

50376
1992
149

62209

50376
1992
149

N° d'ordre : 957

THESE DE DOCTORAT

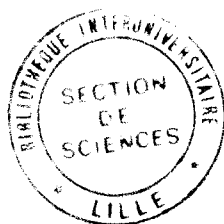
présentée à

l'Université des Sciences et Techniques de Lille

Spécialité

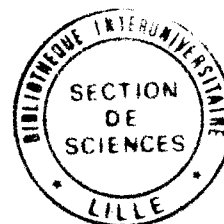
GENIE CIVIL

ETUDE PROBABILISTE DES OUVRAGES EN SOLS-RENFORCES : APPLICATION A LA TERRE ARMEE ET AU CLOUAGE



Présentée par

HOCINI Hocine



. soutenue le 30 Juin 1992 devant le jury composé de :

MM. P. MICHEAU

J.P. MAGNAN

J.L. FAVRE

I. SHAHROUR

D. BOISSIER

A. DHOUIB

EUDIL- USTL-FA

ENPC de Paris

Ecole Centrale de Paris

Ecole Centrale de Lille

USTL-FA

FONDASOL Paris

Président

Rapporteur

Rapporteur

AVANT PROPOS

Le travail qui fait l'objet de ce mémoire a été effectué au Laboratoire de mécanique de Lille près du département sols-structures de l'Ecole Centrale de Lille (anciennement I.D.N). A ce titre, qu'il me soit permis d'en remercier le professeur I. SHAHROUR pour m'avoir accueilli dans son département. Cette thèse n'aurait pas vu le jour sans son aide, son expérience et sa patience.

M. P. MICHEAU, professeur à l'Ecole d'ingénieur de Lille, en dépit de ses lourdes responsabilités, m'a fait l'honneur d'accepter la présidence du jury, qu'il trouve ici mes sincères remerciements.

M. J. P. MAGNAN, professeur à l'Ecole Nationale des ponts et chaussées, a bien voulu être rapporteur de cette thèse, qu'il trouve ici l'expression de ma profonde gratitude.

M. J. L. FAVRE, professeur à l'Ecole Centrale de Paris a accepté d'être rapporteur de ce travail et je l'en remercie.

M. D. BOISSIER, Professeur à l'Université des sciences et Techniques de Lille, il a bien voulu participer au jury je tiens à lui témoigner ma profonde gratitude.

M. I. SHAHROUR, Professeur à l'Ecole Centrale de Lille, a assuré avec compétence et efficacité la direction de ce travail. Je n'oublie pas non plus d'avoir beaucoup profité de son expérience tout au long de cette thèse. De tout cela, le lui suis profondément reconnaissant.

M. A. DHOUIB, Ingénieur à la société FONDASOL Paris, m'a été d'un grand secours tout au long de ce travail. Qu'il me soit permis de le remercier très sincèrement.

Enfin, ces remerciement ne sauraient être complets si je n'y incluais pas tous ceux, collègues et amis, qui m'ont apporté leur soutien au cours de ces années de thèse. Je citerai en particulier L. LANCELOT, W. CHEHADE, V. LESAGE pour leur aide précieuse. Qu'il me soit permis d'adresser une pensée particulière à ma famille, notamment à ma mère, ma femme, et mes enfants pour leur affection et leur patience. Je dédie enfin cette thèse à la mémoire de mon père.

SOMMAIRE

Résumé
Abstract
Notations

<i>Introduction générale</i>	1
------------------------------------	---

PREMIERE PARTIE

CHAPITRE I :	4
---------------------	----------

Méthode probabiliste et renforcement des sols

1.1 - Introduction	5
1.2 - Les techniques de renforcement	5
1.2.1 - Généralités	5
1.2.2 - La terre armée	6
1.2.3 - Le clouage	7
1.3 - Besoin d'une étude probabiliste	7
1.4 - Etudes antérieures	8
1.5 - Méthode de calcul probabiliste	15
1.5.1 - Définition et calcul de la probabilité de rupture	15
1.5.2 - Méthode de Monte-Carlo	18
1.5.3 - Génération des variables aléatoires	20

DEUXIEME PARTIE

Application aux ouvrages en terre armée

CHAPITRE II :	22
<i>Etude d'un cas de référence</i>	
2.1 - Introduction	23
2.2 - Méthode de calcul déterministe	23
2.3 - Programme de calcul	28
2.4 - Choix et caractérisation des variables de base	31
2.5 - Application numérique	32
2.5.1 - Description de l'ouvrage choisi	33
2.5.2 - Calcul de référence	35
2.5.3 - Courbes d'égale coefficient de sécurité et de probabilité de rupture	40
CHAPITRE III:	42
<i>Etude paramétrique</i>	
3.1 - Introduction	42
3.2 - Influence des valeurs moyennes	42
3.3 - Influence des coefficients de variation	43
3.4 - Influence de l'épaisseur de discrétisation	44
3.5 - Influence de la corrélation	45
3.6 - Effet de l'autocorrélation	47
3.7 - Influence des lois de probabilité	49

TROISIEME PARTIE

Application aux ouvrages en sols-cloués

CHAPITRE IV :	51
<i>Etude d'un cas de référence en sol cloué</i>	
4.1 - Introduction	52
4.2 - Méthode de calcul déterministe	52
4.2.1 - Détermination des efforts mobilisés dans les inclusions	53
4.3 - Programme de calcul	57
4.4 - Choix et caractérisation des variables de base	58
4.5 - Application numérique	61
4.5.1 - Description de l'ouvrage retenu	61
4.5.2 - Calcul de référence	61
4.6 - Courbes d'égale probabilité de rupture et de coefficient de sécurité	65
CHAPITRE V :	67
<i>Etude paramétrique</i>	
5.1 - Introduction	67
5.2 - Influence des valeurs moyennes	67
5.3 - Influence des coefficients de variation	68
5.4 - Influence de l'épaisseur de discrétisation	69
5.5 - Effet de la corrélation	70
5.6 - Effet de l'autocorrélation	72
5.7 - Influence des lois de probabilité	73
CONCLUSION GENERALE - PERSPECTIVES	77

LISTE DES FIGURES

- Figure 2.1 : Principe du calcul d'un ouvrage en terre armée par la méthode des tranches
- Figure 2.2 : Talus utilisé pour tester le programme FiaSol
(RAULIN et al., 1974)
- Figure 2.3 : Exemple de mur en terre armée
(Dhouib 1991)
- Figure 2.4 : Ouvrage choisi pour l'application numérique présenté par guilloux (1979)
- Figure 2.5 : Histogramme des fréquences relatif à la distribution de F
(variables de base non corrélées, 1000 réalisations)
(exemple de référence)
- Figure 2.6 : Evolution de la probabilité de rupture avec le nombre de simulations
(calcul de référence)
- Figure 2.7 : Evolution de la probabilité de rupture au cours de la durée de vie de l'ouvrage
- Figure 2.8 : Courbes d'égales valeurs du coefficient de sécurité et d'égales probabilités de rupture
- Figure 3.1 : Influence de l'espérance de la résistance à la traction des armatures sur la probabilité de rupture du mur en terre armée
- Figure 3.2 : Influence des coefficients de variation sur la probabilité de rupture du mur en terre armée.
- Figure 3.4 : Evolution de la probabilité de rupture avec le nombre de simulations
(ϕ et γ corrélés)
- Figure 3.5 : Evolution de la probabilité de rupture en fonction du temps
(mur en terre armée)
- Figure 3.5 : Modèle utilisé pour tenir compte de l'autocorrélation
- Figure 3.6 : Effet de l'autocorrélation sur la probabilité de rupture
(mur en terre armée)
- Figure 3.7 : Histogramme des fréquences relatif à la distribution du coefficient de sécurité quand (ϕ , γ , T_a) sont modélisés par une loi log-normale
- Figure 3.8 : Effet sur la probabilité de rupture du type de loi de probabilité
- Figure 4.1 : Principe de la méthode de calcul à la rupture
- Figure 4.2 : Critère de détermination des efforts dans les clous
(Schlosser, 1982).
- Figure 4.3 : Ouvrage retenu pour la validation du programme de calcul FiaSol
tiré de Gigan et al., (1987)
- Figure 4.4 : Géométrie de l'ouvrage choisi pour exemple de référence

Liste des figures

Figure 4.5 : Histogramme des fréquences relatif à la distribution de F cas de référence
(1000 simulations)

Figure 4.6 : Evolution de la probabilité de rupture avec le nombre de simulations

Figure 4.7 : Courbes d'égale probabilité de rupture et d'égale coefficient de sécurité

Figure 5.1: Influence des valeurs moyennes de ϕ et γ sur la probabilité de rupture de l'ouvrage en sol-cloué

Figure 5.2 : Influence des coefficients de variation sur la probabilité de rupture de l'ouvrage en sol- cloué

Figure 5.3 : Effet de l'épaisseur de discrétisation sur la probabilité de rupture de l'ouvrage en sol-cloué

Figure 5.4 : Modèle d'autocorrélation utilisé

Figure 5.5 : Histogramme des fréquences relatif à la distribution du coefficient de sécurité
(loi log-normale)

Figure 5.6 : Histogramme des fréquences relatif à la distribution du coefficient de sécurité
($\phi, \gamma, p_l, q_s, R_n$ suivent une loi log-normale)
($\beta, D, L, \Delta H, \ell_0$ suivent une loi normale)

LISTE DES TABLEAUX

- Tableau 2.1 : Caractéristiques mécaniques du talus utilisé pour tester le programme FiaSol
- Tableau 2.2 : Coefficients de sécurité du talus
- Tableau 2.3 : Caractéristiques mécaniques et géométriques du mur en terre armée
(Test du programme Fia Sol)
- Tableau 2.4 : Lois de probabilité et coefficients de variation utilisés dans le calcul
de la Terre Armée
- Tableau 2.7 : Valeurs utilisées pour le dimensionnement de l'ouvrage
- Tableau 2.8 : Valeurs utilisées dans le calcul de l'exemple de référence
- Tableau 2.9 : Caractéristiques statistiques du coefficient de sécurité
(exemple de référence avec 1000 simulations)
- Tableau 3.1 : Matrice des covariances
- Tableau 3.2 : Caractéristiques statistiques de la distribution du coefficient de
sécurité quand (ϕ , γ , T_a) sont modélisés par une loi log-normale
- Tableau 4.1 : Paramètres utilisés pour la validation du programme FiaSol.
- Tableau 4.2 : Valeurs des coefficients de sécurité données par différents programmes
de calcul des ouvrages en sols cloués
- Tableau 4.3 : Lois de probabilité et coefficient de variation types proposés par différents
auteurs (GIGAN, et al, 1987)
- Tableau 4.4 : Paramètres utilisés dans le calcul de référence
- Tableau 4.5 : Caractéristiques statistiques de la distribution du coefficient de sécurité
(cas de référence)
- Tableau 5.6 : Effet de l'épaisseur de discrétisation sur la probabilité de rupture de l'ouvrage en
sol-cloué
- Tableau 5.2 : Matrice des corrélations retenue pour l'ouvrage en sol-cloué
- Tableau 5.3 : Influence de la corrélation sur la probabilité de rupture de l'ouvrage en sol-
cloué
- Tableau 5.4 : Effet de l'autocorrélation sur la probabilité de rupture
- Tableau 5.5 : Caractéristiques statistiques obtenues avec la loi log-normale
- Tableau 5.6 : Caractéristiques statistiques obtenues avec la combinaison loi normale et loi
log-normale
- Tableau 5.7 : Influence des lois de distribution sur la probabilité de rupture

RESUME

Le comportement des ouvrages en sols renforcés est très complexe. Il fait intervenir les propriétés des sols, des inclusions et l'interaction sols-inclusions. Le dimensionnement de ce type d'ouvrages se fait avec des hypothèses simplificatrices qui ignorent le caractère aléatoire de certains facteurs importants tels que les données géométriques de l'ouvrage, les propriétés des sols, des matériaux de renforcement et de leur interaction. Pour tenir compte de ces facteurs, le concepteur peut utiliser l'approche probabiliste pour l'analyse de la stabilité des ouvrages en sols-renforcés. Deux types d'ouvrages en sols-renforcés ont été analysés: la terre armée et le clouage. Le travail de thèse est composé de trois parties : La première partie comporte, d'une part, une analyse bibliographique des travaux réalisés dans les domaines du renforcement des sols et de l'application de l'approche probabiliste en géotechnique, et, d'autre part, le principe de l'application de la méthode de Monte- Carlo à l'analyse de stabilité des ouvrages. Les deuxième et troisième parties comportent respectivement des applications de l'approche probabiliste aux ouvrages en terre armée et en sols-cloués. Dans chaque partie, on présente la méthode de calcul déterministe retenue, le choix des variables aléatoires, une application à un cas de référence et enfin une étude paramétrique de l'influence sur la probabilité de rupture des facteurs tels que l'épaisseur de discrétisation, les propriétés statistiques (moyenne et coefficient de variation) des paramètres mécaniques, l'autocorrélation, la corrélation entre paramètres mécaniques et enfin le choix de la loi de probabilité.

ABSTRACT

Calculation of reinforced earthworks is usually carried out using a deterministic approach which does not take into consideration some important factors such as: i) uncertainties about the geometrical data and the boundary conditions ii) the variation of the mechanical properties in the soil mass, particularly in heterogeneous sites iii) uncertainties on the determination of mechanical properties which depend on samples disturbance, laboratory apparatus, operators and the method used in data processing.

In order to take into account these factors, a probabilistic approach based upon the Monte-Carlo method is used to study the reliability of two kinds of reinforced earth works: the reinforced earth and nailing. For each structure, we present i) the deterministic method used in the probabilistic analysis ii) the choice of random variables and of their probabilistic density functions iii) an application to a reference case iv) a study of the influence on the failure probability of some factors such as the mean and coefficient of variation of mechanical properties, the probabilistic density function and the correlation between soil parameters.

NOTATIONS

Alphabet latin

B	largeur des armatures	
b _i	largeur des tranches (méthode de BISHOP)	
EI	produit d'inertie de l'inclusion	
E _M	module pressiométrique	
C _U	coefficient d'uniformité du remblai :	
C _u	cohésion non drainée	
CV	coefficient de variation	
C _x	matrice des covariances	
F	coefficient de sécurité	
f*	coefficient de frottement apparent	
I _p	indice de plasticité	
K	coefficient de poussée	
K ₀	coefficient de poussée au repos	
K _a	coefficient de poussée active	
k _s	module de réaction du sol	
ℓ ₀	longueur de transfert	$\ell_0 = \sqrt[3]{\frac{4EI}{k_s D}}$
L	longueur des armatures	
L _a	longueur de scellement des clous au delà de la surface de rupture	
MR _s	moment résistant du sol	
MR _a	moment résistant des armatures	
M _m	moment moteur des forces appliquées	

NOTATIONS

$N\gamma$	capacité portante
Pr	probabilité de rupture
pl	pression limite pressiométrique
qs	contrainte de cisaillement unitaire limite sol-inclusion
R_c	résistance au cisaillement de l'inclusion
R_h	distance d'autocorrélation horizontale
R_n	résistance à la traction de l'inclusion
R_v	distance d'autocorrélation verticale
R_x	matrice de corrélation
S_r	section réduite transversale de l'armature pour tenir compte de la corrosion
T_a	résistance à la traction des armatures
T_c	effort tranchant dans l'inclusion
T_n	effort normal dans l'inclusion
X_i	variables aléatoires de bases
w_i	poids volumique de la $i^{\text{ème}}$ tranche (méthode de Bishop)
w	teneur en eau
w_s	poids volumique solide

Alphabet grec

α_i	angle formé entre la surface de la $i^{\text{ème}}$ tranche et l'horizontale (méthode de Bishop)
β	angle d'inclinaison des armatures
γ	poids volumique du sol
γ_d	densité du sol sec
ϕ	angle de frottement interne
ν	coefficient de Poisson

NOTATIONS

σ_x	matrice des écarts-types
$\rho(\tau)$	fonction d'autocorrélation
σ_a	contrainte dans l'acier $\sigma_a = \lambda \sigma_e$ ($\lambda \leq 1$)
σ_e	limite élastique de l'acier
σ_h	contrainte horizontale
σ_v	contrainte verticale
ΔH	espacement entre lits d'armatures
τ	contrainte de cisaillement mobilisée dans l'inclusion
k	valeur de la scission du matériau constituant l'inclusion

INTRODUCTION GENERALE

Le sol a été utilisé depuis des décennies comme un matériau de construction et l'on a constamment cherché à améliorer sa résistance par des procédés mécaniques (compactage, drainage), par des procédés chimiques (stabilisation) ou par des procédés résistants (renforcement). Le développement de la Terre Armée depuis son invention par H. Vidal en 1963 a contribué à la naissance d'un nouveau domaine de l'amélioration des sols à savoir le renforcement des sols. Ce domaine repose sur une généralisation du concept de " sol armé " et comprend des techniques très variées comme la Terre Armée, le clouage, les micropieux, les colonnes ballastées, les géotextiles et le Texsol (Schlosser et al., 1983). Le principe de ces techniques repose sur l'introduction dans le sol d'inclusions souples ou rigides qui sont destinées à reprendre les efforts de traction induits dans le sol par les chargements extérieurs. Les domaines d'applications du renforcement se sont multipliés. Actuellement, ils couvrent les murs de soutènement, la stabilisation des talus et des excavations, les fondations superficielles et les remblais.

Le comportement des ouvrages en sols renforcés est très complexe, il fait intervenir les propriétés des sols, des inclusions et l'interaction sols-inclusions. Des méthodes de calcul ont été proposées pour le dimensionnement de ces ouvrages. Elles sont basées sur le concept de calcul à la rupture. Des surfaces de rupture potentielles sont associées. A partir de ces surfaces, on calcule un coefficient de sécurité par le rapport des actions des efforts résistants aux efforts moteurs. Ceci comporte des calculs correspondants à la stabilité interne (vis-à-vis d'une rupture par cassure d'armatures et d'une rupture par défaut d'adhérence) et à la stabilité externe vis-à-vis des différents modes de ruptures.

Le dimensionnement des ouvrages en sols renforcés se fait avec des hypothèses simplificatrices qui ignorent des facteurs importants tels que :

- le caractère aléatoire des propriétés des sols, des matériaux de renforcement et de leur interaction;

- les incertitudes sur les données géométriques de l'ouvrage telles que les dimensions, l'espacement entre armatures, le niveau de la nappe et la configuration des différentes couches;
- la variation d'un point à un autre des propriétés physiques et mécaniques du sol, qui peut remettre en cause la représentativité des échantillons prélevés par rapport à l'ensemble de l'ouvrage;
- les incertitudes relatives à la détermination des paramètres sur les échantillons prélevés. Elles sont fonction du remaniement des échantillons, des appareils d'essais et des opérateurs.

Pour tenir compte de ces facteurs, le concepteur peut utiliser l'approche probabiliste. En effet, cette approche permet d'analyser le risque de ruine des ouvrages en prenant en compte les aléas liés aux chargements et aux propriétés des matériaux utilisés. Cette approche a connu des développements importants en mécanique des sols. Elle a été appliquée à plusieurs types d'ouvrages, notamment : les talus, les fondations superficielles, les murs de soutènement et les pieux. Une étude bibliographique (chapitre 1) a montré que cette approche n'a pas été utilisée pour l'étude de la stabilité des ouvrages en sols-renforcés.

L'objectif du présent travail est l'application de l'approche probabiliste à l'analyse de la stabilité des ouvrages en sols renforcés et à l'étude de l'influence de différents facteurs sur cette stabilité. Deux types d'ouvrages en sols renforcés ont été analysés : la Terre Armée et le clouage.

Le présent mémoire est composé de trois parties :

La première partie (chapitre 1) est scindée en deux sections. La première comporte une analyse bibliographique des travaux réalisés dans les domaines du renforcement des sols et de l'application de l'approche probabiliste en géotechnique aussi bien dans le calcul d'ouvrages que dans l'étude des propriétés physiques et mécaniques des sols (lois de distribution, corrélation et autocorrélation). Dans la deuxième section, on décrit le principe de l'application de la méthode de Monte-Carlo à l'analyse probabiliste de la stabilité des ouvrages.

Les deuxième et troisième parties comportent respectivement des applications de l'approche probabiliste aux ouvrages en Terre Armée (chapitres 2 et 3) et en sols cloués (chapitres 4 et 5). Dans chaque partie, on présente : la méthode de calcul déterministe retenue, le choix des variables aléatoires, une application à un cas de référence et enfin une étude paramétrique de l'influence sur la probabilité de rupture des facteurs importants tels que l'épaisseur de discrétisation, les propriétés statistiques (espérance et coefficient de variation) des paramètres mécaniques, l'autocorrélation, la corrélation entre paramètres mécaniques et enfin le choix de la loi de probabilité.

PREMIERE PARTIE

CHAPITRE I

APPROCHE PROBABILISTE ET RENFORCEMENT DES SOLS

Ce chapitre comporte une description de l'application de l'approche probabiliste aux ouvrages renforcés. Les techniques de renforcement des sols sont d'abord rappelées. Ensuite, on présente les principales applications de l'approche probabiliste en mécanique des sols. En fin de chapitre, on décrit l'approche de Monte-Carlo qui a été retenue dans ce travail.

1.1 - Introduction

Le renforcement des sols couvre des techniques qui consistent à placer des inclusions résistantes au sein du sol afin d'accroître sa résistance et d'améliorer ses caractéristiques mécaniques.

Les inclusions utilisées pour le renforcement de sols sont des éléments résistants qui sont en général linéaires ou plans. Une densité de renforcement relativement élevée et uniforme conduira à un nouveau matériau composite appelé sol renforcé. Les propriétés mécaniques d'un tel matériau peuvent être établies à partir d'essais en laboratoire.

Les principaux efforts mobilisés dans les inclusions peuvent être de trois sortes: traction, flexion et cisaillement. La mobilisation de ses efforts dépend d'un grand nombre de paramètres, notamment la rigidité des inclusions, leurs orientations et densité, la structure géométrique, le procédé de construction et les propriétés mécaniques des inclusions et du sol.

1.2 - Les techniques de renforcement

1.2.1 - Généralités

Parmi les techniques de renforcement des sols, on peut citer : la Terre Armée, le clouage, le Texsol, les géotextiles, les micropieux, les colonnes ballastées et les colonnes en sol stabilisé. Ces techniques couvrent pratiquement tous les domaines de la géotechnique et notamment l'amélioration de la capacité portante des sols de fondation, la réduction d'amplitude des tassements, la stabilisation des pentes et des talus d'excavation, les soutènements tant en remblai qu'en déblai et plus récemment la consolidation des sols mous en mer.

Nous allons ci-après décrire les techniques les plus utilisées, à savoir : la Terre Armée et le clouage qui feront l'objet d'une étude probabiliste dans les deuxième et troisième chapitres de ce travail.

1.2.2 - La Terre Armée

La Terre Armée consiste à renforcer un sol granulaire par des armatures linéaires généralement métalliques, flexibles, quasi-inextensibles et de grande résistance à la traction.

Le transfert des efforts entre ces deux constituants se fait par le biais du frottement mobilisé. Le matériau Terre Armée est né de l'association de deux éléments ayant des caractéristiques mécaniques différentes : d'une part, les inclusions travaillant en traction et, d'autre part, le sol pulvérulent qui ne résiste pas à la traction.

L'interaction entre les deux constituants du sol renforcé est un phénomène complexe qui dépend de plusieurs paramètres et notamment de la nature du sol (en particulier, l'angle de frottement interne et la dilatance), des caractéristiques mécaniques des inclusions (rigidité et résistance à la traction), de leur densité dans le massif et enfin des sollicitations appliquées.

Le comportement du matériau Terre Armée dépend de l'histoire du chargement et du mode de construction. Les conditions de mise en place du sol et des armatures et le compactage ont un effet significatif sur l'état initial des contraintes. Les problèmes rencontrés dans les ouvrages en Terre Armée sont :

- les problèmes de stabilité d'ensemble,
- les problèmes de stabilité interne,
- les problèmes de drainage.

Ainsi les différents modes de rupture observés, sur modèles réduits ou sur ouvrages en vraie grandeur, sont de trois types:

- Rupture dans laquelle la masse armée ne se déforme pas. Il s'agit alors d'un grand glissement englobant le mur ou d'un poinçonnement du sol de fondation.

- Rupture dans laquelle il y a décohesion de la masse armée par glissement des armatures. Il s'agit d'une rupture par défaut d'adhérence.

- Rupture dans laquelle il y a décohesion de la masse armée par rupture des armatures. Lorsque ces dernières ne sont pas toutes sollicitées de la même manière, il y a propagation de la rupture à partir du point de la première cassure.

1.2.3 - Le clouage

Le clouage est une technique de renforcement des sols in-situ à l'aide de barres scellées dans des trous de forage ou simplement battues dans le sol. Il consiste à goujonner les masses instables sur un substratum fixe en répartissant des inclusions perpendiculaires à la surface de glissement potentielle. Les procédés de clouage concernent deux domaines d'application différents : la stabilisation des pentes instables où les clous travaillent en flexion et le soutènement d'excavations où les clous sont sollicités en traction et en flexion. L'interaction sol-inclusion fait alors intervenir à la fois le frottement latéral le long des inclusions et la butée du sol sur ces dernières.

Lorsque cette technique est utilisée pour des ouvrages de soutènement, les barres passives sont mises en place à peu près horizontalement au fur et à mesure que l'on terrasse l'excavation.

1.3 - Besoin d'une étude probabiliste

Le calcul d'ouvrages en sols renforcés est basé sur des méthodes déterministes. Ces méthodes utilisent, d'une part, des schémas de calcul déduits des essais en laboratoire ou in situ, et d'autre part, des propriétés mécaniques des sols, des matériaux de renforcements et de l'interaction sols-renforcement. L'application de ce type de méthodes au calcul d'ouvrages renforcés pose certaines difficultés, notamment:

- la prise en compte des incertitudes sur les données géométriques (dimensions, espacement entre armatures, niveau de la nappe, configuration des différentes couches,...);

- la représentativité des échantillons testés par rapport à l'ensemble du site . En effet les propriétés mécaniques des sols peuvent varier d'un point à un autre, en particulier dans les sites hétérogènes;

- les incertitudes commises sur la détermination des paramètres sur les échantillons prélevés. Elles sont fonction du remaniement des échantillons, des appareils d'essais et des opérateurs;

L'application des techniques de calcul probabiliste va nous permettre de traiter, de façon quantitative, l'influence des facteurs donnés ci-dessus sur le comportement des ouvrages et d'estimer leur risque de ruine.

1.4 - Etudes antérieures

Les méthodes statistiques et probabilistes sont utilisées dans de nombreux domaines. Ces méthodes trouvent surtout leurs applications dans le domaine de l'analyse de risque pour les ouvrages en génie civil. En mécanique des sols, elles permettent l'estimation de la sécurité des ouvrages en quantifiant les effets de diverses incertitudes et des différents aléas liés au sol et à la structure de l'ouvrage. Les travaux effectués dans le domaine de la mécanique des sols peuvent être classés comme suit:

- détermination des lois de distribution statistique des propriétés des sols,
- étude de la corrélation entre les paramètres mécaniques et physiques des sols,
- prise en compte des processus aléatoires de l'espace concernant ces paramètres,
- application au calcul d'ouvrages.

Nous allons ci-dessous présenter certains travaux, réalisés dans ce domaine. Pour plus d'informations, le lecteur peut se référer au rapport de synthèse bibliographique réalisé au LCPC par MAGNAN et BAGHERY (1982).

Parmi les nombreuses lois de distribution envisageables, la loi normale est la plus utilisée en mécanique des sols. Une étude réalisée par LUMB (1966) sur les paramètres de résistance au cisaillement d'un sol de Hong-Kong, a montré que le paramètre $\text{tg } \phi'$ suit approximativement une loi normale. Bien que les résultats aient été obtenus sur un sol de Hong-Kong, Lumb considère que ces résultats sont généraux.

SCHULTZE (1972) a fait des études sur une gamme de sols assez étendue, comportant des sables de différentes granulométries, un limon et une argile. Ces études montrent que la plupart des paramètres analysés suivent une loi normale avec un niveau de signification de 0,95.

CASSAN (1972) a considéré la corrélation entre des caractéristiques mécaniques des sols mesurées in-situ. Il a proposé un abaque permettant la détermination de c_u (cohésion non drainée) en fonction de p_l (pression limite pressiométrique) et du module pressiométrique E_M .

$$p_l - p_0 = c_u \left[1 + \ln \frac{E_M}{\alpha c_u (1 + \nu)} \right]$$

où

ν est le coefficient de Poisson

$\alpha=2/3$ pour les argiles normalement consolidées.

$\alpha=1/2$ pour un limon et un sable argileux.

VAN WAMBEKE (1974) a examiné certaines corrélations entre des caractéristiques physiques et mécaniques de sols. Il a proposé une relation entre l'angle de frottement interne ϕ et l'indice de plasticité I_p :

$$\text{tg}(\phi) = 0,100 + \frac{16,8}{I_p + 19,0}$$

Pour aborder le problème général de la rupture d'une pente, MATSUO et KURODA (1974) ont fait les hypothèses suivantes sur la variabilité et la distribution des propriétés des sols au Japon (port de Kisarazu) :

- Les paramètres c_u et $tg\phi_u$ ont des distributions normales et leurs coefficients de variation varient entre 0,1 et 0,4.

- Les paramètres physiques γ , γ_d et w sont également normalement distribués et leurs coefficients de variation varient entre 0,01 et 0,08.

- L'angle de frottement interne ϕ a une corrélation positive avec γ_d et une corrélation négative avec la teneur en eau w .

- La cohésion c a une corrélation négative avec la teneur en eau w , mais elle n'est pas corrélée avec la densité du sol sec γ_d .

- La valeur in situ de la cohésion n'est pas corrélée avec l'angle de frottement interne ϕ mais, pour une valeur constante de la teneur en eau w , la corrélation entre c et ϕ est forte et négative.

KOVACS et YAO (1975) ont appliqué la méthode de Monte-Carlo à l'étude probabiliste du dimensionnement des rideaux de palplanches. Ils ont supposé que les propriétés du sol suivent une loi log-normale.

ALONSO (1976) a appliqué une méthode générale pour l'étude de la stabilité des pentes avec l'argile sensible canadienne. Cette méthode consiste en une analyse probabiliste de la méthode des tranches. Elle tient compte de la variabilité de la cohésion, de la pression interstitielle, de l'angle de frottement interne, du poids volumique, de la hauteur des tranches et du degré de mobilisation de la résistance au cisaillement du sol. Il montre l'influence des variations de la cohésion c et de l'angle de frottement interne ϕ sur la probabilité de rupture. Il a aussi considéré l'influence du degré d'autocorrélation des propriétés du sol sur la probabilité de rupture. L'auteur montre qu'il n'existe pas de relation unique entre le coefficient de sécurité et la probabilité de rupture, puisque le coefficient de sécurité dépend essentiellement des valeurs moyennes, tandis que la probabilité de rupture dépend des valeurs moyennes et des coefficients de variations.

BONVALLET et CHAMBON (1978) ont appliqué une méthode probabiliste pour déterminer la stabilité des carrières souterraines. Ils ont fait une comparaison entre la méthode expérimentale et l'approche théorique, dans le cas des carrières de LEZENNES dans la région du NORD. L'évaluation du risque a été abordée successivement sous un angle purement expérimental puis d'une manière théorique. Les résultats obtenus sont convergents.

ATHANASIOU-GRIVAS et HARR (1979) ont utilisé la méthode de Monte-Carlo pour déterminer la probabilité de rupture d'une pente. Dans leur calcul, les auteurs tiennent compte du caractère aléatoire des paramètres de résistance au cisaillement du sol (cohésion et angle de frottement interne). Les calculs ont été effectués en supposant d'abord une corrélation entre c et ϕ puis l'indépendance entre ces paramètres. Ils ont trouvé que la prise en compte de la corrélation multiplie la probabilité de rupture par 2.

ALONSO et KRIZEK (1975) et BAGHERY (1980) ont fourni des valeurs des coefficients d'autocorrélation de quelques propriétés des sols. Ils montrent que les distances d'autocorrélation verticales sont rarement supérieures à 50 cm.

FAVRE (1980) a considéré les corrélations entre les caractéristiques mécaniques des sols compactés. Il a étudié la variation de resserrement optimum des grains en fonction de la teneur en eau sous une sollicitation ou une énergie de compactage donnée. Il a proposé une classification des sols compactés suivants plusieurs critères notamment la granulométrie et les Limites d'Atterberg.

MAGNAN et BAGHERY (1982) ont effectué une analyse statistique des propriétés des sols du site expérimental de Cubzac-les Ponts. Ils ont déterminé les coefficients statistiques des propriétés du sol et ont testé la signification des lois normale et bêta pour ces propriétés. Les auteurs ont étudié également la variation unidimensionnelle (en fonction de la profondeur) des paramètres du sol sous chaque remblai ainsi que l'autocorrélation verticale. Ils montrent que l'analyse de l'autocorrélation verticale n'est significative que si le nombre des valeurs observées est supérieur à 20. La distance d'autocorrélation trouvée n'a de signification que lorsqu'elle est inférieure à $T_0/4$; T_0 étant le pas minimum entre deux points.

BAGHERY et MAGNAN (1983) ont utilisé la méthode d'Alonso (1976) pour l'étude de la stabilité à court terme du remblai A du site de Cubzac-les Ponts. Cette méthode tient compte de la variabilité spatiale des paramètres de calcul et des corrélations existant entre ces paramètres. L'objectif de leur étude était de déterminer les coefficients statistiques (moyennes et écarts-types) du coefficient de sécurité et d'estimer la probabilité de rupture.

GENEVOIS (1984) a analysé par la méthode des éléments finis la capacité portante N_y d'une fondation superficielle sur un sol élastoplastique. Il a montré que la prise en compte de la variabilité des sols sous la semelle induit une diminution importante du coefficient de variation de la capacité portante.

RECORDON (1984) expose le dimensionnement des fondations superficielles par une méthode probabiliste. Il applique la méthode au calcul de stabilité d'un massif homogène limité par un plan de glissement sans nappe phréatique. Une étude paramétrique a été effectuée sur l'effet de la corrélation entre c et ϕ et leurs coefficients de variations.

Cette étude montre que la corrélation entre (c et ϕ) et le coefficient de variation de l'angle de frottement ont une faible influence sur la probabilité de rupture des fondations superficielles mais que le coefficient de variation de la cohésion a une forte influence sur celle-ci. Il a proposé un abaque de dimensionnement qui permet la comparaison entre le coefficient de sécurité et la probabilité de rupture.

ABONI et MARTINENGHI (1984) ont traité l'influence de la dispersion des propriétés de sol sur la capacité portante. Ils ont considéré les variables suivantes :

- la résistance à la compression simple,
- la cohésion,
- l'angle de frottement interne,
- le poids volumique apparent,
- le niveau de la nappe phréatique.

Ils ont montré que seuls l'angle de frottement interne et la cohésion peuvent être considérés comme variables aléatoires.

BOULEFKHAD (1986) a étudié l'effet de la distance d'autocorrélation sur la stabilisation des fondations superficielles. Il a montré que l'incertitude sur les résultats de calcul croît avec la distance d'autocorrélation.

FONTANA (1986) a fait une comparaison entre les approches déterministe et probabiliste dans le cas d'une rupture de talus. Il a appliqué la méthode des estimations de ROSENBLUETH (1974) en adoptant trois types de lois de distribution des coefficients de sécurité (normale, bêta et selon Pearson). Il a montré que les probabilités de ruptures calculées en distribution normale ou bêta sont pratiquement semblables à 1% près mais que celle d'après pearson est 3% à 8% plus élevée que la distribution normale.

Dans ce domaine, on cite les travaux de FAVRE et GENEVOIS (1987) sur l'effet de la variabilité des paramètres de sol sur le défaut de portance des fondations. Il montre que la dispersion des paramètres de sol n'a d'effet important sur la variabilité de la force portante des fondations superficielles que dans des cas extrêmes: forte dispersion des paramètres, fortes corrélations entre eux et échelles de fluctuation importante par rapport à la dimension de la fondation superficielle. Les analyses classiques sont impropres à donner une idée de la probabilité de ruine. Seules les procédures prenant en compte la variabilité spatiale peuvent approcher la réalité.

CHOWDHURY, TANG et SIDI (1987) ont étudié avec l'approche probabiliste le développement d'une rupture de talus. Ils ont considéré que la probabilité totale de rupture ou de glissement est fonction d'une série de probabilités associées à la rupture des segments supposés d'une surface de glissement. Ils ont montré que le nombre de segments de la surface de rupture a une influence considérable sur la probabilité de rupture progressive. Cette probabilité augmente asymptotiquement vers une valeur qu'il faut prendre comme probabilité de rupture.

FAVRE (1988) a classé en trois catégories les sources d'erreurs et d'incertitudes en géotechnique.

- l'observation,
- l'enquête,

- la variabilité naturelle dans l'espace.

Sur le dernier point l'auteur indique qu'il est très difficile de tenir compte dans le calcul d'ouvrages des caractéristiques mécaniques et chimiques des sols qui varient d'un point à un autre de l'espace. Il montre que cette variabilité naturelle est modélisée comme une erreur, c'est à dire comme une variance autour d'une tendance moyenne qui peut être fonction de l'espace.

Cette variance "ponctuelle" doit être complétée par la fonction d'autocorrélation qui mesure la dépendance des valeurs proches. La distance à partir de laquelle la dépendance est nulle ou quasi-nulle est appelée "échelle de fluctuation" ou "distance d'autocorrélation".

BOUHERAOUA (1989) a étudié par la méthode de Monte-Carlo et la technique des éléments finis l'effet de la variabilité des coefficients de consolidation sur les tassements et le développement des pressions interstitielles dans un massif de sol. Il a montré que le coefficient de variation maximal des tassements est divisé par 10 quand on passe du modèle de maillage homogène au modèle "en barres" (Boulefkhad (1986).

MAGNAN (1989) a étudié l'effet de la distance d'autocorrélation sur les tassements de fondation. Il a montré que l'incertitude sur les résultats de calcul croît avec cette distance. Pour une couche homogène isotrope (distance d'autocorrélation ∞), le coefficient de variation du tassement de la semelle vaut approximativement 27%, tandis que lorsque l'autocorrélation est faible ($R_h = R_v = 0.5$ cm; R_h et R_v désignent respectivement la distance d'autocorrélation horizontale et verticale), on obtient un coefficient de variation de l'ordre de 6%.

KJEKSTAD, LEE et LACASSE (1989) ont utilisé les méthodes probabilistes pour l'évaluation de la stabilité des fondations de quatre ouvrages dans la mer du Nord. Ils ont tenu compte des incertitudes liées à la charge, aux matériaux et à la méthode de calcul déterministe. Ils utilisent les moyennes et les coefficients de variations de ces paramètres pour calculer le coefficient de variation du coefficient de sécurité et l'indice de fiabilité.

Une autre procédure d'analyse des variations spatiales des propriétés des sols est mise au point sous la direction du professeur MATHERON (1970). Les outils principaux de cette méthode sont le variogramme qui représente la variabilité des propriétés d'un sol autour d'un point donné de l'espace et le krigeage qui permet d'estimer les variations probables des propriétés du sol entre les points de mesures.

FAVRE et HAMMOUM (1990) ont abordé le problème de l'analyse de risque pour les fondations spéciales. Les auteurs expliquent la méthodologie des arbres-conséquences. Dans cette méthode, il faut d'abord distinguer les différents types de ruine ou états critiques. Pour les fondations, deux sont essentiels, à savoir le tassement et le poinçonnement. Ils montrent que chaque état critique est le résultat de plusieurs causes qui agissent en parallèle (ou) et en série. Pour construire les arbres, il est commode de classer les causes en deux types: les causes premières (considérées invariantes au cours du temps) et les événements initiateurs liés au temps et qui déclenchent les états critiques.

1.5 - Méthode de calcul probabiliste

En mécanique des sols, le dimensionnement des ouvrages se traduit communément par une étude de stabilité qui comporte le calcul d'un coefficient de sécurité F , généralement défini par le rapport des efforts résistants aux efforts moteurs qui s'exercent sur une masse de sol limitée par une surface de rupture de forme donnée. Dans l'expression de F , certains paramètres sont considérés comme aléatoires. On les appelle variables aléatoires de base.

1.5.1 - Définition et calcul de la probabilité de rupture

Considérons un ouvrage dont le mécanisme de rupture potentielle est régi par les efforts résistants M_r et agissant M_m , le coefficient de sécurité de cet ouvrage est donné par.

$$F = \frac{M_r}{M_m}$$

La structure est en état de ruine si : $F < 1$

L'état limite de ruine peut donc être défini symboliquement par:

$$E = \{F < 1\}$$

La variable aléatoire F est fonction des paramètres appelés variables de bases X_i

$$F = \Phi(X_1, \dots, X_n).$$

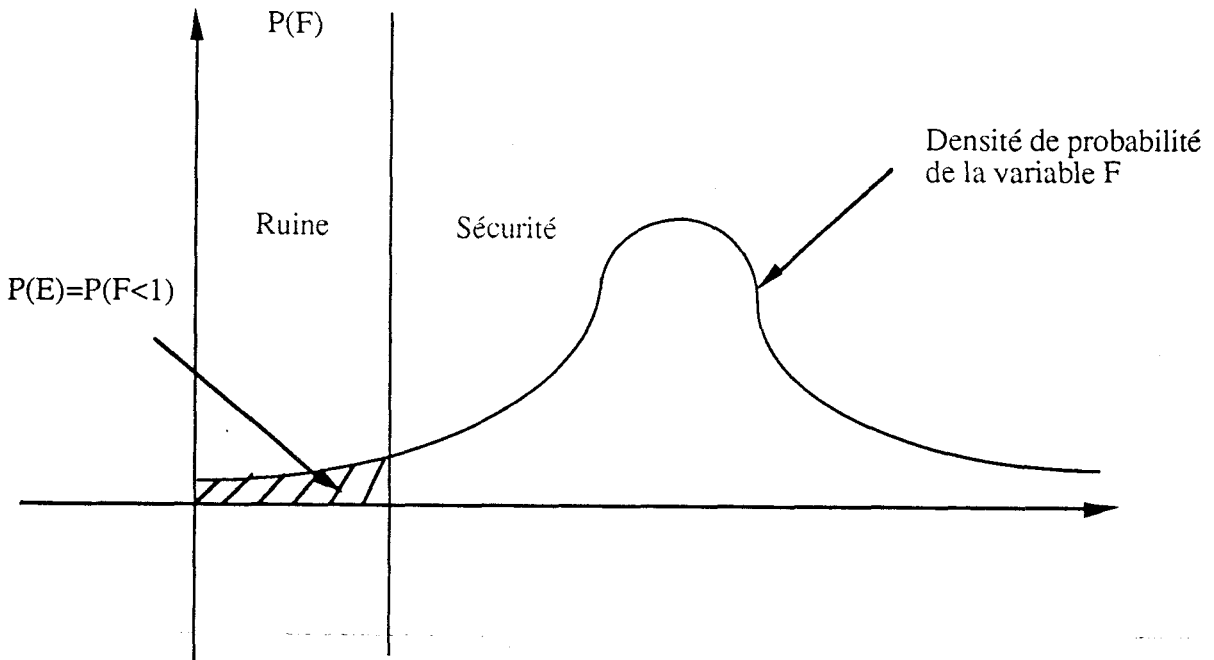


Figure 1.1 : Evaluation de la probabilité de rupture

Le problème consiste à évaluer la probabilité d'atteindre l'état-limite E . Ceci se ramène au calcul de l'intégrale multiple suivante:

$$P(E) = \int_{\dots} \int_{\dots} f_X(x_1, \dots, x_n) dx_1 \dots dx_n$$

où f_X représente la densité de probabilité du vecteur \bar{X}

Lumb (1974) a montré que, pour deux variables indépendantes X_1 et X_2 de densités de probabilité $g_1(x)$ et $g_2(x)$, les formes exactes des densités de probabilité de la somme $Y=X_1+X_2$, du produit $Z=X_1.X_2$ et du quotient $W=X_1/X_2$ sont respectivement données par:

$$g(y) = \int_{-\infty}^{+\infty} g_1(y - \alpha) \cdot g_2(\alpha) d\alpha$$

$$g(z) = \int_{-\infty}^{+\infty} g_1(z / \alpha) \cdot |\alpha|^{-2} \cdot g_2(\alpha) d\alpha$$

$$g(w) = \int_{-\infty}^{+\infty} g_1(w \cdot \alpha) \cdot |\alpha| \cdot g_2(\alpha) d\alpha$$

La combinaison de ces équations permet en principe de calculer la densité de probabilité de toute fonction comportant uniquement des sommes, des produits et des quotients. Mais l'évaluation d'intégrales est parfois complexe et laborieuse. On peut toutefois utiliser différentes méthodes pour déterminer de façon approchée la densité de probabilité $g(y)$ à partir des lois de distribution adoptées pour les variables de bases (X_i) du modèle de calcul. Parmi ces méthodes approchées, on peut citer (Magnan, 1982):

- approximation par séries de Taylor ,
- approximation par intégration numérique ,
- approximation par une loi normale ou log-normale ,
- approximation par la méthode de Rosenblueth ,
- simulation par la méthode de Monte-Carlo.

Pour le calcul de la stabilité des ouvrages renforcés nous avons retenu la méthode de Monte-Carlo. Ce choix se justifie par le fait que le coefficient de sécurité n'est pas fonction linéaire de variables aléatoires et que le nombre de ces variables est réduit.

1.5.2 - Méthode de Monte-Carlo

C'est une méthode de calcul analogique dans laquelle on remplace un phénomène naturel présentant certains caractères aléatoires par une image de nature probabiliste de telle sorte qu'on puisse simuler le phénomène physique et en calculer les paramètres (résultats) d'une façon plus économique que par des expériences directes.

Le coefficient de sécurité étant fonction de variables aléatoires, il est lui-même considéré comme variable aléatoire. Il s'agit alors dans cette méthode de déterminer empiriquement la densité de probabilité de la variable aléatoire $F=f(X_i)$.

La procédure d'application de cette méthode comporte (figure 1. 2) :

- la construction de m réalisations $(\vec{X}^j, j = 1, m)$ du vecteur aléatoire \vec{X} d'après sa loi de probabilité;
- le calcul du coefficient de sécurité F^j correspondant à la réalisation j . Les m valeurs ainsi obtenues constituent une suite de la variable aléatoire F ;
- le traitement statistique de cette suite. Ce traitement comporte les étapes suivantes :
 - * tracé de l'histogramme des fréquences et estimation des paramètres statistiques (moyenne, variance et éventuellement coefficients d'aplatissement et d'asymétrie);
 - * ajustement d'une loi théorique à la loi expérimentale;
 - * détermination d'un niveau de signification pour cette loi à un seuil de signification α fixé a priori;
 - * évaluation de la probabilité recherchée par le calcul de l'intégrale

$$Pr = \int_{-\infty}^1 f_F(f)df$$

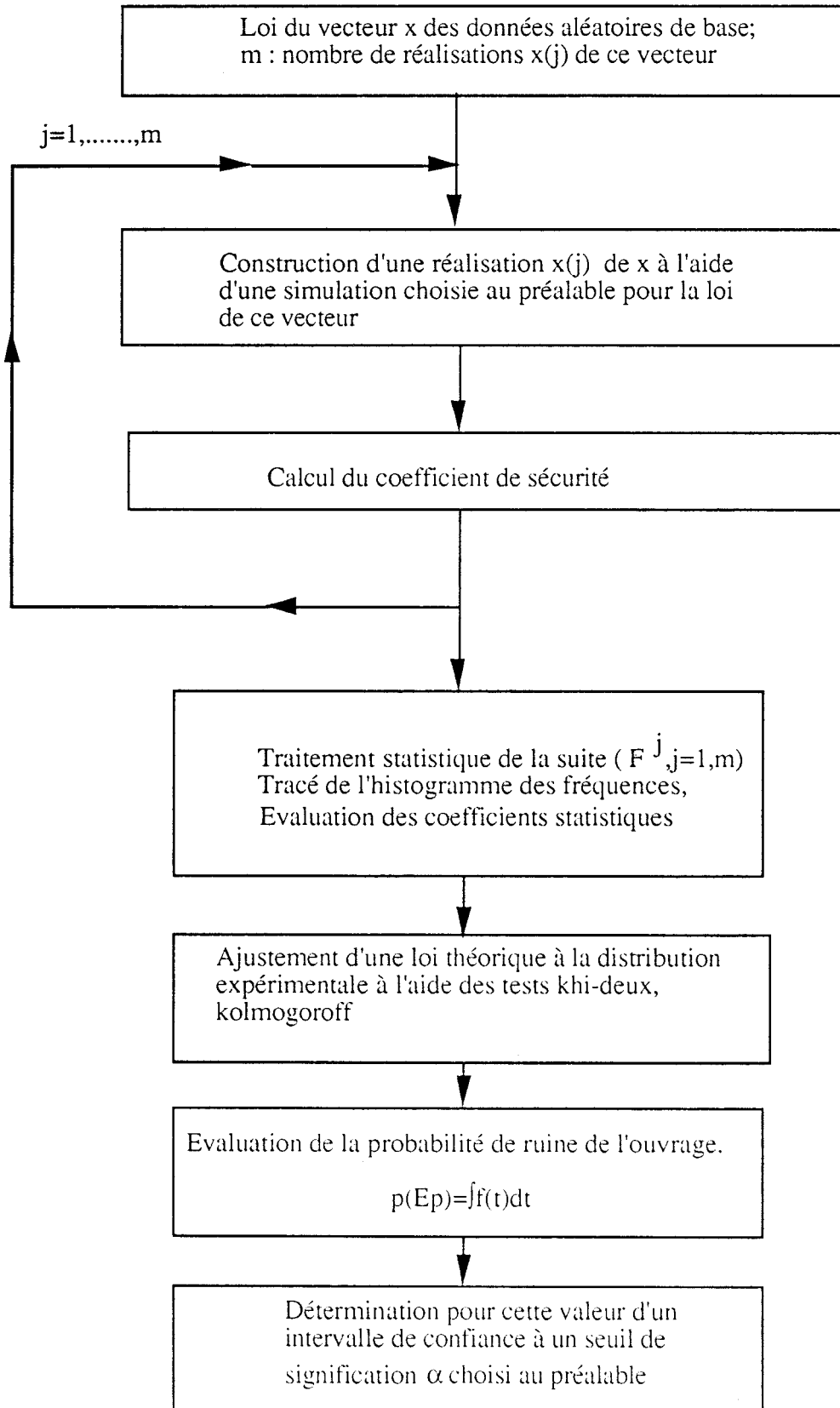


Figure 1.2 : Principe de la méthode de Monte-Carlo

1.5.3 - Génération des variables aléatoires

On peut facilement générer des valeurs aléatoires de toute variable dont on connaît la fonction de répartition $G(x)$ en utilisant le fait que les valeurs de $G(x)$ sont uniformément réparties sur l'intervalle $[0, 1]$: on génère des valeurs aléatoires de la distribution uniforme $R_U(0,1)$ et l'on retient les valeurs x_i de la variable qui sont telles que $G(x_i)=R_{U_i}(0,1)$.

Cette technique de génération de valeurs aléatoires s'applique à des variables isolées indépendantes. Dans le cas de plusieurs variables dépendantes, la génération d'ensembles de données est plus difficile. Il existe néanmoins des techniques appropriées.

Les variables aléatoires rencontrées en sécurité structurale admettent des fonctions de répartition strictement monotones et continues. Il est cependant facile de construire une suite de nombres qui constituent les résultats d'épreuves successives sur une variable aléatoire uniformément distribuée sur $[0,1]$ cela correspond à ce que l'on appelle "un tirage au hasard" d'un nombre entre 0 et 1.

Du point de vue pratique, simuler une variable aléatoire X de fonction de répartition F_X donnée revient à construire une suite $(x_k, k=1, \dots, m)$ de réalisations de la variable X . Ceci nécessite les deux opérations suivantes :

- construction d'une suite de nombres pseudo aléatoires $(r_k, k=1, \dots, m)$ équirépartie sur l'intervalle $[0,1]$;

- à partir de cette suite, construction de la suite $(x_k, k=1, \dots, m)$ des réalisations de la variable aléatoire X . Si $F_X^{-1}(r)$ peut être exprimée algébriquement, chaque terme x_k est calculé par $x_k=F_X^{-1}(r_k)$. Sinon, une technique numérique appropriée doit être recherchée.

*** Principe de simulation d'un vecteur aléatoire**

Soit $X=(X_1, X_2, \dots, X_n)$ un vecteur aléatoire de R^n qui est supposé dans un premier temps à composantes indépendantes, et notons F_{x_i} la fonction de répartition de la composante X_i . A chaque composante aléatoire X_i nous associons une variable aléatoire R_i uniformément distribuée sur $[0,1]$.

Dans l'hypothèse où les variables R_i sont indépendantes, on pose:

$$X = (X_1 = F_{x_1}^{-1}(R_1), \dots, X_n = F_{x_n}^{-1}(R_n))$$

Ainsi nous pouvons ramener un vecteur X à composantes indépendantes et de lois données à un vecteur R à composantes indépendantes et uniformément réparties sur $[0,1]$. Le seul problème qui peut se poser est un problème d'ordre pratique. C'est le cas notamment lorsqu'une fonction $F_{x_i}^{-1}(R_i)$ au moins n'est pas algébriquement formulable. Dans ce cas on est obligé de faire appel à des techniques numériques appropriées (ALTABERT 1966).

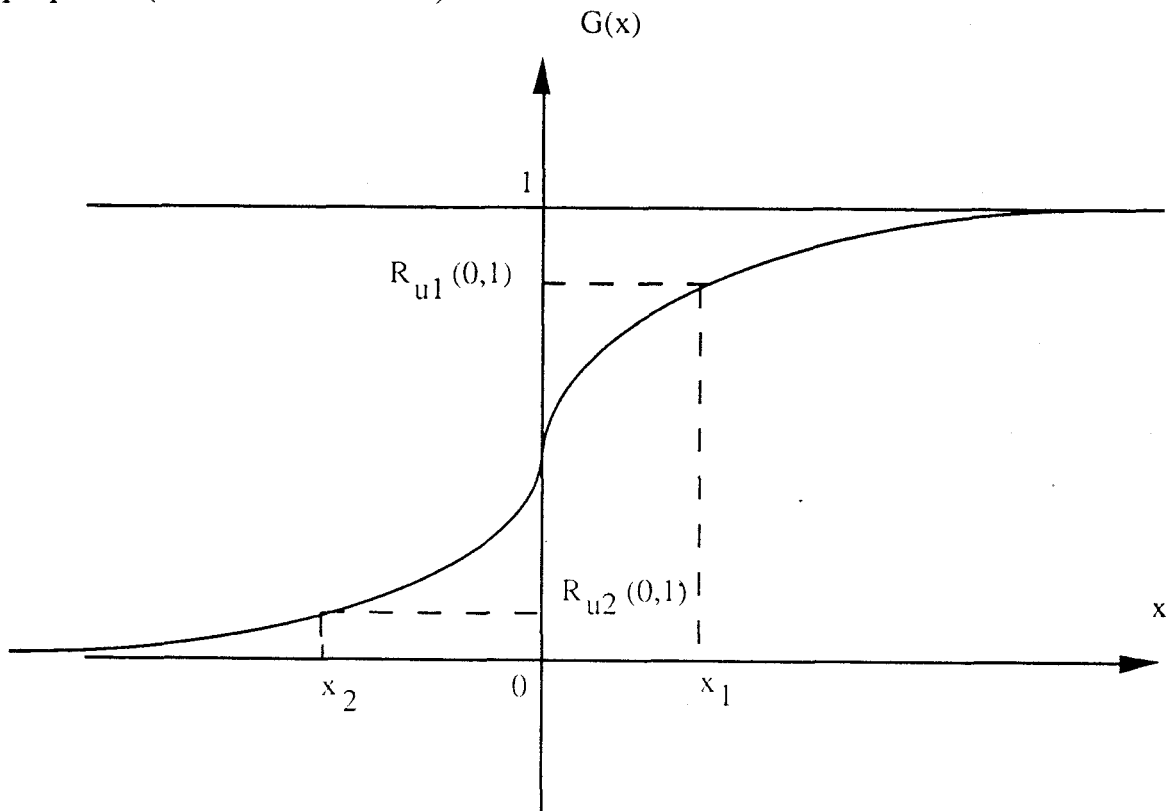


Figure 1.4 : Schématisation de la génération des valeurs aléatoires

DEUXIEME PARTIE

APPLICATION AUX OUVRAGES EN TERRE ARMEE

Cette partie est composée de deux chapitres : Le premier comprend une description de l'application de la méthode probabiliste aux ouvrages en Terre Armée et une application numérique sur un cas réel. Le second chapitre comporte une étude paramétrique de l'influence de quelques paramètres statistiques sur la probabilité de rupture d'un ouvrage en Terre Armée.

CHAPITRE II

ETUDE D'UN CAS DE REFERENCE

Dans ce chapitre, après la description de la méthode déterministe utilisée pour le dimensionnement des ouvrages en Terre Armée et du programme de calcul élaboré au sein de notre laboratoire, on présentera une application numérique à un ouvrage en vraie grandeur mené à la rupture par corrosion accélérée des armatures.

2.1 - Introduction

Dans ce chapitre, la méthode de Monte-Carlo est appliquée à l'analyse de la sécurité des ouvrages en Terre Armée. Nous aborderons successivement:

- la méthode de calcul déterministe retenue,
- le choix et la caractérisation statistique des variables aléatoires de base,
- la formulation probabiliste et la résolution du problème,
- et enfin une application à un ouvrage réel.

2.2 - Méthode de calcul déterministe

La Terre Armée est fréquemment utilisée comme ouvrage de soutènement. La vérification de la stabilité au glissement de tels ouvrages se fait classiquement en utilisant la méthode des tranches de BISHOP à laquelle on ajoute l'effet résistant des armatures. La surface de rupture considérée est un cylindre à base circulaire et le domaine de rupture est divisé en tranches verticales. Dans l'équilibre d'une tranche, il faut tenir compte de la force de traction mobilisée dans l'armature.

La rupture peut se produire soit par défaut d'adhérence soit par cassure d'armatures (SCHLOSSER et al, 1975, PHAN et al., 1979, JURAN et al.,1979, BLONDEAU et al., 1985).

Au point de traction maximale M correspondant à l'intersection entre la surface de rupture potentielle et l'armature (figure 2.1) la contrainte de cisaillement dans le sol sur une facette horizontale est supposée nulle. Les contraintes verticales σ_v et horizontale σ_h sont donc principales. S'il y a n armatures par unité de largeur de parement, chaque armature équilibre un effort :

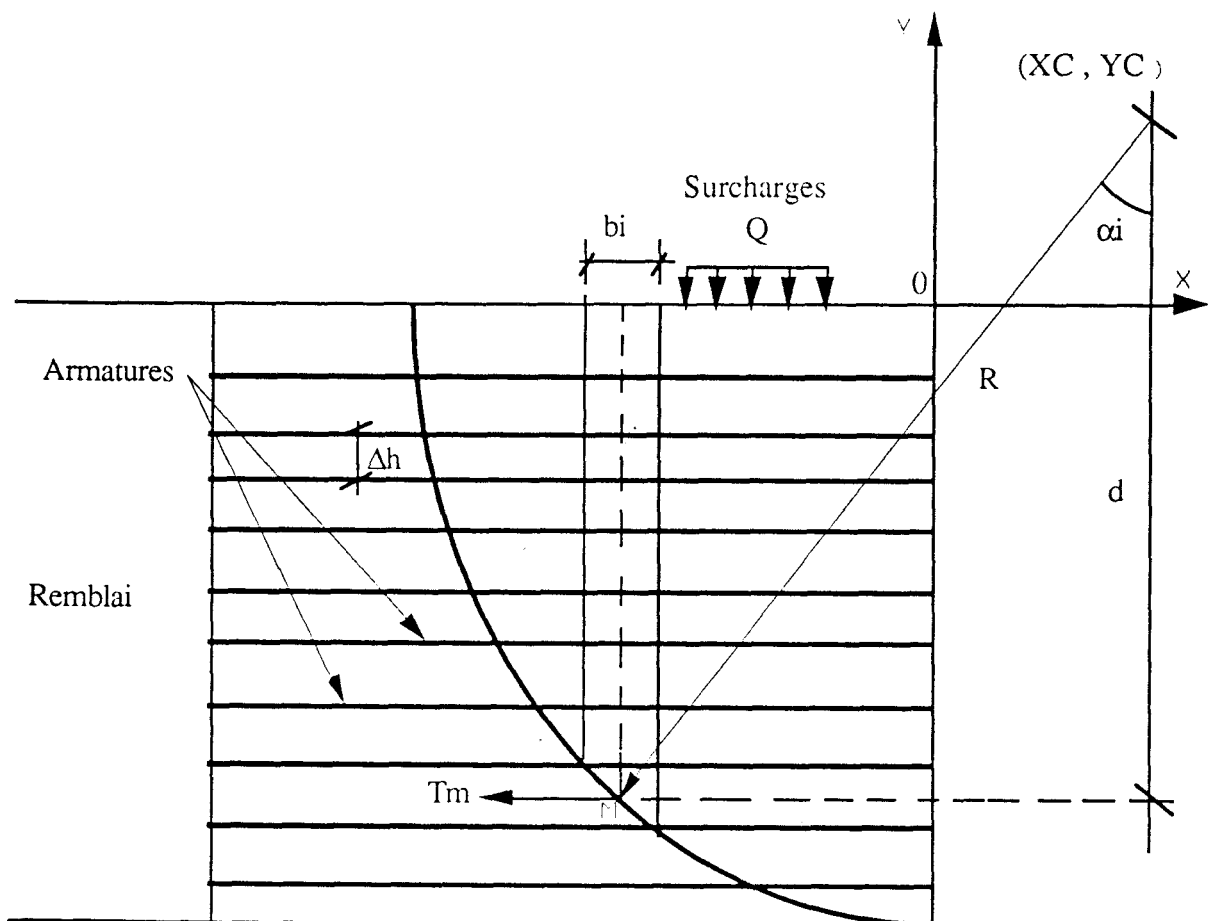


Figure 2.1 : Principe du calcul d'un ouvrage en Terre Armée par la méthode des tranches

$$T_m = \frac{\Delta H}{n} \sigma_h$$

où

$$\sigma_h = K \sigma_v$$

La contrainte σ_h peut être calculée en adoptant soit une répartition de Meyerhoff, soit une répartition linéaire.

Dans cette étude, on a considéré celle de MEYERHOFF. Ce qui peut être exprimée sous la forme :

$$K = K_0 + (K_a - K_0) Z/Z_0 \quad \text{si} \quad Z \leq Z_0$$

$$K = K_a \quad \text{si} \quad Z \geq Z_0$$

$$Z_0 = 6 \text{ m}$$

K_0 est le coefficient de poussée au repos

K_a est la coefficient de poussée active

La valeur de T_m doit vérifier les critères suivants :

- Critère de résistance mécanique : $T_m \leq T_a$

- Critère de résistance à l'arrachement : $T_m \leq T_l$

où T_a est la résistance à la traction et T_l la résistance à l'arrachement.

La résistance maximale de l'armature est donnée par:

$$T_a = \sigma_a S_r$$

Avec :

$$\sigma_a : \lambda \sigma_e \text{ (} \sigma_e = \text{ limite élastique de l'acier et } \lambda \leq 1 \text{),}$$

S_r : section réduite transversale de l'armature en tenant compte de la corrosion .

La résistance à l'arrachement est déterminée par le calcul des efforts de frottement sols-armatures. Elle est donnée par:

$$T_t = \int_0^{l_a} \sigma_v \cdot f^* \cdot 2b \cdot dl$$

où

La représente la longueur d'adhérence.

f^* désigne le coefficient de frottement apparent qui dépend de la profondeur selon l'expression :

$$f^* = f_0^* \left(1 - \frac{Z}{Z_0}\right) + \operatorname{tg} \varphi \frac{Z}{Z_0} \quad \text{pour} \quad Z < Z_0 = 6 \text{ m}$$

$$f^* = \operatorname{tg} \varphi \quad \text{pour} \quad Z \geq Z_0$$

$$f_0^* = 1.2 + \log_{10} CU$$

où CU désigne le coefficient d'uniformité du remblai :

$$CU = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

En l'absence de mesures précises, on retiendra comme valeur minimale : $f_0^* = 1,5$

Le calcul des ouvrages en Terre Armée nécessite la vérification de la stabilité interne suivant les deux modes de ruptures (cassure ou défaut d'adhérence) et la stabilité externe.

L'expression du coefficient de sécurité est donnée par:

$$F = \frac{MR_s + MR_a}{M_m}$$

MR_s: Moment résistant du sol,

MR_a: Moment résistant des armatures,

M_m : Moment moteur des forces appliquées dans la zone en rupture (poids propre, surcharges, etc...).

En utilisant la méthode de Bishop (figure 2. 1), les expressions des moments sont données par :

$$MR_s = \sum_{i=1}^n (C_i b_i + w_i \cdot \text{tg} \phi) \left(\frac{1}{1 + (\text{tg} \phi \cdot \text{tg} \alpha_i) / F} \right) \cdot \cos \alpha_i$$

$$MR_a = \sum_{i=1}^{n_a} T_i \cdot \max. d$$

avec :

$$T_{\max} = \min (T_a, T_l, T_m)$$

$$M_m = \sum_{i=1}^n w_i \cdot \sin \alpha_i$$

d représente le bras de levier de la force de traction par rapport au centre du cercle de rupture,

w_i représente le poids volumique de la j^{ème} tranche,

α_i désigne l'angle formé entre la surface de la j^{ème} tranche et l'horizontale,

b_i désigne la largeur de la $i^{\text{ème}}$ tranche,

C et ϕ représentent respectivement la cohésion et l'angle de frottement interne du sol.

2.3 - Programme de calcul

La méthode présentée dans la section précédente a été introduite dans un programme de calcul (FiaSol). Le calcul est effectué par la méthode de Bishop. L'initialisation du coefficient de sécurité est réalisé par la méthode de Fellenius. Le calcul de la contribution des armatures est effectué comme indiqué dans la section précédente. Le coefficient de sécurité est calculé par rapport à un réseau de points pour un cercle passant par le pied du mur. Ce programme ne tient pas compte de la présence d'eau.

Le programme a été testé sur deux exemples:

- une pente non renforcée présentée par RAULIN et al. (1974),
- un mur en Terre Armée qui a été traité par le logiciel Talren Dhoub (1991).

La figure 2.2 représente le talus non renforcé. C'est un remblai sur sol mou, de pente 2/1 et de 10 m de hauteur.

Les caractéristiques du terrain sont données dans le tableau 2.1. Le talus ne comporte pas d'eau; la surface de glissement correspond au cercle de rupture de centre (12,17) et de 20 m rayon. Les résultats obtenus à l'aide du programme du LCPC et du programme FiaSol sont donnés dans le tableau 2.2. On constate un bon accord entre les deux programmes.

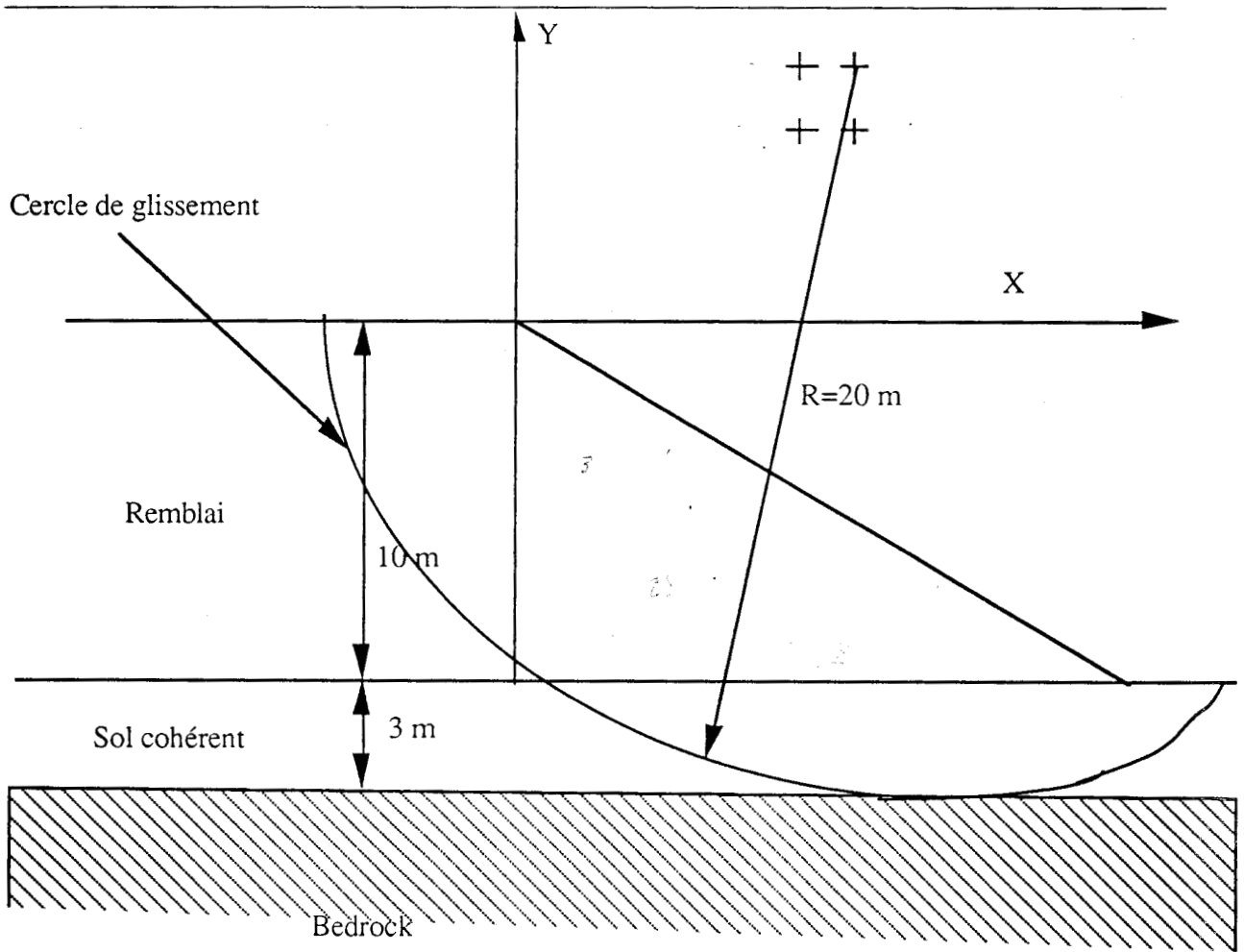


Figure 2. 2 : Talus utilisé pour test et du programme FiaSol (RAULIN et al., 1974)

Paramètres de sol	γ' (kN/m ³)	C' (kPa)	ϕ'
Remblai	21	0	30°
sol mou	20	10	0

Tableau 2.1 : Caractéristiques mécaniques du talus utilisé pour tester le programme FiaSol

Programme de calcul	LCPC	FiaSol
Coefficient de sécurité	1.95	1.95

Tableau 2.2 : Coefficients de sécurité du talus

Le programme FiaSol a été testé aussi sur un mur en terre armée proposé (Dhouib 1991). Les caractéristiques mécaniques des matériaux de ce mur sont données dans le tableau 2.3.

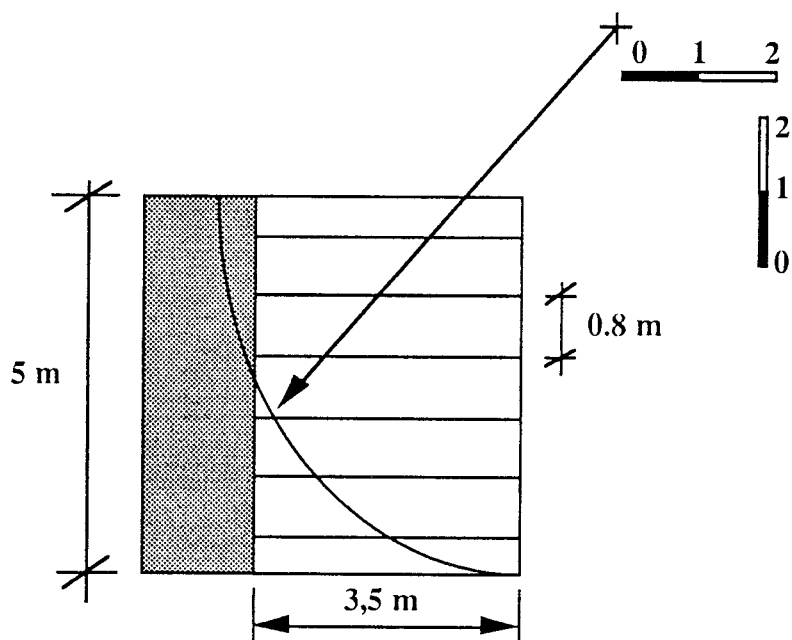


Figure 2.3 : Exemple de mur en Terre Armée
(Dhouib 1991)

Paramètres de calcul	ϕ	γ (kN/m ³)	C (kPa)	Ta (kN)	B (m)	L (m)
Valeurs utilisées	36°	20	0	28,4	0,079	5

Tableau 2. 3 : Caractéristiques mécaniques et géométriques du mur en Terre Armée
(Test du programme FiaSol)

Cet exemple a été traité par le logiciel TALREN, qui a donné un coefficient de sécurité de 1.20. Le calcul effectué par le programme FiaSol a donné 1.19. Ce qui confirme le bon fonctionnement de ce programme.

2. 4 - Choix et caractérisation des variables de base

Pour les ouvrages en Terre Armée, on peut distinguer trois types de données aléatoires:

- les propriétés physiques et mécaniques des sols :
 - l'angle de frottement interne (ϕ),
 - le poids volumique (γ).
- les caractéristiques liées à la géométrie de l'ouvrage :
 - longueur des armatures (L),
 - largeur des armatures (B),
 - espacement entre lits d'armatures (ΔH).
- les caractéristiques mécaniques des armatures :
 - résistance à la traction (T_a).

Ces paramètres peuvent être modélisés par des variables aléatoire appelées variables de base. Ainsi pour chaque variable de base, on associe une loi de distribution et des coefficients statistiques (espérance, coefficient de variation).

Le tableau 2.1 donne des lois de probabilité et des coefficients de variation types proposés par différents auteurs pour les paramètres intervenant dans le calcul de la Terre Armée.

	Variables de base	Lois utilisées	Coefficients de variation	Source
Géométrie	Dimensions de l'ouvrage	Normale	$1\% < CV < 10\%$	Fogli , Lemaire et Saint-André (1982) Genske et walz (1991)
	Section et longueur des armatures	Normale	$0.1\% < CV < 10\%$	
	Position des armatures	Normale	$1\% < CV < 10\%$	
Caractéristiques mécaniques du sol et des armatures	Angle de frottement interne	Normale Log-normale	$10\% < CV < 20\%$	Favre et Genevois (1984) Favre et Hammoum (1990)
	Poids volumique du sol	Normale Log-normale	$1\% < CV < 8\%$	Matsu et Kuroda (1974) Vanmarcke et Fuleihan (1975)
	Résistance à la traction des armatures	Normales Log-normale	$5\% < CV < 20\%$	Fogli (1980) Genske et walz (1991)

Tableau 2.4 : Lois de probabilité et coefficients de variation utilisés dans le calcul de la Terre Armée

Parmi les paramètres choisis comme variables aléatoires, certains peuvent être modélisés par une loi normale ou loi log-normale. Cependant la loi normale est généralement utilisée pour modéliser les paramètres relatifs à la géométrie de l'ouvrage.

2. 5 - Application numérique

Dans cette partie, on présente une application numérique sur un exemple de mur en Terre Armée poussé à la rupture. Après avoir décrit l'ouvrage retenu, on présentera un calcul de référence dans lequel les variables de base sont considérées indépendantes et gaussiennes.

2. 5. 1 - Description de l'ouvrage choisi

L'application retenue est relative à un ouvrage expérimental en vraie grandeur réalisé par la société Terre Armée (Guilloux et Jailloux 1979). Cet ouvrage (figure 2.4) a été porté à la rupture par corrosion accélérée des armatures. La rupture a eu lieu 9 mois après la construction.

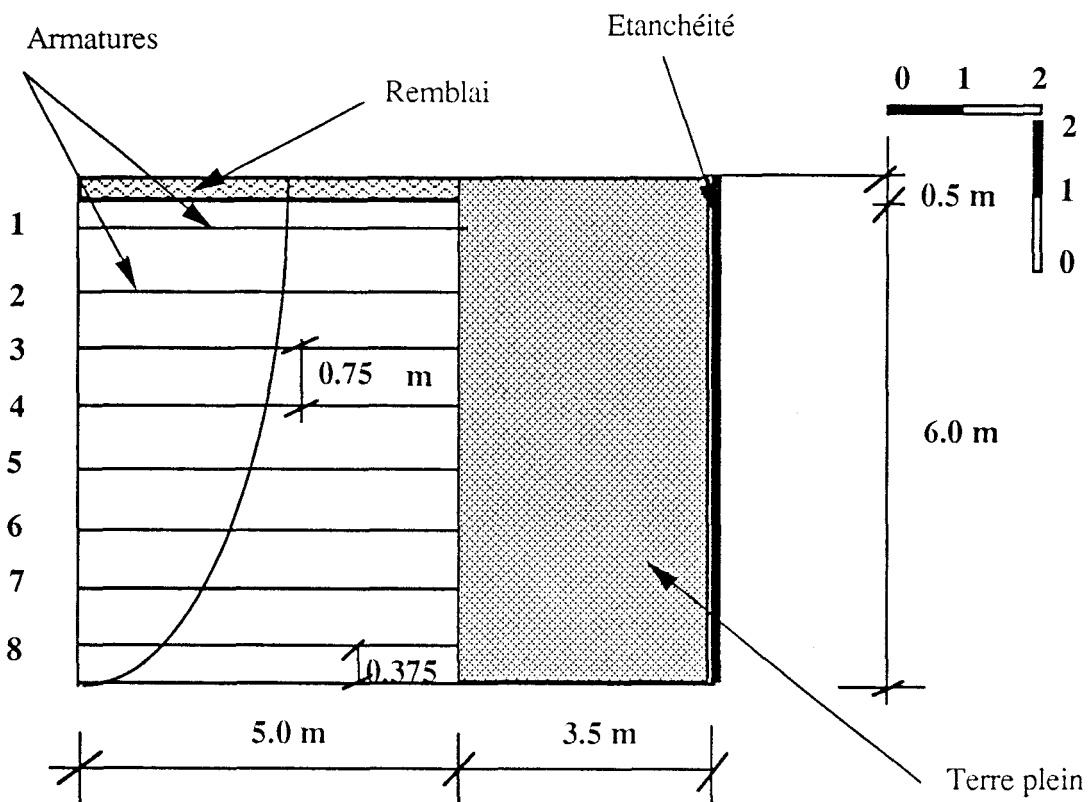


Figure 2. 4 : Ouvrage choisi pour l'application numérique présenté par Guilloux et Jailloux (1979)

La zone d'essai proprement dite, de 6,5 m de hauteur et 10,22 m de largeur, est flanquée de deux murs de garde (figure 2.4). Un joint est ménagé dans le parement entre la zone d'essai et les murs latéraux de façon à l'isoler mécaniquement lors de la rupture. L'ensemble du parement repose sur une semelle en béton sans remblaiement du pied de l'ouvrage. Le volume armé est prolongé à l'arrière par une zone de 3,50 m en terre-plein créant les conditions de poussée d'un ouvrage réel. En partie haute de l'ouvrage, une couche de 0,5 m de remblai a été mise en place afin d'homogénéiser la teneur en eau aux premiers niveaux d'armatures.

Le remblai utilisé pour la zone d'essai est un sable propre très perméable. Le poids volumique du matériau est de $18,2 \text{ kN/m}^3$. L'angle de frottement interne du sol mesuré à la valeur de densité en place est de $37,5^\circ$.

Les armatures sont en acier laminé à froid et ont une section de $60 \times 0,6 \text{ mm}^2$ et une longueur de 5 m. L'épaisseur de l'armature a été choisie pour obtenir une diminution très rapide de leur résistance au cours de l'essai. Au début de l'essai, la résistance à la traction de l'armature est de 12,78 kN.

Le suivi de l'expérimentation a permis de déterminer l'évolution de la corrosion des armatures. On constate que la perte d'épaisseur atteint $80 \mu\text{m}$ par face au bout de 9 mois.

L'ouvrage a été dimensionné de façon que les armatures les plus tendues travaillent au début de l'essai à une valeur proche de la limite élastique. Une simulation de l'ouvrage en fonctionnement réalisée en laboratoire a permis de prévoir une durée de vie de l'ouvrage de 6 mois environ. La rupture a lieu approximativement neuf (9) mois après le début de l'expérimentation. Elle a été relativement soudaine. Aucune armature n'a présenté de défaut d'adhérence. La surface de rupture se situe entre 1 m et 1.5 m en arrière du parement c'est à dire à l'intérieur de la zone active théorique. Elle est voisine de la ligne des tractions maximales.

Cet ouvrage a été dimensionné par la méthode déterministe. Les valeurs utilisées pour les caractéristiques mécaniques du sol et des armatures sont données dans le tableau 2.6. Le coefficient de sécurité calculé est de l'ordre de 2 (au début de la construction).

temps (mois)	0	2	4	6	8	9
épaisseur (mm)	600	528	504	470	444	440

Tableau 2.5 : Evolution de l'épaisseur effective de l'acier

variable	ϕ	γ (kN/m ³)	L (m)	B (m)	T _a (kN)	ΔH (m)
valeur	37,5°	18,2	5	0,06	12,78	0,75

Tableau 2.6 : Valeurs utilisées pour le dimensionnement de l'ouvrage

2.5.2 - Calcul de référence

Calcul avec 1000 simulations

Dans ce cas, les variables de base sont supposées indépendantes et modélisées par une loi normale. Le tableau 2.6 donne les valeurs moyennes et les coefficients de variation des paramètres de base.

variables de base X _i	ϕ	γ (kN/m ³)	L (m)	B (m)	T _a (kN)	ΔH (m)
Espérance	37,5°	18,2	5	0,06	12,78	0,75
coefficients de variation	7%	5%	5%	6%	20%	5%

Tableau 2.7 : Valeurs utilisées dans le calcul de l'exemple de référence

Le vecteur aléatoire X est caractérisé par son espérance :

$$E(\vec{X}) = (\bar{\phi}, \bar{\gamma}, \bar{\Delta H}, \bar{L}, \bar{P}, \bar{T A})$$

et par la matrice σ_X des écarts-types :

$$\sigma_X = \begin{bmatrix} \sigma(\phi) & & & & & \\ & \sigma(\gamma) & & & & \\ & & [0] & & & \\ & & & & & \\ [0] & & & & & \\ & & & & & \sigma(Q) \end{bmatrix}$$

Les variables aléatoires de base ne sont pas corrélées ce qui signifie que la matrice des corrélations R_X est la matrice unité. La matrice des covariances C_X est donnée par:

$C_X = \sigma_X \cdot I \cdot \sigma_X = \sigma_X^2$ (matrice diagonale des variances). On suppose que le vecteur X est gaussien, sa fonction densité de probabilité est donnée par :

$$f_X(\vec{x}) = \frac{1}{(2\pi)^{\frac{n}{2}} |C_X|^{\frac{1}{2}}} \exp\left[-\frac{1}{2}(\vec{x} - \bar{X})^T \cdot C_X^{-1} \cdot (\vec{x} - \bar{X})\right]$$

n: étant le nombre de variables de base qui est égale à 6 dans notre cas.

Pour simuler un tel vecteur, un programme de génération de variable aléatoires basé sur la méthode de type trigo-logarithmique a été utilisé (voir annexe)

Pour prendre en compte la variabilité spatiale des paramètres liés au sol (ϕ et γ), sans tenir compte de leur autocorrélation verticale, la hauteur de l'ouvrage a été discrétisée en tranches dont l'épaisseur est égale à l'échelle de fluctuation, soit $\alpha = 50$ cm (MAGNAN, 1982).

Un premier calcul a été effectué selon la méthode proposée au premier chapitre avec 1000 réalisations. Les valeurs liées aux paramètres du sol (ϕ , γ) ont été générées de façon indépendante d'une couche à une autre en suivant un processus aléatoire de bruit blanc.

Pour chaque tirage, un coefficient de sécurité F a été calculé. Une suite $\{F_j, j=1, \dots, m\}$ a été obtenue. La figure 2.5 montre l'histogramme des fréquences relatif à cette suite.

Un traitement numérique de cette suite a permis de déterminer ses caractéristiques statistiques (tableau 2.8). Afin de calculer la probabilité de rupture, une loi normale a été calée sur cette suite. Le test de normalité a donné un niveau de signification de 59%. Ce qui permet de justifier le choix de cette loi. La probabilité de rupture de l'ouvrage a été évaluée à 9.10^{-5} . On constate que cette probabilité est faible, ce qui est en accord avec le dimensionnement de l'ouvrage.

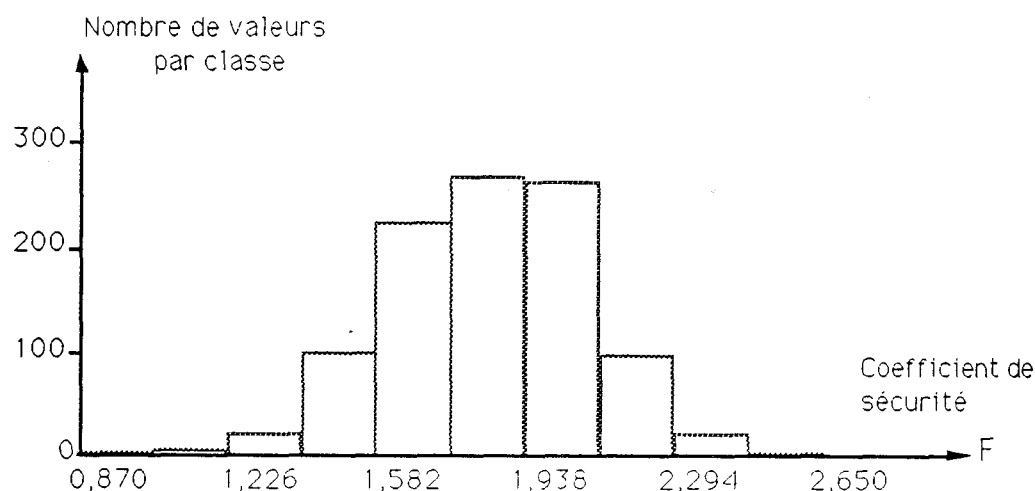


Figure 2. 5 : Histogramme des fréquences relatif à la distribution de F
(variables de base non corrélées, 1000 réalisations)
(exemple de référence)

F _{min}	F _{max}	F _{moy}	Ecart-type	Variance	coefficient de variation
0.88	2.64	1.85	0.23	0.06	0.13

Tableau 2.8 : Caractéristiques statistiques du coefficient de sécurité
(exemple de référence avec 1000 simulations)

Effet du nombre de simulations

Afin de fixer le nombre de simulations à utiliser dans la détermination de la probabilité de rupture, des calculs ont été effectués avec un nombre de simulations variant entre 100 et 5000. Les résultats obtenus sont donnés dans la figure 2.6. On constate qu'à partir de 1000 simulations, la valeur estimée de la probabilité de rupture ne subit pas de grandes fluctuations. Les calculs présentés ci-après ont été effectués avec 1000 simulations.

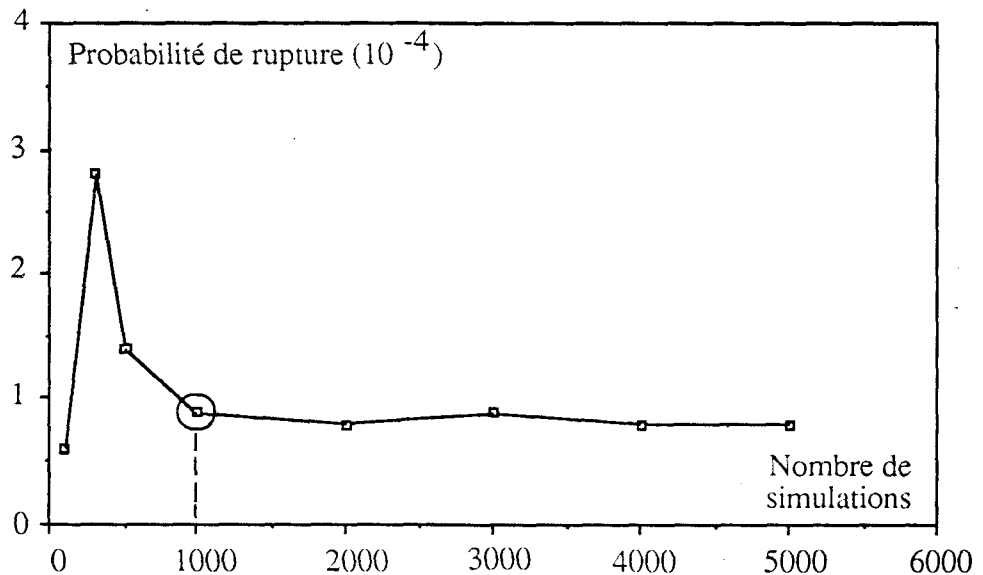


Figure 2. 6 - Evolution de la probabilité de rupture avec le nombre de simulations (calcul de référence)

Evolution de la probabilité de rupture au cours de la durée de vie de l'ouvrage

La probabilité de rupture de l'ouvrage à différents instants de sa vie (début de l'expérimentation, 2, 4 , 6, 8, et 9 mois après) a été calculée. Les caractéristiques mécaniques de sol sont les mêmes que celles retenues dans le calcul précédent. L'évolution de la section des armatures a été donnée dans le tableau 2.5.

Les résultats obtenus sont montrés dans la figure 2.7. On remarque que la probabilité de rupture augmente avec le temps. La probabilité de rupture à 9 mois est élevée (0.35) ce qui correspond bien à la réalité puisque à 9 mois il y a eu rupture de l'ouvrage.

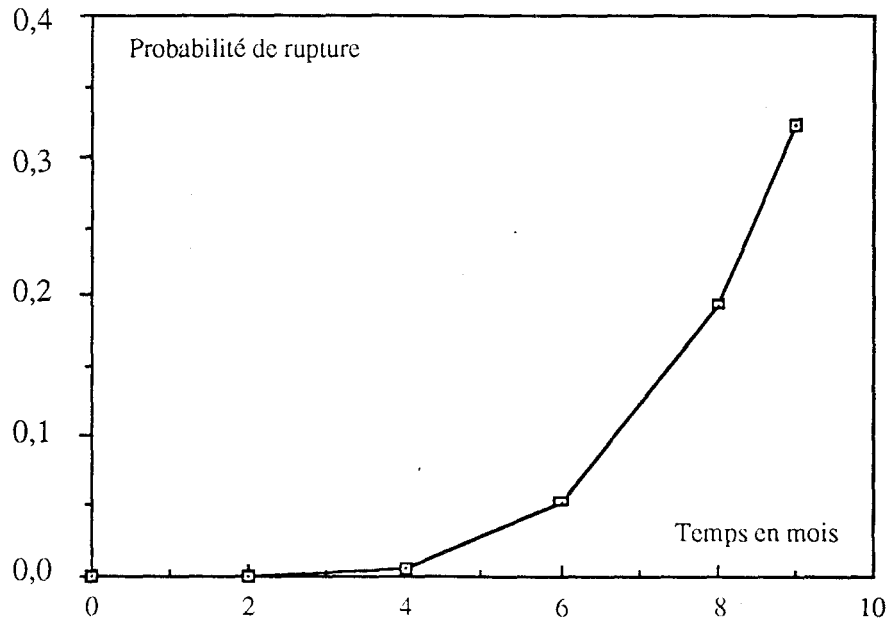


Figure 2.7 : Evolution de la probabilité de rupture au cours de la durée de vie de l'ouvrage

2.5.3 - Courbes d'égale coefficient de sécurité et de probabilité de rupture

Pour établir une comparaison entre les calculs probabilistes et les calculs déterministes, nous avons calculé les valeurs du coefficient de sécurité et de la probabilité de rupture pour un réseau de points. La figure 2.8 donne les courbes d'égales valeurs du coefficient de sécurité et de probabilités de rupture. On remarque que la zone critique donnée par le calcul déterministe est différente de celle donnée par le calcul probabiliste. En effet, le coefficient de sécurité dépend des valeurs moyennes tandis que la probabilité de rupture dépend à la fois des valeurs moyennes et du coefficient de variation (ALONSO 1976).

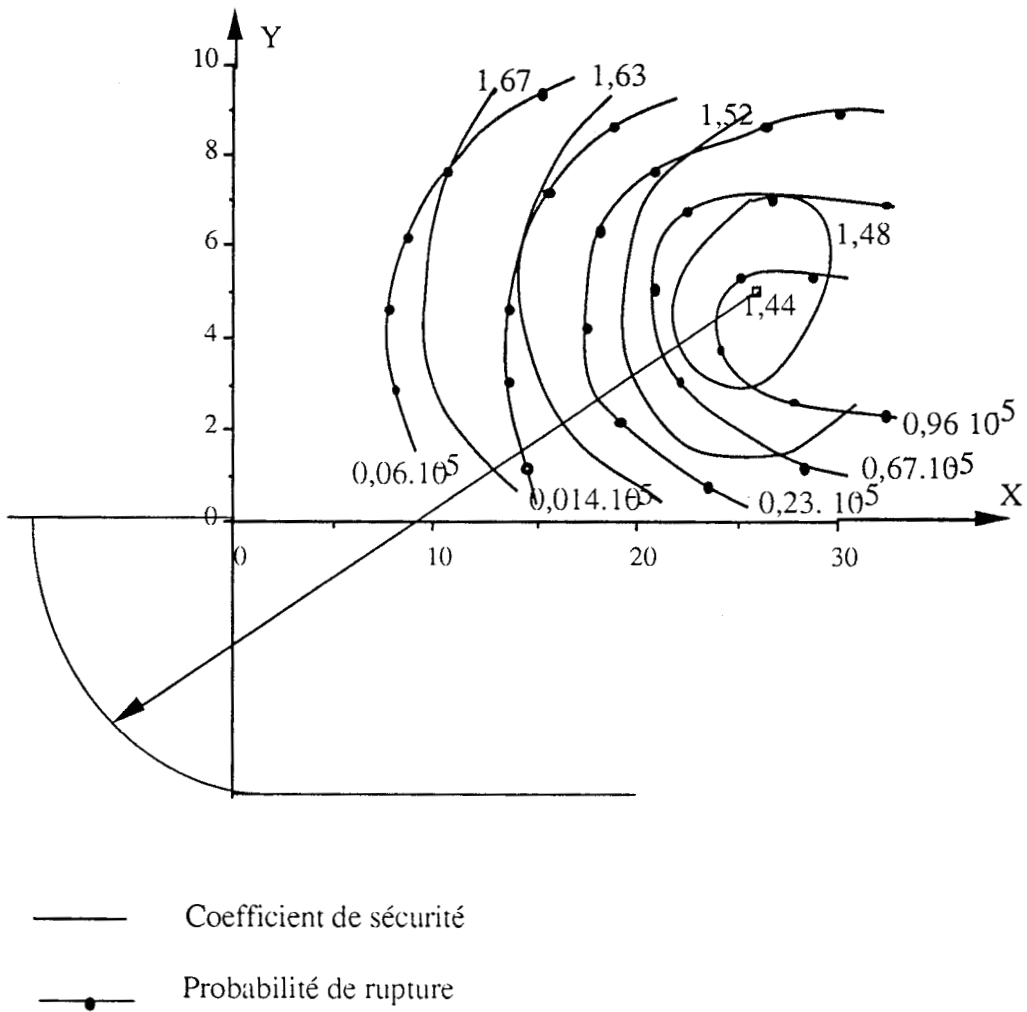


Figure 2.8 Courbes d'égales valeurs du coefficient de sécurité et d'égales probabilités de rupture

CHAPITRE III

ETUDE PARAMETRIQUE

Ce chapitre présente une étude de l'influence de certains paramètres sur l'évolution de la probabilité de rupture. Nous examinerons l'influence sur la probabilité de rupture des valeurs moyennes, des coefficients de variation, de l'épaisseur de discrétisation, de la corrélation entre certaines variables de base, de l'autocorrélation et enfin du types de loi de probabilité utilisée.

3.1 - INTRODUCTION

La détermination de la probabilité de rupture d'un ouvrage en Terre Armée fait intervenir plusieurs facteurs: propriétés statistiques des variables de base (espérance, coefficient de variation), type de loi de probabilité, la corrélation entre paramètres de base et l'autocorrélation. Dans ce chapitre, nous allons étudier l'effet de ces facteurs sur la probabilité de rupture du mur en terre armée retenu dans le chapitre précédent.

3.2 Influence des valeurs moyennes

Dans cette section on présente l'effet de la valeur moyenne de la résistance à la traction (T_a) des armatures. Les résultats obtenus sont donnés dans la figure 3.1. La valeur de référence de T_a étant celle utilisée pour le dimensionnement de l'ouvrage. Avec cette valeur, la probabilité de rupture était de $0.9 \cdot 10^{-4}$ au début de l'expérimentation et de 0,35 à la ruine de l'ouvrage. Si la valeur de référence est réduite de 25%, la probabilité de rupture au début de l'expérimentation reste faible (0.1%) par contre au moment de la ruine elle devient 0.68.

Le choix de la valeur moyenne de la résistance à la traction des armatures joue donc un rôle important dans le dimensionnement de cet ouvrage.

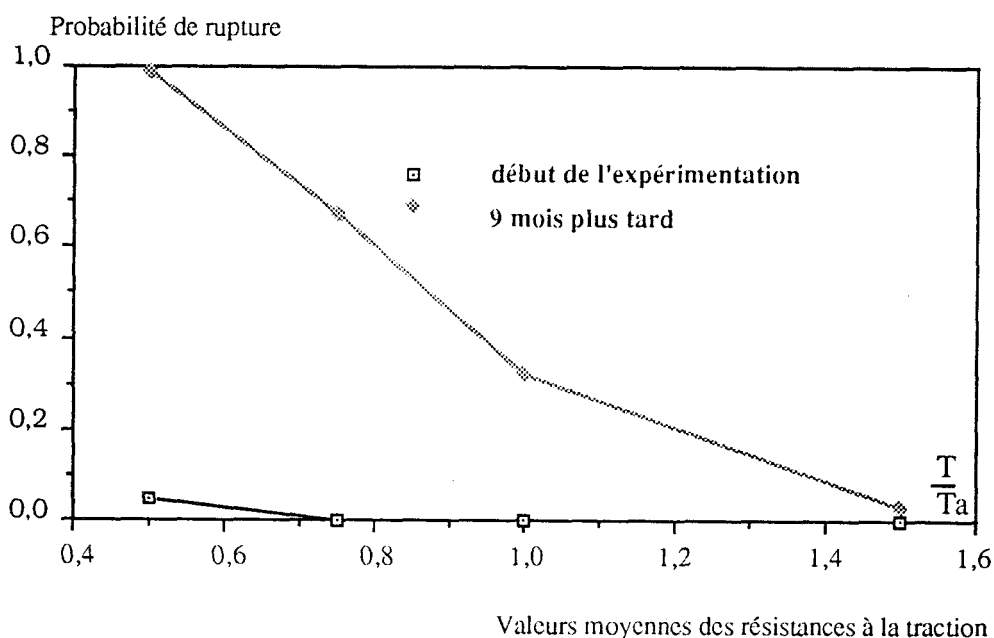


Figure 3.1 : Influence de l'espérance de la résistance à la traction des armatures sur la probabilité de rupture du mur en terre armée

3.3 - Influence des coefficients de variation

L'effet des coefficients de variation des trois paramètres (angle de frottement, largeur des armatures et leur longueur) sur la probabilité de rupture a été examiné. Les résultats obtenus sont illustrés dans la figure 3.2. On constate que la probabilité de rupture croît avec les coefficients de variation, en particulier avec celui de l'angle de frottement. Ce résultat montre que la stabilité des ouvrages en Terre Armée dépend sensiblement des incertitudes sur les paramètres de base, en particulier sur les paramètres de résistance de sol.

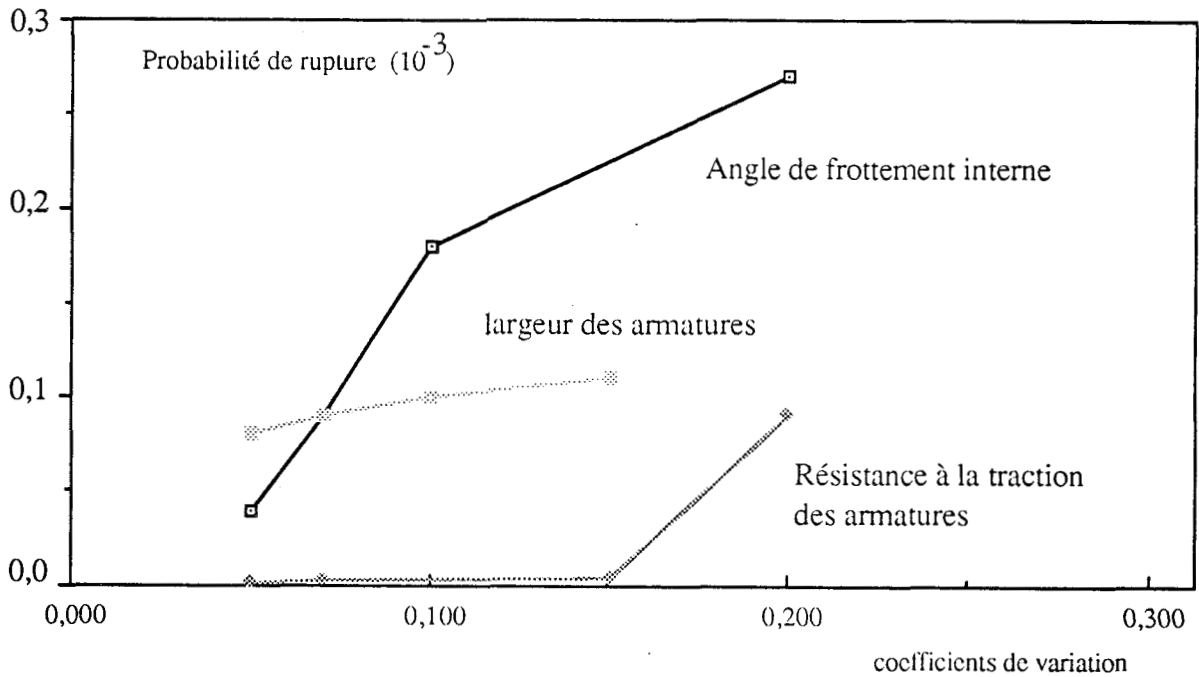


Figure 3.2 : Influence des coefficients de variation sur la probabilité de rupture du mur en Terre Armée.

3. 4 - Influence de l'épaisseur de discrétisation

Pour tenir compte de la variabilité des propriétés de sols, une étude a été réalisée pour examiner l'effet de l'épaisseur de discrétisation sur la probabilité de rupture. Des calculs ont été effectués pour le début de l'expérimentation avec 6 épaisseurs de couche (12.5, 25, 50, 65, 75 et 130 cm). Les résultats obtenus sont illustrés dans la figure 3.3. On constate que la probabilité de rupture diminue de 30% quand l'épaisseur de discrétisation passe de 12.5 à 130 cm.

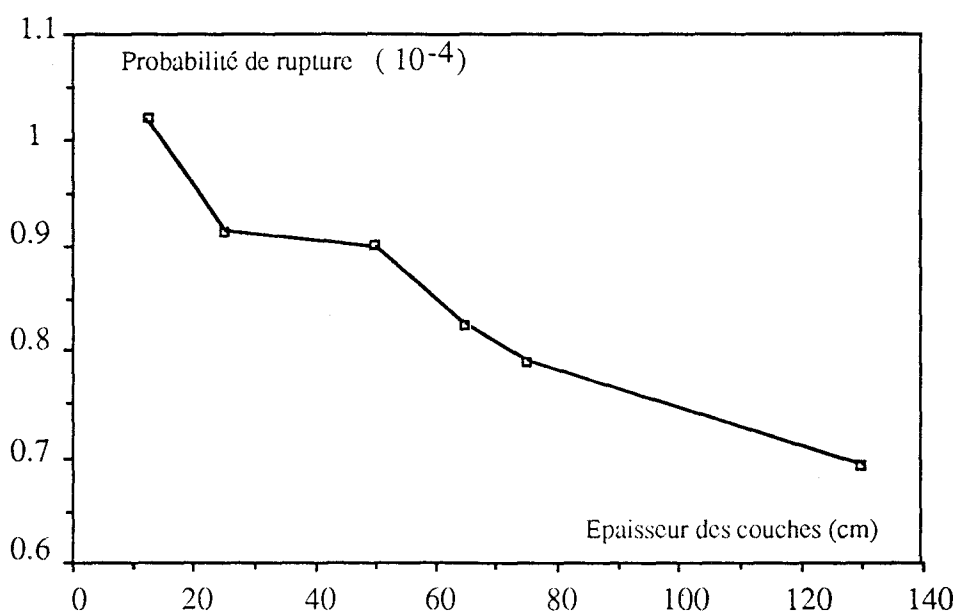


Figure 3.3 : Evolution de la probabilité de rupture en fonction de l'épaisseur de discrétisation (début de l'expérimentation)

3.5 - Influence de la corrélation

Dans cette section nous allons examiner l'influence de la prise en compte de la corrélation des paramètres liés au sol sur la probabilité de rupture. Cette corrélation est prise en compte dans la matrice R_x définie précédemment. Compte tenu du fait que l'angle de frottement et le poids volumique sont généralement fortement liés, un coefficient de corrélation assez fort (0,7) a été utilisé. La matrice des covariances est donnée par: $C_x = \sigma_x \cdot R_x \cdot \sigma_x$ (σ_x étant la matrice diagonale des écart-types). Cette matrice (tableau 3.1) est intégrée ensuite dans un sous-programme de la bibliothèque statistique "NAG" pour la génération des variables aléatoires corrélées.

CV=

4.41	1.47	0	0	0	0
1.47	1	0	0	0	0
		0.067	0	0	0
			0.0016	0	0
	[Sym]			0.02	0
					$0.8 \cdot 10^{-6}$

Tableau 3.1 : Matrice des covariances

Afin d'examiner l'effet du nombre de simulation sur la probabilité de rupture, des calculs ont été effectués avec un nombre de simulation variant entre 100 et 5000. Les résultats obtenus sont illustrés dans la figure 3.4. On constate que le nombre retenu précédemment (1000 simulations) est aussi valable dans le cas où ϕ et γ sont corrélés.

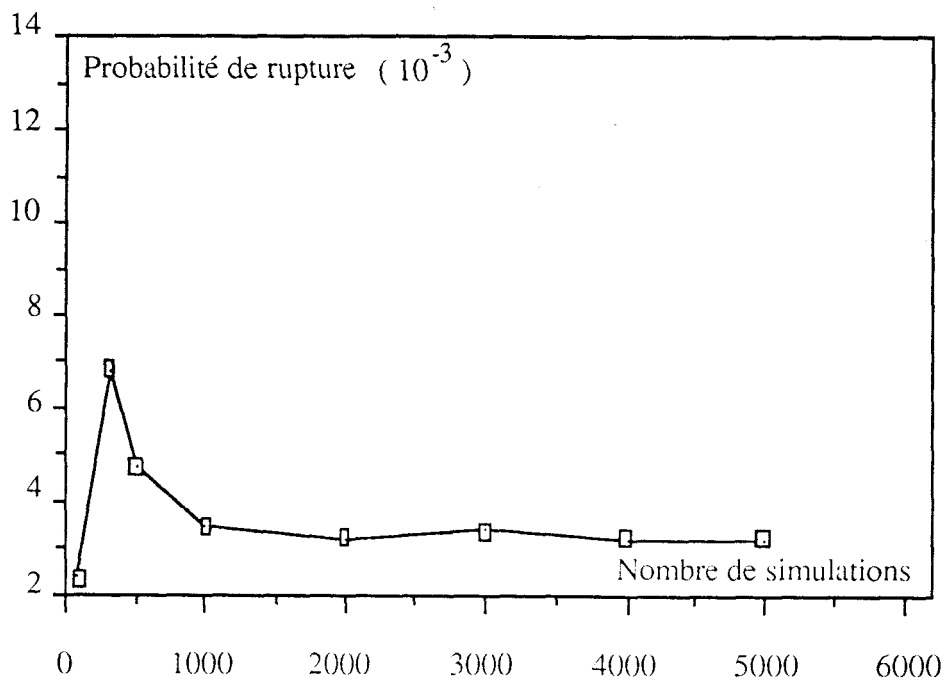


Figure 3.4 : Evolution de la probabilité de rupture avec le nombre de simulations (ϕ et γ corrélés)

En utilisant ce nombre, nous avons étudié l'évolution de la probabilité de rupture au cours de sa durée de vie de l'ouvrage. Les résultats obtenus sont illustrés dans la figure 3.5. On constate que la corrélation induit une augmentation importante de la probabilité de rupture: elle augmente de 0.15 à quatre mois et de 0.3 à neuf mois.

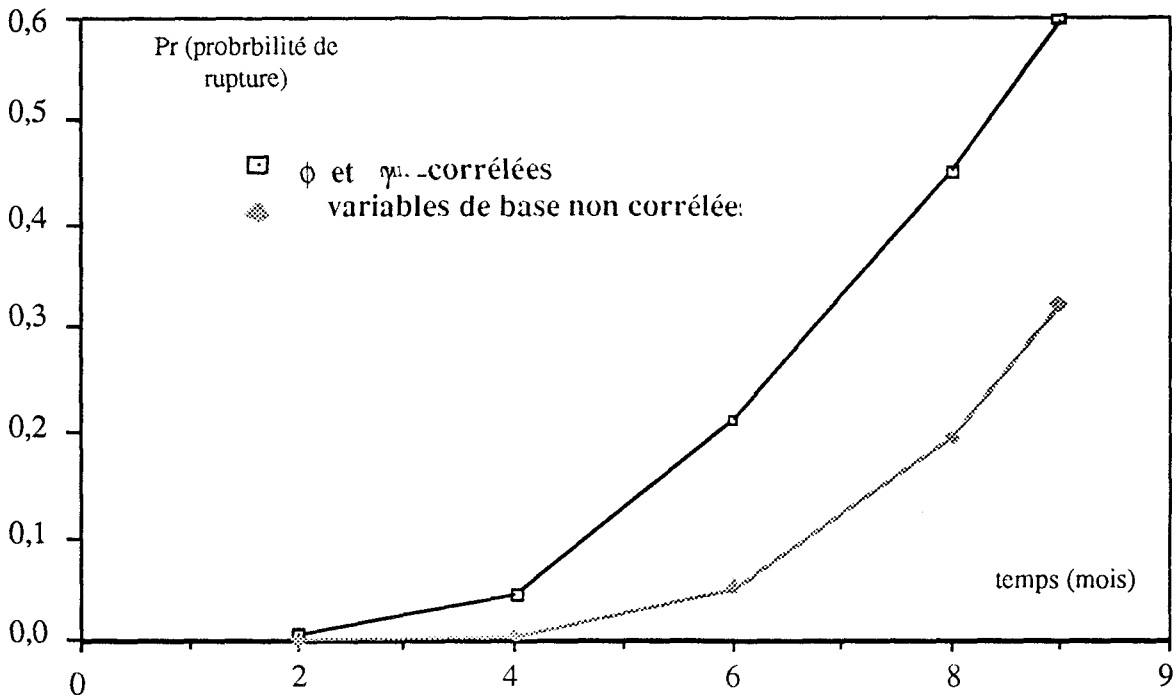


Figure 3. 5 : Evolution de la probabilité de rupture en fonction du temps
(mur en Terre Armée)

3.6 - Effet de l'autocorrélation

L'étude de l'autocorrélation verticale des paramètres du sol permet de caractériser leur variabilité interne. L'ordre de grandeur de l'épaisseur de la couche dans laquelle on peut considérer les valeurs des paramètres de sol comme liées est de 50 cm (MAGNAN,1982). Cette épaisseur est appelée distance d'autocorrélation ou échelle de fluctuation. Dans notre cas, la variabilité du phénomène étudié sera décrite à l'aide de la fonction d'autocorrélation $\rho(\tau)$ représentée par le modèle discret illustré dans la figure 3.6. La hauteur de l'ouvrage sera discrétisée en couches de 12,5 cm. Un sous programme de génération de nombres aléatoires de la bibliothèque statistique "NAG" a été utilisé.

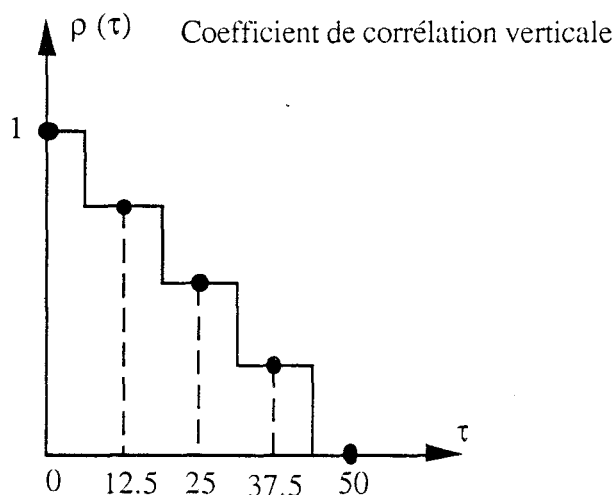


Figure 3.6 : Modèle utilisé pour tenir compte de l'autocorrélation

En tenant compte de l'autocorrélation nous avons calculé la probabilité de rupture au début de l'expérimentation et au cours de la durée de vie de l'ouvrage. Les résultats obtenus sont illustrés dans la figure 3.7. On constate que l'autocorrélation induit une augmentation de la probabilité de rupture. Au neuvième mois, la probabilité calculée passe d'environ 35% à 43%.

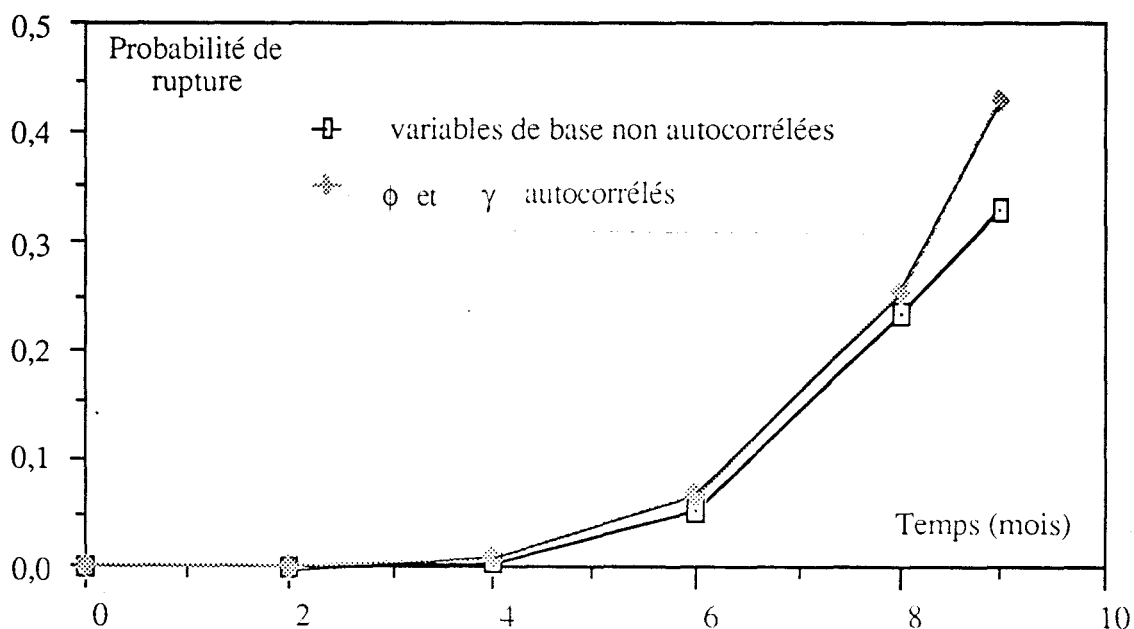


Figure 3.7 : Effet de l'autocorrélation sur la probabilité de rupture (mur en Terre Armée)

3.7 - Influence des lois de probabilité

Jusqu'à présent on a supposé que toutes les variables de base étaient gaussiennes et indépendantes. Or si l'on se réfère à la bibliographie on montre que l'hypothèse de normalité représente une approximation pour certaines variables. On considère dans cette partie le cas où parmi ces variables de base, certaines sont modélisées par une loi normale et d'autres par une loi log-normale (tableau 2.4).

Dans cette partie, on présente l'effet de la modélisation de certaines variables de base (ϕ , γ , et T_a) par une loi log-normale. L'histogramme de la distribution du coefficient de sécurité correspondant au début de l'expérimentation est donné par la figure 3.8.

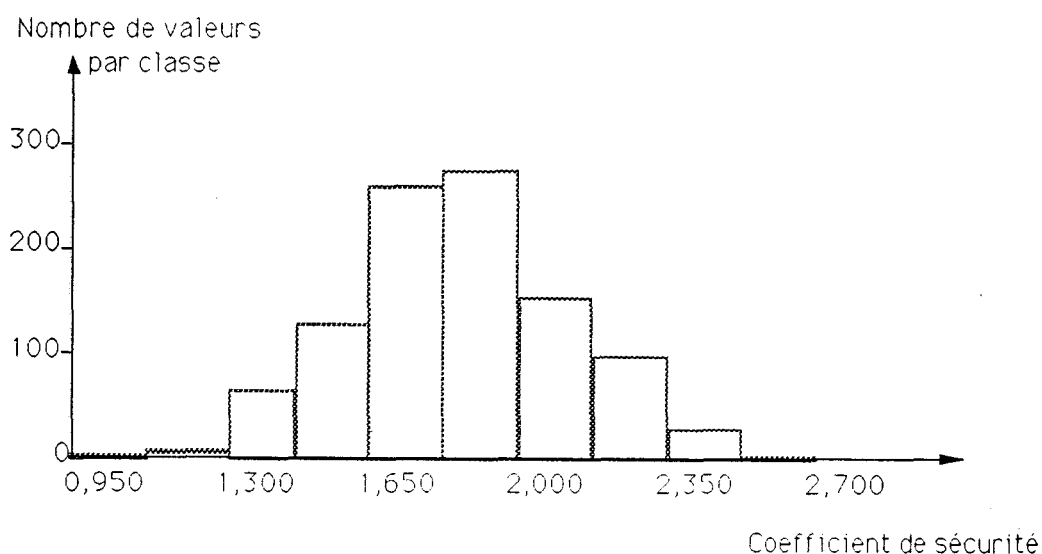


Figure 3.8 : Histogramme des fréquences relatif à la distribution du coefficient de sécurité quand (ϕ , γ , T_a) sont modélisés par une loi log-normale

Fmin	Fmax	Fmoy	Ecart-type	coefficient de variation	Variance
0.95	2.7	1.93	0.17	0.09	0,03

Tableau 3.2 : caractéristiques statistiques de la distribution du coefficient de sécurité quand (ϕ , γ , T_a) sont modélisés par une loi log-normale

Un traitement statistique de la suite du coefficient de sécurité a donné les caractéristiques statistiques de sa distribution (tableau 3.2). Cette distribution a été soumise au test de normalité qui a donné un niveau de signification de 20%. Avec cette loi, la probabilité de rupture a été évaluée à $7.9 \cdot 10^{-5}$.

La figure 3.9 montre l'évolution de la probabilité de rupture au cours de la vie de l'ouvrage. On constate que celle-ci induit une diminution de la probabilité de rupture qui atteint 60% à neuf mois.

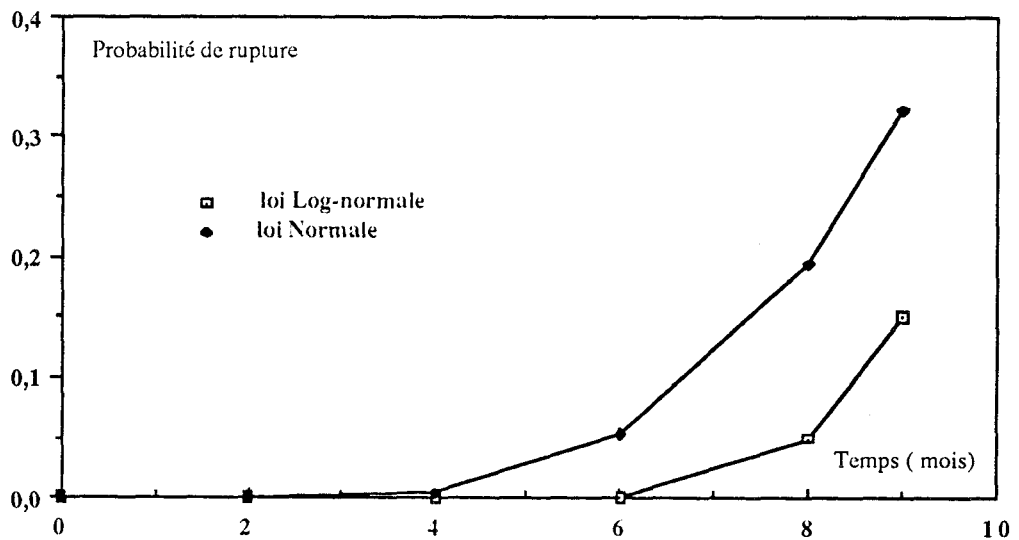


Figure 3.9: Effet sur la probabilité de rupture du type de loi de probabilité

TROISIEME PARTIE

APPLICATION AUX OUVRAGES EN SOLS CLOUES

Cette partie comporte une application des méthodes probabilistes aux ouvrages renforcés par clouage. La méthode de calcul déterministe et le programme de calcul des ouvrages cloués sont d'abord décrits. Ensuite une application numérique sur un ouvrage concret est présentée. Ce chapitre s'achève par une étude paramétrique.

CHAPITRE IV

ETUDE D'UN CAS DE REFERENCE

Comme dans le cas de la Terre Armée, on décrit d'abord la méthode déterministe utilisée pour le dimensionnement des ouvrages en sols cloués. On présentera ensuite une application numérique à un ouvrage concret en sol cloué.

4. 1 - Introduction

Le clouage est utilisé pour la stabilisation des pentes naturelles ou pour la réalisation des excavations . Dans le deuxième cas, les barres sont placées au fur et à mesure de l'avancement de l'excavation. Dans la technique de clouage, on utilise des barres rigides qui travaillent en traction, cisaillement et flexion alors que, dans le cas de la Terre Armée, on utilise des barres flexibles qui travaillent uniquement en traction.

4. 2 - Méthode de calcul déterministe

La méthode de Bishop a été retenue pour le calcul des ouvrages en sol cloué. Le principe de cette méthode est le même que celui présenté pour la Terre Armée avec une différence au niveau de la contribution des armatures. En effet, dans ce cas, les armatures travaillent en traction, flexion et cisaillement. Les efforts mobilisés dans la barre au point d'intersection avec la surface de rupture potentielle (figure 4.1) sont:

T_n : effort normal,

T_c : effort tranchant,

M : moment fléchissant.

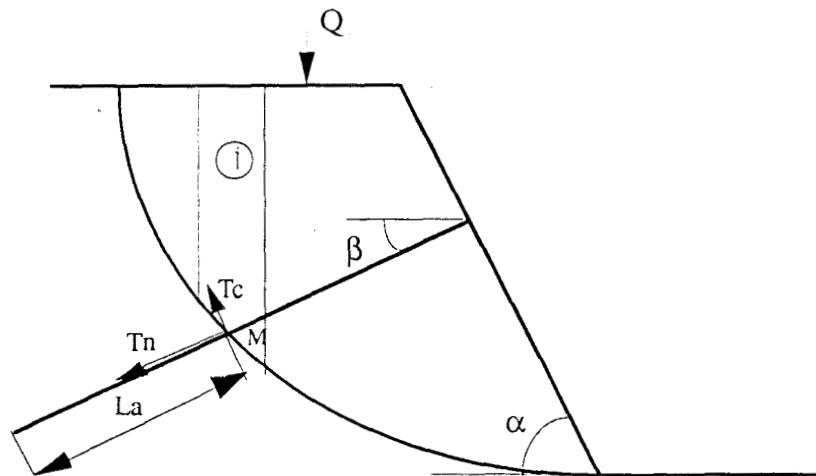


Figure 4. 1 principe de la méthode de calcul à la rupture

4.2.1 - Détermination des efforts mobilisés dans les inclusions (recommandations CLOUTERRE 1991)

Dans le cisaillement d'un massif de sol cloué, la rupture du clou peut se produire soit par traction-cisaillement à l'intersection avec la surface de rupture, soit par plastification aux points de flexion maximale situés en dehors de la surface de rupture. La liaison sol-clou peut également se rompre suivant les deux modes de rupture correspondant aux deux types d'interaction :

- le frottement latéral unitaire peut atteindre sa valeur limite (q_s) provoquant une rupture par défaut d'adhérence,
- la pression latérale (p) exercée par le clou sur le sol peut atteindre une valeur limite (p_l) provoquant le découpage du sol par le clou.

La détermination de ces efforts est effectuée selon trois critères (BLONDEAU et al., 1984).

- la résistance de l'inclusion,
- la mobilisation du frottement latéral,
- le critère de réaction normale .

- Critère de résistance de l'inclusion

La contrainte de scission dans l'inclusion doit vérifier la condition de résistance :

$$\tau \leq k$$

k étant la valeur de la scission du matériau constituant l'inclusion et τ la contrainte de cisaillement mobilisée dans l'inclusion.

La plastification du clou par effort tranchant se fera au point d'effort tranchant maximal (figure 4.1). En ce point le moment fléchissant est supposé nul et le critère de résistance de l'inclusion s'écrit:

$$\left(\frac{T_n}{R_n}\right)^2 + \left(\frac{T_c}{R_c}\right)^2 \leq 1 \quad \text{avec:}$$

T_n : effort normal dans l'inclusion,

T_c : effort tranchant dans l'inclusion,

R_n : résistance à la traction de l'inclusion,

R_c : résistance au cisaillement de l'inclusion.

Généralement R_n et R_c sont liées par la relation suivante:

$$R_c = \frac{R_n}{2}$$

Ce critère se traduit dans le plan (T_n, T_c) par une ellipse de demi-axes R_n et R_c (figure 4. 2).

- Critère de frottement latéral sol-clou

L'effort normal T_n mobilisé dans l'inclusion au point d'intersection avec la surface de rupture doit pouvoir être équilibré par la résistance à l'adhérence sol-inclusion sur la longueur (L_a) située en arrière de la surface de rupture. La rupture par défaut d'adhérence se traduit par le critère:

$$T_n \leq q_s \pi D L_a$$

où :

q_s : contrainte de cisaillement limite sol-inclusion,

πD : le périmètre du clou,

L_a : la longueur de scellement des clous au delà de la surface de rupture:

la courbe limite pour ce critère est une droite parallèle à l'axe des T_c et d'équation

$$T_n = q_s \pi D L_a$$

- Critère de réaction normale

Lors du mouvement relatif sol-inclusion, la pression latérale (p) exercée par le clou sur le sol est limitée par la pression latérale limite du sol (p_l) Dans ce cas, la pression latérale sol-clou doit vérifier la relation suivante:

$$p \leq p_l$$

qui se traduit au niveau de l'effort tranchant par:

$$T_c \leq \frac{p_l D \ell_0}{2}$$

p_l : pression limite du sol,

D : diamètre du clou,

L_a : longueur d'adhérence,

ℓ_0 : longueur de transfert qui est donnée par:

$$\ell_0 = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k_s D}}$$

EI : produit d' inertie de l'inclusion,

k_s : module de réaction du sol.

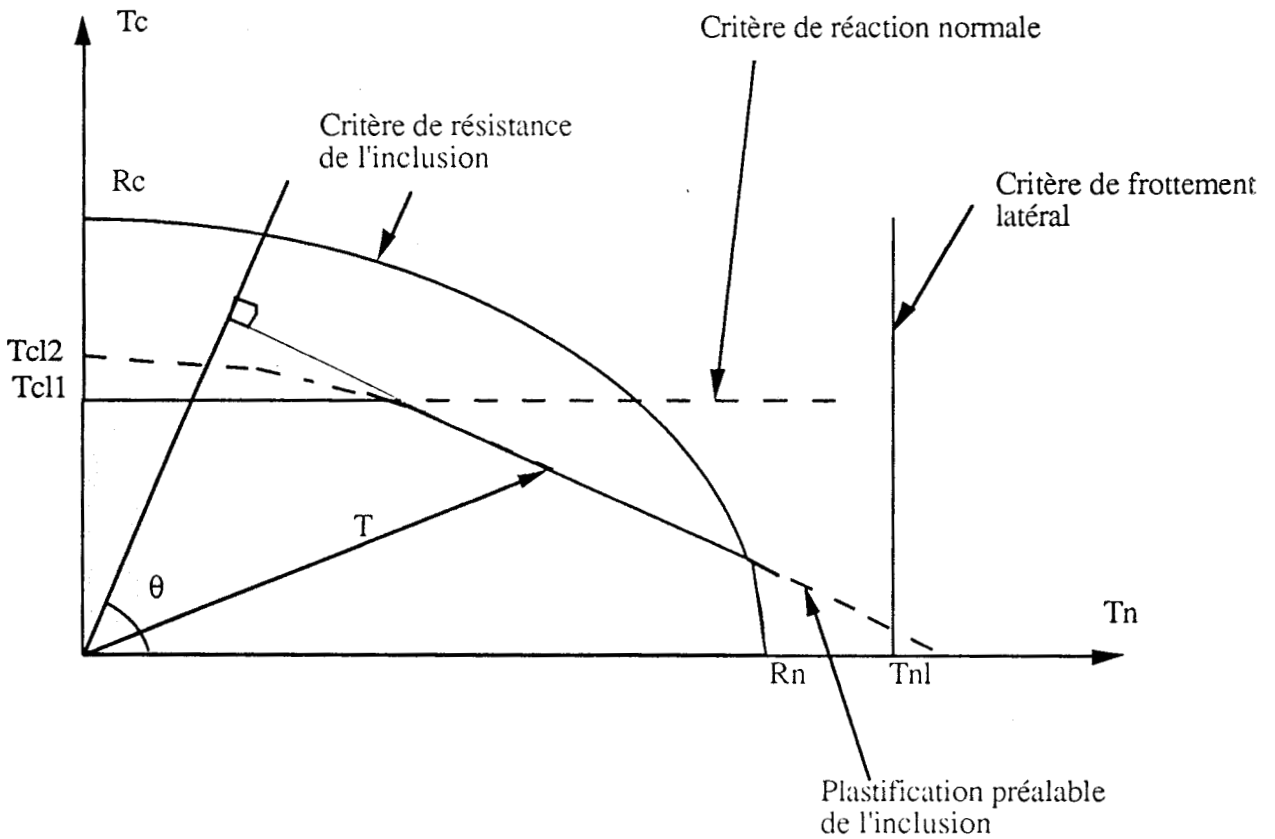


Figure 4. 2 : Critère de détermination des efforts dans les clous (Schlosser, 1982).

4.3 - Programme de calcul

Le programme de calcul présenté au chapitre précédent a été adapté au calcul des ouvrages en sols cloués. La contribution des armatures est évaluée d'après les critères donnés dans la section précédente et récapitulés dans la figure 4.2. Ce programme a été validé sur l'ouvrage présenté dans la figure 4.3 avec les paramètres donnés dans le tableau 4.1: La validation a été effectuée par comparaison avec les résultats obtenus au moyen de trois programmes connus (Gigan et Delmas 1987):

- Le programme CLOUAGE développé au Laboratoire régional de l'Est Parisien (Gigan, 1986),
- Le programme TALREN développé par le bureau d'études TERRASOL (Blondeau et al., 1984),
- Le programme NIXESC de l'Ecole Nationale des Travaux Public de l'Etat (Rajot, 1983).

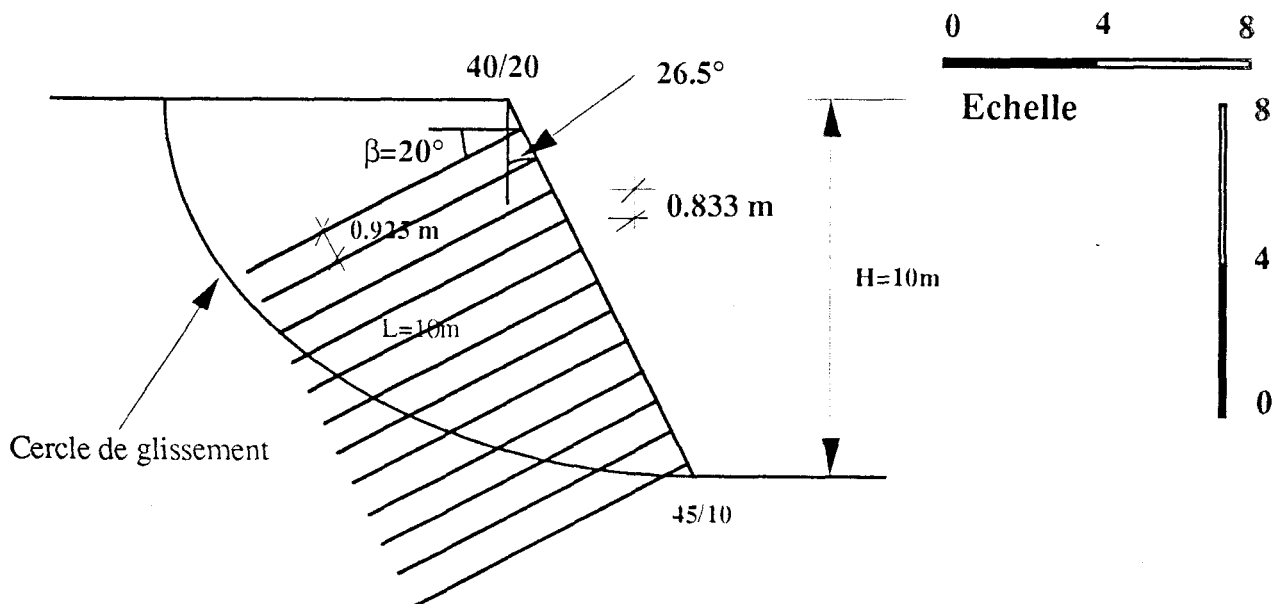


Figure 4.3 : Ouvrage retenu pour la validation du programme de calcul FiaSol tiré de Gigan et Delmas, (1987)

Variables	ϕ	γ (kN/m ³)	p_l (kPa)	β	D (cm)	L (m)	ΔH (m)	Rn (kPa)	q_s (kN/m/ml)	b (m)
Valeurs	28°	20	500	20°	10	8	1.8	400	12.5	0.5

Tableau 4.1 : Paramètres utilisés pour la validation du programme FiaSol.

Le tableau 4.2 donne les résultats obtenus par les différents programmes exposés précédemment et le programme FiaSol. On constate que le programme FiaSol donne des résultats qui sont en bon accord avec ceux obtenus à l'aide des autres programmes.

Nom du programme	CLOUAGE	TALREN	NIXESC	FIASOLS
Coefficient de sécurité calculé	1.30	1.40	1.39	1.39

Tableau 4.2 : Valeurs des coefficients de sécurité données par différents programmes de calcul des ouvrages en sols cloués

4. 4 - Choix et caractérisation des variables de base

Dans le renforcement des sols par clouage, nous pouvons distinguer quatre types de données aléatoires (figure 4.3) :

- Les caractéristiques des sols :

- * l'angle de frottement interne (ϕ),
- * le poids volumique (γ),
- * la pression limite (p_l).

- Les caractéristiques liées à l'interaction sol-armature :

- * la contrainte de cisaillement unitaire limite (q_s),
 - * la longueur de transfert (ℓ_0).
- Les caractéristiques liées à la géométrie de l'ouvrage :
- * longueur des armatures (L),
 - * espacement entre lits d'armatures (ΔH),
 - * inclinaison par rapport à l'horizontale (β),
 - * diamètre des armatures (D).
- Les caractéristiques mécaniques des armatures :
- * la résistance à la traction (R_n).

Le tableau 4.3 donne des lois et des coefficients de variation types proposés par différents auteurs pour les variables de base des ouvrages en sols cloués. En ce qui concerne les variables d'interaction sols-structures (q_s et ℓ_0), nous avons retenu pour le premier les mêmes valeurs que la pression limite, car, généralement ces deux variables sont fortement corrélées. Pour la longueur de transfert ℓ_0 , nous avons adopté des valeurs élevées, car elle font intervenir le coefficient de réaction du sol qui est généralement difficile à déterminer avec précision.

	Variables de base	Lois utilisées	Coefficients de variation	Sources
Géométrie	Dimensions de l'ouvrage	Normale	$1% < CV < 10%$	Fogli et al (1982)
	Diamètre et longueur des armatures	Normale	$0.1% < CV < 10%$	
	Position des armatures	Normale	$1% < CV < 10%$	Genske et Walz (1991)
	Inclinaison des armatures	Normale	$5% < CV < 30%$	
Caractéristiques mécaniques des sols	Angle de frottement interne	Normale Log-normale	$10% < CV < 20%$	Favre et Genevois (1984) Favre et Hammoum (1990)
	Poids volumique	Normale Log-normale	$1% < CV < 8%$	Matsu et Kuroda (1974) Vanmarcke et Fuleihan (1975)
	Pression limite	Log-normale	$5% < CV < 20%$	Vanmarcke et Fuleihan (1975)
Caractéristique mécanique des armatures	Résistance à la traction	Normales Log-normale	$5% < CV < 20%$	Fogli (1980) Genske et Walz (1991)
Interaction sol-armature	Contrainte de cisaillement unitaire limite sol-inclusion	Log-normale	$5% < CV < 20%$	
	Longueur de transfert	Normale	$10% < CV < 20%$	

Tableau 4.3 : Lois de probabilité et coefficient de variation types proposés par différents auteurs

4. 5 - Application numérique

Nous allons ci-dessous appliquer la méthodologie d'analyse statistique présentée précédemment à un ouvrage en sol cloué.

4. 5. 1 - Description de l'ouvrage retenu

Il s'agit d'une variante des trois cas présentés par Gigan et al, (1987) pour une étude de stabilité. La géométrie de l'ouvrage est présentée sur la figure 4.4. La hauteur du soutènement est de 10 m avec une inclinaison de 26.5° par rapport à la verticale. Les clous au nombre de six ont une longueur uniforme de 8 m. Ils sont constitués de tubes en acier battus dans le sol de 5 mm d'épaisseur et de 10 cm de diamètre. Ils sont inclinés à 20 degrés par rapport à l'horizontale et les nappes sont espacées de 1 m.

4. 5. 2 - Calcul de référence

Comme dans le cas de la Terre Armée, nous allons commencer l'application numérique par une étude d'un cas qui va nous servir de référence. Dans ce cas, nous considérons que les variables aléatoires de base sont indépendantes et que leur loi de probabilité est de type normale. Le tableau 4.4 donne les valeurs moyennes et les coefficients de variation retenus pour le calcul.

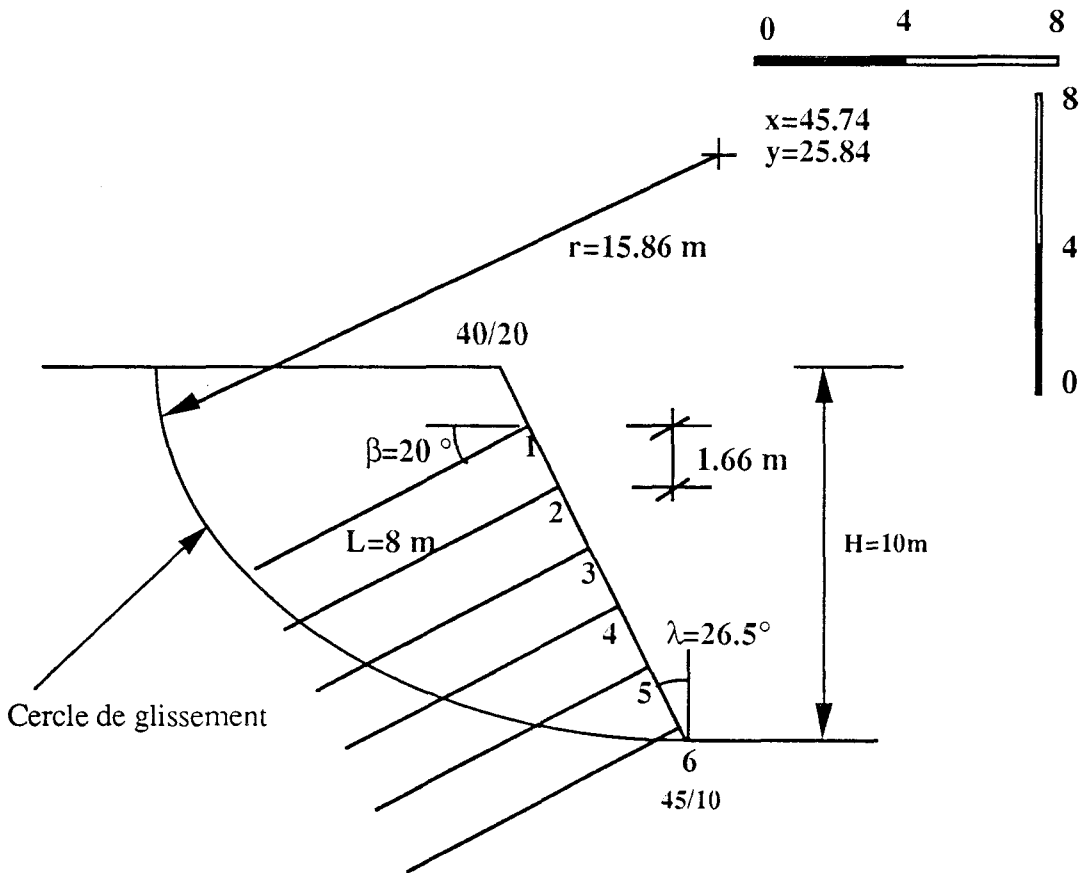


Figure 4.4 : Géométrie de l'ouvrage choisi pour exemple de référence (Gigan et Delmas, 1987)

Variables de base Xi	ϕ	γ (kN/m^3)	p_1 (kPa)	β	D (cm)	L (m)	ΔH (m)	R_n (kPa)	q_s (kN/m/ml)	ℓ (m)
Espérance	28°	20	500	20°	10	8	1.8	400	12.5	0.5
Coefficients de variation (%)	7	5	10	25	5	5	5	10	10	10

Tableau 4.4 : Paramètres utilisés dans le calcul de référence

L'ouvrage a été discrétisé en couches de 50 cm d'épaisseur. Le nombre de simulations utilisé est le même que celui retenu dans le cas de la terre armée, c'est à dire 1000.

La génération des valeurs relatives aux différents paramètres aléatoires est faite de façon indépendante d'une couche à une autre. Pour chaque jeu de paramètres, nous calculons à l'aide du programme Fia Sol le coefficient de sécurité. La distribution des valeurs du coefficient de sécurité a été analysée.

L'histogramme est illustré dans la figure 4.5. Un traitement statistique de la suite $(F_j, j= 1, m)$ permet de déterminer son espérance et son coefficient de variation. Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau 4.5.

La distribution a été soumise au test de Normalité qui a donné un niveau de signification de 10%. Ce résultat permet d'admettre que le coefficient de sécurité suit une loi Normale. En utilisant cette loi et les valeurs données dans le tableau 4.5, la probabilité de rupture a été évaluée à $1.5 \cdot 10^{-2}$.

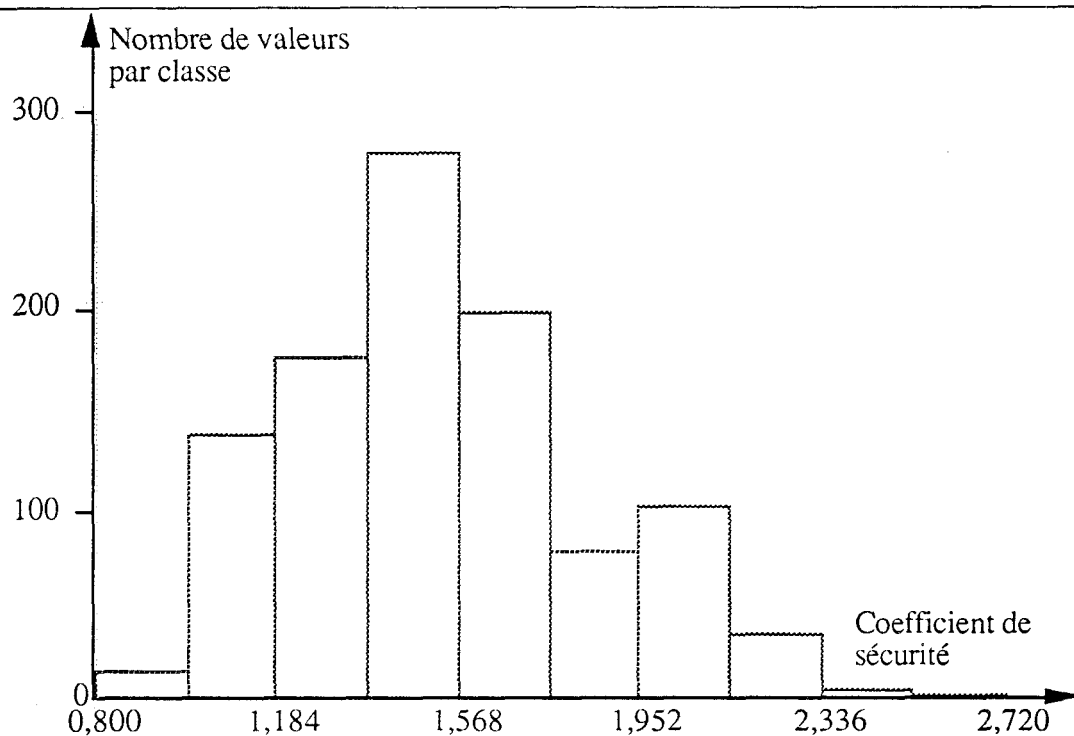


Figure 4.5 : Histogramme des fréquences relatif à la distribution de F cas de référence (1000 simulations)

Fmin	Fmax	Fmoy	Ecart-type	Variance	Coefficient de variation
0.8	2.72	1.5	0.3	0.0	0.2

Tableau 4.5 : Caractéristiques statistiques de la distribution du coefficient de sécurité (cas de référence)

Conformément à ce qui a été présenté dans le cas de la Terre Armée, on procède à une vérification du nombre de simulations retenu (1000). Des calculs ont été effectués avec un nombre de simulations variant de 100 à 5000. La figure 4.4 montre les résultats obtenus. On constate que la probabilité de rupture se stabilise à partir de 1000 simulations. Ce nombre a été retenu dans le reste de ce travail.

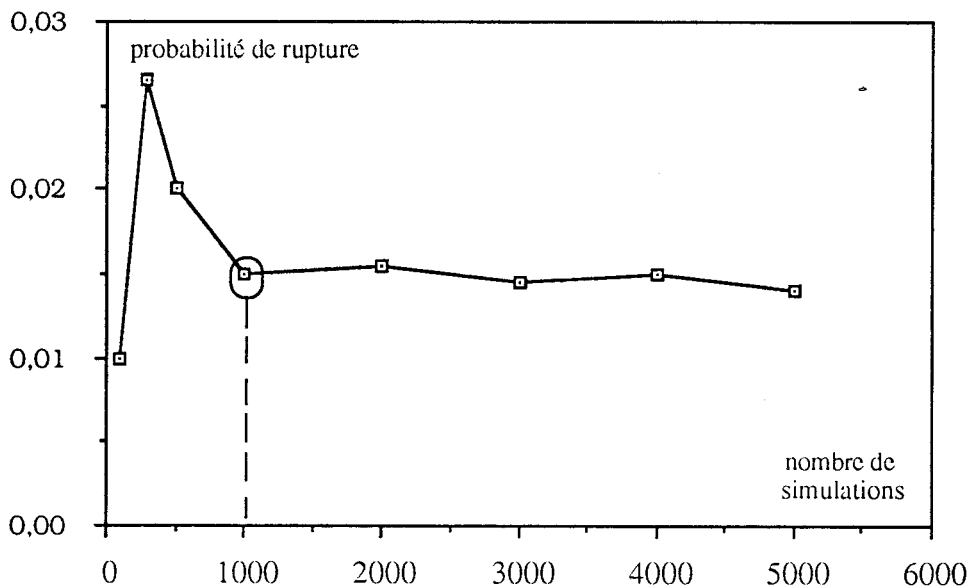


Figure 4.6 : Evolution de la probabilité de rupture avec le nombre de simulations

4.6 - Courbes d'égale probabilité de rupture et de coefficient de sécurité

Comme dans le cas de Terre Armée, nous avons calculé les valeurs moyennes du coefficient de sécurité F pour établir une comparaison entre la zone critique donnée par le calcul déterministe et celle donnée par le calcul probabiliste. Le calcul du coefficient de sécurité et de la probabilité de rupture a été fait pour un réseau de points. Nous avons ainsi tracé les courbes d'égales valeurs du coefficient de sécurité et les courbes d'égale probabilité de rupture. La figure 4.7 présente les résultats obtenus. On constate que ces deux familles de courbes sont distinctes. Ceci est attribué au fait que la probabilité de rupture dépend des valeurs moyennes et du coefficient de variation des variables de base alors que le coefficient de sécurité ne fait intervenir que les valeur moyennes.

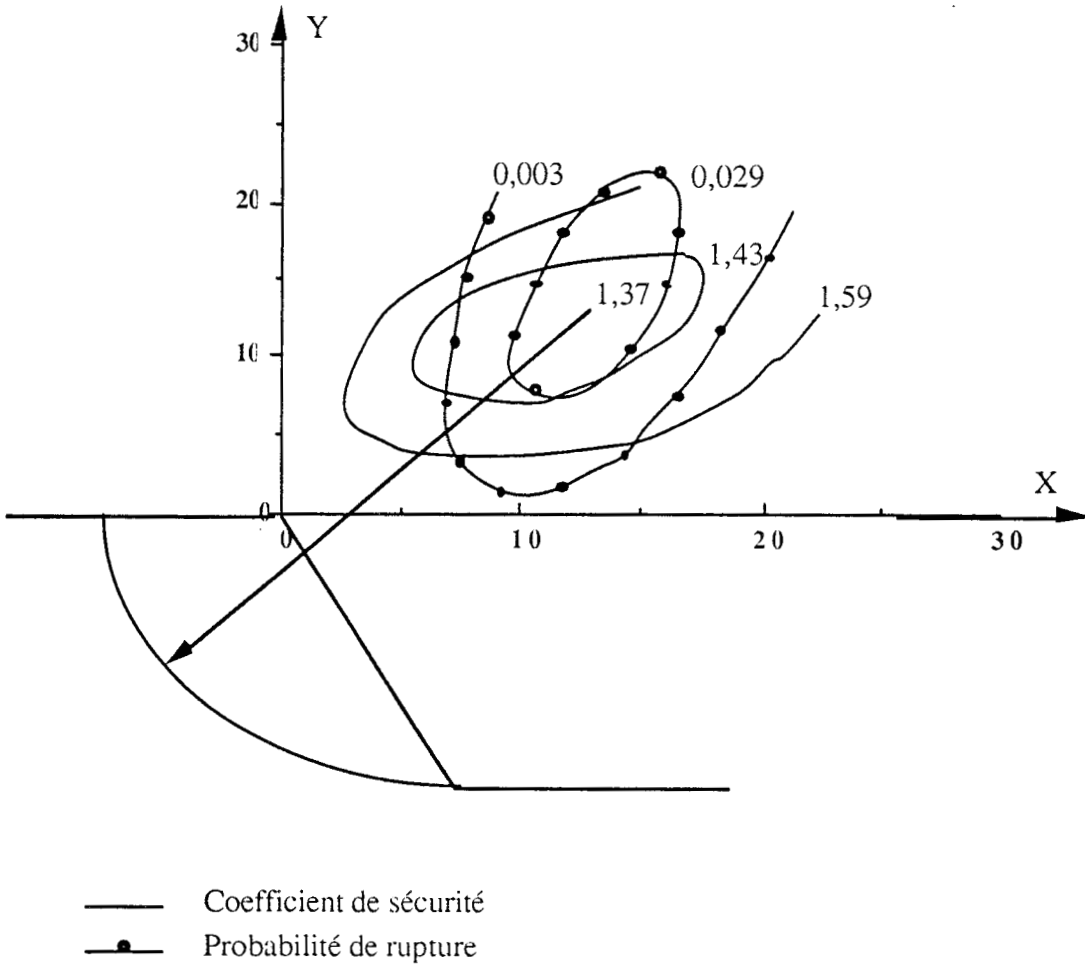


Figure 4.7 : Courbes d'égale probabilité de rupture et d'égale coefficient de sécurité

CHAPITRE V

ETUDE PARAMETRIQUE

Ce chapitre est consacré à une étude de l'influence de certains paramètres sur l'évolution de la probabilité de rupture. Nous aborderons successivement l'influence des valeurs moyennes, des coefficients de variations, de l'épaisseur de discrétisation, de la corrélation entre variables de base, de l'autocorrélation et enfin du types de loi de probabilité utilisée

5. 1 - Introduction

Le choix des paramètres à considérer comme variables aléatoires n'est pas toujours facile dans une approche probabiliste appliquée à la sécurité des ouvrages. Une étude paramétrique permet de mettre en évidence l'importance des différents paramètres sur la probabilité de ruine.

5. 2 - Influence des valeurs moyennes

Cette section est limitée à l'étude de l'influence des valeurs moyennes de l'angle de frottement interne et du poids volumique. Nous avons étudié séparément les deux cas en supposant que les variables de base sont indépendantes et gaussiennes. Les résultats obtenus sont résumés sur la figure 5. 1. On constate que la probabilité de ruine est très sensible à la valeur moyenne de l'angle de frottement interne : une diminution de 50% de ce paramètre par rapport la valeur de référence entraîne une augmentation importante de la probabilité de ruine. En ce qui concerne le poids volumique, la probabilité de rupture augmente avec sa valeur moyenne.

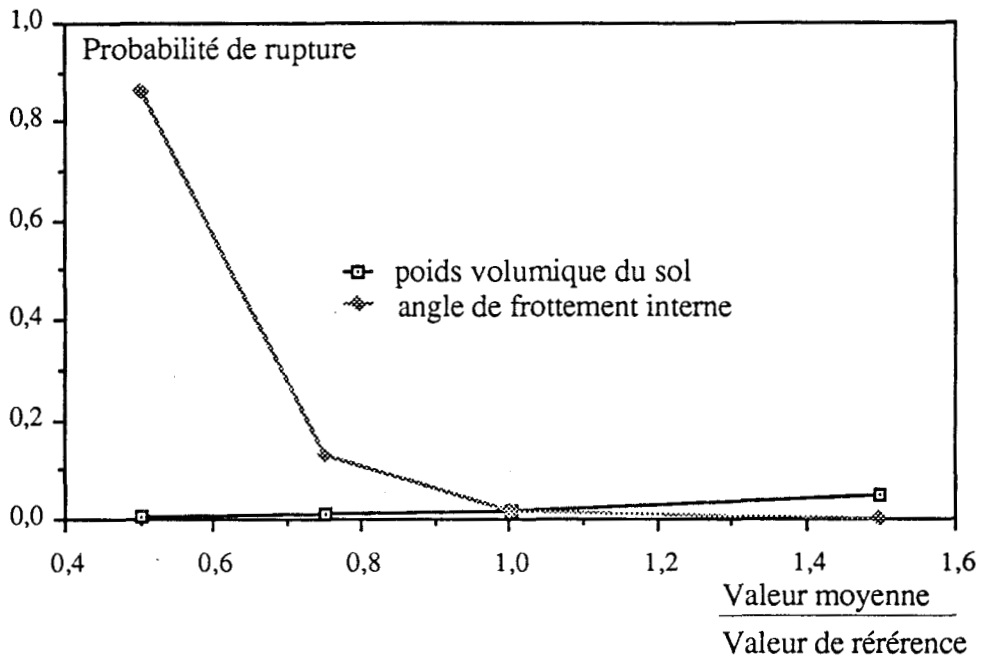


Figure 5.1: Influence des valeurs moyennes de ϕ et γ sur la probabilité de rupture de l'ouvrage en sol-cloué

5. 3 Influence des coefficients de variation

Dans cette section, on présente l'influence des coefficients de variation de certaines variables de base sur la probabilité de rupture. Cinq paramètres ont été retenus dans cette étude (ϕ , p_l , q_s , β , R_n). Les résultats obtenus sont illustrés dans la figure 5.2. On constate que l'augmentation du coefficient de variation induit un accroissement de la probabilité de rupture. Dans l'exemple considéré, la probabilité de ruine est particulièrement sensible au coefficient de variation de l'angle de frottement interne. En effet la probabilité de rupture croît de 0,015 à 0,08 quant le coefficient de variation de l'angle de frottement passe de 5 à 20°.

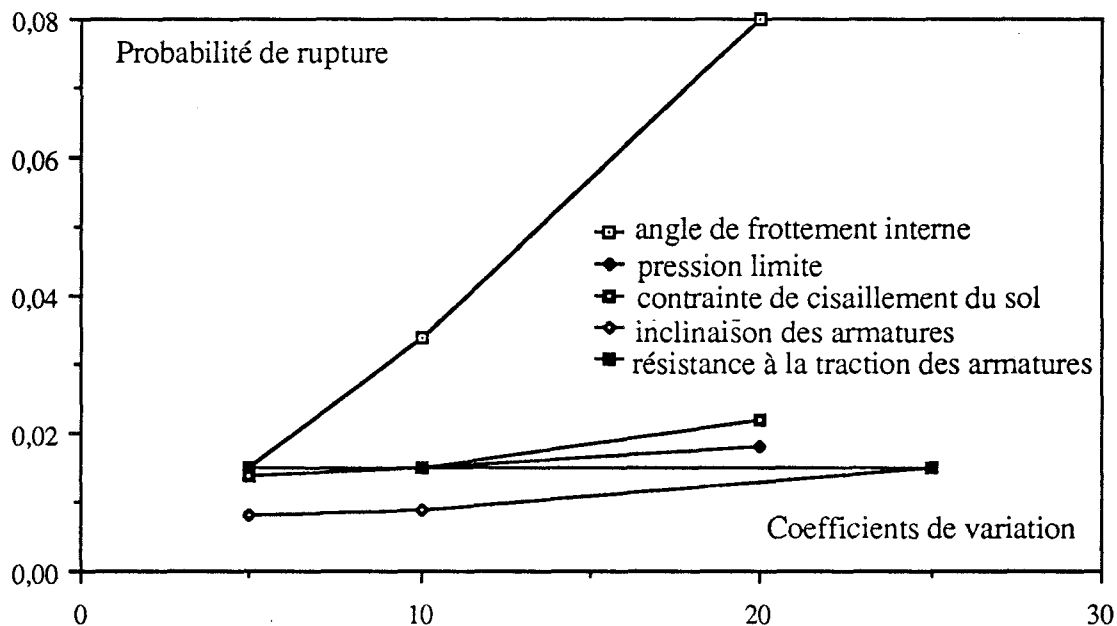


Figure 5.2 : Influence des coefficients de variation sur la probabilité de rupture de l'ouvrage en sol-cloué

5.4 - Influence de l'épaisseur de discrétisation

Dans cette section, on présente l'effet de l'épaisseur de discrétisation sur la probabilité de ruine de l'ouvrage. Pour chaque cas de discrétisation, nous avons généré le vecteur aléatoire de façon indépendante d'une couche à une autre. Nous avons considéré pour cela des couches d'épaisseur de 25, 50, 75, 100 cm. Les valeurs des probabilités de ruine obtenues sont données dans le tableau 5.1 et la figure 5.3. On constate que celle-ci décroît de 50% quant l'épaisseur passe de 50 à 100 cm.

Epaisseur des couches (cm)	25	50	75	100
Probabilité de rupture	0,017	0,015	0,011	0,008

Tableau 5.1 : Effet de l'épaisseur de discrétisation sur la probabilité de rupture de l'ouvrage en sol-cloué

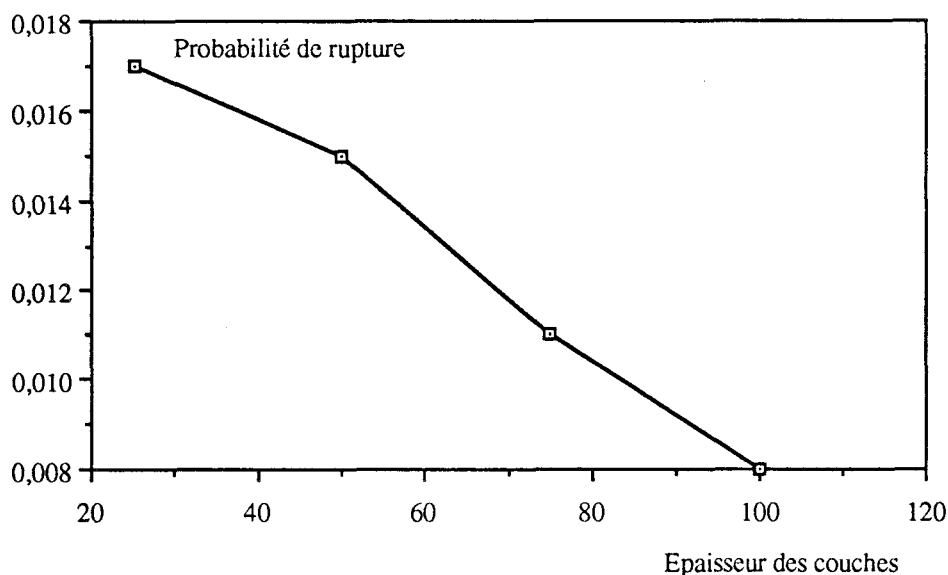


Figure 5.3 : Effet de l'épaisseur de discrétisation sur la probabilité de rupture de l'ouvrage en sol-cloué

5. 5 - Effet de la corrélation

Dans cette partie nous avons étudié l'influence sur la probabilité de rupture des corrélations entre les paramètres suivants:

- ϕ et γ
- p_l et q_s
- ϕ , γ , p_l et q_s

Pour la corrélation entre ϕ et γ , nous avons retenu un coefficient de corrélation de 0,7 qui a été adopté pour la terre armée (tableau 5.2, avec $a=0.7$, $b=0$, $c=0$).

Pour la corrélation entre p_l et q_s , nous avons retenu un coefficient assez fort pour des raisons déjà évoquées au chapitre 4.4 (tableau 5.2, avec $a=0.7$, $b=0.9$, $c=0$).

Pour la corrélation entre les paramètres ϕ , γ , p_l et q_s , nous avons considéré une combinaison des deux premiers cas (tableau 5.2, avec $a=0.7$, $b=0.9$, $c=0.9$).

$$R_x = \begin{bmatrix} \phi & \gamma & p_l & \beta & D & L & \Delta H & R_n & q_s & l_0 \\ 1 & a & b & & & & & & b & \\ & 1 & b & & & & & & b & \\ & & 1 & & & & & & c & \\ & & & 1 & & & & & & \\ & & & & 1 & & & & & \\ & & & & & 1 & & & & \\ & & & & & & 1 & & & \\ & & & & & & & 1 & & \\ & & & & & & & & 1 & \\ & & & & & & & & & 1 \end{bmatrix}$$

SYM

Tableau 5.2 : Matrice des corrélations retenue pour l'ouvrage en sol-cloué

Pour la génération des variables aléatoires corrélées, nous avons utilisé un sous-programme de la bibliothèque statistique "NAG". Ce programme utilise la matrice des covariances obtenue à partir de la matrice des corrélations présentée dans le tableau 5.2 et la matrice des écarts -types :

$$C_X = \sigma_X \cdot R_X \cdot \sigma_X$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau 5.3. Ils montrent l'importance de la corrélation sur la probabilité de ruine de l'ouvrage. La corrélation positive entre ϕ et γ fait doubler la probabilité de rupture, la corrélation également positive entre les paramètres p_l et q_s fait augmenter la probabilité de rupture de 33% et la corrélation entre les quatre variables fait augmenter la probabilité de ruine de 180%. Il est donc important de considérer la corrélation entre les paramètres de sol dans le calcul de stabilité des ouvrages en sol-cloué.

Paramètres corrélés	(ϕ, γ)	(p_l, q_s)	(ϕ, γ, p_l, q_s)	non corrélés
Probabilité de rupture	0.031	0.020	0.042	0.15

Tableau 5.3 : Influence de la corrélation sur la probabilité de rupture de l'ouvrage en sol-cloué

5.6 - Effet de l'autocorrélation

Dans cette section, nous allons étudier l'effet de l'autocorrélation verticale sur la probabilité de rupture de l'ouvrage. Une échelle de fluctuation égale à 50 cm a été considérée. La probabilité de rupture est calculée dans le cas où l'épaisseur des couches de discrétisation de la hauteur de l'ouvrage est de 12,5 cm et 25 cm. La figure 5.5 montre le modèle discret utilisé pour tenir compte de l'autocorrélation verticale. La génération des valeurs aléatoires se fait dans chaque couche.

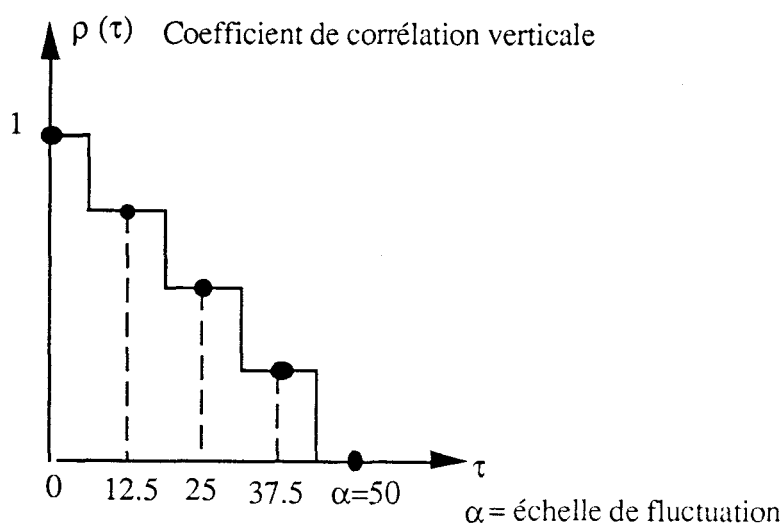


Figure 5.4 - modèle d'autocorrélation utilisé

La génération des variables aléatoires se fait dans chaque couches grâce à un sous-programme de génération de variables autocorrélées de la bibliothèque statistique "NAG". Dans cette étude, l'autocorrélation verticale a été considérée pour les paramètres de base (ϕ et γ).

Le tableau 5.4 récapitule les résultats obtenus. On constate que la prise en compte de l'autocorrélation au niveau des couches de discrétisation influe très légèrement sur la probabilité de rupture.

5.7 - Influence des lois de probabilité

Dans le calcul de référence les variables de base ont été modélisées par une loi normale. Nous allons à présent examiner le cas où les variables sont modélisées par une loi log-normale et ou une combinaison des lois normale et log-normale. Nous avons supposé que les variables aléatoires de base sont indépendantes.

Cas où les variables de base sont modélisées par une loi log-normale

L 'histogramme de la suite relatif au coefficient de sécurité est illustré par la figure 5.5. Un traitement numérique de cette suite a été effectué. Le tableau 5.5 donne les caractéristiques statistiques obtenues. Afin de caler une loi de probabilité sur cette suite, elle a été soumise au test de normalité qui a donné un niveau de signification de 6%. Avec cette loi, la probabilité de rupture a été évaluée à 0,096.

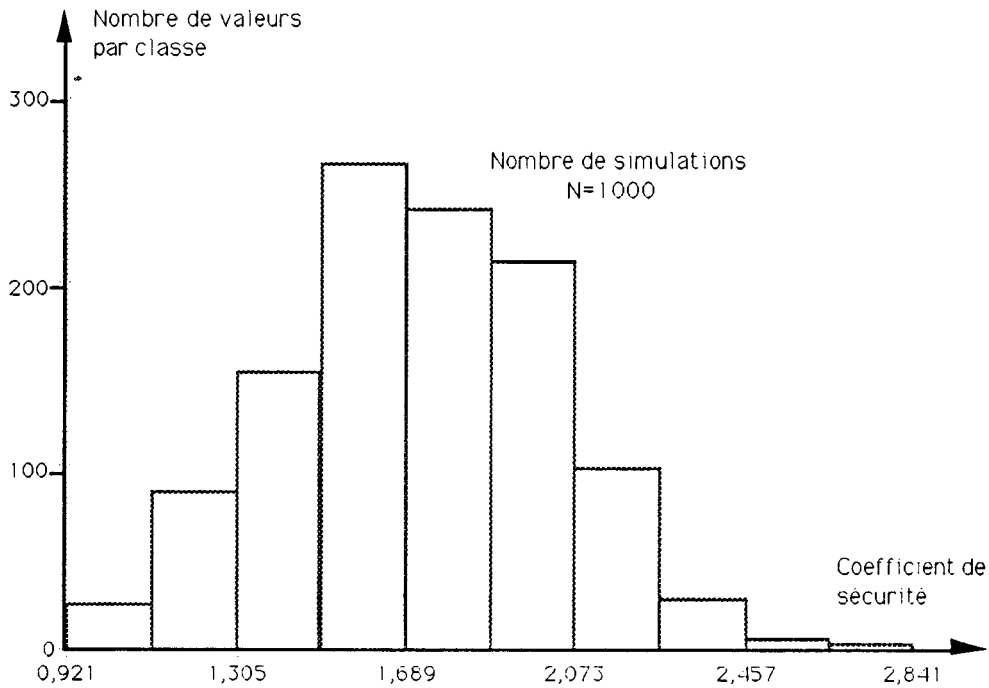


Figure 5.5 : Histogramme des fréquences relatif à la distribution du coefficient de sécurité (loi log-normale)

Epaisseur des couches (cm)	12.5 autocorrélation	25 autocorrélation	25 indépendance
Probabilité de rupture	0.019	0.019	0.017

Tableau 5.4 : Effet de l'autocorrélation sur la probabilité de rupture

Fmin	Fmax	Fmoy	Ecart-type	Variance	Coefficient de variation
0.92	2,84	1,65	0,13	0,1	0.2

Tableau 5.5 : Caractéristiques statistiques obtenues avec la loi log-normale

Cas où certaines variables de base sont modélisées par une loi log-normale

Dans ce cas, nous avons considéré qu'une partie des paramètres de base ($\phi, \gamma, p_l, q_s, R_n$) est modélisée par une loi log-normale. La distribution relative au coefficient de sécurité calculé est représentée par l'histogramme de la figure 5.6. Les caractéristiques statistiques de cette distribution sont données dans le tableau 5.6. Celle-ci a été soumise à un test de normalité qui a donné un niveau de signification de 8%. La probabilité de rupture a été évaluée à 0,08.

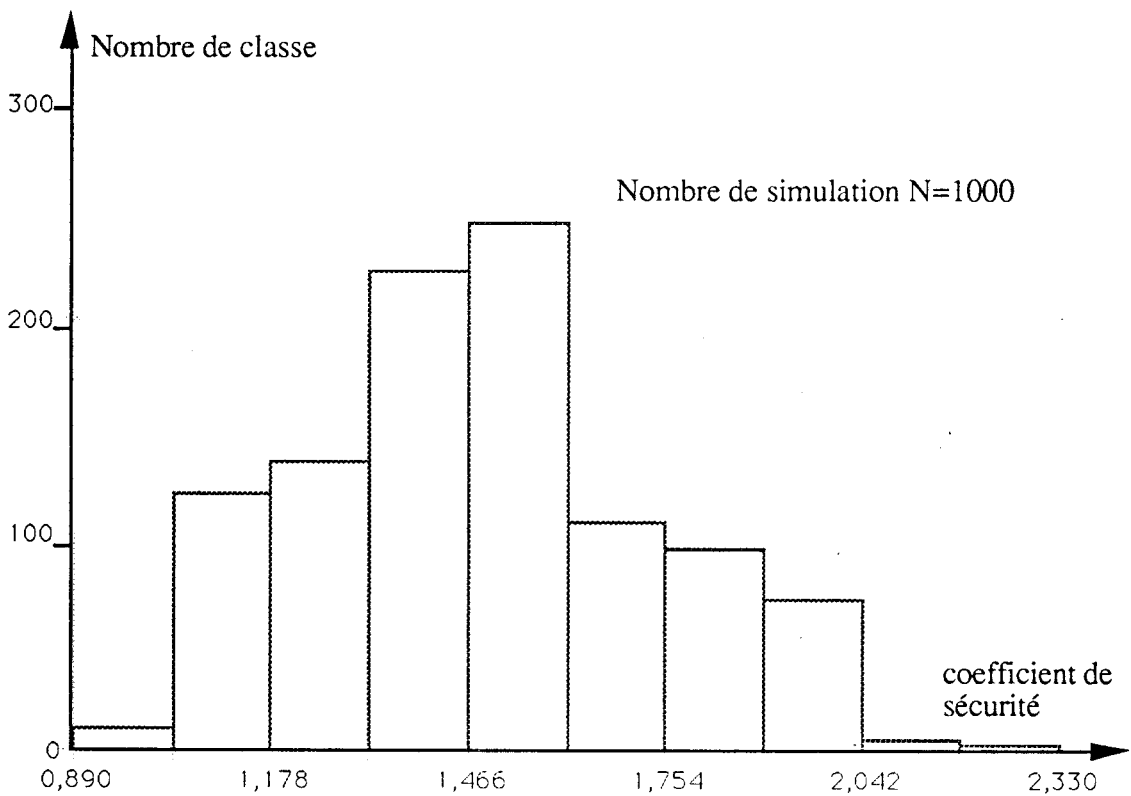


Figure 5.6 : Histogramme des fréquences relatif à la distribution du coefficient de sécurité

($\phi, \gamma, p_l, q_s, R_n$ suivent une loi log-normale)

($\beta, D, L, \Delta H, \ell_0$ suivent une loi normale)

Fmin	Fmax	Fmoy	Ecart-type	Variance	Coefficient de variation
0,89	2,33	1,5	0,2	0,1	0.16

Tableau 5.6: Caractéristiques statistiques obtenues avec la combinaison loi normale et loi log-normale

Une récapitulation des résultats obtenus est donnée dans le tableau 5.7. On constate que la probabilité de rupture dépend de la loi de probabilité et qu'elle augmente sensiblement avec la loi log-normale.

Lois utilisées	Normales	Normale et Log-normale	Log-normale
Probabilité	0.015	0.08	0.096

Tableau 5.7 : Influence des lois de distribution sur la probabilité de rupture

CONCLUSION GENERALE

Objectif

L'objectif principal de cette étude est l'analyse de la stabilité des ouvrages en sols renforcés à l'aide d'une approche probabiliste et l'étude de l'influence sur cette stabilité des différentes incertitudes et aléas intervenants dans le dimensionnement de ce type d'ouvrages.

Résultats obtenus

Une recherche bibliographique a été réalisée. Elle a montré l'absence d'études probabilistes dans le domaine du renforcement des sols.

L'approche probabiliste par la méthode de Monte-Carlo a été appliquée à deux types d'ouvrages en sols-renforcés : la terre armée et le clouage.

Un programme de calcul "FiaSol" a été développé. Il permet le calcul du coefficient de sécurité par la méthode de l'équilibre local à laquelle on ajoute l'effet des armatures dans le cas de la terre armée. Le programme permet également le calcul du coefficient de sécurité des ouvrages en sols cloués en utilisant des critères relatifs aux armatures, au sol et à l'interaction sols-armatures. Le programme a été testé sur différents exemples. Les résultats obtenus sont en bon accord avec ceux obtenus avec d'autres programmes connus.

La première application est faite sur un ouvrage en terre armée mené à la rupture au bout de neuf mois par corrosion accélérée des armatures. Les variables de base retenues dans cette analyse sont: les propriétés des sols (angle de frottement et poids volumique), les propriétés des armatures (section, longueur, résistance à la traction) et l'espacement entre armatures. Une première analyse a été effectuée dans le cas où les variables de base sont gaussiennes et indépendantes. Elle permet de déterminer l'évolution de la probabilité de rupture au cours de la durée de vie de l'ouvrage.

Cette méthodologie a été également appliquée à un talus renforcé par la technique du clouage. Les variables de base retenues dans cette analyse sont : les propriétés des sols (angle de frottement, poids volumique et pression limite), les propriétés des armatures (section, longueur et résistances à la traction et au cisaillement) le cisaillement limite sol-armature et enfin l'espacement et l'inclinaison des armatures. Une première analyse a été effectuée. Elle a permis de déterminer la probabilité de rupture du talus dans le cas où les variables de base sont gaussiennes et indépendantes.

Afin d'évaluer l'influence de certains facteurs sur la stabilité des ouvrages en sols-renforcés, nous avons effectué une étude paramétrique. Cette étude a montré que :

- La probabilité de rupture décroît avec l'épaisseur de discrétisation retenue dans le calcul .

- Pour les faibles épaisseurs de discrétisation (12 à 25cm), la prise en compte de l'autocorrélation des propriétés des sols (angle de frottement et poids volumique) n'affecte que légèrement la probabilité de rupture.

- La probabilité de ruine croît avec les coefficients de variation des paramètres mécaniques, en particulier avec celui de l'angle de frottement. Elle dépend également de la loi de probabilité retenue.

- La prise en compte de l'autocorrélation entre des paramètres mécaniques (angle de frottement et poids volumique dans le cas de la terre armée, et angle de frottement , poids volumique, pression limite et cisaillement limite dans le cas du clouage) induit une augmentation importante de la probabilité de rupture.

Cette étude montre la nécessité d'une bonne détermination des propriétés statistiques des variables de base notamment de l'angle de frottement et de l'intégration de l'échelle de fluctuation dans le calcul des ouvrages en sols-renforcés.

Perspectives

Pour compléter cette étude, il est souhaitable de considérer d'autres paramètres aléatoires tel que le niveau de la nappe phréatique et la concentration des armatures.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ALONSO, E.E., KRIZEK, R.J.** (1975) "Stochastic formulation of soil properties. proc. 2nd ICASP, Aachen, Germany, 9-32.
- ALONSO, E.E.** (1976) Risk analysis of slopes and its application to slopes in Canadian sensitive clays. *Géotechnique*, 26 (3), 453-472. (tiré de Magnan 1982).
- ALTABERT, J.L.** "Programmation d'algorithmes de générations de nombres et de vecteurs aléatoires". Université de Clermont. Faculté des sciences. Laboratoire de calcul (février 1966).
- ATHANASIOU-GRIVAS, D., HARR, M.E.** (1979) " A reliability approach to the design of soil slopes. C. -R. VIIe CEMSTF, Brighton, vol. 1, 95-99.
- BAGHERY, S.** (1980) " Probabilités et statistiques en mécanique des sols. Analyse probabiliste de la stabilité et des tassements de remblais sur sols compressibles (site expérimental de Cubzac-Les-Ponts). Thèse de Docteur- Ingénieur. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- BAGHERY, S. , MAGNAN, J.P.** (1983) "Analyse probabiliste de la stabilité et des tassements des remblais du site expérimental de Cubzac-Les-Ponts, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Rapport de recherche, no 122.
- BISHOP, A.W.** (1955) " The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Geotechnique* 5(1), 7-17.
- BLONDEAU, F. , CHRISTIANSEN, M. , GUILLOUX, A. , SCHLOSSER, F.** (1984) " TALREN, méthode de calcul des ouvrages en terre renforcée, CR Colloque international sur le renforcement en place des sols et des roche, Paris, p. 219-224.
- BONVALET, J. CHAMBON, C.** (1978) "Détermination d'un coefficient de sécurité dans les exploitations par chambres et petits piliers abandonnés". *Revue française de géotechnique* numero 13.
- BOUHERAOUA, A.** "Influence de la variabilité des propriétés du sol sur la consolidation des massifs de sols argileux". Thèse de Doctorat de l'Université Paris 6 (novembre 1989).
- BOULEFKHAD, T.** (1986) " Influence de la variabilité des propriétés des sols sur le calcul du tassement des fondations superficielles". Thèse de docteur-ingénieur, Université de Clermont 2.
- CHOWDHURY, R.N. , TANG, W.H. , SIDI, I.** (1987). "Reliability model of progressive slope failure". *Géotechnique* 37, no. 4, p. 467-481.
- CASSAN, M.** " Corrélation entre essais in situ en mécanique des sols" Communication à la table ronde de l'Ecole Centrale du 25 septembre 1972. PARIS.

Références Bibliographiques

- DHOUIB, A.** " Renforcement des sols " Cours 3ème année ingénieur EUDIL 1990-1991.
- FAVRE, J.L., GENEVOIS, B (1987).** " Analyse de la sécurité des fondations superficielles vis à vis d'un défaut de portance : effet de la variabilité spatiale des paramètres du sol". Revue Française de Géotechnique, n0 39, pp 33-40.
- FAVRE, J.L. (1988).** "Special Lecture " Properties of soil : Large uncertainties - A minor aspect of Foundation Reliability". Symposium on Reliability-Based Design in Civil Engineering, Lausanne, vol 2, pp 51-66.
- FAVRE, J.L., HAMMOUM, A. (1990)** "Analyses de risque pour les fondations". Journées techniques de TLEMCEM, Les fondations speciales. 17-19 Mars 1990.
- FOGLI, M. (1980)** " L'approche de Monte-Carlo dans les problèmes de sécurité". Thèse de docteur-ingénieur, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.
- FOGLI, M. LEMAIRE, M, SAINT-ANDRE, M. (1982)** "L'approche de Monte-Carlo dans les problèmes de sécurité. Application à l'estimation probabiliste du risque de ruine des poutres hyperstatiques en béton armé soumises à des actions aléatoires statiques". Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, no 410, Decembre 1982.
- FONTANA, A. (1986)** "Etude d'une rupture de talus, approche déterministe et probabiliste". Seminaire sur l'application du concept de fiabilité au dimensionnement des ouvrages de genie civil. Ecole polytechnique federale de lausanne, 9 et 10 juin 1986.
- GIGAN, J.P. (1986)** Applications du clouage en soutènement, paramètres de conception et de dimensionnement des ouvrages. Bulletin de liaison Laboratoire des ponts et chaussées, no 143, mai-juin 1986.
- GENSKE, D.D., WALZ, B.** "probabilistic assessment of the stability of rock slopes" - Structural Safety, vol.9, no.3, February 1991, 179-195.
- GENEVOIS, B. (1984)** "Rôle de la variabilité spatiale des paramètres de sol sur la capacité portante des fondations superficielles". Thèse de docteur-ingénieur, Ecole Centrale de Paris.
- GUILLOUX, A. ET JAILLOUX, J.M** "Essais de rupture en vraie grandeur d'un mur en terre armée par corrosion accélérée". Colloque International sur le Renforcement des Sols, ENPC, Paris, 1979.
- GIGAN, J.P. , DELMAS, P.** " Mobilisation des efforts dans les ouvrages cloués. Etude comparative de différentes méthodes de calcul" Bulletin de liaison Laboratoire des ponts et chaussées, no 147, janvier-février 1987.
- JURAN, I., SCHLOSSER, F. (1979)** " Expérimentation en vraie grandeur sur un mur en terre armée soumis à des surcharges en tête". Colloque International sur le Renforcement des Sols, ENPC, Paris, 1979.
- KOVAKS, W.D., YAO, J.T.P. (1975)** The design of sheet pile walls using probabilistic methods. proc. 2nd ICASP, Aachen, sept. 1975, 387-396.
- LUMB, P. (1966)** " Variability of natural soils. Canadian geotechnical Journal". vol. 3, 2, p. 74-77.

Références Bibliographiques

- LUMB, P.** (1974) "Application of statistics in soil mechanics". Soil mechanics : New Horizons". American Elsevier Publ. Compagny, Inc. New-York. (tiré de Magnan 1982).
- MAGNAN, J.P. , BAGHERY, S.** " Statistiques et probabilités en mécanique des sols . Etat des connaissances". Rapport de recherche LPC no 109, Janvier 1982.
- MAGNAN, J.P.** " Les méthodes statistiques et probabilistes en mécanique des sols". Presses de l'école nationale des ponts et chaussées. Edition, 1982.
- MAGNAN, J.P.** (1989) " Variabilité des propriétés des sols et dimensionnement des ouvrages". 12ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Rio de Janeiro, Vol 2 pp 853-854.
- MATHERON, G.** (1970) " La théorie des variables régionalisées et ses applications" CMM de Fontainebleau.
- MATSUO, M. , KURODA, K.** (1974) probabilistic approach to design of embankments. Soils and Foudations, vol.14, no.2, June, 1-17.
- OBONI, F. MARTINENGHI, T.** (1984) "Quelques aspects pratiques du calcul probabiliste en géotechnique". Communication des Laboratoires de mécanique des sols et des roches, no 99. Ecole polytechnique fédérale de lausanne.
- PHAN, T.L., SCHLOSSER, F. LONG, N.T.** (1979) " Etude de la stabilité interne et externe des ouvrages en terre armée par deux méthodes de cercles de rupture". Colloque International sur le Renforcement des Sols, ENPC, Paris, 1979.
- RAULIN, P., ROUQUES, G., TOUBOL, A.** (1974) "Calcul de la stabilité des pentes en rupture non circulaire". Travail de fin d'études de l'E.N.P.C - Rapport interne LCPC (Mai 1974).
- RECORDON, E.** (1984) "Dimensionnement des fondations superficielles par une méthode probabiliste". Communication des Laboratoires de mécanique des sols et des roches, no 99. Ecole polytechnique fédérale de lausanne.
- ROSENBLUETH, E.** (1974) " Panel discussion main session 2. C. -R. VIIe CIMSTF, Mexico, vol. 3, 230-233.
- SCHLOSSER, F. , NGUYEN THANH LONG** (1975) " Dimensionnement des ouvrages en terre armée : murs et culées de ponts". Association amicale des ingénieurs anciens élèves de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. PARIS.
- SCHLOSSER, F., JACOBSEN, H.M., JURAN, I.** "Le renforcement des sols". Compte rendu du 8^e congrès européen sur la Mécanique des Sols et les Travaux de Fondation. Helsinki, 23-26 mai 1983. Pays-Bas.
- SCHULTZE, E.** (1972) Frequency distributions and correlation of soil properties. proc. 1st ICASP, Hong-Kong, Sept. 1971, 371-388. (tiré de MAGNAN 1982)

Références Bibliographiques

SCHLOSSER, F. , NGUYEN THANH LONG. (1975). " Dimensionnement des ouvrages en terre armée (murs et culées de ponts). Association amicale des ingénieurs anciens élèves de l'école nationale des ponts et chaussées.

SHAHROUR, I. HOCINI, H. " Application d'une approche probabiliste au calcul des ouvrages renforcés". Congrès international sur les méthodes numériques Octobre 1992 à paraître

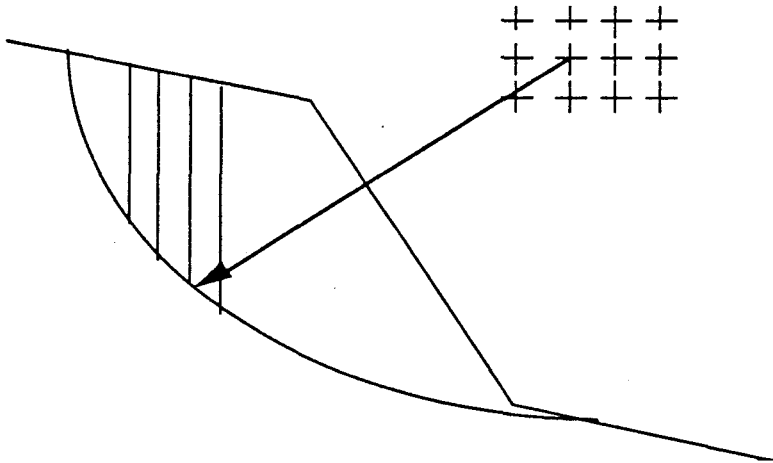
VANMARCKE, E.H., FULEIHAN, N.H. (1975) probabilistic prediction of levee settlements. Proc. 2nd ICASP, Aachen, sept. 1975, 175-186.

VAN WAMBEKE, A. (1974) "Les corrélations entre caractéristiques géotechniques". Texte de la conférence faite à l'A.B.E.M (Groupement de mécanique des sols et des travaux de fondations), le 27 mars 1974.

ANNEXE 1

PRINCIPE DU PROGRAMME FiaSol

C'est un programme qui est destiné au calcul des ouvrages en Terre Armée ou clouée. Il est à géométrie simple avec prise en compte d'un multicouche afin de prendre en considération la variabilité des paramètres de sol. En revanche le programme ne prend pas en compte la présence d'eau. La méthode de calcul utilisée étant la méthode des tranches.



Déroulement du programme

- Initialisation

On commence par une évaluation du coefficient de sécurité à l'aide de la méthode de Fellenius.

$$F_0 = \frac{M_{rs} + M_{ra}}{M_m}$$

où Mrs : moment résistant dû au frottement dans le sol

Mra : moment résistant induit par les armatures. Il est calculé d'après les expressions données dans la section 2. 2 pour la Terre Armée et dans la section 4.2 pour le clouage

Mm : moment moteur induit par le poids propre et les forces extérieures

- Boucle $i=1,n$

On fait ensuite une boucle, Connaissant F^i , on calcule F^{i+1} .

$$F^i \longrightarrow F^{i+1}$$

F^i intervient alors dans le calcul du moment résistant dû au sol.

$$MR_s = \sum_{i=1}^n (C \cdot b_i + w_i \cdot \operatorname{tg} \phi) \left(\frac{1}{1 + (\operatorname{tg} \phi \cdot \operatorname{tg} \alpha_i) / F^i} \right) \cdot \cos \alpha_i$$

A chaque itération, on évalue l'évolution du coefficient de sécurité.

$$\Delta F = F_{i+1} - F^i$$

On arrête le calcul avec le critère de convergence.

$$|\Delta F| \leq 10^{-6}$$

Ce calcul est fait pour plusieurs cercles et on retient le coefficient de sécurité minimal.

ANNEXE 2

OUTILS STATISTIQUES

Comme il a été exposé au chapitre 1.5.3, toute variable aléatoire peut se ramener à une variable uniformément distribuée sur $[0, 1]$.

Comment peut-on alors construire une suite de nombres compris entre 0 et 1 qui puissent représenter des réalisations d'une variable aléatoire R uniforme sur $[0, 1]$.

Les méthodes de génération de nombres aléatoires reposent sur des calculs de nature arithmétique.

Nous citons la méthode de LEHMER (1951) généralisée. C'est une méthode de congruence multiplicative définie par:

$$y_{k+1} = \lambda y_k \pmod{P}.$$

où λ est un entier arbitrairement fixé et P une constante, (y_{k+1} est le reste de la division de λy_k par P).

Une condition qui maximise la période est que y_0 et P soient premiers entre eux. Avec $P=2^n$ et y_0 impair, la période de la suite est 2^{n-2} .

La méthode de LEHMER peut être généralisée par :

$$y_{k+1} = \lambda y_k + \mu \pmod{P}.$$

En choisissant λ et μ correctement, la longueur maximale de la période peut être portée à P. Une fois la suite construite, il est nécessaire de vérifier certaines propriétés (indépendance, équirépartition).

Les lois que nous avons utilisées dans notre travail sont : la loi normale et la loi log-normale. Nous allons exposer les différentes méthodes de simulation relatives à ces deux lois de probabilités.

Méthode de simulation relative à la loi normale.

Pour ce qui concerne la loi normale des techniques plus performantes ont été mises au point. Nous citons la méthode directe et la méthode logarithmique - trigonométrique.

Méthode directe.

La fonction densité d'une variable aléatoire normale a pour expression :

$$f_x(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left\{-\frac{(x-m)^2}{2\sigma^2}\right\}$$

ou, sous forme de loi normale réduite ($m=0, \sigma=1$) :

$$f_x(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left\{-\frac{(x)^2}{2}\right\}.$$

Nous calculons $x_k = F^{-1}_x(r_k)$, en approchant la fonction de répartition par des approximations rationnelles, ou des polynômes différents dans des intervalles successifs de $[0, 1]$.

ainsi à $\pm 22 \cdot 10^{-5}$ près sur $]-\infty, +\infty[$

$$\frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left\{-\frac{(x)^2}{2}\right\} = \frac{1}{b_0 + b_2x^2 + b_4x^4 + b_6x^6 + b_8x^8 + b_{10}x^{10}}$$

avec :

$b_0 = 2,5052367$	$b_2 = 1,2831204,$
$b_4 = 0,2264718$	$b_6 = 0,1306469,$
$b_8 = -0,0202490$	$b_{10} = 0,0039132.$

Méthode logarithmique-trigonométrique

Cette méthode de simulation, très performante, repose sur le théorème suivant:

"Soient R et θ deux variables aléatoires respectivement uniformes sur $[0,1]$ et $[0,2\pi]$.

alors la variable G définie par : $G = \sqrt{-2\text{Log}R} \cos \theta$, est gaussienne, centrée, normée. Toute variable aléatoire X normale de moyenne m et d'écart-type σ peut alors s'écrire : $X = m + \sigma.G$

Description de la méthode

Considérons une suite de nombres pseudo-aléatoires $\{r_k\}$ équirépartie $[0,1]$. soit $(r_1^{(j)}, r_2^{(j)})$ le j -ème couple tiré à partir de $\{r_k\}$ et représentant la j -ème réalisation du vecteur $\vec{R} = (R_1, R_2)$ à composantes indépendantes et uniforme sur $[0,1]$

Dans ces conditions, la j -ème réalisation de la variable aléatoire G s'écrit:

$$g^{(j)} = \sqrt{-2\text{Log} r_1^{(j)}} \cos 2\pi r_2^{(j)}$$

nous en déduisons alors la j -ème réalisation de la variable aléatoire X :

$$x^{(j)} = m + \sigma g^{(j)}$$

Méthode de simulation relatives à la loi log-normale.

Soit Y une variable aléatoire de loi Log-normale. Sa fonction de répartition a pour expression:

$$F_Y (y) = \begin{cases} 0 & \text{si } y < 0 \\ \frac{1}{\sigma_{\ln} \sqrt{2\pi}} \int_0^y \frac{1}{u} \exp\left\{-\frac{1}{2} \frac{(\text{Log}u - m_X)^2}{\sigma_{\ln}^2}\right\} du & \text{si } y \geq 0 \end{cases}$$

De même sa fonction densité est définie par :

$$f_Y (y) = \begin{cases} 0 & \text{si } y < 0 \\ \frac{1}{\sigma_{\ln} \sqrt{2\pi}} \cdot \frac{1}{y} \cdot \exp\left\{-\frac{1}{2} \frac{(\text{Log}u - m_X)^2}{\sigma_{\ln}^2}\right\} & \text{si } y \geq 0 \end{cases}$$

m_X et σ_X^2 étant la moyenne et la variance de la variable aléatoire $X = \text{Log } Y$ distribuée suivant la loi normale

La moyenne m_Y et l'écart - type σ_Y de Y sont liés à la moyenne m_X et l'écart - type σ_X de X par les relations :

La moyenne m_Y et l'écart - type σ_Y de Y sont liés à la moyenne m_X et l'écart - type σ_X de X par les relations :

$$m_Y = \exp \left(m_X + \frac{\sigma_X^2}{2} \right) \qquad m_X = \text{Log} \left\{ \frac{m_Y}{\sqrt{1 + \left(\frac{\sigma_Y}{m_Y}\right)^2}} \right\}$$

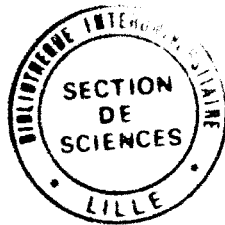
⇔

$$\sigma_Y = \sqrt{1 - \exp(-\sigma_X^2)} \cdot \exp \left(m_X + \frac{\sigma_X^2}{2} \right) \qquad \sigma_X = \sqrt{\text{Log} \left\{ 1 + \left(\frac{\sigma_Y}{m_Y}\right)^2 \right\}}$$

La méthode est la suivante :

Par l'un des procédés énumérés précédemment, nous simulons la variable X normale, de moyenne m_x et de variance σ_x^2 et pour chaque réalisation $x^{(j)}$ de X nous faisons : $y^{(j)} = \exp(x^{(j)})$.

Nous générons ainsi des réalisations $x^{(j)}$ de la variable Y de loi Log-normale, de moyenne m_y et de variance σ_y^2 .



ETUDE PROBABILISTE DES OUVRAGES EN SOLS-RENFORCES : APPLICATION A LA TERRE ARMEE ET AU CLOUAGE

Résumé :

Le comportement des ouvrages en sols renforcés est très complexe. Il fait intervenir les propriétés des sols, des inclusions et l'interaction sols-inclusions. Le dimensionnement de ce type d'ouvrages se fait avec des hypothèses simplificatrices qui ignorent le caractère aléatoire de certains facteurs importants tels que les données géométriques de l'ouvrage, les propriétés des sols, des matériaux de renforcement et de leur interaction. Pour tenir compte de ces facteurs, le concepteur peut utiliser l'approche probabiliste pour l'analyse de la stabilité des ouvrages en sols-renforcés. Deux types d'ouvrages en sols-renforcés ont été analysés: la terre armée et le clouage. Le travail de thèse est composé de trois parties : La première partie comporte, d'une part, une analyse bibliographique des travaux réalisés dans les domaines du renforcement des sols et de l'application de l'approche probabiliste en géotechnique, et, d'autre part, le principe de l'application de la méthode de Monte- Carlo à l'analyse de stabilité des ouvrages. Les deuxième et troisième parties comportent respectivement des applications de l'approche probabiliste aux ouvrages en terre armée et en sols-cloués. Dans chaque partie, on présente la méthode de calcul déterministe retenue, le choix des variables aléatoires, une application à un cas de référence et enfin une étude paramétrique de l'influence sur la probabilité de rupture des facteurs tels que l'épaisseur de discrétisation, les propriétés statistiques (moyenne et coefficient de variation) des paramètres mécaniques, l'autocorrélation, la corrélation entre paramètres mécaniques et enfin le choix de la loi de probabilité.

mots-clés :

Modélisation, sols renforcés, Terre Armée, clouage, méthodes probabilistes, ouvrages, dimensionnement.