



HAL
open science

Le clouage des sols. Application au soutènement de fouille. Étude expérimentale et dimensionnement

Didier Fau

► **To cite this version:**

Didier Fau. Le clouage des sols. Application au soutènement de fouille. Étude expérimentale et dimensionnement. Mécanique [physics.med-ph]. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1987. Français. NNT: . tel-00529959

HAL Id: tel-00529959

<https://pastel.hal.science/tel-00529959>

Submitted on 27 Oct 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.

76924

NS13745 (3)

THESE

présentée à

L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES

pour obtenir le titre de

DOCTEUR

par

Didier FAU

sujet

**LE CLOUAGE DES SOLS
APPLICATION AU SOUTÈNEMENT DE FOUILLE
ETUDE EXPERIMENTALE ET DIMENSIONNEMENT**

Laboratoire d'accueil: Laboratoire GéoMatériaux E.N.T.P.E.

Soutenue le 23 Juin 1987, devant la commission d'examen composée de:

M. SCHLOSSER
M. GOURC
M. LAREAL
M. LOUIS
M. PLUMELLE

Président
Rapporteur
Rapporteur
Examinateur
Examinateur

EN.P.C.



DOC05331



2 10

à ma rate et mes trois ligaments

AVANT PROPOS

Les travaux présentés ici ont été effectués au Laboratoire Géomatériaux de l'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat. Mes premiers remerciements s'adressent à la direction de cette école, pour tous les moyens dont j'ai pu disposer au cours de cette thèse.

Je voudrais également remercier toutes les personnes qui ont participé d'une manière ou d'une autre à ces travaux.

Tout d'abord, Monsieur PRUNIER qui m'a incité à faire de la recherche.

Monsieur LOUIS qui a encadré mes travaux et a fait preuve d'une grande disponibilité.

Monsieur SCHLOSSER qui m'a fait l'honneur de présider le jury et de s'intéresser fortement à mes travaux.

Messieurs LAREAL, GOURC et PLUMELLE qui ont eu la gentillesse d'accepter de participer au jury.

Je tiens aussi à exprimer toute ma gratitude aux personnes de l'E.N.T.P.E. qui m'ont supporté, et en particulier, à messieurs TORRENTI et GOLCHEH ; messieurs MECHIN et GUARRACINO grâce à qui la mise en œuvre des modèles a pu être aussi rapide et efficace ; les personnes du service intérieur et de l'imprimerie qui m'ont apporté, elles aussi, beaucoup d'aide.

Je n'oublierai pas messieurs DAUNAR et RESPLANDINO qui ont participé, notamment par leurs travaux de fin d'études, au développement du logiciel *AMANDINE* et qui ont fait preuve de réelles qualités de chercheurs, ainsi que les stagiaires qui ont eu la gentillesse de m'aider dans les travaux expérimentaux.

Enfin, je remercie Patricia GRIMAUD et Martine GRES pour leur gentillesse et leur dévouement sans limite.

RESUME

Le renforcement des sols en général, et le clouage en particulier connaissent depuis quelques années un développement important. Cette dernière méthode est apparue sur les chantiers depuis plus de dix ans, alors que le comportement des parois clouées n'est toujours pas réellement maîtrisé.

Le présent rapport traite de ce comportement et du dimensionnement de tels ouvrages.

Après une présentation sommaire de la méthode, la première partie du mémoire concerne les connaissances bibliographiques en matière de comportement des parois clouées, et les résultats obtenus sur les modèles réduits développés dans le cadre de ces travaux. Les aspects originaux découverts, notamment sur la rupture et les essais d'arrachement, sont valorisés par la bonne représentativité générale des modèles.

Dans une deuxième partie, les méthodes actuelles de dimensionnement sont présentées, avant la description du nouveau logiciel développé durant ces travaux. Conçu spécialement pour le dimensionnement des parois clouées, ce logiciel est basé sur des idées nouvelles propres au concept de clouage. Les premiers résultats obtenus permettent de constater une bonne concordance avec les quelques résultats expérimentaux disponibles à l'heure actuelle.

ABSTRACT

Soil reinforcement and especially soil nailing knew recently developments. This method has been used for more than ten years, but the behavior of nailed walls is still not mastered.

This report deals with this behaviour and with the design of such walls.

Following a brief introducing of the method, the first part of this report presents the actual knowledge in nailed walls and a detailed description of the results obtained on small - scale models build for this work. Some of them, observed for the first time like some aspects of the rupture and of pull-out tests, must be taken into consideration because of the good representativeness of the models.

In a second part, the present design methods are recalled, followed by the description of the new program developped for this work. Specifically written for the design of nailed walls, this program is based on new concepts on nailing.

Finally, one can note a good agreement of the first results given by this program with the few experimental data available today.

NOTATIONS

Tous les symboles sont représentés en *italique*. Les grandeurs tensorielles sont écrites en caractères *gras*, leur ordre est précisé à chaque fois qu'une confusion est possible.

Exemple:

"Soit a un scalaire et V un vecteur de composantes V_i "

Le tenseur des contraintes au point M , à l'instant t est noté $\sigma(M,t)$, ses composantes sont $\sigma_{ij}(M,t)$, τ désigne une composante déviatorique. Le vecteur contrainte en M , au temps t , s'appliquant sur la facette de normale n , est $T(M,t,n)$. La composante normale de T est T_n , la composante tangentielle de T est T_t .

L'opérateur multiplié n'est pas représenté : xy signifie x fois y , sauf précision contraire.

Les fonctions trigonométriques sont symbolisées en utilisant des parenthèses : $\tan(45)$

Le produit vectoriel est noté \wedge

Les symboles de dérivation utilisés sont ceux en usage :

$$f_{i,j} = d(f_i)/dx_j$$

La sommation d'EINSTEIN sur les indices muets est employée.

Sigle

Définition

<i>c.a.</i>	cinématiquement admissible
<i>s.a.</i>	statiquement admissible
<i>S.R.</i>	surface de rupture
<i>Z.A.</i>	zone active ou potentiellement instable
<i>Z.R.</i>	zone résistante ou stable
$f(\sigma)$	critère de plasticité

Symbole	Dimension	Unité	Définition
---------	-----------	-------	------------

1) Général

L, l	L	m	longueur
D, ϕ	L	m	diamètre
Ω, V	L ³	m ³	volume d'un milieu continu
t	T	s	temps
v	LT ⁻¹	m/s	vitesse
g	LT ⁻²	m/s ²	accélération de la pesanteur, (9,81)
m	M	kg	masse
F			coefficient de sécurité
π			3,1416

2) Propriétés physiques

ρ	ML ⁻³	kg/m ³	masse volumique
γ	ML ⁻² T ⁻²	kN/m ³	poids volumique
γ_d	ML ⁻² T ⁻²	kN/m ³	poids volumique du matériau sec
w		%	teneur en eau

2) Propriétés rhéologiques

T_n	ML ⁻¹ T ⁻²	kPa	comp. nor. du vect. cont. T
T_t	ML ⁻¹ T ⁻²	kPa	comp. tang. du vect. cont. T .
ε		%	déformation
Ξ, ξ	L	m	déplacement
E	ML ⁻¹ T ⁻²	kPa	module d'YOUNG
ν			coefficient de POISSON
σ	ML ⁻¹ T ⁻²	kPa	résistance à la rupture (compression ou traction)

3) Propriétés mécaniques du sol

C	ML ⁻¹ T ⁻²	kPa	cohésion du sol
-----	----------------------------------	-----	-----------------

φ		°	angle de frottement interne du sol
-----------	--	---	------------------------------------

4) Poussée des terres

a	ML ⁻¹ T ⁻²	kPa	adhérence sol-verre
δ		°	angle de frottement sol-verre
K_a			coefficient de poussée des terres
K_p			coefficient de butée des terres
K_0			coefficient des terres au repos

5) Stabilité des pentes

α		°	inclinaison de la paroi sur la verticale
β		°	inclinaison du talus sur l'horizontale
δ		°	inclinaison des armatures sur l'horizontale

6) Essais en place

P_l	ML ⁻¹ T ⁻²	kPa	pression limite pressiométrique
-------	----------------------------------	-----	---------------------------------

7) Clouage

h	L	m	hauteur de fouille ou de paroi
h_c	L	m	hauteur critique (hauteur maxi. de fouille non renforcée)
$\tan(\varphi')$		°	coefficient de frottement entre le sol et l'inclusion.

INTRODUCTION

Les techniques de renforcement de sol, qui ont connu aux cours des dernières décennies, un développement important dû au progrès technologique, consistent à améliorer sélectivement les propriétés mécaniques des sols par la mise en place d'inclusions travaillant en traction, en compression ou en flexion.

On distingue les techniques s'utilisant sur les sols en place (*clouage, jet grouting, micropieux, colonnes ballastées*) de celles s'employant dans les sols rapportés (*terre armée, géotextiles et géomembranes, textsol, etc*).

La France a toujours eu une avance dans le développement et l'étude de ce domaine du génie civil. Mais fréquemment, l'innovation technologique des entreprises a devancé les centres de recherches ou bureaux d'études, si bien qu'il n'est pas rare que la compréhension théorique d'une méthode aboutisse plusieurs années après les premières mises en pratique. C'est exactement ce qui s'est passé pour le clouage des sols, le premier chantier ayant eu lieu en 1973, c'est seulement 12 ans plus tard qu'un programme officiel de recherches a été lancé sur ce sujet¹.

Bien que ne faisant pas partie de ce programme, les travaux présentés dans ce mémoire porte sur l'étude du renforcement des sols par clouage.

Le premier chapitre est consacré à la présentation générale de cette technique. Les différentes utilisations sont décrites ainsi que la mise en œuvre et le principe du dimensionnement. Enfin, quelques exemples de chantiers qui permettent d'illustrer les conditions d'applications sont présentés. L'étude qui fait l'objet des chapitres suivants, ne porte que sur le *clouage des sols appliqué au soutènement de fouille*. Elle se compose de deux parties traitant du *comportement des parois clouées* et des *méthodes de dimensionnement*.

La première partie débute par le chapitre II qui consiste en une synthèse des principales connaissances acquises sur le comportement des parois

¹Le projet national sur le renforcement des sols par clouage a été proposé par le conseil d'orientation de la recherche en Génie Civil, dans le cadre du schéma d'orientation de la recherche scientifique et technique.

clouées. Les ouvrages en service instrumentés, les ouvrages expérimentaux, les expériences en laboratoires sont décrits. Les résultats sont présentés par thème, on distingue principalement les déformations du massif, les modes de rupture et la forme de la zone active et les essais d'arrachement. Faisant suite à cette étude bibliographique, les travaux expérimentaux réalisés dans le cadre de cette thèse sont présentés dans les chapitres III et IV.

La présentation des essais sur modèle réduit réalisés en laboratoire fait l'objet du chapitre III. Un rappel sur les règles de similitude à respecter et une étude quantitative et qualitative des effets de bords permettent de déduire un dimensionnement raisonnable du modèle conçu. Ce chapitre se termine par la présentation détaillée de la méthodologie employée pour la mise en place et la réalisation des essais.

Les résultats sont décrits dans le chapitre IV. Axée principalement sur la rupture des ouvrages en cours de construction, l'étude a porté sur les points suivants : forme de la zone active, mode de rupture, influence du positionnement des clous. D'autres résultats intéressants portant sur les sollicitations le long du clou et les essais d'arrachement, sont également présentés. Le comportement des parois modèles, conforme à celui des ouvrages réels dont il est fait référence dans l'étude bibliographique, donne une valeur certaine aux résultats originaux obtenus.

La deuxième partie est composée de deux chapitres. Le chapitre V est une étude bibliographique des logiciels de dimensionnement utilisés en clouage des sols. Après un rappel de base sur la théorie du calcul à la rupture, les modes de calculs utilisés en Terre armée sont présentés. Ceux employés en clouage, qui en sont souvent une adaptation, sont ensuite décrits plus précisément. L'accent est mis plus particulièrement sur les raisonnements suivis et sur le concept de coefficient de sécurité.

Le chapitre VI est consacré à la présentation d'un logiciel de dimensionnement développé dans le cadre de ces travaux : AMANDINE. Les principes généraux et les hypothèses utilisées sont décrits ainsi que la mise en forme informatique. Ce logiciel comporte deux originalités : la stabilité de l'ouvrage est évaluée à chaque passe de la construction, et l'inconnu est l'ensemble des efforts *mobilisés* dans les clous et non un coefficient de sécurité. Une application sur quelques cas réels permet de vérifier la validité d'AMANDINE.

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE PREMIER : *Présentation générale de la technique de clouage.*

1 <i>Introduction.</i>	
1.1 Définition.....	2
1.2 Différentes utilisations.	2
2 <i>Soutènement par clouage.</i>	
2.1 Mise en œuvre.	4
2.2 Deux types de soutènement	6
2.3 Dimensionnement	10
2.4 Historique.....	12
2.5 Exemples d'ouvrages.	13
3 <i>Clouage et autres renforcements.</i>	
3.1 Position du clouage.	16
3.2 Limites d'application.	20
3.3 Comparaison Terre armée-clouage : la mise en œuvre.	21

PREMIERE PARTIE : *Etude expérimentale sur modèle réduit.*

CHAPITRE II : *Analyse du comportement.*

1. <i>Cinématiques observées.</i>	
1.1 Champ de déplacement.	27
1.2 Mécanisme et surface de rupture.	35
2. <i>Intéraction sol armature.</i>	
2.1 Frottement le long du clou.	40
2.2 Réaction du sol, normale à l'axe du clou	45
2.3 Lieu des efforts maximum dans les clous.	48
3. <i>Essais d'arrachement.</i>	
3.1 Comportement global.	51
3.2 Répartition des efforts le long de l'armature.	55
4. <i>Pression des terres derriere le parement.</i>	57
5. <i>Comparaison Terre armée clouage:</i>	
Le comportement.	
5.1 Champ de déplacement.	60
5.2 Surface de rupture.	61
5.3 Frottement le long du clou, essai d'arrachement.	61

5.4. Réaction normale du sol à l'axe du clou.	62
5.5 Distribution des efforts de traction.	62

6. <i>Conclusion.</i>	62
----------------------------	----

CHAPITRE III : *Etude du clouage sur modèles physiques.*

1 <i>Introduction.</i>	
1.1 Objectif.	66
1.2 Principe des essais.	66
1.3 Conditions à respecter.	67
2. <i>Lois de la similitude.</i>	
2.1 Présentation.	67
2.2 Application au modèle de paroi clouée.	69
2.3 Dimensions du modèle.	75
2.4 Choix des matériaux.	76
3. <i>Effets de bords.</i>	
3.1 Minimisation.	81
3.2 Etude de l'influence.	81
3.3 Application au modèle de paroi clouée.	83
4. <i>Dimensionnement du modèle.</i>	
4.1 Calcul des forces de frottements.	85
4.2 Cas d'un sol pulvérulent.	86
4.3 Cas d'un sol cohérent.	87
4.4 Conclusion.	89
5. <i>Présentation du modèle réalisé.</i>	
5.1 Container.	90
5.2 Pont roulant.	93
5.3 Mise en place du sol.	93
5.4 Excavation et revêtement.	96
5.5 Clouage.	98
5.6 Mesure des déplacements du parement.	99
5.7 Mise à jour de la surface de rupture.	101

CHAPITRE IV : *Résultats des essais sur modèle réduit.*

1 <i>Généralités.</i>	
1.1 Teneur en eau, hauteur critique et densité.	104
1.2 Effets de bords.	106
1.3 Résistance des clous.	107
1.4 Tri des essais.	108
2 <i>Bordereaux d'essais.</i>	109
3 <i>Mise en œuvre.</i>	
3.1 Parement (essai n°8).	146
3.2 Injection et tête de clou (essai n°13).	147
4 <i>Essais d'arrachement.</i>	
4.1 Principe.	147
4.2 Résultats.	149

5. <i>Rupture.</i>	
5.1 Mécanisme.	155
5.2 Ampleur.	158
5.3 Causes.	162
5.4 Forme de la surface.	166
6 <i>Autres résultats.</i>	
6.1 Lieu des tractions maximales dans les clous.	174
6.2 Sollicitations dans les clous.	176
6.3 Fissuration.	179
6.4 Poids du parement.	182
6.5 Déformée du clou.	184
6.6 Déplacement du parement.	185
7 <i>Conclusion.</i>	187

DEUXIEME PARTIE : *Dimensionnement des parois clouées.*

CHAPITRE V : *Etude bibliographique.*

1. <i>Calcul à la rupture.</i>	
1.1 Principe du calcul à la rupture.	190
1.2 Approche par l'intérieur.	191
1.3 Approche par l'extérieur, par les vitesses.	192
1.4 Approche par l'extérieur, par les contraintes.	195
2. <i>Méthodes d'analyse de stabilité de pentes.</i>	
2.1 Coefficient de sécurité.	199
2.2 Position du problème.	199
2.3 Méthodes des tranches.	201
2.4 Méthodes globales.	205
3. <i>Dimensionnement des parois clouées.</i>	
3.1 Méthodes de dimensionnement d'ouvrages en Terre armée.	207
3.2 Méthodes de dimensionnement des parois clouées.	211
4. <i>Comparaison Terre armée-clouage : le dimensionnement.</i>	225
5. <i>Conclusion.</i>	226

CHAPITRE VI : *Analyse de stabilité de paroi clouée Logiciel AMANDINE.*

1. <i>Présentation.</i>	
1.1 Principe général.	232
1.2 Données.	232
1.3 Hypothèses générales.	233

2	<i>Méthode.</i>	
2.1	Notations.	234
2.2	principe.	237
3	<i>Hypothèses supplémentaires.</i>	
3.1	Méthode des perturbations.	242
3.2	Hypothèses complémentaires.	247
3.3	Possibilités du logiciel.	252
4	<i>Présentation analytique et informatique.</i>	
4.1	Principales équations.	254
4.2	Organigramme.	256
4.3	Environnement informatique.	258
4.4	Exemple de sortie des résultats.	258
5	<i>Comparaisons des différentes variantes.</i>	
5.1	Fonctions de perturbations.	265
5.2	Comparaison de SR1 et SR2.	268
5.3	Comparaison des hypothèses complémentaires.	271
6	<i>Simulation de cas réels.</i>	
6.1	Essai de STOCKER.	274
6.2	Essai sur modèle n° 24.	276
6.3	Expérience de S ^t REMY LES CHEVREUSES.	277
7	<i>Etude paramétrique.</i>	
7.1	Cohésion.	279
7.2	Angle de frottement interne.	279
7.3	Coefficient de sécurité sur le sol.	280
7.4	Influence de l'inclinaison des clous.	284
8	<i>Conclusion.</i>	285
	CONCLUSION	287
	BIBLIOGRAPHIE	289
	ANNEXES	
	Annexe 1 : Exemple d'utilisation de la théorie du calcul à la rupture.	297
	Annexe 2 : Evaluation de la bande de sol dont le champ de contraintes est influencé par le frottement sur les parois latérales.	305

CHAPITRE PREMIER

**PRESENTATION GENERALE DE LA
TECHNIQUE DE RENFORCEMENT DES SOLS PAR
CLOUAGE.**

I.1.- INTRODUCTION.

1.1.1.- Définition.

Le clouage est une technique de renforcement des sols en place, destinée à améliorer la stabilité de pentes naturelles ou artificielles, et consistant à introduire dans le terrain des inclusions (appelées aussi clous ou armatures), rigides et passives, qui ont pour effet de limiter les déformations du sol.

Dans un massif renforcé, on qualifie d'*active* la zone qui se déforme et de *résistante*, la partie rigide. Les mouvements du sol peuvent être très faibles ou plus étendus, la zone active peut rester stable ou, au contraire, s'effondrer suivant la nature et la qualité du renforcement. Les inclusions sont mises en place de manière à ce que leurs extrémités soient ancrées (par frottement) dans la zone résistante. Elles sont ainsi capables de reprendre les efforts moteurs dus au poids de la zone active. La surface qui sépare les deux parties est la *surface de rupture potentielle* (ligne en bidimensionnel).

Les termes *cloutage* ou *boulonnage* sont parfois utilisés pour désigner cette technique bien que *clouage* soit maintenant consacré par l'usage, à juste titre d'ailleurs. Notons à ce sujet que le boulonnage désigne la technique similaire employée dans les roches et en travaux souterrains, et que clouter signifie garnir de clous, ce qui n'est pas le but de la méthode étudiée.

1.1.2.- Différentes utilisations.

La technique de clouage s'emploie dans deux domaines (figure 1):

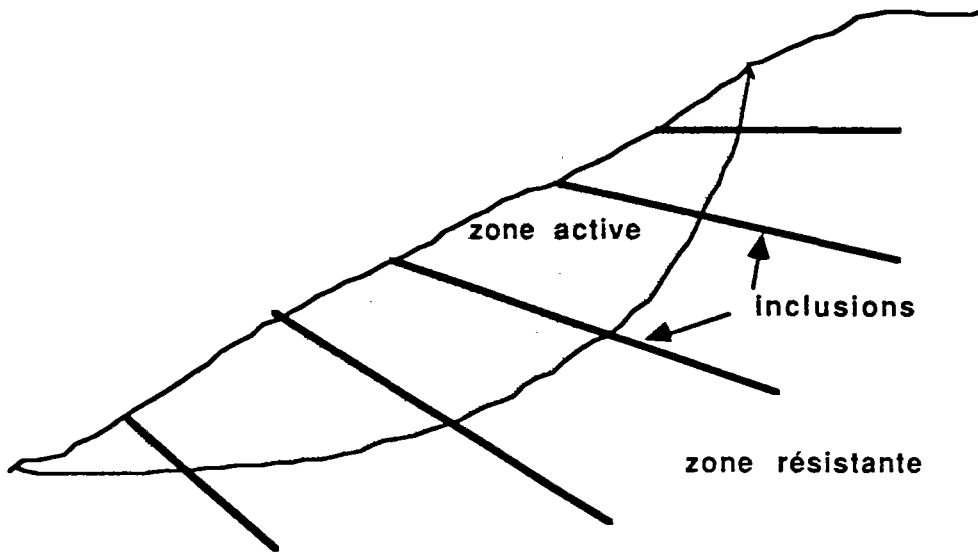
1.1.2.1.- Stabilisation des pentes naturelles.

En règle générale, les inclusions sont presque perpendiculaires à la surface de rupture potentielle, si bien qu'elles travaillent surtout en cisaillement. Ce type de clouage est souvent utilisé en site montagneux, à titre préventif, et pour les remblais des voies ferrées (inclusions verticales).

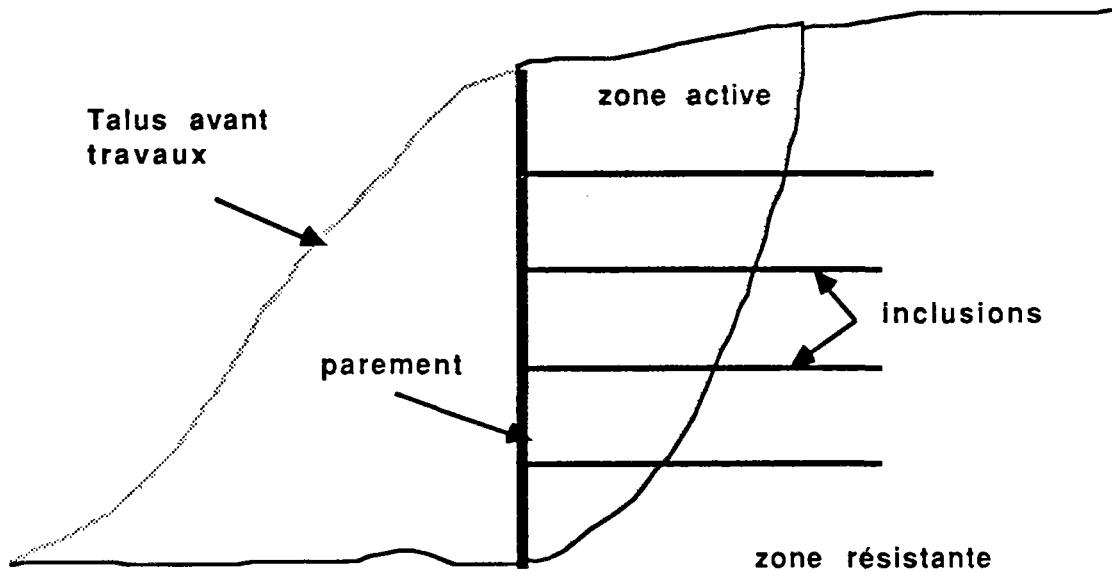
1.1.2.2.- Soutènement d'excavation (pentes artificielles).

La technique de clouage peut également être utilisée pour soutenir les parois d'une fouille. Les inclusions horizontales ou très peu inclinées vers le bas sont disposées au fur et à mesure de l'excavation. Elles travaillent en traction et en cisaillement. Le soutènement de fouille par clouage peut se

rencontrer hors nappe phréatique, ou après rabattement, souvent en site urbain : chantiers de métro, parkings, égouts, entrées de tunnels, etc... Le soutènement que l'on désigne par *paroi clouée* peut être provisoire (travaux d'assainissement), ou définitif (entrée de tunnel ou de passage souterrain).



a) Application du clouage à la stabilité de pente.



b) Application du clouage au soutènement de fouille.

Figure 1 : Les deux utilisations possibles du clouage.

AVERTISSEMENT:

Seule la technique de clouage appliquée au soutènement de fouille fait l'objet de l'étude qui suit. Aussi, tout au long de ce mémoire, il faudra comprendre par *clouage*: clouage appliqué au soutènement de fouille (sauf mention contraire, bien entendu).

I.2.- SOUTÈNEMENT PAR CLOUAGE.

I.2.1 - Mise en oeuvre.

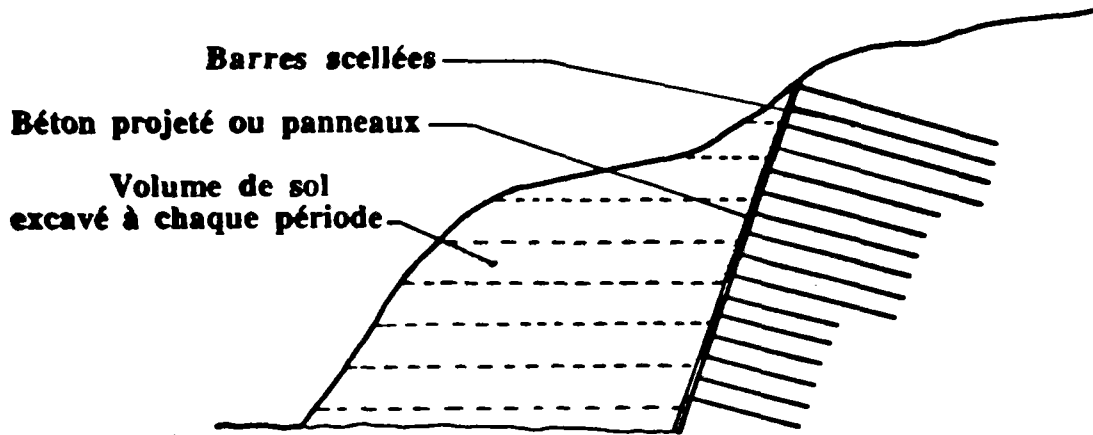
Les règles de l'art de la méthode de clouage imposent le respect du principe suivant :

Perturber au minimum le terrain en place au cours du chantier, de manière à tirer profit des caractéristiques mécaniques initiales (LOUIS,1981).

Un chantier de clouage se décompose en périodes qui elles-mêmes se divisent en plusieurs phases, comme le représente la figure 2 :

-a- Une excavation est tout d'abord effectuée sur une hauteur variable suivant la tenue du terrain (de l'ordre de deux mètres). Le terrassement se fait sur une longueur de quelques dizaines de mètres. Les chantiers de clouage se situent le plus souvent le long de voies de communications (existantes ou futures) et présentent donc une longueur importante comparée à la hauteur terrassée.

-b- Une couche de béton est ensuite mise en place par projection contre la paroi nouvellement taillée. Un treillis soudé, disposé au préalable contre le sol, arme ce voile que l'on désigne par *parement* ou *peau de confinement*. Son épaisseur est faible (dix centimètres). Des caches accrochés au treillis permettent de protéger de la projection des emplacements nécessaires par la suite, à la mise en place des clous. Le rôle de la peau est double ; d'une part, protéger la paroi contre d'éventuelles agressions, chocs, intempéries, et d'autre part, reprendre l'effort de poussée appliqué par la zone active et le transférer aux clous par l'intermédiaire des têtes. La projection n'est pas le seul moyen de mettre en place un parement ; il est possible en effet, d'utiliser des panneaux ou écailles (de même qu'en Terre armée) d'environ un à deux mètres carrés que l'on dispose contre la fouille. Une fois les clous installés, il convient de bourrer le vide existant entre le sol et les panneaux au moyen de mortier maigre pour garantir un bon frottement sol-peau.



-A-: Schéma de principe d'un soutènement de fouille par clouage. Les travaux se divisent en périodes.



-a- Premier terrassement en général sur 1,5 à 3 m de hauteur (hi).



-b- Revêtement du talus par projection de béton ou éléments préfabriqués



-c- Mise en place des clous par foration ou vibrofonçage

-B- Une période comprend trois phases: *a*, *b*, *c*.
b et *c* ne peuvent pas être permuées.

Figure 2: Un chantier de clouage se décompose en périodes (A), une période comprend trois phases (B).

-c- Enfin, les clous sont mis en place. Plusieurs techniques sont employées :

Le battage: Un mouton lourd frappe la tête du clou à une fréquence faible (0,3 à 1 Hz).

Le vibrofonçage: C'est l'association du fonçage et des vibrations. Une charge fixe appuie en tête de clou qui est soumise à des vibrations à hautes fréquences (50 Hz).

Le forage et le scellement : Un trou est foré à l'aide d'un outil approprié (tarrière, tricone, taillant, couronne diamantée), de diamètre généralement compris entre 6 et 15 cm). Le clou muni de centreur est mis en place puis scellé par du coulis de ciment. L'injection peut se faire sous différentes pressions qui restent assez basses (100 kPa).

Le jet nailing ou cloujet: Cette technique très récente dérive du *jet grouting*. LOUIS (1986) l'a décrite avec précision. Le principe est d'associer au vibrofonçage une injection de coulis sous très haute pression en bout de clou. Cette méthode présente l'avantage de faciliter la pénétration du clou dans le sol et de consolider le terrain au voisinage du clou sous l'effet de la pression d'injection.

Nous reviendrons sur ces différentes techniques dans le sous-chapitre consacré à l'interaction sol-clou.

Les inclusions généralement utilisées sont des armatures pour béton armé (acier à haute adhérence), de diamètre de 20, 25 ou 32 mm ou des cornières d'environ 60 x 60 mm. Elles sont généralement inclinées de 10 à 20 degrés vers le bas. Une fois les clous scellés, il faut les relier à la peau de confinement pour permettre un transfert d'efforts (peau vers clou) lors du travail de l'ouvrage. Cette liaison se fait la plupart du temps par un très léger serrage de l'écrou en tête sur une plaque d'appui, juste suffisant pour éliminer tout jeu. Pour cela, l'extrémité du clou est filetée comme présenté sur la figure 3.

Telles sont les différentes phases de la première période ; une fois effectuées, l'excavation de la deuxième peut être entreprise, et ainsi de suite jusqu'à ce que la profondeur totale de fouille soit atteinte.

1.2.2.- Deux types de soutènement .

Deux grands types de soutènement par clouage sont employés :

-a- Le soutènement de type *Hurpinoise*. Cette technique a été largement développée par la société BOUYGUES depuis 1972.

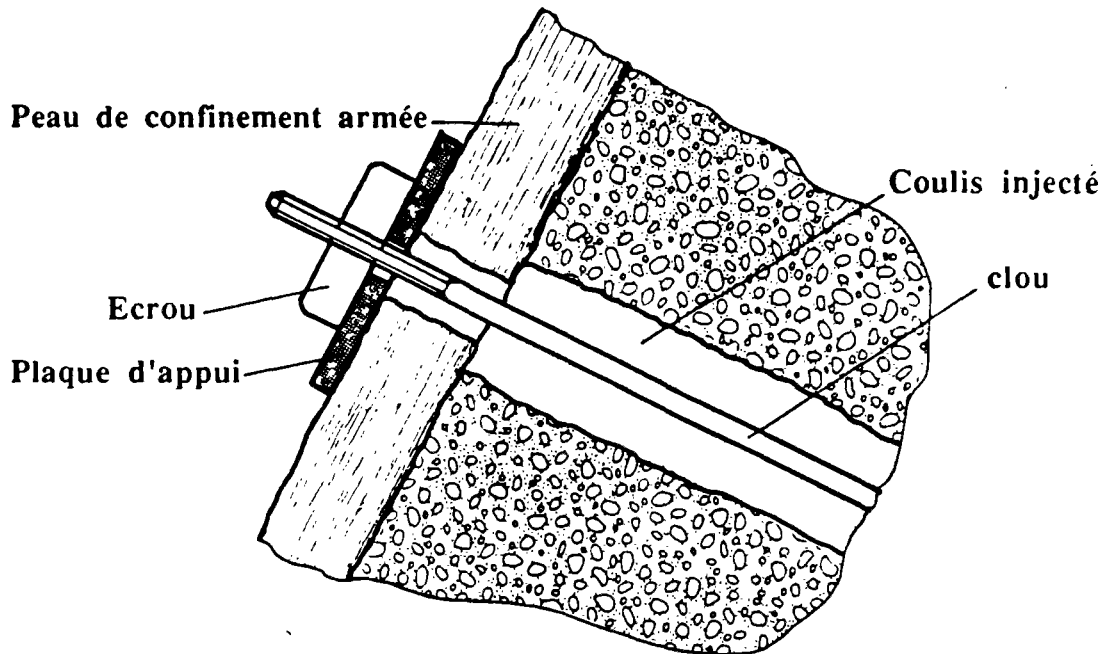


Figure 3: La liaison clou-parement s'obtient par léger boulonnage. Une plaque d'appui permet de mieux répartir l'effort.

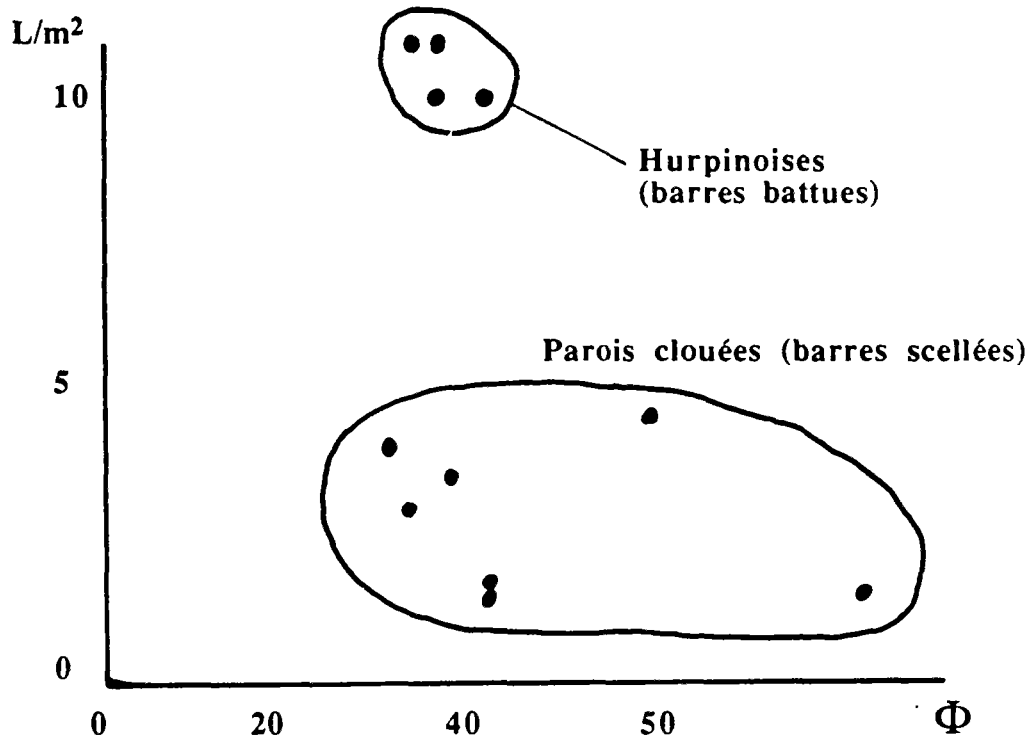


Figure 4: La densité des armatures pour une paroi genre Hurpinoise n'est pas la même que pour une paroi à barres scellées.

GOULESCO et MEDIO (1981) décrivent cette méthode comme suit :

- le sol est excavé en couches de un à deux mètres d'épaisseur.
- on procède alors au battage dans le terrain, d'armatures métalliques inclinées de 20° sur l'horizontale. En cas de terrains durs, on utilise la technique du forage et scellement de l'armature par injection.
- le parement vertical de la couche excavée est protégé par une épaisseur de béton projeté d'environ cinq centimètres et armé d'un treillis soudé. L'extrémité de l'armature est scellée au béton.

Cette description, trop générale, ne permet pas de particulariser la technique *Hurpinoise* qui se caractérise par (GUILLOUX, 1982) :

- des armatures généralement battues, de résistances 50 à 130 KN.
- une densité d'armatures d'environ deux barres par mètres carrés, de longueur cumulée 10 à 12 m par m^2 (figure 4).
- des barres de longueurs voisines de la demi-hauteur de l'excavation.

Un ouvrage de type *Hurpinoise* est présenté sur la figure 5. Le chantier de VERSAILLES (figure 8) est du même type. GOULESCO en 1984 a présenté l'évolution de cette technique, et décrit plusieurs chantiers.

-b- Le soutènement par *barres scellées* pour lequel la longueur des armatures peut dépasser la hauteur de fouille. La densité de clouage est d'une barre pour deux à six mètres carrés. La résistance des barres est bien sûr plus élevée que dans le cas du type *Hurpinoise* (200 à 500 KN). La longueur cumulée d'acier par mètres carrés d'ouvrage est d'un et demi à cinq mètres. Un chantier représentatif mis en œuvre à LYON (cours d'HERBOUVILLE) est présenté sur la figure 6 (GAUSSET, 1985).

Ces deux types de clouage *Hurpinoise* et classique ont la même application mais sont fondamentalement différents.

Dans la technique *Hurpinoise*, le but recherché est de constituer à partir du sol et des inclusions, un nouveau matériau (zone grise sur la figure 5) qui par ses caractéristiques mécaniques globales est susceptible d'être auto-stable et de reprendre l'effort de poussée du sol non armé.

Alors qu'en clouage classique, les inclusions servent réellement à lier la zone active à la zone résistante. Il n'y a pas dans ce cas le concept de matériau composite sous jacent à la technique *Hurpinoise*.

Le choix entre ces deux variantes s'effectue d'après les possibilités de l'entreprise, la nature du sol, et bien sûr en fonction du coût de réalisation.

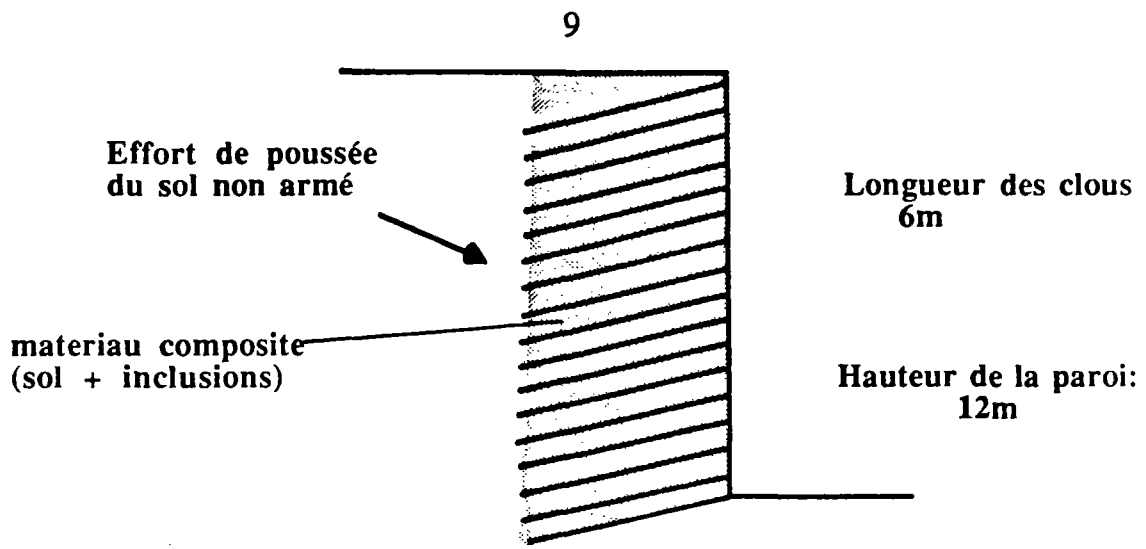


Figure 5: Exemple d'*Hurpinoise*. Schéma d'implantation du chantier des INVALIDES (PARIS).
 Entreprise: BOUYGUES 1974.

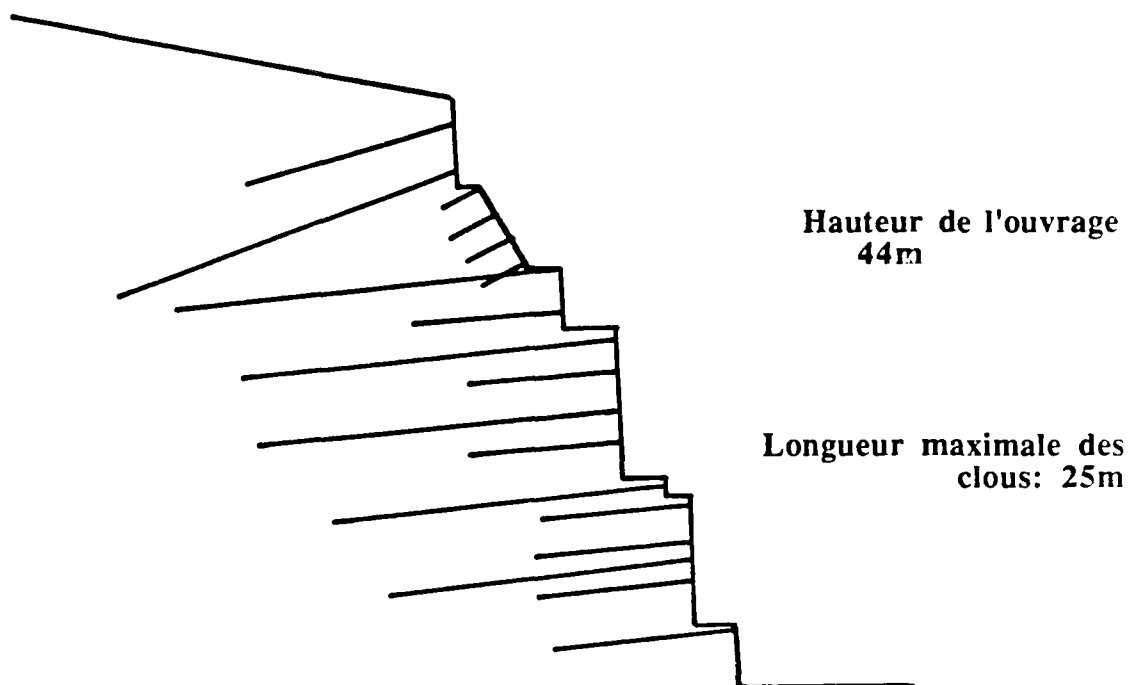


Figure 6: Clouage classique. Coupe du mur d'HERBOUVILLE (LYON).
 Entreprise: CAMPENON BERNARD (1977).

1.2.3.- Dimensionnement.

Comme le rappelle LOUIS (1981), trois stabilités distinctes doivent être envisagées (figure 7).

-a- Tout d'abord, si l'on considère la zone de sol englobant les clous comme un ouvrage poids du même type qu'un mur, il faut vérifier les différentes conditions de stabilité propres à cette hypothèse (figure 7-a). Le calcul effectué est alors celui de la *stabilité d'un mur de soutènement*, prenant en compte la poussée, le glissement et le renversement. Il n'y a dans ce calcul rien de spécifique au clouage.

-b- Il faut ensuite vérifier la *stabilité interne* (figure 7-b). A savoir, considérer des lignes de rupture potentielle coupant le massif renforcé. Les clous jouent ici un rôle important. Ce calcul est propre à la technique du clouage, c'est pourquoi nous le reprenons en détail dans la deuxième partie de ce mémoire.

-c- Il se peut enfin, qu'une ligne de rupture potentielle passant à l'extérieur du massif cloué, mette en cause la stabilité de l'ouvrage. Il faut aussi étudier cette *stabilité d'ensemble*. La ligne de rupture ne traversant pas les armatures (figure 7-c), le calcul à effectuer est celui d'une stabilité de pentes. L'influence des clous et du parement à l'intérieur de la zone active est, pour ce calcul, négligeable (sauf peut-être le poids de la peau de confinement).

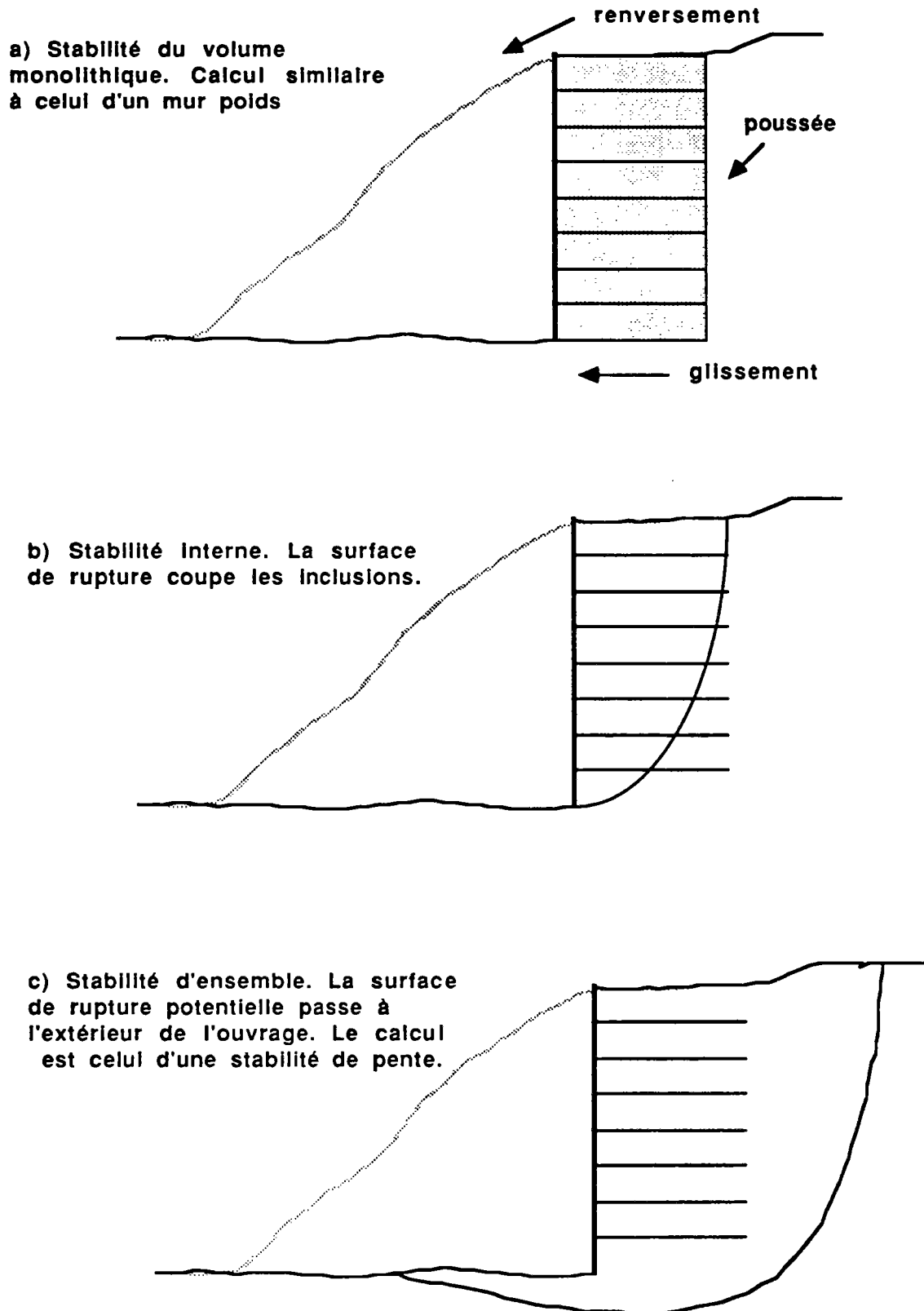


Figure 7: Le calcul de stabilité d'une paroi clouée, comprend trois approches distinctes.

1.2.4.- Historique.

Le clouage est utilisé depuis plus d'un siècle pour la stabilisation des pentes, mais plus récemment pour le soutènement de fouille. Deux méthodes en sont à l'origine :

- le renforcement d'ouvrages miniers où le boulonnage était d'usage courant il y a déjà un demi-siècle.
- la méthode autrichienne de construction de tunnels qui était utilisée dans des matériaux rocheux et que les constructeurs ont appliquée au soutènement des têtes de tunnels dans des sols plus meubles.

Le premier chantier de clouage, en temps que soutènement de fouille, a été réalisé en FRANCE en 1973 (le long d'une voie ferrée semi-enterrée). RABEJAC et TOUDIC (1974) ont présenté à l'époque la mise en œuvre résumée sur la figure 8. L'ouvrage comporte plus de 11 000 m de clous (longueurs cumulées) sur une surface de 12 600 m². On notera que les armatures sont appelées *épingles*.

Depuis, de nombreuses parois clouées ont été réalisées ; quelques-unes sont décrites ci-dessous.

1.2.5.- Exemples d'ouvrages.

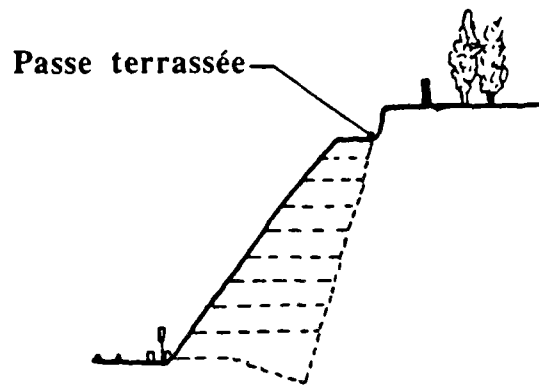
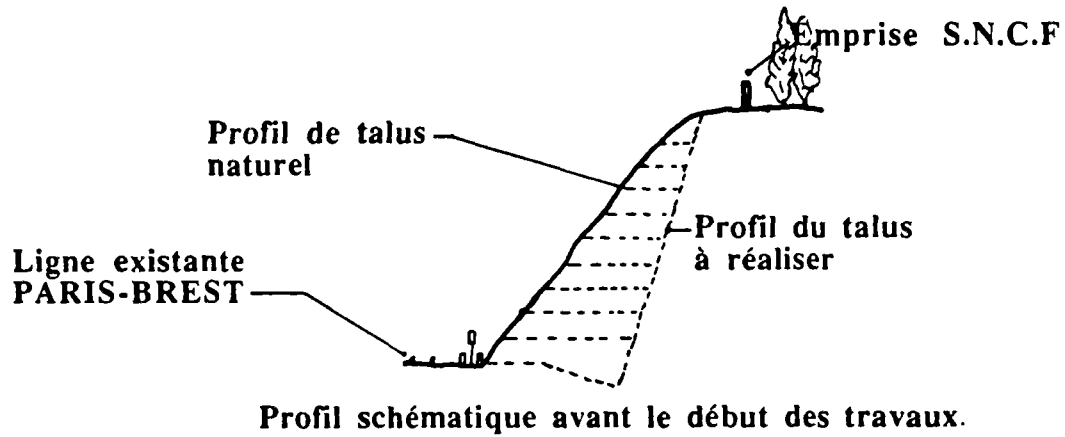
Ce sous chapitre est consacré à la description sommaire de quelques ouvrages afin de mieux représenter les différentes situations dans lesquelles la technique de clouage peut être utilisée.

1.2.5.1.- Elargissement de l'emprise S.N.C.F. pour la desserte de St QUENTIN en YVELINES. Soutènement d'un talus à VERSAILLES (rapporté par HOVART et RAMI, 1975).

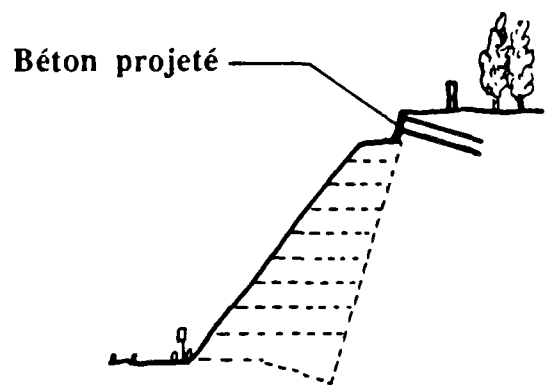
Ce chantier, le premier de clouage en FRANCE, est présenté sur la figure 8. Le sol, un sable de FONTAINEBLEAU, a les caractéristiques suivantes :

$$\gamma_d = 17 \text{ kNm}^{-3} \quad \varphi = 36^\circ \quad C = 20 \text{ kPa} \quad w = 17\%$$

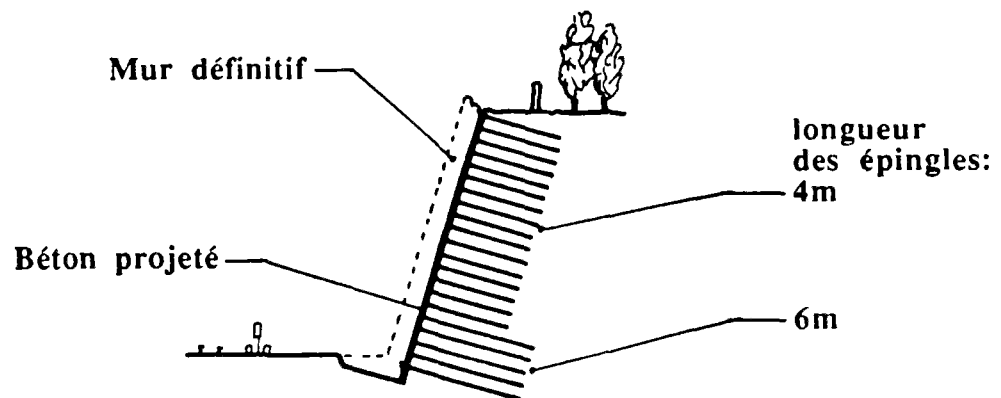
Sur une longueur d'environ 1000 m, 12500 m² de talus ont été stabilisés par 115 km d'ancrages courts représentant environ 2500 clous. La technique de mise en place est le forage et le scellement au coulis de béton. Deux longueurs d'ancrages ont été utilisées, quatre et six mètres. Ce type de clouage peut être classé dans le genre Hurpinoise, bien que maintenant cette appellation soit réservée aux ouvrages dont les barres sont battues et non scellées. Il a fallu 250 jours de travail pour réaliser ce soutènement, utilisé à titre provisoire. Un mur poids est venu par la suite renforcer la paroi clouée.



Terrassement de la passe n°1.



Epinglage de la passe n° 1.



Epinglage terminé, talus prêt à recevoir le mur définitif.

Figure 8: Schémas de principe du chantier de VERSAILLES mis en œuvre en 1973 par les entreprises BOUYGUES et SOLETANCHE.

1.2.5.2. - Autoroute A 86. NOGENT sur MARNE.

Cette paroi moulée, réalisée en 1980, devait permettre le passage souterrain de l'autoroute A 86 entre une voie ferrée d'un côté et un cimetière de l'autre.

La figure 9 représente une section type de l'Hurpinoise mise en œuvre.

Le sol sableux a les caractéristiques suivantes :

$$\gamma = 21 \text{ kNm}^{-3} \quad \varphi = 30^\circ \quad C = 10 \text{ kPa} \quad P_1 = 18 \text{ kPa}$$

La hauteur maximale de fouille est 11,6 mètres, le talus est vertical. Les inclusions sont des cornières battues de 5,5 et 7 mètres de long. La densité de maillage est de $0,7 \times 0,7 \text{ m}^2$ par clou. Des essais ont permis de situer l'effort maximal d'arrachement entre 15 et 20 kN/ml.

La paroi clouée servant de soutènement provisoire, de 900 m^2 de surface, comporte environ 2500 armatures d'une longueur totale de 15 km. Il faut remarquer que le chantier a été précédé par un ouvrage expérimental sur lequel le constructeur a pu observer les mouvements du parement et les efforts d'arrachements des clous. Une description complète de ce chantier est faite dans l'article de GOULESCO et MEDIO, 1981.

1.2.5.3.- Fouille clouée de grande profondeur à FERRIERES SUR ARIEGE.

Ce clouage présenté par BLONDEAU et LEDEUIL (1984) assure la stabilité provisoire d'une fouille destinée à accueillir une usine EDF.

La figure 10 présente un schéma de la paroi réalisée. La hauteur de la fouille atteignait 30 m par endroit. Le sol en place est formé de schistes paléozoïques de caractéristiques :

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 \quad C = 0 \quad \varphi = 45^\circ$ dans le plan de schistosité

$C = 40 \text{ kPa} \quad \varphi = 45^\circ$ dans la masse

Les clous sont scellés dans des forages de diamètre 56 mm, la densité du maillage est de 3 m^2 par clou. Des essais ont permis de constater que l'effort d'arrachement par traction était supérieur à 56 kN/ml (sans autre précision).

900 m² de paroi
2500 armatures

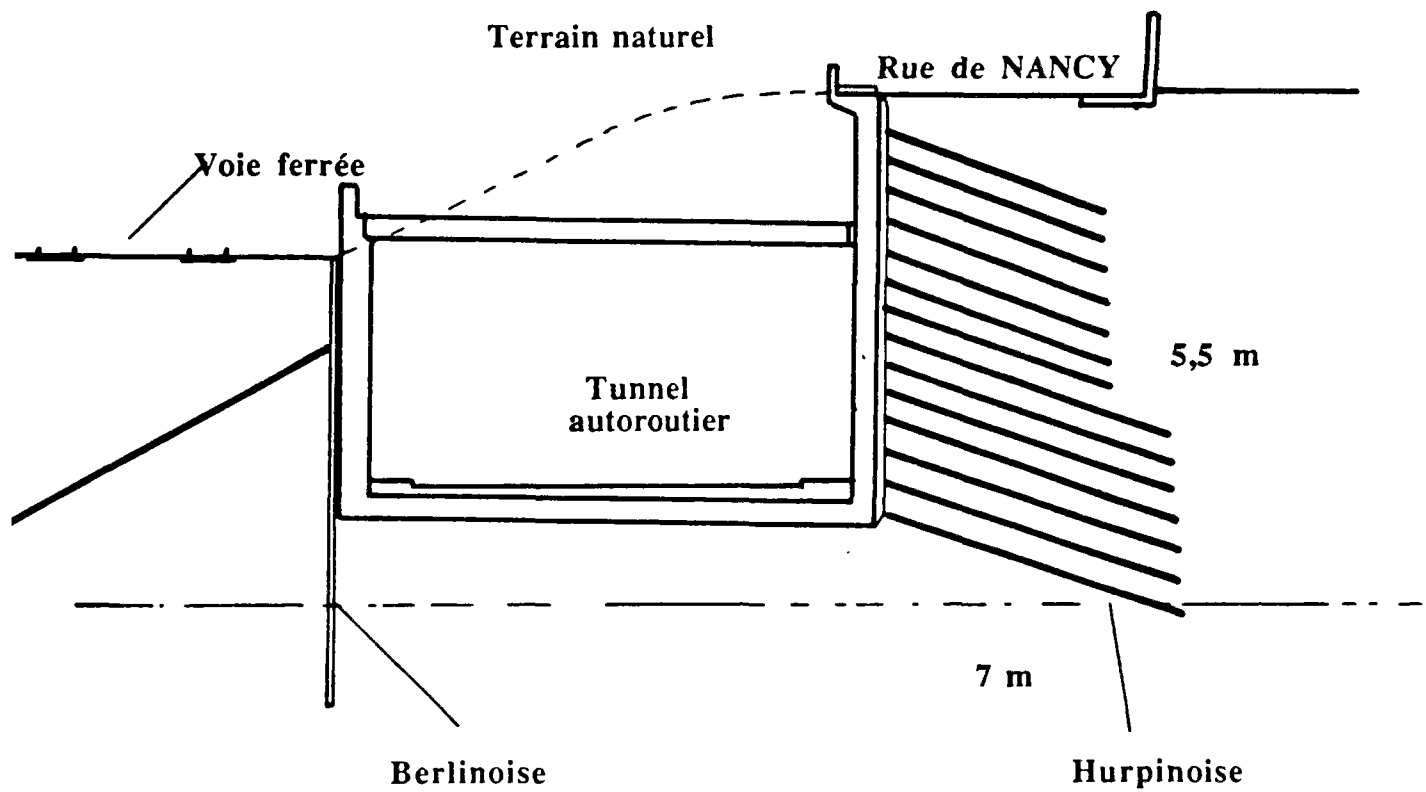


Figure 9: Coupe du tunnel autoroutier sur l'A 86.
Soutènement provisoire par clouage de type
Hurpinoise.

1.2.5.4.- Construction d'un ouvrage paravalanche (rapporté par GIGAN, 1985).

Le clouage utilisé pour soutenir la fouille n'est, sur une grande partie du chantier, qu'un soutènement provisoire mais en deux endroits il est utilisé à titre définitif.

La figure 11 représente une coupe type de l'ouvrage dont la hauteur atteint 10 m. Les terrassements sont réalisés dans des éboulis sableux, sur les trois premiers mètres, puis dans des moraines glaciaires plutôt compactes. Pour les calculs, les caractéristiques du sol retenu sont:

$$\varphi = 40^\circ \quad C = 10 \text{ kPa} \quad \gamma = 21,8 \text{ kN/m}^3$$

Les clous sont mis en place soit par battage soit par forage et scellement et ont des longueurs de 5,5 et 8 mètres. Des essais ont permis d'évaluer l'effort d'arrachement par traction à 15 kN/ml, aussi bien pour les barres battues que pour les barres scellées. Le mauvais mode d'injection pratiqué est la cause de ce résultat surprenant (injection par déversement gravitaire de coulis depuis la tête de forage, sans tubage).

I.3.- CLOUAGE ET AUTRES RENFORCEMENTS.

1.3.1.- Position du clouage.

Le renforcement des sols fait partie de l'ensemble des techniques d'amélioration artificielle des sols. SCHLOSSER et JURAN abordent ce vaste domaine dans leur rapport général (BRIGHTON, 1979). Ces techniques sont classifiées comme suit (par l'American Society of Civil Engineers) :

- Le compactage,
- La préconsolidation,
- Le renforcement,
- L'effet thermique,
- Les injections,
- Les mélanges.

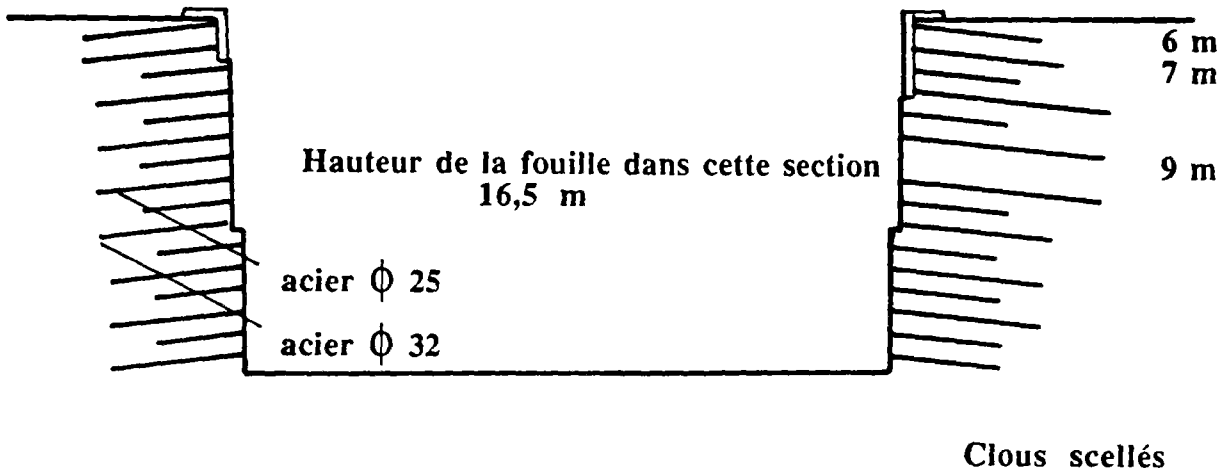


Figure 10: Coupe du chantier de l'usine E.D.F. de FERRIERES sur ARIEGE. Soutènement provisoire par clouage

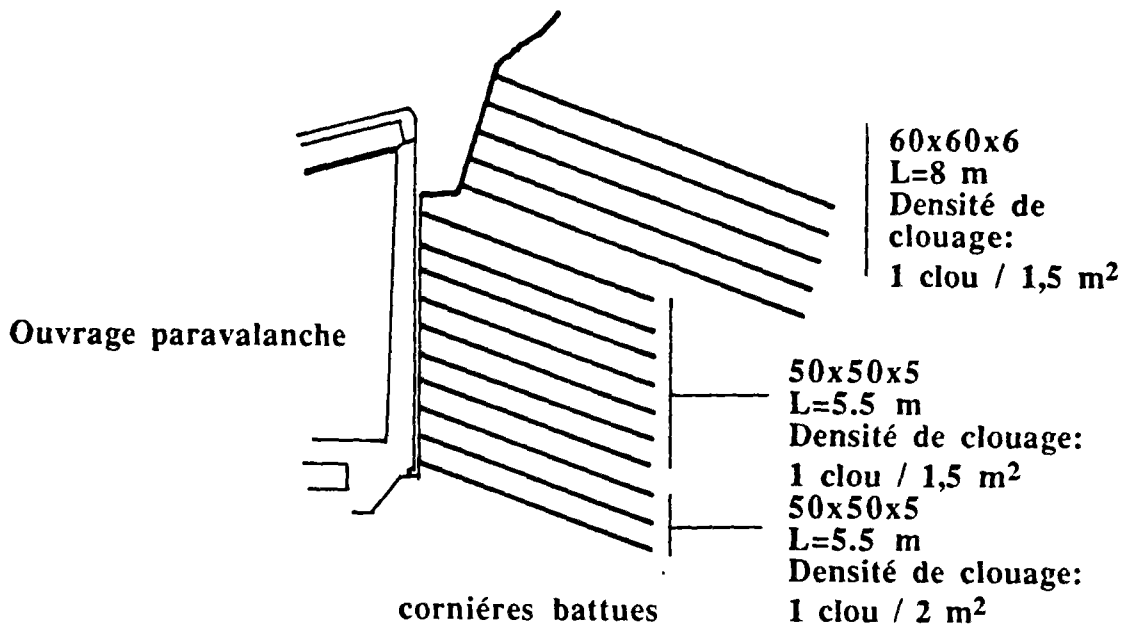


Figure 11: Coupe type du soutènement de l'ouvrage paravalanche. Dans la section représentée, les barres sont battues.

Le principe du renforcement est de placer dans le sol, des armatures plus ou moins rigides, en métal, béton, bois, matières plastiques ou autres, dans le but d'améliorer de manière sélective ses capacités de résistance. On distingue six types de renforcement (figure 12), qui sont regroupés dans le tableau 1 :

- La Terre armée,
- Les géotextiles,
- Le clouage,
- Les colonnes ballastées,
- Les micros pieux,
- Le Jet grouting.

La Terre armée et les géotextiles sont utilisés pour renforcer des sols rapportés. Le clouage, les colonnes ballastées, les micros pieux et le jet grouting s'utilisent sur le terrain en place.

a) La Terre armée.- Cette technique consiste à mettre en place dans un remblai (en cours de terrassement) des armatures souples horizontales résistant à la traction, ce qui permet de réaliser des parements verticaux.

b) Les géotextiles.- Ce sont des textiles tissés ou non, qui sont commercialisés en rouleaux que l'on déroule par nappe sur le remblai en cours de terrassement, pour améliorer la capacité portante (sous des voies de communication), ou le drainage. On peut aussi les utiliser en tant qu'armature dans la technique de Terre armée.

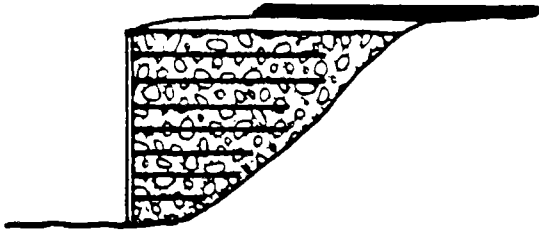
c) Le clouage (présenté précédemment).

d) Les colonnes ballastées.- C'est un renforcement de sols ayant une faible résistance. Les inclusions sont des colonnes verticales de matériau granulaire mis en place par vibration. On améliore ainsi le drainage et la capacité portante.

e) Les micros pieux.- Cette technique consiste à introduire dans le sol des inclusions métalliques (ou en bois) verticales (ou fortement inclinées), qui par leur grand nombre, permettent d'améliorer la capacité portante.

f) Le Jet grouting.- Cette méthode relativement récente consiste à créer par injection (sous très haute pression) dans le sol des colonnes de coulis de ciment. On l'emploie en sous œuvre, en soutènement, et pour faire des micros pieux.

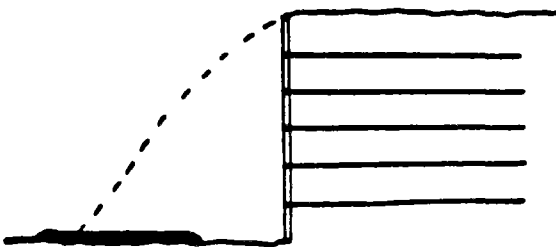
élargissement d'autoroute



a) la Terre armée

b) les géotextiles
utilisation (ci-contre) en tant qu'armatures
en Terre armée.

passage routier

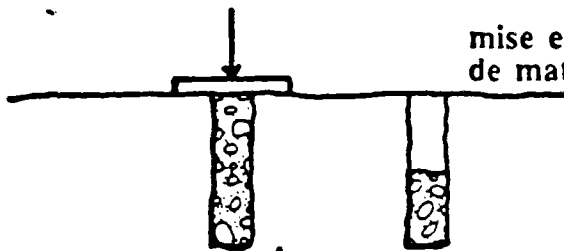


sol en place

c) le clouage

d) les colonnes ballastées

mise en place par compactage
de matériau granulaire

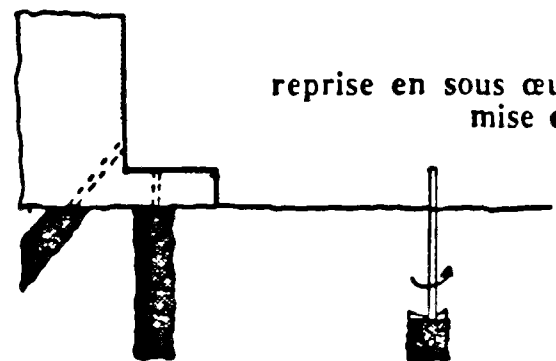


reprise d'efforts hori. et verticaux



e) les micros pieux

reprise en sous œuvre
mise en place par injection de coulis de béton



f) le Jet grouting

Figure 12: Les six grands types de renforcement.

Ces six techniques ont des domaines d'application différents. Le tableau ci-dessous présente un résumé des traits dominants de chacune d'elles.

	TYPE D'ARMATURES	EFFORTS DANS LES ARMATURES	DOMAINE D'APPLICATION	TYPE DE SOL	METHODES CONCURENTES
TERRE ARMEE	Bandes métalliques souples, parement	Traction	SOUTÈNEMENT (Tenue de remblai)	Frottant hors nappe	Murs de soutènement
GEOTEXTILES	Textiles tissés ou non	Traction	FILTRATION SOUTÈNEMENT CAPACITE portante	Varie suivant l'application	
CLOUAGE	Tiges métalliques (acier de ferrailage de béton armé)	Traction cisaillement	SOUTÈNEMENT (Tenue de déblai)	Légèrement cohérent frottant hors nappe	Parois moulées et variantes Injection
COLONNES BALLASTÈES	Matériau granulaire non lié	Compression cisaillement	CAPACITE portante tasse. (temps et ampli.)	Argileux	Micro pieux
MICRO PIEUX	Tube métallique scellé	Compression flexion	CAPACITE portante tassement. (amplitude)	Argileux	Colonnes ballastées
INJECTION	Colonne de coulis de béton	Cisaillement compression flexion	CAPACITE portante REPRISE en sous œu. SOUTÈ.(inje.jointives)	La perméabilité doit permettre la diffusion du coulis	Colonnes ballas mi. pieux, clouage

Tableau 1 : Les principales méthodes de renforcement de sol.

1.3.2.- Limites d'application.

Comme indiqué sur le tableau précédent, les applications de la technique du clouage sont généralement les mêmes que celles des parois moulées, berlinoises, palplanches, etc. Toutes ces méthodes peuvent donc être, lors de l'avant projet, considérées comme variantes. Si le clouage peut techniquement être retenu, il présentera en général des avantages économiques. C'est là son intérêt principal, cause de son développement depuis une dizaine d'années. Ceci est dû au peu de matériaux mis en œuvre (clous, peau de confinement), et au peu de matériel de chantier nécessaire.

Mais cette méthode plus qu'une autre nécessite un cadre de mise en œuvre spécial. La pérennité de l'ouvrage et même la construction en dépendent.

Pour connaître ces conditions il suffit de se représenter un chantier de clouage étape par étape.

- C'est tout d'abord l'excavation sur un mètre ou deux de haut, qui ne peut se faire que si le sol a une cohésion suffisante (environ 10 kPa).

- En ce qui concerne la peau de confinement, le béton projeté ne peut adhérer à la paroi de la fouille que si chaque grain du sol tient suffisamment au massif. Il est par exemple très difficile, voire impossible, de projeter du béton sur du sable humide taillé verticalement si celui-ci n'est pas soit très fin soit très compacté.

- Lors de la mise en place des clous par forage et scellement, il peut y avoir des problèmes de tenue de cavité si la cohésion du sol n'est pas suffisante. De même, l'installation de clous de grande longueur, peut ne pas être compatible avec l'environnement (fondations d'immeubles, caves, canalisations etc.).

- Les déformations du massif peuvent aussi restreindre, dans certains cas, l'application de cette méthode, de même que la présence d'eau si un rabattement de nappe n'est pas prévu.

Cette liste ne doit pas faire ressentir le clouage comme une technique hasardeuse et d'utilisation limitée. Elle est au contraire sûre et peut s'employer dans de nombreux cas. Mais, il faut garder à l'esprit que sa mise en œuvre est relativement délicate.

Les différents points limitant l'utilisation du clouage et les conditions de mise en œuvre sont repris et développés ultérieurement.

Notons pour finir qu'en ce qui concerne les limitations dues aux caractéristiques du sol, LOUIS 1981, propose plusieurs variantes qui permettent de contourner ces obstacles.

1.3.3.- Comparaison Terre armée-clouage : la mise en œuvre.

Il n'est pas inutile avant de clore ce chapitre sur la présentation du clouage, de comparer brièvement cette technique avec celle de la Terre armée. Nous n'aborderons ici que la mise en œuvre, le dimensionnement et le comportement étant décrit dans les chapitres suivants.

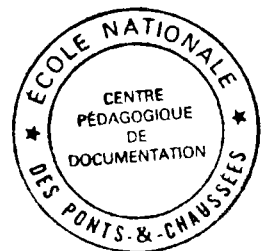
En effet, bien que ces deux techniques aient des différences fondamentales, il n'en est pas moins vrai qu'elles sont souvent comparées pour les quelques points qu'elles ont en commun. La Terre armée est maintenant largement utilisée et sa présentation n'est plus à faire. Une vue schématique d'un ouvrage type est présentée sur la figure 13.

SCHLOSSER présentait, en 1983, un article entièrement consacré aux analogies et différences entre la Terre armée et le clouage. La plupart des réflexions suivantes font partie de cette communication.

1.3.2.1.- Les différences.

Tout d'abord, la différence prépondérante que l'on oublie parfois, est que la Terre armée est une méthode de renforcement de sol rapporté autrement dit de remblai, alors que le clouage s'applique au sol en place c'est-à-dire en déblai. Il en découle trois conséquences, à savoir:

- les applications de ces méthodes sont différentes, elles ne peuvent donc pas être considérées comme concurrentes.



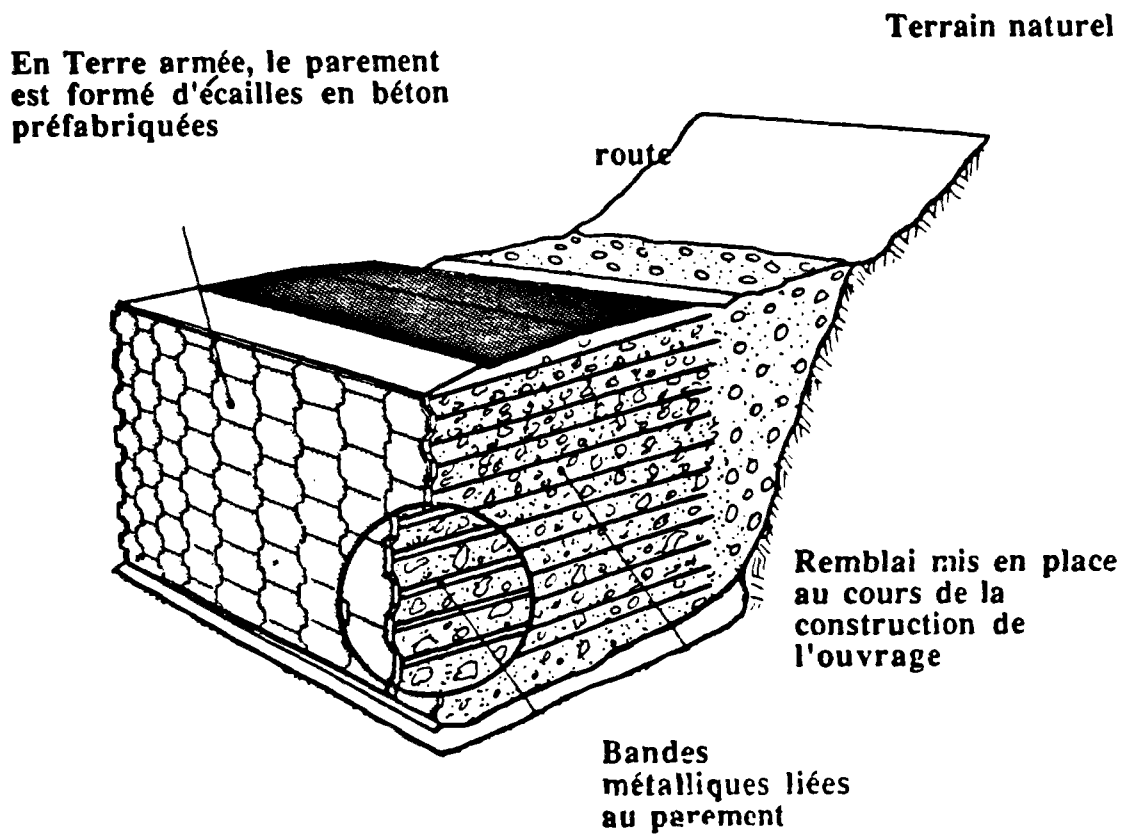


Figure 13: Schéma d'une portion d'un ouvrage en Terre armée. Passage d'une route en remblai

- le sol utilisé en Terre armée est choisi et calibré; ses caractéristiques sont contrôlées. En clouage, seuls des prélèvements ponctuels et une étude géotechnique et géologique peuvent permettre de connaître l'état du sol en place.

- un mur en Terre armée est construit en montant, les armatures du bas sont donc les premières mises en place, alors qu'une paroi clouée s'effectue en descendant, les clous supérieurs sont installés les premiers.

Autres points sur les inclusions: dans un ouvrage en Terre armée, elles sont constituées de bandes métalliques souples, horizontales et de longueur constante, et sont mises en place (déposées) pendant le remblaiement. Dans une paroi clouée, elles sont plus rigides, peuvent être inclinées (en général vers le bas, pour faciliter l'injection), leur longueur est variable. Elles sont installées (battage ou autres) au fur et à mesure de l'excavation.

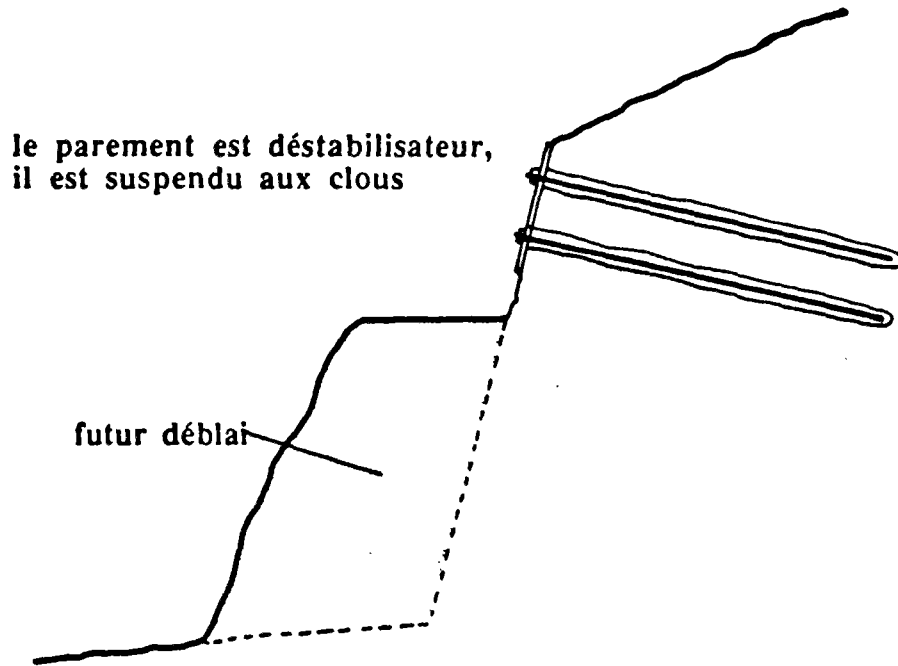
En ce qui concerne la peau de confinement, si les écailles employées en Terre armée reposent sur un socle (ou possèdent une fiche pour la couche inférieure), il n'en est pas de même pour une paroi clouée dans laquelle la peau est supportée par frottement contre le sol et par liaison aux clous. Dans le premier cas, la peau (écailles) va donc être stabilisatrice lors de la construction (comme un mini mur de soutènement) alors que dans le second cas, elle va être déstabilisatrice, car son poids s'ajoute à celui de la zone active (figure 14). Nous reviendrons ultérieurement (chap IV) sur ce point.

On peut enfin distinguer ces deux méthodes sur le plan historique. Le clouage est l'adaptation d'une technique antérieure employée depuis fort longtemps (début du vingtième siècle) dans les travaux souterrains, essentiellement dans les mines, alors que la Terre armée est née en 1969 de l'imagination de l'architecte : H. VIDAL.

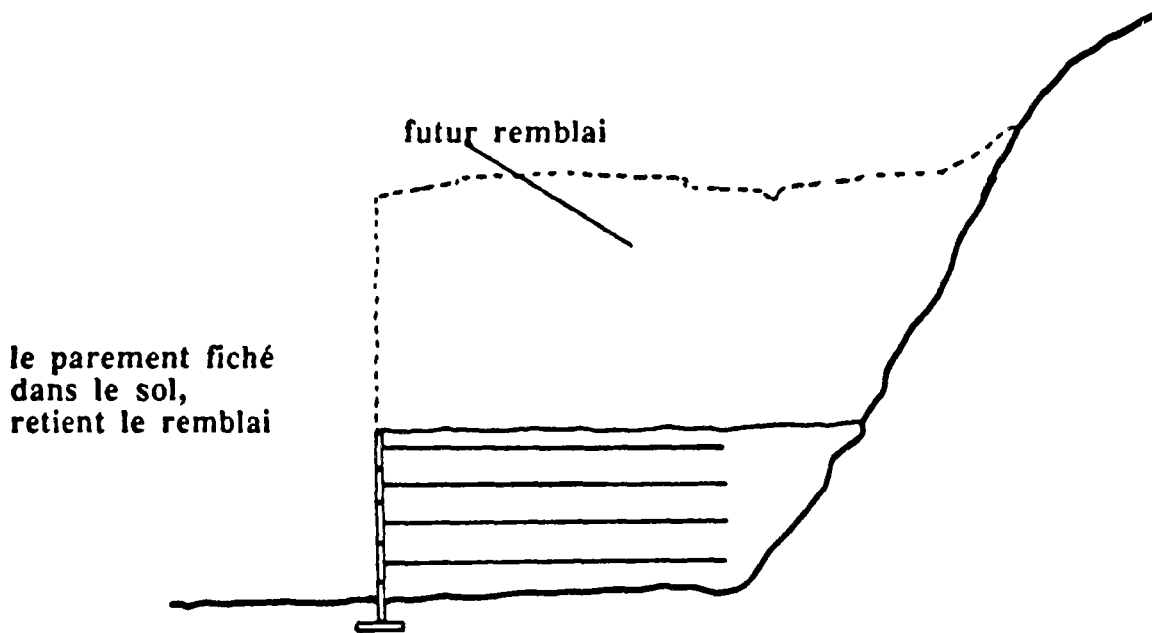
1.3.3.2.- Les analogies.

La similitude entre la Terre armée et le clouage est souvent relevée, ce n'est pas sans raison.

Ces deux techniques font partie de l'ensemble des méthodes de renforcement de sol par inclusions. Dans les deux types d'ouvrages, on retrouve des inclusions de même allure et une peau de confinement, la même géométrie, paroi verticale ou fortement pentue. Quoiqu'il en soit, ces analogies d'aspect ne doivent pas être extrapolées trop rapidement en analogies de dimensionnement ou de comportement.



a) le clouage



b) la Terre armée

Figure 14: En cours de construction, le parement n'a pas les mêmes effets en Terre armée et en paroi clouée.

CHAPITRE II

ANALYSE DU COMPORTEMENT

L'intérêt suscité par le clouage des sols s'explique par l'efficacité et la souplesse d'utilisation de ce système de renforcement. Dans ce domaine, comme dans bien d'autres en génie civil, l'expérience a devancé la théorie. Actuellement, les chercheurs tentent de réduire ce déphasage, par voie numérique ou expérimentale.

C'est donc en toute logique que la première approche se soit appuyée sur l'auscultation de parois clouées en service. Une dizaine de sites ont été instrumentée. On a ensuite pensé à utiliser les modèles réduits, beaucoup moins onéreux évidemment que des expériences en vraie grandeur menées à la rupture. Enfin, une troisième démarche a consisté à isoler la partie *énigmatique* de la paroi clouée (la bande de cisaillement qui constitue la zone de rupture) et à l'étudier en laboratoire. Plusieurs campagnes d'essais de cisaillement sur sol renforcé ont ainsi été menées.

Nous présentons, dans ce chapitre, l'ensemble des résultats obtenus expérimentalement sur le comportement des parois clouées et des clous en général ainsi qu'une synthèse des commentaires ou des explications des auteurs. Les sujets abordés sont regroupés par thème.

On distinguera :

a- le mécanisme de rupture et plus généralement les déplacements au sein d'un massif cloué,

b- l'interaction sol-armature comprenant d'une part, l'effort tangentiel le long du clou provenant du frottement avec le sol, et, d'autre part, le cisaillement du clou au niveau de la surface de rupture,

c- les essais d'arrachements d'inclusions.

d- enfin, une comparaison Terre armée - clouage, ne concernant que le comportement.

Remarque :

Dans le cadre du programme national (plan quinquenal) CLOUTERRE, une paroi clouée expérimentale a été construite en 1985 puis chargée jusqu'à rupture au Centre d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics (C.E.B.T.P.). Les résultats de cette expérience n'ont fait, à ce jour, que l'objet de publications de présentation mais pas d'exploitation des résultats (PLUMELLE, 85).

2.1.- CINEMATIKES OBSERVEES.

Comme nous l'avons vu dans le chapitre I, les inclusions sont mises dans le massif de manière à limiter les déformations, et ainsi à éviter la rupture. Pourtant, les mouvements de certaines zones de sol sont inévitables puisqu'un déplacement relatif sol-clou est nécessaire pour mettre ce dernier en tension. Qu'une paroi soit stable ou non, un champ de déplacement se développe lors de la construction, il est important de le connaître afin de savoir s'il est préjudiciable à l'ouvrage et à son environnement.

C'est parce que la stabilité est le but recherché qu'il est tout aussi essentiel de connaître le mécanisme de rupture auquel obéit le massif renforcé par le clouage. En effet, le dimensionnement est, dans la plupart des cas, une application du calcul à la rupture et plus précisément, l'approche par l'extérieur par les contraintes. Or, cette approche nécessite la définition d'une zone active et d'une zone résistante. Comme nous le verrons ultérieurement (chapitre VI), plus l'approximation faite sur le mécanisme de rupture est proche de la réalité, meilleur est le résultat obtenu.

Les résultats expérimentaux obtenus concernant les déformations d'un massif stable sont d'abord présentés, ensuite les divers mécanismes de rupture observés sont décrits.

2.2.1.- *Champ de déplacements.*

Comme on peut s'en douter, le champ des déplacements en tout point d'une zone active n'a jamais été mesuré. Les seuls moyens permettant d'évaluer de manière discrète un tel champ, sont à base de mesures radiographiques sur des billes de plomb insérées dans le massif. Cette technique ne peut être utilisée que si l'épaisseur de sol à analyser ne dépasse pas 15 cm environ. C'est la méthode employée par JEWELL (1980), ses résultats seront présentés ultérieurement.

La mesure du champ des déplacements se limite donc à celle du mouvement de points extérieurs sur le parement et dans certains cas à des mesures inclinométriques.

En ce qui concerne les expérimentations en vraie grandeur, GOULESCO et al. rapporte en 1981, les résultats obtenus sur une paroi verticale clouée par des cornières battues (*Hurpinoise*) dans des sables sur 5,6 m de haut (A.86 - NOGENT SUR MARNE - Voir Chapitre I).

Deux inclinomètres situés respectivement à trois et sept mètres du parement ont permis de relever des déplacements variant de zéro à six millimètres pour le premier et de zéro à quatre millimètres pour le second

(figure 1), soit environ un pour mille de la hauteur de fouille. Ces mesures représentent les valeurs à long terme.

Le parement n'a pas été instrumenté ce que l'on peut regretter.

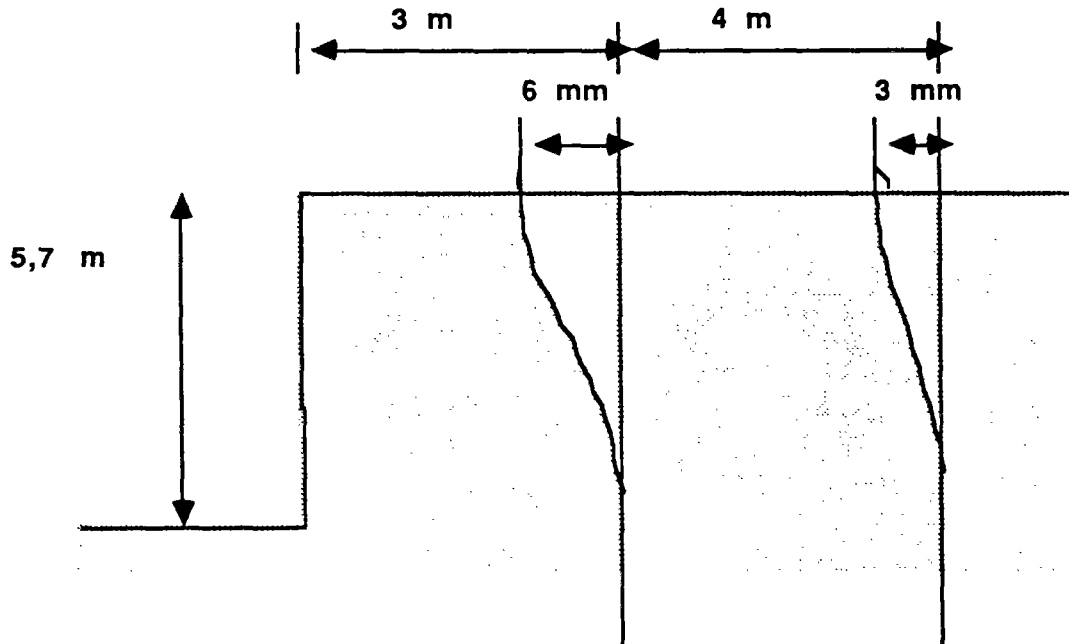


Figure 1 : Déplacements relevés sur une Hurpinoise.
(GOULESCO et al., 1981)

PLUMELLE (1985) a fait des mesures plus complètes sur la paroi expérimentale du C.E.B.T.P. (rupture par saturation d'eau du massif). Il a en effet mesuré le déplacement du massif par des inclinomètres et celui du parement par relevés topographiques. Comme on peut le voir sur la figure 2 les déplacements sont maximum en tête et décroissent pour devenir nuls en pied de talus. Ces mesures sont analogues à celles obtenues par GOULESCO en 1981. Pour une hauteur de fouille de 7 m, le déplacement maximum est de 22 mm soit trois pour mille de la hauteur.

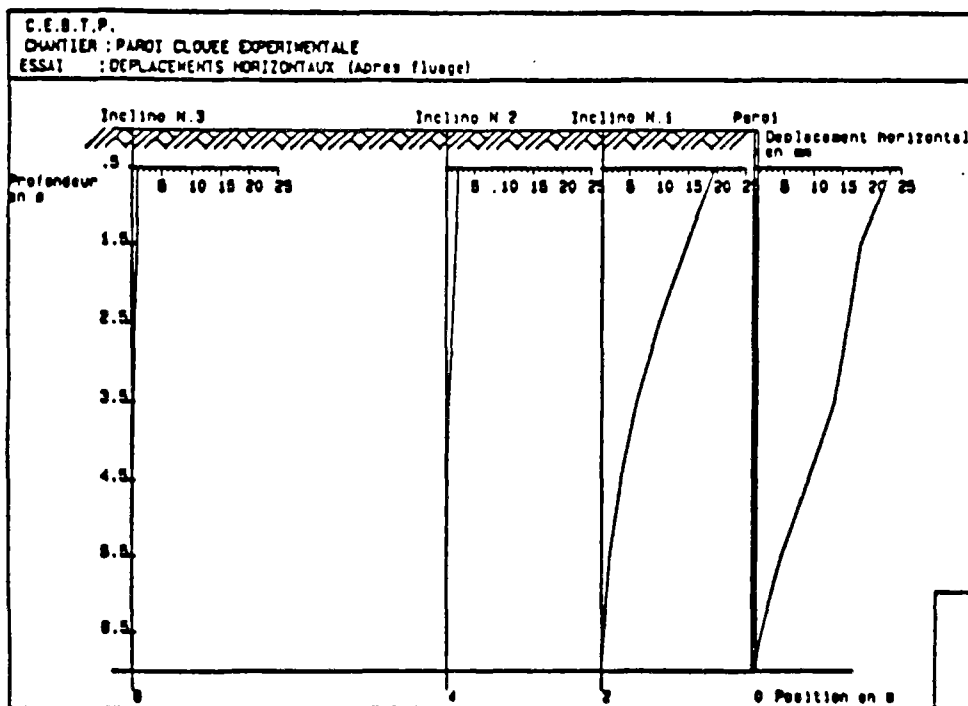
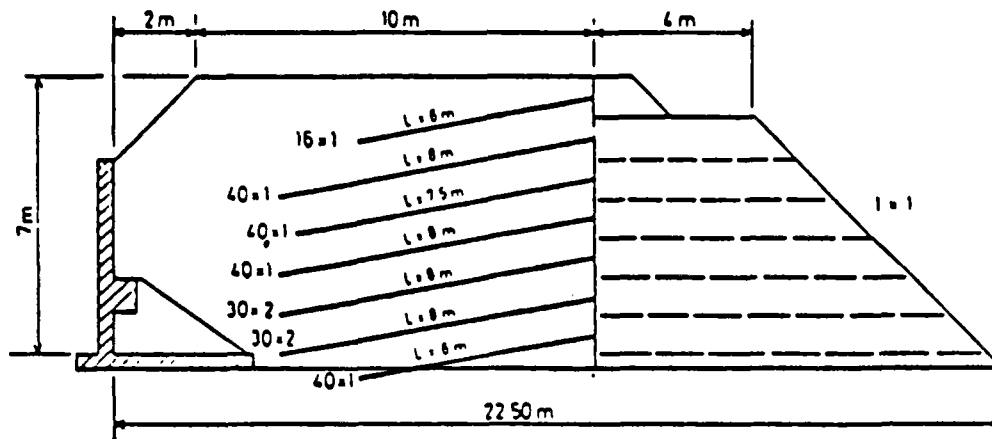
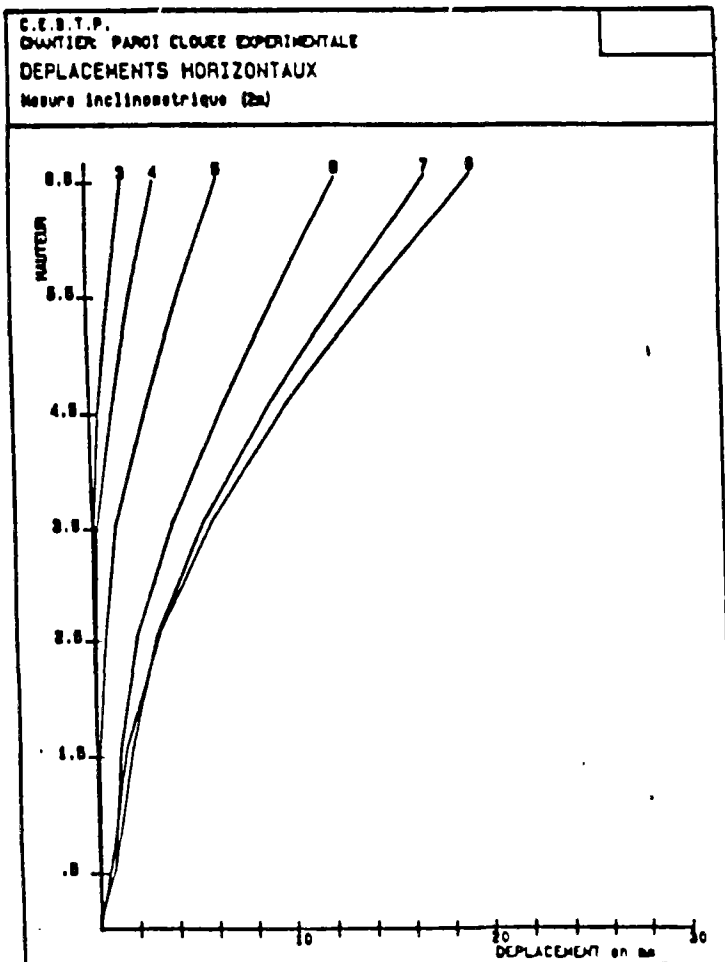
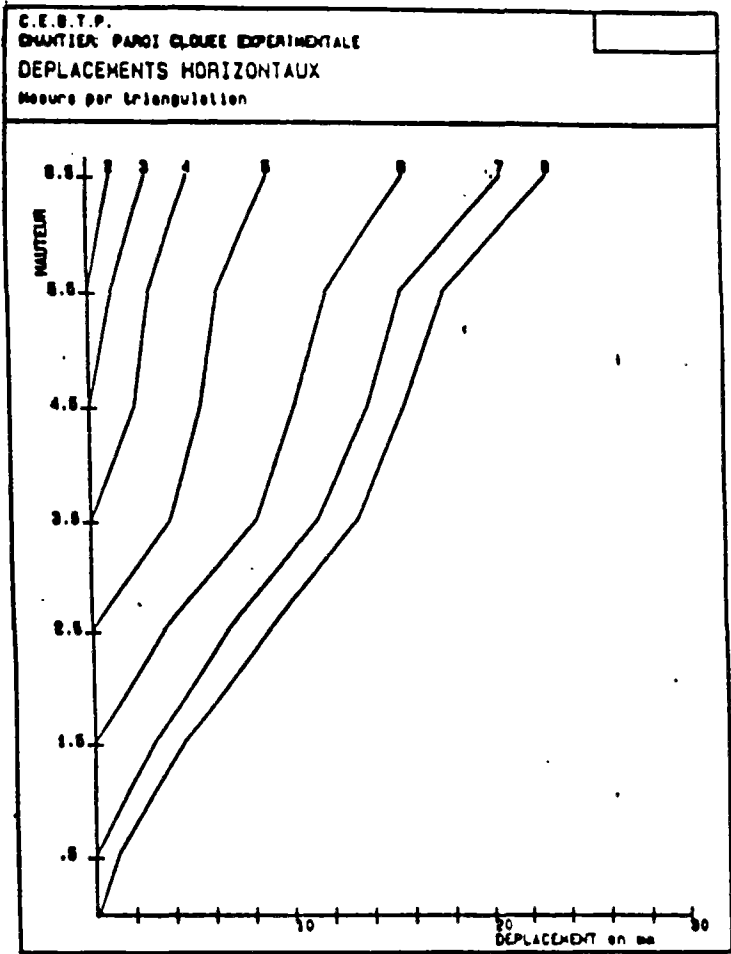


Figure 2 : Les essais de St REMY LES CHEVREUSES (CEBTP) (Programme CLOUTERRE).

- En haut : schéma général d'implantation
- En bas : déplacements mesurés après la construction et la phase de fluage. Les inclinomètres sont placés à 0-2-4-8 mètres du parement.
- Page suivante : déplacements observés en cours de construction (en haut, au niveau du parement, en bas, au premier inclinomètre).



Il est important de noter que les inclusions de GOULESCO sont battues alors que celles de PLUMELLE sont scellées au coulis de ciment.

SHEN (1981) présente deux chantiers instrumentés, l'un intitulé PORTLAND et l'autre DAVIS.

a- PORTLAND (Premier chantier de clouage des Etats Unis) : la profondeur de la fouille varie de 11 à 18 m, dans un sol sableux, la densité de clou est de 1 clou pour 3 m² ; un inclinomètre placé à 3 m du parement a permis de relever un déplacement maximum de 3,3 cm, soit 2,3 pour mille (figure 3).

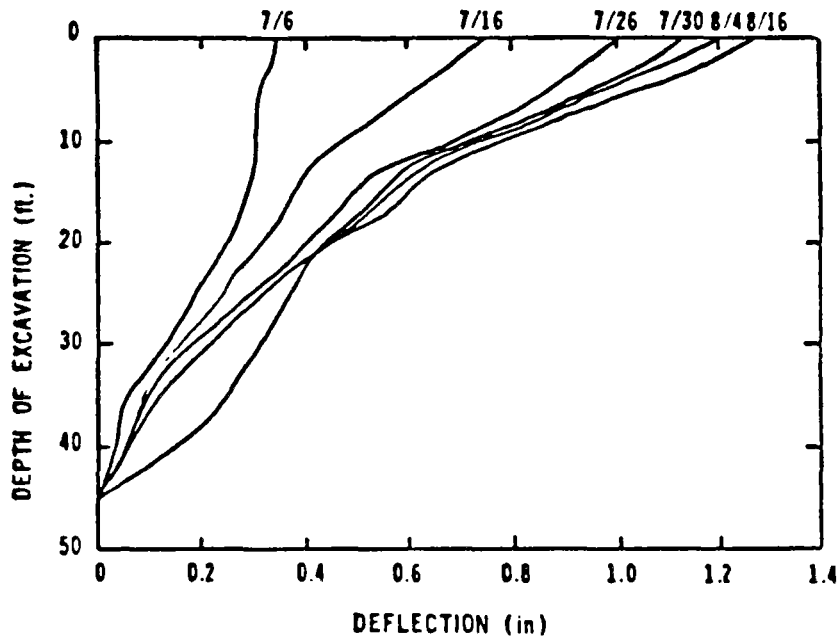


Figure 3 : Déplacement horizontal du parement
(chantier de PORTLAND, SHEN, 1981)

b- DAVIS : dans cette fouille expérimentale de 9,2 m de haut taillé dans un silt argileux, les clous sont positionnés comme le représente la figure 4. Deux inclinomètres situés à 1,5 et 4,5 m ont permis de constater que le déplacement atteint 1,3 cm soit 1,4 pour mille (figure 5).

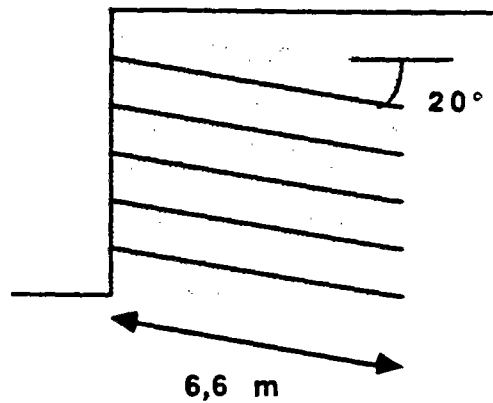


Figure 4 : Implantation du chantier de DAVIS.

La hauteur de passe est de 1,8 m.

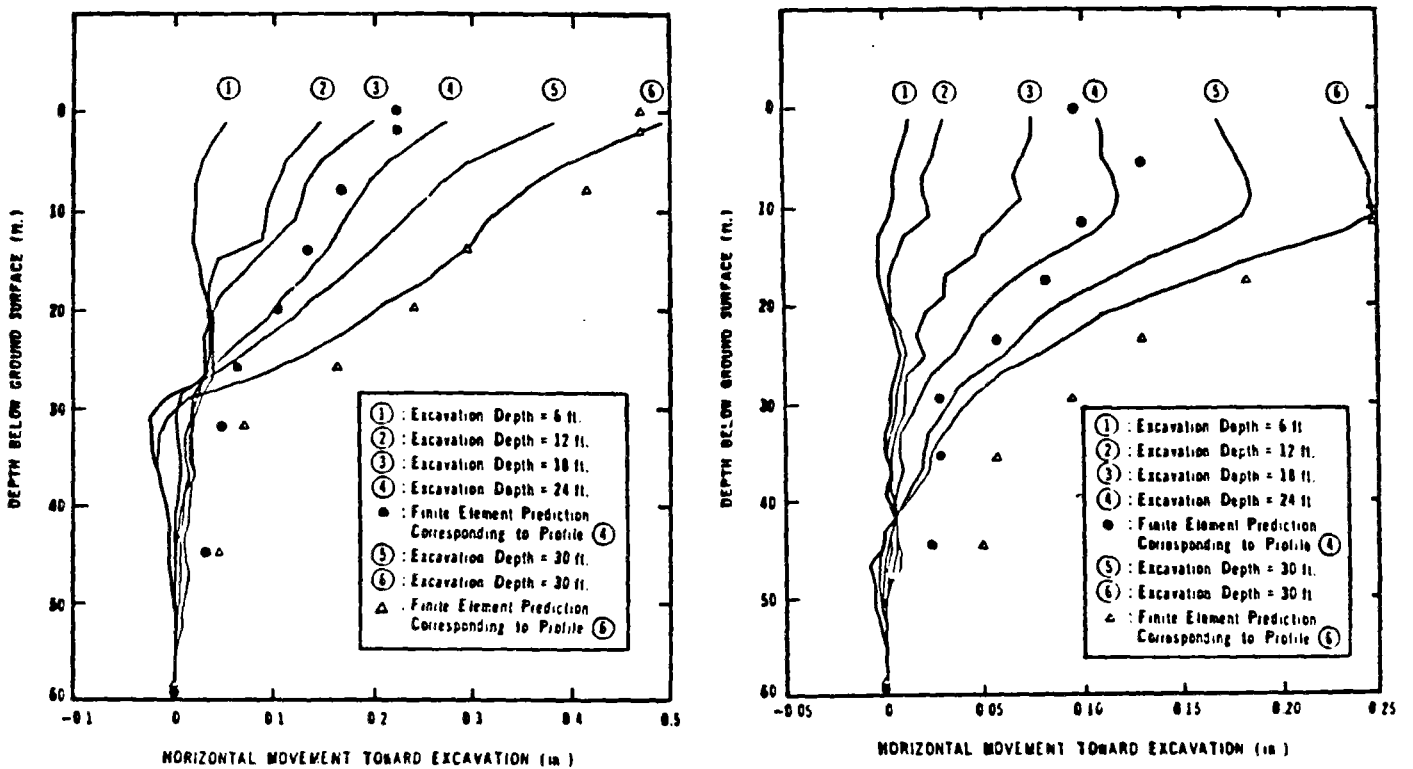


Figure 5 : Déplacement horizontal du massif,
a) inclinomètre à 1,5 m du parement,
b) inclinomètre à 4,5 m du parement.

Dans les deux cas, PORTLAND et DAVIS, les déplacements sont nuls en pied de talus, et augmentent jusqu'en tête et ce, à chaque passe.

Le même auteur décrit ensuite une série de cinq essais sur modèles réduits réalisés en centrifugeuse. La paroi a une hauteur de 15 cm pour une largeur de 20 cm.

Les clous et le parement sont mis en place avant la centrifugation. Bien qu'aucune mesure ne soit faite, des photos permettent d'apprécier la forme du massif déformé (figure 6) qui est en contradiction avec l'ensemble des résultats connus. Les écarts avec les mesures en vraie grandeur sont certainement liés à la sensibilité et aux caractères délicats des essais en centrifugeuse.

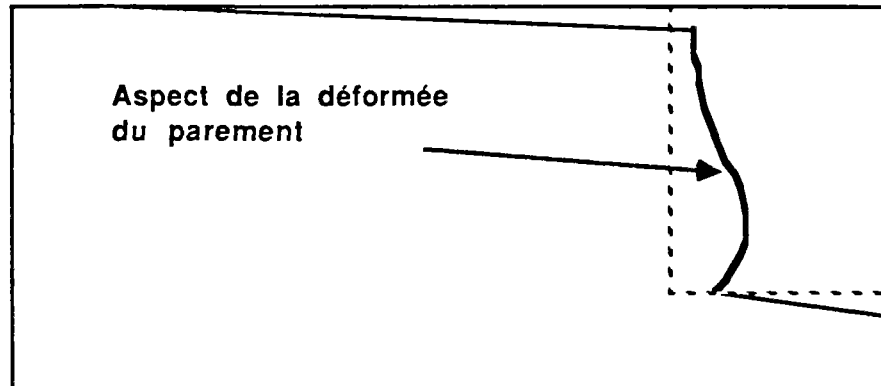


Figure 6 : Aspect de la déformée du parement, obtenue dans les essais en modèle réduits centrifugés de SHEN (1981).

GIGAN (1982) rapporte que pour l'Hurpinoise réalisée sur Autoroute A86 à NOGENT sur MARNE, le déplacement horizontal du parement a atteint 1,1 pour mille et que pour la paroi clouée de la CLUSAZ (voir chapitre 1), un pour mille.

On peut enfin citer les résultats obtenus par STOCKER (1979) sur les parois expérimentales de 6 m (figure 7). Trois tests A, B et C ont été menés. Dans les trois cas, une surcharge a été appliquée en tête du talus. La figure 8 représente les résultats obtenus (d'après STOCKER, 1979, et GASSLER, 1984). L'auteur précise que les déplacements intervenus lors de la construction des trois parois (surcharge nulle) ont atteint 17 mm soit 2,8 pour mille de la hauteur.

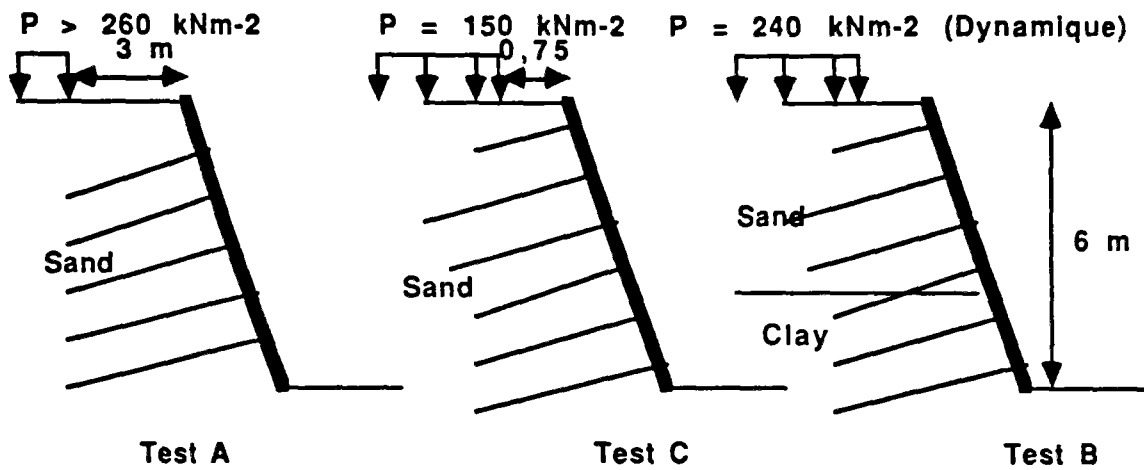


Figure 7 : Schéma général des trois essais en vraie grandeur, réalisés par STOCKER.

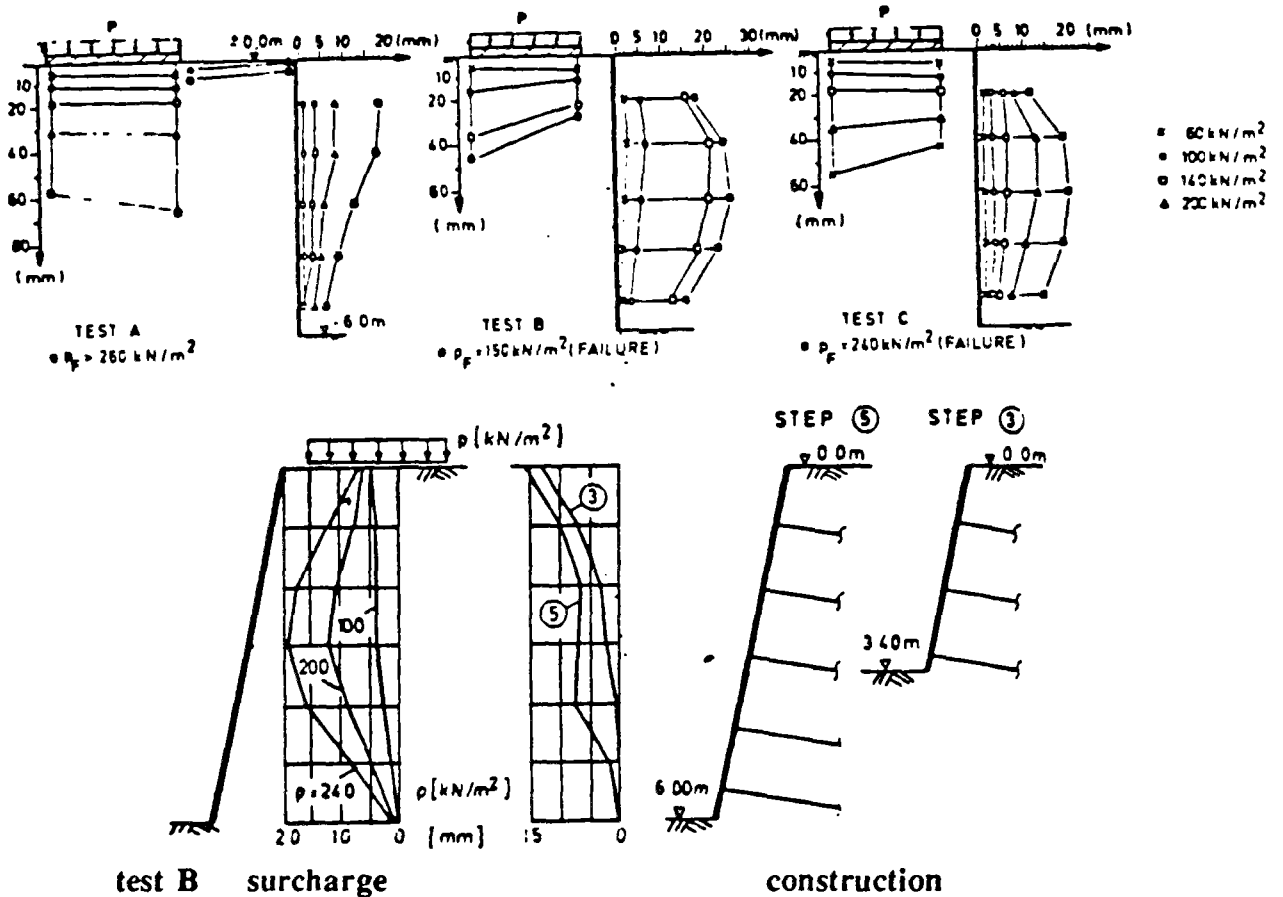


Figure 8 : Déplacement du parement due à la surcharge et pendant la construction (STOCKER, 1979)

Ces trois séries d'essais permettent de constater que :
 - la déformée du massif n'a pas toujours la même allure.
 Néanmoins, il est important, lorsqu'on compare les déformations de différents ouvrages, de bien considérer l'ensemble des paramètres (type de

rupture ou de surcharge, position et longueur des clous, etc). Il est clair, dans le cas cité par STOCKER que le mode de surcharge et la position des clous ont une influence sur la déformation du massif.

- le déplacement horizontal maximum du parement est de l'ordre de 1 à 5 pour mille de la hauteur de fouille.

BEECH et JURAN (1984) ont mesuré sur modèle réduit les déplacements de parements. Les résultats obtenus montrent des mouvements en tête de l'ordre de 1% de la hauteur totale, ce qui est supérieur aux mesures réalisées sur parois réelles. La différence est peut-être due au mode de mise en place des inclusions qui ne correspond pas vraiment à la réalité.

2.1.2.- Mécanismes et surfaces de rupture.

La technique de clouage étant relativement récente, il existe encore relativement peu d'ouvrages et encore moins d'ouvrages instables. De plus, les ruptures, ne représentant pas une bonne image de marque du constructeur, ne font pas souvent l'objet de publications et ne sont pas à priori instrumentées.

Ces deux raisons font que les cas de rupture analysés sont très rares. Les premiers à avoir été publiés sont ceux des parois expérimentales de STOCKER (1979). Les trois parois clouées présentées sur la figure 7 ont été menées à la rupture. Ces ouvrages, de comportement bidimensionnel, ont été sollicités jusqu'à la rupture par accroissement de la surcharge. La rupture des essais A et B est schématisée sur la figure 9 telle qu'elle a été observée.

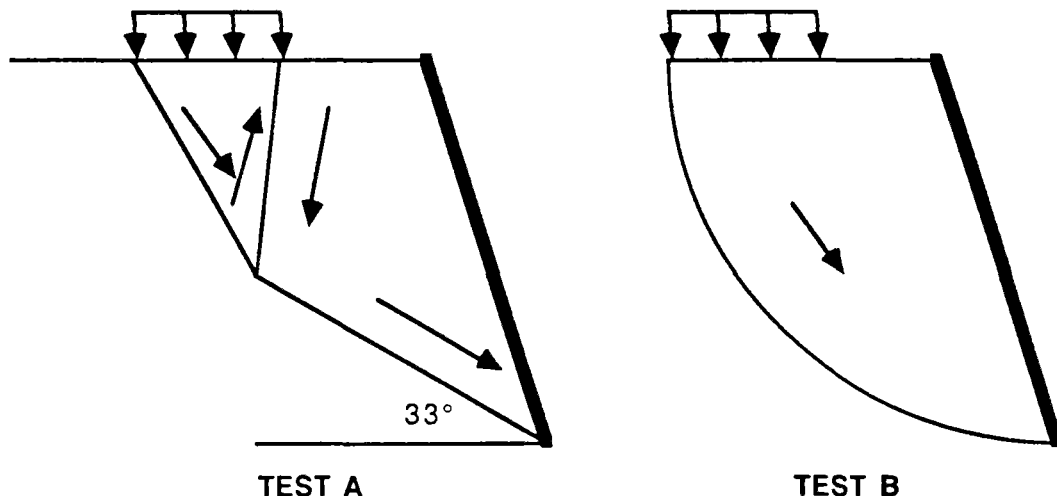


Figure 9 : Forme de la surface et cinématique de la rupture observée sur les tests A et B (STOCKER, 1979).

L'auteur précise dans son article que sur les quatre formes possibles de rupture présentées figure 10, les cas *c* et *d* sont ceux donnant un coefficient de sécurité minimum. GASSLER (1984), dans un article consacré à l'analyse des résultats observés par STOCKER, propose quatre types de ruptures plus sophistiquées (figure 11), toutes provoquées par surcharges.

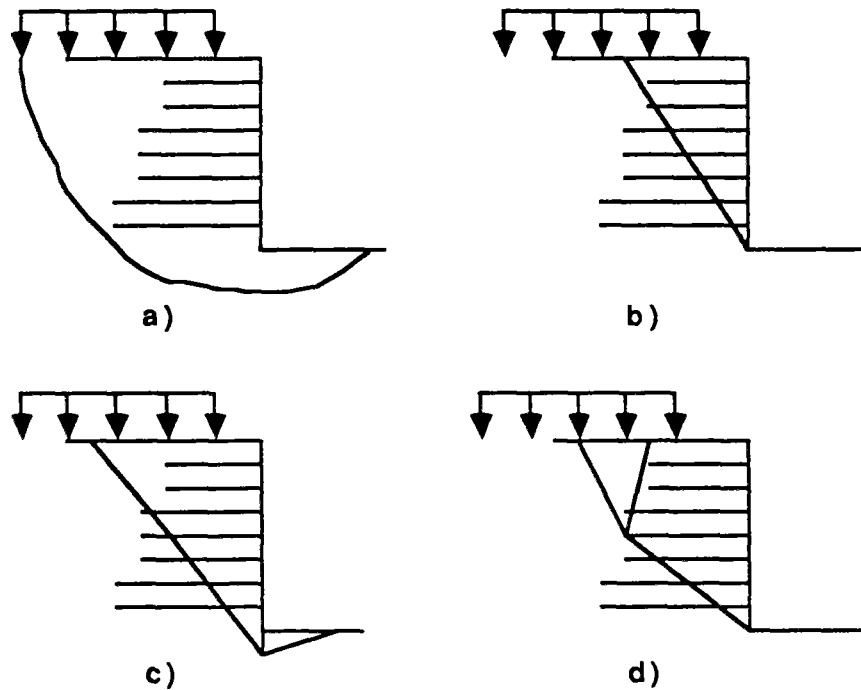


Figure 10 : Parmi ces quatre types de rupture possible, les cas *c* et *d* donnent des coefficients de sécurité minimum (STOCKER, 1979).

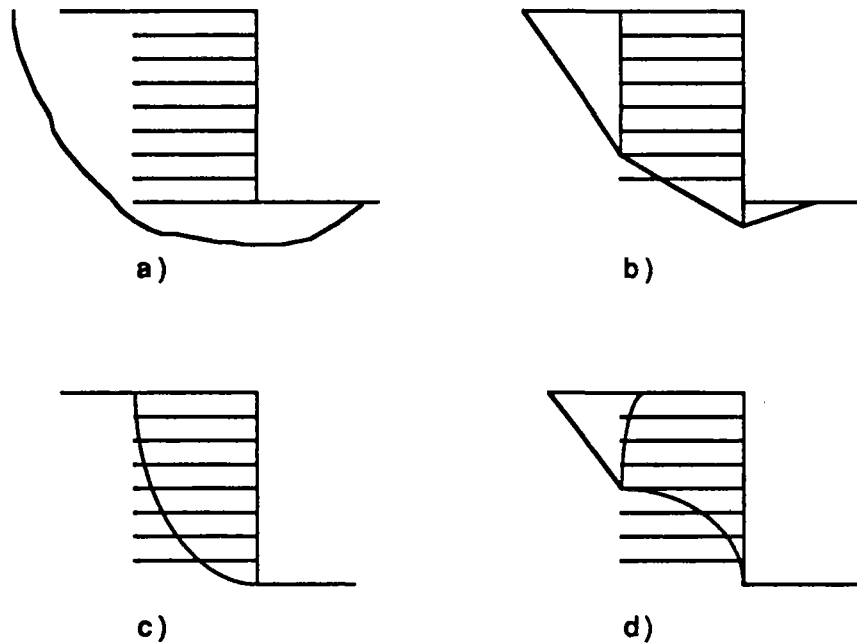


Figure 11 : Autres types de rupture proposés par GASSLER.

Dans la continuité des essais de STOCKER, des études sur modèles réduits ont été réalisées par GASSLER et GUDEHUS (1984). D'un volume de $1,1$ (profondeur) x $0,56$ (hauteur) x $0,72$ m (largeur) soit $0,44 \text{ m}^3$, le sol est un sable dense sec ($\varphi = 0,44^\circ$, $d = 17 \text{ KN/m}^3$, diamètre moyen des grains $0,33 \text{ mm}$). Les clous ont tous une longueur égale à 60% de la hauteur du talus. Le parement est constitué d'une plaque rigide fixée à un système hydraulique. Il peut bouger en translation, en rotation ou en mode combiné. Trois tests sont présentés :

Test 1 : la paroi de 35 cm de haut est menée à la rupture par surcharge uniforme sur toute la surface ($q = 0,75 \gamma h$). Le parement a un mouvement libre. La ligne de rupture observée est circulaire de rayon $5h$. Notons qu'une telle courbe est presque rectiligne, en effet, l'écart maximum entre la corde et l'arc est de $0,03 h$. L'angle θ n'est pas précisé.

Test 2 : la hauteur du massif est de 45 cm , le parement ne peut que se translater. La rupture est provoquée par traction sur le parement sans surcharge. La surface observée est celle représentée sur la figure 12, l'angle θ en pied de talus vaut 43° .

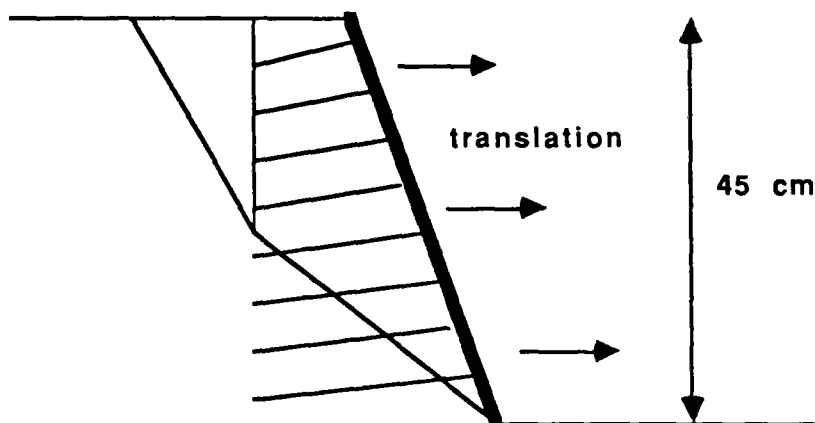


Figure 12 : Schéma de la rupture observée lors du test 2.
(GASSLER, 1984)

Test 3 : le parement libre retient le massif de 35 cm de haut. La rupture est provoquée par surcharge. La ligne de rupture observée est celle représentée sur la figure 10-d.

Malgré la remarque faite en 2.1.1 sur les essais de modèles réduits centrifugés de SHEN, on peut examiner les formes de ruptures observées. La seule mesure effectuée (par photographie) l'épaisseur a de la zone active, en haut du talus (tableau 1) :

TEST	CLOUS nbre, long. (cm)	RAPPORT a/h $h = 15$ cm	Nombre de g à la rupture
A	9 17	0,77	43
B	9 12,7	0,7	39
C	6 17	0,7	29
D	6 12,7	0,66	29
E	pas de clous	0,46	14

Tableau 1 : Résultats obtenus sur le modèle de SHEN.

BEECH et JURAN (1984), sur modèle réduit, ont observé les positions des points de rupture sur les armatures. Les mesures présentées sur la figure 13, permettent d'observer que dans ce cas, la zone active est relativement peu volumineuse.

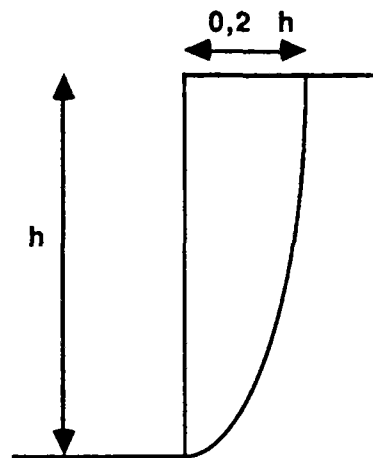


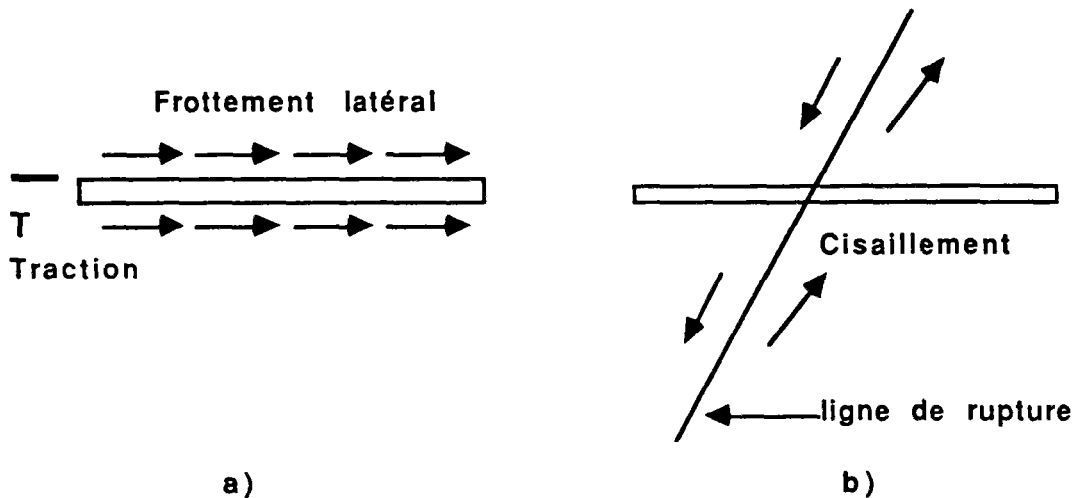
Figure 13 : Forme de la surface de rupture obtenue sur le modèle réduit de BEECH .

2.2.- INTERACTION SOL ARMATURE.

Pour que les inclusions puissent reprendre les efforts qui se développent au sein du massif et ainsi le renforcer, il faut qu'elles soient liées au sol. Cette liaison se fait par frottement, soit entre le sol et l'armature lorsque celle-ci est battue, soit entre le sol et le coulis lorsque l'inclusion est scellée. Dans ce dernier cas, on suppose que l'adhérence scellement-armature est parfaite, ce qui est généralement le cas.

Le renforcement est donc fortement tributaire de l'interaction sol-armature ou sol-scellement. Celle-ci se décompose en :

- un frottement entre le clou (ou clou+scellement) et le sol, qui se développe sur toute la surface du clou, et qui le met en tension.
- une réaction, normale à l'axe du clou, due au mouvement différentiel de deux zones de sol (figure 14), qui cisaille l'armature et la fait fléchir.



a)
 Figure 14 : Différents efforts s'exerçant sur un clou.
 a) frottement,
 b) cisaillement.

Le premier type d'interaction se retrouve dans la zone résistante et dans la zone active, le second se situe sur la bande cisailée qui constitue la zone de rupture.

2.2.1.- Frottement le long du clou.

Pour dimensionner un ouvrage, il faut connaître les propriétés des inclusions que l'on va utiliser. Il y en a deux : les caractéristiques mécaniques de l'acier, qui sont fournies par le fabricant et le frottement sol-armature. Une fois ces deux propriétés connues, le concepteur est à même de déterminer la longueur et le diamètre du clou nécessaire pour reprendre les efforts qu'il a calculés.

Le frottement sol-armature dépend de plusieurs paramètres :

- l'état de surface du clou,
- la contrainte moyenne dans le sol au niveau du clou,
- la granularité du sol,
- la densité du sol,
- la nature du scellement du clou dans le sol.

Dans le cas du clouage, les barres étant soit battues, soit scellées, l'état de surface de l'inclusion est dans le premier cas, celui du coulis, et dans le second, celui de l'acier. Si le scellement est bien fait, c'est-à-dire avec un minimum de pression, le coulis pénètre dans le sol, on peut alors supposer que le frottement sol-armature est égal au frottement interne du sol. Dans le cas de barres battues, l'état de surface quelle que soit la forme des barres (cornières ou cylindres) est celui de l'acier.

Si l'interaction sol-armature vérifiait une loi du type frottement solide, il suffirait de connaître le coefficient de frottement sol-armature (à partir de l'état de surface de l'armature) pour estimer, grâce à la contrainte normale dans le sol, l'effort de frottement par unité de longueur que peut reprendre le clou. Ce n'est pas le cas, plusieurs auteurs et, principalement SCHLOSSER, et GUILLOUX (1981) ont montré qu'une formule du type $T_t = K_o \gamma z \tan(\varphi')$ était sans valeur pour estimer le frottement le long d'une inclusion d'une paroi clouée. En effet, cette formule ne tient pas compte de la dilatance qui modifie considérablement la contrainte normale agissant sur le clou (figure 15) :

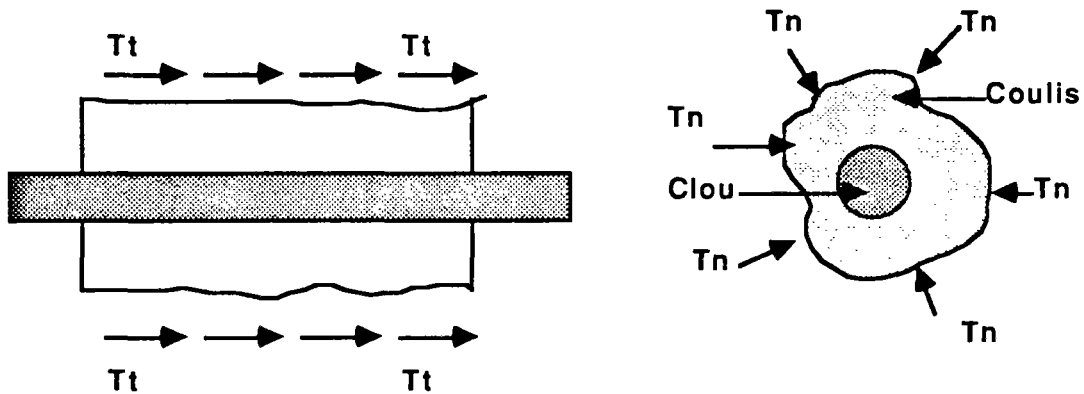


Figure 15 : L'effort normal T_n qui s'applique sur le coulis lorsque le clou est soumis à une traction, est différent de γz (contrainte initiale).

Le phénomène de dilatance se produit lors du cisaillement de sable dense. Le sol a alors tendance à augmenter de volume. Si l'environnement restreint ou empêche cette variation, il faut un effort très important pour poursuivre le cisaillement. C'est cette surcontrainte apparaissant lors de la sollicitation que l'on appelle dilatance (figure 16). A titre d'exemple, WERNICK (1977) a arraché des cylindres verticaux (2,5 m de long, 5 à 10 cm de diamètre) munis de cellules de pression. La valeur de la contrainte normale atteint dix fois celle de la contrainte normale initiale.

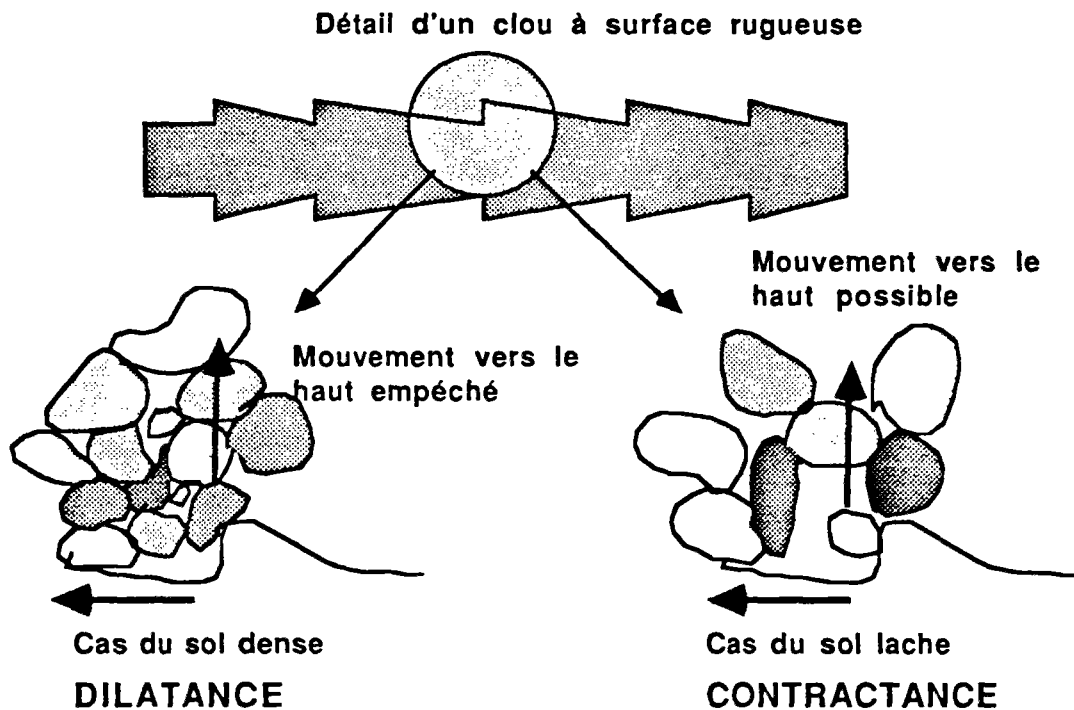


Figure 16 : Lorsque le sol est dense, il y a dilatance (augmentation de volume) Lorsqu'il est lache, il y a contractance (diminution de volume).

La dilatance est principalement fonction de :

- l'état de compacité,
- la granularité,
- les contraintes normales initiales.

Bien que comprise dans son principe, la dilatance reste complexe et non modélisable. Elle a une grande influence sur l'arrachement d'armatures rugueuses, mais très peu dans le cas d'armatures lisses où le sol glisse plutôt qu'il ne se cisaille. On sait de plus que son effet décroît lorsque la contrainte initiale augmente.

Reprenons les deux types de mise en place d'armatures : battage et scellement.

a) battage.- Soit T_0 , la contrainte verticale (sur une facette horizontale) régnant dans le sol vierge au niveau du clou (figure 17).

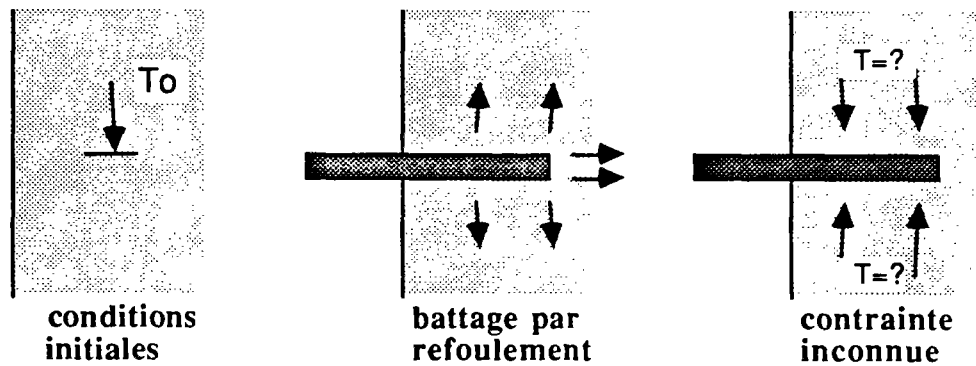


Figure 17 : La mise en place, modifie la contrainte s'exerçant sur l'inclusion.

Au cours du battage, l'armature pénétrant par force dans le sol, va refouler celui-ci. Suivant l'état du sol (compacité, granularité, etc), la contrainte T , agissant sur le clou une fois le battage terminé, peut être soit inférieure, soit supérieure à T_0 . T sera inférieur à T_0 si le sol est contractant, T sera supérieur à T_0 si le sol est dilatant (figure 18). Dans les deux cas, même si l'on connaît l'état du sol, T reste inconnu.

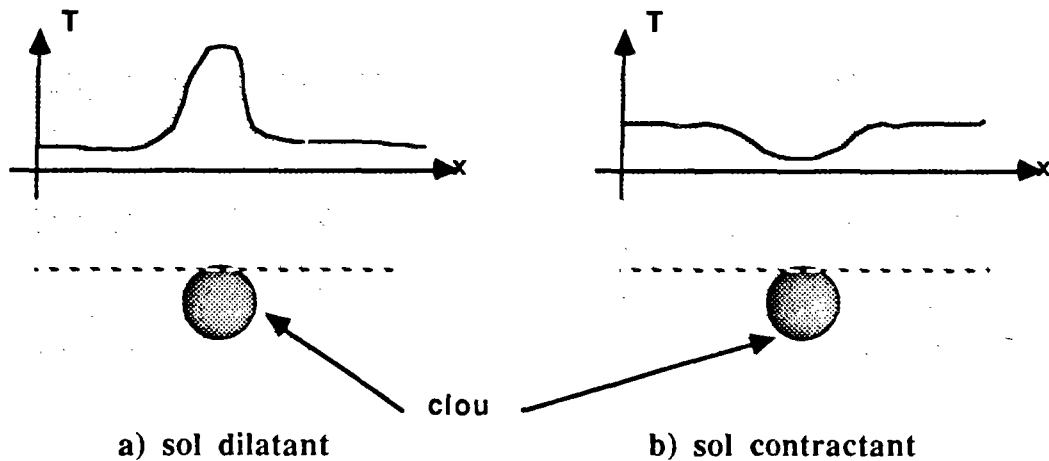


Figure 18 : Profil des contraintes dans le sol, autour du clou.

b) forage et scellement.- Le problème est identique, la contrainte T_0 régnant dans le sol vierge, tombe à zéro lors du forage. Le scellement se faisant sous pression généralement très faible, la contrainte agissant sur le coulis est donc faible mais inconnue (figure 19).

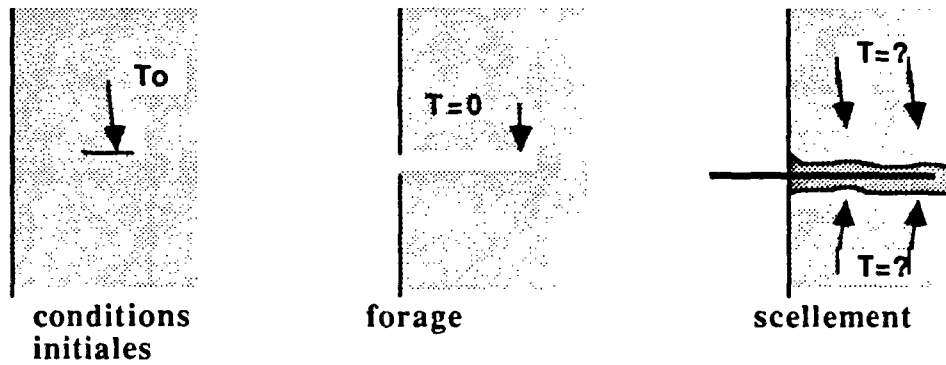


Figure 19 : En cas de scellement , la contrainte s'exerçant sur le clou est faible mais inconnue.

ALIMI et al. (1981) ont défini pour la Terre armée un coefficient de frottement apparent μ^* par :

$$\mu^* = T_{max}/\gamma z = T_{max}/T_0$$

T_{max} est l'effort maximum d'arrachement du clou, en le supposant rigide. En effet, dans le cas de la terre armée, $T = \gamma z$, est la contrainte initiale qui s'applique réellement sur le clou. Lors de l'arrachement, l'effet de la dilatance (ΔT) s'ajoute, la contrainte devient $\gamma z + \Delta T$ et l'on obtient :

$$\mu^* = T_{max}/\gamma z > T_{max}/(\gamma z + \Delta T) = \mu \quad (1)$$

μ est le coefficient réel de frottement sol-armature. L'expérience montre que μ^* est bien supérieur à μ . Dans le cas d'inclusions lisses, SCHLOSSER (1981) conseille de prendre :

$$\mu = 0,5 \tan(\varphi)$$

Pour les armatures rugueuses ou striées, la valeur limite $\mu = \tan(\varphi)$ est très vite atteinte. Le cisaillement se produit alors entre les grains du sol. En règle générale, pour tenir compte de la hauteur de sol, la formule

$$\mu^* = 1,5 + (\tan(\varphi) - 1,5)h/6 \quad \text{pour } h < 6 \text{ m}$$

$$\mu^* = \tan(\varphi) \quad \text{pour } h > 6 \text{ m}$$

est admise en terre armée. GOULESCO (1981) constate que les résultats de ces essais d'arrachements qu'il a réalisés concordent avec ces valeurs théoriques.

Dans la relation (1) T_{max} , γ , z et μ sont connus. Si l'on connaît empiriquement μ^* , on peut donc calculer T_{max} sans faire d'essai. Cette démarche est impossible en clouage, car, comme cela vient d'être dit, T reste inconnu.

2.2.2.- Réaction du sol, normal à l'axe du clou

Si l'on schématise un massif cloué par une zone active et une zone résistante, lors du déplacement relatif de ces deux zones, la partie du clou qui se situe sur la ligne de rupture travaille en cisaillement (figure 20). Les auteurs sont partagés quant à l'importance de l'influence de la résistance au cisaillement du clou sur le renforcement global.

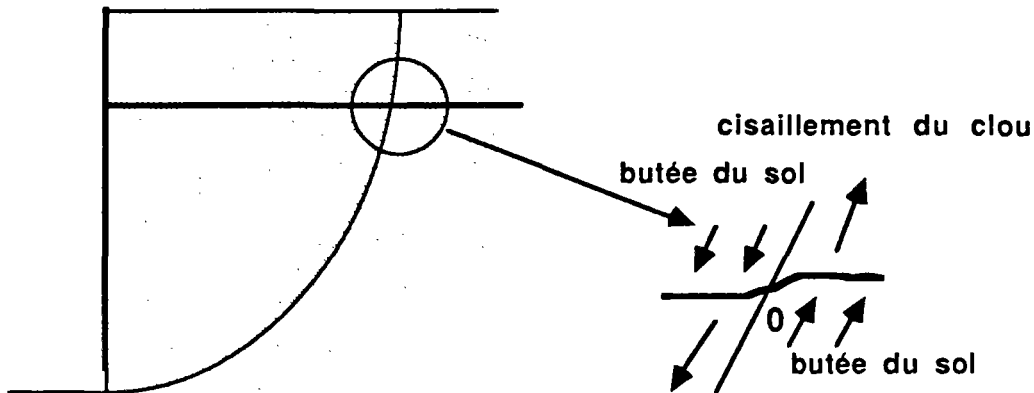


Figure 20 : Au niveau de la surface de rupture, le clou est soumis à un cisaillement.

Ce cisaillement provient de l'effort de butée appliqué par le sol sur le clou. En considérant qu'il existe une symétrie par rapport au point 0, on se ramène à l'étude des pieux soumis à une charge latérale. BLONDEAU (1984), dans la présentation du logiciel TALREN (voir V.3.2.1), détaille les équations permettant de connaître aussi bien la déformée que les efforts dans les clous, à partir de la pression limite du sol. Plusieurs auteurs ont mené des essais sur des boîtes de cisaillement pour étudier l'influence de la présence du clou.

JURAN et al. (1981) ont inclus cinq barres verticales, régulièrement espacées dans une boîte de cisaillement de 40 cm de haut. Les barres sont fixées dans le fond de la boîte, l'autre extrémité est libre. Les auteurs ont déduit de ces essais que lors du cisaillement, il y a transfert d'effort entre le sol et les barres. Ce transfert s'effectue par une poussée latérale et par des effets de voute, et met les barres en flexion. L'effort tranchant qui en résulte, au sein des barres, confère au sol une cohésion artificielle. Cette cohésion est négligeable tant que les déformations restent inférieures à 1 % puis elle croît linéairement jusqu'à un maximum atteint pour une déformation de 4 %.

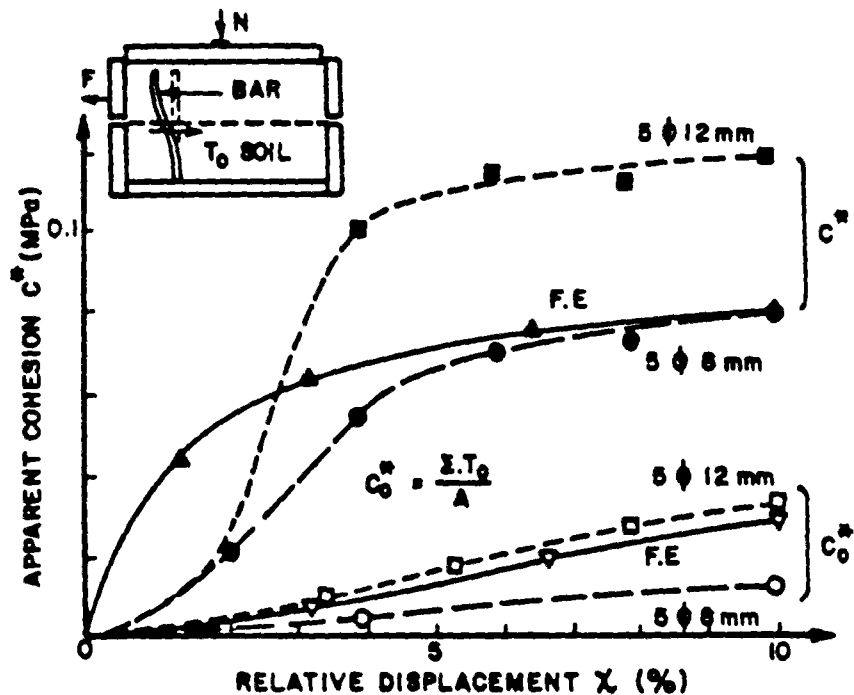


Figure 21 : Mobilisation de la cohésion apparente C^* d'un sol renforcé (JURAN et al., 1983)

JEWELL (1980) a consacré une thèse entière à ce problème ; nous ne reprenons ici que quelques résultats qui nous semblent essentiels. La boîte de cisaillement utilisée contient un volume de sol de $25,4 \text{ cm} \times 52 \text{ cm}$ de base, pour une hauteur de $15,2 \text{ cm}$ (figure 22).

. le renforcement modifie le champ de déformation du sol, à l'intérieur d'une zone proche des inclusions (qu'il a mise en évidence).

. le renforcement perturbe le déplacement du sol dans la direction des inclusions.

. la résistance au cisaillement apportée par la présence d'inclusions peut être évaluée par :

$$T_i = \tau_{ext} = P_{rm}/A_s(\cos(\theta)\tan(\varphi) + \sin(\theta))$$

A_s : section des armatures,

P_{rm} : tension dans les armatures.

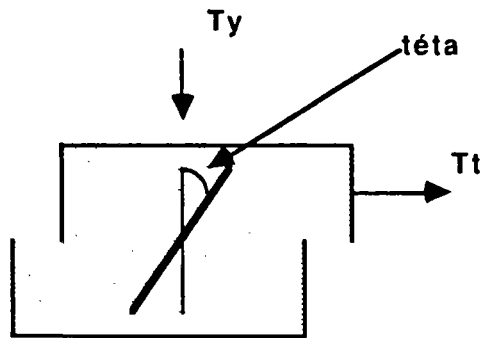


Figure 22 : Schéma de principe des essais de JEWELL (1980).

La relation entre l'accroissement de résistance au cisaillement due au renforcement et à l'orientation de celui-ci est représentée sur la figure 23.

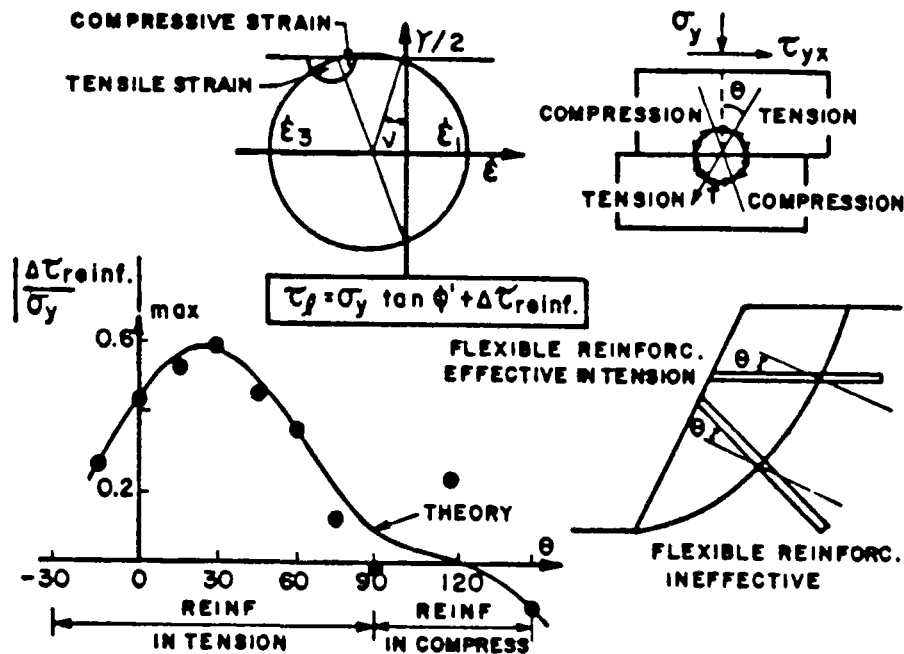


Figure 23 : Accroissement de la résistance au cisaillement d'un sol renforcé, en fonction de l'inclinaison des armatures (JEWELL, 1980)

Cette relation dont la courbe représentative a toujours la même allure, dépend pour un sol donné de l'état de contrainte. Comme on peut le constater, l'accroissement de résistance au cisaillement dû au renforcement passe par un maximum qui vaut environ 33° pour le cas présenté. La prédiction théorique faite par l'auteur est remarquablement vérifiée expérimentalement. Par ailleurs, il a été vérifié que pour certaines orientations, la présence du clou affaiblit la résistance au cisaillement du sol. DYER et MILLIGAN (1984) ont trouvé des résultats qui confirment ceux de JEWELL.

MARCHAL (1984) a cisailé un volume de sol renforcé par des barres métalliques équipées de jauges, à l'aide d'une grande boîte de cisaillement. L'auteur a montré que sous faibles déplacements (relatifs des deux demi boîtes), les inclusions travaillent plutôt en traction. Un effort tranchant de plus en plus élevé se mobilise avec l'augmentation du déplacement. Il semble également que les efforts qui se développent dans les clous soient symétriques par rapport au point situé dans le plan de rupture.

2.2.3.- *Lieu des efforts maximums dans les clous.*

Comme nous le verrons au chapitre V, dans tous les logiciels de dimensionnement de parois clouées, l'hypothèse suivante est posée :

Le lieu des tractions maximales coïncide avec la surface de rupture.

Afin de vérifier cette supposition, quelques chercheurs ont instrumenté des parois et mesurés, à l'aide de jauges de déformation, les efforts dans les clous. Bien que les résultats ne soient pas frappants de clarté, tout porte à penser que cette hypothèse est justifiée. En effet, dans la partie résistante, le frottement sol-clou tend à empêcher le clou de glisser (de droite à gauche sur la figure 24).

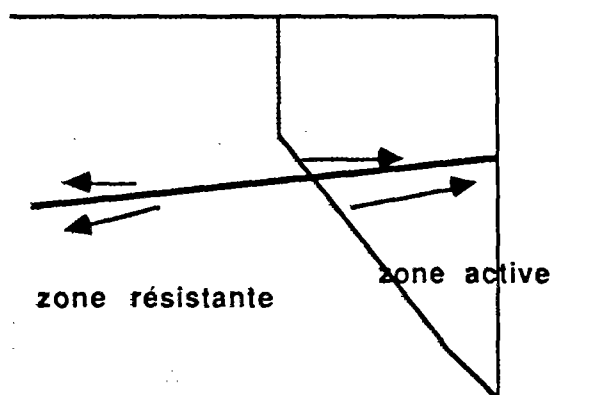


Figure 24 : Représentation des efforts du sol sur le clou.

Alors que dans la zone active, c'est le clou qui tend à retenir le sol (effort de gauche à droite), les principes de base de la résistance des matériaux permettent d'affirmer que la répartition des efforts à l'allure présentée sur la figure 25.

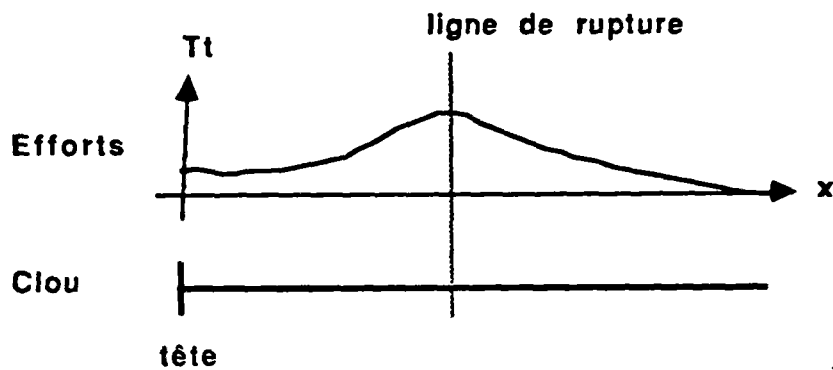


Figure 25: Allure des efforts de frottement le long du clou.

Peu de mesures exhaustives permettant de bien vérifier cette théorie ont été réalisées à ce jour. De plus, il n'existe pas, à notre connaissance, d'ouvrage en vraie grandeur ayant été instrumenté dans cette optique et ayant ensuite été mené à la rupture (hormis celui du C.E.B.T.P.).

GOULESCO (1979) a mesuré, sur des barres munies de jauges, les déformations maximales. Les résultats sont présentés sur la figure 26.

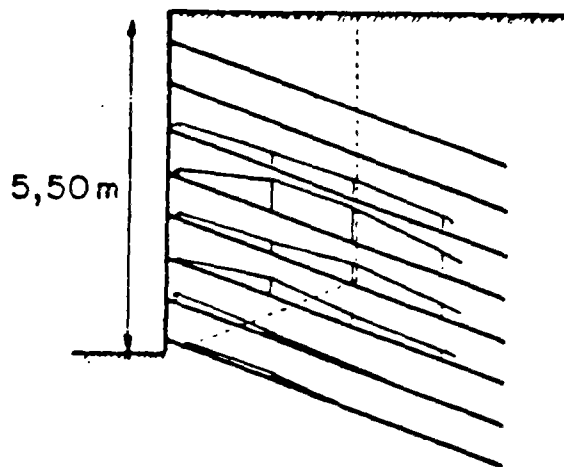


Figure 26 : Allure des efforts dans les armatures (GOULESCO, 1979, Hurpinoise sur A.86)

De cette campagne de mesures, il apparaît que ce sont les barres centrales qui travaillent le plus. La répartition des efforts n'est pas uniforme, ce qui constitue un point important pour le dimensionnement de ces derniers.

GUILLOUX (1982) rapporte les résultats observés sur les parois clouées de LA CLUSAZ et de DRAGUIGNAN. On constate que le lieu des tractions maximales varie avec la profondeur (figure 27), et comme précédemment que les armatures ne sont pas sollicitées uniformément.

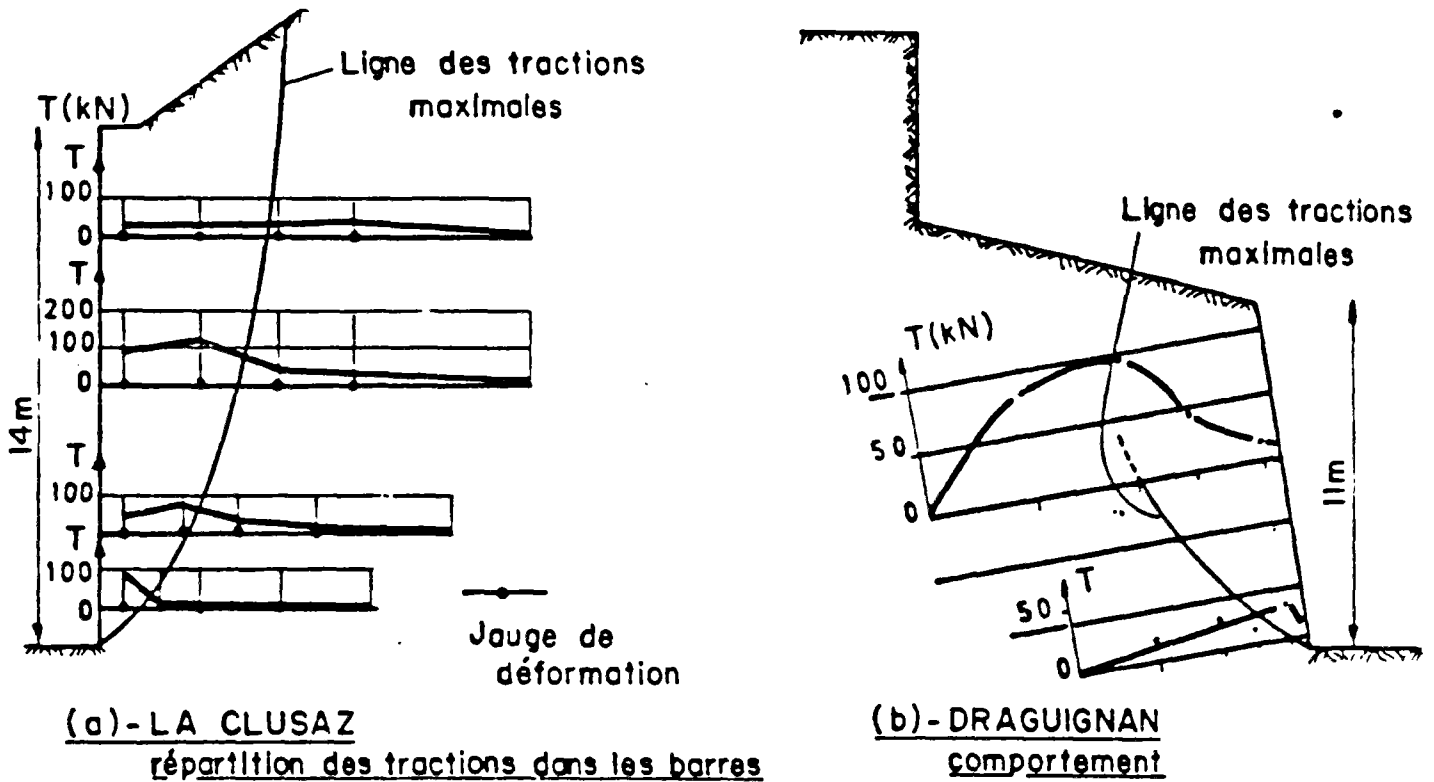


Figure 27 : Répartition des efforts dans les clous.
Ouvrages de LA CLUSAZ et DRAGUIGNAN.
(GUILLOUX, 1982)

BEECH et JURAN (1984) ont effectué le même type de mesures sur modèle réduit. La figure 28 représente les résultats obtenus.

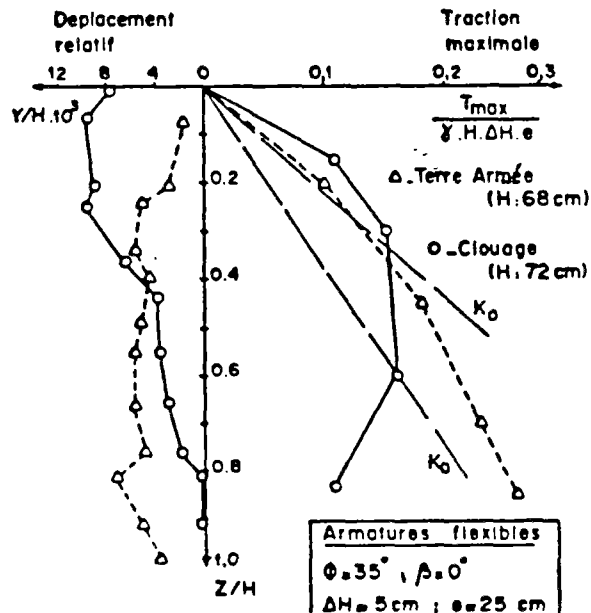


Figure 28 : Répartition des tractions maximales dans les armatures (BEECH et al., 1984)

A la lumière des exemples précédents, on constate que l'hypothèse posée en début de paragraphe trouve une bien meilleure justification dans la logique, plutôt que par l'expérience.

2.3.- ESSAIS D'ARRACHEMENT.

L'une des conclusions que l'on peut tirer du sous chapitre précédent, est que l'effort d'arrachement d'un clou reste délicat à calculer. Une évaluation est pourtant nécessaire pour effectuer un calcul de stabilité et un dimensionnement. C'est donc par la voie expérimentale que l'on estimera le frottement sol-clou en procédant à des essais d'arrachement représentant autant que possible les conditions de mise en œuvre et de chargement réel.

Un tel essai consiste à installer des clous expérimentaux dans une partie du chantier réservée à cet effet puis à l'arracher (après la prise du scellement) en le soumettant, par l'intermédiaire d'un vérin creux, à une traction dans l'axe.

Afin d'être le plus représentatif possible, il faudrait que les essais d'arrachement reflètent les efforts réels. Or, le type de sollicitation auquel est soumis le clou reste mal connu. Dans les essais d'arrachement, tel qu'il sont réalisés en règle générale, (utilisation d'un verin hydraulique) la vitesse de déplacement est contrôlée.

Les résultats concernent deux points bien distincts

- la courbe effort-déplacement du clou (comportement global),
- la répartition des efforts le long du clou (comportement local).

2.3.1.- *Comportement global.*

Suivant que l'inclusion (ou le coulis en cas de scellement) a une surface lisse ou rugueuse et suivant la nature du sol, la courbe effort-déplacement d'un essai d'arrachement présente un palier ou un pic (figure 29) (Schlosser et Guilloux, 1981).

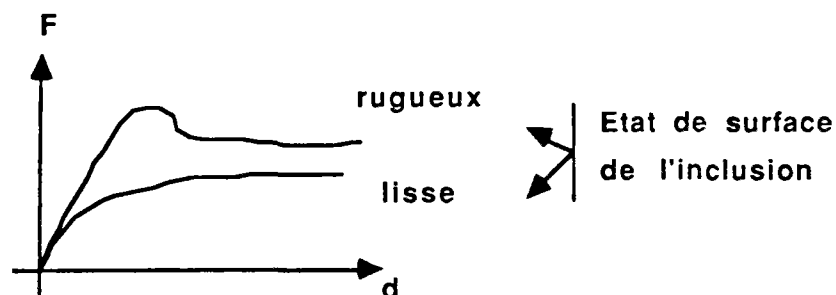
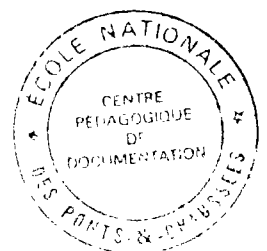


Figure 29 : Courbes types d'essais d'arrachement.



A partir d'un certain seuil de rugosité, le frottement sol-armature est égal au frottement interne du sol, et l'on retrouve les courbes classiques (figure 30).

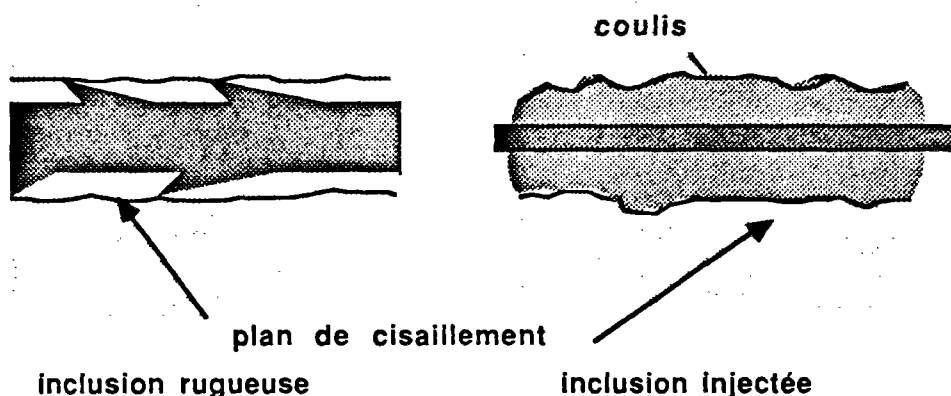


Figure 30 : A partir d'une certaine rugosité, le frottement sol-inclusion, est égal au frottement interne du sol.

A titre indicatif, quelques résultats d'essais d'arrachement sont donnés :

	SOL	CLOU	CONTRAINTES DE CISAILEMENT
GIGAN (1982)	massif sableux $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 33^\circ$	cornières battues	$T_t < 120 \text{ kPa}$

	moraines argileuses $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$ $\varphi = 45^\circ$	barres scellées	$T_t = 640 \text{ kPa}$
GIGAN (1985)	remblais autoroutiers	barres scellées	$T_t = 70 \text{ kPa}$

	éboulis sableux $\gamma = 21,8 \text{ kN/m}^3$	cornières battues barres	$T_t \text{ 80 à } 100 \text{ kPa}$ $T_t > 50 \text{ kPa}^*$

* Cette valeur n'est pas représentative du cas général, car le scellement est réalisé par simple déversement gravitaire. Mais cet exemple montre combien la qualité de la mise en œuvre est importante.

$\varphi = 40^\circ$ scellées

BLONDEAU (1985)

schistes

barres

$T_t > 320 \text{ kPa}$

scellées

La figure 31 résume plusieurs résultats rassemblés par LOUIS (1986)

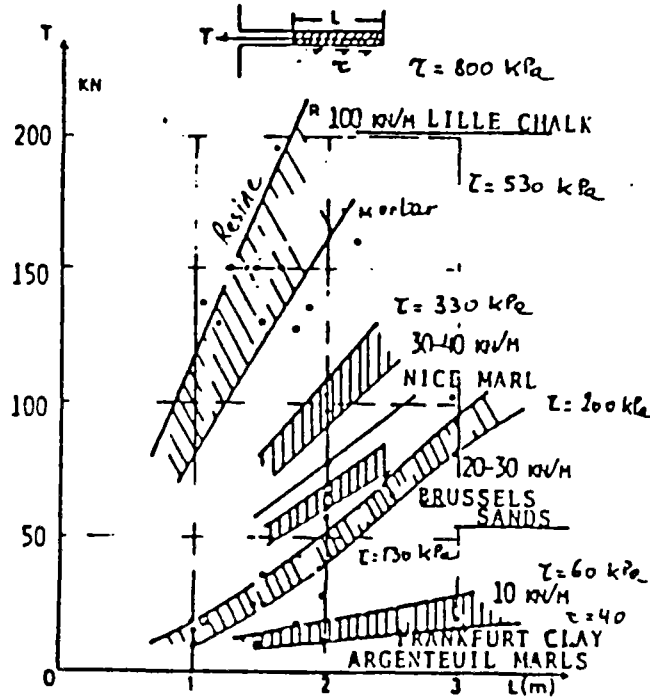


Figure 31 : Graphe récapitulatif de plusieurs essais d'arrachement de barres scellées (LOUIS, 1986), le diamètre des clous vaut 40 à 50 mm.

Les différents essais d'arrachements réalisés n'ont pas mis en évidence une influence flagrante de la hauteur de sol située au dessus du clou, c'est-à-dire en fait de T_0 .

Par contre, il est clair que l'effort d'arrachement dépend du mode de mise en place du clou. On peut déduire au vu des résultats exposés ci-dessus, que les barres scellées offrent une plus grande résistance à l'arrachement que des cornières battues. Il y a deux raisons à cela :

- en cas de scellement, le coefficient de frottement est égal à $\tan(\varphi)$ alors que pour des cornières battues, il est inférieur,
- la surface latérale de l'inclusion est plus grande en cas de forage (diamètre $0,15m$) et de scellement qu'en cas de battage.

Au sujet de la mise en place, la technique CLOUJET, qui consiste à associer le vibrofonçage avec l'injection sous très haute pression, est très

prometteur. La figure 32 représente le schéma de principe de cette nouvelle technique.

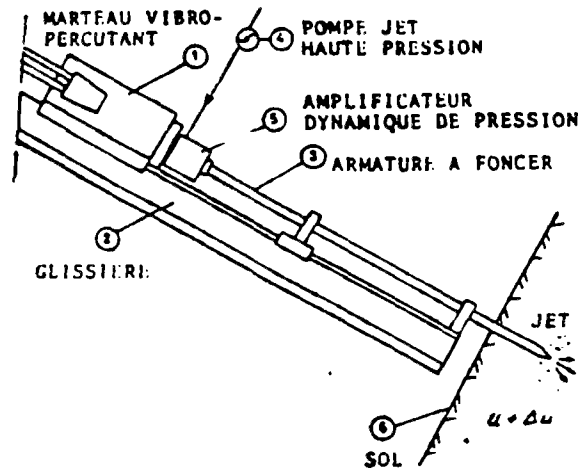


Figure 32 : Le cloujet est la technique qui associe le vibrofonçage et l'injection haute pression (effet Jet Grout).

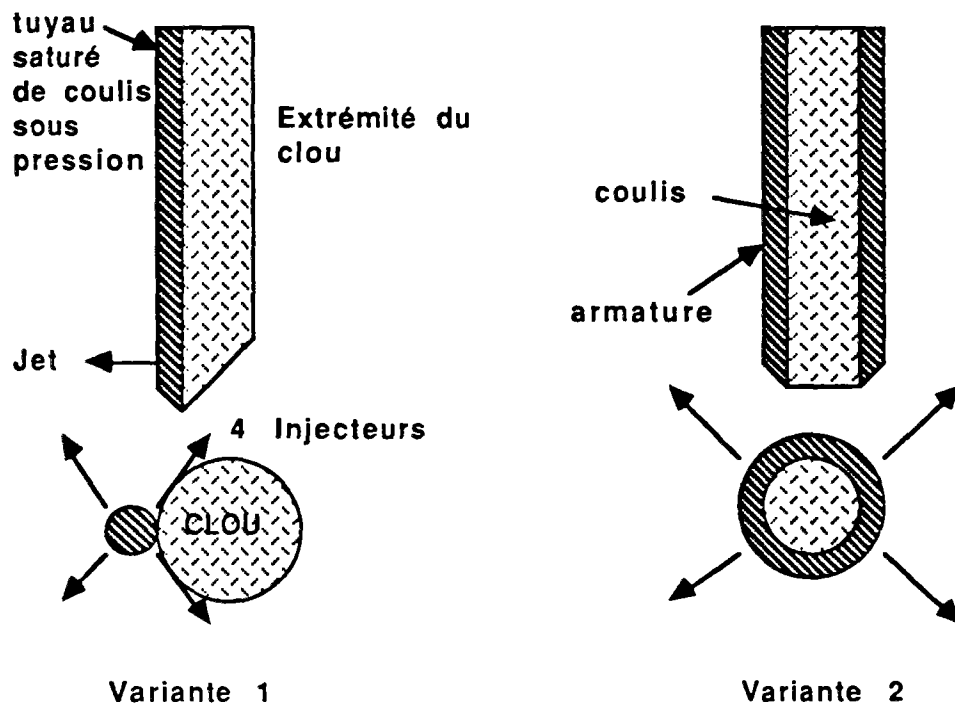


Figure 33 : Deux variantes du cloujet.

Il existe deux variantes de ce procédé (figure 33) :

1. le conduit amenant le coulis en bout de clou est soudé à celui-ci le long d'une génératrice et percé à son extrémité de quatre gicleurs,
2. le clou est centré dans un tube de diamètre supérieur, saturé de coulis. L'extrémité est fermée. Quatre gicleurs permettent l'évacuation du coulis.

Une campagne d'essais dirigée par LOUIS (Claude Louis Consultants) avec la collaboration de l'auteur et de SIMECSOL (Lyon) a permis d'évaluer les avantages du système Cloujet.

Dans les alluvions du Rhône ($\gamma = 1,9 \text{ kN m}^{-3}$, $C = 0$, $\varphi = 35^\circ$), dix clous ont été mis en place puis arrachés. Le tableau II résume les résultats obtenus.

N°	Longueur	Type	Pression d'injection (MPa)	Effort max. d'arrachement kN
1	3	2	20	214
2	3	2	30	214
3	4	1	18	250
4	3	1	10	173
5	4	sans jet	0	22
6	4	sans jet	0	27
7	4	2	10	240
8	4	2	10	230
9	4	1	16	260
10	4	1	16	260

Les caractéristiques générales de ces essais sont :
Armatures HA 25,
Fréquence de vibrofonçage : 40 - 50 Hz,
Coulis : ciment : 1
eau : 1

On peut noter deux avantages de la technique du cloujet :

a) facilité de pénétration. L'injection sous très haute pression refoule le sol en pointe du clou en le liquéfiant,

b) gain de frottement. L'injection compacte, sous l'effet de la pression, le sol entourant le clou et le pénètre. Le frottement sur le plan de cisaillement est donc égal au frottement interne du sol.

Il résulte des trois facteurs: frottement interne, sol compacté, gros diamètre de colonne de coulis, un effort d'arrachement dix fois supérieur à celui d'un clou simplement vibrofroncé.

Les résultats présentés sommairement ci-dessus seront repris et exploités dans un article à paraître (LOUIS). Il est d'ores et déjà clair, bien que cette technique soit appelée à évoluer pour se perfectionner, que le cloujet représente un pas de plus dans le renforcement sélectif en apportant, à l'endroit où c'est nécessaire et à cet endroit seulement, la modification qui va améliorer le comportement (dans le cas du cloujet, c'est le gain de densité autour du clou, augmentant le frottement).

En ce qui concerne le déplacement nécessaire pour mobiliser l'effort maximal dans les clous, l'ensemble des résultats connus concorde sur une valeur de quelques millimètres.

2.2.2.2.- Répartition des efforts le long de l'armature.

Des études générales menées par ALIMI (1977), se rapportant plus à la terre armée qu'au clouage, ont montré que la répartition des efforts le long de l'armature dépendait de la déformabilité relative du clou par rapport au sol (figure 34).

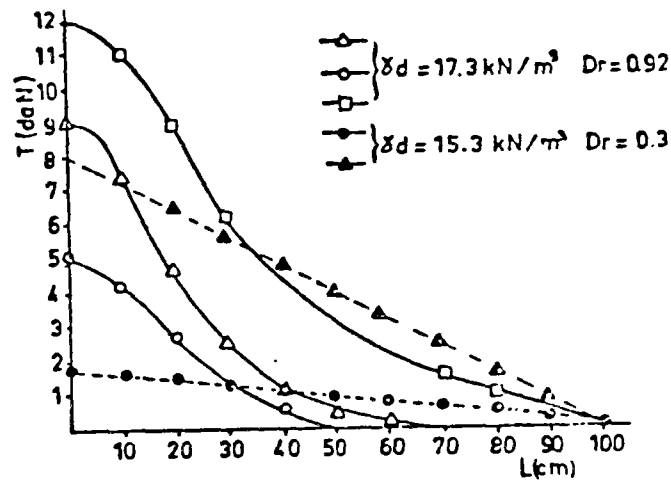


Figure 34 : Effet de la déformabilité d'une inclusion sur la répartition des efforts (ALIMI, 1979)

Etant donné que le paramètre important est la déformabilité *relative*, il est bien évident que la compacité du sol intervient ; plus elle sera élevée et moins l'armature sera, en comparaison, rigide. De manière analogue, plus la traction augmente et plus la partie de la barre qui est sollicitée est grande.

GASSLER (1984) présente à ce sujet les résultats d'un essai d'arrachement (figure 35) et interprète la non linéarité des courbes comme conséquence des déformations élastiques dans la barre. On notera que quelques courbes de la figure 35 ne sont pas strictement décroissantes, ce qui est physiquement impossible.

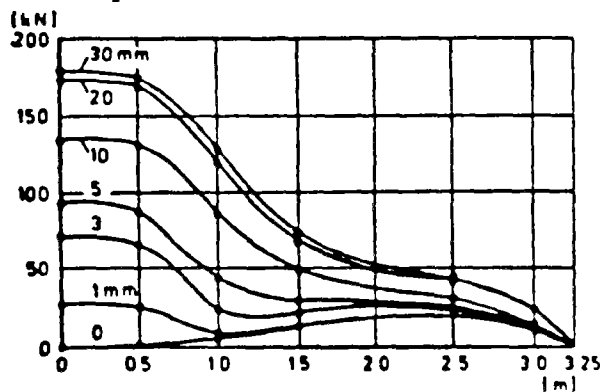


Figure 35 : Essai d'arrachement (GASSLER, 1984)

On peut noter enfin, les résultats obtenus par STOCKER (1979) sur le test B dans lequel le massif est soumis à une surcharge (voir figure 7). Sur la figure 36 sont présentés les efforts relevés dans les clous au cours des différents chargements, les deux clous supérieurs sont entièrement dans la zone active. Comme le remarque l'auteur, le fait que l'effort maximum dans ces deux clous soit situé en partie centrale montre que les clous soulagent la peau de confinement d'un effort non négligeable. Ce résultat n'apparaît plus du tout dans les deux clous inférieurs où le maximum est sur le parement.

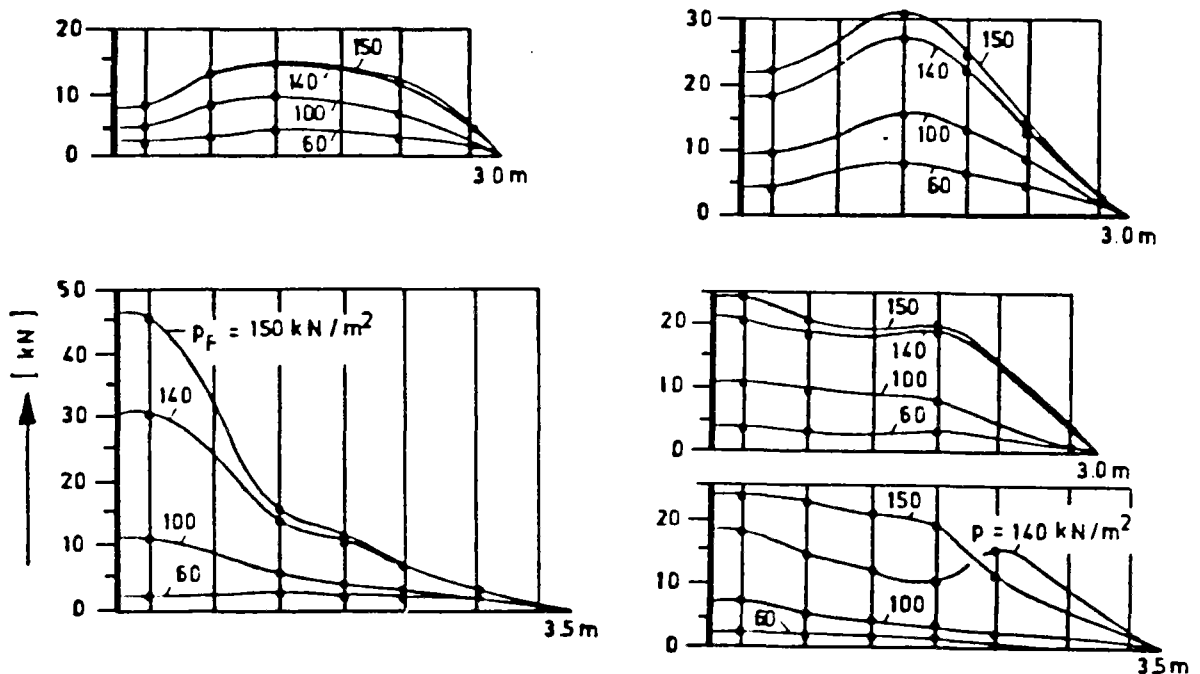


Figure 36 : Distribution des efforts dans les cinq clous inférieurs de la paroi B (STOCKER, 1979)

2.4.- PRESSION DES TERRES DERRIERE LE PAREMENT.

De même que les efforts repris dans les clous sont nécessaires à leur dimensionnement, il faut connaître les efforts s'appliquant sur le parement pour le concevoir.

Les résultats publiés concernant la pression des terres derrière le parement, sont très peu nombreux. Les articles de STOCKER (1979) et GASSLER (1981) sont les seuls à traiter ce sujet, à notre connaissance. Les tests concernés sont ceux présentés précédemment. Les mesures relevées lors du test B sont schématisées sur la figure 37.

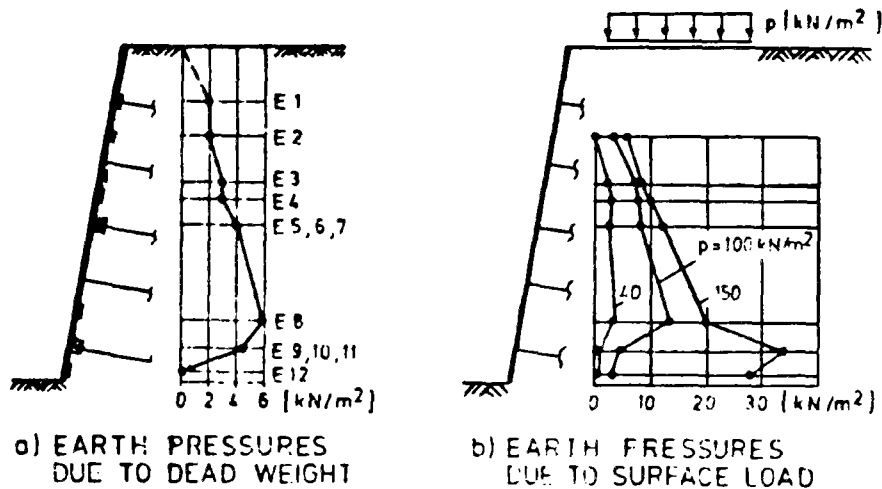


Figure 37 : Poussée des terres lors du test B.

La pression, nulle évidemment en tête de talus, croit jusqu'aux quatre cinquièmes de la profondeur puis décroît pour redevenir nulle en pied de talus. Les auteurs considèrent cette répartition comme relativement constante plutôt que croissante. Il est intéressant de comparer les mesures faites avec les valeurs qu'on obtiendrait en supposant que la contrainte en un point est $T(z) = \gamma z K_0$. Avec une densité de 16 KNm^{-3} et un coefficient K_0 égal à $0,5$, la contrainte maximum serait atteinte en pied de talus et vaudrait 48 KPa , avec un coefficient K_0 égal à $\tan^2(\pi/4 - \varphi/2)$, on obtiendrait 26 KPa . On peut donc dire, au vu de cet exemple, que l'excavation qui mobilise des forces de cisaillement dans le sol, et la présence de clous, ont pour effet de diviser par six, environ, les forces sur le parement par rapport à celles qui existeraient si le parement était coulé dans un massif infini (figure 38) (distribution de COULOMB).

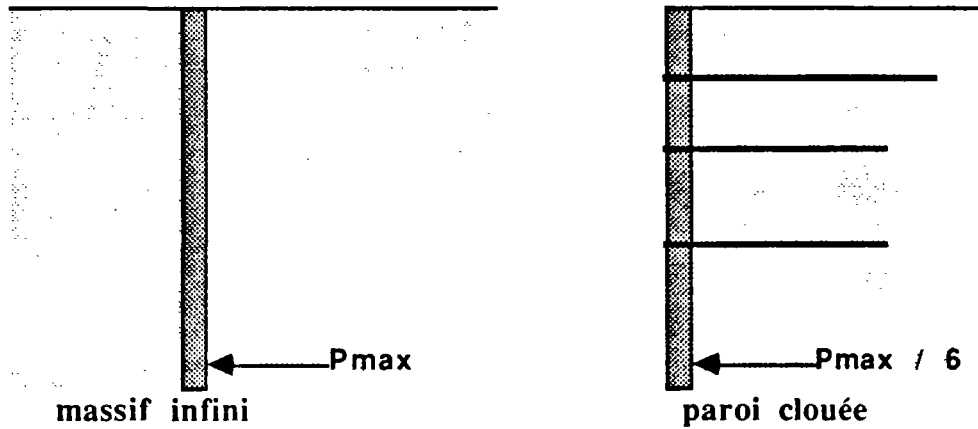


Figure 38 : Les résultats relevés par GASSLER, permettent d'affirmer que la pression des terres derrière le parement est égale au sixième de celle de COULOMB.

GASSLER précise qu'une réduction d'au moins 40 % observée maintes et maintes fois peut être considérée comme une hypothèse de travail.

On constate sur la figure 37, que le fait d'appliquer une surcharge en tête modifie la pression. Très peu en tête et de plus en plus vers le pied, mais l'allure générale est conservée. Néanmoins, lorsque la surcharge est telle que la rupture est proche, la pression en partie basse du talus augmente considérablement. Ce phénomène se retrouve (un peu moins clairement) au niveau des efforts dans les clous (figure 39).

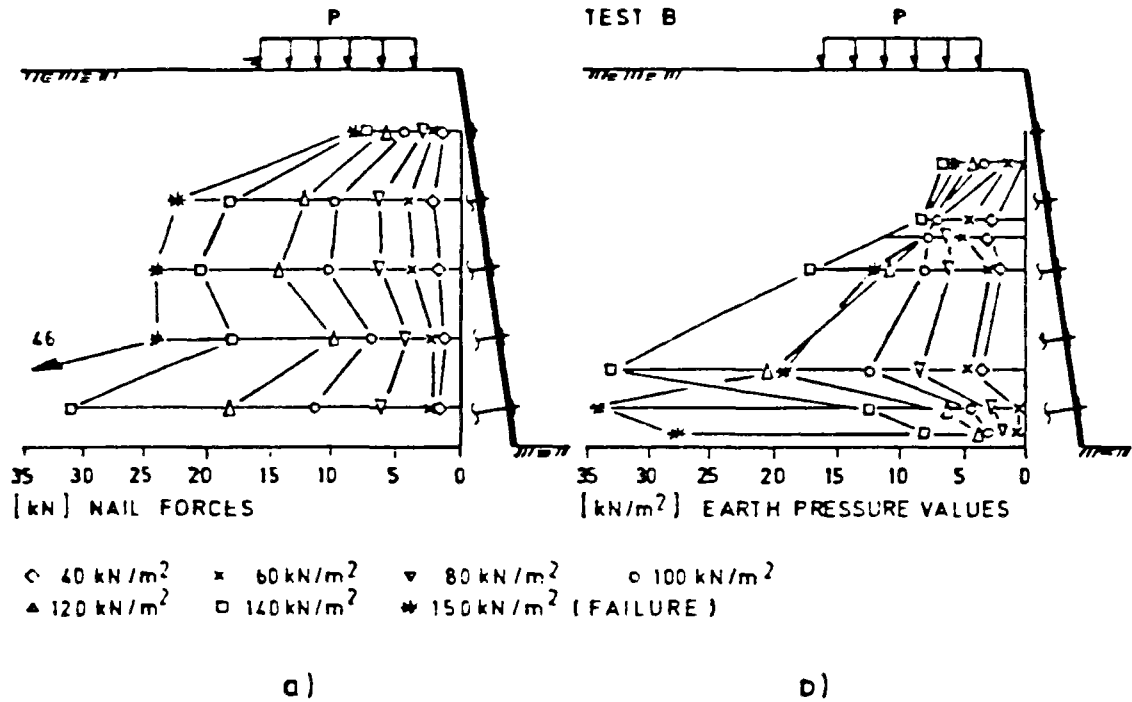


Figure 39 : Comparaison de la pression des terres et des efforts dans les clous.

2.5.- COMPARAISON TERRE ARMEE-CLOUAGE : LE COMPORTEMENT.

Nous reprenons, dans ce sous chapitre, les points développés précédemment en comparant les résultats présentés à ceux qui ont pu être observés sur des ouvrages en terre armée.

2.5.1.- *Le champ de déplacement.*

La distinction est claire car tous les résultats concordent. Le déplacement maximum d'un ouvrage en terre armée se situe en pied de talus (figure 40), en clouage, il se situe en tête. Cette différence de comportement n'a rien de surprenant si l'on se rappelle que dans le cas de la terre armée, c'est l'armature du bas, la première posée, qui subit lors de la construction une charge de plus en plus grande, alors que dans le cas du clouage, c'est le clou supérieur, le premier mis en place, qui reprend les efforts progressifs dus à la construction.

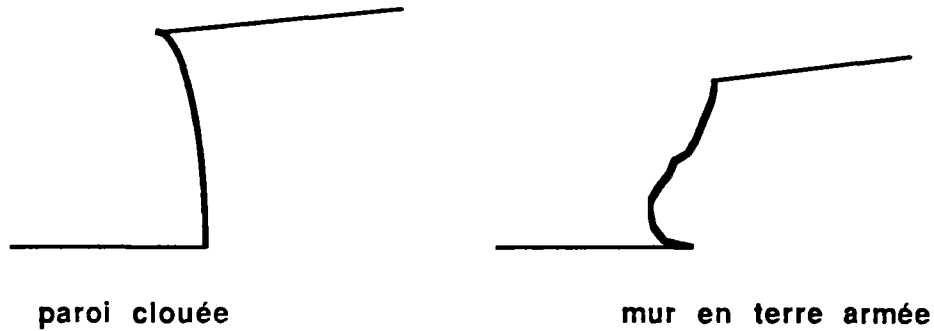


Figure 40 : Allure des déformées de parois clouées et de massif en Terre armée.

2.5.2.- *Surface de rupture.*

La aussi, les résultats (quoique peu nombreux en clouage) permettent de différencier la terre armée du clouage.

Dans le premier cas, la largeur de la zone active atteint en partie haute environ 30 % de la hauteur de la paroi. Dans le cas du clouage, c'est plutôt 50 % si l'on se réfère aux résultats de STOCKER (1979). Hormis cette caractéristique, aucune comparaison n'est possible, et le fait de qualifier la ligne de rupture d'un mur en terre armée de circulaire et celle d'une paroi clouée de spirale, parabole ou autre, apparaît arbitraire. Les quelques (dix tout au plus) points de mesures qui servent, suite aux essais, à définir cette ligne peuvent sans difficulté être rattachés à toute une série de courbes dont le nom importe peu.

2.5.3.- *Frottement le long du clou et essai d'arrachement.*

Le frottement est le phénomène essentiel dans la terre armée et dans le clouage. Il suffit de reprendre les modes de mises en place des inclusions dans les deux cas pour se rendre compte qu'en terre armée la contrainte T est relativement bien connue, elle ne l'est pas en clouage. Par contre, la dilatance intervient dans les deux cas. Il s'ensuit que la valeur de l'effort de frottement peut être approchée empiriquement pour un ouvrage en terre armée (coefficient μ^*), alors que pour une paroi clouée, des essais d'arrachements s'imposent. En ce qui concerne le déplacement nécessaire à la mobilisation de l'effort de frottement maximal dans les armatures, un déplacement de l'ordre de cinq millimètres semble commun aux deux techniques.

2.5.4.- *Réaction du sol normal à l'axe du clou.*

Une des principales différences entre terre armée et clouage, en ce qui concerne la mise en oeuvre, est que les inclusions sont très souples en terre armée et plus rigides dans des parois clouées. Les premières travaillent donc uniquement en traction alors que les secondes peuvent reprendre des efforts de cisaillement. Dans les deux cas, des études en laboratoire, dans des boîtes de cisaillement, ont été menées dans le but d'évaluer la résistance du sol renforcé. Les résultats obtenus ne permettent pas de différencier clairement les deux comportements.

2.5.5.- *Distribution des efforts de tractions.*

Bien que les résultats concernant le clouage soient trop peu nombreux, il semble que la distribution des efforts de traction soit la même en clouage et en terre armée ce qui est, par ailleurs, tout à fait logique. A savoir, traction nulle en bout libre de l'armature puis croissante jusqu'au niveau de la surface de rupture où le maximum est atteint ; la traction décroît ensuite jusqu'à une valeur non nulle en tête de clou.

2.6.- CONCLUSION.

Cette étude bibliographique regroupe la majorité des résultats connus. Le peu de données disponibles limite l'intérêt des sujets abordés que ce soit pour les surfaces de rupture, la répartition des efforts dans les clous ou encore la pression des terres sur le parement. Le nombre de parois instrumentées est insuffisant pour pouvoir établir des règles de portée générale.

On peut regretter, à cet égard, que les chantiers dans des sols homogènes où l'interprétation des mesures serait aisée, ne soient pas systématiquement l'objet d'instrumentations.

Les essais d'arrachements faisant partie intégrante d'un projet, les résultats disponibles à ce sujet sont relativement nombreux. Le frottement sol-armature est variable mais la méthode de forage et scellement est celle qui permet d'obtenir le frottement le plus élevé. Les techniques de mise en place des clous et de liaison au sol, en pleine expansion, permettront très prochainement au projeteur de disposer d'un ensemble de variantes parmi lesquelles il pourra choisir, en fonction du sol, la meilleure solution pour obtenir le frottement maximum.

On peut conclure de cette étude que la poursuite de recherches sur le comportement des parois clouées est nécessaire pour pouvoir disposer d'une banque de données sur laquelle les modèles numériques de

dimensionnement doivent être calés. Le plan CLOU-TERRE actuellement en cours devrait répondre en partie à cette demande et permettre, à son échéance, d'améliorer de manière sensible la connaissance du comportement des parois clouées.

Des études sur ouvrages en vraie grandeur doivent être poursuivies jusqu'à ce que les lois de comportement général soient établies. En parallèle, des modèles réduits, représentant convenablement la réalité, peuvent permettre de développer des études paramétriques qui complètent la connaissance obtenue par les essais en vraie grandeur. On peut très bien évaluer entre autre, sur modèle réduit, l'influence de l'inclinaison des clous.

Mais il est nécessaire pour ces modèles que les règles de similitude et la méthode de mise en œuvre réelle soient respectées. Il est probable et logique que le mode de construction influe sur le comportement. Par exemple, la méthode qui consiste à mettre en place les inclusions et le parement en même temps que le sol, pour ensuite excaver devant la peau, ne respecte pas les deux étapes réelles : excavation puis renforcement. Elle doit donc être écartée.

En ce qui concerne les essais sur boîte de cisaillement, les résultats, quel que soit le sérieux avec lequel ils ont été obtenus, sont difficilement extrapolables en vraie grandeur puisque, aussi bien les conditions aux limites que les effets de groupe, ne sont peu ou pas représentés. De tels essais doivent donc être réalisés dans le cadre de recherches plus fondamentales (du type de ceux de JEWELL, 1980) dont les résultats sont bien sûr précieux pour les projeteurs mais seulement au niveau des concepts et de la compréhension des phénomènes.

PAGE BLANCHE

CHAPITRE III

ETUDE DU CLOUAGE SUR MODELES PHYSIQUES

3.1.- INTRODUCTION.

Une étude importante du comportement mécanique de massifs renforcés par clouage a été réalisée sur modèles géomécaniques à une échelle de résolution aussi élevée que possible.

3.1.1.- *Objectif.*

Les essais envisagés visent à représenter le comportement d'un mur cloué, pendant sa construction et lors de la rupture. Pour cela, on reconstitue dans un massif de sol de volume réduit ($1,2 m^3$) les différentes phases d'excavation et de clouage. Le modèle représente une tranche d'une paroi clouée dont le comportement ne dépend pas de la largeur.

L'objectif des essais est :

- Premièrement, mettre en évidence le ou les modes de rupture ; celle-ci est provoquée par dépassement de la hauteur critique (mais une rupture par surcharge est envisageable).

- Deuxièmement, étudier l'influence du positionnement des clous sur la forme de la surface de rupture et de manière générale sur le comportement de l'ouvrage.

3.1.2.- *Principe des essais.*

Les essais sont menés de telle manière que la ressemblance avec les chantiers de clouage soit la plus grande possible.

Le matériau de base est le sable sec, auquel on ajoute par malaxage un faible pourcentage d'eau. Une fois prêt, le sable est posé délicatement dans le modèle dont les quatre côtés latéraux sont fermés. Le sable est compacté uniformément par surcharge.

Une fois le remplissage terminé, la surface supérieure est protégée par une fine pellicule de coulis de plâtre vaporisé pour éviter l'évaporation. La première excavation peut être faite ; pour cela, on décaisse sur 12 cm de haut et 20 de profondeur. Le mortier préparé par ailleurs est mis en place contre la paroi. Après durcissement de la peau de confinement, les clous sont installés, par forage et scellement au coulis de ciment. Une fois que le scellement a pris, on peut procéder à la passe suivante. A chaque passe, des photos permettent de contrôler le déplacement de la zone active. L'excavation est poursuivie jusqu'à rupture.

3.1.3.- Conditions à respecter.

Le but de toute étude sur modèle réduit est de simuler aussi correctement et fidèlement que possible les phénomènes intervenant en vraie grandeur. La bonne représentativité des résultats est subordonnée au respect de deux conditions :

- Lors de l'expérience sur le modèle réduit, les sollicitations mises en jeu et le comportement du milieu doivent être tels que les résultats relevés soient extrapolables en vraie grandeur afin de connaître ce qu'aurait été le comportement du milieu in situ soumis aux sollicitations réelles. A cet effet, *les règles de la similitude* doivent être respectées.

- En supposant cette première condition remplie, il faut que les systèmes de mesures, de sollicitations et l'environnement extérieur du modèle ne perturbent pas son comportement. Dans notre cas, où il n'y a pas de mesures directes dans le modèle, les seules perturbations peuvent être dues aux *effets de bords*, contacts inévitables entre le matériau et son environnement. Il faudra donc non seulement minimiser ces effets mais aussi les évaluer pour en tenir compte dans l'interprétation des mesures.

3.2.- LOIS DE LA SIMILITUDE.

3.2.1.- Présentation.

Un phénomène physique peut être étudié de trois manières :

- par approche théorique,
- par analyse numérique,
- par voie expérimentale.

Suivant les problèmes, l'une de ces trois méthodes est choisie. En génie civil, lorsque l'approche expérimentale est retenue et que l'instrumentation d'ouvrages en service n'est pas suffisante, on se heurte souvent à des problèmes financiers ou matériels. Le volume à tester étant de dimensions trop importantes, (talus, immeuble, etc) l'étude sur modèle réduit doit être alors envisagée. Le principe en est de reconstituer à une échelle de réduction K le milieu que l'on désire observer. L'analyse peut alors avoir lieu en laboratoire, les essais peuvent être répétitifs et la mise en œuvre demande des moyens restreints.

L'hypothèse de base des études sur modèles réduits est donc comme l'on vient de le définir, de considérer que les longueurs L dans le modèle sont K fois plus petites que celles existant en vraie grandeur. Si L^* est le rapport entre les longueurs réelles et celles du modèle, on a donc, par hypothèse $L^* = K$.

De manière générale, pour une grandeur A , on notera A^* le rapport entre la dimension de A en vraie grandeur et sa dimension dans le modèle. On parlera ainsi de $\sigma^*, T^* \dots$ Par exemple, $\sigma^* = 1$ signifie que le modèle et la vraie grandeur sont soumis au même champ de contraintes, $T^* = K$ signifie que les longueurs dans le modèle, dépendant du temps devront être K fois plus lentes qu'en vraie grandeur.

Supposons que la loi qui régit le phénomène que l'on désire analyser soit la loi fondamentale de la dynamique.

$$\sigma_{ij,j} + f_i = \rho d^2 \xi_i / dt^2$$

où f_i est la i ème composante de la densité volumique de force, de dimension: $F = ML^{-2}T^{-2}$. La relation aux dimensions associées s'écrit :

$$\sigma L^{-1} + F = \rho \bar{\Xi} T^{-2}$$

Les équivalences entre dimensions sont :

Symbole	Dimension
σ	$\sigma = ML^{-1}T^{-2}$
f	$F = ML^{-2}T^{-2}$
ρ	$\rho = ML^{-3}$
ξ	$\bar{\Xi} = L$

Dans le modèle, on veut remplacer L par L/K , il faut donc trouver des dimensions $\sigma', \rho', F', \bar{\Xi}', T'$, tels que la même relation aux dimensions soit respectée:

$$\sigma' (L/K)^{-1} + F' = \rho' \bar{\Xi}' T'^{-2} \Leftrightarrow \sigma L^{-1} + F = \rho \bar{\Xi} T^{-2}$$

Plusieurs possibilités peuvent s'envisager, par exemple:

$$\bar{\Xi}' = \bar{\Xi} / K, \quad \sigma' = \sigma / K, \quad \rho' = \rho, \quad F' = F, \quad T' = TK^{-1/2}$$

ainsi:

$$(\sigma/K) (L/K)^{-1} + F = \rho (\bar{\Xi} / K) (TK^{-1/2})^{-2}$$

soit:

$$\sigma L^{-1} + F = \rho \bar{\Xi} T^{-2}$$

On définit donc dans cet exemple :

$$\rho^* = 1, \quad \sigma^* = K, \quad F^* = 1, \quad \bar{\Xi}^* = K, \quad T^* = K^{1/2}$$

Pour le modèle en question la masse volumique ρ et les forces volumiques f sont celles qui existent in situ, les contraintes σ , les longueurs L , les déplacements $\bar{\Xi}$ sont K fois plus faibles qu'en réalité, le temps est réduit par un facteur $K^{1/2}$.

Respecter la similitude revient donc à trouver pour toutes les grandeurs influençant le comportement du milieu à étudier, un facteur d'échelle convenable afin que les relations aux dimensions associées aux lois régissant les phénomènes soient inchangées.

Remarques :

En général, ce n'est pas une loi mais plusieurs qu'il faut prendre en compte. Lorsque le nombre d'équations devient trop contraignant, il faut faire des hypothèses simplificatrices.

En mécanique des milieux continus, les relations à respecter sont les relations d'équilibre, les conditions aux limites, et les lois de comportement.

3.2.2.- *Application au modèle de paroi clouée.*

3.2.2.1.- *Introduction.*

Quatre milieux distincts forment le modèle :

- le sol,
- les clous,
- le coulis d'injection,
- la peau de confinement.

Ces milieux ont des comportements différents ce qui se traduit par des phénomènes d'interaction. Par conséquent, les relations à considérer sont :

- les équations d'équilibres,
- les conditions aux limites,
- les lois de comportement du sol, des clous, du mortier, de la peau,
- les lois de comportement des interfaces:
sol-coulis, sol-parement, clou-coulis.

Il faut donc respecter la similitude sur huit relations différentes.

3.2.2.2.- *Hypothèses simplificatrices.*

Examinons ces relations en retenant si nécessaire des hypothèses simplificatrices :

a) *Relations d'équilibres.*- L'équation d'équilibre du milieu est la loi fondamentale de la dynamique des milieux continus :

$$\sigma_{ij,j} + f_i = \rho \frac{d^2 \xi_i}{dt^2}$$

dont la relation adimensionnelle associée est :

$$\sigma L^{-1} + F = \rho \Xi T^{-2}$$

Par hypothèse, $L^* = K$, donc :

$$\sigma^* K^{-1} = \rho^* \bar{\epsilon}^* T^{*-2} \quad \text{et} \quad \sigma^* K^{-1} = F^*$$

Hypothèse n°1 : Le problème envisagé étant statique, on peut oublier la relation :

$$\sigma^* K^{-1} = \rho^* \bar{\epsilon}^* T^{*-2}$$

Il reste:

$$\sigma^* K^{-1} = F^*$$

Rappelons que: $F = ML^{-2}T^{-2} = (ML^{-3})(LT^{-2}) = \dim(\rho) \dim(g)$.

Pour des raisons pratiques ρ ne peut pas s'écarter beaucoup de l'unité, il faut prendre ρ égal à un. De plus, prendre g^* différent de l'unité nécessite l'emploi d'une centrifugeuse ou d'un modèle percolé, ce que nous n'envisageons pas.

Il s'ensuit que:

$$F^* = 1 \quad \text{et} \quad \sigma^* = L^* = K$$

b) Conditions aux limites.- Chaque point de la surface extérieure du modèle est soumis à la contrainte:

$$T = (\sigma)n \quad \text{ou} \quad T_i = (\sigma_{ij})n_j.$$

Si les déplacements sont petits et si l'on peut confondre $n_j(t)$ à sa valeur initiale $n_j(0)$, il suffit alors que $T^* = \sigma^*$ (le vecteur contrainte et le tenseur des contraintes sont dans le même rapport d'échelle). Mais si, comme dans le cas qui nous intéresse, les déplacements ne sont pas négligeables, il faut qu'à tout instant la similitude géométrique demeure respectée, ce qui impose : $\bar{\epsilon}^* = L^*$. C'est la similitude *simple* (MANDEL, 1962).

c) Lois de comportement.

α) Sol.

Hypothèse n°2 : le comportement élastique du sol est supposé sans importance.

Hypothèse n°3 : le critère de plasticité du sol est celui de MOHR-COULOMB dont l'équation est :

$$|T_t| \leq C + T_n \tan(\varphi) \quad \text{dans le plan de MOHR.}$$

Comme $\sigma^* = K$, il faut que $C^* = K$ et $(\tan(\varphi))^* = 1$. Les courbes représentant les critères réels et ceux relatifs au modèle sont présentées sur la figure 1.

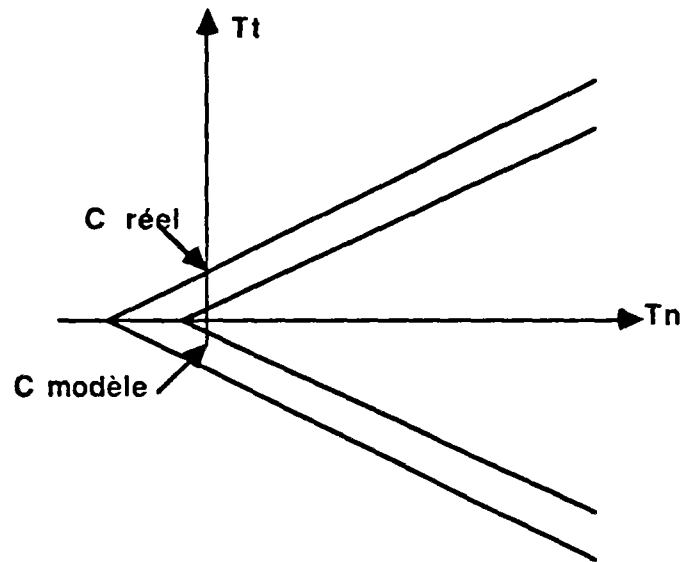


Figure 1 : Les critères du milieu réel et du modèle doivent avoir même angle de frottement, et des cohésions dans un rapport K .

Il est possible dans le modèle d'utiliser le sol réel mais sa cohésion doit être K fois plus faible.

β) Clous.

Il peut y avoir rupture du modèle soit par rupture des clous, soit par glissement. Dans le premier cas, il faut que la similitude soit respectée sur la courbe effort déformation du clou (figure 2).

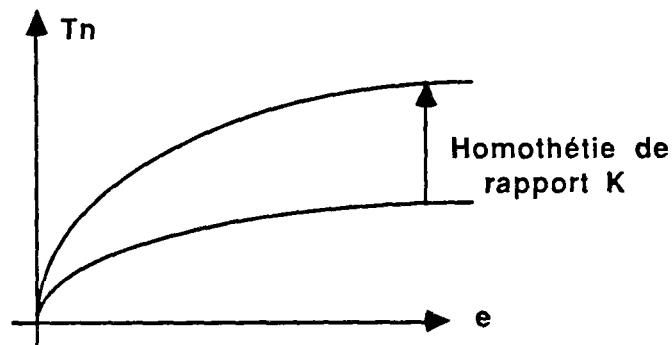


Figure 2 : Les courbes effort-déformation doivent être homothétiques dans un rapport K sur l'axe des T_n .

Dans le deuxième cas, il faut examiner le comportement de l'interface sol-clou.



Remarque :

La flèche est donnée par $y = Pl^3/EI$ avec $Y^* = E^* = K$, $P^* = K^3$ et $I^* = K^4$, la similitude est automatiquement vérifiée sur la flexion.

γ) Coulis et peau de confinement.

Le coulis intervient à la fois dans la projection du parement (en pratique, béton projeté) et dans le scellement des inclusions. On vérifie au plus près $\sigma^* = K$ et si possible $E^* = K$. La condition $\rho^* = 1$ est vérifiée automatiquement car les constituants sont de même nature en vraie grandeur et dans le modèle. En ce qui concerne le treillis soudé qui arme la peau de confinement, il faudrait en principe vérifier E^* , σ^* et L^* , il n'est guère possible de trouver un tel matériau sous cette forme. Étant donné son rôle secondaire, une fabrication spéciale ne se justifie pas. Pour le modèle réduit, des fibres textiles ont été utilisées.

δ) Interfaces.

i) Sol-parement.

L'influence de cet interface n'est pas sans importance. Il faut respecter la similitude sur la loi de frottement solide :

$$|T_t| \leq T_n \tan(\varphi)$$

$$\text{donc: } (\tan(\varphi^*)) = 1$$

ii) Parement-clou.

Il ne s'agit en fait que d'une liaison, aucune condition particulière n'est à respecter tant qu'il n'y a pas de précontrainte dans les clous.

iii) Interface sol-clou.

Hypothèse n°4 : On suppose ici que la liaison clou - produit de scellement est parfaite et l'on examinera donc le frottement sol-gaine de scellement.

C'est de loin le phénomène le plus complexe et le plus important. Le comportement du frottement sol-clou dépend de plusieurs paramètres (SCHLOSSER et al., 1981) :

- granularité du sol,
- état de surface du clou (ou de la gaine de scellement),
- contrainte normale,
- dilatance du sol.

Puisque l'on garde le même sol, la granularité est conservée. On peut agir de manière à ce que l'état de surface du clou injecté le soit aussi.

La dilatance est le dernier paramètre à étudier. Si son influence sur le frottement *sable-armature lisse* est faible (SCHLOSSER et al., 1981), on sait par contre que son rôle est primordial dans le frottement *sable-armature rugueuse*. Or, c'est bien ce frottement là qui est recherché en clouage. La dilatance est fonction :

- de l'état de compacité du matériau,
- des contraintes normales,
- de la granularité.

On sait que les contraintes sont K fois plus faibles dans le modèle qu'en réalité. On sait également que la variation de capacité dans le sol in situ en fonction de la profondeur ne peut se retrouver dans le modèle.

C'est pourquoi, il serait illusoire de vouloir sur ce point respecter la similitude. De plus, comme le fait remarquer HABIB (1985), si l'on conserve pour le modèle le même matériau qu'in situ, la similitude ne peut pas être respectée sur la dilatance. En effet, la zone de glissement à l'intérieur de laquelle il y a dilatance est fonction de la taille des grains et concerne quatre ou cinq couches. Si le même matériau est utilisé dans deux essais homothétiques, la zone de dilatance sera la même alors qu'elle devrait être dans le rapport des longueurs. D'autre part, en supposant que la similitude sur la granulométrie soit respectée, l'influence de la taille des grains sur la dilatance n'étant pas quantifiée, le respect de la similitude resterait hypothétique.

En réalité, sur un chantier seul un essai d'arrachement permet de quantifier le frottement sol-clou (en traction pure). On possède alors une courbe dont l'allure est présentée sur la figure 3.

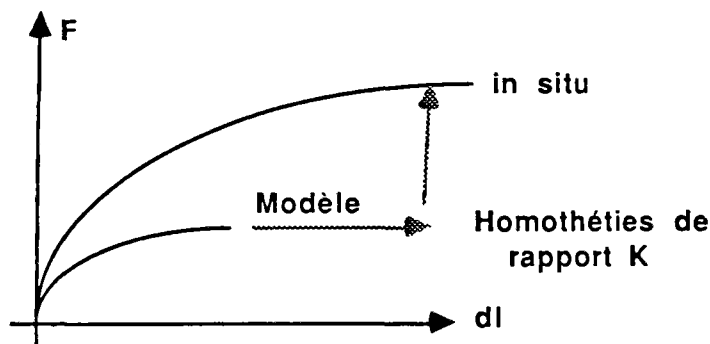


Figure 3 : Les courbes représentant les essais d'arrachements doivent être homothétiques de rapport K sur les deux axes.

Il faut par conséquent, dans le modèle, respecter une courbe homothétique.

Remarques :

. Comme nous l'avons vu précédemment, la relation aux dimensions associée à la loi fondamentale de la dynamique est :

$$\sigma L^{-1} + F = \rho \bar{\epsilon} T^{-2}$$

Or, ayant choisi: $F^* = 1$ et $\bar{\epsilon}^* = L^* = K$, il vient: $T^* = K^{1/2}$. Cette condition annexe permet de définir le ralenti qu'il faut donner à un film représentant la rupture du modèle, pour avoir l'illusion du réel (HABIB 1985).

. Si l'on revient sur l'hypothèse n°2 faite au sujet du comportement élastique du sable, on peut s'interroger sur sa validité. A ce sujet, WEBER (1971) souligne qu'en prenant pour modèle le même matériau qu'in situ, on ne respecte pas la condition de similitude sur E (module d'YOUNG), ni la similitude géométrique sur la taille des grains, et que dans ces conditions le modèle apparaît moins déformable. C'est ce qui a pu être constaté sur des essais de poinçonnement. Cependant, ce même auteur remarque en conclusion de son exposé que cette différence reste modérée lorsque les contraintes ne dépassent pas un ordre de grandeur d'un *MPa*.

Dans le cas présent où l'élasticité des grains joue un rôle dérisoire vu les faibles contraintes mises en jeu et où la taille des grains a été choisie relativement fine, les résultats du modèle seront représentatifs de la vraie grandeur.

. Le tableau 1 récapitule les conditions de similitude à respecter.

		Conditions géom.	CLOU	SOL	COULIS	FILM DE RUPTURE	TRELLIS
Longueur	L	K	K	K			KL
Déplacement	Ξ	K	K	K	K		K
Temps	T	$K^{1/2}$				$K^{1/2}$	
Force de pesanteur	B	1					
Masse volumique	γ	1	1	1	1		
Contraintes	σ	K	K	K	K		
Cohésion	C	K		K			
Angle de frottement interne du sol	ϕ	1		1			
Module d'YOUNG	E	K	K				
Résistance à la rupture	σ_r	K	K		K		
Coefficient de POISSON	ν	1					

Tableau 1 : Tableau récapitulatif des conditions de similitude à respecter sur les grandeurs physiques.

3.2.3.- Dimensions du modèle.

Nous connaissons maintenant les règles qu'il faut respecter sur chaque matériau pour vérifier les conditions de similitude. Il reste à se fixer le rapport d'échelle K . La démarche qui a été adoptée pour ce faire est la suivante : rechercher parmi toutes les conditions de similitude celle qui est la plus contraignante. Le rapport K choisi sera celui qui sera compatible avec les possibilités offertes par les matériaux existant pour réaliser cette condition. Il faut néanmoins se fixer un ordre de grandeur afin de guider les recherches. Cet ordre de grandeur a été évalué en étudiant les dimensions globales du modèle. Les dimensions du container doivent être assez petites pour que les essais soient techniquement réalisables dans des conditions satisfaisantes, et assez grandes pour qu'il n'y ait pas d'effet d'échelle. En clair, le modèle doit être le plus grand possible tout en restant facile à manipuler. Un volume global de sol de 2 m^3 nous a paru maximum. La hauteur du talus étant de l'ordre du mètre et prenant comme référence des murs cloués de 10 à 20 mètres, on constate que K est compris entre 10 et 20.

Valeurs retenues :

Volume global inférieur à deux mètres cube.

K entre 10 et 20.

3.2.4.- Choix des matériaux.

Les remarques faites au paragraphe précédent nous amène à déterminer la condition de similitude la plus contraignante. On peut dire grossièrement que :

- pour le sol, la cohésion ne pose pas de problème,
- pour le mortier, en jouant sur les dosages, les caractéristiques désirées s'obtiennent assez facilement,
- le rôle du treillis est secondaire (textile).

Il est clair que la condition de similitude la plus contraignante est celle que doit vérifier le clou, dont le rôle est primordial. Rappelons qu'il faut :

$$L^* = K \quad E^* = K \quad \sigma_r^* = K \quad C^* = 1$$

3.2.4.1.- Clous.

L'acier utilisé sur les chantiers de clouage a généralement les caractéristiques suivantes (PERA, 1984) :

- dénomination Tor-Tontor-Norfil-Caron-Ardux
- Φ : 20 mm , 25 mm ou 32 mm
- σ_{rup} (Fe E40) 480 ou 550 (Fe E50) en MPa
- σ_{ela} (Fe E40) 400 ou 500 (Fe E50) MPa ou 80 Dywidag
- ϵ_r (Fe E 40) 14 % ou 12 % (Fe E50)

Partant d'un rapport d'échelle de l'ordre de 15, il n'existe pas de métaux purs ayant un module d'YOUNG de $1,4 \cdot 10^{10}$ Pa et dont les résistances à la traction et la compression sont de l'ordre de 33 MPa. Connaissant les propriétés physiques de chaque métal, on a pu établir des alliages qui conviendraient théoriquement. Mais la longueur totale de clous utilisée par essai étant relativement grande (de l'ordre de 10 m), il a fallu trouver un matériau qui soit commercialisé dans un conditionnement convenable (fil de diamètre fixé). Après plusieurs essais de traction sur des alliages existants, notre choix s'est porté sur un fil d'étain et d'argent (pourcentage respectif 96 % et 4%).

Ses caractéristiques sont :

$$\begin{array}{ll} \sigma_r = 45 \cdot 10^6 \text{ Pa} & E = 10^{10} \text{ Pa} \\ \sigma_e = 30 \cdot 10^6 \text{ Pa} & \varepsilon_r = 15 \% \end{array}$$

Ce fil livré en diamètre $\Phi 0,5 \text{ mm}$ ne correspond pas à la condition de similitude sur le diamètre. C'est pourquoi, nous avons demandé à un fabricant de nous le fournir en diamètre plus gros. En comparant les caractéristiques de ce fil, à celles des clous réels, on constate que l'on se situe à une échelle de 13 ou 15. Le fournisseur disposait du diamètre $\Phi 0,5 \text{ mm}$. C'est pourquoi K a été fixé à 14.

Valeurs retenues :

Rapport de similitude: $K = 14$

clou modèle : mélange *Etain 96 % - Argent 4 %*

3.2.4.2.- Sol.

Les différents paramètres du sol à prendre en compte sont :

- les caractéristiques minéralogiques,
- la densité,
- la granularité,
- la cohésion,
- l'angle de frottement interne.

Les études de similitude ayant montré que l'usage pour le sol modèle d'un sable cohérent peut être retenu, nous avons recherché le sable qui convenait le mieux.

a) *La densité*, très peu variable d'un sol à l'autre, a été fixée à une valeur moyenne de $15 \cdot 10^4 \text{ N/m}^3$.

b) *La granularité* du sol modèle doit respecter le rapport d'échelle K , ce qui revient à dire que la couche granulométrique du modèle doit être une affinité de rapport 14 de la courbe granulométrique du sol réel (figure 4).

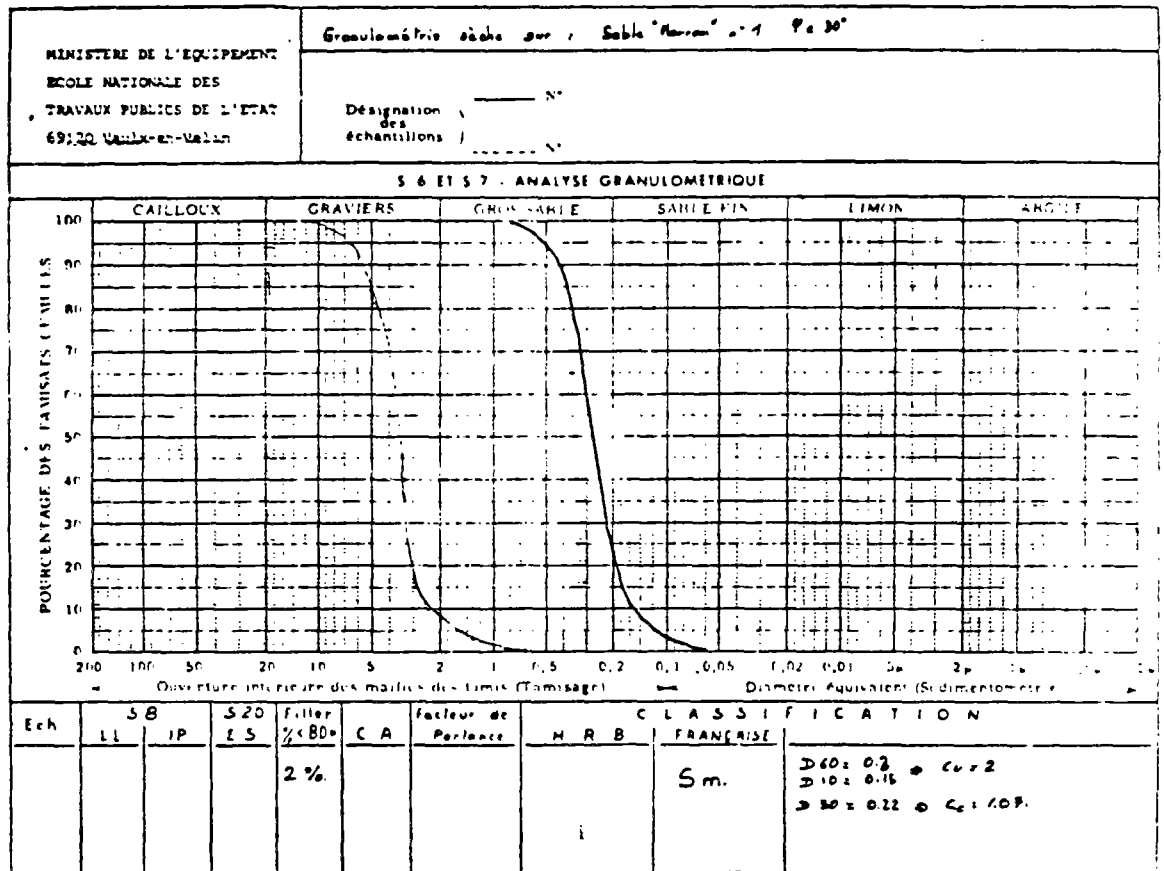


Figure 4 : Courbe granulométrique du sol utilisé dans le modèle (à droite) et courbe du matériau extrapolé (à gauche).

De plus, le sol modèle doit avoir une granularité serrée afin que son critère de plasticité, exprimé dans le repère de MOHR-COULOMB, soit le moins courbe possible à l'origine des axes. En effet, plus la granularité d'un sol est étalée et plus la courbe intrinsèque est arrondie pour des contraintes faibles (SCHLOSSER, 1981) (figure 5).

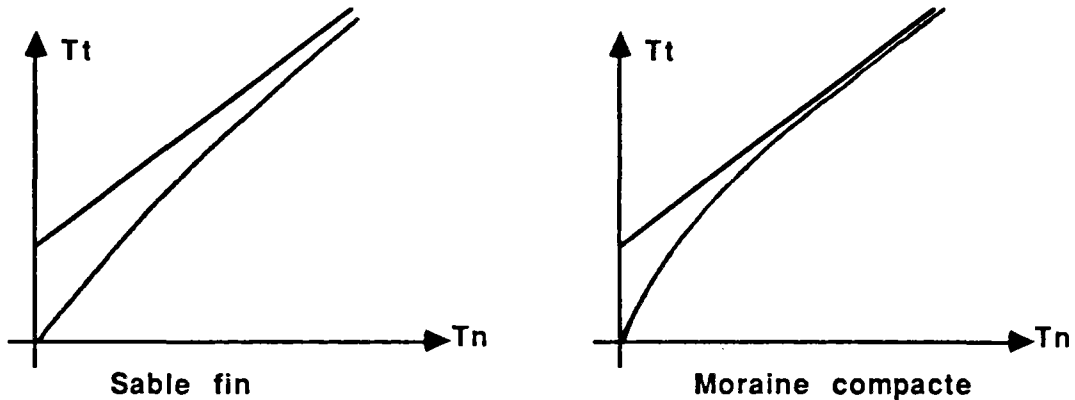


Figure 5 : La courbure du critère de plasticité à l'origine, dépend de la granularité du sol.

c) **La cohésion** doit être maîtrisée. Une manière simple de remplir cette condition est, à partir d'un sable sec, de mélanger une certaine quantité d'eau. La cohésion augmente avec la teneur en eau.

d) **Les caractéristiques minéralogiques** doivent être telles que le frottement latéral contre les parois du modèle soit le plus faible possible (voir chapitre IV.3). Il faut un sable dont la teneur en quartz soit faible.

e) **L'angle de frottement interne** doit être mesuré sous faibles contraintes (de 0 à 20 KPa). Le fait de prendre une granularité serrée nous permet d'obtenir sous des faibles contraintes un coefficient de frottement que l'on trouve in situ sous des contraintes 14 fois plus fortes.

Sable choisi :

- densité : 15 KN m^{-3} (environ)
- granularité : voir courbe figure 4)
- teneur en eau : 1,3 %
- cohésion : 0,7 KPa, soit 0,35 m de hauteur maximum de fouille verticale non soutenue
- angle de frottement : 36°
- teneur en quartz : 76 %
- teneur en calcite : 18 %
- teneur en feldspaths : 5 %
- teneur en mica : 1 %

3.2.4.3.- Mortier

Le mortier intervient dans l'injection et dans la projection. Son module d'élasticité dans le modèle n'a pas été considéré vu son rôle secondaire. Seule la résistance (traction et compression) a été analysée sur les bases suivantes :

- béton courant : $\sigma_{rC} = 30 \text{ MPa}$ (compression)
- $\sigma_{rT} = 3 \text{ MPa}$ (traction)
- mortier courant : $\sigma_{rC} = 15 \text{ MPa}$
- $\sigma_{rT} = 1,5 \text{ MPa}$

Ce qui donne à l'échelle 14, pour le mortier modèle : $\sigma_{rC} = 1 \text{ MPa}$ et $\sigma_{rT} = 0,1 \text{ MPa}$

Plusieurs mélanges de ciment : ciment prompt, plâtre durci, plâtre à modeler, ont été testés. Pour des raisons pratique de mise en place, qui seront détaillées ultérieurement, le mortier de projection doit être plus pâteux que celui d'injection et doit prendre plus rapidement.

Mélanges retenus :

a) Mortier d'injection

ciment prompt : 1

eau : 0,5

acide citrique : de 1 à 8 %

L'acide citrique est un retardateur de prise qui permet une utilisation du mortier pendant 40 mn.

σ_r varie de 0,7 à 1,15 MPa avec le temps.

b) Mortier de projection

plâtre à modeler + eau

$\sigma_r = 1,5 \text{ MPa}$

En ce qui concerne le treillis soudé, une parfaite similitude serait très difficile à respecter. Il faut malgré tout assurer la continuité de la peau de confinement d'une passe à l'autre et relier entre elles les différentes parties de la peau qui pourraient se séparer par fracture de traction. C'est le rôle des bandes plâtrées qui sont déroulées progressivement au fur et à mesure de l'excavation.

3.3.- EFFETS DE BORDS.

Comme cela a été souligné, les effets de bords sont inévitables en raison de la dimension limitée des modèles. Il faut par conséquent s'efforcer de les minimiser au maximum.

3.3.1.- *Minimisation.*

Dans le sous-chapitre 3.2, nous avons vu la justification du choix du sol et les raisons qui ont amené à retenir un sable fin de granularité serrée. L'effet de bord parasite est dans notre cas dû au frottement entre le sable et les parois latérales du container. Ces parois sont en verre pour deux raisons : tout d'abord, pour permettre un suivi visuel ou photographique du comportement du modèle en coupe transversale, ensuite, parce que le verre est l'un des matériaux dont le coefficient de frottement avec le sable est le plus faible.

Une fois le choix des matériaux sable et verre retenu, nous avons cherché le verre disponible de dureté maximale. Le choix s'est porté sur du *laminé-triplex*.

3.3.2.- *Etude de l'influence.*

L'influence des effets de bord nous paraît suffisamment importante pour justifier une étude particulière qui fait l'objet de ce sous-chapitre. Avant d'aborder le cas particulier de notre expérience et de l'approfondir, constatons sur un exemple simple que les effets de bords peuvent, si on les ignore, fausser l'analyse d'un phénomène.

3.3.2.1.- *Exemples.*

Soit un tube cylindrique en plexiglass ouvert aux deux extrémités, posé verticalement sur une table et rempli de sable sec (figure 6). Si on lève doucement le tube (a), le sable descend (par rapport au tube) comme on pouvait s'y attendre. Si maintenant, au lieu de lever le tube, on essaie de pousser le sable vers le haut par le bas du tube (b), tout en tenant celui-ci, on s'aperçoit qu'avec un effort p égal à son poids, le sable ne monte pas mais qu'il faut un effort F supérieur à p pour mettre le sable en mouvement. S'il n'y avait pas de frottement sable-plexiglass, l'expérience (a) serait quasiment inchangée, alors que pour l'expérience (b), le sable monterait sous l'effort p .

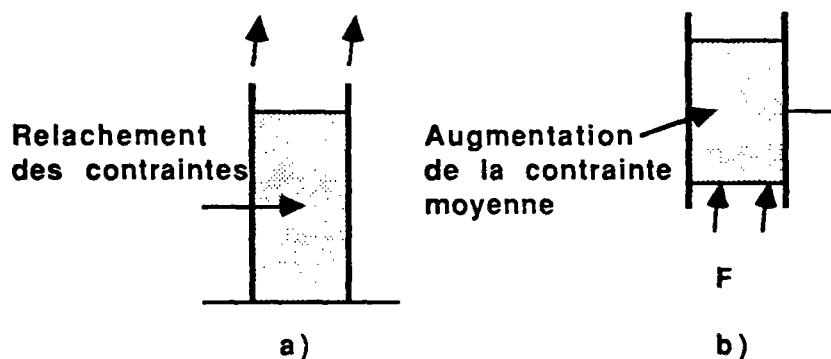


Figure 6 : Dans l'expérience "a", on lève le tube (en trait gras), dans l'expérience "b", le tube est fixe et on pousse sur le sable par le bas.

Soit maintenant le même tube fixé verticalement à un bâti (c) (figure 7). En bas du tube, un bouchon coulissant obture la section. Ce bouchon est posé sur le plateau d'une balance. Si on remplit le tube de sable sec par incrément de volume ΔP_r et que l'on relève la mesure P_a donnée par la balance, on peut tracer la courbe $P_a = f(P_r)$. L'allure trouvée est celle d'une parabole d'axe horizontal. Un expérimentateur croyant ainsi peser le sable ferait une erreur de $P_r - P_a$. Pour un sable fin siliceux et lorsque le tube est rempli sur au moins deux diamètres ΔP_a est voisin de $0,05 \Delta P_r$. S'il n'y avait pas de frottement tube-sable, $P_a = P_r$ serait égal à chaque instant du remplissage.

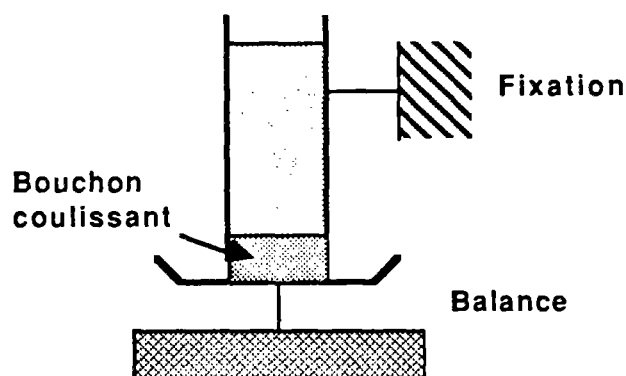


Figure 7 : Un bouchon coulissant obture sans frotter l'extrémité basse du tube, la balance pèse le poids du sable moins les frottements dus au contact sol-tube.

3.3.2.2.- Interprétation.

Les trois essais (a) (b) (c) montrent comment on peut arriver à une interprétation fautive si l'influence des effets de bord est négligée. Les

phases (a) et (b) montrent également que pour un même système, l'influence des effets de bord varie suivant le chargement. Dans l'expérience (a), le chargement a tendance à libérer les contraintes, chaque grain tombe sous son propre poids ; au contraire, dans l'expérience (b) le chargement a tendance à augmenter la contrainte moyenne. Les grains poussés vers le haut écartent ceux de la couche supérieure qui viennent s'écraser sur les parois augmentant ainsi le frottement. Il y a serrage ou dilatance empêché.

Le phénomène décrit en (a) se produit dans les essais de poussée ou, plus généralement, lorsque la rupture est provoquée par la seule gravité. Le phénomène (b) se retrouve dans tous les essais où la rupture est provoquée par une surcharge par rapport à l'état initial, c'est le cas par exemple de la butée ou d'un poinçonnement sous une fondation.

Sans avoir eu besoin de quantifier les frottements, on peut affirmer que si l'on veut réaliser des essais sur modèles réduits de poussée-butée, à hauteur d'échantillon égale, la largeur devra être beaucoup plus grande dans le cas de la butée que pour la poussée. Sinon l'influence des frottements sur le résultat final ne sera pas la même dans les deux cas.

De même, on peut penser qu'une évaluation des forces de frottement dues à l'effet de bord à partir du champ de contraintes initial :

$T = \gamma z K \tan(\delta)$, où γz est la contrainte verticale initiale, sera excessive dans le cas de la poussée et optimiste dans le cas de la butée ou d'un poinçonnement.

L'expérience (c), contrairement aux expériences (a) et (b) qui consistent en une sorte de rupture (déplacement global), montre que même pour un état statique, les frottements peuvent être trompeurs. C'est ce phénomène que l'on trouve lors d'un essai à la boîte de CASAGRANDE où la charge normale au niveau du plan de cisaillement est différente de la charge appliquée. Enfin, on remarquera que la perturbation due aux effets de bords peut être d'importance très différente pour les contraintes et pour les déformations.

3.3.3.- Application au modèle de paroi clouée.

A la lumière des exemples précédents, les effets de bords dans le modèle envisagé peuvent être évalués.

La rupture étant due à une trop grande excavation et non pas à une surcharge, seule la gravité intervient. Ainsi, comme dans l'expérience (a) ou comme dans un essai de poussée, la contrainte en un point ne sera jamais supérieure à la contrainte initiale (phénomènes de décompression), les frottements pourront donc être évalués *par excès* en estimant les frottements mobilisables à partir du champ de contraintes initial. Cette estimation est détaillée au sous chapitre 3 4.

Outre l'évaluation des frottements, il nous a paru intéressant de connaître la zone de sol influencée, c'est-à-dire l'épaisseur des bandes de sol contre les vitres dans lesquelles le champ des contraintes est perturbé par les frottements. Pour cela, une expérience spécifique a été menée ; la description précise de cette manipulation est donnée en annexe 2. Le résultat obtenu est le suivant : la bande de sol adjacente à la vitre, dans laquelle le champ des contraintes est perturbé, a une épaisseur de l'ordre du centimètre. Ainsi, nous sommes assurés que dans la zone de sol comprise entre ces deux couches limites le champ de contrainte est du même type que celui existant in situ :

$$\sigma_1 = \gamma h,$$

$$\sigma_2 = K\gamma h = \sigma_3 \text{ au repos.}$$

3.4.- DIMENSIONNEMENT DU MODELE.

Connaissant maintenant l'influence des effets de bords, il reste à dimensionner le modèle de manière à ce que le comportement global soit représentatif.

Pour cela, nous faisons l'hypothèse suivante:

Hypothèse n°5 "Le modèle sera représentatif de la réalité si les efforts dus aux frottements du sol sur les parois du container ne représentent pas plus de dix pour cent des forces de résistance mobilisables dans le sol, lors de la rupture."

L'évaluation de la perturbation se fait comme décrit au chapitre 3 3.2. La valeur trouvée est un majorant des efforts qui sont réellement mobilisés.

Soit h la hauteur du mur cloué et l sa largeur, le calcul consiste à trouver le rapport l/h minimum pour que les forces de frottement sable-verre F_f soient inférieures à 10 % des forces de résistance F_R mobilisables dans le sol (figure 8).

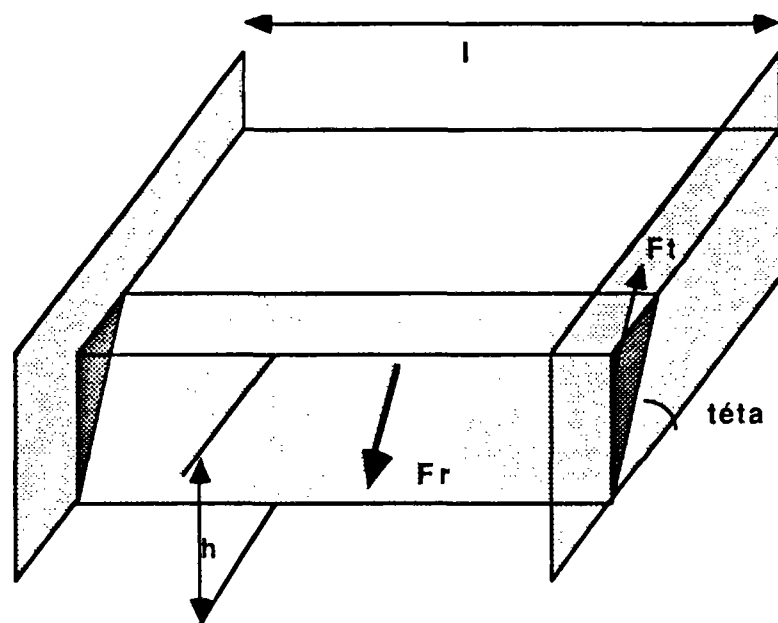


Figure 8 : La force motrice est F_r , les forces de frottement sont F_f (sur chaque face).

3.4.1.- Calcul des forces de frottements.

En tout point de l'interface sol-verre, à l'intérieur de la zone active, la contrainte s'appliquant sur une facette verticale est inférieure ou égale à :

$T_H = K_0 \gamma z$, z étant la profondeur du point, γ le poids volumique du sol, et K_0 le coefficient des terres au repos. Le frottement mobilisable en ce point est : $T = K_0 \gamma z \tan(\delta)$ où δ est l'angle de frottement sol-verre. Des essais de cisaillement à la boîte de CASAGRANDE ont permis d'estimer cet angle à 16° . Les contraintes normales très faibles employées lors de ces essais sont représentatives des contraintes régnant dans le modèle. Comme il est reconnu que de tels essais ont tendance à surestimer les angles de frottement, on peut penser que la valeur de 16° est un majorant, du côté de la sécurité.

La force de frottement totale sur les deux parois est inférieure à :

$$F_f = K_0 \gamma \tan(\delta) / \tan(\theta) h^3 / 3$$

3.4.2.- Cas d'un sol pulvérulent.

Une première méthode consiste à considérer que les forces résistantes mobilisables dans le sol ont pour valeur $F_{r1} = W \sin(\theta)$, (W étant le poids de la zone active) puisque la rupture se fait selon l'angle θ . Le calcul de W permet d'aboutir à :

$$F_{r1} = l\gamma h^2/2\sin(\theta)/\tan(\theta)$$

En écrivant $F_{r1} > 10 F_f$, il vient :

$$(l/h)_1 > 20/3K_0\tan(\delta)/\sin(\theta)$$

Une deuxième méthode consiste à dire que le cercle de MOHR représentant l'état de contrainte d'un point M de la ligne de rupture, est tangent à la courbe intrinsèque.

En supposant $\sigma_1 = \gamma z$ et $\sigma_2 = K_a \gamma z$

(σ_1 et σ_2 sont les contraintes principales)

il vient immédiatement :

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_2)/2\cos(\varphi) = \gamma z(1-K_a)/2\cos(\varphi)$$

τ étant la composante tangentielle de la contrainte s'appliquant en M sur la facette portée par la ligne de rupture, la force de cisaillement mobilisable est donc :

$$F_{r2} = l\gamma h^2/2\cos(\varphi)(1-K_a)/2/\sin(\theta)$$

Le rapport l/h vaut alors :

$$(l/h)_2 > 40/3K_0\tan(\delta)\cos(\theta)/\cos(\varphi)/(1-K_a)$$

Enfin, une dernière méthode consiste à supposer qu'en toute facette de la surface de rupture, la composante normale de la contrainte est

$$\sigma_n = \gamma z \cos^2(\theta) \quad (\text{contrainte de FELLENIUS}).$$

Alors, $F_{r3} = \gamma h^2/2\tan(\varphi)\cos(\theta)/\tan(\theta)$

et, $(l/h)_3 > 20/3 K_0\tan(\delta)/\tan(\varphi)/\cos(\theta)$

3.4.3.- Cas d'un sol cohérent.

3.4.3.1.- Evaluation de l'adhérence sol-vitre.

Le sol ayant une teneur en eau faible mais non nulle, des forces de capillarité vont apparaître entre la vitre et le sol. Cette adhérence C' doit être quantifiée, au même titre que les forces de frottement.

Le moyen utilisé dans le modèle pour estimer la cohésion consiste à mesurer la hauteur verticale maximum de fouille que l'on peut atteindre

sans renforcement. Soit h_c cette hauteur, la cohésion s'en déduit par la formule donnée par l'équation traduisant l'équilibre limite :

$$C = h_c \gamma (3,7 \tan(\pi/4 + \varphi/2)) \quad (1)$$

Cette méthode est approximative, mais la cohésion étant de l'ordre de 500 Pa , il n'existe pas de moyen simple de l'évaluer. Selon ce même principe de mesure, l'adhérence sol-vitre peut être évaluée de la manière suivante :

Comme le représente la figure 9, une fouille verticale est taillée très près de la vitre (environ 2 cm), la hauteur maximale atteinte est appelée h'_c . On utilise alors pour en déduire C' , la formule :

$$C' = h'_c \gamma (3,7 \tan(\pi/4 + \delta/2))$$

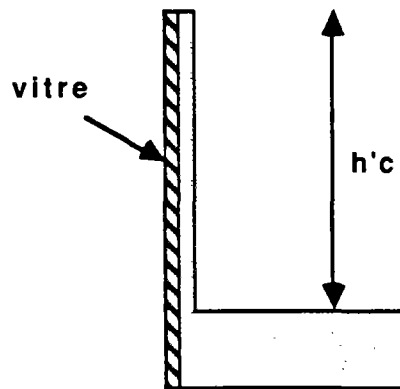


Figure 9 : Pour évaluer l'adhérence sol-vitre, on taille une fouille verticale le long de la vitre et on mesure la hauteur atteinte.

Soit en se rapportant à (1),

$$C' = Ch'_c / h_c \tan(\pi/4 + \varphi/2) / \tan(\pi/4 + \delta/2)$$

Plusieurs essais ont été effectués, la hauteur h'_c moyenne a pour valeur : $0,12 \text{ cm}$, à comparer avec $h_c = 35 \text{ cm}$.

3.4.3.2.- Calcul de lh .

Reprenons les calculs de 3.4.2, en considérant un sol de cohésion C , la surface de rupture a l'allure présentée sur la figure 10 :

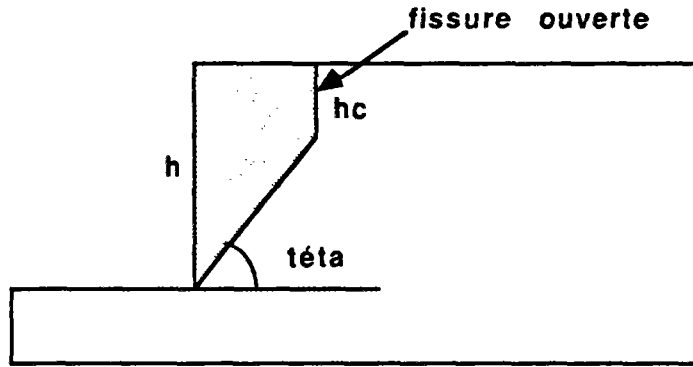


Figure 10 : Forme de la surface de rupture dans le cas d'un sol cohérent

En ne considérant que les frottements, , la force F_f devient :

$$F_f' = K_0 \gamma (h^3 - h_c^3) / 3 \tan(\delta) / \tan(\theta)$$

à laquelle il faut rajouter les forces d'adhérence :

$$F_a = C'(h^2 - h_c^2) / (\tan(\theta))$$

la force totale mobilisable entre le sol et les vitres est donc inférieure à :

$$F_f = K_0 \gamma (h^3 - h_c^3) / 3 \tan(\delta) / \tan(\theta) + C'(h^2 - h_c^2) / (\tan(\theta))$$

De même, un calcul simple montre que F_{r1} se transforme en

$$F'_{r1} = l \gamma (h^2 - h_c^2) \sin(\theta) / (2 \tan(\theta))$$

ce qui donne un rapport

$$(l/h)'_1 > 10 / \sin(\theta) (K_0 / 3 \tan(\delta) ((1 - (h_c/h)^3) / (1 - (h_c/h)^2) +$$

$C'/\gamma h)$

En ce qui concerne F_{r2} :

$$F'_{r2} = l \gamma (h^2 - h_c^2) / 2 (1 - K_a) / 2 \cos(\varphi) / \sin(\theta)$$

ce qui donne :

$$(l/h)'_2 > 40 \cos(\theta) / (\cos(\varphi) (1 - K_a)) (K_0 / 3 \tan(\delta) (1 - (h_c/h)^3) / (1 -$$

$h_c/h)^2) + C'/h \gamma$

Enfin, on montre facilement que dans l'hypothèse de la contrainte de FELLENIUS :

$$(l/h)'_3 > 20 / (\cos(\theta) \tan(\varphi)) (K_0 / 3 (1 - (h_c/h)^3) / (1 - (h_c/h)^2) \tan(\delta)$$

$+ C'/\gamma h)$

3.4.3.3.- Application numérique.

Prenons les caractéristiques des matériaux choisis :

$$K_0 = 0,4$$

$$\theta = \pi/4 + \varphi/2 = 63$$

$$\varphi = 36^\circ$$

$$h = 0,75 \text{ m}$$

$$h_c = 0,3 \text{ m}$$

$$C = 620 \text{ Pa}$$

$$\delta = 16^\circ$$

$$\gamma = 15 \cdot 10^3 \text{ N m}^{-3}$$

$$K_a = \tan^2(\pi/4 - \varphi/2)$$

$$C' = 250 \text{ Pa}$$

On obtient les résultats suivants :

n °	1	2	3
C = 0	0,85	1,16	2,31
C	0,67	1,8	3,66

Tableau 2 : Valeur du rapport l/h suivant plusieurs méthodes de calculs.

Les valeurs de l/h obtenues varient très peu en fonction de h et de C , mais sont proportionnelles à $\tan(\delta)$.

3.4.4.- Conclusion.

En considérant que les valeurs δ et de h choisies sont des approximations par excès, une largeur du modèle de $1,5 \text{ m}$ a été retenue, ce qui représente un volume total de sol de l'ordre de $1,5 \text{ m}^3$. Ainsi, dans la plupart des essais, le rapport hauteur sur largeur sera supérieur à deux.

Remarque :

. BACOT (1974) a pu vérifier lors d'essais sur modèles réduits de Terre armé, que pour un rapport l/h inférieur à l'unité, l'influence des effets de frottements était insignifiante.

. Afin de mieux évaluer l'importance des phénomènes liés aux frottements sol-vitre, il est intéressant de comparer ces efforts de frottement latéral avec ceux que reprennent les clous. Si l'on considère les valeurs données en 3.4.5., la force F_f est égale à :

$$\text{avec cohésion} \quad 195 \text{ N, sans cohésion} \quad 123 \text{ N}$$

La résistance maximale d'un clou est d'environ 90 N , le nombre de clous mis en place à chaque essai est 45 . Globalement cela représente une capacité de résistance de 4050 N à comparer avec 100 à 200 N soit 5% .

. Sachant que la force de frottement due aux effets de bords ne représente que cinq à dix pour cent de la force mise en jeu dans le sol, et en

supposant que l'on évalue cette force F_f à 20 % près, on obtient après correction des résultats une incertitude due aux effets de bords de l'ordre de 2 %.

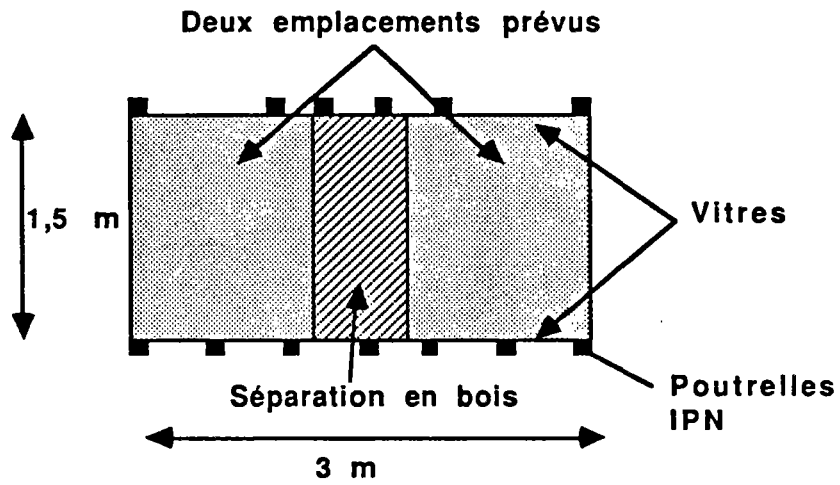
Pour corriger les résultats expérimentaux obtenus afin de tenir compte des effets de bords, il suffit, si l'on considère la zone active comme un volume monolithique, de diminuer son poids de la valeur estimée de la force F_f .

3.5.- PRESENTATION DU MODELE REALISE.

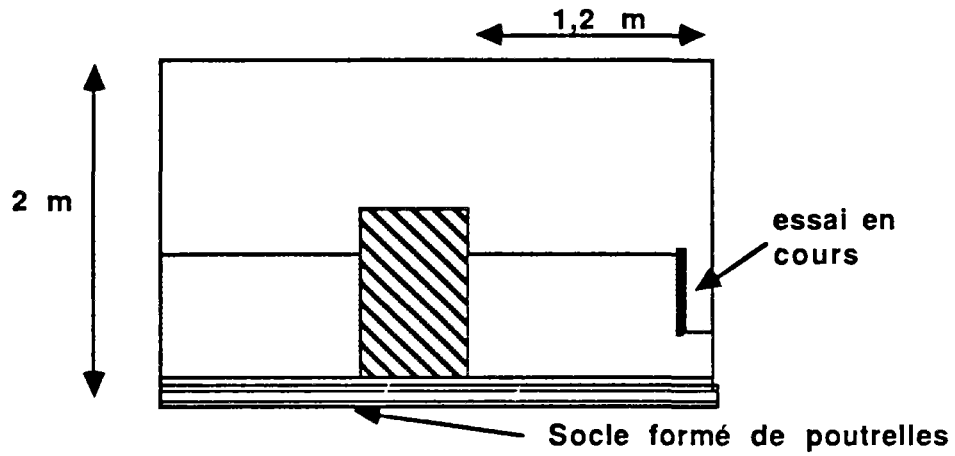
Les différentes idées développées dans la première partie de ce chapitre ont conduit à la conception et à la fabrication du modèle, à la mise au point des essais et à la méthodologie des mesures.

3.5.1.- *Container.*

Le container fabriqué, d'une hauteur de deux mètres, a une emprise au sol de neuf mètres carrés. Comme le présente la figure 11, un socle et deux vitres renforcées en constituent l'essentiel. Ce socle est formé de poutrelles IPE régulièrement espacées et maintenues solidaires par deux montants. Les vitres mesurent trois mètres sur deux; elles sont en appui sur des montants (IPN 80) espacés de 0.5 et 1m, et permettent ainsi une parfaite vision du modèle. L'une a une épaisseur de 18mm, l'autre de 6mm seulement et elle est renforcée par une plaque de bois de coffrage de 18 mm d'épaisseur. Il n'était pas indispensable d'avoir deux côtés transparents, c'est pourquoi l'un des côtés est constitué de bois et de verre ce qui est évidemment moins cher à résistance égale que le verre seul. Malgré tout, une vitre de 6mm d'épaisseur est nécessaire parce qu'il faut conserver le même frottement sol-verre sur les deux côtés du container.



a) Vue de dessus



b) vue de face en coupe.



c) photographie du container.

Figure 11 : Plans du container.

On peut s'étonner de prime abord, que deux espaces soient prévus pour faire les essais (chacun de $1,5 \times 1,2 \text{ m}$ de base). En fait cette conception d'un modèle plus massif comportant deux espaces séparés permet de commencer un essai sans avoir à libérer la place du précédent. Ceci représente un gain de travail et de temps considérable. En outre, la masse du container est plus que doublée ce qui est un avantage ; enfin, l'ergonomie du travail est meilleure.

Le dimensionnement de la structure du modèle repose sur un compromis entre la robustesse et la finesse. Il faut d'une part, que le modèle soit le plus massif possible. Bien qu'il ait été surdimensionné au sens de la résistance des matériaux, le container aurait gagné à être encore un peu plus robuste, ceci pour une raison fondamentale : le moindre choc sur le modèle, la moindre vibration est transmis à l'échantillon qui subit ainsi un *mini tremblement de terre*. En règle générale, on peut dire qu'un container doit être le plus massif possible, bien au delà du dimensionnement réglementaire, afin qu'il soit théoriquement indéformable sous les

sollicitations que subit l'échantillon et parfaitement immobile face à tous les chocs qui peuvent provenir de son environnement.

D'autre part dans le cas présent, il faut conserver une parfaite vision et accessibilité à l'échantillon. Le modèle construit permet de voir le massif de sol de face, et de côté à travers la vitre sur un mètre de profondeur.

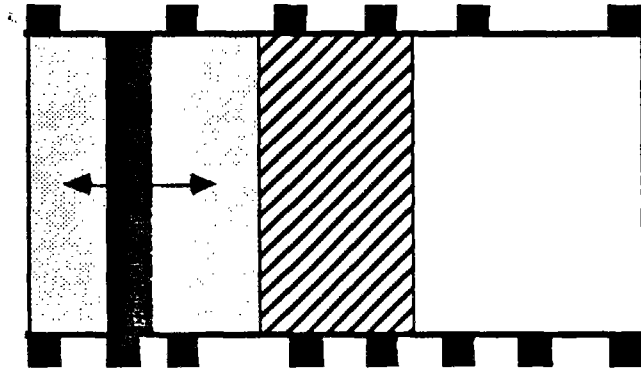
3.5.2.- Pont roulant.

Le modèle est surmonté d'un pont roulant équipé d'un palan pouvant lever des charges de 5 kN , ce palan est équipé d'un treuil électrique dans le sens montée descente, la poutre est munie d'un chariot électrique dans un sens, le déplacement dans le sens perpendiculaire se fait par poussée sur la charge. Il faut remarquer ici le rôle primordial que jouent les conditions d'expérimentation. Dans notre cas, où chaque essai représente la mise en oeuvre de deux tonnes de matériau, l'utilisation d'un pont roulant est indispensable. Dans le même esprit, la manipulation tout entière a été pensée et conçue de manière à ce que les conditions d'essais soient les meilleures possibles au niveau fatigue physique, réduction des poussières, etc.

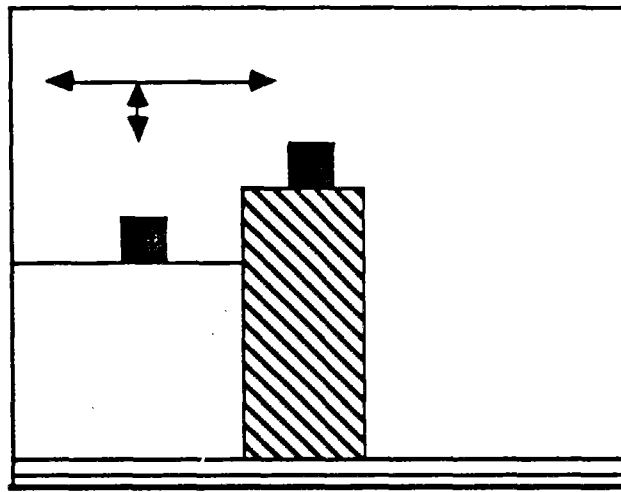
3.5.3.- Mise en place du sol.

La mise en place du sol est une partie délicate de l'essai. Beaucoup de problèmes dans les essais proviennent d'un mauvais remplissage du container, le sol est alors hétérogène soit en teneur en eau, soit en densité...

La première opération consiste à peser un des bidons dans lesquels le sable sec est stocké à sa sortie de l'étuve (120° pendant 10 ou 24 h). Le sable est ensuite versé automatiquement dans un malaxeur. L'eau ($1,3\%$ du sable en poids) est ajoutée, le mélange est brassé un quart d'heure, après quoi il est réparti uniformément et délicatement sur toute la surface de l'échantillon. Un bidon (180 kg) correspond à une couche de matériau de 6 cm environ de haut dans l'échantillon. Après la mise en place du contenu de chaque bidon, le sable est nivelé de manière à ce que la surface libre soit parfaitement plane et parallèle à la barre de compactage. Pendant que le mélange correspondant au bidon suivant est brassé, le sable humide nouvellement mis en place est compacté. Pour cela, on descend la barre de compactage ($1,45\text{ m}$ de large pour $0,19$ de haut et $0,15$ de profondeur) à l'aide du palan et on la pose sur le sol autant de fois qu'il est nécessaire pour que chaque point de la surface soit compacté (figure 12).



a) Vue de dessus.



b) Vue de face en coupe

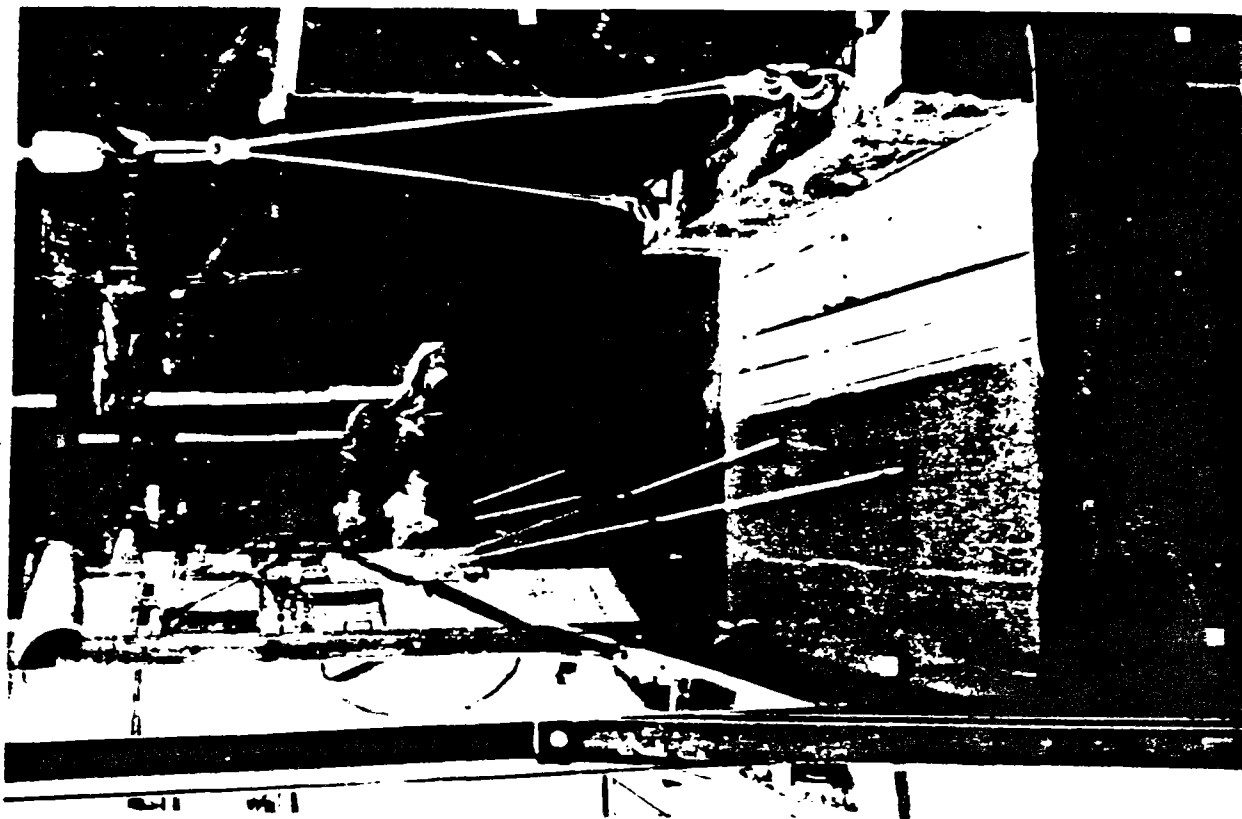


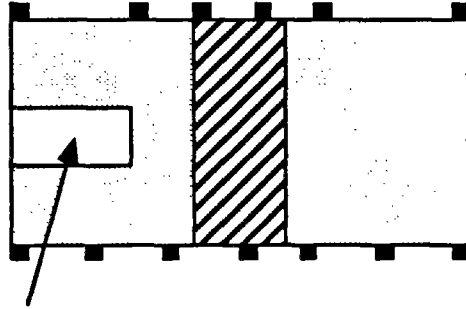
Figure 12 : Principe du compactage.

En partant de la séparation centrale, on fait ainsi un aller-retour. Un même grain du sol passe huit à dix fois sous la barre. Si le sol avant compactage n'est pas parfaitement plan et parallèle à la barre, celle-ci n'appuie pas en tout point, le compactage et donc la densité ne sont pas homogènes, l'échantillon est inutilisable.

Ce mode de compactage ne nous paraît pas parfait. Mais, il est meilleur qu'un compactage du genre "PROCTOR", car il conserve l'aspect bidimensionnel du modèle. Un compactage par plaque faisant toute la surface de l'échantillon serait idéal mais nécessiterait un poids énorme. En effet, la barre à elle seule pèse environ $3,500\text{ kN}$, la plaque correspondante ferait environ 35 kN . La pression sur le sable, due à la barre de compactage, est d'environ :

$$P = 0,19 \times 79 = 15\text{ KPa.}$$

Une fois le compactage d'une couche fini, une bande de sable blanc est déposée sur la partie centrale de l'échantillon, sur une largeur de 20 cm (figure 13).



Bande de sable blanc, de 5 mm d'épaisseur décalée à chaque couche.

Figure 13 : Mise en place d'une couche de sable blanc.

A chaque couche, le sable blanc est décalé d'un même côté de trois centimètres. Le rôle de ce sable est décrit ultérieurement (visualisation de la rupture). Le bidon suivant est alors suffisamment malaxé pour être à son tour mis en place et compacté. La hauteur de sol, une fois le remplissage fini, est d'environ 0,70 m.

3.5.4.- Excavation et revêtement.

Une fois le sol mis en place, l'essai proprement dit peut commencer. La première passe débute par l'excavation sur environ 12 cm de hauteur et 20 cm de profondeur, la paroi est verticale (figure 14). On dispose sur cette paroi, à l'aide d'un pistolet à peinture, un film de plâtre qui a pour but de la stabiliser et rigidifier. Après la prise, on met en place une couche d'environ 5 mm de plâtre à modeler à l'aide de truelles. Puis, on plaque une bande plâtrée qui joue le rôle du treillis. Lors des passes suivantes, la bande est toujours mise de manière à avoir un chevauchement. La peau de confinement mise en place, comme on vient de le décrire, a une adhérence parfaite avec le sol, on peut assurer que le frottement sol-peau est égal au frottement sol-sol. Nous reviendrons ultérieurement sur cet interface.

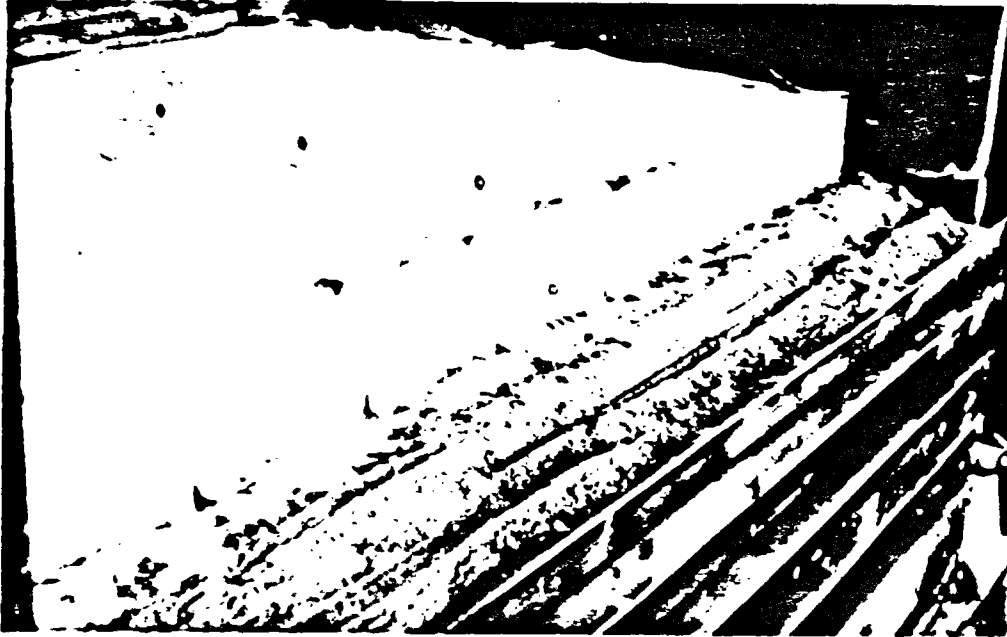
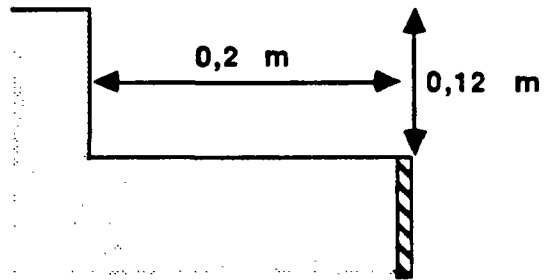
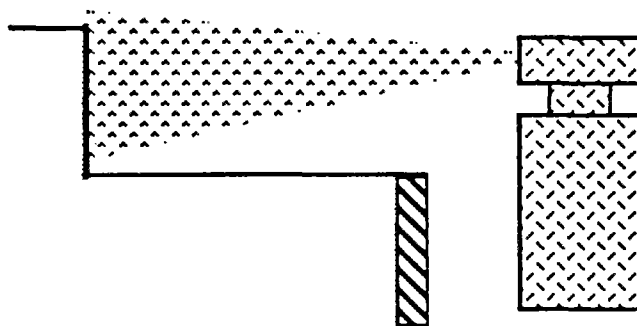


Figure 14 : L'excavation se fait sur 12 cm de hauteur et 20 cm de profondeur.



Pistolet à peinture

Figure 15 : Les grains de la fouille sont solidarisés par projection de plâtre.

3.5.5.- Clouage.

La peau est percée aux endroits voulus pour le passage des clous à l'aide d'une perceuse électrique et d'un foret. Un tube cylindrique creux, de diamètre extérieur 5 mm et intérieur 4 mm de 0,7 m de longueur, est enfoncé à travers un des trous sur la longueur voulue. Ce tube est saturé de coulis et contient le clou. Celui-ci comporte en bout un repli qui l'empêche ainsi de pénétrer complètement dans le tube. L'extrémité du tube qui n'est pas dans le sol, est reliée par un flexible à une colonne de transfert. Cette colonne maintenue verticale, est remplie de coulis dans sa partie basse avec de l'air comprimé dans sa partie haute. Cet air peut être mis sous pression par un système annexe (figure 16).

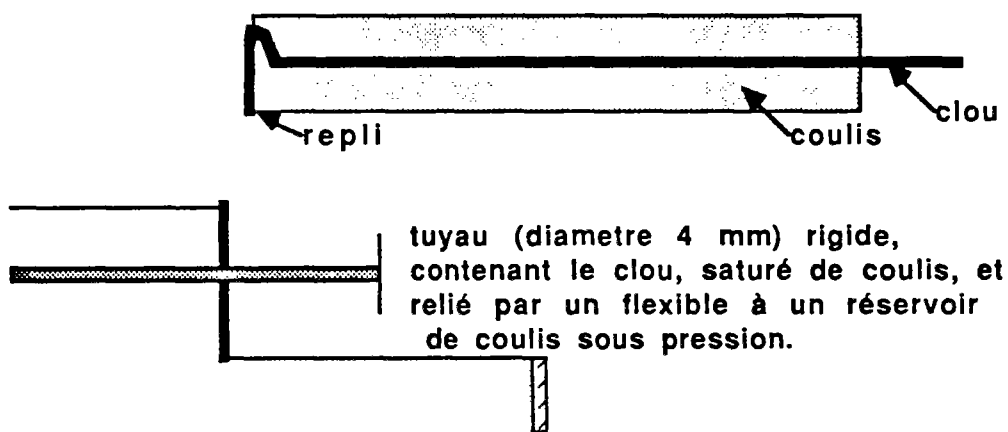


Figure 16 : Principe de mise en place du clou (longueur, orientation).

Ainsi, lorsque le tube est enfoncé dans le sol de manière à ce que le clou soit dans la position souhaitée, il suffit de le retirer à vitesse constante tout en mettant l'air de la colonne sous pression. Le coulis est alors chassé vers l'extrémité du tube poussant ainsi le clou et remplissant le vide laissé par le tuyau rigide.

Après de multiples essais de vitesse, pression, diamètre, coulis, etc, nous sommes arrivés à fabriquer des clous de diamètre 5 à 6 mm (soit 70 à 80 mm in situ) parfaitement réguliers (variations de diamètre inférieures au millimètre) sur de grandes longueurs (jusqu'à 0,7 m). Le clou est parfaitement centré dans son injection. Les principales caractéristiques de cette injection sont :

- coulis	<i>ciment prompt</i> 1(poids)
<i>eau</i>	0,5 (en poids)
<i>acide citrique</i>	7% (en poids de ciment)
- vitesse de retrait du tube	5 cm pour 7 secondes
- pression d'air	50 KPa
- temps de séchage du coulis	90 mn.

Une fois le clou mis en place, on retourne son extrémité libre contre la peau pour bien solidariser le clou et la peau. Un petit chapeau de plâtre est ensuite mis sur ce rabat pour assurer la liaison avec la peau de confinement. La passe suivante débute après un délai minimum de 90 mn.

3.5.6.- Mesure des déplacements du parement.

Sur la surface libre du massif de sable ainsi que sur la peau sont disposées des cibles (d'une surface de 2 cm^2 environ). Ces cibles sont solidaires des points sur lesquels elles sont fixées. On met sur la peau dans le plan médian (0,75 m de chaque vitre) autant de cibles qu'il y a de passes (voir figure 17). Un appareil photographique cadrant le côté de l'échantillon à travers la vitre permet de fixer à l'instant "t" la position de toutes ces cibles par rapport à un ou plusieurs points fixes du modèle (cibles fixes collées sur container). Une photographie étant prise à chaque passe, il suffit de comparer la position des cibles entre deux prises de vue pour en déduire leur déplacement respectif. La lecture des photographies confiée à des spécialistes permet d'obtenir une précision de un μ sur le négatif. L'appareil de prise de vue est un 24x36 muni d'un objectif de 50 mm. Cette méthode de mesure perturbe un minimum l'échantillon et permet d'obtenir sans risque, des résultats précis et fiables.

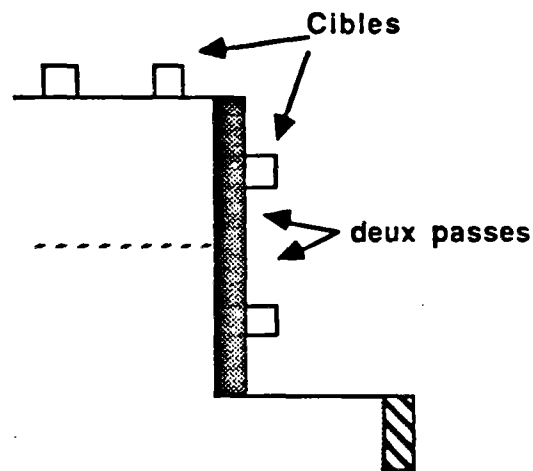


Figure 17 : Position des cibles mobiles

Ainsi que nous venons de le décrire, à chaque passe d'un essai, une photo est prise montrant le profil de l'excavation. Le principe de la lecture des photos est simple. L'opérateur repère les cibles fixes et en définit un repère puis il mesure les coordonnées des cibles mobiles dans ce repère. Pour une autre photo, la même démarche est suivie, si l'opérateur s'aperçoit qu'entre les deux photos le repère fixe a changé, ceci signifie que l'appareil de prise de vue a bougé. Le changement de repère est alors calculé et appliqué aux coordonnées des cibles mobiles de manière à ramener toutes les coordonnées de toutes les cibles mobiles d'une série de photos d'un même

essai au même repère. Une fois ceci fait, le calcul du déplacement de chaque cible, photo après photo (c'est-à-dire passe après passe), est immédiat.

3.5.7.- Mise à jour de la surface de rupture.

On a vu lors du remplissage, qu'après avoir mis en place une couche de sol, on vient déposer une bande de sable blanc. Ces bandes permettent, une fois l'essai terminé, de visualiser la surface de rupture après excavation latérale.

En effet, il suffit alors de décaisser la moitié de l'échantillon pour voir la surface de rupture se matérialiser par les discontinuités des bandes blanches. Le fait de décaler les bandes l'une par rapport à l'autre permet de pouvoir décaisser suivant une pente non verticale, tout en coupant les bandes blanches et ainsi de mettre à jour la surface de rupture. Si l'on taillait verticalement pour décaisser (c'est-à-dire si les bandes étaient parfaitement superposées), on ne pourrait voir qu'une partie de la surface de rupture, car cette fouille s'écroulerait avant d'avoir atteint le fond (la hauteur critique étant de 35 cm). Le volume de sable blanc ajouté au matériau initial représente 0,5% en poids, on peut donc considérer son influence sur le comportement global comme négligeable.

PAGE BLANCHE

CHAPITRE IV

RESULTATS DES ESSAIS SUR MODELES REDUITS

Ce chapitre est consacré à la présentation des résultats obtenus sur les modèles réduits. Après la description de quelques généralités communes à l'ensemble des tests, les essais sont synthétisés par bordereaux ce qui permet d'avoir rapidement les données principales de chacun d'eux. Puis, les résultats sont présentés par thèmes. La conclusion regroupe les idées nouvelles que l'on peut dégager de ces essais, les améliorations que l'on peut apporter au modèle sur le plan expérimental et les perspectives.

4.1.- GENERALITES.

4.1.1.- *Teneur en eau, hauteur critique et densité.*

La première phase dans la simulation du clouage est l'excavation, bien que cela puisse paraître surprenant, cette opération a posé quelques problèmes.

Pour que le modèle soit représentatif, il fallait évidemment que la hauteur critique soit inférieure à la hauteur totale de fouille, mais supérieure à la hauteur d'une passe. Or, la hauteur critique, pour un sable sec donné, est fonction de la densité c'est-à-dire du compactage et de la quantité d'eau ajoutée.

Ce n'est qu'au bout d'une dizaine de tests que ces deux points ont été maîtrisés :

<i>teneur en eau</i>	<i>1,3 %</i>
<i>densité</i>	<i>1,57</i>

Des prélèvements de sol en place ont montré que la teneur en eau variait entre 1,2 et 1,4 %. La densité du sol pour chaque essai est représentée sur la courbe de la figure 1.

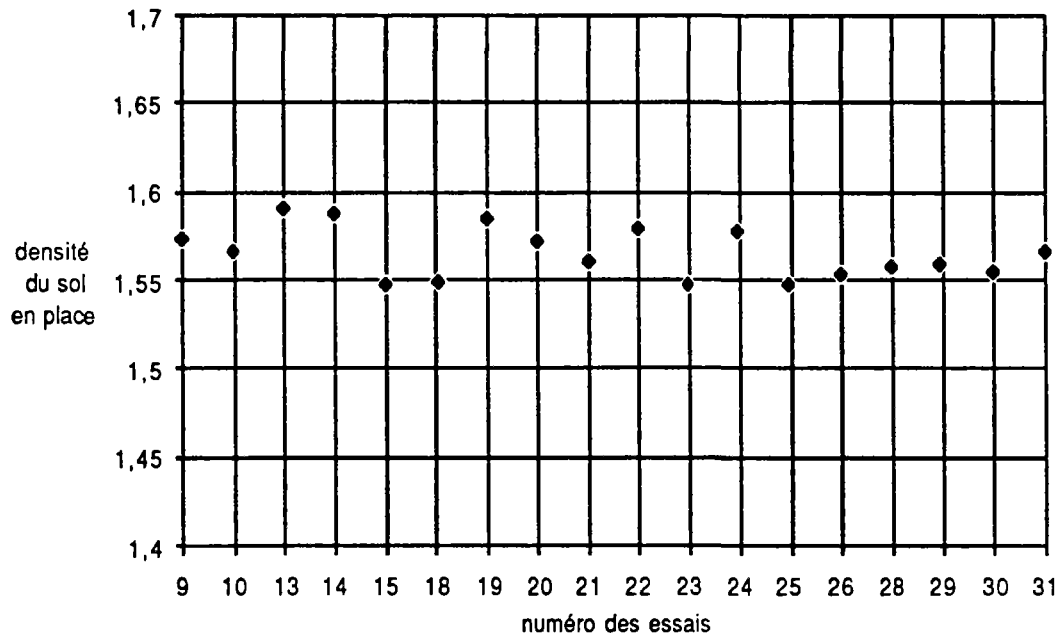


Figure 1 : Densités relevées pour l'ensemble (18) des essais.

Le sable utilisé a un indice des vides minimum de $0,515$ et maximum de $0,806$. Partant d'une densité en place de $1,57$ et d'une teneur en eau de $1,3\%$, la densité du sol sec est $1,55$, ce qui correspond à un indice des vides de $0,696$. La densité relative du sol en place est donc $0,38$.

La hauteur critique obtenue dans ces conditions est d'environ $0,35m.$, mais il faut noter qu'elle peut varier de 10% d'un endroit à un autre. Ceci est dû aux variations de la teneur en eau. On a pu constater qu'avec une teneur en eau de 1% , l'excavation verticale sur $0,12 m$ (hauteur de passe) est impossible (essai n°7) alors qu'avec 2% , la hauteur critique dépasse $0,8m.$

Remarque :

Pour l'essai 16, le compactage a été affaibli ; chaque grain ne passant que deux à quatre fois sous la barre. L'excavation s'est révélée infaisable, la hauteur critique étant proche de $5 cm$. L'essai a dû être annulé.

Plusieurs essais annexes ont été menés dans le but de déterminer la hauteur critique du sol en place. Comme cela a déjà été précisé, $35 cm$ est une valeur moyenne. Mais, outre cette hauteur, nous avons voulu connaître la forme de la surface de rupture lorsque l'excavation sans renforcement est poursuivie au delà de la hauteur critique.

Ainsi, trois tests (essai 19), consistant à creuser verticalement sur toute la largeur du modèle, ont permis de relever les surfaces représentées sur la figure 2.

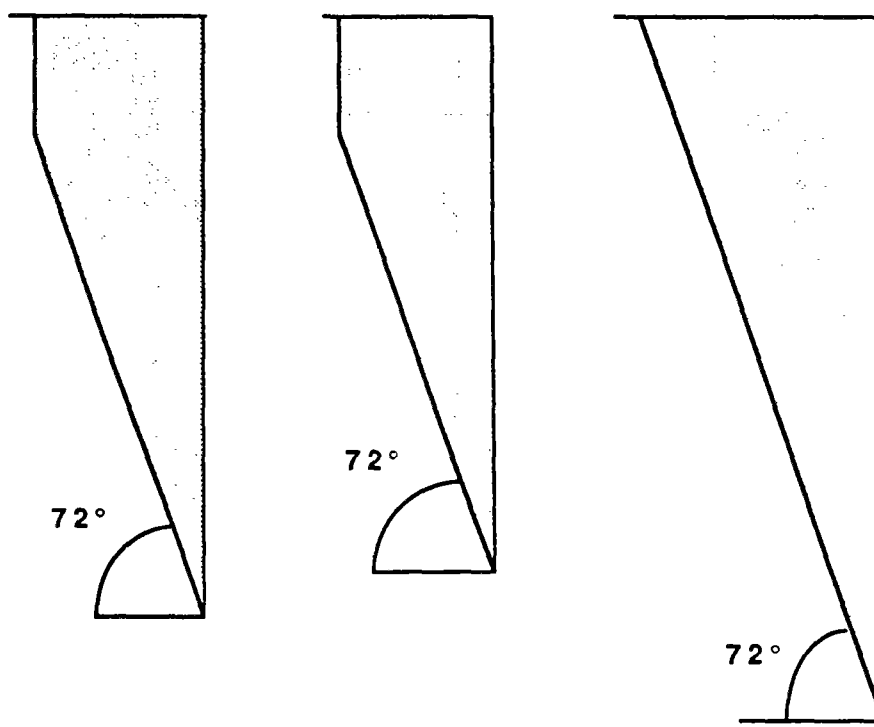


Figure 2 : Forme des zones actives obtenues lors de fouilles de terrains non soutenus.

La ligne est soit rectiligne, soit brisée en partie haute (nous reviendrons sur ce phénomène général ultérieurement). L'angle θ est égal à 72° alors que $\pi/4 + \varphi/2$ vaut seulement 63 . L'étude de la rupture de sol non renforcé est d'un grand intérêt avant d'aborder l'analyse des surfaces de rupture de parois clouées.

4.1.2.- Effets de bords.

En ce qui concerne les frottements sol-verre, tous les essais ont permis de vérifier que dans la partie centrale du modèle, le comportement était bien de type bidimensionnel. Seule une bande de 10 cm de large maximum au contact de chaque paroi latérale est parfois influencée par l'adhérence sol-verre. Dans de nombreux essais, cette bande est inexistante, néanmoins, les mesures sont toujours relevées dans la partie centrale du massif.

De même, on a pu remarquer que la densité du sol situé près des vitres était moindre qu'en partie centrale, ce qui s'explique aisément ; il suffit de se remémorer l'essai (C) de l'exemple sur les effets du frottement (III.3.2.1.) : lorsqu'une charge est appliquée en un point du sol près des vitres, une partie en est reprise par les frottements sol-verre. Ainsi, si la charge est uniforme sur l'échantillon, la densité ne l'est pas. Il s'ensuit, que le mode de compactage atténue les effets de bords puisque la densité près des parois latérales est moindre qu'au centre.

Remarque :

Le mode de compactage utilisé favorise le comportement bidimensionnel. En effet, le fait de poser la barre sur le sol crée des microfissures parallèles au futur parement analogues à celles que l'on observerait sous une fondation (figure 3). Ce phénomène n'est pas gênant car la barre est posée en tout 250 fois sur chaque massif. Il n'y a pas de faiblesses localisées.

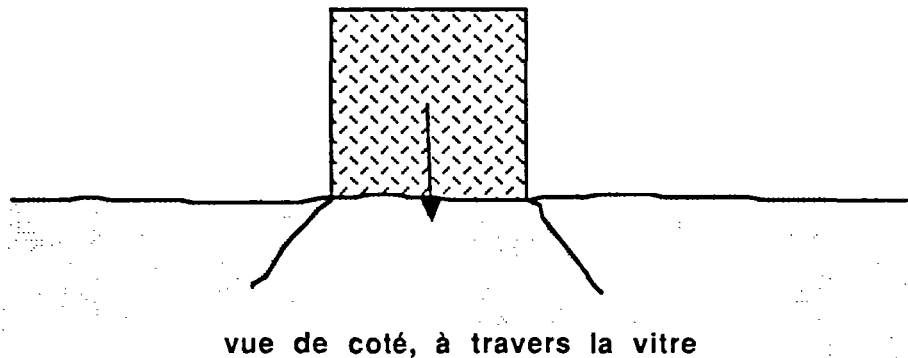


Figure 3 : La barre de compactage, crée dans le massif des micro fissures.

4.1.3.- Résistance des clous.

Des essais de traction pure ont été menés sur deux types d'éprouvettes.

- a) clou seul (métal)
- b) inclusion (métal + scellement)

a) Les essais (au nombre de quatre) ont mis en évidence l'influence de la vitesse de déformation sur la résistance à la rupture. La figure 4 représente les résultats obtenus. La résistance du clou est constante lorsque la vitesse de déformation reste supérieure à $0,3 \text{ mms}^{-1}$. Il est difficile d'évaluer la vitesse réelle de sollicitation des clous lors de la rupture d'une paroi clouée (dans le modèle), les déformations s'échelonnent sur plusieurs heures. Néanmoins, la rupture étant provoquée dans la grande majorité des cas par excavation, on peut penser que cette vitesse est bien supérieure à $0,3 \text{ mms}^{-1}$. En effet, la vitesse d'excavation d'une passe, qui minore la vitesse de sollicitation des clous est de l'ordre de $0,5 \text{ mms}^{-1}$ (12 cm en 5mn).

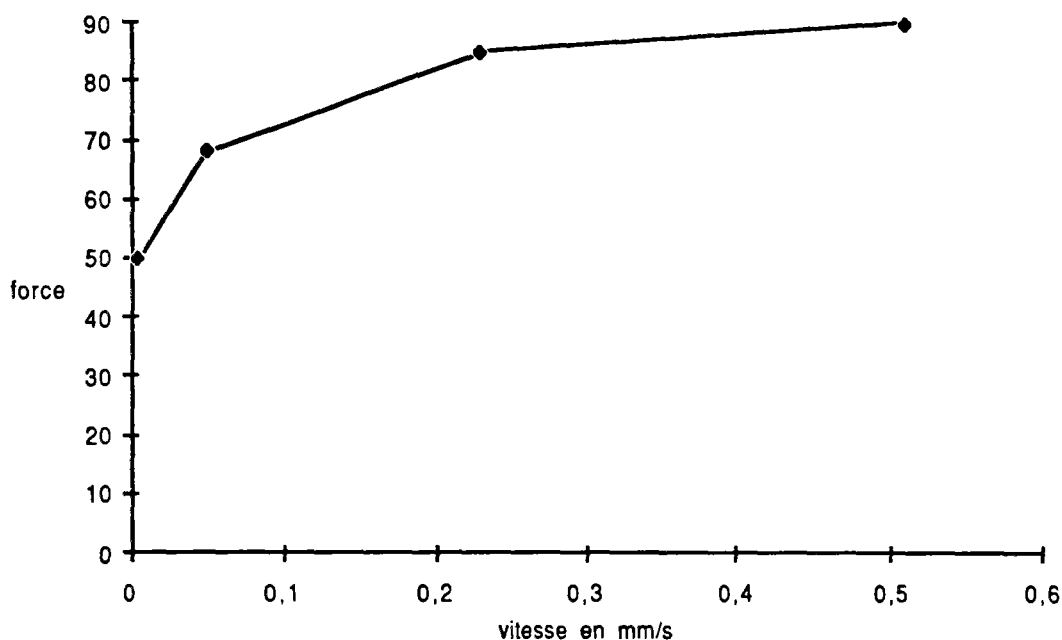


Figure 4 : Influence de la vitesse de sollicitation sur la résistance à la traction.

b) Les essais de traction sur inclusion complète (clou + scellement) ont permis d'évaluer à 20% environ le gain de résistance apporté par le coulis (diamètre du clou 1,5 mm, diamètre du scellement 6 mm). La variation de ce gain en fonction de la vitesse de déformation n'a pas été étudiée. Les éprouvettes testées, d'une longueur égale à 20 diamètres, se sont déformées de manière très homogène. La fissuration du scellement se multiplie au fur et à mesure de l'allongement de l'éprouvette. Ainsi après qu'une première fissure soit apparue, la poursuite de la sollicitation (allongement) a pour effet de faire apparaître de nouvelles fissures et non pas d'élargir la première existante. Pour une déformation de 2%, on a ainsi constaté un ensemble de fissures distantes l'une de l'autre d'un diamètre environ (cette distance est d'ailleurs très constante) (figure 5).



Figure 5 : La fissuration est régulière tout le long de l'éprouvette.

4.1.4.- Tri des essais.

Au total 31 essais sur modèle réduit ont été entrepris. Pour diverses raisons, certains d'entre eux n'ont pas donné satisfaction. Lorsque les problèmes rencontrés peuvent se retrouver sur un chantier réel, le renseignement obtenu est précieux ; par contre, si les raisons

d'insatisfaction sont propres à la manipulation en laboratoire, l'essai n'est pas exploitable. C'est pourquoi 17 seulement sont présentés.

4.2.- BORDEREAUX D'ESSAIS.

Les pages qui suivent sont consacrées à la présentation synthétique des essais. Pour chaCun d'eux, un schéma général précisant l'implantation des clous, les fissures observées et la ligne de rupture permet de visualiser une coupe de la paroi testée (figure 6). Quelques notes rappelant la hauteur de fouille h , la distance entre la zone active et la tête de talus a , l'implantation des clous, la fissuration et des observations diverses complètent cette présentation. Enfin, dans la mesure du possible (au point de vue qualité), une photo est jointe.

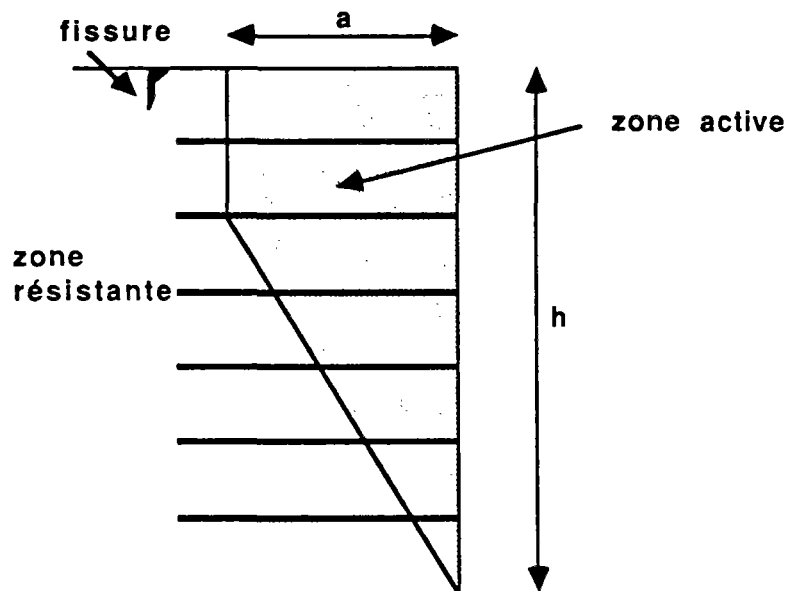


Figure 6 : Schéma général de présentation des essais.

Ces bordereaux ne présentent que sommairement les essais, les points particuliers sont repris en détail par thème dans la suite du chapitre.

Certains aspects communs à tous les tests peuvent être précisés dès maintenant.

- Le coulis entourant les clous a un diamètre constant de $6\text{ mm } (\pm 0,5\text{ mm})$ (figure 7).

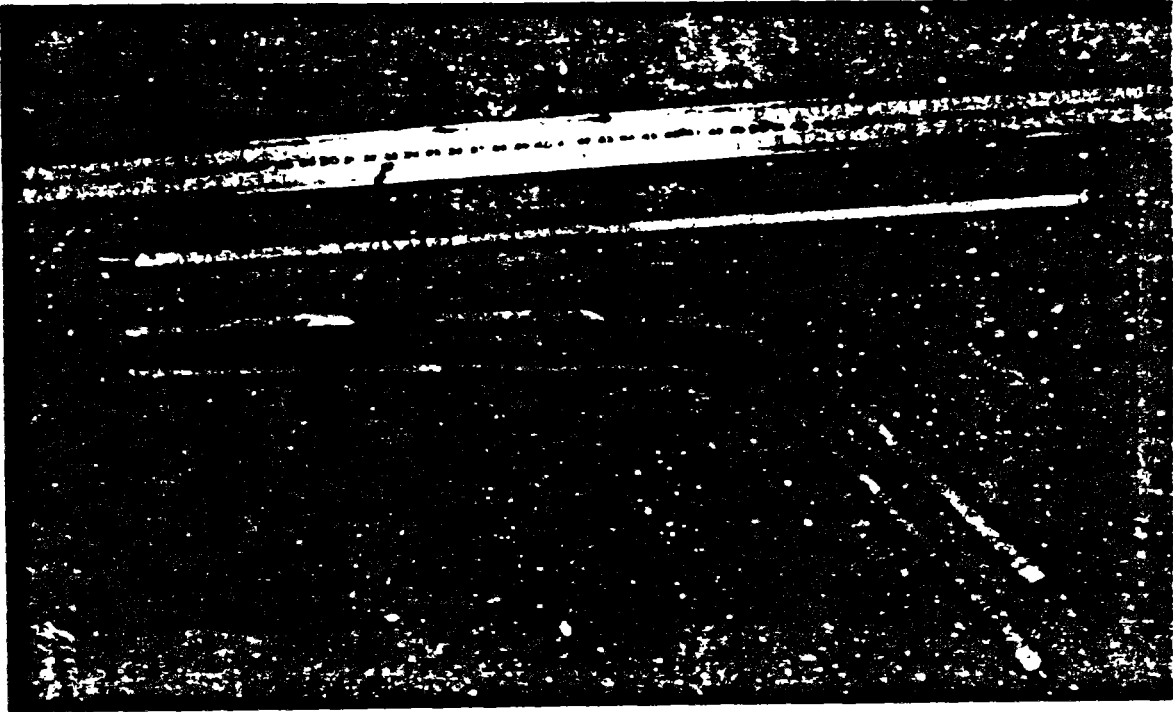


Figure 7 : Photographie de clous.

- A la première passe, huit clous espacés de $0,19\text{ m}$ sont mis en place ; à la seconde, seulement sept, en quinconce par rapport aux premiers ; à la troisième huit, etc.

- Un espace d'un centimètre est laissé entre le parement et les vitres.

- Un essai dure en moyenne deux jours :

 demi journée 1 remplissage

 demi journée 2 deux passes

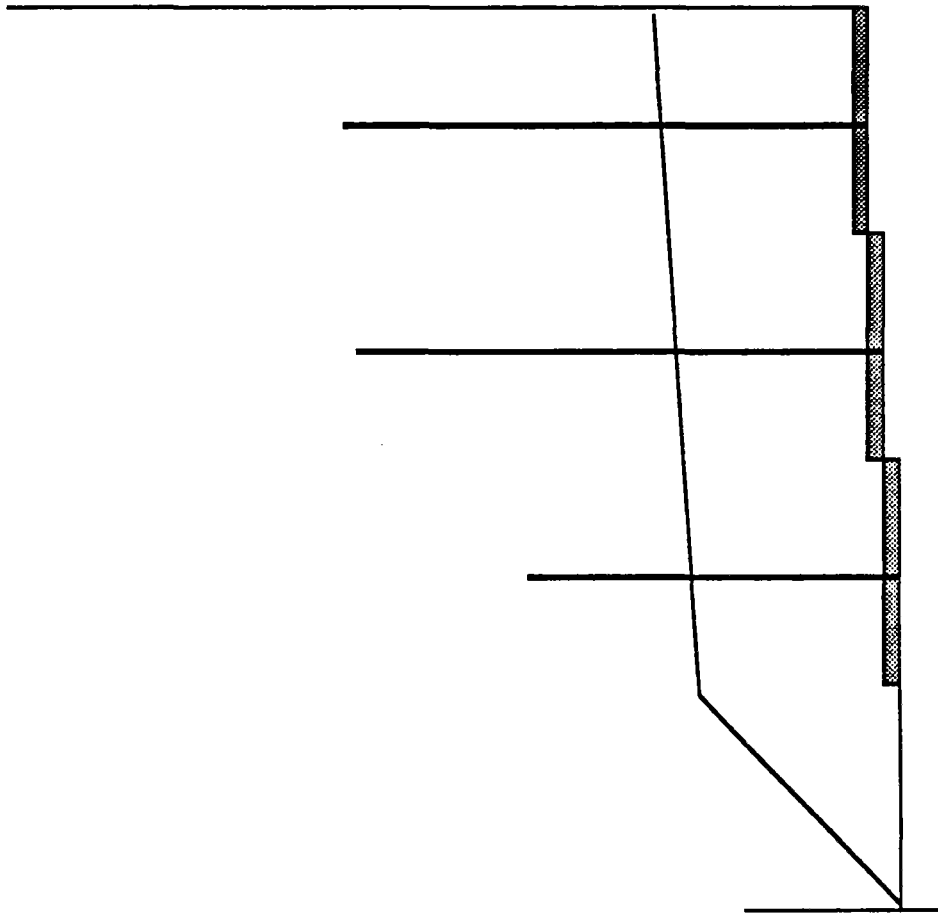
 demi journée 3 et 4 autres passes

- la rupture se produit en cours de construction, lorsque les clous installés ne permettent plus de stabiliser la fouille creusée (trop grande profondeur).

- les schémas sont dessinés à l'échelle suivante :

 _____ = 4 cm

Essai n° 8



Hauteur de la fouille $h = 0,5 \text{ m}$ $a/h = 0,22$

Clous	Longueur	Nombre	Inclin.
passe 1	0,25	8	0
passe 2	0,25	7	0
passe 3	0,17	8	0
passe 4			
passe 5			

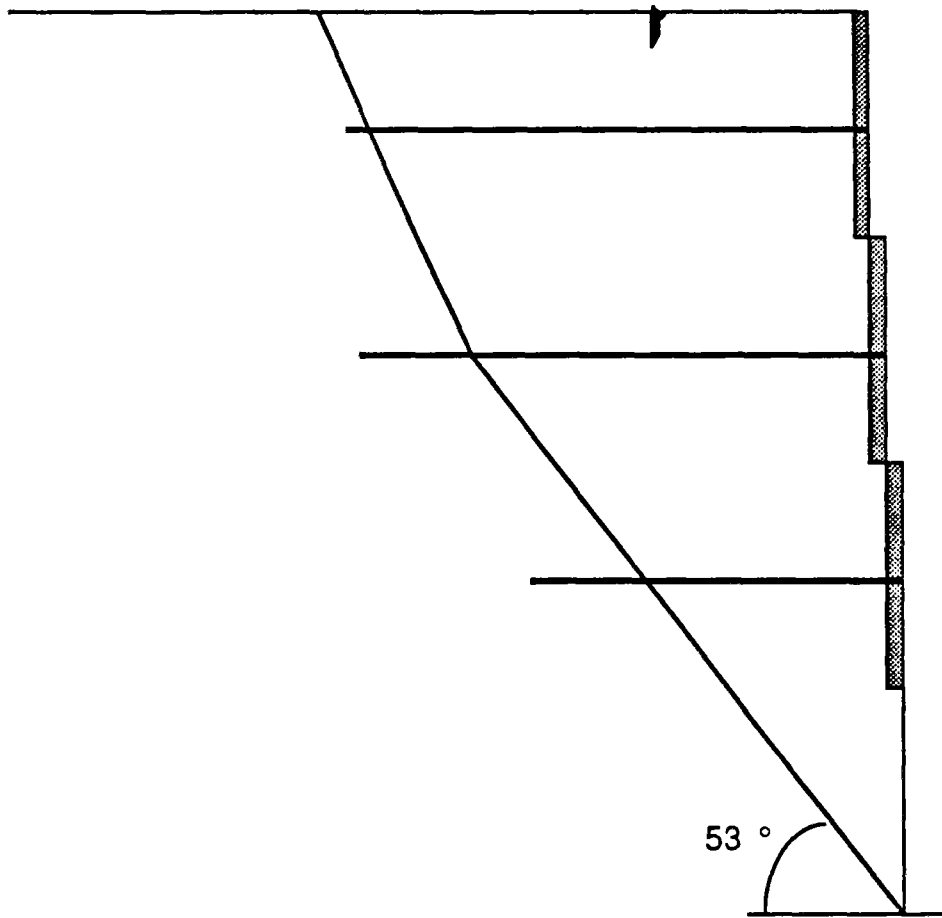
Fissuration

Aucune

Observations

Mauvais contact sol-peau, dû à la mise en place de la peau.
 h est comparable à h_c . Deux ruptures rapides, locales, situées sur les bords.
 Le sol a glissé, alors que le parement est resté en place.

Essai n° 9



ESSAI n° 9

Hauteur de la fouille $h = 0,48$ m $a/h = 0,58$

Clous	Longueur	Nombre	Inclin.
passe 1	0,25	8	0
passe 2	0,25	7	0
passe 3	0,17	8	0
passe 4			
passe 5			

Fissuration

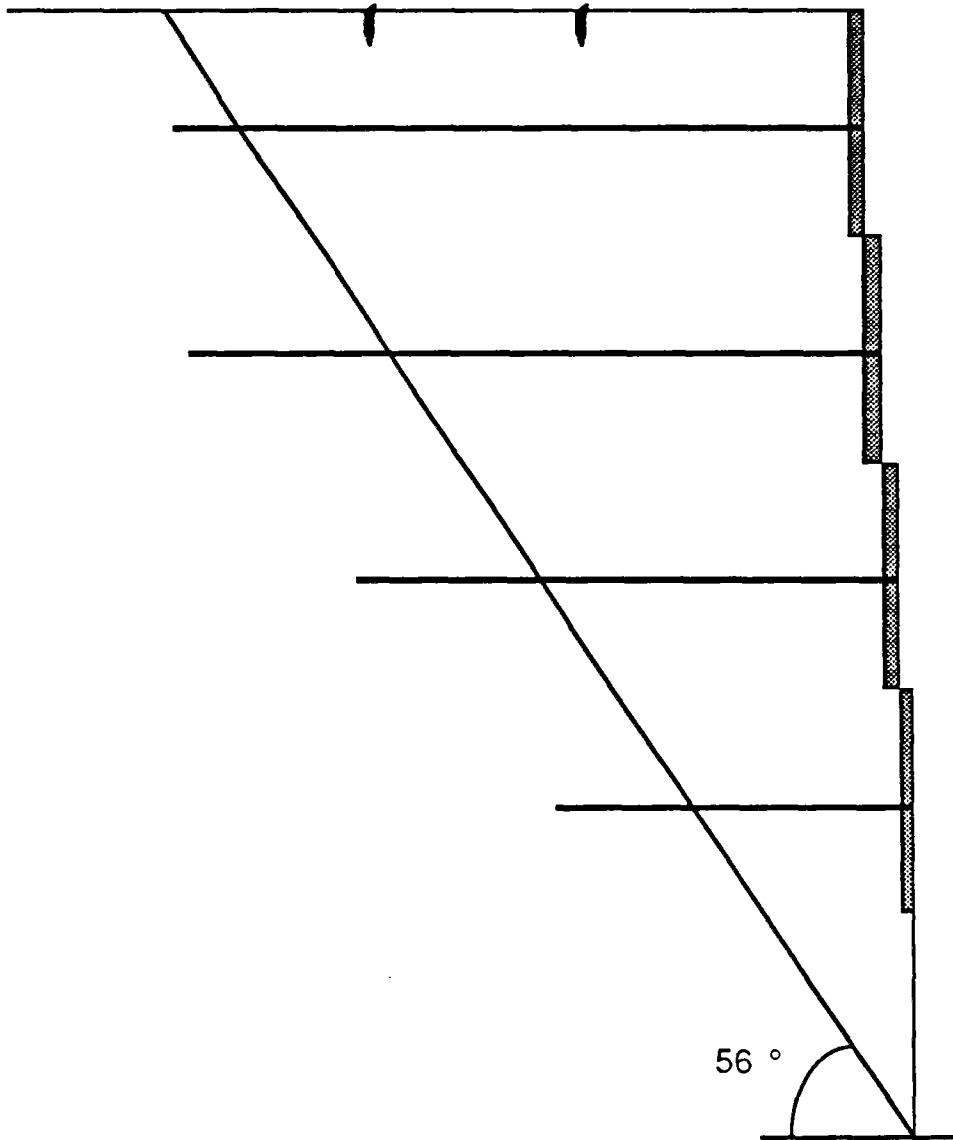
A 11 cm du parement après la passe 1

Observations

Rupture rapide par arrachement des clous, en fin d'excavation de la passe n° 4.

Cause : clous trop courts.

Essai n° 10



ESSAI n° 10

Hauteur de la fouille $h = 0,61$ m $a/h = 0,6$

Clous	Longueur	Nombre	Inclin.
passe 1	0,35	8	0
passe 2	0,35	7	0
passe 3	0,27	8	0
passe 4	0,15	7	
passe 5			

Fissuration

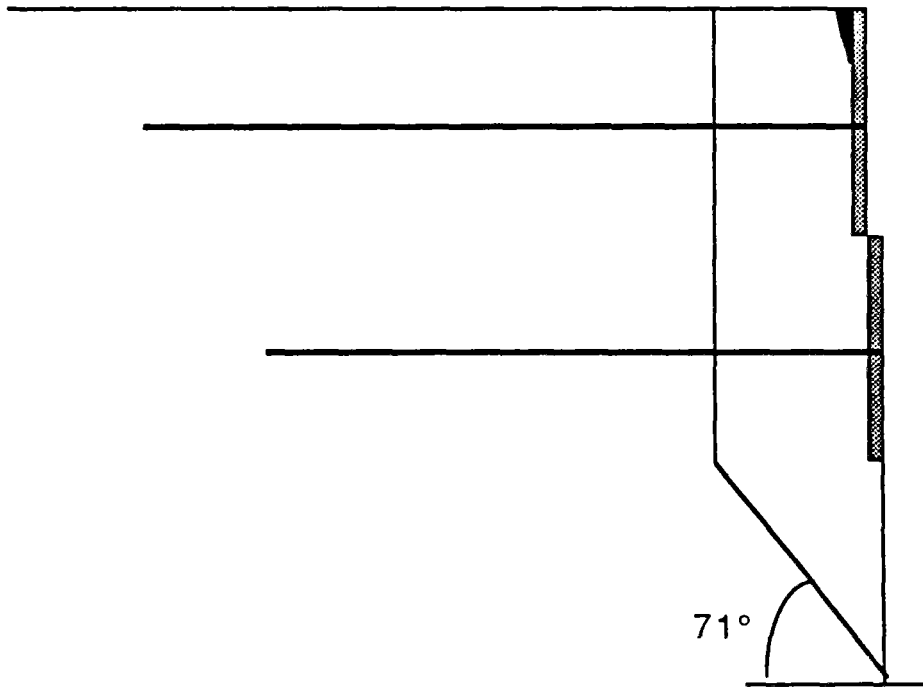
Lors de la passe 4, fissures à 14 et 25 cm du parement.

Observations

Rupture lente en deux temps après excavation de la passe 5 : le sable dernièrement taillé s'effondre, puis il y a rupture d'ensemble.

Cause : arrachement des clous trop courts.

Essai n° 13



ESSAI n° 13

Hauteur de la fouille $h = 0,38$ m $a/h = 0,16$

Clous	Longueur	Nombre	Inclin.
passe 1	0,39	8	0
passe 2	0,31	7	0
passe 3			
passe 4			
passe 5			

Fissuration

Le long de la peau pendant la passe 1.

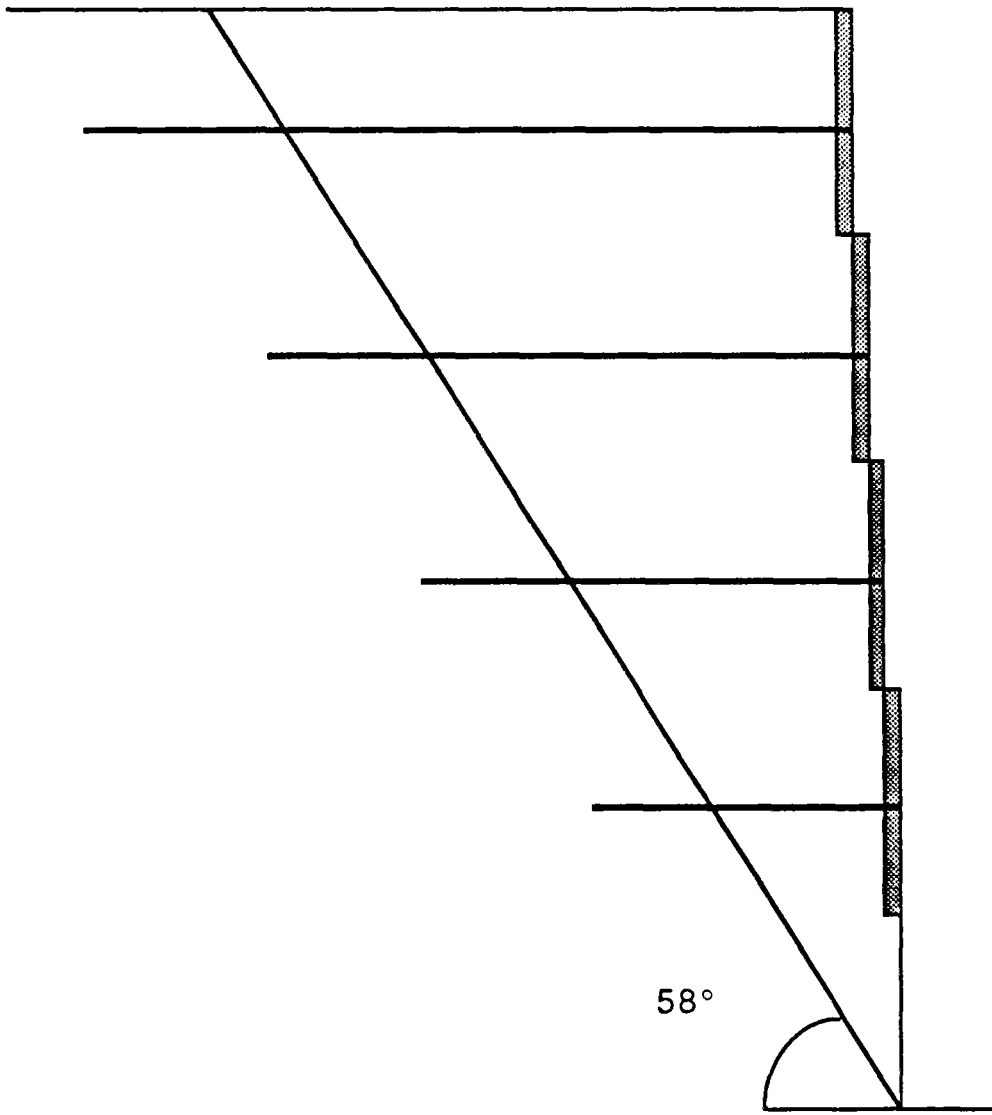
Observations

Rupture lente en fin d'excavation de la passe 3. Le parement et les clous restent en place, mais le sol glisse derrière le parement.

Cause : Mauvaise injection et mauvaise liaison clou-peau.

Rupture en deux temps: le sol nouvellement taillé s'effondre puis une large couche attenante au parement tombe.

ESSAI n° 14



ESSAI n° 14

Hauteur de la fouille $h = 0,58 \text{ m}$ $a/h = 0,56$

Clous	Longueur	Nombre	Inclin.
passe 1	0,39	8	0
passe 2	0,31	7	0
passe 3	0,24	8	0
passe 4	0,16	7	0
passe 5			

Fissuration

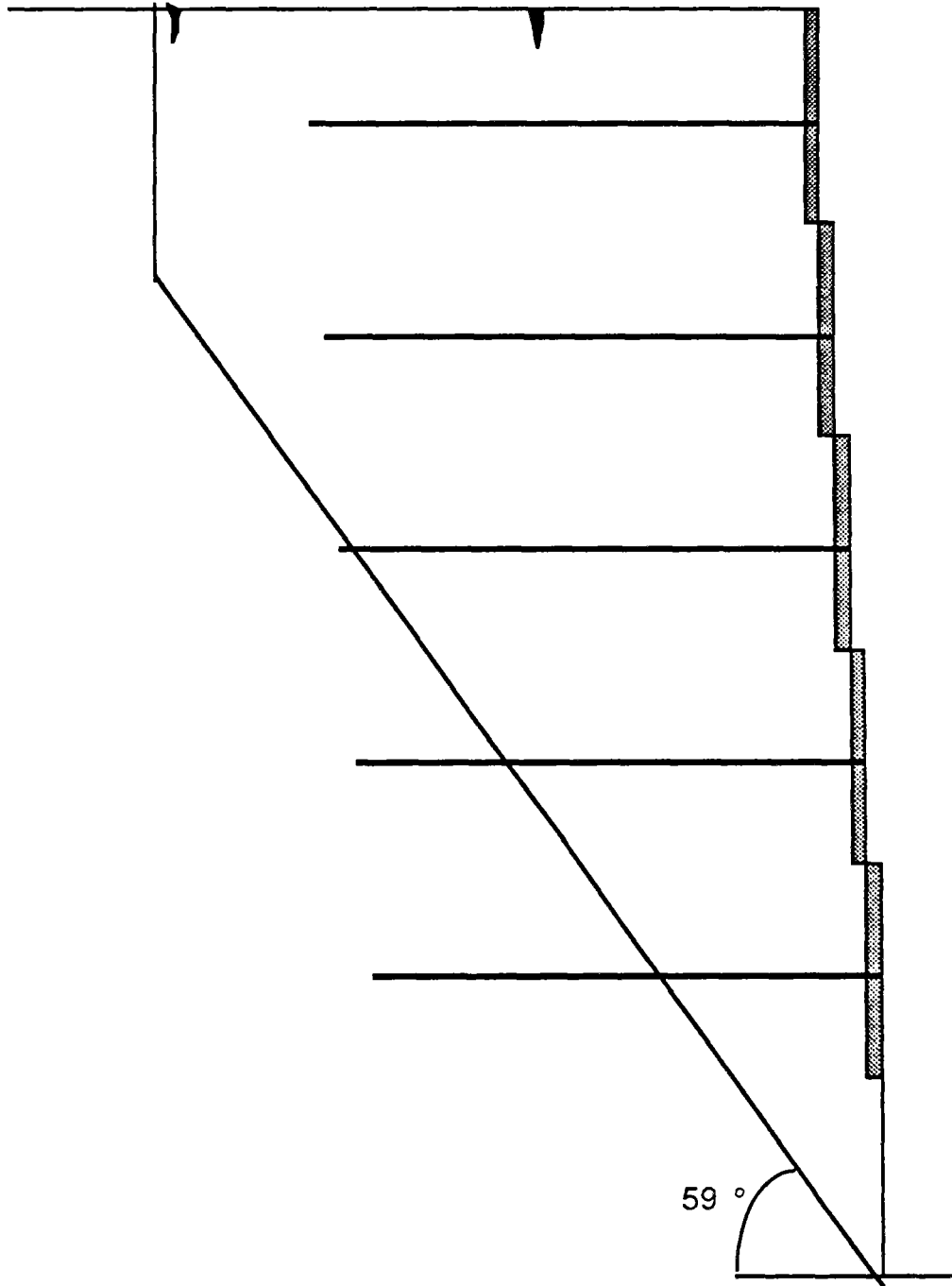
Aucune

Observations

Rupture rapide d'ensemble, par arrachement des clous.
Cause : longueur de clou dans la zone résistante trop courte.



ESSAI n° 15



ESSAI n° 15

Hauteur de la fouille $h = 0,71 \text{ m}$ $a/h = 0,5$

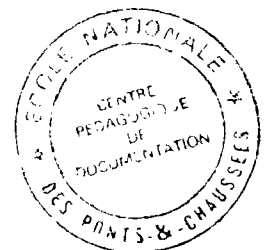
Clous	Longueur	Nombre	Inclin.
passe 1	0,28	8	0
passe 2	0,28	7	0
passe 3	0,28	8	0
passe 4	0,28	7	0
passe 5	0,28	8	0

Fissuration

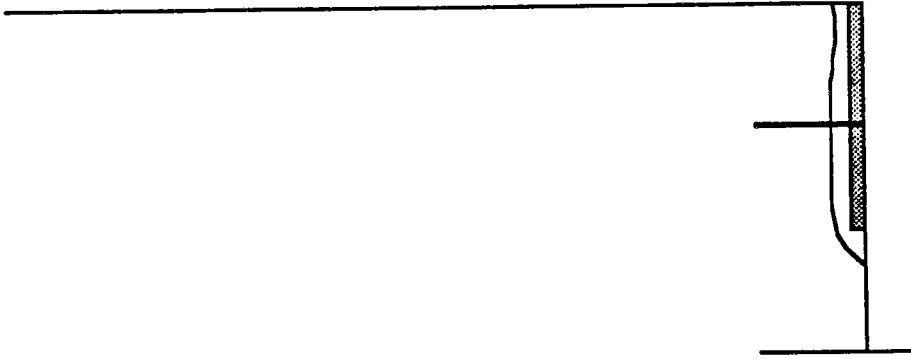
Le long de la peau pendant la passe 1.
à 18 cm pendant la passe 4
à 35 cm pendant la passe 5.

Observations

Rupture lente par arrachement des clous
Cause : longueur de clou dans la zone résistante trop courte. Rupture en trois temps: ouverture de fissures, chute du sol dernièrement taillé, rupture globale. On notera que les clous inférieurs s'arrachent (longueur dans la zone résistante 16 cm, hauteur de sol au dessus 0,54 m)



ESSAI n° 17



ESSAI n° 17**Hauteur de la fouille h = 0,2 m**

Clous	Longueur	Nombre	Inclin.
passe 1	0,055	8	0
passe 2			
passe 3			
passe 4			
passe 5			

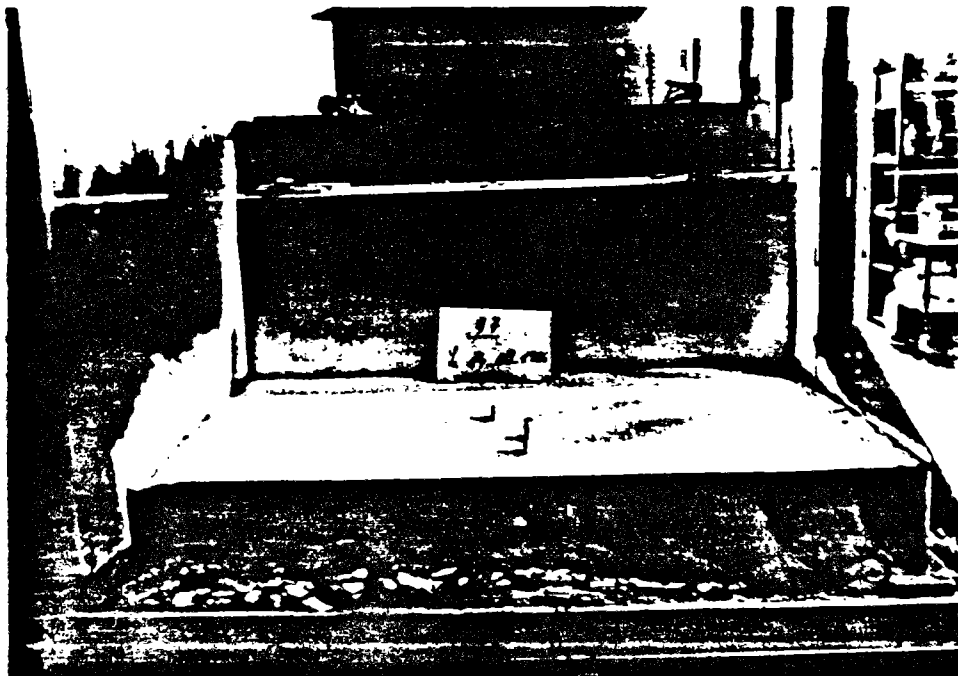
Fissuration

Aucune

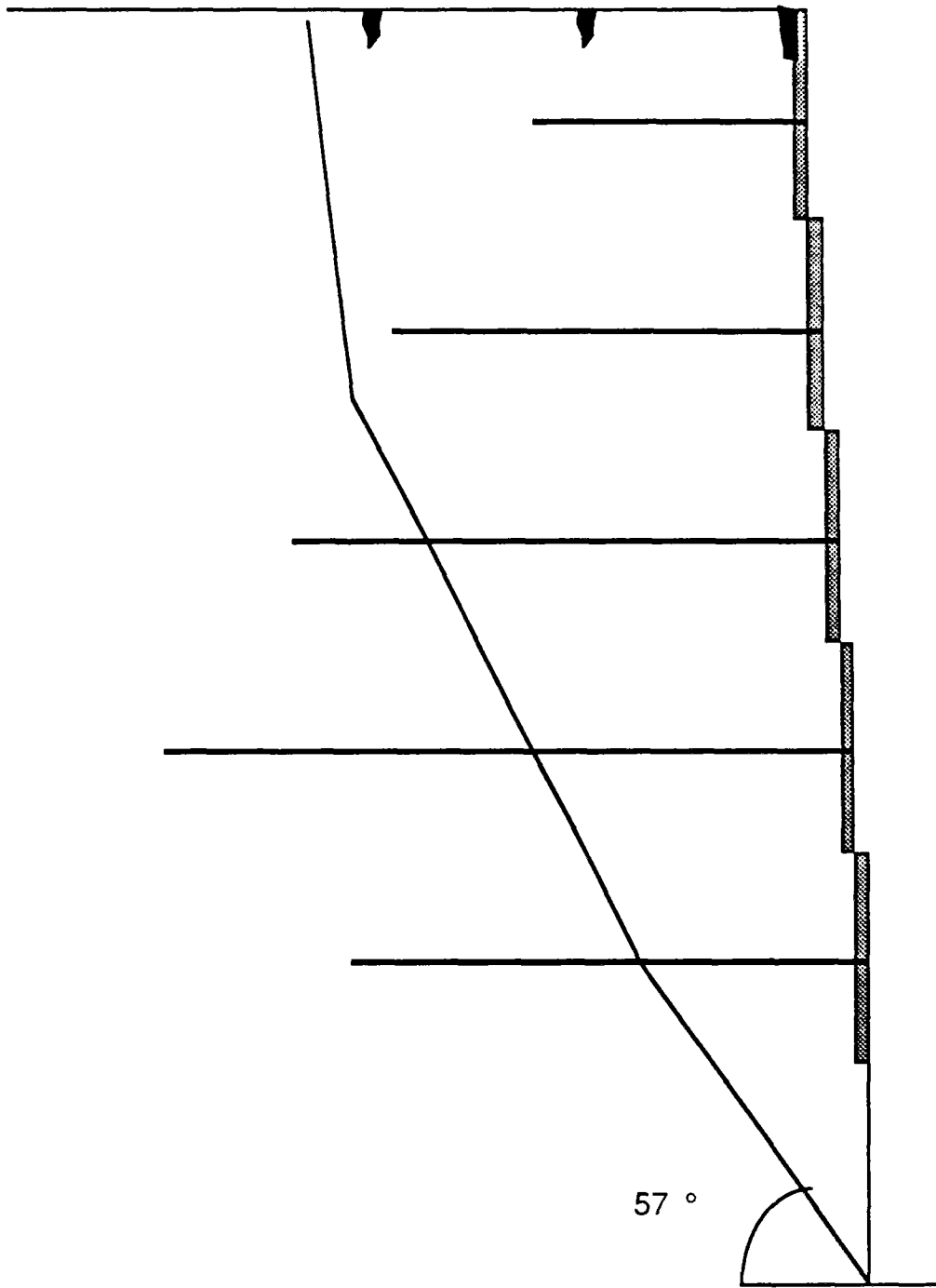
Observations

Rupture au cours de l'excavation de la passe 2.

Cause : les clous ne sont pas suffisamment longs pour pouvoir soutenir la peau.



ESSAI n° 18



ESSAI n° 18

Hauteur de la fouille $h = 0,73$ m $a/h = 0,38$

Clous	Longueur	Nombre	Inclin.
passe 1	0,16	8	0
passe 2	0,24	7	0
passe 3	0,31	8	0
passe 4	0,39	7	0
passe 5	0,28	8	0

Fissuration

Le long de la peau pendant la passe 1
à 15 cm du bord pendant la passe 2
à 26 cm du bord pendant la passe 4

Observations

A 0,73 m de fouille, la paroi est stable. Il est impossible de creuser davantage, car le fond du container est atteint. La rupture (lente) est provoquée par des coups répétés sur le fond. Les clous s'arrachent, et certains du niveau 5 s'arrachent de la peau.

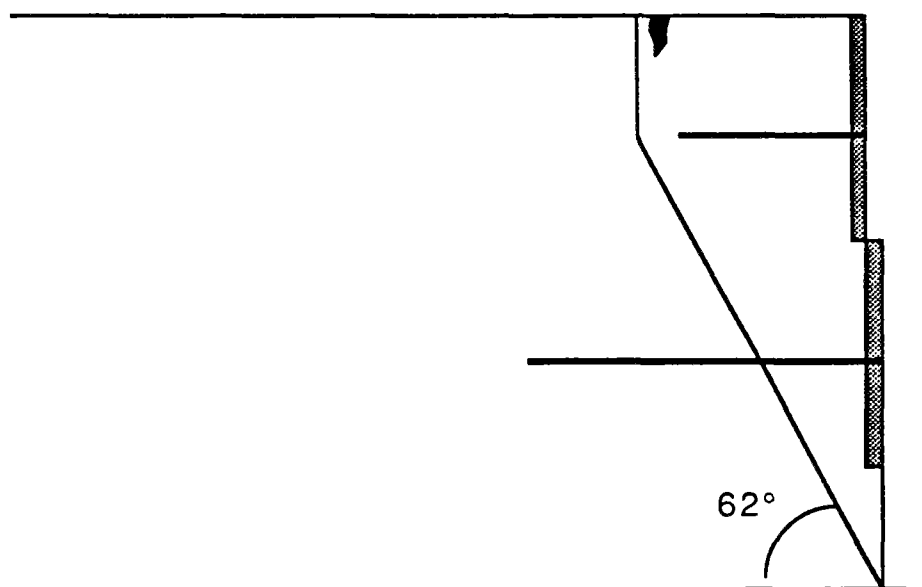
Cause : longueur de clou dans la zone résistante trop courte.

Mécanisme de rupture :

ouverture de fissures - effondrement du sol dernièrement taillé - affaissement global.



ESSAI n° 20-a



ESSAI n° 20 a

Hauteur de la fouille $h = 0,3$ m $a/h = 0,37$

Clous	Longueur	Nombre	Inclin.
passe 1	0,10	8	0
passe 2	0,18	7	0
passe 3			
passe 4			
passe 5			

Fissuration

Le long de la peau, pendant la passe 1
à 10 cm, pendant la passe 2

Observations

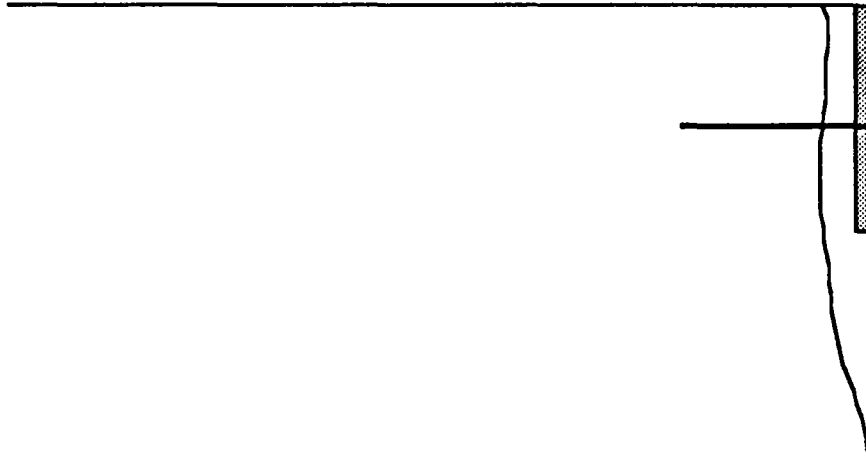
Rupture rapide d'ensemble par arrachement des clous.

Cause : clous trop courts

Remarque :

rupture avant d'avoir atteint la hauteur critique. Cet essai met en évidence le poids non négligeable de la peau

ESSAI n° 20 b



ESSAI n° 20 b

Hauteur de la fouille $h = 0,24$ m

Clous	Longueur	Nombre	Inclin.
passe 1	0,10	8	0
passe 2			
passe 3			
passe 4			
passe 5			

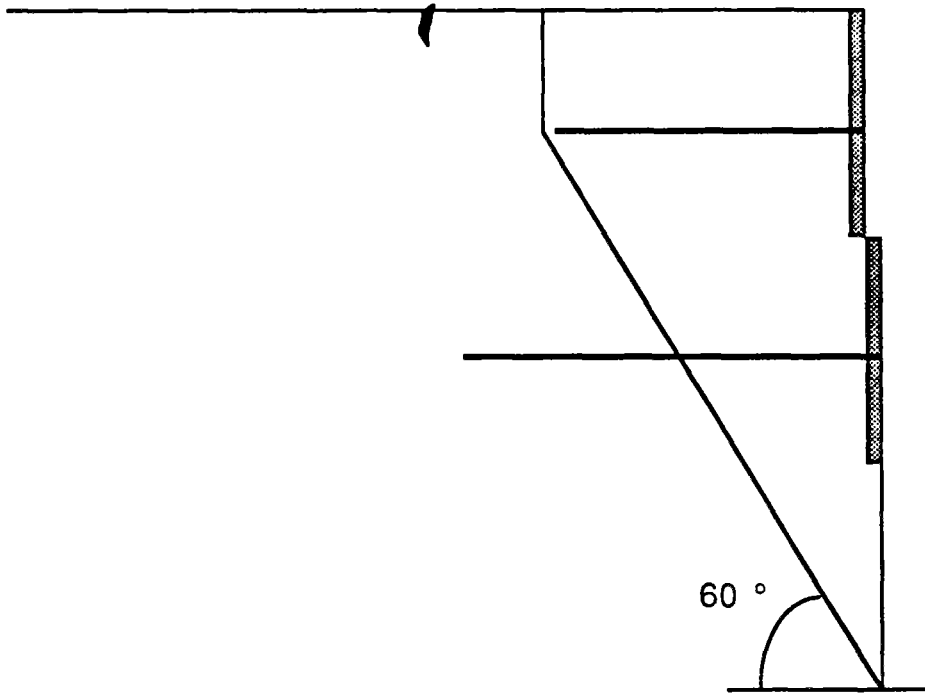
Fissuration

Aucune

Observations

Idem essai 20 a.

ESSAI n° 20 c



ESSAI n° 20 c

Hauteur de la fouille $h = 0,36$ m $a/h = 0,44$

Clous	Longueur	Nombre	Inclin.
passe 1	0,15	8	0
passe 2	0,22	7	0
passe 3			
passe 4			
passe 5			

Fissuration

A 22 cm du bord, pendant la passe 3

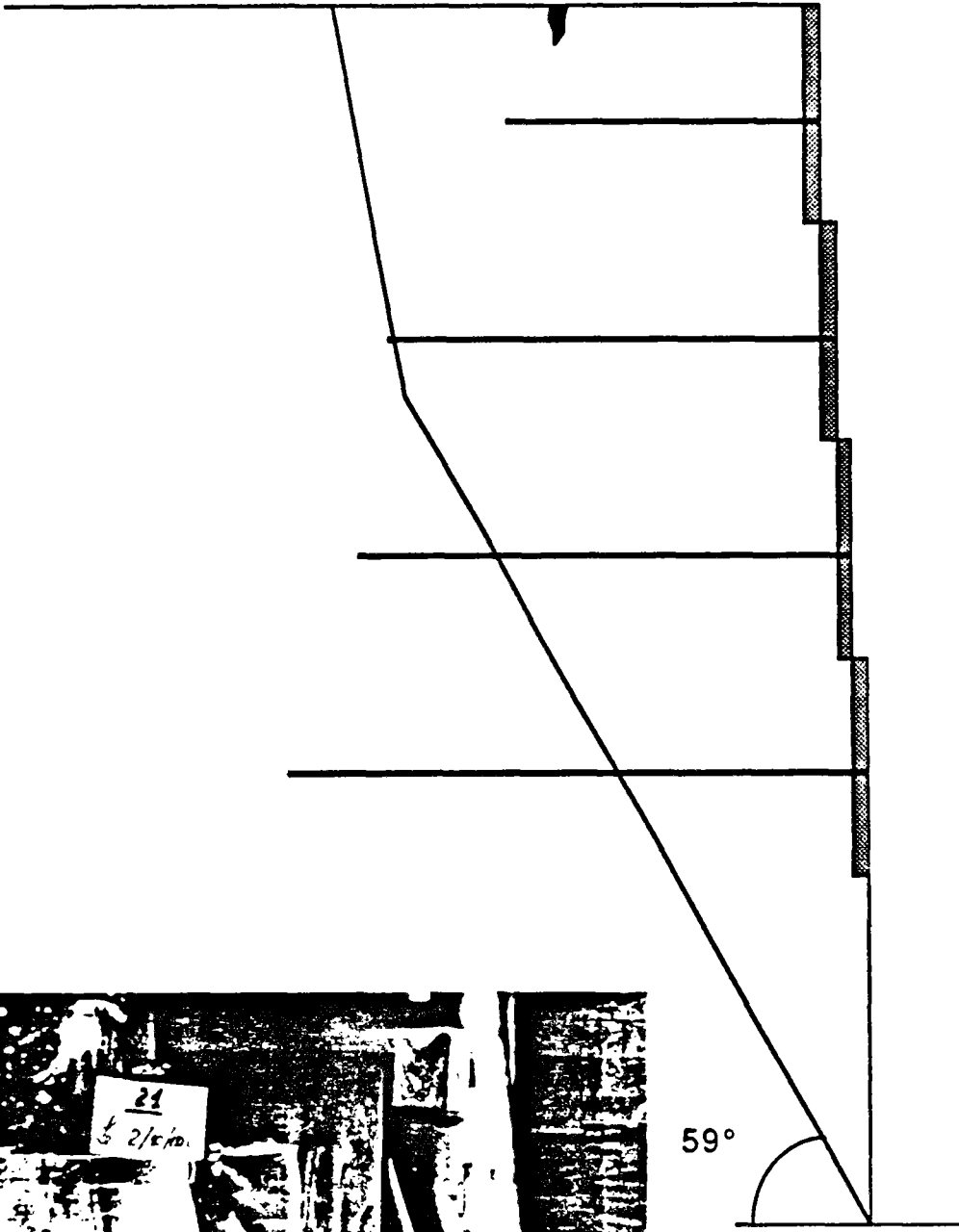
Observations

Rupture lente après excavation de la passe 3.

remarque :

La rupture se produit alors qu'on ne touche plus à la paroi.

ESSAI n° 21



ESSAI n° 21

Hauteur de la fouille h = 0,67 m a/h = 0,38

Clous	Longueur	Nombre	Inclin.
passe 1	0,16	8	0
passe 2	0,24	7	0
passe 3	0,26	8	0
passe 4	0,31	7	0
passe 5			

Fissuration

A 14 cm du parement à la passe 3.

Observations

Rupture rapide d'ensemble à la fin de l'excavation de la passe 5, par arrachement des clous.

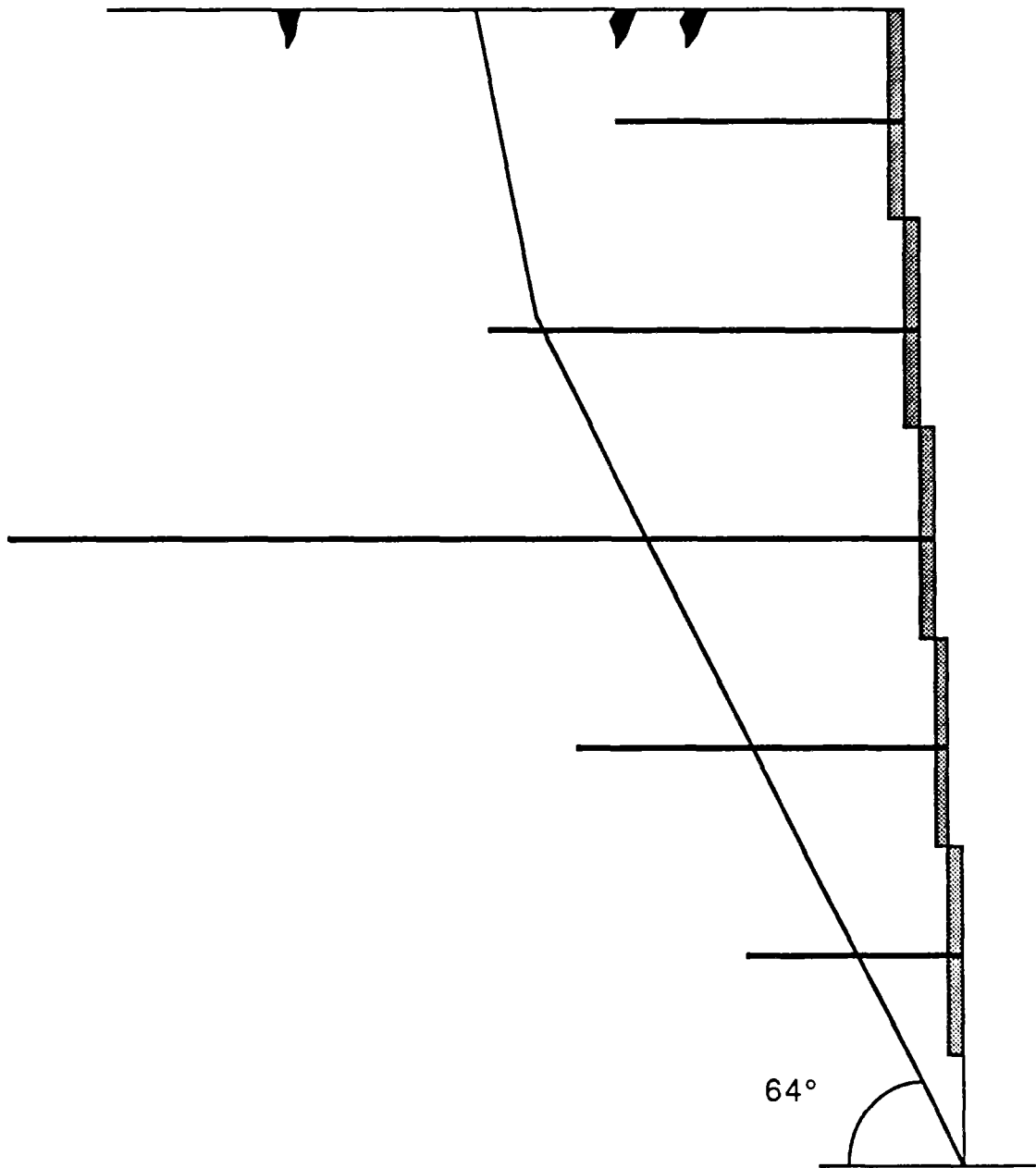
Cause : clous trop courts

Remarque :

A la passe 4, deux clous supplémentaires sont installés puis arrachés; ils cassent. Lors de la rupture globale du massif, aucun clou ne casse.



ESSAI n° 22



ESSAI n° 22

Hauteur de la fouille $h = 0,67 \text{ m}$ $a/h = 0,35$

Clous	Longueur	Nombre	Inclin.
passe 1	0,16	8	0
passe 2	0,24	7	0
passe 3	0,52	8	0
passe 4	0,20	7	0
passe 5	0,12	8	0

Fissuration

A 10 cm du parement à la passe 2.

A 15 cm du parement à la passe 3.

A 34 cm du parement à la passe 5.

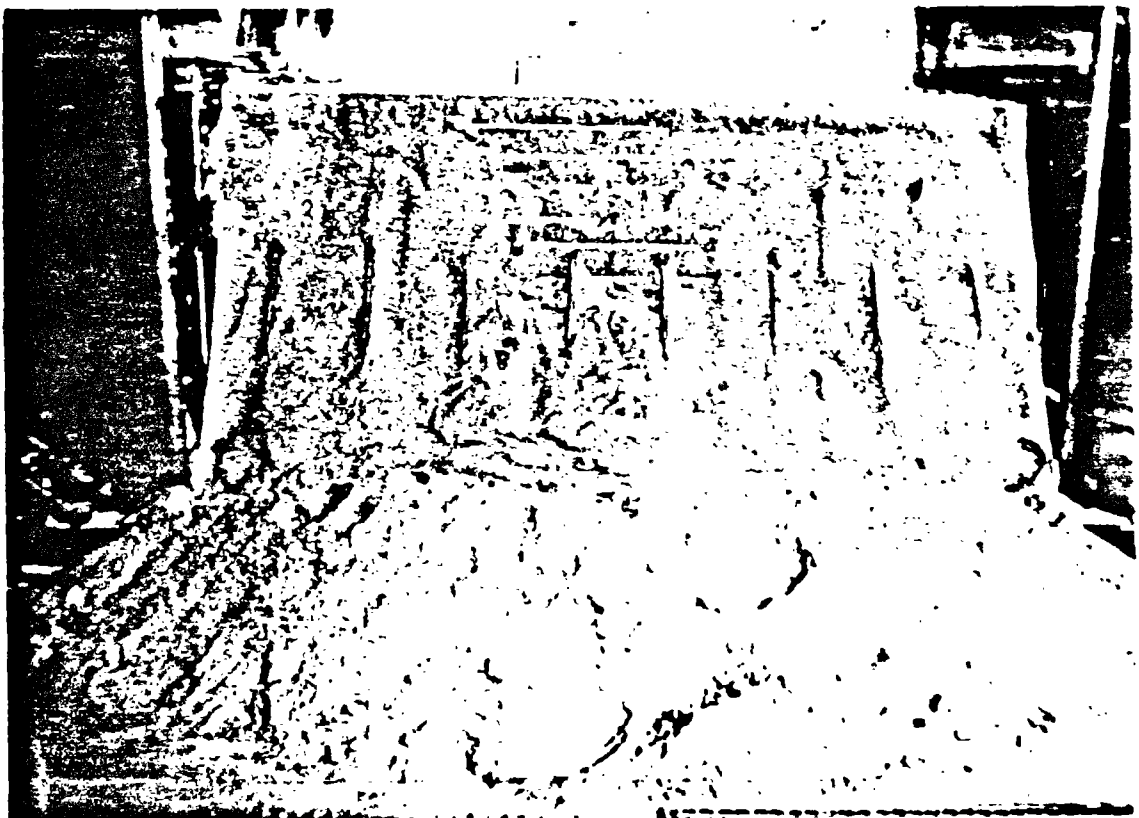
Observations

Rupture rapide d'ensemble au cours de l'excavation de la passe 6, par rupture des têtes de clous.

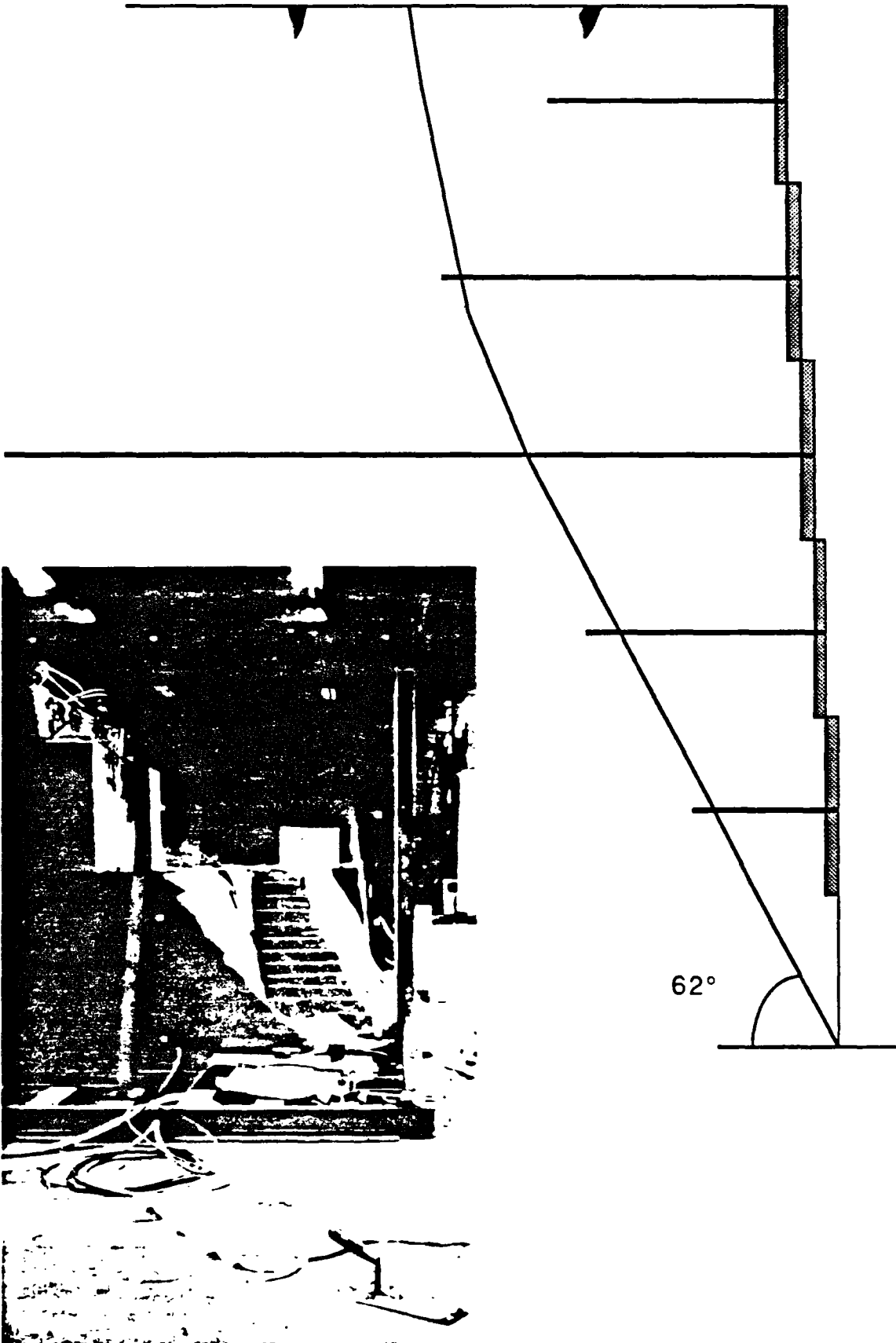
Cause : Têtes pas suffisamment solides

Remarque :

Les clous restent en place dans le sol, ils cassent si on essaie de les arracher (longueur enterrée 35 cm)



ESSAI n° 23



ESSAI n° 23

Hauteur de la fouille $h = 0,51$ m $a/h = 0,35$

Clous	Longueur	Nombre	Inclin.
passé 1	0,16	8	0
passé 2	0,24	7	0
passé 3	0,55	8	0
passé 4	0,16	7	0
passé 5			

Fissuration

A 14 cm du parement à la passe 3.

A la passe 5, fissure à 33 cm du parement

Observations

Rupture d'ensemble au cours de l'excavation de la passe 6.

Les clous se sont soit arrachés (3), soit cassés à la peau (3), soit enfin cassés au niveau de la surface de rupture (2).

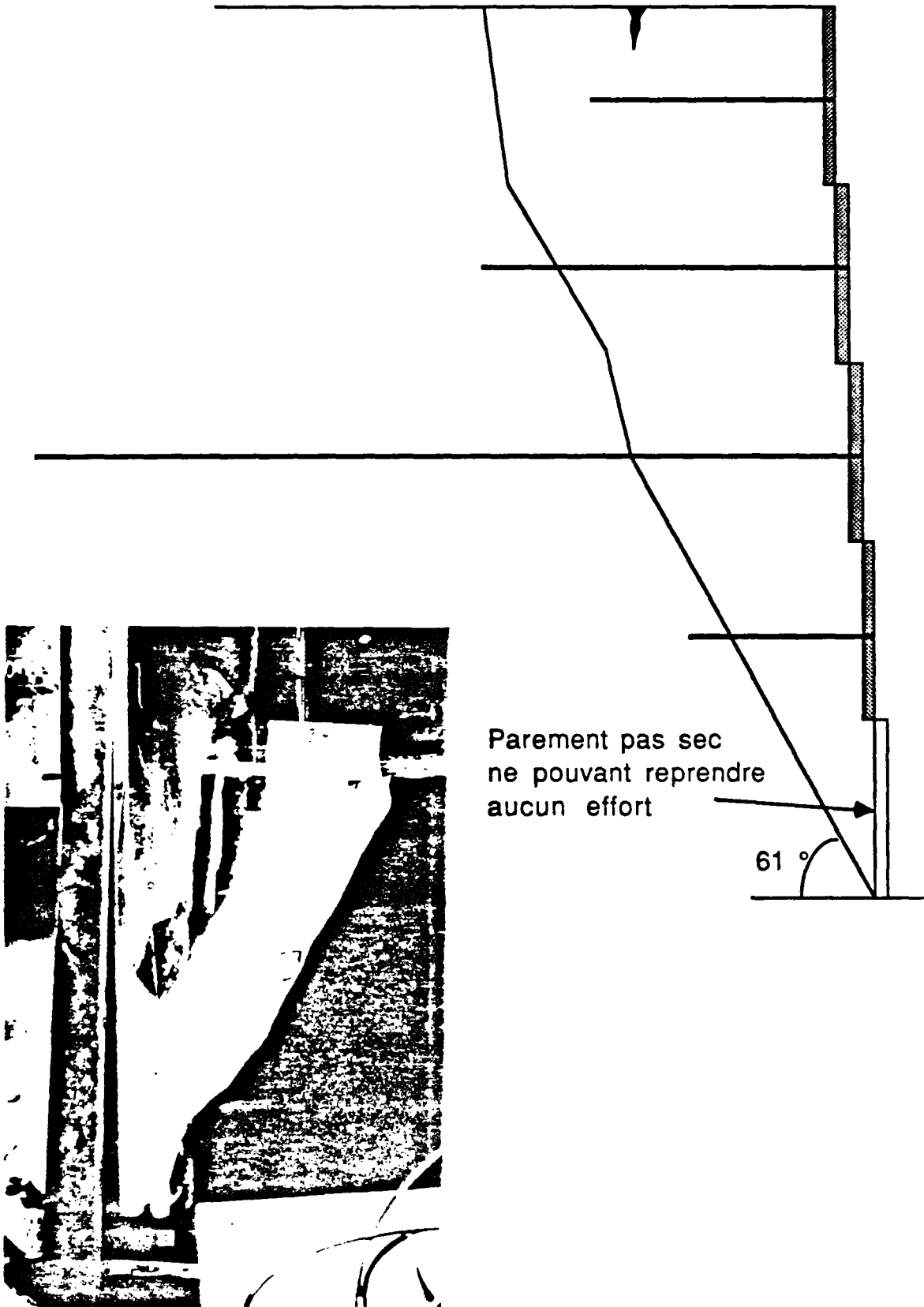
Cause: certains clous étaient peut être mal injectés bien que la vérification du scellement après rupture n'ait pas permis de l'affirmer réellement.

Remarque :

Les clous qui se sont arrachés, avaient une longueur dans la zone active de 38 cm.



ESSAI n° 24



ESSAI n° 24

Hauteur de la fouille h = 0,60 m a/h = 0,35

Clous	Longueur	Nombre	Inclin.
passe 1	0,16	8	0
passe 2	0,24	7	0
passe 3	0,55	6	0
passe 4	0,15	7	0
passe 5			

Fissuration

A 12 cm du parement à la passe 3.

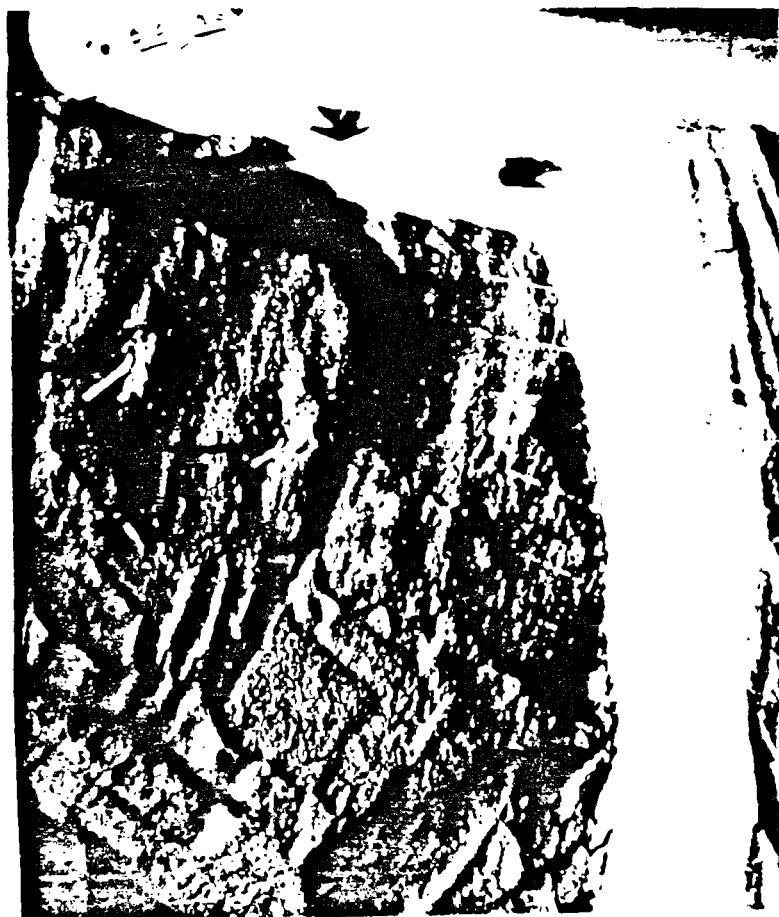
Observations

Rupture lente d'ensemble lors du platrage de la passe 5, par rupture en traction des clous du niveau 3.

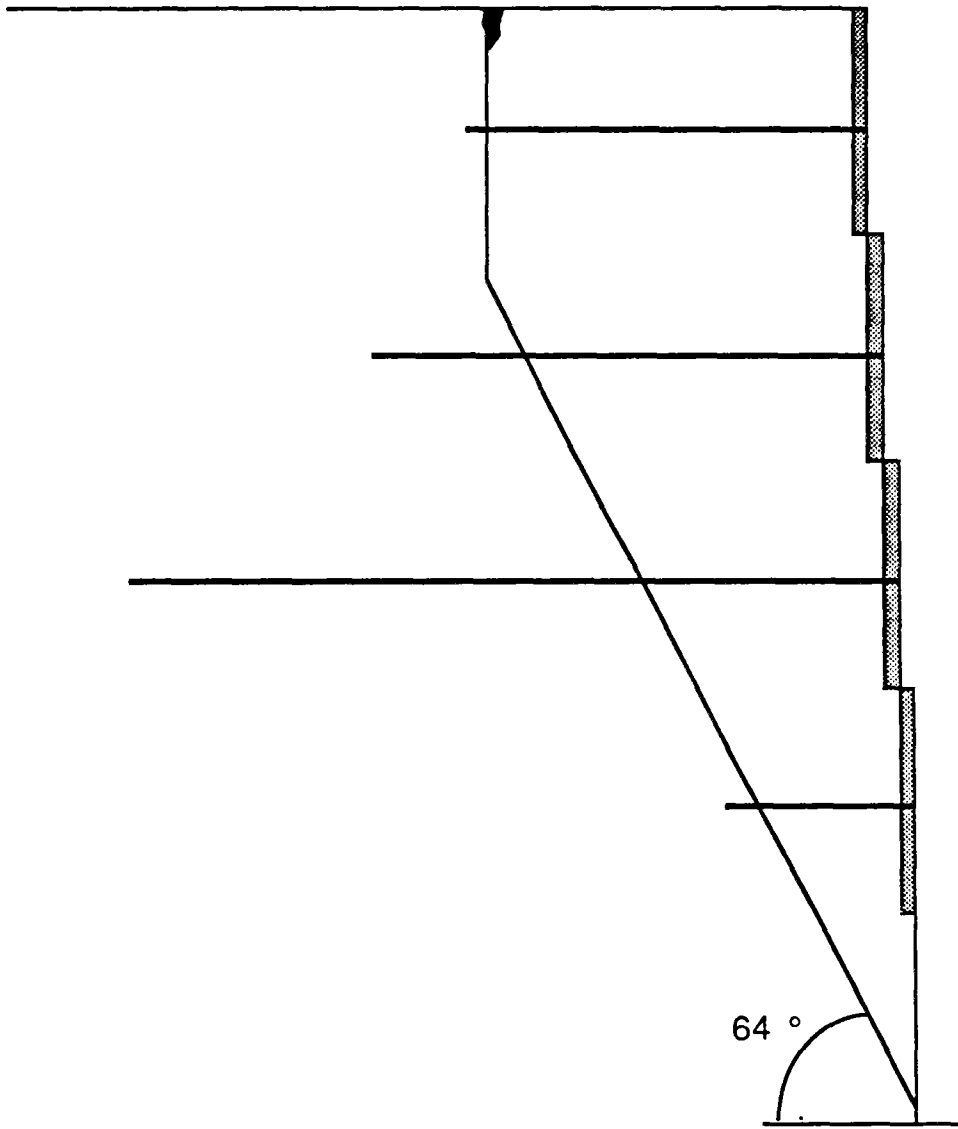
Cause : clous trop peu nombreux

Remarque :

Les clous se cassent au niveau de la surface de rupture.



ESSAI n° 25



ESSAI n° 25

Hauteur de la fouille $h = 0,59$ m $a/h = 0,33$

Clous	Longueur	Nombre	Inclin.
passe 1	0,20	8	0
passe 2	0,26	7	0
passe 3	0,40	8	0
passe 4	0,10	7	0
passe 5			

Fissuration

Le long de la peau à la passe 1.
A 18 cm à la passe 3

Observations

Rupture lente d'ensemble au cours de l'excavation de la passe 5, par arrachement des clous. Sauf deux clous de 40 cm qui se sont détachés de la peau.

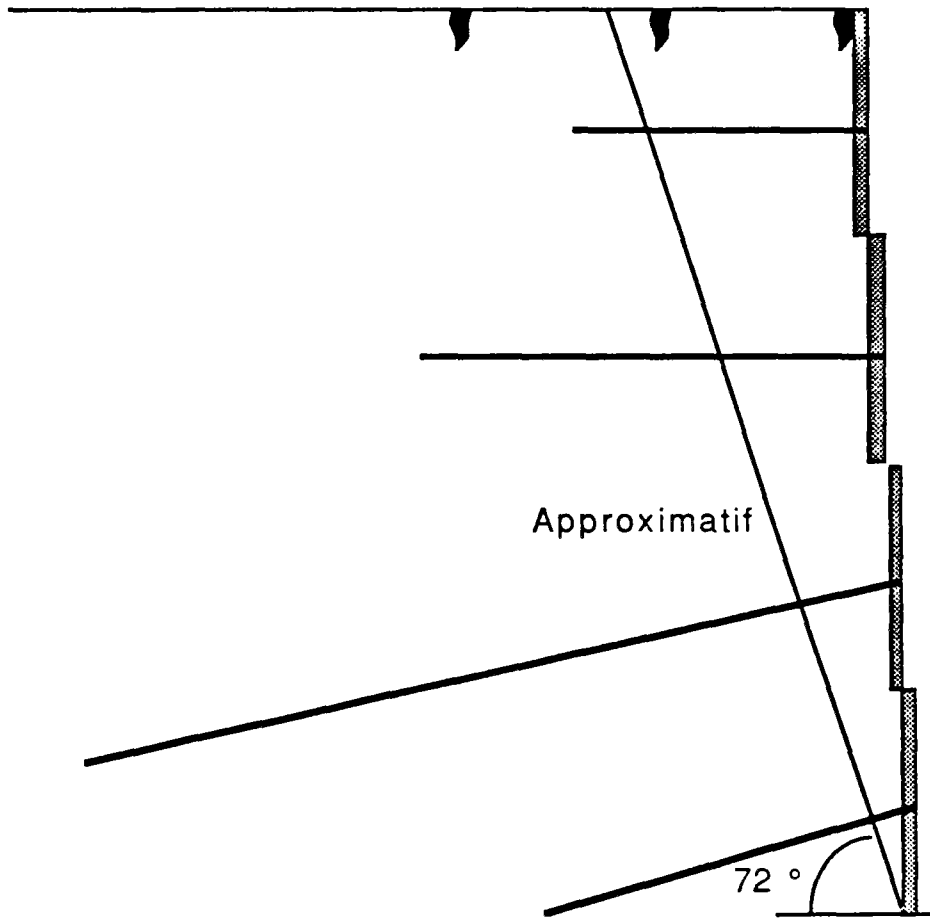
Cause : clous trop courts

Remarque :

Rupture uniforme du sol dernièrement taillé, puis rupture globale.

On remarque sur la surface de rupture des cones de sables centrés sur les trous des clous entraînés par arrachement.

ESSAI n° 28



ESSAI n° 28

Hauteur de la fouille $h = 0,67$ m $a/h = 0,26$

Clous	Longueur	Nombre	Inclin.
passe 1	0,16	8	0
passe 2	0,24	7	0
passe 3	0,44	8	- 15
passe 4	0,20	7	- 15
passe 5			

Fissuration

Le long de la peau, pendant la passe 1.

A 19 cm à la passe 3

A 10 cm à la passe 4

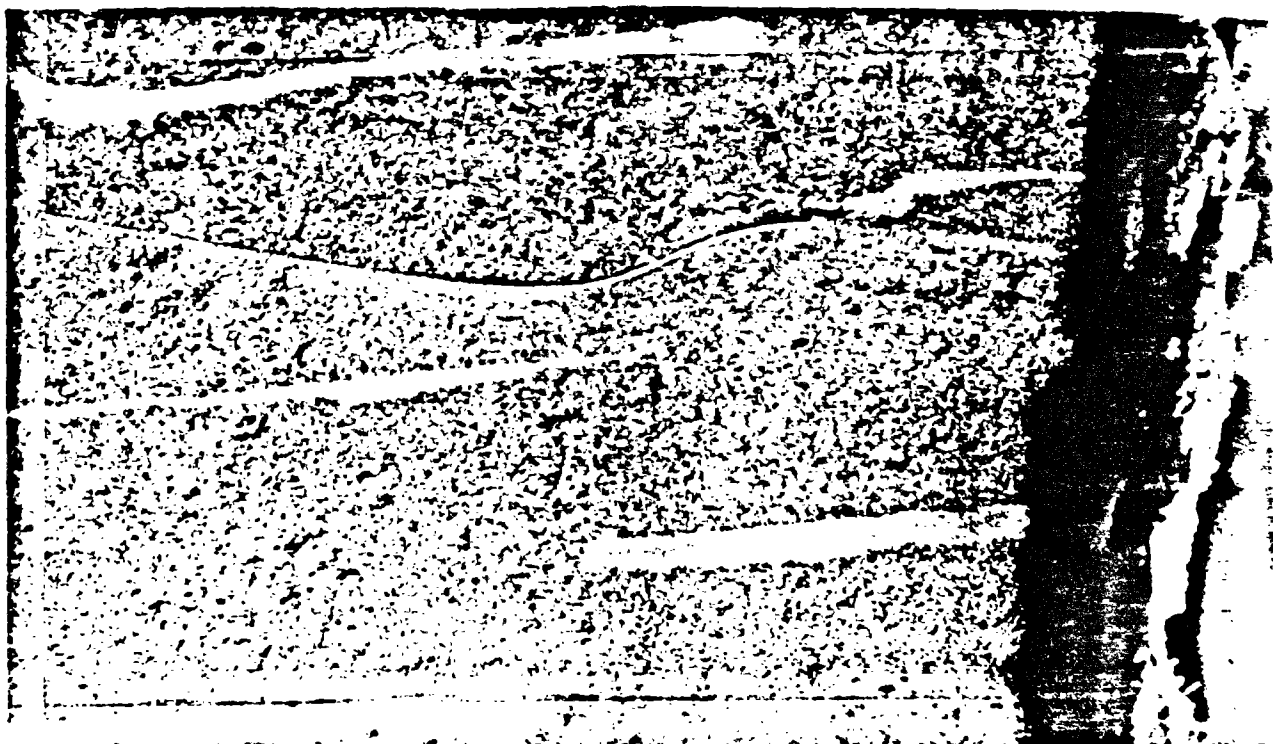
Observations

Rupture rapide d'ensemble après la passe 4, en faisant les têtes de clous. La zone active s'est enfoncée de quelques millimètres seulement.

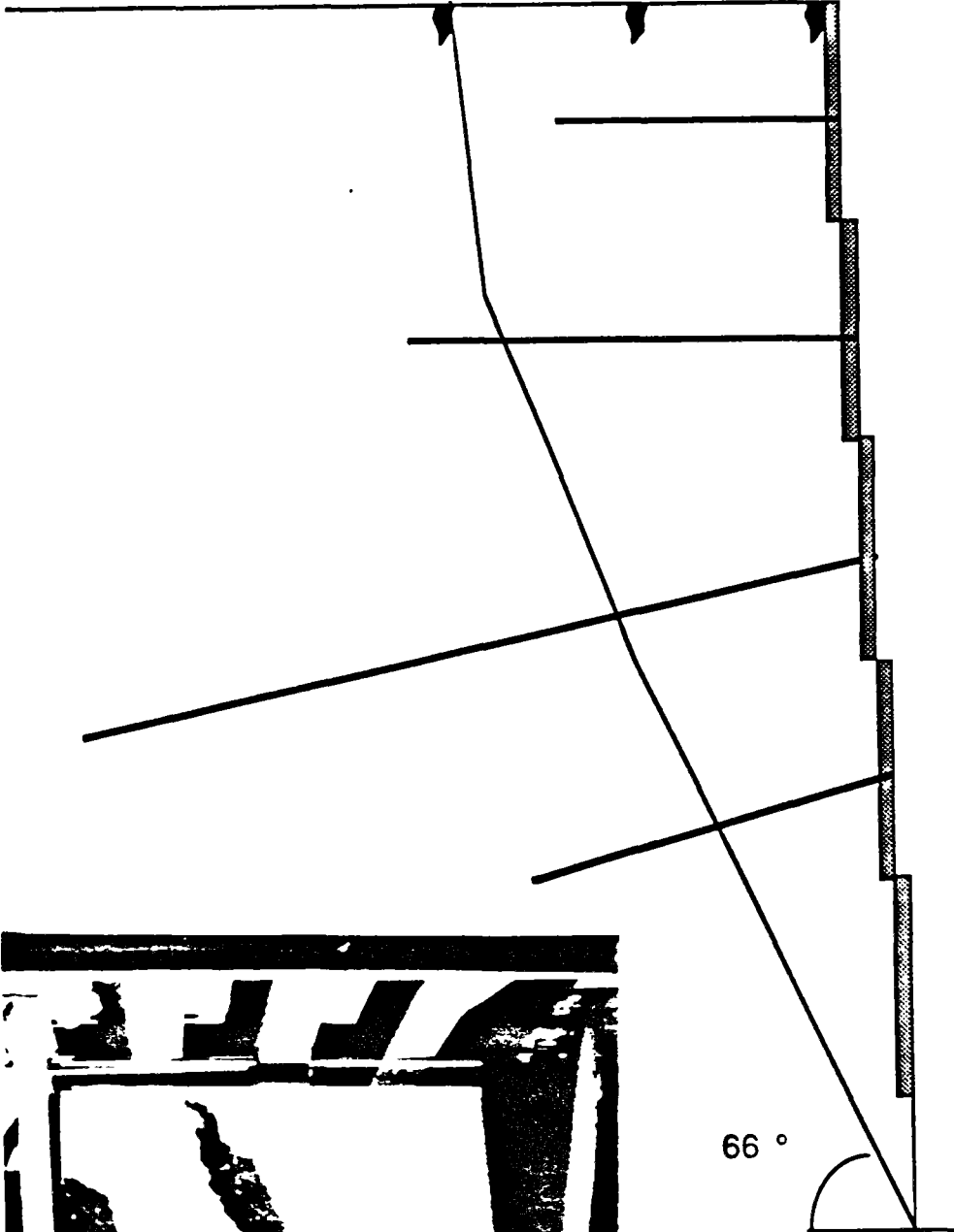
Cause : clous mal injectés, frottement clou-sol quasiment nul pour les clous de 44 cm de long.

Remarque :

On observe la forme en manivelle des clous. Cet essai est le seul où la rupture s'est produite alors que le parement descendait jusqu'au fond de la fouille.



ESSAI n° 29



ESSAI n° 29

Hauteur de la fouille $h = 0,67$ m $a/h = 0,33$

Clous	Longueur	Nombre	Inclin.
passe 1	0,16	8	0
passe 2	0,24	7	0
passe 3	0,44	8	- 15
passe 4	0,20	7	- 15
passe 5	0,10	8	0

Fissuration

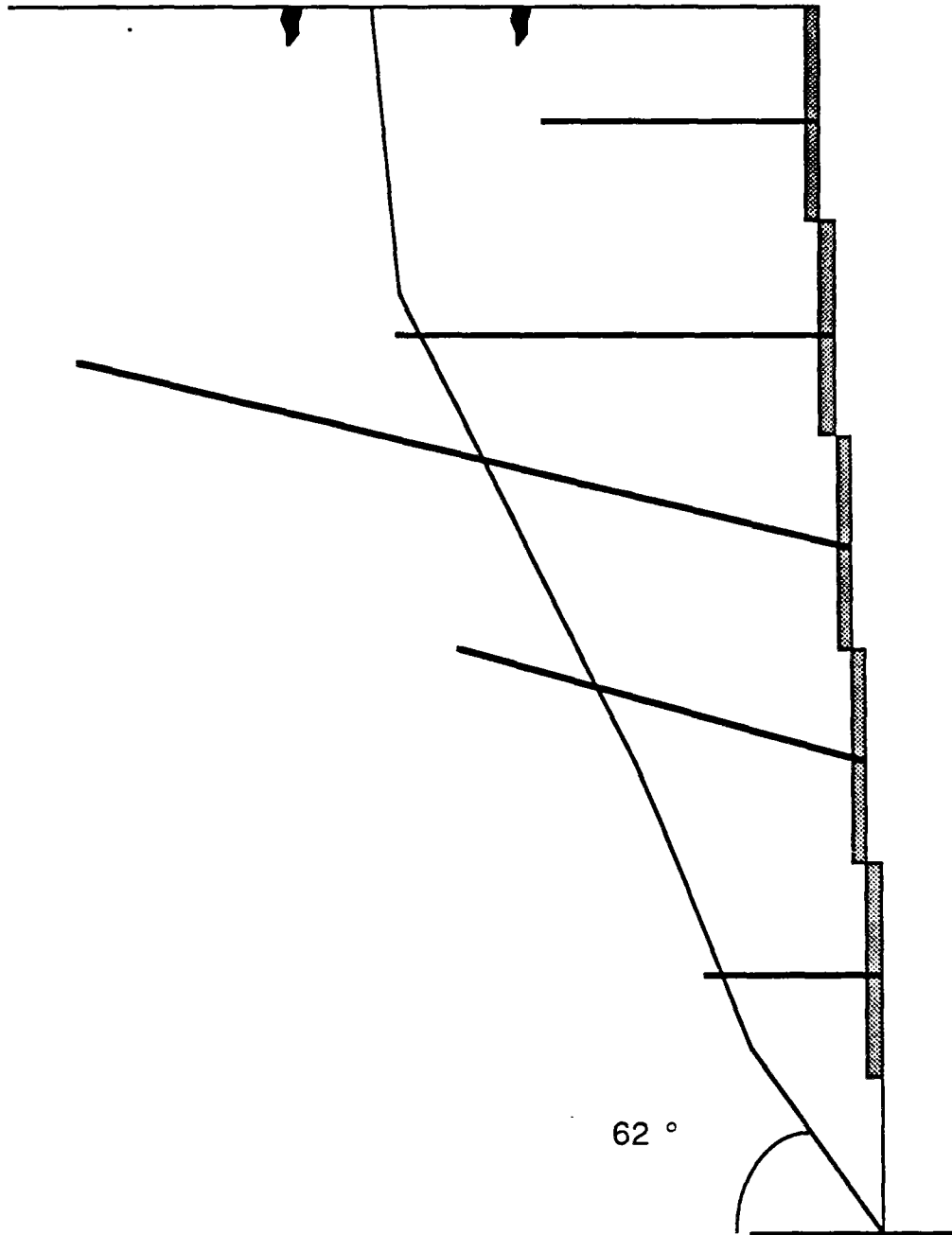
A 12 cm à la passe 4.

Observations

Rupture rapide d'ensemble, pendant l'excavation de la passe n° 6. Les clous long de 44 cm ont plié au niveau de la ligne de rupture. Leur partie efficace n'a pas bougé. Le haut de la zone active a basculé vers l'avant, le bas s'est affaissé.



ESSAI n° 30



ESSAI n° 30

Hauteur de la fouille $h = 0,69$ m $a/h = 0,35$

Clous	Longueur	Nombre	Inclin.
passe 1	0,16	8	0
passe 2	0,24	7	0
passe 3	0,44	8	+ 15
passe 4	0,20	7	+ 15
passe 5	0,10	8	0

Fissuration

Le long de la peau à la passe 1.

A 16 cm du bord, pendant la passe 3 (après le creusement).

Observations

Rupture rapide d'ensemble, après la passe n° 6, alors que le creusement était terminé.

Cause : clous trop courts ou pas assez enterrés (le fait qu'ils soient inclinés vers le haut, fait que le frottement est moindre).

4.3.- MISE EN OEUVRE

La rupture d'une paroi clouée peut être due soit à des malfaçons, en cours de chantier, soit à l'insuffisance du renforcement. Dans le premier cas, le projet est bon mais sa mise en œuvre est mauvaise, dans le second cas, c'est le renforcement qui est inadapté.

Nous allons nous intéresser au premier cas, c'est-à-dire, à la mise en place du parement, à l'injection et enfin au serrage des têtes de clous.

Le but même du clouage est d'empêcher le sol de se décompresser. Or, il peut y avoir décompression à cause d'un mauvais contact entre le sol et la peau ou entre le sol et le clou ou encore entre le clou et la peau. Dans les trois cas, la conséquence est identique, à savoir *rupture précoce* comme cela a été constaté dans les essais n° 8 et n° 13.

4.3.1.- Parement (essai n° 8).

La procédure suivie dans l'essai n°8 pour la mise en place de la peau est différente de celle décrite en III.5.4. La bande plâtrée est d'abord plaquée contre le sol, le plâtre est rajouté par dessus. Comme les observations faites après rupture ont permis de le constater, le frottement entre le sol et le parement est dans ce cas très faible, parfois nul aux endroits où un vide existe. Le sol étant libre de se décompresser, il y a rupture locale pour une hauteur voisine de la hauteur critique (h égal à $0,5 m$ pour l'essai n°8). En deux endroits, près des bords, le sol s'est écoulé entre les clous qui sont restés en place ainsi que le parement.

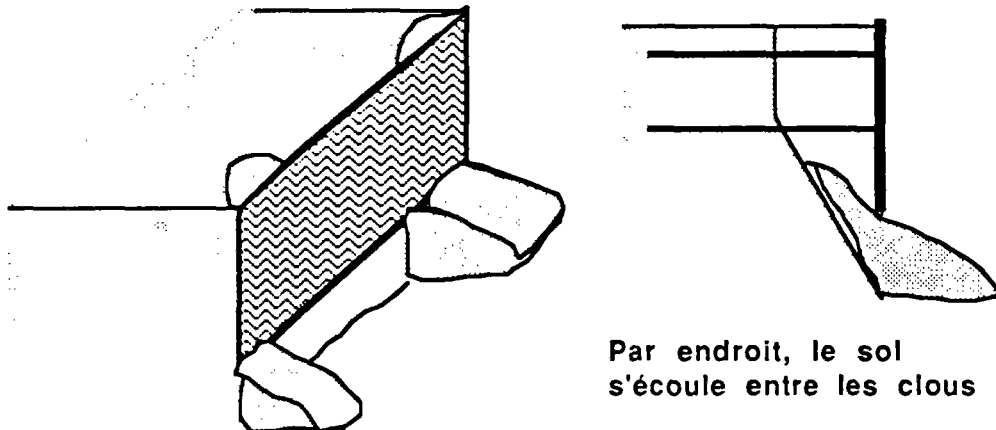


Figure 8 : Schéma de la rupture de la paroi n°8.

Constatant que la mise en place du parement n'était pas satisfaisant, la procédure a été modifiée pour les essais suivants comme décrit en III.5.4. Le changement de frottement sol-parement est radical. La peau dégagée après la rupture de l'essai n°8 est propre, aucun grain ne lui reste accroché.

Au contraire, avec la nouvelle mise en place, une couche de 3 à 5 mm de sol est collée à la peau. En pratique, il faut que la projection soit suffisamment liquide pour épouser la forme de la fouille et pénétrer légèrement dans le sol.

4.3.2.- Injection et tête de clou (Essai n°13).

Une rupture semblable a été observée à l'essai n°13 pour une excavation de 0,38 m. Ce n'est plus dans ce cas le parement qui en est la cause mais l'injection et les têtes. Le scellement de la plupart des clous est mauvais et les têtes sont mal fixées à la peau. Il s'ensuit que l'effort transmis à la peau par le sol ne peut être repris puisque les clous ne sont pas ancrés par frottement. Le parement avance, le sol se décompresse et s'écoule alors que le renforcement reste en place.

Résumé :

mauvaise mise en œuvre => rupture
 Vides entre le sol et le parement, mauvaise liaison clou-peau,
 ou frottement sol-clou déficient => Ruptures locales pour h
 voisin de hc
 Le renforcement reste en place. Ecoulement du sol entre les
 clous.

4.4.- ESSAIS D'ARRACHEMENT.

Afin de compléter les essais sur modèle réduit, plusieurs séries d'essais d'arrachement de clous ont été effectués. En voici les résultats après avoir précisé la procédure d'essai.

4.4.1.- Principe.

La mise en place du sol est identique à celle d'un essai normal. Une fois le remplissage terminé, on perce à travers la face avant du modèle des trous d'un diamètre d'un centimètre environ et de 15 cm de long, en autant d'endroits que l'on veut faire d'essais d'arrachements (figure 9).

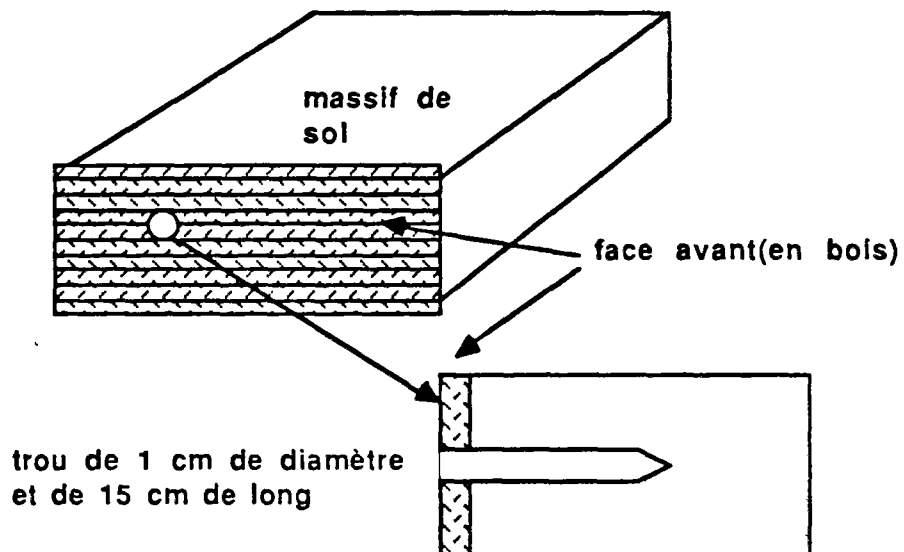
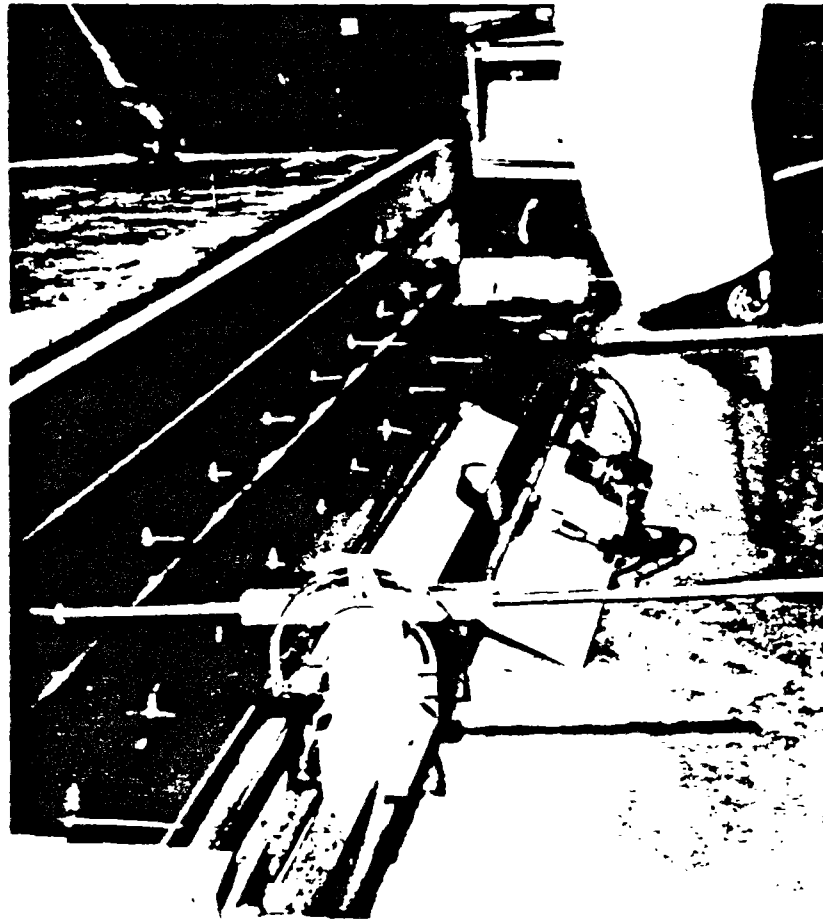


Figure 9 : Préparation du modèle pour les essais d'arrachement.

Puis, chaque clou est injecté en prenant soin d'arrêter le coulis au niveau du trou de grand diamètre ($\varnothing 1\text{ cm}$). Ceci afin que ni les planches de bois, ni le sol ne joue un rôle de butée lors de l'arrachement. Le clou (métal) a, d'autre part, une longueur suffisante pour qu'il dépasse de 5 cm à l'extérieur. Une fois le scellement sec, l'extrémité extérieure du clou est liée à un capteur de force (traction), lui-même monté en bout d'un verin pneumatique (figure 10) fixé aux montants du container.

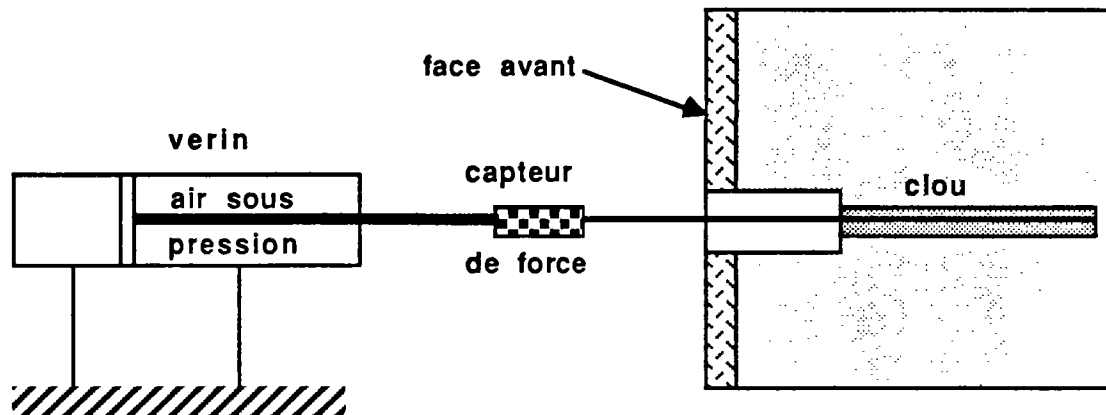


Figure 10 : Système d'extraction des inclusions

Le capteur relié à une centrale d'acquisition permet de connaître la force reprise par le clou en chaque instant. L'arrachement se fait en augmentant la pression pneumatique dans le verin. La vitesse de charge est autant que possible maintenue constante (1 N/s) au cours de l'essai et d'un essai à l'autre. Ce mode de chargement a été modifié pour évaluer les variations de la résistance du clou en fonction de la vitesse de charge. Quatre types de sollicitations ont été utilisés :

lent	$0,3\text{ N/s}$
rapide	<i>charge complétée en une seconde ou deux</i>
normal	1 N/s
par palier	<i>de 10 N</i>

4.4.2.- Résultats.

Plus de cent clous ont été arrachés ; malheureusement, la plupart des résultats sont inexploitable, l'injection étant le plus souvent mauvaise¹. Il est intéressant du point de vue expérimental de présenter la cause des problèmes rencontrés.

¹Ceci ne remet pas du tout en cause l'ensemble des essais et ce, pour deux raisons :
 - les difficultés rencontrées pour les arrachements sont propres à ce type d'essai,
 - l'interprétation des essais sur modèle réduit est totalement indépendante de la valeur de l'effort d'arrachement des clous. En effet, le seul exemple dans lequel l'effort repris par les clous est mentionné est l'essai 25 pour lequel les clous ont cassé en traction.

Dans les premiers essais, la procédure d'essai ne comprenait pas le forage du trou de diamètre 1 cm présenté sur la figure 9. Le schéma du clou en place était celui présenté sur la figure 11.

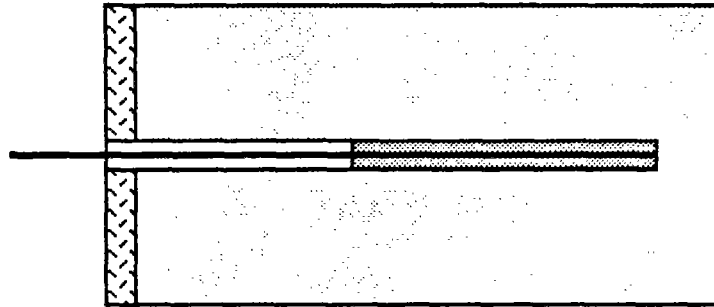


Figure 11 : Schéma d'un clou en place dans le premier type d'essai d'arrachement.

Les résultats sont, dans ce cas, parfaitement homogènes et valides. Mais, l'effet de butée du sol, ou plutôt la possibilité qu'il existe, reste présent. C'est dans un souci de perfection que la modification menant à la procédure décrite sur la figure 9 a été rajoutée. Malheureusement, bien que théoriquement très satisfaisante, cette procédure est irréalisable. Il est, en effet, tout simplement impossible d'arrêter l'injection (qui est liquide et sous pression) au niveau du trou de diamètre 1 cm . Ainsi, soit l'injection est stoppée avant et l'effet de butée réapparaît, soit elle est arrêtée après et l'inclusion est diforme. C'est pourquoi, seulement une vingtaine d'essais sont exploitables. La figure 12 représente les résultats obtenus dans la première série (bonne à 90%). L'influence de la profondeur ainsi que celle de la longueur du clou sont nettes.

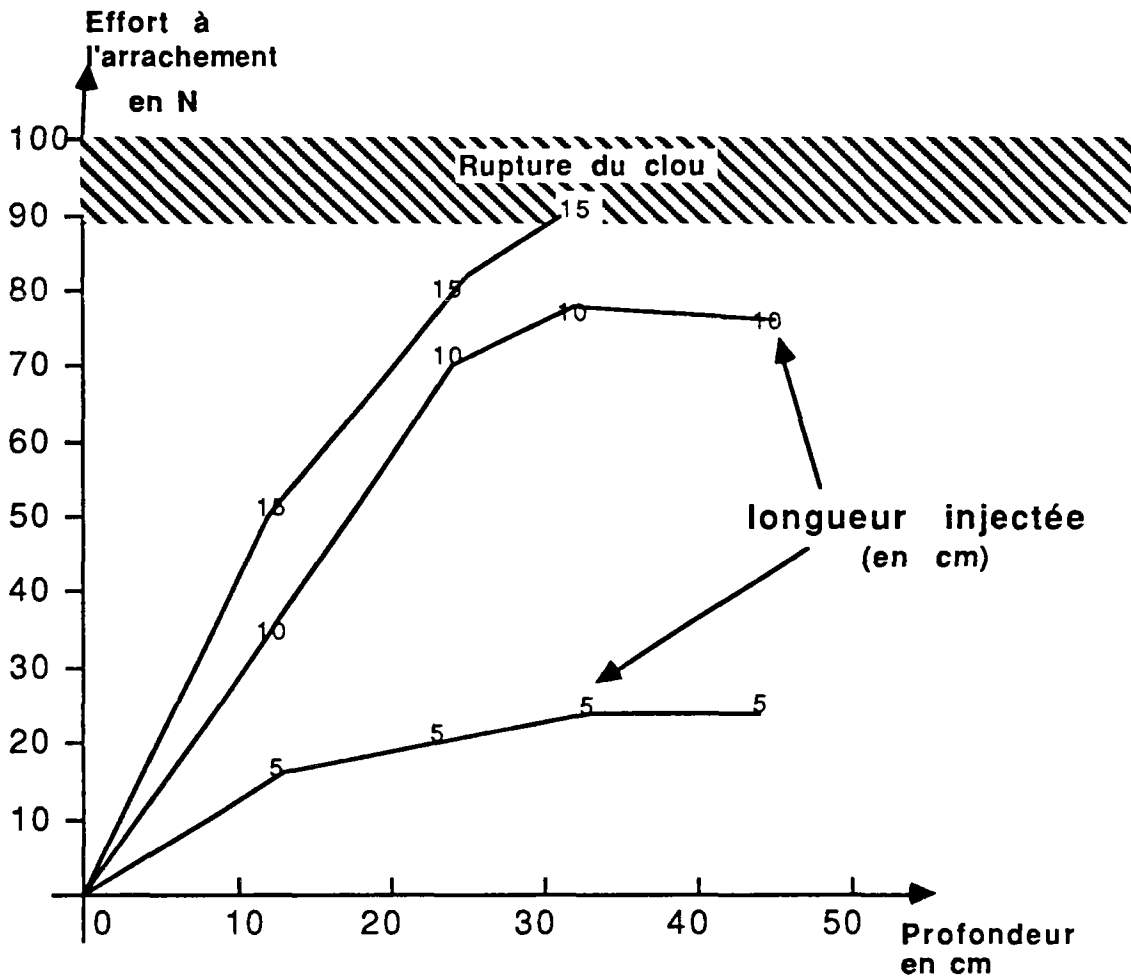


Figure 12 : Essais d'arrachement. Influence de la longueur injectée et de la hauteur de recouvrement.

L'effort d'arrachement atteint un palier pour un recouvrement voisin de 35 cm. On notera que l'extrapolation en vraie grandeur donnerait 0,35 m x 14 soit 5 m. Cette valeur est voisine de celle (6 m) utilisée en Terre armée. La contrainte tangentielle moyenne le long du clou T_t est représentée sur la figure 13 :

hr l	11	23	33	42
5	16	21	24,4	24,4
10	17	37	41	39
15	17,6	29	32	

hr : hauteur de recouvrement

l : longueur injectée

en kPa

Figure 13 : Contraintes tangentielles T_t à l'interface sol-clou

Ces valeurs sont relativement homogènes bien que l'on devrait trouver en théorie une contrainte T_t constante à une profondeur donnée. La dispersion des résultats peut être due à plusieurs facteurs :

- incertitude sur le diamètre : une erreur de 1 mm entraîne une erreur de 6 kPa sur T_t .

- incertitude sur la longueur injectée. Une erreur de 5 mm entraîne une erreur de 2 kPa sur T_t .

- variation de la pression d'injection et de la liquidité du coulis.

- variation de la densité du sol.

En se basant sur les contraintes initiales et un frottement sol-clou égal à $\tan(\varphi)^2$, on trouverait :

h	11	23	33	42
Tt	1,2	2,6	3,7	4,8

en kPa

avec $\gamma = 15,7\text{ kNm}^{-3}$

et $\varphi = 36^\circ$

Ce qui permet de confirmer, s'il en était encore besoin, l'invalidité d'un calcul de l'effort d'arrachement par une formule du type $T_t = \gamma h \tan(\varphi)$.

L'ensemble des résultats retenus est regroupé sur la figure 14. L'influence de la profondeur du clou est dans ce cas aussi significative.

² $\tan(\varphi)$ est d'ailleurs le coefficient de frottement réel entre le sol et le clou.

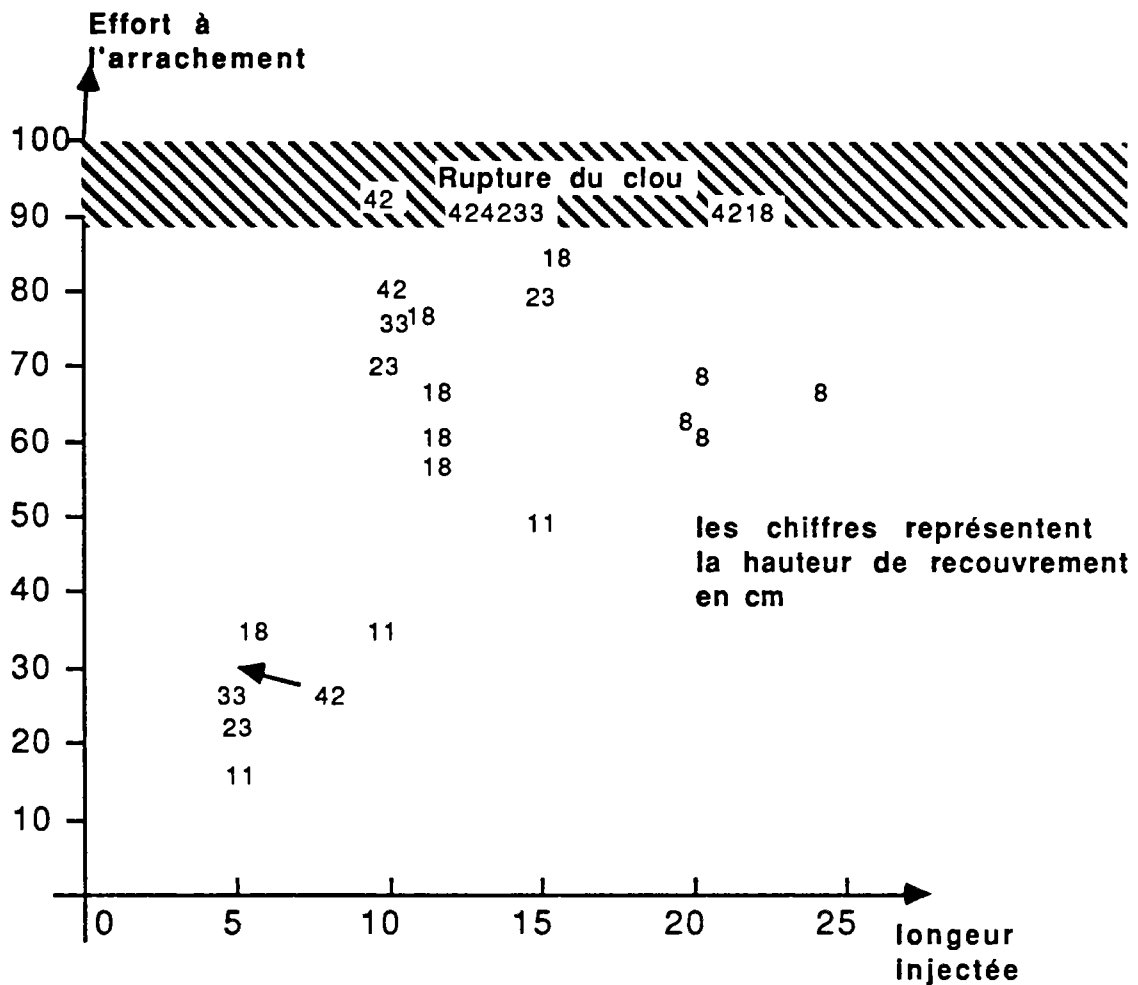


Figure 14 : Ensemble des résultats, obtenus sur les essais d'arrachement.

La représentativité du modèle peut être vérifiée en extrapolant les valeurs des efforts d'arrachement. En prenant par exemple un clou de 13 cm de long (longueur injectée) recouvert de $0,18\text{ m}$ de sol, l'effort d'arrachement vaut 60 N . Le diamètre du scellement vaut 6 mm . L'extrapolation donne :

longueur injectée	$1,8\text{ m}$
recouvrement	$3,5\text{ m}$
force	160 kN
diamètre du scellement	$8,5\text{ cm}$

La contrainte tangentielle moyenne vaut 330 kPa . L'effort par mètre linéaire est 90 kN/ml . Ces valeurs sont conformes à l'ensemble des résultats connus concernant les arrachements de barres scellées.

Bien que plusieurs essais utilisant les divers modes de sollicitations aient été réalisés, nous ne les présentons pas. Ces résultats sont trop peu nombreux pour être représentatifs. Néanmoins, mais ceci demande à être confirmé, il semble que le mode de sollicitation, du moins dans la plage

utilisée, influe peu sur l'effort d'arrachement (environ 10 %). La sollicitation la plus rapide étant celle qui, en général, donne lieu à l'effort le plus grand.

Tout en restant très prudent à l'égard de ces résultats, trois points sont indéniables :

- un clou convenablement injecté d'une longueur supérieure ou égale à 15 cm se rompt plutôt que ne s'arrache si la hauteur de recouvrement est supérieure à 25 cm.

- dans tous les résultats présentés sur les bordereaux et ultérieurement, les injections ont été vérifiées après rupture. Il s'ensuit que l'ordre de grandeur des efforts d'arrachement mobilisés est celui représenté sur la figure 14 et qu'en particulier, la remarque précédente reste valable pour l'ensemble des essais.

- en cas de mauvaise injection, la force d'arrachement est largement inférieure à celle d'un clou analogue convenablement injecté. Deux clous de 10 et 15 cm de longueur injectée, ancrés sous 30 cm de sol ont été arrachés par des efforts de 17 et 15 N. Dans les deux cas, l'injection remplit 90% du forage, mais un plat, dû au manque de coulis, est visible (figure 15). Le coulis n'ayant pas pénétré sous pression dans le sol s'est déposé dans le forage sans s'infiltrer. Le frottement obtenu est très mauvais si on le compare aux valeurs de la figure 14.

Résumé :

- . Influence de la hauteur de recouvrement entre 0 et 35 cm (0 et 5 m en vraie grandeur)
- . Résultats extrapolés conformes aux valeurs usuelles ($\tau=330$ kPa).
- . Mauvaise injection (pression insuffisante) \Rightarrow frottement quasiment nul, très inférieur à celui d'un clou convenablement injecté.
- . Approche du frottement par la formule $\tau = \gamma h \tan(\varphi)$ à rejeter.

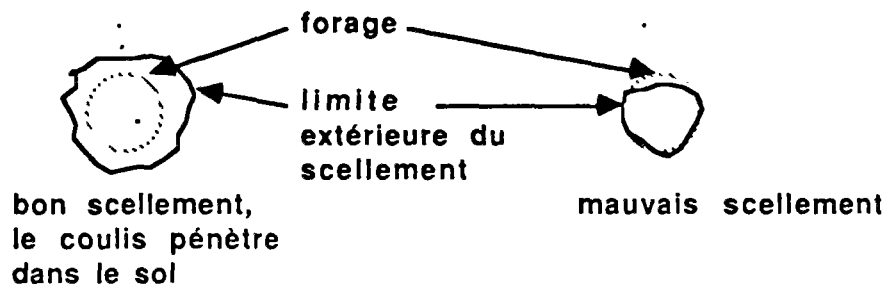


Figure 15 : Schéma type d'injections

- a) sous pression
- b) sans pression

4.5.- RUPTURE.

L'étude de la rupture est l'objet principal des essais menés sur modèle réduit. Les observations faites à ce sujet peuvent se regrouper en quatre parties : le mécanisme, l'ampleur, les causes et la forme de la surface de rupture.

Il faut se garder de tomber dans le piège qui consiste à assimiler ce que l'on observe une fois la rupture produite avec ce qui se passe à l'instant même où l'ouvrage se rompt. Pour cela, définissons la rupture : nous désignerons par ce terme tout déplacement local ou global, visible à l'œil nu (c'est-à-dire quelques millimètres au minimum) mettant en cause la stabilité ou la construction de l'ouvrage. Ainsi, lors d'une excavation, si une lentille de sol dernièrement taillée se détache, mais que malgré cela la construction peut être poursuivie, il n'y a pas de rupture. Si au contraire, c'est un volume local (en largeur) mais s'étendant de haut en bas de la fouille qui s'effondre, comme dans les essais 8 ou 13, alors il y a rupture car la construction de la paroi doit être interrompue.

4.5.1.- Mécanisme.

Le mécanisme de rupture est la manière dont la paroi s'écroule tel que l'on peut l'observer. C'est-à-dire la durée, les volumes mis en jeu, les mouvements et leur amplitude, etc. L'observation étant limitée principalement par la durée de la rupture, il faut distinguer deux cas qui correspondent à deux observations différentes:

- *rupture lente* : entre le moment où le sol commence à tomber sporadiquement et celui où l'ensemble redevient immobile, il se passe plusieurs secondes ou dizaines de secondes ; l'observation est alors aisée,

- *rupture rapide* : l'ensemble du mouvement est quasiment instantané (inférieur ou égal à la seconde) ; l'observation est impossible.

rupture lente : essais n° 10 - 13 - 15 - 18 - 20c - 24 - 25

rupture rapide : essais n° 9 - 14 - 17 - 20a - 20b - 21 - 22 - 23 - 28 - 30.

Rien ne permet d'expliquer pourquoi la rupture est lente dans un cas et rapide dans l'autre. Par contre, il semble bien que le mécanisme soit unique, à savoir :

1. Ouverture ou élargissement de fissures sur le talus, accompagné (simultanément ou légèrement plus tard) de l'effondrement du sol de la dernière passe qui s'initie en un point puis s'étend à toute la largeur de l'ouvrage. La forme de cette pré-rupture est constante et représentée sur la figure 16.

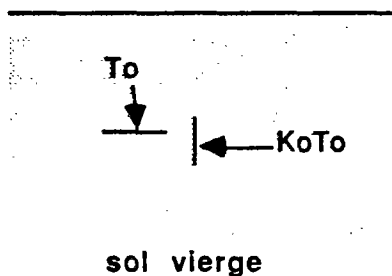
2. Rupture d'ensemble de la zone active qui descend d'une hauteur supérieure à celle de la dernière passe.

Ce mécanisme s'explique en toute logique :

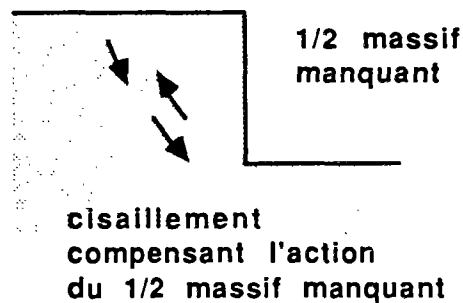
Avant de commencer la fouille, on peut supposer raisonnablement que le champ de contraintes dans le sol est uniforme et comparable à celui existant dans un massif infini. Dès le début de l'excavation, le cisaillement et la cohésion vont se mobiliser pour compenser l'effort que reprendrait le demi massif manquant. Au moment où le critère est atteint par endroit, des fissurations locales apparaissent donnant lieu à des déplacements relatifs entre zones de sol, ce qui permet aux clous de se mettre en tension et de limiter ainsi l'accroissement du phénomène. Puis, l'excavation et le clouage étant poursuivis, deux possibilités se présentent :

a) les clous sont capables de reprendre des efforts croissants et limitent alors considérablement la fissuration et le déplacement global de toute la zone active. L'ouvrage est stable.

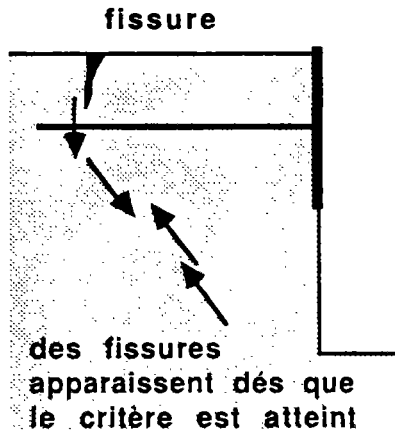
b) les clous ne peuvent reprendre les efforts nécessaires pour limiter les déplacements de la zone active ; leur palier de résistance est atteint (ceci peut arriver pour différentes raisons : frottement insuffisant, nombre ou longueur de clous insuffisant). L'ensemble de la zone renforcée se décompresse et se déplace vers le bas sous l'effet de son poids, créant sur le sol de la dernière passe, une surcharge uniforme qu'il ne peut reprendre. La zone 1 s'écroule libérant ainsi un peu plus la zone active qui s'effondre toute ou en partie (figure 16).



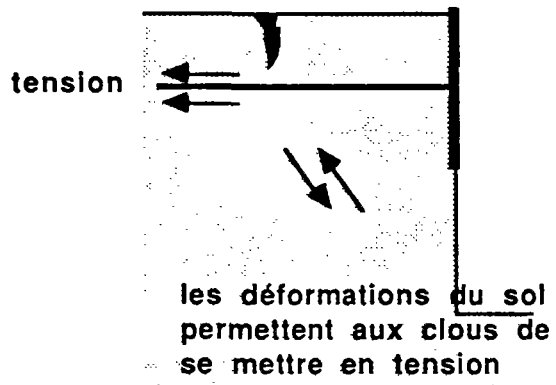
a)



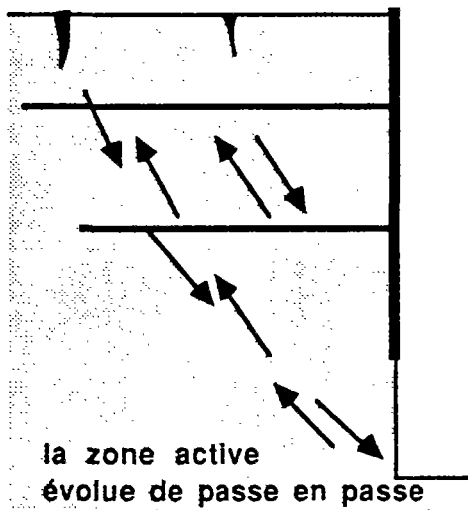
b)



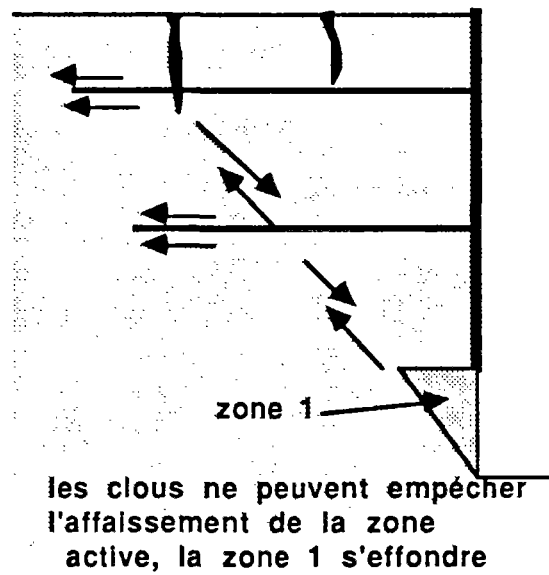
c)



d)



e)



f)

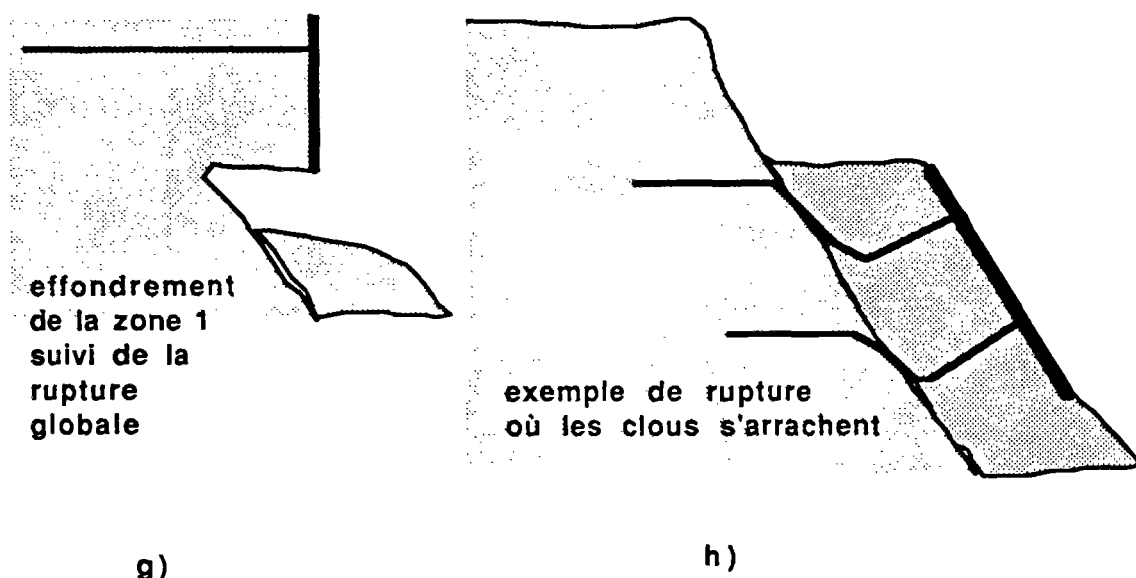


Figure 16 : Différentes étapes dans la construction et la rupture d'une paroi clouée.

Revenons sur la zone 1. Des cas de ruptures lentes (essais n° 13 et 15) ont permis d'observer précisément cette zone. L'angle θ est constant pour tous les essais et vaut 72° . On notera que cette valeur est identique à celle trouvée dans les ruptures de fouilles verticales de sols non renforcés.

Trois conséquences du raisonnement précédent en découlent :

- la fissuration visible ou non d'un ouvrage est inévitable mais sera d'autant plus faible que les clous seront aptes à la diminuer.
- la zone active est fissurée en de multiples endroits.
- il n'y a pas de point unique où la rupture se crée et duquel elle se propage, mais un phénomène global dont les premières conséquences visibles se situent à la surface du talus (fissures) et en fond de fouille (zone 1). Par contre, une fois que la zone 1 est effondrée, la rupture se propage de bas en haut, par libération des contraintes. La cinématique de la rupture peut être schématisée très simplement par une vitesse d'ensemble de la zone active parallèle à la ligne de rupture. Ce mode de ruine peut s'appliquer à tous les essais. Mais pour le n° 28, le parement de la dernière couche étant déjà sec lors de la rupture et les clous inférieurs étant en place, la zone 1 n'existe pas, la zone active s'enfonce dans le sol qui fait butée et limite ainsi le mouvement.

4.5.2.- Ampleur.

Il peut être important de savoir si, en cas de rupture, les dégâts peuvent être préjudiciables à l'environnement. Il faut pour cela être capable de prévoir jusqu'à quelle distance de la paroi iront les débris. Notons x cette

distance séparant la paroi initiale des débris les plus éloignés. Quatre cas peuvent être envisagés :

a) rupture locale d'ampleur très limitée, x voisin de $0,2 h$ dans la zone touchée (figure 17).

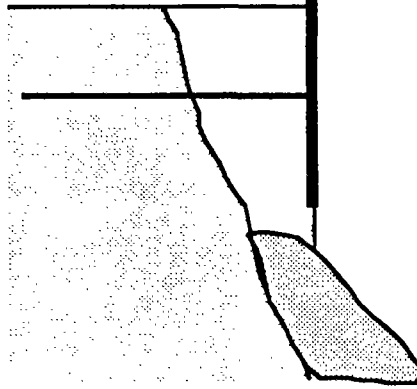


Figure 17 : Rupture locale, $x = 0,2 h$

b) rupture d'ensemble : la zone active ne bouge que de quelques centimètres (en vraie grandeur), x quasiment nul (figure 18).



Figure 18 : Rupture d'ensemble, x voisin de 0.

c) rupture d'ensemble : la zone active se rompt *franchement* mais reste en partie contre la zone résistante, x voisin de $0,3 h$ (figure 19).

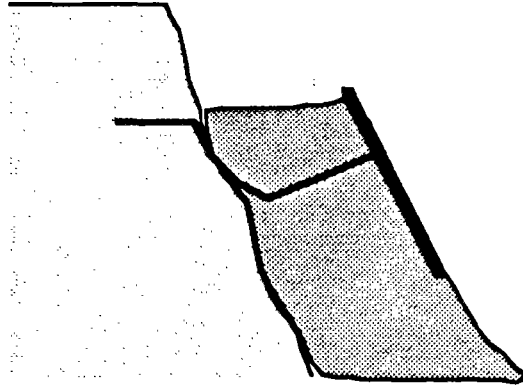


Figure 19 : Rupture d'ensemble, $x = 0,3 h$.

d) rupture d'ensemble : la zone active se détache complètement du massif et s'écrase au sol, x voisin de h . (figure 20).

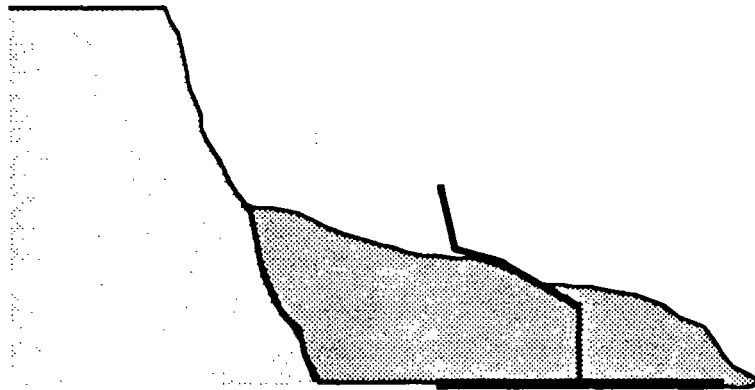


Figure 20 : Rupture d'ensemble $x = h$.

L'ampleur de la rupture observée pour chaque essai est la suivante :

a- 8, 13

b- 28

c- 9, 10, 14, 15, 18, 21

d- 22, 23, 24, 25, 28, 29, 30

Remarque :

Pour l'essai 29, la rupture est assimilée à un type *d*. bien que la peau soit restée proche du parement (voir la photo sur la fiche technique).

Analyse des résultats :

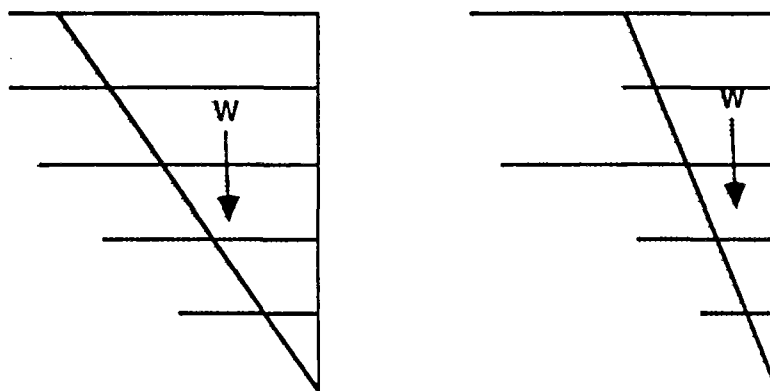
a. aucune explication n'est nécessaire.

b. (essai 28) le parement est dans ce cas mis en place sur toute la paroi. Au moment de la rupture, il est rapidement stabilisé par le fond de fouille dans lequel il s'ancre après un déplacement relativement petit (inférieur à $0,5 m$ en vraie grandeur). La zone active reste retenue par la peau de confinement et les clous qui restent en partie ancrés.

Remarque :

Il est important de noter qu'avant rupture, le parement n'est pas en appui sur le fond de fouille. Il reste donc suspendu aux têtes de clous et à la zone active et doit être considéré comme tel dans l'étude de dimensionnement.

c. dans ce cas, le parement ne va que jusqu'à l'avant dernière passe. Au moment de la rupture, il y a effondrement sur une hauteur au moins égale à celle de la dernière passe. Si les clous inférieurs sont encore en partie ancrés après cette première chute, leur frottement limite la poursuite du mouvement de la zone active qui reste partiellement appuyée sur la zone résistante. C'est le cas des essais 15,18 et 21. En ce qui concerne les essais 9, 10 et 14, ce ne sont plus les clous inférieurs qui limitent la rupture mais le fait que la zone en mouvement soit très volumineuse ($0,5 < a/h < 0,6$). Le centre de gravité de ce volume est loin du parement, le risque de basculer vers l'avant est nul (figure 21).



a) cas des Essais 9, 10, 14.

b) cas des Essais 15, 18, 21.

Figure 21 : Deux cas où la zone active reste contre la zone résistante.

d) ce cas se produit lorsqu'au moment de la rupture, rien ne limite la chute. C'est-à-dire lorsqu'il y a rupture des clous par traction ou par arrachement, que les clous inférieurs sont courts et que le volume de la zone active est plus élancé. Son centre de gravité est proche de la peau qui bascule facilement.

4.5.3.- Causes.

Comme cela a été expliqué au paragraphe précédent, la rupture a lieu par décompression excessive du sol de la zone active lorsque le renforcement n'est pas à même de limiter les déformations. Deux groupes de causes de rupture peuvent être distingués :

- celles dues au parement ou aux têtes de clous,
- celles dues aux clous.

Le premier groupe a été exposé en IV.3.2. Examinons les causes dues aux clous. Elles peuvent être la combinaison de trois causes élémentaires.

4.5.3.1.- Rupture par arrachement des clous.

L'effort *demandé* au clou est supérieur à celui qu'il peut mobiliser par frottement avec le sol (figure 22). L'effort mobilisable est fonction de la longueur du clou dans la zone résistante (longueur effective) et du frottement mobilisable à l'interface sol-clou. Les essais 9 - 10 - 14 - 15 - 17 et 31 sont des exemples de ce type de rupture.

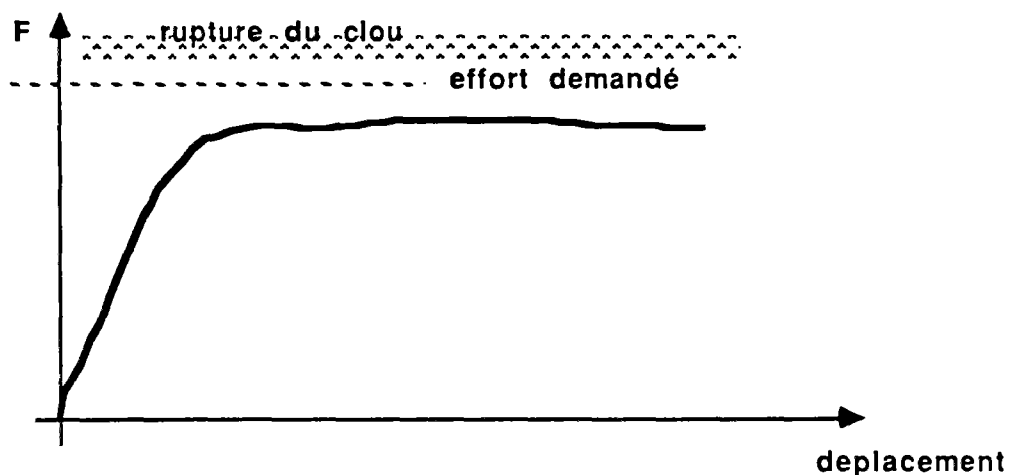


Figure 22 : Graphe des efforts mobilisables par un clou qui s'arrache.

4.5.3.2.- Rupture par cassure des clous.

Dans ce cas, l'effort *demandé* est supérieur à la résistance en traction du clou (essais 24 et 23 en partie)(figure 23).

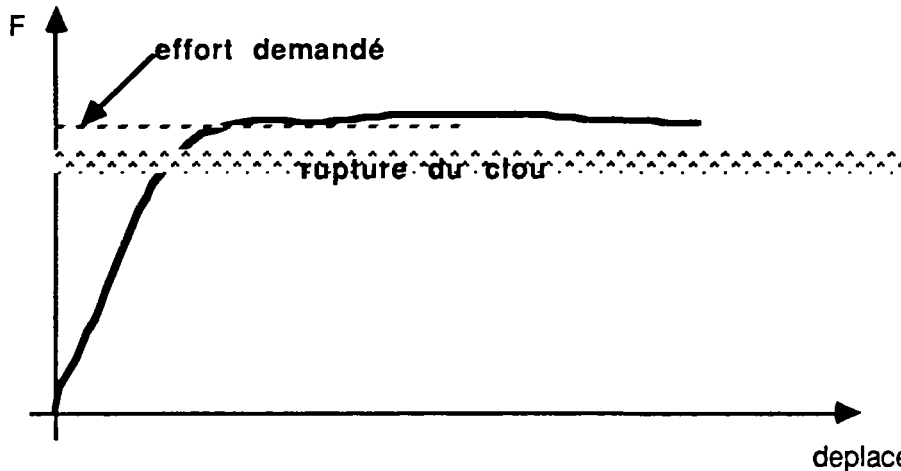


Figure 23 : Graphe des efforts mobilisables par un clou qui se rompt.

4.5.3.3.- Rupture par fléchissement des clous.

Ce type de rupture, jamais constaté auparavant, a été mis en évidence dans l'essai 29 que nous allons présenter en détail.

Le but d'origine était d'étudier l'influence de l'inclinaison des clous sur le comportement et non de vérifier l'existence d'un mode de rupture théorique, ce qui aurait pourtant très bien pu être envisagé tellement le résultat est logique. Comme le représente la fiche de l'essai 29, les deux lits supérieurs de clous sont tels qu'ils n'interviennent pas (ou quasiment pas) dans la stabilité au delà de la quatrième passe, qui est donc tributaire du comportement des lits 3 et 4.

La figure 24 permet de constater très clairement après rupture, que le lit n°2 s'est arraché (la longueur efficace était, comme prévu, dérisoire).



Figure 24 : Photo de rupture de l'essai 29.

Par contre, les clous du lit n°3 (44 cm de long) ne se sont ni rompus, ni arrachés mais se sont pliés (rotule plastique) au niveau de la ligne de rupture. La partie efficace du clou n'a pas bougé (figure 25). Ce comportement ne peut se rencontrer que dans des parois où les clous sont inclinés vers le bas ; en effet, l'essai 28 permet d'affirmer que lorsque la cinquième passe est atteinte, les clous des deux lits supérieurs sont saturés. On peut donc raisonnablement penser qu'à la cinquième passe, la partie haute du massif, complètement fissurée car pas suffisamment renforcée, est posée sur la zone de sol entourant les clous de 44 cm de long . Le massif a donc tendance à descendre et à pousser sur le parement. Les clous (lit n°3) de par leur inclinaison vers le bas ne peuvent empêcher le mouvement du parement (si ce n'est par leur résistance à la flexion qui est dérisoire) qui se translate vers le bas et vers l'extérieur laissant ainsi la possibilité à la zone active de finir de se décompresser et de s'effondrer (figure 25).

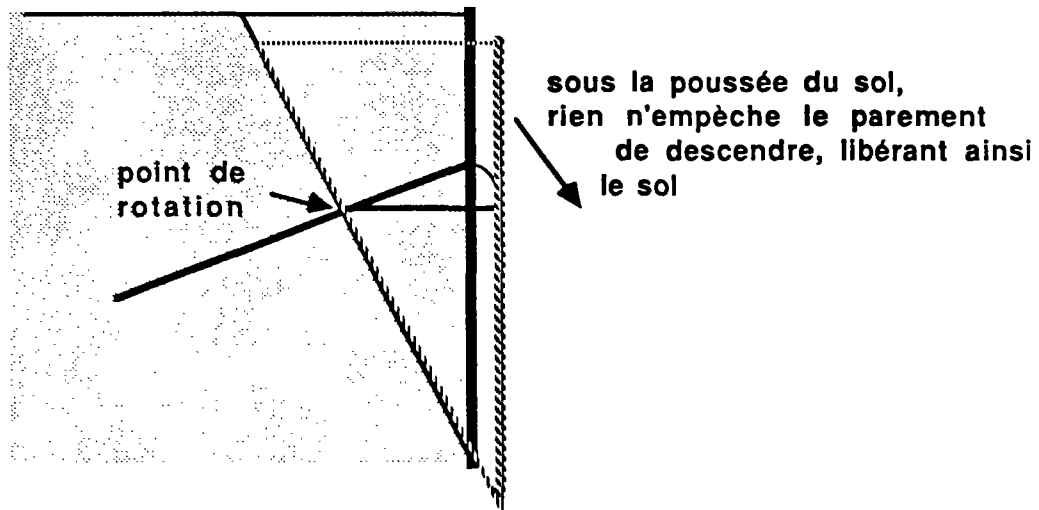


Figure 25 : Quand le clou fléchi, le parement s'éloigne de la zone active et le sol se décompresse.

Ce type de comportement se produirait beaucoup plus difficilement dans un matériau dur tel que la roche car se serait le cisaillement pur plus que la flexion du clou qui serait mobilisé. Mais, le seul moyen de l'éviter dans le cas des sols, est de ne pas incliner les clous vers le bas. Examinons ce qui se serait passé si l'inclinaison avait été vers le haut. Le sol de la partie supérieure du massif appuyant sur le parement et voulant descendre, met le clou en tension. Seule une rotation du clou vers le haut permettrait au sol de se décompresser ; cette rotation est impossible car il faut pour cela agir contre les forces de pesanteur. Si la résistance du clou est suffisante alors l'ouvrage est stable.

Remarque :

Dans l'essai 29, le comportement décrit ne concerne qu'un seul lit de clous. Pourrait-il se produire dans le cas plus général où l'ensemble des clous est incliné vers le bas ?

Un raisonnement géométrique simple, basé sur les hypothèses suivantes:

- parement indéformable,
- rotules parfaites en tête de clou et au niveau de la surface de rupture,
- clous indéformables (à part les rotules, bien entendu),

montre que c'est impossible. Mais la réalité est toute autre : le parement peut se déformer, les clous peuvent s'allonger. Il est donc difficile de se prononcer.

4.5.4.- *Forme de la surface.*

D'après les observations faites, la ligne de rupture est quasi rectiligne³ avec, le plus souvent, une partie presque verticale en tête de talus (voir photos sur fiches techniques). Mais, il est bien évident que, par quelques points de mesures qui pour chaque essai permettent de la constituer, on peut faire passer plusieurs types de courbe. Par la suite, une ligne de rupture sera donc caractérisée par trois valeurs: h , a , θ .

4.5.4.1.- *Le rapport a/h et l'angle θ .*

L'ensemble des lignes de ruptures obtenues est présenté sur la figure 26.

³ les photos permettent de constater qu'effectivement cette courbe est très proche d'une droite ou d'une ligne brisée, c'est pourquoi nous la représentons rectiligne (ou brisée). En juxtaposant une règle sur la ligne de rupture réelle, on a pu constater à chaque essai un écart maximum de l'ordre de trois centimètres principalement dû, d'ailleurs, au mouvement du sol entraîné par l'arrachement des clous, sur lequel nous reviendrons.

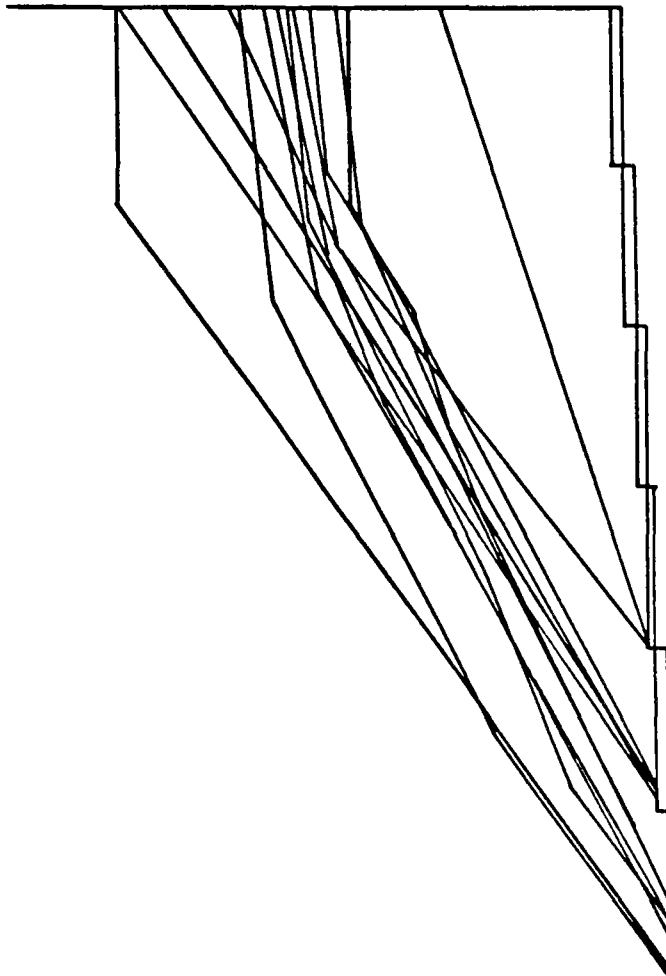


Figure 26 : Ensemble des lignes de ruptures relevées.

Les figures 27 et 28 représentent les résultats obtenus pour l'ensemble des essais.

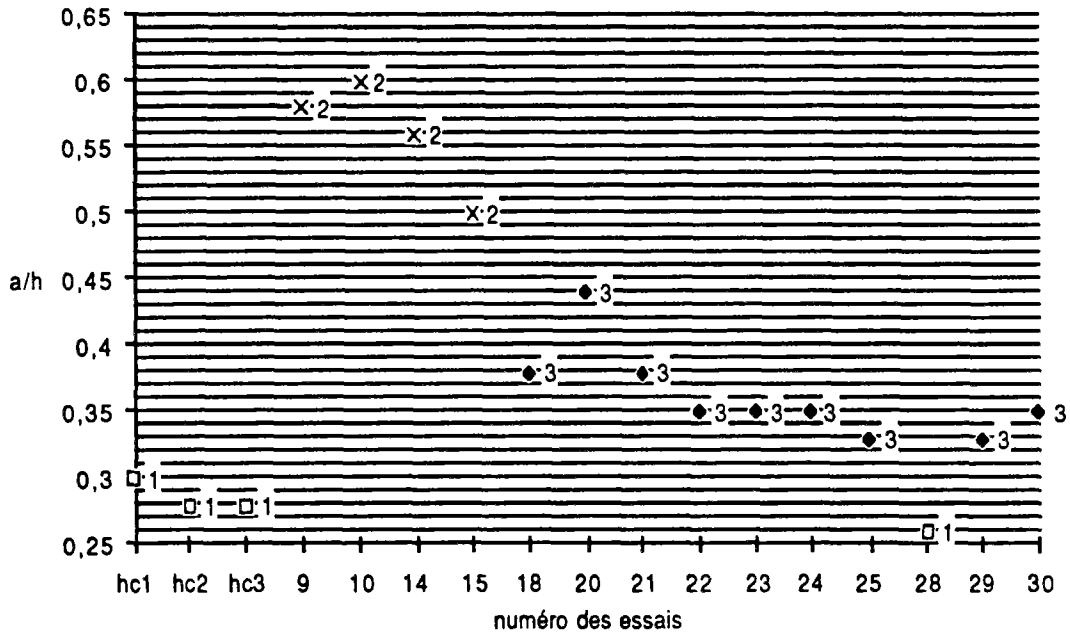


Figure 27 : Rapport a/h pour chaque essai.

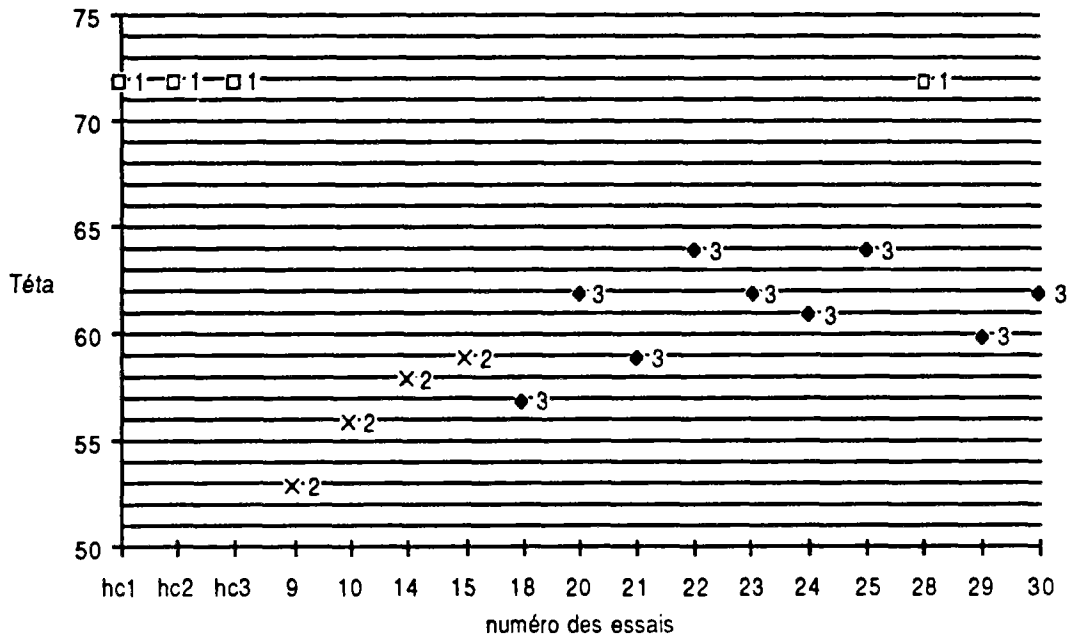


Figure 28 : Angle teta entre l'horizontale et la ligne de rupture en pied de talus pour chaque essai.

Un premier nuage de points (1) regroupe les essais hc1, hc2, hc3 (essai 19, sol non renforcé) et 28 ; un second (2), les numéros 9, 10, 14, 15, et un troisième (3) les restants.

Nuage 1 :

L'angle obtenu pour les essais d'évaluation de la hauteur critique (hc_1 , hc_2 , hc_3) vaut environ 72° . Le même angle se retrouve dans les essais 8 et 13 (non représentés car les ruptures sont juste locales) qui correspondent à un écoulement du sol derrière le parement, phénomène analogue à une rupture sans renforcement puisque celui-ci n'a pas fonctionné. En ce qui concerne l'essai 28, le seul où la rupture est limitée à quelques millimètres, le faible déplacement de la zone active et les clous n'entraînent pas la totalité du sol potentiellement instable. On constate en effet que des parties fissurées restent dans la zone dite résistante. Il est donc raisonnable de penser que la zone active de l'essai 28 représente le volume instable minimum. Ce volume peut, dans certains cas, être plus important en fonction des clous ou du genre de rupture, mais jamais inférieur.

Nuage 2 :

L'angle tête est dans ce cas compris entre 53° et 59° , inférieur donc à $\pi/4 + \varphi/2$ qui est égal à 63 . Les essais 9, 10, 14 et 15 ont la particularité d'avoir tous des clous supérieurs relativement longs. Or, $h/\tan(63) = 0,5 h$, et d'autre part, les longueurs l des clous des lits supérieurs sont tels que :

	l/h	a/h	a/l
Essai 9	0,52	0,59	1,13
Essai 10	0,57	0,60	1,05
Essai 14	0,67	0,56	1,25
Essai 15	0,40	0,50	1,25

Lors de la rupture, les clous supérieurs, plus longs que $0,5 h$, entraînent en s'arrachant, du sol qui est naturellement stable. C'est ce qui explique que tête soit inférieur à $\pi/4 + \varphi/2$ et justifie la différence du rapport a/h du nuage 2 au nuage 3.

Nuage 3 :

Dans ce cas, les clous supérieurs plus courts (en général 16 cm , soit environ $0,23 h$) entraînent beaucoup moins de sol lors de la rupture d'où les parties verticales que l'on observe systématiquement pour ces essais. Mais, le raisonnement précédent relatif à l'arrachement des clous n'est pas uniquement valable pour les lits supérieurs. De manière générale, les clous en s'arrachant entraînent le sol. Le volume de la zone active est donc dépendant des clous et de leur mode de rupture. On peut cependant préciser

qu'un seul lit de clou n'est pas suffisant pour entrainer le sol (essai 30) mais que plusieurs lits successifs sont nécessaires (essai 14, par exemple).

Les volumes de zone active les plus réduits s'observent lorsque tous les clous cassent ou fléchissent car alors le sol n'est pas entrainé. Plus la longueur de clou qui s'arrachent est grande et plus le volume de sol qui s'effondre augmente, ce qui fait par ailleurs diminuer l'angle θ . Selon que les clous s'arrachent en partie haute ou basse de la paroi, la variation du volume de la zone active est différente (figure 29).

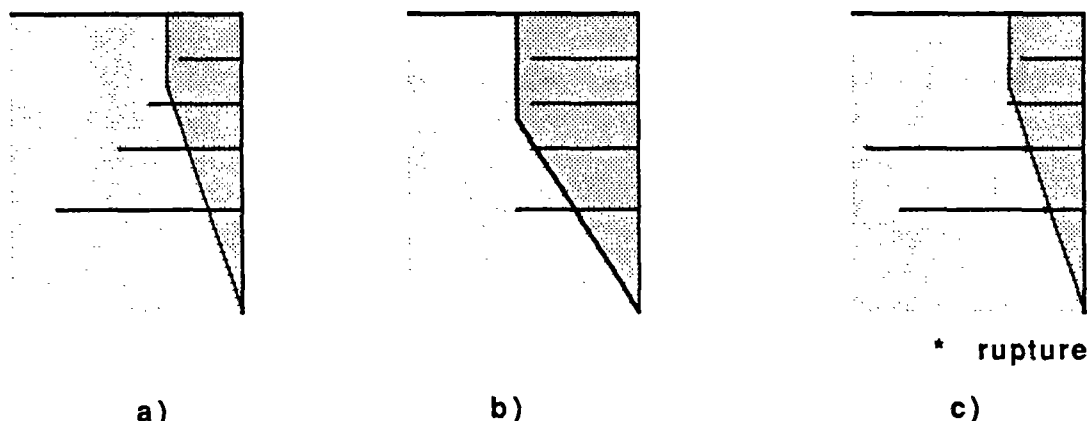


Figure 29 : Différentes formes de zone active.

On peut, pour compléter cette analyse, définir une zone minimale potentiellement instable (Z.M.P.I.) qui est *la zone potentiellement active la plus réduite*, qui augmente évidemment de passe en passe. Soit l'ouvrage est stable et cette zone l'est aussi, soit il y a rupture et le volume de sol qui s'effondre comprend la Z.M.P.I.⁴

Remarques :

- Le fait que la partie supérieure de la ligne de rupture soit verticale ou très pentue n'a rien de surprenant. Si rien ne vient le perturber, le sol cohérent est auto-stable sur une certaine hauteur pouvant aller certainement jusqu'à la hauteur critique. Ce que l'on pourrait vérifier par des essais où la profondeur de fouille serait très supérieure à la profondeur critique.

- La valeur de a semble plus sensible à la longueur des clous supérieurs qu'à celle des clous situés en partie inférieure. La différence entre les nuages 2 et 3 est claire alors que plusieurs essais du nuage 3 ont des longueurs de clous de lits inférieurs sensiblement différentes.

⁴ La Z.M.P.I. est pour le sol et le renforcement utilisé dans nos essais, celle observée dans l'essai 28.

- la Z.M.P.I. peut être inférieure à la zone active observée lors de l'effondrement d'une fouille verticale non renforcée (en rapportant les dimensions aux hauteurs de fouille évidemment). En effet, dans le cas d'une rupture par cassure des clous, le renforcement présent dans la zone résistante (parties de clous qui se sont rompus) lui confère une cohésion artificielle. Ce même phénomène s'observe en terre armée où les ruptures sont généralement dues aux cassures des armatures ; la zone active a un volume réduit (a/h voisin de 0,3) et la partie supérieure est quasi verticale.

Proposition de règle (figure 30) :

A la lumière des résultats présentés qui ne s'appliquent, pour le moment, qu'à des fouilles verticales, le talus étant horizontal, on peut proposer la méthode suivante pour trouver la ligne de rupture d'un massif cloué :

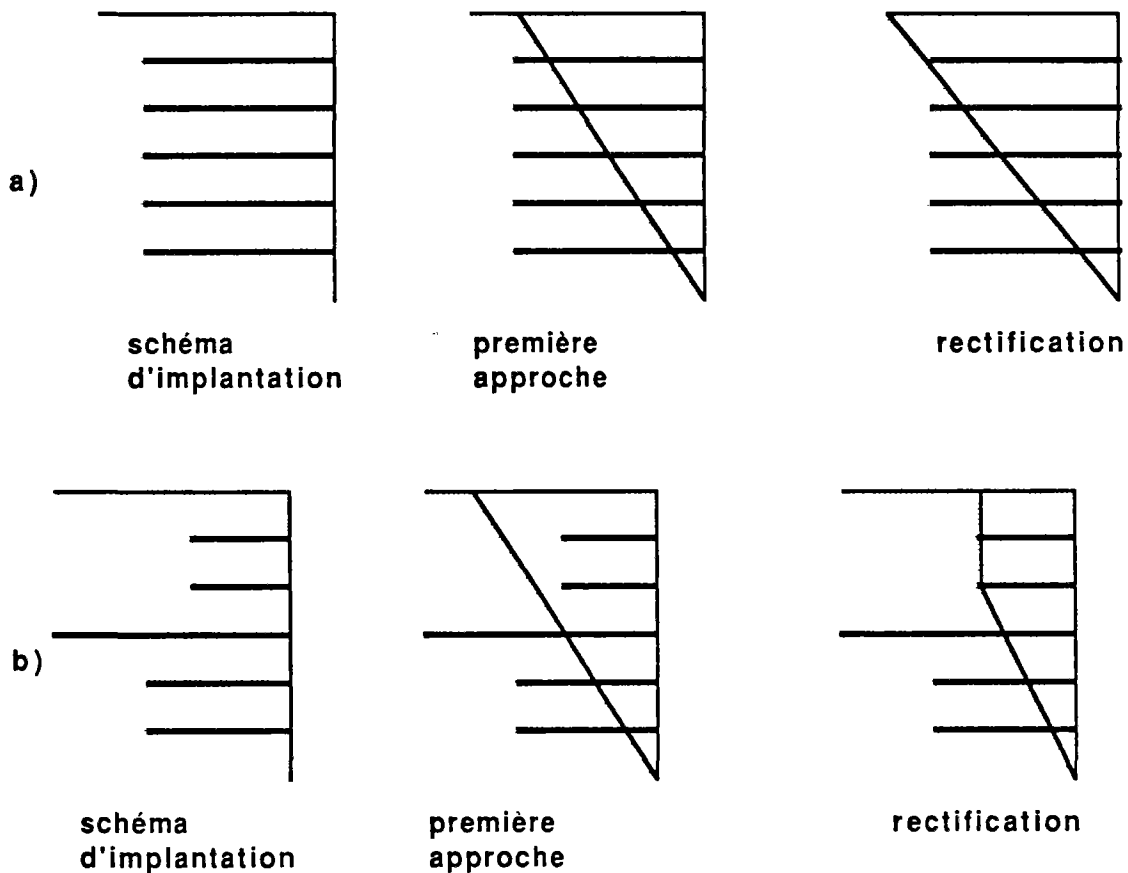


Figure 30 : Proposition de règle pour déterminer la ligne de rupture. Deux exemples a) et b).

1. Tracer à partir du pied de talus la droite inclinée à $\pi/4 + \phi/2$

2. a) si la longueur efficace du clou supérieur n'est pas nulle, diminuer l'angle de 4 ou 5° (la ligne trouvée est la ligne de rupture),
 b) si la longueur efficace du clou supérieur est nulle, retrouver le premier clou (en partant d'en haut) dont la ligne efficace est nulle. Tracer une verticale joignant la ligne de talus et la droite inclinée à $\pi/4 + \varphi/2$ et passant par l'extrémité de ce clou.
3. La partie verticale ne peut excéder la hauteur critique. Selon que les clous s'arrachent ou se rompent, moduler l'angle.

4.5.4.2.- La zone active.

Nous n'avons présenté pour le moment que la ligne de rupture ; c'est-à-dire, la courbe qui sépare le sol qui est resté en place, de celui qui s'est effondré. Or, la plupart des auteurs présente aussi la forme interne de la zone active une fois la rupture produite. Les résultats trouvés sont, à cet égard, conforme à la bibliographie, c'est-à-dire aux essais de STOCKER (1979). Lors de la rupture du type *c* (voir IV.5.2), le schéma observé est celui représenté sur les figures 31 et 32) :

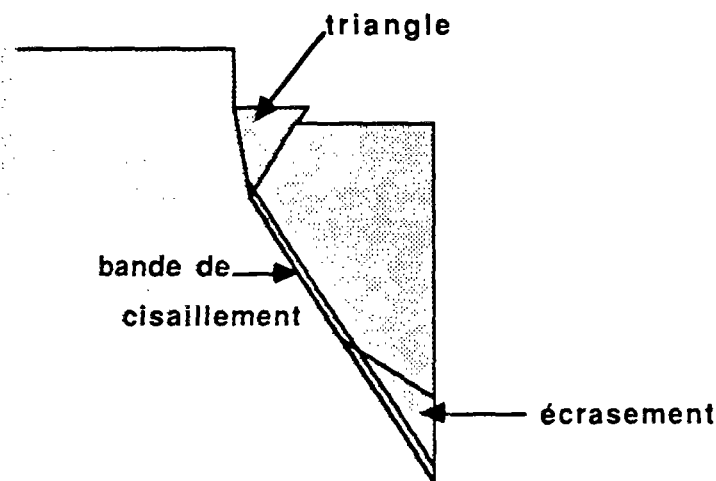


Figure 31 : Forme interne de la zone active

Cet aspect de la rupture est de peu d'importance. En effet, la géométrie interne de la zone active observée est fortement liée aux mouvements post-rupture et n'a donc aucune influence ni sur le comportement, ni sur le dimensionnement. Le triangle que l'on observe régulièrement est dû au frottement entre la zone active et la zone de rupture au cours de la chute et se forme après que la rupture soit initiée.

4.5.4.3.- La bande de cisaillement.

Comme le met en évidence la figure 32, la bande de cisaillement observée sur les modèles n'a pas une épaisseur constante. Mais, là encore,

les observations se situent après la rupture et n'ont, de ce fait, qu'une signification restreinte. La largeur de la bande de cisaillement dépend du déplacement relatif des deux zones (active et résistante). Au moment initial de la rupture, il ne s'agit simplement que d'une discontinuité.



Figure 32 : Exemples de bandes de cisaillement observées.

Résumé :

- Mécanisme de rupture :

- a) terrain initial, champ de contrainte orthotrope,
- b) excavation => mobilisation cohésion + cisaillement,
- c) critère atteint par endroit => mise en tension des clous,
- e) deux cas :

1. longueurs efficaces suffisantes => stabilité
2. longueurs efficaces insuffisantes, ouvertures des fissures en surface, mouvement vers le bas de la zone active, palier de frottement atteint par les clous, rupture du sol non renforcé près du fond de fouille, rupture globale.

- Ampleur

Différents cas de figure :

- a) éboulement local dû à l'injection ou au parement,
- b) lorsque l'ouvrage est fini ou en cours de construction mais en fin de passe,

- c) en cours de construction après excavation lorsque le volume de la zone active est important ($a/h = 0,55$) ou lorsque les clous inférieurs sont relativement longs,
- d) en cours de construction, après excavation, lorsque les clous cassent ou s'arrachent, que les clous inférieurs sont courts et que le volume de la zone active est réduit ($a/h = 0,35$).

- Cause :

- a) arrachement,
- b) cassure,
- c) fléchissement,
- d) modes combinés.

- Forme de la surface :

$$\theta = 72^\circ \text{ et } 0,25 \leq a/h \leq 0,3$$

pour sol non renforcé et rupture de type b (ampleur), avec clous supérieurs courts,

$$\theta \approx 57 \text{ et } 0,5 \leq a/h \leq 0,6$$

clous supérieurs plus longs que $h/\tan(\pi/4 + \varphi/2)$, rupture par arrachement,

$$\theta \approx 63^\circ \text{ et } 0,3 \leq a/h \leq 0,4$$

rupture par cassures, clous supérieurs courts.

4.6.- AUTRES RESULTATS.

4.6.1.- *Lieu des tractions maximales dans les clous.*

Les essais 22, 23 et 24 ont pour but de déterminer le lieu de traction maximale dans les clous or, les inclusions n'étant pas instrumentées, le seul moyen d'évaluation expérimentale est de les rompre en traction. Le point de rupture étant celui où l'effort est maximum. C'est pourquoi, les clous du troisième lit sont suffisamment longs et les autres ont une longueur minimum de manière à centrer le comportement global sur le lit numéro trois.

Il est précisé, sur les fiches techniques, le type de rupture observé aux essais 22 et 23, sur lesquels nous reviendrons ultérieurement. Ces essais n'étant pas pleinement satisfaisants pour le but recherché bien que totalement valables sur le plan expérimental, il a été décidé d'en faire un troisième similaire : il s'agit de l'essai 24. Les points déficients (toujours pour le but recherché) dans les essais 22 et 23 sont les têtes de clous, insuffisamment résistantes. Leur conception, repensée pour le numéro 24, a donné entière satisfaction.

Lors de la rupture de cette paroi, les clous des lits 1, 2 et 4, peu ancrés dans la zone résistante, n'ont joué qu'un rôle très secondaire. Les six⁵ clous du troisième niveau se sont cassés au niveau de la surface de rupture (voir la photographie de la fiche technique). Le schéma de la figure 33 précise le point de la rupture de chacun des clous.

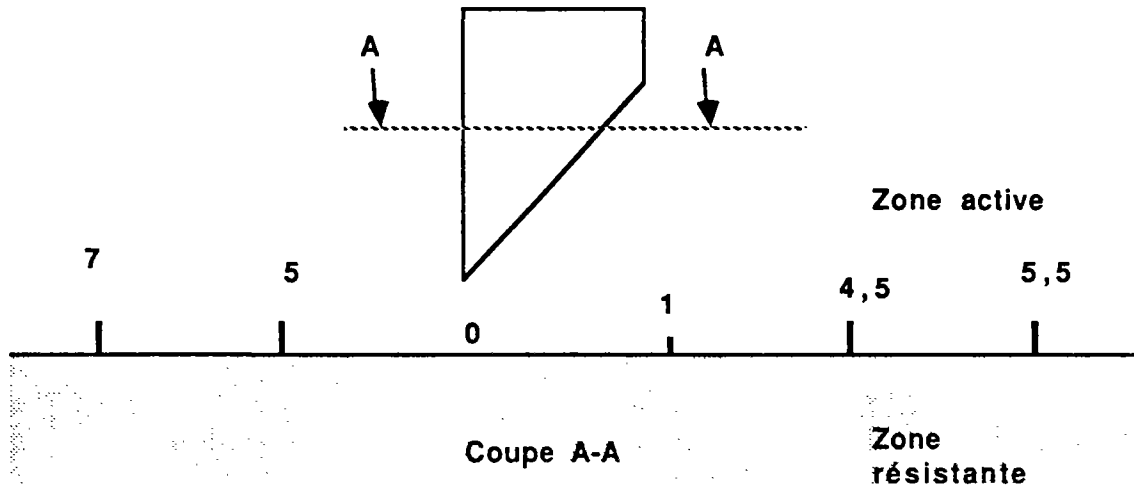


Figure 33 : Longueur en cm dépassant de la zone résistante (Essai 29).

Les deux clous centraux ont cassé au niveau de la surface de rupture alors que les autres se sont rompus légèrement à l'intérieur de la zone active. Malgré la légère dispersion des résultats, cet essai permet de vérifier une hypothèse admise par tous : *le lieu des tractions maximales dans les clous se situe au niveau de la surface de rupture*. Le fait que les clous se soient cassés de plus en plus dans la zone active lorsque l'on s'éloigne du plan médian, ne semble pas sans raison car la symétrie est quasi parfaite. Il doit pouvoir se rattacher à un phénomène respectant la même symétrie, peut-être la densité.

Remarque :

La rupture des parois n° 22 et 23 est due à celles des têtes de clous. D'après l'expérience acquise par l'ensemble des essais réalisés, il semble que l'effort repris par les têtes de clous soit proche de l'effort maximal repris au niveau de la surface de rupture en lui restant bien sûr inférieur. On peut en effet constater dans l'essai 22 que les huit clous se sont cassés en tête. Or, la liaison clou-peau avait une résistance certes inférieure à celle du clou mais du même ordre, peut-être la moitié. Bien que cela mérite confirmation et ne soit qu'une supposition, la répartition des efforts

⁵Dans l'essai 24, seulement six clous ont été installés au niveau trois pour être certain d'atteindre la rupture.

dans les clous qui parait la plus réaliste, est celle représentée sur la figure 34.

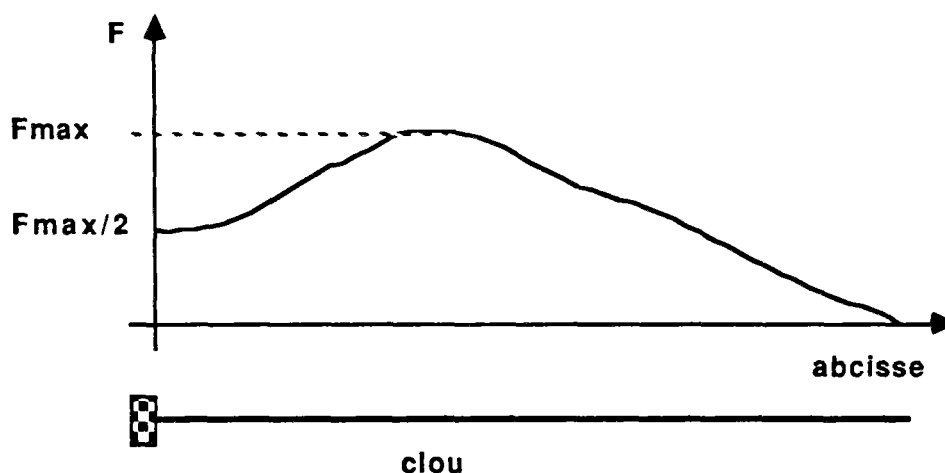


Figure 34 : Répartition des efforts le long d'une inclusion.

4.6.2.- Sollicitations dans les clous.

Les résultats obtenus sur les essais d'arrachement permettent d'affirmer qu'un clou d'une longueur supérieure ou égale à 15 cm, injecté convenablement et recouvert d'au moins 30 cm de sable, se rompt en traction avant que l'on puisse l'arracher. Or, plusieurs essais de modèles de parois clouées ont mis en évidence un comportement différent. En effet, tous les clous mentionnés ci-dessous se sont arrachés lors de la rupture du modèle.

Essai N°	Longueur efficace (cm)	recouvrement (cm)
15	16	54
18	21	42
18	16	54
21	18	42
23	38	30
25	27	30
30	24 (incliné vers le haut : 15°)	moyenne 24

Cette constatation, faite tout d'abord sur les essais 15 et 18, méritait confirmation car elle mettrait en cause la validité des essais d'arrachement. Pour cela, au cours de la quatrième passe de l'essai 21, deux clous supplémentaires (en plus des sept originaux) ont été mis en place. Ces clous ont été injectés sur la longueur présumée efficace, c'est-à-dire de l'extrémité à la position future de la ligne de rupture, soit 18 cm. Avant de continuer l'excavation, ces clous ont été arrachés par la méthode classique

et se sont rompus tous les deux. Puis, l'essai a été poursuivi jusqu'à la rupture. Les observations suivantes ont alors été faites :

- la ligne de rupture présumée est très proche de la ligne réelle, la longueur efficace présumée est égale (au centimètre près) à la longueur réelle,

- les sept clous de la quatrième passe se sont arrachés.

Il faut donc en conclure *que la sollicitation subie par un clou soumis à un essai d'arrachement est différente de celle qu'il subit en service, notamment au moment de la rupture*. Mais, une analyse plus précise est nécessaire. Notons pour cela deux points :

- les longueurs efficaces des clous des parois 15, 18, 21 et 25, sont de l'ordre de 15 à 25 cm. Or, c'est pour une longueur analogue (mais inférieure) que les clous cassent lors d'essais d'arrachement.

- lors de la rupture, les clous qui s'arrachent sont tirés vers le bas, suivant ainsi le mouvement global de la zone active. L'observation de la surface de rupture permet, en effet, de constater que les clous, en s'arrachant, entraînent le sol et forment ainsi une tranchée (figure 35).

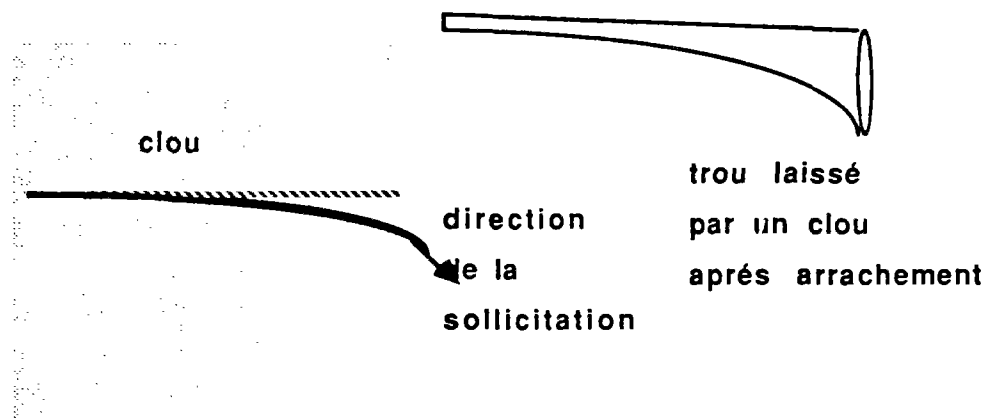


Figure 35 : Direction de la traction subie par les clous lors de la rupture.

Par contre, dans le cas où les clous cassent (essai 24), le sol qui entoure la partie efficace du clou resté dans la zone résistance n'est pas perturbé (figure 36).

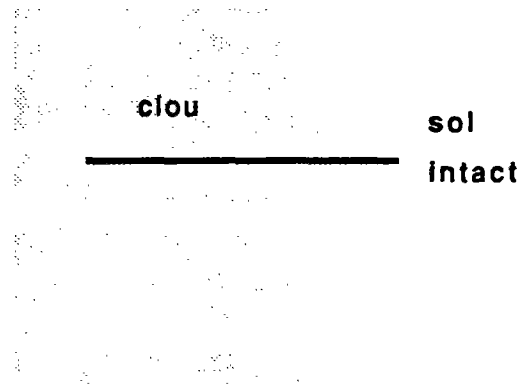


Figure 36 : Lorsque le clou casse, le sol n'est pas perturbé.

Appelons *longueur critique* et notons l^* , la longueur minimale d'un clou (ou de son injection) nécessaire pour qu'il se rompt en traction lors d'un essai d'arrachement. l^* est fonction du frottement. Il est nécessaire de distinguer trois cas ; supposons connus les résultats d'essais d'arrachements :

- si la longueur efficace l_e est largement supérieure (plus de deux fois) à la longueur critique l^* , en cas de rupture de la paroi, le clou se rompra conformément aux résultats d'essais d'arrachements.

- si la longueur efficace l_e est du même ordre que l^* ($l^* < l_e < 2l^*$), le clou s'arrachera alors qu'en se basant sur les essais d'arrachements, il aurait dû se rompre.

- si la longueur efficace l_e est inférieure à l^* , tout porte à croire que l'effort d'arrachement qu'il peut reprendre au cours d'une rupture est inférieur à celui déduit des essais de traction.

Il est donc dangereux, dans le cas de longueur efficace inférieure à $2l^*$, de se baser directement sur des essais d'arrachements car l'effort mobilisable dans le clou est moindre que celui prévu. Il faut par conséquent introduire un coefficient pénalisant r entre l'effort réellement mobilisable (F_{rm}) et l'effort théoriquement mobilisable (F_{tm}) au vu des essais de traction : $F_{rm} = F_{tm}/r$. Une variation de r fonction de l_e/l^* est proposée sur la figure 37.

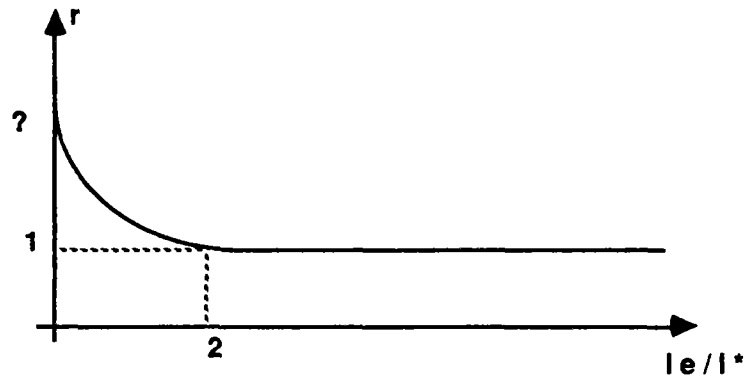


Figure 37 : Variation de r en fonction du rapport l_e/l^* .

Il est clair que la cause de ce phénomène est la direction de la traction subie par le clou lors de la rupture. C'est une raison supplémentaire pour incliner les clous vers le haut et non pas vers le bas. Mais, une explication plus approfondie et une quantification de r plus précise ne sont possibles qu'à partir de résultats expérimentaux complémentaires.

4.6.3.- Fissuration.

Les bordereaux d'essais permettent de constater que pour les essais n°20c, 22, 23 et 28, 30, la zone fissurée ne s'effondre pas totalement à la rupture mais qu'une partie reste en place (figure 38).

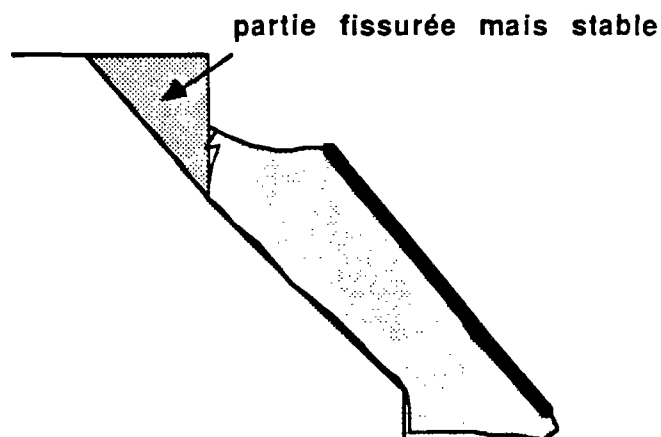


Figure 38 : Dans certains cas, une partie de la zone fissurée reste en place.

Or, dans le chapitre I, la zone active a été définie comme étant la partie du sol se déformant. Pour rester conforme à cette terminologie, il faut donc différencier la zone active de celle s'effondrant que nous qualifierons d'*instable*. Néanmoins, dans l'ensemble du mémoire, cette distinction n'est pas faite hormis dans ce sous chapitre.

La partie (grisée sur la figure 38) qui est active mais stable (d'après les définitions ci-dessus) n'apparaît que dans les essais où les clous supérieurs sont courts. Dans le cas contraire (nuage 2), les clous supérieurs entraînent la totalité du sol potentiellement instable. Dans les essais 21, 24, 25 et 29 on peut penser que cette fissuration existe mais n'est pas visible.

Dans l'ensemble des schémas de zone active observés sur les modèles, on peut distinguer trois catégories de fissuration (figure 39).

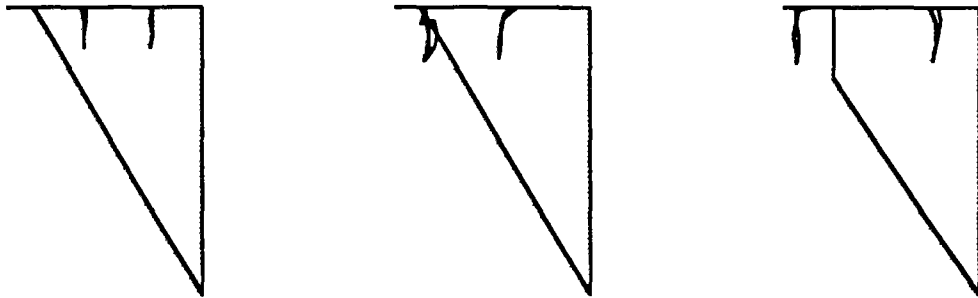


Figure 39 : Trois associations possibles fissures-rupture.

Type 1 : 9, 10, 14, 18, 21, 24.

Type 2 : 15, 20a, 20b, 25, 29.

Type 3 : 20c, 22, 23, 28, 30.

Cette répartition n'est pas similaire à celle de l'angle tête ou du rapport a/h , ce qui semble montrer que les mécanismes de fissuration et de rupture sont dissociés. Il faut donc distinguer :

- *fissuration* : phénomène local (proche de la surface car c'est là que les contraintes de traction sont les plus grandes) qui évolue avec l'excavation. Une zone active (dans un ouvrage stable) est donc un bloc fissuré en de multiples endroits.

- *propagation de la ligne de rupture*, initiée en pied de fouille après la pré-rupture (décrite précédemment) due à un relâchement des contraintes, qui suit un chemin ascendant en profitant des faiblesses locales, et des fissures le cas échéant, en arrivant près de la surface.

Remarque :

On peut raisonnablement supposer que les fissures observées sur la surface du talus sont superficielles car dans le cas contraire, ayant une profondeur de une ou deux passes ou même plus, la ligne de rupture les intercepterait⁶. Le type deux serait alors prédominant.

En superposant l'ensemble des schémas représentant les fissures observées, on obtient le schéma de la figure 40.

⁶Pour valider cette remarque, des observations concordantes sur des ouvrages réels sont nécessaires.

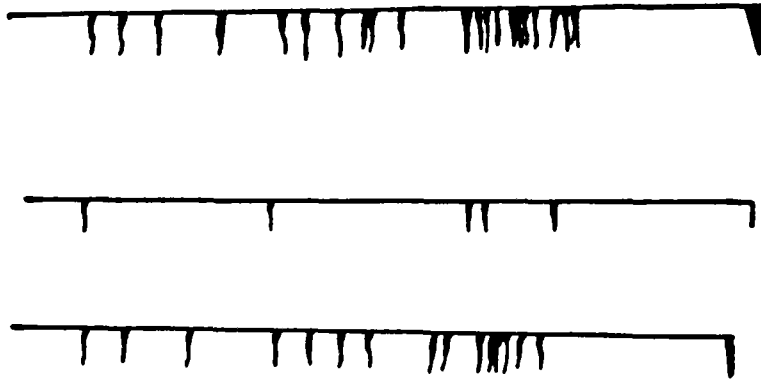


Figure 40 : Ensemble des fissures relevées :
 a) pour l'ensemble des essais,
 b) pour le nuage 2,
 c) pour le nuage 3.

Il serait bien sûr absurde de baser un raisonnement sur la position précise des fissures, néanmoins, on peut constater que les fissures n'occupent pas des positions aléatoires. Outre celles situées au bord du parement, on peut distinguer trois groupes sur la figure 40. Le moment où elles apparaissent est lui aussi significatif. Le tableau 1 ci-dessous regroupe l'ensemble des résultats.

Essai n° Pa	8	9	10	15	18	20a	20c	21	22	23	24	25	28	29	30
Passe 2		11			15	10			10						
Passe 3							22	14	15	14	12	18	19		16
Passe 4			14 25	18	26								10	12	
Passe 5				35					34	33					
Passe 6															

Tableau 1 : Distance d entre les fissures et le parement (cm)

Si l'on compare les valeurs d , à la valeur de h au moment de leur apparition, on obtient :

Passe 2	$d = 12 \text{ cm}$	$h = 24 \text{ cm}$	$\arctan(h/d) = 63^\circ$
Passe 3	$d = 18 \text{ cm}$	$h = 36 \text{ cm}$	$\arctan(h/d) = 63^\circ$
Passe 4	$d = 25 \text{ cm}$	$h = 48 \text{ cm}$	$\arctan(h/d) = 62,5^\circ$
Passe 5	$d = 34 \text{ cm}$	$h = 60 \text{ cm}$	$\arctan(h/d) = 60,5^\circ$

Les fissures se produisent donc à une distance voisine de : $h/\tan(\pi/4 + \varphi/2)$. L'essai 14, pour lequel aucune fissure n'a été observée, semble montrer que les clous supérieurs longs (plus longs que $h/\tan(\pi/4 + \varphi/2)$), limitent la fissuration. Ce phénomène déjà remarqué est tout à fait logique. Mais, n'oublions pas que fissuration et stabilité ne sont pas incompatibles (figure 38). Il faut donc, en ce qui concerne les clous supérieurs, choisir entre :

- long : pas de fissuration, mais en cas de rupture, volume instable important (essai 14)
- court : fissuration (qui n'est pas équivalente à instabilité) et volume instable réduit en cas de rupture (essai 23).

Résumé :

- . Si la ligne de rupture est quasi verticale en partie haute, le haut du massif est fissuré.
- . La propagation de la rupture n'est pas liée au mode de fissuration.
- . Lorsque l'excavation a une hauteur h , les fissures se produisent à une distance voisine de $h/\tan(\pi/4 + \varphi/2)$ du parement.
- . Les clous supérieurs longs ont pour avantage de limiter la fissuration mais pour inconvénient d'agrandir la zone instable en cas de rupture.

4.6.4. - Poids du parement.

Dans la plupart des essais, au cours de la mise en place du parement de la première passe, l'ouverture d'une fissure le long de la peau a été observée. Cette fissure ne s'élargit pas pendant la suite de la construction et devient inoffensive dès que des clous sont installés.

Les ruptures des essais 20a, 20b, 20c sont intervenus avant d'avoir atteint la hauteur critique.

Dans l'essai 17, les clous de la première passe ont une longueur de $5,5 \text{ cm}$ soit $0,8 \text{ m}$ en vraie grandeur. Au cours de la deuxième excavation, la peau et les clous se sont détachés du massif. De même pour l'essai 20b avec des clous de 10 cm ($1,4 \text{ m}$).

Toutes ces constatations montrent que le poids de la peau de confinement ne peut pas être négligé. A cet égard, il est intéressant de comparer le poids de la zone active à celui du parement.

Données : zone active : h, θ, γ
 parement : h, e, γ_b e : épaisseur
 γ_b : densité du béton

Le poids de la zone active par unité de largeur est :

$$W = h^2 / (2 \tan(\theta)) \gamma$$

Le poids du parement est par unité de longueur :

$$W_p = h e \gamma_b$$

Le rapport des poids vaut donc :

$$W_p/W = (h e \gamma_b) / (h^2 \gamma / (2 \tan(\theta))), \text{ soit } W_p/W = 2 \gamma_b e \tan(\theta) / (h \gamma)$$

Application numérique :

$$\theta = 63^\circ \quad \gamma = 18 \text{ KNm}^{-3} \quad e = 0,1 \text{ m} \quad \gamma_b = 25 \text{ KNm}^{-3}$$

Ce qui donne :

$$W_p/W = 0,54/h$$

h en m	1	2	5	8	10	20	30
Wp/W	54	27	10	6	5	2,7	1,8

Tableau 2 : Rapport des poids en % (parement sur zone active) en fonction de la hauteur d'excavation.

Le rapport poids du parement sur poids de la zone active devient de plus en plus petit avec l'excavation. Pour une hauteur de fouille de 10 m, ce rapport ne vaut plus que 1%, il est logique alors de négliger le poids du parement. Par contre, dans la première passe (de l'ordre de 2 m), ce rapport vaut 25%. Il faut donc tenir compte du parement pour des dimensionnements de fouille de hauteur inférieure à 10 m. Un calcul évident montre que le poids d'un mètre carré de parement est voisin de 2 kN. Les constructeurs ont tout intérêt à mettre en place une peau aussi légère que possible tout en respectant la résistance nécessaire et donc à utiliser des bétons allégés.

Résumé :

Fissure le long de la peau quasi inévitable mais sans danger.

**Rapport poids du parement/poids de la zone active, égal à 10% pour une hauteur de fouille de 5m.
Intérêt de minimiser le poids du parement (épaisseur ou densité).**

4.6.5.- Déformée du clou.

Il est souvent fait allusion dans la littérature à la forme de la déformée de clou après déformation ou rupture d'une paroi. Dans tous les essais où la rupture est du type *b* ou *c* (voir IV.5.2), les déformées ont pu être relevées. Il est bien évident qu'il s'agit là d'observations après rupture qui dépendent donc de l'ampleur de celle-ci. Dans le cas du type *c*, les formes dépendent des longueurs de clous, et leur étude est sans intérêt. Dans le cas *b* (essai 28), l'ampleur de la rupture est moindre et l'on retrouve la forme bien connue de *manivelle* (figure 41)



Figure 41 : Allure de la déformée en manivelle

Dans l'essai représenté sur la figure 41 (n°28), les clous sont mal injectés et pour certains, pas injectés du tout (celui pris en photo, par exemple). On ne peut donc pas rattacher l'allure de la déformée à l'effort de traction que reprend le clou puisque dans ce cas précis, la traction reprise est nulle. La déformation du clou est due à l'effort de butée exercé par le sol. On vérifie bien que le point du clou situé sur la ligne de rupture est un centre de symétrie de la déformée. L'allure observée est similaire à celle d'un pieu

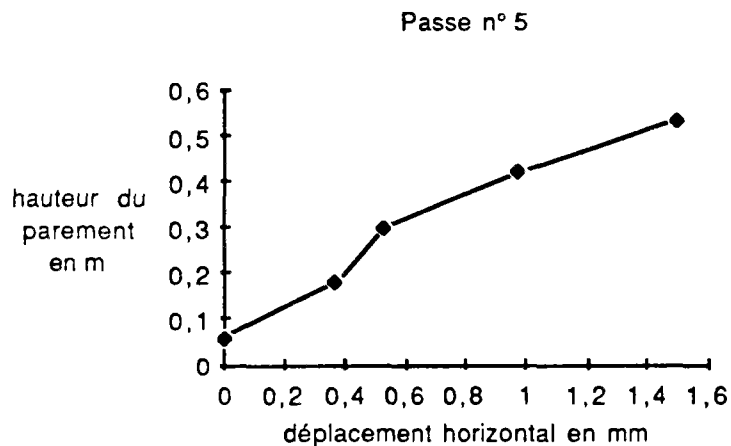
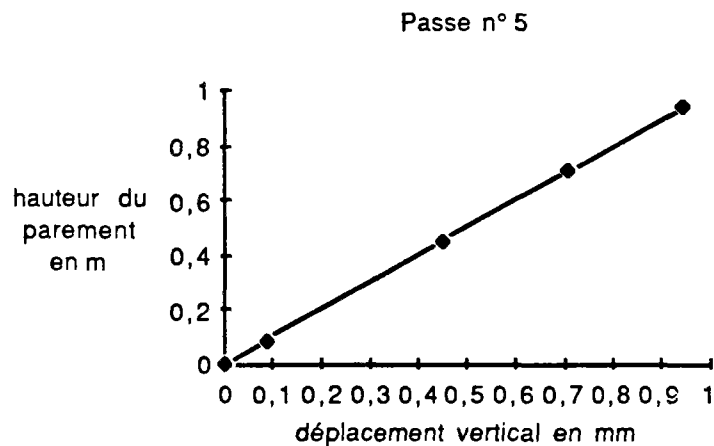
soumis à une charge latérale. Cependant, dans le cas présent, la sollicitation latérale à laquelle est soumise le point de symétrie est un déplacement et non pas une force.

Si l'étude des déformées permet dans certains cas (rupture du type b) de retrouver des résultats de résistance des matériaux, son intérêt pour la compréhension du comportement d'une paroi clouée est cependant très limité car, premièrement, l'observation a lieu après la rupture et est donc influencée par l'ampleur de celle-ci ; deuxièmement, parce que, comme le montre l'essai 28, la déformée n'est pas liée à l'effort de traction repris par l'armature.

4.6.6.- Déplacement du parement.

Comme décrit en III.5.6., une méthode de mesure des déplacements du parement a été testée. L'objectif étant de valider la méthode plus que d'étudier réellement les mouvements de la peau.

Ce système a donc été appliqué à quelques essais. La figure 42 représente les résultats obtenus pour l'essai 22.



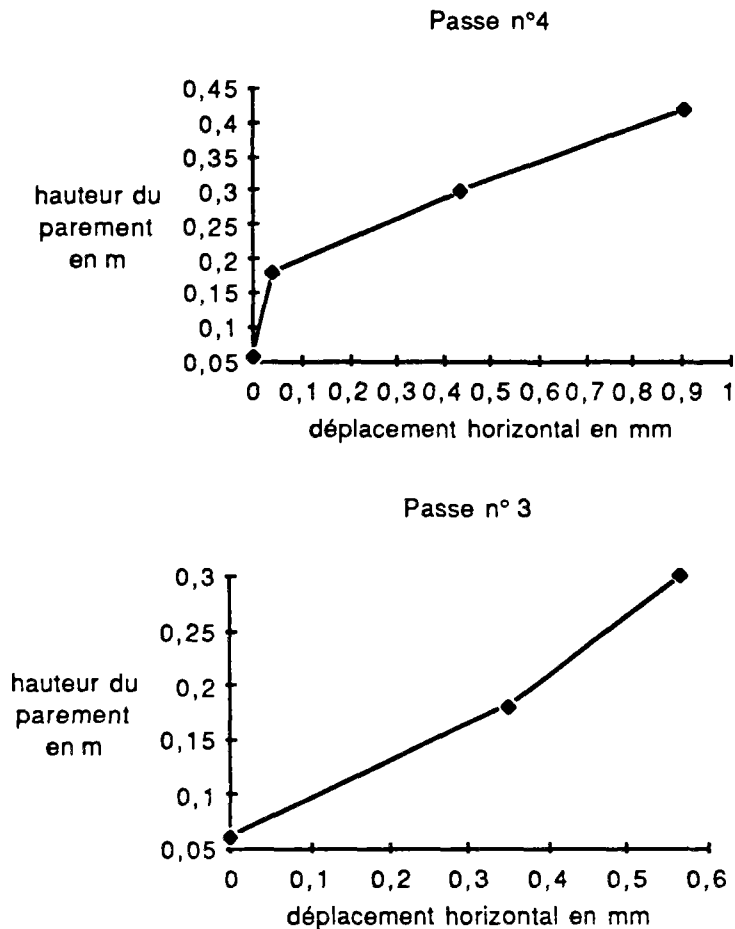


Figure 42 : Déplacements du parement lors de la construction du modèle 22. Les points de mesure sont situés au niveau des têtes des clous.

Pour discuter de la validité des mesures, il faut en connaître la précision et la fiabilité. Les prises de vues, sous forme de négatif ont été lues au monocomparateur par du personnel qualifié de l'Institut Géographique National. L'incertitude obtenue sur la lecture d'un négatif est 1μ . Celle sur l'objet mesuré est donc proportionnelle au rapport : dimension de l'objet sur le négatif sur dimension de l'objet réel. Dans le cas présent, ce rapport vaut 60 (2 m pour 3,6 cm environ). L'incertitude sur le résultat final est donc de 60μ ou $0,6 \cdot 10^{-1} \text{ mm}$. Il convient de rajouter à cette imprécision le "bruit" présent dans tout système de mesure qui peut être évalué ici à $0,9 \cdot 10^{-1} \text{ mm}$ d'amplitude moyenne. Soit au total, une incertitude sur chaque mesure de l'ordre de $0,15 \text{ mm}$. Les résultats représentés sur la figure 42 permettent de conclure que :

- la méthode employée est bonne, dans le sens où les mesures relevées sortent largement de la plage d'incertitude,

- la mesure des déplacements du parement permet une fois encore de constater que les résultats relevés sur le modèle sont conformes à la bibliographie. Sur le plan qualitatif, la tête du talus se déforme plus que le pied, sur le plan quantitatif, un déplacement de $1,6 \text{ mm}$ pour une hauteur de 600 mm correspond à un rapport de $2,5 \cdot 10^{-3}$.

L'objectif fixé est atteint, à savoir valider la méthode et le modèle développé. Néanmoins, les déplacements du parement peuvent faire l'objet d'une étude beaucoup plus fine et complète. Il faut pour cela utiliser un appareil de prise de vue de qualité supérieure utilisant des films de plus grande dimension. Il faut également immobiliser l'appareil photographique durant la totalité de l'essai, ceci afin de minimiser les incertitudes sur les mesures. On retiendra enfin l'avantage incontestable du système de mesure employé : pas de perturbations du modèle, pas d'utilisation d'instruments susceptibles de défaillances, aucune perte de temps.

4.7.- CONCLUSION.

Les essais précédemment décrits, pour lesquels les règles de similitude ont été raisonnablement respectées et la mise en œuvre réelle suivie, ont permis d'avoir une approche qualitative correcte de certains phénomènes propres au clouage.

La forme de la surface de rupture et sa dépendance du positionnement des clous, les divers types de rupture, les sollicitations subies par les inclusions sont les principaux résultats obtenus. Tous ces aspects ont pu être étudiés sans qu'aucun appareil de mesure ne perturbe l'essai. Quelle que soit l'imperfection des résultats, c'est la preuve qu'il existe encore des moyens simples de recherche qui ne font pas appel aux dernières nouveautés en électronique. Si un point de cette manipulation doit être retenu sur le plan expérimental, c'est l'absence totale d'appareil de mesure (si ce n'est un capteur de pression extérieur au modèle pour les essais d'arrachement). Ce qui par ailleurs représente un gain de temps et d'argent considérable.

Mais, il faut bien avouer que l'exploitation du modèle qui a été faite dans le cadre de nos travaux n'est pas suffisante. Des essais supplémentaires sont nécessaires pour affiner les résultats déjà obtenus (forme des surfaces de ruptures, rupture des clous, etc) qui doivent être considérés comme une première approche. Tout en gardant la même mise en œuvre, des travaux peuvent s'envisager qui permettraient d'améliorer encore la forme des clous dans le but de faire une étude quantitative et qualitative sur les essais d'arrachement qui n'ont pas donné entière satisfaction. Des comparaisons entre plusieurs sols peuvent également être faites. L'usage de clous moins résistants peut permettre d'obtenir des ruptures par cassure des clous en tension, ce qui permettrait de *caler* les logiciels, un tel sujet est à lui seul un

thème de recherche. De même, l'utilisation de clous de différentes raideurs devrait permettre de préciser le rôle de ce paramètre. Enfin, des murs type *HURPINOISE*, pour lesquels les armatures sont battues, peuvent être étudiés sans difficultés. En ce qui concerne les travaux présents, seul l'essai 24 fera l'objet, dans le chapitre 4, d'une simulation numérique. C'est, en effet, le seul où les clous se sont rompus, dans l'ensemble des autres essais, toute simulation serait injustifiée tant l'imprécision sur les efforts d'arrachement est grande. L'étude sur les effets de bords présentées au chapitre III n'en reste pas moins fort intéressante. Elle était nécessaire pour la définition du moyen d'essai et sera utile aux futurs utilisateurs du modèle.

Cette liste de possibilités offertes par le modèle conçu n'est pas exhaustive. Les études menées en parallèle avec d'autres travaux, sur le site, numériques ou en laboratoire, doivent permettre dans un proche avenir de maîtriser totalement la technique du clouage sans toutefois que celle-ci devienne élémentaire car il restera toujours le caractère aléatoire des propriétés du sol que seul un projeteur expérimenté sait appréhender.

CHAPITRE V

**ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE DU
DIMENSIONNEMENT DES PAROIS CLOUEES.**

5.1.- LE CALCUL A LA RUPTURE.

Le raisonnement suivi pour l'analyse de la stabilité d'une pente est la plupart du temps celui du calcul à la rupture ou calcul aux états limites. L'information obtenue est souvent suffisante pour les maîtres d'œuvre qui utilisent cette méthode depuis des décennies.

Avec le développement des ordinateurs, les méthodes de simulation pour modèles numériques (modèles par *différences finies* ou les *éléments finis*) ont fait leur apparition. Leur usage permet, tout en suivant le même raisonnement, d'arriver à des résultats plus fins. Néanmoins, seule une évaluation globale de la stabilité est obtenue.

Dans le cas où la loi de comportement du matériau est connue, les méthodes numériques permettent d'évaluer le champ des contraintes et des déformations en tout point du massif. L'information obtenue est alors beaucoup plus précise qu'avec un simple calcul à la rupture. Mais les lois de comportement utilisées sont souvent trop simplistes et ne peuvent représenter le comportement réel que dans certains cas bien précis. De plus ces méthodes délicates et lourdes à mettre en œuvre, ne sont utilisées en mécanique des sols que lorsque l'importance du projet étudié le justifie, ce qui est rarement le cas.

5.1.1.- Le principe du calcul à la rupture.

Ce rappel très succinct n'est destiné qu'à saisir le concept de base des méthodes utilisées en mécanique des sols pour l'analyse de stabilité de pentes et également les méthodes de dimensionnement de parois clouées.

Le calcul à la rupture, qui s'applique à bien d'autres domaines que la mécanique des sols, s'appuie sur la connaissance de la géométrie du système donné et des capacités de résistance des matériaux constitutifs. Cette théorie a été mise en forme par SALENCON (1983).

On considère qu'une condition nécessaire à la stabilité d'un milieu Ω est qu'il y ait compatibilité entre l'équilibre quasi-statique du milieu et la capacité de résistance du matériau :

$$\text{Stabilité} \Rightarrow \text{compatibilité} \quad (1)$$

$$\begin{array}{l} \text{Equilibre quasi statique.} \\ \text{Capacité de résistance} \\ \text{du milieu.} \end{array}$$

Si Q est un chargement de Ω tel que la compatibilité décrite ci-dessus soit vérifiée, alors Q est un chargement *potentiellement supportable* par le milieu Ω . L'ensemble des chargements Q est alors noté K .

Equilibre quasi statique.

$$Q \in K \Leftrightarrow \text{compatibilité} \quad (2)$$

Capacité de résistance.

Cette relation s'écrit plus précisément comme suit :

\exists un champ de tenseur σ statiquement admissible dans

$$Q \in K \Leftrightarrow \text{le mode de chargement équilibrant } Q.$$

(3)

$$F(\sigma) < 0$$

où $F(\sigma)$ est le critère de plasticité du milieu.

$F(\sigma) < 0$, signifie qu'en tout point M de Ω , $F(\sigma(M)) < 0$

Il faut noter, que bien que K soit l'ensemble des chargements potentiellement supportables pour Ω , rien ne permet d'affirmer que sous le chargement Q de K , le milieu Ω est effectivement stable. En effet, il n'y a pas unicité du champ de tenseurs σ . Il peut très bien exister un champ σ vérifiant (3), $Q(\sigma)$ appartient alors à K , et aussi un autre champ σ' statiquement admissible équilibrant Q , qui lui entraîne la ruine du système.

Pour évaluer l'ensemble K , deux méthodes sont utilisées :

- soit trouver un ensemble contenu dans K : c'est *l'approche par l'intérieur* ;
- soit trouver un ensemble contenant K : c'est *l'approche par l'extérieur*.

5.1.2.- Approche par l'intérieur.

Cette approche est aussi appelée *approche statique*. Elle consiste à construire un champ σ statiquement admissible pour le mode de chargement équilibrant Q et tel que le critère soit respecté en tout point de Ω .

$$\sigma / \begin{array}{l} \text{statiquement admissible} \\ \text{équilibre } Q \\ \text{vérifie le critère} \end{array} \quad (4)$$

La relation (3) permet alors d'affirmer que Q est élément de K . On cherche ensuite à maximiser Q (ceci se fait généralement en considérant les chargements λQ et en maximisant λ , avec $\sigma(\lambda Q)$ vérifiant (4)) pour se rapprocher de la frontière de K . On obtient ainsi Q_{max} tel que :

$$Q_{max} \in K$$

Si l'ensemble K est convexe, la démarche précédente répétée pour plusieurs champs de tenseurs σ vérifiant (4) permet d'obtenir une approximation par l'intérieur de K (figure 1).

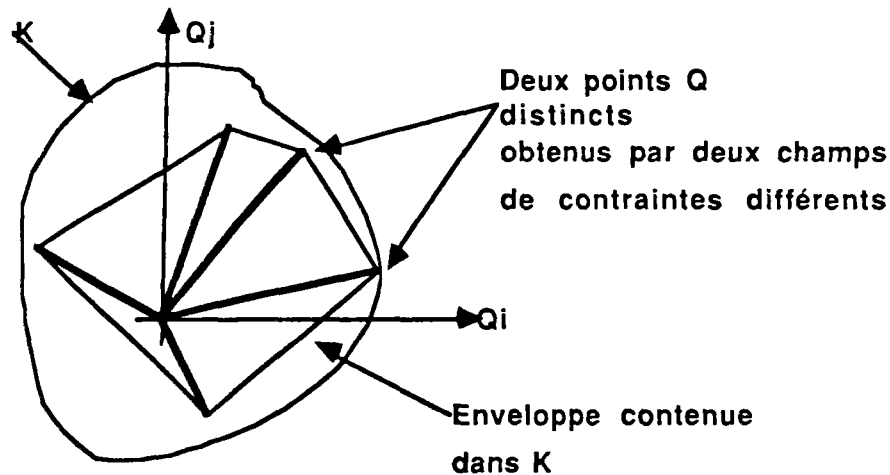


Figure 1 : L'enveloppe convexe des chargements Q obtenus en considérant plusieurs champs de contraintes différents, est une approximation par l'intérieur de K .

5.1.3.- Approche par l'extérieur par les vitesses.

Cette approche est aussi appelée *approche cinématique*. C'est une application du principe des puissances virtuelles qui s'énonce comme suit :

V un champ de vitesses vérifiant les conditions aux limites et σ un champ de tenseurs de contraintes statiquement admissible, la puissance virtuelle des forces intérieures $\mathcal{P}(\sigma, V)$ est égale à la puissance virtuelle des forces extérieures :

$$\mathcal{P}(\sigma, V) = Q(\sigma)q(V) \quad (5)$$

où $Q(\sigma)$ est le chargement associé à σ , q la vitesse de déformation du système associé à V . Ceci peut s'écrire sous la forme d'une équivalence :

$\forall V$ c. a. dans le mode de chargement équilibrant Q

σ s. a. dans le mode de chargement équilibrant $Q \Leftrightarrow$ (6)

$$P(\sigma, V) = Q(\sigma)q(V)$$

Ainsi, pour un mode de chargement Q donné, en démontrant l'incompatibilité de (6) et de (4), on en déduit que Q est extérieur à K .

Pour établir cette incompatibilité, il est préférable de considérer, au lieu de (6), la grandeur $\pi(V)$ définie comme suit :

Sur un domaine Ω donné, et pour des champs de vitesses V et de contraintes σ respectivement cinématiquement et statiquement admissibles, $\pi(V)$ représente le maximum de la puissance des efforts intérieurs définie en un point, lorsque l'on considère l'ensemble des points intérieurs à Ω :

- à l'intérieur de Ω :

$$\pi(\Omega, d) = \text{Sup}_{\Omega}(\sigma d, \text{avec } \sigma / f(\sigma) < 0)$$

ou d est le tenseur des déformations associé au champ V .

- le long de discontinuités Σ , où la vitesse relative est \mathcal{V} :

$$\pi(\Omega, \mathcal{V}, n) = \text{Sup}_{\Omega}(\mathcal{V} \sigma n, \text{avec } \sigma / f(\sigma) < 0)$$

ainsi:

$$\int_{\Omega} \sigma d d \Omega \leq \int_{\Omega} \pi(\Omega, d) d \Omega + \int_{\Sigma} \pi(\Omega, \mathcal{V}, n) d \Sigma$$

par conséquent :

$$P(\sigma V) \leq P(\sigma V) = \int_{\Omega} \pi(\Omega, d) d \Omega + \int_{\Sigma} \pi(\Omega, \mathcal{V}, n) d \Sigma \quad (7)$$

Ainsi,

$$\forall V \text{ c.a.}$$

$$\sigma \text{ s. a.} \Rightarrow$$

$$P(V) \geq Q(\sigma)q(V)$$

donc,

$$\forall V \text{ c. a.}$$

$$Q \in K \Rightarrow P(V) \geq Q(\sigma)q(V)$$

$$\text{avec: } \sigma / f(\sigma) < 0$$

ou encore, en considérant la négation de cette implication :

$$\exists V \text{ c.a.}$$

$$P(V) < Q(\sigma)q(V) \quad \Rightarrow \quad Q \notin K \quad (8)$$

$$\text{avec: } \sigma / F(\sigma) < 0$$

L'approche par l'extérieur par les vitesses se fait donc de la manière suivante :

Pour un milieu donné, on construit un champ V c.a. (cela se fait généralement en considérant des parties monolithiques animées chacune d'une vitesse d'ensemble), et on calcule $P(V)$.

L'écriture de $P(V) < Q(\sigma)q(V)$ permet d'estimer le chargement Q que l'on cherche ensuite à minimiser afin de se rapprocher de la frontière de K . On minimise pour cela $P(V)$ (figure 2).

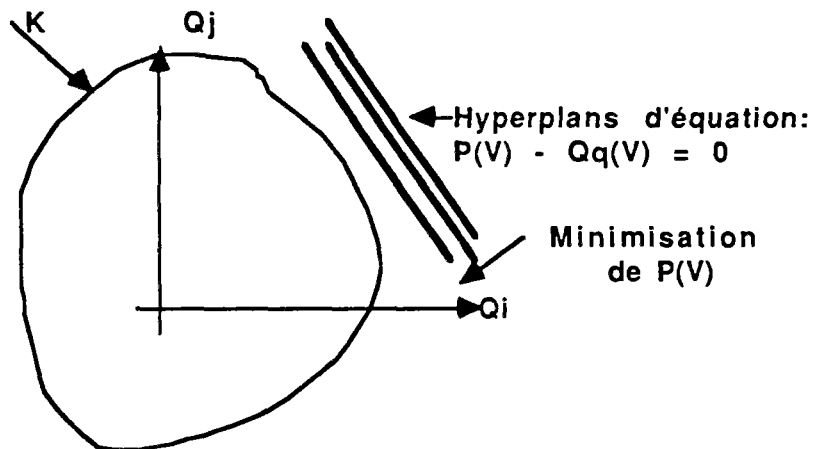


Figure 2 : L'approche par l'extérieur permet d'obtenir un hyperplan extérieur à K .

La même démarche répétée pour plusieurs champs V permet d'obtenir une enveloppe de K lorsque celui-ci est convexe (figure 3).

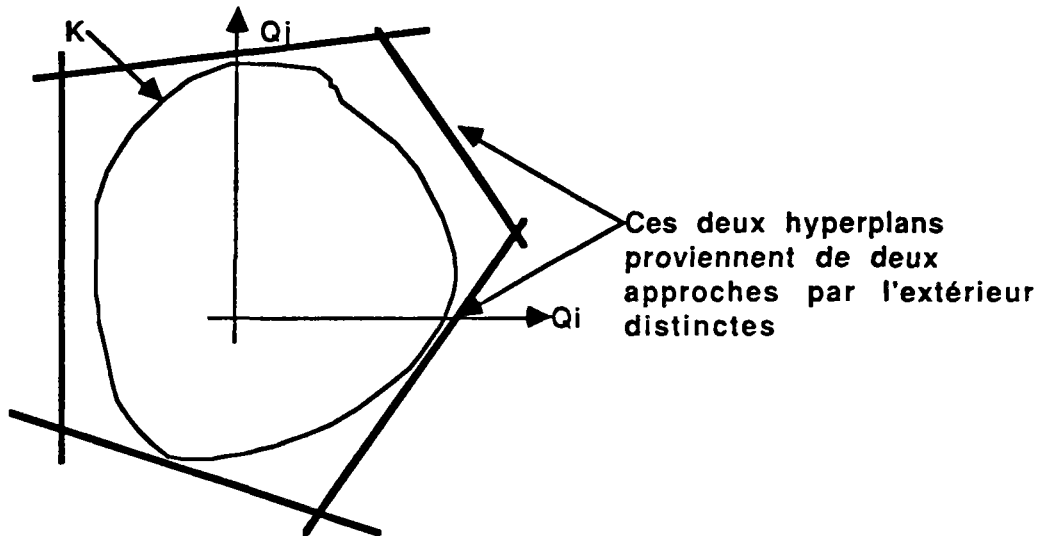


Figure 3 : L'approche par l'extérieur répétée plusieurs fois permet d'obtenir un ensemble (en trait gras sur la figure) contenant K .

5.1.4.- Approche par l'extérieur par les contraintes.

Cette méthode est très utilisée en mécanique des sols. C'est en particulier la base des méthodes d'analyse de stabilité des pentes qui sont développées suivant le raisonnement du calcul à la rupture.

Le raisonnement ne se fait plus à partir d'un champ de contraintes comme en V.1.1.2. mais à partir des résultantes des contraintes sur les frontières de sous-systèmes de Ω . Le milieu étudié est pour cela divisé artificiellement en sous-systèmes appelés blocs. \mathcal{F} étant le système de forces résultant des contraintes sur les frontières des blocs et, K^* l'ensemble des chargements Q de Ω tels que :

$$\begin{aligned} & \mathcal{F} \text{ vérifie le critère généralisé} \\ \exists \mathcal{F} \text{ tel que } & \mathcal{F} \text{ vérifie les conditions aux limites généralisées} \quad (9) \\ & \mathcal{F} \text{ équilibre } Q \end{aligned}$$

Il est évident que si \mathcal{F} se rapporte au champ σ , alors :

$$(4) \Rightarrow (9), \text{ mais la réciproque n'est pas vraie.}$$

Du fait que :

$$\begin{aligned} Q \in K & \Leftrightarrow (4) \\ \text{et } Q \in K^* & \Leftrightarrow (9) \end{aligned}$$

$$\text{il en résulte que : } \quad Q \in K \Rightarrow Q \in K^* \quad (10)$$

$$\text{ou encore : } \quad K^* \supset K \quad (11)$$

Pour appliquer cette méthode, il convient de diviser le système Ω en sous-systèmes (ou blocs), puis de traduire analytiquement l'équilibre de chaque bloc, en respectant le critère généralisé et les conditions aux limites. On notera qu'il n'est pas nécessaire de construire un champ de tenseurs de contraintes σ comme en 5.1.2. Le chargement Q apparaissant dans ces équations est élément de K^* (figure 4).

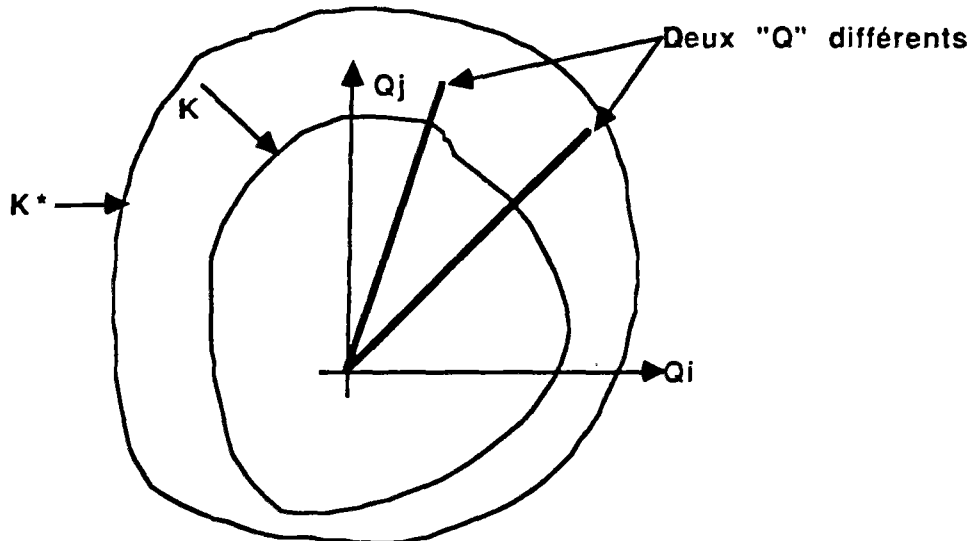


Figure 4 : L'ensemble des chargement Q obtenus par l'approche extérieure par la contraintes forme un ensemble K^* contenant K .

On choisit alors soit de maximiser λ , tel que $Q_\lambda = \lambda Q$ soit proche de la frontière de K^* , soit de minimiser λ , de manière à ce que Q_λ soit proche de K (figure 5).

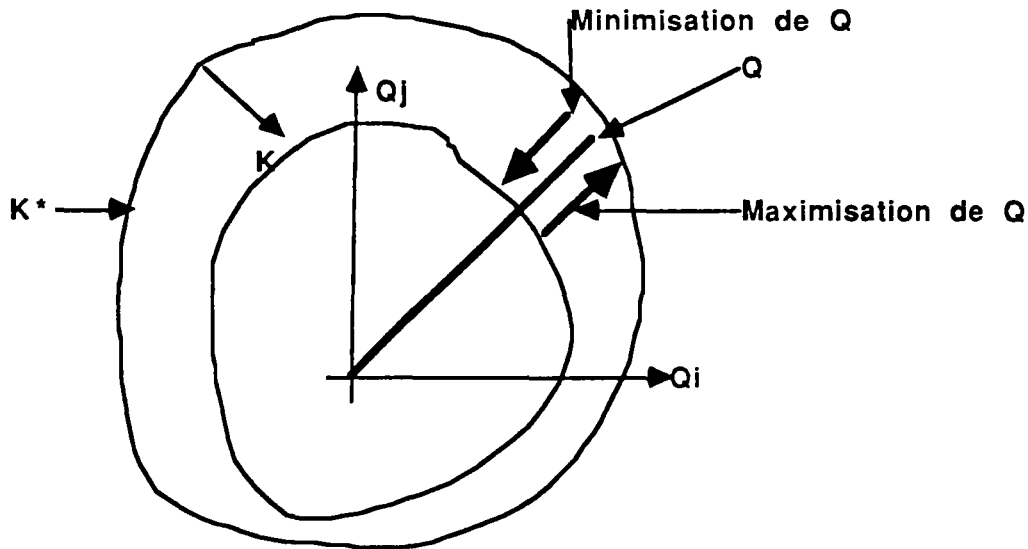


Figure 5 : Approche de K ou K*, à partir de λQ .

Remarque :

On qualifie d'extrême tout chargement Q^* situé sur la frontière de K^* .

Si les approches par l'intérieur et par l'extérieur permettent d'obtenir les majorant et minorant Q_{int} et Q_{ext} , et si Q_{int} est égal à Q_{ext} , alors :

$$Q_{int} = Q_{ext} = Q^*$$

5.2.- LES METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE DE PENTES.

Le raisonnement suivi pour l'analyse de la stabilité des pentes est celui développé au chapitre V.1.4, c'est-à-dire au moyen d'une approche par l'extérieur par les contraintes du domaine K . Les caractéristiques particulières relatives à ce type de problème se résument comme suit :

- Le problème est plan.
- Le critère est celui de MOHR-COULOMB.
- Le chargement est une force de volume (gravité, séisme, etc) plus une surcharge éventuelle. L'ensemble K est donc le segment $[K^-, K^+]$.
- Le système est divisé en deux sous systèmes: la zone active et la zone résistante. La séparation entre ces deux parties est la ligne de rupture. On traduit mathématiquement l'équilibre de la zone active qui fait intervenir le critère généralisé.

- Le champ de contraintes σ n'intervient qu'indirectement par les valeurs de la réaction de la zone résistante résultant de l'action de la zone active.

- La ligne de rupture est, soit dérivable (portion de cercle, de spirale ou autres), soit seulement continue (ligne brisée). Elle est de concavité unique.

- Le résultat du calcul ne se traduit pas par une majoration de K^+ mais par l'obtention d'un coefficient F dit de *sécurité* permettant d'évaluer la valeur du chargement envisagé Q par rapport au majorant Q_{ext} , (ou minorant Q_{int}) de K^+ que donnerait le calcul à la rupture.

$$F = Q_{ext} / Q \quad (12)$$

Il faut noter ici que le coefficient de sécurité F est différent du *coefficient de rupture* F^* défini par $F^* = Q^*/Q$. Dans le cas qui nous intéresse, c'est à dire l'approche par l'extérieur par les contraintes, F est supérieur à F^* , en effet :

$$\begin{aligned} Q^* \leq Q_{ext} &\Leftrightarrow Q^*/Q < Q_{ext}/Q \quad \text{soit,} \\ F^* &< F \end{aligned} \quad (13)$$

En ce qui concerne le coefficient de rupture F^* , on peut dire que :

$$-F^* < 1 \Leftrightarrow Q \in K,$$

$$-F^* = 1 \Leftrightarrow Q = Q^* \in K,$$

$$-F^* > 1 \Leftrightarrow Q \notin K.$$

quant à F :

$$-F < 1 \Rightarrow Q \in K \text{ ou } Q \notin K,$$

- $F = 1$ on ne peut rien dire sans connaître la position de Q_{ext} par rapport à Q^* ,

$$-F > 1 \Rightarrow Q \notin K.$$

Ceci met bien en évidence qu'il est délicat d'avoir recours à l'utilisation du coefficient F , qui contient une information importante mais partielle.

La différence entre les différentes méthodes développées dans ce domaine réside dans la manière avec laquelle les équations de l'équilibre de la zone active sont résolues.

Remarque :

La stabilité étant jugée sur la valeur de F , ces méthodes ne donnent aucun renseignement sur le champ de déformation qui se développe au sein de la zone active que F soit ou non supérieur à l'unité, les deux zones, active et résistante, sont supposées indéformables.

De même, le principe de la méthode n'étant pas basé sur un champ σ forcément réaliste, les calculs peuvent donner un coefficient F raisonnable, alors qu'une analyse des contraintes montrerait que leur répartition le long de la surface de rupture est improbable.

5.2.1.- *Le coefficient de sécurité.*

La signification du coefficient de sécurité F varie d'un logiciel à l'autre. Mais dans tous les cas, on peut noter que :

- il n'y a qu'un coefficient F introduit dans les calculs en tant qu'inconnu,

- si F tend vers l'unité, le chargement obtenu est le majorant de K^+ que l'on obtient en calcul à la rupture ,

- c'est l'utilisateur de la méthode qui doit apprécier si la valeur de F obtenue peut assurer une stabilité suffisante.

Suivant les auteurs et les projets auxquels sont destinés les calculs, on peut trouver les significations de F suivantes, qui bien que différentes, ont toutes la signification définie en (12):

F : rapport entre les résultantes des forces motrices et des forces résistantes s'appliquant à la zone active : $F = \mathcal{F}_m / \mathcal{F}_r$ (14)

F : rapport entre le moment des forces motrices et le moment des forces résistantes : $F = \mathcal{M}_m / \mathcal{M}_r$ (15)

F : rapport de la hauteur critique à la hauteur réelle : $F = H_c / H$ (16)

F : rapport entre la contrainte de cisaillement maximum et la contrainte réelle : $F = (T_n \tan(\varphi) + C) / T_t$ (17)

C'est cette dernière définition, la plus couramment employée.

Pour chaque zone active étudiée, les équations d'équilibre permettent d'obtenir un coefficient F . Le minimum de F lorsque l'on itère sur les lignes de rupture possibles, détermine le coefficient de sécurité de la pente.

5.2.2.- *Position du problème.*

Afin de pouvoir détailler les principales méthodes, il est nécessaire d'établir une convention de signe et de définir le mode de notation.

Dans le repère (O, i, j) direct, on considère (figure 6) :

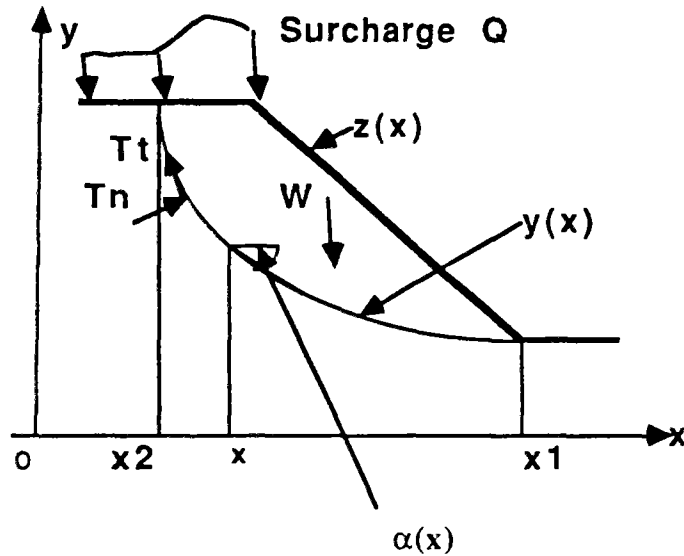


Figure 6 : Définition de la zone active.

$z(x)$ la ligne de talus,

$y(x)$ la ligne de rupture.

$y(x_0) = z(x_0)$, $y(x_1) = z(x_1)$, $y(x) \leq z(x)$

$\alpha(x)$ est au point $(x, y(x))$ l'angle orienté de la tangente à la ligne de rupture à l'axe x :

$\tan(\alpha) = dy / dx$

la différence $z(x) - y(x)$ est notée $h(x)$.

$s(x)$ est l'abscisse curviligne comptée positivement de gauche à droite.

La figure 6 ci-dessus met en évidence les forces considérées: W le poids de la zone active, T_n et T_t les composantes de la réaction de la zone résistante.

Comme le démontre la figure 7, si l'on divise le talus le long d'une ligne $x = a$ en deux parties (1) et (2), l'action de la partie (1) sur la partie (2) se décompose en deux vecteurs $\mathbf{E} = (E_i)$ et $\mathbf{R} = (R_j)$, le point d'application est $e=a$. Lorsque a décrit l'intervalle $[x_0, x_1]$, l'ensemble des points e définit la *ligne d'action*. (figure 7).

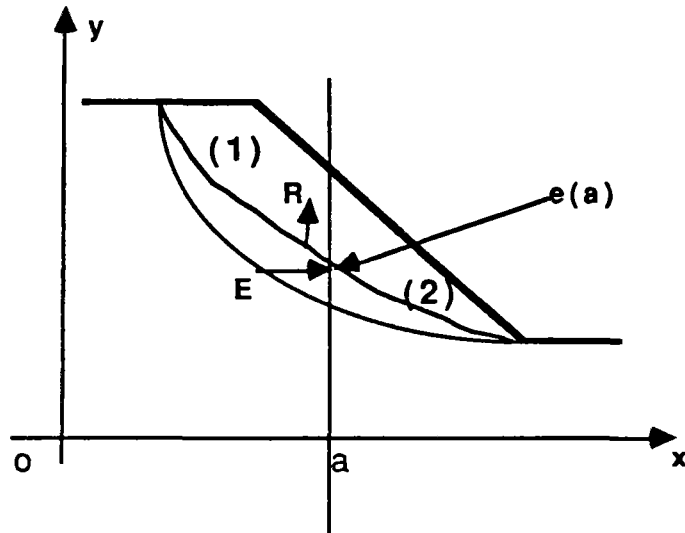


Figure 7 : Définition des efforts E et R .

5.2.3.- Les méthodes des tranches.

Ces méthodes consistent à diviser la zone active en n tranches verticales, et à écrire l'équilibre de chaque tranche. La résolution se fait en regroupant les n systèmes d'équations correspondants aux n tranches. Le résultat final se traduit toujours par l'obtention d'une valeur du coefficient de sécurité F .

5.2.3.1.- Equilibre d'une tranche.

Soit une tranche de largeur dx . Les forces qui s'appliquent sur la tranche sont (figures 8 et 9) :

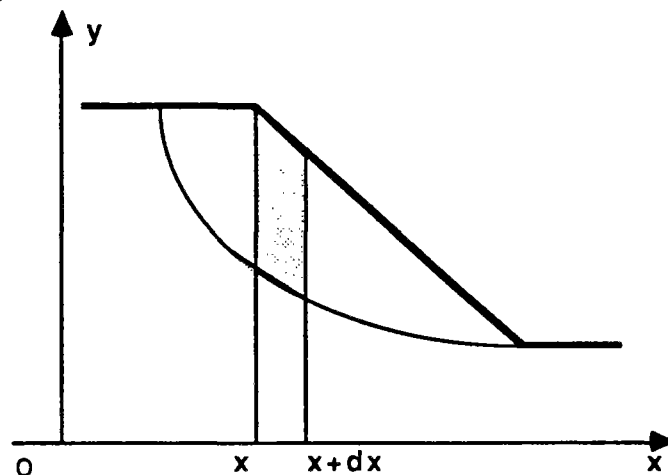


Figure 8 : Définition d'une tranche de largeur dx .

- la force volumique extérieure $W = \gamma h(x + dx/2)dx$
 - la réaction de la zone résistance s'appliquant en M :
 $T_n(x + dx/2, y(x + dx/2)), T_t(x + dx/2, y(x + dx/2))$
 - les efforts intertranches :
- à droite : $E(x) = (E_i(x))$
 $R(x) = (R_j(x))$
- à gauche : $E'(x + dx) = (E'_i(x + dx))$
 $R'(x + dx) = (R'_j(x + dx))$
- E et T s'appliquent en $(x, e(x))$
 E' et T' s'appliquent en $(x + dx, e(x + dx))$

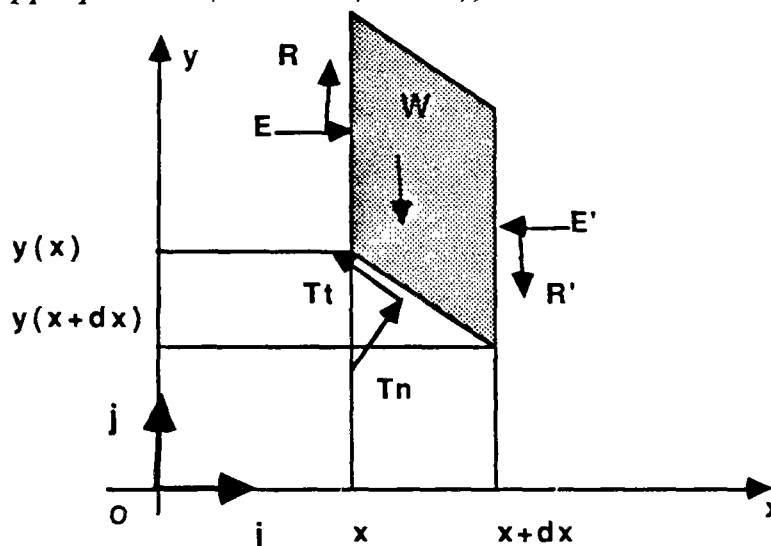


Figure 9 : Efforts s'appliquant sur une tranche de largeur dx .

La projection des forces sur Ox donne :

$$(T_n \sin(\alpha) - T_t \cos(\alpha))ds + E(x) - E(x + dx) = 0$$

En écrivant que ds est égal à $dx/\cos(\alpha)$, il vient :

$$T_n \tan(\alpha) - T_t = dE/dx$$

La projection des forces sur Oy donne :

$$(T_n \cos(\alpha) - T_t \sin(\alpha))ds + R(x) - R(x + dx) = \gamma h dx$$

soit : $T_n + T_t \tan(\alpha) = \gamma h + dR/dx$

On obtient donc le système :

$$T_n \tan(\alpha) - T_t = dE/dx$$

$$T_n + T_t \tan(\alpha) = \gamma h + dR/dx \quad (18)$$

où $\alpha = \alpha(x + dx/2)$ et $h = h(x + dx/2)$

qui peut s'écrire aussi :

$$\begin{aligned} T_n &= \cos^2(\alpha)(\tan(\alpha)dE/dx - \gamma h + dR/dx) \\ T_t &= \cos^2(\alpha)(\tan(\alpha)(-\gamma h + dR/dx) - dE/dx) \end{aligned} \quad (19)$$

La somme des moments de toutes les forces au point M doit être nulle puisqu'il y a équilibre, donc :

$$\begin{aligned} &MP(E(x) + R(x)) + MP' \wedge (E'(x + dx) + R'(x + dx)) = 0 \\ \text{avec } &MP = -dx/2 \mathbf{i} + (e(x) - y(x + dx/2)) \mathbf{j} \\ \text{et } &MP' = dx/2 \mathbf{i} + (e(x + dx) - y(x + dx/2)) \mathbf{j}, \text{ soit :} \\ &(e(x) - y(x + dx/2)) E(x)(\mathbf{j} \wedge \mathbf{i}) - (dx/2) R(x) (\mathbf{i} \wedge \mathbf{j}) + \\ &(e(x + dx) - y(x + dx/2)) (-E(x + dx)) (\mathbf{j} \wedge \mathbf{i}) + dx/2 (-R(x + dx)) (\mathbf{i} \wedge \mathbf{j}) = 0 \end{aligned}$$

Or : $\mathbf{i} \wedge \mathbf{j} = \mathbf{k}$ et $\mathbf{j} \wedge \mathbf{i} = -\mathbf{k}$

en projetant sur \mathbf{k} , il vient donc :

$$\begin{aligned} &-E(x)(e(x) - y(x + dx/2)) - (dx/2)(R(x) - dx/2 R(x + dx)) + \\ &E(x + dx)(e(x + dx) - y(x + dx/2)) = 0 \end{aligned}$$

En remarquant que $A(x + dx) - A(x) = dA$, ceci pour toute fonction A de x , et en simplifiant, il vient :

$$-R(x)dx - dx/2 dR(x) + E(x)de + dE(e(x) + de(x) - y(x) - dy/2) = 0$$

En divisant par dx et prenant la limite lorsque dx tend vers 0 :

$$dE/dx(e(x) - y(x)) + E(x)de/dx - R(x) = 0 \quad (20)$$

Remarque :

Sachant que $edE - d(Ee) = Ede$ et que $ydE = d(Ey) - Edy$, on peut écrire :

$$d(Ee) - d(Ey) + Edy - Rdx = 0, \text{ mais } dy = dx \tan(\alpha)$$

donc $d(E(e - y)) = (R - E \tan \alpha) dx$

En intégrant entre x_0 et x_1 , et en remarquant que $E(x_0) = E(x_1) = 0$

il vient :

$$\int (R - E \tan \alpha) dx = 0 \quad \text{entre } x_0 \text{ et } x_1, \quad (21)$$

5.2.3.2.- Bilan des équations.

L'écriture de l'équilibre d'une tranche a donc permis d'aboutir à trois équations indépendantes, le système 19 et l'équation 20 alors que les inconnues scalaires sont E, R, T_n, T_t, F, e . On peut rajouter, à ces équations propres à chaque tranche, la condition 21 et le critère de COULOMB :

$$|T_t| \leq C' + T_n \tan(\varphi).$$

Il est évident que le problème ainsi posé ne peut être résolu sans l'introduction d'une hypothèse supplémentaire, qui amènera un nombre suffisant d'équations complémentaires. C'est le choix de cette hypothèse qui différencie toutes les variantes des méthodes de calcul à la rupture dite *des tranches*.

On peut citer entre autres :

- hypothèse portant sur les efforts inter-tranches E et R :
 - FELLENIUS : $E = R = 0$
 - BISHOP : $R = cte$
 - MORGUENSTERN et PRICE : $R = l f(x) E$
- hypothèse portant sur la ligne d'action :
 - JANBU : $e(x) = hx$
 - RAUFIN : $e(x) = y(x)$
- hypothèse portant sur la contrainte normale T_n :
 - BELL: la fonction $T_n(x)$ est fonction de 2 paramètres

et de α

En considérant un système divisé en n tranches (figure 10), les inconnues scalaires sont au nombre de :

T_n, T_p	$2n$
F	1
e	$2n$
E, R	$4n$

Les équations sont :

- équilibre (Ox, Oy)	$2n$
- moments	n
- continuité e, R, E	$3(n - 1)$
- critère de COULOMB	n
- conditions aux limites sur E, R, n	6

Il y a donc $8n + 1$ inconnues pour $7n + 3$ équations.

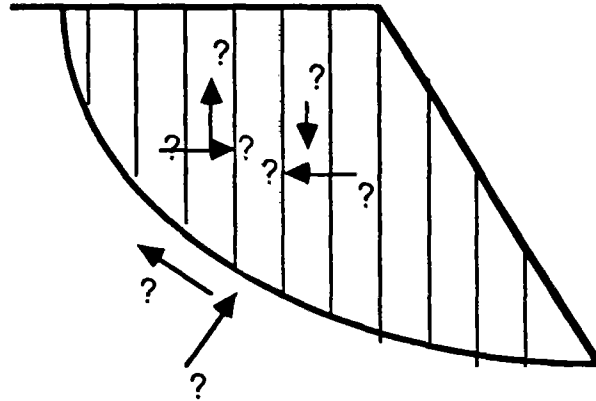


Figure 10 : il y a 8 inconnues par tranche; $E, R, E', R', e, e', T_n, T_t$.

Remarque :

Si l'hypothèse supplémentaire fournit $n - 2$ équations, indépendantes, la méthode sera dite *exacte*, sinon elle sera *inexacte*.

5.2.4.- Les méthodes globales.

5.2.4.1.- Méthode des perturbations.

Cette méthode a été développée par RAULIN et al. (1974). Elle est basée sur l'équilibre global de la zone active. Il y a alors trois forces en jeu : $W, T_n(x), T_t(x)$ et le coefficient de sécurité F , pour quatre équations, trois provenant de l'équilibre, et le critère de MOHR COULOMB. Deux des trois inconnues n'étant pas des scalaires, le problème ainsi posé n'est pas résoluble sans hypothèses supplémentaires.

La méthode consiste à se donner T_n sous la forme d'une fonction :

$$T_n(s) = f(\lambda, \mu, x, y)T_{n0}(s)$$

où λ et μ sont deux paramètres fixes, $T_{n0}(s)$ une fonction connue qui approche $T_n(s)$, et f une fonction bilinéaire en λ et μ .

On peut citer par exemple :

$$T_n(s) = \gamma h \cos^2(\alpha)(\lambda + \mu v)$$

$T_{n0}(s) = \gamma h \cos^2 \alpha(s)$ est la contrainte de FELLENIUS car elle correspond à l'inconnue $T_n(s)$ que l'on trouve par la méthode de FELLENIUS. v est un paramètre géométrique fixé.

FAURE (1985) propose trois valeurs différentes pour $T_{n0}(s)$, ainsi que quatre paramètres v , et examine l'intérêt de chacun.

Le fait que T_n soit perturbé par deux paramètres s'explique aisément. Comme nous l'avons dit, l'écriture de l'équilibre global de la zone active amène à considérer trois inconnues T_n , T_t et F , et quatre équations. Sachant que le critère permet de relier T_n et T_t en tout point, on peut se ramener à un système de deux inconnues $T_n(s)$ et F , pour trois équations, celles de l'équilibre. C'est le souhait de pouvoir résoudre qui incite à remplacer $T_n(s)$ par deux inconnues scalaires λ et μ , car on se trouve alors en présence d'un système linéaire d'ordre trois que l'on sait résoudre.

5.2.4.2.- Méthode de minimisation énergétique.

Le but de cette méthode est d'obtenir une répartition de T_n par l'intermédiaire d'un potentiel.

On suppose l'existence d'un *potentiel surface de rupture*. La répartition des contraintes retenue est celle qui le rend minimum. Il existe plusieurs variantes de cette méthode, qui correspondent chacune à un choix de potentiel différent.

L'équation provenant de l'écriture du potentiel associée aux équations de l'équilibre permettent d'obtenir un système linéaire résoluble.

RAULIN et al.(1974) proposent de choisir comme potentiel, soit :

- le minimum du carré du module de la contrainte :

potentiel en un point:

$$v = (T_n^2 + T_t^2)(ds/dx)^2$$

potentiel de la surface de rupture :

$$V = \int_{x_0}^{x_1} (T_n^2 + T_t^2)(ds/dx)^2 dx$$

- le minimum du carré de la force intertranche (E, T)

$$v = (E^2 + R^2)(ds/dx)^2$$

- le minimum du carré de la différence entre σ_n et la contrainte de FELLENIUS :

$$v = (T_n^2 - T_{no}^2)(ds/dx)^2$$

Ces mêmes auteurs constatent que le choix du potentiel influe peu sur le coefficient de sécurité, mais par contre beaucoup sur les efforts T_n, R, E .

5.2.4.3.- Méthode des éléments finis.

Nous rappelons cette méthode pour mémoire car elle est utilisée seulement pour des projets particuliers, ou en recherche. Une description

complète et détaillée est présentée par ZIENKIEWICZ (1983). Nous retiendrons simplement que :

- son emploi nécessite la connaissance de la loi de comportement du matériau étudié, ce qui est rarement le cas en mécanique des sols.
- sa mise en œuvre nécessite des calculateurs relativement puissants,
- elle permet d'obtenir, lorsque sa validité est démontrée, des résultats bien plus forts qu'aucune autre méthode.

5.3.- LE DIMENSIONNEMENT DES PAROIS CLOUEES.

Après avoir rappelé la théorie du calcul à la rupture et les principales méthodes utilisées en analyse de stabilité des pentes, nous allons maintenant nous intéresser aux principaux modes de dimensionnement utilisés pour évaluer la stabilité d'un mur cloué.

Comme le définit LOUIS (1981), trois stabilités distinctes sont à envisager (voir chapitre I 2.3). Les méthodes présentées ici s'appliquent uniquement à la stabilité interne, objet de ce chapitre.

Plusieurs d'entre elles ont été élaborées pour l'étude de la Terre armée, elles sont rappelées succinctement pour mémoire. La plupart ont été reprises et modifiées de manière à être appliquées au clouage.

La démarche retenue pour la présentation suivante, consiste à décrire impartialement les publications par ordre chronologique afin d'en dégager dans la conclusion, une critique constructive. Seules les grandes idées seront exposées, en passant sous silence les détails de résolution ou de présentation des logiciels.

5.3.1.- Les méthodes de dimensionnement d'ouvrages en Terre armée.

C'est en 1969 au moment de l'invention de la Terre Armée que SCHLOSSER et VIDAL développent la première méthode de dimensionnement d'ouvrages en Terre armée. Le calcul consiste pour un parement vertical, à écrire l'équilibre du coin de COULOMB en faisant les hypothèses propres à ce calcul. La force stabilisatrice est la résultante des efforts dans les armatures. En faisant l'hypothèse d'une variation linéaire (efforts croissants avec la profondeur) les auteurs calculent la répartition des tractions dans chaque armature.

Une autre méthode, basée sur l'équilibre de RANKINE a été développée à la même époque, par les mêmes auteurs.

Six ans plus tard, BACOT (1975) présente une méthode d'homogénéisation, en calculant la cohésion apparente due à la présence des armatures.

Puis, JURAN (1977) fait une analyse locale de chaque armature en étudiant le volume de sol qui l'entoure. Cette méthode sera reprise en 1979 (voir JURAN, SCHLOSSER, 1979) et adaptée ultérieurement au dimensionnement de parois clouées.

Au Colloque international sur le renforcement des sols de PARIS, en 1979, SEGRESTIN présente un article sur *le calcul d'un massif en Terre armée par les coins de rupture*. Le raisonnement suivi est celui introduit par SCHLOSSER et VIDAL (1969). La surface de rupture est une droite inclinée, la zone active a l'allure du coin de COULOMB.

La principale différence entre les deux calculs est l'automatisation qu'apporte SEGRESTIN au niveau de la recherche du plan de rupture. L'auteur précise les limites d'utilisation de son logiciel en le recommandant plus pour un complément de vérification, que pour un réel dimensionnement.

La même année, au cours du même colloque, trois autres publications sont présentées.

La première par SCHLOSSER et SEGRESTIN (1979) dans laquelle est décrite une méthode d'équilibre local, qui a pour but de calculer la traction dans chaque armature. Les tractions sont supposées être maximales au niveau de la surface de rupture que l'on déduit de résultats expérimentaux. Leurs valeurs sont calculées à partir de l'équilibre de la zone de sol qui entoure l'armature. La distribution des contraintes le long de la ligne de rupture se fait en adoptant l'hypothèse de MEYERHOF et en calculant les coefficients d'après des mesures expérimentales.

$$T_{c_{max}} = KT_n \Delta H \quad (\text{figure 11})$$

K est un coefficient qui varie de K_0 au sommet de l'ouvrage à $K = K_a$ à une profondeur de $6 m$.

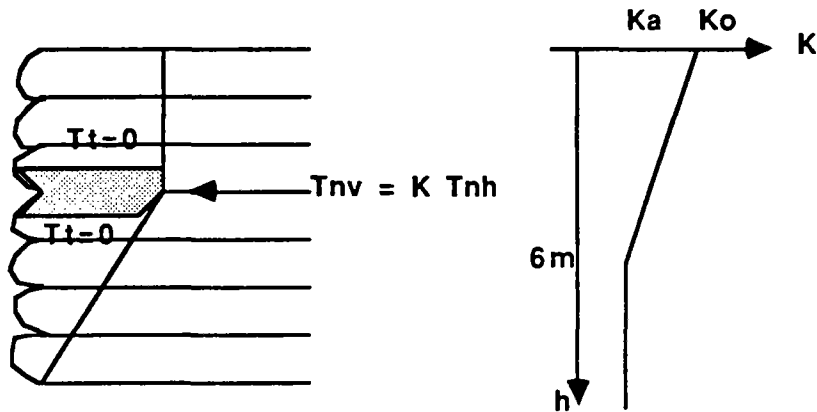


Figure 11 : T_{nv} (contrainte normale s'appliquant sur une facette verticale) et T_{nh} (contrainte normale s'appliquant au même point sur la facette horizontale).

La deuxième publication co-signée par PHAN, SEGRESTIN, SCHLOSSER et LONG (1979), a pour objet l'étude de la stabilité interne et externe des ouvrages en Terre armée par deux méthodes de cercles de rupture.

a) Méthode des tranches.- C'est une extension de la méthode des tranches de BISHOP. La ligne de rupture est circulaire. Il n'y a qu'une armature par tranche. Le but est évidemment, comme pour la méthode classique de BISHOP, d'évaluer un coefficient de sécurité pour l'ouvrage.

Pour cela on écrit, par l'intermédiaire des tranches, l'équilibre de la zone active (figure 12). L'effort pris en compte pour les armatures a pour valeur la résistance minimale à la traction de l'armature, soit par cassure, soit par défaut d'adhérence. Cet effort mobilisable est affecté du coefficient de sécurité du sol, c'est-à-dire de l'inconnu. La valeur de F est obtenue implicitement, la résolution est numérique. Cette méthode peut être considérée comme l'épure du logiciel TALREN dont le principe est identique.

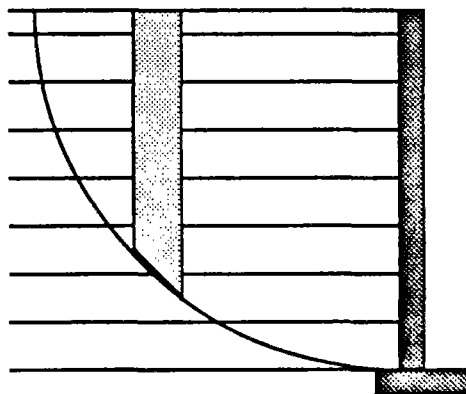


Figure 12 : Une tranche ne contient qu'une seule armature.

b) Méthode globale.- Comme précédemment, le but est l'évaluation de la stabilité de la zone active par le biais de la recherche d'un coefficient de sécurité. Les efforts considérés dans les armatures sont identiques à ceux de la méthode précédente.

L'écriture de l'équilibre global de la zone active ne comporte plus pour inconnue pour une géométrie donnée, que la répartition: $s = \int T_n ds$ des contraintes le long de la surface de rupture.

Cette répartition est évaluée par une méthode proposée par BIAREZ (1965), (figure 13).

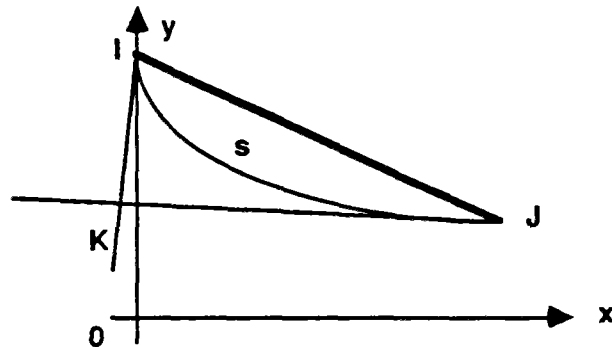


Figure 13 : Un encadrement de s peut être obtenu, en considérant les segments (I,J),(I,K),(K,J).

Dans les deux méthodes décrites, le coefficient de sécurité retenu est le minimum obtenu après itération sur différentes géométries de la zone active.

Enfin, JURAN et SCHLOSSER (1979) présente une étude des tractions maximales dans les armatures qui aboutit à une nouvelle méthode de dimensionnement.

Partant de la constatation suivante: le comportement d'un mur en Terre armée est fondamentalement différent de celui des soutènements classiques, les auteurs présentent une approche nouvelle.

Son principe consiste à étudier l'équilibre de la zone active, zone limitée par le parement et par le lieu des tractions maximales dans les armatures. Le long de cette ligne de rupture, la résistance du sol est totalement mobilisée.

En admettant que le sol est un matériau élastoplastique, la théorie de la plasticité permet de définir cette ligne comme une spirale logarithmique. Si l'on admet que le cisaillement le long de cette ligne se fait à volume constant, la ligne est alors un cercle. L'écriture de l'équilibre fait intervenir trois types de forces :

- le poids du sol,
- les tractions dans les armatures,
- la réaction du sol le long de la ligne de rupture.

Pour une géométrie donnée:

- la réaction du sol est donnée en tout point de la ligne de rupture par l'équation de KOTTER (ABSI, 1984)

- la traction dans chaque armature se déduit de l'équilibre de la zone de sol entourant cette armature (zone hachurée sur la figure 14).

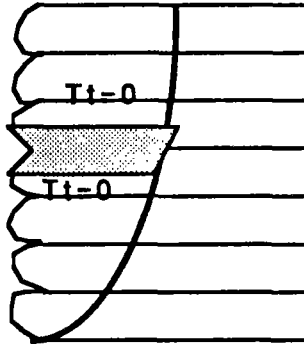


Figure 14 : L'équilibre de chaque tranche horizontale permet de calculer la traction dans les armatures.

En faisant l'hypothèse d'un cisaillement nul sur les faces inférieures et supérieures de ce volume ($T_t = 0$), la projection des forces sur l'horizontale permet d'obtenir la traction dans l'armature :

$$T_{c_{max}} = \gamma h e \Delta h g(\alpha_0, \alpha_f, \varphi) R_0 / h$$

où e est l'espacement horizontal entre deux armatures voisines R_0 le rayon au point considéré, h la hauteur du mVr, Δh l'espacement vertical, et $g(\alpha_0, \alpha_f, \varphi)$ une fonction de paramètres connus.

5.3.2.- Les méthodes de dimensionnement des parois clouées.

La nouveauté de la technique du clouage des sols fait que les méthodes de dimensionnement sont relativement peu nombreuses. Certaines sont inspirées des analyses de stabilité de massifs en Terre armée, d'autres introduisent des idées nouvelles, mieux adaptées à la technique du clouage. Dans tous les cas, elles sont basées sur le principe du calcul à la rupture.

5.3.2.1.- Le logiciel TALREN.

Le but de ce programme est d'évaluer le coefficient de sécurité d'un massif renforcé, en prenant en compte les efforts mobilisables dans les clous.

Ce logiciel développé par la société TERRASOL, en 1982, s'applique aux ouvrages en terres renforcées par inclusions. En voici le principe tel que le décrivent BLONDEAU et al. (1984).

La méthode proposée est basée sur la théorie du calcul à la rupture et s'appuie sur les méthodes classiques d'analyse de stabilité de pentes. L'équilibre de la zone active s'étudie grâce à une méthode de tranches (comme décrit précédemment) et se résout avec les hypothèses de BISHOP ou FELLENIUS. La méthode des perturbations peut également être employée.

Le coefficient de sécurité F inconnu, est le rapport entre la contrainte de cisaillement maximum et la contrainte de cisaillement réelle (défini en 17).

Pour écrire l'équilibre de la zone active, les auteurs rajoutent aux forces mises en jeu dans le sol, les efforts mobilisables dans les clous. Ces efforts, effort normal T_{c_n} , effort de cisaillement T_{c_c} , sont supposés être maximum au niveau de la surface de rupture et sont calculés de la manière suivante:

Le comportement des clous est dépendant du sol environnant, il faut donc tenir compte de:

- La résistance au cisaillement du sol,
- La résistance au cisaillement de l'inclusion,
- L'interaction sol-inclusion dûe au frottement le long de l'inclusion,
- L'interaction sol-inclusion de réaction normale intervenant lors du mouvement relatif sol-inclusion.

Une inclusion et le sol l'entourant seront stables s'il y a compatibilité entre l'équilibre statique et les quatre conditions citées.

La première condition propre au sol seul, se traduit par l'appartenance de σ au domaine défini par $f(\sigma) < 0$, (critère de MOHR-COULOMB) comme décrit dans la théorie du calcul à la rupture.

Par contre, les trois autres relations propres à l'inclusion et à l'interaction sol-inclusion amènent à considérer de nouveaux critères pour l'ensemble sol-inclusion. Les auteurs définissent ces critères dans le repère $(0, T_{c_n}, T_{c_c})$ lié à l'inclusion et d'origine le point d'intersection entre l'axe de l'inclusion et la surface de rupture.

- Critère de résistance de l'inclusion,

C'est le critère de Tresca $(T_{c_n}/R_{c_n})^2 + (T_{c_c}/R_{c_c})^2 < 1$
décrit sur la figure 15.

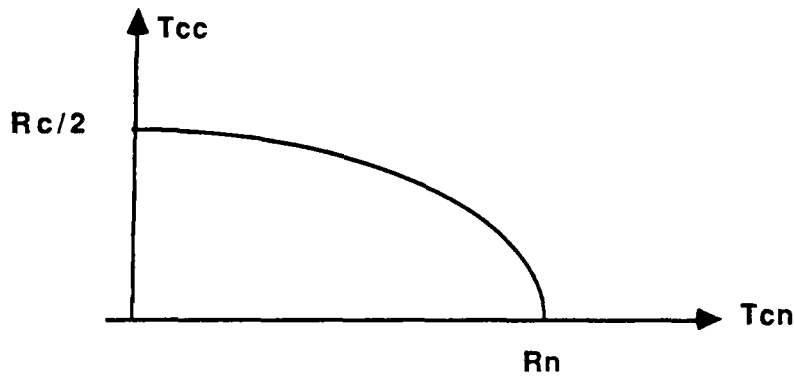


Figure 15 : Le critère de plasticité des inclusions est celui de TRESCA.

- Critère d'interaction de frottement latéral,

Il est défini par la force normale T_{cn} à ne pas dépasser pour que la limite d'adhérence entre le sol et le clou ne soit pas atteinte. T_{cn} est fonction de la contrainte tangentielle $T_{cc \max}$ mobilisable à l'interface sol-clou (figure 16) le long du clou dans la zone résistante. Cette condition se traduit par la relation :

$T_{cn} < T_{cc \max} L_a B$ où B est le périmètre du clou et L_a sa longueur dans la zone résistante (longueur efficace).

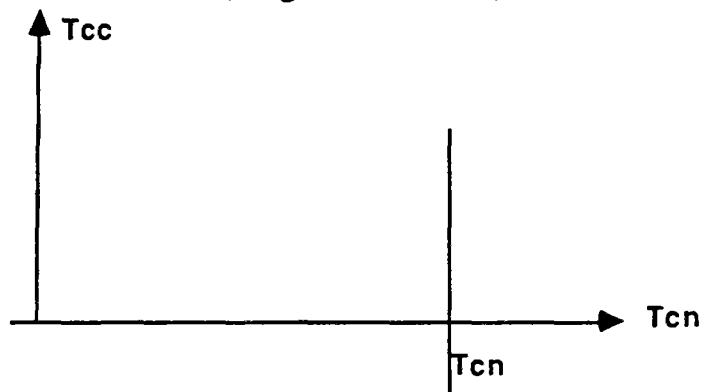


Figure 16 : Critère d'interaction de frottement latéral.

- Critère d'interaction de réaction normale,

On assimile pour cela, l'inclusion à un pieu sollicité latéralement par le sol. La forme de la déformée du clou est alors celle présentée sur la figure 17.

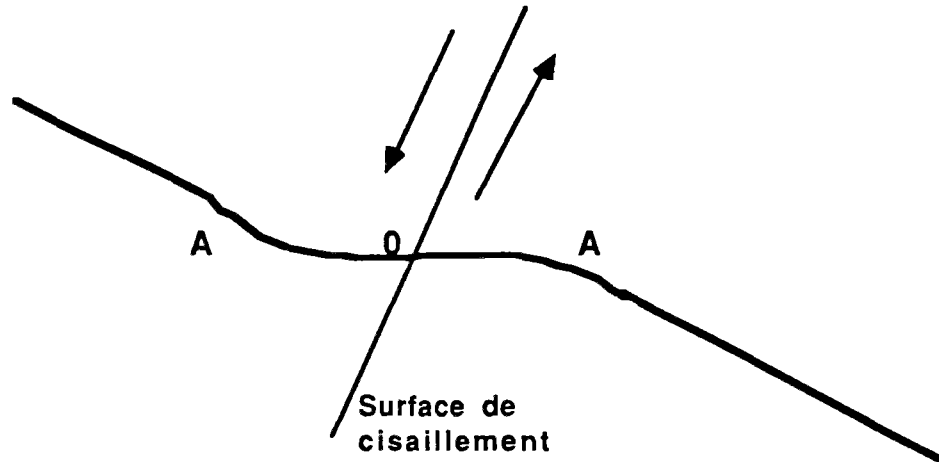


Figure 17 : Aspect de la déformée d'un clou.

Afin d'éviter toute rupture, il convient de distinguer deux cas :

a) La pression limite du sol est obtenue en O avant que la barre ne se plastifie en A . L'effort tangentiel en O est alors limité par (figure 18):

$$T_{cc1} < BL_0/2P_l$$

où P_l est la pression limite du sol et L_0 la longueur de transfert donné par:

$$L_0^4 = 4EI/(k_s B)$$

EI : produit d'inertie de l'inclusion.

k_s : module de réaction du sol.

B : largeur de l'inclusion.

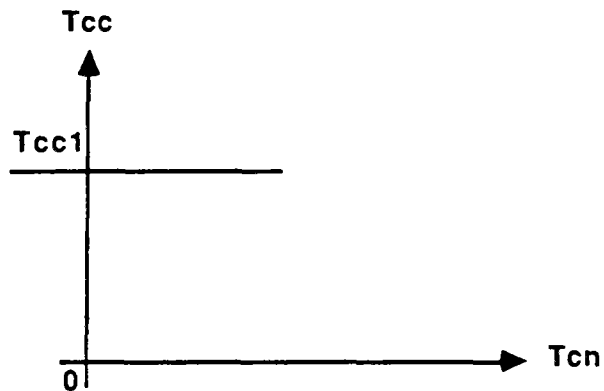


Figure 18 : L'effort tangentiel dans la barre, est limité par la pression limite du sol.

b) Le moment dans l'inclusion en A est maximal avant que le sol ne se plastifie en O .

Les auteurs montrent que l'effort tangentiel maximum mobilisable en O est donné par :

$$T_{cc2} = 0,239 BL_0 P_l + 1,62 \mathcal{M}_{max}/L_0$$

où \mathcal{M}_{max} est le moment de plastification de l'inclusion. Cette relation peut s'écrire aussi en fonction de T_{c_n} , ce qui donne le critère présenté figure 19.

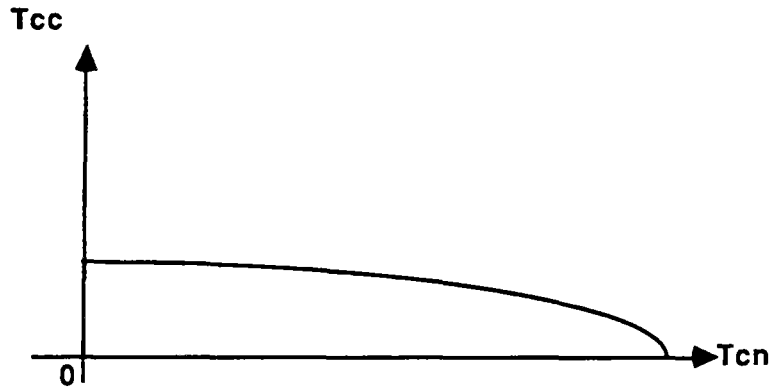


Figure 19 : Les efforts (T_n, T_t) sont limités par la plastification de la barre en A.

Ainsi, pour qu'une inclusion soit stable, il faut que les efforts qu'elle reprend T_{c_n}, T_{c_c} soient intérieurs aux critères précédemment définis, ce qu'illustre la figure 20.

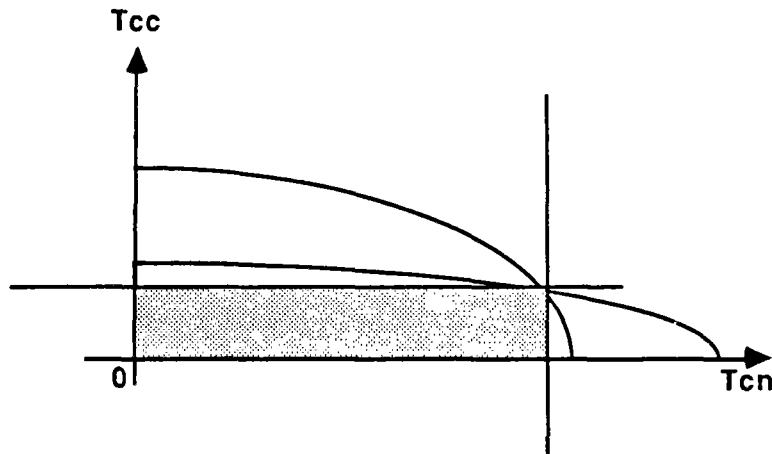
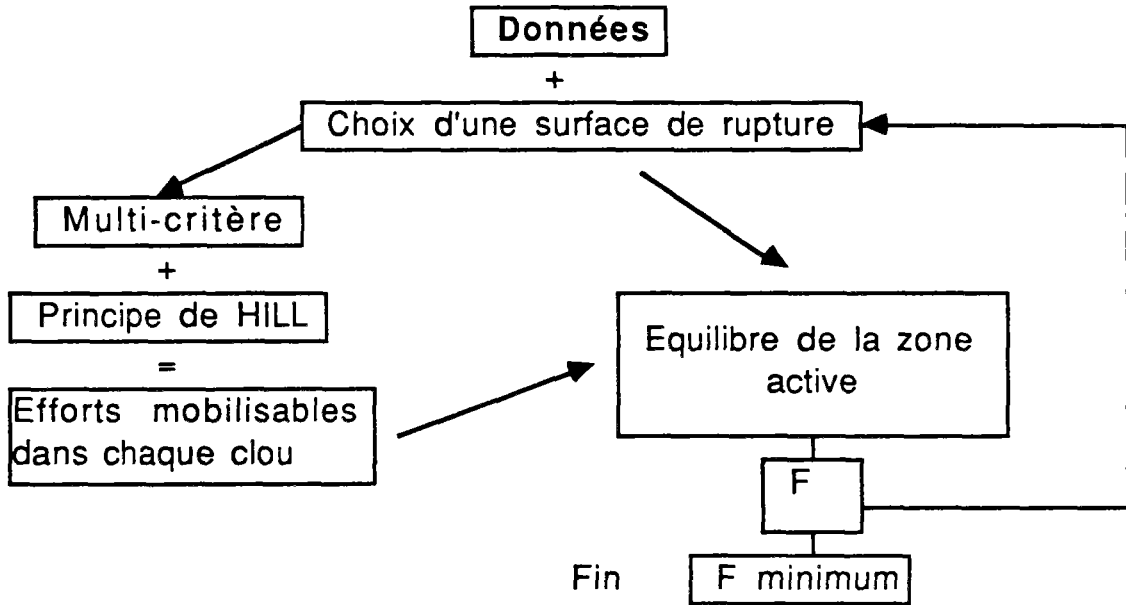


Figure 20 : L'ensemble des critères précédemment définis, constitue le critère à l'intérieur duquel doivent être inclus les efforts T_{cc} et T_{cn} .

Une fois définie l'enveloppe des efforts T_{c_n} , et T_{c_c} mobilisables, il reste à savoir quel effort particulier choisir. Pour cela, les auteurs représentent sur les mêmes axes T_{c_n}, T_{c_c} , le déplacement δ de la surface de rupture par rapport au clou.

Puis, ils appliquent le principe du travail maximal qui se traduit par :
à la rupture, le produit δTc est maximum dans l'ensemble obtenu pour tous les efforts T^* licites (T pour composantes T_{c_n}, T_{c_c}).

Le schéma de principe du logiciel TALREN est le suivant :



L'effort T_c mobilisable dans chaque clou est défini comme l'illustre la figure 21.

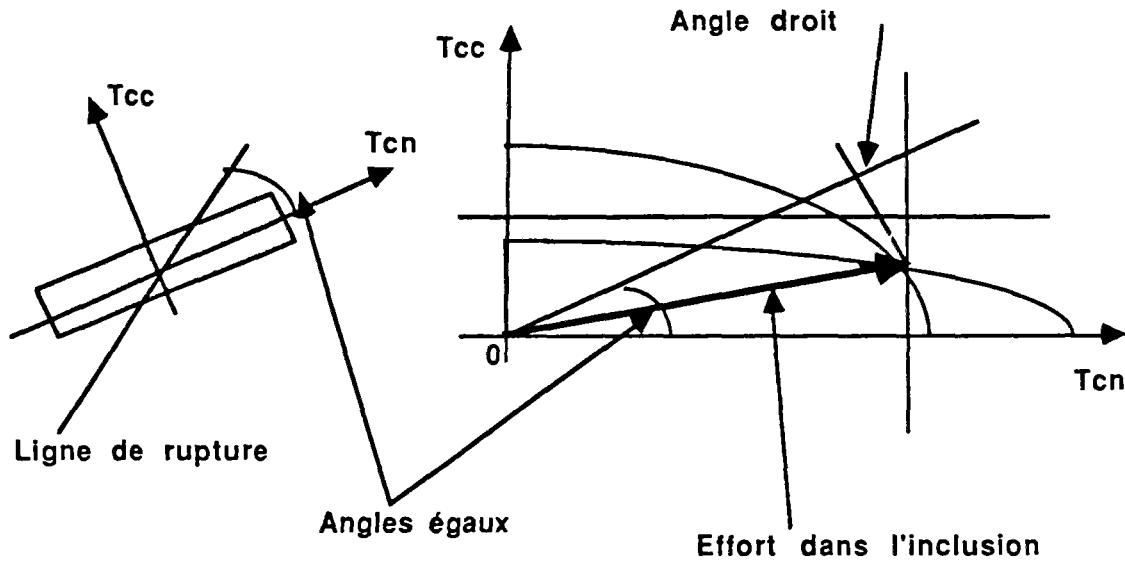


Figure 21 : Pour trouver l'effort que reprend chaque clou à la rupture, on applique le principe du travail maximal.

Outre diverses possibilités relatives aux caractéristiques géométriques et mécaniques du sol, le logiciel TALREN permet à l'utilisateur de définir une sécurité sur plusieurs projecteurs des inclusions.

Ainsi, l'utilisateur peut fixer des coefficients de sécurité sur :

- La résistance de l'inclusion: 1,3 ou 1,5
- L'interaction de réaction normale: 2

La sécurité fixée par le logiciel pour l'interaction de frottement est l'inconnu F , coefficient de sécurité sur la résistance du sol.

Comme en analyse de stabilité des pentes, un calcul est mené pour chaque surface de rupture d'une même famille (cercle), c'est le coefficient de sécurité F minimum obtenu lors de ce balayage qui est considéré pour l'ouvrage.

5.3.2.2.- Logiciel NIXES-CLOU.

En 1983, RAJOT reprend l'analyse développée dans TALREN pour l'implanter dans un logiciel d'analyse de stabilité de pentes. La méthode des perturbations est utilisée pour trouver le lobe des contraintes le long de la surface de rupture. Ce code de calcul ne diffère du programme TALREN que par sa mise en œuvre numérique, c'est pourquoi nous ne le présentons pas plus en détail.

5.3.2.3.- Logiciel développé par JURAN et BEECH (1984).

L'approche proposée par les auteurs est une extension au cas des parois clouées, des méthodes développées pour le dimensionnement des massifs en Terre armée (JURAN 1977, JURAN et SCHLOSSER 1979). Les particularités propres au clouage sont la prise en compte d'un effort de cisaillement dans les armatures qui traduit la rigidité des inclusions et le choix d'une ligne de rupture circulaire qui d'après les auteurs correspond mieux au cas du clouage que la spirale logarithmique. On retrouve sur la figure 22, les forces agissant sur la zone active, et en particulier, la retransmission des efforts $K(\alpha)F_H$ le long de la ligne de rupture, dus à la partie supérieure du massif.

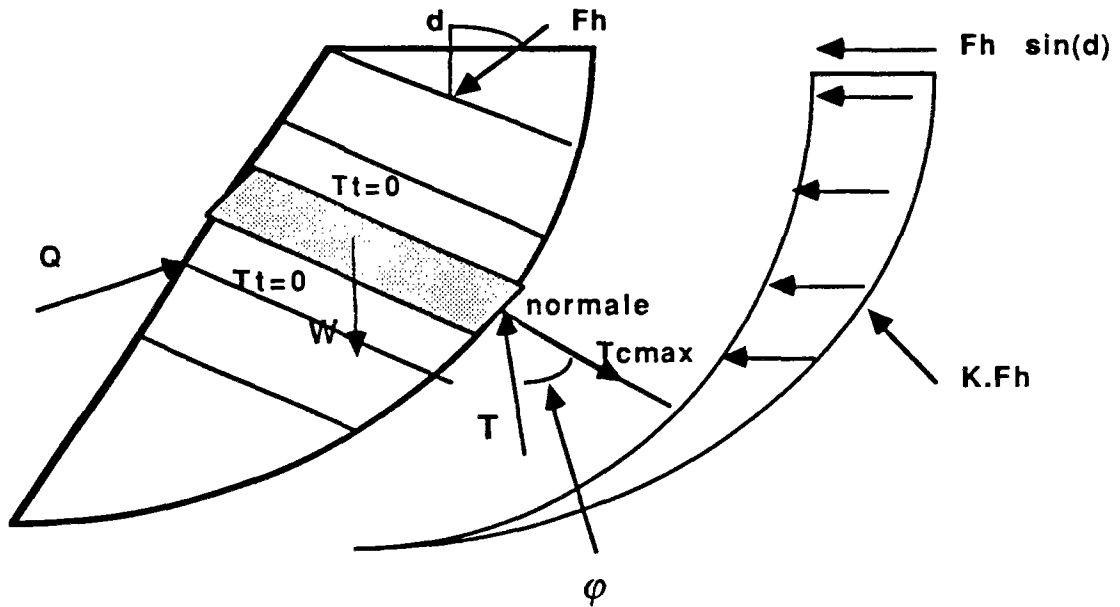
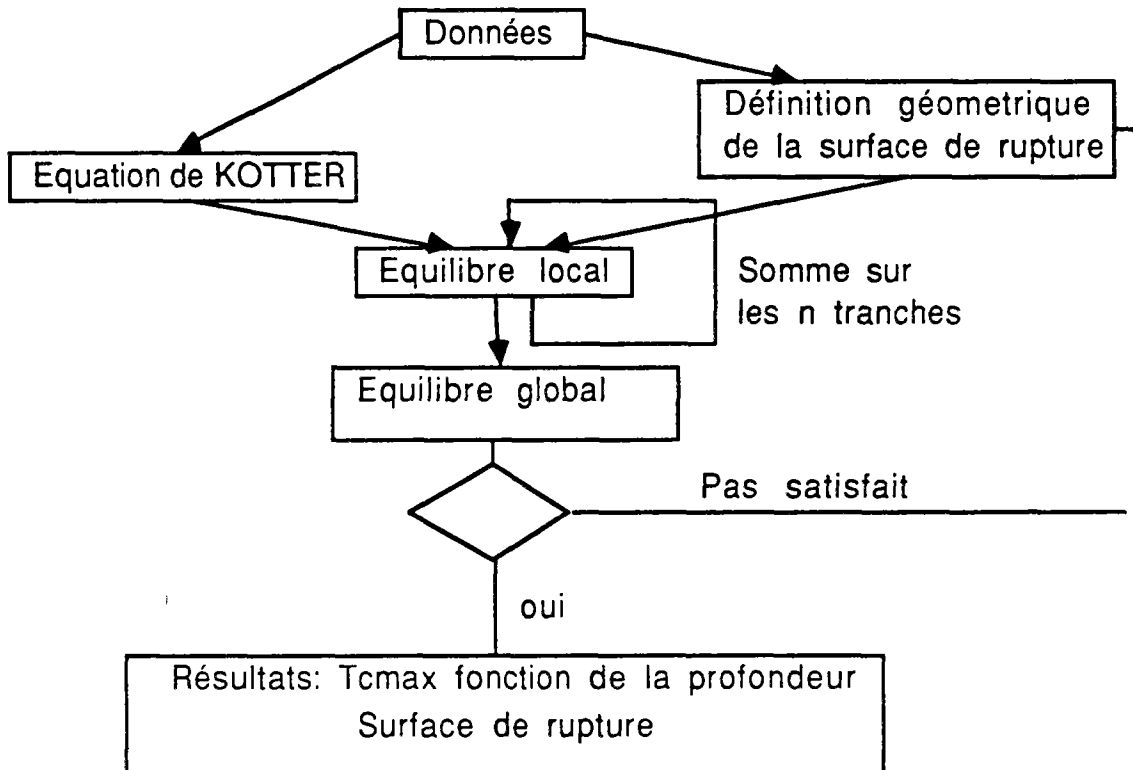


Figure 22 : Schéma de principe et forces prises en compte dans la méthode JURAN.

Le schéma ci-dessous résume l'organigramme de ce logiciel.



5.3.2.4.- *Une méthode rapide de calcul des massifs cloués.*

Au congrès international sur le renforcement des sols de Paris, BANGRATZ et GIGAN (1984), présente un programme d'analyse de stabilité de pentes adapté au calcul de fouilles clouées. Les auteurs définissent leur approche comme une possibilité de prédimensionner les ouvrages.

Le logiciel développé, CLOUAGE, est une version simplifiée du programme TALREN. Le raisonnement suivi est bien sûr celui de calcul à la rupture, la méthode utilisée est celle des tranches avec les hypothèses de BISHOP. La ligne de surface est circulaire. Les clous interviennent dans l'équilibre de la zone active, par l'effort de traction qu'ils sont susceptibles de reprendre (effort mobilisable).

Le résultat du calcul est, pour une ligne de rupture donnée, le coefficient de sécurité "*F*" défini comme le rapport entre l'effort tangentiel mobilisable et l'effort tangentiel mobilisé le long de la ligne de rupture.

Ce logiciel représente, comme le notent ses auteurs, l'adaptation la plus simple d'une analyse de stabilité de pentes à celle d'une paroi clouée.

5.3.2.5.- *Le programme PROSPER.*

Ce logiciel a été développé au L.C.P.C en 1985 et a fait l'objet d'une première publication en 1986 par DELMAS et al. Son originalité tient au fait que pour la première fois sont associées les notions de calcul à la rupture et de déplacement et ce, sans aucune hypothèse sur la loi de comportement du sol.

Le raisonnement est le suivant :

1) En choisissant un champ de déplacement le long de la surface de rupture, on fixe le déplacement δ_i de tous les clous au niveau de cette surface (figure 23).

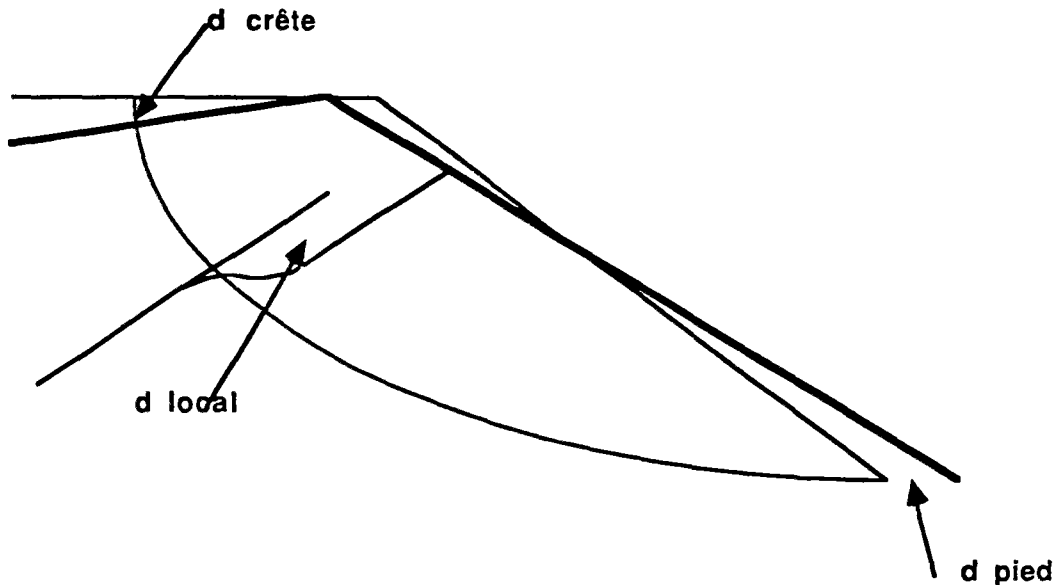


Figure 23 : Un déplacement est défini pour chaque point de la ligne de rupture.

2) Partant de la déformation de chaque clou, on calcule les efforts qu'ils reprennent.

3) On écrit enfin l'équilibre de la zone active sous l'action de la réaction du sol et des efforts dans les clous, calculés en (2).

Reprenons une à une ces trois étapes :

1) L'évaluation des déformations dans les clous résulte de la définition d'un champ de déplacements du sol qui doit être compatible avec la forme de la surface le long de laquelle sera réalisé le calcul de stabilité. Le choix de cette définition est guidé, soit par des considérations rhéologiques liées au sol, soit par des contraintes de chantier, par exemple proximité d'un immeuble qui n'autorise pas une déformation supérieure à une certaine valeur. Le champ de déplacement le plus simple est celui qui consiste à prendre un même déplacement pour tous les clous.

2) L'action sur le clou du déplacement local du sol est décomposée :

- en une flexion engendrée par la composante du déplacement perpendiculaire à la direction du clou.

- en une traction due à l'élongation du clou sous l'effet de la flexion et de la composante parallèle au clou du déplacement local.

Nous ne rentrons pas ici dans le détail des calculs; signalons néanmoins que la flexion est analysée par le logiciel PILATE (BAGUELIN, FRANK, GUENOT (1976) et que le calcul de l'effort de traction est réalisé au moyen de la méthode développée par FRANK et ZHAO (1982). Pour cela il faut connaître :

- la loi de comportement en traction du clou, elle est supposée élastique linéaire.

- la relation entre le frottement latéral unitaire et le déplacement relatif sol-pieu (supposé élastoplastique). Le résultat de ces calculs est, pour un clou donné, le torseur des efforts repris par ce clou au niveau de la surface de rupture.

3) L'écriture de l'équilibre de la zone active, une fois celle-ci géométriquement définie, se fait en appliquant la méthode des perturbations. De l'écriture des trois équations d'équilibre, on tire la valeur d'un coefficient de sécurité " F " appliqué au sol. Il faut remarquer que si l'on ne calcule qu'un seul coefficient de sécurité, les clous et l'interaction sol-clou font intervenir d'autres coefficients que l'on se fixe par avance (Tableau 1).

SOL Caractéristiques mécaniques Déplacements	Estimation par calcul inverse sur une ligne de glissement déclarée 1,2 suivant sensibilité de l'ouvrage	Estimation par essai de labo. ou autre 1,5
CLOU	Règlements en vigueur	
INTERACTION Flexion Traction Parement	Pression de contact $p < pf$ (coef. 2 sur pl) Règlement Terre armée Règlement en vigueur	

Tableau 1 : Coefficients de sécurité d'un massif cloué utilisé dans le logiciel.

Les caractéristiques générales de PROSPER sont les suivantes :

- Le calcul peut être mené soit suivant des surfaces de rupture circulaires (20 cercles maximum) soit suivant des surfaces non circulaires (20 courbes maximum).

Les conditions hydrauliques peuvent être définies.

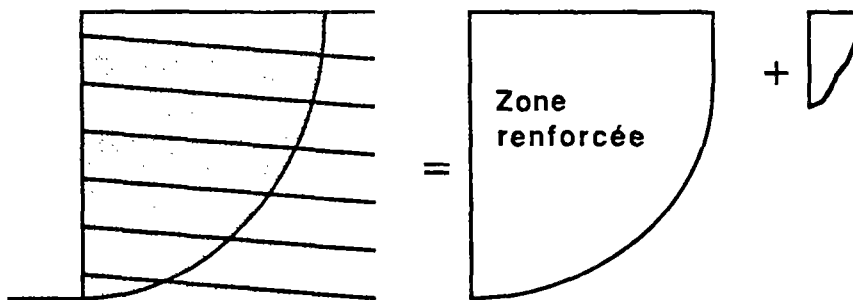
- Le massif est supposé être renforcé par un seul type de clou. Par contre, les caractéristiques de frottement peuvent varier suivant les couches de sol rencontrées.

5.3.2.5.- Exemple de logiciel développé aux U.S.A.

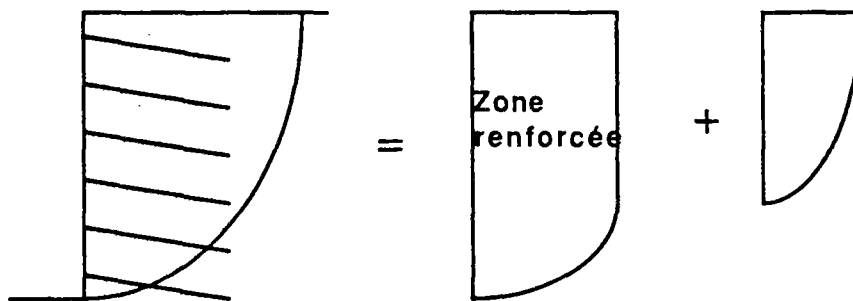
Nous présentons ici le logiciel développé par Shen et Al (1981). Basé sur la théorie de calcul à la rupture, ce programme est en beaucoup de points comparables aux logiciels précédemment détaillés.

Les points remarquables en sont :

- la ligne de rupture est une parabole passant par le pied.
- la zone active est divisée en deux parties. Cette division dépend de la longueur des clous. On distingue deux cas : (figure 24).



a) Toute la zone active est comprise dans la partie renforcée



b) Une partie de la zone active n'est pas renforcée

Figure 24 : Deux divisions possibles de la zone active, suivant les cas.

Les équations qui permettent d'obtenir le coefficient de sécurité, inconnu F , proviennent toujours de l'écriture de l'ensemble de la zone active.

De même que dans le logiciel TALREN (par exemple), les efforts mobilisables dans les clous sont introduits dans les équations d'équilibre. Mais SHEN calcule cet effort mobilisable en considérant la contrainte au niveau du clou due au poids du sol. L'effort de frottement par unité de longueur de clou est donc estimé à :

$$\tau(x) = \gamma z(x) \tan(\varphi') \pi D$$

avec : x abscisse le long du clou

$z(x)$ hauteur de sol sur le clou à l'abscisse x

φ' angle de frottement sol clou
 D diamètre du clou

Si les deux premiers points n'ont qu'une importance très secondaire, le troisième est essentiel. Ce mode d'évaluation des efforts dans les clous sera repris dans la conclusion du chapitre.

5.3.2.6.- Hypothèse sur la répartition des efforts.

JEWELL (1982) présente une approche originale du dimensionnement des parois renforcées (clouage ou terre armée). Il pense en effet, que la répartition des efforts horizontaux au niveau de la surface de rupture, nécessaires pour assurer la stabilité, est une distribution triangulaire (figure 25).

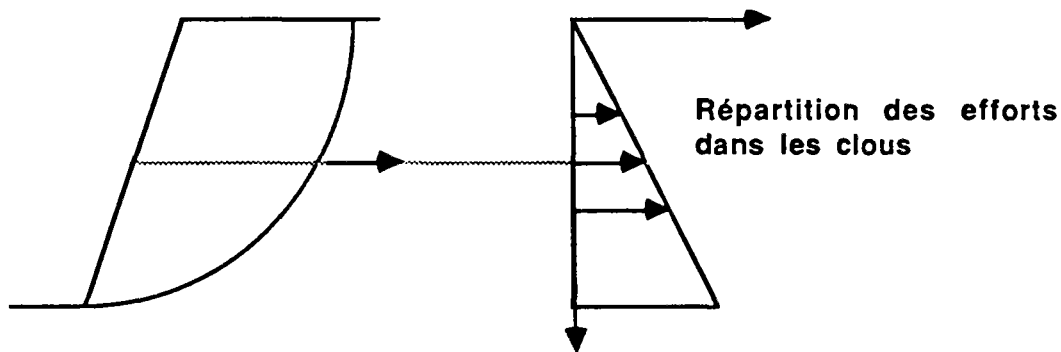


Figure 25 : Répartition des efforts dans les clous, nécessaires à la stabilité (JEWELL, 1982).

Pour que les inclusions soient toutes soumises aux mêmes efforts, il faut alors les espacer d'une distance inversement proportionnelle à leur profondeur, ce qu'il suppose dans son approche basée sur la théorie de la rupture. L'inconnu en est le coefficient de sécurité qu'il obtient après itération sur plusieurs surfaces de rupture.

Autre point intéressant de cette publication de JEWELL: il fait une distinction nette entre l'effort mobilisable et l'effort mobilisé, c'est-à-dire entre l'effort que peut reprendre un clou et l'effort nécessaire au niveau du clou pour assurer la stabilité. Il remarque ensuite que l'effort mobilisable le long d'un clou est fonction de deux choses (figure 26) :

- la résistance à la traction du clou,
- l'effort de frottement mobilisable à l'interface du clou.

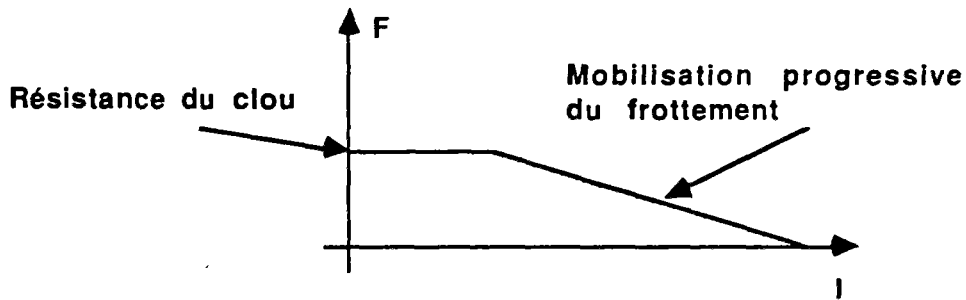


Figure 26 : L'effort mobilisable dans un clou est fonction du frottement, et de la résistance maximale du clou.

Enfin, JEWELL distingue deux surfaces (ou lignes en bidimensionnel) :

- (1) la ligne délimitant la région auto-stable. Aucun effort n'est à reprendre par les clous au delà de cette ligne pour assurer la stabilité.
- (2) la ligne critique qui délimite la zone nécessitant des efforts maximums pour être stable.

Partant de ses hypothèses, JEWELL pense que le clouage idéal est du type de celui représenté sur la figure 27. Or, dans la plupart des cas, la disposition des clous est plutôt celle dessinée sur la figure 28.

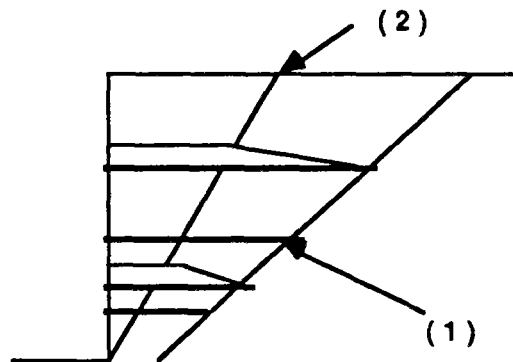


Figure 27 : Schéma idéal de clouage d'après JEWELL.

Les clous de la partie supérieure du talus ont donc une longueur insuffisante comparée au schéma idéal (figure 27). Ce manque de longueur se traduit par un manque de frottement qui est à l'origine, d'après JEWELL, de la forme arrondie de la ligne des tractions maximales dans les clous.

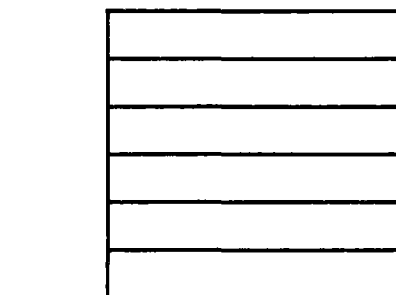


Figure 28 : Cas type de paroi clouée.

5.3.2.7.- Approche statistique.

En 1984, GASSLER et al. ont présenté un article consacré en partie, à une approche statistique du dimensionnement des parois clouées.

Les auteurs écrivent les équations d'équilibre de la zone active qui fait intervenir les forces :

W : poids de la zone active,

Q : la surcharge,

Ea : la réaction du sol,

Z : la résultante des forces axiales dans les clous.

Après avoir représenté ces efforts par des grandeurs sans dimension, les auteurs font des hypothèses définissant leurs distributions statistiques. Puis, ils étudient l'influence de chacune d'elle sur les distributions du coefficient de sécurité, ce qui les amène à définir des coefficients de sécurité *partiels* sur chaque variable.

Ainsi, en prenant, lors du dimensionnement, un coefficient de sécurité de 1,1 sur le sol et la surcharge, de 1,3 sur les efforts dans les clous, GASSLER et al. estiment que la probabilité de rupture du système considéré est d'environ 10^{-6} .

Cette approche statistique est unique. Notons cependant que CARMASOL et SALENCON (1985) ont présenté un article intitulé *Une approche probabiliste du dimensionnement des structures par le calcul à la rupture*. L'association calcul à la rupture-probabilité semble prometteuse.

5.4.- COMPARAISON TERRE ARMÉE-CLOUAGE: LE DIMENSIONNEMENT.

Nous avons mis en évidence dans le sous-chapitre précédent qu'il existe plusieurs analogies entre les méthodes mises en œuvre pour dimensionner des ouvrages en Terre armée et celles utilisées pour le clouage.

5.4.1.- Analogies.

Tout d'abord une évidence, ces deux types de dimensionnement sont des adaptations de l'analyse de stabilité de pentes et sont basés sur la théorie du calcul à la rupture. Le problème est toujours plan et mis à part le logiciel développé par JURAN, l'inconnu est un coefficient de sécurité. Plus précisément, on peut noter que l'apport des armatures dans la stabilité se fait par la prise en compte des efforts qu'elles sont susceptibles de reprendre. Dans les deux cas, la ligne de rupture est confondue avec le lieu supposé des tractions maximales le long des clous.

5.4.2.- Différences.

L'unique différence entre les deux modes de dimensionnement est l'effort dans les armatures pris en compte pour la stabilité. Dans le cas de la Terre armée, l'effort est une traction pure alors qu'en clouage, une armature est supposée reprendre des efforts de traction mais aussi de cisaillement. Les auteurs sont d'ailleurs très partagés sur l'importance relative du cisaillement par rapport à la traction.

Notons pour finir que la plupart des logiciels développés pour le dimensionnement d'ouvrages en Terre armée, ou de parois clouées, sont présentés comme utilisables dans les deux cas, en prenant ou non en compte le cisaillement dans les armatures.

5.5.- CONCLUSION DE L'ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE.

Le calcul à la rupture est l'un des seuls moyens dont disposent les bureaux d'études pour faire des dimensionnements de massifs renforcés par clouage. Tout au long de ce chapitre, nous sommes restés très prudents face à l'utilisation naïve que l'on pourrait faire du coefficient de sécurité. Il faut souligner, bien que cela ait déjà été noté, que l'obtention, suite à un calcul du type calcul à la rupture, d'un coefficient de sécurité supérieur à un ne représente rien en soi. La théorie du calcul à la rupture, ou du moins l'application qui en est faite en mécanique des sols, permet seulement d'affirmer qu'il y a instabilité de l'ouvrage si le coefficient F est inférieur à l'unité (voir V.2.). La valeur d'un logiciel ne peut être jugée que d'après la confrontation de ses résultats de calculs avec les mesures sur le site, ce que l'on appelle communément le *calage*. Mais, il faut noter deux choses :

- si le matériau réel obéit au critère utilisé dans le calcul et a un comportement vérifiant le principe du travail maximum, alors l'ensemble K est l'ensemble des chargements réellement supportables.

- plus l'approche (extérieure ou intérieure) est fine, et se base sur des schémas plausibles, meilleur est le résultat obtenu par le calcul.

Il est donc essentiel, si l'on doit diviser le massif de sol en sous blocs (comme c'est le cas fréquemment), que cette division ne soit pas arbitraire mais, au contraire, fondée sur des résultats expérimentaux. C'est une des qualités essentielles d'un logiciel performant.

Mais, il n'est pas suffisant de disposer d'un logiciel satisfaisant, encore faut-il savoir l'utiliser à bon escient.

En effet, le programme de calcul servant à dimensionner l'ouvrage ne prend généralement pas en compte les différentes étapes de travaux du début à la fin du chantier. Il faut donc choisir la phase de la construction (ou la phase de service) que l'on considère comme la plus critique et qui servira de donnée au logiciel.

Quelle est la phase la plus critique pour une paroi clouée ?

Elle n'est pas unique. Si l'on ne connaît pas l'agencement des clous, on peut dire qu'il existe un instant critique à chaque passe du chantier ; à la passe n , le laps de temps durant lequel l'ouvrage est le plus instable dure de l'excavation à la mise en place des clous. La peau est alors suspendue aux $n-1$ lits de clous mis durant les passes 1 à $n-1$ (figure 29). En possédant des informations sur les clous utilisés (par exemple lors d'une vérification de dimensionnement), on peut comparer les passes successives et en déduire *a priori* les plus instables.

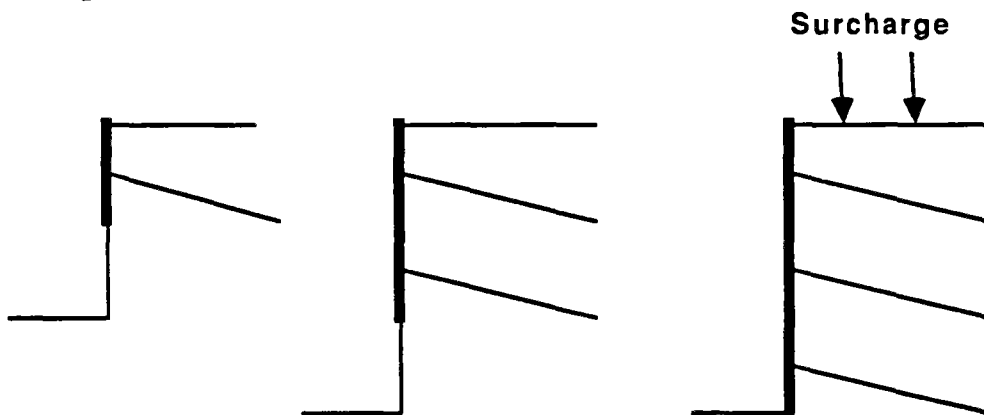


Figure 29 : Si l'on ne connaît pas les clous qui vont être mis en place (prédimensionnement ou dimensionnement), il y a deux instants critiques dans un chantier de trois passes auxquels il faut rajouter le cas éventuel de l'ouvrage en service supportant des surcharges.

Il faut , bien entendu, considérer la phase de service de l'ouvrage si celui ci reprend des surcharges. En toute rigueur et comme cela a été dit au chapitre précédent, l'instant critique de chaque passe est celui de la projection du béton car l'on *agresse* le sol nouvellement taillé ce qui peut le

déstabiliser. Le poids du béton projeté s'ajoute aussi au poids de la peau déjà sèche.

Après avoir noté que la stabilité d'une paroi clouée doit être analysée à chaque passe de la construction, on peut remarquer que pour un ouvrage en terre armée, la phase critique est unique et correspond à la phase de service (sous surcharges éventuelles).

L'utilisation d'un logiciel unique, pour dimensionner des ouvrages en terre armée et des parois clouées, est possible mais elle doit prendre en compte les différences suivantes :

- le logiciel doit être appliqué à la (ou aux) phases critiques propres à l'ouvrage considéré,
- si la peau de confinement est prise en compte, et ce doit être le cas, elle doit l'être de manière différente en clouage et en terre armée. Le parement doit être stabilisateur en Terre armée et moteur en clouage.

Hormis les logiciels développés par JURAN et JEWELL, tous les programmes existants (du moins publiés) et basés sur le principe du calcul à la rupture prennent en compte pour la stabilité de la zone active, les efforts *mobilisables* dans les clous. Ainsi, dans un premier temps et selon une méthode propre à chaque auteur, on calcule l'effort que peut reprendre chaque clou ; ces efforts sont ensuite introduits dans l'équilibre de la zone active d'où l'on déduit la valeur du coefficient de sécurité. Cette caractéristique est d'autant plus curieuse qu'elle n'est pas logique.

Quel est le problème posé au concepteur d'une paroi clouée ?

C'est de construire un ouvrage qui aura une sécurité donnée. Cette sécurité, qui se traduit par un ou des coefficients, est étudié par le maître d'œuvre en fonction des charges qu'aura à subir l'ouvrage. Il faut par conséquent considérer ce coefficient comme une donnée et non pas comme une inconnue. Ce doit être le point de départ (hypothèse) d'un dimensionnement et non pas l'aboutissement (inconnue).

En stabilité de pentes, le problème est différent. Imaginons que le haut d'un talus, où passe par exemple une route, reçoive une surcharge exceptionnelle (convoi, etc.), le bureau d'études chargé des dossiers va alors demander si le convoi peut passer à cet endroit. Il faut, par les méthodes classiques (BISHOP, FELLENIUS, etc), étudier la stabilité du talus en prenant en compte la surcharge. Le résultat est dans ce cas le coefficient de sécurité minimum qui symbolisera la sécurité.

C'est parce que les logiciels de clouage sont des adaptations (plus ou moins sophistiquées) des méthodes de stabilité de pentes que cet illogisme existe, que ce soit pour l'application du clouage à la stabilité des pentes ou pour le soutènement de fouille. Dans les deux cas, on construit un ouvrage

devant avoir une certaine sécurité qui doit être le point de départ du calcul de dimensionnement. Les inconnus doivent être les efforts dans les clous.

Examinons maintenant les inconvénients et les avantages de ce raisonnement :

Supposons que nous soyons en possession de deux logiciels l'un (1) du type de ceux présentés précédemment dont l'inconnu est le coefficient de sécurité F et l'autre (2) basé sur le même principe mais dont les inconnus sont les efforts dans les clous, le coefficient F étant une donnée.

Si le but du concepteur est l'obtention d'un projet obéissant à un certain critère de sécurité (se définissant par F), le logiciel (2) permettra de résoudre le problème directement, alors qu'une démarche par tâtonnement est nécessaire avec le logiciel (1). De plus, le résultat obtenu avec le logiciel (2) est bien plus précieux, puisque l'on connaît alors la répartition des efforts dans les clous ce que l'on est obligé de supposer avec le logiciel (1). Et c'est là, la principale critique que l'on peut faire à ces programmes. En supposant *à priori* une répartition d'efforts dans les clous, certainement différente de la réalité, l'utilisateur du logiciel (1) ne peut pas être certain que le coefficient qu'il déduit de son hypothèse soit réel. Le coefficient obtenu sera d'autant plus proche du coefficient réel que l'hypothèse sur la répartition sera proche de la réalité. La carence du logiciel peut donc être compensée par l'expérience du projeteur si celui-ci est capable d'estimer l'allure de la répartition des efforts dans les clous de l'ouvrage projeté.

Si la grande majorité des logiciels de dimensionnement des parois clouées est du type (1), c'est tout d'abord, comme cela a déjà été signalé, parce que ces programmes sont des adaptations de ceux utilisés en stabilité de pentes, mais aussi, parce qu'ils sont apparemment beaucoup plus aisés à mettre en œuvre qu'un logiciel de type (2). En effet, n'oublions pas que si F est la seule et unique inconnue dans le cas des logiciels (1), il y a, pour les logiciels(2), autant d'inconnus que de nappes de clous (en problème bidimensionnel bien sûr). Le calage du second type de logiciel est donc plus délicat mais si l'on arrive à mettre au point un logiciel donnant des résultats convenablement conformes à l'expérience sur différents cas, alors le logiciel (2) obtenu sera bien plus performant que tout autre logiciel (1). C'est le but d'Amandine, présenté dans le prochain chapitre.

Nous terminerons cette conclusion en affirmant que le frottement sol-inclusion ne peut en aucun cas être approché par un calcul basé sur la contrainte en place :

$$T_o = \gamma z$$

faisant intervenir la hauteur de sol au dessus du clou. La mise en place du clou, que ce soit par battage ou scellement, perturbe trop le terrain en place pour se baser sur ces contraintes. Bien que l'on puisse utiliser certaines formules empiriques pour estimer la variation du frottement avec la

profondeur, la seule et unique donnée sur laquelle il faut se baser, est le résultat d'un essai d'arrachement.

CHAPITRE VI

**ANALYSE DE STABILITE DE PAROI CLOUEE
LOGICIEL AMANDINE**

6.1.- PRESENTATION.

Le logiciel *AMANDINE* est un outil numérique destiné au dimensionnement des parois clouées utilisées pour le soutènement de fouille ou de talus en déblai.

6.1.1.- Principe général.

Le principe est de traduire en équations, à partir de données¹ géométriques et géomécaniques, l'équilibre d'une paroi clouée pour en déduire le renforcement nécessaire à sa stabilité. A la différence de la plupart des logiciels existants, celui-ci permet réellement de faire un dimensionnement et non pas seulement une vérification de stabilité.

La position et l'inclinaison des clous sont des données fournies par le projeteur, le logiciel évalue les efforts mobilisés dans les clous et en déduit leur longueur minimum. Ces efforts sont les inconnues principales du problème considéré.

La démarche suivie est divisée en deux temps : premièrement, calcul à chaque passe des efforts dans chaque clou à l'équilibre, deuxièmement, une fois l'excavation terminée, calcul de la longueur minimale des clous dans chaque niveau.

6.1.2.- Données.

Les données nécessaires à l'utilisation d'*AMANDINE* sont, dans la première phase de calcul :

- les données géotechniques :
 - . densité du sol,
 - . cohésion,
 - . angle de frottement interne.
- les données géométriques :
 - . hauteur de fouille,
 - . hauteur de passe,
 - . inclinaison des armatures,
 - . inclinaison du talus,
 - . inclinaison du parement.

et enfin, l'épaisseur de la peau de confinement, le coefficient de sécurité du sol et la surcharge éventuelle.

¹Les données sont présentées ultérieurement.

Dans un deuxième temps, les données introduites dans le calcul sont :

- l'effort d'arrachement mobilisable par mètre linéaire de clou,
- le coefficient de sécurité sur les clous ou la longueur des clous,
- l'espacement horizontal entre clous.

Les résultats du calcul se divisent en deux parties :

- ceux relatifs au renforcement nécessaire à l'équilibre de chaque passe :

- . divers résultats géométriques,
- . effort dans chaque clou,
- . réaction de la zone résistante,
- . divers efforts.

- ceux relatifs au dimensionnement, une fois les calculs de stabilité de toutes les passes effectués :

- . longueur des clous ou sécurité sur les clous.

6.1.3.- Hypothèses générales.

Le logiciel *AMANDINE* est une application de la théorie du calcul à la rupture, approche par l'extérieur par les contraintes (voir 5.1.4.).

L'ouvrage étudié est bidimensionnel² (H1)

Le critère de plasticité auquel obéit le sol est celui de MOHR COULOMB. (H2)

Le sol est homogène. (H3)

Le massif de sol est divisé en deux zones, active et résistante. La zone active est supposée instable. (H4)

L'effort repris par chaque clou est une traction dans l'axe (H5)

La résistance en cisaillement des clous est supposée négligeable.

La réaction de la zone résistante vérifie en tout point de la ligne de rupture le critère de plasticité. (H6)

Le lieu des tractions maximales dans les clous coïncide avec la ligne de rupture. (H7)

²Tout des calculs portent donc sur une tranche de l'ouvrage repérée par un référentiel plan.

6.2.- METHODE.

6.2.1.- Notations.

Les notations utilisées pour l'élaboration du logiciel sont les suivantes :

a) *géométrie.*(figure 1)

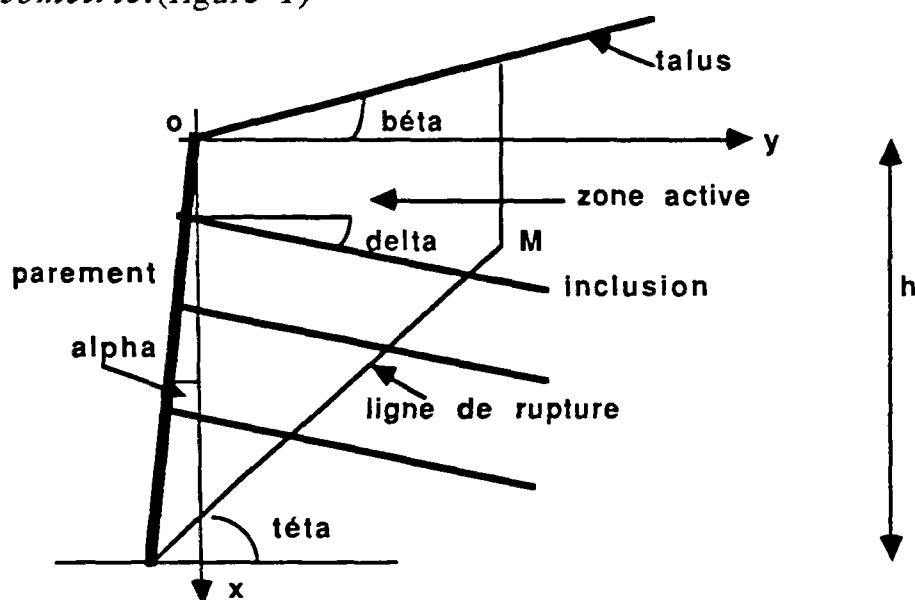


Figure 1 : Schéma général.

(O, x, y)	Référentiel utilisé pour définir le système global,
α	Angle du parement avec la verticale (positif dans le sens inverse trigonométrique),
β	Angle du talus avec l'horizontale (positif dans le sens trigonométrique),
δ	Angle des inclusions avec l'horizontale (positif dans le sens inverse trigonométrique),
θ	Angle de la ligne de rupture avec l'horizontale en partie basse (positif dans le sens trigonométrique),
W	Poids de la zone active,
o	Intersection entre le parement et le talus,
M	Point anguleux de la ligne de rupture de coordonnées X_m, Y_m ,
h	Hauteur de la fouille finie,
$h(J)$	Hauteur de la fouille à la passe J ,
h_p	Hauteur de passe.

b) division en tranches.- Le nombre de tranches est égal à celui des passes. Il y a un clou par passe, sauf pour la dernière qui n'en comporte pas. Lorsqu'il y a $n + 1$ tranches, il y a donc n clous (figure 2).

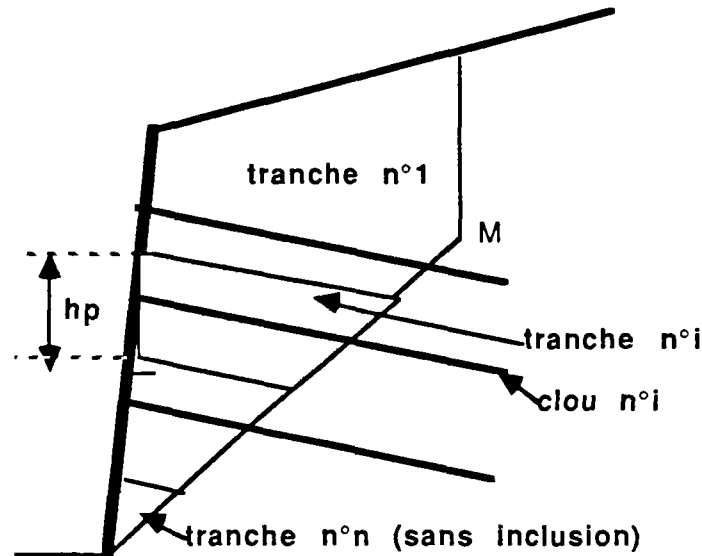


Figure 2 : Division en tranches.

$n+1$	Nombre de passes à l'instant considéré,
n	Nombre de clous à l'instant considéré,
i	Indice muet du numéro des tranches.

c) géotechnique.-

γ	Poids volumique,
φ	Angle de frottement interne,
C	Cohésion,
h_c	Hauteur critique égale à $3,7 C \tan(\pi/4 + \varphi/2)/\gamma$.

d) forces pour la tranche i (voir figure 7).-

$w(i)$	Poids de la tranche i ,
$F(i)$	Tension dans le clou i ,
$F_{\max}(i)$	Effort maximum repris par le clou i pour l'ensemble des passes successives,
F_t	Somme des $F(i)$ à chaque passe,
$E_e(i)$	Effort normal intertranche,
$T_t(i)$	Effort tangentiel intertranche,
$E_p(i)$	Position du point d'application de $E_e(i)$ et $T_t(i)$,
$P(i)$	Réaction de la zone résistante sur la tranche i ,

- $P_1(i)$ Partie de $P(i)$ s'appliquant sur la partie verticale de la ligne de rupture,
 $P_2(i)$ Partie de $P(i)$ s'appliquant sur la partie inclinée de la ligne de rupture.

e) itérations.-

i) SR1 (Figure 3)

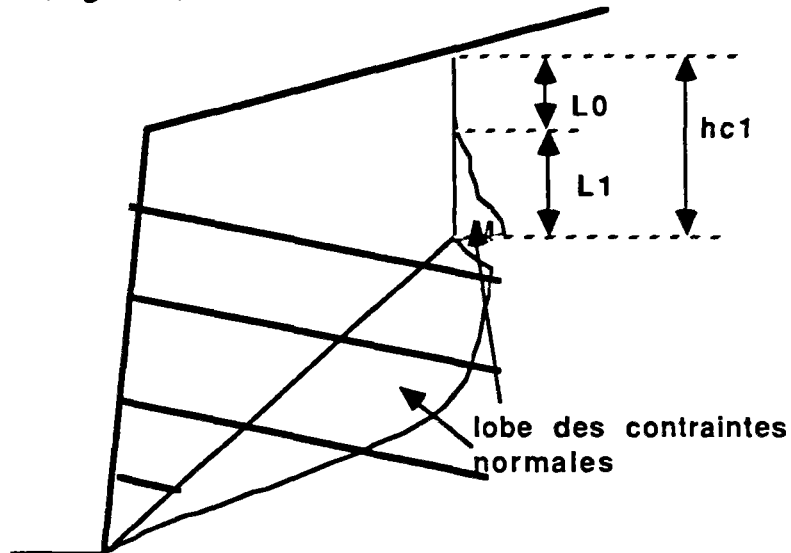


Figure 3 : Définition de L_1 et hc_1 .

- L_0 Longueur du segment vertical de la ligne de rupture sur lequel la réaction est nulle,
 L_1 Longueur du segment vertical de la ligne de rupture sur lequel la réaction n'est pas nulle, variant de 0 à hc_1 ,
 hc_1 Longueur du segment vertical de la ligne de rupture dépendant de la hauteur critique hc .

ii) SR2 (figure 4)

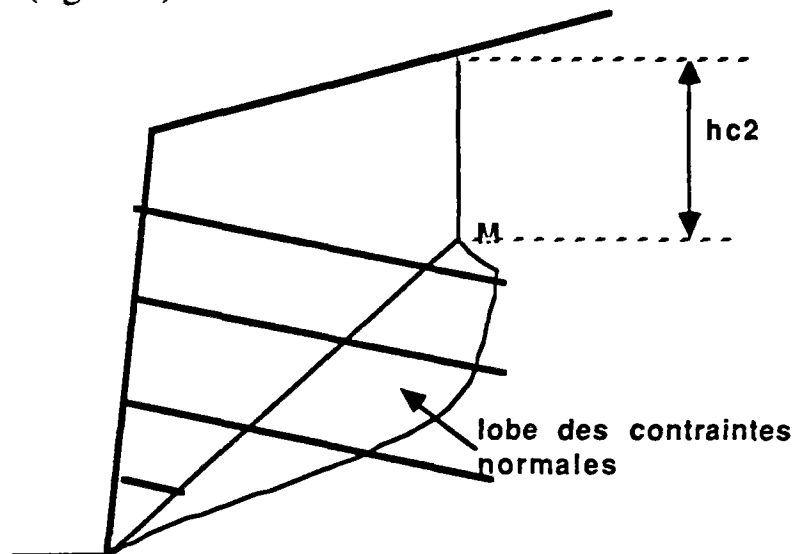


Figure 4 : Définition de h_{c2} .

h_{c2} Longueur du segment vertical de la ligne de rupture variant de 0 à h_{c1} .

6.2.2.- Principe.

La présentation ci-dessous n'est ni un guide de l'utilisateur ni du programmeur mais une synthèse permettant au lecteur de comprendre le raisonnement suivi et la mise en forme informatique. Il ne faut donc pas s'attendre à y trouver l'ensemble des détails et possibilités du logiciel mais seulement les caractéristiques essentielles.

a) La conclusion du chapitre précédent fait mention des phases critiques de la construction d'une paroi clouée, c'est-à-dire, les circonstances pour lesquelles la stabilité est minimum. Il y a une phase critique par passe, au moment de la fin de l'excavation avant que le renforcement ne soit mis en place. Le principe d'AMANDINE est conforme à cette idée : *un calcul de stabilité est réalisé par passe* (figure 5). A la passe n seuls les $n-1$ clous supérieurs sont pris en compte.

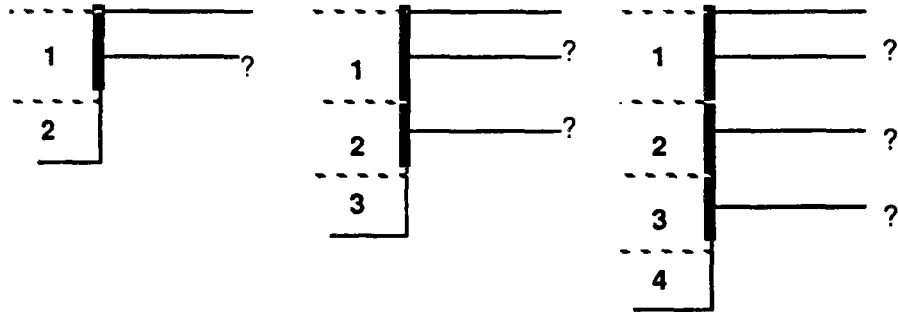


Figure 5 : Différentes stabilités étudiées pour un chantier de quatre passes.

Cette approche permet de connaître l'évolution des efforts dans les clous au fur et à mesure de la construction.

b) A chaque passe, la résolution des équations provenant de l'équilibre de la zone active vérifiant les trois conditions statiques (équilibre des composantes des forces sur l'axe x, sur l'axe y et équilibre des moments) permet de trouver les efforts nécessaires dans chacun des clous pour assurer la stabilité de l'ouvrage. Ce calcul est mené pour tout *un ensemble de lignes de ruptures* distinctes définissant autant de zones actives.

c) Le but recherché étant l'effort mobilisé dans chacun des clous. L'étude de l'équilibre doit être locale. A cet effet, la zone active est divisée en *tranches* de cotés parallèles aux clous (figure 2). Une seule inclinaison de clous est possible dans la version actuelle du programme.

L'équilibre de chaque tranche est écrit, l'ensemble des équations et des inconnus obtenues forment le système à résoudre.

d) Une tranche peut avoir les formes suivantes (figure 6) :

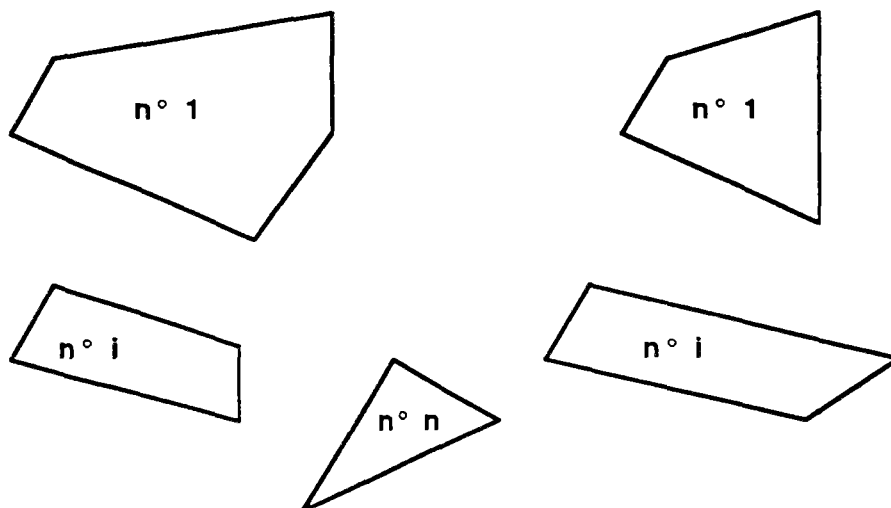


Figure 6 : Différentes formes possibles pour une tranche.

L'équilibre de chaque tranche (i) fait intervenir (figure 7) :

- son poids $w(i)$ incluant le poids du parement,
- la traction dans le clou $F(i)$
- la réaction de la zone active $P(i)$
- l'effort normal intertranche $E_e(i-1)$
- l'effort tangentiel intertranche $T_t(i-1)$
- l'effort normal intertranche $E_e(i)$
- l'effort tangentiel intertranche $T_t(i)$
- le point d'application de $E_e(i)$ à la distance $E_p(i)$ du sommet inférieur droit de la tranche i .

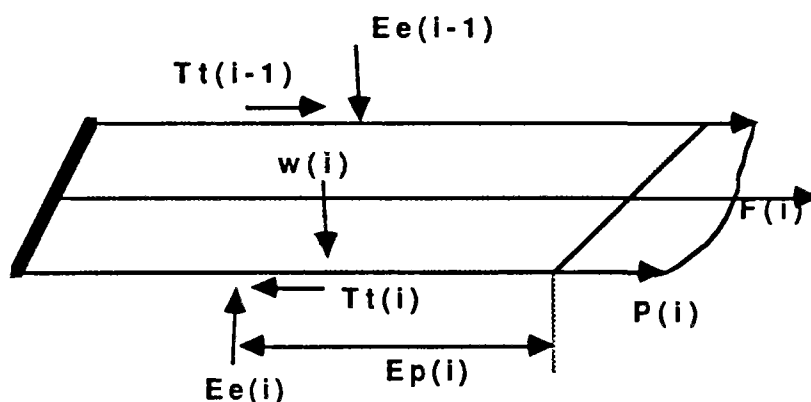


Figure 7 : Equilibre d'une tranche i

Le point d'application de la force $F(i)$ est connue puisque le clou est centré dans la tranche.

Pour la tranche 1, $E_e(0)$ et $T_t(0)$ sont nuls, pour la tranche n , $F(n)$ est nul ainsi que $E_e(n)$ et $T_t(n)$.

e) En se basant sur n tranches, soit $n-1$ clous, le bilan des équations et des inconnues est :

inconnues	nombre
$F(i)$	$n - 1$
$E_e(i)$	$n - 1$
$T_t(i)$	$n - 1$
$E_p(i)$	$n - 1$
réaction ³	$2 n$
TOTAL	$6n - 4$

³La réaction de la zone résistance sur chaque tranche se ramène à trois inconnues qui caractérisent le vecteur résultant et son point d'application. Le critère étant atteint sur la ligne de rupture, il ne reste en fait que deux inconnues par tranche.

relations		nombre
<i>équilibre</i>		$3n$
	TOTAL	$3n$

Il manque donc $3n - 4$ équations pour que le système d'équations linéaires représentant l'équilibre global de la zone active puisse être résolu.

f) Le calcul de stabilité considéré pour *chaque passe* et pour *chacune des lignes de rupture choisie* ne peut donc être mené à son terme qu'en complétant le système obtenu par $3n-4$ équations supplémentaires.

Une première hypothèse consiste à utiliser *la méthode des perturbations* pour calculer la réaction de la zone résistante. On remplace ainsi $2n$ inconnues par deux paramètres scalaires inconnus λ et μ . Il ne manque plus alors que $n-2$ équations. Il est important de noter que si n est égal à deux, c'est-à-dire à la deuxième passe qui fait l'objet du premier calcul, le système est résoluble.

Pour les calculs suivants, des *hypothèses complémentaires* sur les efforts intertranches sont nécessaires, pour se ramener à un système carré. Ces hypothèses sont détaillées ultérieurement.

g) Comme cela a été précisé en b), à chaque passe tout un ensemble de calculs sont menés chacun correspondant à une ligne de rupture différente. Deux variantes du calcul sont possibles, elles correspondent à deux ensembles de formes possibles de ligne de rupture (ou surface de rupture) :

i - Surface de rupture 1 (SR1).

On suppose dans ce cas que la réaction de la zone résistante s'étend du pied du talus à un point situé à une distance L_1 du point M . Dans cette variante, le point M est fixe (voir figure 3).

Le reste de la partie verticale (Lo) de la ligne de rupture représente une fissure ouverte de traction.

Pour chaque passe, l'ensemble des calculs liés à l'ensemble des zones actives étudiées se traduit par une double itération, sur θ d'abord (variant entre φ et une valeur fixe) et sur L_1 ensuite (variant entre 0 et h_{c1} qui est une longueur fixe dépendante de h_c).

ii - Surface de rupture 2 (SR2).

Dans ce cas, la réaction est nulle sur toute la partie verticale (figure 4). Les itérations se font sur θ et sur la hauteur h_{c2} qui varie entre 0 et h_{c1} .

h) Lorsque l'ensemble des itérations définies ci-dessus correspondant à l'une ou l'autre des variantes est effectué, l'une des lignes de rupture doit être choisie.

Il convient de rappeler que l'approche théorique faite est une *approche par l'extérieur par les contraintes*. Ainsi, pour que le chargement (ici - $F(i)$, $i \in [1, n-1]$) appartienne à l'ensemble K^* , il faut que *le critère généralisé soit satisfait*. C'est pourquoi, tous les calculs (ou itérations), dans lesquels les efforts intertranches trouvés ($E_e(i)$, $T_f(i)$) ne respectant pas le critère de MOHR COULOMB, sont écartés ainsi que ceux pour lesquels le point d'application $E_p(i)$ est extérieur à la tranche considérée, ou pour lesquels la réaction de la zone résistante n'est pas positive en tout point (compression). Dans l'ensemble des résultats restants, on choisit celui pour lequel la *somme des efforts $F(i)$ est maximum*, c'est une minimisation du chargement - F et du potentiel des forces extérieures agissant dans la cinématique de rupture. Il en résulte donc la définition d'un angle θ , d'une valeur de L_1 ou hc_2 suivant la variante utilisée et d'une répartition $F(i)$ des efforts dans les clous.

Les étapes b) à h) décrivent les calculs effectués pour une passe. Ils sont recommencés autant de fois qu'il y a de passe. Une fois l'ensemble des passes traité, l'utilisateur dispose d'une évaluation de l'effort repris par chaque clou pour chacune des passes.

i) La deuxième partie du logiciel, beaucoup plus simple et courte, consiste à déduire des résultats précédents de nouvelles données telles que : effort d'arrachement mobilisable et coefficient de sécurité sur les clous, la longueur de chaque clou nécessaire à la stabilité de l'ouvrage. L'utilisateur peut aussi employer cette deuxième partie comme vérification d'un dimensionnement en fournissant l'effort d'arrachement mobilisable et la longueur des clous prévus. Le résultat obtenu est alors la sécurité⁴ sur chacun des clous.

⁴La sécurité sur les clous est définie par un coefficient F_c tel que :

$$F_c = (\text{effort mobilisable})/(\text{effort mobilisé}).$$

j) Organigramme général simplifié (figure 8) :

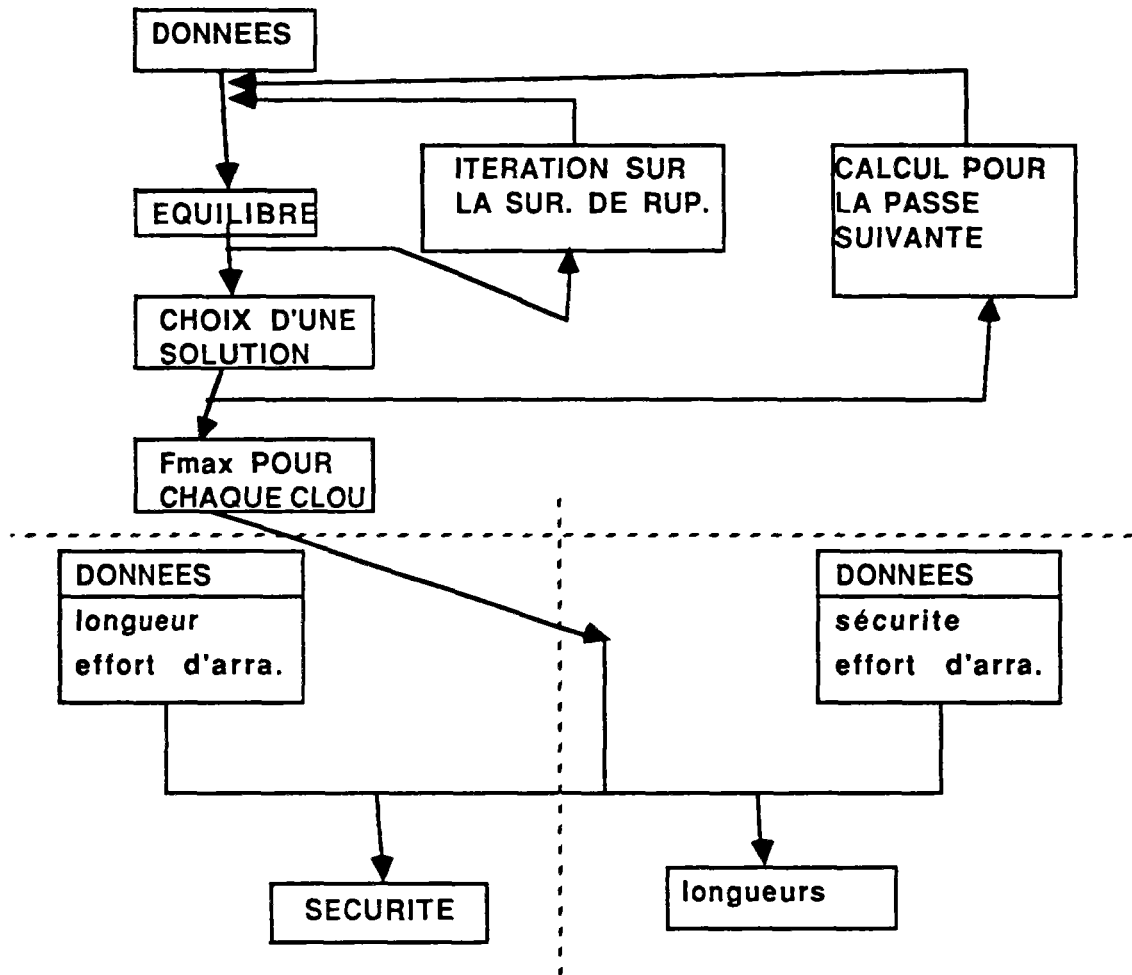


Figure 8 : Organigramme général.

6.3.- HYPOTHESES SUPPLEMENTAIRES.

6.3.1.- Méthode des perturbations.

La méthode des perturbations est employée pour calculer la réaction de la zone résistante sur la zone active. On rappelle que cette méthode consiste à exprimer la contrainte normale en tous points de la ligne de rupture sous forme de combinaison linéaire de deux paramètres inconnus λ et μ .

$$T_n(x) = a(x)\lambda + b(x)\mu$$

où $a(x)$ et $b(x)$ sont des fonctions connues.

En un point P de la ligne de rupture, soit T_y la contrainte normale s'appliquant sur la facette verticale et T_n la contrainte normale s'appliquant

sur la facette portée par la ligne de rupture. La démarche choisie consiste à perturber T_y , puis à en déduire T_n par des relations de la théorie de la plasticité (matricielle ou basées sur le cercle de MOHR).

Deux méthodes de perturbation de T_y ont été développées, l'une à partir de fonctions trigonométriques, l'autre à partir d'une cubique. Examinons tout d'abord les relations liant T_n à T_y et les conditions aux limites.

6.3.1.1.- Relation entre T_n et T_y

Sur la partie verticale de la ligne de rupture, il y a évidemment égalité entre T_n et T_y . La partie inclinée faisant un angle θ avec l'horizontale, et les contraintes normales aux facettes portées par la ligne de rupture vérifiant le critère, on peut tracer T_n et le pôle P en tous points de la ligne de rupture (Figure 9). La contrainte T_y s'en déduit immédiatement.

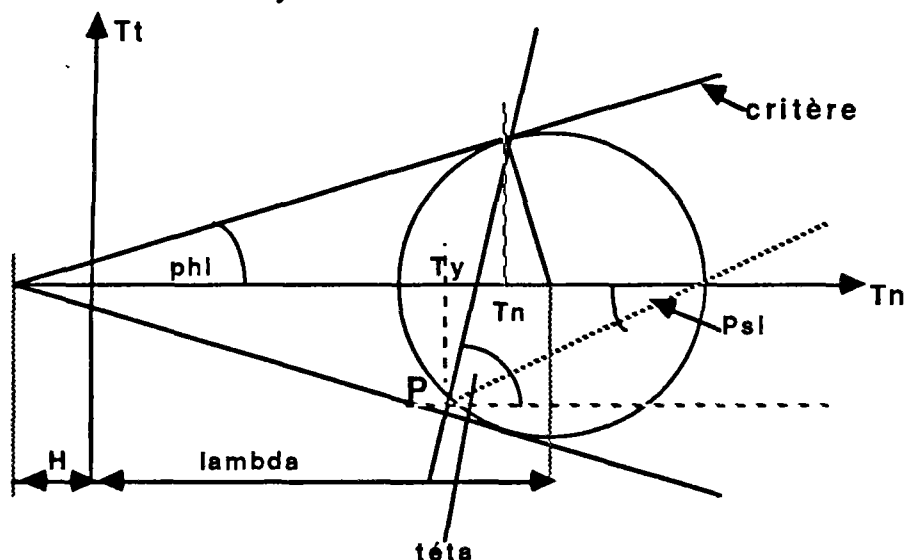


Figure 9 : Représentation sur le cercle de MOHR.

Appelons r le rayon du cercle, λ l'abscisse de son centre.

$$T_n \text{ s'écrit : } \quad T_n = \lambda - r \sin(\varphi)$$

$$\text{et } T_y : \quad T_y = \lambda - r \cos(2\beta)$$

Un calcul immédiat montre que :

$$2(\theta - \beta) = \pi/2 + \varphi \quad \text{soit,} \quad 2\beta = 2\theta - \varphi - \pi/2$$

D'autre part, λ et r sont liés par la relation :

$$r = (\lambda + H) \sin(\varphi)$$

En remplaçant r par sa valeur :

$$T_n = \lambda(1 - \sin^2(\varphi)) - H \sin^2(\varphi) = \lambda \cos^2(\varphi) - H \sin^2(\varphi)$$

$$T_y = \lambda(1 - \sin(\varphi)\cos(2\beta)) - H\sin(\varphi)\cos^2(\beta)$$

et en éliminant λ , il vient :

$$T_n = (T_y + H\sin(\varphi)\cos(2\beta))\cos^2\varphi / (1 - \sin(\varphi)\cos(2\beta)) - H\sin^2(\varphi)$$

soit,

$$T_n = T_y \cos^2(\varphi) / (1 - \sin(\varphi)\cos(2\beta)) + H((\cos(2\beta) - \sin(\varphi)) / (1 - \sin(\varphi)\cos(2\beta))) \sin(\varphi)$$

or,

$$H = C \cos(\varphi) / \sin(\varphi) \text{ et } \cos(2\beta) = \cos(2\theta - \varphi - \pi/2) = \sin(2\theta - \varphi)$$

donc,

$$T_n = T_y \cos^2(\varphi) / (1 - \sin(\varphi)\sin(2\theta - \varphi)) + C \cos(\varphi) (\sin(2\theta - \varphi) - \sin(\varphi)) / (1 - \sin(\varphi)\sin(2\theta - \varphi))$$

Nous noterons : $T_n = A_2 + B_2 T_y$ avec sur la partie verticale :

$$A_2 = 0 \text{ et } B_2 = 1, \text{ sur la partie inclinée :}$$

$$A_2 = C \cos(\varphi) (\sin(2\theta - \varphi) - \sin(\varphi)) / (1 - \sin(\varphi)\sin(2\theta - \varphi))$$

$$B_2 = \cos^2(\varphi) / (1 - \sin(\varphi)\sin(2\theta - \varphi))$$

6.3.1.2.- Conditions aux limites.

Le long de la surface de rupture, il y a deux points où le tenseur des contraintes est partiellement connu (figure 10).

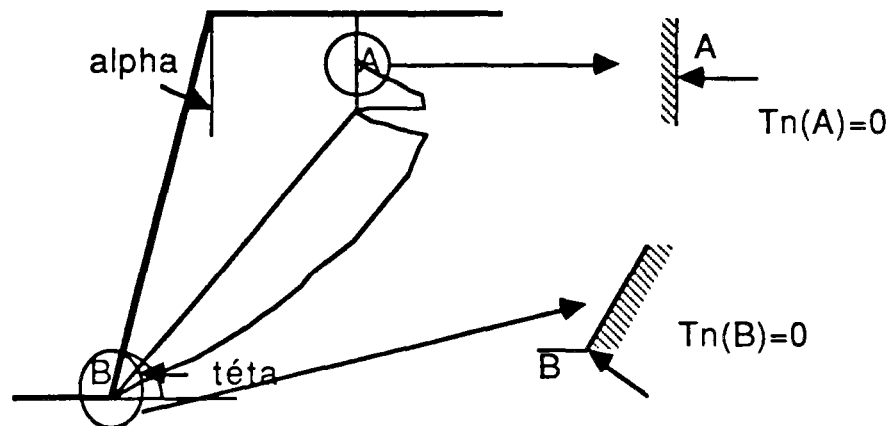


Figure 10 : Les contraintes normales en A et B sont connues.

En effet, en A la facette verticale est soumise à une contrainte normale nulle. En B, la facette portée par le parement est également soumise à une contrainte nulle. Les conditions aux limites sur T_y sont donc $T_y(A)=0$ et

$T_y(B)$ tel que $T_n(B)=0$. Calculons la relation liant T_y et T_α^5 en un point quelconque de la ligne de rupture. La figure 11 représente le cercle de MOHR d'un point courant.

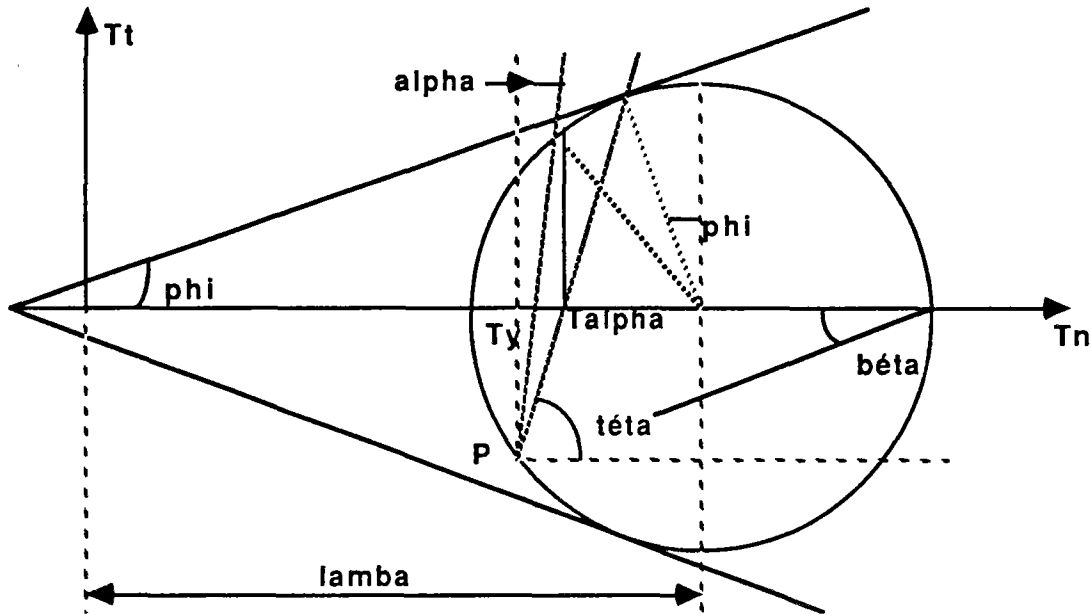


Figure 11 : Représentation sur le cercle de MOHR

$$T_y = \lambda - r \cos(2\beta)$$

$$T_\alpha = \lambda - r \sin(-\varphi + 2\alpha + 2\theta)$$

avec, $r = (\lambda + H) \sin(\varphi)$

donc : $T_y = \lambda (1 - \sin(\varphi) \cos(2\beta)) - H \sin(\varphi) \cos(2\beta)$

et, $T_\alpha = \lambda (1 - \sin(\varphi) \sin(-\varphi + 2\alpha + 2\theta)) - H \sin(\varphi) \sin(-\varphi + 2\alpha + 2\theta)$

En combinant les deux, il devient :

$$T_y = (T_\alpha + H \sin(\varphi) \sin(2(\alpha + \theta) - \varphi)) / (1 - \sin(\varphi) \sin(2(\alpha + \theta) - \varphi)) (1 - \sin(\varphi) \sin(2\theta - \varphi)) - H \sin(\varphi) \sin(2\theta - \varphi)$$

soit en simplifiant :

$$T_y = T_\alpha (1 - \sin(\varphi) \sin(2\theta - \varphi)) / (1 - \sin(\varphi) \sin(2(\alpha + \theta) - \varphi)) + C \cos(\varphi) (1 - \sin(\varphi) \sin(2\theta - \varphi)) / (1 - \sin(\varphi) \sin(2(\alpha + \theta) - \varphi)) \sin(2(\theta + \alpha) - \varphi) - \sin(2\theta - \varphi)$$

que nous noterons : $T_y = A_3 + B_3 T_\alpha$

Au point B, $T_\alpha(B) = 0$, il faut donc que $T_y(B) = A_3$.

⁵ T_α est en un point, la contrainte s'appliquant sur la facette faisant un angle α avec la verticale.

6.3.1.3.- Fonction de perturbation Trigonométrique.

Cette hypothèse est basée sur une approche mécanique intuitive. Lors de la construction, la zone active se déforme. Un schéma possible de cinématique est une rotation autour du point d'intersection entre le clou et la ligne de rupture. La réaction de la zone résistante qui en résulte a l'allure présentée sur la figure 12.

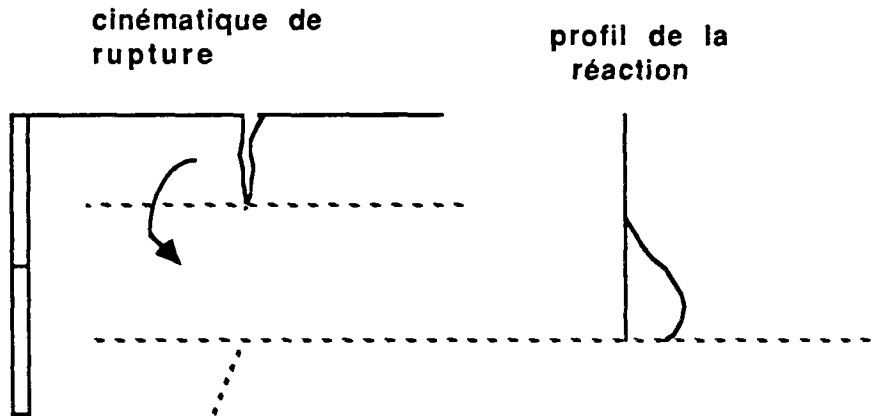


Figure 12 : Justification de la fonction trigonométrique

La fonction choisie sur la partie verticale de la ligne de rupture est :

$$T_y(x_1) = \lambda \cos(x_1) + \mu(1 + \sin(x_1))$$

$$\text{avec } x_1 = 180(x - L_0)/L_1 - 90 \quad x \in [L_0, L_0 + L_1]$$

$$x_1 \in [-90, 90]$$

Cette fonction vérifie $T_y(L_0) = 0$ en $L_0 + L_1$ sa valeur est 2μ . La variation de λ change la forme du lobe des contraintes, celle de μ change la valeur de $T_y(L_0 + L_1)$

Sur la partie inclinée, on définit de même :

$$T_y(x_2) = \lambda(\cos(x_2) + \pi/180^2 x_2^2 \pi/4) + \mu(\sin(x_2) + x_2^2 (A_3/180^2 - 1/4050) + x_2 (A_3/180 - 1/45) + 3 + A_3/4)$$

où $x_2 = 180 s/L_2 - 90$, s est l'abscisse curviligne de la partie inclinée, d'origine M , L_2 la longueur de la partie inclinée.

$T_y(x_2)$ provient de la fonction générale $g(x)$:

$$g(x) = \lambda_2 \cos(x) + 1 + \sin(x) + Ax^2 + Bx + C$$

dans laquelle les coefficients sont calculés pour vérifier les conditions aux limites.

6.3.1.4.- *Fonction de perturbation cubique.*

La deuxième fonction de perturbation choisie est :

$$T_y(s) = (L_1 + L_2 - s) (\lambda s + \mu) s + A_3 s / (L_1 + L_2)$$

s est dans ce cas l'abscisse curviligne le long de la ligne de rupture définie de A en B (figure 11).

Cette fonction vérifie les conditions aux limites quelles que soient les valeurs de λ et μ . Sur l'intervalle de définition considéré, les variations de λ et μ permettent de modifier la position du ou des extrémums et la valeur moyenne de la fonction.

6.3.2.- *Hypothèses complémentaires.*

Nous avons vu en 6.2.2. qu'en appliquant la méthode des perturbations, il manquait $n-2$ équations pour que le système obtenu en écrivant l'équilibre des n tranches soit carré.

Les calculs débutent toujours lorsque deux passes sont creusées et que seul le premier lit de clous est installé ; dans ce cas, n est égal à deux et le système est résoluble. Par contre, à chaque nouvelle passe, il faut inclure une hypothèse complémentaire. Plusieurs groupes d'hypothèses qui portent toutes sur les efforts intertranches⁶ ont été élaborés.

6.3.2.1.- *Ressemblance entre passes.*

En considérant les phases successives de la construction (figure 13), on constate dans l'ensemble des tranches que certaines se ressemblent géométriquement, notamment celle du bas. Une ressemblance de comportement peut en découler.

⁶On ne peut faire, en effet, que des hypothèses qui se traduisent par de nouvelles relations liant les inconnues déjà présentes dans le système. Or, la réaction de la zone résistante est déjà approximée par la méthode des perturbations et les efforts dans les clous, principales inconnues, ne pourraient faire l'objet que d'hypothèses totalement arbitraires.

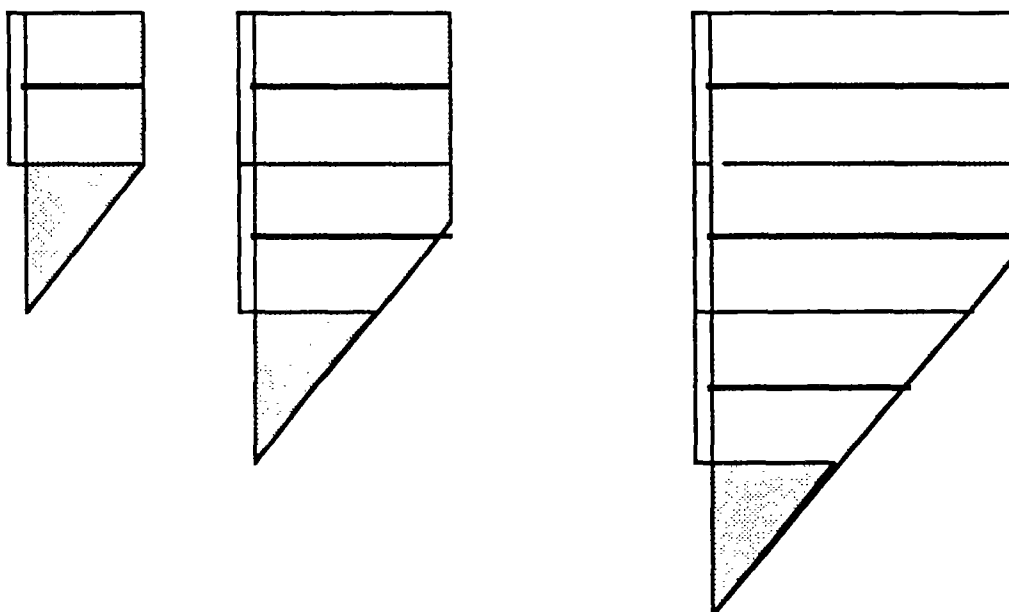


Figure 13 : Au cours de la construction, certaines tranches ont toujours même allure

De même, on peut penser que le parement, de par sa rigidité, limite le cisaillement intertranche qui varie donc peu d'une passe à l'autre.

C'est pourquoi, les hypothèses basées sur la ressemblance entre passes portent sur la mobilisation du cisaillement intertranche.

a) hypothèse 1 (code 1.1).- Elle consiste à supposer que le cisaillement intertranche (T_t/E_e) à une profondeur donnée est constant (figure 14).

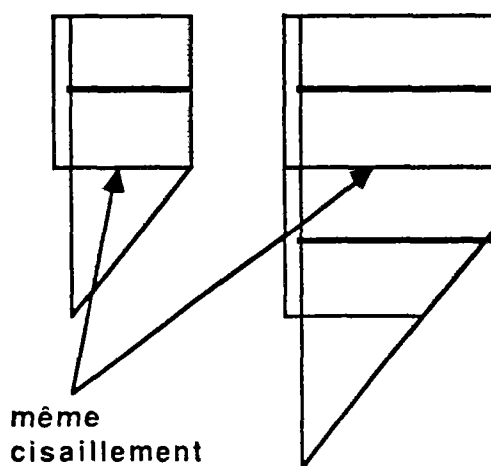


Figure 14 : Hypothèse 1.1

b) hypothèse 2.(code 1.2).- C'est le cisaillement à une hauteur donnée par rapport au pied de fouille qui est supposé constant (figure 15).

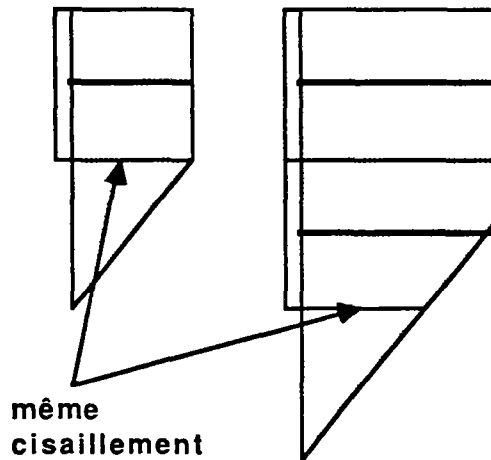


Figure 15 : Hypothèse 1.2

c) *hypothèse 3.(code 1.3).*- Dans ce cas, la ressemblance passe à passe n'est pas utilisée directement. L'hypothèse consiste à supposer une mobilisation progressive du cisaillement. A l'intertranche inférieure de la tranche i , le vecteur contrainte tangentielle $T(i)$ vaut :

$$T(i) = (E(i) + C \tan(\varphi)) / (I/J \cdot h(J)/h)$$

Le cisaillement maximum est ainsi obtenu à la dernière excavation sur la tranche inférieure.

6.3.2.2.- *Hypothèses basées sur le point de passage de l'effort intertranches.*

Ces hypothèses sont basées sur une certaine régularité des efforts intertranches. On conçoit que le schéma de la figure 16b soit plus probable que celui de la figure 16a.

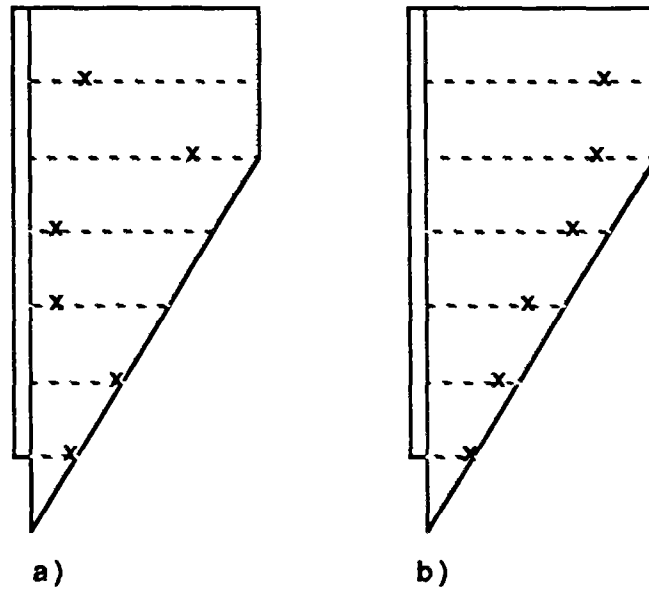


Figure 16 : Représentation schématique des points de passage des efforts intertranches.

Deux variantes ont été développées :

a) *ligne brisée (code 2.1)*.- Les points de passage des efforts intertranches sont situés sur une ligne brisée (deux segments rectilignes). Le point anguleux est au niveau du point M, et sur l'intertranche le plus proche (figure 17).

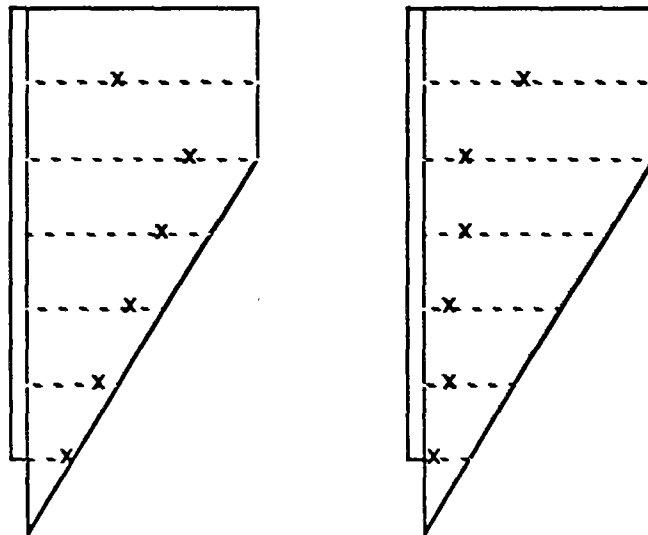


Figure 17 : Deux exemples de distribution de points de passage formant une ligne brisée. Hypothèse 2.1.

Lorsque cette hypothèse est intégrée au calcul de stabilité, pour chaque ligne de rupture, un ensemble de lignes brisées est essayé, comme le représente la figure 18.

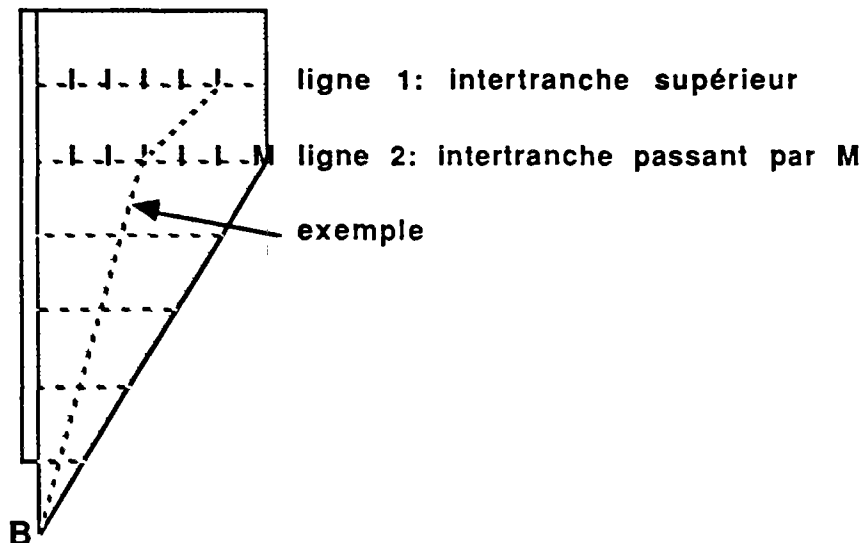


Figure 18 : On considère à chaque calcul, l'ensemble des lignes passant par B et par l'un des points des deux lignes 1 et 2. En général, l'itération se fait sur cinq points sur chaque ligne (1 et 2).

La ligne choisie est celle qui donne lieu à la résultante des efforts dans les clous la plus élevée.

b) ligne parabolique. (code 2.2).- Une parabole remplace la ligne brisée, la démarche est identique. L'itération porte sur la concavité de la courbe et son point supérieur P_S (figure 19).

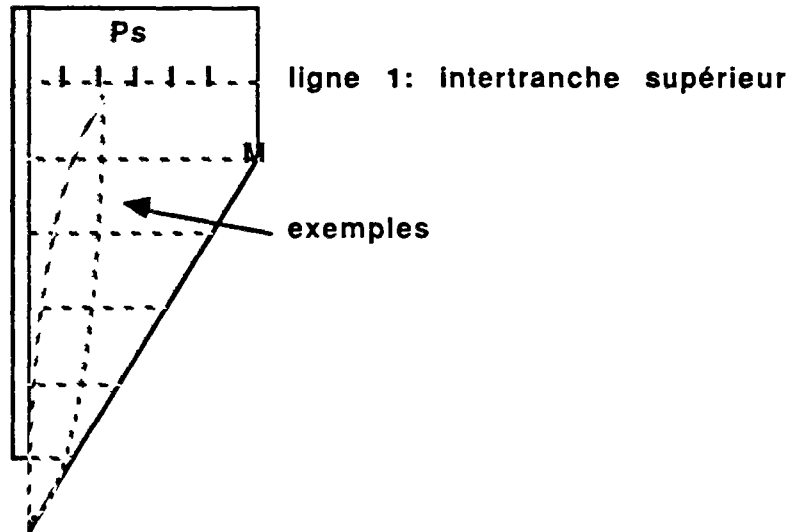


Figure 19 : Hypothèse 2.2

Les courbes sortant de la zone active ne sont pas prises en considération.

6.3.3.- Possibilités du logiciel.

6.3.3.1.- Maitrise des efforts.

Le logiciel AMANDINE permet de maîtriser les efforts dans les clous. L'utilisateur en rentrant les données est libre de fixer les efforts dans certains clous, ou de les limiter et ce, à chaque passe.

Prenons un exemple : Pour un projet donné de quatre passes, le résultat des calculs est le suivant :

$$\text{Passe 2} \quad F(1) = 10 \text{ KN}$$

$$\text{Passe 3} \quad F(1) = 15 \text{ KN} \\ F(2) = 20 \text{ KN}$$

$$\text{Passe 4} \quad F(1) = 25 \text{ KN} \\ F(2) = 35 \text{ KN} \\ F(3) = 18 \text{ KN}$$

Si l'utilisateur estime que le clou supérieur, vu son recouvrement, ne pourra pas reprendre un effort supérieur à 20 KN et si la résistance des clous prévus est de 30 KN, il peut refaire un deuxième passage du logiciel en spécifiant :

$$\text{Passe 4} \quad F(1) \text{ égal à } 20 \text{ KN} \\ F(2) \text{ limité à } 30 \text{ KN}$$

Ces nouvelles spécifications seront prises en compte dans les calculs. Le nombre de clous dont l'effort est fixé doit rester inférieur ou égal à $n-2$,

pour ceux dont l'effort est limité, leur nombre est théoriquement illimité. Mais il est évident que si ces spécifications sont trop nombreuses, elles peuvent être incompatibles avec l'équilibre recherché.

6.3.3.2.- Surcharge.

Dans le cas où le talus à étudier est soumis à une surcharge en tête, l'utilisateur peut spécifier celle-ci sous forme de pression. Il faut alors rentrer en données :

- l'intensité de cette surcharge (qui est verticale seulement dans les versions actuelles) en Pa,
- la profondeur de terrain sur laquelle elle s'applique en mètre,
- la distance du parement à partir de laquelle elle s'applique en mètre,
- les passes pour lesquelles il faut la prendre en compte.

6.3.3.3.- Sécurité sur le sol.

L'utilisateur peut pénaliser la résistance du sol en ne faisant travailler celui-ci que partiellement. Il faut pour cela utiliser le coefficient F défini par :

$$F = (\sigma \tan(\varphi) + C) / \tau.$$

La valeur de F doit être rentrée en donnée.

6.4.- PRESENTATION ANALYTIQUE ET INFORMATIQUE.

Cette partie est consacrée à la présentation des différentes équations et calculs nécessaires à la programmation. Seules, les étapes principales sont décrites. Les calculs fastidieux (poids des tranches, ...) et d'intérêt secondaire sont laissés sous silence. Le schéma général d'une paroi clouée est représenté sur la figure 20.

6.4.1.- Principales équations.

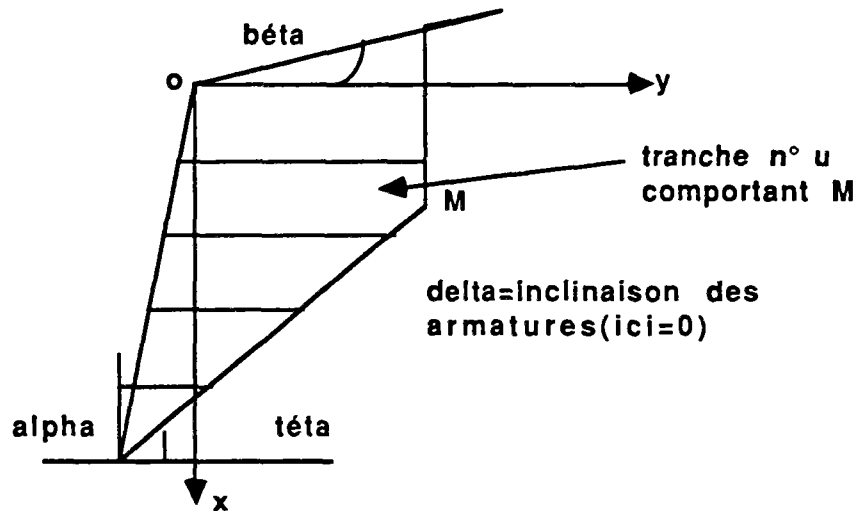


Figure 20 : Schéma général d'une paroi clouée.

A une passe donnée, les caractéristiques suivantes sont connues :

h_c, h_{c1}, h_{c2}	hauteur de la partie verticale de la ligne de rupture.
$\alpha, \beta, \delta, \theta$	caractéristiques géométriques
$H(J)$	hauteur de la fouille à la passe n°J
h_p	hauteur de passe

Les différentes étapes du calcul sont :

. Coordonnées du point M

$$X_m = (h_c \tan(\theta) - H(J) \tan(\beta) (1 - \tan(\alpha) \tan(\theta))) / (\tan(\theta) - \tan(\beta))$$

$$Y_m = (H(J) (1 - \tan(\alpha) \tan(\theta)) - h_c) / (\tan \theta - \tan \beta)$$

. Calcul de U (numéro de la tranche contenant M).

si $X_m - Y_m \tan(\delta) \leq 0$ alors $U = 1$

sinon $U = \text{partie entière de } ((X_m - Y_m \tan(\delta)) / (h_p (1 + \tan(\alpha) \tan(\delta)))) + 1$

. Coordonnées du point bas droit de chaque tranche.

si $i < U$ $X_y(i) = Y_m \tan(\delta) + i h_p (1 + \tan(\alpha) \tan(\delta))$

$$Y_y(i) = Y_m$$

si $i \geq U$ $X_y(i) = ((Y_m \tan(\theta) - X_m) \tan(\delta) + i h_p \tan(\theta) (1 + \tan(\alpha) \tan(\delta))) / (\tan(\theta) + \tan(\delta))$

$$Y_y(i) = (Y_m \tan(\theta) + X_m - i h_p (1 + \tan(\delta) \tan(\alpha))) / (\tan(\theta) + \tan(\delta))$$

- . Longueur de la base de chaque tranche
 si $i < U$ $L_i(i) = (Y_m + i hp \tan(\alpha))/\cos(\delta)$
 si $i \geq U$ $L_i(i) = (Y_y(i) + i hp \tan(\alpha))/\cos(\delta)$

. Calcul des poids des tranches et leur moment par rapport au point M .

- . Prise en compte de la surcharge, du poids de la peau.

- . Equilibre des tranches

Pour cette étude locale, le repère employé est montré sur la figure 21, $(0, x', y')$. L'axe y' est parallèle aux clous et aux intertranches.

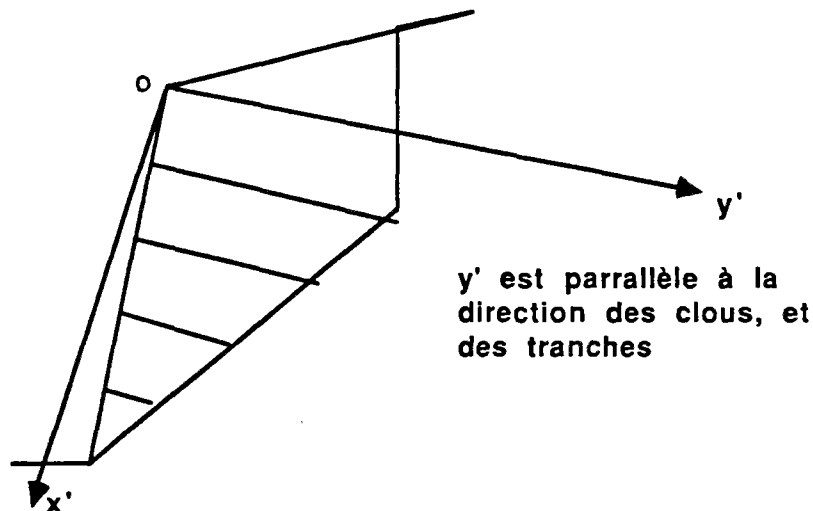


Figure 21 : Repérage d'une tranche.

Les équations générales sont :

- sur Ox' :

$$E_e(i) - E_e(i-1) + P_1(i)(\sin(\delta) - \cos(\delta)\tan(\varphi)) + P_2(i)(-\sin(\delta+\theta)\tan(\varphi) - \cos(\delta+\theta)) + C(-\cos(\delta)D_1(i) - \sin(\delta+\theta)D_2(i)) = -w_i \cos(\delta)$$

- sur Oy' :

$$T_i(i-1) - T_i(i) + F(i) - P_1(i)(\cos(\delta) + \tan(\varphi)\sin(\delta)) + P_2(i)(\tan(\varphi)\cos(\delta+\theta) - \sin(\delta+\theta)) + C(-\sin(\delta)D_1(i) + \cos(\delta+\theta)D_2(i)) = -w(i)\sin(\delta)$$

D_1 et D_2 sont des paramètres géométriques liés à la position de chaque tranche.

- moment : dépend de la position des tranches.

. assemblage et résolution

L'ensemble des équations est regroupé pour former un système linéaire d'ordre $4J + 2$, J étant le nombre de clous au moment du calcul. Les inconnues sont $F(i)$, $E_e(i)$, $T_f(i)$, $E_p(i)$ (i variant de 1 à J) et les paramètres λ et μ de la méthode des perturbations. La résolution du système se fait par la méthode de GAUSS.

Une description précise et détaillée des calculs nécessaires à la mise en forme du système se trouve dans le mémoire de RESPLANDINO (1986).

6.4.2.- *Organigramme.*

L'organigramme principal d'*AMANDINE* est donné ci-après, il ne mentionne pas tous les détails et tous les choix mais représente le raisonnement suivi dans sa globalité (figure 22).

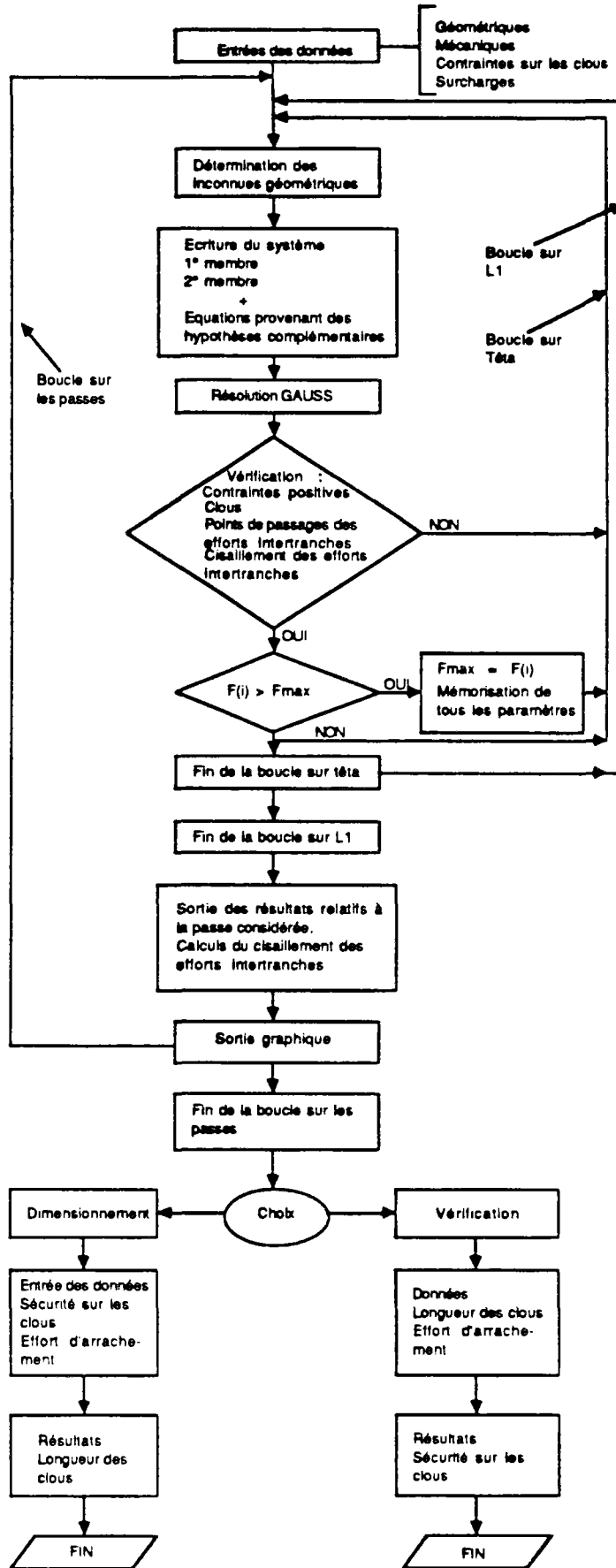


Figure 22 : Organigramme général.

6.4.3.- Environnement informatique.

Le langage utilisé pour l'écriture du logiciel *AMANDINE* est le *Basic Hewlet Packard 4.0*. Le mini ordinateur sur lequel il est implanté est un *Hewlet Packard 310* équipé d'une imprimante.

Deux versions du programme sont disponibles qui correspondent à deux précisions différentes dans les calculs. Avec la version rapide, le dimensionnement d'un projet comportant cinq passes se fait en *30 mn*. Avec l'autre version, le temps est double.

Le logiciel a été développé avec le souci de clarté et de simplicité nécessaire à une bonne utilisation. La méthode conversationnelle utilisée pour entrer les données et la présentation graphique des résultats en font un outil agréable et efficace. La classification des calculs et leur signification permet une lecture et une compréhension rapide du *listing* ainsi que des modifications éventuelles.

6.4.4.- Exemple de sortie des résultats.

```

.....
                BONJOUR

JE VOUS SOUHAITE BONNE CHANCE.
                Amandine.

.....
VERSION AMANFP2

VOICI VOS DONNEES.

Caracteristiques du sol :
- le poids volumique           : 20000   N/m3
- la cohesion                   : 6000   Pa
- le coeff de secu. du sol      : 1.55
- l'angle de frottement interne : 35     d.

Caracteristiques de la fouille :
- l'inclinaison du parement     : 11     d.
- l'inclinaison du talus        : 30     d.
- l'inclinaison des armatures   : 10     d.
- la profondeur de fouille      : 6.2    m
- la profondeur de passe        : 1.64   m
- l'epai. de la peau de confi.  : .05    m
- la surcharge                  : 0
- la zone surchargée            : 0
- la dist. du par. à la zone surchargée : 0

```

La profondeur critique de ce sol est : $H_{hc} = 2.04$ m

.....

Le nombre de passes necessaires a cette excavation est : $N = 5$

.....

VOICI MES RESULTATS....

.....
 Vous etes à la passe 2 , la profondeur de fouille est 3.28 m.

LE CALCUL A DUREE:00:01:31

Surface de rupture du type: Z
 Hypothèse sur les ressem. passe à passe.
 Cisaillement intertranches constant par profondeur

ATTENTION...CES RESULTATS CORRESPONDENT A UNE LARGEUR UNITE.

.....

LA FORCE TOTALE DANS LES CLOUS EST : $F_t = 31040.8$ N

L'INCLINAISON DE LA S. DE R. EST : 45°
 LE POIDS DE LA Z. A. EST : 163879 N

.....

LES COORDONNEES DU POINT ANGULEUX SONT:

$Y_m = 4.05$ m , $X_m = -1.42$ m

Le poids de la tranche 1 est: 144827.7 N

Le poids de la tranche 2 est: 19051.3 N

.....

La traction dans le clou 1 vaut $F(1) = 31040.8$ N
 sa profondeur est 2.928 m

.....

Les efforts inter-tranches sont les suivants :

$E(1) = 34300.7$ N, $T(1) = 17030.5$ N

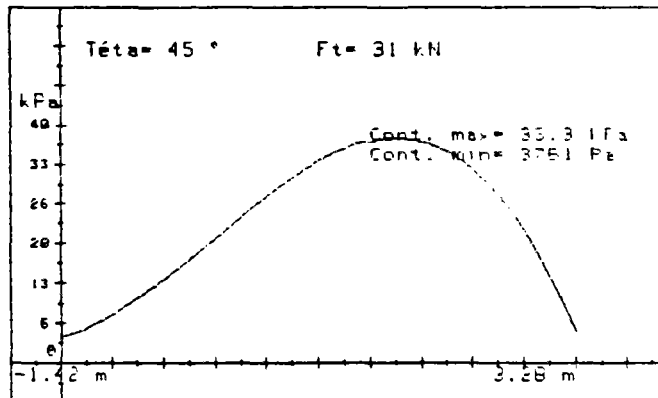
Le point d'application de l'effort normal $E(1)$
 est à $.354$ m, du coin bas droit de la tranche

La longueur du segment sur lequel $E(1)$ s'applique est: 1.14 m

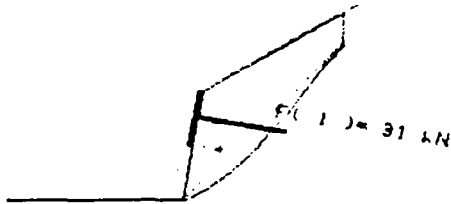
Le cisaillement de l'effort inter-tranches est mobilisé à: 79%

.....

Contraintes normales le long de la
 ligne de rupture à la passe 2 .



Profil du talus à la passe 2



.....
 Vous êtes à la passe 3 , la profondeur de fouille est 4.92 m.

LE CALCUL A DUREE:00:07:16

Surface de rupture du type: 2
 Hypothèse sur les resem. passe à passe.
 Cisaillement intertranches constant par profondeur

ATTENTION...CES RESULTATS CORRESPONDENT A UNE LARGEUR UNITE.

.....

LA FORCE TOTALE DANS LES CLOUS EST : Ft= 98671.5 N

L'INCLINAISON DE LA S. DE R. EST : 45 d°
 LE POIDS DE LA Z. A. EST : 398222.8 N

LES COORDONNEES DU POINT ANGULEUX SONT:

Ym= 7.43 m ,Xm=-3.48 m
 Le poids de la tranche 1 est: 319762 N
 Le poids de la tranche 2 est: 58409.4 N
 Le poids de la tranche 3 est: 19051.3 N

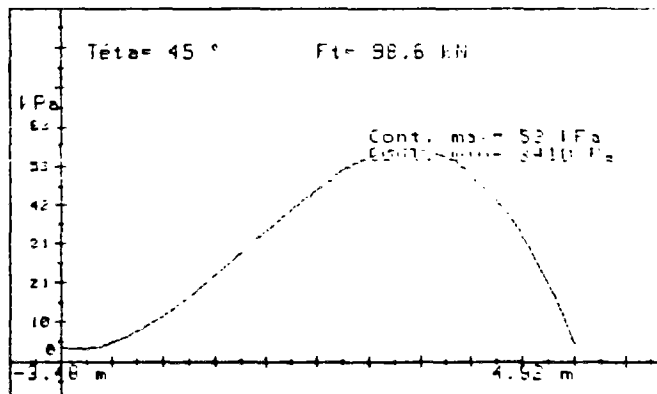
La traction dans le clou 1 vaut F(1)= 77151.9 N
 sa profondeur est 5.648 m
 La traction dans le clou 2 vaut F(2)= 21519.6 N
 sa profondeur est 7.218 m

Les efforts inter-tranches sont les suivants :

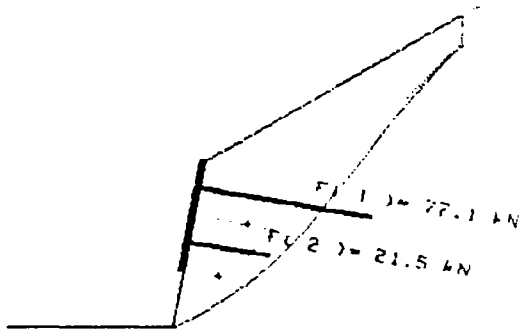
E(1)= 89737.4 N, T(1)= 41666.1 N
 Le point d'application de l'effort normal E(1)
 est à .767 m, du coin bas droit de la tranche
 La longueur du segment sur lequel E(1) s'applique est: 2.26 m
 Le cisaillement de l'effort inter-tranches est mobilisé à: 78 %

E(2)= 42460.5 N, T(2)= 21665.2 N
 Le point d'application de l'effort normal E(2)
 est à .166 m, du coin bas droit de la tranche
 La longueur du segment sur lequel E(2) s'applique est: 1.14 m
 Le cisaillement de l'effort inter-tranches est mobilisé à: 67 %

Contraintes normales le long de la
 ligne de rupture à la passe 3 .



Profil du talus à la passe 3



.....
 Vous êtes à la passe 4 , la profondeur de fouille est 5.56 m.

LE CALCUL A DUREE:00:14:39

Surface de rupture du type: 2
 Hypothèse sur les ressem. passe à passe.
 Cisaillement intertranches constant par profondeur

ATTENTION...CES RESULTATS CORRESPONDENT A UNE LARGEUR UNITE.

.....
 LA FORCE TOTALE DANS LES CLOUS EST : Ft= 203953.1 N

L'INCLINAISON DE LA S. DE R. EST : 45 d'
 LE POIDS DE LA Z. A. EST : 711413.3 N

LES COORDONNEES DU POINT ANGULEUX SONT:

Ym= 10.14 m , Xm=-4.86 m

Le poids de la tranche 1 est: 535440.4 N

Le poids de la tranche 2 est: 97512.1 N

Le poids de la tranche 3 est: 59409.4 N

Le poids de la tranche 4 est: 19051.3 N

La traction dans le clou 1 vaut F(1)= 140094 N
 sa profondeur est 7.38 m

La traction dans le clou 2 vaut F(2)= 41075 N

sa profondeur est 9.05 m

La traction dans le clou 3 vaut F(3)= 22784.1 N

sa profondeur est 10.721 m

Les efforts inter-tranches sont les suivants :

E(1)= 167281.3 N, T(1)= 74256.2 N

Le point d'application de l'effort normal E(1)

est à 1.194 m, du coin bas droit de la tranche

La longueur du segment sur lequel E(1) s'applique est: 3.421 m

Le cisaillement de l'effort inter-tranches est mobilisé à: 79 %
 .

E(2)= 116096.3 N, T(2)= 56045.5 N

Le point d'application de l'effort normal E(2)

est à .72 m, du coin bas droit de la tranche

La longueur du segment sur lequel E(2) s'applique est: 2.26 m

Le cisaillement de l'effort inter-tranches est mobilisé à: 67 %
 .

E(3)= 46935.7 N, T(3)= 24529.3 N

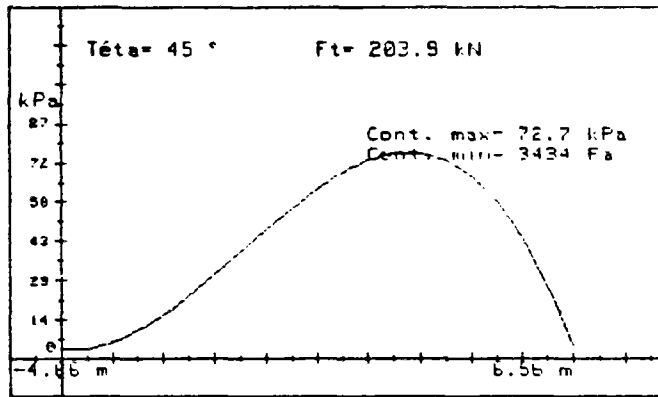
Le point d'application de l'effort normal E(3)

est à .035 m, du coin bas droit de la tranche

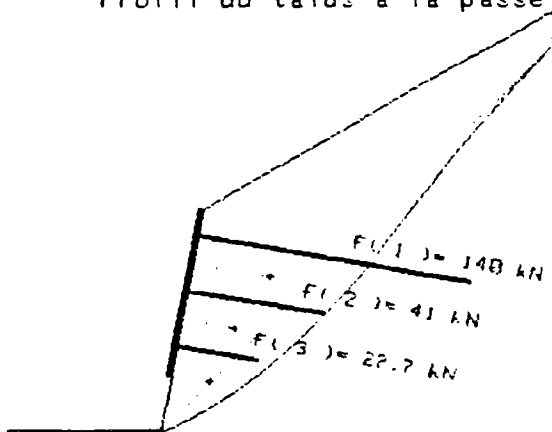
La longueur du segment sur lequel E(3) s'applique est: 1.14 m

Le cisaillement de l'effort inter-tranches est mobilisé à: 90 %
 .

Contraintes normales le long de la
ligne de rupture à la passe 4 .



Profil du talus à la passe 4



.....
Vous êtes à la passe 5 , la profondeur de fouille est 8.2 m.
.....

LE CALCUL A DUREE:00:25:15

Surface de rupture du type: 2
Hypothèse sur les ressem. passe à passe.
Cisaillement intertranches constant par profondeur

ATTENTION...CES RESULTATS CORRESPONDENT A UNE LARGEUR UNITE.

.....

LA FORCE TOTALE DANS LES CLOUS EST : Ft= 332765.2 N

L'INCLINAISON DE LA S. DE R. EST : 45 d'
LE POIDS DE LA Z. A. EST : 1.039283E+6 N

.....

LES COORDONNEES DU POINT ANGULEUX SONT:

Ym= 10.58 m , Xm=-3.98 m

Le poids de la tranche 1 est: 727695.2 N
Le poids de la tranche 2 est: 135614.6 N
Le poids de la tranche 3 est: 97512.1 N
Le poids de la tranche 4 est: 59429.4 N
Le poids de la tranche 5 est: 19051.3 N

.....

La traction dans le clou 1 vaut F(1)= 204968.8 N
sa profondeur est 6.591 m
La traction dans le clou 2 vaut F(2)= 60606.6 N
sa profondeur est 8.262 m
La traction dans le clou 3 vaut F(3)= 42798.2 N
sa profondeur est 9.932 m
La traction dans le clou 4 vaut F(4)= 24391.5 N
sa profondeur est 11.603 m

.....
 Les efforts inter-tranches sont les suivants :

E(1)= 270260.8 N, T(1)= 115990.5 N
 Le point d'application de l'effort normal E(1)
 est à 1.748 m, du coin bas droit de la tranche
 La longueur du segment sur lequel E(1) s'applique est: 4.561 m
 Le cisaillement de l'effort inter-tranches est mobilisé à: 79 %

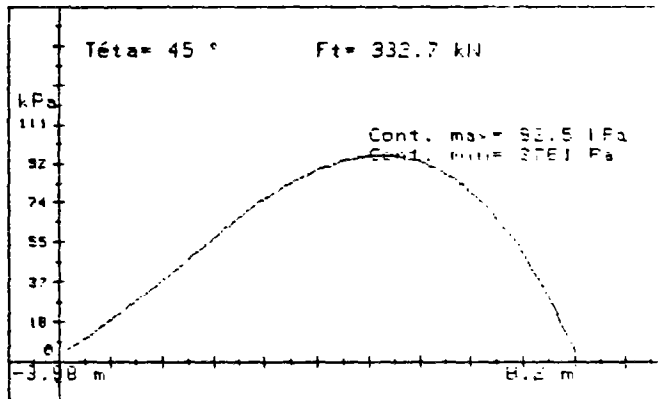
E(2)= 219663 N, T(2)= 102014 N
 Le point d'application de l'effort normal E(2)
 est à 1.317 m, du coin bas droit de la tranche
 La longueur du segment sur lequel E(2) s'applique est: 3.421 m
 Le cisaillement de l'effort inter-tranches est mobilisé à: 87 %

E(3)= 136220.5 N, T(3)= 66381.8 N
 Le point d'application de l'effort normal E(3)
 est à .763 m, du coin bas droit de la tranche
 La longueur du segment sur lequel E(3) s'applique est: 2.28 m
 Le cisaillement de l'effort inter-tranches est mobilisé à: 90 %

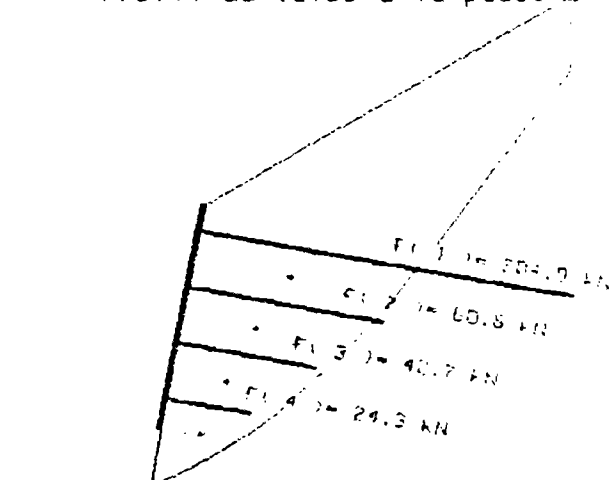
E(4)= 50851 N, T(4)= 26853.1 N
 Le point d'application de l'effort normal E(4)
 est à .043 m, du coin bas droit de la tranche
 La longueur du segment sur lequel E(4) s'applique est: 1.14 m
 Le cisaillement de l'effort inter-tranches est mobilisé à: 93 %

.....

Contraintes normales le long de la
 ligne de rupture à la passe 5 .



Profil du talus à la passe 5



.....

DEBUT DU DIMENSIONNEMENT

Vous avez choisi un espacement horizontal pour les clous de: 1.5

La valeur du coefficient de securite est : 2

Clou : 1

Valeur de l'effort d'arrachement: 40000 N par metre lineaire de clou.

La longueur du clou n° 1 doit etre superieure a : 17.65 m , pour le coefficient de securite requis.

L'effort maximum repris par ce clou est de: 307453.22 N.

Clou : 2

Valeur de l'effort d'arrachement: 40000 N par metre lineaire de clou.

La longueur du clou n° 2 doit etre superieure a : 8.53 m , pour le coefficient de securite requis.

L'effort maximum repris par ce clou est de: 90909.971 N.

Clou : 3

Valeur de l'effort d'arrachement: 40000 N par metre lineaire de clou.

La longueur du clou n° 3 doit etre superieure a : 6.06 m , pour le coefficient de securite requis.

L'effort maximum repris par ce clou est de: 64197.305 N.

Clou : 4

Valeur de l'effort d'arrachement: 40000 N par metre lineaire de clou.

La longueur du clou n° 4 doit etre superieure a : 3.54 m , pour le coefficient de securite requis.

L'effort maximum repris par ce clou est de: 36507.332 N.

.....

En se basant sur les valeurs minimales obtenues,

la longueur totale de clous pour une tranche est: 35.76 m.

6.5.- COMPARAISON DES DIFFERENTES VARIANTES.

Ce sous chapitre est consacré à la comparaison des résultats obtenus sur un exemple en utilisant successivement chacune des hypothèses précédemment décrites.

Rappelons qu'il y a deux fonctions de perturbations FP1 et FP2, deux types de surface de rupture SR1 et SR2 et cinq hypothèses complémentaires qui sont :

1. Hypothèses sur le cisaillement intertranche

- constant avec la profondeur (1.1)
- constant avec la hauteur par rapport au pied de fouille (1.2)
- progressif (1.3)

2. Hypothèses sur les points de passage

- sur une ligne brisée (2.1)
- sur une parabole (2.2)

Chaque version du logiciel comporte une fonction de perturbation, un type de surface de rupture et une des cinq hypothèses complémentaires. Il y a ainsi vingt combinaisons possibles.

Il est bien sûr impossible de comparer⁷ ces vingt variantes sur de nombreux cas et d'en présenter les résultats dans ce mémoire. Ce serait fastidieux et inutile. Les cas d'études choisis sont réalistes, les conséquences tirées des résultats sont conformes à l'ensemble de ceux obtenus au cours de l'élaboration du logiciel.

Nous allons, tout d'abord, comparer les deux fonctions FP1 et FP2, puis les deux types de surfaces SR1 et SR2, enfin les hypothèses complémentaires.

6.5.1.- Fonctions de perturbations.

Les données du cas étudié sont :

Poids volumique	20 kN/m ³
Cohésion	3 kPa
Angle de frottement interne	36°
Inclinaison du parement	0°
Inclinaison du talus	0°
Inclinaison des inclusions	0°
Epaisseur de la peau de confinement	0,08 m
Surcharge	0
Hauteur de fouille	5 m
Hauteur de passe	1 m

Le tableau 1 ci-dessous résume les résultats obtenus. Pour chaque passe⁸ n°3, 4, 5, la résultante des forces dans les clous (chiffre du haut en kN) et la contrainte maximale sur la ligne de rupture (chiffre du bas en kPa) sont données. Les cases barrées sont celles pour lesquelles aucun résultat n'a été obtenu.

	Hypothèse	FP1			FP2		
SR1	1.1	22 36	39 47	60 62	16 17	30 20	50 26
	1.2	12 40	/	/	18 18	33 24	51 30
	2.1	23 27	29 18	/	18 22	30 20	48 25
	2.2	23 27	43 44	58 31	18 22	32 26	47 24
SR2	1.1	15 23	30 18	49 25	15 20	30 23	49 28
	1.2	15 30	29 22	48 29	15 21	30 25	49 30
	2.1	/	/	/	/	/	/
	2.2	15 15	30 18	48 20	15 23	30 24	/
Passe n°		3	4	5	3	4	5

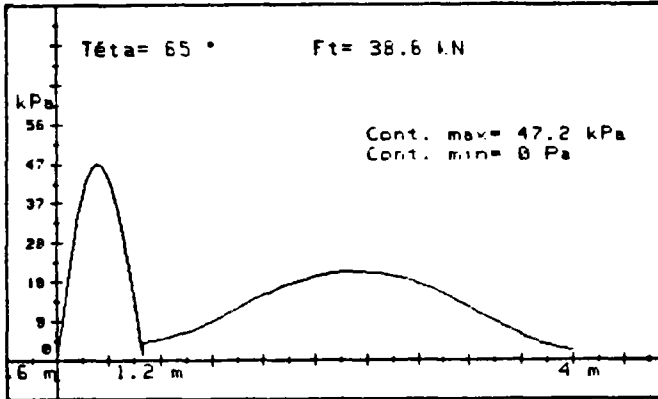
Tableau 1 : Comparaison des fonctions FP1 et FP2.

On constate que lorsque SR2 est employée, les deux fonctions donnent des résultats quasi identiques. La répartition des $F(i)$ est aussi la même (non mentionnée sur le tableau 1).

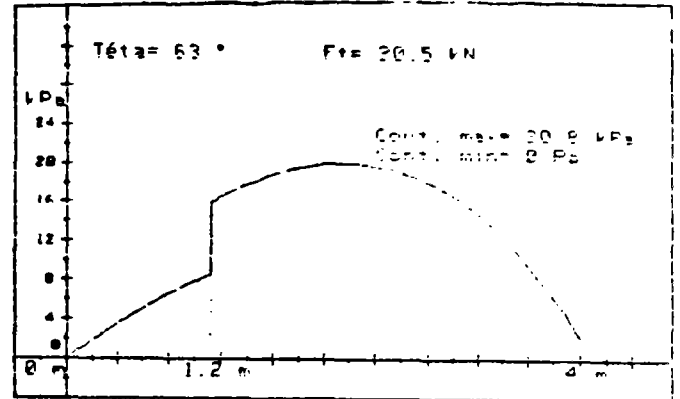
Par contre, quand la ligne de rupture est SR1, la contrainte maximale est supérieure avec FP1, parfois plus du double de celle trouvée avec FP2. De plus, la contrainte maximale se situe sur la partie verticale de la surface de rupture, à une profondeur moyenne de 1 m (figure 23). Or, à cette profondeur $T = \gamma z$ vaut 18 kPa et $T' = K_a \gamma z$ vaut 450 Pa . Bien que la présence

des clous modifie le champ de contraintes par rapport à celui régnant dans un sol vierge, des valeurs telles que 44, 47 ou 62 kPa semblent irréalistes.

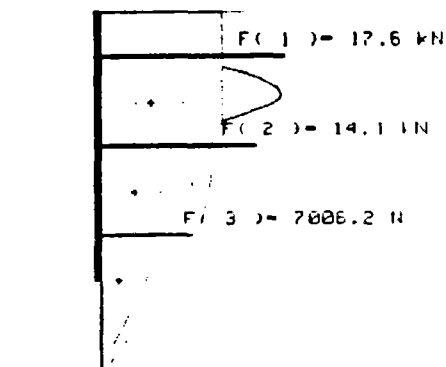
Contraintes normales le long de la ligne de rupture à la passe 4 .



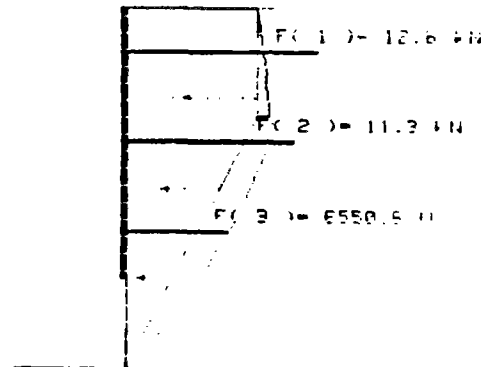
Contraintes normales le long de la ligne de rupture à la passe 4 .



Profil du talus à la passe 4



Profil du talus à la passe 4



FP1.SR1.1.1

FP2.SR1.1.1.

Figure 23 : Comparaison de FP1 et FP2.

On constate sur la figure 23 que les fortes contraintes présentes avec FP1, induisent des efforts dans les clous importants surtout en partie haute et que ce pic de contrainte influe sur les efforts intertranches de sorte que les hypothèses basées sur ces paramètres ne sont plus valides (voir FP1 - SR1 - 1.2 dans le tableau 1). Il faut cependant remarquer que les efforts dans les clous présentent un écart limité à 20 %.

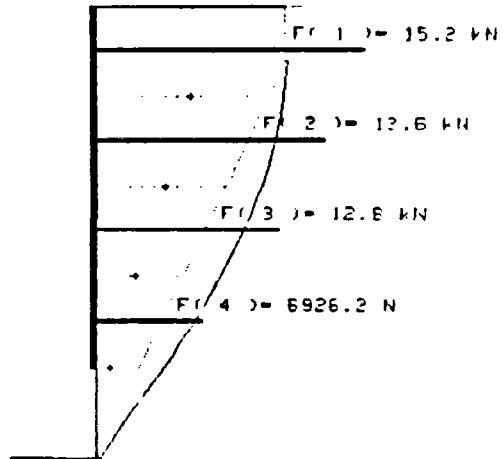
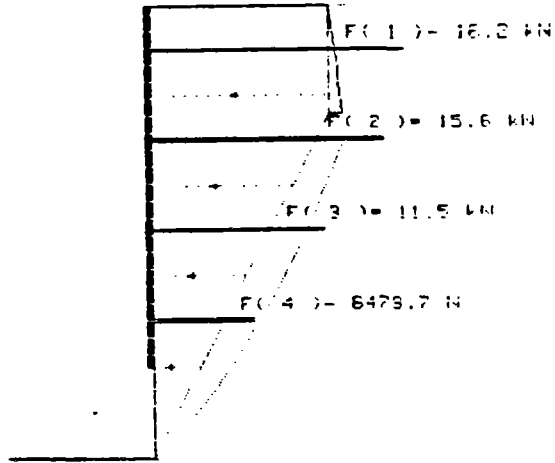
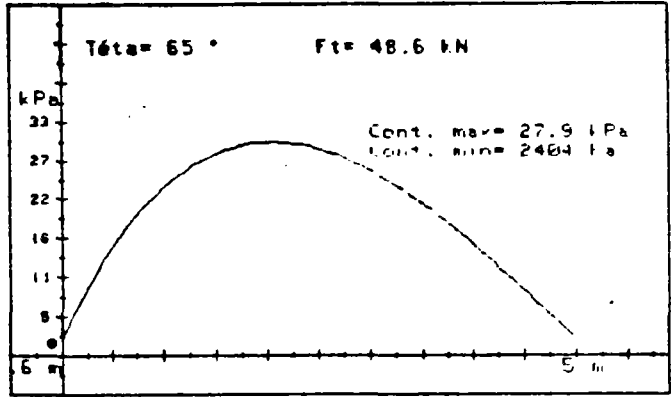
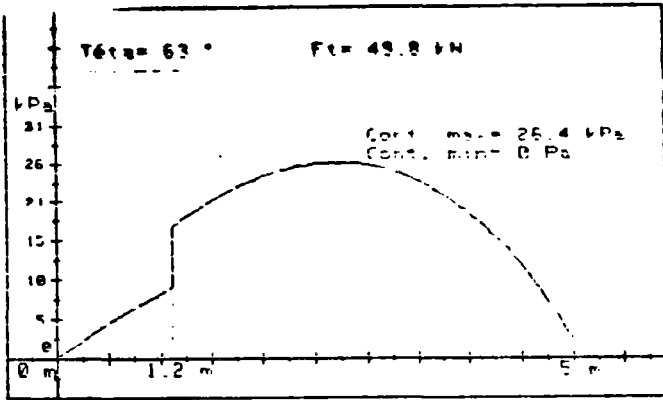
Etant donné les constatations faites sur les deux types SR1 et SR2 pour les fonctions FP1 et FP2, il semble que la fonction FP2 soit plus satisfaisante; c'est pourquoi, dans la suite du mémoire, elle seule sera considérée.

6.5.2.- Comparaison de SR1 et SR2.

La comparaison porte sur deux cas d'étude, celui précédemment décrit que l'on note C1 et un nouveau C2 dont les données sont :

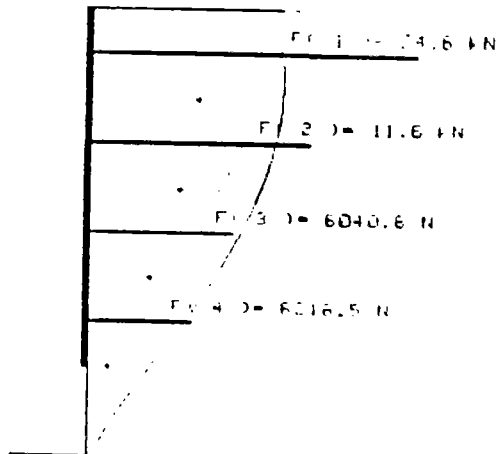
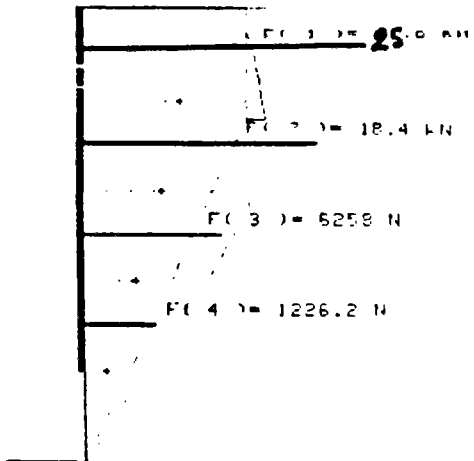
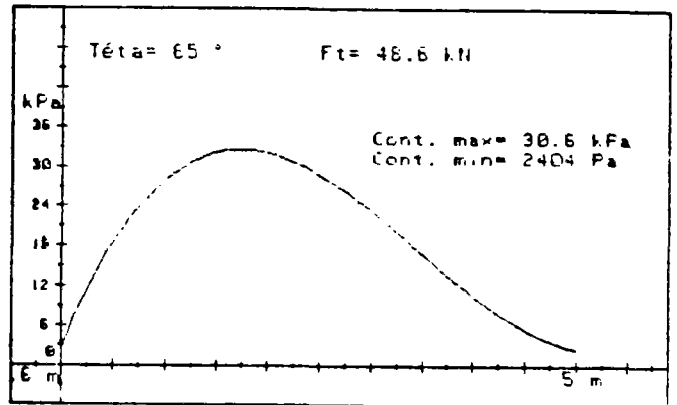
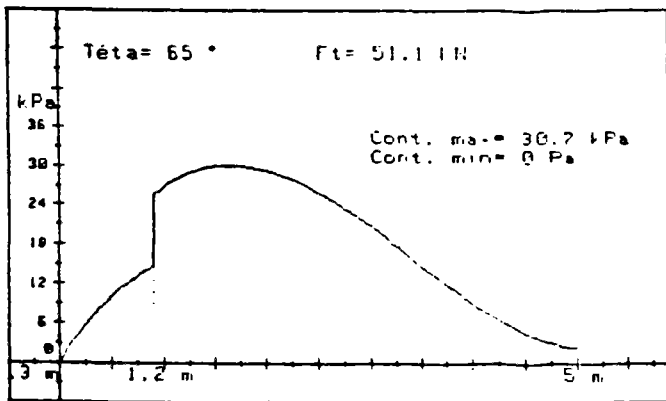
Poids volumique du sol	20 kN/m ³
Cohésion	4,5 kPa
φ	25°
Inclinaison du parement	5°
Inclinaison du talus	10°
Profondeur de fouille	5 m
Profondeur de passe	1 m
Epaisseur du parement	0.1 m
Surcharge	0

Les résultats résumés sur la figure 24 illustrent la ressemblance entre les deux variantes étudiées que l'on a par ailleurs pu constater dans bien d'autres cas. La figure 24 représente les résultats obtenus à la passe 5 pour C1 et C2 en utilisant SR1 et SR2 et les hypothèses 1.1 et 1.2.



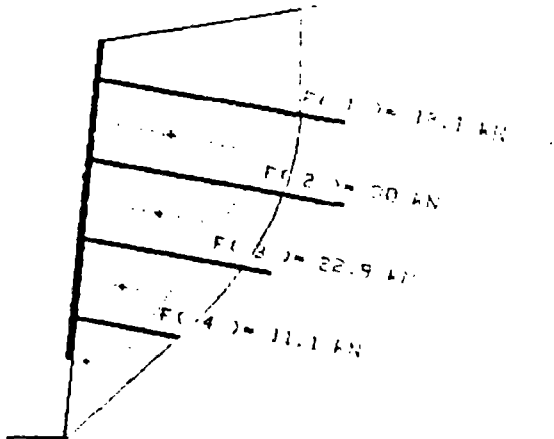
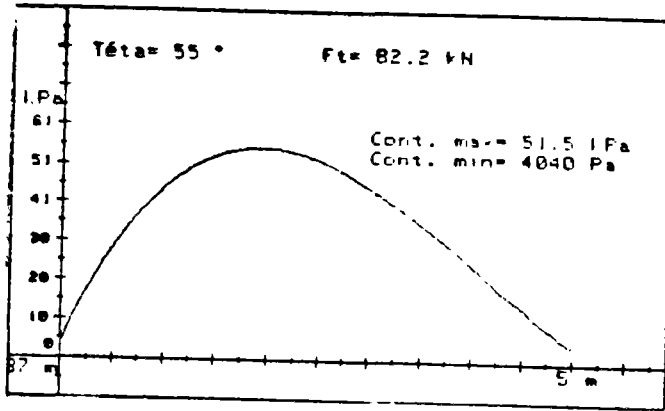
C1.SR1.1.1

C1.SR2.1.1.

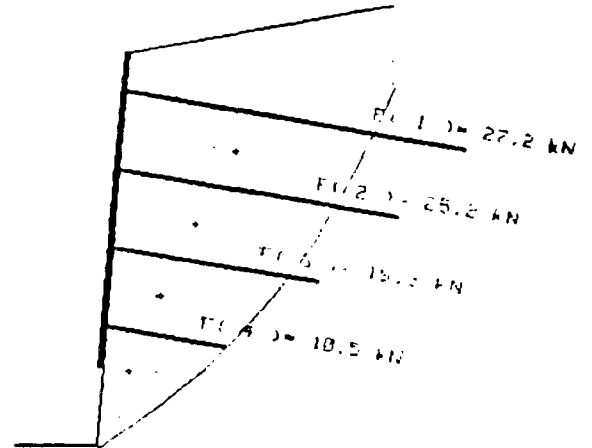
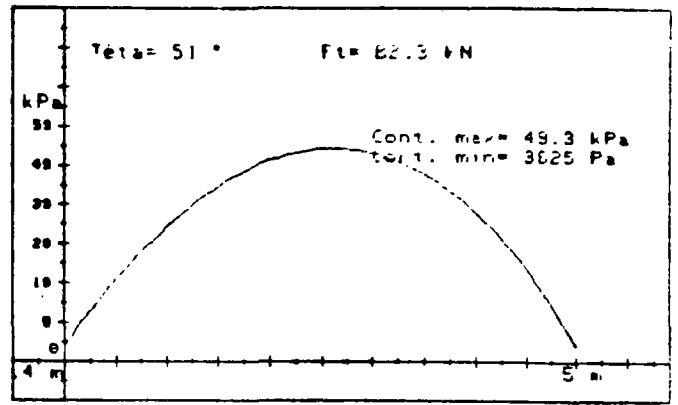


C1.SR1.1.2.

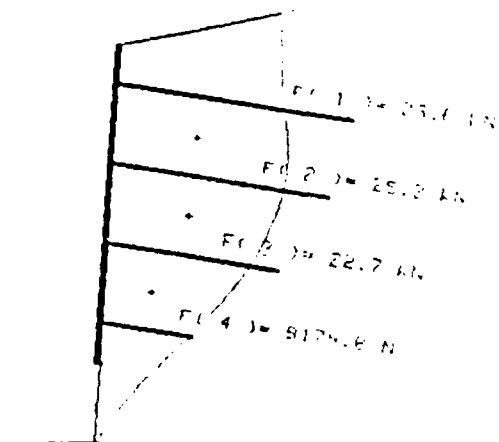
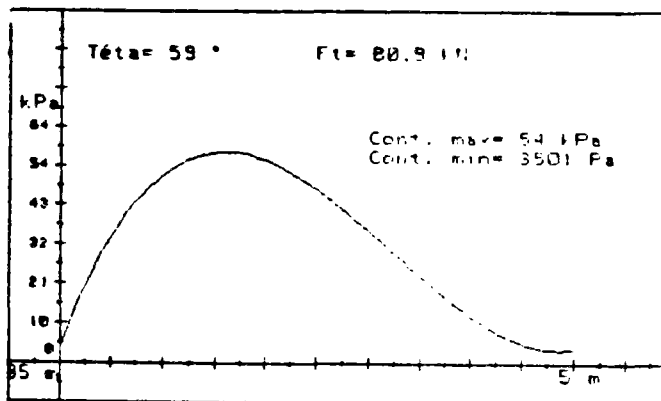
C1.SR2.1.2



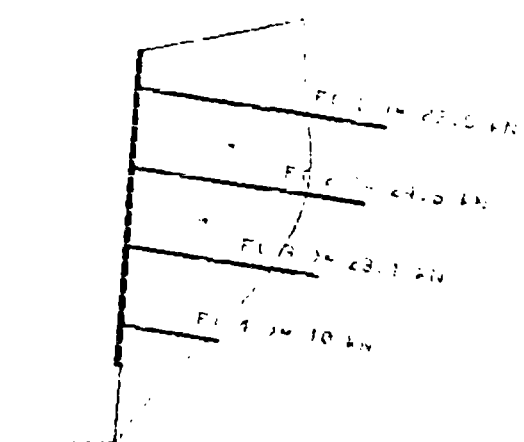
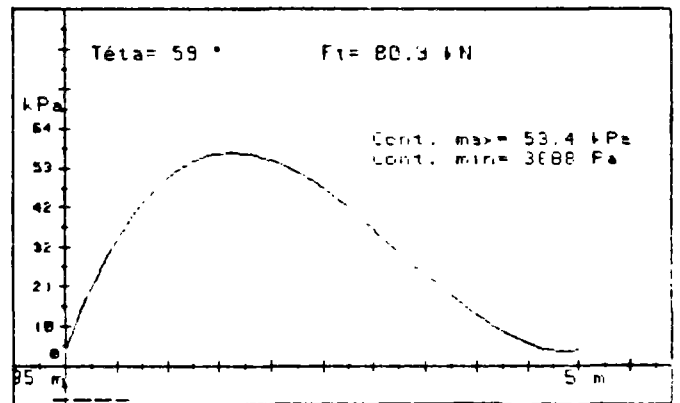
C2.SR1.1.1.



C2.SR2.1.1.



C2.SR1.1.2



C2.SR2.1.2

Figure 24 : Illustration de la ressemblance entre SR1 et SR2.

Si F_t est remarquablement constant d'une variante à l'autre, quelques différences sensibles apparaissent parfois dans la répartition des $F(i)$.

Il serait illusoire de vouloir pousser plus loin la comparaison entre $SR1$ et $SR2$, la répartition réelle des $F(i)$ étant totalement inconnue. Nous concluerons que ces deux variantes donnent des résultats très proches. Ceci est très satisfaisant car les surfaces de ruptures relatives aux deux variantes pourraient être très différentes vu leur mode de génération. Seul le calage sur des résultats expérimentaux peut permettre d'en préférer l'une plutôt que l'autre.

6.5.3.- Comparaison des hypothèses complémentaires.

6.5.3.1.- Hypothèses 2.1 et 2.2.

Au cours des différents tests réalisés sur AMANDINE, les hypothèses 2.1 et 2.2 ne se sont pas toujours révélées satisfaisantes, dans le sens où elles ne permettaient pas d'obtenir des résultats réalistes (conforme à VI.2.2.h). On peut penser que leur forme actuelle est trop rigide et qu'il faudrait augmenter le nombre d'itérations pour multiplier les possibilités en faisant, par exemple, varier la ligne brisée en chaque intertranche (figure 25).

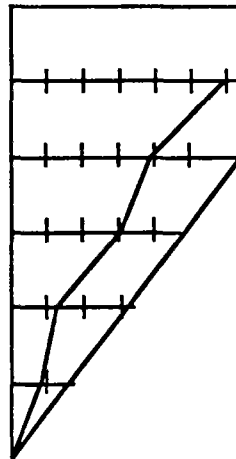


Figure 25 : Possibilité de nouvelles hypothèses.

Mais, le temps de résolution déjà long (1h30 pour cinq passes), deviendrait incompatible avec les contraintes de l'utilisateur à moins d'utiliser un ordinateur puissant.

Par ailleurs, comme on le vérifie sur le tableau 1, lorsque ces hypothèses permettent d'obtenir des résultats, ceux-ci sont proches de ceux observés avec les hypothèses 1.1 et 1.2 (figure 23) en ce qui concerne F_t . Pour la répartition des $F(i)$, les résultats sont plus dispersés et l'on note sur l'exemple de la figure 13 des répartitions pour 2.1. et 2.2 fortement improbables. Celles obtenues avec 1.1 ou 1.2 sont toujours régulières (la

figure 26 en est une illustration).

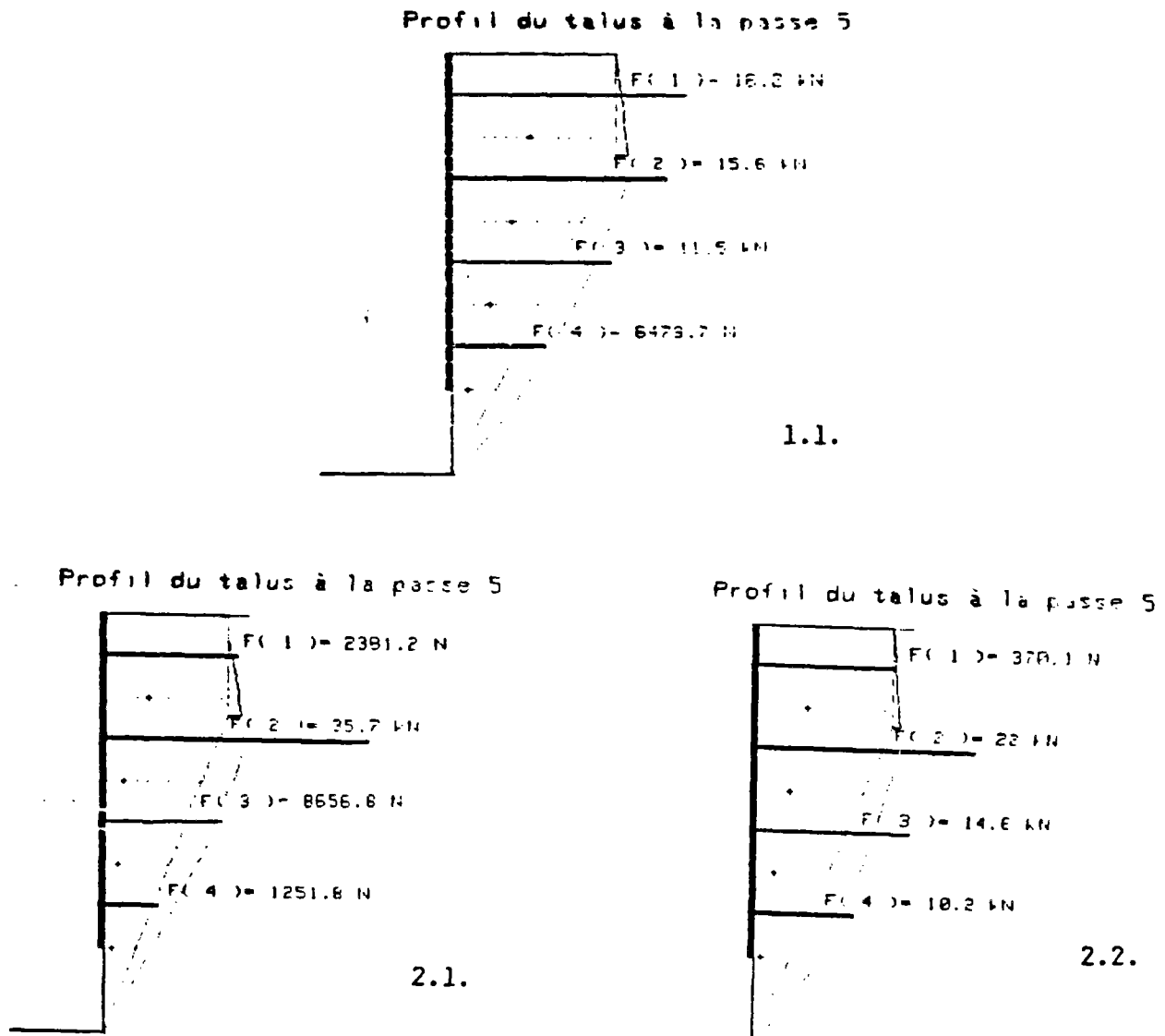


Figure 26 : Comparaison des résultats obtenus sur le cas C1 entre les hypothèses 1.1, 2.1 et 2.2.

Les hypothèses 2.1 et 2.2 basées simplement sur des considérations numériques (itérations) sont dans leurs formes actuelles peu satisfaisantes, d'une part, parce qu'elles ne permettent pas d'obtenir à coup sûr un résultat⁷, d'autre part, parce que la répartition des $F(i)$ obtenue est trop irrégulière.

⁷C'est-à-dire pour un calcul basé sur des données réelles ou réalistes.

6.5.3.2.- Hypothèses 1.1 et 1.2.

Remarquons tout d'abord qu'en utilisant la fonction $FP2$, ces hypothèses donnent toujours des résultats. Si, avec $FP1$ ce n'est pas le cas (tableau 1 par exemple), il faut, comme cela a déjà été précisé (VI.6.1), noter que la cause est liée à la fonction et non pas les hypothèses.

Comme on peut le constater sur les graphes de la figure 24, les valeurs de F_t et les grandeurs géométriques (θ , hc_1 , ou hc_2) sont communes à 1.1 à 1.2. Seule la répartition des $F(i)$ varie sensiblement. Le fait que $F(t)$ soit constant (ou presque) quelle que soit l'hypothèse complémentaire utilisée, n'est pas surprenant. En effet, si on combine l'ensemble des équations d'équilibre relatives à un calcul, les efforts intertranches s'annulent deux à deux (les efforts $E_e(i)$ et $T_t(i)$ interviennent dans l'équilibre de deux tranches voisines). Considérons alors, la résultante des efforts $F(i)$, son point d'application z et les deux paramètres λ et μ , on obtient un système de trois équations à quatre inconnues qui représente l'équilibre global de la zone active. Le fait d'utiliser des hypothèses complémentaires distinctes d'une variante à l'autre a pour effet de modifier les efforts intertranches d'un calcul à l'autre et par conséquent, de modifier la répartition des $F(i)$, c'est-à-dire la valeur de z . Ainsi, deux calculs utilisant l'un, l'hypothèse 1.1 et l'autre 1.2 peuvent être considérés comme deux systèmes 3×3 , définissant l'équilibre global, la valeur du point d'application de F_t étant différente de l'un à l'autre. Le fait que F_t soit très peu variable d'une hypothèse à l'autre montre que son point d'application est relativement constant, ou que sa variation est de faible importance sur les résultats.

Il est difficile de comparer les résultats obtenus en utilisant les deux hypothèses 1.1 et 1.2, c'est de plus inutile si l'on ne peut se référer à un cas réel. Les répartitions des $F(i)$ sont dans les deux cas régulières. On a pu néanmoins constater qu'en général, le clou reprenant l'effort maximal est avec 1.2 celui du haut, avec 1.1, il se situe en deuxième ou troisième position.

Ces deux hypothèses sont numériquement satisfaisantes car les calculs correspondants sont rapides, et acceptables sur le plan théorique. Il reste à les confronter à des cas réels, pour les comparer et les améliorer si nécessaire.

6.6.- SIMULATION DE CAS REELS.

Le chapitre 2, consacré à l'étude bibliographique du comportement des parois clouées, a permis de souligner le manque de résultats expérimentaux qui pourraient servir à caler les logiciels. Néanmoins, en regroupant les

données disponibles, *AMANDINE* a été utilisée pour simuler trois cas dont deux réels.

6.6.1.- Essais de *STOCKER* (1979).

Les trois parois expérimentales décrites par *STOCKER* (1979) et auxquelles on a souvent fait référence, ont été analysées également par *GASSLER* (1981 et 1984). Ces trois publications permettent, pour le cas B (voir chapitre III), une simulation dont les données sont :

$\gamma = 16\ 000\ \text{KN m}^{-3}$	<i>inclinaison du parement</i>	10°
$C = 3\ \text{kPa}$	<i>inclinaison du talus</i>	0°
$\varphi = 35^\circ$	<i>inclinaison des armatures</i>	10°
<i>profondeur de fouille = 6 m profondeur de passe = 1 m</i>		
<i>épaisseur de la peau de confinement = 0,1 m</i>		
<i>Surcharge verticale de 105 kPa appliquée sur 2,6 m à partir de 0,7 m du parement.</i>		

Remarque :

. En réalité, la paroi B, cassée par surcharge, comporte six clous espacés de 0,9 m environ (verticalement). En utilisant *AMANDINE*, il est pour l'instant impossible de prendre en compte le sixième clou.

. La position des clous, utilisée dans la simulation n'est pas parfaitement identique à la répartition réelle.

Les résultats expérimentaux mentionnés dans les publications se résument à (*GASSLER*, 1981, P.667, figure 8) :

$F_r : 117\ \text{KN/m}$,

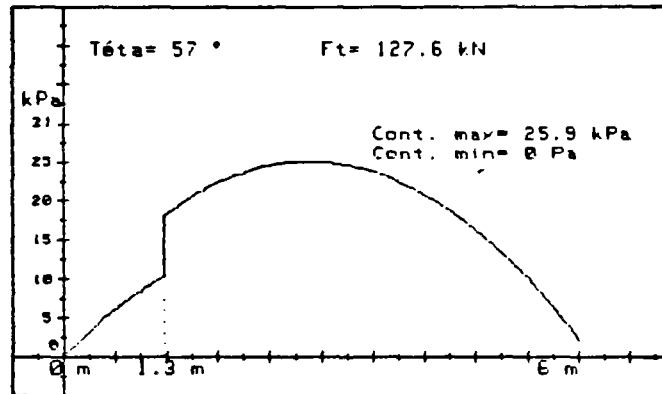
Poids de la zone active : 235 KN/m

La répartition des $F(i)$ n'est pas donnée,

Les résultats obtenus par simulation sont (figure 27) : $F_r = 127\ \text{KN/m}$

Poids de la zone active : 271 KN/m

Contraintes normales le long de la
ligne de rupture à la passe 6 .



Profil du talus à la passe 6

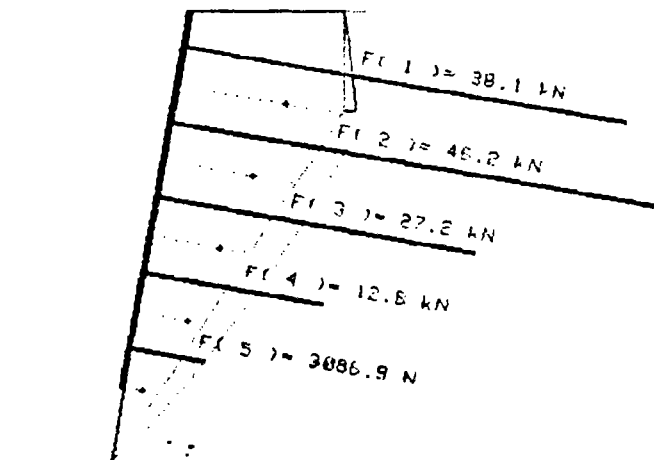
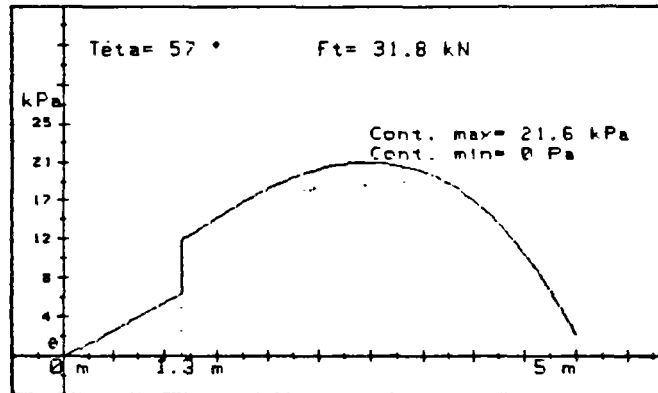


Figure 27 : Résultats de la simulation obtenue par
AMANDINE.

Il est intéressant de noter que la surcharge est surtout reprise par les clous supérieurs, comme la figure 28 permet de le constater. En effet, pour la passe 5, la surcharge simulée est nulle. Par contre la réaction du sol est peu sensible à cette surcharge.

Contraintes normales le long de la
ligne de rupture à la passe 5 .



Profil du talus à la passe 5

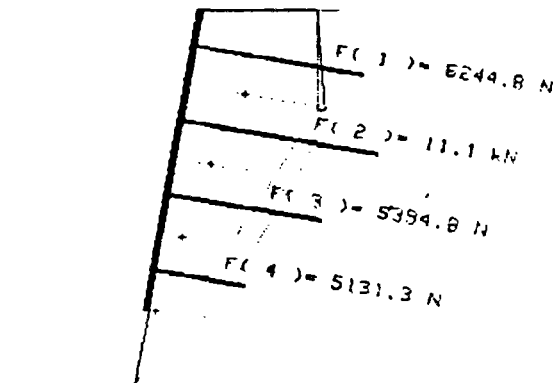
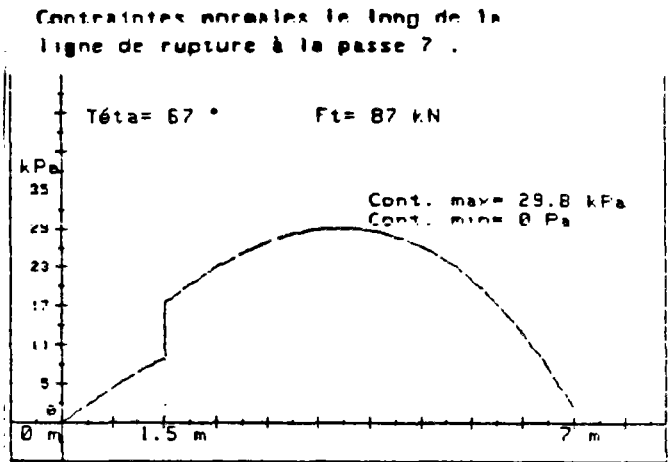
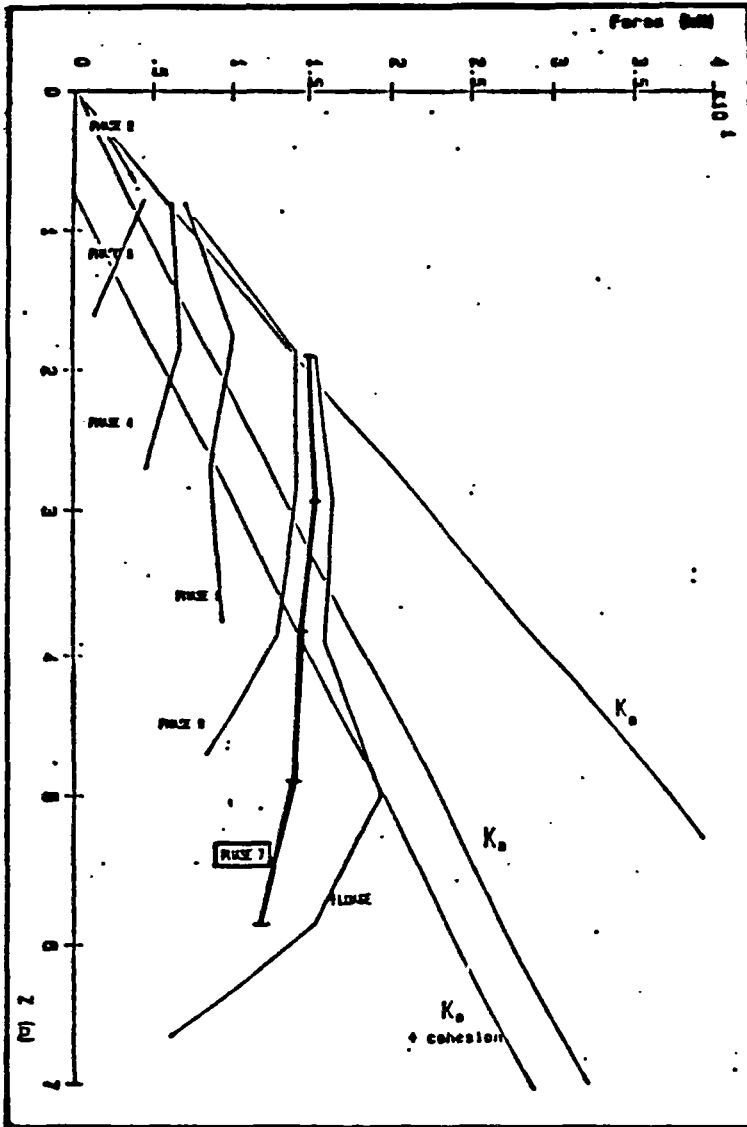


Figure 28 : Schéma de la passe 5 (sans surcharge).

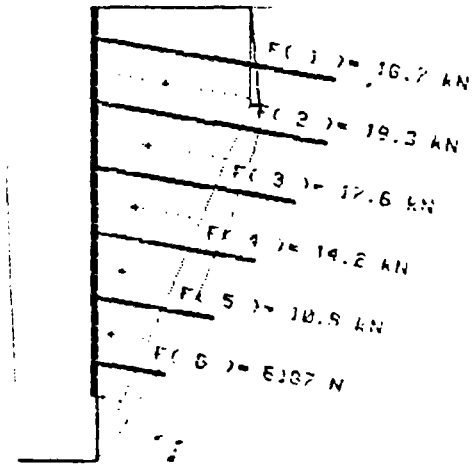
6.6.2.- Essais sur modèle n°24.

Dans le chapitre IV, les résultats d'essais sur modèles réduits ont été présentés. Pour la plupart des cas, la rupture s'est produite par arrachement des clous, dont la résistance ultime est difficilement estimable. Mais la paroi modèle n°24 s'est cassée par rupture des clous en tension. Bien que la résistance à la traction des clous ne soit connue que grossièrement (≈ 90 N) examinons les résultats fournis par *AMANDINE*. Les données sont :

$\gamma = 15\,700 \text{ kN/m}^3$	inclinaison du parement :	0°
$C = 700 \text{ Pa}$	inclinaison du talus :	0°
$\varphi : 36$	inclinaison des armatures	0°



Profil du talus à la passe 7



Résultats expérimentaux

Résultats numériques

Figure 29 : Simulation de l'expérimentation de St REMY.

6.7.- ETUDE PARAMETRIQUE.

Ce sous chapitre est consacré à l'évaluation de l'influence de plusieurs paramètres sur le comportement global. Ces paramètres sont : la cohésion, l'angle de frottement, le coefficient de sécurité du sol et l'inclinaison des armatures. A partir des données de base qui représentent un cas courant, un calcul est réalisé pour différentes valeurs de chaque paramètre.

Les données de base sont :

$\gamma = 15 \text{ kNm}^{-3}$

$C = 2 \text{ kPa}$

$\varphi : 38^\circ$

inclinaison du parement

inclinaison du talus

inclinaison des armatures

0°

0°

10°

coefficient de sécurité sur le sol : 1
profondeur de fouille : 4 m (ou 7) profondeur de passe : 1 m
épaisseur de la peau de confinement : 0,1
surcharge nulle.

6.7.1.- Cohésion.

Les valeurs étudiées sont comprises entre 2 et 6,5 kPa. Les résultats sont regroupés sur la figure 30.

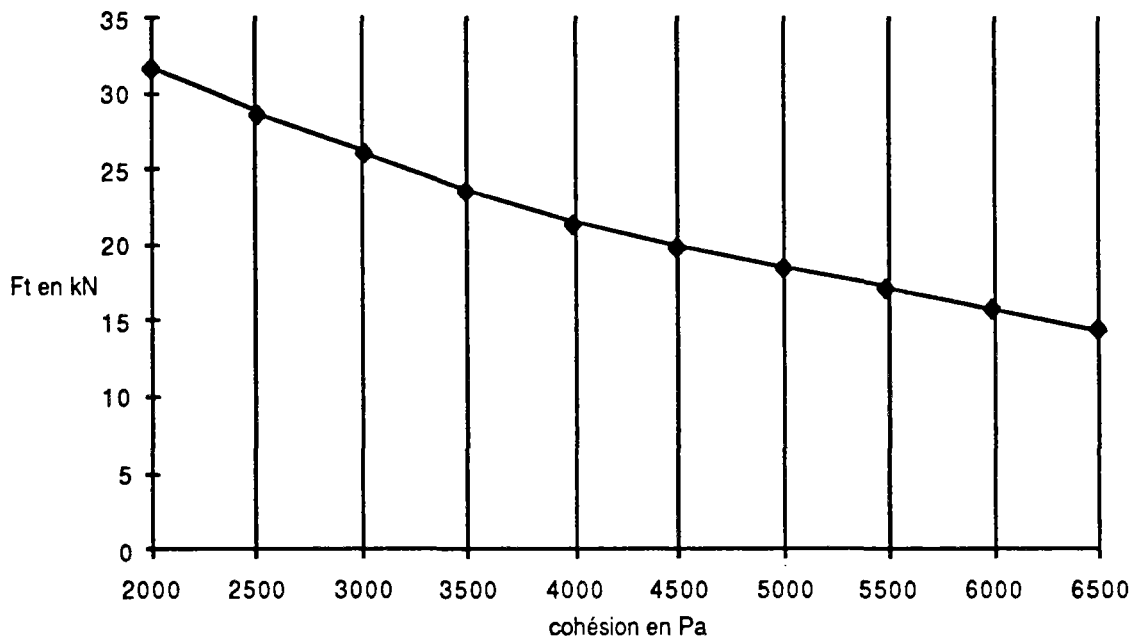


Figure 30 : Influence de la cohésion

L'augmentation de la cohésion s'accompagne de la diminution de F_t et ce de manière régulière. Les autres paramètres θ , W restent constants. La répartition des $F(i)$ varie sensiblement avec la cohésion, les clous inférieurs travaillent de plus en plus lorsqu'elle augmente.

6.7.2.- Angle de frottement interne.

Les valeurs de φ varient entre 25 et 40°. Les résultats obtenus sont représentés sur la figure 31.

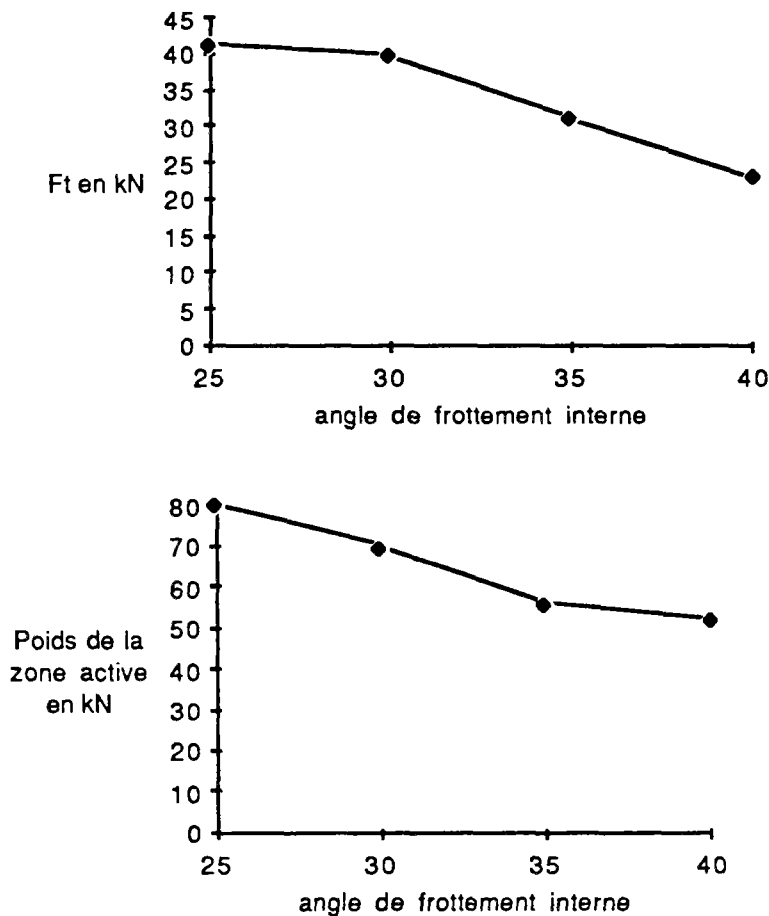


Figure 31 : Influence du frottement interne.

On remarque une variation de la résultante des efforts dans les clous F_t mais aussi de la forme de la zone active dont le volume augmente lorsque φ diminue. Ce résultat n'est pas surprenant si on le rapproche de l'angle $\pi/4 + \varphi/2$ observé derrière un mur de soutènement. La répartition des efforts $F(i)$ varie également avec l'angle de frottement interne.

6.7.3.- Coefficient de sécurité sur le sol.

D'après la définition même de F , son influence sur $F(t)$ peut être considérée comme la somme de celle de la cohésion et de celle de l'angle de frottement. Ceci est confirmé par les calculs comme le représente la figure 32.

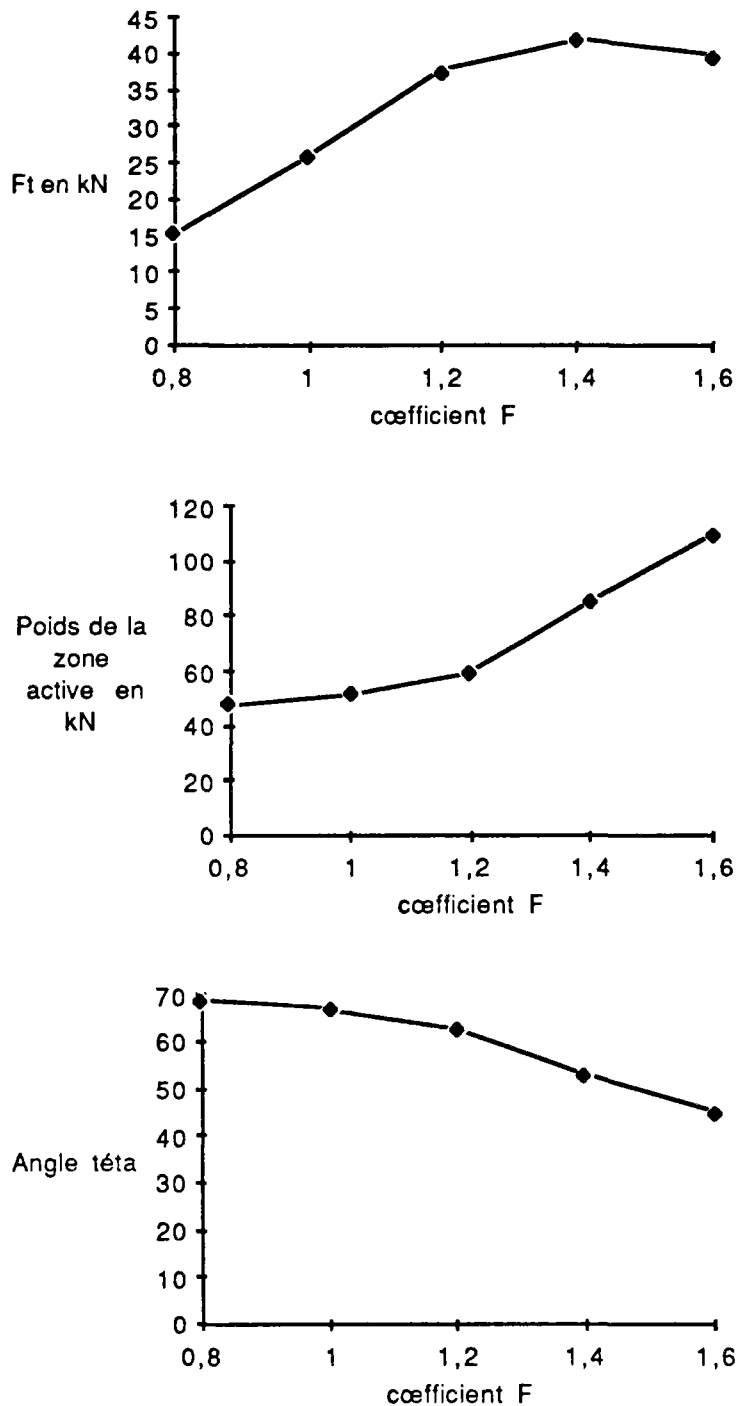


Figure 32 : Influence de F.

On constate, bien sûr, que le volume de zone active varie. Mais, on constate également que lorsque F vaut 1,6, la valeur de F_t est moindre que lorsqu'il vaut 1,4. Ce paradoxe apparent est difficilement justifiable. Il peut être dû à la résolution numérique, l'écart n'est en effet que de 5 % avec la valeur obtenue pour F égal à 1,4, il peut aussi représenter la limite de validité du coefficient F dont l'utilisation ne serait possible que dans une

certaine plage, mais c'est improbable.

Remarque :

Les trois études comparatives qui viennent d'être présentées sur la cohésion, le frottement interne et la sécurité du sol ont permis de constater que la variation de l'angle φ entraîne une modification de la zone active ce qui n'est pas sans conséquence. Supposons que les résultats obtenus avec le logiciel *AMANDINE* soient corrects (ce qui demande à être confirmé), il faut alors se poser la question du sens du coefficient F et de son utilisation.

Mis à part le calcul mené avec $F=1$, deux analyses sont possibles pour introduire une sécurité sur le sol (Figure 33).

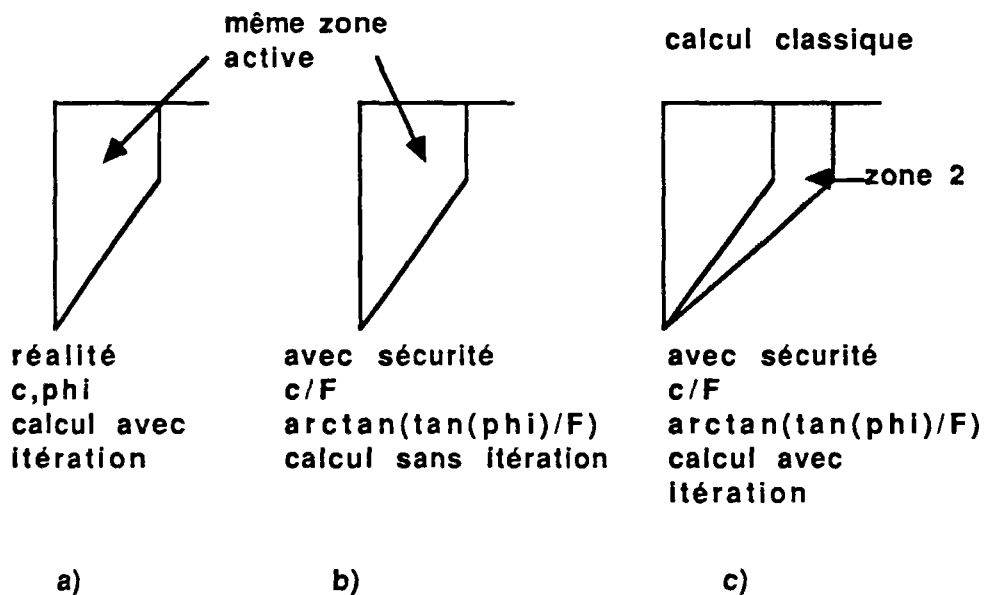


Figure 33 : Comparaison des deux analyses.

- a) cas réel : c, φ
- b) calcul en considérant : C/F et $\arctan(\tan(\varphi)/F)$ et la zone active trouvée en a) (pas d'itération sur la zone active). Bonne analyse.
- c) calcul classique en considérant C/F et $\arctan(\tan(\varphi)/F)$ (itérations sur la zone active). Mauvaise analyse

La majorité des logiciels de dimensionnement de parois clouées dont l'objectif est d'évaluer le coefficient F suivent le raisonnement décrit en c). Or, l'analyse représentée sur la figure 33c conduit à un surdimensionnement qui correspond à la stabilisation inutile de la zone 2. L'emploi d'une valeur de F supérieure à l'unité signifie que le calcul a été effectué avec un angle φ plus faible que le réel, la zone active trouvée est

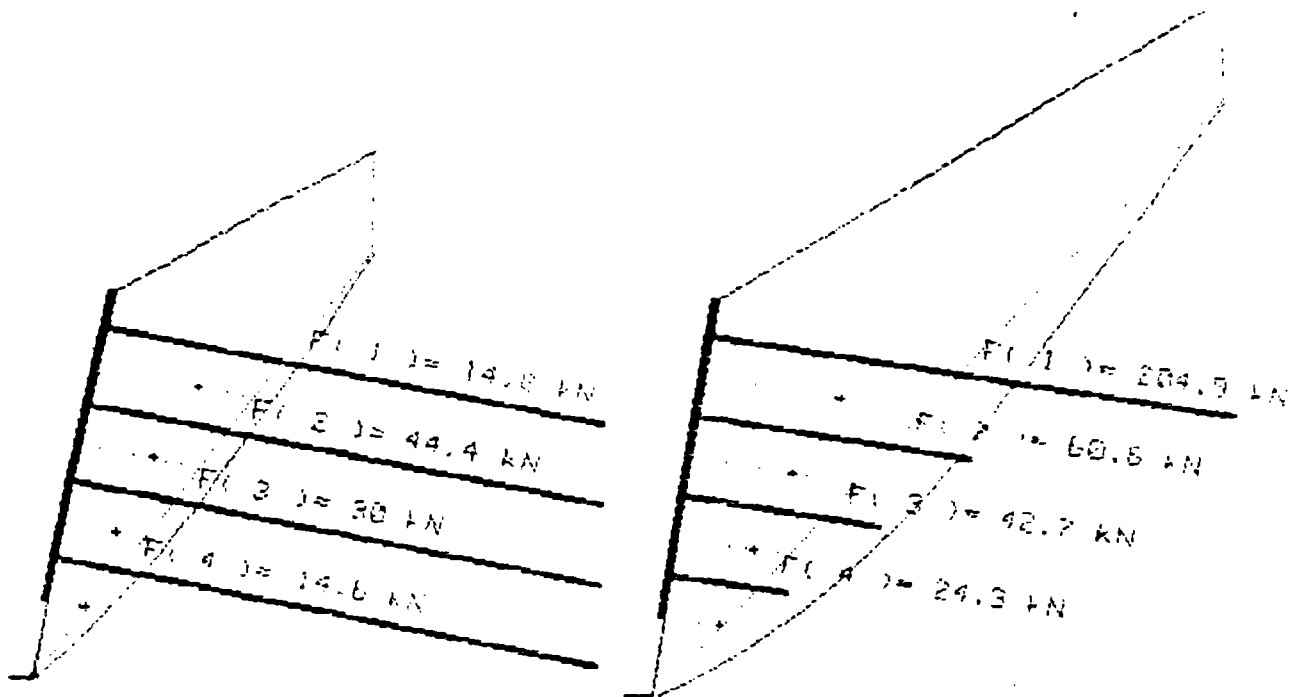
donc plus volumineuse que la réelle. Il s'ensuit que les clous seront surdimensionnés en section et en longueur.

L'ouvrage réel qu'une simulation numérique cherche à représenter a un comportement unique qui dépend des propriétés du sol et du renforcement. La zone active qui est la masse de sol qui s'effondrerait si le renforcement était insuffisant, est unique et déterminée. Pour un sol ou un renforcement différent, il est probable que la zone active sera également différente (les résultats obtenus avec *AMANDINE*, en les supposant corrects, montrent à cet égard que la zone active dépend du frottement mais pas de la cohésion). Ainsi pour simuler un cas donné (C et φ), il faut considérer les caractéristiques réelles de ce projet. Si l'on introduit dans les calculs un coefficient de sécurité⁸ alors le sol étudié (de caractéristique C/F et $\arctan(\tan(\varphi)/F)$ et , par conséquent, le problème lui-même sont différents (figure 34).

Si l'on veut néanmoins utiliser un coefficient de sécurité sur le sol, la démarche logique est la suivante :

1. trouver la zone active correspondant au cas réel,
2. modifier C et φ en appliquant F ,
3. avec ces nouvelles valeurs et en considérant la zone active trouvée en 1, calculer les efforts dans les clous.

⁸Le coefficient F_C de sécurité des clous ne doit pas faire l'objet des mêmes réflexions. En effet, ce coefficient porte sur des efforts mobilisables et non sur des efforts réellement mobilisés. L'usage qui en est fait couramment est donc correct.



a) b)
 Figure 34 : Comparaison de deux calculs, mettant en évidence
 l'influence de F :
 a) $F=1$
 b) $F=1,5$

6.7.4.- Influence de l'inclinaison des clous.

Une série de calculs a été menée pour δ variant de -30 à $+30^\circ$. La figure 35 représente les résultats.

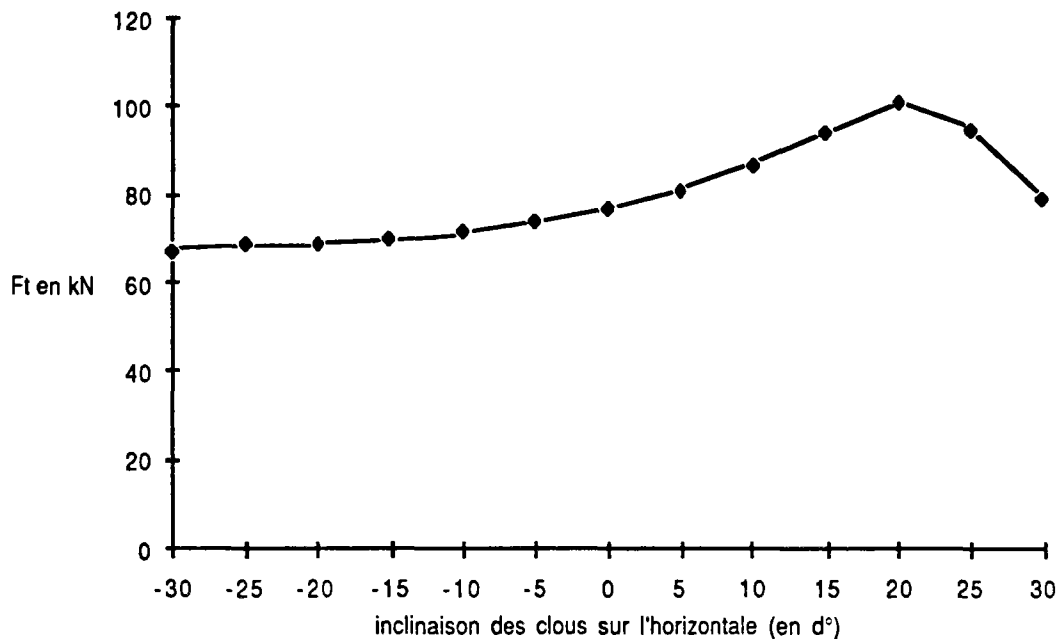


Figure 35 : Influence de δ .

On constate que F_T varie comme l'angle $(\theta + \delta)$ ce qui est logique, et que la zone active reste sensiblement constante. Pour des valeurs de δ supérieure à 20 la résultante F_T décroît, ce résultat ne doit pas être pris en considération, car les clous sont supposés travailler uniquement en traction, or dans ce cas ($\delta > 20$), la résistance au cisaillement non prise en compte dans le logiciel devient sinon primordiale du moins importante. Comme on pouvait le prévoir intuitivement, la force F_T croît avec δ , l'analyse en deçà de -30° aurait peut être permis de mettre en évidence une inclinaison optimale mais la mise en œuvre de clous dans de telles conditions est délicate.

6.8.- CONCLUSION.

Le logiciel *AMANDINE* dans sa version actuelle doit d'abord être considéré comme une nouvelle approche du dimensionnement utilisant des idées nouvelles.

Les résultats décrits en VI.6 sont encourageants. Malgré tout, pour que l'application puisse s'étendre à plus de cas réels, le logiciel doit subir quelques modifications, en particulier:

- possibilité de considérer plusieurs sols,
- possibilité de considérer un clou à la dernière tranche,
- possibilité de faire un calcul en fixant la zone active (application à

un coefficient F),

- possibilité de faire un calcul avec $C=0$, correspondant à un calcul à long terme,

- améliorer les hypothèses complémentaires.

Ces modifications purement numériques sont aisées à réaliser car le logiciel a été écrit dans l'optique d'une amélioration continue.

La simulation de la résultante F_t paraît satisfaisante, mais il n'est guère possible de se prononcer sur la répartition des $F(i)$, des données expérimentales nouvelles sont nécessaires.

Enfin, l'absence de tout coefficient de sécurité dans les calculs permet de traiter le cas réel, c'est un avantage car il n'est pas rare que des utilisateurs de logiciels, interprètent des résultats sans connaître parfaitement la signification du coefficient trouvé suite au calcul mené.

CONCLUSION

Les travaux décrits dans ce mémoire ont permis de présenter, aussi bien sur le plan expérimental que numérique, des idées et des résultats originaux, qui pour la plupart ont des applications directes.

Des essais sur modèles réduits, fiables et représentatifs, il convient de retenir :

- l'importance d'une mise en place correcte du parement qui doit être par ailleurs aussi léger que possible,
- les nombreux avantages à incliner des clous vers le haut par rapport à une inclinaison vers le bas,
- la relative facilité à connaître la ligne de rupture moyennant des données géotechniques et une réflexion sommaires,
- la prudence avec laquelle il est nécessaire d'interpréter les essais d'arrachement.

Le fait que les modèles aient été développés avec le souci de ressembler le plus possible aux ouvrages réels, et que les résultats obtenus concordent parfaitement avec ceux de la bibliographie, donne une valeur certaine aux quelques points originaux mis en évidence pour la première fois (représentativité des essais d'arrachement entre autres). Ceci doit motiver de nouvelles recherches sur ces modèles, plusieurs possibilités ont été présentées en conclusion du chapitre III.

La partie numérique consacrée au dimensionnement comporte plusieurs idées intéressantes. Une seule pourtant d'importance capitale doit être retenue : connaître parfaitement le sens de la méthode employée et ne pas attribuer aux ordinateurs des qualités qu'ils n'ont pas. Ceci est en particulier vrai pour le coefficient de sécurité dont la définition, le sens, l'emploi et la représentativité doivent être maîtrisés.

Les simulations réalisées avec le logiciel AMANDINE sont encourageantes. La ligne de rupture et la résultante des tensions dans les clous sont correctement approchées. Néanmoins, les résultats expérimentaux disponibles en trop faible quantité à l'heure actuelle, ne permettent pas de se prononcer sur la valeur de la répartition des efforts dans les clous. Ce logiciel doit être perfectionné, ses limites actuelles numériques pour la plupart, ont été précisées au chapitre VI.

Au delà des résultats décrits dans ce mémoire, le clouage apparaît être une méthode d'avenir. Souple d'emploi, elle s'applique à de nombreux sites et présente par rapport à ses concurrentes, un moindre coût et une installation de chantier plus réduite. Mais il convient de garder à l'esprit que le clouage des sols est une méthode délicate, une mauvaise mise en œuvre peut entraîner la ruine prématurée ou même stopper la construction. Des règles de chantier strictes, concernant la projection du béton pour le parement et le scellement des clous doivent être observées. Pour ces raisons, il est logique de concevoir que la mise en œuvre d'un chantier de clouage soit confié à une entreprise compétente spécialiste de cette méthode.

Les progrès technologiques incessants devraient permettre d'améliorer encore le clouage en l'adaptant à chaque sol, notamment en ce qui concerne la mise en place du parement et la liaison sol-clou.

L'avantage des méthodes de renforcement qui leur assure un avenir prometteur, est qu'elles sont basées sur une amélioration sélective du sol. Plus la plus value apportée est limitée aux seules caractéristiques voulues, plus la méthode est efficace et économique, c'est donc dans cette voie que les recherches doivent se poursuivre.

BIBLIOGRAPHIE

AUTEURS	ANNEE	TITRE ET REFERENCES
ABSI E.	1984	La théorie de la plasticité et l'équilibre limite en mécanique des sols. <i>Annales I.T.B.T.P. n° 421</i>
ALIMI I. BACOT J. LAREAL P. LONG N. T. SCHLOSSER F.	1977	Etude de l'adhérence sol-armature. <i>Proceeding of the IX I.C.S.M.F.E., TOKYO</i>
BACOT J.	1975	Comportement à la rupture des soutènements réalisés en Terre armée. <i>1° Conférence de GDANSK</i>
BAGUELIN F. FRANK R. GUEGAN Y.	1976	Calcul sur ordinateur des pieux sollicités horizontalement ou subissant des poussées parasites. <i>Bull. liaison Labo. P. et Ch., 84, p. 113-120</i>
BANGRATZ J. L. GIGAN J. P.	1984	Méthode rapide de calcul des massifs cloués. <i>Int. Symposium, in situ soil and rock reinfor., PARIS p.293-301</i>
BEECH J. JURAN I.	1984	Analyse théorique du comportement d'un soutènement en sol cloué. <i>Int. Symposium, in situ soil and rock reinfor., PARIS p.301-309</i>
BEECH J. DELAURE E. JURAN I.	1984	Etude expérimentale sur modèles réduits du comportement d'un soutènement en sol cloué <i>Int. Symposium in situ soil and rock reinfor., PARIS p.309-315</i>
BIAREZ J.	1965	Equilibre limite des talus et barrages de terre. <i>Annales de l'I.T.B.T.P. Sols et fondations n° 51 p. 1017-1029</i>

- BISHOP D.M. 1966 "Shear strength in soils"
6° Rankine Conference Geotechnique, vol 16 n° 2
- BLONDEAUF. 1984 TALREN: méthode de calcul des ouvrages en terre
renforcée.
CHRISTIANSEN M. *Int. Symposium, in situ soil and rock reinfor., PARIS*
GULLOUX A. *p.219-225*
SCHLOSSER F.
- BLONDEAUF. 1984 Renforcement de talus provisoires pour l'exécution
d'un passage sous voies ferrées.
Int. Symposium, in situ soil and rock reinfor., PARIS
p.39-45
- BLONDEAUF. 1985 Fouille clouée de grande profondeur (usine E.D.F. de
LEDEUIL E. FERRIERES sur ARIEGE).
Revue Française de Géotechnique n° 29.
- BOLTON N.D. 1982 Collapse limit states of reinforced earth retaining
PANG P.L. walls.
Revue Géotech. n° 32, vol 4
- CARMASOL A. 1985 Une approche probabiliste du dimensionnement
SALENCON S. des structures par le calcul à la rupture.
Journal de Mécanique Théorique et appliquée
Vol. 4, n°3, p.305-321.
- CARTIER G. 1981 Recherche et étude sur les glissements de terrains.
Bull. de Liai. des Ponts et Chau. n° 115
- CARTIER G. 1984 Renforcement de talus de remblais instables par
DELMAS Ph. clouage
GESTIN F. *Int. Symposium, in situ soil and rock reinfor., PARIS*
MORBOIS A. *p.237-243*
- CARTIER G. 1986 La stabilisation des pentes instables par clouage.
Bull. de Liai. des Ponts et Chau. n° 141
- CORTE J.F. 1984 Transformation d'un mur ancré par clouage du sol.
GARNIER P. *Int. Symposium, in situ soil and rock reinfor., PARIS*
p.327-333
- CLOUTERRE 1985 Renforcement des sols par clouage. Programme
CLOUTERRE
Memoire de présentation, C.O.R.G.E.C., D.A.E.I.
- DAUNAR M. 1986 Le dimensionnement des parois clouées, étude
comparative
mémoire de T.F.E., E.N.T.P.E.
- DELMAS P. 1985 Renforcement de talus instable par clou.
L.C.P.C.

- DELMAS P. 1986 Une nouvelle méthode de dimensionnement du clouage des pentes: programme PROSPER
BERCHE P.
CARTIER G.
ABDELHEDI
Bull. de Liai. des Ponts et Chau. n° 141
- DESRUES J. 1984 Mesure du champ de déformation d'un objet plan par
DUTHILLEUL B. la méthode stéréophotogrammétrique de faux relief.
Jour. de méca. th. et appl. vol 3. n° 1
- DYER N.R. 1984 A photoelastic investigation of the interaction of a
MILLIGAN G.W.E. cohesionless soil with reinforcement placed at
different orientations.
*Int. Symposium, in situ soil and rock reinfor. PARIS
p.257-263*
- FAURE R.M. 1985 Analyse des contraintes dans un talus par la
méthode des perturbations.
Revue Française de Géotech. n° 3 3
- FRANK R. 1982 Estimation par les paramètres pressiométriques de
ZHAO S.R. l'enfoncement sous charge axiale de pieux forés.
Bull. de Liai. des Ponts et Chau. n° 119, p. 17-24
- GASSLER G. 1981 Soil nailing. Some aspects of a new technique.
GUDEHUS G. *Proceeding of the X I.C.S.M.F.E., vol 39, STOCKHOLM*
- GASSLER G. 1984 Soil nailing. Statistical design.
GUDEHUS G. *Int. Symposium, in situ soil and rock reinfor., PARIS,
p. 491-494*
- GAUSSET 1985 Confortement de versants urbanisés. Exemple dans
l'agglomération Lyonnaise.
Formation continue de l'E.N.T.P.E., LYON, p. 22-25
- GIGAN J.P. 1985 Stabilité d'une paroi de soutènement clouée. Etude
comparative.
Formation continue de l'E.N.T.P.E., LYON,
- GIGAN J.P. 1985 Soutènement de fouilles par clouage.
Constatations réalisées sur plusieurs ouvrages.
E.N.P.C. stage n° 3617.
- GOULESCO N. 1981 Soutènement des sols en déblais à l'aide d'une paroi
MEDIO J.M. Hurpinoise. Autoroute A 86 Nogent sur Marne
(Val de Marne)
Revue T.O.S, A.F.T.E.S. n° 47, p.205-214
- GOULESCO N. 1984 Evolution de la technique de la Hurpinoise.
*Int. Symposium, in situ soil and rock reinfor., PARIS,
p.341-354*
- GRAY H. 1983 Mechanics of fiber reinforcement in sand.
Jour. of Geotech. Engin. vol 109, n° 3

- GUILLOUX A. 1982 L'amélioration des sols et des roches par renforcement.
Quelques observations et synthèses sur des ouvrages de soutènement par clouage.
Session de formation continue de l'E.N.P.C., 19/22
- GUILLOUX A. 1984 Evaluation du frottement latéral sol-inclusion dans le clouage des sols.
Int. Symposium, in situ soil and rock reinfor., PARIS, p.65-70
- HABIB P. 1985 Les surfaces de glissement en mécanique des sols.
Revue Française de Géotech. n° 27
- HABIB P. 1985 Effet d'échelle et surface de glissement
Revue Française de Géotech. n° 31
- HOVART C. 1975 Elargissement de l'emprise S.N.C.F. pour la desserte
RAMI R. de Saint-Quentin en Yvelines. Soutènement d'un talus à Versailles.
Revue Travaux, p. 44-49
- JEWELL R.A. 1980 Some effects of reinforcement of soils.
Dissertation submitted for the degree of Doctor of Philosophy at Cambridge University.
- JEWELL R.A. 1982 A limit equilibrium design method for reinforced embankments on soft foundations.
Second Int. Conf. of Geotextiles, LAS VEGAS
- JURAN I. 1977 Dimensionnement interne des ouvrages en Terre Armée.
Thèse de Docteur Ingénieur. E.N.P.C., PARIS
- JURAN I. 1979 Etude théorique des efforts de traction développés dans les armatures des ouvrages en Terre armée.
SCHLOSSER F. *Int. Symposium, in situ soil and rock reinfor. PARIS p.77-83*
- JURAN I. 1979 Expérimentation en vraie grandeur sur un mur en Terre armée soumis à un effort en tête.
SCHLOSSER F. *Int. Symposium, in situ soil and rock reinfor. PARIS*
LONG N. T.
LEGEAY G.
- JURAN I. 1981 Soil Reinforcing by Passive Bars.
SCHLOSSER F. *Proceeding of the X I.C.S.M.F.E.*
LOUIS C. *STOCKHOLM*
KERNOA M.
ECKMANN B.

- JURAN I. 1983 Study of soil-bar interaction in the technique of soil nailing.
SHAFIEE S. *Proceeding of the VIII I.C.S.M.F.E.*
SCHLOSSER F. *HELSINKI*
HUMBERT P.
GUENOT A.
- L.C.P.C. 1980 L'essai préalable statique de tirant d'ancrage injecté.
L.C.P.C., Projet de mode opératoire
- LOUIS C. 1981 Nouvelle méthode de soutènement des sols en déblais.
Revue TRAVAUX n° 553
- LOUIS C. 1984 Méthodes de pré-soutènement et pré-étanchement
LUNARDI P. pour les travaux en souterrain
Journées AFTES, LYON
- LOUIS C. 1984 Consolidation des sols par la technique de "Jet
LUNARDI P. Grouting".
Etats des connaissances et expériences.
Conf. I.T.B.T.P., PARIS. Annales ITBTP (à paraître)
- LOUIS C. 1984 Derniers développements dans le clouage des sols.
Revue Française de Géotech. (à paraître)
- LOUIS C. 1986 Theory and practice in soil nailing. Temporary and
permanent works.
A.S.C.E. Annual conf. Geotech., BOSTON,
- MANDEL J. 1962 Essais sur modèles réduits en mécanique des terrains.
Etude des conditions de similitude.
Revue de l'industrie Minérale n° 9, vol 44
- MARCHAL J. 1984 Renforcement des sols par clouage: étude
expérimentale en laboratoire.
*Int. Symposium, in situ soil and rock reinfor. PARIS
p.275-278*
- MARQUES P.S. 1984 Calcul par programmation linéaire de la stabilité des
MARTINS J.B. murs de soutènement renforcés.
*Int. Symposium, in situ soil and rock reinfor. PARIS
p.347-355*
- NICHOLSON 1985 Insert walls
*Central P.A.section A.S.C.E./ PennDot Conference
April 18,&19, HARRISBURG, P.A.*
- NOLOT J.F. 1985 Travaux de soutènement.
VINCHES M. *Projet industriel. E.M. d'ALES*
- OLIVARI G. 1980 Cours de Mécanique des sols
Cours de l'E.N.T.P.E. Tomes 1 et 2
- PERA J. 1985 Béton armé aux états limites
Cours de l'E.N.T.P.E.

- PHAN T. L. 1979 Etude de la stabilité interne et externe des ouvrages en Terre armée par deux méthodes de cercle de rupture.
Int. Symposium, in situ soil and rock reinfor., PARIS p.119-125
- PLUMELLE C. 1985 Expérimentation en vraie grandeur d'une paroi clouée à paramètres contrôlés.
Stage de formation continue "Renforcement des sols" Formoquix, E;N;T;P;E., octobre.
- PRUNIER M. 1984 Résistance des matériaux.
Cours de l'E.N.T.P.E.
- RABEJAC A. 1974 Construction d'un mur de soutènement entre Versailles-Chantiers et Versailles-Matelots.
Revue générale des Chemins de Fer, 93^e Année
- RAULIN P. 1974 Calcul de la stabilité des pentes en rupture non circulaire.
L.C.P.C. rapport de recherche n° 36
- RESPLENDINO J. 1986 Contribution à l'élaboration d'un programme de dimensionnement des murs cloués.
Mémoire de D.E.A., E.N.T.P.E., I.N.P.G.
- SALENCON J. 1983 Calcul à la rupture et analyse limite.
Presses des Ponts et Chauss. I.S.B.N.. 2-85978-059-9
- SCHLOSSER F. 1969 La Terre armée.
Bull. de Liai. des Ponts et Chau. n° 41, p. 101-144
- SCHLOSSER F. 1979 Le frottement sol-armature dans les ouvrages en Terre armée.
Int. Symposium, in situ soil and rock reinfor., PARIS p.151-157
- SCHLOSSER F. 1979 Le frottement dans le renforcement des sols.
Int. Symposium, in situ soil and rock reinfor. PARIS p.157-163
- SCHLOSSER F. 1979 Dimensionnement des ouvrages en Terre Armée par la méthode de l'équilibre local.
Int. Symposium, in situ soil and rock reinfor. PARIS
- SCHLOSSER F. 1979 General report on Design parameters for artificially improved soils.
Proceeding of theVII I.C.S.M.F.E. BRIGHTON
- SCHLOSSER F. 1981 Le frottement dans le renforcement des sols.
Revue Française de Géotech. n° 16
- SCHLOSSER F. 1984 Soil reinforcement.
Revue Française de Géotech. n° 29
- JACOBSSEN H.M.
JURAN I.

- SCHLOSSER F. 1983 Analogies et différences dans le comportement et le calcul des ouvrages de soutènement en Terre armée et par clouage du sol.
Revue Sols et fondations n° 428
- SEGRESTIN P. 1979 Calcul d'un massif en Terre armée par les coins de rupture.
Int. Symposium, in situ soil and rock reinfor., PARIS p.163-169
- SHEN C.K. 1981 An in sita earth reinforcement lateral support system
HERRMANN L.R. *Rapport de recherche n°81-13*
ROMSTAD K.M. *Department of civil engineering, uni of California*
BANG S. *Davis.*
KIM Y.S.
DEBATAKE J.S.
- STOCKER M.F. 1979 Soil nailing.
KORBER G.W. *Int. Symposium, in situ soil and rock reinfor., PARIS*
GASSLER G. *PARIS*
GUDEHUS G.
- WERNICK E. 1978 Stresses and strains of the surface of anchors
Revue française de Géotechnique n° 3
- WEBER J.D. 1971 Les applications de la similitude physique aux problèmes de mécanique des sols.
Editions Eyrolles (PARIS). Collection de l'A.N.R.T.
- ZIENKIEWICZ O.C. 1983 The finite element Method.
Ed. Mac Grawhill, 3° édition

PAGE BLANCHE

ANNEXE 1

**EXEMPLE D'APPLICATION DE LA THEORIE
DU CALCUL A LA RUPTURE.**

Nous proposons ci-dessous un exemple simple d'application de la théorie du calcul à la rupture :

Etude de la stabilité d'une fouille verticale de hauteur h (exemple tiré de SALENCON, 1983).

A1.1.- APPROCHE PAR L'INTERIEUR.

Le champ de contraintes σ choisi est le suivant, proposé par DRUCKER et PRAGER en 1952 (figure A1.1) :

$$\begin{array}{ll} 1) \sigma_{xx} = +\gamma x & \sigma_{xy} = \sigma_{yy} = 0 \\ 2) \sigma_{xx} = +\gamma(x-h) & \sigma_{xy} = 0 \\ & \sigma_{yy} = +\gamma x - a(x) \\ 3) \sigma_{xx} = +\gamma x & \sigma_{xy} = 0 \\ & \sigma_{yy} = +\gamma x - a(x) \end{array}$$

avec $a \leq a(x) \leq \gamma h$

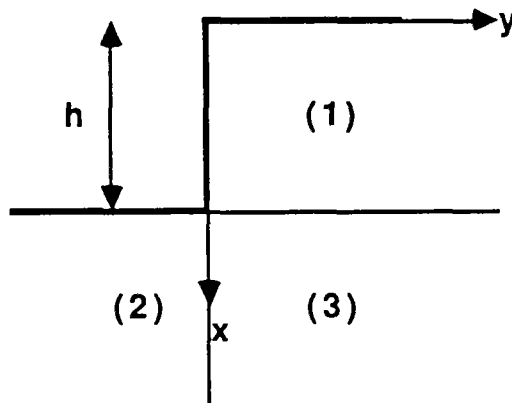


Figure A1.1 : Le massif de sol est divisé en trois zones. Dans chacune d'elles, un champ de contraintes est défini.

Ce champ est statiquement admissible. Le critère du matériau est celui de MOHR COULOMB, qui s'écrit en déformation plane :

$$F(\sigma) = \sigma_1(1 - \sin(\varphi)) - \sigma_2(1 + \sin(\varphi)) - 2C \cos(\varphi)$$

Le champ (σ) vérifiant $f(\sigma) \leq 0$, on obtient :

$$1) +\gamma x(1 - \sin(\varphi)) - 2C \cos(\varphi) \leq 0$$

$$2) (-\gamma x + a(x))(1 + \sin(\varphi)) + \gamma(x - h)(1 - \sin(\varphi)) - 2C \cos(\varphi) \leq 0 \quad (1)$$

$$3) (-\gamma x + a(x))(1 + \sin(\varphi)) + \gamma x(1 - \sin(\varphi)) - 2C \cos(\varphi) \leq 0$$

Choisissons pour chargement Ch/γ (un paramètre sans dimension). Les équations (1) permettent de majorer ce chargement. Le calcul du maximum de $F(\sigma)$ permet ensuite de maximiser ce majorant :

$$1) Ch/\gamma < (2 - \cos(\varphi))/(1 - \sin(\varphi)) \quad F(s) \text{ est maxi en } x=h$$

$$2) \text{ dépend de } a(x)$$

$$3) \text{ dépend de } a(x)$$

En supposant que $F(\sigma)$ est maximum en 1), on obtient :

$$Ch/\gamma \leq (2 - \cos(\varphi))/(1 - \sin(\varphi)) \quad F(s) \text{ est maxi en } x=h$$

soit, puisque $Ch/\gamma \leq K^+$

$$(2 - \cos(\varphi))/(1 - \sin(\varphi)) = 2 \tan(\pi/4 + \varphi/2) \leq K^+$$

$$K^+ \geq 2 \tan(\pi/4 + \varphi/2)$$

A1.2.- APPROCHE PAR L'EXTERIEUR PAR LES CONTRAINTES.

C'est la théorie du coin de COULOMB.

Soit Ch/γ le chargement supposé appartenir à K , le champ σ associé doit alors vérifier la relation V.3. On écrit qu'en particulier tout bloc OAB doit être en équilibre (figure A1.2).

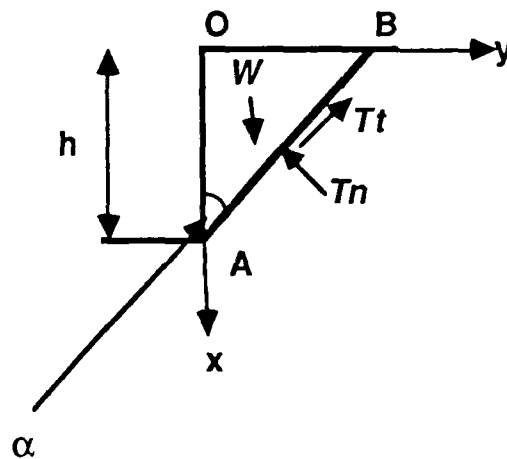


Figure A1.2 : Le bloc OAB doit être stable, quelque soit α .

$$\text{Avec } N = \int_A^B T_n dl \quad T = \int_A^B T_t dl$$

Les équations d'équilibre sont :

$$W \cos(\alpha) - T = 0$$

$$W \sin(\alpha) - N = 0 \tag{2}$$

Le critère généralisé permet d'écrire: $T \leq C + N \tan(\varphi)$

soit en combinant avec (2), et en remplaçant W par sa valeur :

$$Ch^2 \tan(\alpha) \cos(\alpha) / 2 \leq Ch / \cos(\alpha) + \gamma h^2 \tan(\alpha) \sin(\alpha) \tan(\varphi) / 2$$

c'est-à-dire :

$$\gamma h / C \leq 2 / (\cos(\alpha) \sin(\alpha) (1 - \tan(\alpha) \tan(\varphi)))$$

$$\gamma h / C \leq 4 / (\sin(2\alpha) (1 - \tan(\alpha) \tan(\varphi)))$$

On a donc la relation suivante :

$$\gamma_{h/C} \leq K^+ \Rightarrow \gamma_{h/C} \leq 4 / (\sin(2\alpha)(1 - \tan(\alpha)\tan(\varphi)))$$

ce qui permet de majorer K^+ :

$$K^+ \leq 4 / (\sin(2\alpha)(1 - \tan(\alpha)\tan(\varphi)))$$

Ce majorant peut être minimiser pour améliorer l'encadrement. Lorsque α , varie le minimum est obtenu en $\pi/4 + \varphi/2$. Ce qui permet d'affirmer que :

$$K^+ \leq 4 \tan(\pi/4 + \varphi/2)$$

A1.3.- APPROCHE PAR L'EXTERIEUR PAR LES VITESSES.

Imaginons que le bloc OAB (figure A2.3) soit animé de la vitesse V inclinée de β sur AB .

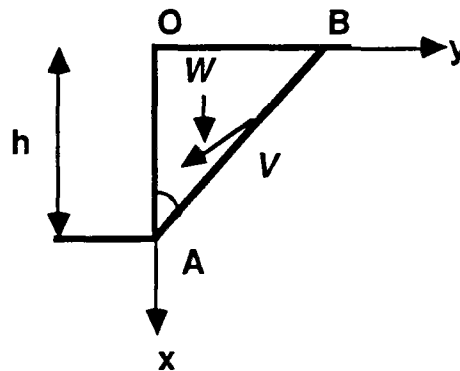


Figure A1.3 : Le bloc OAB est animé de la vitesse d'ensemble V , inclinée de β sur la droite AB .

Tout point de OAB a une vitesse de déformation nulle ainsi que tout point de la zone résistante. Seule la discontinuité AB conduit à une puissance non nulle. Celle-ci est : $\mathcal{P} = \int_A^B V(x)\sigma(x)n(x)dl$.

Un majorant en est, si le matériau vérifie le critère de COULOMB :

$$P(V(x)) = \int_A^B C \cot(\varphi) V n dl \quad (\text{SALENCON, 1983})$$

soit ici :

$$P(V(x)) = C \cot(\varphi) \sin(\beta) h V / \cos(\alpha)$$

avec $\varphi \leq \beta \leq \pi - \varphi$ et $0 \leq \alpha + \beta \leq \pi/2$

D'autre part, la puissance des efforts extérieurs est : $Qq = WV$
soit :

$$Q(\sigma)q(V) = h^2 \gamma \tan(\varphi) V \cos(\alpha + \beta) / 2$$

Ecrivons que $P(V(x)) \leq Q(\sigma)q(V)$, nous savons alors que Q n'appartient pas à K :

$$\gamma h / C \leq 2 \cot^2(\varphi) \sin(\beta) / (\sin(\alpha) \cos(\alpha + \beta))$$

On en déduit :

$$K^+ \leq 2 \cot^2(\varphi) \sin(\beta) / (\sin(\alpha) \cos(\alpha + \beta))$$

Afin d'améliorer l'approche de K^+ , il faut minimiser le second membre :
à β fixé, la minimisation en α donne :

$$\alpha = \pi/4 - \varphi/2$$

Le minimum obtenu en $\beta = \varphi$ est alors égal à : $4 \tan(\pi/4 + \varphi/2)$. Il s'ensuit que :

$$K^+ \leq 4 \tan(\pi/4 + \varphi/2)$$

A1.4.- CONCLUSION.

Avec le champ de contraintes choisi en A2.1 et le champ de vitesses choisi en A1.3, on obtient l'encadrement suivant :

$$2\tan(\pi/4 + \varphi/2) \leq K^+ \leq 4\tan(\pi/4 + \varphi/2)$$

Si $\gamma h/C$ est inférieur à $2\tan(\pi/4 + \varphi/2)$, il y a stabilité potentielle.

Si $\gamma h/C$ est supérieur à $4\tan(\pi/4 + \varphi/2)$, il y a instabilité.

On remarquera que l'approche par l'extérieur par les contraintes ne donne ici aucune information supplémentaire.

PAGE BLANCHE

ANNEXE 2

ESSAI GEOMECHANIQUE

**EVALUATION DE LA BANDE DE SOL INFLUENCEE
PAR LE FROTTEMENT SUR LES PAROIS LATERALES.**

A2.1.- INTRODUCTION.

Le but de cette expérience est d'évaluer, lors d'essais sur modèles physiques, la forme et les dimensions de la zone de sol qui, étant en contact avec une paroi verticale (par exemple, une paroi de container), est soumise à un champ de contrainte influencé par ce contact.

En un point M du sol, les effets de bords n'ont pas d'influence sur le tenseur des contraintes si et seulement si, sur la facette horizontale centrée en ce point, la contrainte a pour valeur :

$$T(M) = \gamma h(M)n \quad h(M) \text{ représente la hauteur de sol au dessus de } M.$$

n est le vecteur unitaire normal à la facette centrée en M .

$$\text{Pas d'effets de bords en } M \quad \Leftrightarrow \quad T(M,n) = \gamma h(M)n \quad (1)$$

A2.2.- DESCRIPTION DE L'APPAREILLAGE.

La méthode d'évaluation de la zone recherchée est basée sur la vérification expérimentale de l'équivalence (1).

Un container parallélépipédique est fermé d'un coté par une plaque en verre qui peut être déplacé parallèlement à elle-même. La partie centrale du fond de la boîte est un orifice de section carré. Cet orifice est obturé (librement) par un plateau lié à un capteur de force. Le capteur est fixé lui même au fond de la boîte par une bride (figure A2.1).

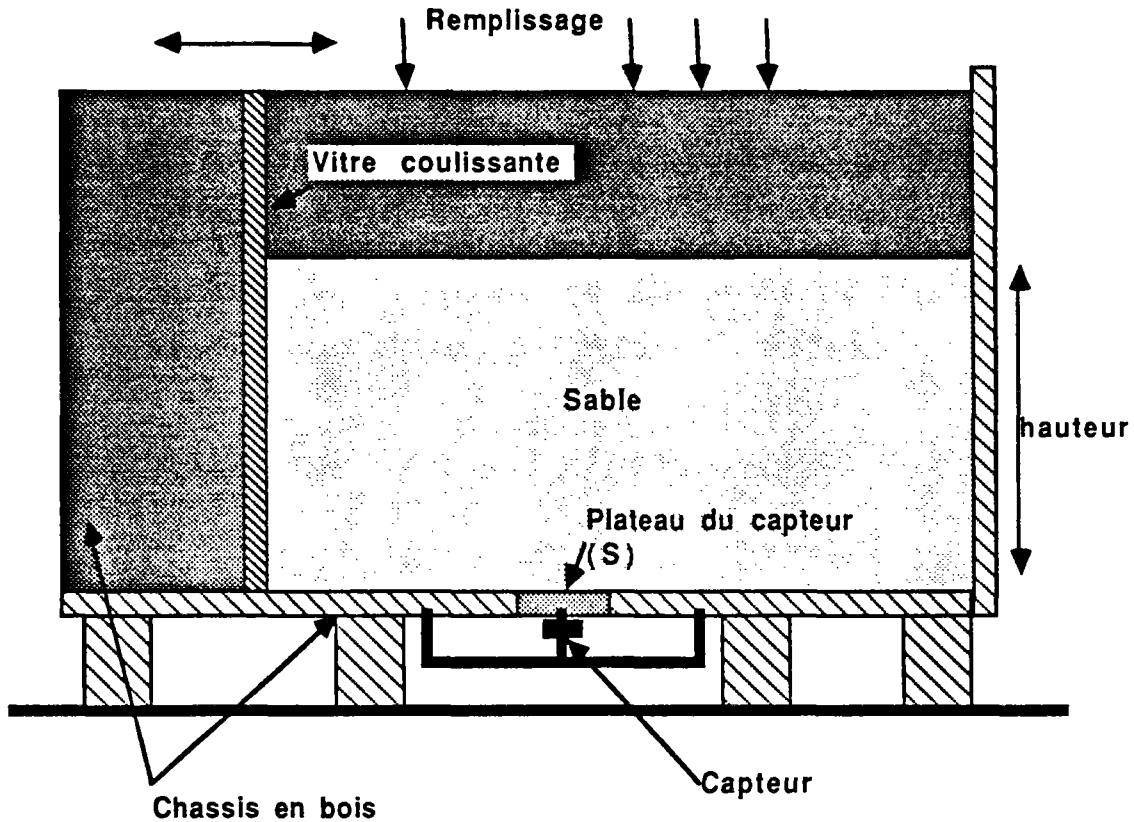


Figure A2.1 : Principe de l'essai destiné à évaluer la zone de sol dont le champ de contraintes est perturbé par les parois latérales.

Une fois la vitre fixée, la boîte est remplie de sable sec de manière homogène et répétitive. Pour chaque couche de sable, on mesure la force agissant sur le capteur. Cette force est l'intégrale sur la surface du plateau, des contraintes verticales agissant à ce niveau dans le sol. Si les parois latérales de la boîte sont suffisamment éloignées du capteur, la force reprise par celui-ci est :

$$F_0 = \int_S \gamma h ds$$

où h est la hauteur de sable et S la section du plateau.

S'il y a influence de frottement sol-vitre, alors F est inférieur à F_0 . On peut ainsi trouver pour un éloignement vitre-plateau donné, la hauteur h de sable au-delà de laquelle l'influence de la vitre n'est pas nulle.

Pour cela, on fixe la vitre dans une certaine position, puis la boîte est remplie jusqu'à obtenir une force sur le capteur ne correspondant plus à une contrainte :

$$T = \gamma h n \quad .$$

Il suffit ensuite de répéter l'opération après avoir changé la position de la vitre.

A2.3.- MESURES.

Pour une hauteur donnée de remplissage, le capteur indique la force F qu'il reprend. Tant que l'influence de la vitre est insignifiante, la courbe F fonction de h est une droite de pente γS .

Dès qu'il y a influence, la courbe $F(h)$ est marquée d'un coude.

A2.4.- DIFFICULTES EXPERIMENTALES.

Toute expérience comporte des difficultés de degré variable et la fiabilité du résultat est fonction de la qualité de la manipulation. Certains résultats qui ont *bonne allure* peuvent être démunis de toute signification si un minimum de rigueur scientifique n'accompagne pas l'expérience.

Dans le cas qui nous intéresse, l'expérience paraît à première vue d'une relative facilité. Pourtant, deux difficultés majeures ont été rencontrées:

- . le remplissage,
- . la représentativité de la mesure.

A ce sujet, les expérimentateurs savent bien que les grandeurs mécaniques les plus délicates à mesurer sont les contraintes, moins difficiles sont les forces, puis les déformations, enfin les déplacements s'évaluent aisément.

A2.4.1.- Remplissage du container.

La seule manière de remplir un container de sable sec en conservant une densité parfaitement uniforme est de le verser sous forme de pluie fine et régulière. La hauteur de chute peut varier mais doit rester supérieure à 40 cm pour que la densité soit constante. Pour des raisons pratiques, le remplissage se fait généralement en plusieurs étapes, ce qui correspond à la réalisation de plusieurs couches. Si le débit de chute est trop important, la partie supérieure de la couche d'une étape sera plus dense que la partie inférieure. En effet, lorsque les derniers grains tombent, ils se placent librement dans les creux. Il n'en est pas de même pour ceux du milieu de la couche qui peuvent rester en équilibre créant ainsi des vides plus importants.

Le système que nous avons retenu est le suivant. le container est placée entre deux tables. Un chariot mobile est monté sur deux rails, un sur chaque table. Il peut se déplacer en restant parallèle à lui-même. Sa section droite

est en forme de V. Une charnière située dans la partie inférieure permet d'ouvrir et de fermer ce chariot de déversoir.

Après l'avoir rempli de sable sec et ouvert le déversoir, il est animé d'un mouvement de va-et-vient de manière à balayer la surface de la boîte (figure A2.2).

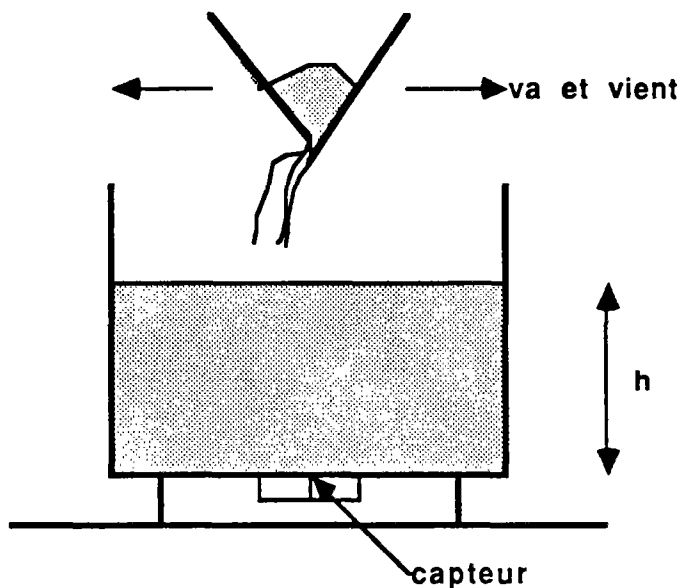


Figure A2.2 : Principe de remplissage du container.

Les dimensions du container sont $0,8\text{ m} \times 0,8\text{ m}$ de section verticale pour $0,6\text{ m}$ de profondeur (lorsque la vitre est le plus possible éloignée du capteur). Le chariot fait $0,9\text{ m}$ de long pour $0,3$ de haut. Un va-et-vient dure quatre secondes, l'inversion des mouvements se produit lorsque la pluie de sable est extérieure à la boîte. L'épaisseur moyenne d'une couche est de 1 mm . Le sable à la sortie du chariot n'étant pas animé d'une vitesse verticale, il convient de retourner le chariot toutes les deux à trois couches afin d'obtenir une surface de sol horizontale. La hauteur de chute varie de 1 m à $0,7\text{ m}$. Le massif de sable obtenu est dense. On ne peut pas, par cette méthode, obtenir un sable lâche (JEWELL, 1980).

A2.4.2.- *Mesure des contraintes.*

Lorsque nous avons débuté cette série d'essais, le capteur était totalement désolidarisé de la boîte, qui était elle-même simplement posée sur des madriers.

Le premier remplissage a donné le résultat présenté sur la figure A2.3.

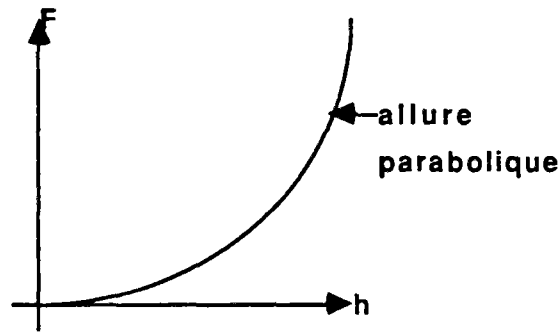


Figure A2.3 : La courbe poids apparent, fonction de la hauteur de sable, a l'allure d'une parabole lorsque le système de mesure est mauvais. La mesure lue sur le capteur ne correspond pas à ce que l'on pense mesurer.

L'allure de la courbe est une parabole parfaitement régulière. Si l'on n'avait pas souhaité obtenir une droite, ce résultat aurait certainement été retenu. En réalité, le nombre lu sur le cadran du voltmètre relié au capteur ne correspond absolument pas à γSh mais plutôt à :

$$\gamma S(ah^2 + bh)$$

Le déplacement relatif entre le plateau du capteur et le fond de la boîte est à l'origine de ce phénomène.

Des calculs simples montrent que la zone de sol réellement pesée est le volume de sable de section trapézoïdale situé au-dessus du capteur.

Pour obtenir des résultats satisfaisants, il a fallu fixer solidement la boîte au sol, par l'intermédiaire de profilés métalliques, et relier la base du capteur au fond de la boîte par une bride.

La raideur du capteur étant telle que sous le chargement maximal, sa déformation est inférieure à 10μ et le capteur étant très rigidement relié à la boîte, le déplacement relatif plateau-fond de boîte est inférieur à 100μ .

A2.5.- RESULTATS.

Quatre remplissages ont été effectués, la vitre occupant quatre positions différentes :

Distance vitre - plateau du capteur en *cm* : 14 - 2 - 1 - 0.

On constate sur la figure A2.4 que les courbes correspondant à 14 et 2 *cm* sont confondues. D'autres essais ont été menés, qui ont permis d'affirmer qu'à une distance de 14 *cm*, l'influence de la vitre est nulle. Au vu des courbes 2-1-0, on peut donc en déduire que l'influence des

frottements sable-vitre est négligeable à une distance supérieure à deux centimètres de la vitre pour une hauteur de sable allant jusqu'à 30 cm. Ce résultat n'est bien sûr valable que pour les matériaux concernés.

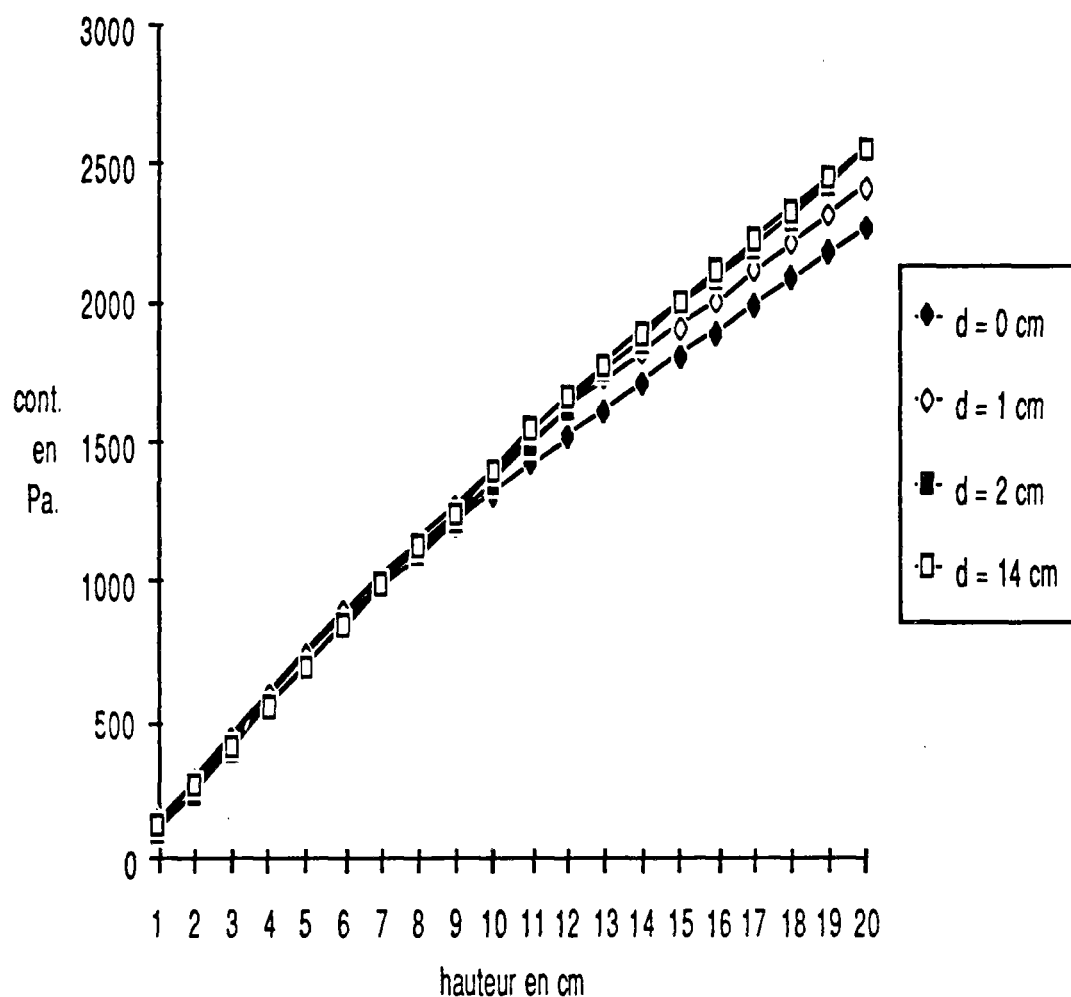


Figure A2.4 : Courbes représentant l'effort sur le capteur, fonction de la hauteur de sable, paramétrées en fonction de la position de la vitre.