,7	1,7
5	4,5	3,9	2,7	0,8
6	5,5	2,7	2,7	0,5

Tableau II. — Caractéristiques mécaniques du sol, des clous et de l'interface sol-clous. Expérimentation CLOUTERRE-CEBTP n° 3.

Sol	Angle de frottement interne : $\Phi = 38^\circ$ Cohésion apparente : $c = 3 \text{ à } 10 \text{ kPa}$ Poids volumique : $\gamma = 16.6 \text{ kN/m}^3$
Clous	Diamètre des forages : $D = 56 \text{ mm}$ Inclinaison : $\alpha = 10 \text{ degrés}$ Longueurs variables (voir tableau I) Traction limite élastique $T_e = 980 \text{ kN}$
Interface sol-clou	Frottement latéral unitaire variable $q_s(z)$ (voir fig.)

Les analyses de stabilité pour chaque étape de raccourcissement des clous furent effectuées avec une cohésion apparente de 3 kPa (hypothèse pessimiste). La figure 14 présente l'évolution du coefficient Γ_{\min} depuis la fin de la construction jusqu'à la rupture où il atteint la valeur 0,63. Quand la cohésion apparente augmente, Γ_{\min} atteint la valeur 1,00 pour une valeur de cohésion de 7,5 kPa, qui tombe au milieu de l'intervalle 3 à 10 kPa. Compte tenu des incertitudes sur la cohésion apparente et de son influence importante sur la stabilité, on peut conclure que la méthode de calcul utilisée fournit une approche correcte de la réalité.

CONCLUSION

Grâce au Projet national CLOUTERRE, trois expérimentations ont pu être réalisées jusqu'à la rupture sur des murs en sol cloué en vraie grandeur, ce qui a permis de compléter la base de données réduite qui existait sur les ruptures en vraie grandeur de mur en sol cloué.

De la comparaison des résultats des calculs réalisés avec les méthodes de dimensionnement recommandées par CLOUTERRE avec les observations sur ouvrages réels, il peut être conclu que les méthodes utilisées prédisent correctement la rupture des murs en sol cloué quel que soit le mode de rupture considéré (ruptures internes par cassure ou par arrachement des clous, rupture mixte).

Les paramètres les moins bien connus pour la plupart des structures en sol cloué et qui jouent pourtant un rôle prépondérant dans le calcul de stabilité sont le frottement latéral unitaire q_s et la cohésion apparente du sol. Le Projet national CLOUTERRE a consacré une bonne part de ses recherches à étudier, caractériser et mesurer sur un site le frottement latéral unitaire. Des résultats importants ont été obtenus avec notamment le développement d'abaques de calcul à partir des résultats d'essais pressiométriques. Pour ce qui concerne la détermination précise de la cohésion apparente qui intervient aussi bien pour le calcul de stabilité d'ensemble que pour la tenue du sol en phase intermédiaire d'excavation, le problème reste entier.

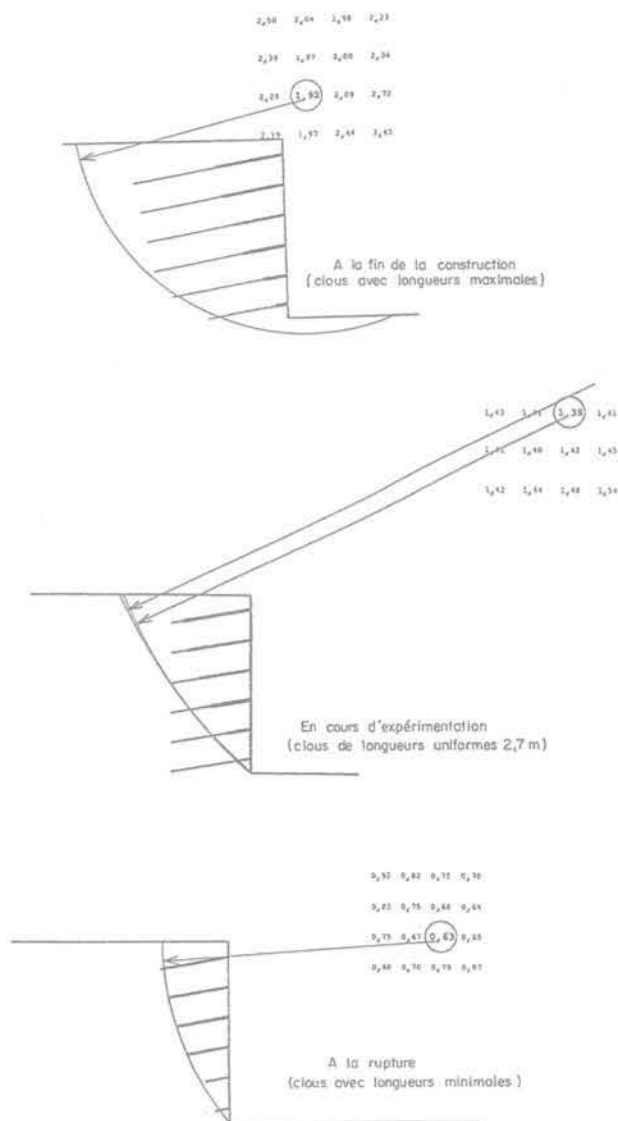


Fig. 14. — Analyse de la stabilité de l'expérimentation CLOUTERRE-CEBTP N° 3 au cours des différentes phases. Fig. 14. — Analysis of the stability of the third full scale experimental soil nailed wall CLOUTERRE-CEBTP during the different phases.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Recommandations CLOUTERRE 1991, pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols, Paris, Presses de l'ENPC, 272 p.
- [2] Recommandations CLOUTERRE 1991, for the design, calculation, construction and control of soil nailed retaining walls, [in preparation].
- [3] SCHLOSSER F. (1982), Behavior and design of soil nailing. Proc. of Symposium on Recent Developments in Ground Improvement Techniques, Bangkok, pp. 399-413.

- [4] SCHLOSSER F. (1983), *Analogies et différences dans le comportement et le calcul des ouvrages de soutènement en Terre Armée et par clouage des sols*. Annales de l'ITBTP n° 418. Soil and Rock Improvement Techniques, Geotextiles, Reinforced Earth and Modern Piling Methods, Bangkok, nov/déc. 1982.
- [5] STOCKER M., KÖRDER G., GÄSSLER G., GÜDEHUS G. (1979), *Soil nailing*. Comptes rendus du colloque international sur le Renforcement des Sols (2), Paris, Presses de l'ENPC, pp. 469-474.
- [6] GUILLOUX A. et SCHLOSSER F. (1982), *Soil Nailing : Practical Applications*. Proc. Symposium on
- [7] SCHLOSSER F., PLUMELLE C., UNTERREINER P. (1992), *Failure of a full scale experimental soil nailed wall by reducing the nails lengths (French research project CLOUTERRE)*. Proc. of the International Symposium on Earth Reinforcement Practice, Fukuoka, Japon, 11-13 November 1992.