

وزارة التربية الوطنية  
MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GÉNIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

# PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

**ELABORATION D'UN LOGICIEL DE CALCUL  
DE MUR DE SOUTÈNEMENT**

Proposé par :

Mr. K. SILHADI  
Mr. T. MESSAFER

Etudié par :

Melle. Fatiha BELAID

Dirigé par

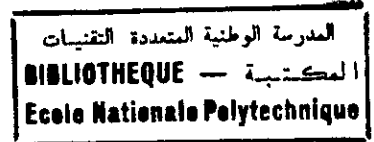
Mr T. MESSAFER  
Mr. K. SILHADI

PROMOTION

1992 - 1993

E.N.P. 10, Avenue Hacem Badi El-Harrach - ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



DEPARTEMENT :        **GENIE CIVIL**

SUJET :

**ELABORATION D'UN LOGICIEL DE CALCUL  
DE MURS DE SOUTÈNEMENT.**

Proposé par :

Mr. K. SILHADI  
Mr. T. MESSAFER

Etudié par :

Melle Fatma BELAID

Dirigé par :

Mr. T. MESSAFER  
Mr. K. SILHADI

A mon Grand père,  
A mes parents,  
A ZINA pour Ses encouragements et Son soutien,  
A FETTA, à qui je dois mes premiers pas à l'école,  
A NADIA pour Son Support moral,  
A MARZOUK et AZZEDINE,  
A mes rêves et A tous ceux que j'aime  
je dédie cet humble projet

FATIHA,  
S

## REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer mes remerciements les plus sincères à tous ceux qui ont collaboré de loin ou de près à l'accomplissement de ce travail.

A toutes et à tous ....

Merci ! ...

## Résumé

La présente étude a pour objet la vérification de la stabilité externe (renversement, glissement, poinçonnement) de murs de soutènement avec semelle, vue la complexité des calculs, un programme "SOUT" est proposé, ce dernier se limitera à 3 types de murs courants: murs poids, à redans, en béton armé. Il constituera une première étape pour l'élaboration définitive d'un logiciel de calcul d'ouvrages de soutènement.

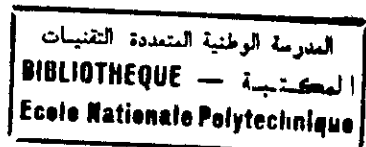
## Resum

The object of this study is to verify the external stability (overturning, slipping, bearing capacity failure) of retaining walls, for this a program "SOUT" is proposed, it compute (gravity and cantiliver walls. It will be a first step for elaboration a complet package of retaining structures.

## ملخص

الهدف من هذه الدراسة هو التحقق من الشئيت الارضي (الانقلاب، الزحول، الدوخ) لجدار الصمد بالعل لصبوية المسابت سفر برنامج "Sout" هذا الاخير يتحدد في ثلاثة أنواع من الجدران الجارية: جدار الثقل، جدار صمد، جدار بالإسمنت المسلح. يكون المرحلة الأولى للعد النهائية لبرنامج مسابي لا شغال الصمد.

# SOMMAIRE



## PARTIE -I- MECANIQUE DES SOLS

### I- TYPES D'OUVRAGES DE SOUTÈNEMENTS

1- Murs avec semelles

2- Murs sans semelles

### II- ETUDE DES PRESSIONS DES TERRES

1- Définition de la pression des terres

2- Méthodes de calcul

3- Méthode retenue

4- Surcharges

5- Calcul sismique

### III- ETUDE DE LA STABILITE DU MUR

1- Introduction

2- Les différentes vérifications de stabilité

3- Etude de la stabilité externe

### IV- RECOMMANDATIONS

PARTIE -II- INFORMATISATION

I- OBJECTIFS DU LOGICIEL "SOUT"

II- LIMITES DU LOGICIEL "SOUT"

III- PRESENTATION DU LOGICIEL "SOUT"

IV- ARCHITECTURE DU LOGICIEL "SOUT"

V- ALGORITHME DE L'ETUDE

ANNEXE I ESSAIS AU LABORATOIRE

ANNEXE II ORGANIGRAMMES

ANNEXE III JEUX D'ESSAIS

BIBLIOGRAPHIE

## INTRODUCTION

Pour retenir un talus définitivement ou provisoirement, éviter un éboulement, construire un parking souterrain ou un silos, réaliser une fouille, la meilleure solution reste la construction d'ouvrages de soutènement, ces derniers sont classés en :

- Murs sans semelles (tels que palplanches, parois moulées ...).
- Murs avec semelles (tels que murs poids, béton armé,...).

Avant de satisfaire les exigences économiques et/ou esthétiques de l'ouvrage, le concepteur doit vérifier trois stabilités :

- Stabilité externe.
- Stabilité d'ensemble.
- Stabilité interne.

La présente étude a pour objet la vérification de la stabilité externe de trois types de murs :

- Murs poids.
- Murs en té.
- Murs a redans.

Dans la première partie, une analyse des différentes étapes de calcul a été réalisée, elle comprend :

- L'étude des pressions des terres(calcul statique, et l'approche pour le calcul sismique).
- Les détails des différentes conditions de stabilité externe.
- Des recommandations, dans le cas ou la stabilité externe n'est pas satisfaite.
- Des dispositions à prendre lors de la réalisation du mur.



Différentes théories ont été proposées pour chacune de ces étapes, les unes plus complexes que d'autres avec un facteur commun "la complexité des calculs", d'où la nécessité d'introduire un outil permettant de les réaliser rapidement avec le maximum de précision.

A ce jour, l'outil le plus adapté est l'ORDINATEUR.

Dans la deuxième partie de cette étude, un logiciel "SOUT" est alors proposé, ce dernier se limitera :

- A la vérification de la stabilité externe.
- Au calcul des pressions à long terme.
- Au cas de surcharge uniforme.
- A un sol de fondation homogène.

PARTIE - I - :

MECANIQUE DES SOLS

## I - TYPES D'OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

La fonction principale d'un ouvrage de soutènement est d'éviter tout éboulement.

La stabilité qu'assurent ces ouvrages n'est possible que grâce aux éléments qui les constituent.

On cite deux types courants d'ouvrages de soutènement : ceux constitués d'un écran et ceux constitués d'un écran et d'une semelle. Leurs modes de fonctionnement étant différents, il convient de les présenter individuellement.

\* Les ouvrages de soutènement avec semelle :

- les murs poids,
- les murs en béton armé.

\* Les ouvrages de soutènement sans semelle :

- les palplanches,
- les parois moulées.

Il existe toutefois des ouvrages qui sont moins utilisés tels que :

- les murs massifs,
- les murs en terre armée

## 1- LES MURS AVEC SEMELLES:

### 1-1 Le mur poids:

C'est un bloc monolithe en maçonnerie ou en béton d'où son poids important, ce dernier lui permet de résister aux efforts exercés par le terrain en engendrant des contraintes de cisaillement importantes. Il provoquera par contre un tassement excessif dans le cas de terrains ne présentant pas de bonnes caractéristiques mécaniques, d'autre part l'absence de ferrailage fait que ce mur ne soit conçu que pour résister à la compression; la facilité de son exécution fait la variété de sa géométrie (murs à redans, rectangulaires, trapézoïdales).

Les dimensions proposées [1], sont les suivantes :

$$e = H/12 \quad (e_{\min} = 30\text{cm})$$

$$t = d - d/2$$

$$d = H/8 - H/6$$

$$B_a = 1/2 H - 1/3 H$$

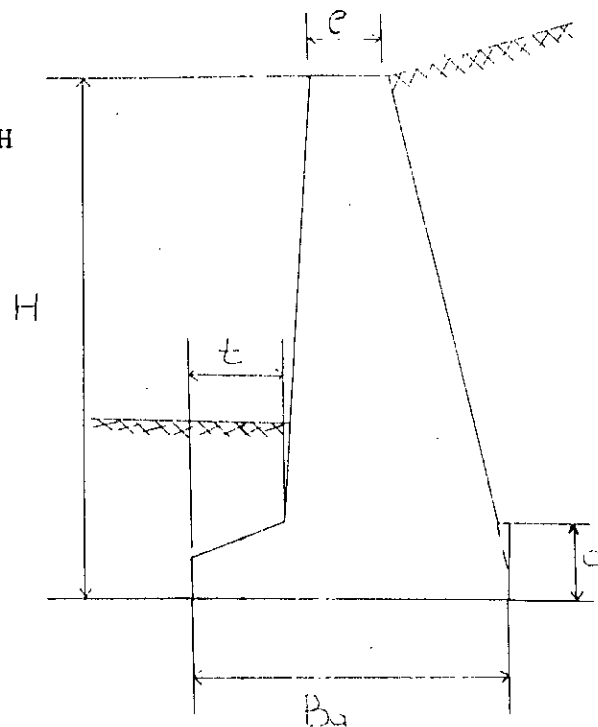


Fig I-1

## 1-2 Le mur en béton armé:

La forme la plus fréquente est le mur en T renversé, constitué de:

- Mur de front,
- Patin,
- Talon.

travaillant chacun comme une poutre console. il reste économique pour des hauteurs n'excédant pas 5 à 6 mètres. Dans le cas contraire ou lorsque les poussées sont trop élevées, des contreforts sont nécessaires pour raidir le voile :

Le patin sera considéré comme une poutre console alors que le mur de front et le talon travaillent comme une dalle (Fig I-3).

Lorsque la stabilité au glissement n'est pas satisfaite une bêche est coulée sous la semelle à l'avant, à l'arrière ou dans le prolongement du voile (Fig I-4).

Les dimensions proposées [1] sont les suivantes :

$$e = H/24 \text{ (emin = 20 à 30 cm)}$$

$$\text{tg} \alpha_B = 2\%$$

$$t = Ba/3$$

$$d = H/12$$

$$H/2 < Ba < 2H/3$$

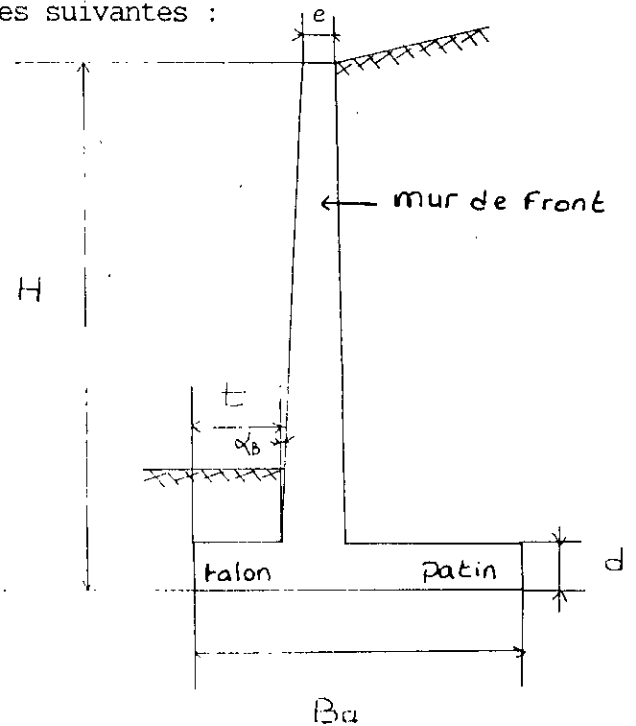


Fig I-2

$e_{min} = 0.30m$

$d = H/12 - H/14$

$H/2 < B_a < 2H/3$

épaisseur = 0.20m (min)

espacement = 0.30 - 0.6 H

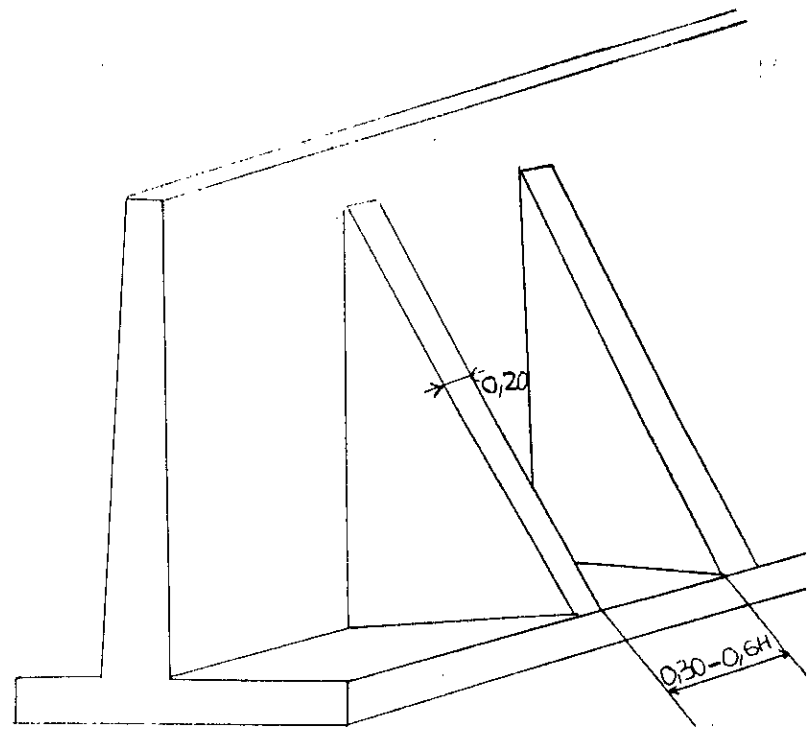


Fig I-3

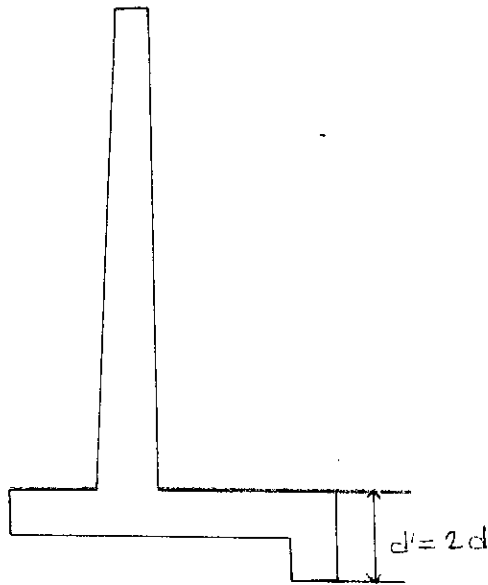


Fig I-4

## 2- LES MURS SANS SEMELLES:

### 2-1 Les palplanches:

Les palplanches sont des éléments (il en existe plusieurs types) assemblés, ils forment un rideau, servant à la construction d'ouvrages à l'abri de l'eau, et à la réalisation d'ouvrages de soutènement définitifs et/ou provisoires.

Les différents types de palplanches:

\* Rideau encastré:

La stabilité est assurée par la réaction du sol sur la partie enterrée (appelée fiche), ce type de rideau est généralement utilisé pour des hauteurs moyennes (3 à 5 m).

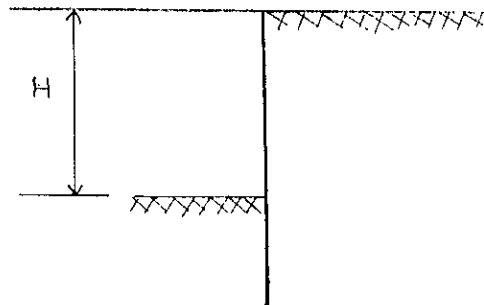


Fig I. 5

\* Rideau ancré:

Lorsque la réaction du sol est insuffisante pour assurer la stabilité, des ancrages sont nécessaires d'où on distingue deux types de rideaux ancrés :

- Rideau simplement buté en pied : La fiche ayant une valeur trop faible, la butée étant insuffisante il y aura alors rupture au niveau du pied s'il n'y a pas d'ancrage.

- Rideau encastré en pied : Dans ce cas, la fiche a une valeur élevée, le pied est immobile. Les ancrages sont nécessaires pour assurer la résistance.

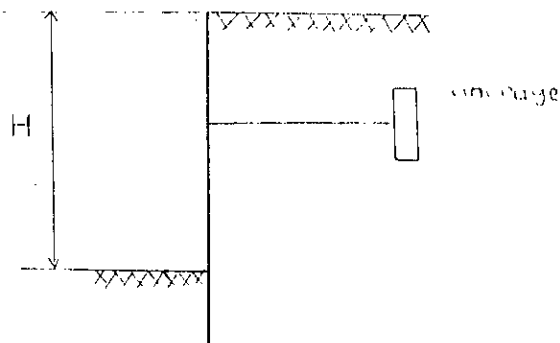


Fig I. 6

Les rideaux ancrés sont pratiques pour des hauteurs moyennes à fortes, pour des hauteurs supérieures à 10 m, une rangée de tirants est insuffisante.

## 2-2 Les parois moulées:

Pratiquement, elles ont le même domaine d'application que les palplanches, elles sont en fait venues remédier aux insuffisances des palplanches : mauvaise étanchéité, impossibilité de battage dans les couches dures.

Le plus important dans les parois moulées reste la réalisation, celle ci demande beaucoup de précaution et de suivi sur chantier. En fait l'originalité du procédé des parois moulées réside dans l'injection de boue bentonique (eau chargée de bentonite), qui permet une bonne tenue de la tranchée malgré l'importance de sa profondeur.

Lors de l'injection de la boue, son eau libre tend à filtrer à travers le terrain, cette percolation entraîne et accumule sur la paroi de la tranchée les micelles de la suspension, et il y a formation d'un filtre plastique imperméable.

Trois types de parois moulées sont à citer :

### \* Parois d'étanchéité:

Ce sont des parois qui assurent l'étanchéité d'une enceinte, dans ce cas l'écran peut ne pas être armé, du ciment et de l'argile suffisent pour assurer l'imperméabilité de la paroi.

### \* Les parois formant des soutènements:

Généralement, elles sont préfabriquées vue les avantages de cette réalisation, la seule difficulté est bien le scellement de l'élément préfabriqué dans le sol.



Lorsque la bentonite est extraite, elle est remplacée par un coulis de ciment qui assurera le scellement et transférera les efforts entre le sol et la paroi; pour qu'il n'y ait pas de mélange bentonite-ciment. il faut construire panneau par panneau. Mais le temps de réalisation serait très important d'où la mise au point d'un mélange ciment-boue.

\* Parois composites:

Ce sont des parois assurant les fonctions de portance d'étanchéité et de soutènement.

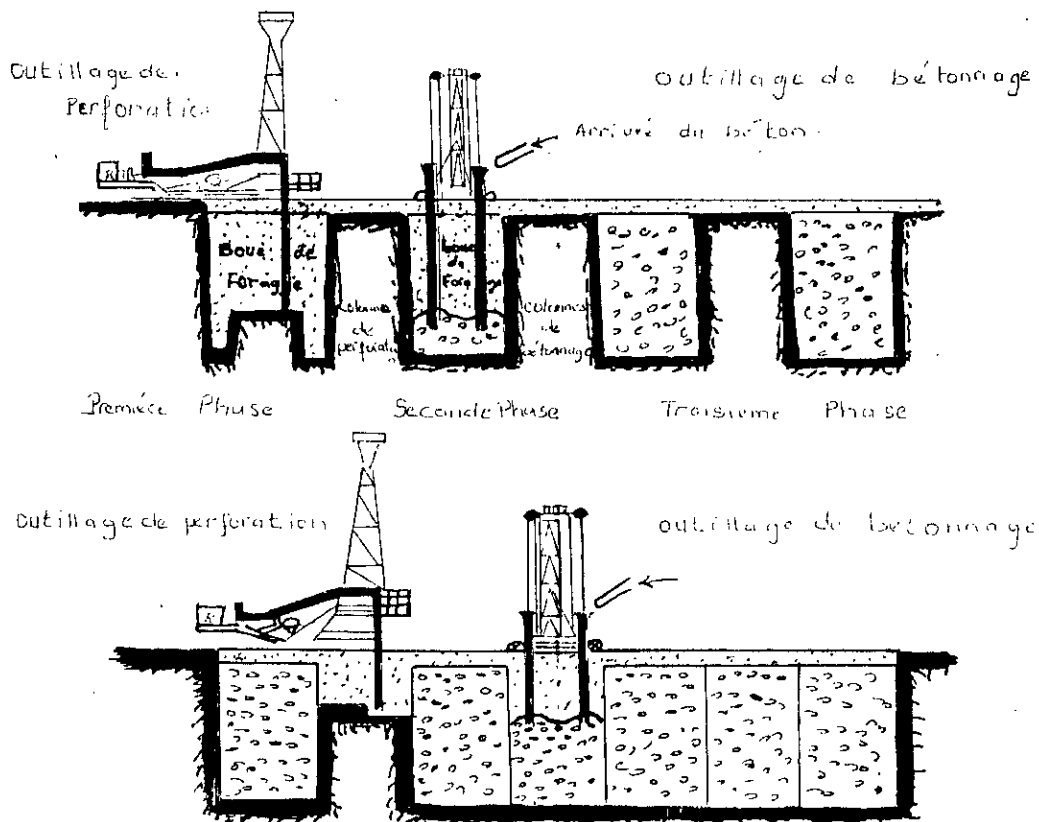


Fig.I.7 Phases d'exécution

## II- ETUDE DES PRESSIONS DES TERRES

### 1- DEFINITION DE LA PRESSION DES TERRES:

C'est la pression exercée par le sol sur un mur ou écran, le coefficient des pressions et défini comme le rapport des contraintes horizontales et verticales ( $K = \sigma_h / \sigma_v$ ) suivant le mode de déplacement de l'écran, trois états sont définis :

- Pression des terres au repos : ( $K_0$ )

Dans ce cas l'écran est immobile, le sol est donc dans son état naturel, comme il est difficile de déterminer avec exactitude le coefficient de pression des terres, des formules empiriques fonction de l'angle de frottement des terres, sont proposées.

- Pression des terres actives : ( $K_a$ )

Dans ce cas l'écran se déplace en décompressant le massif, elle correspond alors à la pression minimale des terres et elle est obtenue pour un déplacement de 1/1000 de la hauteur de l'écran.

- Pression des terres passives : ( $K_p$ )

Dans ce cas l'écran se déplace en comprimant le massif, elle correspond donc à la pression maximale des terres et elle est obtenue pour un déplacement plus grand que le cas précédent (1/100 de la hauteur).

Plusieurs méthodes sont proposées pour la détermination des coefficients  $K_a$  et  $K_p$ , leurs valeurs seront déterminées à partir du choix de la méthode.

## 2- LES METHODES DE CALCUL:

### 2-1 Introduction:

L'évolution des recherches dans les différents domaines (informatique, électronique ...) apporta du nouveau dans les méthodes de calcul des ouvrages de soutènement (théories tenant compte de l'interaction sol-structure):

Les méthodes aux modules de réaction en considérant que la réaction exercée par un sol en un point est proportionnelle au déplacement.

La méthode des éléments finis qui permet de traiter dans un même modèle, le terrain, l'écran, et le système d'ancrage.

Ces méthodes ne font pas l'objet de cette étude, les méthodes classiques sont détaillées ci-après.

### 2-2 Notion d'équilibre limite:

L'équilibre limite est l'état d'équilibre qui précède la rupture, celle-ci se produit lorsque le massif se trouve dans le domaine plastique c'est à dire celui de grandes déformations.

C'est la théorie du cercle de Mohr qui définit l'enveloppe des cercles limites c'est à dire ceux qui séparent le domaine plastique déjà cité et le domaine élastique (déformations proportionnelles aux contraintes ou petites déformations).

Les théories basées sur cette notion sont nombreuses mais les plus utilisées restent :

- Théorie du coin de glissement
- Théorie de RANKINE
- Théorie de BOUSSINESQ

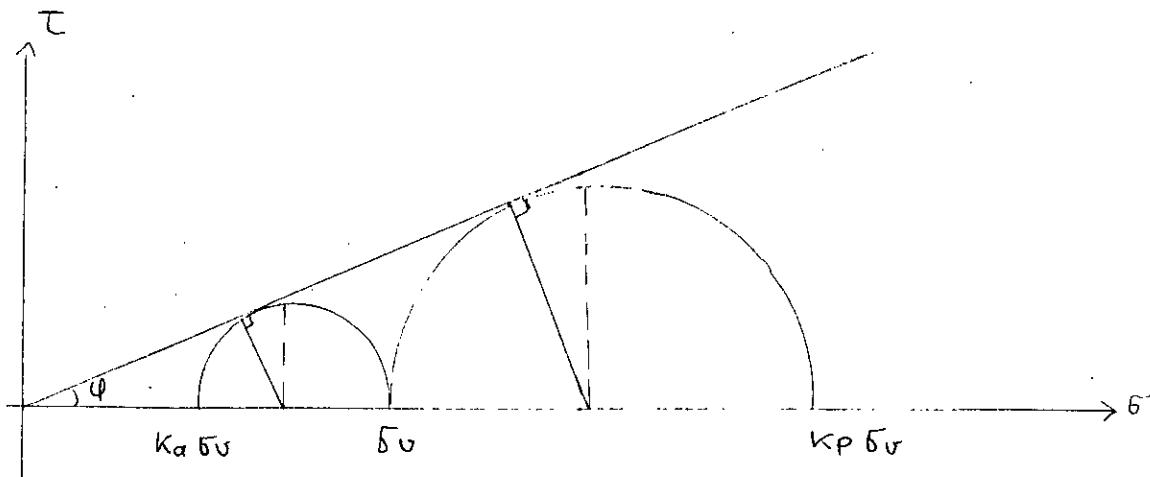


Fig II-1

2-2-1 Théorie du coin de glissement:

C'est la théorie la plus ancienne, elle a été développée par COULOMB, ensuite elle a été généralisée par d'autres, entre autre CULMANN. Elle se base sur l'équilibre extérieur d'un coin de terre séparé du massif lors de la rupture, il existe deux catégories dans cette théorie.

\* 1ère catégorie: les surfaces de glissement sont supposées planes (ex: théorie de COULOMB).

\* 2ème catégorie: les surfaces de glissement sont prises curvilignes.

### 2-2-2 Théorie de RANKINE:

C'est une méthode basée sur la plasticité, elle admet que tout le massif est en équilibre plastique, deux équilibres sont à distinguer:

- l'équilibre inférieur (poussée),
- l'équilibre supérieur (butée).

Les hypothèses de cette théorie sont :

- Isotropie du sol.
- Présence de discontinuités (provoquées par des murs ou des écrans à la surface d'un sol) ne modifie pas la répartition des contraintes verticales dans le sol.
- Frottement entre mur et sol imposé (nul).

### 2-2-3 Théorie de BOUSSINESQ:

Contrairement à la théorie de RANKINE, BOUSSINESQ tient compte de la rugosité et du déplacement relatif des écrans.

Pour la détermination des courbes de glissement, il élaborera des équations en se basant sur l'équilibre d'un prisme élémentaire, le système d'équations n'étant pas intégrable, des méthodes numériques sont nécessaires. Celles ci demandent un traitement mathématique fastidieux, les tables de CAQUOT-KERISEL sont alors utilisées.

#### 2-2-4 Choix de la méthode:

Le choix d'une méthode de calcul qui traite tous les cas pouvant se présenter est très pertinent, du fait qu'il n'y a aucune qui soit pleinement satisfaisante.

\* Méthode de COULOMB: L'hypothèse de lignes de glissements planes n'est valable que dans le cas de la poussée; pour la butée, cette hypothèse est erronée.

\* Méthode de RANKINE: L'hypothèse de discontinuités qui ne modifient pas la répartition des contraintes, limite l'utilisation de cette théorie au cas d'écrans verticaux et de massifs à terre plein horizontal.

\* Méthode de BOUSSINESQ: Les hypothèses de la méthode ne permettent pas de traiter les écrans et les massifs de forme quelconque.

#### 3- LA METHODE RETENUE:

La méthode de BOUSSINESQ est celle qui englobe le plus de cas, les cas qu'elle ne traite pas (surfaces quelconques) ne sont pas très courants. C'est alors la plus appropriée pour l'étude qui suivra.

### 3-1- Théorie de BOUSSINESQ:

La théorie de BOUSSINESQ a été émise en considérant le cas d'un sol pulvérulent, il suffira dans le cas contraire d'utiliser le théorème des états correspondants qui stipule ce qui suit:

Le milieu cohérent peut être remplacé par un milieu pulvérulent de même forme et de même angle de frottement interne  $\phi$  supportant la contrainte  $H=C \cotg\phi$  sur toute la surface extérieure, c'est à dire d'une part sur la surface libre où elle joue le rôle de surcharge. D'autre part sur la surface en contact avec l'écran ou dirigé vers l'intérieur du massif, elle vient en composante normale d'action du massif.

Les équations de BOUSSINESQ ont été développées à partir de l'équilibre d'un élément du prisme et de la condition de rupture de MOHR-COULOMB.

Soit  $\sigma_m$  : centre du cercle de MOHR

$r_m$  : rayon du cercle de MOHR

$\sigma_x$  et  $\sigma_y$  : contraintes principales.

$$\sigma_m = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}$$

$$r_m^2 = \left( \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + (\tau_{zx})^2 \quad (1)$$

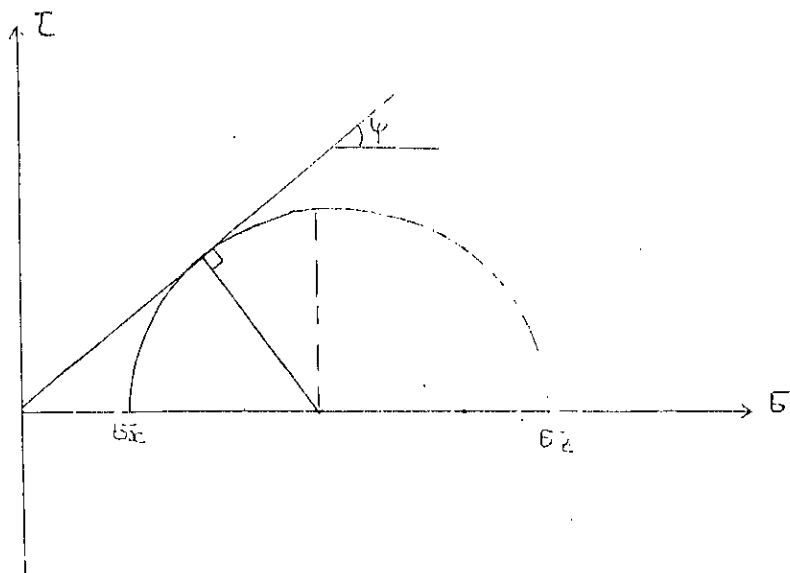


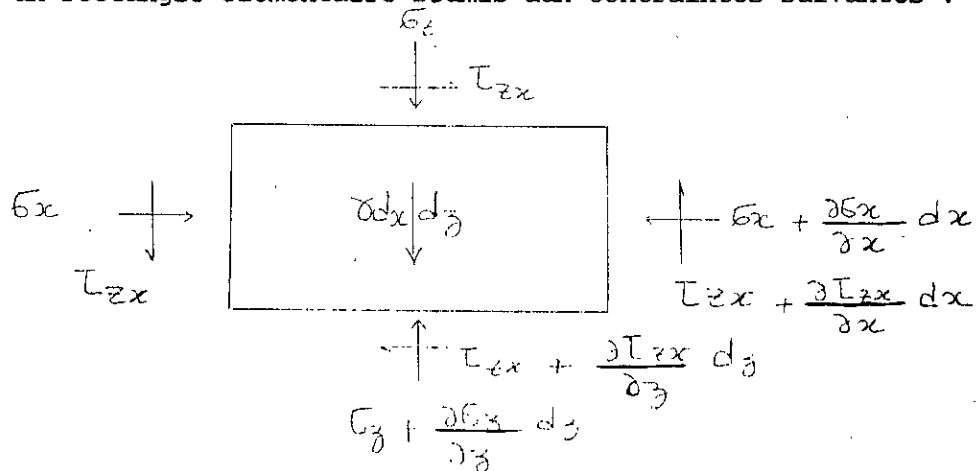
Fig II.2

$\tau_m = \sigma_m \sin \phi$  (état d'équilibre limite).

En remplaçant par les valeurs respectives l'équation (1) :

$$(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4 \tau_{zx}^2 = (\sigma_x + \sigma_z)^2 \sin^2 \phi$$

Soit un rectangle élémentaire soumis aux contraintes suivantes :



En faisant l'équilibre des forces dans les deux directions :

$$\partial \sigma_z / \partial z + \partial \tau_{zx} / \partial x = \gamma$$

$$\partial \tau_{zx} / \partial z + \partial \sigma_x / \partial x = 0$$



### 3-2 Conventions des tables de CAQUOT-KERISEL:

La présente étude se base sur les coefficients présentés dans les tables de la poussée et butée de J-KERISEL et E-ABSI édition 1990.

Les conventions de signes retenues sont les suivantes :

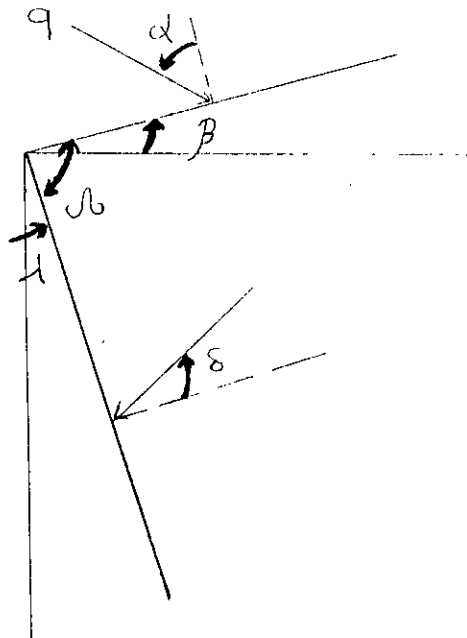


Fig II-3

q : surcharge uniforme agissant à l'obliquité  $\alpha$ .

$\alpha$  : obliquité de la surcharge q.

$\beta$  : inclinaison de la surface libre par rapport à l'horizontale.

$\lambda$  : angle de l'écran avec la verticale.

$\delta$  : obliquité de la contrainte de poussée ou de butée par rapport à la normale de l'écran (rugosité).

$\Omega$  : angle entre la surface libre avec l'écran.

$\Omega : \pi/2 + \beta - \lambda$ .

\* Note : Le théorème des états correspondants se traduit comme suit :

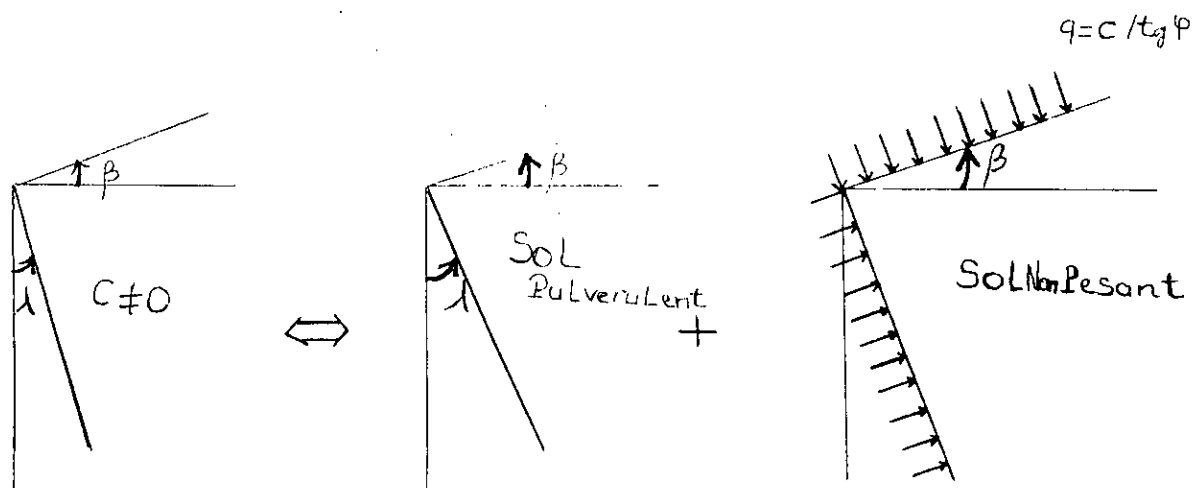


Fig II-4

#### 4- LES SURCHARGES:

Les surcharges provoquent un accroissement de la pression latérale. Cet accroissement dépend de la nature de la surcharge, quatre cas de surcharges peuvent se présenter:

- Surcharge uniforme.
- Surcharge distribuée suivant une bande.
- Surcharge linéaire.
- Surcharge ponctuelle.

L'étude de l'influence d'une surcharge se fait en utilisant le principe de superposition des états d'équilibre.

Or ce principe n'est satisfaisant que dans le cas de l'élasticité linéaire, à la limite cette approximation s'est avérée satisfaisante dans un grand nombre de cas.

Il suffit donc de considérer deux systèmes :

- Celui d'un massif pesant non surchargé.
- Celui d'un massif non pesant surchargé.

#### 4-1 Surcharge uniforme:

Les contraintes de poussée ou de butée dues à cette surcharge sont constantes tout au long de l'écran et leurs résultante est appliquée au milieu de l'écran. Des coefficients de poussée et de butée dus à ce type de surcharge sont donnés dans les tables de poussée et de butée des terres.

#### 4-2 Surcharges distribuée suivant une bande:

C'est généralement le cas de route ou de voie ferrée parallèle à l'ouvrage de soutènement.

Soient :

$\sigma_h$  : contrainte latérale à un point donné a.

$\beta$  : angle en rad sous lequel on voit du point a la largeur de la bande chargée.

$\alpha$  : angle de la verticale avec la bissectrice de  $\beta$ .

$q$  : surcharge par mètre carré.

$$\sigma_h = 2q/\pi (\beta + \sin\beta \cos 2\alpha) \quad [2]$$

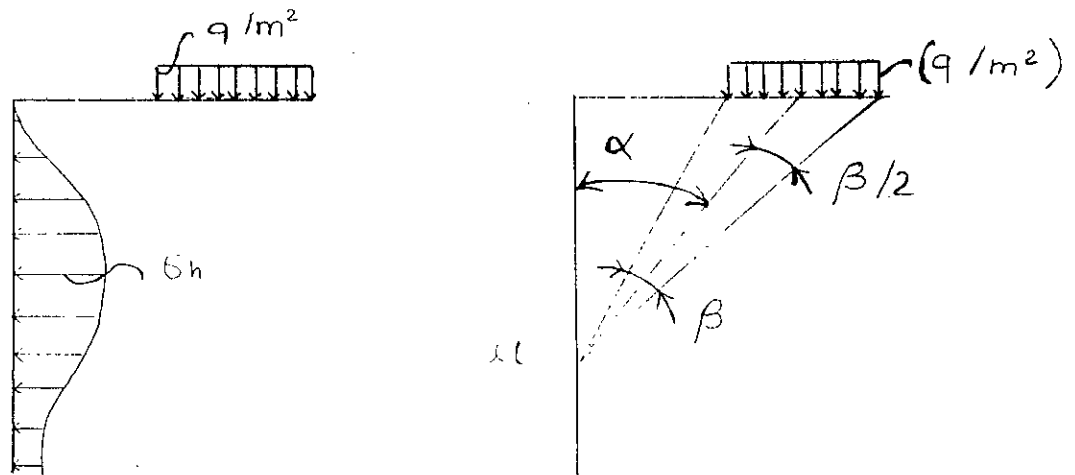


Fig II-5

#### 4-3 Surcharge linéaire:

C'est le cas de semelles filantes de faible largeur soient:

x : position de la surcharge par rapport au mur ( $x=mH$ ).

y : position du point considéré ( $y=nH$ ).

H : hauteur du mur.

$$\sigma_h = \frac{4}{\pi} \frac{q}{h} \left( \frac{m^2 n^2}{(m^2 + n^2)^2} \right) \quad \text{pour } m > 0.4. \quad [2]$$

$$\sigma_h = \frac{q}{h} \frac{0.203n}{(0.16+n^2)^2} \quad \text{pour } m \leq 0.4.$$

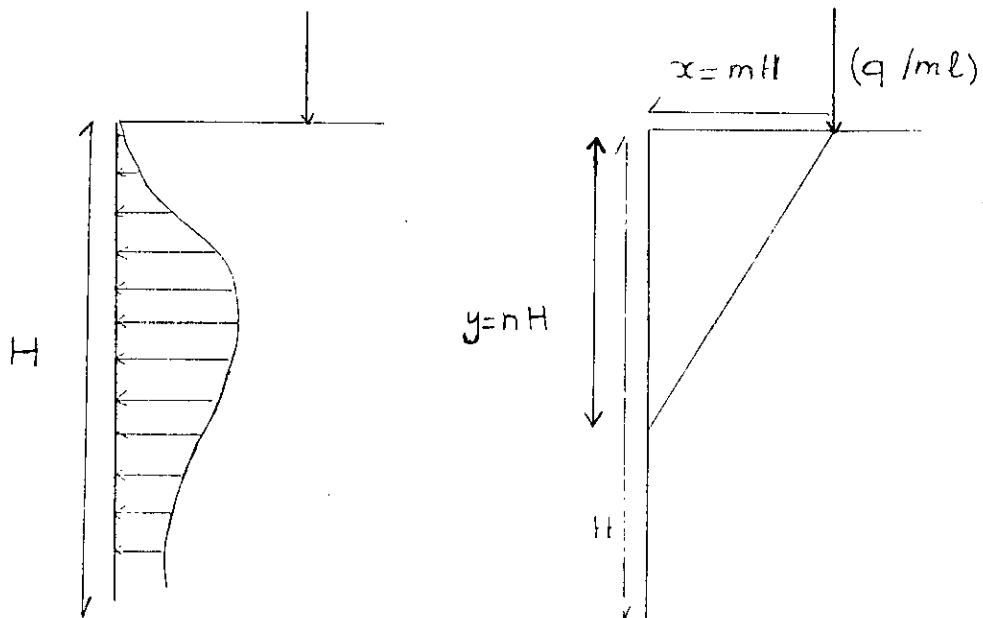


Fig II-6

#### 4-4 Surcharge ponctuelle:

C'est le cas d'une roue, ou en général toute charge concentrée agissant sur une faible surface. La pression varie non seulement avec la profondeur (comme précédemment), mais également avec la distance en position horizontale de la charge.

Soient :

$$x=mH$$

$$z=nH$$

$$\sigma_h = 1.77Q/H m n / (m + n) \quad \text{pour } m > 0.4. \quad [2]$$

$$\sigma_h = 0.28Q/H n / (0.16+n) \quad \text{pour } m \leq 0.4.$$

Pour tenir compte de la variation avec la distance horizontale, il suffit de multiplier par  $\cos(1.1\alpha)$ .

C'est à dire que  $\sigma'_h = \sigma_h \cos(1.1\alpha)$ .

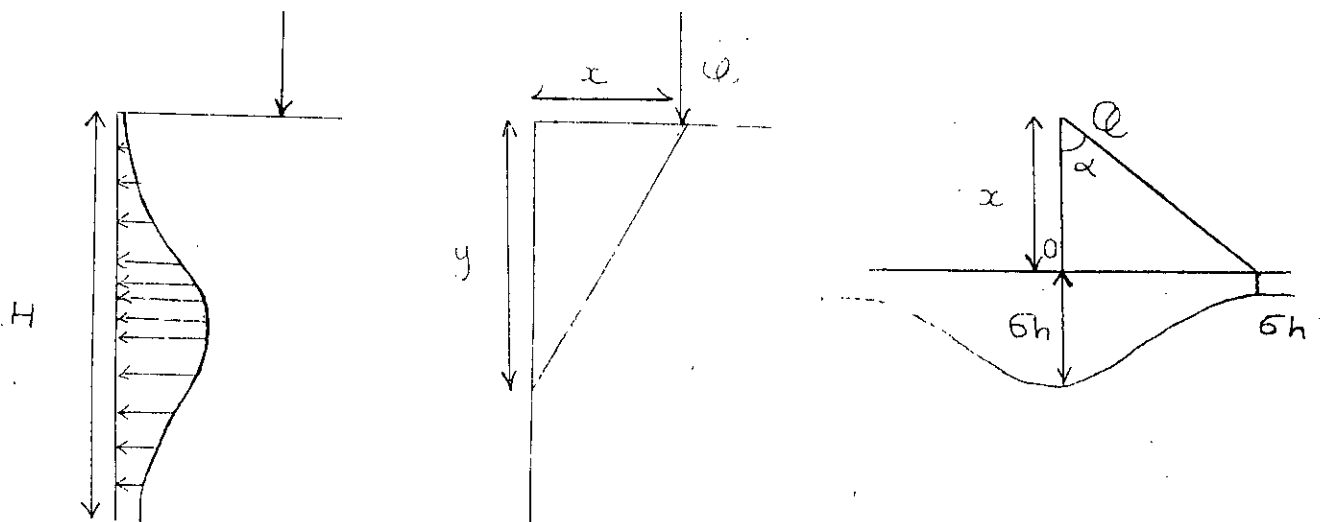


Fig II.7

Ces différentes valeurs proposées pour la détermination de la pression latérale dues aux surcharges non linéaires sont proposées par la théorie élastique de BOUSSINESQ.

Ces valeurs doivent, par ailleurs être majorées par 2 pour se rapprocher des valeurs expérimentales.

## 5- LE CALCUL SISMIQUE DES MURS DE SOUTÈNEMENT:

### 5-1 Introduction:

Lorsque l'ouvrage est construit en zone sismique, un dimensionnement parasismique s'impose, sinon le concepteur sera confronté non seulement aux dommages du mur lui même, mais aussi à ceux qu'il provoquera à son environnement vue la fonction qu'il assure.

Pour cela, il y a une large étendu de méthodes, elle va des plus simplifiées aux plus complexes. En fait celles qui sont utilisées par la majorité des concepteurs sont les méthodes pseudo-dynamiques (précisément la méthode de MONONOBE-OKABE).

Il faut toutefois noter que ces dernières ont un domaine d'application limité, vue qu'elles négligent les phénomènes dynamiques liés à l'interaction sol-structure et le caractère transitoire du phénomène.

### 5-2 Méthode de MONONOBE-OKABE:

#### Hypothèses:

- Sol homogène sans nappe d'eau, sans cohésion.
- Surface de glissement plane.
- Coin de glissement rigide.
- Champ d'accélération homogène, caractérisé par celui développé à la base du mur.
- Développement d'état d'équilibre limite (c'est à dire déplacement même très faible).

5-2-2 Formulation:

La méthode de MONONOBE-OKABE est une analyse statique équivalente des poussées des terres qui s'exercent sur un mur lors d'un séisme. Elle se base sur l'équilibre de COULOMB à l'état statique et formule celui qui pourrait se développer à l'état dynamique en apportant les corrections qui s'imposent.

En plus des forces retenues par COULOMB (état statique), le schéma illustre celles à ajouter dans le cas dynamique.

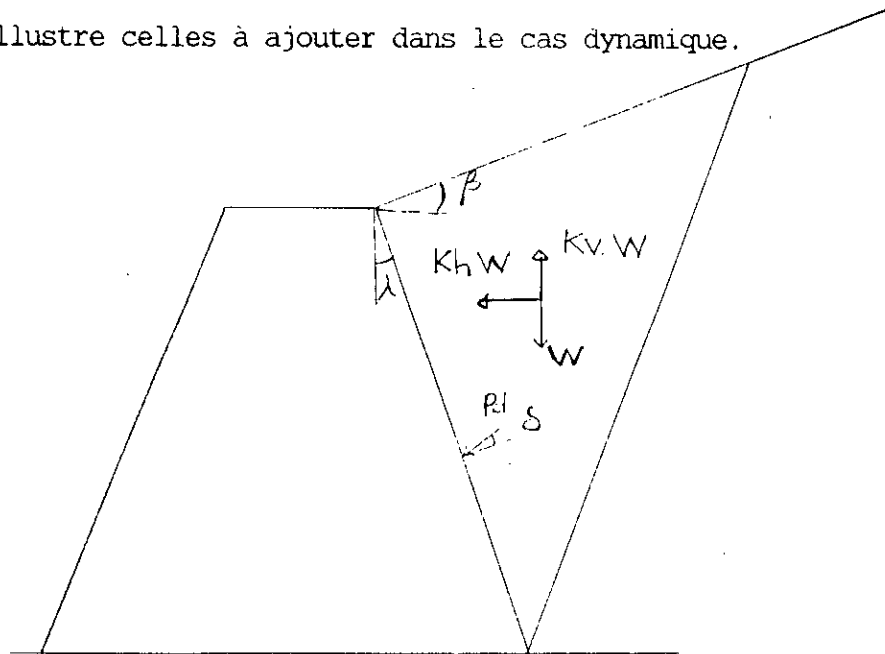


Fig II-8

$K_h$  et  $K_v$  : Coefficients d'accélération sismique horizontal et vertical donnés suivant la zone d'implantation.

Soient les coefficients de pressions dues au séisme. [3]

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi - \lambda + \theta)}{\cos^2(\lambda - \theta) \cos(\delta + \lambda - \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\bar{\phi} + \delta) \sin(\phi - \theta + \delta)}{\cos(\delta + \lambda + \theta) \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2}$$

$$K_{ps} = \frac{\cos^2(\phi + \lambda + \theta)}{\cos^2(\theta - \lambda) \cos(\delta - \lambda + \theta) \left[ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta - \theta)}{\cos(\delta - \lambda + \theta) \cos(\beta - \lambda)} \right]^2}$$

Tel que :  $\theta = \text{Arctg}(K_h / (1 - K_v))$  ,  $\gamma_d = \gamma (1 + K_v) / \cos \theta$

A l'état dynamique la pression (active ou passive), s'exprime :

$$P_d = P_s + \Delta P$$

$P_d$  : pression dynamique.

$P_s$  : pression statique (suivant la formule de COULOMB).

$\Delta P$  : incrément dynamique.

$$\Delta P = P_d - P_s.$$

$$P_d = 1/2 \gamma_d H [1 - K_v] x K_{ad} \quad (\text{solution de MONOBE-OKABE}).$$

$$P_s = 1/2 \gamma H (K_a).$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \lambda)}{\cos^2(\lambda) \cos(\delta + \lambda) \left[ 1 - \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \lambda) \cos(\beta - \lambda)} \right]^2}$$



$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \lambda)}{\cos^2(\lambda) \cos(\delta - \lambda) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta - \lambda) \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2}$$

Cet incrément dynamique  $\Delta P$  s'applique à  $0.6H$  à partir de la base.  
 Si comme dans notre cas, la méthode choisie n'est pas celle de COULOMB, il faut alors recalculer la pression totale qui sera :  
 $P_{td} = \Delta P + P_s$ , où  $P_s$  est la pression statique déterminée à partir de la méthode choisie.

## 2- DIFFERENTES VERIFICATIONS DE STABILITE:

Pour vérifier la stabilité complète d'un mur, trois types de stabilité sont à vérifier :

### 2-1 Stabilité interne:

C'est la capacité de résistance du mur grâce à ses efforts internes, ceci revient à la détermination des dimensions et du ferrailage de ce dernier.

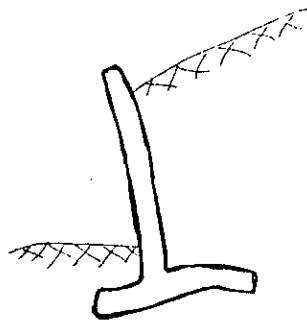


Fig III - 1

### 2-2 Stabilité externe:

C'est la stabilité du mur sur son support, c'est donc la vérification au renversement, glissement et poinçonnement.

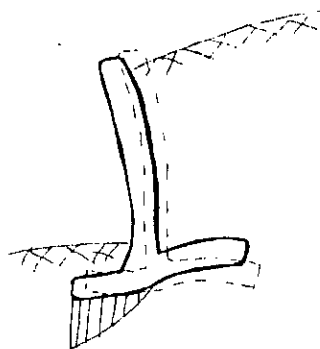


Fig III - 2

### 2-3 Stabilité d'ensemble:

C'est la stabilité de l'ensemble mur-support, ou stabilité des plans de glissement.

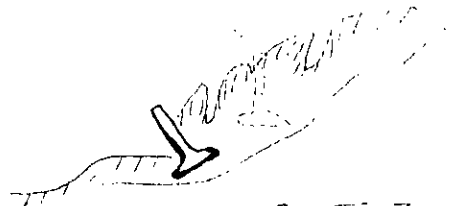


Fig III-3

### 3- ETUDE DE LA STABILITE EXTERNE:

Le but de cette étude est la vérification de la stabilité externe du mur, c'est à dire:

#### 3-1 Renversement:

L'axe de rotation est pris au droit de l'arête extérieure de la fondation(sol indeformable), les moments renversants et stabilisants par rapport à ce point sont comparés comme suit:

$$\frac{\sum \text{moments stabilisants}}{\sum \text{moments renversants}} \geq Fr$$

Fr : Coefficient de sécurité au renversement(1,5-2).

### 3-2 Glissement:

Le glissement est provoqué par les forces ou composantes horizontales renversantes (ex: poussée), celles ci seront équilibrées par le frottement sur la base de la fondation et par la butée, la vérification au glissement se traduit par:

$$\frac{aBa + \sum (\text{forces } \perp \text{ base}) \times f_t}{\sum (\text{forces} // \text{ base})} > F_g$$

$f_t$  : frottement sol-fondation (  $f_t = \text{tg } \phi$  ).

$F_g$  : coefficient de glissement(1,5-2).

### 3-3 Poinçonnement:

C'est la résistance du sol de fondation sous les efforts transmis par l'ouvrage, deux sortes de fondation sont à distinguer:

- fondations superficielles,
- fondations profondes,

Le calcul de fondation consiste en :

- La vérification de la stabilité, c'est à dire la détermination de la charge admissible pour le sol.
- La vérification au tassement, qui revient à vérifier que les tassements différentiels existants ne causent pas de désordre.

### 3-3-1 Fondation superficielle:

Dans le cas de mur de soutènement, la longueur de la semelle est nettement supérieure à sa largeur, l'étude se limitera alors au cas de semelles filantes, ou les semelles vérifiant la condition suivante :

$$L/Ba > 20 \quad \text{avec} \quad D_f \leq Ba$$

L : longueur de la semelle.

$D_f$  : profondeur de la semelle.

La rupture sous le sol de fondation est composée de trois zones, l'une sous forme de cône, située directement sous la fondation où la semelle provoque le soulèvement des deux zones l'entourant. Lorsqu'il y a poinçonnement, ces dernières à leurs tours se propagent extérieurement pour former une courbe de rupture en spirale logarithmique (voir figure III-4).

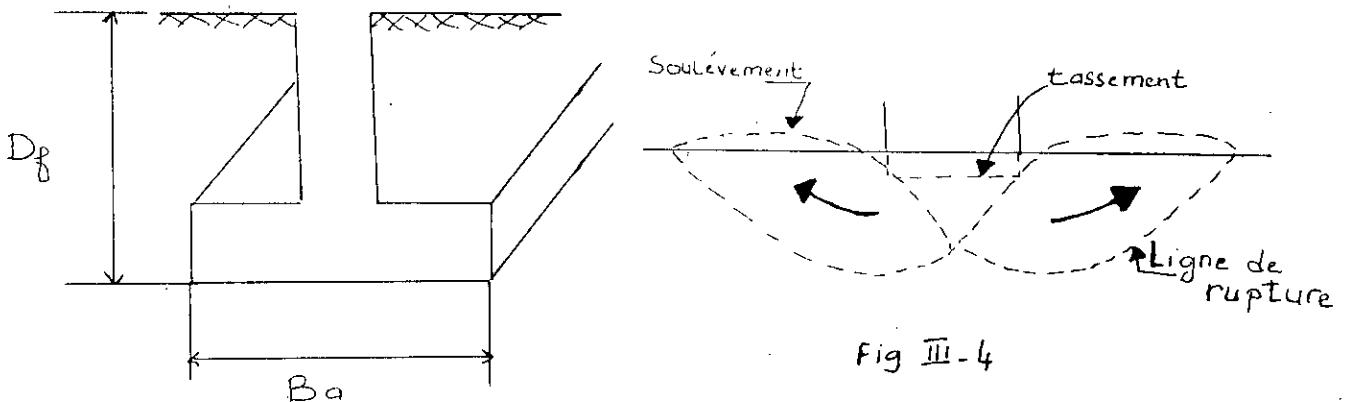


Fig III-4

Pour le calcul de la capacité portante, plusieurs théories se sont succédées ces dernières années, mais il n'y a que trois qui sont très utilisées :

- Théorie de TERZAGHI.
- Théorie de MEYERHOF.
- Théorie de HANSEN.

Pour tenir compte de tous les facteurs de forme, d'inclinaison et de profondeur; il est préférable d'utiliser la formule de HANSEN qui se traduit comme suit: [2]

$$Q_{ult} = C N_c S_c d_c i_c g_c b_c + q_{ef} N_q S_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 \gamma B_a N_\gamma S_\gamma D_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma .$$

Pour  $\phi = 0$  (état non drainé), HANSEN proposa la formule suivante :

$$Q_{ult} = 5.14 S_u ( 1 + S'u + d'c - i'c - b'c - g'c ) + Q_{ef} .$$

$$\text{Avec : } N_q = e \frac{\pi \operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg}^2 (45 + \phi/2)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{cotg} \phi$$

$$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \operatorname{tg} \phi$$

$q_{ef}$  = surcharge effective.

$S$  = facteur de forme.

$d$  = facteur de profondeur.

$i$  = facteur d'inclinaison de la force portante.

$b$  = facteur d'inclinaison de la fondation.

$g$  = facteur d'inclinaison du terrain.

Les valeurs de ces facteurs sont données dans le tableau IV-1.

Facteurs de forme	Facteurs de profondeur	Facteurs d'inclinaison	Facteurs d'inclinaison du terrain
$S'c=0.2B/L$ $Sc=1+NqB/NcL$	$d'c=0.4D/B \quad D \leq B$ $d'c=0.4 \tan D/B \quad D > B$	$i'=0.5-0.5 \sqrt{1-H/AC}$ $ic=iq-(1-iq)/(Nq-1)$	$g'c=\psi^\circ/147^\circ$ Pour terrain horiz. $g'c=0.0$
	$dc=1+0.4D/B \quad D \leq B$ $dc=1+0.4 \tan^2 D/B \quad D > B$		$gc=1-\psi^\circ/147^\circ$ $gq=gr=(1-0.5 \tan \psi^\circ)$
$Sq=1+B/L \tan \phi$	$dq=1+2 \tan \phi (1-\sin \phi)^2 D/B \quad D \leq B$ $dc=1+2 \tan \phi (1-\sin \phi)^2 \tan^2 D/B \quad D > B$	$iq=1-\frac{0.5H}{V+A_f C \cot \phi}$	Facteur d'inclinaison de la base: (voir fig ) $b'c=\eta^\circ/147^\circ$
$Sg=1-0.4B/L$	$d = 1.00$ pour tout $\phi$	terrain horizontal $i_\gamma = \left( 1 - \frac{0.7H}{V+A_f C \cot \phi} \right)^5$ terrain inclinaison $i_\gamma = \left( 1 - \frac{(0.7-\gamma/450)H}{V+A_f C \cos \phi} \right)^5$	Pour terrain horiz. $b'c=0.0$ $bc=1-\eta^\circ/147^\circ$ $bq=br=\exp(-2\eta \tan \phi)$ $\eta$ =radians pour bq

TABLEAU III-1

$L'$  = longueur effective de la base ( $L'=L-2ex$ ).

$B'$  = largeur effective de la base ( $B'=B-2ex$ ).

$D$  = profondeur de la fondation.

$C$  = cohesion du sol de fondation.

$\phi$  = angle de la frottement interne du sol de fondation.

$H$  et  $V$  = forces horizontales et verticales revenant à la base.

$\tan \delta$  = coefficient de frottement entre la base de fondation et le sol de fondation ( $\delta = \phi$ ).

$\eta, \psi$  : (voir fig III-5).

Note : Ne pas utiliser les facteurs de formes en combinaison avec ceux d'inclinaison.

Limitations:

$$H \leq V \tan \delta + C \times A_f \quad (A_f = L' B')$$

$$i_q, i_r > 0 \quad ; \quad \psi \leq \phi \quad ; \quad \eta + \psi \leq 90^\circ.$$

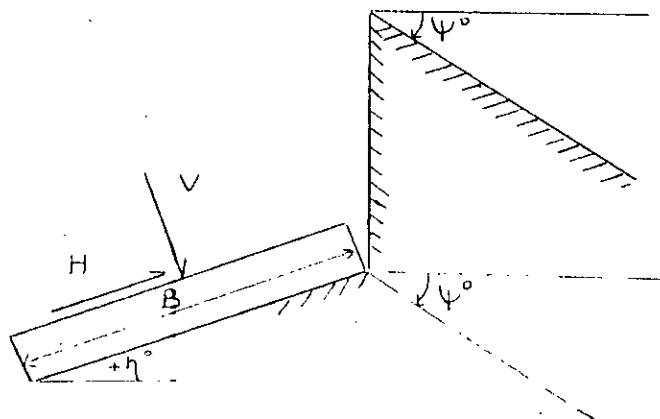


Fig: III-5



Les différents effets modifiant la capacité portante:

1°) Excentrement de la charge :

Pour tenir compte de l'excentrement de la charge, la valeur de la base de fondation est diminuée de deux fois l'excentricité.

Soit le schéma illustrant cette modification.

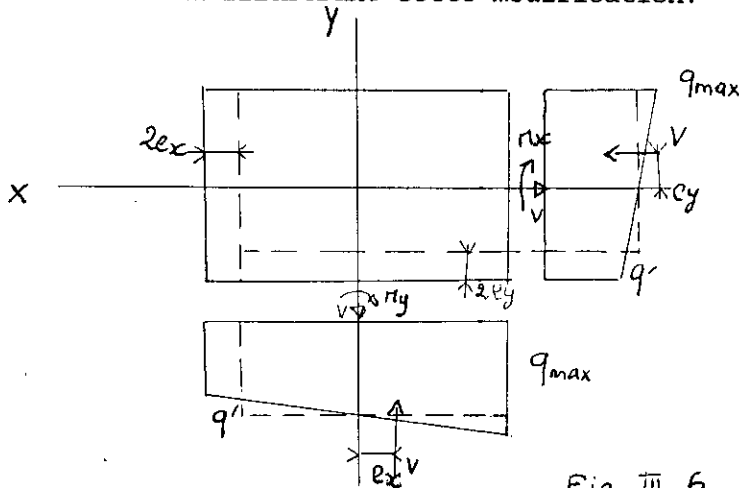


Fig III.6

$$ex \ll L \Rightarrow L' \simeq L \simeq 1m.$$

$$ey = Mx / V.$$

2°) Effet de l'eau:

Lorsque la nappe d'eau se trouve au dessus ou au niveau de la base de la fondation, le poids volumique des terres est pris effectif, si par contre la nappe est inférieure au coin de rupture qui a une hauteur de valeur  $0.5 Ba \operatorname{tg}(45 + \phi/2)$ , l'effet de l'eau peut être ignoré si celle ci est à l'intérieur du coin, le poids volumique à prendre est le suivant [2] :

$$\gamma_e = (2H - Z) Z/H^2 \gamma_h + \gamma' / H^2 (H - Z)^2 .$$

$$H = 0.5 Ba \operatorname{tg}(45 + \phi/2).$$

Z : profondeur de la nappe d'eau à partir de la base de fondation.

$\gamma_h$  : poids volumique humide.

$\gamma'$  : poids volumique déjaugé.

3°) Effet de sols compressibles:

Dans le cas de sols compressibles tels que: l'argile molle, sable lache ...

Les tassements sont trop importants, une rupture locale a lieu avant que les lignes de rupture n'arrivent à la surface; pour tenir compte de ce phénomène TERZAGHI, proposa de réduire  $\phi$  et C de 2/3 :

$$C_1 = 2/3 C \quad \text{et} \quad \text{tg } \phi_1 = 2/3 \text{tg } \phi.$$

$C_1$  et  $\phi_1$ : cohésion et angle de frottement modifiés.

4°) Effet de la stratification du sol:

En réalité, le sol est stratifié, il est même rare de trouver un sol homogène.

Si la qualité des matériaux de ces couches ne diminue pas en profondeur, il n'y a pas de problèmes de sécurité. Dans le cas contraire, il faudra recourir à la méthode de répartition des contraintes en profondeur, la procédure de cette méthode est la suivante :

- 1/ Considérer la couche d'assise et déterminer la largeur de la semelle.
- 2/ Déterminer la répartition des contraintes en considérant que la diffusion de la surcharge est d'environ  $\varepsilon = 30^\circ$ ,  $\varepsilon$  étant l'angle avec la verticale.
- 3/ Comparer la pression apportée par la fondation à la contrainte limite sur chaque couche médiocre rencontrée, en prenant la semelle fictive de valeur  $B_b = B + 2H \text{tg } \varepsilon$ , les terrains supérieurs seront pris comme surcharge (voir fig III-7).
- 4/ Lorsque le coefficient de sécurité est insuffisant pour l'une des couches, il faut augmenter la largeur de la semelle pour diminuer la contrainte moyenne.

Lorsque la couche résistante superficielle est peu épaisse par rapport à l'épaisseur de la semelle et que la couche sous jacente est très molle, la méthode de répartition n'est plus applicable (distribution de contrainte inconnue), une formule empirique a été alors proposée [4].

$$Q_u = (2 + \pi) \frac{C}{1 - 0.3 H_s/Ba} \quad (\text{cas où } H_s < 1/2 Ba)$$

$H_s$  = hauteur de la couche superficielle.

$C$  = cohésion de la bicouche.

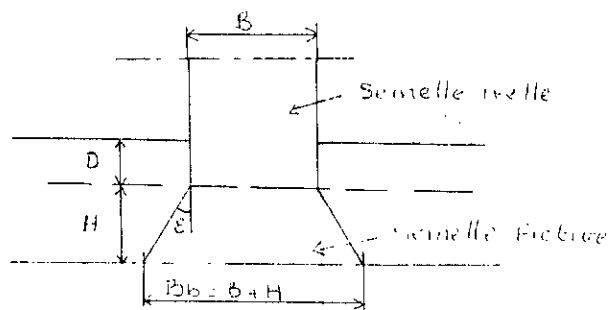


Fig III.7

Pour vérifier la résistance du sol de fondation, une méthode simplifiée, basée sur la linéarité des contraintes normales sous la fondation, est utilisée. Suivant la position de la force verticale par rapport au noyau central, la contrainte maximale qui revient au sol est déterminée:

Premier cas: La force verticale dans le tiers central ( $e < Ba/6$ ).

Dans ce cas, la répartition est trapezoidale (voir figure III-8).

$$\sigma_{max} = F_v/Ba + 6Mg/Ba$$

$$\sigma_{min} = F_v/Ba - 6Mg/Ba$$

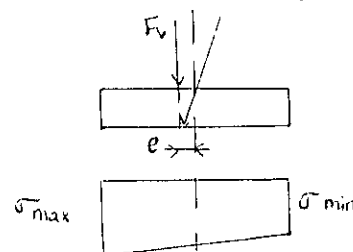


Fig III-8

Deuxième cas: Force verticale à la limite du tiers central ( $e=Ba/6$ ).  
 La répartition est triangulaire (voir figure III-9).

$$\sigma_{\max} = 2Fv/Ba$$

$$\sigma_{\min} = 0$$

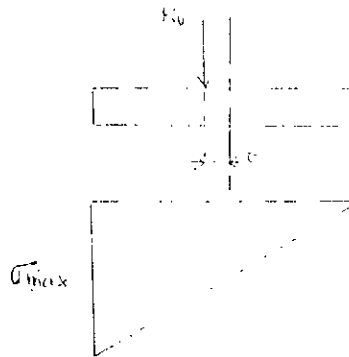


Fig III-9

Troisième cas: La force verticale à l'extérieur du tiers central ( $e < Ba/6$ ).

Dans ce cas, il y a risque de décollement de la fondation, vu le développement de contrainte de traction dans cette dernière (voir fig III.10).

$$\sigma_{\max} = 2Fv/3x$$

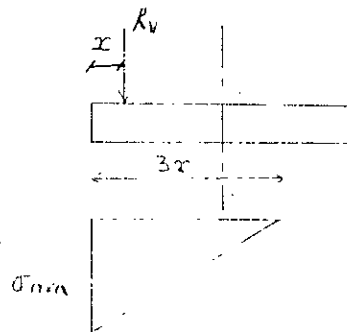


Fig III-10

### 3-3-2 Fondation profonde:

Lorsque la fondation superficielle ne peut supporter les charges transmises, une fondation sur pieux devient alors nécessaire, ces derniers devront par ailleurs vérifier la condition suivante :

$$D / B > 10.$$

En fait les pieux sont généralement réalisés en groupe. Ce regroupement engendre le transfert de charges, essentiellement le long du fût, ce qui diminuera la capacité portante du pieu (un pieu travaillant en groupe a une capacité portante moins élevée que s'il travaillait seul).

Il existe heureusement des méthodes permettant d'évaluer cette perte telle que, la méthode du coefficient d'efficacité.

Définition du coefficient d'efficacité  $f$  :

C'est le rapport entre la capacité portante du groupe et la somme des capacités portantes de tous les pieux soient :

(Dans le cas où l'espacement est le même dans les deux directions).

$S$  : espacement entre axe de pieux.

$m$  : nombre de colonnes.

$n$  : nombre de lignes.

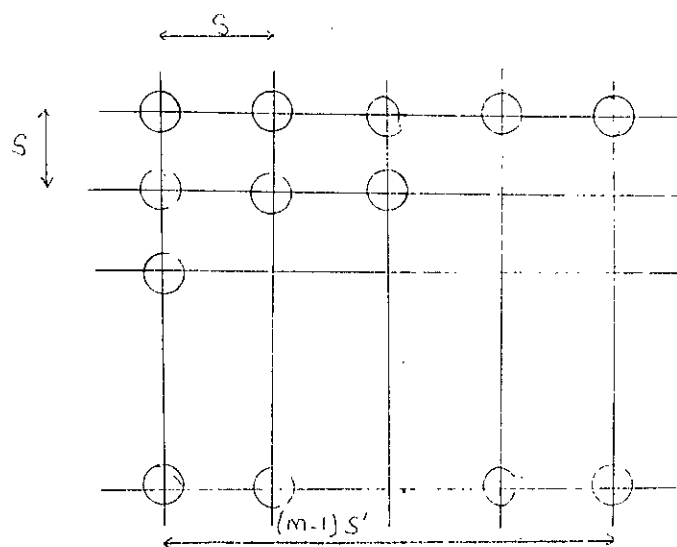
$D$  : diamètre du pieu.

$P$  : périmètre du groupe.

$K$  : nombre totale de pieux ( $K = m.n$ ).

$L$  : longueur d' un pieu .

$fL$ : frottement latéral d' un pieu (voir 4/).



$$P = 2(m + n - 2)S + 4D.$$

$$f = \frac{P \text{ fl } L}{\pi D K \text{ fl}} = \frac{P}{\pi D K} = \frac{2(m+n-2)S + 4D}{m n \pi D}$$

Dans le cas où le coefficient d'efficacité est 1 (cas idéal), l'espacement est de :

$$S = \frac{1.57 D m n - 2 D}{m + n - 2}$$

Les méthodes de calcul de capacité portante sont aussi diversifiées que les modes d'exécution, vue leurs dépendances les uns des autres.

Les formules les plus couramment utilisées restent :

- les formules de battage,
- les formules statiques,
- les essais de mise en charge,
- les diagrammes de pénétration obtenus à partir du pénétromètre statique ou dynamique.

Les formules de battage valables uniquement pour les pieux battus restent insuffisantes, elles identifient une charge dynamique à une charge statique (charge portante), les résultats qu'elles donnent surtout dans le cas de sols cohérents ne sont pas fiables, les essais de chargement sont eux très coûteux; dans cette étude ce sont les formules statiques qui seront utilisés.

\* Les formules statiques:

Soumis à une charge axiale, le pieu reprend cette dernière par le frottement latéral et par la pointe (base du pieu), la capacité ultime du pieu peut alors s'écrire :

$$Q_{ult} = Q_{pult} + Q_{fult}$$

$Q_{pult}$  et  $Q_{fult}$  = capacité ultime de pointe et de frottement.

La charge admissible s'exprimera :

$$Q_{ad} = Q_{pult}/F_{s1} + Q_{fult}/F_{s2}$$

$F_{s1}$ : coefficient de sécurité de la capacité ultime de pointe.

$F_{s2}$ : coefficient de sécurité de la capacité ultime de frottement.

#### 1/ Détermination de $Q_{fult}$

La capacité ultime de frottement c'est la capacité du sol à résister aux frottements qui tendent à soulever le pieu elle s'exprime comme suit :

soient:

$A_p$  = périmètre du pieu.

$f_l$  = frottement latéral sol-matériau.

$L$  = longueur du pieu.

$N_f$  = nombre de couches.

$$Q_{ultf} = \int_0^L f_l A_p dl = \sum_{i=1}^{N_f} A_p f_l (\Delta l)$$

$$f_l = \alpha C + \sigma h \operatorname{tg} \delta$$

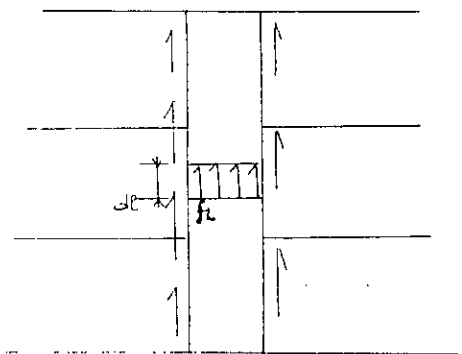


Fig III-12.

$\delta$  = frottement sol-pieu.

$\alpha$  = facteur donné par les abaques.

$\sigma h = K \sigma v$  ( K dépend du mode d'exécution ).

$k = k_p$  (cas pieu battu).

$k = k_a$  (cas pieu foré)

## 2/ détermination de $Q_{pult}$ :

Pour sa détermination voir l'équation de capacité portante d'une fondation superficielle ( fondation superficielle ), sauf que  $q_{ult}$  sera remplacée par  $Q_{pult}/A_p$ .

## 3/ Vérification au poinçonnement:

- Cas d'un exentrement par rapport à un axe:

Dans ce cas, il faut d'abord déterminer la charge qui revient à chaque pieu suite à cet exentrement, soient:

$R_p$  : charge agissant sur un pieu.

$F_v$  : résultante des forces verticales agissant sur un groupe de pieux.

$K$  : nombre total de pieux.

$A_s$  : surface du pieu.

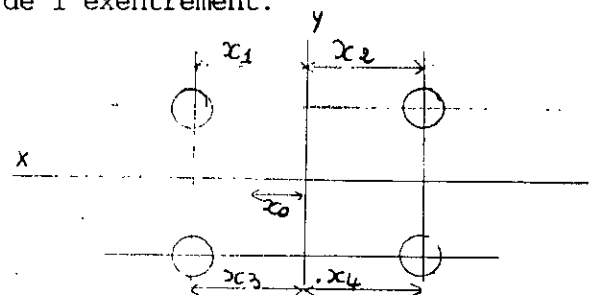
$x_0$  : distance entre le centre de gravité des charges appliquées et le centre de gravité du groupe de pieux.

$x_k$  : distance entre le centre de gravité du groupe de pieux et un pieu  $k$ .

$I_g$  : Moment d'inertie du groupe de pieux par rapport à l'axe perpendiculaire à la direction de l'exentrement.

$$I_g = A_s x_1^2 + A_s x_2^2 + \dots + A_s x_n^2$$

Fig III.13



En appliquant les résultats de la R D M ,  $R_p$  s'exprime comme suit:

$$R_p = F_v/k \pm (F_v x_0 x_n)/I_g$$



On considère qu'il n'y a pas de déplacement de pieux, c'est à dire que la dalle est rigide et dans ce cas, la capacité portante admissible de l'ensemble des pieux est comparé a la somme des forces verticales qui reviennent aux pieux .

$$Q_{ad} = Q_{ultf}/F_f \times f \times K + Q_{ultp}/F_p \times K .$$

\* Détermination du nombre de pieux :

Soit le périmètre de la base de fondation,

$$P = 2 (B_a + L)$$

$$P = 2 (m + n - 2) S + 4D = 2(B_a + L) \Rightarrow S = \frac{2(B_a + L) - 4D}{2(m + n - 2)} \quad (1)$$

$$\text{Or } f = \frac{2(m + n - 2)S + 4D}{m n \pi D} = \Rightarrow S = \frac{f m n \pi D - 4D}{2(m + n - 2)} \quad (2)$$

En égalisant ces deux expressions : (1) et (2), on obtient:

$$\frac{f m n \pi D - 4D}{2(m + n - 4D)} = \frac{2(B_a + L) - 4D}{2(m + n - 2)} \Rightarrow m n = K = \frac{2(B_a + L)}{\pi D f}$$

$$K = \frac{2(B_a + L)}{\pi D f}$$

$$\text{Soit } (m - 1) S + D = Ba$$

$$(n - 1) S + D = L$$

$$\Rightarrow S = \frac{Ba - D}{m - 1} = \frac{L - D}{n - 1}$$

$$\frac{Ba - D}{m - 1} = \frac{L - D}{n - 1} \Rightarrow (Ba - D) n - (Ba - D) = m(L - D) - (L - D)$$

$$\text{En remplaçant } m = \frac{2(Ba + L)}{n \pi D f}$$

$$(Ba - D) n^2 \pi D f - (Ba - D) n \pi D f = 2(Ba + L) (L - D) - (L - D) n \pi D$$

d'où l'équation du deuxième degré à résoudre:

$$\Rightarrow (Ba - D) n^2 \pi D f - (Ba - L) n \pi D f - 2(Ba + L)(L - D) = 0.$$

## IV- RECOMMANDATIONS

### 1- LES SOLUTIONS AUX PROBLEMES D'INSTABILITE DU MUR:

L'étude présentée a déterminé les différentes conditions d'équilibre externe d'un mur de soutènement, il arrive que ces dernières ne soient pas satisfaites, le concepteur devra alors revoir les dimensions proposées.

Ces corrections restent très liées à la condition non satisfaite aux dimensions limites à l'économie, aux moyens de l'entreprise.

#### Premier cas : Instabilité de la fondation

Une réduction des forces revenant au sol est possible en augmentant la base de la fondation, mais cette solution n'est valable que dans le cas de mur en béton armé, dans l'autre cas (mur poids), cette augmentation induira des efforts plus élevés; une fondation profonde peut toujours être envisagée (voir algorithme).

#### Deuxième cas : Instabilité au glissement

Ce problème se pose généralement pour le cas de mur en béton armé vue leurs poids léger; pour y remédier, il faut augmenter la largeur de la base ou réaliser une bêche, la première solution occasionne des dépenses inutiles et la bêche n'est efficace que dans le cas de sol ferme, la solution proposée est l'inclinaison de la base de la fondation.

#### Troisième cas : Instabilité au renversement

La solution à ce genre de problème est l'augmentation des forces stabilisatrices et en reportant le centre de gravité le plus possible en arrière.

Des tirants qui éviterait le glissement et le renversement sont possibles, la position et la valeur du tirant est déterminé en imposant la stabilité fonction des coefficients de sécurité.

Il est préférable d'éviter cette solution vue les dépenses qu'elle engendre.

## 2- RECOMMANDATIONS PRATIQUES:

Une mauvaise réalisation du mur de soutènement risque de provoquer des sinistres même si le calcul effectué préalablement est très précis.

Des dispositions sont à prendre lors de la construction d'un mur de soutènement.

### 2-1 Dispositif de drainage et d'évacuation des eaux:

Un grand nombre de sinistres a été observé suite à une sous-estimation des effets de l'eau que ce soit en phase de conception : par l'oubli à l'élaboration du projet des dispositifs de drainage et d'évacuation ou en phase d'exécution par une mauvaise réalisation de ces dispositifs.

Le réseau de drainage permet l'évacuation des eaux d'infiltrations ou des eaux naturelles se trouvant dans le sol, ce dernier est choisi en tenant compte de la nature du remblai.

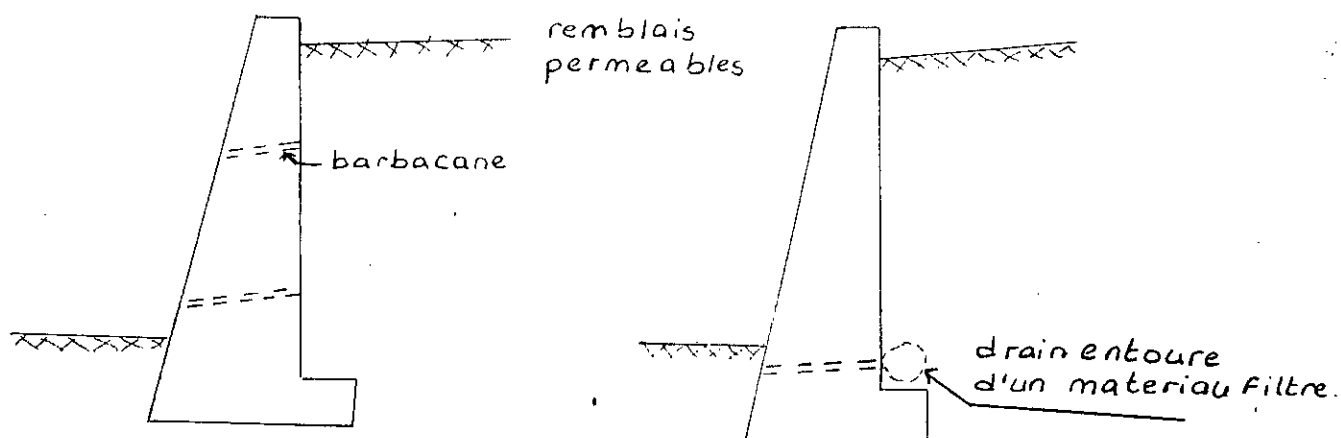
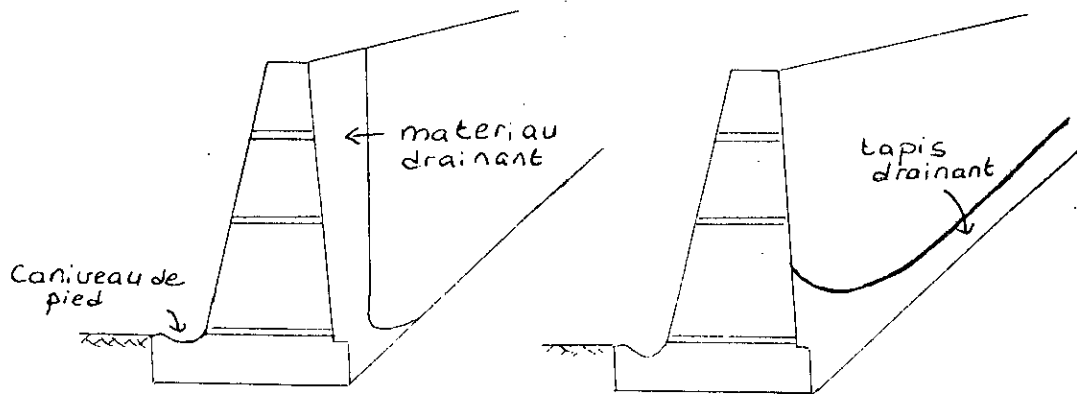


Fig IV. 1



dispositifs usuels de drainage.

Fig IV-2

#### 2-2 Mise en oeuvre du remblai:

Avant la mise en place du remblai, il faut s'assurer que ses caractéristiques géotechniques sont conformes à celles prises dans l'élaboration du projet.

Sa mise en oeuvre se fera par couches successives d'environ 20cm avec des engins de compactage légers; un poids important de ce dernier soumettra le mur dans des conditions plus favorables que celles calculées lors de son passage près du mur.

#### 2-3 Joints:

Suite aux variations thermiques, aux tassements différentiels, des fissures apparaissent dans le mur de soutènement, pour éviter un développement anarchique de ces fissures, il est recommandé de placer des joints tous les 5 à 8 m environ.

PARTIE - II - :

INFORMATISATION

## I- OBJECTIFS DU LOGICIEL "SOUT"

L'objectif principal de "SOUT" est de déterminer les différentes conditions de stabilité externe.

Si ces dernières ne sont pas satisfaites, des solutions sont proposées.

Par ailleurs une comparaison des différents coefficients de sécurité (renversement, glissement) et de la capacité portante du sol des trois types de murs (poids, redans, en béton), permettra à l'utilisateur de sélectionner le type de mur qui répond aux besoins.

## II- PRESENTATION DU LOGICIEL

"SOUT" permet de donner avec précision, les différents coefficients de sécurité (renversement, glissement) et de vérifier le poinçonnement de trois types de mur (poids, redans, en té); et ce par la méthode de BOUSSINESQ.

"SOUT" est constitué d'un ensemble de sous-programmes, intervenant comme suit :

\* REORG : Détermine le poids volumique à prendre pour la suite des calculs, à déterminer suivant la position de la nappe d'eau.

\* T1, T2, et T3 : Suivant le type de mur à calculer, un de ces sous-programme permettra le calcul du poids propre du mur et des terres stabilisatrices.

\* COEF : L'appel de ce sous-programme permettra l'entrée des données des coefficients de butée et poussée (lues à partir des tables de KERISEL).

\* PRESS : Permet le calcul des pressions des terres (poussée et butée).

\* PRESSHYDR : permet la détermination des pressions de l'eau.

\* FACPOIN : Permet de déterminer la capacité ultime du sol, le calcul se fera à court terme et à long terme.

\* RENV et GLISS : Permettent respectivement, la détermination des coefficients de sécurité au renversement et au glissement.

\* "SOUT", utilise deux fichiers de données:

- Fichier CHARACTER : comprend les données du terrain, c'est à dire le degré de saturation, l'indice des vides, le poids volumique des grains solides, la cote de la nappe d'eau, la cote la cohésion, l'angle de frottement effectif et total des différentes couches.

- Fichier FICH : comprend les valeurs calculées après réorganisation, c'est à dire : cohésion, angle de frottement, le poids volumique, la cote de chaque couche.



\* Dans le cas où la stabilité externe n'est pas vérifiée, des solutions sont proposées; l'analyse de ces dernières étant faite (voir organigramme).

Les sous-programmes prévus sont définis comme suit :

- AUGBASE : La base du mur est augmentée d'un pas jusqu'à ce que la stabilité soit vérifiée.
  
- PIEU : Le sous programme propose le nombre de pieux qui assurera la portance du sol (le sous programme est limité au cas de pieux ayant le même espacement dans les deux directions).
  
- BECHE : Avec  $d=2d$ , la vérification est refaite.
  
- INCLI : L'inclinaison de la fondation est prise à  $10^\circ$ .
  
- TIRANT : Le sous programme donne la position et la valeur du tirant qui assurera la stabilité au renversement et au glissement.

### III- LIMITES DU LOGICIEL "SOUT"

- Le sol de fondation est homogène.
- Trois types de mur ont été traités : poids, redans et en té.
- Stabilité externe.
- Pas d'effet de seisme.
- Surcharge uniforme.
- Calcul des pressions à long terme.

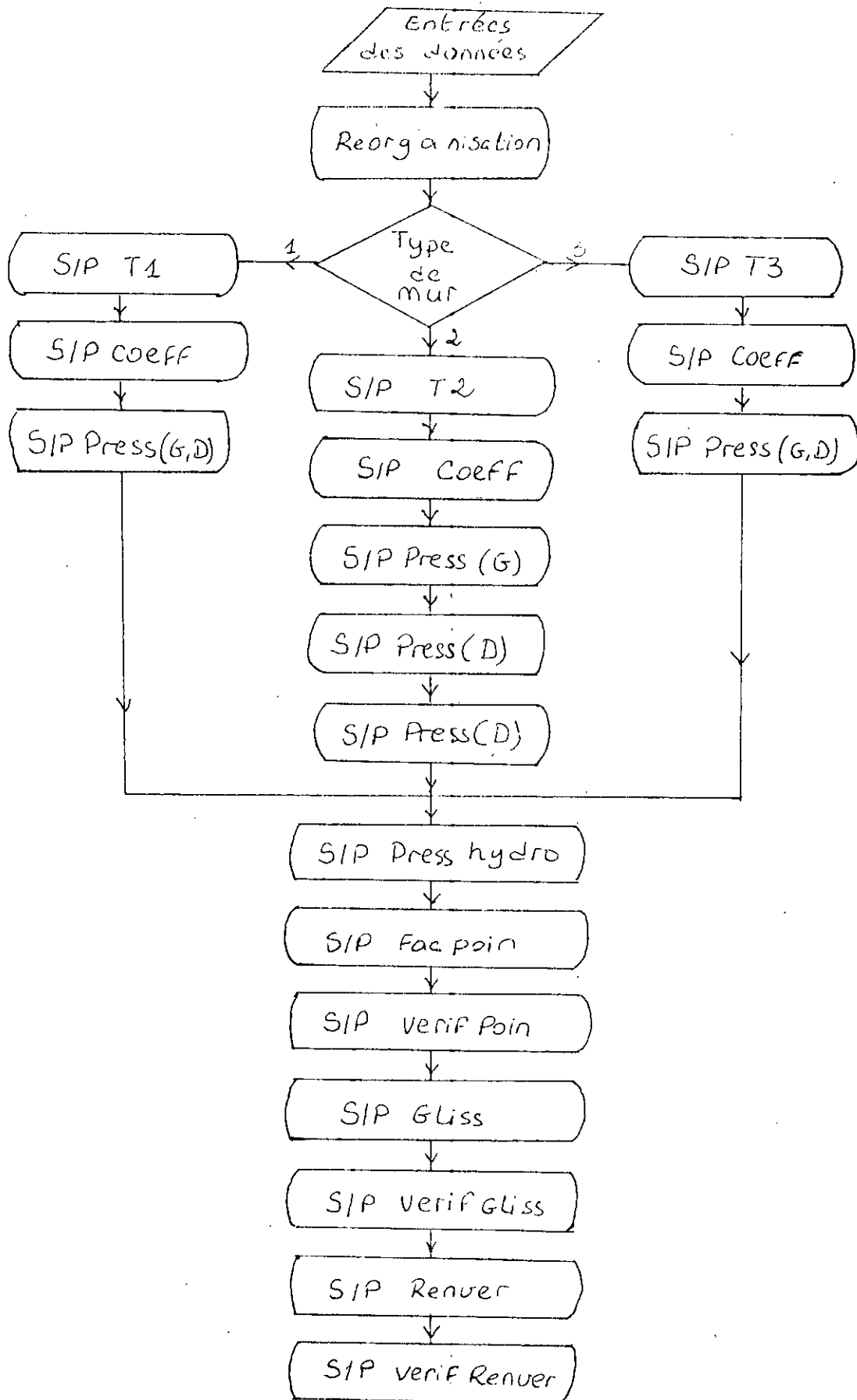
#### \* MATERIELS :

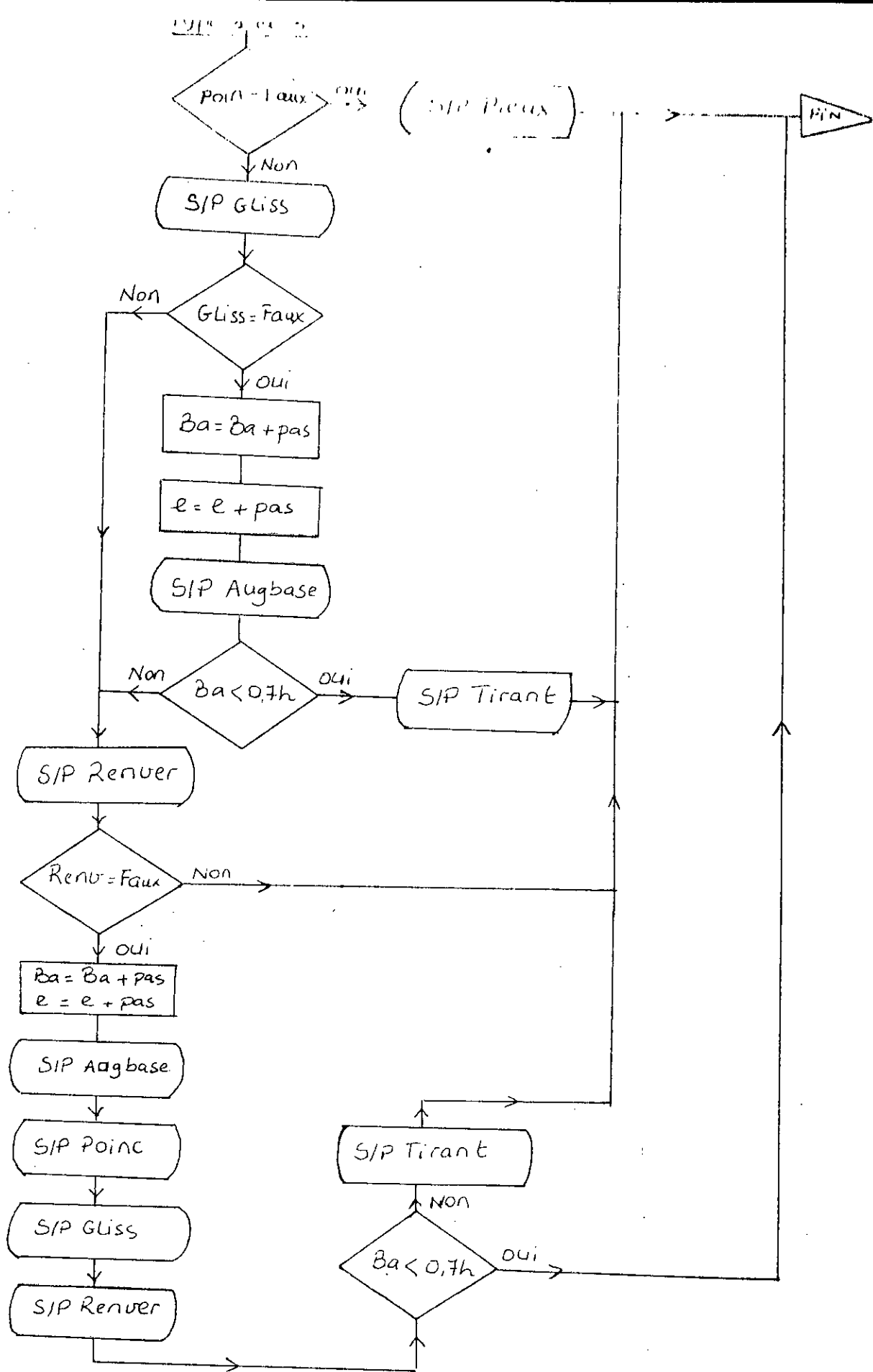
Le logiciel a été réalisé sur PC en utilisant le langage de programmation "TURBO-PASCAL" version 6.0.

L'exécution du programme nécessite un espace minimum, réparti comme suit :

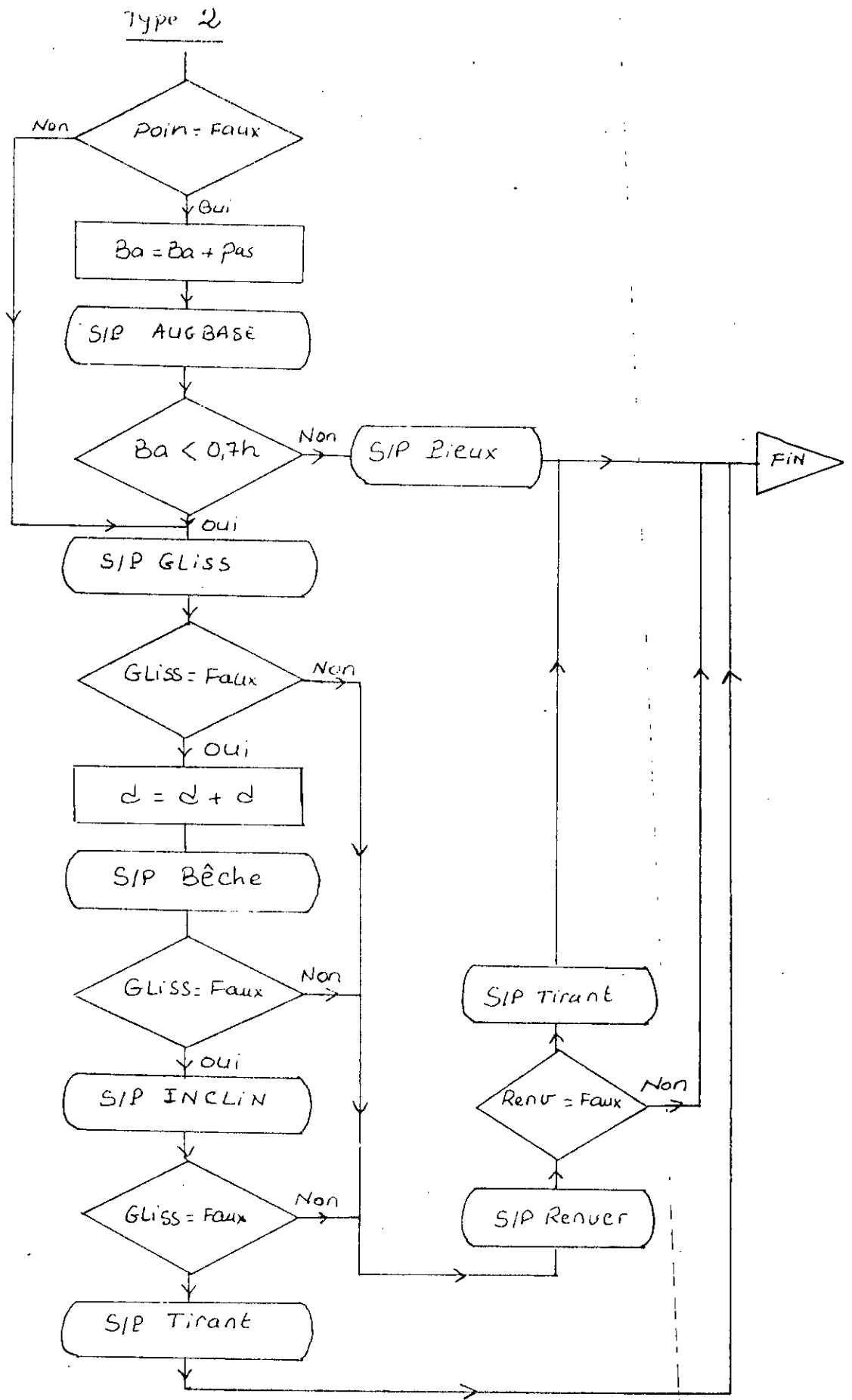
- Taille de l'exécutable :
- Taille des fichiers de données :

#### IV- ARCHITECTURE DU LOGICIEL "SOUT"





Solution : types 1 et 3.



Solution : type 2.

## V- ALGORITHME DE L'ETUDE

### DEBUT

- Lire les donnees (voir plus loins les donnees a introduire).
- Appel sous programme reorg (cote droit).
- Appel du sous programme reorg
- Choisir le type de mur (1, 2, 3 ?)

Si TYPE1

| ALORS Faire

| | | Faire TA, TB

| | | Appel sous programme T1

| | | Ecrire W, MW

| | | Appel sous programme Coef

| | | Lire Ka(i), Kp(i), Kq1(i), Kq2(i), Kq3(i), Kqc(i),

| | | Kqc1(i) (coefficients de poussée et butée).

| | | Appel du sous programme press(cote droit).

| | | Ecrire PVA, PHA, MHA, MVB.

| | | Appel sous programme press(cote gauche).

| | | Ecrire PVB, PHB, MHB, MVB.

| | FFaire.

| SINON SI TYPE2

| | ALORS Faire

| | | Lire TA, TB

| | | Appel sous programme T2

| | | Ecrire W, MW

| | | Appel du sous programme Coef

1            2 4        5

1	2 4	5
		Ecrire Ka, Kp, Kq, Kq1, Kq2, Kq3, Kqc, Kqc1.
		Appel sous programme press(cote gauche).
		Ecrire PVB, PHB, MHB, MVB.
		Appel sous programme press(cote droit).
		Ecrire PVA1, PHA1, MHA1, MVA1.
		Appel sous programme press(cote droit).
		Ecrire PVA2, PHA2, MHA2, MVA2.
		faire PVA = PVA1+PVA2
		PHA = PHA1+PHA2
		MVA = MVA1+MVA2
		MHA = MHA1+MHA2
		ffaire
		FFaire.
		SINON
		SI TYPE3
		ALORS Faire
		Lire Nr, hr(j), er(j).
		Appel sous programme T3.
		Ecrire W, MW, K3(j), TLA(j).
		Appel sous programme Coef.
		Ecrire Ka, Kq, Kp, Kq1, Kq2, Kq3, Kqc,
		Kqc1.
		Appel sous programme press(cote gche)
		Ecrire PVB, PHB, MHB, MVB.
		Initialiser O=1
1	2 6	7

1	2	6	7
			Pour j=1 a Nr
			faire LA= Arctg(TLA(j))
			N= K3(j+1)-1
			Appel sous programme press(cote droit).
			Ecrire PV1, PH1, MH1, MV1.
			tantque O<K3(j+1) faire O=O+1
			ffaire
			Ecrire PVA1, PHA1, MHA1, MVA1.
			O=K3(Nr+1)
			N=NA1
			Appel sous programme press(cote droit).
			Ecrire PVA2, PHA2, MHA2, MVA2
			faire PHA=PHA1+PHA2
			PVA=PVA1+PVA2
			MHA=MHA1+MHA2
			MVA=MVA1+MVA2
			ffaire
			FFaire.
		Fsi	
	Fsi		
Fsi.			



- Appel sous programme press hydr.
- Ecrire PZ, MZ.
- Faire  $FH=PHA-PHB+PZ$ 
  - |  $FV=PVA+PVB+W$
  - |  $MS=MVA+MHB+MW$
  - |  $MR=MHA$
- Faire.
- Ecrire FH, FV, MS, MR.
- Appel sous programme Facpoin.
- Appel sous programme verifpoin.
- Appel sous programme gliss
- Ecrire la valeur de F(coefficient de sécurité)
- Appel sous programme verifgliss
- Appel sous programme renv
- Ecrire F(coefficient de renversement).
- Appel sous programme verifrenv.

LES SOLUTIONS PROPOSEES

SI choix = 2

ALORS

Bal=Ba

Tant que POIN = faux faire

Bal=Bal+pas

Appel sous programme T2

Appel sous programme press(cote D)

Appel sous programme press(cote G)

Appel sous programme press(cote F)

Appel sous programme factpoin

Appel sous programme poinc

Ffaire

Si Bal <= 0.7h

Alors

Appel sous programme gliss

Si gliss=faux

alors faire

d=2d.

appel sous programme press(cote D).

appel sous programme press(cote G).

appel sous programme gliss.

ffaire.

si gliss=faux

Appel sous programme tirant.

fsi

Fsi

58

1 2 3 8

ANNEXE I :

ESSAIS AU LABORATOIRE

## LES ESSAIS AU LABORATOIRE

Avant la conception d'un ouvrage de soutènement, des essais au laboratoire sont nécessaires. Suivant les résultats de ces derniers le géotéchnicien conclura s'il y a possibilité de construction du mur sinon il faudra soit améliorer le terrain, soit réaliser un drainage.

Les essais à réaliser sont :

1- Les essais d'identification: Consistè en la détermination de:

- La teneur en eau: Par la dissication de l'échantillon maintenue à une température d'environ 105°C.

- Poids spécifique du sol: La mesure du poids spécifique des grains solides, s'effectue par pesées hydrostatiques (immersion et déplacement du liquide).

- L'analyse granulométrique: Réalisée par tamisage mécanique ou essais sédimentaires (suivant les dimensions des grains).

Cette analyse permettra l'identification géologique du sol et la détermination des qualités géotéchniques du terrain.

2- Les essais mécaniques:

- La détermination des limites d'ATTERBERG: Réalisés pour les sols fin, les limites d'ATTERBERG permettent de mettre en évidence l'influence de l'eau sur la consistance du matériau et ce en déterminant les limites de liquidité et de plasticité.

- Essais de compressibilité: (essais oedométriques) A partir de la courbe de compressibilité (voir figure), l'indice de compression  $C_c$  est la compression de consolidation  $\sigma'_c$  sont déterminés.

$C_c$  : Pente de la droite DE.

$\sigma'_c$ : C'est le point de pression maximale ayant provoqué la consolidation antérieurement.

- Essais de cisaillement: A partir de ces essais, l'angle de frottement interne et la cohésion sont déterminés.

Pour cela trois types d'appareils peuvent être utilisés :

- Appareil triaxial.
- Appareil de cisaillement rectiligne.
- Appareil de compression.

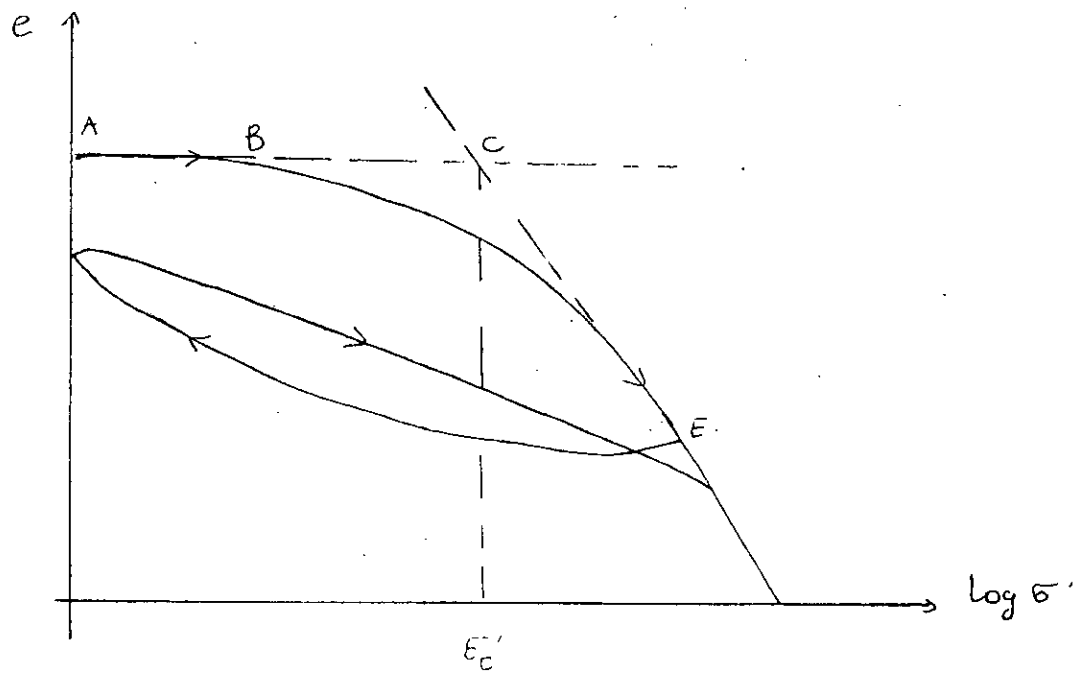
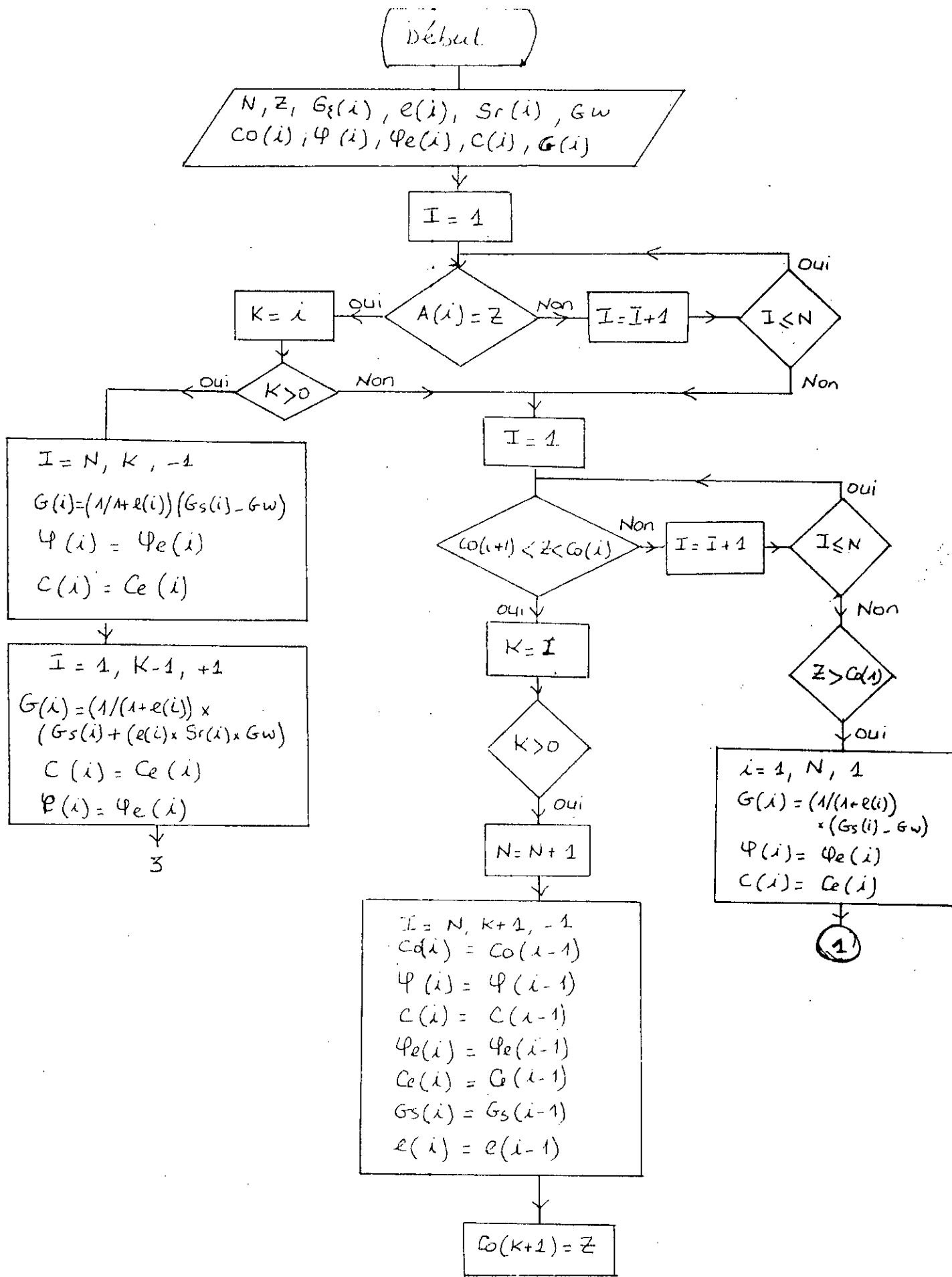


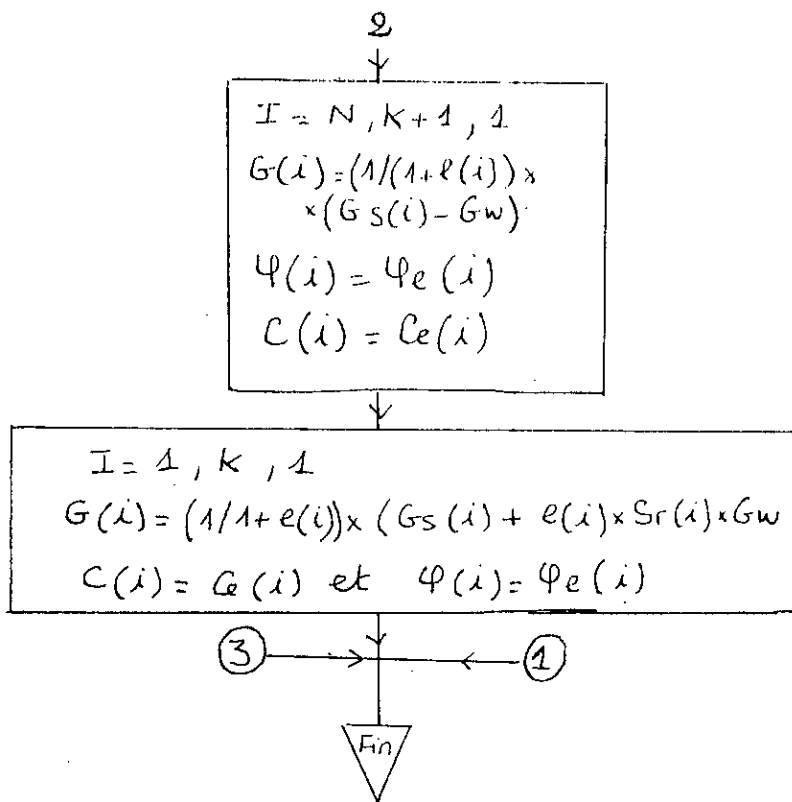
Fig:

ANNEXE II :

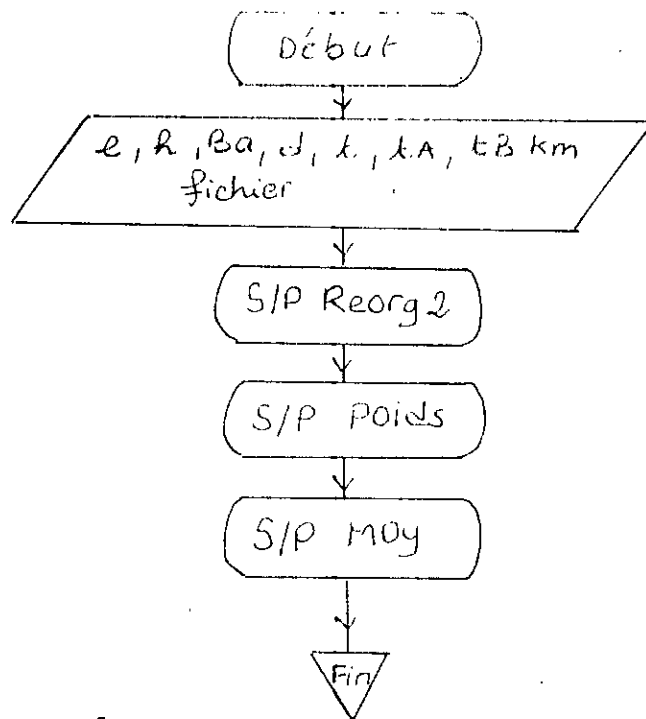
ORGANIGRAMMES



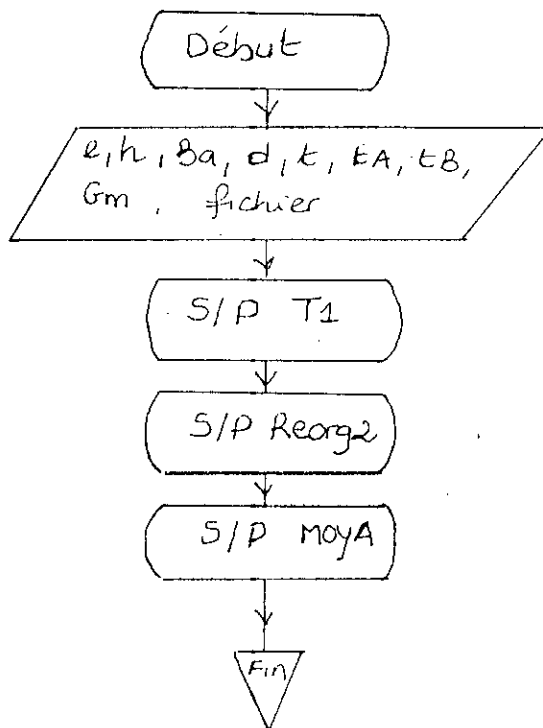




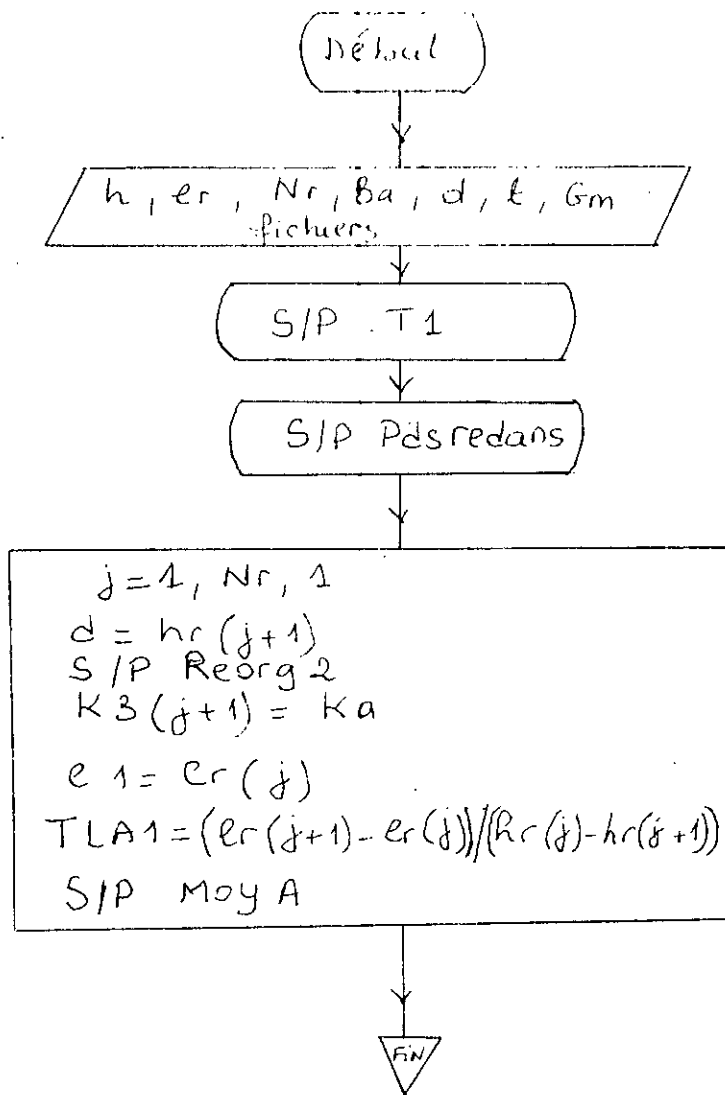
Sous-programme : Reorg



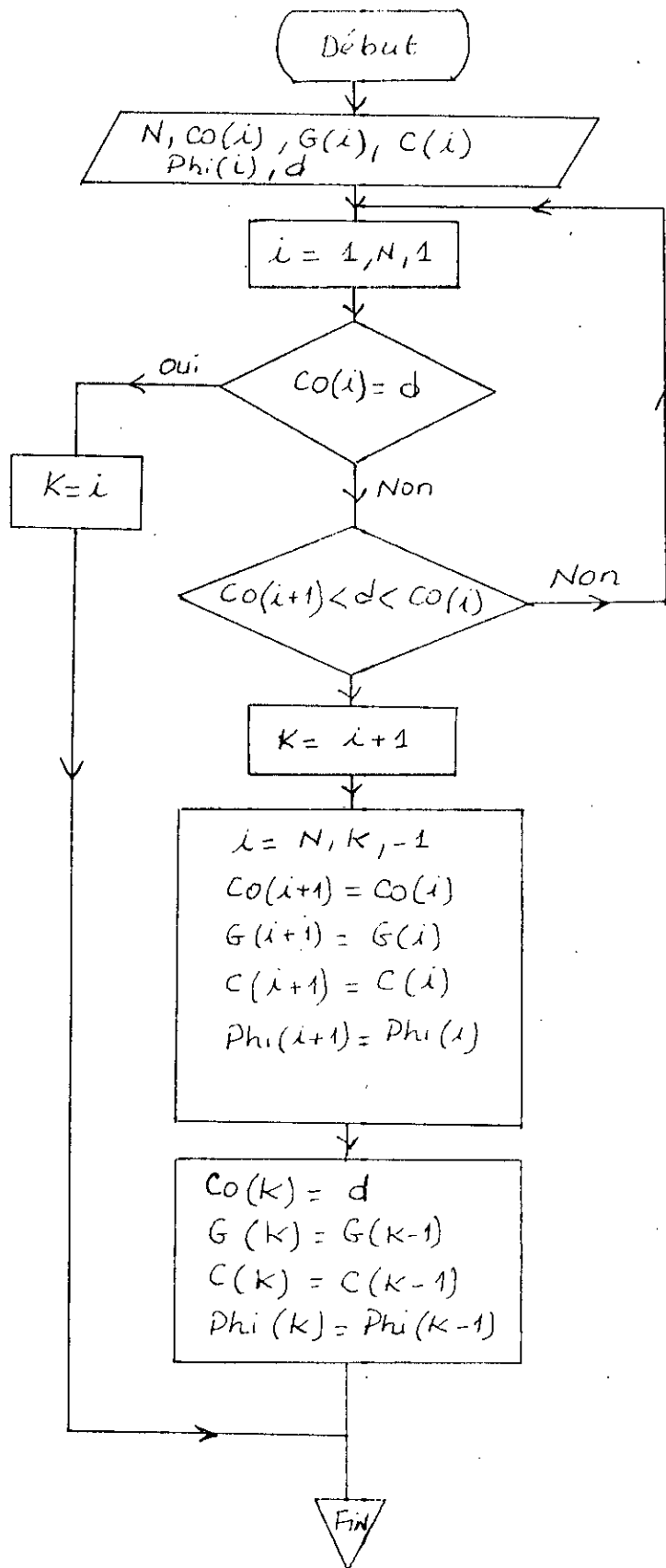
Sous-programme T1.



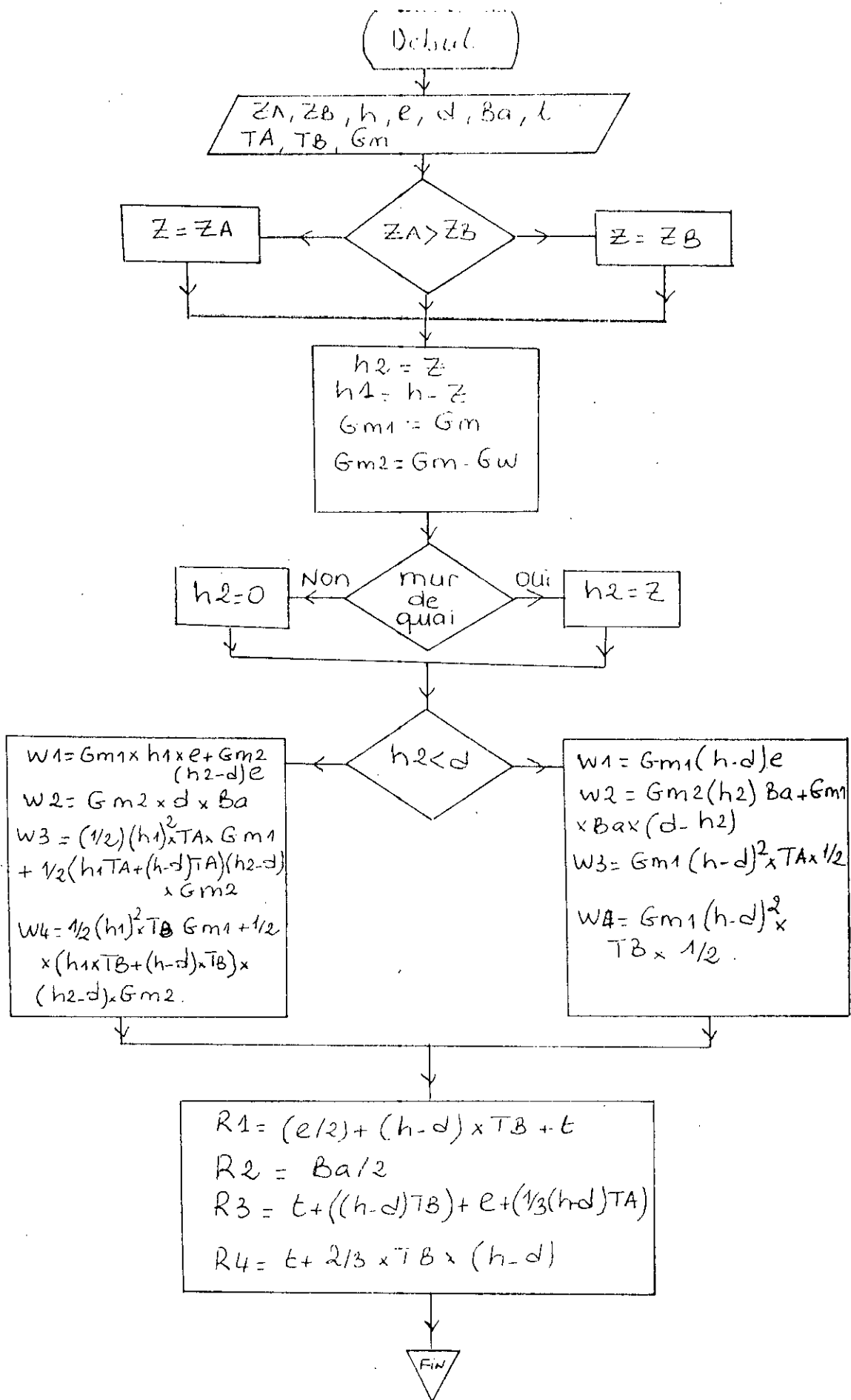
Sous-programme T2



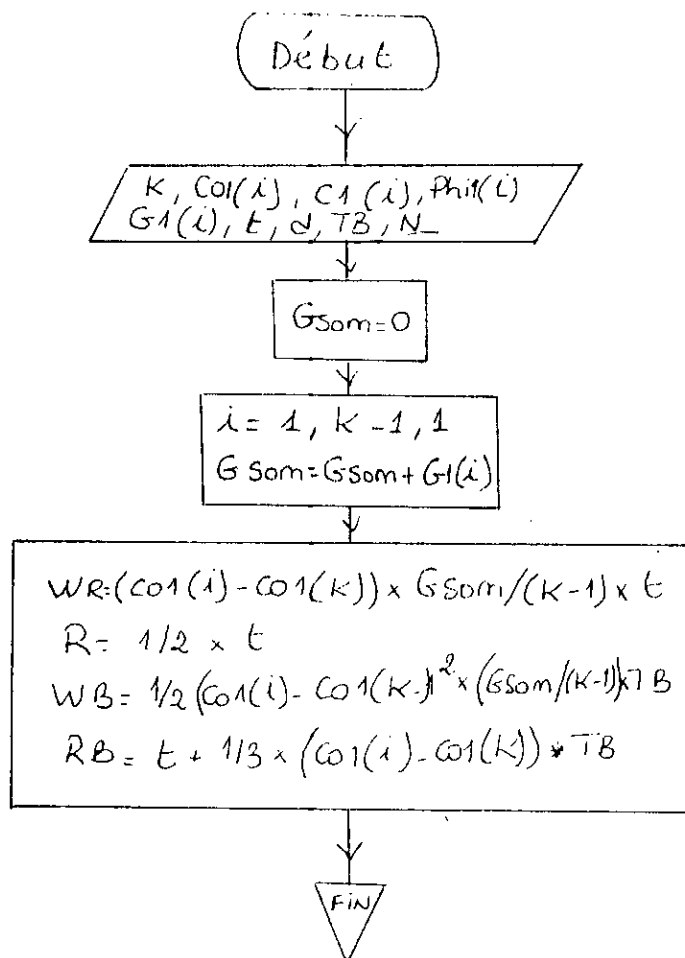
Sous-programme : T3.



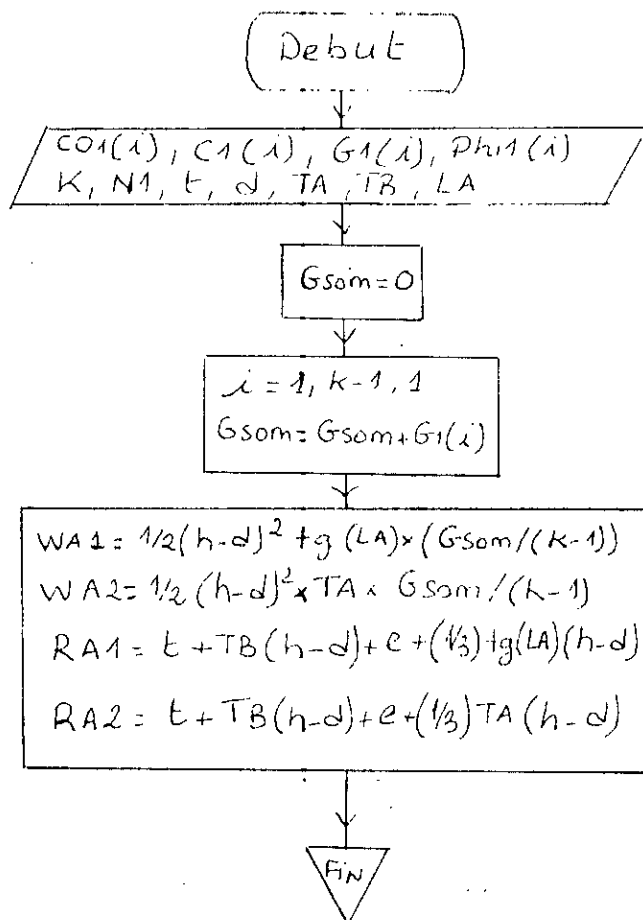
Sous-programme : Reorg2 (côté Gauche)



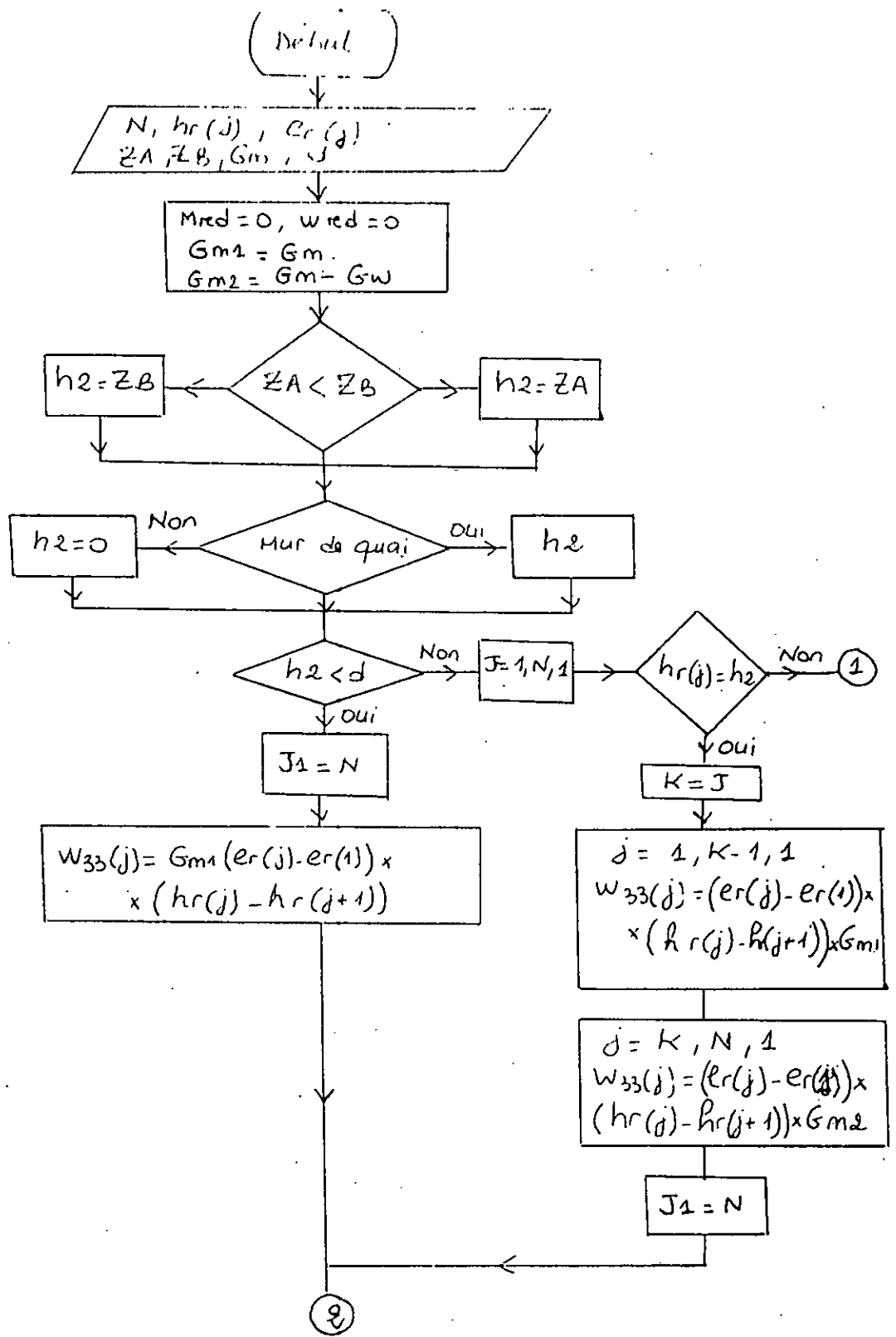
Sous-programme: poids.



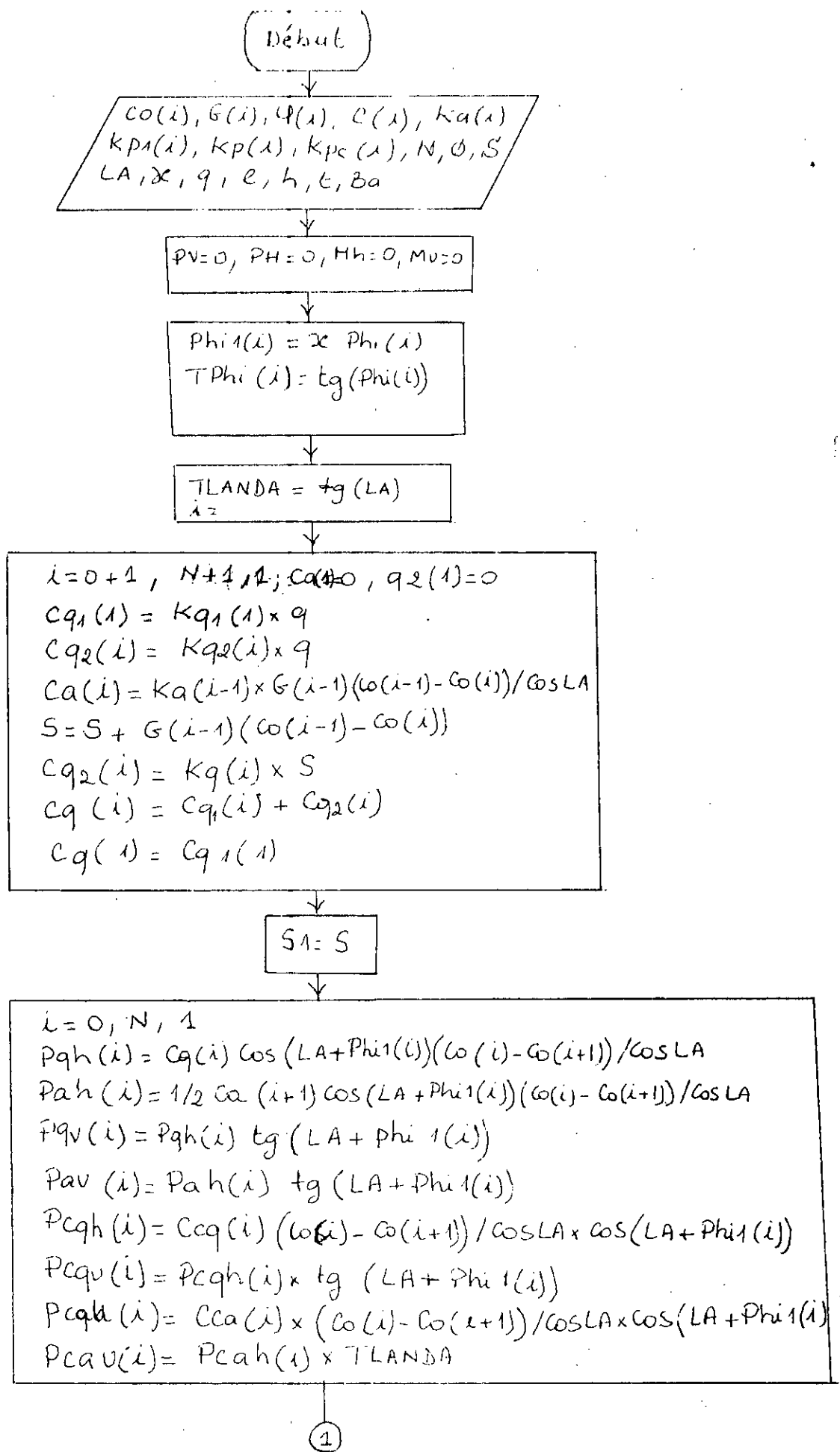
Sous-programme: Moy (côté gauche)



Sous-programme MoyA (côté droit)



Sous-programme : Poids red.



Sous-programme : Press



(A)

$$dqy(0) = H - 1/2 (\omega(0) - \omega(0+1))$$

$$day(0) = H - 2/3 (\omega(0) - \omega(0+1))$$

$$dqx(0) = t + e + 1/2 (\omega(0) - \omega(0+1)) \times TLANDA$$

$$dax(0) = t + e + 2/3 (\omega(0) - \omega(0+1)) \times TLANDA$$

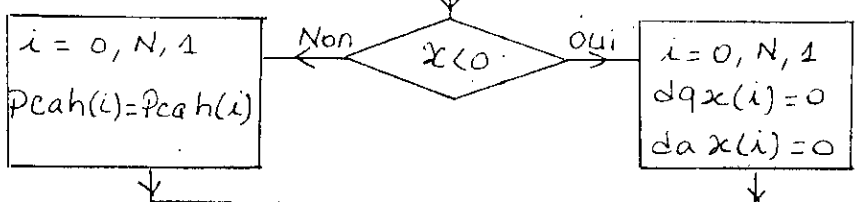
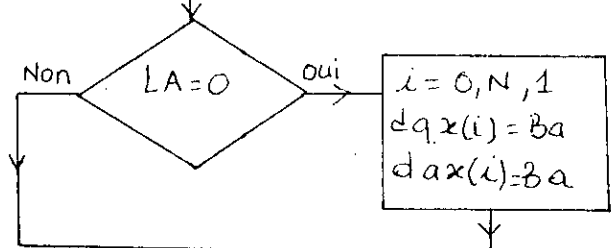
$$i = 0+1, N, 1$$

$$dqy(i) = dqy(i-1) - 1/2 (\omega(i) - \omega(i+1)) - 1/2 (\omega(i-1) - \omega(i))$$

$$day(i) = day(i-1) - 2/3 (\omega(i) - \omega(i+1)) - 1/3 (\omega(i-1) - \omega(i))$$

$$dqx(i) = dqx(i-1) + 1/2 (\omega(i) - \omega(i+1)) TLANDA + 1/2 (\omega(i-1) - \omega(i)) TLANDA$$

$$dax(i) = dax(i-1) + 2/3 (\omega(i) - \omega(i+1)) TLANDA + 1/3 (\omega(i-1) - \omega(i)) TLANDA$$



$$i = 0, N, 1$$

$$Mph(i) = Pah(i) dqy(i) + Phh(i) day(i) + pthh(i) dqy(i) + pcqh(i) dqy(i)$$

$$MPV(i) = pqv(i) dqx(i) + pav(i) dax(i) + pcav(i) dqx(i) + pcqv(i) dqx(i)$$

$$Mh = Mh + Mph(i)$$

$$Mv = Mv + MPV(i)$$

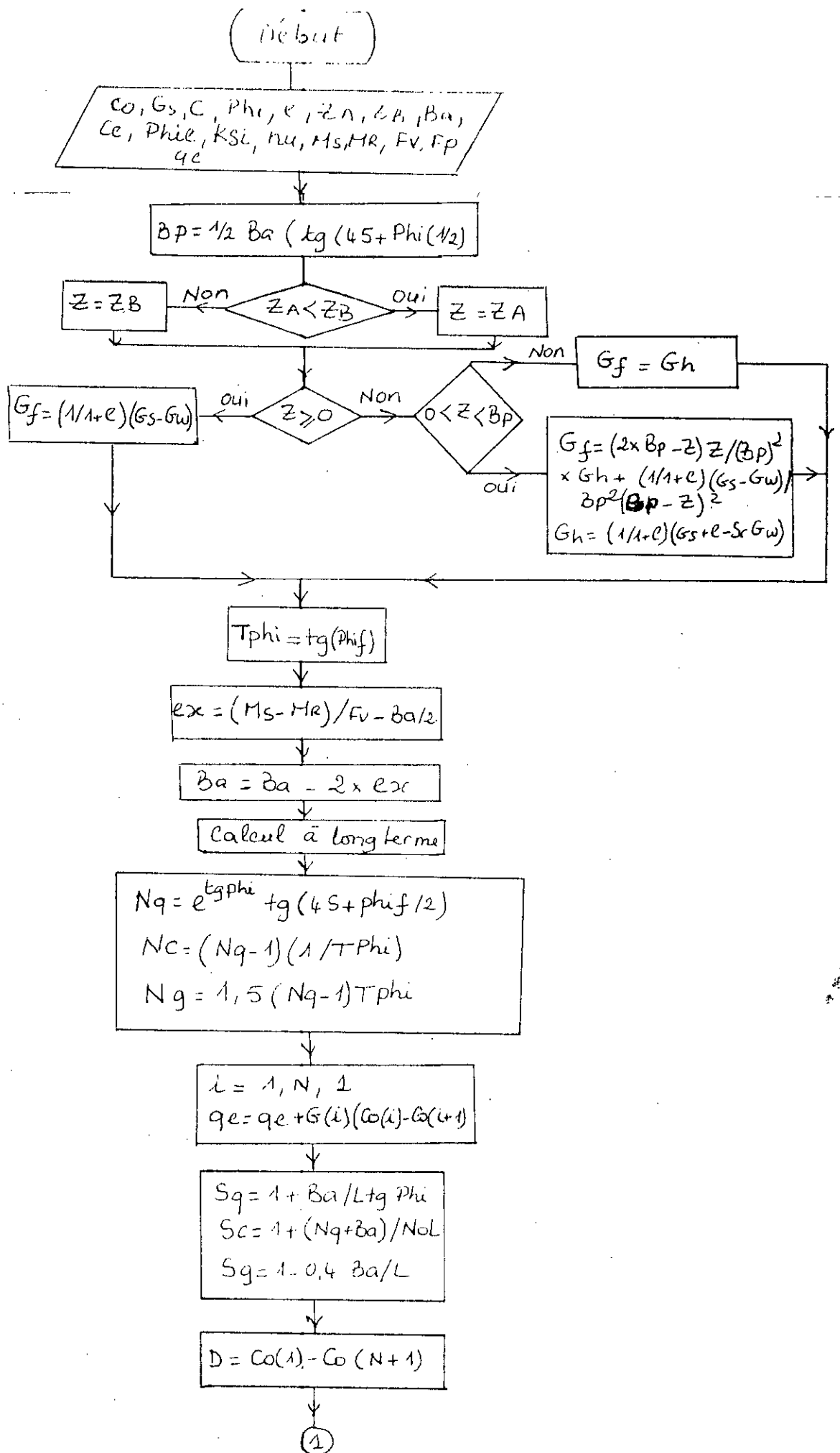
$$i = 0, N, 1$$

$$Pv = Pv + pqv(i) + pav(i) + pcqv(i) + pcav(i)$$

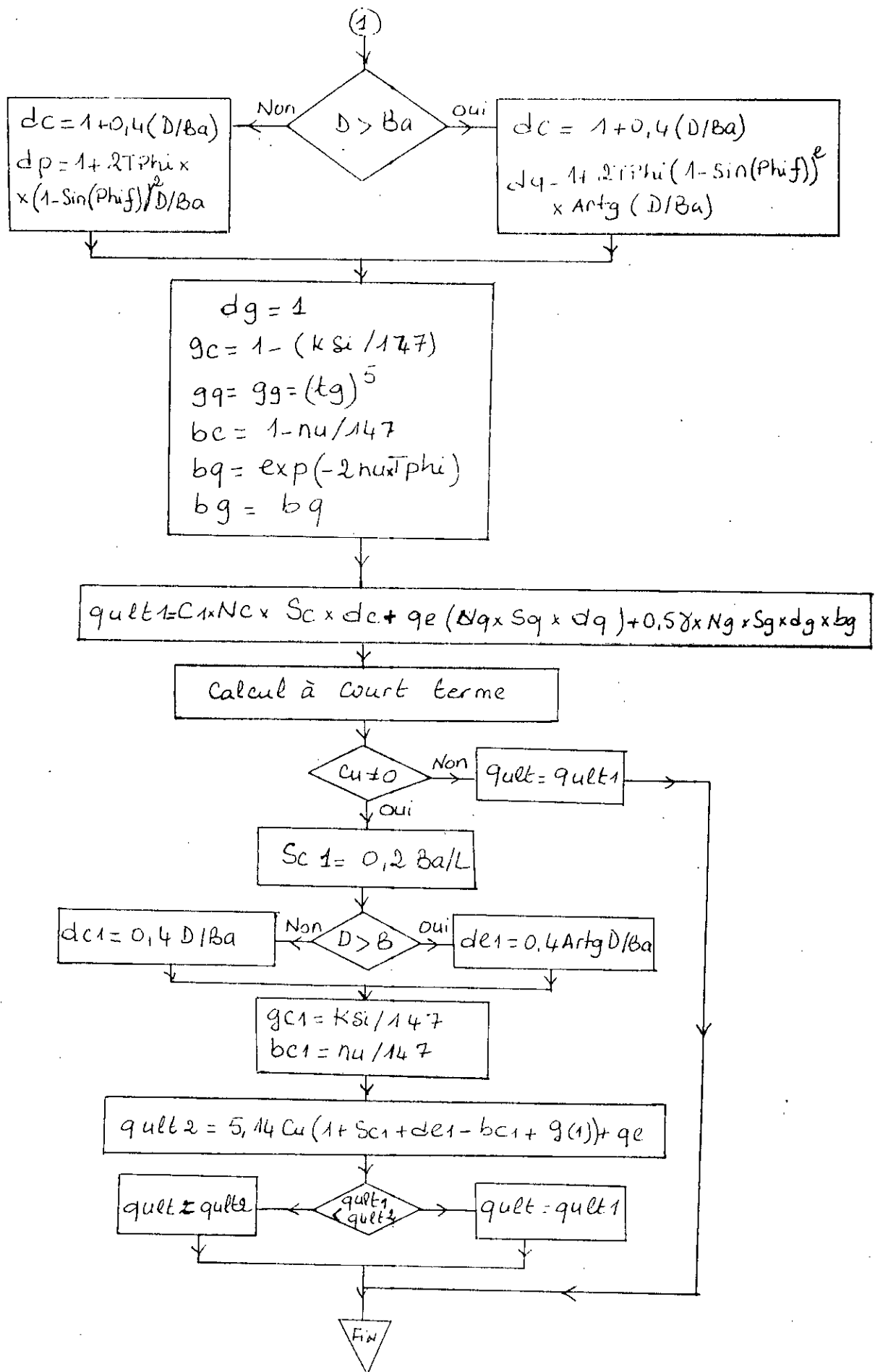
$$Ph = Ph + pthh(i) + Phh(i) + pcqh(i) + Pcqh(i)$$

FIN

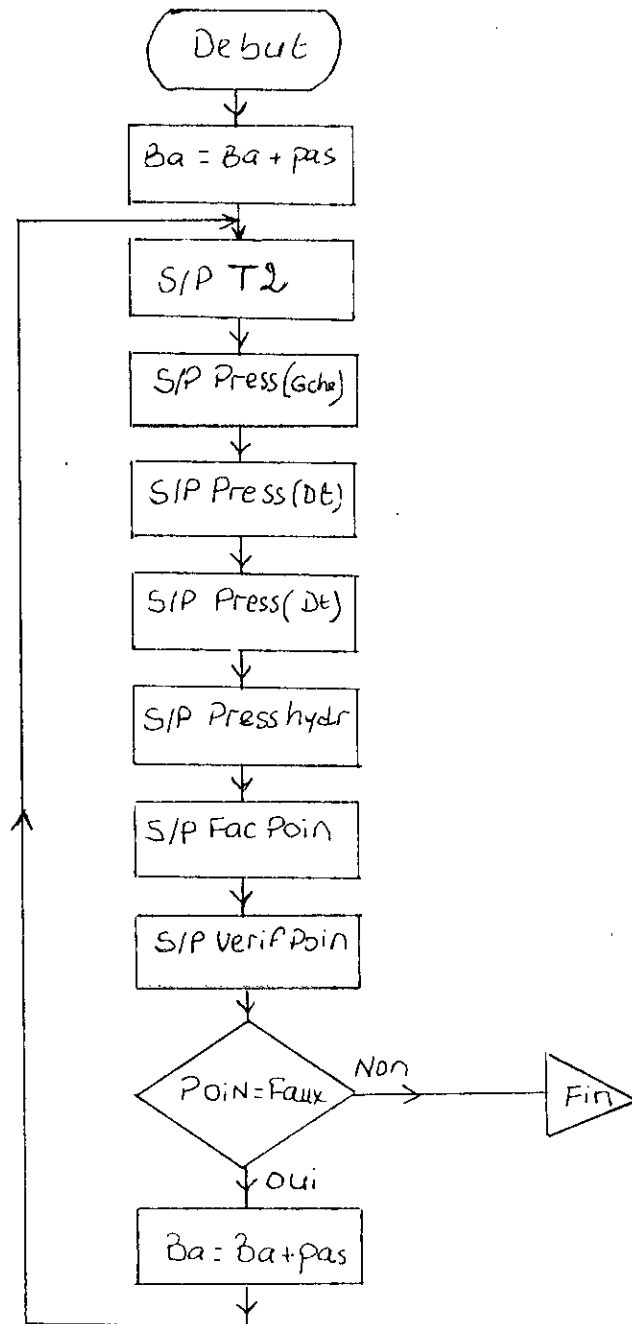
Sous-programme : Press.



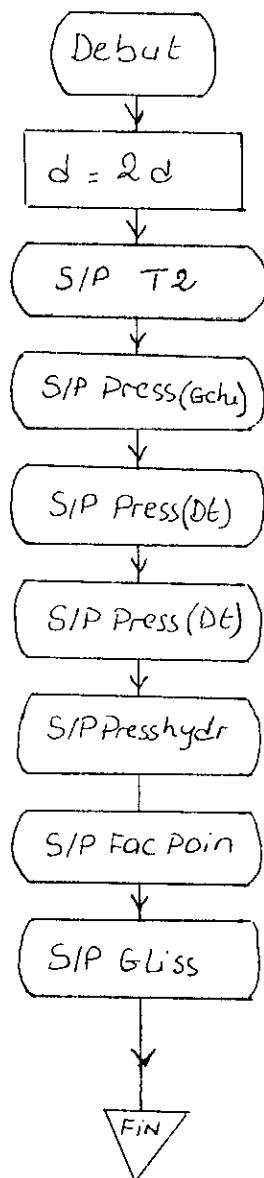
Sous-programme . FAC POIN



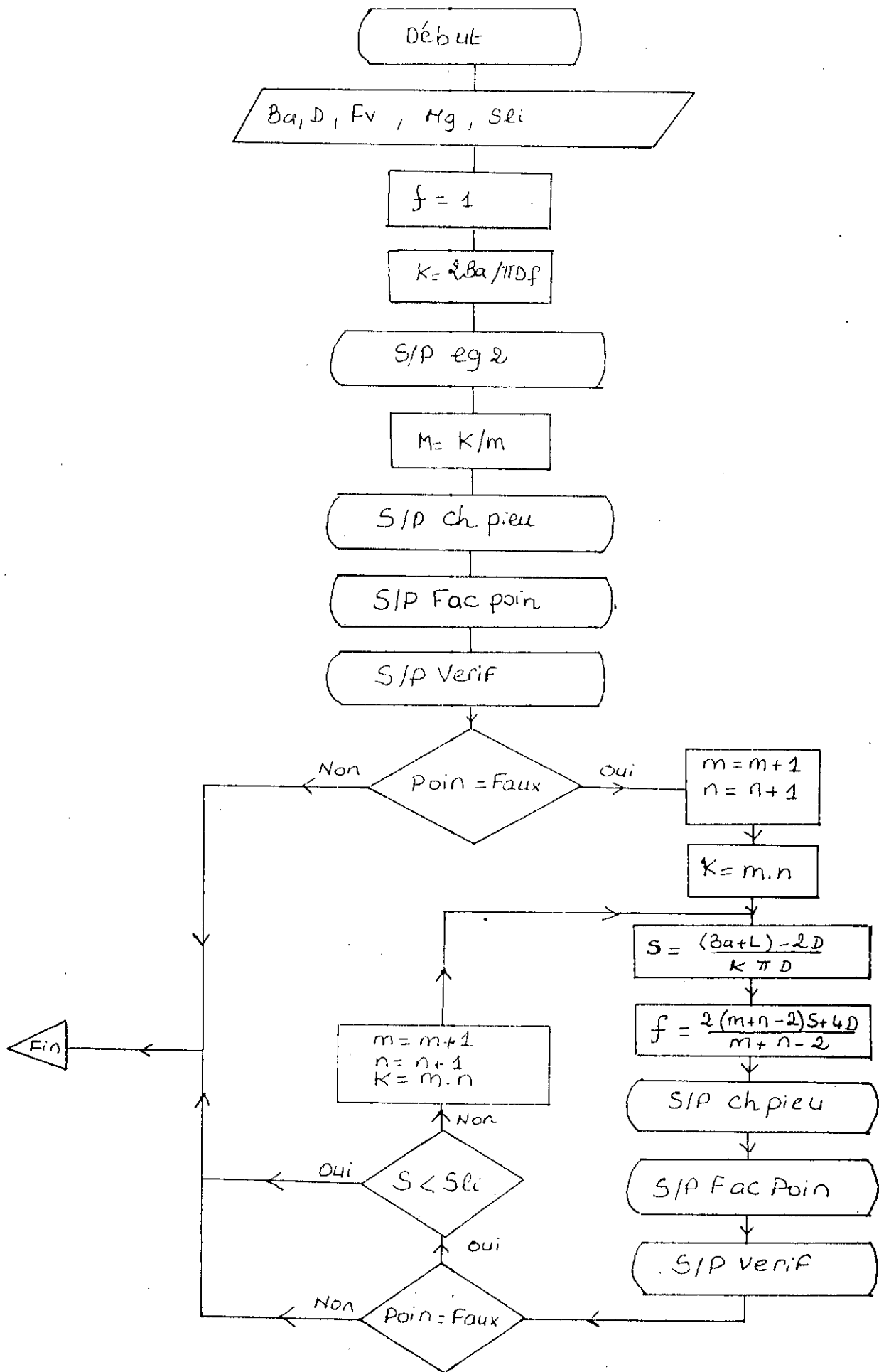
Sous-programme : FACPOIN



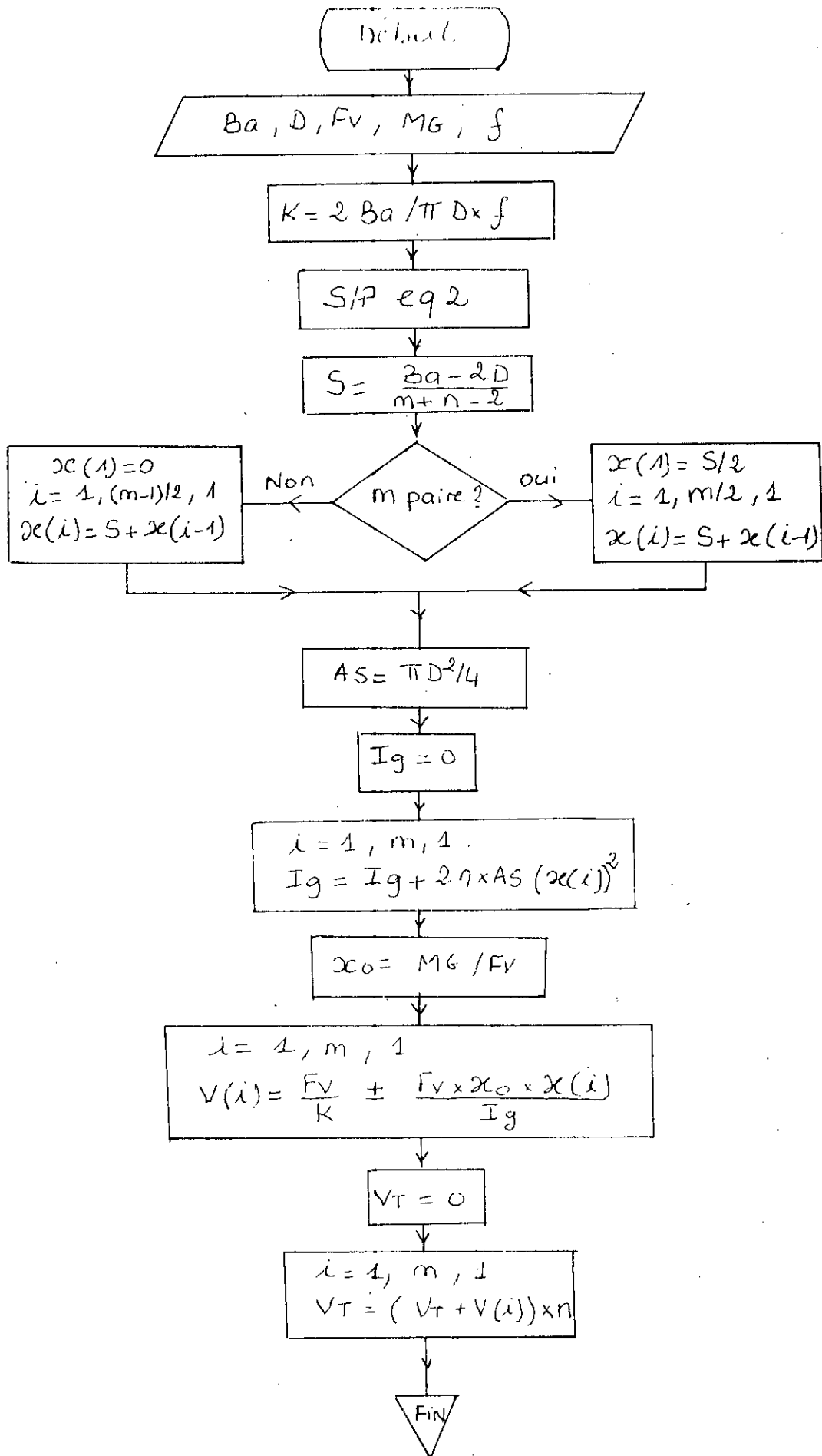
Sous-programme: Augmentation de la base.



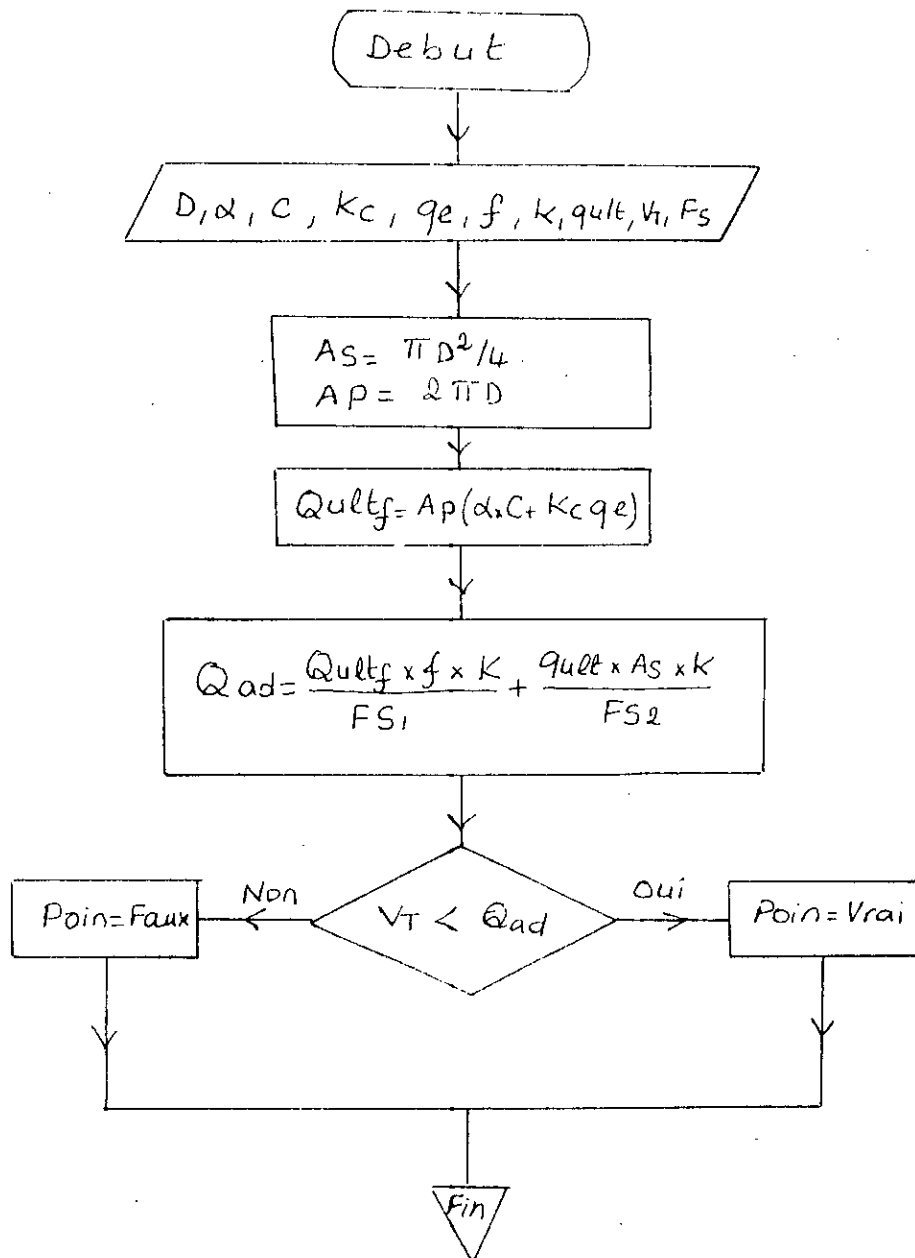
Sous programme: Bêche



Sous-programme : Pieux



Sous-programme : ChPieu.



Sous-programme : Verif.



## BIBLIOGRAPHIE

- [1] SANGLERAT  
CALCUL DES SOUTÈNEMENTS ET DES FONDATIONS, STABILITE DES  
PENTES (TOME II)  
VOLUME 272P Edition DUNOD 1983.
- [2] BOWLES  
FOUNDATIONS AND DESIGN  
Edition MAC GRAW HILL 1982.
- [3] DAVIDOVICI  
GENIE PARASISMIQUE  
VOLUME 1105P Edition PRESSES DE L' ENPC 1985.
- [4] FILLIAT  
PRATIQUE DES SOLS DE FONDATIONS  
Edition MONITEUR 1981.
- [5] KERISEL  
TABLES DE POUSSEE et DE BUTEE DES TERRES  
VOLUME 220P Edition PRESSES DE L' ENPC 1990.
- [6] SANGLERAT  
PLASTICITE ET CALCUL DES TASSEMENTS  
VOLUME 327P Edition DUNOD 1983.
- [7] J-VERDEYEN  
APPLICATION DE LA MDS (TOME II)  
VOLUME 463P Edition 1971.

- [10] A-GUERRIN  
TRAITE DE BETON ARME (TOME VII)  
VOLUME            Edition
- [11] SCHNEEBELLIG  
PAROIS MOULEES DANS LE SOL, TECHNIQUE DE REALISATION  
VOLUME 191P      Edition EYROLLES 1972.
- [12] PHILLIPONAT  
FONDATIONS ET OUVRAGES EN TERRE  
VOLUME 402P      Edition EYROLLES 1979.
- [13] REIMBERT  
OUVRAGES DE SOUTENEMENT (MEMENTO-FORMULAIRE)  
VOLUME 168P      Edition EYROLLES 1989.
- [14] REIMBERT  
MURS DE SOUTENEMENT  
VOLUME 363P      Edition EYROLLES 1969.
- [15] TENG  
CALCUL DES FONDATIONS ET DES MURS DE SOUTENEMENT  
VOLUME 560P      Edition EYROLLES 1966.
- [16] CAQUOT  
TRAITE DE MDS  
VOLUME 559P      Edition GAUTHIER VILLARD 1956.
- [17] TAYLOR  
FONDAMENTALS OF SOIL MECHANICS  
VOLUME 700P      Edition J-WILEY et SONS 1965.

- [18] W. LAMBE  
SOIL MECHANICS  
VOLUME 553P    Edition J-WILEY et SONS 1969.
- [19] LEONARD  
FONDATIONS  
VOLUME 1106P    Edition DUNOD 1968.
- [20] SCHLOSSER  
ELEMENTS DE LA MDS  
VOLUME 276P    Edition PRESSES DE L' ENPC 1988
- [21] JL-NEBUT  
THEORIE ET PRATIQUE DU PASCAL  
VOLUME 269P    Edition TECHNIP 1984.
- [22] P. KRUCHTER  
LANGAGE DE PROGRAMMATION PASCAL  
VOLUME 92P    Edition EYROLLES 1984.
- [23] D. MAILLE  
LE LANGAGE PASCAL  
VOLUME 214P    Edition BERTI 1990.
- [24] A.B. TUCKER  
LES LANGAGES DE PROGRAMMATION  
VOLUME 697P    Edition MC GRAW-HILL 1987.
- [25] M. GINGUAY ET A. LAURET  
DICTIONNAIRE DE L'INFORMATIQUE  
VOLUME 319P    Edition MASSON 1982.

[26] TURBO-PASCAL Guide de référence  
Edition BORLAND.

Reuves:

[1] M-MOREAU 'CALCUL DE LA STABILITE DES MURS DE SOUTENEMENT  
A L'AIDE D'UN MATERIEL GRAPHIQUE '  
Bull Liaison Labo P et Ch N 85 (Sept-Oct 76) P 65-76.

[2] E-ABSI 'THEORIE DE LA PLASTICITE ET D'EQUILIBRE LIMITE  
EN MDS '  
ANNALES DE L'ITBTP N° 421 (Janv 84)

[3] M-T-ELMAN and C-F-TERRY 'RETAINING WALLS WITH SLOPED  
BASE '  
JOURNAL OF GEOTECHNICAL ENGINEERING Vol 113 N 9  
(Sept 87 ) P 1043-1051.

[4] AMJAD F-BARGHOUTHI ' ACTIVE EARTH PRESSURE ON WALLS  
WITH BASE PROJECTION '  
JOURNAL OF GEOTECHNICAL ENGINEERING Vol 116 N 10  
(Oct 90 ) P 1570-1575.

[5] SANGCHUL 'ACTIVE EARTH PRESSURE BEHIND RETAINING WALLS '  
JOURNAL OF GEOTECHNICAL ENGINEERING VOL 111 N 3  
(MAR 85 ) P 407-411.