

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

10/88

2EX

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : **GENIE CIVIL**

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

**Calcul Automatique de :
Parois moulées, Palplanches
et Murs de Soutenement**

Proposé Par :
B.ZEGHLACHE

Etudié par :

**K.GRABA
M.ABDESSEMED**

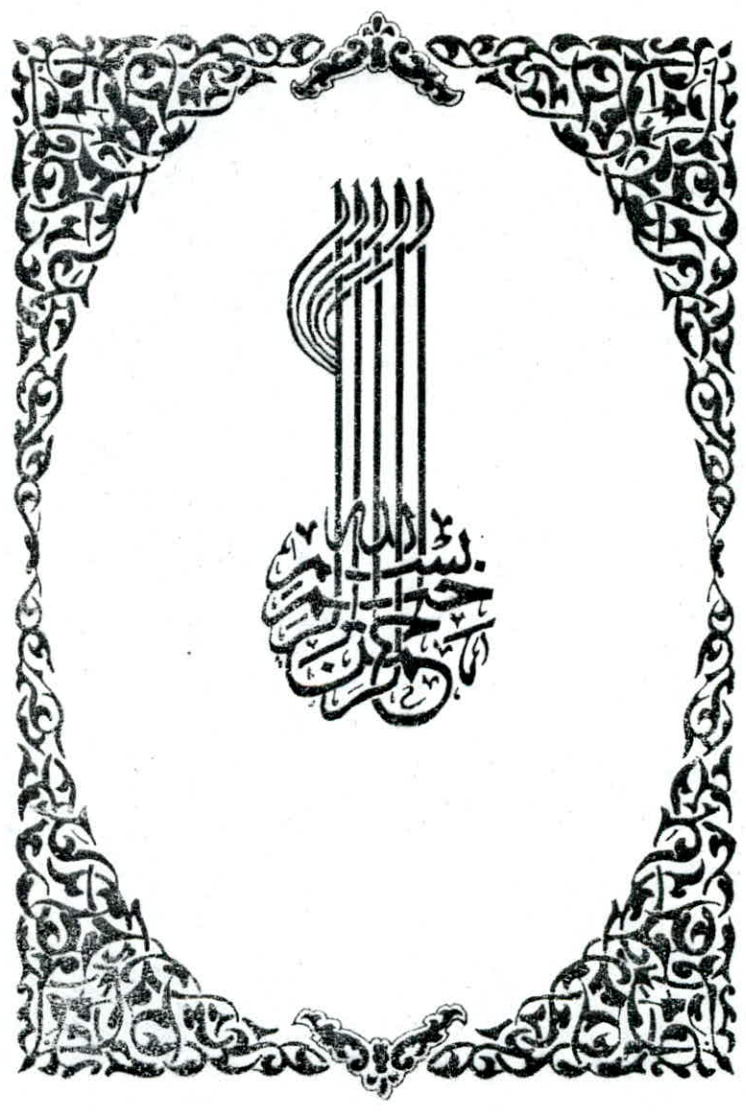
Dirigé par :

B.ZEGHLACHE

PROMOTION : **Janv. 1988**



الدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique



DEDICACES

— Je dédie ce modeste travail A :

- Tous les croyants ;
- Ma mère symbole de dévouement ;
- Mon père à qui je dois tout ;
- Mon 'petit' neveu "Mustapha" ;
- Toute ma famille
- Mes amis et tous ceux qui me sont chers.

Mouloud

— Je dédie ce modeste travail A :

- Ma très chère mère symbole de dévouement
- Mon père ;
- Mes trois frères SALEM, ANSEN et
ABDERAZAK
- Ma grande sœur Lila et son fils 'Yacine'
- Mes deux sœurs jumelles Souad et Bahia
- Mon très cher ami Sid - Ali ;
- Toute ma famille ;
- Mes amis qui m'ont encouragés au-
cours de mes études.

Karim

— Ainsi qu'à tous nos amis de la promotion, et à nos frères croyants en "ALLAH" Dieu unique et tout Puissant.

Karim et Mouloud.

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à notre promoteur M. B. ZEGLAÏCHE, qui nous a proposé le présent sujet, pour son aide, et qui a accepté de suivre notre travail.

Nous remercions également :

- M. Boudarba, ingénieur à la S.A.E.T. pour son aide
- Mme Lalaoui, pour sa gentillesse et son aide
- M. HAKIM FOUDERT pour son aide précieux.

Enfin nos remerciements s'adressent particulièrement à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

SOMMAIRE

Chapitre I : Introduction

1. Parois moulées et palplanches :

1.a : Domaine d'application

1.b : But de l'étude.

1.c : Différents types de parois moulées.

1.d : Différents types de palplanches.

1.e : Méthodes de calcul.

2. Murs de soutènement :

3. Différences essentielles entre un mur de soutènement et paroi moulée ou palplanche

Chapitre II : Poussée et butée des terres

1. Introduction

2. Les états d'équilibre limites

Chapitre III :

Exposé théorique de la méthode aux modules de réaction

1. Introduction
2. Schématisation et modèle de calcul.
3. Définition de la loi de réaction.
4. Résolution mathématique.
5. Phases de calcul.

Chapitre IV :

Pression hydrodynamique due à la filtration d'eau

1. Introduction
2. Conditions générales.
3. Mise en équation de l'écoulement.
4. Méthode des différences finies
5. Exemple de calcul

Chapitre V :

Programme de calcul sur ordinateur

1. Objet du programme et hypothèses

2. Organigramme général.
3. Présentation des sous programmes
4. Exemple de calcul

Chapitre VI :

Programme de calcul d'un mur de Soutènement.

1. OBJET Du programme et Hypothèses
2. ORGANIGRAMME GENERAL
3. Exemples de calcul.

Chapitre VII :

- . Conclusion
- . Annexe
- . Bibliographie

Chapitre I :

Introduction

1. Parois moulées et palplanches

- Parois moulées :

On appelle paroi moulée, un écran vertical en béton armé ou non armé, construit sans blindage, ni coffrage à partir de la surface du sol par excavation à l'aide de machines appropriées.

Ainsi le procédé de construction permet d'exécuter des murs ou écrans au sein même du terrain avant d'effectuer le terrassement correspondant.

L'épaisseur des parois verticales varie de 0,50 m à 1,50 m leur profondeur est comprise entre 10 m et 80 m.

L'utilisation des parois moulées remonte en 1950 en Italie, l'acier coûtait cher, ce qui diminuait l'utilisation des palplanches (métalliques) à cette époque.

- Palplanches :

Ce sont des écrans verticaux, métalliques, les rideaux de palplanches sont de plus en plus fréquemment utilisés dans les ouvrages, soit à titre définitif (boyaux-

d'écluse, mur de quai), soit à titre provisoire (batardeau)
 (Voir figure 1)

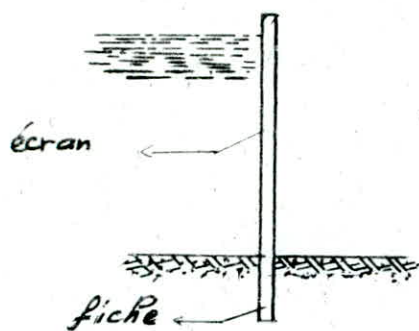


Fig 1.a - batardeau ->

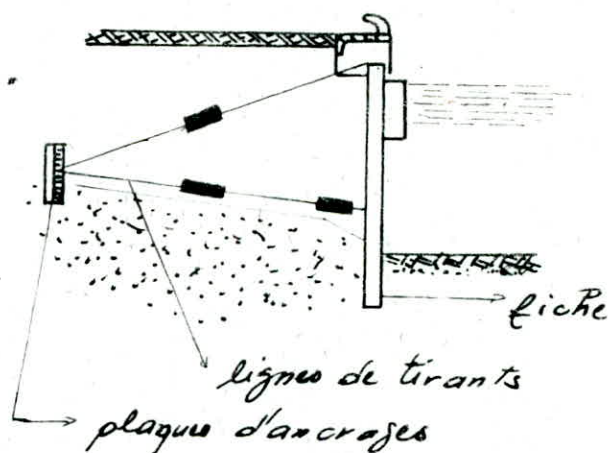


Fig 1.b - Mur de quai ou boyaux d'écluse ->

Dans la classification des parois moulées et palplanches, on distingue :

a) Les rideaux ancrés :

Ils résistent à la poussée des terres grâce aux efforts d'ancrage et à la butée de la fiche.

b) Les rideaux non ancrés (ou sans ancrages) :

Leur stabilité est assurée par les réactions du sol sur la fiche.

1.a - Domaine d'application

En dépit de technologies et de modes d'exécution différents, il s'agit d'ouvrages qui sont mis en concurrence souvent sur les mêmes projets et dont les possibilités d'utilisation sont voisines.

Ainsi les rideaux de palplanches et les parois moulées sont employés :

- dans le cadre d'aménagement maritimes et fluviaux pour la réalisation de murs de quai, boyaux d'écluse et de batardeaux.
- En site terrestre, ils sont utilisées pour le soutènement et le blindage des fouilles de finitions ou provisoires, telles que celles nécessaires à la construction d'immeubles de grande hauteur, de parking souterrains, de passages en tranchée couverte etc...

1. b. But de l'étude d'un écran de soutènement

L'étude d'un écran de soutènement vise à déterminer les caractéristiques géométriques et mécaniques pour l'ouvrage, compatibles avec la sécurité exigée et l'économie du projet. De ces caractéristiques, il s'agit

de :

- la fiche de l'écran : (E_0 ou E)
- du module de palplanche (s'il s'agit de palplanche) :
 W
- Epaisseur de la paroi en béton et son ferraillement.
- force d'ancrage T si nécessaire
- Dimensions des tirants si nécessaire

1.c. Différents types de parois moulées :

On distingue différents types de parois moulées, suivant :

a) Le but de leur réalisation, on a :

- parois moulées dans les travaux publics.
- parois moulées dans les travaux d'aménagement urbain
- parois moulées dans le bâtiment
- parois moulées, comme élément de fondation.

Dans la technique, des parois moulées, on peut distinguer quelques avantages :

- Protection de la fouille, contre les vents latéraux des eaux (dans le cas où l'eau se présente)
- servir de fondation, et reprise des.

charges périphériques.

b) Dans les applications possibles :

On distingue :

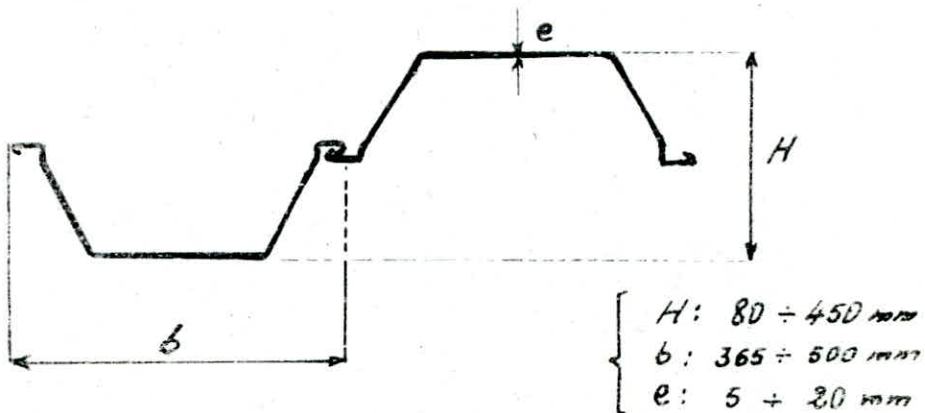
- Ecrans d'étanchéité.
- Parois formant soutènement.

1. D. Différents types de palplanches :

Généralement, on trouve ces ouvrages en site maritime ou en site fluvial. Les palplanches sont en métal (acier), leurs profils sont nombreux. On distingue les palplanches à module d'inertie, et les palplanches plates.

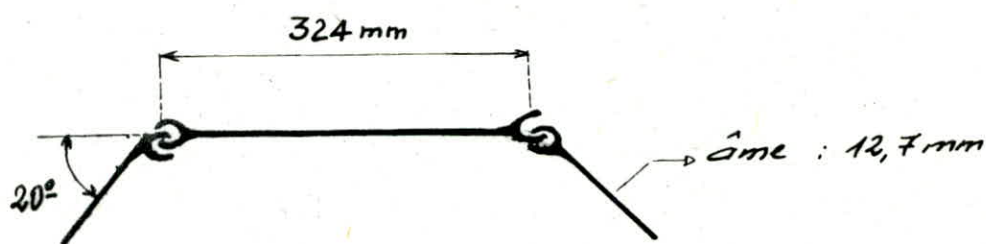
Le type le plus couramment utilisé des palplanches à module d'inertie est le profil de :

« LARSEN »

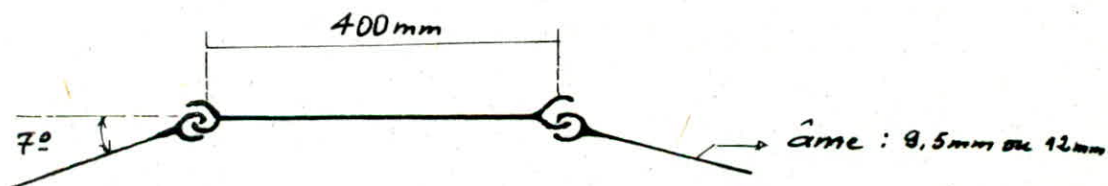


- Palplanche = Profil « LARSEN » -

Tandis que dans le cas de palplanches plates, on a le profil de : « LACKAWANA », et le profil de : « ROMBAS », conçus spécialement pour une utilisation en traction, elles peuvent encaisser des efforts allant jusqu'à 400t/ml.



- Palplanche profil : « LACKAWANA » -



- Palplanche profil : « ROMBAS » -

1.e. Méthodes de calcul :

On dispose d'un gamme très étendu de méthodes de calcul, allant des méthodes dites « Classiques » en usage depuis plus de 40 ans, basés sur des

Hypothèses assez élémentaires (peu développées),
aux méthodes beaucoup plus sophistiquées nécessitant
des calculs extrêmement longs qui ne peuvent être
effectués que sur ordinateur.

- Méthodes classiques :

Les méthodes classiques ne tiennent pas compte
de la rigidité propre du rideau. Ces méthodes ont
l'avantage de la simplicité; par contre l'évalua-
tion des efforts dans les palplanches et en par-
ticulier des moments fléchissants maximums est
grossière; Or ce sont ces efforts qui dictent le choix
du type de palplanches.

Suivant le type du rideau ou de l'écran, les méth-
odes classiques diffèrent:

1. Rideau sans ancrage - contre butée:

La méthode de calcul, est le calcul à la
rupture qui concerne le sol; les deux inconnues
sont: riche (E_0); contre butée C ;

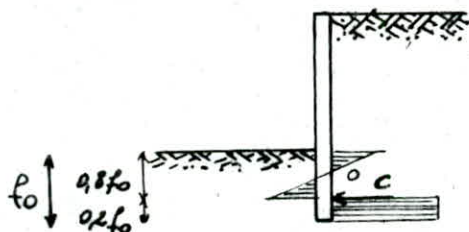
Ces deux inconnues sont déterminées mathéma-
tiquement, par l'écriture des équations d'équi-
libre.

2. Rideau encastré au pied :

(avec ou sans lit unique de tirant)

a. Ecran autostable (sans tirant) :

Dans, cette hypothèse, l'écran subit une rotation d'un point O situé sur la partie en fiche de l'écran, ainsi les valeurs des deux inconnues du problème : sont e_0 et c , qui sont déterminées en résolvant les deux équations d'équilibre de l'écran. La fiche ainsi, calculée, correspond à un équilibre limite du rideau (fig-2.)



b. Ecran avec lit unique de tirants

On admet les mêmes hypothèses que précédemment, ici on a un problème hyperstatique, les inconnues sont: e_0 , c , T (effort d'ancrage). La résolution de ce problème nécessite d'imposer une condition supplémentaire portant sur l'allure de la déformée (méthode dite « de la ligne élas.

tique \Rightarrow), ou sur la position du point de moment nul (méthode dit: « de la poutre équivalente »)

- Méthode de la ligne élastique :

On admet que l'écran est complètement eu-astrié, lorsque la tangente à la déformée du rideau au point O d'application de la contre butée est verticale, c'est à dire la rotation est nulle en ce point. La solution est obtenue par itérations successives portant sur la valeur de f_0 jusqu'à la convergence.

- Méthode de la poutre équivalente :

La condition supplémentaire est obtenue en assimilant le point de moment flechissant nul en fiche avec le point de pression résultante nulle u du sol sur l'écran, les éléments d'écran SU et UO peuvent alors être calculés comme deux poutres isostatiques, sur appuis simples, soumis aux efforts (Fig. 3.).

L'effort T d'ancrage et la réaction d'appui R sont obtenus en résolvant les deux équations d'équilibre statique de la poutre supérieur SU .

Les équations d'équilibre de UO nous donne...

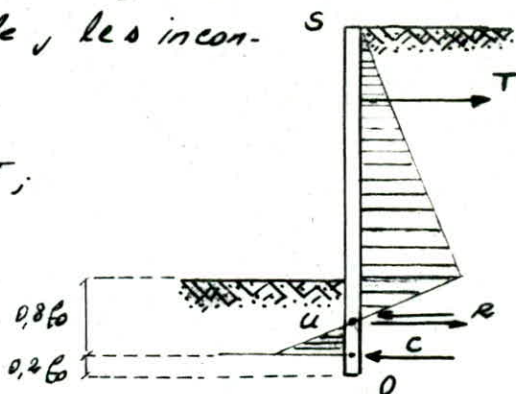
f_0 et C (fiche et contre butée)

3. Rideau simplement buté en pied (avec un seul lit de tirant) :

Dans ce cas l'écran est rigide,
la fiche f_0 est faible, les inconnues sont :

- force de tirant T ;
- fiche f_0 ;

T et f_0 sont calculés, en résolvant les équations d'équilibre de l'écran.



* Choix d'une méthode :

Le choix de la méthode de calcul est en fait affaire de bon sens. Lorsque l'écran de soutènement retient des terrains pulvérulents ou peu cohésifs et se trouve fiché dans des sols beaucoup plus raides, le calcul suivant l'hypothèse d'un encastrement en pied est le mieux adapté. Par contre, lorsqu'un déplacement notable en pied de l'écran vers l'aval est prévisible (paroi de forte inertie dans les argiles, mur de quai, dans des alluvions récentes ...), la méthode de la butée simple est à préférer.

• Méthodes élasto-plastiques :

Contrairement aux méthodes classiques, ces méthodes prennent en compte la rigidité de la palplanche et de la relation qui existe entre la déformation du rideau en un point quelconque et la contrainte réellement appliquée par le sol en ce point (module de réaction horizontal).

Ces méthodes se prêtent bien au calcul par ordinateur. De ces méthodes on distingue :

1. Méthode de calcul aux modules de réaction

Par rapport aux méthodes classiques, cette méthode permet d'intégrer, dans le modèle de calcul, une loi d'interaction entre le sol et la structure (écran). Cette méthode est avantageuse, car elle permet de calculer les efforts et les déformations dans un écran de soutènement aux différentes phases de travaux et d'exploitation.

2. Méthode des éléments finis

L'emploi de la méthode des éléments finis, pour l'étude des ouvrages de soutènement, est développée plus tardivement au milieu des années 70. dans le cadre d'actions de recherche.

A l'heure actuelle, les travaux menés dans cette voie permettent d'envisager l'utilisation de cet

outil pour le dimensionnement de projets courants. En effet, la méthode des éléments finis permet de traiter dans un même modèle, les terrains, l'écran, et le système d'ancrage, en respectant pour chacune de ces parties leur caractère de continuum mécanique, la généralité de cette approche permet d'envisager une description détaillée du comportement des matériaux.

2. Murs de soutènement

On appelle mur de soutènement une construction en béton destinée à retenir une masse de terre dont l'équilibre ne peut plus être assuré par son talus naturel d'effondrement.

- Différents types de mur de soutènement :

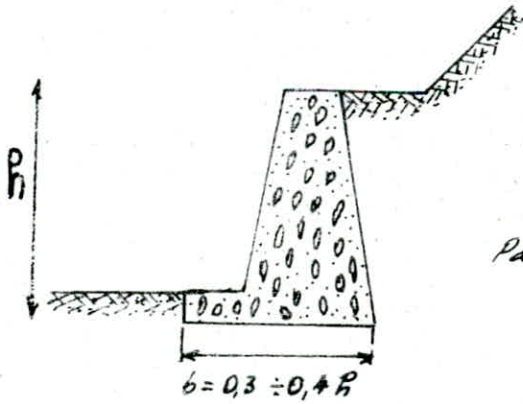
Les principaux types de murs sont :

- Les murs poids qui peuvent être non armés ou légèrement armés, le mur poids non armé a généralement une forte inclinaison du parement extérieur (3/1 à 5/1). Il peut être choisi dans le cas de terrain de bonne qualité. Notons enfin que le mur légèrement armé est plus économique (Fig 4.a)
- Les murs en béton armé :

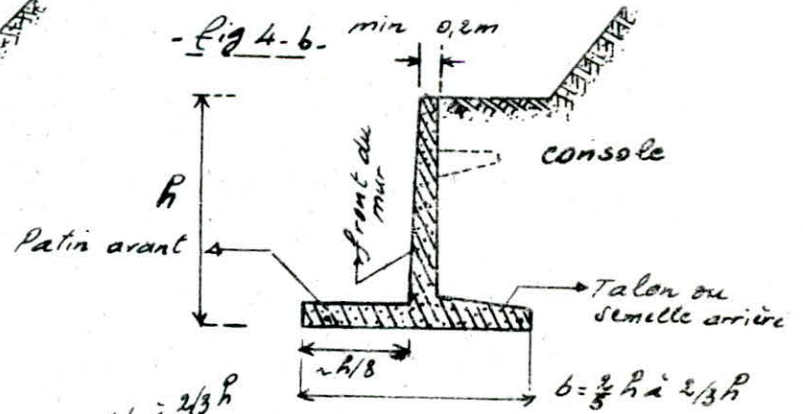
Avec console ou avec semelle arrière avec ou sans paroi de raidissement liant la semelle au mur lui-même (Fig 4-b).

- Les murs caissons ou murs cellulaires :

Constitués d'éléments préfabriqués en béton ou métalliques, éventuellement d'éléments en bois. Les cellules sont remplies de sols pulvérulents (Fig 4-c)



- Fig 4-a -



- Fig 4-b -

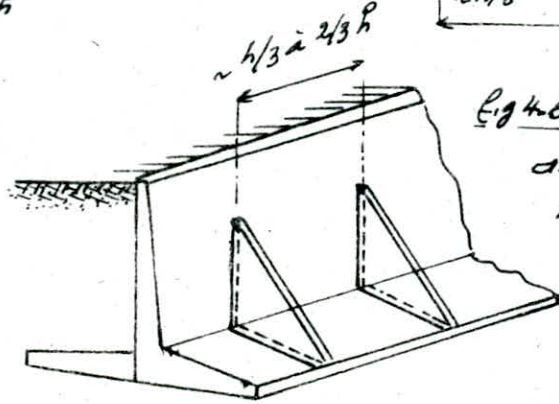
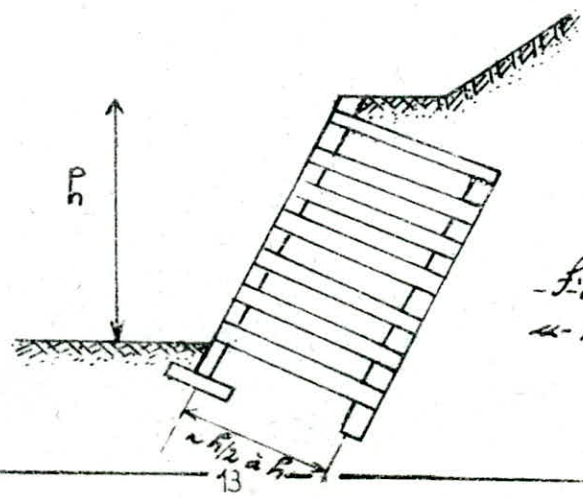


Fig 4-b. « Mur en béton armé avec parois de raidissement ->



- Fig 4-c
« mur cellulaire ->

- Dimensionnement d'un mur :

Les étapes de l'étude sont :

1. Rassemblement des données :

- profil primitif et profil du projet (géométrie)
- Profil géotechnique et caractéristiques des divers sols (γ, c, ϕ)
- Surcharges.

2. Choix du profil - type de mur et de ses dimensions principales (premiers calculs grossiers et expériences)

3. Calcul de la poussée des terres sur le parement amont.

4. Etude de la stabilité du mur :

- a) Renvusement.
- b) Glissement sur la surface d'appui (base)
- c) Capacité portante du sol d'assise.
- d) Glissement généralisé

3. Différences essentielles entre un mur de soutèment et paroi moulée ou palplanche.

Le calcul des parois moulées et palplanches est identique, et diffère du calcul du mur de soutèment par les conditions suivant les quelles les efforts de poussée

sont transmis au sol de fondation.

Si pour les murs de soutènement, cette transmission est assurée par l'intermédiaire d'une semelle de fondation dans laquelle est encastré l'écran sur lequel s'exerce la poussée, des terres arant; Par contre pour les parois moulées, la transmission est assurée par le prolongement de la paroi dans le terrain, la stabilité étant alors assurée par la mise en butée et contre-butée du terrain sur la hauteur d'ancrage de la paroi.

Dans ces deux cas, les conditions de stabilité peuvent nécessiter l'utilisation des tirants d'ancrage, mais dans le cas des murs, ce tirants sont assez rarement utilisés.

Aussi une différence qu'il faut la signaler est que les murs de soutènement sont en général des ouvrages d'étaiement définitif. Tandis que les parois peuvent être des ouvrages provisoires ou définitifs.

Chapitre II

Poussée et butée des terres

1. Introduction

Le calcul de la poussée ou de la butée des terres agissant sur un écran dépend avant tout, du déplacement de l'écran et de la résistance au cisaillement du sol.

On peut distinguer trois cas de déplacement de l'ouvrage :

1). Ecran libre de se déplacer :

Si le terrain situé derrière le mur se dilate ou se comprime suffisamment, la valeur de la pression sur le parement atteint un minimum correspondant à la poussée des terres (K_a) ou un maximum correspondant à la butée des terres (K_p)

2). Ecran fixe et rigide :

Dans ce cas, la pression sur l'écran correspond à la poussée au repos (K_0), est la contrainte horizontale existant dans le sol en place.

3). - Ecran ne pouvant pas se déplacer librement (ou écran souple)

La valeur des poussées derrière ces structures (palpl-

anchées, parfois mouillées) est comprise entre les valeurs extrêmes du cas -1. ci-dessous. Plusieurs théories semi-empiriques, basées sur l'observation de cas concrets et sur une étude phénoménologique des relations entre la poussée et les déplacements, ont été développées par divers auteurs.

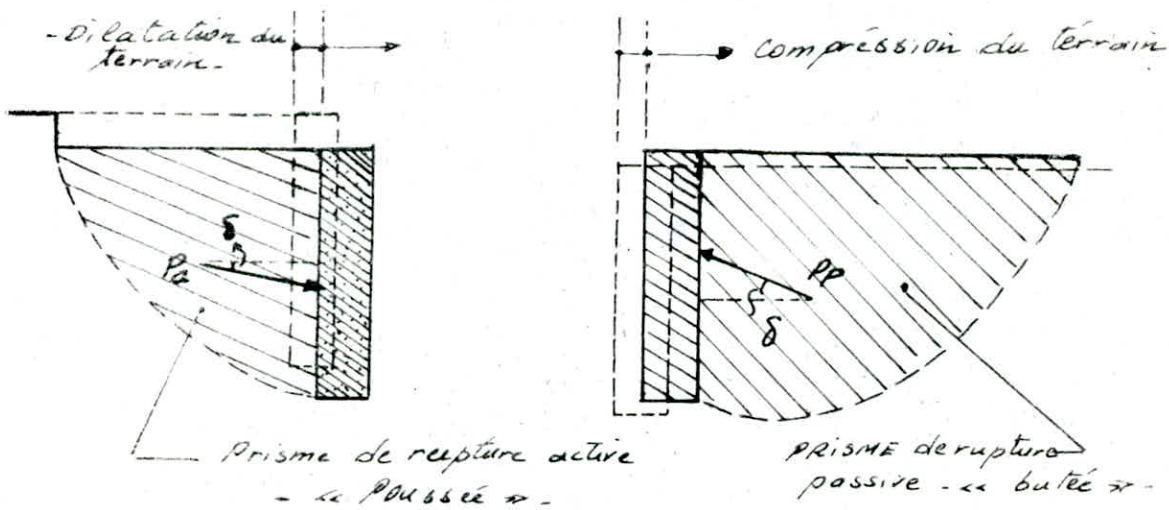
2. Les états d'équilibre limites et leur calcul :

La grandeur et la distribution de la pression latérale des terres qui agit sur un ouvrage de soutènement dépendent dans une large mesure du déplacement de l'écran qui provoque une déformation du massif de sol derrière l'ouvrage et de la mobilisation de la résistance au cisaillement du sol.

- Lorsque l'ouvrage de soutènement peut se déplacer, en s'éloignant du massif de sol permettant ainsi sa dilatation, la pression des terres décroît. Si la dilatation se poursuit, il se produira une rupture par cisaillement du sol et le prisme de sol derrière l'ouvrage tend à glisser vers l'avant et vers le bas (Fig 5. a), dans cet état de rupture, la pression des terres sur l'écran est minimale ; on la désigne sous le nom de « Pression active »

des terres -

- Par contre, si l'ouvrage de soutènement subit de l'extérieur une poussée qui l'oblige à se déplacer vers le massif de sol, provoquant ainsi une compression latérale (la force nécessaire pour engendrer le mouvement est supérieur à la poussée au repos), la pression croît jusqu'au moment où l'on atteint la rupture et où le prisme de sol glisse vers l'arrière et vers le haut (fig-5-b-), dans cet état de rupture, la pression est maximale, on la désigne sous le nom de pression passive des terres »

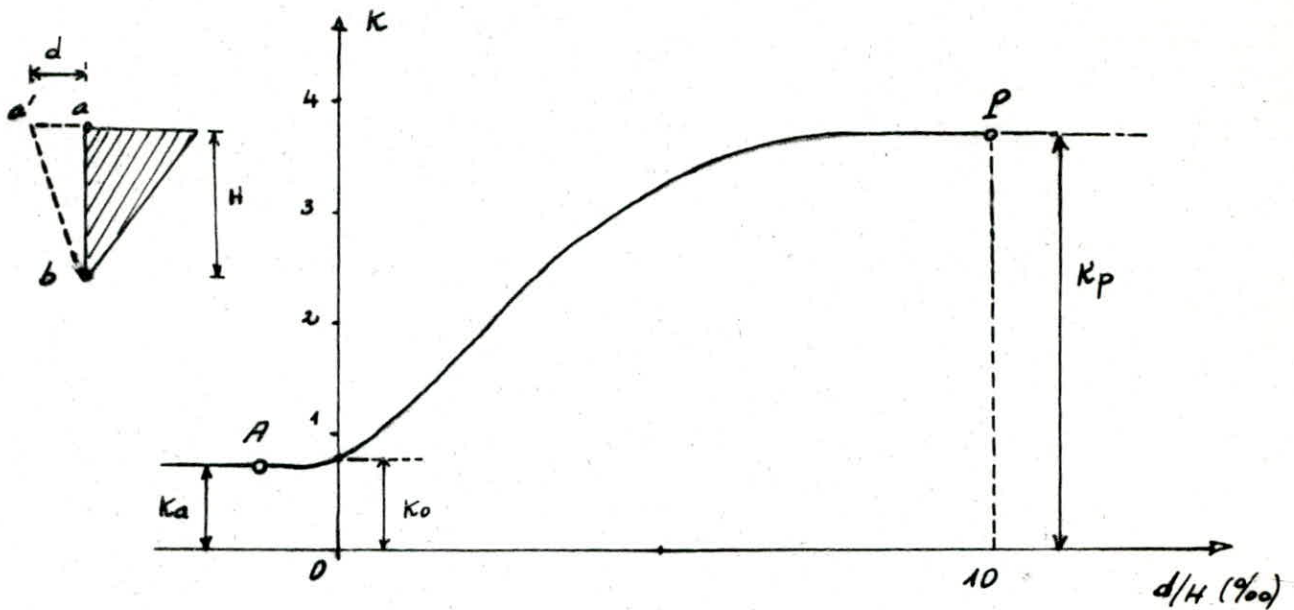


« Fig- 5 a - »

« Fig- 5 b - »

Le graphique de la Figure - 6 - suivante illustre l'influence du déplacement relatif de la structure sur le

Coefficient de pression des terres K .



« Figure - 6 »

Dans la pratique, il est donc nécessaire de déterminer dès le début du projet, la nature du mouvement, et le degré de rigidité pour effectuer un choix judicieux de la méthode, d'évaluation de la pression des terres.

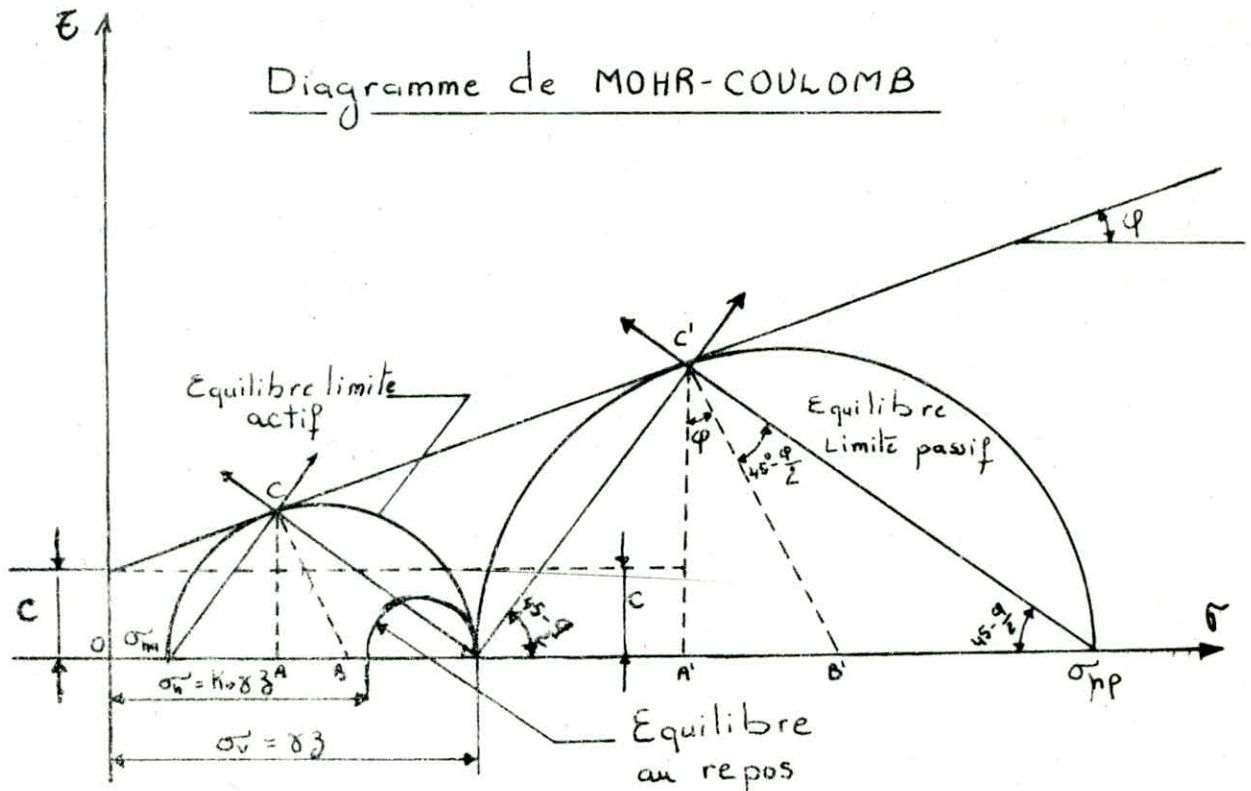
2. a Théorie de Rankine :

La théorie de Rankine traite la pression des terres dans les conditions suivantes :

- 1- Le sol se trouve à l'état d'équilibre limite de rupture de MOHR-COULOMB. Le déplacement de l'écran s'est donc produit de manière suffisante pour

que la déformation du sol lui permet ... d'atteindre cet état.

2. L'état de déformation est plan, ($\epsilon_3 = 0$).
3. Aucun frottement n'existe entre le sol et l'ouvrage ($\delta = 0$)
4. Le pariment d'ont de l'écran est vertical et rectiligne.
5. La surface du sol derrière l'écran est plane.



Nous désignons par σ_{ha} et σ_{hp} les valeurs limites de σ_h , correspond à ces deux états. Leur valeur peut être calculée

en exprimant la condition géométrique de tangence des cercles de Mohr avec la droite de Coulomb;

$$\sigma_{ha} = \sigma_v \cdot \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} - 2c \frac{\cos \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

$$\sigma_{hp} = \sigma_v \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} + 2c \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

on obtient par transformation trigonométrique et en tenant compte de $\sigma_v = \sigma_3$ (contrainte verticale) :

$$\begin{cases} \sigma_{ha} = \sigma_3 \cdot \operatorname{tg}^2(\pi/4 - \varphi/2) - 2c \cdot \operatorname{tg}(\pi/4 - \varphi/2) \\ \sigma_{hp} = \sigma_3 \cdot \operatorname{tg}^2(\pi/4 + \varphi/2) + 2c \cdot \operatorname{tg}(\pi/4 + \varphi/2) \end{cases}$$

On désigne respectivement par K_a , K_p , coefficients de poussée active, poussée passive, et qui prend la valeur $\operatorname{tg}^2(\pi/4 - \varphi/2)$, $\operatorname{tg}^2(\pi/4 + \varphi/2)$

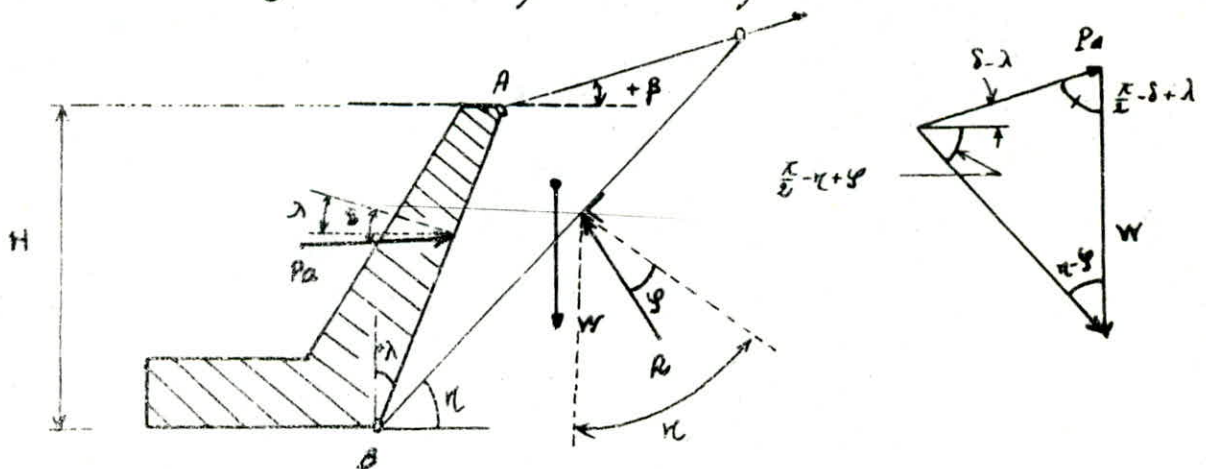
Selon la théorie de Rankine, l'état d'équilibre limite est atteint, simultanément en tout point du sol au moment où le déplacement du mur est suffisant.

Il apparaît à cet instant, des plans de rupture parallèles inclinés par rapport à l'horizontale d'un angle de $(\pi/4 - \varphi/2)$ dans le cas de la pression active et incliné de $(\pi/4 + \varphi/2)$ dans le cas de la pression passive.

2. b Théorie de COULOMB - Poncelet

Dans cette théorie, les hypothèses sont :

- Cette théorie est valable pour les sols pulvérulents, c'est à dire ($C=0$), et des surcharges nulles ($Q=0$)
- La surface du sol est rectiligne et inclinée d'un angle ($\pm\beta$) sur l'horizontale. Le parement de l'écran est plan ; il est incliné d'un angle ($\pm\lambda$) par rapport à la verticale. La poussée ou la butée, font un angle ($\pm\delta$) avec la normale au parement.
- L'écran se déplace librement et suffisamment pour que la résistance au cisaillement soit entièrement mobilisée.
- La surface de rupture est plane.



- la figure - 7 - ->

Dans ce cas, la poussée P_a peut être calculée analytiquement. Le poids W du prisme de poussée est donné par :

$$W = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot \frac{\cos(\lambda + \beta) \cdot \cos(\lambda + \pi)}{\cos^2 \lambda \cdot \sin(\pi - \beta)}$$

on peut exprimer P_a en fonction de W par le théorème des sinus appliqué au triangle du dynamique.

$$\frac{P_a}{\sin(\pi - \varphi)} = \frac{W}{\sin(\pi/2 - \pi + \varphi + \delta - \lambda)}$$

$$\text{d'où } P_a = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot \frac{\cos(\lambda + \beta)}{\cos^2 \lambda} \cdot \frac{\cos(\pi + \lambda)}{\sin(\pi - \beta)} \cdot \frac{\sin(\pi - \varphi)}{\cos(\pi + \lambda - \varphi - \delta)}$$

La valeur maximale de P_a s'obtient en dérivant son expression par rapport à π (angle d'inclinaison du plan BC) et en annulant cette dérivée :

$$\text{on aura ainsi : } \frac{\partial P_a}{\partial \pi} = 0 \Rightarrow \pi = \frac{\pi/2 - \lambda + \varphi}{2}$$

$$\text{d'où : } P_a = \frac{\gamma}{2} \cdot \left(\frac{H}{\cos \lambda}\right)^2 \cdot K_a$$

on tire la valeur de K_a : (coefficient de poussée)

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

de la même manière : $P_p = \frac{\gamma}{2} \left(\frac{H}{\cos \lambda}\right)^2 \cdot K_p$
(K_p : coef. de butée) ou le tire :

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

2.C. Théorie de BOUSSINESQ - Caquot - Kérisel:

Cette théorie admet comme hypothèses :

- 1) Le massif de sol est pulvérulent ($C=0$)
- 2) Le long du mur de soutènement, l'obliquité δ des contraintes sur l'écran est une donnée mécanique qui dépend du frottement des terres sur l'écran.
- 3) La surface du sol derrière l'écran est inclinée d'un angle $(\pm \beta)$ par rapport à l'horizontale.
- 4) Le parement amont de l'écran est incliné d'un angle $\pm \lambda$.
- 5) Les surfaces de rupture sont toujours supposées planes.

Ainsi: le coefficient de poussée sera alors fonction des paramètres : $(\beta, \delta, \lambda, \epsilon)$ avec :

β : inclinaison du talus ;

δ : coefficient de frottement mur-sol ;

λ : inclinaison du mur (ou écran) ;

ϵ : angle de frottement internes des terres.

Le calcul des coefficients K_a et K_p présente une grande importance pour les applications pratiques. En effet, le calcul nécessite la résolution par les

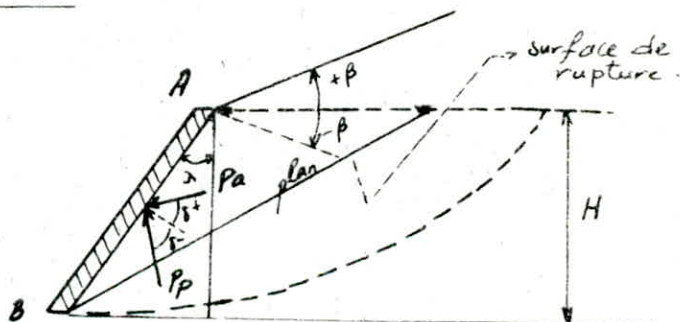
procédés du "calcul numérique" d'un système d'équations différentielles.

Pour notre étude, comme ces calculs sont très complexes et qui sortent de l'objet de notre travail, on va prendre et utiliser les "TABLES de Poussée et Butée" établis par "CAQUOT et KERISEL".

* Récapitulation des méthodes utilisées dans la pratique pour le calcul des poussées et des butées sur les écrans rigides libres de se déplacer :

a) Poussée des terres

« fig - 8 »



	Théorie	Domaine de validité
Rankine	$K_a = \tan^2(\pi/4 - \varphi/2)$	$\lambda = 0 ; \beta = 0 ; \delta = 0 ; c \neq 0$ - Surface du terrain plane ; - Parement plan, vertical ; - Surcharge uniforme .
Coulomb - Poncelet	$K_a = \frac{\cos^2(\varphi + \lambda)}{\cos(\delta - \lambda) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \rho)}{\cos(\delta - \lambda) \cdot \cos(\lambda + \rho)}} \right]^2}$	$\lambda \neq 0 ; \beta \neq 0 ; \delta \neq 0 ; c = 0$ - Surface du terrain plane ; - Parement plan ; - Aucune surcharge .
Coulomb - Kerisel	K_a ; donnée par tables CAQUOT, KERISEL (1948)	$\lambda \neq 0 ; \beta \neq 0 ; \delta \neq 0 ; c \neq 0$ - Surface du terrain plane ; - Parement plan ; - Surcharges quelconques

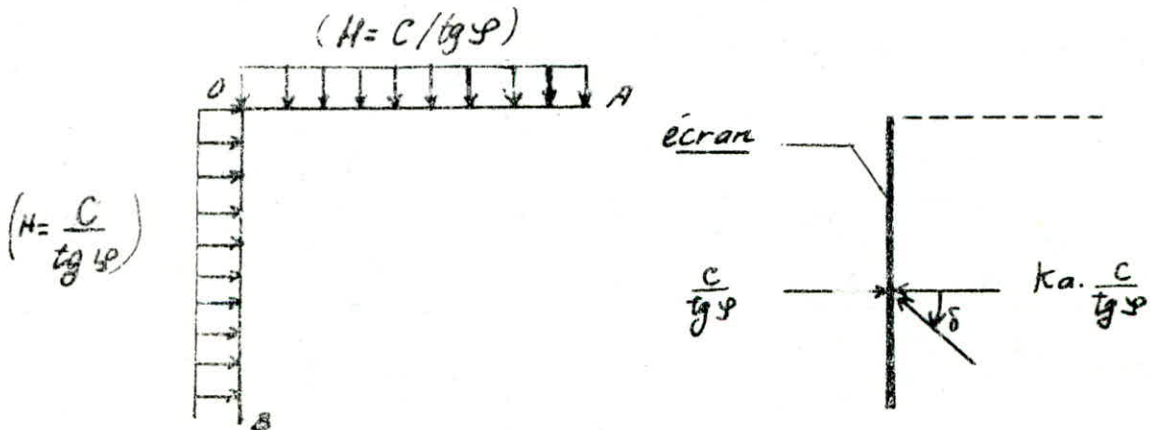
• b) Butée des terres :

Pour la butée des terres, les méthodes de Rankine, de Coulomb - Poncelet, ne peuvent être utilisées, que lorsque les angles λ , β et δ sont petits (inférieur à 10°). Il est donc recommandé d'utiliser les tables de "CAQUOT - KERISEL"

2.D. Influence de la cohésion

La cohésion est prise en compte par l'application du théorème des états correspondants qui permet de réduire l'étude d'un sol cohérent à celui d'un milieu pulvérulent soumis sur contour à une pression hydrostatique : $(H = C / \text{tg } \varphi)$

On est ramené au problème d'un sol pulvérulent chargé uniformément de H.



« - fig - 3 - 77

Ainsi l'écran sera soumis à deux actions :

- Une action directe correspondant à la pression, $(c/tg\varphi)$ sur OB
- Une action indirecte qui est l'action de la surcharge sur OA.

La poussée due à cette surcharge est égale à :

$$K_{qa} \cdot \frac{c}{tg\varphi} \quad ; \quad \text{poussée active}$$

$$K_{qp} \cdot \frac{c}{tg\varphi} \quad ; \quad \text{poussée passive}$$

L'influence de la cohésion correspond à la somme géométrique de ces deux contraintes.

En fin, la contrainte résultante due à la cohésion est égale à :

$$c/tg\varphi (1 - K_{qa} \cdot \cos\delta) \quad ; \quad \text{poussée active}$$

$$c/tg\varphi (K_{qp} \cdot \cos\delta - 1) \quad ; \quad \text{butée (poussée. pas.)}$$

2. e. Milieu supportant une surcharge uniforme, q (kN/m²) à la surface du remblai.

Pour déterminer l'influence de la surcharge, on fait l'hypothèse que le milieu est non pesant et on

applique le principe de la superposition des états d'équilibre.

Dans le cas le plus général, la poussée P à l'angle δ , engendrée par une charge q uniformément répartie sur le talus supposé infini est résultante d'une densité uniforme q_e appliquée sur toute la hauteur de l'écran, et qui vaut :

$$q_e = q \cdot Kq \text{ avec :}$$

q_e, q : évalués au ml de leur surface d'application
d'après la méthode de Boussinesq ; (développée par Caquot et Kériol jusqu'à l'intégration complète)
- pour la poussée active :

$$Kq = \frac{\cos \delta - \sin \varphi \cos \gamma}{1 + \sin \varphi} e^{-2\theta \tan \varphi} ;$$

$$\sin \gamma = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} ; 2\theta = 2\beta - 2\lambda + (\delta - \delta)$$

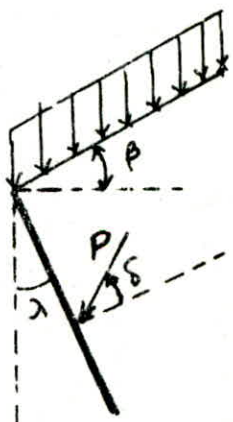
- pour la poussée passive :

$$Kq = \frac{\cos \delta + \sin \varphi \cos \gamma}{1 - \sin \varphi} e^{2\theta \tan \varphi} ;$$

$$2\theta = 2\omega - 2\beta + (\delta + \delta) ;$$

$$\sin \gamma = (\sin \delta / \sin \varphi) ;$$

- Voir schéma de notation -



avec : $K_q = K_{qa}$; pour la poussée active
 $K_q = K_{qp}$; pour la poussée passive.

2-f. Influence de l'eau :

Dans certains cas, l'influence de l'eau sur l'écran peut être plus importante que celle des terres. On distingue deux effets dus à la présence de nappe phréatique :

- Effet statique ;
- Effet dynamique ;

a) Effet statique :

Pour traiter le cas d'une nappe souterraine sans écoulement agissant sur l'écran, il est nécessaire de raisonner en termes de contraintes effectives et de séparer la pression hydrostatique de la pression des terres due aux contraintes effectives sur l'écran :

La poussée d'Archimède agissant sur les grains minéraux du sol, diminue les contraintes effectives (σ'). Cela correspond à remplacer dans les équations : γ (poids spécifique apparent du sol), par $\gamma' (= \gamma_{sat} - \gamma_w)$, (poids spécifique apparent -

déjaugé. La couche non immergée agit comme une surcharge.

Pour le calcul de la pression totale sur le parement de l'écran dans la couche immergée, on détermine les diagrammes des contraintes effectives (σ'_h), puis ceux des contraintes neutres ($U = \gamma_w \cdot z$). La pression totale est égale à la somme des pressions dues à ces deux types de contraintes.

.β) Effet dynamique :

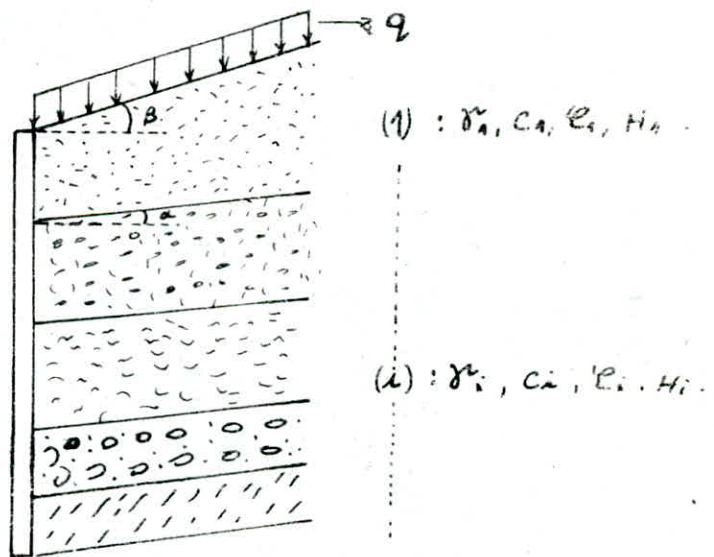
Lorsque la nappe est le siège d'écoulement, les lignes équipotentiellles ne sont plus horizontales. Il faut, tracer le réseau d'équipotentiellles, et la pression en chaque point peut être déduite.

La connaissance du réseau des lignes de courant nous permet de vérifier la condition de "Renard" qui est une condition de rupture. Dans notre cas, pour la détermination des pressions dues à l'écoulement de l'eau, nous avons opté à la résolution par la méthode « des différences finies qu'on va l'exposer à part dans le chapitre quatre (IV).

2.9. Cas du sol hétérogène (stratifié) :

Lorsque le sol est constitué de plusieurs couches de caractéristiques géotechniques différentes, on peut effectuer le calcul des diagrammes des contraintes sur le mur en considérant que les couches surmontant, celles dont on calcul le diagramme sont des surcharges égales à leur poids total. Cette manière de faire, introduit des discontinuités des diagrammes aux niveaux limites de couches, mais permet néanmoins d'évaluer valablement les poussées.

«-fig 10 -»



En conclusion pour déterminer la poussée des terres pour une couche (i) , on peut superposer dans le cas général :

- la poussée due au poids de la couche i ;
- l'action des couches supérieures et de la surcharge;
- l'action de la cohésion.

Chapitre III :

Exposé théorique de la méthode aux modules de réaction

1. Introduction

Lorsqu'il s'agit d'étudier un écran de soutènement en palplanche ou en paroi moulée, la méthode de calcul la plus utilisée aujourd'hui est celle appelée aux modules de réaction. Les méthodes classiques de la butée simple et du rideau encastré, qui ont servi pendant plusieurs décennies au dimensionnement des rideaux de palplanches autostables ou ancrés par une seule nappe de tirants passifs, ne suffisent plus.

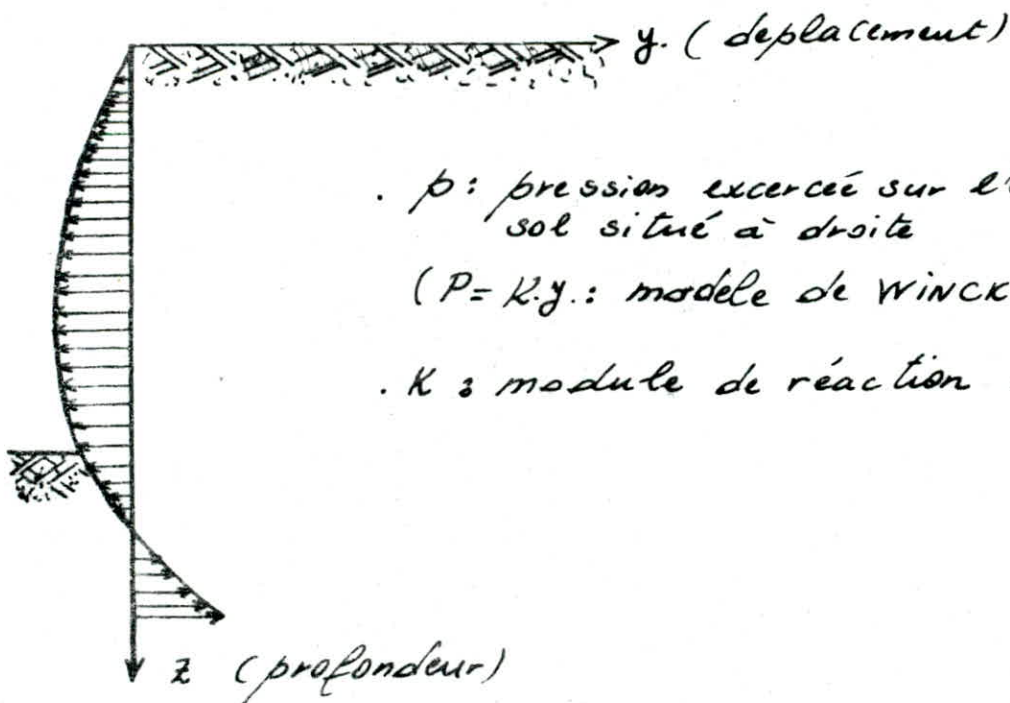
En dépit des corrections empiriques qu'on a cherché à leur apporter, elles sont fondées sur la théorie des états-limites de poussée et de butée du sol, dont la mobilisation suppose obligatoirement certains déplacements de l'écran. Cette exigence est en contradiction avec le comportement réel des ouvrages de conception plus récents se déplaçant peu, parce que plus rigides (cas des parois moulées) ou parce qu'ancrés dans le sol par des tirants précontraints souvent répartis sur des nappes multiples, ces méthodes restent cependant utiles pour prédimensionner la fiche d'un écran.

De ce fait le recours à ces schémas classiques, constitue souvent la première étape dans l'étude d'un ouvrage de soutènement.

Par rapport aux méthodes classiques, la méthode aux modules de réaction permet d'intégrer dans le modèle de calcul une loi d'interaction entre le sol et la structure.

La schématisation retenue ici revient à assimiler le sol, situé au contact de l'écran, à un ensemble de ressorts horizontaux indépendants, de raideur K (Fig. 11.)
 La pression exercée par le sol sur l'écran à un niveau donné est alors directement proportionnelle au déplacement de l'écran à ce même niveau :

$$\Delta p = K \cdot \Delta y$$



p : pression exercée sur l'écran par le sol situé à droite

($P = K \cdot y$: modèle de WINCKLER)

K : module de réaction du sol.

« Fig. 12 » - Modèle de calcul aux modules de réaction : - schéma théorique -

2. Schématisation et modèle de calcul :

La méthode aux modules de réaction sert à déterminer les efforts et les déformations dans un écran de soutènement fiché dans le sol, aux différentes phases de travaux et d'exploitation.

L'ouvrage, qui a fait objet d'un dimensionnement préalable est supposé de longueur infinie (deformations nulles dans la direction perpendiculaire à la figure).

Pour cette approche, l'écran est assimilé à une poutre élastique, sur laquelle l'action du sol n'est modélisée que par des pressions horizontales (à droite et à gauche), fonction du déplacement de l'ouvrage.

Pour une bande de largeur unitaire, l'équation d'équilibre statique de cette poutre s'écrit :

$$\frac{d^4 (EI(z) \cdot y(z))}{dz^4} + q(y, z) = 0 \quad \text{avec :}$$

• Les notations et conventions de signes définies sur la figure 2

$$q(y, z) = P_1(y, z) + P_2(y, z) + P_h(z) \quad \text{où :}$$

$P_1(y, z)$: pression horizontale (totale ou effective), sur l'écran, du sol situé à droite

$P_2(y, z)$: pression horizontale (totale ou effective), sur l'écran, du sol situé à gauche

$P_h(z)$: pression horizontale due à l'eau.

• E : module de YOUNG

• $I(z)$: moment d'inertie qui varie en fonction de z .

• $EI(z)$: rigidité de l'écran.

À un niveau z de l'écran, $P_1(y, z)$ et $P_2(y, z)$ sont assimilés à des fonctions de z linéaires par morceaux. La relation entre P_1 et y (ou P_2 et y) est appelée : "loi de réaction au niveau z à droite de l'écran" ou,

à gauche ; la pression hydraulique $p_h(z)$ peut également être assimilée, avec suffisamment de précision, à une fonction linéaire en y par morceaux.

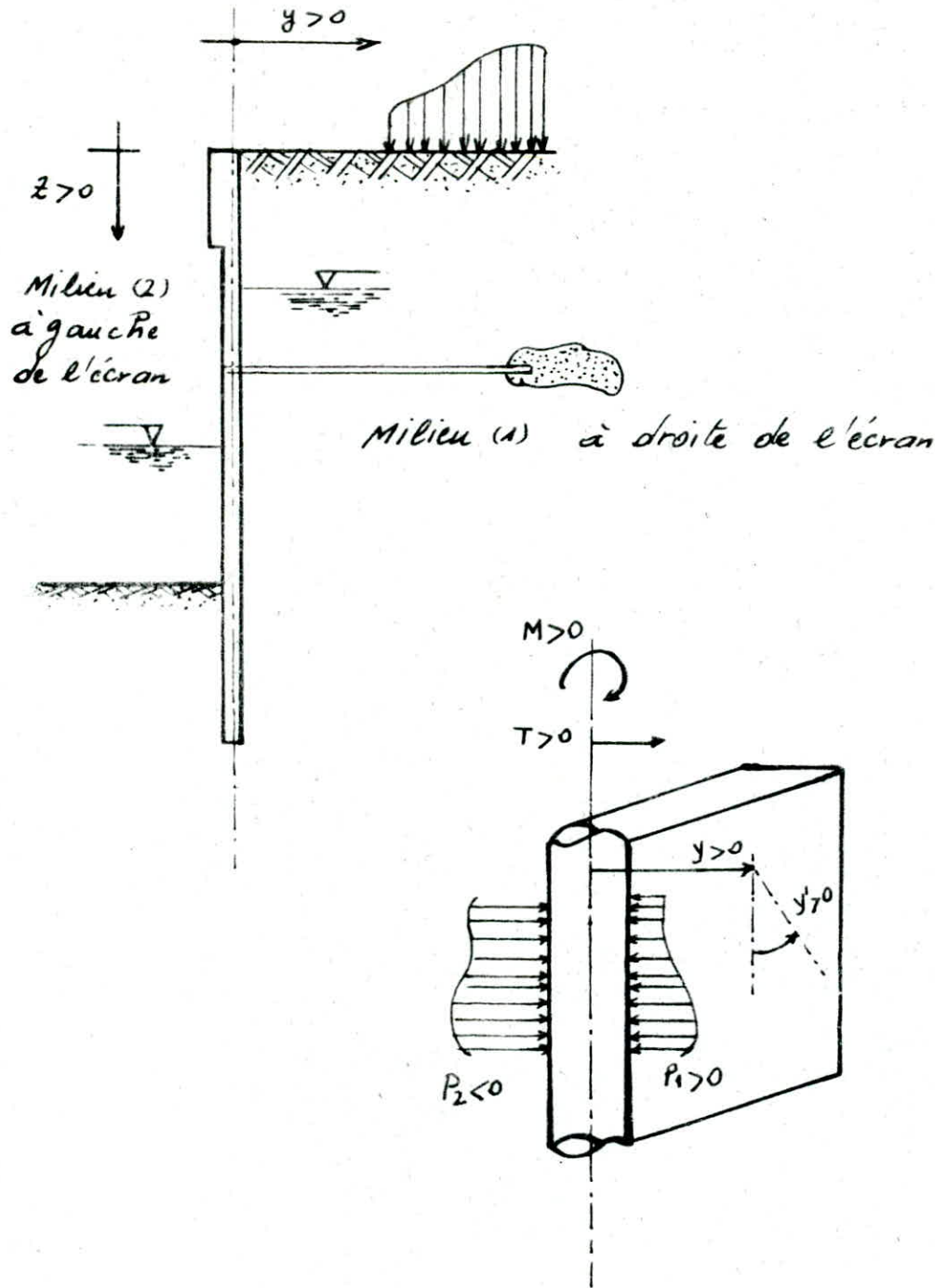


Fig 2: Notations et conventions de signes.

3. Définition de la loi de réaction à un niveau donné :

A chaque niveau et pour chaque phase de calcul, on doit définir, pour chaque côté de l'écran (milieu 1 à droite, milieu 2 à gauche), une relation entre la pression horizontale exercée par le sol sur l'écran et le déplacement horizontal de l'écran à ce niveau.

Les lois de réaction utilisées sont des lois de mobilisation linéaire de la pression du sol en fonction du déplacement, avec limitation par des paliers de poussée et de butée, la figure-12. présente l'exemple d'une telle loi pour le milieu 1 à droite de l'écran compte tenu des conventions de signes retenues plus haut, la construction des courbes de réaction pour le milieu 2, à gauche de l'écran, s'obtient par symétrie de centre (0,0). On ne traitera dans ce qui suit par simplification, que des diagrammes relatifs au milieu 1.

La courbe de réaction de la figure-12. est entièrement définie après avoir donné les paramètres suivants :

K_{ha} : module de réaction horizontal, vers la poussée.

K_{hp} : module de réaction horizontal vers la butée.

P_a : pression limite horizontale de poussée.

P_p : pression limite horizontale de butée.

(P_s, y_s) : point de calage qui est frontière des deux demi-domaines de modules différents (l'un ou l'autre de ces demi-domaines pouvant s'annuler, de par les règles données plus loin.)

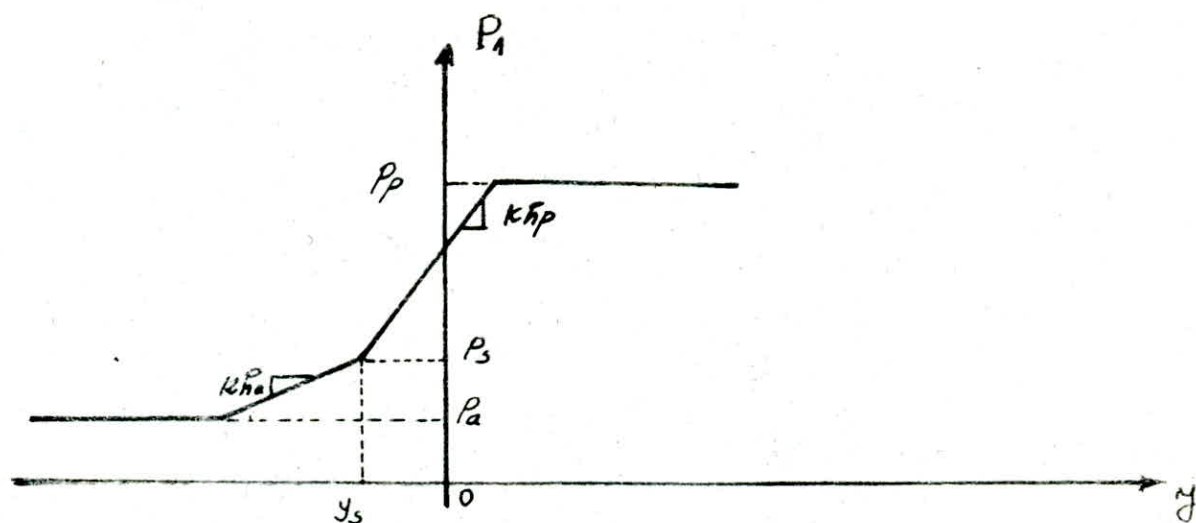


Fig. 12. Définition d'une loi de réaction à une phase donnée et à un niveau z donné.

. Détermination des pressions limites horizontales

Les valeurs de p_p et p_a sont calculées à partir des données suivantes :

γ : poids volumique du sol, en distinguant, si nécessaire, le cas du sol saturé sous la nappe de celui du sol situé au-dessus de la nappe, non nécessairement saturé.

u : pression interstitielle

k_a : coefficient de poussée horizontale lié à l'angle de frottement interne φ du sol.

k_p : coefficient horizontal correspondant pour la butée.

C_a : terme de poussée dû à la cohésion.

C_p : terme de butée dû à la cohésion.

S : contrainte verticale due aux surcharges en surfaces.

K_{aq} et K_{pq} étant les coefficients de poussée et de butée applicables à une surcharge uniformément répartie.

Les coefficients K_a et K_p sont déterminés à partir des tableaux établis par Caquot-Kerisel. Il s'agit bien ici des valeurs des composantes horizontales de ces pressions limites, calculées en tenant compte de leur inclinaison δ_a et δ_p par rapport à l'horizontale.

Ces derniers paramètres sont fonctions de l'état de rugosité de l'écran, et également de la cinématique des déplacements relatifs du sol et de l'écran. Il n'existe pas actuellement de règle pratique permettant de fixer la façon rigoureuse des valeurs à donner aux angles δ_a et δ_p , on pourra cependant se rapporter, dans la majorité des cas, aux valeurs suivantes:

- Pour la poussée :

$$\delta_a = 2/3 \cdot \varphi$$

(Dans le cas d'un contact rugueux entre le sol et l'écran), (Cas des parois moullées dans le sol, mais aussi dans le cas de palplanches généralement: $\delta_a = 0$)

- Pour la butée

$$\delta_p = -1/2 \cdot \varphi$$

(Dans l'un ou l'autre cas.)

Les valeurs des paliers P_a et P_p sont alors :

$$P_a = \sup (0, K_a \cdot n \cdot q - C_a)$$

$$P_p = K_p \cdot n \cdot d + C_p$$

n : désigne la contrainte horizontale dans le sol, au niveau considéré, calculée à partir de δ' , des niveaux du sol et de la nappe et des valeurs de u et de S à cette profondeur.

Dans notre cas, les calculs à long terme sont effectués en contraintes effectives :

$$\sigma'_v = \sum h_i \gamma'_i$$

$$C_a = \frac{c}{\tan \varphi} (1 - K_a q \cos(\delta_a))$$

$$C_p = \frac{c}{\tan \varphi} (K_p q \cos(\delta_p) - 1)$$

$$S = K_q \cos(\delta_a) \times q$$

$$u = \sum \gamma_w \cdot h_i$$

On aura donc : en contraintes totales

$$P_a = \sup (0, K_a \cdot \sum h_i \gamma'_i + \sum \gamma_w \cdot h_i - \frac{c}{\tan \varphi} (1 - K_a q \cos(\delta_a)) + K_a q \cos(\delta_a) \times q)$$

$$P_p = K_p \cdot \sum h_i \gamma'_i + \sum \gamma_w \cdot h_i + \frac{c}{\tan \varphi} (K_p q \cos(\delta_p) - 1) + K_p q \cos(\delta_p) \times q$$

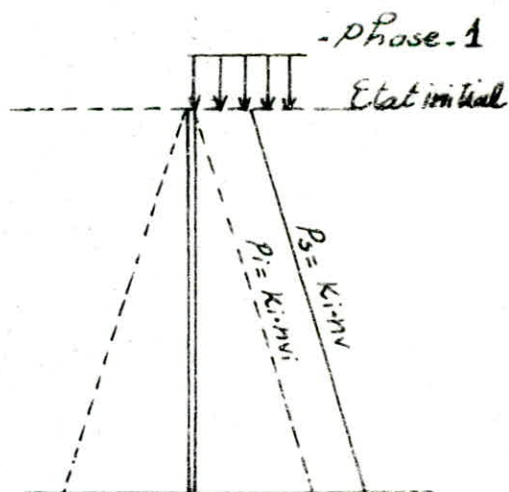
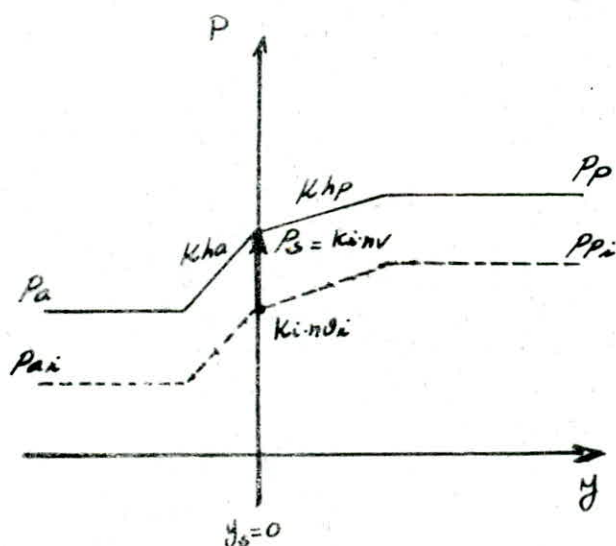
a. Lois de réaction pour la première phase de calcul :

La loi de réaction est telle que :

À la première phase de calcul, la frontière y_s entre les deux demi-domaines de modules différents est fixé par, $y_s = 0$. Deux cas sont à envisager en ce qui concerne la pression P_s correspondant :

- Il y a chargement par rapport à l'état initial, c'est à dire ($n_0 > n_{0i}$) alors

$$P_s = K_i \cdot n_0 \quad (\text{fig. dessous})$$



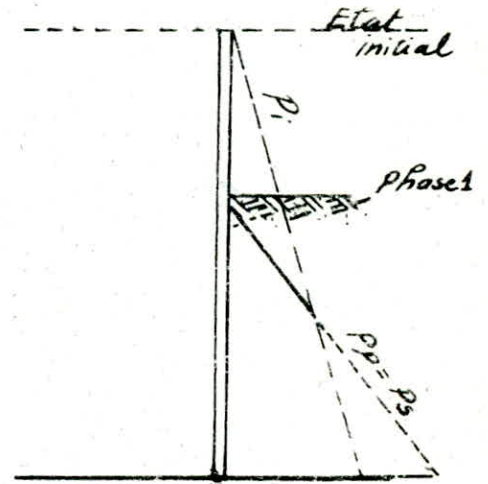
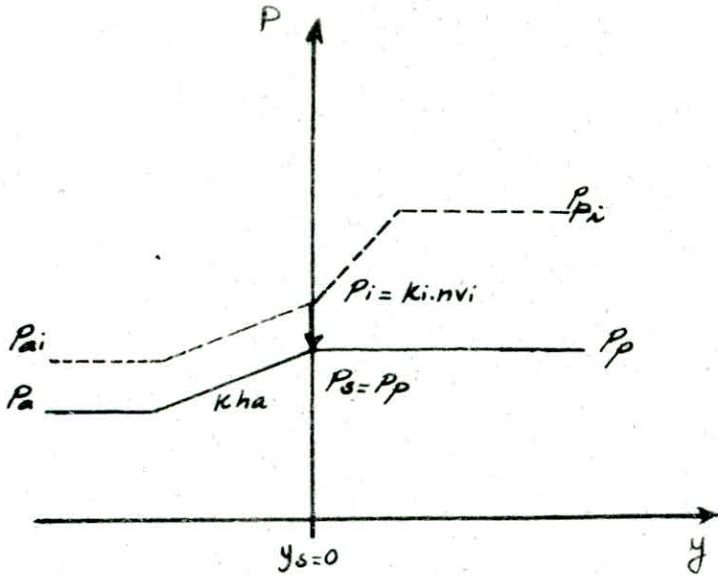
« Loi de réaction pour la 1^{ère} phase à exemple du chargement » -

- Il y a déchargement par rapport à l'état initial ($n_0 < n_{0i}$). L'amplitude relative de ce déchargement est prise en compte de la façon suivante :

- Si $P_i > P_p$ ($P_p = K_p n_0 + C_p$), le domaine "élastique" du sol est "violé" par la pression initiale

P_i avant tout déplacement (voir figure suivante), dans ce cas :

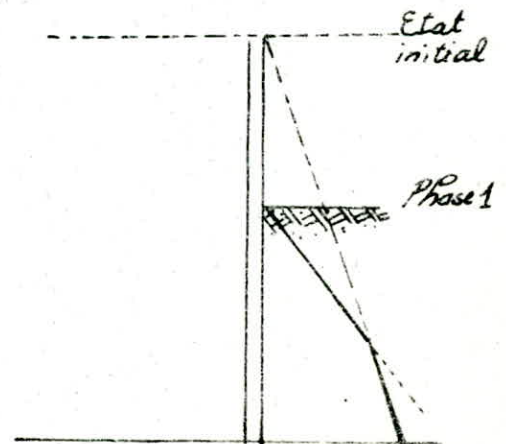
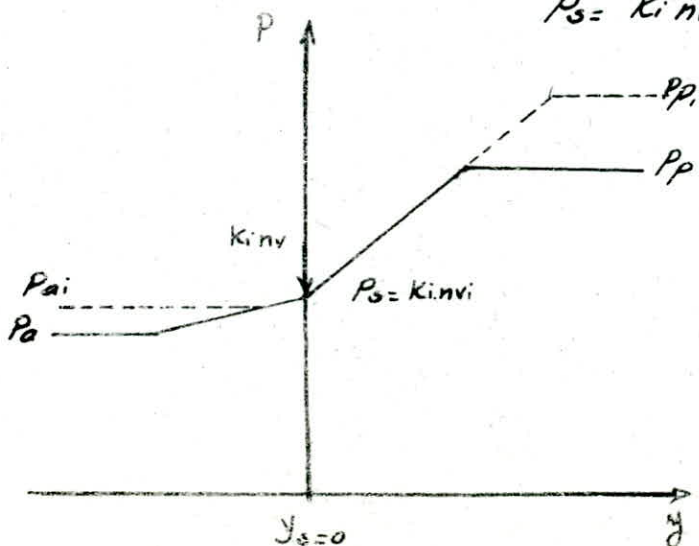
$$P_s = P_p$$



- la Loi de réaction pour la première phase : exemple de déchargement (cas où $P_i > P_p$) >>-

• Si $P_i < P_p$ ($P_p = k_p n v + c_p$), le domaine élastique en phase 1 n'est pas "violé" par la pression initiale P_i (voir figure ci-dessous). Dans ce cas :

$$P_s = k_i n v_i = P_i$$



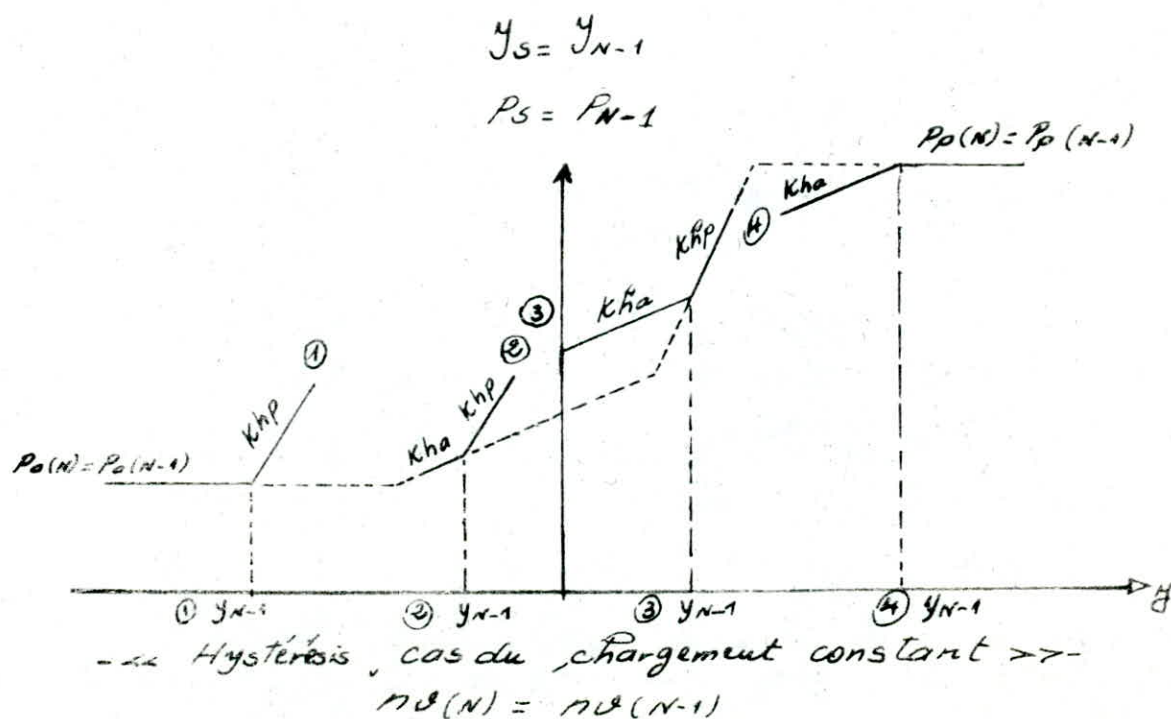
- la Loi de réaction pour la première phase : exemple de déchargement (cas où $P_i < P_p$) >>-

b. Lois de réaction pour les phases ultérieures ($N \geq 2$)

Pour le calcul du paramètre (P_s, Y_s) , relatif à une phase ultérieure quelconque N ($N \geq 2$), le programme prend en compte les règles d'hystérésis suivantes ; où intervient en outre le point (P_{N-1}, Y_{N-1}) représentant l'équilibre de l'écran à la phase précédente $N-1$.

. Cas du chargement constant ($n_D(N) = n_D(N-1)$)

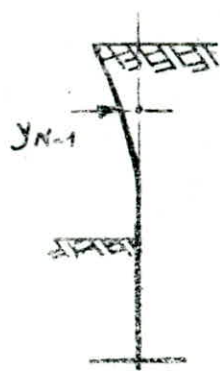
Dans les cas où l'on n'a ni chargement, ni déchargement, entre les phases $N-1$ et N ($n_D(N) = n_D(N-1)$) ; la règle d'hystérésis adoptée revient à prendre, quelle que soit la position du point d'équilibre précédent (Y_{N-1}, P_{N-1}) , voir figure suivante)



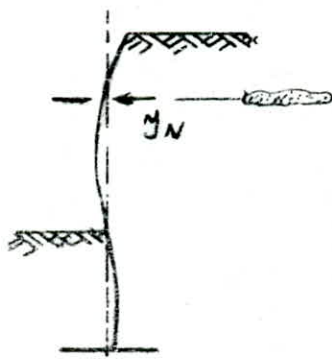
* Donnons un exemple pour éclaircir :

Supposons qu'après excavation le sol en partie supérieur de l'écran soit mis à l'état limite de poussée à la phase $N-1$ (Fig-13-), On procède à la phase N suivante uniquement à la mise en tension d'un tirant qui a pour effet un retour des déplacements dans le sens de la butée.

Dans cette exemple de variation nulle de chargement, entre les phases N et $N-1$ [$N_0(N) = N_0(N-1)$], la règle d'hystérésis énoncée revient, notamment, à annuler le domaine "élastique" de poussée de la réaction figurée



Phase $N-1$
(excavation)



Phase N
(Mise en tension)

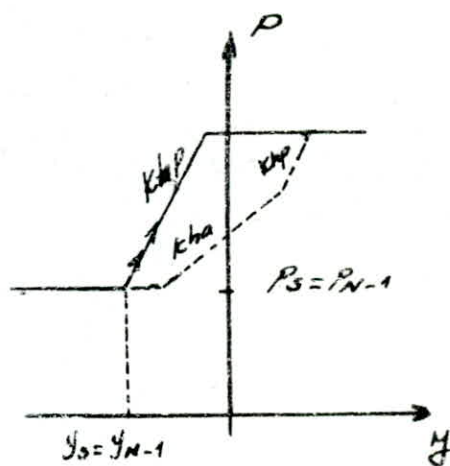


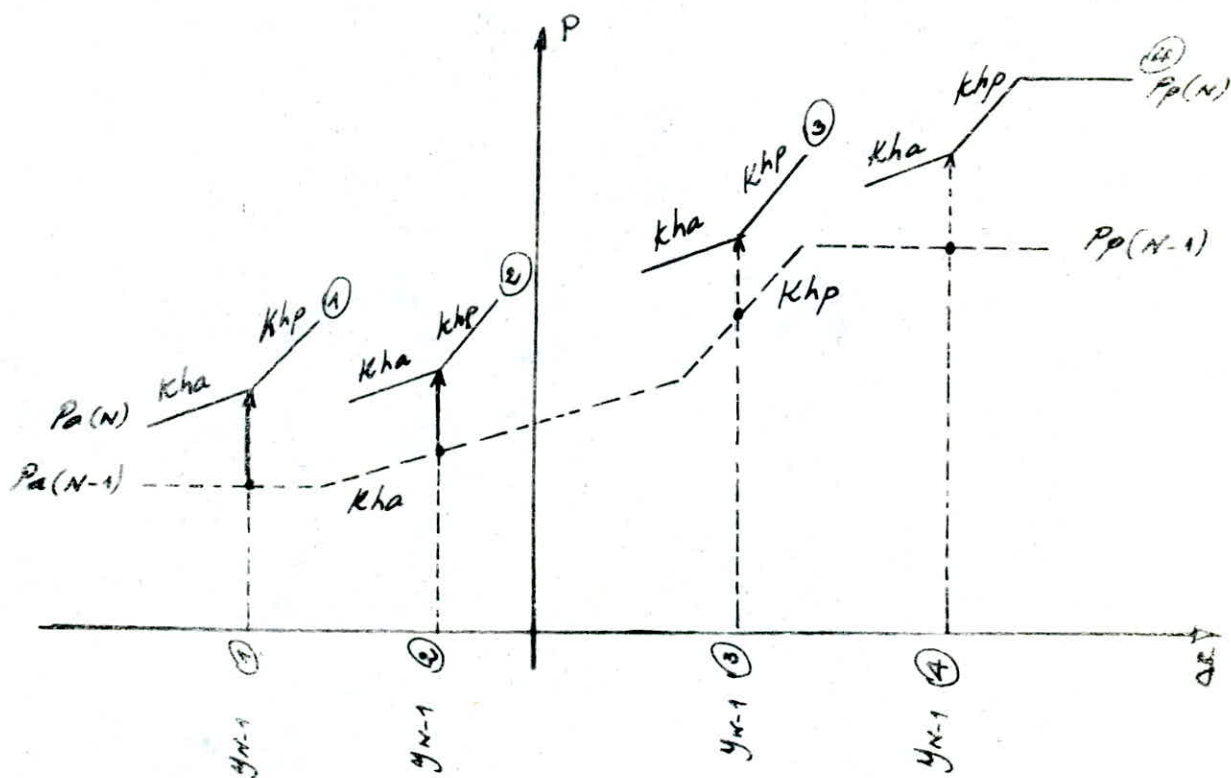
Fig 13. - « Hystérésis : exemple de la mise en tension d'un tirant » -

Cas du chargement [$N_0(N) > N_0(N-1)$]

Il peut s'agir, en particulier, d'une phase de remblaiement, de descente de la nappe, ou de l'application de surcharges d'exploitation. La règle d'hystérésis est ici également unique : (voir figure ci-dessous)

$$y_s = y_{N-1}$$

$$P_s = P_{N-1} + k_i (m_s(N) - m_s(N-1))$$



- « HYSTÉRÉSIS, CAS DU CHARGEMENT » -
 $m_s(N) > m_s(N-1)$

• Cas du déchargement [$m_s(N) \leq m_s(N-1)$]

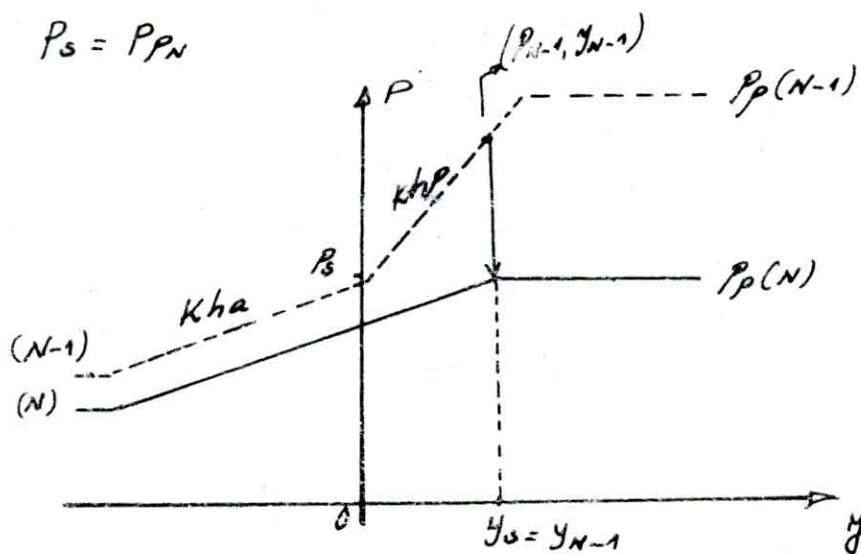
Deux règles seront prises en compte selon l'ampl.

étude relative de ce déchargement :

- Si $P_{N-1} > P_N$, le nouveau domaine "élastique", en phase N est "violé" par la pression en équilibre précédente (Figure suivante) Dans ce cas :

$$y_s = y_{N-1}$$

$$P_s = P_N$$



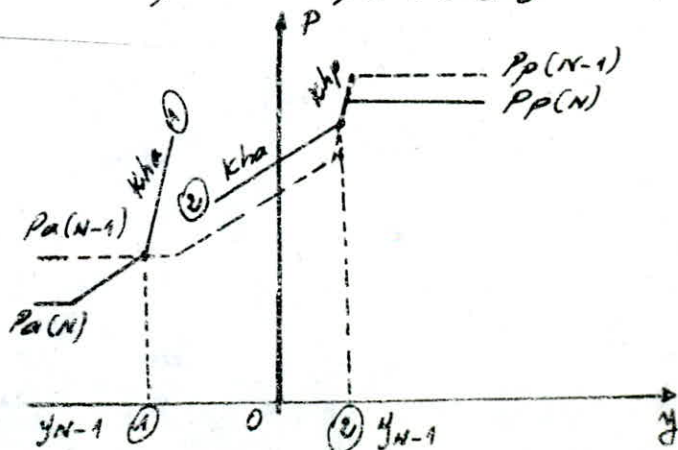
- cc. Hystérésis, cas du déchargement, $m_v(N) \leq m_v(N-1)$
 $P_{N-1} > P_p(N) \rightarrow \rightarrow$

- Si $P_{N-1} < P_p(N)$, le nouveau domaine "élastique" n'est pas violé par la pression P_{N-1} (Figure -). Dans ce cas :

$$y_s = y_{N-1}$$

$$P_s = P_{N-1}$$

cc. Hystérésis cas du déchargement ;
 $P_{N-1} < P_p(N) \rightarrow \rightarrow$



C. Choix des valeurs de module de réaction K_{Ra} et K_{Rp}

1) Pour chaque phase, à l'exception des phases de mise en tension de tirant.

Pour chaque phase de chargement ou de déchargement, pour laquelle aucun tirant précontraint n'est mis en tension K_R est donné par :

$$\frac{1}{K_R} = \frac{1}{E_M} \left(\frac{\alpha \cdot a}{2} + 0,133 (9\alpha)^{\alpha} \right) \quad \text{avec :}$$

K_R : module de réaction qui peut être K_{Ra} ou K_{Rp} suivant le côté du sol où on est.

α : paramètre rhéologique qui est égal à :

$1/3$: (sable, graviers),

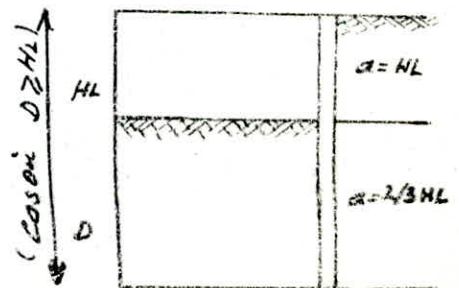
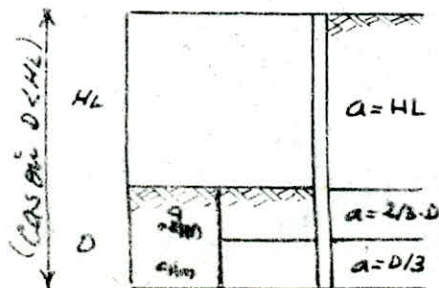
$1/2$: (limons),

$2/3$: (argiles),

a : donné en mètre et qui dépend de (D/HL) ;
avec

D : épaisseur de la paroi

HL : hauteur libre à la phase considérée



\bar{E}_M : module préssiométrique équivalent.
Généralement, on prend la moyenne du module préssiométrique, E_M sur la partie, $(HL, 2/3 D, 1/3 D$ ou $D)$, considérée.

La variation de $(K_h \cdot a / \bar{E}_M)$ en fonction de a :

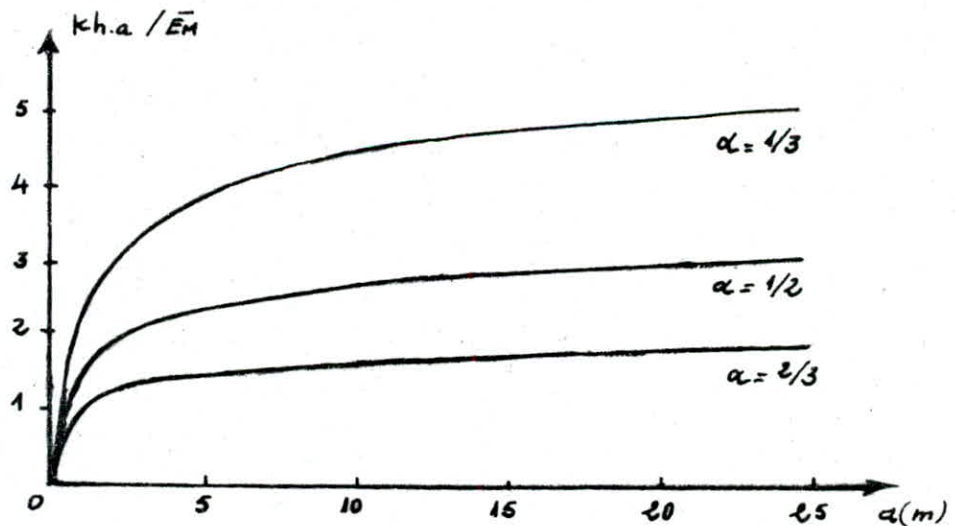


Fig-14 - « courbes de variation du rapport $(a \cdot K_R / \bar{E}_M)$ en fonction du coefficient a . » -

2) Pour les phases de mise en tension de tirant précontraint.

Les modules de réaction découlant de la formulation préssiométrique décrivent mal le comportement d'un écran lors de mise en tension de tirant précontraint. Des mesures effectuées sur des ouvrages en vraie grandeur, ont mis, en effet, en évi-

- dence des valeurs de modules de réaction expérimentaux très différentes de celles annoncées par l'exploitation d'essais au pressiomètre.

Des études expérimentales sur le fonctionnement d'un écran ont pu relier directement la valeur du module de réaction, pour la phase de mise en tension, à la rigidité relative du sol-paroi en faisant intervenir la longueur de transfert " l_0 " qui caractérise l'influence d'une force appliquée en un point d'une poutre sur appui élastique. Ainsi pour la phase de mise en tension d'un pré-contraint, le module de réaction K_R caractérisant la réaction du sol du côté du massif, sera pris égal à :

$$K_R = r. s. \frac{4 \bar{E}_M}{l_0} \quad \text{avec :}$$

l_0 : longueur de transfert donnée par :

$$l_0 = \sqrt[3]{\frac{E \cdot I}{S \cdot E_M}}$$

\bar{E}_M : valeur moyenne du module pressiométrique E_M sur la hauteur d'influence du tirant évaluée à $3 l_0$.

telle que :

$$\bar{E}_M^t = \frac{1}{3l_0} \int_{(dt - 1,5 l_0)}^{(dt + 1,5 l_0)} E_M(z) \cdot dz.$$

- . E.I : rigidité de l'écran
- E : module de YOUNG
- I : moment d'inertie de l'écran

dt : profondeur du tirant

. S : coefficient d'ajustement empirique pris égal à 1 (dans le cas d'un sol remblayé) et ... 3 (dans le cas de sol en place).

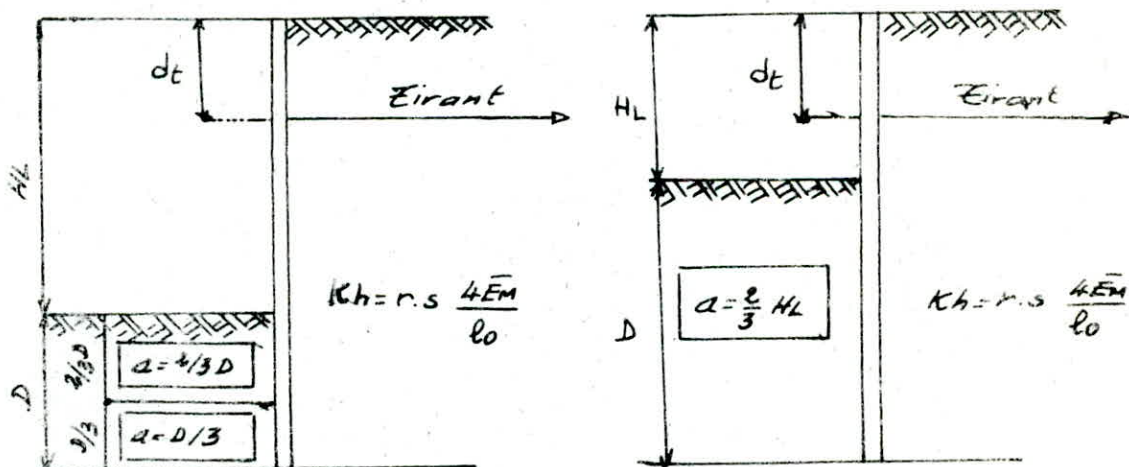
. r : coefficient de réduction de K_R , pénalisant les tirants situés à faible profondeur, dont la valeur est fixée par :

$$r = \begin{cases} \inf. \left(\frac{dt}{l_0} ; 1 \right) & ; \text{si } dt/l_0 > 1/3 \\ \text{ou} \\ 1/3 & ; \text{si } dt/l_0 \leq 1/3. \end{cases}$$

* Rem : L'évaluation de \bar{E}_M^t , et de l_0 se fait par un calcul itératif rapide ne nécessitant pas une précision excessive.

2. Il faut noter que l'influence de la mise

en tension du tirant sur le comport. (ement) de l'ouvrage se fait au plus sentir sur une hauteur de $\pm 1,5 l_0$ (de part et d'autre du tirant) du côté de la poussée (c'est à dire milieu 1)



- Cas où $D < H_L$

- Cas où $D > H_L$

→ calcul du module de réaction K_R .

Cas de la mise en tension d'un tirant, precom. >>

* Calcul du module préssiométrique équivalent :

L'utilisation de la formule "donnant la valeur de K_h ", appelée aussi « formule de L. Menard, G. Bourdon et H. Houy », nécessite le calcul du module préssiométrique équivalent $\bar{E}M$ sur une ou plusieurs des parties suivantes de la paroi :

- La partie hors fiche : (H_2)
- La partie en fiche : (D)
- Les $2/3$ supérieurs de la partie en fiche ($2/3 \cdot D$)
- Le $1/3$ inférieur de la partie en fiche ($1/3 \cdot D$)

Deux cas peuvent se présenter :

- * Cas du sol « homogène » ou « peu homogène ».

La figure 15-a fixe les valeurs de E_m que l'on peut prendre en compte. E_{moy} désignant la valeur moyenne du module E_m sur la partie de l'écran intéressé par le paramètre dimensionnel a . C'est le cas où les valeurs du module pressiométrique sur cette partie de l'écran restent comprises entre $0,50 E_{moy}$ et $1,50 E_{moy}$.

Tandis que la réaction du sol sur une certaine hauteur au dessous du fond de fouille est négligée. Selon A. HOUY, L. MENARD et G. BOURDON, cette hauteur est fixée à $0,50m$

- * Cas du sol « hétérogène » ou « peu homogène »

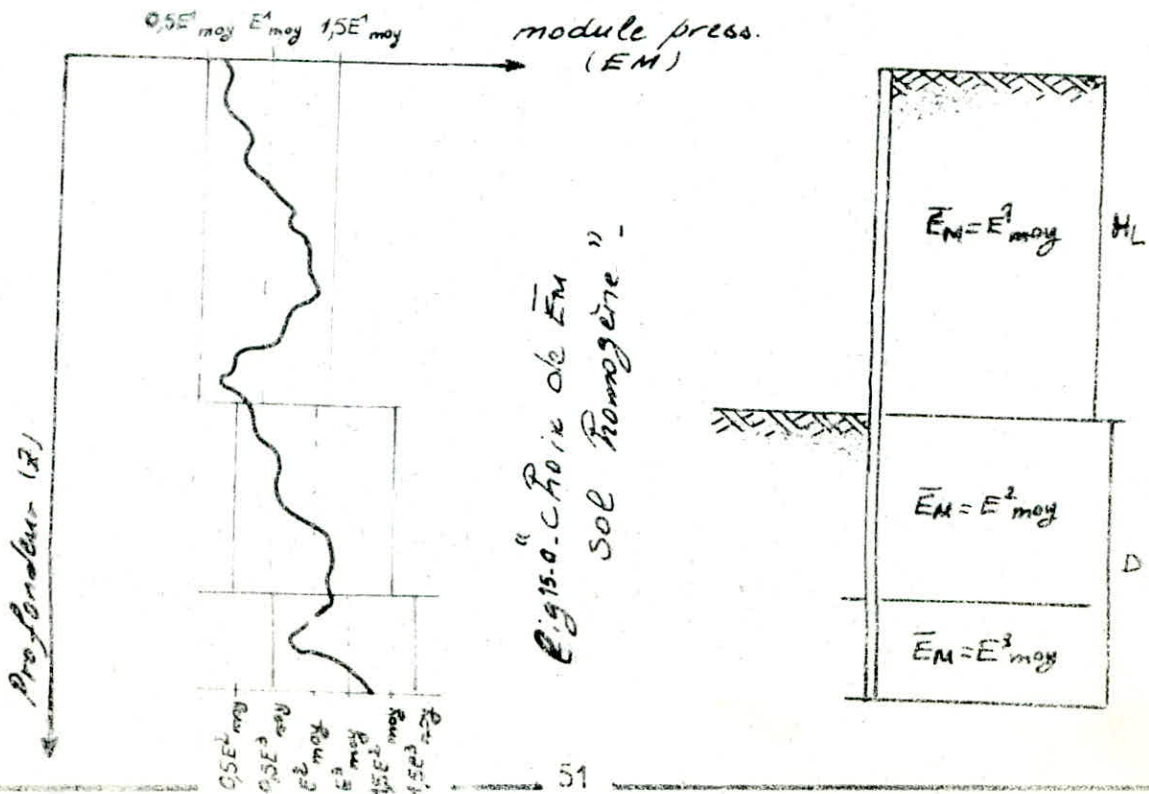
Le module pressiométrique équivalent E_m ne peut pas conserver une valeur constante sur toute la partie de l'écran intéressé par le paramètre dimensionnel a .

Il est donc plus juste de procéder à une partition de l'écran en sous couches telles que la condition,

d'homogénéité suffisante du sol soit vérifiée sur toute l'épaisseur de chacune d'elles (Fig 15b)

Quant à la valeur du paramètre dimensionnel α intervenant dans la formule pressiométrique reste inchangée et conserve sur toute la partie de l'écran une valeur constante indépendamment de la partition réalisée.

Dans le cas d'une variation, sur la hauteur de l'écran, du coefficient rhéologique α caractérisant la nature géologique des différentes couches du sol, on procédera également à une partition de la paroi en sous-couches, où le coefficient α pourra être considéré comme constant.



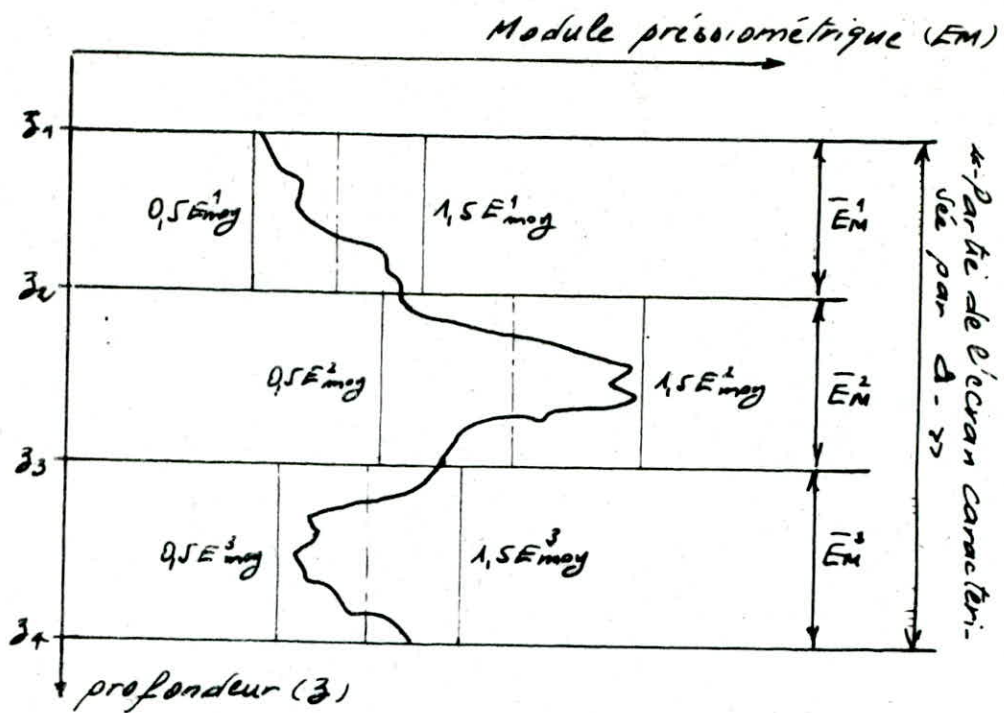


fig 156 a. Choix du module press. E_M
 cas du sol hétérogène - 77

4. Résolution mathématique

4.a. Mise en équation

Comme on a dit auparavant, on suppose que l'écran est assimilé, dans les calculs, à une poutre de largeur unité, soumise à la distribution de pression $q(y, z)$, résultante des actions horizontales du sol et de l'eau.

E : désignant le module de YOUNG,

I : désignant l'inertie (par unité de largeur) de l'écran.

Ainsi l'équation d'équilibre statique d'une telle poutre est donnée par :

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

L'ensemble sol-paroi est découpé en un certain nombre de tronçons de calcul. Ces tronçons sont notamment déterminés de sorte que, sur chacun d'eux les paramètres des lois de réaction à gauche et à droite, à savoir : k_{ha} , k_{hp} , k_a , c_a , k_p , c_p , puissent être comme constants. De plus sur

Chacun des tronçons, le sol est pris soit comme entièrement « élastique », soit comme entièrement en « poussée limite », ou entièrement en « butée limite ». Cet état, recherché par itérations successives, est déterminé par le déplacement y du milieu du tronçon. De même le point (y_{N-1}, P_{N-1}) du milieu du tronçon est utilisé pour déterminer le point (y_0, P_0) à affecter d'une manière unique au tronçon pour la phase suivante.

Il est par contre, tenu compte des variations en z des pressions limites p_a et p_p , dès qu'un tronçon est trouvé à l'état « de poussée limite » ou à l'état de « butée limite » (voir figure 16)

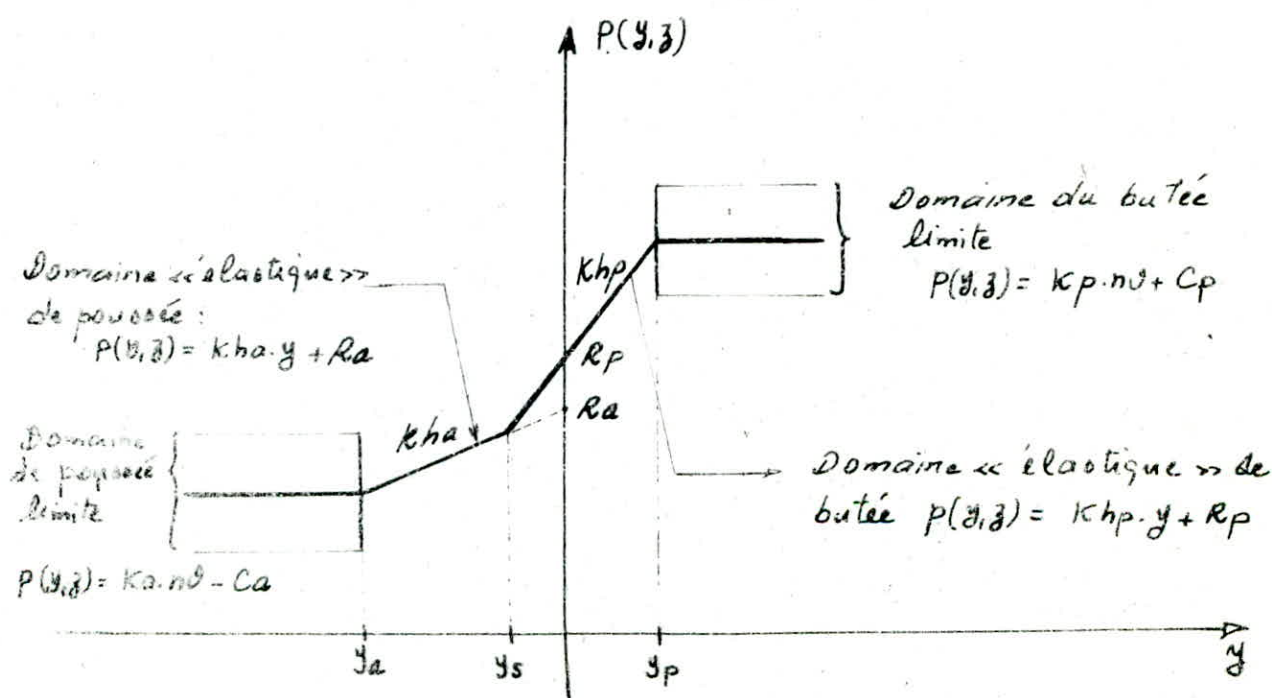


Fig 16 « Courbe de la pression $P(y, z)$ en fonction de y »

La discrétisation en tronçon de calcul est effectuée automatiquement par le programme en respectant de plus, les principes suivants :

- L'épaisseur de chaque tronçon est voisine du vingtième de la hauteur totale de l'ouvrage, ce qui, assure une bonne précision au résultat, le nombre de tronçons N est 1 ($20 < N < 25$) suivant les cas ;
- Le produit EI de la paroi est constant sur l'épaisseur de chaque tronçon ;
- Les niveaux du sol et de la nappe pour chaque phase de calcul, déclarée en données, sont situés à l'interface de deux tronçons successifs.
- Il en va de même des niveaux déclarés pour les tirants, moments extérieurs ou déplacements imposés.
- La pression hydraulique varie linéairement sur l'épaisseur de chaque tronçon de calcul.

Dans ces conditions, pour un tronçon donné, la pression $P_1(y, z)$ par exemple s'écrit :

• Etat élastique :

$$P_1(y, z) = K_{hp} \cdot y + R_p \quad (\text{ou } K_h a \cdot y + R_a)$$

• Etat de poussée (ou de butée) limite :

$$P_1(y, z) = K_a n d - c a \quad (\text{ou } K_p n d + c p)$$

avec :

$$n d = g \cdot z + f \quad , \quad g \text{ et } f \text{ constantes dépendant des } \delta_e ; \delta_i \text{ de Set de } u.$$

D'une manière générale, $P_2(y, z)$ se simplifie sous la forme

$$P_1(y, z) = K^1 \cdot y + a_1^1 \cdot z + a_0^1$$

$$\text{ainsi que: } P_2(y, z) = K^2 \cdot y + a_1^2 \cdot z + a_0^2$$

$$\text{et ... } P_h(z) = a_{h1} \cdot z + a_{h0}$$

Soit en posant :

$$K = K^1 + K^2 ;$$

$$A_1 = -a_1^1 - a_1^2 - a_{h1}$$

$$A_0 = -a_0^1 - a_0^2 - a_{h0}$$

d'où :

$$q(y, z) = K \cdot y - A_1 \cdot z - A_0$$

L'équation d'équilibre simplifiée du tronçon d'écran considéré s'écrit :

$$\boxed{E.I. \frac{d^4 y}{dz^4} + K y = A_1 z + A_0} \quad (1)$$

où : K, A_1, A_0 sont des constantes indépendantes de y par morceau

La résolution de cette équation différentielle du

quatrième ordre se fait de la façon suivante :

* L'équation (1) est une équation diff. linéaire, sans second membre, cette équation s'écrit :

$$E.I. \frac{d^4 y}{dz^4} + k.y = 0 \quad (2)$$

On fait un changement de variable en posant :

$$\bar{z} = z/L.$$

où : L : une variable qui a la dimension d'une longueur. On peut choisir L , de la manière suivante ;

après le changement de variable, l'équation (2) devient

$$EI. \frac{d^4 y}{d\bar{z}^4} + 4 \left(\frac{k}{4EI} \cdot L^4 \right) \cdot y = 0$$

L est choisie de telle manière que $\frac{k}{4EI} \cdot L^4 = 1$

soit on tire la valeur de L :

$$L = \sqrt[4]{4 \cdot \frac{EI}{k}}$$

L : est appelée "longueur élastique" ou "longueur de transfert" on aura, ainsi :

$EI. \frac{d^4 y}{d\bar{z}^4} + 4 \cdot y = 0$ la solution de cette équation : est :

$$y_1 = e^{\bar{z}} (h_1 \cos \bar{z} + h_2 \sin \bar{z}) + e^{-\bar{z}} (h_3 \cos \bar{z} + h_4 \sin \bar{z})$$

* Equation avec second membre :

$$EI \frac{d^4 y}{d\bar{z}^4} + Ky = A_1 \bar{z} + A_0 \quad (3)$$
$$= A_1 \cdot L \bar{z} + A_0 ;$$

la solution est de la forme :

$$y = D_1 \bar{z} + D_2$$

$$y' = D_1$$

$$y'' = y''' = y^{(4)} = 0 \quad , \text{ en remplaçant dans (3)}$$

on aura :

$$\frac{\kappa}{EI} \cdot D_1 \cdot \bar{z} + \frac{D_2}{EI} = \frac{A_1 \cdot L}{EI} \bar{z} + \frac{A_0}{EI}$$

$$\text{par identification : } \begin{cases} D_1 = \frac{A_1 \cdot L}{\kappa} \\ D_2 = \frac{A_0}{\kappa} \end{cases}$$

$$\text{d'où : } y_2 = \frac{A_1 \cdot L}{\kappa} \cdot \bar{z} + \frac{A_0}{\kappa}$$

L'équation générale (1) a pour solution :

$$y = y_1 + y_2 \quad , \text{ (en ... posant } \bar{z} = z/L \text{ on aura)}$$

$$\Leftrightarrow y = e^{\bar{z}} (h_1 \cos \bar{z} + h_2 \sin \bar{z}) + e^{-\bar{z}} (h_3 \cos \bar{z} + h_4 \sin \bar{z}) + \frac{A_1}{\kappa} \bar{z} + \frac{A_0}{\kappa}$$

• Dans le cas où $\kappa=0$;

$$y = h_1 z^3 + h_2 z^2 + h_3 z + h_4 + F(z) \quad \text{avec ;}$$

$$F(z) = \frac{A_0}{24EI} z^4 + \frac{A_1}{120EI} z^5$$

Donc d'une façon générale, quelle que soit la valeur de κ ; la solution de l'équation, différentielle (1) s'écrit :

$$y = \sum_{i=1}^4 h_i H_i(z) + F(z)$$

D'où le tableau récapitulatif suivant.

	$H_1(z)$	$H_2(z)$	$H_3(z)$	$H_4(z)$	$F(z)$
$K \neq 0$ $\bar{z} = z \sqrt{K/4EI}$	$e^{\bar{z}} \cos \bar{z}$	$e^{\bar{z}} \sin \bar{z}$	$e^{-\bar{z}} \cos \bar{z}$	$e^{-\bar{z}} \sin \bar{z}$	$\frac{A_0}{K} + \frac{A_1}{K} \cdot z$
$K = 0$	z^3	z^2	z	1	$\frac{A_0}{24EI} z^4 + \frac{A_1}{120EI} z^5$

Les coefficients h_i sont des constantes d'intégrations qui dépendent des conditions sur y, y', y'' et y''' , fixées aux limites supérieures et inférieures du tronçon.

Les valeurs de K, A_1 et A_0 , constantes indépendantes de z sur chaque tronçon sont recherchées par itérations puisque l'on ne sait, a priori, ni pour la gauche, ni pour la droite de l'écran, dans quel état (élastique, poussée limite ou butée limite) il se trouve.

À l'itération i , ces constantes sont déterminées à partir de la flèche $y^{(i-1)}$ calculée à partir de l'itération $i-1$, pour le milieu du tronçon. Le calcul est arrêté à l'itération $n+1$, lorsqu'une certaine précision relative ϵ sur la pression du sol ($P_1 + P_2$) pour le déplacement $y^{(n+1)}$ calculé est obtenue au milieu de tous les tronçons.

Construction du système linéaire :

On désigne par N , le nombre total de tronçons de calcul, la solution du problème posé à chaque itération est totalement définie lorsque, sont déterminées les $4N$ constantes d'intégration h_{1i} , h_{2i} , h_{3i} et h_{4i} , relatives à chaque tronçon i .

Le système à résoudre, comporte donc $4N$ inconnues. Les conditions aux extrémités des tronçons adjacents successifs fournissent $(4N-4)$ équations, en écrivant, aux $N-1$ interfaces de ces tronçons, la continuité des déplacements, rotations et la continuité ou discontinuité maîtrisée des moments fléchissants et efforts tranchants.

Quatre équations supplémentaires proviennent des conditions aux limites supérieures (en tête) et inférieures (à la base) de la paroi, pour chacune desquelles deux des quatre valeurs y , y' , M , Q sont imposées.

Le système est de la forme linéaire et s'écrit :

$$A.R = B \quad \text{où}$$

A : matrice $(4N, 4N)$ construite à partir des fonctions de base H_{1j} , H_{2j} , H_{3j} , H_{4j} et de leurs trois premières dérivées, calculées à l'interface de chaque tronçon.

R : vecteur $(\dots h_{1i}, h_{2i}, h_{3i}, h_{4i} \dots)$ de dimension

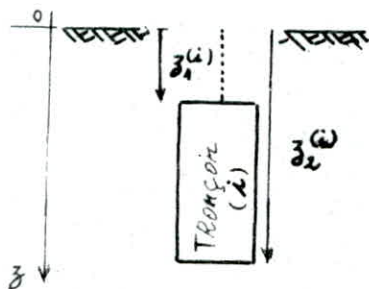
$4N$, inconnu du système.

B: Vecteur de dimension $4N$ construit à partir des fonctions particulières F_j et de leurs trois premières dérivées et des conditions imposées aux deux extrémités de chaque tronçon.

• Ecriture du système linéaire

Le problème qui se pose est la recherche des constantes d'intégration à savoir : $P_{ij}, h_{ij}, P_{ij}, h_{ij}$, pour chaque itération et pour chaque tronçon j , cela revient à établir un système linéaire comportant $[(h_1^i, h_2^i, h_3^i, h_4^i) \times N]$ inconnues, où N est le nombre de tronçons, décrités sur la paroi.

Le nombre d'équation est aussi $4N$ équations qui sont obtenues comme suit :



- 1) 2 équations qui proviennent des conditions au limite supérieur (en tête), dans notre cas on a considéré que la paroi est libre en tête, donc les équations imposées sont : $T=0$ et $M=0$;

$$M = y''^{\textcircled{1}} = h_1^{\textcircled{1}} H_1''(z_1^{\textcircled{1}}) + h_2^{\textcircled{1}} H_2''(z_1^{\textcircled{1}}) + h_3^{\textcircled{1}} H_3''(z_1^{\textcircled{1}}) + h_4^{\textcircled{1}} H_4''(z_1^{\textcircled{1}}) + F''(z_1^{\textcircled{1}}) = 0$$

$$T = y'''^{\textcircled{1}} = h_1^{\textcircled{1}} H_1'''(z_1^{\textcircled{1}}) + h_2^{\textcircled{1}} H_2'''(z_1^{\textcircled{1}}) + h_3^{\textcircled{1}} H_3'''(z_1^{\textcircled{1}}) + h_4^{\textcircled{1}} H_4'''(z_1^{\textcircled{1}}) + F'''(z_1^{\textcircled{1}}) = 0$$

2) Deux autres équations qui proviennent des conditions au limite inférieur (à la base), on a considéré deux cas :

- α) Soit la paroi est encastrée (ie : $y=0, y'=0$)

$$y_2^{\textcircled{N}} = h_1^{\textcircled{N}} H_1(z_2^{\textcircled{N}}) + h_2^{\textcircled{N}} H_2(z_2^{\textcircled{N}}) + h_3^{\textcircled{N}} H_3(z_2^{\textcircled{N}}) + h_4^{\textcircled{N}} H_4(z_2^{\textcircled{N}}) + F(z_2^{\textcircled{N}}) = 0$$

$$y_2'^{\textcircled{N}} = h_1^{\textcircled{N}} H_1'(z_2^{\textcircled{N}}) + h_2^{\textcircled{N}} H_2'(z_2^{\textcircled{N}}) + h_3^{\textcircled{N}} H_3'(z_2^{\textcircled{N}}) + h_4^{\textcircled{N}} H_4'(z_2^{\textcircled{N}}) + F'(z_2^{\textcircled{N}}) = 0$$

- β) Soit la paroi est simplement appuyée (ie : $y=0, M=0$)

$$y_2^{\textcircled{N}} = h_1^{\textcircled{N}} H_1(z_2^{\textcircled{N}}) + h_2^{\textcircled{N}} H_2(z_2^{\textcircled{N}}) + h_3^{\textcircled{N}} H_3(z_2^{\textcircled{N}}) + h_4^{\textcircled{N}} H_4(z_2^{\textcircled{N}}) + F(z_2^{\textcircled{N}}) = 0$$

$$y_2''^{\textcircled{N}} = h_1^{\textcircled{N}} H_1''(z_2^{\textcircled{N}}) + h_2^{\textcircled{N}} H_2''(z_2^{\textcircled{N}}) + h_3^{\textcircled{N}} H_3''(z_2^{\textcircled{N}}) + h_4^{\textcircled{N}} H_4''(z_2^{\textcircled{N}}) + F''(z_2^{\textcircled{N}}) = 0$$

3) $4 \times (N-1)$ équations provenant des conditions aux extrémités des $(N-1)$ interfaces de ces tronçons, ces $4(N-1)$ équations expriment la continuité des déplacements et rotations, et la continuité de

discontinuité maîtrisée des moments fléchissants et des efforts tranchants.

Par exemple à l'interface des tronçons (i) et $(i+1)$ on a: (Voir figure - 17 -)

$$y_2^i = y_1^{i+1} \Leftrightarrow$$

$$h_1^i H_1(\beta_2^i) + h_2^i H_2(\beta_2^i) + h_3^i H_3(\beta_2^i) + h_4^i H_4(\beta_2^i) - h_1^{i+1} H_1(\beta_1^{i+1}) - h_2^{i+1} H_2(\beta_1^{i+1}) - h_3^{i+1} H_3(\beta_1^{i+1}) - h_4^{i+1} H_4(\beta_1^{i+1}) = F(\beta_1^{i+1}) - F(\beta_2^i)$$

$$y_2^i = y_1^{i+1} \Leftrightarrow$$

$$h_1^i H_1'(\beta_2^i) + h_2^i H_2'(\beta_2^i) + h_3^i H_3'(\beta_2^i) + h_4^i H_4'(\beta_2^i) - h_1^{i+1} H_1'(\beta_1^{i+1}) - h_2^{i+1} H_2'(\beta_1^{i+1}) - h_3^{i+1} H_3'(\beta_1^{i+1}) - h_4^{i+1} H_4'(\beta_1^{i+1}) = F'(\beta_1^{i+1}) - F'(\beta_2^i)$$

$$y_2^{(i)} = y_1^{(i+1)} \Leftrightarrow$$

$$h_1^i H_1''(\beta_2^i) + h_2^i H_2''(\beta_2^i) + h_3^i H_3''(\beta_2^i) + h_4^i H_4''(\beta_2^i) - h_1^{i+1} H_1''(\beta_1^{i+1}) - h_2^{i+1} H_2''(\beta_1^{i+1}) - h_3^{i+1} H_3''(\beta_1^{i+1}) - h_4^{i+1} H_4''(\beta_1^{i+1}) = F''(\beta_1^{i+1}) - F''(\beta_2^i)$$

$$y_2^{(i)} = y_1^{(i+1)} \Leftrightarrow$$

$$h_1^i H_1'''(\beta_2^i) + h_2^i H_2'''(\beta_2^i) + h_3^i H_3'''(\beta_2^i) + h_4^i H_4'''(\beta_2^i) - h_1^{i+1} H_1'''(\beta_1^{i+1}) - h_2^{i+1} H_2'''(\beta_1^{i+1}) - h_3^{i+1} H_3'''(\beta_1^{i+1}) - h_4^{i+1} H_4'''(\beta_1^{i+1}) = F'''(\beta_1^{i+1}) - F'''(\beta_2^i)$$

Si on a un moment concentré extérieur ΔM , la discontinuité du moment fléchissant entre le tronçon (i) et $(i+1)$ est exprimé par:

$$y_2^{(i+1)} = y_1^{(i)} + \Delta M ;$$

ainsi que pour l'effort tranchant, si on a un

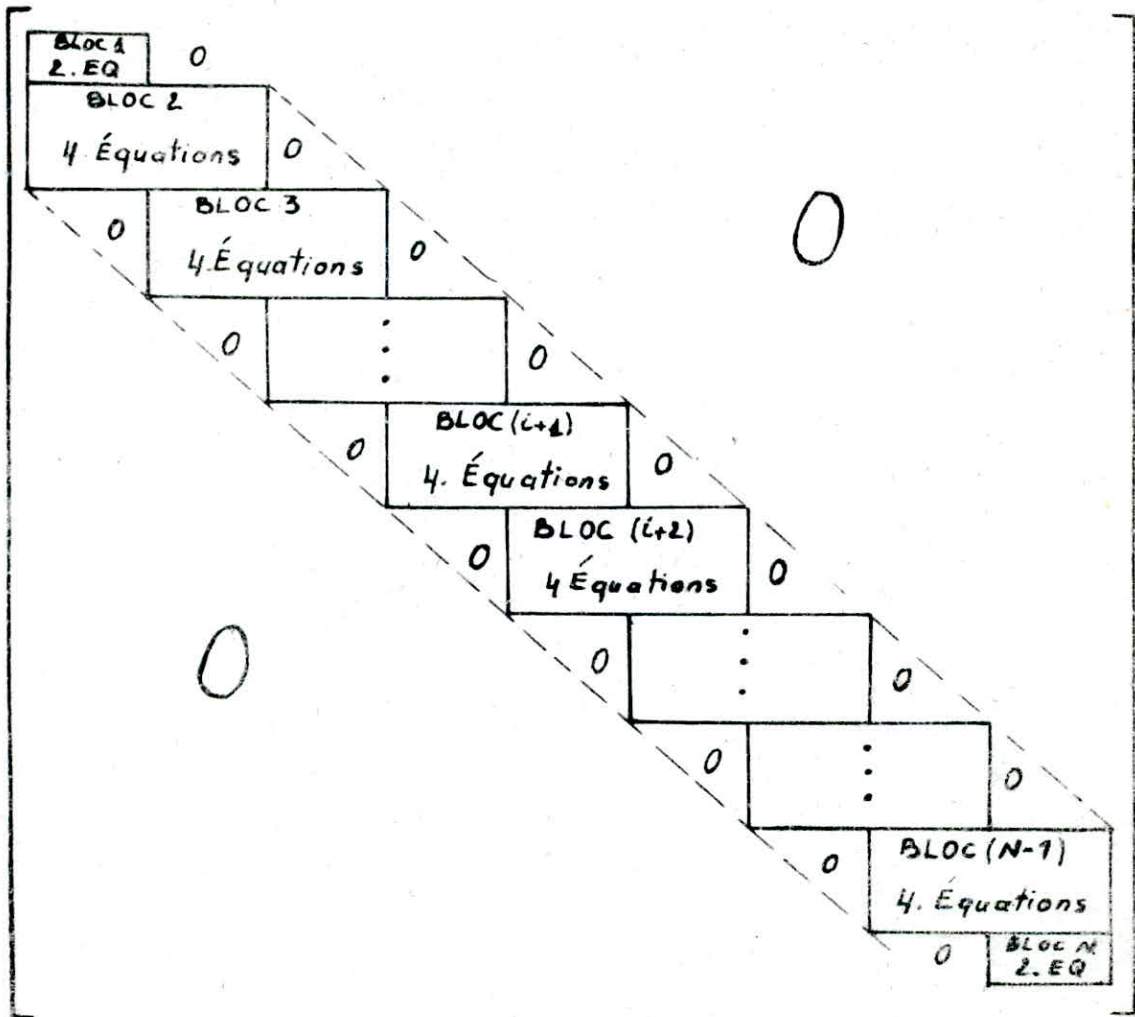
effort concentré par exemple, l'effort ΔT d'ancrage d'un tirant, la discontinuité s'exprime par :

$$y'''_z(i+1) = y'''_z(i) + \Delta T$$

Les termes dues à la discontinuité de l'effort tranchant ΔT et du moment fléchissant ΔM à l'interface de 2 tronçons intervient dans le deuxième membre de chaque équation de continuité, finalement on aura le même système linéaire : $A \times R = B$ avec

$$R = \begin{bmatrix} h_1^{(1)} \\ h_2^{(1)} \\ h_3^{(1)} \\ h_4^{(1)} \\ \vdots \\ h_1^{(i)} \\ h_2^{(i)} \\ h_3^{(i)} \\ h_4^{(i)} \\ \vdots \\ h_1^{(i+1)} \\ h_2^{(i+1)} \\ h_3^{(i+1)} \\ h_4^{(i+1)} \\ \vdots \\ h_1^{(n)} \\ h_2^{(n)} \\ h_3^{(n)} \\ h_4^{(n)} \end{bmatrix} ; \quad B = \begin{bmatrix} -F''(\beta_1^{(1)}) \\ -F'''(\beta_1^{(1)}) \\ +F(\beta_1^{(2)}) - F(\beta_1^{(1)}) \\ +F'(\beta_1^{(2)}) - F'(\beta_1^{(1)}) \\ F''(\beta_1^{(2)}) - F''(\beta_1^{(1)}) + \Delta M_1 \\ F'''(\beta_1^{(2)}) - F'''(\beta_1^{(1)}) + \Delta T_1 \\ \vdots \\ F(\beta_1^{(i+1)}) - F(\beta_2^{(i)}) \\ F'(\beta_1^{(i+1)}) - F'(\beta_2^{(i)}) \\ F''(\beta_1^{(i+1)}) - F''(\beta_2^{(i)}) + \Delta M_{i+1} \\ F'''(\beta_1^{(i+1)}) - F'''(\beta_2^{(i)}) + \Delta T_{i+1} \\ \vdots \\ -F(\beta_2^{(n)}) \\ -F'(\beta_2^{(n)}) \end{bmatrix}$$

matrice A :



BLOC 1: 2 équations à la limite supérieure (en tête)

$H_1'(\beta_1)$	$H_2'(\beta_1)$	$H_3'(\beta_1)$	$H_4'(\beta_1)$
$H_1''(\beta_1)$	$H_2''(\beta_1)$	$H_3''(\beta_1)$	$H_4''(\beta_1)$

BLOC 2: 4 équations de continuité entre le tronçon 1 et le tronçon 2.

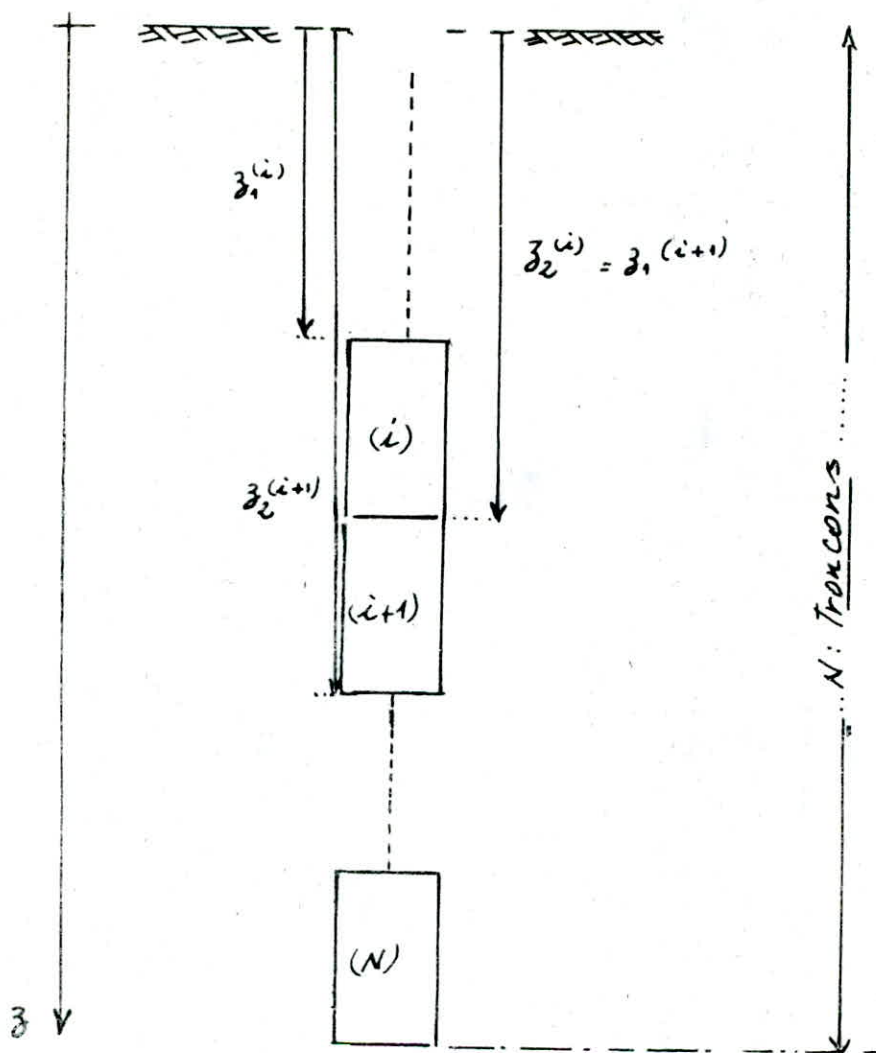
$H_1(\delta_2^1)$	$H_2(\delta_2^1)$	$H_3(\delta_2^1)$	$H_4(\delta_2^1)$	$-H_1(\delta_1^2)$	$-H_2(\delta_1^2)$	$-H_3(\delta_1^2)$	$-H_4(\delta_1^2)$
$H_1'(\delta_2^1)$	$H_2'(\delta_2^1)$	$H_3'(\delta_2^1)$	$H_4'(\delta_2^1)$	$-H_1'(\delta_1^2)$	$-H_2'(\delta_1^2)$	$-H_3'(\delta_1^2)$	$-H_4'(\delta_1^2)$
$H_1''(\delta_2^1)$	$H_2''(\delta_2^1)$	$H_3''(\delta_2^1)$	$H_4''(\delta_2^1)$	$-H_1''(\delta_1^2)$	$-H_2''(\delta_1^2)$	$-H_3''(\delta_1^2)$	$-H_4''(\delta_1^2)$
$H_1'''(\delta_2^1)$	$H_2'''(\delta_2^1)$	$H_3'''(\delta_2^1)$	$H_4'''(\delta_2^1)$	$-H_1'''(\delta_1^2)$	$-H_2'''(\delta_1^2)$	$-H_3'''(\delta_1^2)$	$-H_4'''(\delta_1^2)$

Bloc (i+1): 4 équations de continuité entre le tronçon (i) et le tronçon (i+1)

$H_1(\delta_2^i)$	$H_2(\delta_2^i)$	$H_3(\delta_2^i)$	$H_4(\delta_2^i)$	$-H_1(\delta_1^{i+1})$	$-H_2(\delta_1^{i+1})$	$-H_3(\delta_1^{i+1})$	$-H_4(\delta_1^{i+1})$
$H_1'(\delta_2^i)$	$H_2'(\delta_2^i)$	$H_3'(\delta_2^i)$	$H_4'(\delta_2^i)$	$-H_1'(\delta_1^{i+1})$	$-H_2'(\delta_1^{i+1})$	$-H_3'(\delta_1^{i+1})$	$-H_4'(\delta_1^{i+1})$
$H_1''(\delta_2^i)$	$H_2''(\delta_2^i)$	$H_3''(\delta_2^i)$	$H_4''(\delta_2^i)$	$-H_1''(\delta_1^{i+1})$	$-H_2''(\delta_1^{i+1})$	$-H_3''(\delta_1^{i+1})$	$-H_4''(\delta_1^{i+1})$
$H_1'''(\delta_2^i)$	$H_2'''(\delta_2^i)$	$H_3'''(\delta_2^i)$	$H_4'''(\delta_2^i)$	$-H_1'''(\delta_1^{i+1})$	$-H_2'''(\delta_1^{i+1})$	$-H_3'''(\delta_1^{i+1})$	$-H_4'''(\delta_1^{i+1})$

Bloc (N): 2 équations à la limite inférieure (à la base)

$H_1(\delta_2^N)$	$H_2(\delta_2^N)$	$H_3(\delta_2^N)$	$H_4(\delta_2^N)$
$H_1'(\delta_2^N)$	$H_2'(\delta_2^N)$	$H_3'(\delta_2^N)$	$H_4'(\delta_2^N)$



« Figure 17 ->

4. b. Quelques précisions sur les données de calcul :

- Les conditions aux limites :

La déclaration des conditions aux limites de l'écran nécessaire à la résolution du problème, revient à imposer en tête et à la base, deux des cinq expressions suivantes

$$\Delta T = T_1 = T_0 + E_a (y_{\text{préc}} - y) \quad ; \quad \Delta M = E t_g i \times T_1$$

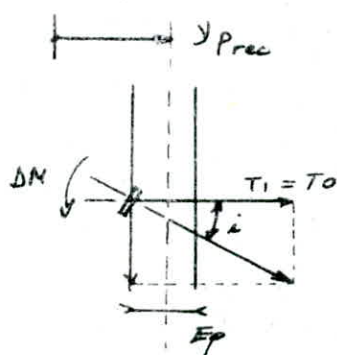
avec : T_1 : effort dans le tirant pour la phase de calcul considérée dans le programme.

$y_{\text{préc}}$: déplacement de l'écran au niveau de l'appui après mis en place.

Le coef. $E t_g i$: permet de tenir compte du moment flechis. qu'induisent éventuellement l'inclinaison du tirant et l'excentrement du dispositif d'ancrage. Dans le cas, par exemple de la figure suivante :

$$E t_g i = - \frac{E_p \cdot t_g i}{2}$$

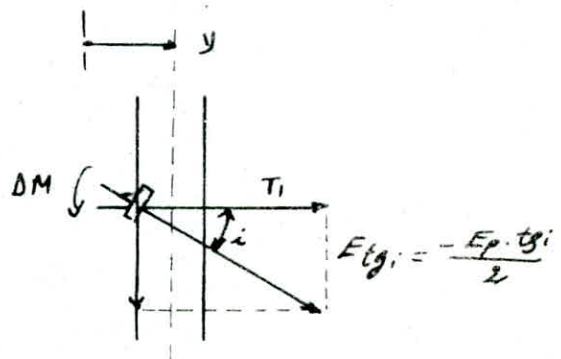
E_p : épaisseur de la paroi et i : inclinaison du tirant.



"Phase de mise en place"

$$\Delta T = T_0$$

$$\Delta M = E t_g i \cdot \Delta T$$



"Phase suivante"

$$\Delta T = T_1 = T_0 + E_a (y_{\text{préc}} - y)$$

$$\Delta M = E t_g i \cdot \Delta T$$

Figure Appuis élastiques : exemple du tirant

5. Phases de calcul (ou d'exécution)

L'avantage de la méthode aux modules de réaction est la prise en compte des différentes phases d'exécution de l'ouvrage.

Ainsi, dans notre étude, on va considérer quatre (4) phases d'exécution pour les quelles dans chacune d'elles,

qui sont prévues par le programme :

- $y = y_0$ (déplacement imposé égal à y_0)
- $y' = y'_0$ (rotation imposée égale à y'_0)
- $M = M_0$ (Moment (imposé) fléchissant égal à M_0)
- $T = T_0$ (Effort tranchant imposé égal à T_0)
- $T = T_0 - E_a y$ (appui élastique de raideur E_a , de précontrainte T_0).

Dans le cas où on choisit par exemple :

- $y = y_0 = 0$ et $y' = 0$; la paroi est parfaitement encastrée
- $M = 0$ et $T = 0$; paroi libre
- $y' = 0$ et $T = T_0$; la paroi est encastrée dans un ch. en tête (pièce en bois) mobile.
- $y = 0$ et $M = 0$; la paroi est simplement appuyée
- $M = 0$ et $T = T_0 - E_a y$; la paroi est appuyée sur un appui élastique « tirant précontraint »

* Les appuis élastiques :

Il s'agit généralement d'un tirant précontraint sur un mur, déclaré à un niveau donné de l'écran à partir d'une certaine phase de mise en place. Cet appui est défini par les caractéristiques suivantes :

• T_0 : effort initial de précontrainte horizontale éventuellement nul.

• E_a : raideur de l'appui.

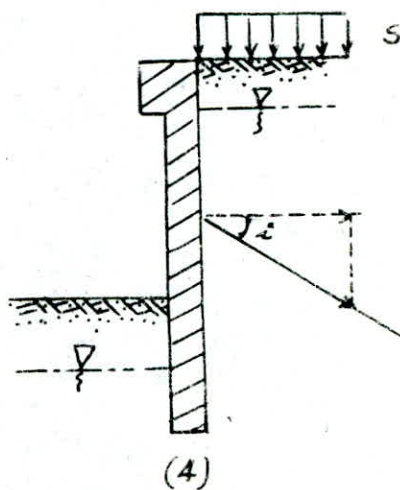
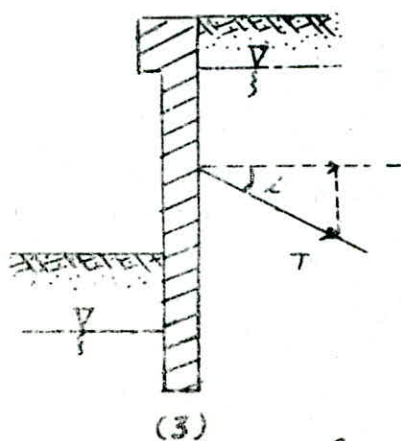
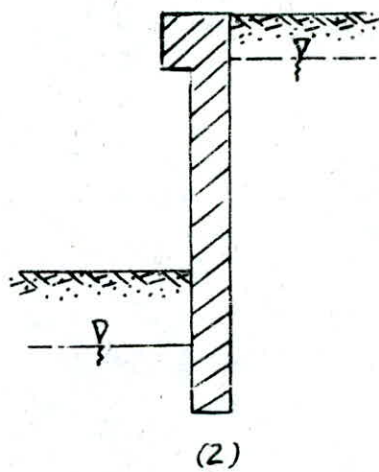
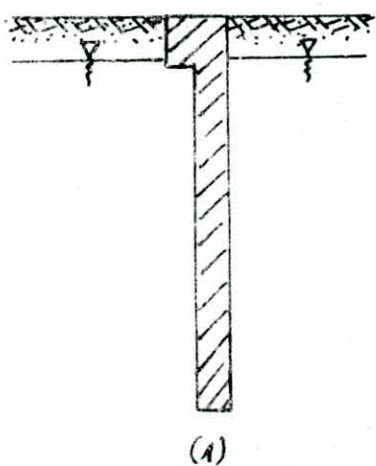
• E_{tg} : coefficient d'excentrement et d'inclinaison.

Il est forcément situé à l'interface de deux tronçons successifs de calcul.

Lorsqu'un tel appui est déclaré, le programme prend en compte, à l'interface des tronçons considérés, les discontinuités d'effort tranchant et de moment fléchissant suivantes : ΔT et ΔM tels que :

on déterminera, les différents efforts. Ces phases sont :

- Phase de construction (1) : 1^{ère} phase
- Phase de dragage (2) : 2^{ème} phase
- Phase de pose de tirants (3) : 3^{ème} phase
- Phase d'exploitation (4) : 4^{ème} phase
(ou pose de surcharges)

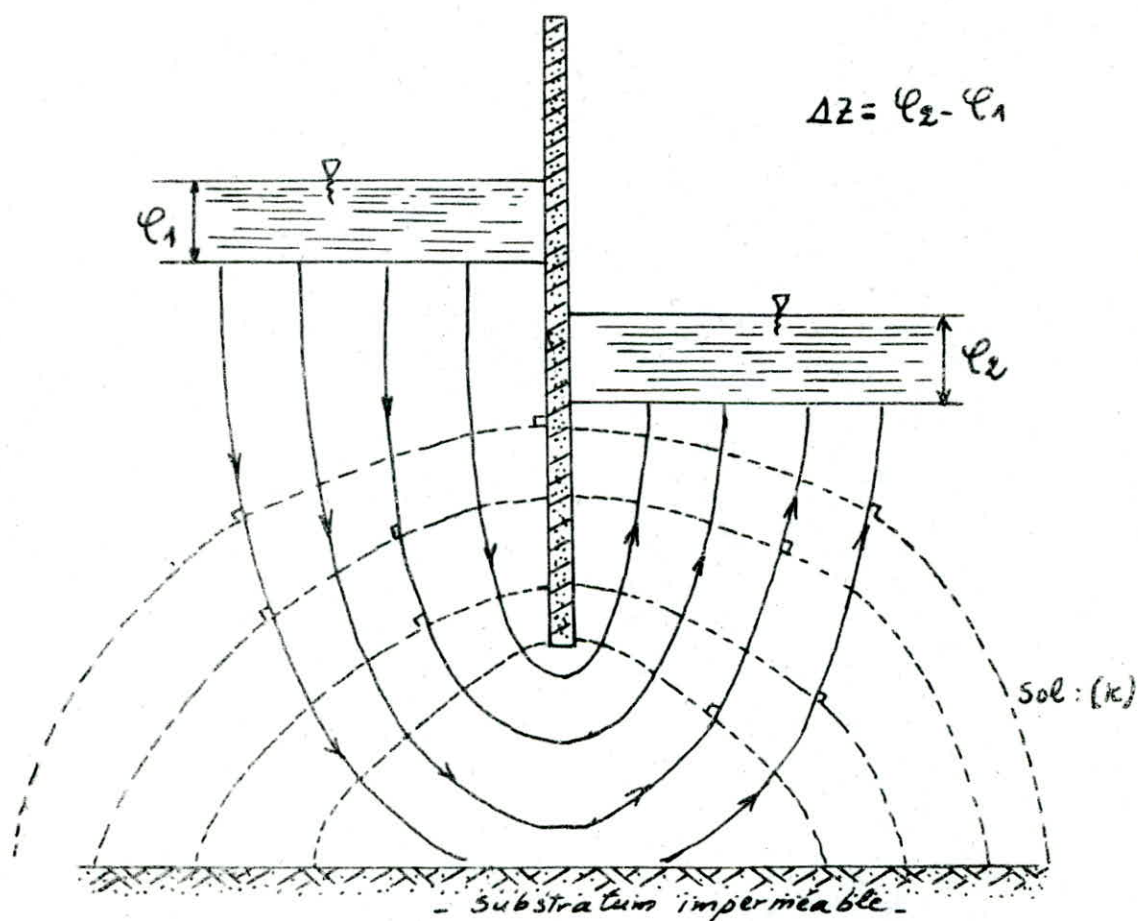


« Fig 18 »

Chapitre IV :

Pression hydrodynamique due à la filtration d'eau autour du pied de l'écran.

1. Introduction :



- : lignes équipotentiels (même charge H)
- : lignes de courant

Sous l'effet de la différence de charges Δz entre le niveau amont et le niveau aval, l'eau filtre à travers le massif.

La connaissance du réseau maillé, formé par les lignes équipotentielles et les lignes de courant, est essentielle quant à l'étude des caractéristiques locales de l'écoulement, débits, sous pression et vitesses.

La vitesse doit être connue lorsque l'entraînement des particules solides est à craindre comme cela se passe dans le phénomène de "RENARD"

2. Conditions générales :

Pour étudier l'écoulement de l'eau dans les sols, nous ferons les hypothèses suivantes :

- a) Incompressibilité de l'eau.
- b) Condition de continuité du liquide.

Considérons un certain volume géométrique V de sol saturé. Entre deux instants donnés, il entre dans ce volume un certain volume d'eau V_1 et en sort un volume V_2 . A tout instant, le volume d'eau contenu dans le volume V est le même si on suppose que les grains n'ont pas bougé. Les deux volumes V_1 et V_2 sont donc égaux, $V_1 = V_2$.

Cette condition suppose que les grains soient également incompressibles.

- c) Les contraintes, totale σ et effective σ' , ainsi que

la pression de l'eau u sont liés par la relation de TERZAGHI :

$$\sigma = \sigma' + u$$

- d) L'eau qui circule entre les grains présente de la viscosité.
- e) On tient compte de l'eau de la porosité.
- f) Il ne sera étudié que les mouvements permanents, c'est-à-dire les vitesses de l'eau aux différents endroits sont indépendantes du temps.

3 - Mise en équation de l'écoulement :

Le calcul d'un écoulement de filtration comportera en premier lieu la recherche du champ de la charge hydraulique : \mathcal{C} ...

On appelle charge hydraulique (dans l'eau en mouvement) d'une particule la quantité suivante :

$$\mathcal{C} = \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} + z \quad \text{avec :}$$

u : pression de l'eau au point considéré.

v : vitesse de l'eau au point.

z : cote du point considéré à partir d'un point horizontal de référence.

En mécanique des sols, le terme $(v^2/2g)$ est toujours

très faible comparé aux termes, car la vitesse de l'écoulement de l'eau est très petite, ainsi on peut négliger alors ce terme. donc on aura:

$$\mathcal{E} = \frac{u}{\gamma_w} + Z$$

\mathcal{E} : est aussi appelée hauteur piézométrique correspondant à l'énergie potentielle de l'unité de poids au point considéré. Pour l'écoulement permanent \mathcal{E} ne dépend que des variables spatiales (x, y, z) .

Les dérivées partielles de cette fonction sont les composantes d'un vecteur appelé "Gradient Hydraulique" \vec{i} tel que:

$$\vec{i} : \begin{cases} -\frac{\partial \mathcal{E}}{\partial x} ; \\ -\frac{\partial \mathcal{E}}{\partial y} ; \\ -\frac{\partial \mathcal{E}}{\partial z} ; \end{cases} \iff \overrightarrow{\text{grad } \mathcal{E}} = \vec{i}$$

* Loi de Darcy :

La loi de Darcy est la loi fondamentale de l'hydraulique des sols. C'est une loi expérimentale qui exprime la proportionnalité entre la vitesse de l'écoulement de l'eau et le gradient hydraulique :

$$\vec{V} = K \cdot \vec{C}$$

K : est appelé coefficient de perméabilité du sol

$$\vec{V} : \text{est telle que: } \vec{V} : \begin{cases} v_x = -K_H \cdot \frac{\partial \varphi}{\partial x} \\ v_y = -K_V \cdot \frac{\partial \varphi}{\partial y} \\ v_z = -K_U \cdot \frac{\partial \varphi}{\partial z} \end{cases}$$

Si le milieu est isotrope alors la perméabilité est la même dans toutes les directions ; $K_H = K_V = K_U$
 À ces équations on doit ajouter la relation qui tient compte de la conservation de la masse (équation de continuité) :

"Somme des débits entrants = somme des débits sortant"

$$\sum_c dq = \sum_s dq \quad \text{avec:}$$

$$\sum_c dq = v_x \cdot dy dz + v_y \cdot dx dz + v_z \cdot dx dy$$

$$\sum_s dq = (v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx) dy dz + (v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy) dx dz + (v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz) dx dy$$

par identification on aura enfin :

$$\boxed{\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0} \quad \text{« équation de continuité »}$$

En combinant la condition de continuité, et la loi de Darcy, on aura le système suivant :

$$\begin{cases} \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \\ v_x = -K \frac{\partial \varphi}{\partial x} \\ v_y = -K \frac{\partial \varphi}{\partial y} \\ v_z = -K \frac{\partial \varphi}{\partial z} \end{cases}$$

soit : $\boxed{\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} = 0}$

c'est l'équation de "LAPLACE"

* Ecoulement bidimensionnel :

Dans les cas très fréquents où l'écoulement est bidimensionnel, l'équation se réduit à :

$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} = 0$$

L'écoulement a lieu entre des limites déterminées sur lesquelles sont imposées des conditions sur l'écoulement ou sur la charge hydraulique. Le problème consiste donc à déterminer une fonction $\varphi(y, z)$ satisfaisant à l'équation de Laplace et aux conditions aux limites, soit par un calcul mathématique, soit par des méthodes modernes numériques applicables sur machines électroniques. Dans notre étude nous avons opté pour la méthode des "différences finies" qu'on va l'exposer en détail :

4. Méthode des différences finies :

4. a. Principe de la méthode :

On considère la fonction potentielle : $\varphi(y, z)$, et soit φ_0 , la valeur de cette fonction à l'origine, on peut ainsi développer φ en série de Taylor, de part et d'autre du point 0 ; ($y=0, z=0$) :

- soit sur la ligne $y=0$:

$$\varphi(z) = \varphi_0 + \left(\frac{\partial \varphi}{\partial z}\right)_0 \frac{z}{1!} + \left(\frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2}\right)_0 \frac{z^2}{2!} + \dots + \left(\frac{\partial^n \varphi}{\partial z^n}\right)_0 \frac{z^n}{n!}$$

- soit sur la ligne $z=0$:

$$\varphi(y) = \varphi_0 + \left(\frac{\partial \varphi}{\partial y}\right)_0 \frac{y}{1!} + \left(\frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2}\right)_0 \frac{y^2}{2!} + \dots + \left(\frac{\partial^n \varphi}{\partial y^n}\right)_0 \frac{y^n}{n!}$$

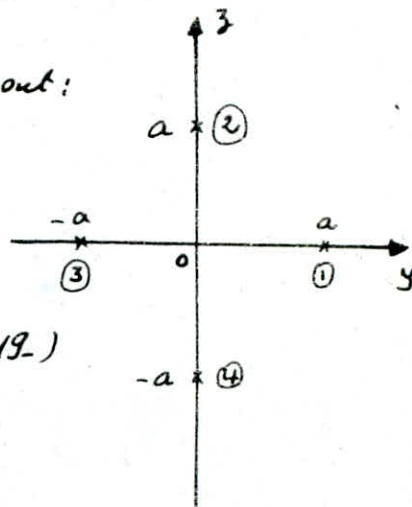
Considérons quatre (4) points numérotés 1, 2, 3, 4, disposés autour de l'origine. Les coordonnées de ces points sont :

$$1(0,0) ; 2(0,a) ; 3(-a,0) ; 4(0,-a)$$

Les valeurs de φ en ces 4 points seront :

$$\begin{aligned} \varphi_3^1 &= \varphi_0 + \left(\frac{\partial \varphi}{\partial y}\right)_0 \frac{a}{1!} + \left(\frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2}\right)_0 \frac{a^2}{2!} \\ &+ \left(\frac{\partial^3 \varphi}{\partial y^3}\right)_0 \frac{a^3}{3!} + \dots \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \varphi_4^1 &= \varphi_0 + \left(\frac{\partial \varphi}{\partial z}\right)_0 \frac{a}{1!} + \left(\frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2}\right)_0 \frac{a^2}{2!} \\ &+ \left(\frac{\partial^3 \varphi}{\partial z^3}\right)_0 \frac{a^3}{3!} + \dots \end{aligned}$$



(fig 19.)

Calculons la somme $\varphi_1 + \varphi_2 + \varphi_3 + \varphi_4 = \sum_{i=1}^4 \varphi_i$, d'où

$$\sum_{i=1}^4 \varphi_i = 4\varphi_0 + 2 \cdot \frac{a^2}{2!} \left(\frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} \right)_0 + 2 \frac{a^4}{4!} \left(\frac{\partial^4 \varphi}{\partial y^4} + \frac{\partial^4 \varphi}{\partial z^4} \right)_0 +$$

+

Si on néglige les termes à partir du degré 4, on ne commet qu'une faible erreur, car a est choisi petit, le premier terme négligé est de l'ordre : $2 \cdot a^4 / 12$

$= \frac{a^4}{12}$. Donc en fin de compte on aura :

$$\sum_{i=1}^4 \varphi_i - 4\varphi_0 = 0$$

- Equation de Laplace
Exprimée en différences
finies -

Et... pour résoudre cette équation dans un domaine D , on discrétise le domaine en un certain quadrillage de petits carrés de côtés a . dont la maille élémentaire correspond à la figure précédente (fig. 19-)

• Conditions aux limites :

L'écoulement en charge sera limité que par deux sortes de surfaces :

a) Surfaces filtrantes :

Par ces surfaces filtrantes, l'écoulement souterrain est en contact avec une masse libre. Dans cette masse, les pertes de charges sont négligeables de sorte que la charge hydraulique est constante. La condition à la limite z est donc :

$\varphi = \text{constante}$; condition de 'Dirichlet'.

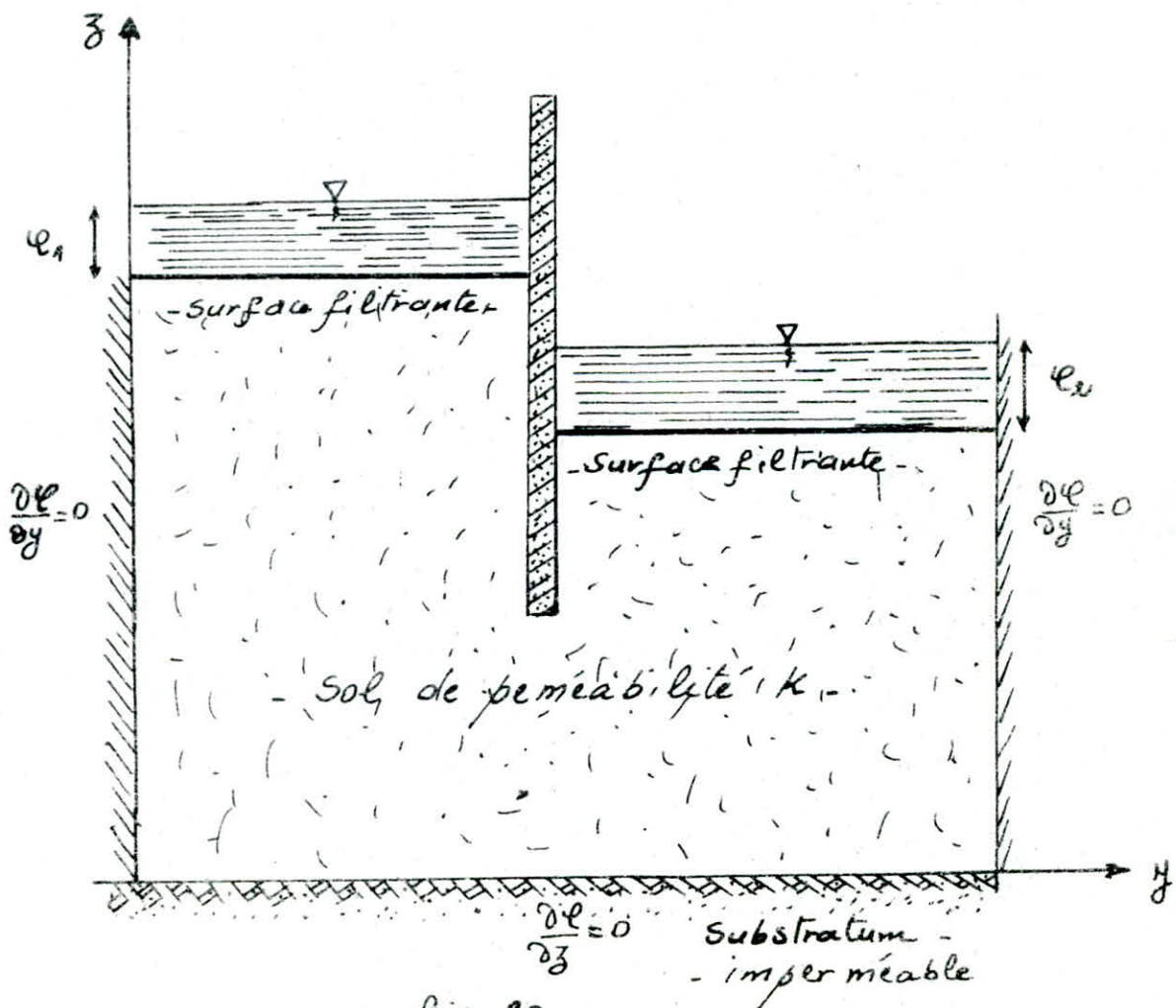
B) Surfaces imperméables :

Ce sont les assises de terrain imperméable, soit des parois étanches (fiche de paroi, ou palplanche) ou des couches imperméable (substratum imperméable).

La condition sur une surface imperméable sera donc:

$$\frac{\partial \varphi}{\partial n} = 0 ; \text{ 'Condition de NEWMAN'}$$

\vec{n} : étant la normale à la surface.

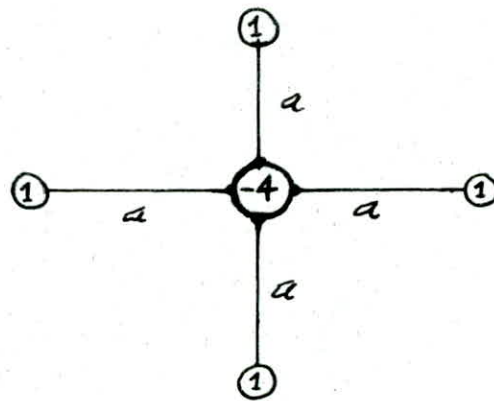


«-fig 20-11

L'équation de Laplace exprimée en différences finies pour tous les points intérieurs au domaine est donnée par :

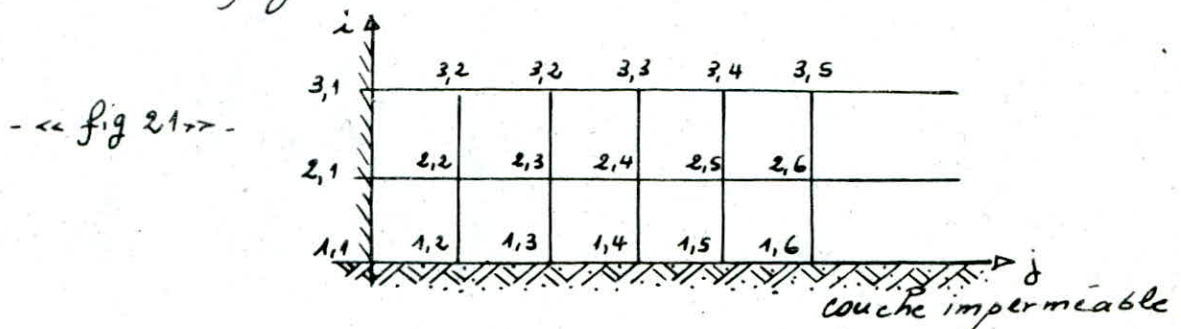
1^{er} cas : pour un point (i,j) quelconque du domaine elle s'écrit :

$$-4\psi_{i,j} + \psi_{i,j-1} + \psi_{i-1,j} + \psi_{i+1,j} + \psi_{i,j+1} = 0$$



2^{ème} cas : pour les points situés sur une limite imperméable, l'équation est déterminée de la même manière que précédemment :

Soient les points de la couche imperméable, représentés sur la figure ci-contre :



Par le développement de Taylor, on a :

$$\psi_{2,3} = \psi_{1,3} + a \frac{\partial \psi}{\partial i} + \frac{a^2}{2!} \frac{\partial^2 \psi}{\partial i^2} + \dots + \dots \quad (1)$$

$$\varphi_{1,4} = \varphi_{1,3} + a \frac{\partial \varphi}{\partial j} + \frac{a^2}{2!} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial j^2} + \dots \quad (2)$$

$$\varphi_{1,2} = \varphi_{1,3} + a \frac{\partial \varphi}{\partial j} + \frac{a^2}{2!} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial j^2} + \dots \quad (3)$$

On faisant la somme des expressions (2) + (3) on aura:

$$\varphi_{1,4} + \varphi_{1,2} = 2\varphi_{1,3} + 2 \frac{a^2}{2!} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial j^2} \quad (4)$$

de l'équation (1) on tire:

$$\varphi_{2,3} - \varphi_{1,3} = \frac{a^2}{2!} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial i^2} \Leftrightarrow \frac{\partial^2 \varphi}{\partial i^2} = \frac{2!}{a^2} (\varphi_{2,3} - \varphi_{1,3}) \quad (5)$$

Et... de l'équation (4) on aura:

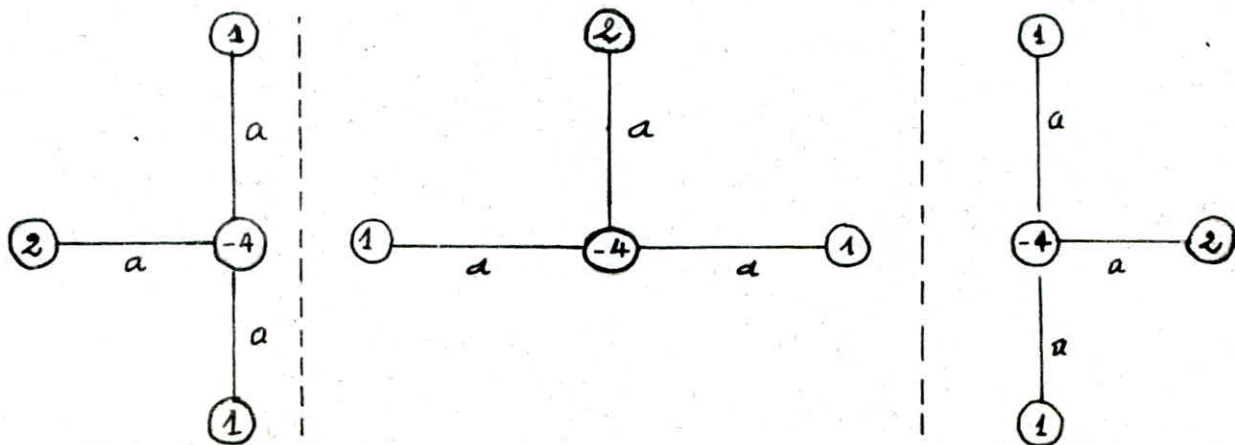
$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial j^2} = \frac{1}{a^2} (\varphi_{1,4} + \varphi_{1,2} - 2\varphi_{1,3}) \quad (6)$$

d'où:

$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial i^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial j^2} = 0 \Leftrightarrow \boxed{-4\varphi_{1,3} + 2\varphi_{2,3} + \varphi_{1,4} + \varphi_{1,2} = 0}$$

Donc pour un point (i,j) situé sur la limite imp-
ermiable l'équation de Laplace en diff. finies
s'écrit:

$$\boxed{-4\varphi_{i,j} + 2\varphi_{i+1,j} + \varphi_{i,j+1} + \varphi_{i,j-1} = 0}$$



4.6. Composition du maillage :

Dans le cas de notre étude, le domaine 'D' n'est pas symétrique, car la surface filtrante du côté amont, n'est pas à la même hauteur que celle du côté aval, par conséquent, du côté amont nous aurons $(M \times N)$ points et du côté aval, on aura $(K \times N)$ points.

Le maillage est carré (de côté: a), le choix de la dimension de la maille élémentaire se fera suivant la précision que l'on veut avoir (ainsi plus a est petit, plus la précision est grande).

On désigne par P_1 , la hauteur de la surface filtrante niveau amont jusqu'au substratum, et P_3 la hauteur de la surface filtrante niveau aval jusqu'au substratum, on note par (L, N) , le premier point (nœud) qui coïncide avec la fêche de la paroi. D'où nous pouvons ainsi déterminer, M, N, L et K par :

$$M = \frac{P_1}{a} + 1 ; L = \frac{P_2}{a} + 1 ; K = \frac{P_3}{a} + 1$$

Pour déterminer N nous avons pris la distance du domaine (ou sa longueur suivant j) comme étant environ 6 (six) fois la valeur de la plus grande hauteur de la surface filtrante au substratum, c'est à dire :

$$N = \frac{3P_1}{a} + 1 = 3(M-1) + 1.$$

En écrivant l'équation de Laplace exprimée en différences finies en tous points du domaine 'D' on obtient ainsi un système linéaire composé de

$((M-1) \times N + (K+1) \times N)$ équations linéaires de la

forme:

$$A \times \mathcal{C} = B$$

A: matrice carrée de dimension $((M-1)N + (K-1)N)^2$ dont les composants sont les coefficients de l'équation de Laplace.

\mathcal{C} : vecteur des charges, inconnue, de dimension $(M-1)N + (K-1)N$.

B: vecteur, qui exprime les conditions de Dirichlet.

$Bloc(M-1) \dots Bloc(K) \quad Bloc(K-1) \dots Bloc(L) \quad Bloc(L-1) \dots Bloc(1)$

0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0

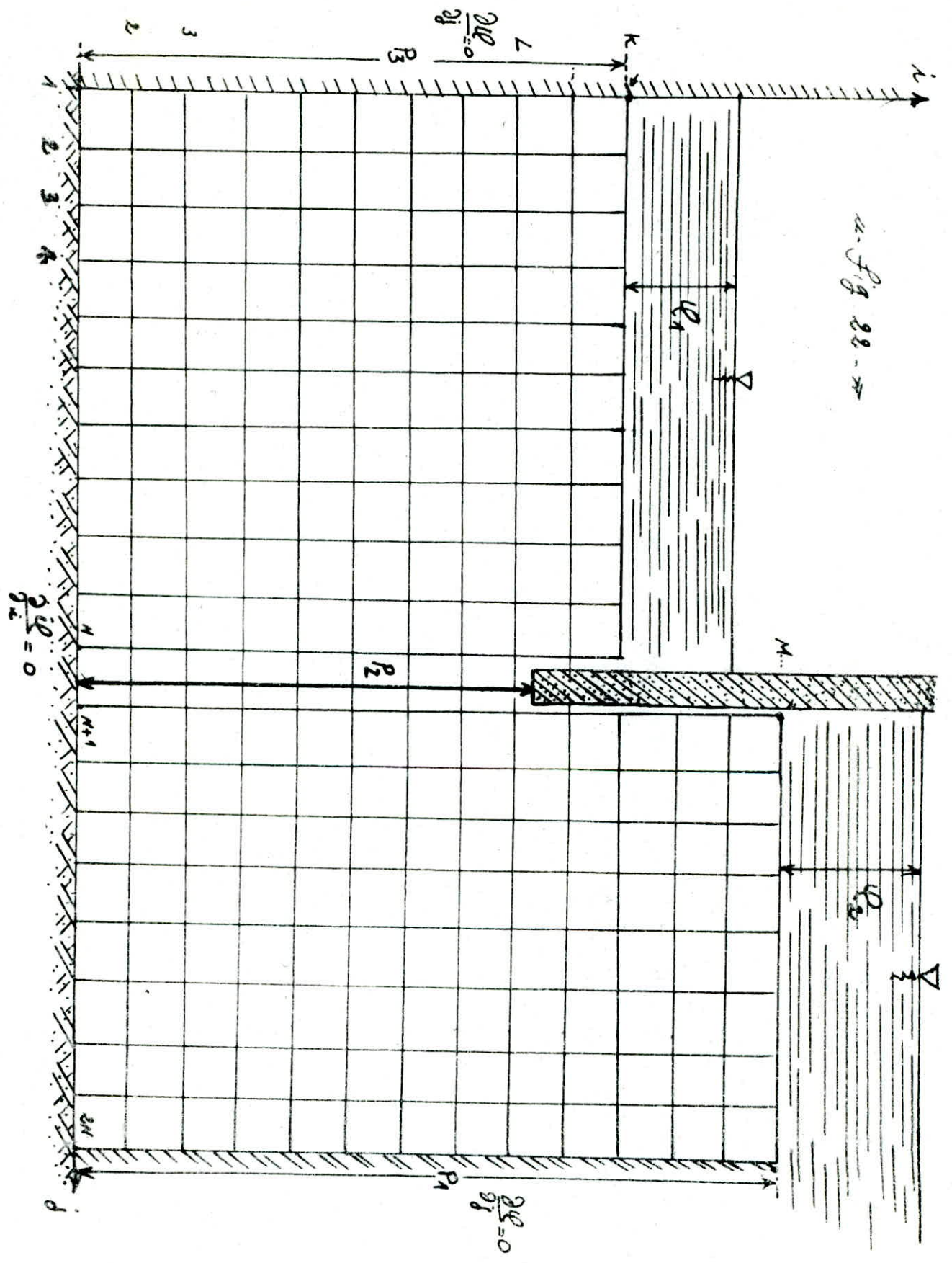
X

$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$
$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$
$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$
$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$
$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$
$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$
$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$
$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$	$q(N, N)$

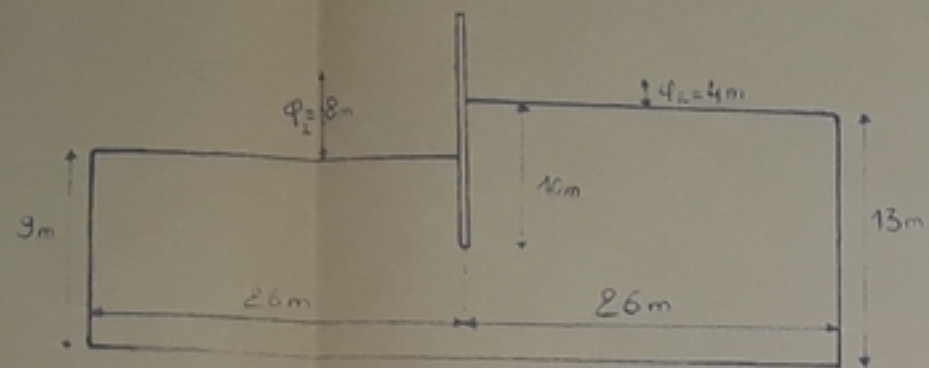
=

0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0

Fig. 22 -



Exemple de Calcul

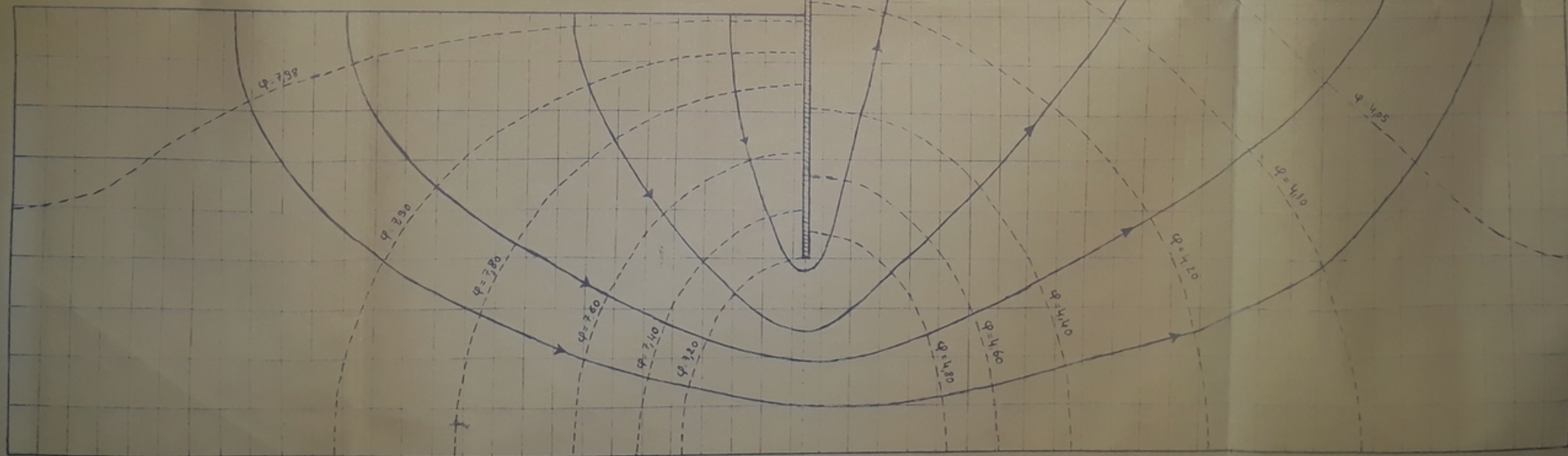


PB 0 1088

Avant p. 79

Echelle (Largeur: 1/75)
(Longueur: 1/125)

— : Lignes de courants
- - - : Equipotentielles



Chapitre V :

Programme de calcul sur ordinateur.

1. Objet du programme et Hypothèses :

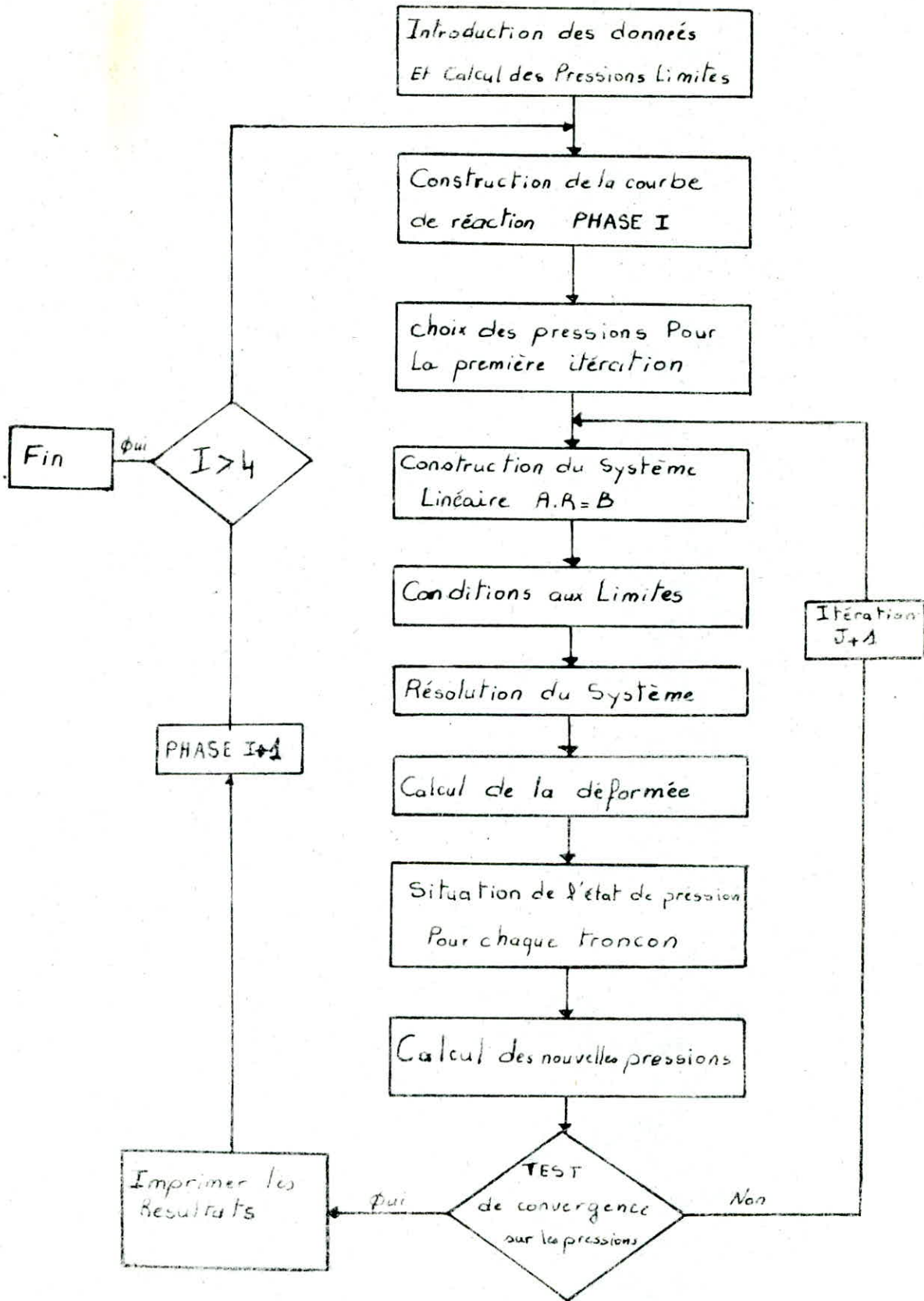
1-a: Ce programme permet de calculer deux types de paroi (palplanches ou parois moulées):

- Paroi eucastrée au pied non ancré.
- Paroi eucastrée au pied ancré avec une nappe (ou plusieurs) de tirants.

1-b: Hypothèses:

- La rigidité (EI) de la paroi est constante sur l'épaisseur de chaque tronçon.
- L'épaisseur de chaque tronçon est voisine du vingt-cinquième de la hauteur ($1/25H$) totale de l'ouvrage.
- Les niveaux du sol de la nappe pour chaque phase de calcul, déclarés en données, sont situés à l'interface de deux tronçons successifs.
- Même cas pour les niveaux déclarés pour les tirants.
- Pour chaque tronçon les paramètres de lois de réaction à gauche et à droite: (K_{ha} , K_{hp} , K_a , K_p , K_{qa} , K_{qp} , K_o) puissent être considérés comme constants.

2) Organigramme général :



2.a. SOUS PROGRAMME D'ENTREE DES DONNEES.

SUBROUTINE DONNEES

PHASE1 Construction

- Nombre De couches stratifiees → NC
- Côte de la nappe de L'eau → ZEAU
- Poids volumique de L'eau → GAMAW
- Module d'élasticité de la paroi → E

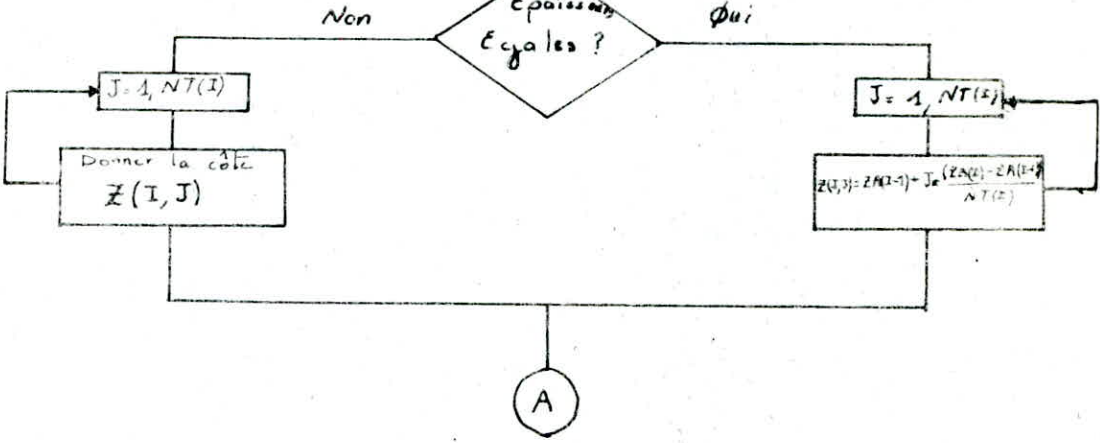
Données pour chaque couche

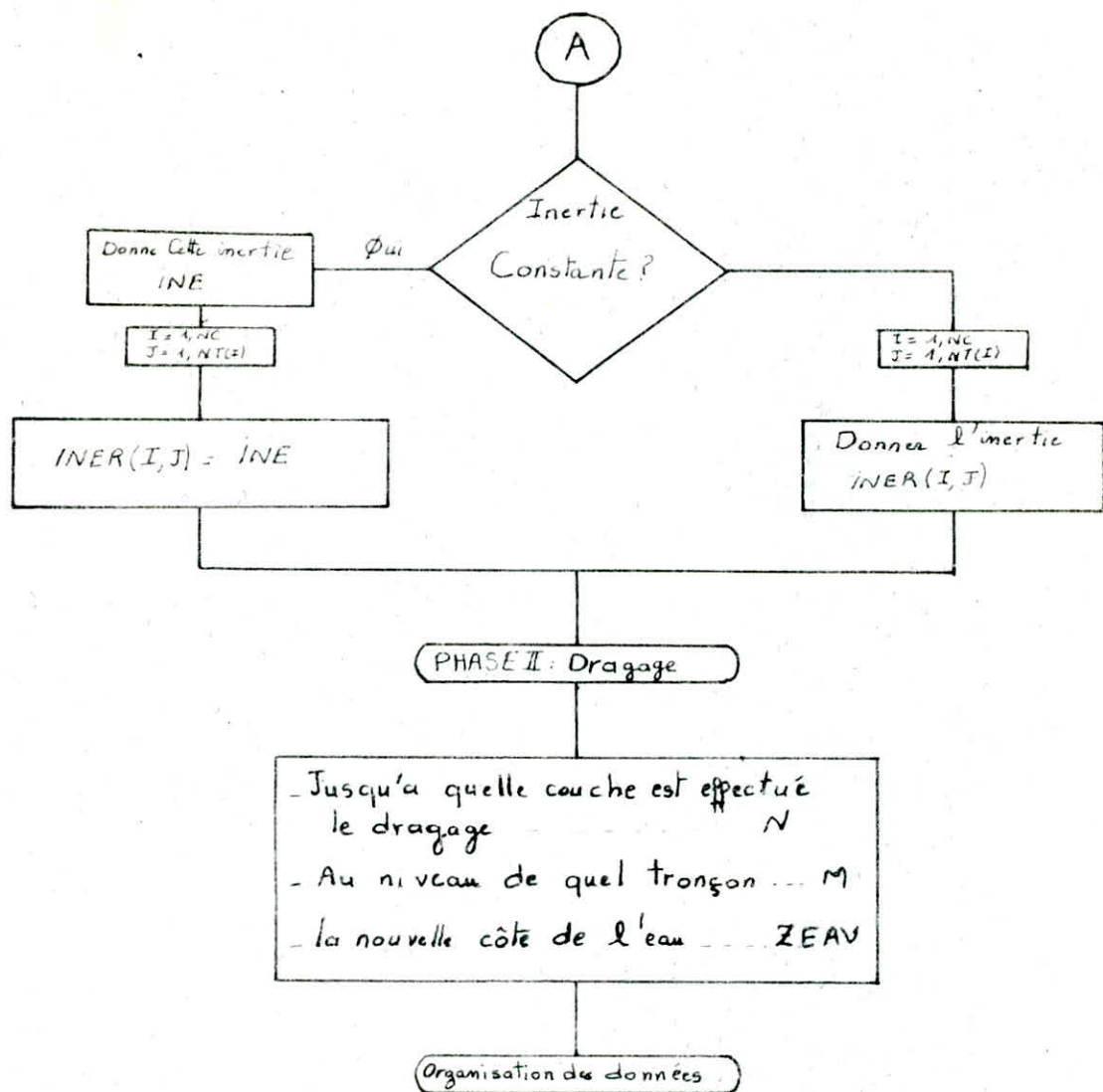
I = 1, NC

- Côte De L'extremité basse de la couche I. $ZA(I)$
- Poids volumique sec γ_d → $GD(I)$
- Poids volumique saturation γ_s → $GS(I)$
- Angle de frottement interne ϕ → $PH(I)$
- Coeff de Poussée → $KA(I)$
- Coeff de Butée → $KP(I)$
- Coeff au repos → $KO(I)$
- Coeffs de surcharges → $KQA(I), KQP(I)$

Nombre de Tronçons couche I
 $NT(I)$

Epaisseur
Egales ?





2.b. Organisation des données :

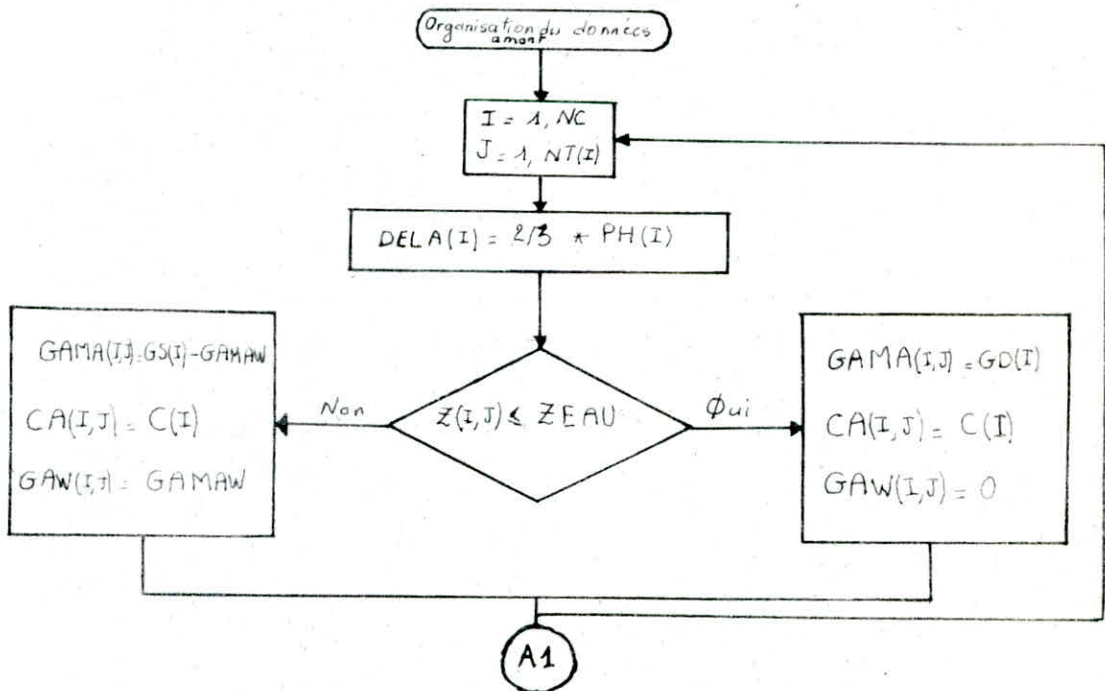
Les données des caractéristiques du sol de chaque couche, sont organisées au niveau de chaque tronçon afin de calculer les pressions limites de poussée et de butée pour chaque tronçon, cette organisation est effectuée par rapport à la cote de la nappe phréatique du côté amont et du côté aval.

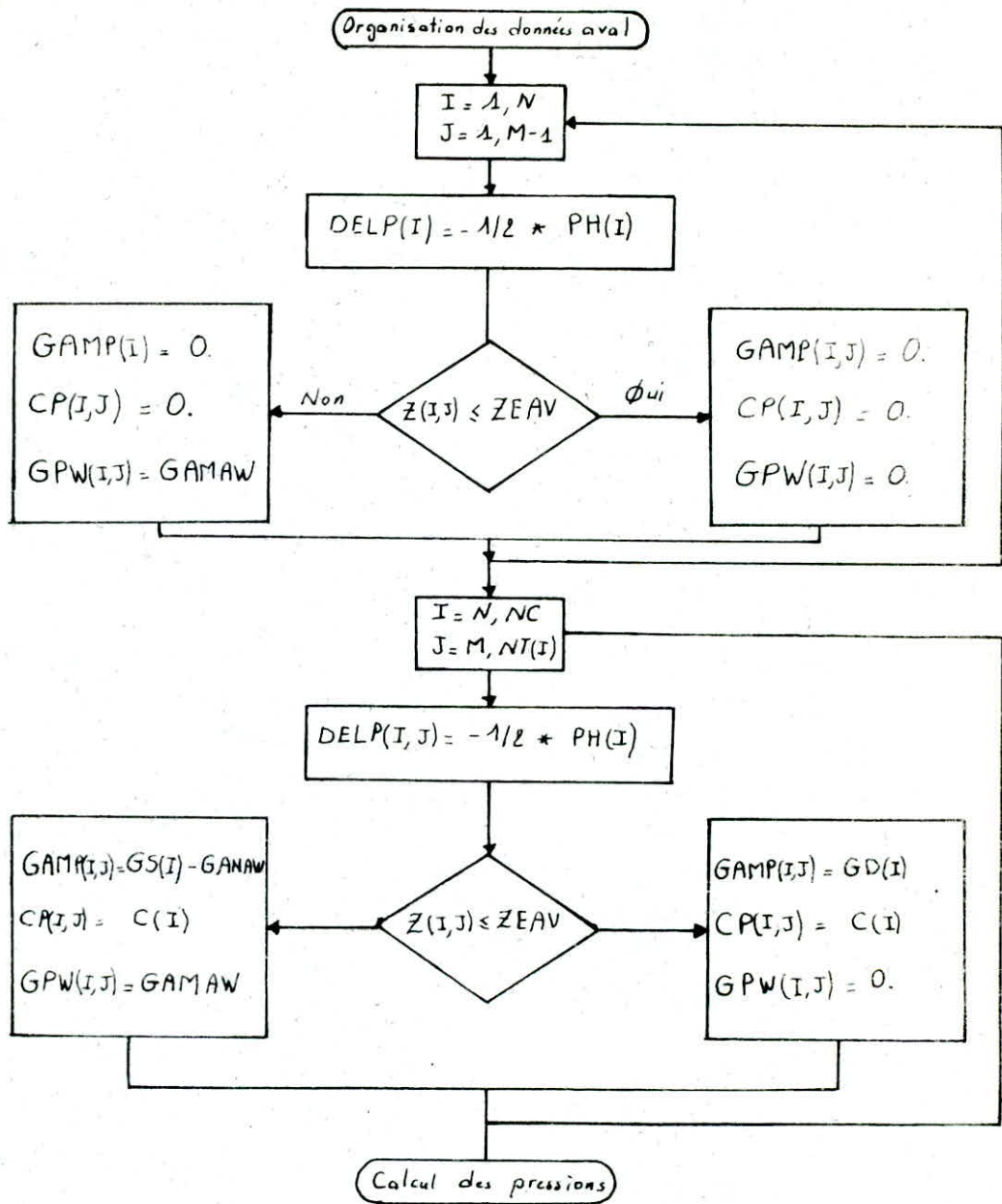
niveau aval	Tronçon (I,J)	niveau amont
DELP(I), GAMP(I,J) CP(I,J), GPW(I,J)		DELA(I), GAMA(I,J) CA(I,J), GAW(I,J)

Au niveau de chaque tronçon, le sol de chaque côté, est caractérisé par les paramètres suivants :

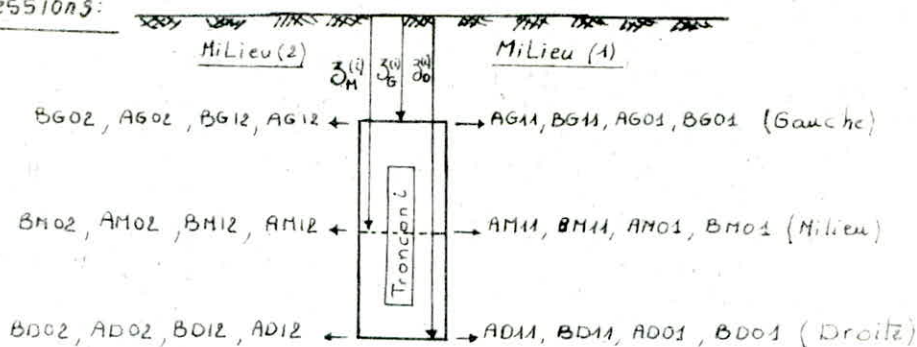
- DELA : angle de frottement de ce sol en poussée ($= 2/3 \varphi$)
- DELP : angle de frottement de ce sol en butée ($= -1/2 \varphi$)
- GAMA, GAMP : (resp.) poids volumique du sol, (sec ou déjugué) amont et aval.
- CA, CP : cohésion de ce sol (amont, aval).
- GAW, GPW ; resp. poids volumique de l'eau (dans le cas où il y a de l'eau ou le sol est saturé) sinon $GAW = GPW = 0$

* Rem : S'il n'y a pas de sol (après dragage) alors $CA = 0$.





Calcul des pressions:



Pour chaque tronçon, et pour chaque milieu (1) et (2), on calcule les pressions limites (de poussée et de butée), sous la forme linéaire suivante : $P_1 = A_{11}z + A_{01}$ (pour le milieu 1) et ... $P_2 = A_{12}z + A_{02}$ (pour le milieu 2). Les coefficients A_{11} , A_{01} , A_{12} et A_{02} sont déterminés pour le niveau gauche, milieu et droite du tronçon i .

Les coefficients commençant par (A), désignent la poussée et les coefficients commençant par (B), désignent la butée.

Donnons un exemple pour le niveau gauche :

- milieu 1 :

$$AG_{11}(I) = K_A \times \cos(\Delta E L A) \times (z_H - h_i) / z_G(I) + G_{AW}$$

$$BG_{11}(I) = K_P \times \cos(\Delta E L P) \times (z_H - h_i) / z_G(I) + G_{AW}$$

$$AG_{01}(I) = K_A \times \cos(\Delta E L A) \times S - C_A / \tan(\varphi) \times (K_P \times \cos(\Delta E L A) - 1) - G_{AW} \times z_{EAU}$$

$$BG_{01}(I) = K_P \times \cos(\Delta E L P) \times S + C_A / \tan(\varphi) \times (-1 + K_P \times \cos(\Delta E L A)) - G_{AW} \times z_{EAU}$$

- milieu 2 :

$$AG_{12}(I) = K_A \times \cos(\Delta E L A) \times (z_H - h_i) / z_G(I) + G_{PW}$$

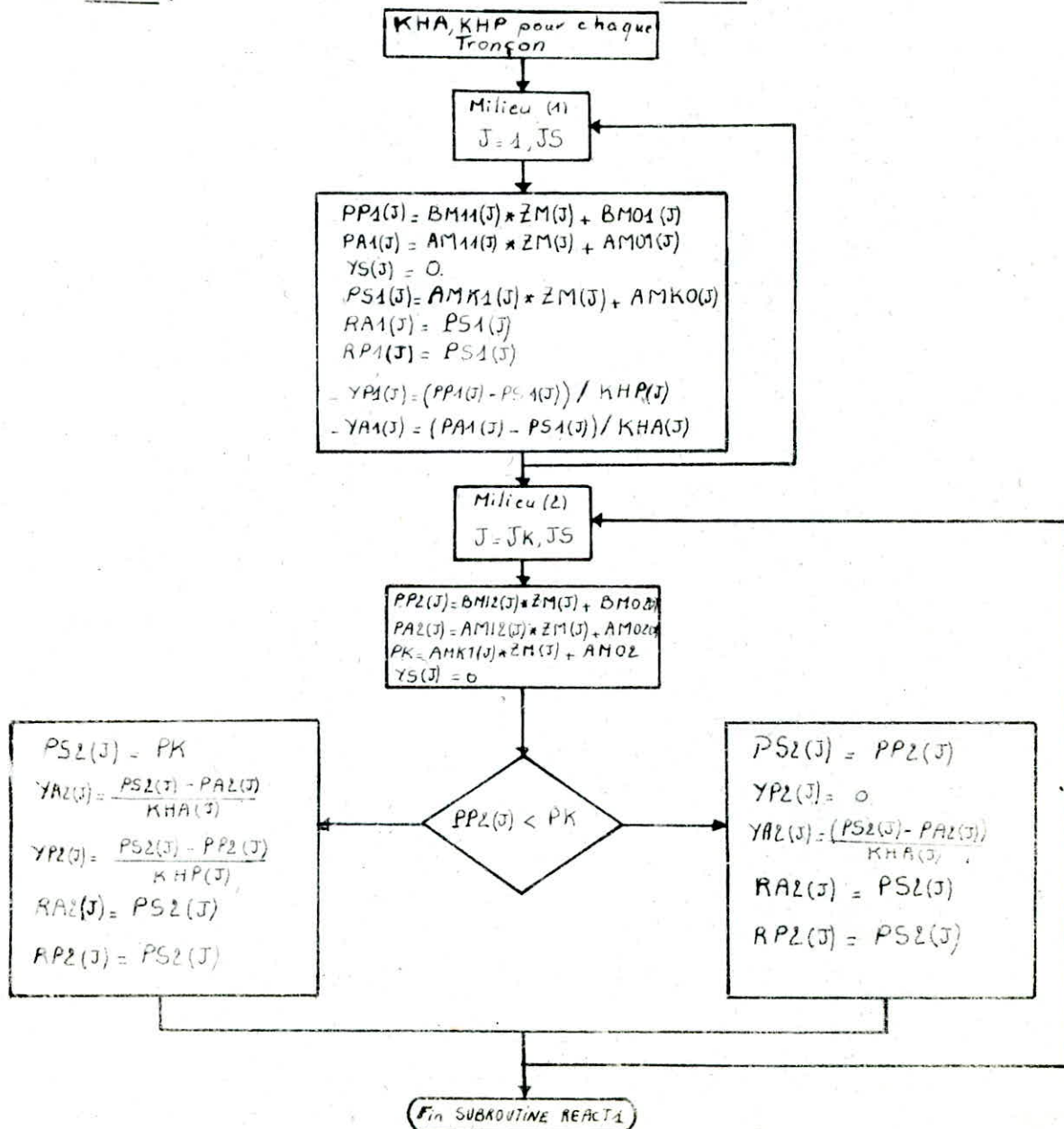
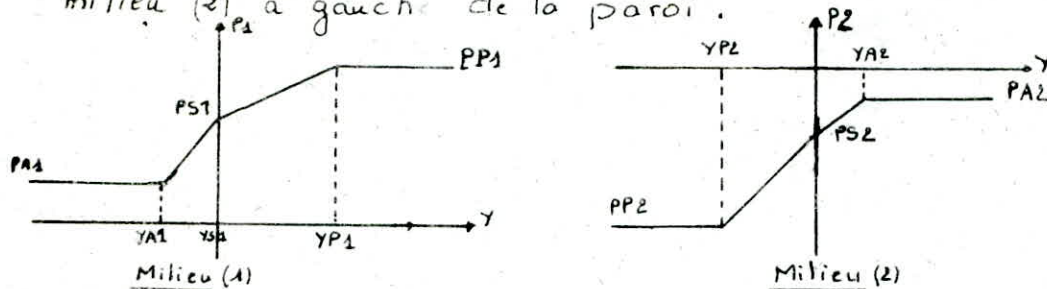
$$BG_{12}(I) = K_P \times \cos(\Delta E L P) \times (z_H - h_i) / z_G(I) + G_{PW}$$

$$AG_{02}(I) = -C_A / \tan(\varphi) \times (1 - K_A \times \cos(\Delta E L A)) - G_{PW} \times z_{EAU}$$

$$BG_{02}(I) = C_P / \tan(\varphi) \times (K_P \times \cos(\Delta E L P) - 1) - G_{PW} \times z_{EAU}$$

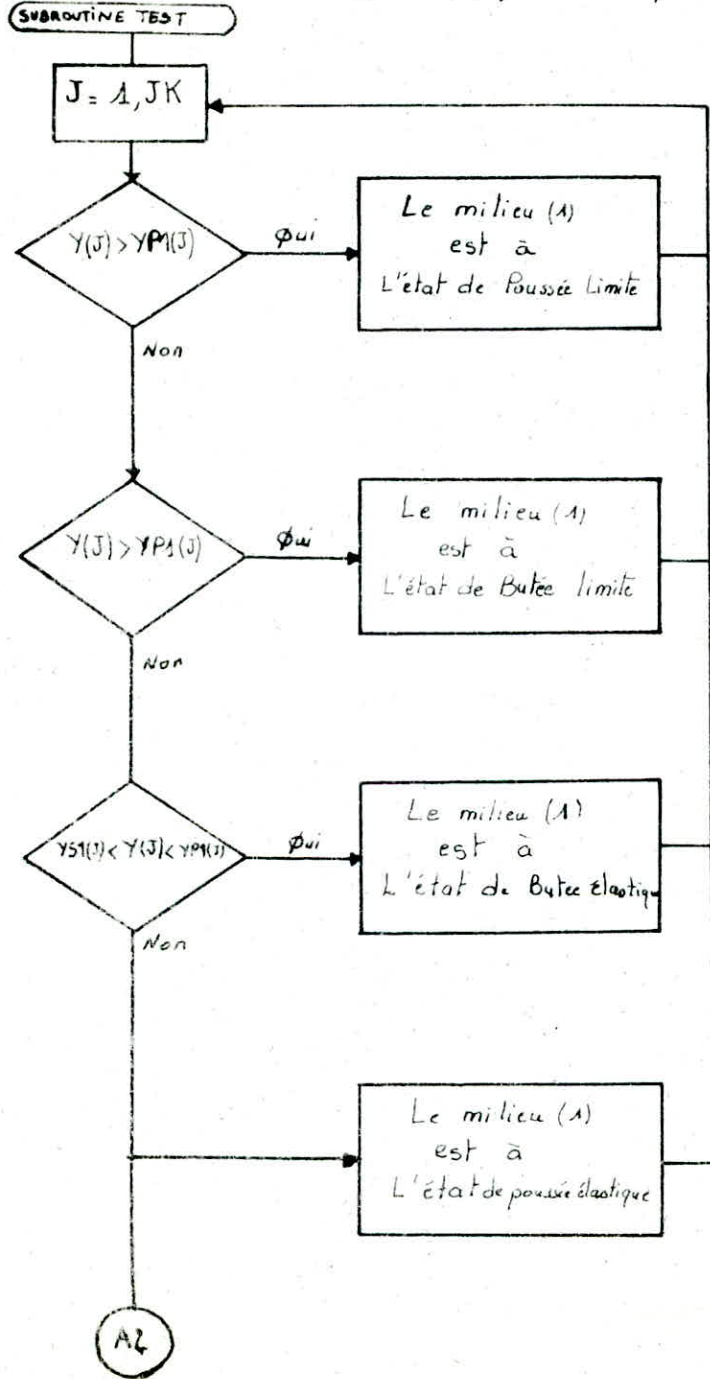
Sous programme REACT 1:

Le but de ce programme est le calcul de la courbe de réaction pour la phase II (Dragage), pour le milieu (1) à droite et le milieu (2) à gauche de la paroi.



Sous programme TEST

Le but de ce sous programme est la détermination de l'état de pression du milieu (1) et du milieu (2), cet état est obtenu avec des tests sur la déformée calculée à l'iteration J et la déformée sur la courbe de réaction du milieu (1) et (2) pour chaque tronçon



AI

$J = JK, JS$

Decision: $Y(J) < YS(J)$
Yes: Φ_{ui} (B')

Decision: $Y(J) < YA1(J)$
 $Y(J) < YP2(J)$
Yes: Φ_{ui}
Le milieu (1) est à l'état de poussée limite
Le milieu (2) est à l'état de butée limite

Decision: $Y(J) < YA1(J)$
 $Y(J) > YP2(J)$
Yes: Φ_{ui}
Le milieu (1) est à l'état de poussée limite
Le milieu (2) est à l'état de butée élastique

Decision: $Y(J) < YP2(J)$
 $Y(J) > YA1(J)$
Yes: Φ_{ui}
Le milieu (1) est à l'état de poussée élastique
Le milieu (2) est à l'état de butée limite

(B')

Le milieu (1) est à l'état de poussée élastique
Le milieu (2) est à l'état de butée élastique

Decision: $Y(J) > YP1(J)$
 $Y(J) > YA2(J)$
Yes: Φ_{ui}
Le milieu (1) est à l'état de butée limite
Le milieu (2) est à l'état de poussée limite

Decision: $Y(J) > YP1(J)$
 $Y(J) > YA2(J)$
Yes: Φ_{ui}
Le milieu (1) est à l'état de butée limite
Le milieu (2) est à l'état de poussée élastique

Decision: $Y(J) > YA2(J)$
 $Y(J) < YP1(J)$
Yes: Φ_{ui}
Le milieu (1) est à l'état de butée élastique
Le milieu (2) est à l'état de poussée limite

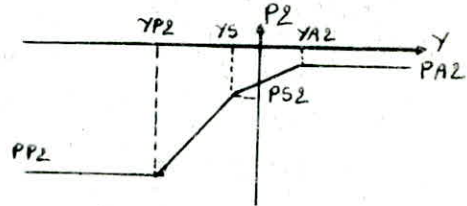
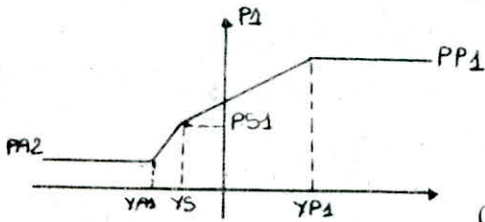
Le milieu (1) est à l'état de butée élastique
Le milieu (2) est à l'état de poussée élastique

Fin SUBROUTINE TEST

Sous programme REACT 2:

Le but de ce sous-programme est la détermination de la courbe de réaction pour la phase trois (mise des tirants), dans cette phase on a ni chargement ni déchargement, La règle adoptée revient à prendre, quelle que soit la position d'équilibre précédente (Y_{N-1}, P_{N-1})

$$Y_S = Y_{N-1} \quad , \quad P_S = P_{N-1}$$



SUBROUTINE REACT2

- Nbr de nappes de Tirants
- Tronçons correspondants
- Efforts précontraints
- Coef. Epi
- KHA, KHP pour chaque Tronçon

J = 1, JS

$$\begin{aligned}
 YS(J) &= Y(J) \\
 PS1(J) &= P1(J) \\
 YA1(J) &= \frac{PA1(J) - PS1(J)}{KHA(J)} + YS(J) \\
 YP1(J) &= \frac{PP1(J) - PS1(J)}{KHP(J)} + YS(J) \\
 RP1(J) &= PS1(J) - KHP(J) * YS(J) \\
 RA1(J) &= PS1(J) - KHA(J) * YS(J)
 \end{aligned}$$

Y(J) < YS(J)

$$\begin{aligned}
 YS(J) &= Y(J) \\
 PS1(J) &= P1(J) \\
 YA1(J) &= YS(J) \\
 YP1(J) &= \frac{PP1(J) - PS1(J)}{KHP(J)} + YS(J) \\
 RP1(J) &= PS1(J) - KHP(J) * YS(J) \\
 RA1(J) &= PS1(J)
 \end{aligned}$$

J = JK, JS

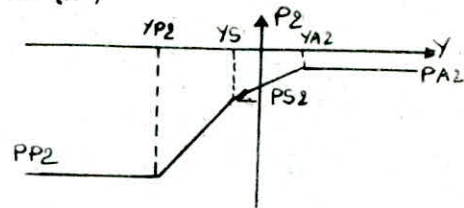
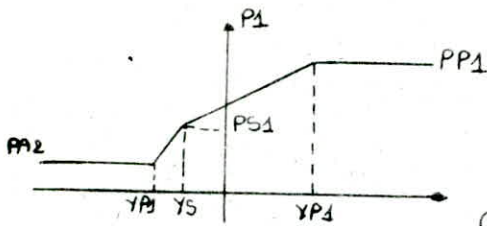
$$\begin{aligned}
 YS(J) &= Y(J) \\
 PS2(J) &= -P2(J) \\
 YA2(J) &= \frac{-PA2(J) - PS2(J)}{KHA(J)} + YS(J) \\
 YP2(J) &= \frac{-PP2(J) - PS2(J)}{KHP(J)} + YS(J) \\
 RP2(J) &= PS2(J) - KHP(J) * YS(J) \\
 RA2(J) &= PS2(J) - KHA(J) * YS(J)
 \end{aligned}$$

Fin SUBROUTINE REACT2

Sous programme REACT 3

Le but de ce sous-programme est la détermination de la courbe de réaction pour la phase quatre (chargement ou exploitation), dans cette phase on a un chargement, La règle adoptée revient à prendre,

$$Y_S = Y_{N-1} \quad P_S = P_{N-1} + K\phi(S)$$



SUBROUTINE REACT3

- Surcharge S
- KHA, KHP pour chaque Tronçon

J = 1, JS

$Y_S(J) = Y(J)$
 $PS1(J) = P1(J) + K\phi * S$
 $YA1(J) = \frac{P_{A1}(J) - PS1(J)}{KHA(J)} + Y_S(J)$
 $YP1(J) = \frac{PP1(J) - PS1(J)}{KHP(J)} + Y_S(J)$
 $RP1(J) = PS1(J) - KHP(J) * Y_S(J)$
 $RA1(J) = PS1(J) - KHA(J) * Y_S(J)$

$Y(J) < Y_S(J)$

$Y_S(J) = Y(J)$
 $PS1(J) = P1(J) + K\phi(J) * S$
 $YA1(J) = Y_S(J)$
 $YP1(J) = \frac{PP1(J) - PS1(J)}{KHP(J)} + Y_S(J)$
 $RP1(J) = PS1(J) - KHP(J) * Y_S(J)$
 $RA1(J) = PS1(J)$

J = JK, JS

$Y_S(J) = Y(J)$
 $PS2(J) = -P2(J)$
 $YA2(J) = \frac{-PA2(J) - PS2(J)}{KHA(J)} + Y_S(J)$
 $YP2(J) = \frac{-PP2(J) - PS2(J)}{KHP(J)} + Y_S(J)$
 $RP2(J) = PS2(J) - KHP(J) * Y_S(J)$
 $RA2(J) = PS2(J) - KHA(J) * Y_S(J)$

Fin SUBROUTINE REACT2

Chapitre VI :

Programme de calcul d'un mur de Soutènement

1. Objet du programme et Hypothèses :

1.a - Le programme permet de vérifier la stabilité du mur de soutènement vis à vis :

- du renversement (fig-a)
- du glissement sur la surface d'appui (fig-b)
- de la capacité portante du sol d'assise (fig-c)

Rem : * - pour la vérification au glissement généralisé, c'est toute une autre étude qui sort de l'objet de notre programme.

1.b. Hypothèses : (fig.22)

- * Le mur de soutènement est supposé à paroi, intérieur et extérieur, vertical ($\lambda=0$), et à épaisseur constante : E
- * Hauteur du mur (semelle non comptée) : H .
- * Semelle rectangulaire de dimensions :
 - épaisseur : D
 - largeur du talon : B
- * Eau inclinée par rapport à l'horizontale d'un angle β (BETA)
- * Le sol est stratifié en couches homogènes inclinées,

d'un angle α (ALPHA); (inclinaison identique des deux cotés aval et amont)

1.C. Données du problème :

• α) Côté amont :

- Surcharge sur talus ----- : QA
- Nombre de couches sur talon : NK
- pour chaque couche ----- : K
 - * poids volumique ----- : GAMAT(K)
 - * épaisseur intérieur ----- : EI(K)
 - * pression haute ----- : PGA(K)
 - * pression basse ----- : PDA(K)
 - * Coefficient de profondeur : NC(K)
 - * Coefficient de cohésion : NQ(K)
 - * Cohésion ----- : C(K)
- Nombre de tirant ----- : NT
- Pour chaque tirant ----- : NL
 - * Force horizontale du tirant : T(NL)
 - * Bras de levier du tirant : ZT(NL)

• β) Côté aval :

- Nombre de couches sur patin : LN
- pour chaque couche ----- : M
 - * poids volumique ----- : GAMAT(M)
 - * Epaisseur intérieur ----- : EIP(M)
 - * Coefficient de cohésion : NQP(M)

• γ) Sol sous semelle :

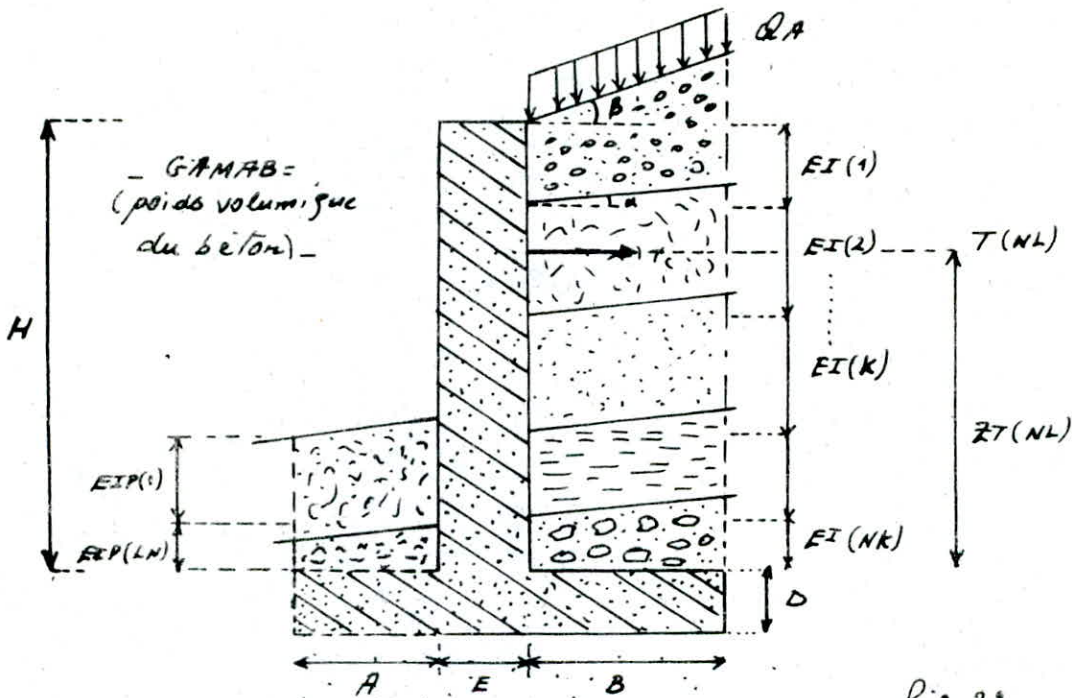
- Coefficient de frottement : μ ($= \tan \varphi_{sol}$)
- Poids volumique ----- : GATS
- Coefficient de surface ----- : NGS

• ρ) Données supplémentaires :

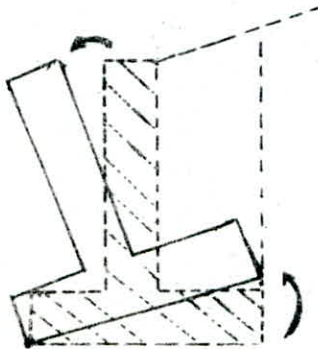
- Coefficient de sécurité ----- : FS

• θ) Quelques précisions : (sur la notation)

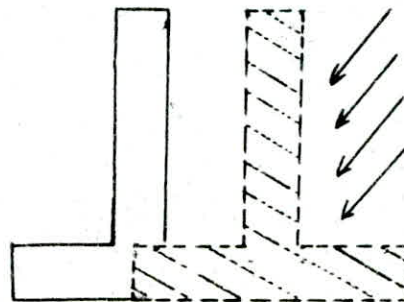
- Largeur du patin ----- : A
(sur laquelle se fait l'itération)
- Pas de calcul ----- : PAS
- Epaisseur extérieur ----- : $EP(K)$ ou $FEP(N)$
- force portante ----- : QAD
- Contrainte maximale sur le sol ----- : $SIGMA$
- Contrainte du sol ----- : $SIGMAS$



« - fig 22 - »

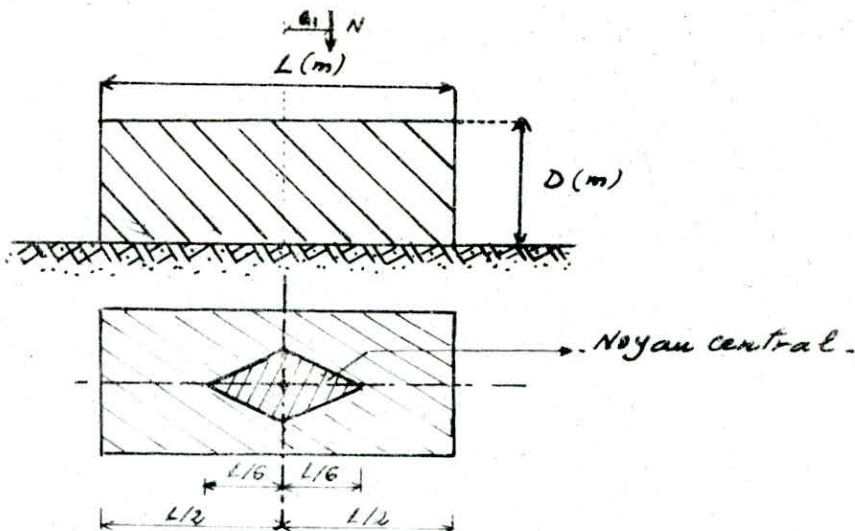


« - fig a - »



« - fig b - »

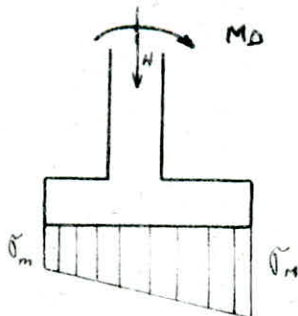
11- Fig. C-11



(*)
 * Contraintes sur le sol : (répartition supposée linéaire)
 (on travaille par mètre linéaire de longueur).

a) $a_1 \leq L/6$ ($a_1 = M_0/N$) ;
 diagramme trapézoïdal ; à vérifier :

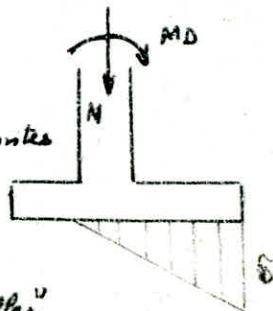
$$\sigma_m = \frac{N}{L} + \frac{M_0 \cdot 6}{L^2} \leq \bar{\sigma}_s$$



b) $\frac{L}{6} < a_1 \leq L/2$: diagramme triangulaire :

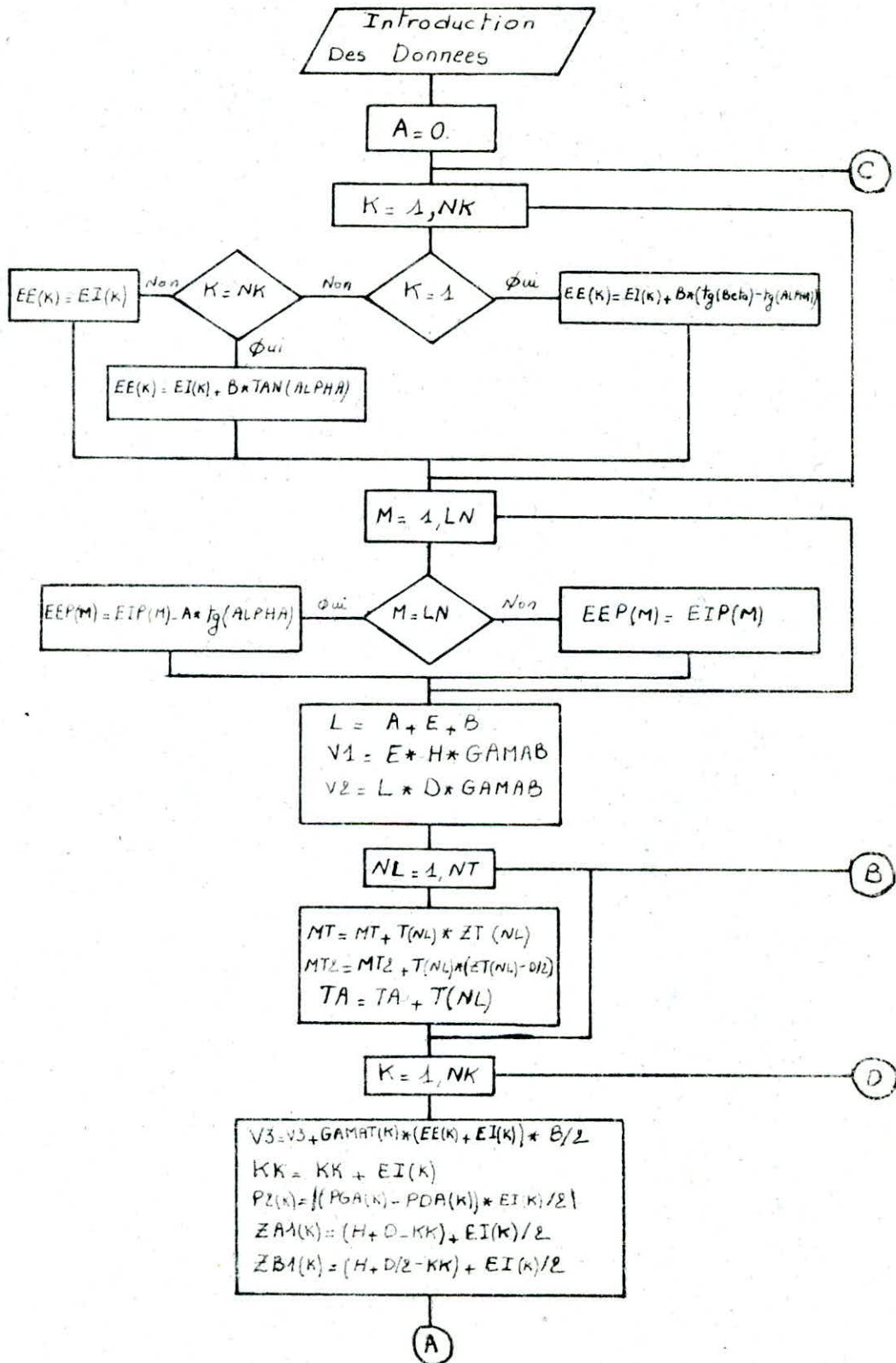
$$\sigma = \frac{2N}{3} \frac{1}{(L/2 - M_0/N)} \leq 1,33 \bar{\sigma}_s$$

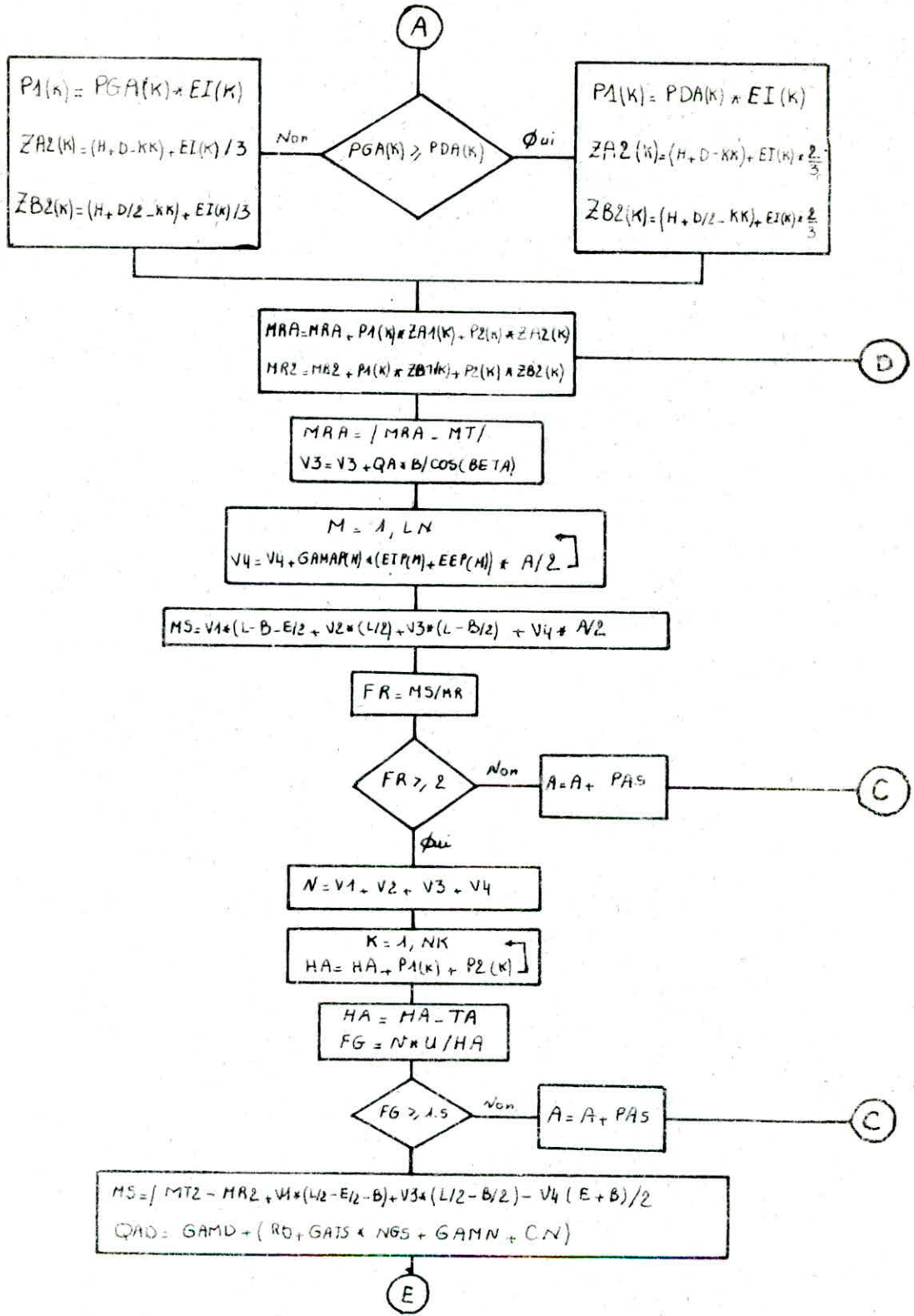
La partie correspondant aux contraintes négatives est inutile. →

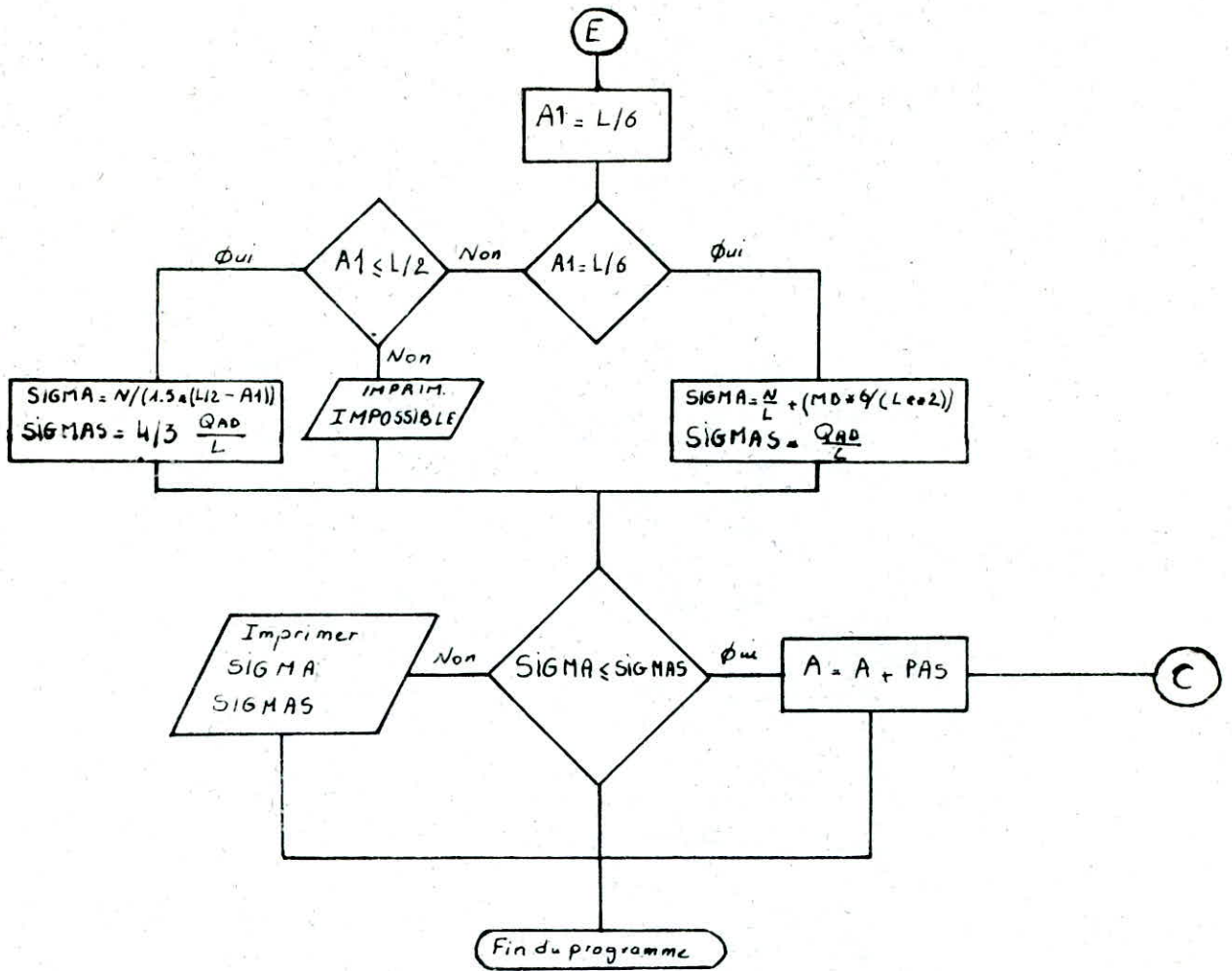


(*) D'après le D.T.U relatif aux fondations superficielles

2. Organigramme général :







Conclusion

L'étude des écrans de soutènement par les méthodes élastoplastiques ont révélés que l'équilibre limite ne pouvait régner sur toute la hauteur de l'écran, Ceci est d'autant plus vrai qu'à partir d'une certaine profondeur, l'écran ne subit pratiquement aucune déformation, ceci est en contradiction dans la supposition d'un équilibre plastique total.

La méthode aux modules de réaction tient compte de l'interaction sol-écran, ce qui nous donne, lors de son application des résultats satisfaisants.

Autre avantage de cette méthode, c'est qu'elle permet de tenir compte des différentes phases de travaux et d'exploitation.

Quant à l'étude du mur de soutènement, on a fait le calcul qui permet la vérification à la stabilité et... dimensionnement de la semelle.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- . G. Philipponat 'Fondations et ouvrages en terre'
- . J. COSTET et G. SANG. 'Cours pratique de mécanique des sols'
(T1 et T2)
- . A. CAQUOT et J. KERISEL 'Tables de poussée et de butée'
- . A. Guerrin 'Traité de béton armé'
(T. 7)
- . STROHMEIR 'FORTRAN 77'
- . E. RECORDON 'Mécanique des sols' (T1 et T2)
(ECOLE POLY. Fédérale de Lausanne)
- . M. BELAZOUGHJI 'Calcul des ouvrages en béton armé'
- . A. Caquot et J. KERISEL 'Traité de mécanique des sols'
- . Z. DAVIDIAN 'Poussée des Terres et stabilité des murs
de soutènements'
- . E. RECORDON 'Géotechnique et fondation'
- . REVUES 'L.C.P.C.' et 'I.T.B.T.P.'
- . 'E.N.P.' 'Thèses de fin d'étude.'

