

DEPARTEMENT GENIE - CIVIL

# PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

CALCUL AUTOMATIQUE DE LA  
STABILITE DES APPUIS DE PONTS  
ET OUVRAGES DE SOUTENEMENT

Proposé par :

S. A. P. T. A.

Etudié par :

Fatima **GUERIDI**  
Hocine **BENMAHDI**

Dirigé par :

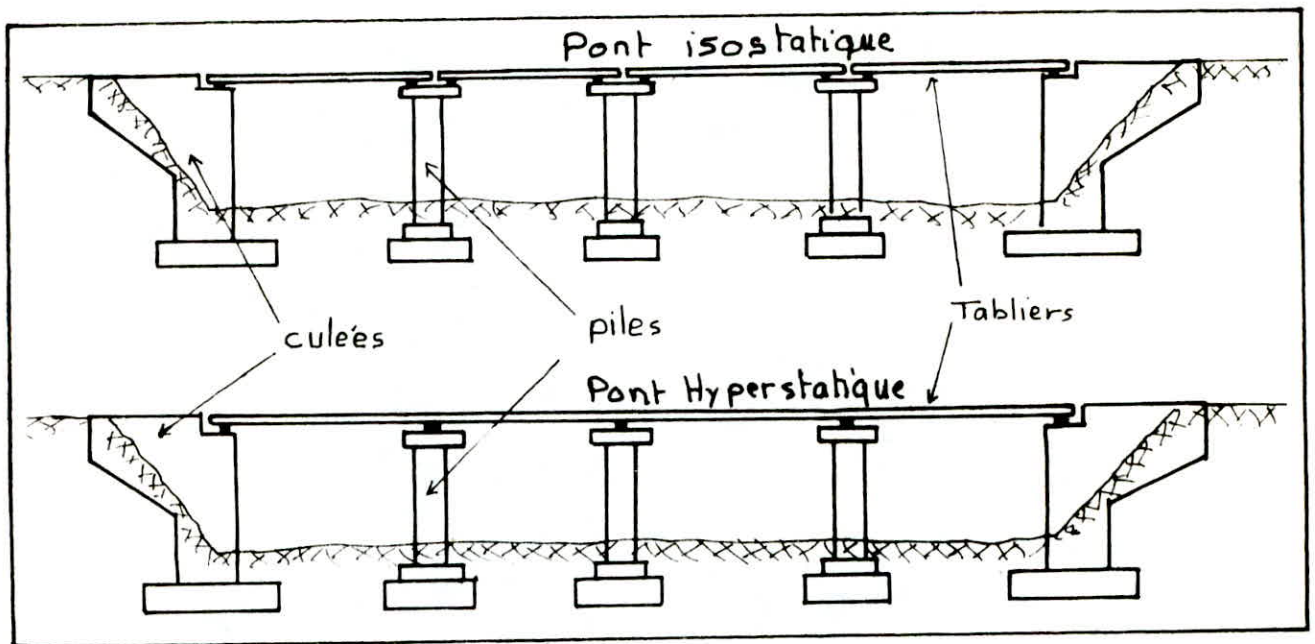
Georges **SALORT**

PROMOTION : JUIN 85

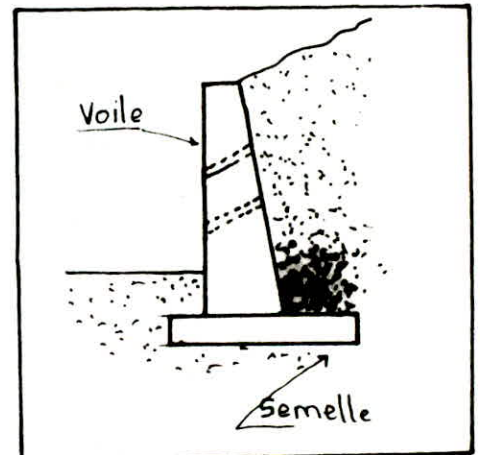
# re m e r c i e m e n t s

Les remerciements les plus sincères sont les plus simples...  
Merci Monsieur Salort !  
Merci Monsieur Talbi !

Que tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste projet, trouvent ici l'expression de notre profonde reconnaissance.



Le présent sujet de fin d'étude nous a été proposé par l'entreprise nationale des ponts et travaux d'art (SAPTA). Son objet est d'élaborer des programmes pour le calcul automatique de la stabilité des appuis de pont-piles et culées -, et des ouvrages de soutènements. (murs en béton armé du type  $T_e$  renversé).



Les appuis sont calculés pour un ouvrage isostatique ou hypostatique, dont le tablier est axé sur la pile ou la culée le nombre de voûte de 1 à 4, les trottoirs peuvent être inégaux.

Le programme est élaboré sur un mini ordinateur H.P. 250 le langage utilisé est le Basic.

## SOMMAIRE

---

1ère Partie : Appuis de pont	page 1
Généralités sur les appuis de pont	page 2
Règlement et charges	page 12
Détermination des efforts	page 14
Calcul des combinaisons	page 32
Analyse informatique (Appui)	page 36
2ème Partie : Ouvrages de soutènement	page 42
Introduction	page 43
Méthode de Reimbert	page 44
Méthode «Dossiers SETRA»	page 52
Analyse Informatique «mur de soutènement»	page 56
Analyse de quelques résultats	page 62
Annexes	page 71

---



Département : Genie Civil

صاحبة

Promoteur : Georges Salert (SAPTA)

وجهة

Elèves ingénieurs: GUERIDI Fatima, BERMAIDI Hocine

تلميذ مهندس: قريدي فاطمة  
بن مهدي حسين

Separator line of asterisks

الموضوع: الحساب الآلي لاستقرار ساند الجسد و منشآت الدعم.  
الملخص: يتلخص موضوع البحث في اعداد برامج الحاسب استقار ساند  
الجسد و منشآت الدعم الآلي. حيث يهدف وحيد و متعدد و المعاد  
العياندة مع امكانية اختيار عدد الامدادات.  
بهما لهم برامج منشآت الدعم بداسة حدار بشكار مقلوب بالبتون المسلح  
ووفقة منححين : تصحيح و داسة اعاد حسب طريقتين  
اميب و ملف سيتا 1.

Sujet: Calcul Automatique de la stabilité d'appui de pont et ouvrage de soutènement

Resumé: Il consiste à l'élaboration de programme pour le calcul automatique de la  
stabilité des appuis de pont, et ouvrages de soutènement. La structure du pont  
peut être isostatique ou hyperstatique. Avec le nombre de travée quelconque.  
Le programme des murs de soutènement étudie les murs en Bêton armé du type  
T renversé. Il possède deux options de calcul: Dimensionnement, Vérification  
suivant 2 méthodes.  
REIMBERT; Dossier du Setra

Subject: Automatic design of the support stability of bridges and retaining structures.

Abstract: The projet aims to establish computer programmes for an automatic design  
of support stability of bridges and retaining structures. The bridge can  
be isostatic or hyperstatic. With up to 10 spans. The retaining wall pro-  
gramme designs and checks reinforced concrete T Walls using two méthodes.  
REIMBERT and Dossiers du SETRA

Separator line of asterisks



---

---

Première Partie

---

---

**Appuis de Ponts**

## **Généralités sur les appuis**



## I Role des appuis - définition

Au sens large du terme ,les appuis ont pour rôle de transmettre les efforts ~~dusx~~ aut tablier jusqu'au sol de fondation, on peut donc définir un appui comme un élément intermédiaire qui permet dereporter sur le sol les efforts provenant du tablier.

L'etude des appuis ne saurait être dissociée de celle du tablier qu'ils supportent, ni de celle du sol de fondation sous-jacent sur lequel ils reposent

## II STRUCTURE DES APPUIS ( PILES)

### Défini-

D'une maniere générale, un appui comporte deux parties bien distinctes:

- Une Superstructure ou fut, sur laquelle repose le tablier par l'intermediaire  
-----  
d'appareils d'appui; elle est constituée soit par un ou plusieurs voiles , soit par une série de colonnes ou poteaux généralement surmentés d'un chevêtre; la superstructure repose éventuellement sur une nervure jouant le rôle de simple soubassement ou d'élément de répartition et raidissement .
- Une Fondation, constituée soit par une simple semelle reposant directement sur  
-----  
le sol ou sur un massif de béton non armé soit par un ensemble pieux réunis en tête par une semelle de liaison

En raison de leur rôle d'élément intermédiaire entre le tablier et le sol de fondation , l'étude des appuis ne saurait se concevoir sans une connaissance préalable des caractéristiques de ce dernier, à savoir les emplacements possibles, les niveaux d'appui envisageables, les performances à en attendre (contraintes admissibles, tassements previsibles, etc...), qui détermine le type de fondation à retenir. Une étude géotechnique sérieuse est donc le préalable indispensable, pour pouvoir choisir le type de fondation le mieux adapté mécaniquement et économiquement.

## III CONDITIONS MECANQUES

Conditions mécaniques à prendre en compte:

- La nature des liaisons en haut-avec le tablier-en bas-avec le sol-
- La continuité ou la discontinuité des éléments verticaux de transmission des descentes de charge;

- La nécessité d'assurer la rigidité dans le sens transversal;
- La possibilité de changer facilement les appareils d'appui.

### Liaison au tablier

La liaison des appuis au tablier est assurée par l'intermédiaire d'appareils d'appui, que l'on peut classer selon les efforts horizontaux provenant du tablier ainsi que ses déplacements; la nature de la liaison peut être:

#### a) Rigide et articulée:

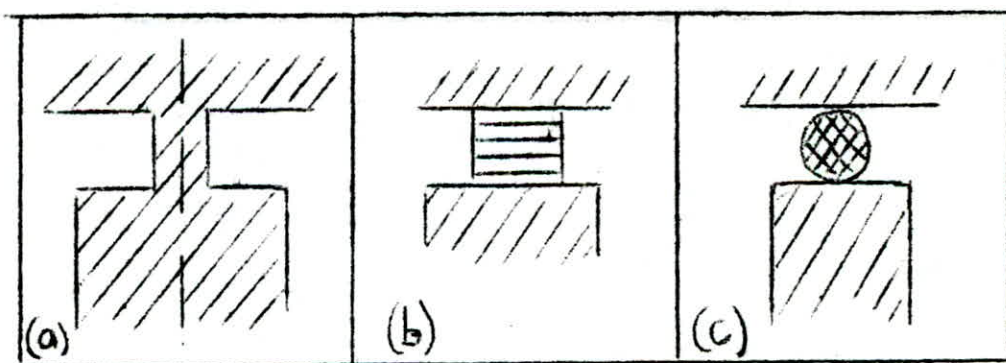
Le sommet de l'appui suit exactement les déplacements de la section de tablier situées au droit de l'appareil d'appui; les efforts horizontaux provenant du tablier sont transmis intégralement à l'appui; l'appareil est du type section rétrécie de béton.

#### b) Elastique:

Le sommet de l'appui suit partiellement les déplacements du tablier, mais il y a néanmoins transmission totale des efforts horizontaux; l'appareil est du type élastomère frotté.

#### c) Libre

L'appui ne reçoit aucun effort horizontal du tablier et ne se déplace pas sous les différents mouvements de celui-ci; l'appareil est du type à rouleaux ou glissant.



### Liaison au sol de fondation

La liaison peut être assurée de plusieurs manières, mais on distinguera deux types principaux applicables aux ouvrages couverts:

#### - Par semelle(s) superficielle(s)

Quel que soit le type de pile et quel que soit le nombre d'éléments verticaux, la fondation comporte une semelle unique pour l'ensemble; c'est la solution la plus courante.



Verticaux, la fondation comporte une semelle unique pour l'ensemble: c'est la solution la plus courante.

Lorsque la superstructure de la pile est constituée par des éléments isolés en petit nombre et largement espacés, il peut être avantageux sur très bon sol de prévoir des semelles isolées au droit de chacun des éléments verticaux (sur les sols qui ne sont pas très bons, la surface totale nécessaire de la semelles exclut cette solution, même si on a résolu le problème de la rigidité d'ensemble de la pile).

#### 4 Par pieux ou puits

La fondation est constituée par un ensemble de pieux (diamètre 0,30 m) ou de puits (diamètre 0,30m) pouvant comporter une ou plusieurs files, chacun des pieux ou puits résistant en pointe et (ou) par frottement latéral; dans bien des cas, iasseront verticaux et ce n'est que lorsque, d'importants efforts horizontaux seront à reprendre que l'on prévoira des pieux inclinés (cas des calées par exemple).

L'appui est généralement relié à l'ensemble des pieux ou des puits par une semelle ou un massif de béton rigide dans lequel ils sont pratiquement encastés; Le problème qui se pose alors est celui du niveau de la semelle, qui sera généralement prévu le plus haut possible.

Il est possible aussi de grouper les pieux par 2, 3 ou 4 reliés entre eux par une semelle isolée.

#### CONTINUITE OU DISCONTINUITÉ DES ÉLÉMENTS VERTICAUX

Les conditions mécaniques sont différents selon que l'on a affaire à une voile continue ou à des éléments de faible longueur tels que colonnes ou poteaux. Dans le 1er cas, il n'y aura généralement pas de problème. tandis que le deuxième appelle les remarques suivantes:

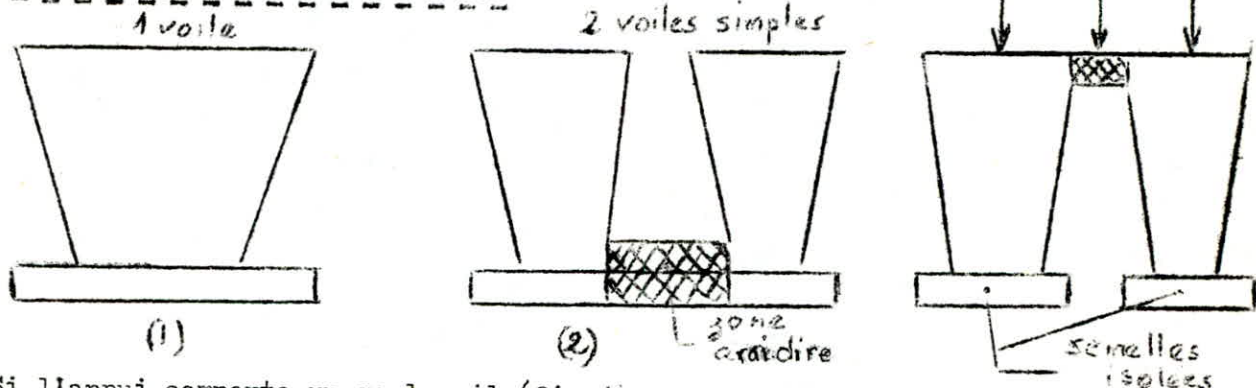
a- Si la partie supérieure ne comporte pas de liaison en tête par un chevron, les éléments colonnes ou poteaux sont obligatoirement disposés au droit des appareils d'appui, ce qui implique un nombre élevé d'éléments si les appareils d'appui sont eux-mêmes nombreux et rapprochés.





fondation directe sur roche; il ya lieu de distinguer cependant les appuis constitués par des voiles et ceux comportant des colonnes ou des poteaux.

\* Cas des appuis à base de voiles



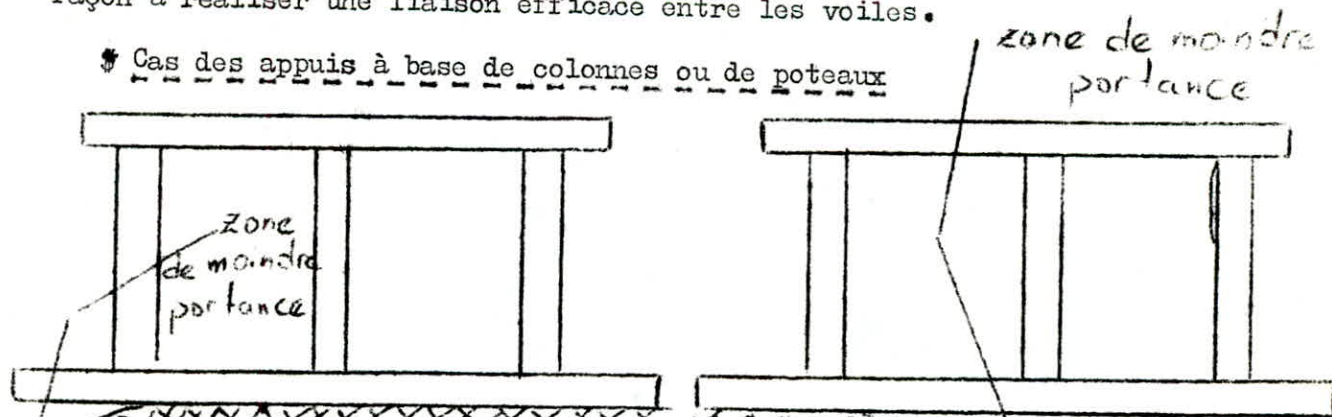
Si l'appui comporte un seul voile (fig 1), ce dernier fait évidemment office de raidisseur

Si l'appui comporte deux ou plusieurs voiles (fig 2), ces derniers peuvent reposer soit sur une semelle unique, soit sur des semelles isolées.

Seule la première disposition permet d'assurer la rigidité transversale de l'appui en l'absence de chevêtre à la partie supérieure, mais il y aura lieu généralement de renforcer la semelle dans la zone comprise entre les voiles.

Si un chevêtre est prévu à la partie supérieure (fig 3), en vue d'assurer notamment un transfert de charges en provenance du tablier, on peut envisager une fondation par semelles isolées, sous réserve de dimensionner le chevêtre de façon à réaliser une liaison efficace entre les voiles.

\* Cas des appuis à base de colonnes ou de poteaux



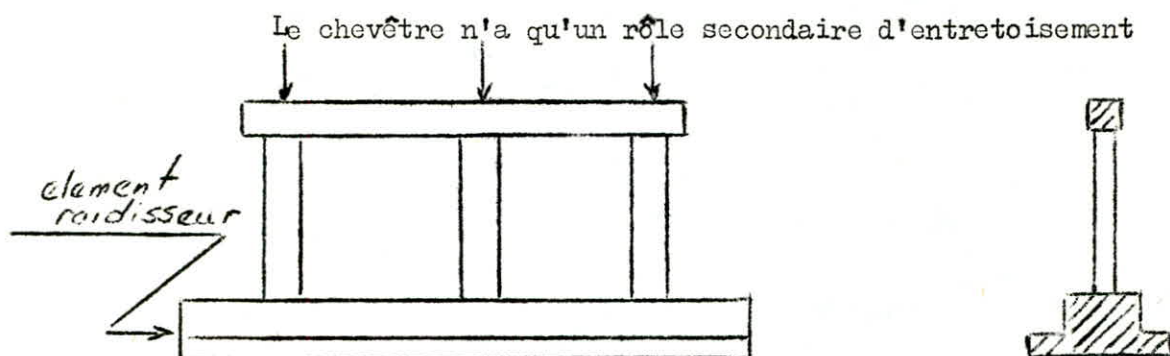
Des zones de moindre portance peuvent se manifester, soit vers les extrémités, soit dans la zone centrale de l'appui; aussi y-a-t-il lieu de raidir l'appui dans sa totalité.

Lorsque l'appui comporte, comme c'est souvent le cas, deux éléments horizontaux à savoir une semelle et un chevêtre, l'élément qui présente la plus grande

hauteur sera considéré comme élément raidisseur.

a- Les colonnes ou les poteaux sont placés au droit des appareils d'appui:

Le chevêtre n'a qu'un rôle secondaire d'entretoisement

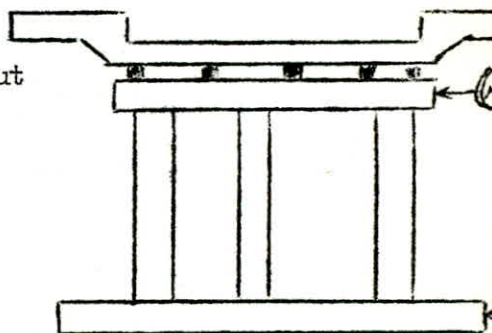


La semelle devra normalement à elle seule assurer ce rôle de raidisseur, qui sera réalisé le plus souvent par une nervure à sa partie supérieure.

B- Les colonnes ou les poteaux ne sont pas nécessairement au droit des appareils d'appui:

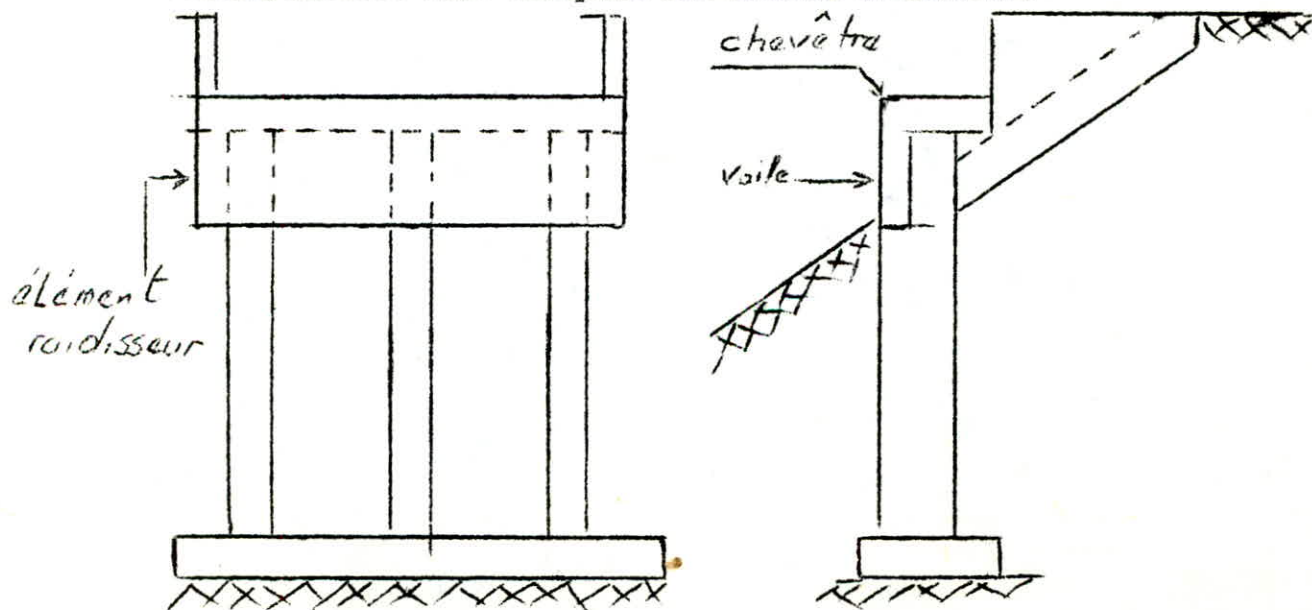
Le chevêtre joue alors un rôle actif de transfert de charges, et doit être rigide vis-à-vis du tablier, ce qui se traduit par la condition  $h_c \gg 1,25 h_t$

En ce cas, chevêtre et semelle subiraient à priori des efforts du même ordre et l'on peut donc envisager de choisir l'un ou l'autre pour assurer ce rôle de raidisseur.



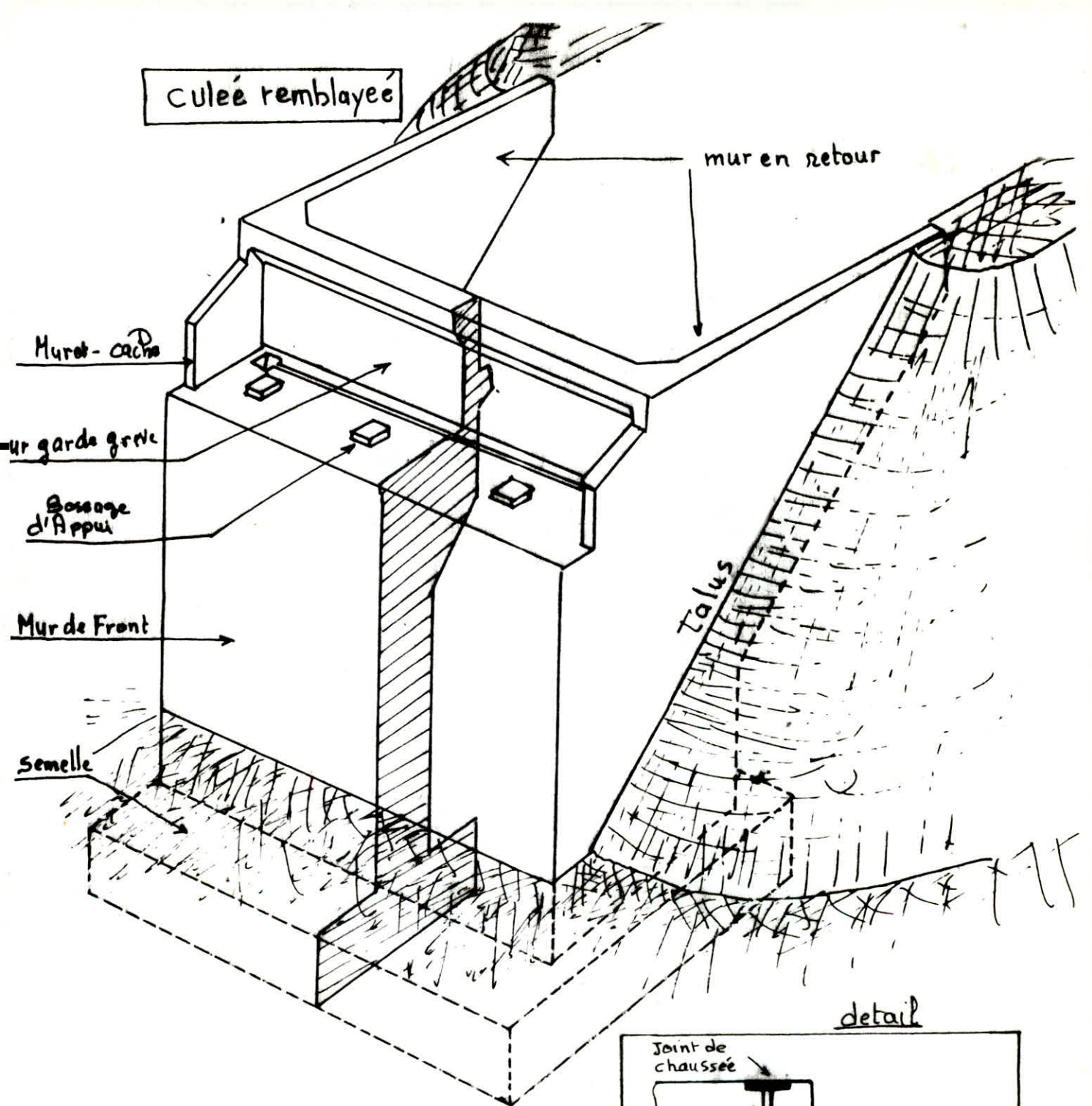
c- L'appui est du type pile-culée apparente;

C'est-à-dire que la partie supérieure émerge du talus; Les dispositions correspondantes sont indiquées aux schémas ci-dessous.

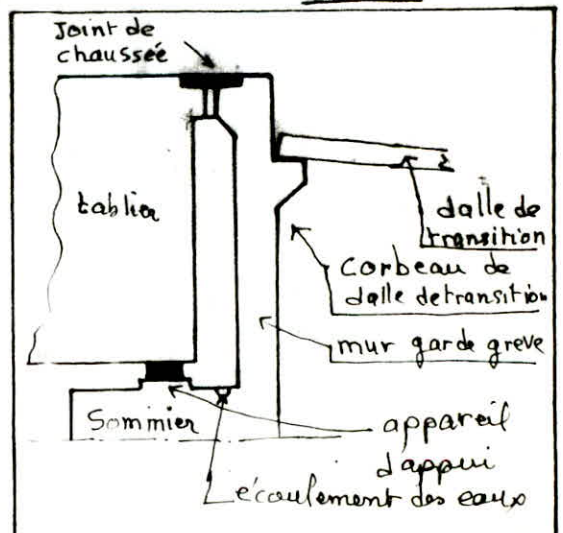


En ce cas, la partie supérieure, constituée par le chevêtre associé au voile de la face avant, est normalement à choisir pour assurer la rigidité de l'ensemble et il convient que son ferrailage soit prévu en conséquence.





detail





La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont. Son rôle est d'assurer la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant. Elle assure donc à la fois, les fonctions d'appuis pour le tablier, et de mur de soutènement.

Elle est formée d'un groupe de murs :

. Mur de Front :

Il est généralement assez massif, son épaisseur en tête est imposée par la nécessité de loger les appareils d'appuis et les abouts de poutres. Son épaisseur au pied est fixée par les efforts qui lui sont appliqués. Il soutient les terres.

. Mur en Retour :

Il se présente sous forme de voile encastré sur le mur de front et sur la semelle de fondation.

Dans la presque totalité des cas, il se termine par une partie en porte à faux. Cette disposition permet de limiter la surface de la semelle.

Les murs en retour sont soumis à la poussée des remblais situés à l'intérieur de la culée.

On réunit parfois les deux murs par un tirant.

. Mur garde grève :

Il est assimilable à une dalle encastrée sur le mur de front.

Il est destiné à isoler le tablier du contact du remblai.

Pour éviter que les culées subissent des mouvements sensibles sous l'action de la poussée des terres, on utilise des terres de bonnes qualités pour la constitution du remblai d'accès et on dispose un drainage sur la face arrière de la culée (Barbacane).

On utilise également des organes accessoires  
tels que : (9)

. Dispositifs de drainage : qui recueillent et évacuent les eaux qui s'infiltrent par le joint de chaussée et derrière de mur de front

. Dalle de transition : c'est une dalle en béton armée appuyée à une extrémité sur la culée et à l'autre sur la terre.

Cette dalle répartit les efforts dûs à la circulation.

#### EFFORTS :

En tant qu'appui de tablier, la culée est soumise aux mêmes efforts que la pile.

Un paragraphe explique la détermination de ces efforts sur cet appui.

En tant que mur de soutènement, elle subit la poussée des terres et les surcharges de remblai.

## **Réglement et charges**

Les charges que nous utilisons sont définies par le titre II du fascicule Nr. 61 du C.P.C. à l'exception du convoi exceptionnel qui est défini par un règlement algérien.

1° - CHARGE DE CHAUSSEE :

a) Système de charge A

Ce système est applicable aux ponts dont la portée unitaire ne dépasse pas 200 m, c'est une charge uniforme d'intensité  $A = \{a1\} ; \{a2\} \cdot \{A(L)\}$

$$\text{avec } A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} \quad (\text{Kg/m}^2)$$

L : Longueur chargée

a1 : coefficient fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées

a2 : coefficient fonction de la classe du pont et de la largeur de voie.

b) Système de charge B

L'effet du système Br est peu prépondérant, nous ne considérons donc que les systèmes Bc et Bt

Pour les ponts de 3<sup>e</sup> classe, le système Bt n'est pas applicable.

Le système Bc se compose de camions types de 30 tonnes à 3 essieux, on pourra disposer dans le plan transversal autant de files que de voies de circulation.

Dans le sens longitudinal, le nombre de camions est limité à 2.

Les valeurs des charges du système Bc sont multipliées par un coefficient fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées.

Un tandeur du système Bt comporte deux essieux de 16 tonnes chacun.

Le nombre de tandeurs qu'on peut disposer sur la chaussée ne peut excéder 2.

Les surcharges Bt sont pondérables par un coefficient fonction de la classe.



### c) Charges militaires

Les charges militaires sont divisées en 2 classes : M80 et M120, chaque classe se compose de 2 systèmes distincts : Me et Mc. (2)

Le système Me se compose d'un groupe de 2 essieux. Chaque essieu du système M80 porte une masse de 22 tonnes et un essieu du système M120 pèse 33 tonnes.

Le système Mc se compose de véhicules types à chenilles pesant respectivement pour la classe Mc80 et Mc120, 72 tonnes et 110 tonnes.

Les véhicules du système Mc peuvent circuler en convoi à condition que la distance minimale de 30,50 m entre deux chars soit respectée.

Dans le sens transversal, on ne peut disposer qu'un seul convoi.

### d) Charges exceptionnelles

Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation de convois lourds exceptionnels, les ponts doivent être calculés pour supporter le véhicule de type D. Son poids de 240 tonnes est supposé réparti uniformément sur la chaussée sur une surface de 18,60 m de long et de 3,20 m de large.

### e) Charges de trottoirs

Les charges de trottoirs qui nous intéressent dans notre étude sont les charges dites "générales".

Il y a lieu donc d'appliquer sur les trottoirs une charge uniforme de 150 Kg/m<sup>2</sup> de façon à produire l'effet maximal envisagé.

### f) Effet du vent-séismes

Dans notre étude, les effets de vent et des séismes ne sont pas pris en compte.

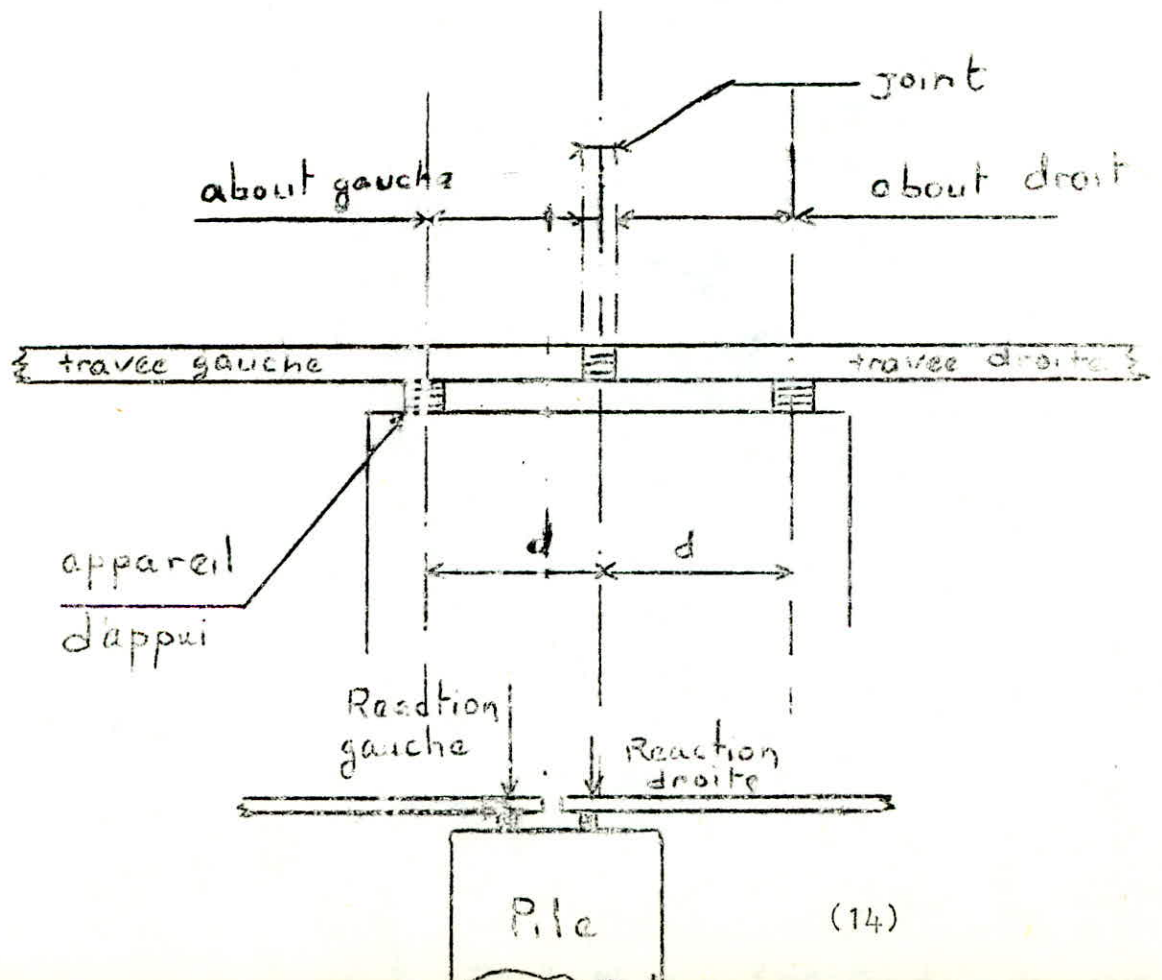
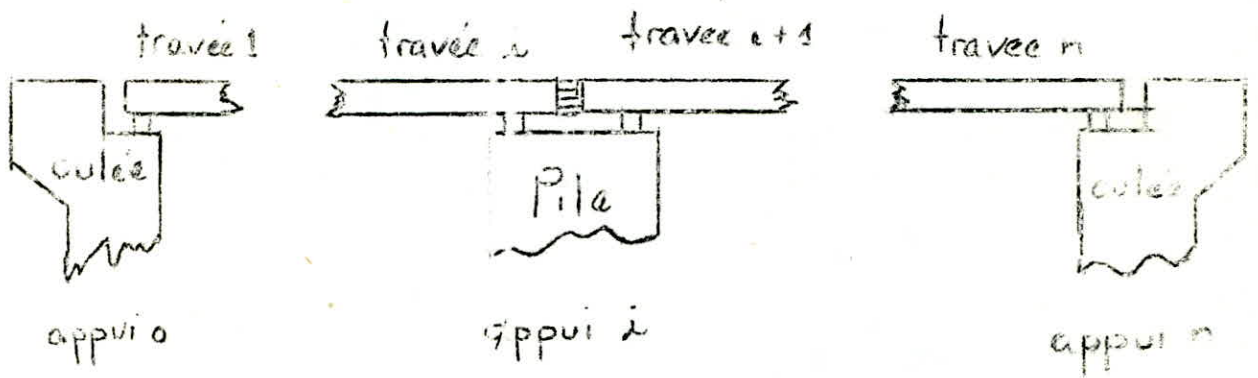
## **Détermination des efforts**

Le calcul des efforts est conduit conformément aux règles usuelles de la résistance des matériaux.

I - Reactions Verticales.

A - Pont isostatique :

Le pont isostatique peut être assimilé à un ensemble de poutres isostatiques, les unes près des autres séparées par un joint.



Les cas de charges utilisées sont déterminées d'après :

- Le fascicule 61 C.P.C.
- Titre II : Surcharges des ponts routiers à l'exception du convoi exceptionnel D.

On utilise le convoi D Algérien

\* Les cas de charges sont les suivants :

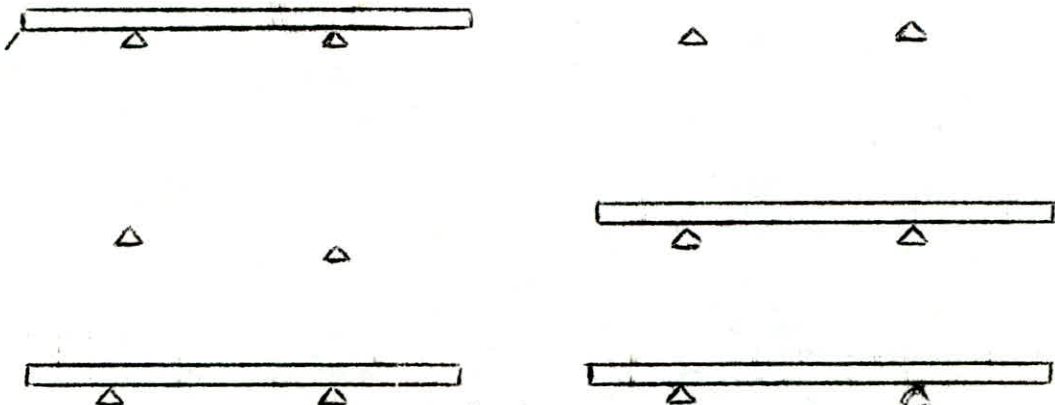
- Charges permanentes
- Surcharges A
- Surcharges B.
- Surcharges militaires
- Surcharges exceptionnelles.
- Surcharges de trottoirs

Pour chaque type de surcharge, On détermine :

- R 1 G: Réaction gauche de la travée de gauche chargée seule.
- R 1 d: Réaction droite, de la travée de droite chargée seule .
- R1: Max ( R1d, R1g)
- R2g: Réaction gauche, des deux travées chargées .
- R2d: Réaction droite des deux travées chargées
- R2 : R2g + R2d.

1- Charges permanente :

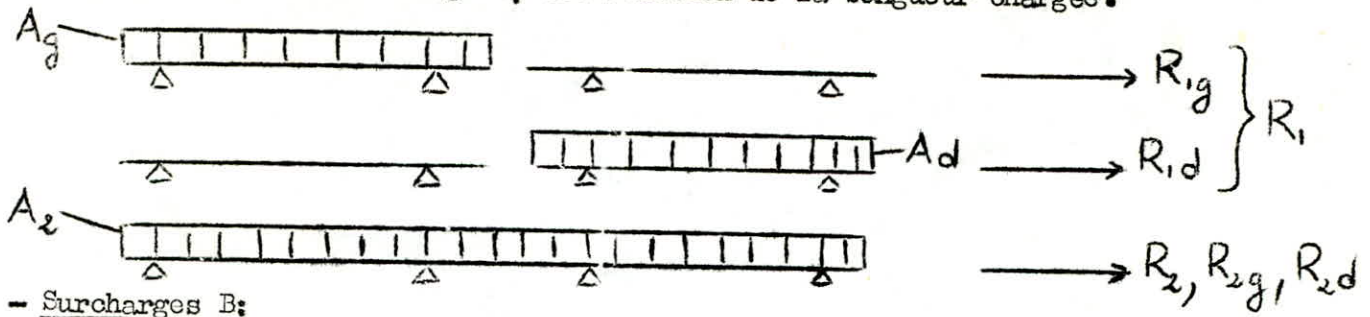
Ce type de charge est très important, étant donné qu'il représente plus de 80% de la vie de l'ouvrage.





2 - Surcharges A

L'intensité de la surcharge  $A_g$  est fonction de la longueur chargée.



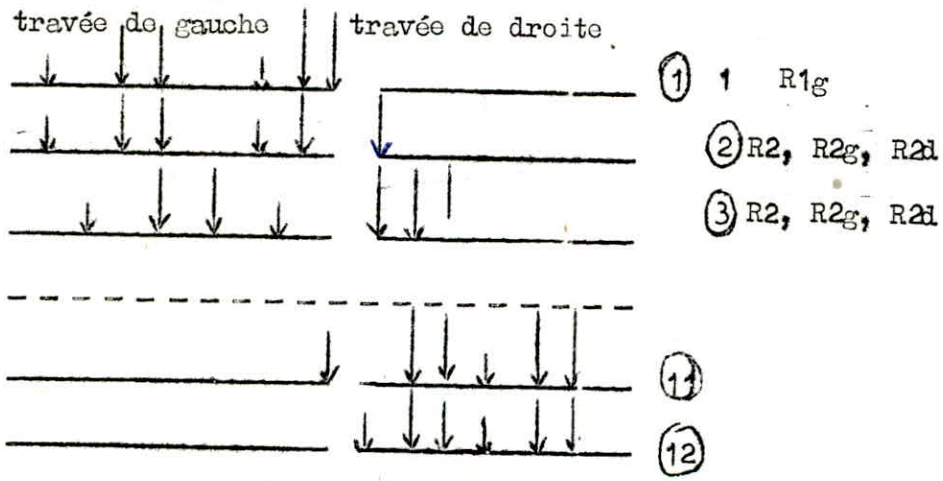
3 - Surcharges B:

a/  $\rightarrow$  Bc

Pour avoir les réactions maximales sur l'appui, On fait déplacer le convoi Bc autour de l'appui étudié de la manière suivante.

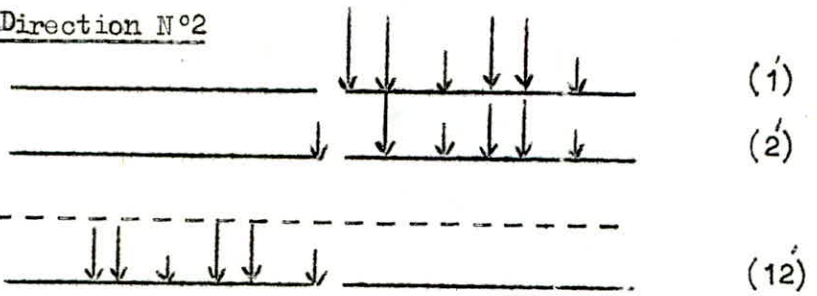
On dispose à chaque fois, une charge au droit du joint.

\* Direction N°1



La première disposition donne la valeur maximale de la réaction de la travée de gauche chargée seule.

\* Direction N°2



/\_a première disposition donne la réaction maximale de la travée de droite chargée seule.

On retiendra :

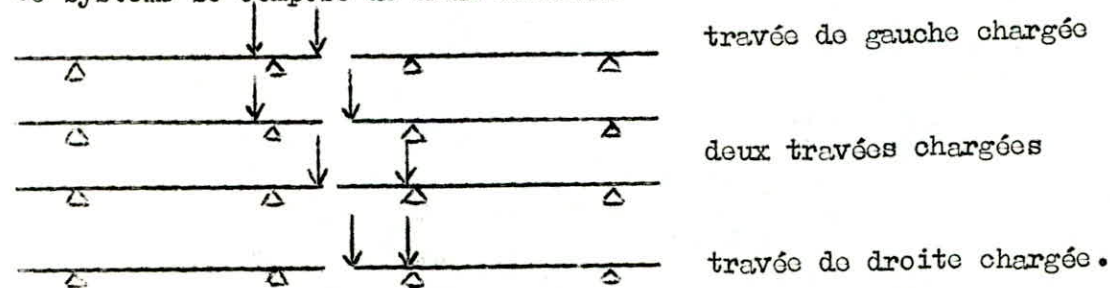
$R2$  = maximum des réactions dues aux deux travées chargées dans les deux directions.

On obtient également :  $R2d$  et  $R2i$  correspondants.

Les réactions des surcharges  $Bc$  sont pondérées par le coefficient  $bc$ .

b/. Bt.

Ce système se compose de deux essieux.



Les réactions des surcharges  $Bt$  sont pondérées par le coefficient

$bt$ .

c/. Br.

La surcharge  $Br$  n'est pas prise en compte car son effet n'est pas prépondérant.

#### 4 - Surcharges militaires.

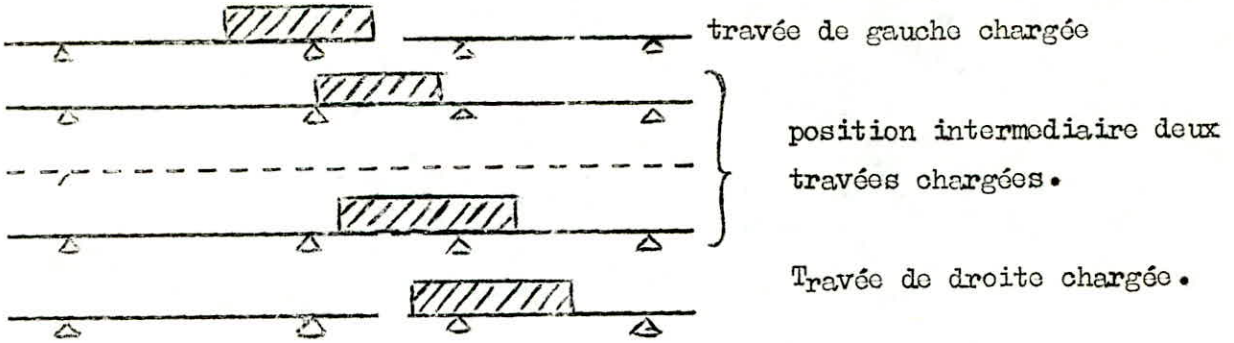
a) -  $M_0 80$  ,  $M_0 120$

Ces surcharges ont le même nombre d'essieux que les surcharges  $Bt$  , On procède donc de la même manière pour déterminer les réactions.

b/  $M_0 80$  et  $M_0 120$

(voir explicitement du sous programme des surcharges  $M_0$ )  
dans l'analyse informatique

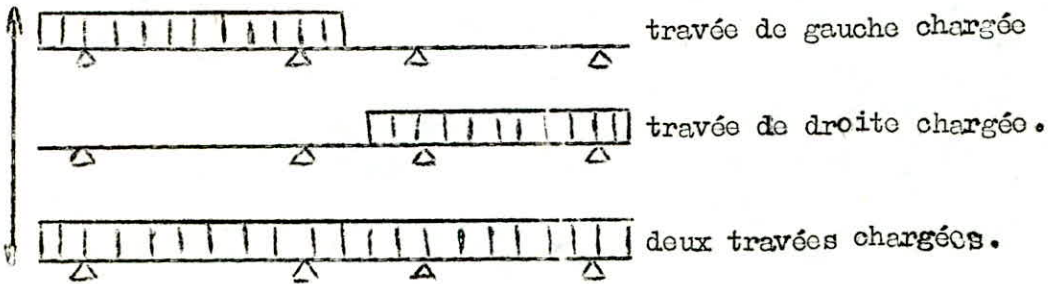
La détermination des réactions se fait de la manière suivante :



5 - Surcharges de trottoirs.

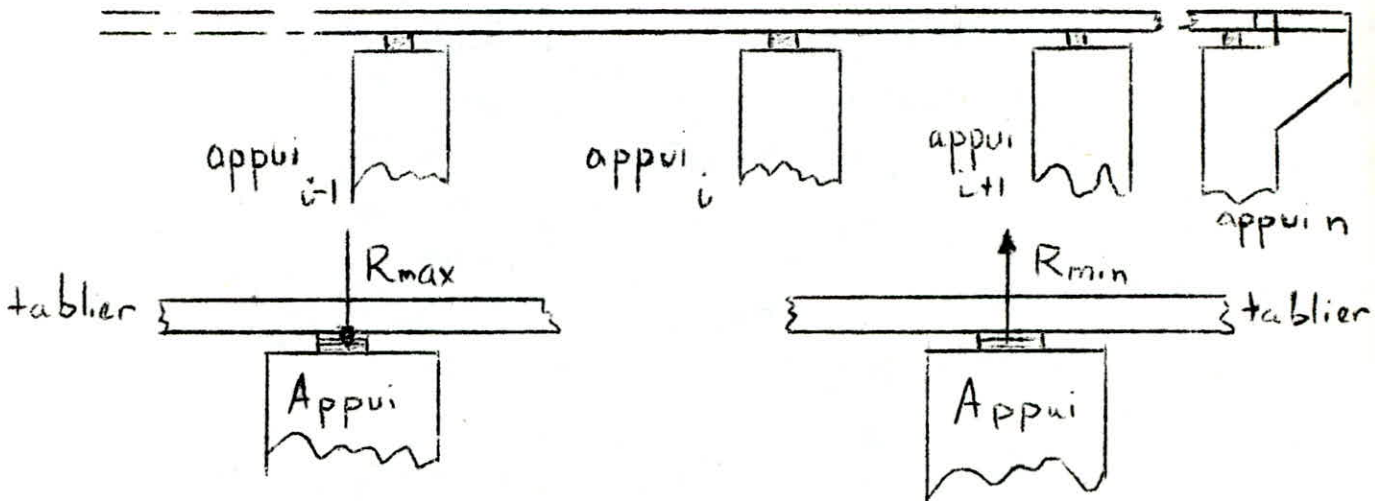
a - Un trottoir chargé.

b - Deux trottoirs chargés.



### B- Pont hyperstatique.

Le pont hyperstatique peut être assimilé à une poutre continue sur plusieurs appuis.

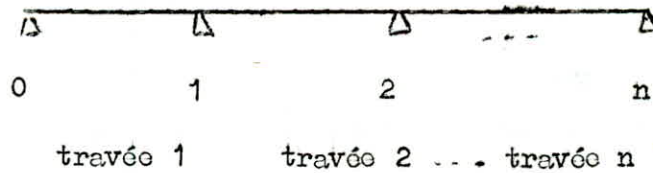


On détermine deux sortes de réaction d'appui

- Une réaction maximale qui comprime l'appui
- Une réaction minimale de soulèvement du tablier

Le calcul de ces réactions est conduit suivant les règles usuelles de la résistance des matériaux.

La méthode de R D M utilisée est celle dite des trois moments.





En numérotant les appuis de zero à n , et les travées de 1 à n . On obtient un système d'équation.

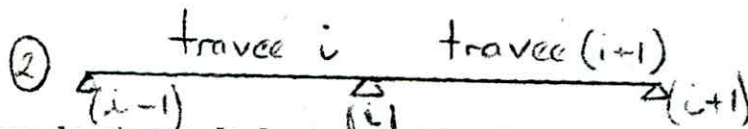
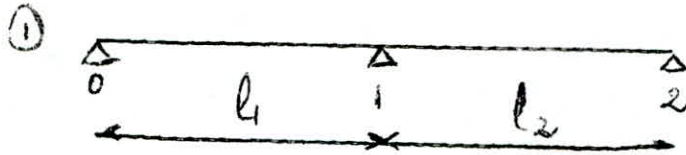
Les moments aux appuis sont inconnus, sauf que

$$M_0 = M_n = 0$$

On aura un système de n - 1 inconnues

$$1) \quad l_1 M_0 + 2(l_1 + l_2) M_1 + l_2 M_2 = -D_1 l_1 - G_2 l_2.$$

$$2) \quad l_i M_{i-1} + 2(l_i + l_{i+1}) M_i + l_{i+1} M_{i+1} = D_i l_i - G_{i+1} l_{i+1}$$



-  $D_i$  : est le facteur de charge de la travée  $l_i$  , la charge étant située à gauche de l'appui  $i$  .  $G_{i+1}$  est le facteur de charge de la travée  $l_{i+1}$  , la charge étant située à droite de l'appui  $i$  .

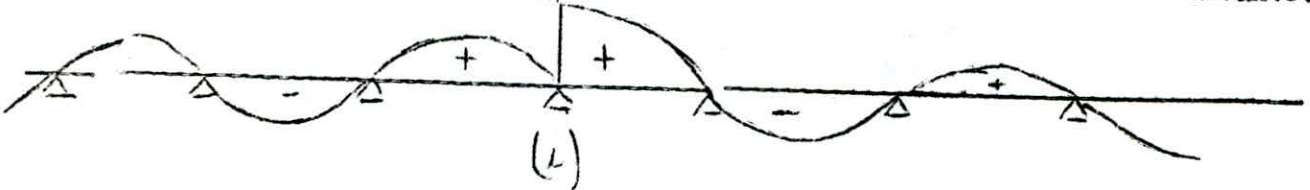
- Pour le calcul des réactions max et min , on utilise les mêmes systèmes de charge utilisés pour le pont isostatique.



- La ligne d'influence de l'effort tranchant à gauche de l'appui  $i$  a l'allure suivante :



La ligne d'influence de l'effort tranchant à droite de  $i$  a l'allure suivante:

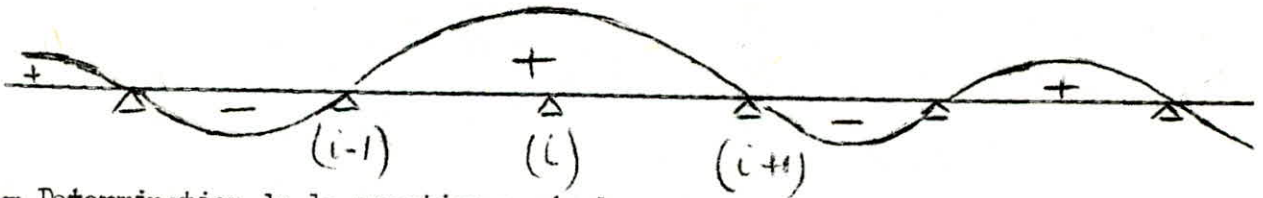


D'après les règles de la R D M.

(8)

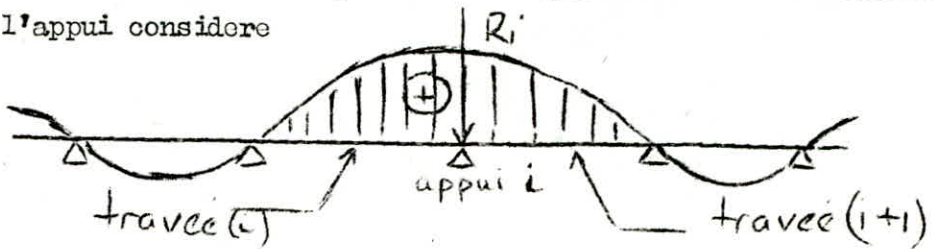
$$R_i = T_{id} - T_{ig}$$

ligne d'influence de la réaction d'appui  $i$



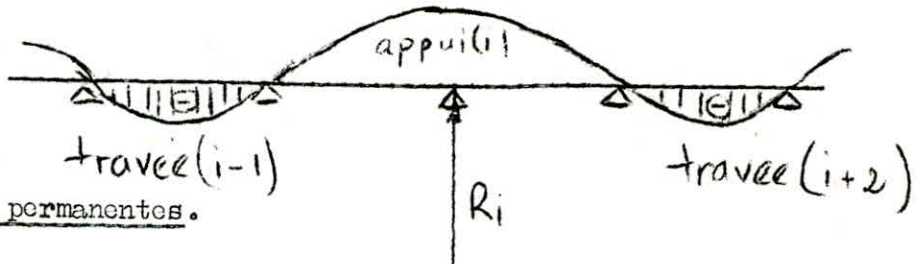
- Détermination de la réaction maximale.

Pour calculer la réaction max on procède au chargement des deux travées adjacentes à l'appui considéré

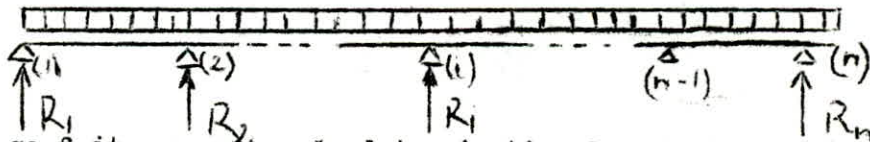


- Détermination de la réaction minimale :

Pour calculer la réaction min de l'appui  $i$  on procède au chargement de la travée  $(i - 1)$  et de la travée  $(i + 2)$

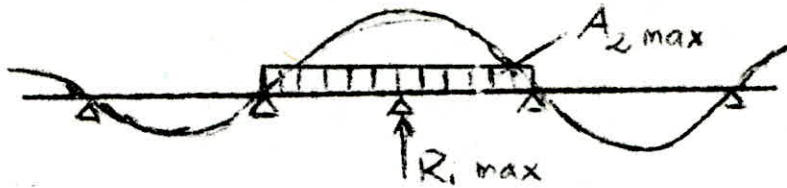
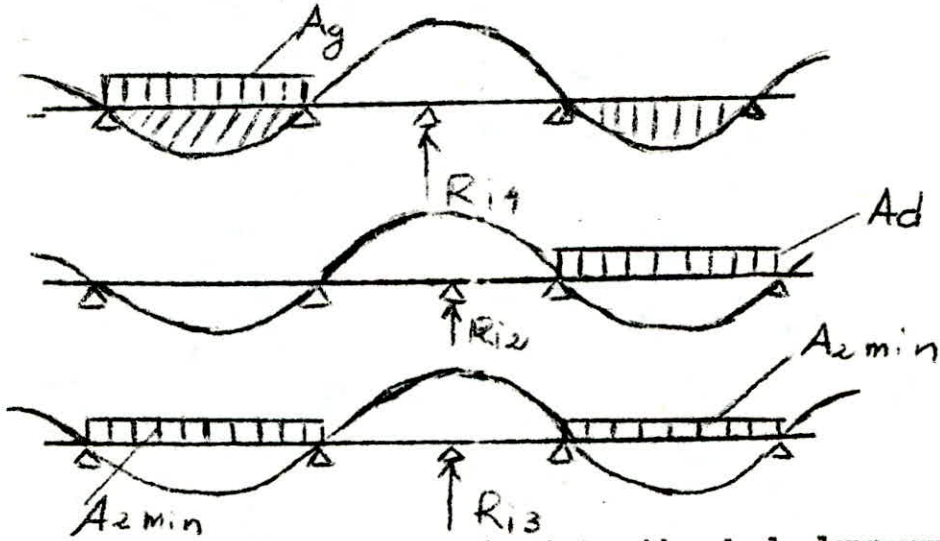


1) Charges permanentes.



Le calcul se fait comme pour la détermination des réactions d'appui d'une poutre uniformément chargée.

(21)

2 Surcharge ACalcul de la Réaction maximaleCalcul de la réaction minimale

c

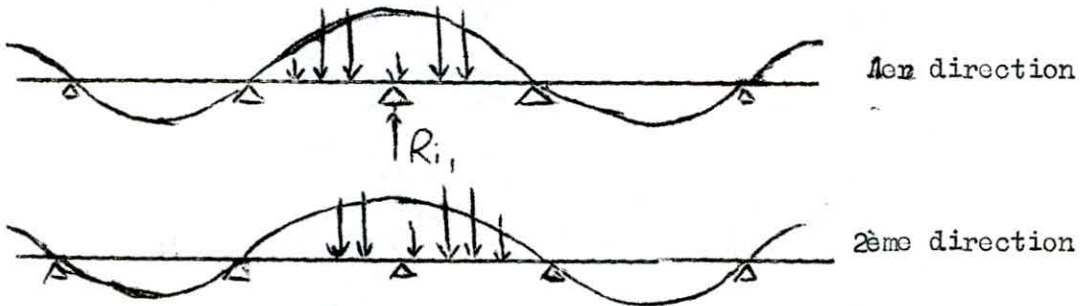
Comme l'intensité de la surcharge  $\Delta$  est fonction de la longueur chargée,  
On calcul  $R$  min pour les trois types de sollicitation et on retient la plus  
grande ou valeur absolue?

$$R \text{ min} = \min ( R_{14}, R_{12}, R_{13} ).$$

3/ Surcharge Ba) BoCalcul de la réaction maximale.

(22)

Pour le calcul de la réaction max<sub>i</sub> on fait déplacer le convoi autour de l'appui étudié et on retient la valeur max pour chaque direction.

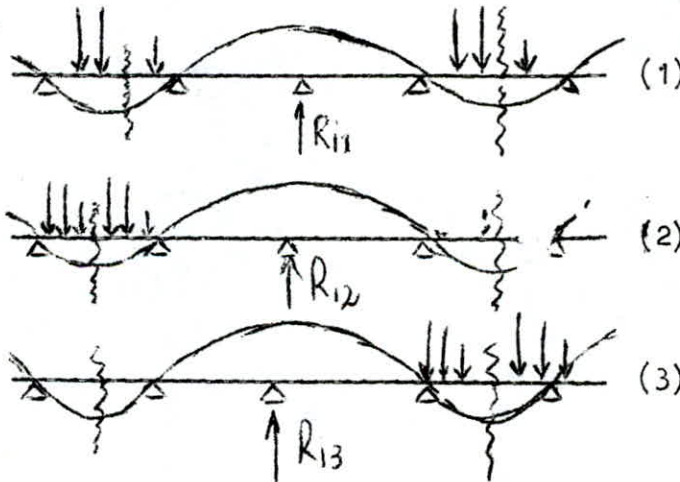


$$R_{i \max} = \text{Max} ( R_{i1}, R_{i2} )$$

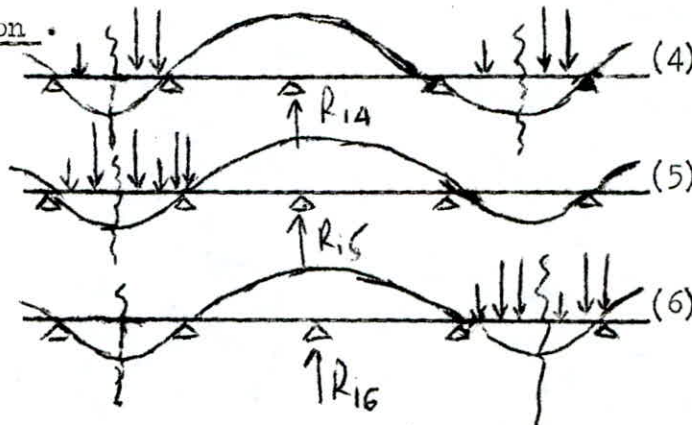
#### Calcul de la réaction minimale

Pour calculer la réaction min de l'appui  $i$  on fait déplacer le convoi autour du milieu de la travée  $(i-1)$  et de la travée  $(i+2)$ .

1<sup>ère</sup> direction



2<sup>ème</sup> direction





Pour chaque type de sollicitation, on détermine  $R_{\min}$  correspondante.

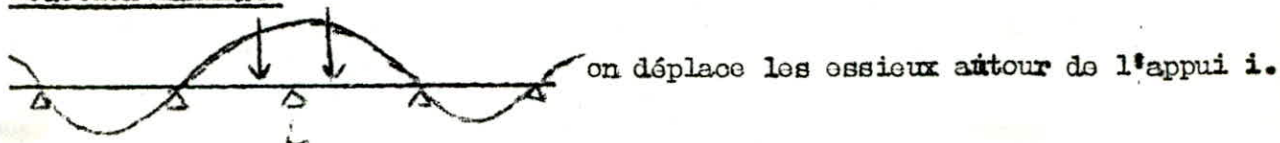
La valeur de la réaction minimale sera :

$$R_{\min} = \min ( R_{i1}, R_{i2}, R_{i3}, R_{i4}; R_{i5}; R_{i6} )$$

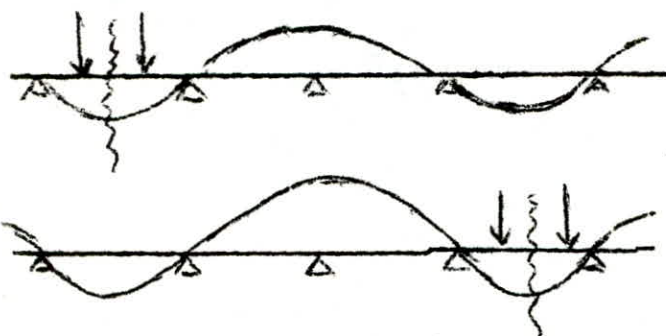
Les réactions de surcharges  $B_0$  sont pondérables par le coefficient  $b_0$ .

b)  $B_t$

Reaction maximale



Reaction minimale



Les réactions du système  $B_t$  sont pondérables par le coefficient  $b_t$ .

c)  $B_r$

Le système  $B_2$  n'est pas pris en compte, il n'est pas prépondérant.

4) Surcharges militaires.

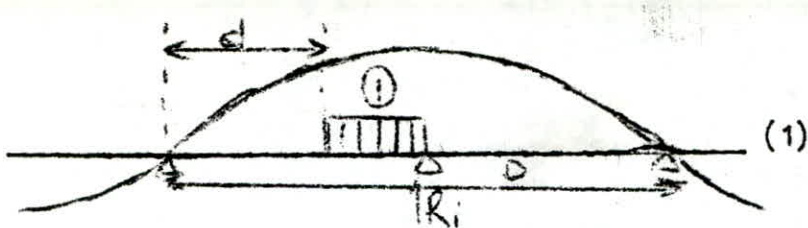
a)  $M_0$  80 et  $M_0$  120

même méthode de calcul que pour le système  $B_t$ .

b)  $M_0$  80 et  $M_0$  120

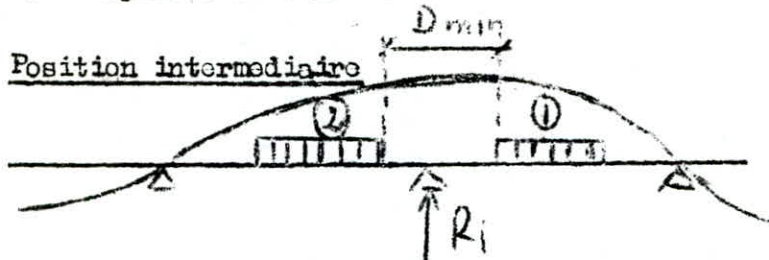
Calcul de la réaction max

La réaction max du système  $M_0$  présente plus de difficulté que les autres systèmes de charges. Le problème est résolu de la manière suivante



(12)

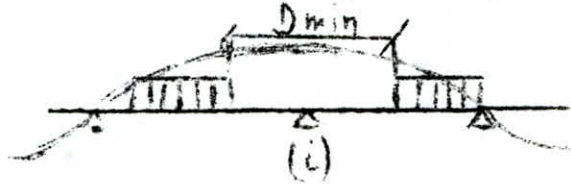
On place le debut du char au droit de l'appui étudié et on fait un test sur la distance  $d$  pour voir si on a la possibilité d'avoir un 2<sup>em</sup> char sur la travée ( $i-1$ ) on calcul la reaction  $R_i$  correspondante à la position et on fait déplacer le convoi.



Si  $d \geq D_{min}$  on peut placer un autre char et la reaction  $R_i = R_{i1} + R_{i2}$

$D_{min}$  = distance min entre 2 chars fixée par le reglement ~~position~~ *standard*.

Position finale

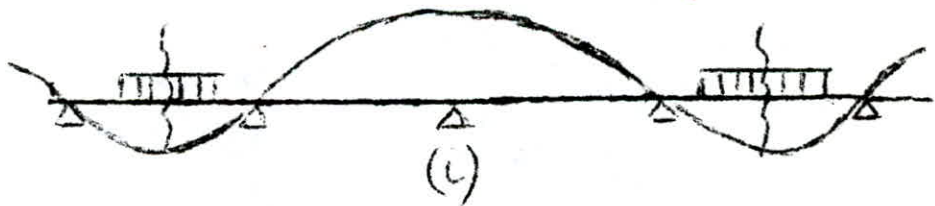


la position finale sera réalisée quand le char (1) aura atteint l'appui ( $i+1$ )

Calcul de la reaction min

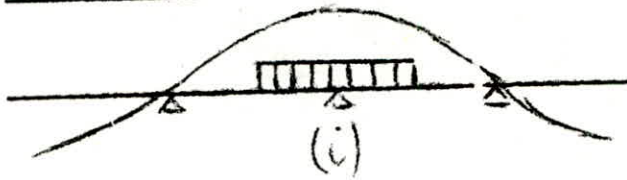
On fait déplacer un char à la mi-travée ( $i-1$ ) et un autre à la mi-travée ( $i+2$ ).

La réaction min sera la somme des reactions provoquées par les deux chars.



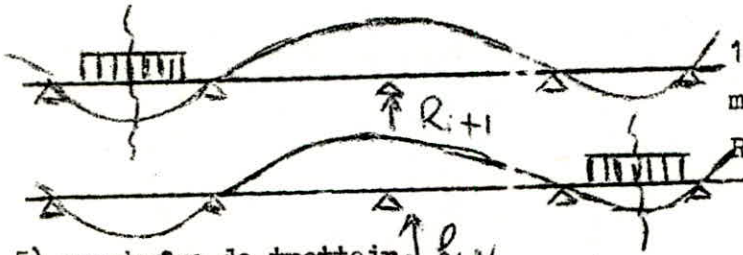
(25)

Réaction max



on fait déplacer le convoi autour de l'appui étudié.

Réaction min

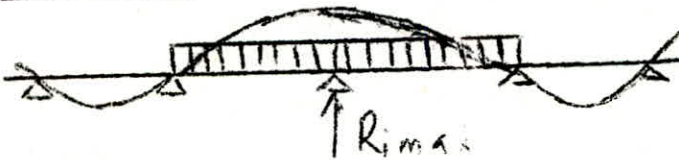


1) on déplace le convoi autour de la mi-travée ( $i-1$ ) et la mi travée ( $i+1$ )  
 $R_{min} = \min (R_{i-1}, R_{i+1})$

5) surcharge de trottoir

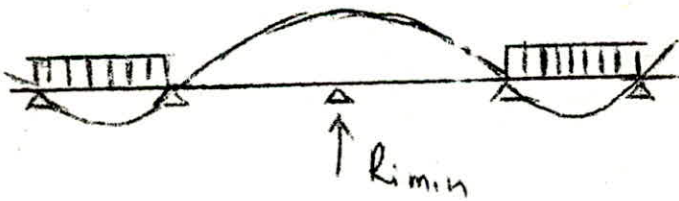
Les calculs se font dans le cas d'un trottoir chargé et de deux trottoirs chargés.

Réaction max



on charge la travée (1) et la travée ( $i+1$ )

Réaction min



on charge la travée ( $i-1$ ) et la travée ( $i+2$ )

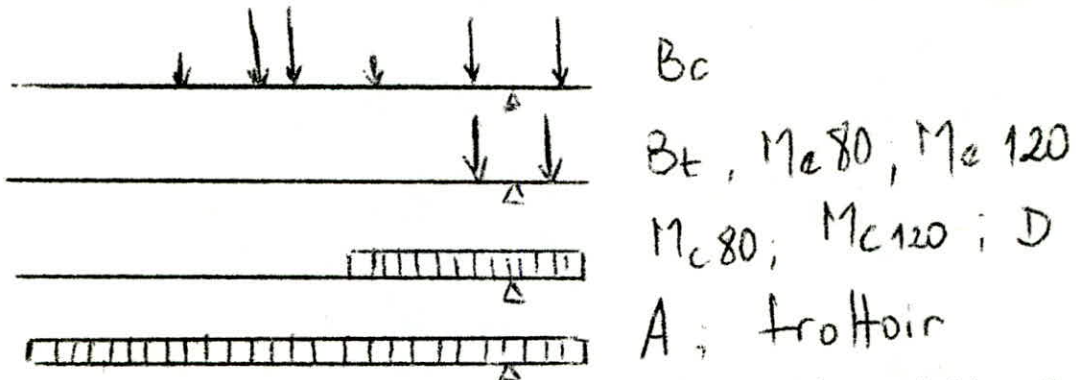
CAS PARTICULIER DES APPUIS DE RIVE

(14)

a) Effort du tablier

La détermination des effets du tablier sur l'appui de rive est plus simple que sur les appuis intermédiaire.

Les positions suivantes donnent les cas les plus défavorables.



Pour la détermination des réactions min d'un pont hyperstatique la méthode est la suivante

On fait déplacer les surcharges  $B_t$  militaires autour du milieu de la travée 2 pour l'appui 0 et autour de la travée  $(n-1)$  pour l'appui  $n$ . Pour les surcharges  $A$  et de trottoir ou charge la travée (2) pour l'appui 0 et la travée  $(n-1)$  pour l'appui  $n$ .

b) Effort de la surcharge sur le remblai

Cet effort est transmis par la dalle de transition.

On suppose la dalle posée sur deux appuis simples donc elle transmet la moitié de la surcharge sur le corbeau de dalle de transition.

c) Effort de la surcharge des trottoires sur les murs en retour:

Les trottoirs sont prolongés sur les murs en retour de la culée.

Pour cela on tient compte de cette surcharge.

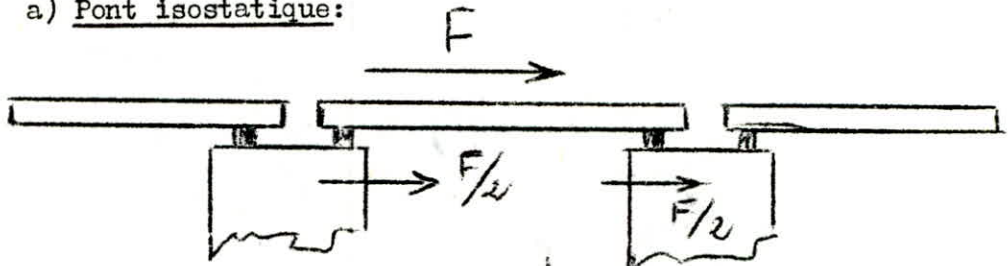


Dans le sens longitudinal du pont les seuls efforts horizontaux pris en compte sont les efforts de freinage des systèmes de charge A et BC.

Les effets des variations de température, retrait, et fluage ne sont pas pris en compte.

1) Effort de freinage:

a) Pont isostatique:



Les efforts sont repartis équitablement sur chaque appui.

\* Surcharge Bc

L'effort de freinage qui sollicite la pile est de 15 t

\* Surcharge A

On calcule l'effort de freinage pour chaque travée chargée et pour les deux travées chargées.

B) Pont hyperstatique:

Les efforts de freinage se répartissent normalement sur tous les appuis suivant leur inertie, mais dans notre étude ?

On répartit ces efforts de la même manière que pour le pont isostatique

l'appui prendra la moitié de l'effort de freinage calculé

\* Surcharge Bc: L'effort de freinage est de 15 t .

\* Surcharge A: On calcule l'effort de freinage de la surcharge qui provoque

la réaction max, et l'effort de freinage de la surcharge de la réaction

2) Effet du courant:

Les effets de courant sollicitent uniquement les appuis intermédiaires (dans le sens transversal)

$$F = K \cdot S \cdot V^2$$

(16)

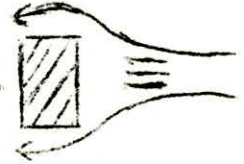
f= Force du courant

S= Surface offerte au courant

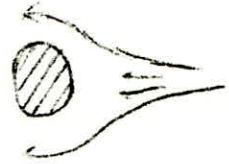
V= Vitesse du courant (5m/s)

K= Coefficient qui tient compte de la géométrie de la surface offerte au courant

K= 72 pour une surface rectangulaire



K= 35 pour une surface circulaire



K= 16 pour une surface triangulaire



### 3) Cas particulier des appuis de rive

En plus de l'effort de freinage .On considère ,l'effort horizontal provoqué par la poussée des terres et de la surcharge sur le remblai.

N O T A: L'appui de rive(culée) n'est pas sollicité transversalement,(négligés)

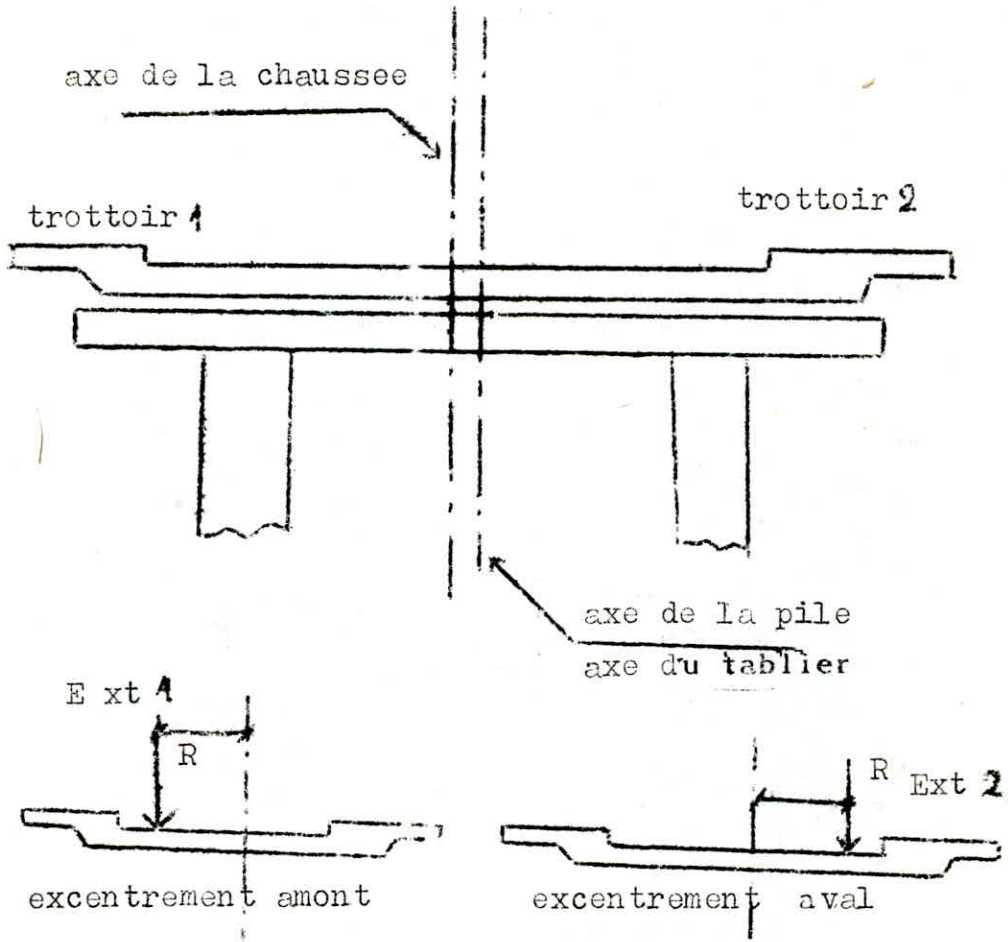
- l'effort de freinage est appliqué dans le sens à s'ajouter à la poussée des terres .

- la butée est négligée.

(29)

### III - CALCUL DES EXCENTREMENTS DES CHARGES

(17)



#### 1° - CALCUL DES EXCENTREMENTS DES CHARGES ROULANTES :

L'excentrement est en fonction du type de chargement, du nombre de voie chargée, et de la largeur des trottoirs

- Ltr1 : largeur trottoir 1
- Ltr2 : largeur trottoir 2
- Lch : largeur chaussée
- Lp : largeur du tablier

L'excentrement des surcharges Bc, Bt, Me80, Me120, Mc80, Mc120 est calculé de la manière suivante :

$$\text{EXt1} = Lp/2 - Ltr1 - Nvc * k$$

$$\text{EXt2} = Lp/2 - Ltr2 - Nvc * k$$

avec : Lp : Largeur du pont  
Ltr1 : Largeur trottoir 1  
Ltr2 : Largeur trottoir 2  
Nvc : Nombre de voies chargées

La valeur de K est déterminée suivant le type surcharge

$$\text{Bc} : K = 1,25 \quad - \quad \text{Bt} : K = 1,5 \quad - \quad \text{Me80} : K = 1,75$$

$$\text{Me120} : K = 2 \quad - \quad \text{Me80} : K = 1,82 \quad - \quad \text{Mc120} : K = 2,15$$

#### Excentrement de la surcharge A

$$\text{Ext1} = \frac{1}{2} * (Lp - Lch * Nvc/Nv) - Ltr1$$

$$\text{Ext2} = \frac{1}{2} * (Lp - Lch * Nvc/Nv) - Ltr1$$

avec Nv : nombre de voie

#### Excentrement de la surcharge D

L'axe longitudinal est réputé situé à 3,50 m du bord de la largeur chargeable.

Lch  $\leq$  7 m :

$$Ltr1 = Ltr2 \quad , \quad \text{Ext2} = Lp/2 - (Ltr2 + Lch/2)$$

$$Ltr1 > Ltr2 \quad , \quad \text{Ext1} = Lp/2 - (Ltr1 + Lch/2)$$

Lch  $>$  7 m :

$$\text{Ext1} = Lp/2 - (Ltr1 + 3,5)$$

$$\text{Ext2} = Lp/2 - (Ltr2 + 3,5)$$

#### Excentrement surcharge de trottoir

. 1 trottoir chargé :

$$\text{Extr1} = \frac{1}{2} (Lp - Ltr1)$$

$$\text{Extr} = \frac{1}{2} (Lp - Ltr2)$$

. 2 trottoirs chargés :

• Ltr1  $>$  Ltr2

$$\text{Extr1} = \frac{1}{2} ((Lp - Ltr2) * Ltr2 - (Lp - Ltr1) * Ltr1) / (Ltr1 + Ltr2)$$

• Ltr2  $>$  Ltr1

$$\text{Ext2} = \frac{1}{2} ((Lp - Ltr1) * Ltr1 - (Lp - Ltr2) * Ltr2) / (Ltr1 + Ltr2)$$



## **Calcul des combinaisons**

## COMBINAISON DES SURCHARGES:

### -Poids propre de l'appui:

Le calcul se fait en tenant compte de la nappe d'eau.

On calcule le poids de l'appui aux plus basses eaux, et aux plus hautes eaux.

### -Charges permanentes:

Elles sont données par les réactions d'appui et du tablier.

### -Surcharges routantes:

Elles sont déjà citées telles qu'elles sont données par le règlement.

### Combinaisons:

Les combinaisons sont choisies de façon à déstabiliser l'appui

Pour chaque cas: On recueille:

- . L'effort normal
- . Le moment longitudinal
- . Le moment transversal
- . Effort horizontal:
  - Longitudinal
  - Transversal

Tous les efforts sont ramenés en base et milieu de la semelle.

Le calcul des combinaisons tient compte des paramètres suivants:

- Nombre de voies chargées.
- Nombre de trottoirs chargés.
- Nombre de travées chargées (Pile)
- Intensité des réactions (pont hyperstatique)
- Excentrement de la surcharge (Pile)
- Existence ou non de la surcharge sur remblai (culée)
- Hauteur d'eau

Les résultats obtenus sont en fonction de ces paramètres (Voir organigramme)

- Poids de l'appui

- Charge permanente +A+Effort horizontal + Trottoir.
- Charge permanente +Bc+Trottoir+Effort Horizontal .
- Charge permanente +Bt+Trottoir.
- Charge permanente +Ma80 .
- Charge permanente +Me120.
- Charge permanente +Mc80.
- Charge permanente +Mc120.
- Charge permanente +Convoi D .

En cas de la culée, la surcharge de remblai est à rajouter à chaque combinaison .

Les surcharges A et B sont pondérées par 1,2

Les efforts les plus défavorables seront retenus pour déterminer les réactions au sol°)

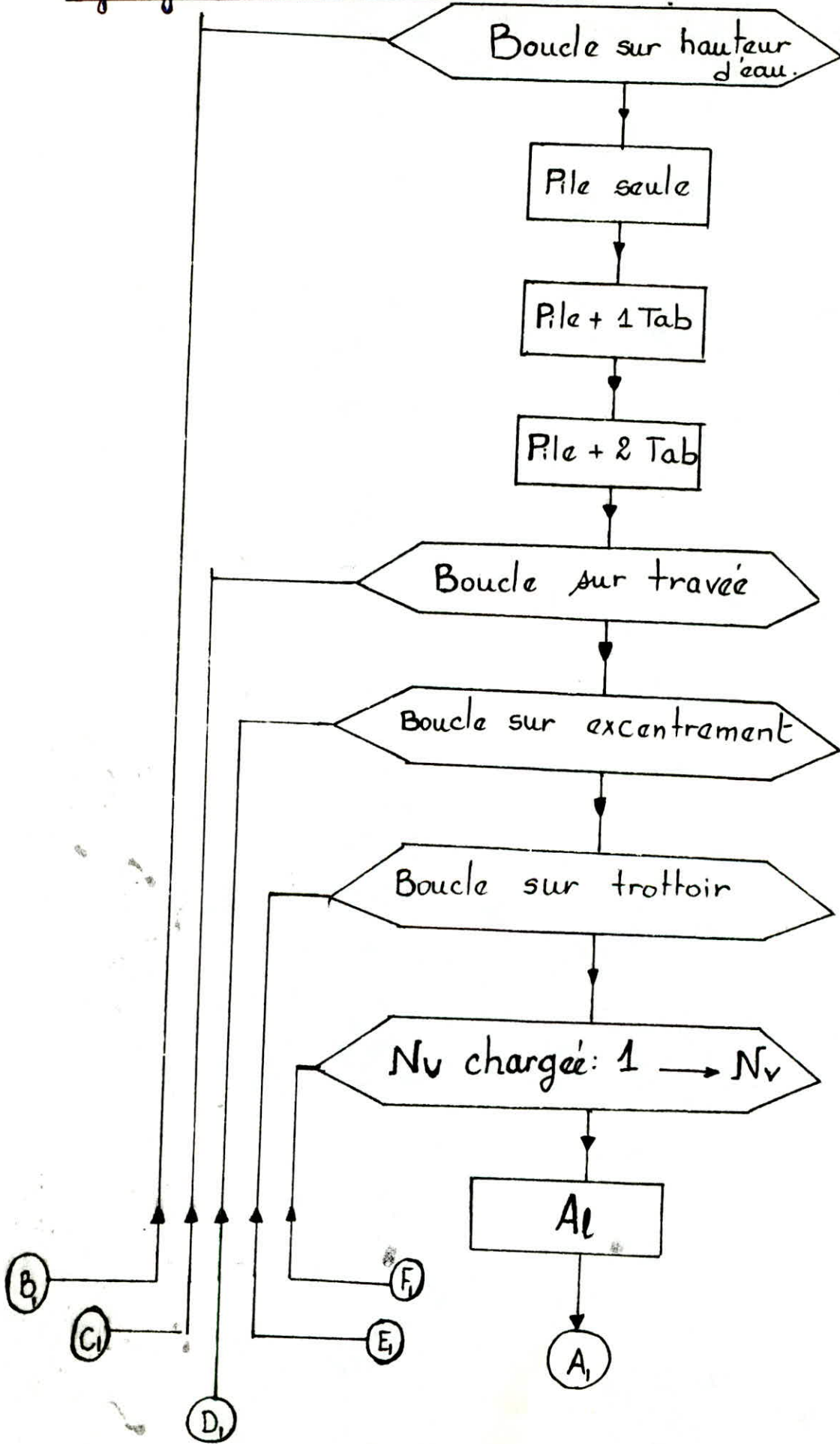
### Contraintes

$$\text{Sigmax} = \frac{N}{S} + \frac{Ml}{Wl} + \frac{Mt}{Wt}$$

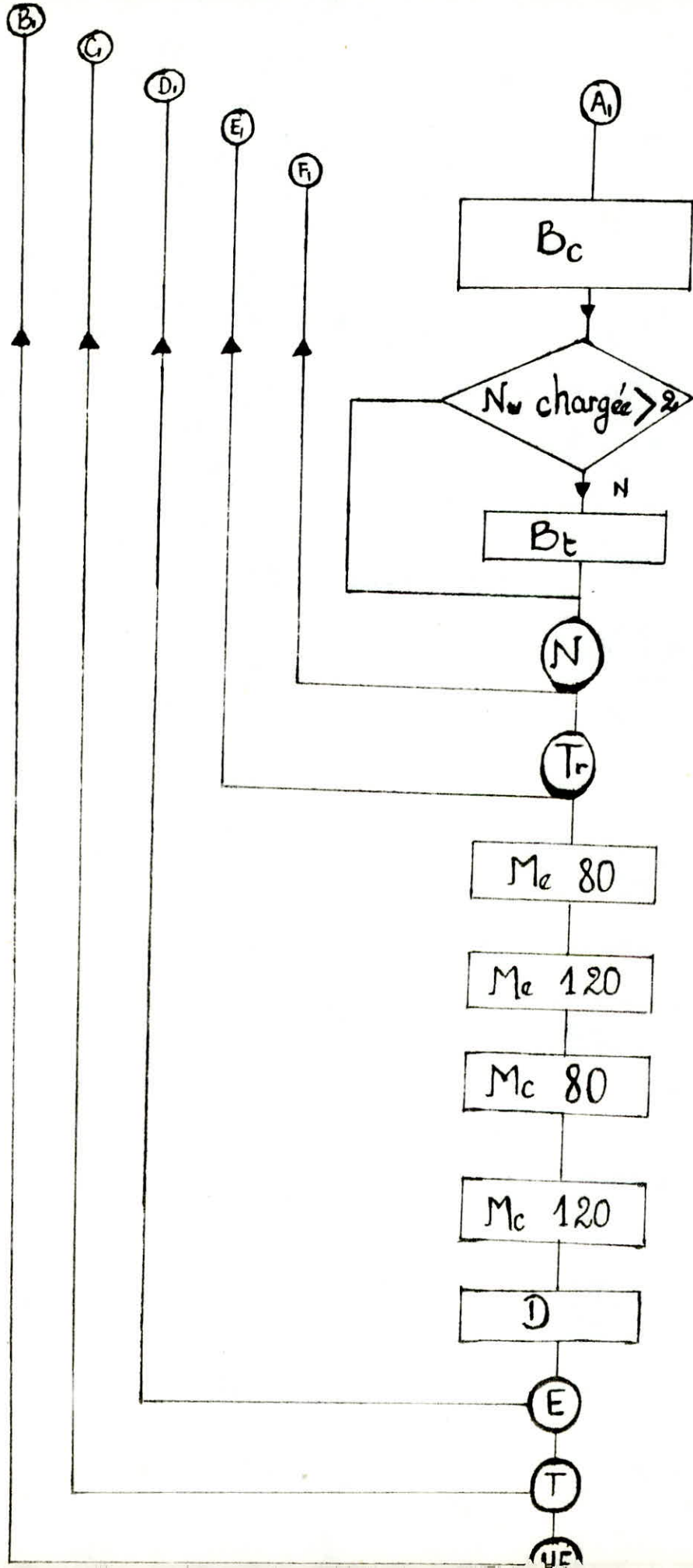
$$\text{Sigmin} = \frac{N}{S} + \frac{Ml}{Wl} + \frac{Mt}{Wt}$$

Avec: N: effort normal  
 Ml: moment longitudinal  
 Mt: moment transversal  
 Wl: module de résistance longitudinal  
 Wt : module de résistance transversal

Organigramme des combinaisons







**Analyse Informatique**  
**«Appuis»**

1-) INTRODUCTION:

Le calcul manuel de la stabilité des appuis consiste souvent, une partie longue et fastidieuse dans le projet d'un ouvrage d'art. L'application de l'informatique pour ce genre de calcul a de nombreux avantages, en particulier un gain de temps important une note de calcul sûre et plus complète.

2-) DOMAINE D'APPLICATION

Le programme s'applique à des ouvrages droits isostatiques ou hyperstatiques.

- Le tablier est axé sur l'appui
- Les trottoires peuvent être inégaux.
- Le nombre de voies inférieur ou égale à 8 4
- Fondations superficielles ou sur pieux

3-) DONNEES

Les données nécessaires pour lancer le programme sont les suivantes:

- Type de structure
- Largeur chaussée
- Largeur trottoir amont
- Largeur trottoir aval
- Classe du pont
- Nombre de voies
- Dimension de chaque travée
- About de chaque travée (pont isostatique)
- Poids du tablier
- Numero de l'appui à étudier
- Description de l'appui
- Type de fondation
- Surface de semelle ( $W_1$  wt de la semelle)
- Nombre de pieux
- $W_2$  des pieux ( Fondation sur pieux)
- $W_t$  des pieux

a) Introduction

Le programme est composé d'un ensemble de sous-programmes dont l'appel et le traitement sont commandés par un programme principal, cette manière de procéder offre de multiples avantages en particulier.

- Facilite l'élaboration du programme
- Simplifie le programme principal et facilite les modifications;
- Permet d'utiliser des sous-programmes déjà élaborés antérieurement.

Cette dernière possibilité nous a permis d'utiliser quelques sous-programmes déjà existants, en les modifiant légèrement pour les adapter à notre travail.

b) Mode général de calcul:

Le programme est réalisé sous une forme conversationnelle, après affichage des résultats c'est à l'opération de prendre certaines décisions.

- 1) Modification de l'appui
- 2) Modification des pieux
- 3) Edition des résultats
- 4) Etude d'une nouvelle appui
- 5) Stop

Le programme étudie chaque appui séparément.

L'optimisation des fondations ne se fait pas d'une manière automatique. c'est à l'opération de porter des modifications en fonction des résultats affichés (Voir organigramme général)

N O T A

Le calcul des efforts ne tient pas compte:

- de la flexibilité de l'appui.
- des variations linéaires du tablier (retrait et fluage du béton, variation de température etc.....)

Ces variations sont des déformations à long terme.



Elles sollicitent l'ouvrage dans conditions telles qu'il paraît peu judicieux de cumuler leurs effets à ceux des forces d'application instantanée. A la différence de ces dernières, les forces dues à des déformations imposées cessent de s'appliquer lorsque la déformation s'est produite. Il est d'ailleurs permis de penser que sous ces actions de longue durée, le sol de base s'accommodera progressivement.

## 5-) SOUS-PROGRAMMES

Parmi les sous-programmes utilisés ou exposés ici les plus importants. Il faut noter que ces sous-programmes sont eux même constitués de plusieurs sous-programmes.

### -Areiso et Arehyp

Ces deux sous-programmes calculent les réactions du tablier et leurs excentrement "Areiso" pour un pont isostatique "Arehyp" pour un pont hyperstatique.

### -A-pile et Aculee

Ces sous-programmes calculent la descente de charge en base et milieu de semelle pour la pile et pour la culée.

### -Acoiso et Acohyp

Calculent combinaisons des systèmes de charge pour un pont isostatique et un pont hyperstatique.

En cas des appuis intermédiaires (piles)

### -Aicule et Ahcule

Calculent les combinaisons des systèmes de charge pour un pont isostatique et hyperstatique.

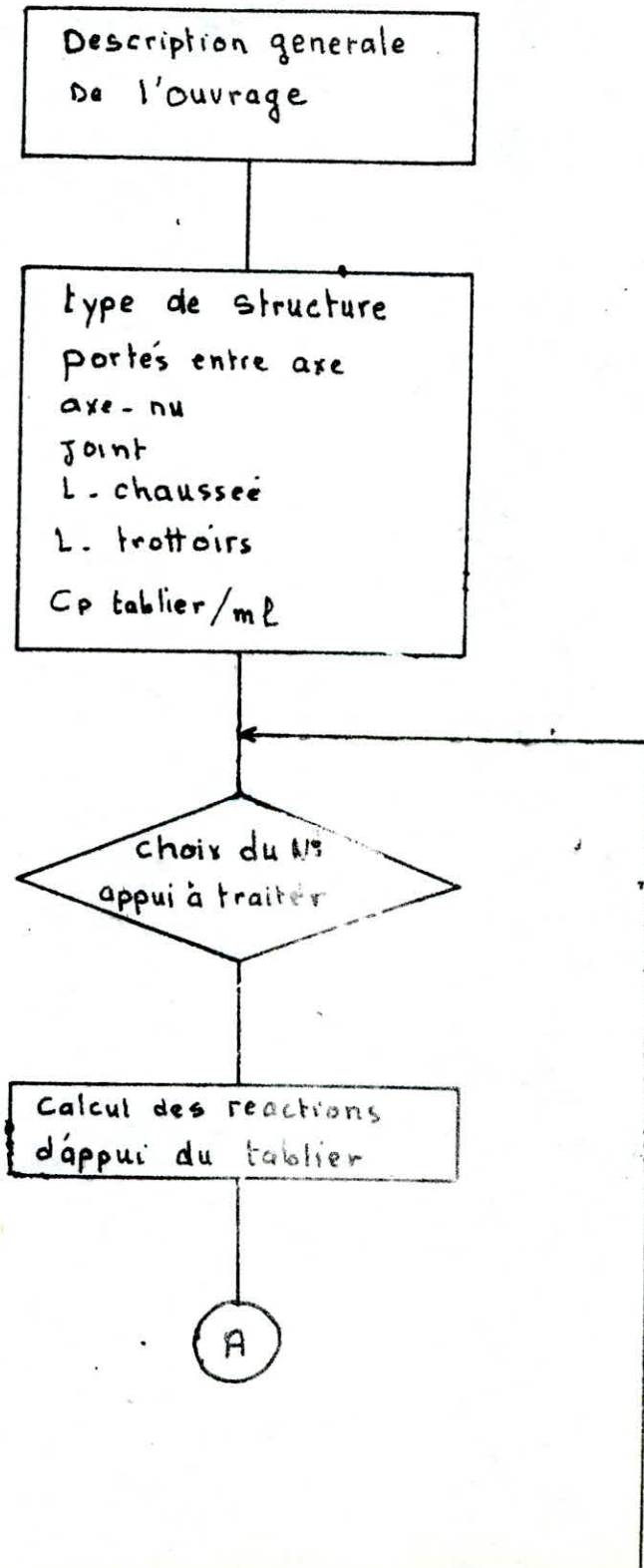
En cas des appuis de rive (culée).

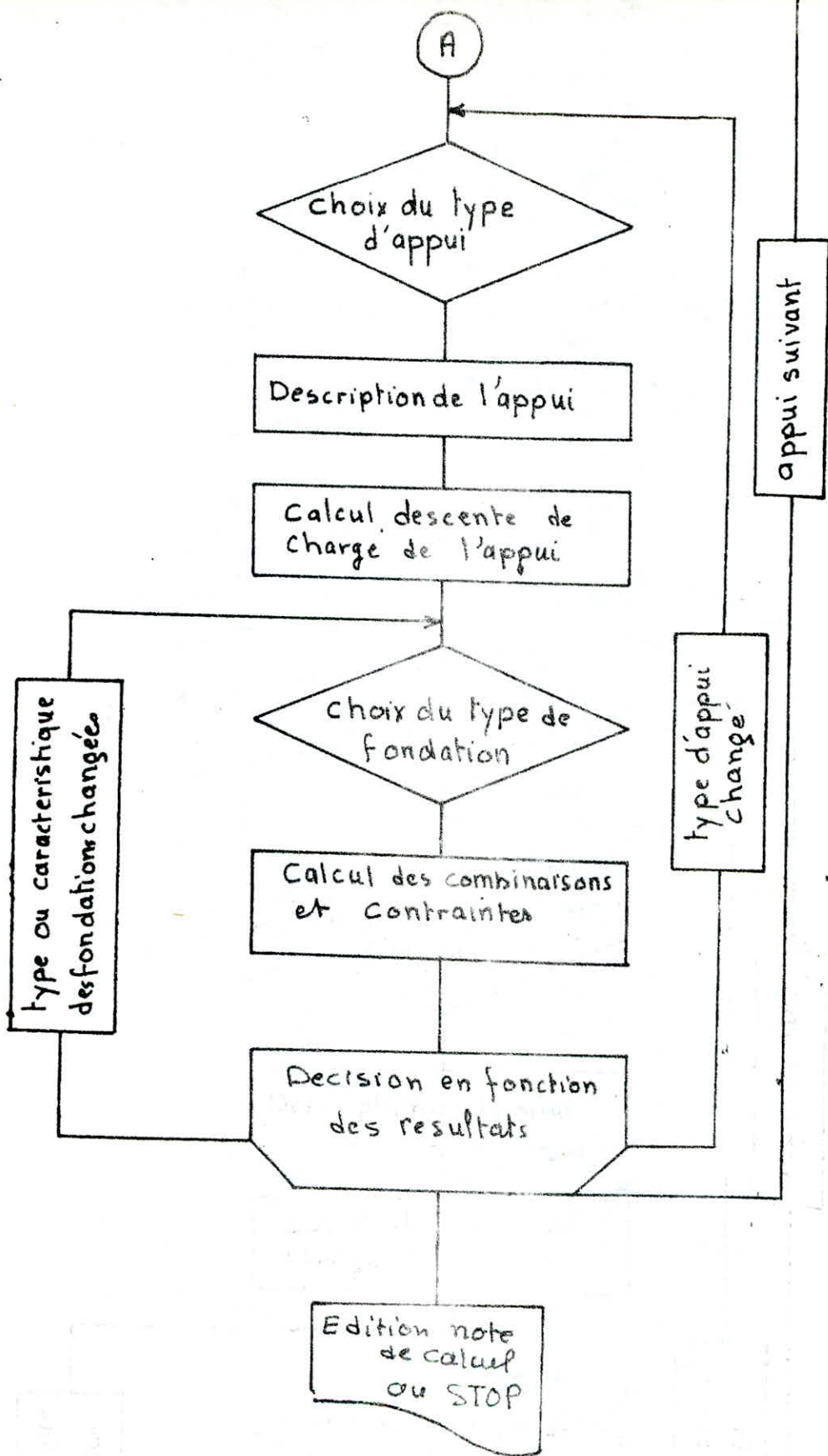
### -Ac -Sol

Calcule les contraintes au sol:

La contrainte sur le patin avant et la contrainte sur le patin arrière.

# ORGANIGRAMME GENERAL "Appui"







Analyse du sous programme calculant les reactions d'appui d'un pont isostatique sous le systeme de charge militaire Mc

La recherche des reactions peut se faire de deux manieres differentes : Analytique ou Approximative

- 1\_ La premiere methode consiste a chercher mathematiquement la position du convoi qui donnera la reaction d'appui maximum  $c$  et la surface positive maximale (voir fig 4)  
Le probleme peut etre resolu par l'algorithme du simplexe, cette methode donne un resultat exact.
- 2\_ La deuxieme methode consiste a faire deplacer le convoi autour de l'appui etudie avec un pas donne, de calculer les reactions a chaque fois, et de garder la plus grande. La precision de cette methode est fonction du pas choisi. Pour avoir une grande precision le pas doit etre tres faible mais dans ces conditions le temps d'execution sera tres grand

Mais comme dans ce genre de calcul une grande precision n'est pas indispensable, cette methode donne des resultats acceptables. C'est d'ailleurs la methode que nous avons adopter:

Pour calculer la reaction maximale on suppose que le convoi est constitue de plusieurs chars espaces par une distance minimale fixee par le reglement; les dimensions des travees sont quelconques. (voir fig 1).

La position (1) du convoi nous donne la reaction maximale de la travee de gauche chargee seule.

La position (4) du convoi donne la reaction maximale de la travee de droite chargee seule.

Pour calculer la reaction maximale de l'appui avec les deux travees chargees, on doit comparer les reactions donnees dans toutes les positions du convoi, et retenir la plus grande.

Pour calculer la reaction il faut determiner la surface relative a chaque char.

Pour les positions (1) et (4), une fois le char passe completement sur la travee droite on determine de la meme maniere que pour le char la surface relative a l'espace entre les chars et on deduit la surface relative au char

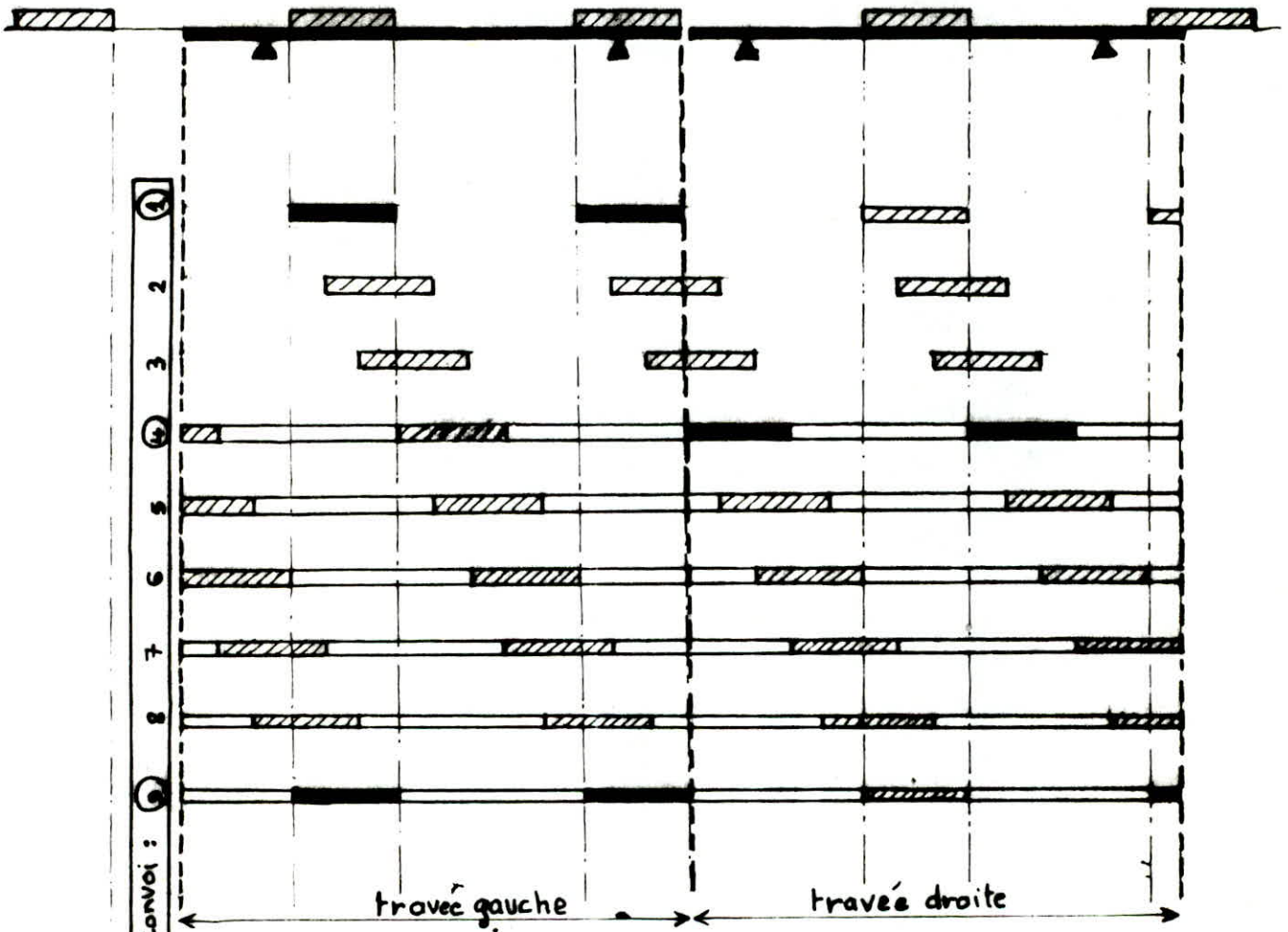
$$S_c = S_t - S_v \text{ (voir organigramme) } \quad (\text{Voir fig (1-a) et fig (1-b)})$$

$S_c$ : surface relative au char

$S_v$ : surface relative à l'espace entre les chars

$S_t$ : surface totale



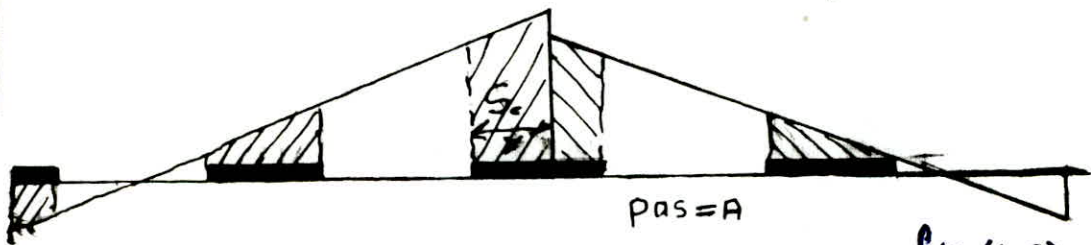


Positions de convoi : 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9

travée gauche

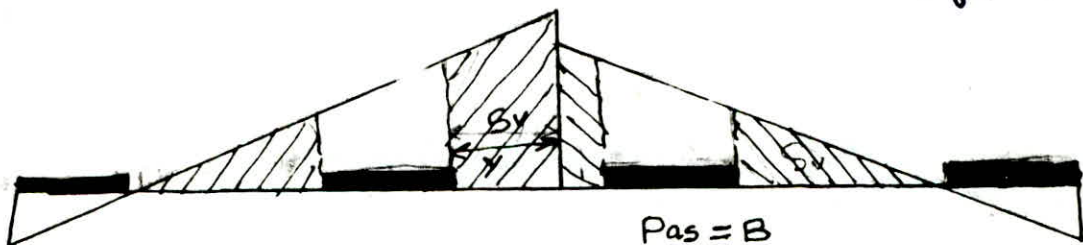
travée droite

Fig: 1



Pas = A

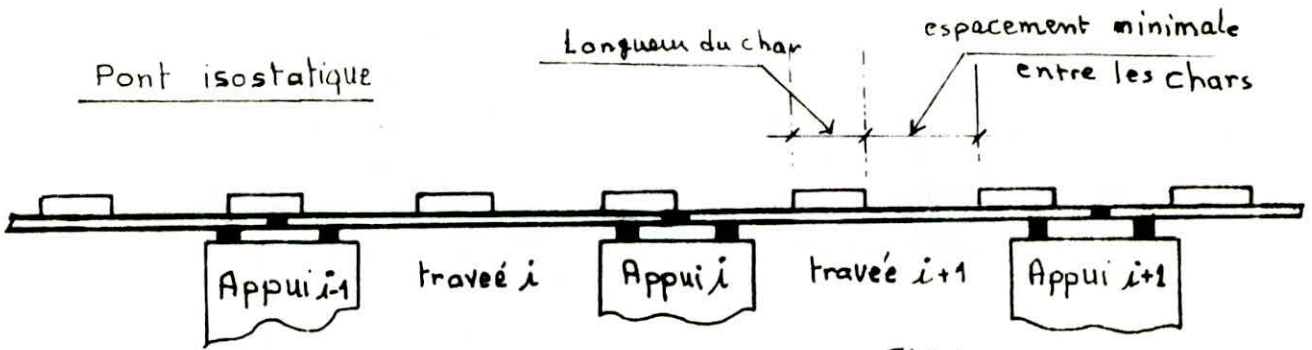
fig (1-a)



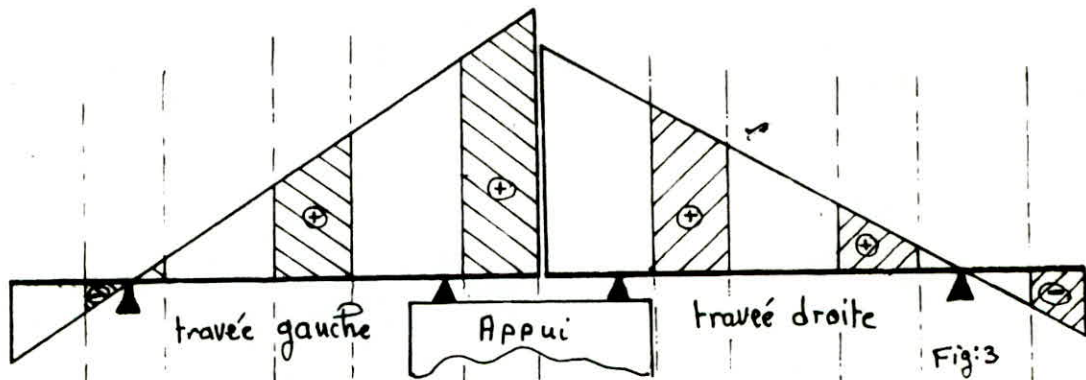
Pas = B

fig (1-b)

Pont isostatique



Figs 2

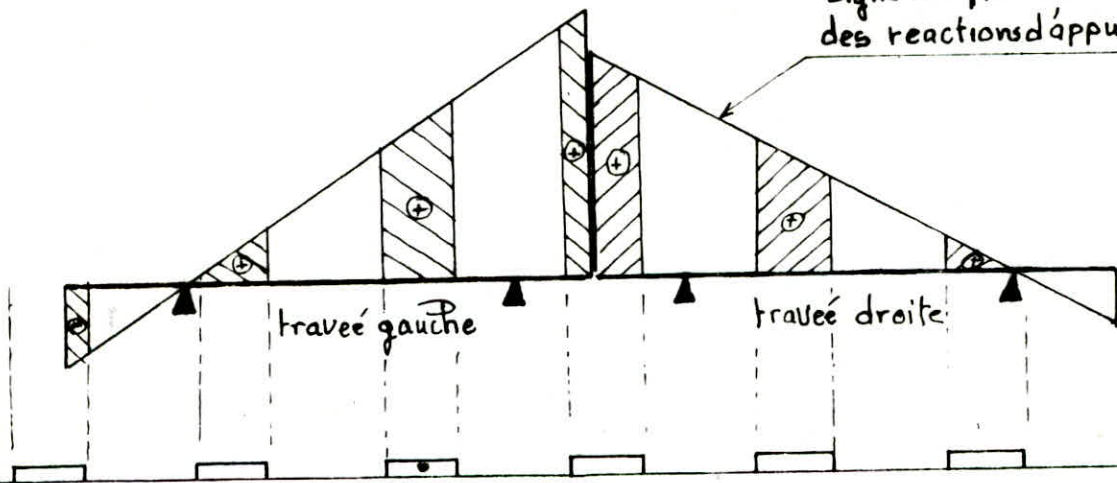


Figs 3

position initiale du convoi

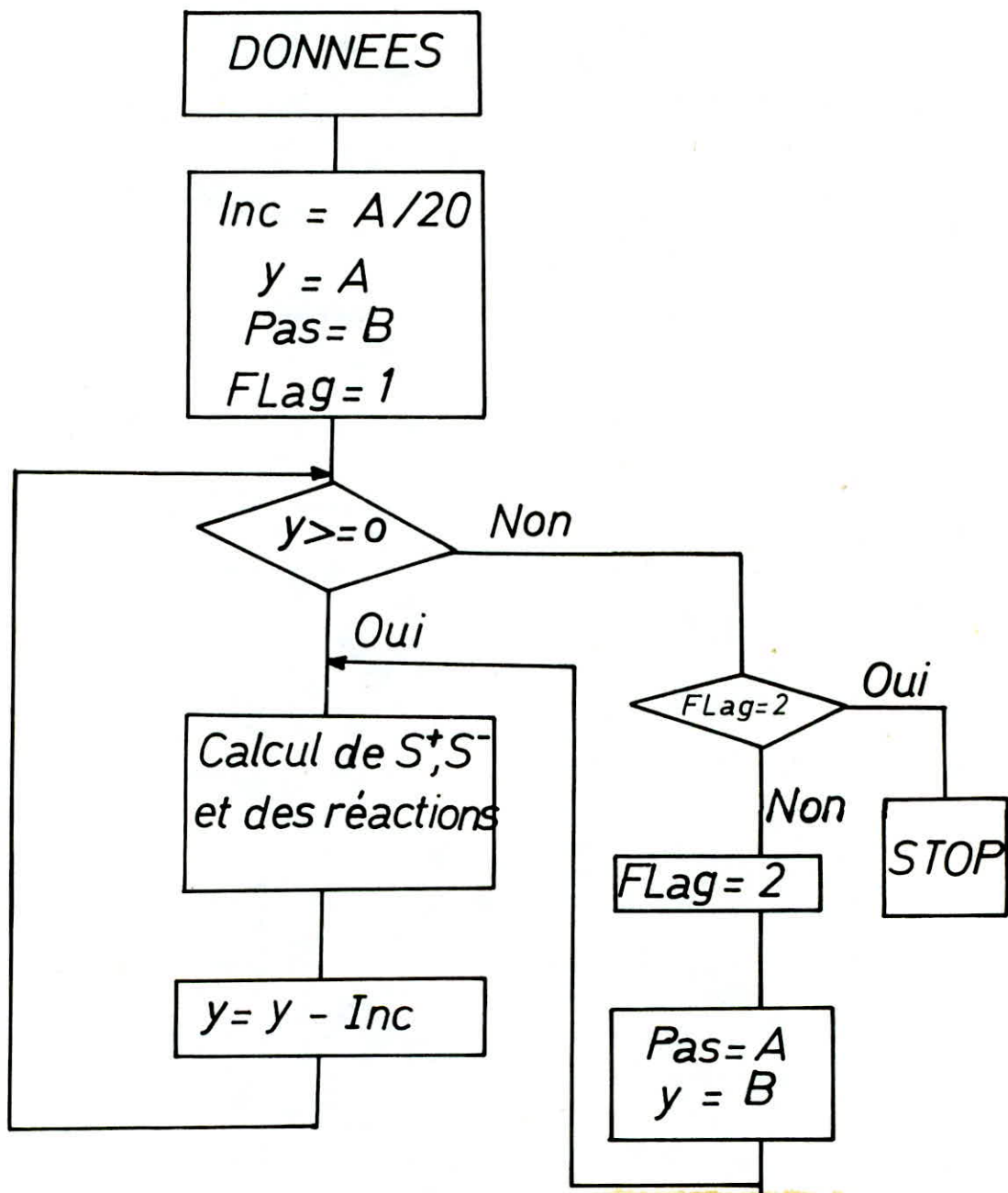


Ligne d'influence des reactions d'appui



position quelconque du convoi

Figs 4



---

---

Deuxième Partie

---

---

**Ouvrages de soutènement**



# **Introduction**

Introduction :

La construction d'ouvrage de soutènement ne représente pas un pourcentage très important des travaux de génie civil; mais elle pose des problèmes délicats vu le nombre d'accidents provoqués par l'effondrement de ces ouvrages. Ces accidents peuvent survenir pendant et après l'exécution.

Ces ouvrages généralement sont des constructions destinées à prévenir l'éboulement ou le glissement de talus naturels pour permettre la construction d'une chaussée routière, de bâtiments ou d'ouvrages d'art.

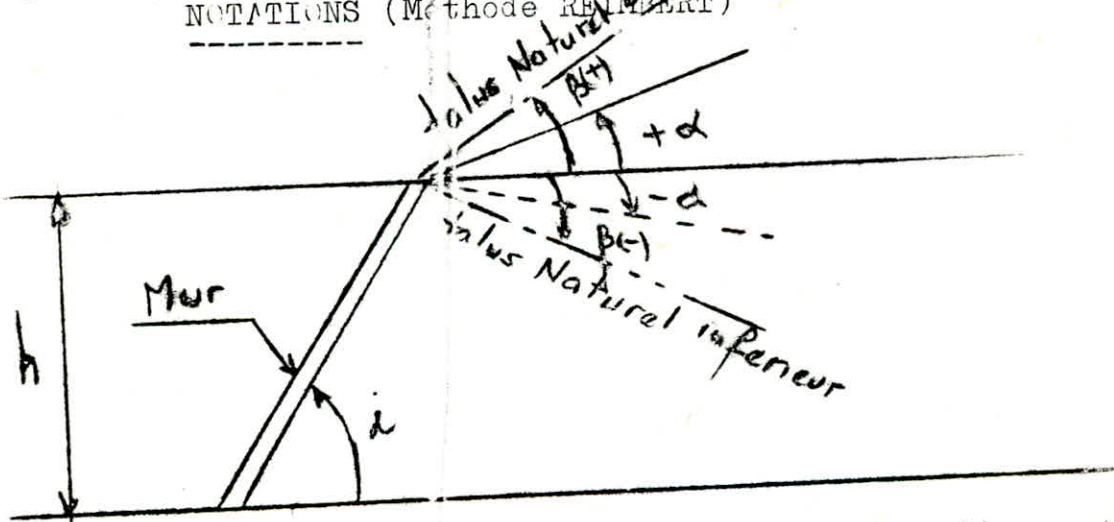
Il existe plusieurs variantes de mur de soutènement dont les murs en béton armé représentent la catégorie la plus courante.

Il faut noter que le calcul des murs de soutènement pose un problème délicat vu le nombre important de la littérature technique qui traite le sujet avec parfois des divergences importantes.

"Les minucieux essais de M et A Reimbert ont permis la connaissance de nombreux résultats sûrs dont quelques-uns précisent, mais dont la plupart démentent ce qui était admis jusqu'alors"

\* A- GUERRIN. traité de béton armé, tome VII \*

NOTATIONS (Méthode REIMBERT)



- h - hauteur verticale du parement de soutènement du mur.
- i - inclinaison du parement intérieur du mur par rapport au plan horizontal.
- p - angle du talus naturel
  - ) au-dessous du plan horizontal.
  - +B) au-dessus du plan horizontal.
- alpha - angle d'inclinaison du remblai avec le signe (-) au-dessous et (+) au-dessus du plan horizontal.

## **Méthode de Reimbert**

## Notions générales.

## I - Angle du talus naturel B

Dans le cas de matières pulvérulentes dépourvues de cohésion entassées librement, la surface libre du tas qu'elles forment fait, dans ses parties librement inclinées, un angle constant B par rapport au plan horizontal que l'on appelle angle de talus naturel, et qui correspond à l'état d'équilibre-limite de la matière sue elle-même.

## 2 - Angles caractérisant le milieu à l'état naturel :

- a)  $\psi$  : angle de frottement interne, à l'intérieur d'un massif pulvérulent dans lequel chaque grain est entouré par des grains de même matière et frotte sue ceux-ci. La mesure de cette angle est généralement faite à l'appareil triaxial.
- b)  $\psi_0$  : angle minimum de frottement de la matière sur elle-même, assimilable à l'angle de talus naturel B.

Nota :  $\psi_0 = 0,5 \psi$  où  $\psi = 1,25 \psi_0$

## 3 - Cohésion des terres.

La cohésion est une caractéristique des sables humides et des terrains argileux. Elle dépend des conditions de stabilisation ou de consolidation du milieu cohérent et de la quantité d'eau qu'il contient.

Cette caractéristique n'est pas constante, et il est prudent de n'en pas tenir compte, ou seulement dans des proportions modérées et justifiées.

De toute façon, pour être assuré de la parfaite tenue dans le temps, d'un ouvrage, il y a lieu de calculer celui-ci uniquement en fonction des caractéristiques constantes des sols ou des matières concernées : densité et angle de talus naturel ou angle de frottement interne minimum - la cohésion provoquant seulement une diminution de la poussée ou une augmentation de la butée, mais étant sans influence sur la valeur de la poussée maximale ou de la butée minimale à prendre en compte dans le calcul lorsque l'on n'est pas certain de la pérennité de cette cohésion.

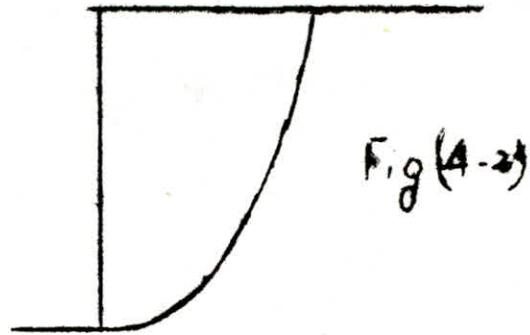
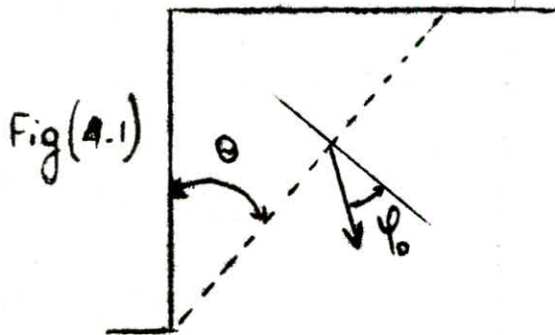


Lorsque l'équilibre d'un massif pulvérulent non cohérent, retenu par un mur de soutènement est rompu, le massif se déforme suivant un plan de glissement bien défini qui délimite avec le mur, un prisme de poussée (fig. 4.1)

Ce plan de glissement fait avec le plan vertical, un angle  $\theta$  dit : angle dièdre du prisme de poussée, dont la valeur

$$\theta = \pi/4 - \frac{\varphi_0}{2}$$

$\varphi_0$  étant l'angle minimum de frottement interne du milieu pulvérulent.

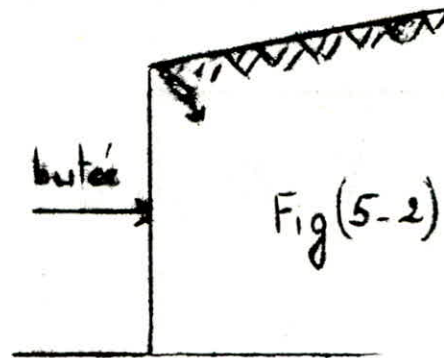
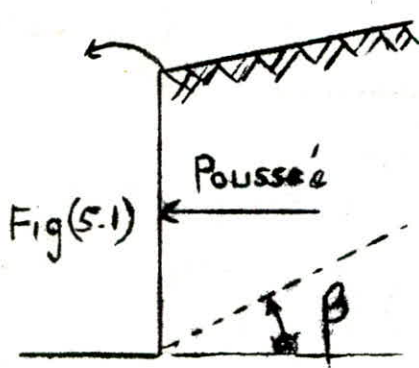


En tout point du plan de glissement, la pression due au prisme de poussée, fait avec la normale de ce plan, un angle égal à l'angle de frottement interne  $\varphi_0$  (fig : 4-1).

Dans le cas d'un massif pulvérulent cohérent, la surface de glissement n'est plus plane, mais plus ou moins incurvée, suivent l'importance de la cohésion (fig : 4-2)

Poussée et butée.

Considérons un mur, vertical ou non, retenant un remblai quelconque, et supposons que le mur se déplace en tournant autour de la base. La masse pulvérulente, ainsi mise en mouvement exerce une poussée sur le mur si celui-ci tend à tourner à l'opposé du remblai (fig : 5-1), ou une butée s'il tend, au contraire, à le refouler (fig : 5-2).



C'est par l'étude de l'équilibre des massifs pulvérulents " au repos", que l'on détermine les valeurs optimales de la poussée maximale, et de la butée minimale, quel que soit l'état de surface du parement des murs de soutènement en contact avec le sol,



et l'expérience montre qu'il suffit d'une translation de l'écran de  $I/1000e$  de la hauteur de celui-ci, dans le cas de lapoussée, pour que celle-ci acquière sa valeur minimale.

5 - Inclinaison de la direction de la poussée.

Dans le cas des terrains pulvérulents secs, la direction de la poussée est inclinée sur la normale au parement du mur d'un angle égal à l'angle de frottement interne  $\psi_0$  de la matière, donc  $P_v = P_h \cdot \text{Tg } \psi_0$  avec  $P_v$  : composante verticale de la poussée.

6 - Non influence de l'état de surface de l'écran, sur la valeur de la poussée maximale et de la butée minimale, au repos.

Des expériences extrêmement précises effectuées avec des écrans très lisses, recouverts de papier argenté poli et avec des écrans rugueux, émérisés, ont montré qu'à l'état d'équilibre "au repos", générateur de la poussée maximale exercée sur un mur par un massif pulvérulent, sec, la valeur de celle-ci, ou celle de la butée minimale opposée par le massif au déplacement du mur et tendant à le refouler sont indépendantes de l'état de surface du parement -lisse ou rugueux - du mur de soutènement.

Il en est de même pour l'inclinaison de la direction de la poussée maximale, qui apparaît bien, ainsi, comme ne pouvant être définie que par la seule valeur de l'angle de frottement interne minimum du massif.

7 - Détermination de la poussée maximale et des butées minimales.

Sur une base expérimentale, une formule générale de calcul des poussées actives et passives dans les ouvrages de soutènement de terres, de céréales, ou de toute autre matière pulvérulente dépourvues de toute cohésion au contact d'un écran, a été élaborée par M et L. Reimbert.

$$F = \gamma \cdot h \left( \frac{\pi - 2\psi_0}{\pi + 2\psi_0} \right) \cdot \left( 1 \pm \frac{2\alpha}{\pi} \right) \cdot \frac{i - \psi_0}{\frac{\pi}{2} - \psi_0} \cdot \left( \frac{\pi + 2\psi_0}{\pi - 2\psi_0} \right)^{\frac{1}{2}}$$

F = Composante horizontale de poussée par unité de longueur d'écran, à la profondeur h à partir du sommet de celui-ci  
Mur vertical  
Massif à surface horizontale.

Mur vertical  
Massif à surface inclinée de  $\alpha$  sur l'horizontale ( $0 \leq \alpha \leq \beta$ )

Mur incliné de l'angle  $i$  par rapport à l'horizontale ( $\frac{\pi}{4} + \frac{\psi_0}{3} \leq i \leq \frac{3\pi}{4} - \frac{\psi_0}{3}$ )

F = Composante horizontale de butée minimum par unité de longueur de mur, à la profondeur h à partir du sommet de celui-ci avec :

- $\mu = 1$  dans le cas de butée de rotation.
- $\mu = 2$  dans le cas de butée de translation.

\* La composante horizontale de la résultante de la poussée totale sur un mur de hauteur H, par unité de longueur de celui-ci appliquée au tiers de cette hauteur à partir de la base :

$$P_h = F \cdot \frac{H}{2}$$

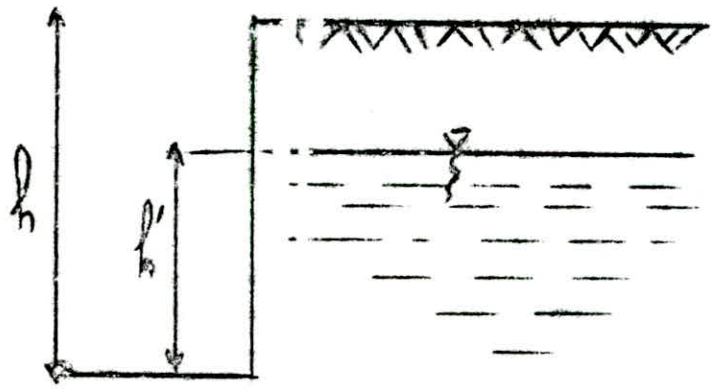
\* Composante verticale de la résultante de la poussée totale, (avec  $h = H$  dans la formule générale)

$$P_v = P_h \cdot \operatorname{tg} \varphi_0$$

- Obliquité de la direction de la poussée.

=====  
L'expression  $P_v = P_h \operatorname{tg} \varphi_0$  signifie que l'obliquité de la direction de la poussée est sensiblement égale à  $0,8\varphi$ , alors que habituellement, on admettait jusqu'ici une obliquité de la poussée égale à  $2/3$

9 - Massif immergé.  
=====



dans le cas du massif immergé de calcul se fait de la manière suivante :

On calcule le mur comme étant soumis, sur toute sa hauteur, à la poussée du remblai de densité :  $\delta$ , non dejaugée, et à la poussée hydrostatique résiduelle.

$$P_1 = \frac{\delta h^2}{2} \cdot K_a \quad ; \quad P_2 = \frac{h'^2}{2} [1 - K_a (\delta - \delta')] ]$$

P2 : est appliquée au tiers de la hauteur immergée  $h'$  à partir de la base.

10 - Massifs pulvérulents cohérents.  
=====

La cohésion apparaît comme un facteur d'accroissement de la sécurité inhérente au milieu pulvérulent dans le cas des remblais convenablement drainés.

Dans les calculs pour tenir compte de la cohésion on utilise le théorème des états correspondants on retranche des poussées, la quantité :

$$(I - k_a) C \operatorname{cotg} \varphi$$

C : étant la cohésion,  
et on ajoute aux butées :

$$(k_p - I) C \operatorname{cotg} \varphi$$



Cas du massif surchargé localement.

Il a été déterminé expérimentalement que la poussée PQ exercée sur l'écran par une charge locale Q appliquée sur le massif est égale à :

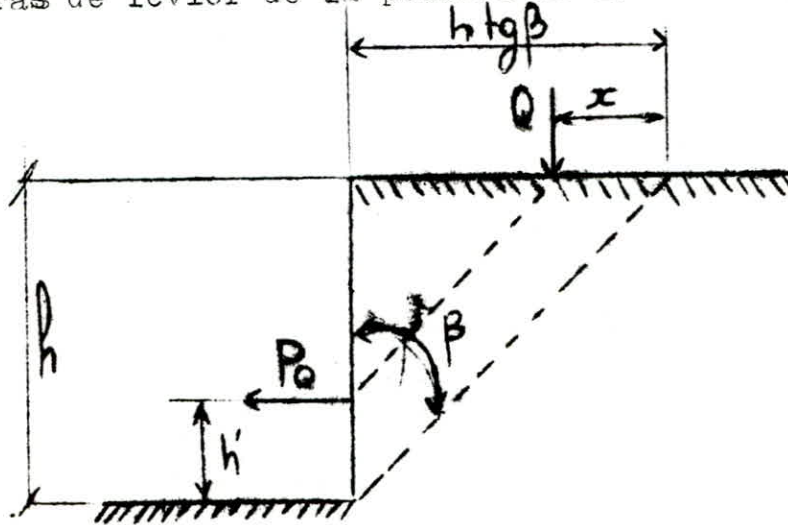
$$PQ = Q \operatorname{tg}^2 \beta \frac{x}{h}$$

avec

$$H' = x \operatorname{cotg} \beta$$

h' : bras de levier de la poussée de la surcharge.

$$\beta = \pi/4 - \varphi_0/3$$



Surcharge uniforme.

Si l'on applique la formule  $PQ = Q \operatorname{tg}^2 \beta \frac{x}{h}$

à un élément de la surcharge uniforme S représentant donc une charge locale  $S dx$ , et, en intégrant entre les limites du prisme de poussée, on détermine la poussée due à la surcharge uniforme S

$$P_s = \int_0^{h \operatorname{tg} \beta} S \operatorname{tg}^2 \beta \frac{x}{h} dx = \frac{S h}{2} \operatorname{tg}^4 \beta$$

or  $\operatorname{tg}^4 (\pi/4 - \varphi_0/3) \approx \left( \frac{\pi - 2\varphi_0}{\pi + 2\varphi_0} \right)^2$

à moins de 4% près

on peut donc écrire :

$$P_s = \frac{S h}{2} \left( \frac{\pi - 2\varphi_0}{\pi + 2\varphi_0} \right)^2$$

le point d'application se trouve à  $2h/3$  par rapport au pied de l'écran?

I2 - Stabilité des murs de soutènement.

Les forces qui intéressent le mur sont généralement :

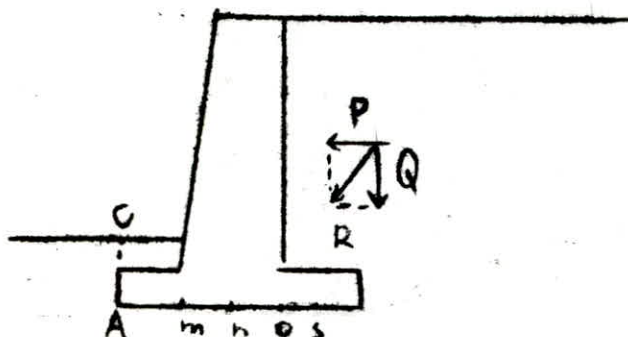
- \* La poussée horizontale P exercée par le massif pulvérulent et les surcharges.
- \* La résultante verticale Q de toutes les forces agissant sur le mur :
  - poids propre de celui-ci et de la semelle.
  - poids des terres agissant sur la semelle.
  - force de frottement des terres sur le parement du mur :

$$P \cdot \operatorname{tg} \varphi_0$$



La résultante générale étant déterminé, on vérifie qu'au niveau de l'assise de la semelle A - a, la direction de la résultante R passe par un point n compris entre les points m et s qui délimitent le "tiers-central" d'appui de la semelle :

$$Am = ms = sa = \frac{1}{3}a$$



fig(I2-I)

### I3 - Glissement de la semelle de fondation sur le sol.

Sous l'action de la poussée, le mur, solidaire de la semelle de fondation, tend à entraîner celle-ci par glissement sur le sol.

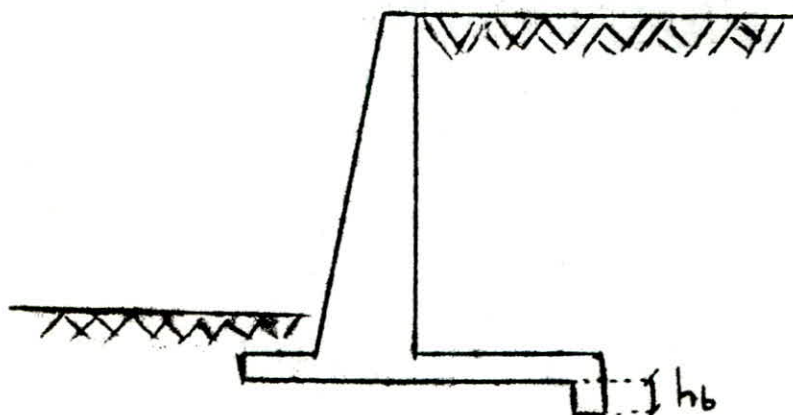
On doit vérifier que l'on a

$$P \neq 1,5 \leq Q \cdot \operatorname{tg} \psi'$$

1,5 étant le coefficient de sécurité généralement admis, angle de frottement du béton sur le sol qui peut être admis dans le sens de la sécurité, égal à l'angle de frottement interne minimum  $\psi_0$  du sol d'assise.

Il n'est pas prudent de prendre en compte la valeur de la butée opposée par le sol sur la hauteur  $h_c$ , fig (I2-I), du fait que cette butée peut ne plus exister en raison de travaux éventuels au pied du mur, pour des passages de canalisations ou autres, parallèlement.

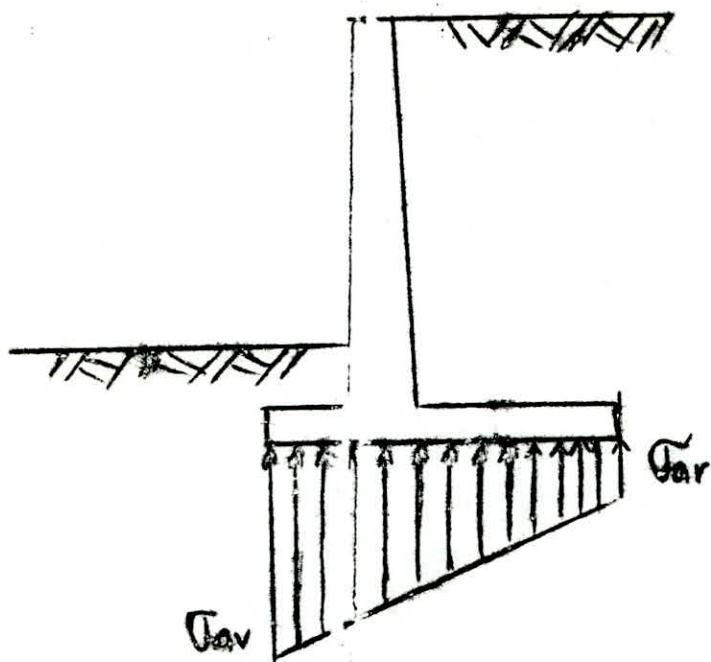
Par contre, on peut prendre en considération la butée de translation mobilisée par une bêche située, par exemple, à l'arrière de la semelle sur la hauteur  $h_b$ .



### I4 - Pressions de contact des semelles sur le sol de fondation.

La répartition du diagramme des pressions de contact est fonction de la rigidité de la semelle et de l'état du sol de fondation.

17  
Dans nos calculs, on a considéré une semelle rigide et un sol élastique, donc la répartition des pressions sur le sol est linéaire.



PARTICULARITES DE LA METHODE DE REIMBERT

---

- 1° - L'angle de frottement interne  $\varphi$  n'intervient pas, tout dépend de l'angle de frottement interne minimum  $\varphi_0$  assimilé à l'angle du talus naturel  $\beta$
- 2° - L'état de surface du parement interne du mur n'influe pas sur la valeur de la poussée maximale et de la butée minimale au repos.
- 3° - La direction de la poussée est inclinée, sur la normale au parement du mur, d'un angle égal à l'angle de frottement interne  $\varphi_0$  de la matière.
- 4° - Le prisme de rupture s'étend du mur lui-même jusqu'à un angle faisant avec la verticale l'angle  $(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_0}{3})$
- 5° - Le prisme de poussée totale s'étend du mur lui-même jusqu'au plan faisant un angle  $\beta$ , angle du talus naturel.
- 6° - Au voisinage d'un mur de soutènement, le massif pulvérulent comporte trois zones distinctes d'équilibre :
  - . une zone (1) immobile, sans influence sur la poussée,
  - . une zone (2) apparemment immobile et n'exerçant qu'une faible influence sur la poussée,
  - . une zone (3) d'éboulement et qui conditionne le principal du mécanisme de poussée sur l'écran.
- 7° - L'influence d'une surcharge sur le terre-plein possède une répartition triangulaire.  
La résultante passe au  $\frac{2}{3}$  de la hauteur du voile par rapport à sa base.
- 8° - A l'inverse des théories qui précèdent et qui donnent une valeur maximale de la butée celle de Reimbert donne la butée minimale.

**Méthode**  
**«Dossiers du SETRA»**



5) E T R A "

I CALCUL PHYSIQUE DES POUSSEES

Tous les développements qui suivent supposent que l'on a affaire à des massifs de sols pulvérulents. Ceci provient du fait que toutes les théories ont été élaborées pour ce type de sol. Lorsque l'on veut tenir compte d'une certaine cohésion, les Mécaniciens des Sols préconisent de calculer les poussées à l'aide du théorème des états correspondants.

1) Mur en T avec talus infini . Particularité de calcul

Dans le cas des murs en T renversé, un déplacement dans le sens de l'expansion du remblai fait apparaître deux surfaces de glissement passant par l'arête B du talon. Par simplification, on admet généralement que ces surfaces sont des plans dont les traces sur une section droite sont les droites  $\Delta$  et  $\Delta'$  (fig 1)

L'angle  $\theta'$  que fait la droite avec l'horizontale peut se calculer à partir des formules de la théorie de Rankine

Deux cas peuvent se présenter ensuite selon que la droite  $\Delta'$  coupe le plan du talus ou celui de la face intérieure du voile ( cas d'un talon long ou d'un talon court).

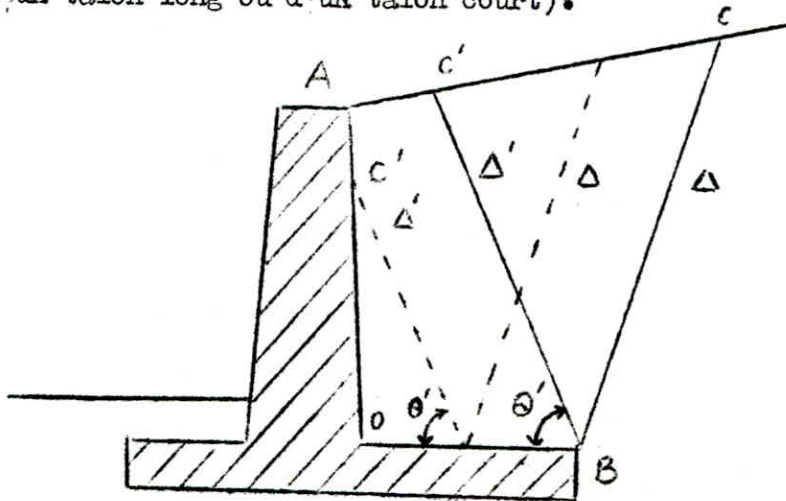


Fig:1

Suivant que d'un l'on se trouve dans l'une ou l'autre de ces deux cas, la méthode théorique de calcul de poussée est différente.

a) \_ Cas où  $\Delta'$  rencontre la ligne de Talus.

On admet dans ce cas que la zone  $A O B C'$  est une zone morte, c'est-à-dire que la masse de terre qu'elle contient n'agit que par son poids propre comme élément stabilisateur de l'ouvrage. La poussée doit donc se calculer, par la méthode du prisme d'éboulement ou celle de Rankine, sur le plan de trace avec une inclinaison sur la normale à ce plan égale à  $\alpha$ , angle de frottement interne du sol;

b) \_ Cas où  $\Delta'$  rencontre la face interne du Voile.

Ici encore, on considère que la zone  $C' O B$  est une zone morte donc que l'effet des terres qu'elle contient est purement pondéral. La poussée doit théoriquement se calculer d'une part sur le plan de trace  $\Delta'$  avec une inclinaison sur la normale à ce plan à  $\alpha$ , d'autre part sur la portion  $AC$  du Voile avec une inclinaison sur la normale au Voile égale à  $\alpha$ .

Ces deux méthodes sont un peu lourdes et c'est pourquoi des résultats des schémas simplificateurs donnant des résultats proches des résultats théoriques ont été établis.

## 2) Méthodes d'approximation. (massif pesant non chargé)

La méthode d'approximation consiste à calculer la poussée due au poids du remblai, qui s'exerce sur un plan fictif Vertical, (P), passant par l'arête du talon, et à considérer que la masse de terre comprise entre la face interne du voile et ce plan donne uniquement un effet pondéral. (fig 2)

Cette approximation pose un certain nombre de problèmes;

Le premier est que ce plan ne correspond à aucune ligne de rupture réelle. Le schéma considéré ne peut donc être physiquement justifié.

En second lieu, il convient de savoir quelle inclinaison il convient de donner à la résultante pour que le résultat soit aussi proche que possible de celui donné par les méthodes théoriques classiques.

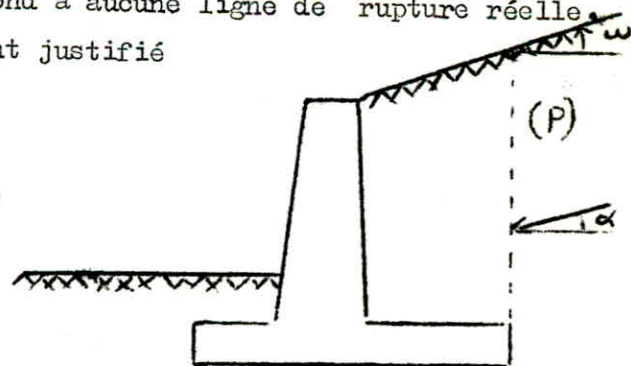


Fig:2

Particulièrement, on calcule l'angle de la poussée sur le plan fictif Vertical passant par l'arrière du talon, de la façon suivante. On trace une droite issue de A faisant avec la verticale un angle  $\beta$  donné par formule:

$$\begin{cases} \beta = \pi/4 - \varphi/2 + \omega/2 - \delta/2 \\ \sin \delta = \frac{\sin \omega}{\sin \varphi} \end{cases} \quad (53)$$



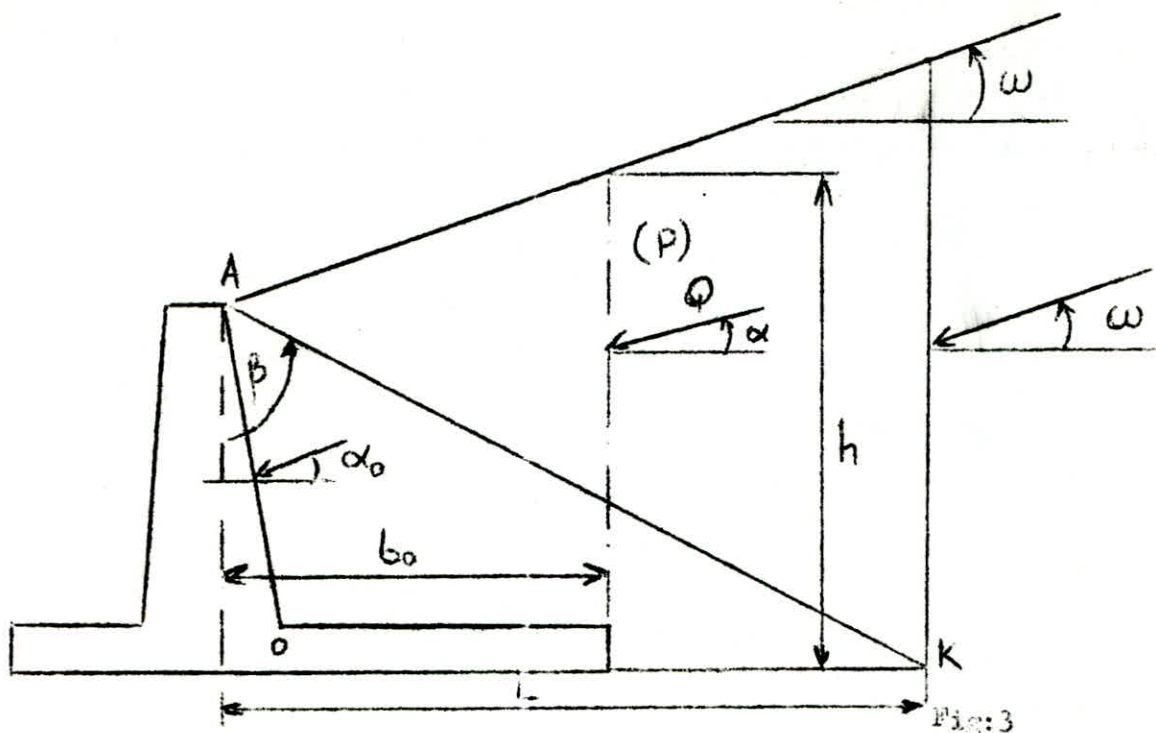


Fig:3

Cette droite délimite en fait les zones où existent des équilibres différents. Cette droite recoupe le plan de la base de la semelle en un point K distant de  $L$  du pied de la verticale abaissée du sommet intérieur du mur. Appelons  $b_0$  la distance séparant l'arête du talon de ce même pied.

Sur le plan vertical passant par le point K, nous sommes par hypothèse en équilibre de Rankine de sorte que l'angle des efforts de poussée est  $\omega$  sur l'horizontale. Sur le parement en béton, nous sommes en équilibre de Coulomb, de sorte que l'angle des poussées sur ce parement,  $\alpha_0$ , est à déterminer. Ce qui prend égal à la plus grande des deux valeurs  $\omega$  et  $\frac{2}{3}\varphi$ . L'angle  $\alpha$  d'inclinaison des pressions sur le plan fictif se calcule par la formule d'interpolation suivante:

$$\text{-si } L \leq b_0, \quad \alpha = \omega$$

$$\text{-si } L \geq b_0, \quad \alpha = \omega + (\alpha_0 - \omega) \left[1 - \frac{b_0}{L}\right]^2; \quad (\alpha_0 = \sup\{\omega, \frac{2}{3}\varphi\})$$

Ces formules n'englobent pas le cas des murs présentant un

fort surplomb.

Enfin, la poussée des terres sur le plan fictif est calculée par la méthode de Caquot-Kerisel en supposant que pour un massif homogène infini et non chargé la distribution est triangulaire. La résultante, sur une hauteur  $h$ , a donc pour expression:

$$Q = \frac{1}{2} K_a \cdot \sigma \cdot h^2$$

Le coefficient de poussée active  $K_a$  ainsi défini, c'est à dire

Le coefficient de poussée active  $K$  ainsi défini, c'est à dire afférent à la poussée totale, et non à la composante horizontale, se calcul en effectuant la suite des opérations suivantes:

- On calcule  $\delta$  par:

$$\operatorname{tg} \left| \frac{\delta}{2} \right| = \frac{|\operatorname{ctg} \alpha| - \sqrt{\operatorname{ctg}^2 \alpha - \operatorname{ctg}^2 \varphi}}{1 + \frac{1}{\cos \omega}}; \text{ signe } \delta = \text{ signe } \alpha$$

- On calcule  $\delta$  par:

$$\sin \delta = \frac{\sin \omega}{\sin \varphi} \quad (2)$$

- On calcule  $\beta_0$  par:

$$\beta_0 = \frac{\delta + \omega - \varphi}{2} \quad (3)$$

- On calcule  $\lambda$  par:

$$\lambda = \frac{\beta_0}{\beta_0 + \pi - 2\varphi} \quad (4)$$

- On calcule  $\rho$  par:

$$\ln \rho = - \left( 2 - \frac{\operatorname{tg}^2 \omega + \operatorname{tg}^2 \alpha}{\operatorname{tg}^2 \varphi} \right) \sqrt{\sin \varphi} \ln \left[ (1 - 0,9\lambda^2 - 0,1\lambda^4)(1 - 0,3\lambda^3) \right] \quad (5)$$

- On calcule  $K_{a0}$  par:

$$K_{a0} = \frac{1}{\cos \alpha} \cdot \frac{\cos^2 \varphi}{\left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\beta_0 + \alpha) \sin(\beta_0 - \omega)}{\cos \alpha \cos \omega}} \right]^2} \quad (6)$$

- On calcule enfin:  $K_a = \rho K_{a0} \quad (7)$

Remarque: Les logarithmes ( $\ln$ ) de la relation (5) sont des logarithmes népériens.

Les formules (1) et (6) sont celle de Caquot-Kerisel appliquées à un parement vertical.

Connaissant la poussée résultante  $Q$ , on peut en déduire des composantes verticales et horizontales:

$$Q_H = Q \cos \alpha$$

$$Q_V = Q \sin \alpha$$



**Analyse Informatique**  
**Murs de soutènement**

PROGRAMME :

(1)

MUR DE SOUTÈNEMENT

Ce programme calcule les murs de soutènement en béton armé du type "Mur en T renversé".

Le programme offre les possibilités suivantes :

1° - OPTION DE CALCUL :

- . "Vérification"
- . "Dimensionnement"

2° - CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

- . Méthode REIMBERT
- . Méthode "Dossiers du SETRA"

Le programme a la possibilité de tenir compte ou non des éléments suivants :

- . Nappe phréatique
- . Cohésion
- . Butée
- . Stratification du sol
- . Surcharges : ponctuelle ou uniforme.

et de minimiser la différence entre les contraintes avant et arrière de la semelle de fondation.

- . Hauteur du voile
- . Hauteur de la semelle
- . Epaisseur du voile en tête
- . Epaisseur du voile en pied
- . Inclinaison du parement intérieur du voile par rapport au plan horizontal
- . Inclinaison du talus par rapport au plan horizontal
- . Densité du sol
- . Angle de frottement du sol
- . Cohésion
- . Hauteur de la nappe phréatique
- . Densité déjaugée
- . Différence entre contrainte arrière et avant choisie

Si le sol est stratifié, on donne pour chaque couche :

- . hauteur
- . angle de frottement de la matière
- . cohésion

Si la butée est prise en compte, on donne :

- . type de butée
  - butée de rotation
  - butée de translation
- . hauteur de terres sur le patin avant
- . Hauteur de la nappe sur le patin avant
- . Surcharge sur le patin avant
- . Densité des terres sur le patin avant
- . Densité déjaugée sur le patin avant.

Si la surcharge est prise en compte, on donne :

type de surcharge

a) charge ponctuelle

- intensité de la surcharge
- position de la charge.

b) charge riforme :

- intensité de la surcharge

Si l'option de calcul est "vérification", on donne :

- . Largeur patin avant
- . Largeur patin arrière.

(5)

Le programme donne les résultats suivants :

(3)

. MODE "VERIFICATION" :

- 1- Résultante des poussées horizontales
- 2- Bras de levier de la résultante des poussées horizontales
- 3- Résultante des charges verticales
- 4- Bras de levier de la résultante des charges verticales
- 5- Moment en base du voile
- 6- Moment à l'ancrage du patin avant
- 7- Moment à l'ancrage du patin arrière
- 8- Contraintes sur le sol de fondation.

. MODE "DIMENSIONNEMENT"

En plus des résultats du mode "vérification" déjà cités, le programme donne la première dimension de semelle qui vérifie toutes les conditions de stabilité, ainsi que les dimensions des patins avant et arrière correspondantes.

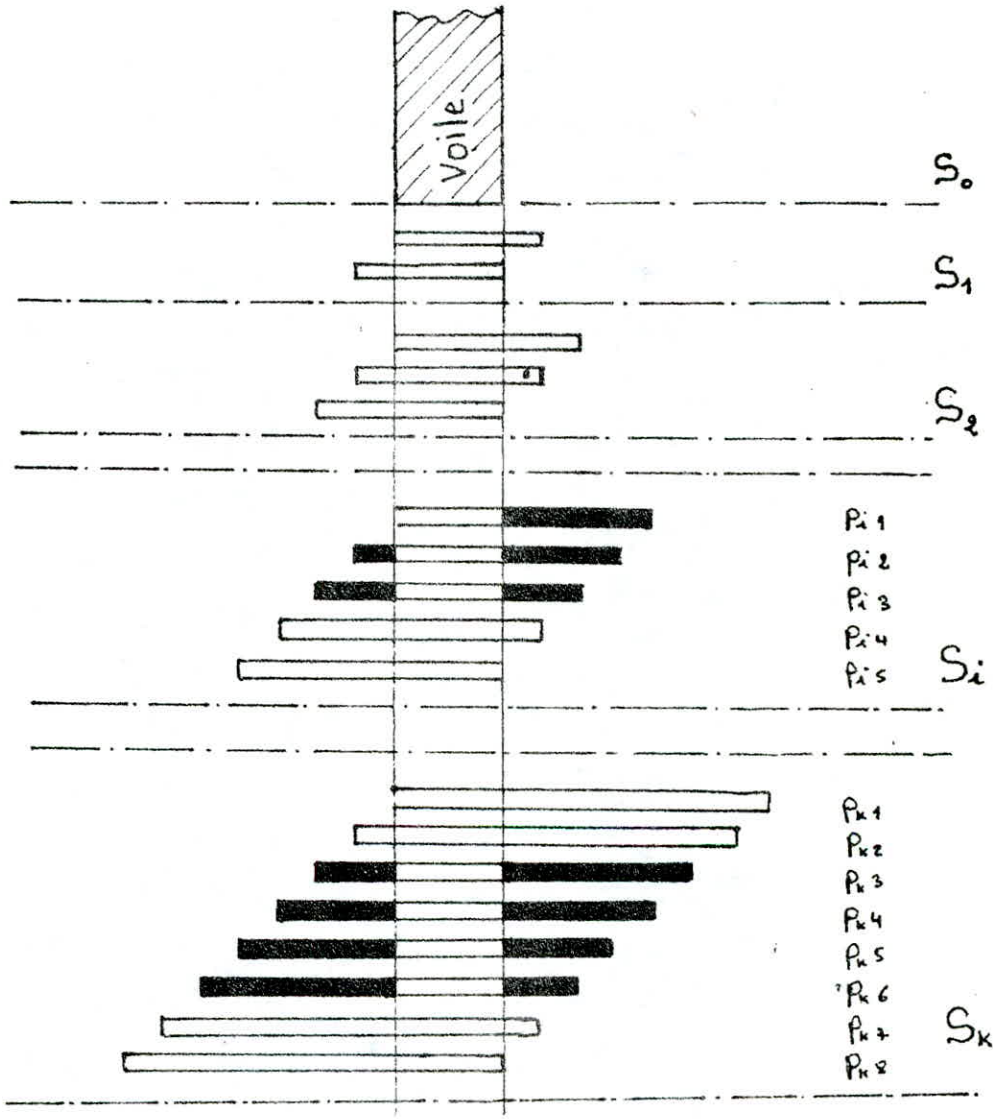
Il donne également la première dimension de semelle pour laquelle la différence entre la contrainte avant et arrière de la semelle est inférieure à la valeur choisie ainsi que les dimensions des patins avant et arrière.

(56)



## OPTIMISATION DE LA SEMELLE DE FONDATION

L'optimisation de la semelle se fait automatiquement. On commence par une valeur initiale  $X_2$  (épaisseur du voile à la base) apr. on augmente la largeur du patin arrière et on fait déplacer la semelle autour de la base du voile (voir schéma ci après)



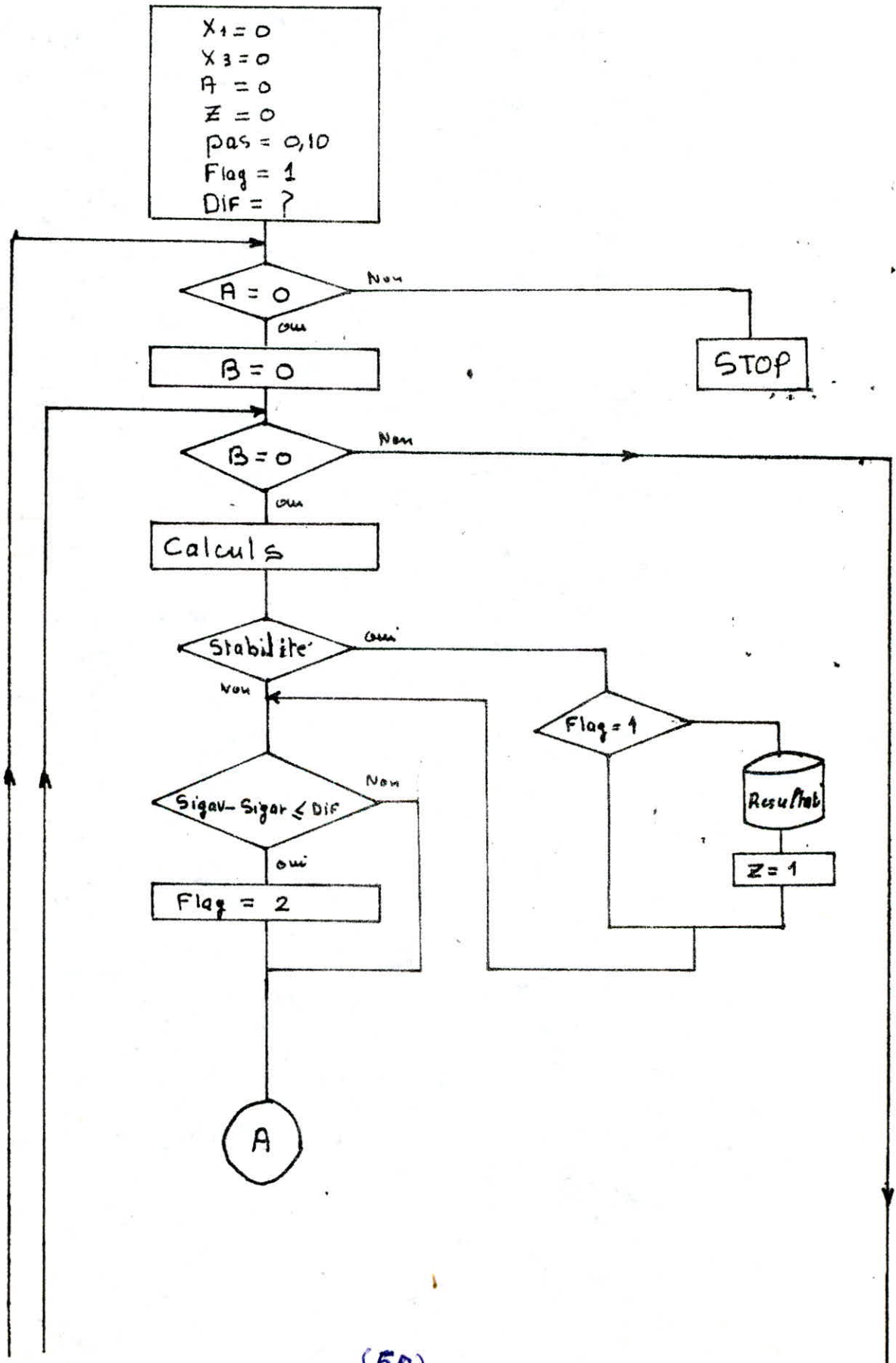
"Si" : représente la 1ère dimension de la semelle pour laquelle la stabilité est vérifiée.

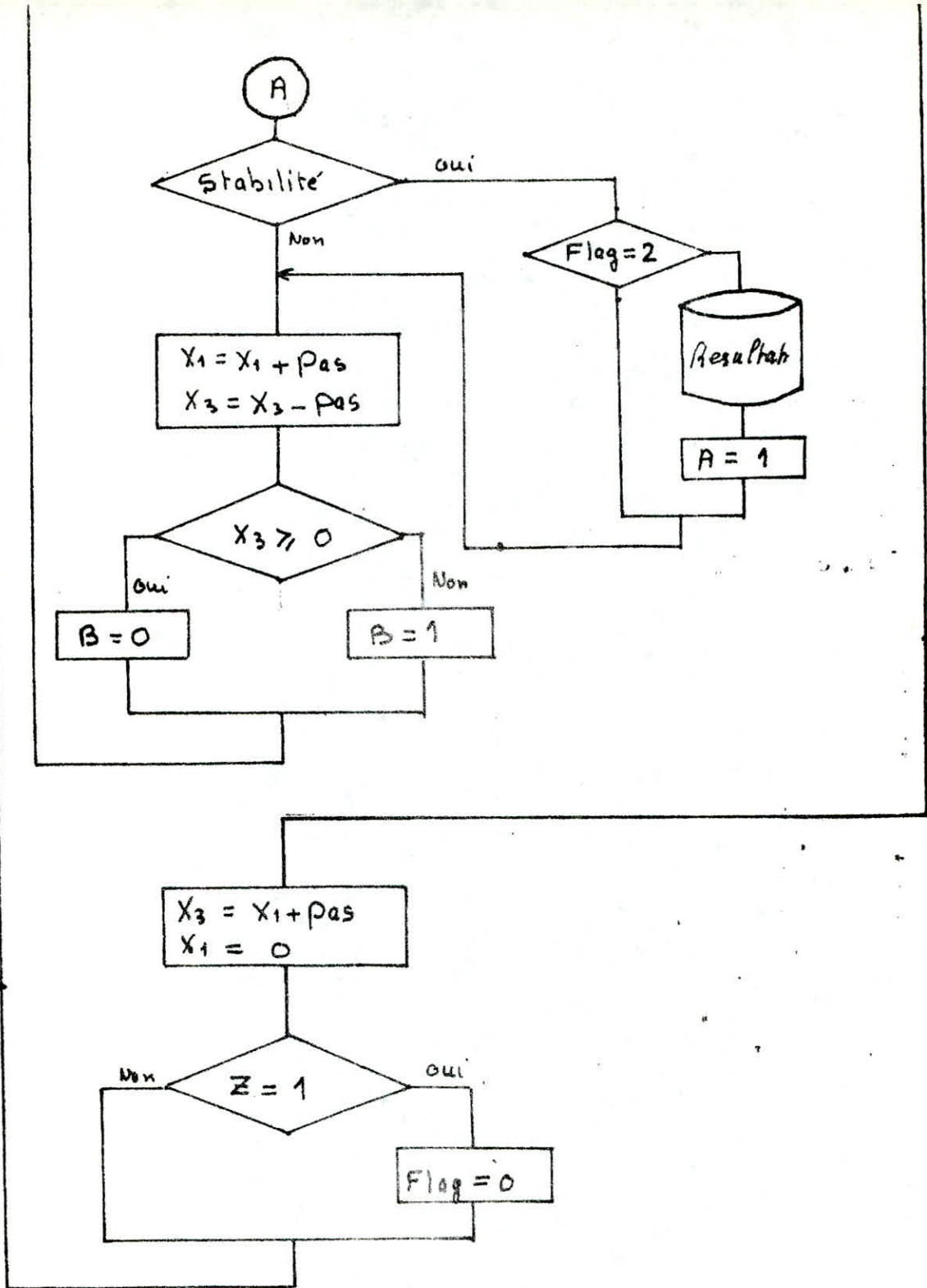
Pi1, Pi2 et Pi3 représentent les positions de la semelle "Si" pour lesquelles la stabilité est vérifiée.

Sk : représente la 1ère dimension de la semelle pour laquelle la stabilité et la condition de minimiser la différence entre la contrainte avant et la contrainte arrière de la semelle sont vérifiées.

Pk3, Pk4, Pk5 et Pk6 : les positions de la semelle Sk pour lesquelles les conditions citées sont vérifiées.

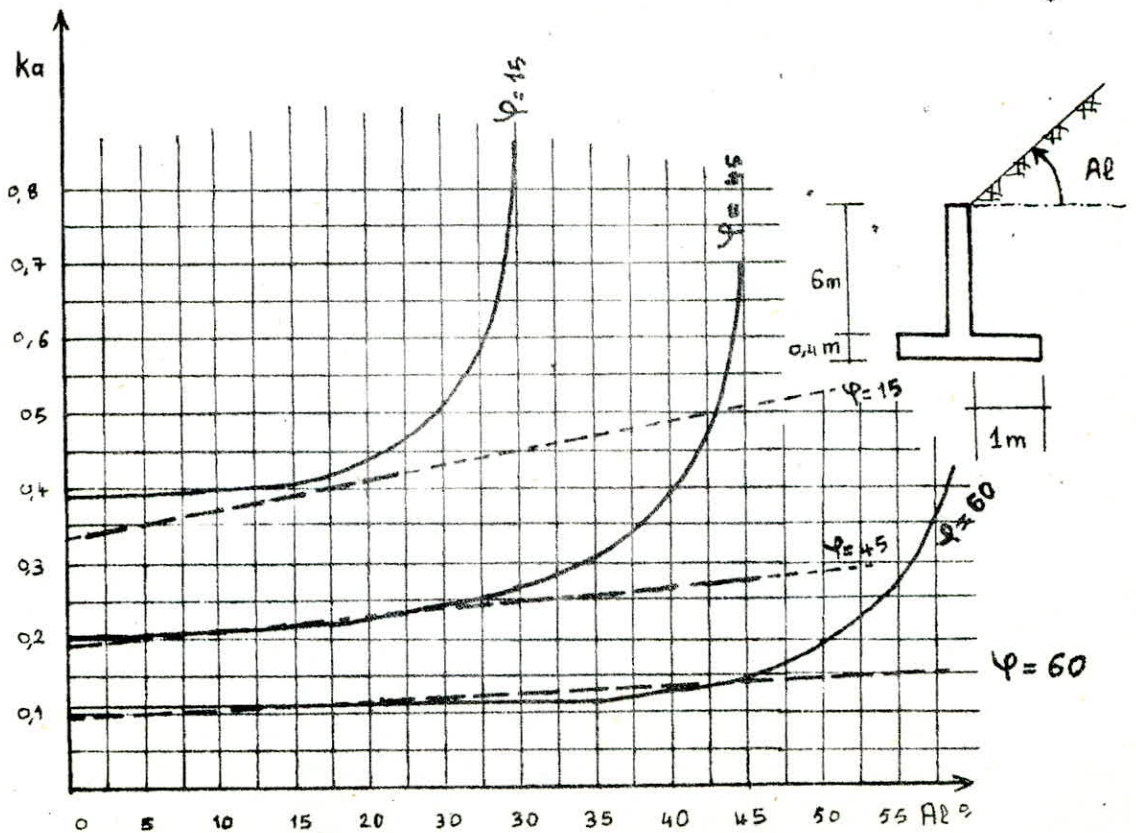
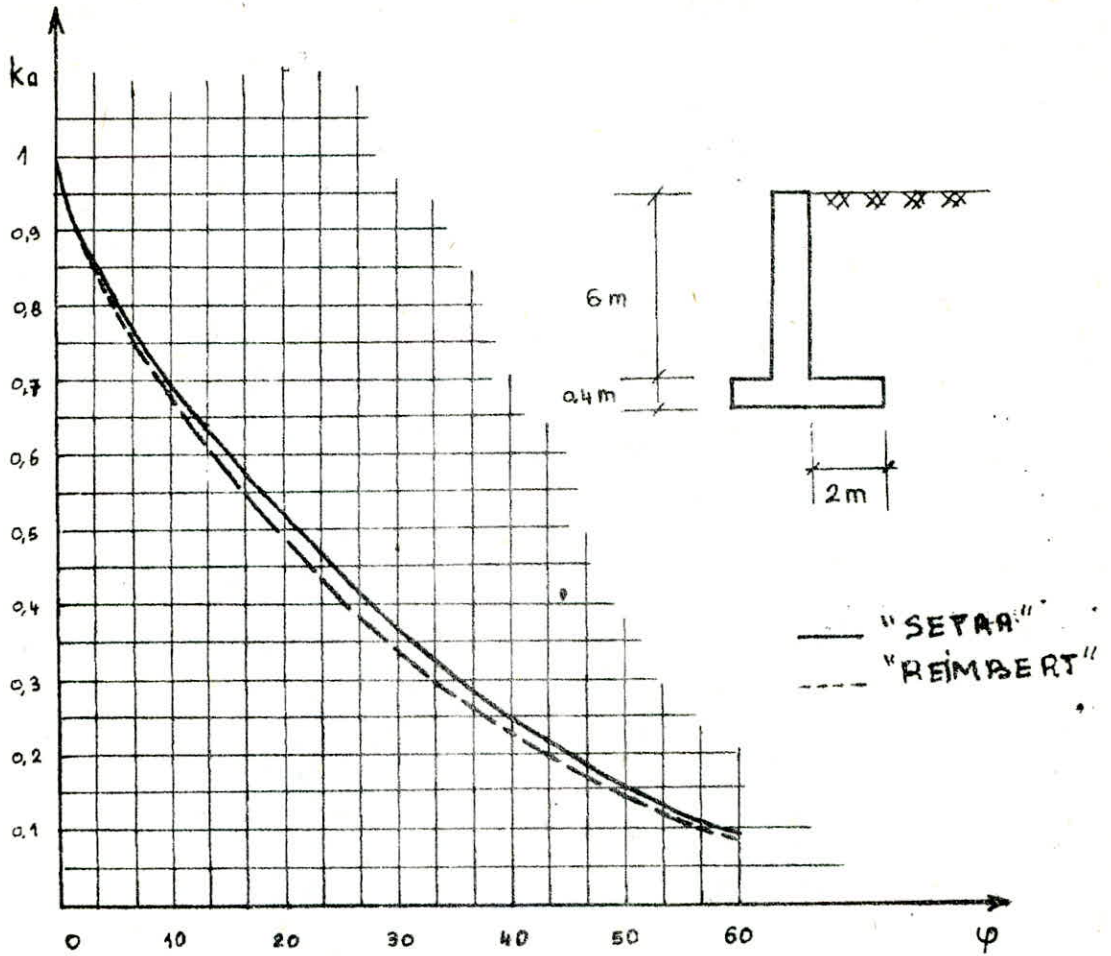
ORGANIGRAMME : " optimisation de la semelle "

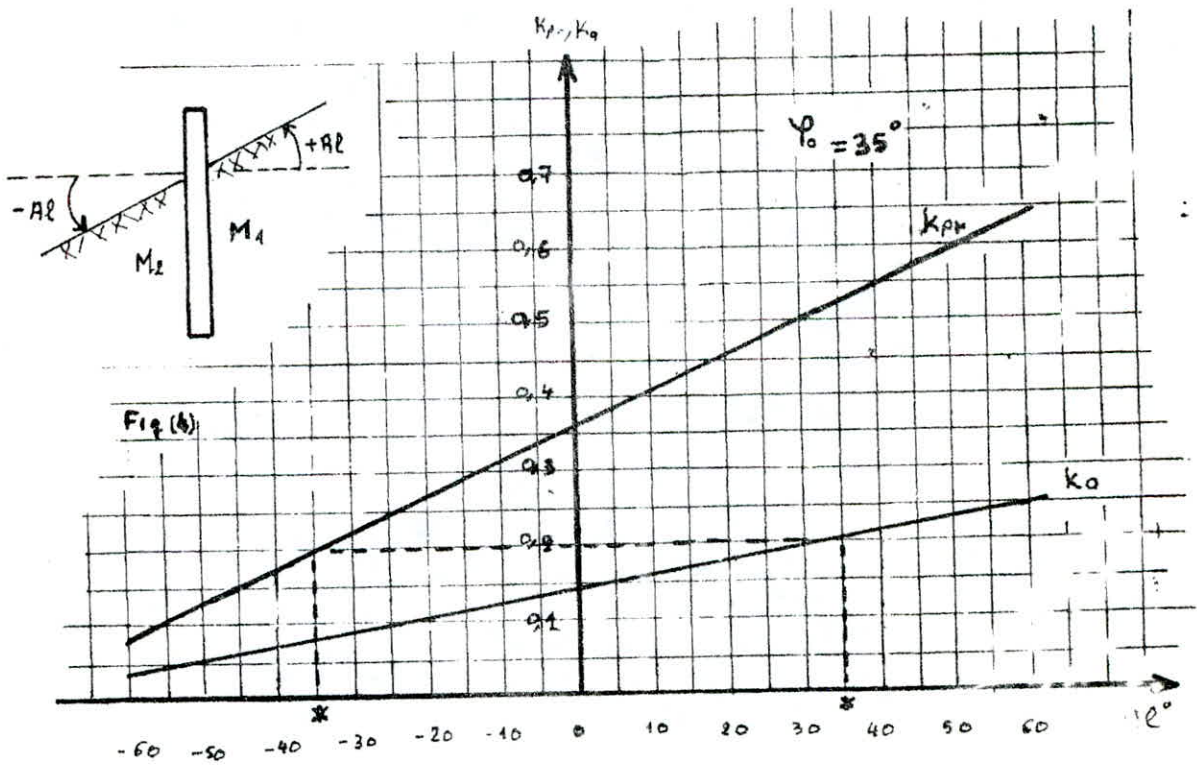
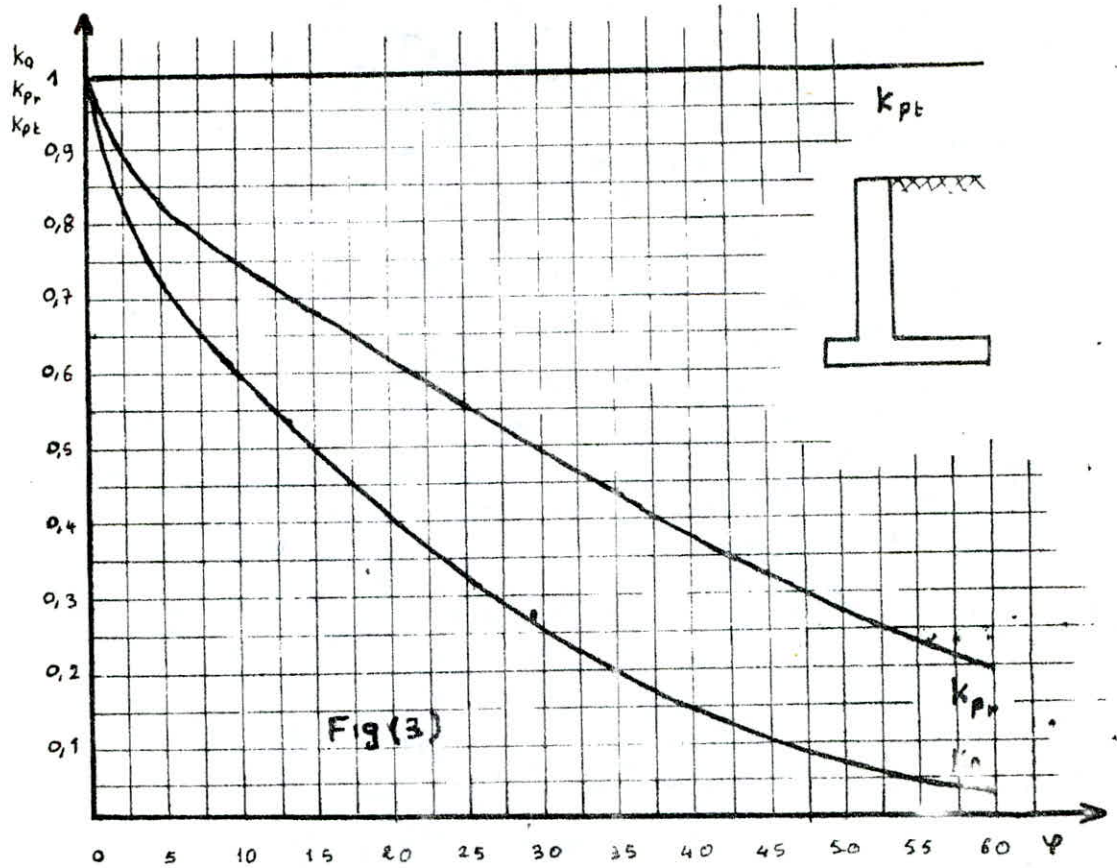




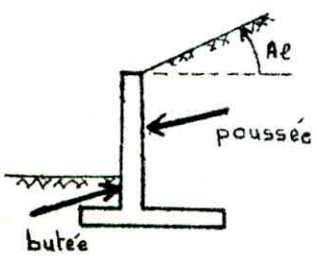
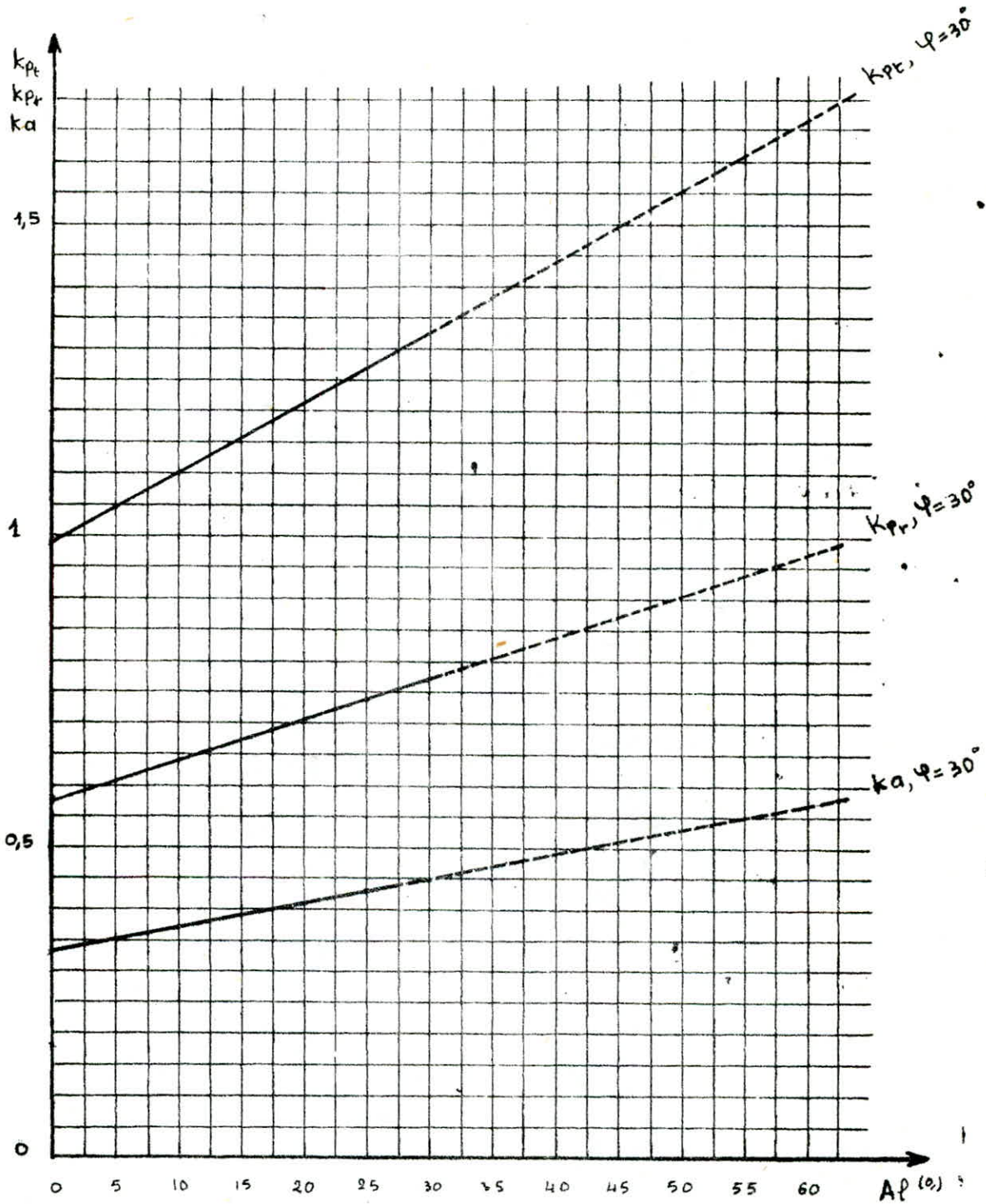
## **Analyse de quelques résultats**







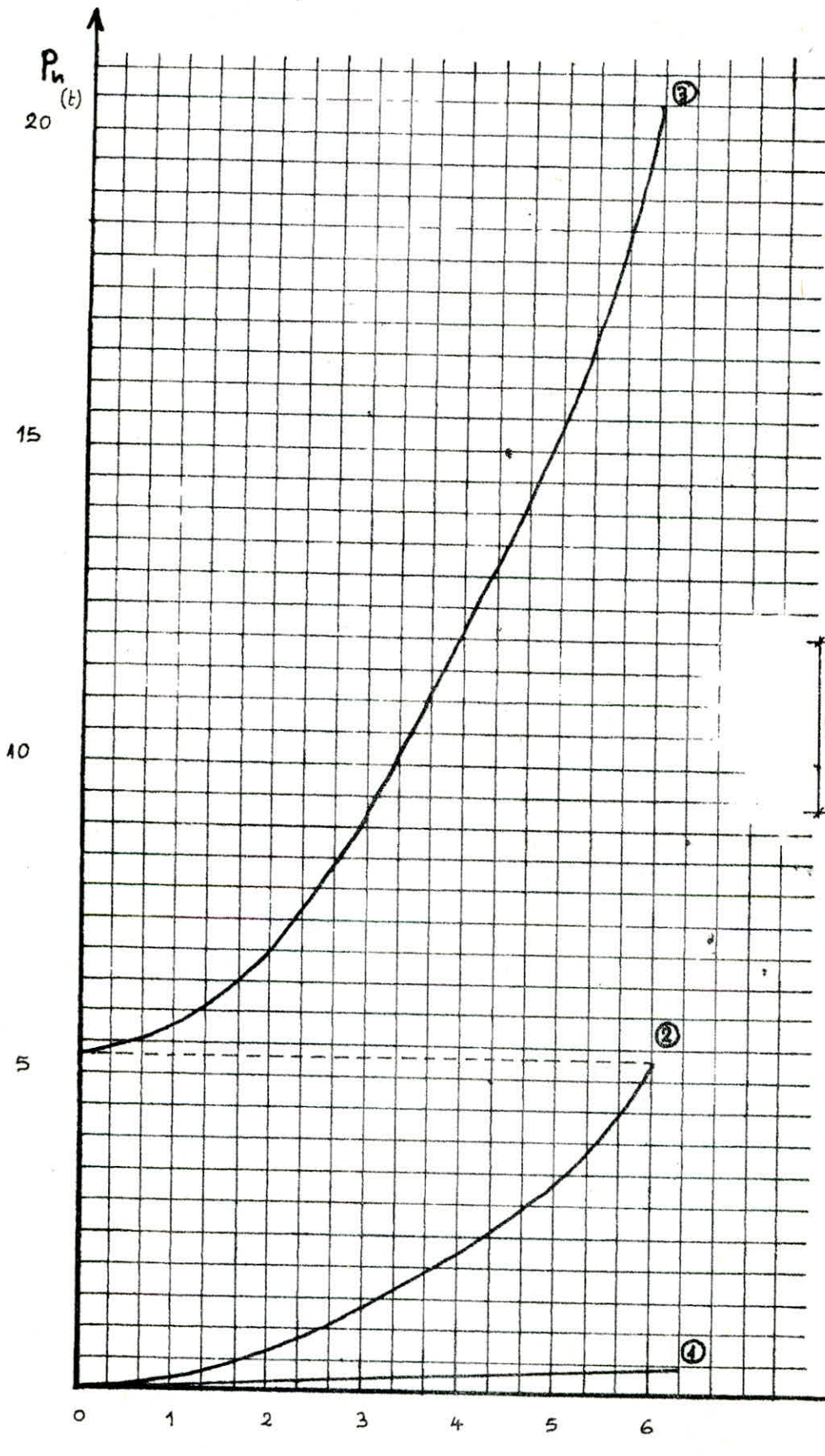




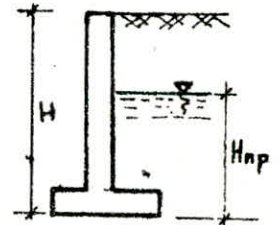
- $k_a$  : coefficient de poussée
- $k_{pr}$  : coefficient de butée de rotation
- $k_{pt}$  : coefficient de butée de translation

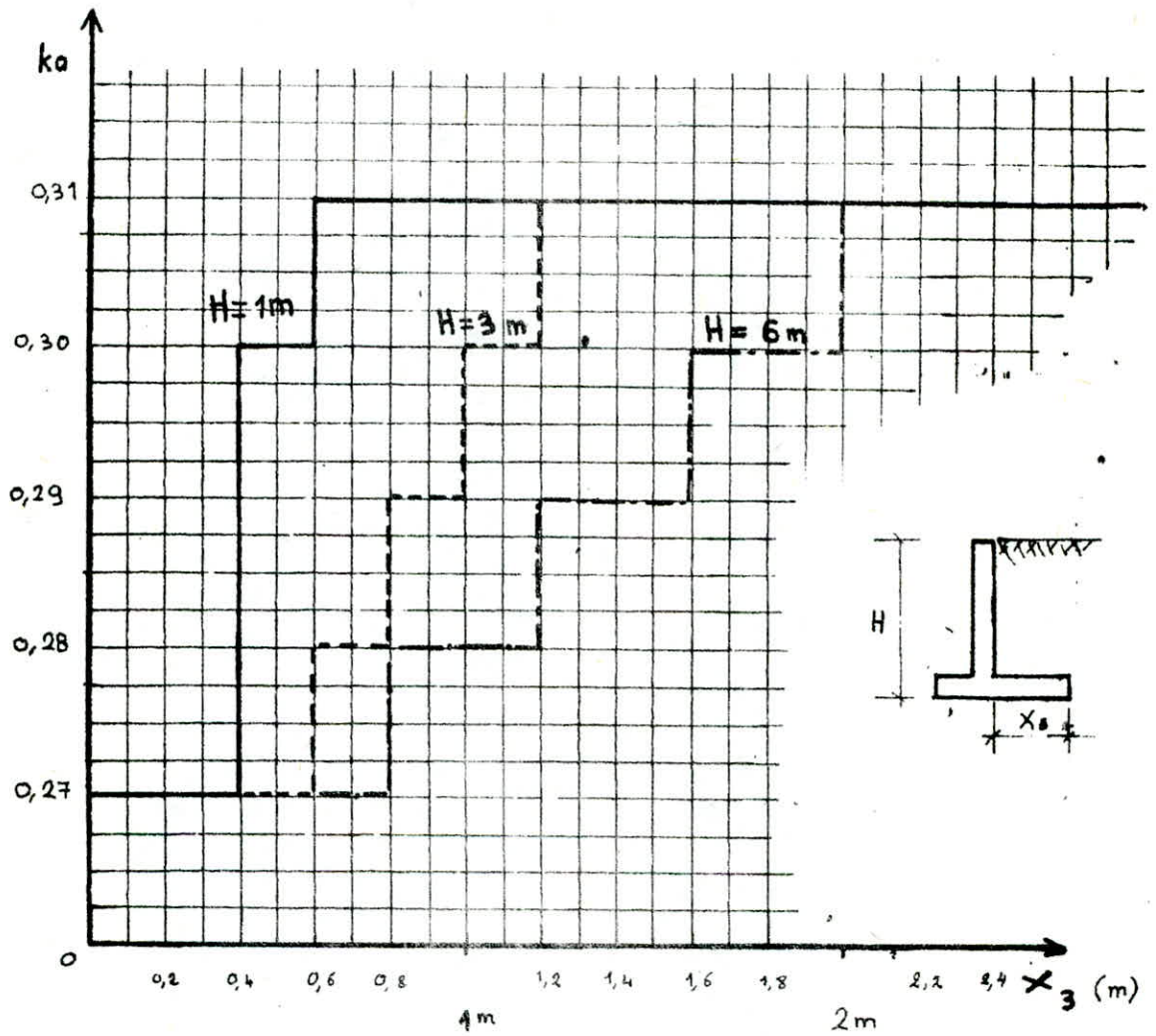






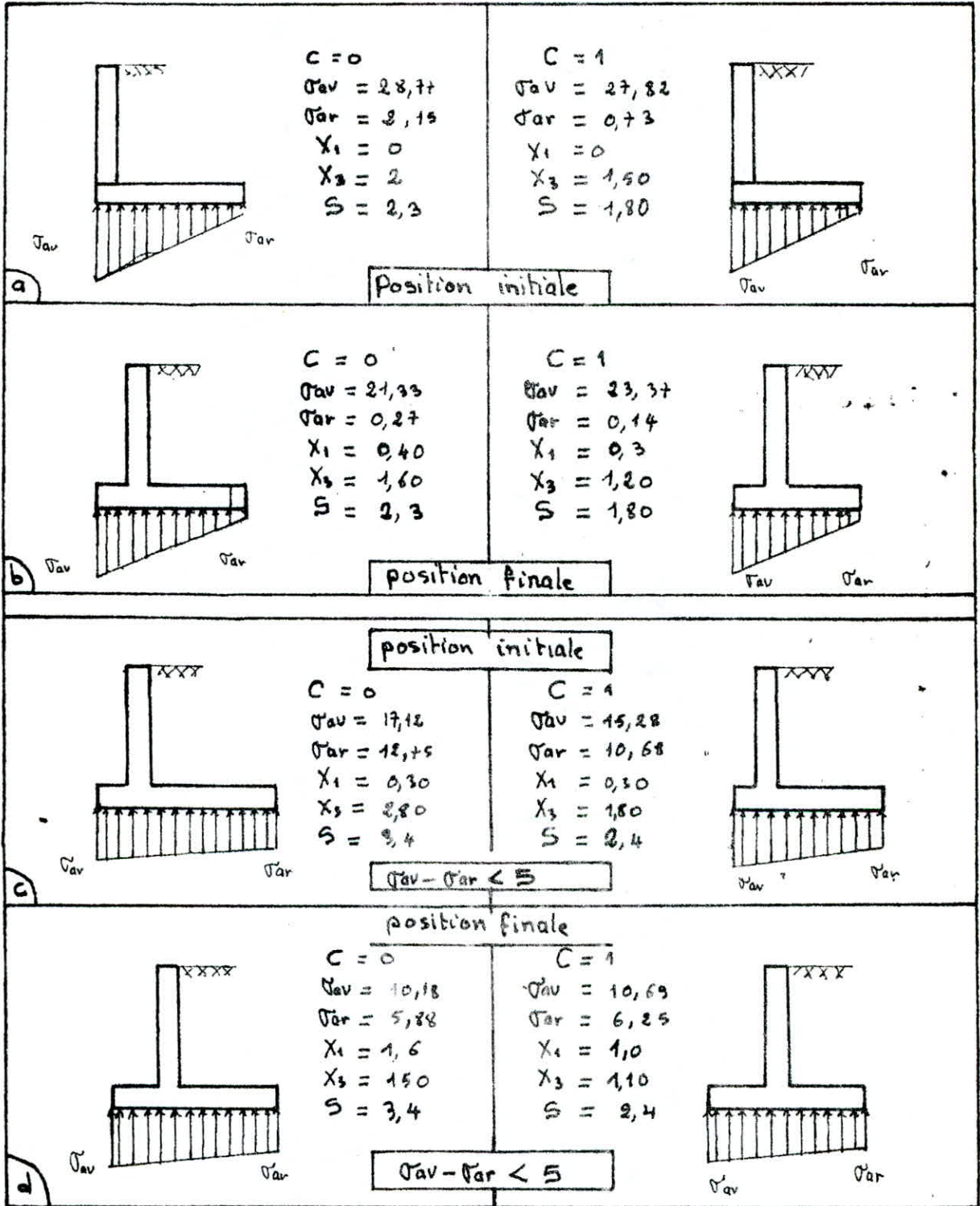
-  $P_n$ : poussée horizontale  
 -  $H$ : hauteur du mur  
 -  $H_{np}$ : hauteur de la nappe phréatique





# Exemple

épaisseur du voile = 0,3 m  
 hauteur du voile = 6 m  
 hauteur de la poutelle = 0,4 m  
 $\sigma_{ad} = 30 \text{ t/m}^2$  et  $\varphi_0 = 36^\circ$   
 densité du sol =  $1,7 \text{ t/m}^3$



$X_1$  = largeur patin avant  
 $X_3$  = largeur patin arrière



### Figure (1)

La figure (1) nous donne les variations des coefficients de poussées  $K_a$  d'après la méthode de REIMBERT et dossiers du SETRA pour un mur vertical, et remblai horizontal,  $\varphi = \text{constante}$ .

On remarque que les 2 courbes sont proches l'une de l'autre; d'ailleurs toutes les théories se rapprochent pour un tel cas sauf qu'il faut noter que le  $K_a$  de la méthode de REIMBERT donne la poussée horizontale, et le  $K_a$  du dossier du SETRA donne une poussée inclinée d'un angle  $\delta$  par rapport au parement du mur.

Nota :

Pour  $\varphi = 0$  on trouve  $K_a = 1$ , c'est le cas de la poussée hydrostatique.

### Figure (2)

La figure (2) montre l'influence du talus sur le coefficient  $K_a$  pour  $\varphi = 30, 45$ , et  $60^\circ$ .

La variation de  $K_a$  dans la méthode de REIMBERT est linéaire.

Par contre dans la méthode du SETRA on remarque une augmentation brusque au voisinage de l'angle  $\varphi$ .

Exemple pour  $\varphi = 45^\circ$ .

La variation de l'angle  $AL$  de  $0^\circ$  à  $30^\circ$  donne pratiquement le même coefficient de pousse pour les deux méthodes, mais à partir de  $30^\circ$  une grande différence existe entre les deux méthodes.

Pour  $AL = 45^\circ$ , on trouve :

$K_a = 0,27$  ( REIMBERT )

$K_a = 0,7$  ( SETRA )

### Figure (3) ( REIMBERT )

Cette figure montre les variations de  $K_a$ ,  $K_{pr}$ , et  $K_{pt}$  en fonction de  $\varphi_0$ . On constate que la butée minimale de translation dans le cas d'un mur vertical et remblai horizontal a pour coefficient de butée  $K_{pt} = 1$ .

### Figure (4) REIMBERT)

Cette figure montre la variation de  $K_a$  et  $K_{pr}$ , en fonction de  $AL$  avec un  $\varphi_0 = 35^\circ$ . On remarque que pour  $AL = \varphi_0 = 35^\circ$  on a  $K_a = K_{pr}$  la butée calculée dans ces conditions est la plus faible qui soit mais elle équilibre la poussée. L'égalité de  $K_a$  et  $K_{pr}$  montre que la partie M1 est en équilibre avec la partie M2.

### Figure (6)

Elle met en évidence les variations du coefficient de poussée avec la variation de l'angle du parement intérieure du mur I.

Les deux méthodes donnent des résultats différents; pour la méthode du SETRA l'inclinaison du mur est pratiquement sans influence sur le coefficient de poussée, cela est dû au fait qu'il considère que la poussée agit sur un écran fictif AB.



Parmi les causes les plus importantes de la destabilisation des ouvrages on trouve :

I - Tassement différentiel

La contrainte sur l'arête aval est plus grande que la contrainte sur l'arête amont, il risque donc de se produire des tassements différentiels qui provoqueront presque à coup sûr une rotation de mur. Cette rotation entraînera à son tour un nouvel excentrement de la charge; le phénomène de basculement s'accroîtra et pourra même se produire jusqu'au renversement total de l'ouvrage.

C'est pour cette raison que nous avons introduit la possibilité de choisir une valeur minimale de la différence entre  $T_{av}$  et  $T_{ar}$  en fonction de l'état du sol de la fondation avant de lancer le programme. (Influence de l'inclinaison du mur sur la poussée, voir fig. )

2 - Poussée hydrostatique.

En général, les murs de soutènement doivent servir de soutènement aux terres et seulement aux terres. Or dans certains cas le mur peut constituer un barrage pour les eaux de ruissellement ou même pour les eaux de la nappe phréatique. Une telle situation engendre une poussée hydrostatique beaucoup plus grande que la poussée des terres, et de plus l'obliquité de la résultante est beaucoup plus ~~grande~~ faible. Pour remédier à ce phénomène, il faut éviter l'accumulation des eaux derrière le mur, en faisant ~~des~~ des systèmes de drainage.

**annexes**

# \* DESCRIPTION DE LA CULEE \*

```

*****
Largeur interieure semelle.....: 0 m
Largeur semelle.....: 4 m
Hauteur semelle.....: 1 m
Epaisseur inferieure mur frontal...: 1 m
Hauteur mur frontal.....: 4 m
Epaisseur mur garde-greve.....: .2 m
Hauteur mur garde-greve.....: 1 m
Epaisseur superieure mur frontal...: 1.5 m
Hauteur chevetre.....: 1 m
Hauteur gousset mur frontal.....: 0 m
Epaisseur corbeau inferieur.....: .2 m
Hauteur gousset corbeau inferieur...: .2 m
Hauteur corbeau inferieur.....: .2 m
Epaisseur corbeau superieur.....: .2 m
Hauteur gousset corbeau superieur...: .2 m
Hauteur gousset superieur.....: .2 m
Largeur inferieure mur en retour...: 1.5 m
Largeur superieure mur en retour...: 2 m
Hauteur gousset mur en retour.....: 2 m
Hauteur superieure mur en retour...: 1 m
Xr4 : 0 m
Xr5 : 0 m
Hr5 : 0 m
Hr6 : 0 m
Longueur interieure semelle.....: 0 m
Longueur mur frontal.....: 4 m
Longueur semelle.....: 6 m
Epaisseur mur en retour.....: .2 m
Hauteur terre amont.....: 1 m
Hauteur terre aval.....: 6 m
Distance talus_mur de front.....: 1 m
Angle du talus.....: 45 deg
Angle frottement mur_massif.....: 30 deg
Poids des trottoirs.....: 3.5 t/ml
Hauteur des pbe.....: 0 m
Hauteur des phe.....: 3 m
Densite des terres.....: 2 t/m**3
Densite des terres dejauges.....: 1.3 t/m**3
Densite du beton dejauges.....: 1.5 t/m**3
Coefficient de pousse.....: 1
Longueur dalle de transition.....: 2 m
Longueur patin avant.....: 1.5 m
*****

```

Poids de la culee aux Pbe = 137.66

Poids de la culee aux Phe = 93.98

FONDAT/SUPERFICIEL

Surface de semelle 24      Module de resistance longitudinal : 10.67

Module de resistance transversal : 1.00

**\* REACTIONS DES TABLIERS \***

```

*****
Change *****
              R      H
*****
Tablier *    135.00
Al 1v  *    57.57    2.83
Al 2v  *   115.14    5.55
Bc 1f  *    55.30   15.00
Bc 2f  *   102.30   15.00
Bt 1t  *    31.60
Bt 2t  *    63.20
Me 80  *    43.34
Me 120 *    64.68
Mc 80  *    66.87
Mc 120 *    99.96
Convoi D* 167.96
2 Trot. *     6.89
*****
    
```

**\* Contraintes defavorables \***

Combinaison		Contrainte max	Contrainte min
Bc2 2 Trot charges Surch remblai	Pbe	34.13	-1.27
culée remblayée	Phe	16.40	-8.57



# DESCENTE DE CHARGE EN BASE DE SEMELLE \*

DESIGNATION	DES COMBINAISONS	NK(I)	MK(I)
*****			
culee remblayee	Pbe *	137.66	133.20
culee en sce tabl vide	Pbe *	272.66	112.95
A11 Trot non chang	Pbe *	341.75	119.54
A12 Trot non chang	Pbe *	410.83	125.52
Bc1 Trot non chang	Pbe *	339.62	192.91
Bc2 Trot non chang	Pbe *	395.42	184.54
Bt1 Trot non chang	Pbe *	310.58	107.26
Bt2 Trot non chang	Pbe *	348.50	101.57
A11 2 Trot changes	Pbe *	348.63	118.51
A12 2 Trot changes	Pbe *	417.72	124.49
Bc1 2 Trot changes	Pbe *	346.51	191.87
Bc2 2 Trot changes	Pbe *	402.31	183.50
Bt1 2 Trot changes	Pbe *	317.47	106.23
Bt2 2 Trot changes	Pbe *	355.39	100.54
Me80	Pbe *	316.00	106.45
Me120	Pbe *	337.34	103.25
Mc80	Pbe *	339.53	102.92
Mci20	Pbe *	372.62	97.96
Convoi D	Pbe *	440.62	87.76
culee remblayee Surch remblai	Pbe *	141.66	133.20
culee en sce tabl vide Surch remblai	Pbe *	276.66	112.95
A11 Trot non chang Surch remblai	Pbe *	345.75	119.54
A12 Trot non chang Surch remblai	Pbe *	414.83	125.52
Bc1 Trot non chang Surch remblai	Pbe *	343.62	192.91
Bc2 Trot non chang Surch remblai	Pbe *	399.42	184.54
Bt1 Trot non chang Surch remblai	Pbe *	314.58	107.26
Bt2 Trot non chang Surch remblai	Pbe *	352.50	101.57
A11 2 Trot changes Surch remblai	Pbe *	352.63	118.51
A12 2 Trot changes Surch remblai	Pbe *	421.72	124.49
Bc1 2 Trot changes Surch remblai	Pbe *	350.51	191.87
Bc2 2 Trot changes Surch remblai	Pbe *	406.31	183.50
Bt1 2 Trot changes Surch remblai	Pbe *	321.47	106.23
Bt2 2 Trot changes Surch remblai	Pbe *	359.39	100.54
Me80 Surch remblai	Pbe *	320.00	106.45
Me120 Surch remblai	Pbe *	341.34	103.25
Mc80 Surch remblai	Pbe *	343.53	102.92
Mci20 Surch remblai	Pbe *	376.62	97.96
Convoi D Surch remblai	Pbe *	444.62	87.76
culee remblayee	Phe *	93.98	133.20
culee en sce tabl vide	Phe *	228.98	112.95
A11 Trot non chang	Phe *	298.07	119.54
A12 Trot non chang	Phe *	367.15	125.52
Bc1 Trot non chang	Phe *	295.94	192.91
Bc2 Trot non chang	Phe *	351.74	184.54
Bt1 Trot non chang	Phe *	266.90	107.26
Bt2 Trot non chang	Phe *	304.82	101.57

# DESCENTE DE CHARGE EN BASE DE SEMELLE \*

DESIGNATION	DES COMBINAISONS	N(I)	M(I)
*****			
A11 2 Trot charges	Phe *	304.95	118.51
A12 2 Trot charges	Phe *	374.04	124.49
Bc1 2 Trot charges	Phe *	302.83	191.87
Bc2 2 Trot charges	Phe *	358.63	183.50
Bt1 2 Trot charges	Phe *	273.79	106.23
Bt2 2 Trot charges	Phe *	311.71	100.54
Me80	Phe *	272.32	106.45
Me120	Phe *	293.66	103.25
Mc80	Phe *	295.85	102.92
Mc120	Phe *	328.94	97.96
Convoi D	Phe *	396.94	87.76
culee remblayee Surch remblai	Phe *	97.98	133.20
culee en sce tabl vide Surch remblai	Phe *	232.98	112.95
A11 Trot non charg Surch remblai	Phe *	302.07	119.54
A12 Trot non charg Surch remblai	Phe *	371.15	125.52
Bc1 Trot non charg Surch remblai	Phe *	299.94	192.91
Bc2 Trot non charg Surch remblai	Phe *	355.74	184.54
Bt1 Trot non charg Surch remblai	Phe *	270.90	107.26
Bt2 Trot non charg Surch remblai	Phe *	308.82	101.57
A11 2 Trot charges Surch remblai	Phe *	308.95	118.51
A12 2 Trot charges Surch remblai	Phe *	378.04	124.49
Bc1 2 Trot charges Surch remblai	Phe *	306.83	191.87
Bc2 2 Trot charges Surch remblai	Phe *	362.63	183.50
Bt1 2 Trot charges Surch remblai	Phe *	277.79	106.23
Bt2 2 Trot charges Surch remblai	Phe *	315.71	100.54
Me80 Surch remblai	Phe *	276.32	106.45
Me120 Surch remblai	Phe *	297.66	103.25
Mc80 Surch remblai	Phe *	299.85	102.92
Mc120 Surch remblai	Phe *	332.94	97.96
Convoi D Surch remblai	Phe *	400.94	87.76
*****			

N = Effort normal

M1 = moment longitudinal



# DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

```

: <-> :
: X4 :
: / / / / /
: / / / / /
: / / / / /
: / / / / /
: / / / / /
: H2 / / / / /
: / / / / /
: / / / / /
: / / / / /
: X1 : X2 : X3 :
: <--> : <-----> : <-----> :
: <-----S-----> :

```

hauteur du voile ..... = 6 m  
 hauteur de la semelle ..... = .5 m  
 largeur du voile en tete ..... = .3 m  
 largeur du voile en pied ..... = .5 m  
 longueur du voile ..... = 100  
 hauteur du talus ..... = 0  
 contrainte admissible du sol ..... = 30 t/m2  
 poids volumique du sol ..... = 1.7 t/m3  
 angle de frottement min ..... = 38

## RÉSULTATS

```

*****
S * X1 * X3 * Sigav * Sigar * Mpav * Mpar * Q * Xq *
*****
2.400 * .500 * 1.400 * 23.523 * .374 * -2.739 * -6.444 * 28.676 * -.145 *
2.400 * .600 * 1.300 * 22.376 * .670 * -3.702 * -5.797 * 27.656 * -.175 *
2.400 * .700 * 1.200 * 21.336 * .860 * -4.740 * -5.168 * 26.636 * -.204 *
2.400 * .800 * 1.100 * 20.402 * .944 * -5.837 * -4.558 * 25.616 * -.231 *
2.400 * .900 * 1.000 * 19.575 * .922 * -6.983 * -3.969 * 24.596 * -.257 *
2.400 * 1.000 * .900 * 18.853 * .793 * -8.172 * -3.402 * 23.576 * -.280 *
2.400 * 1.100 * .800 * 18.238 * .558 * -9.400 * -2.857 * 22.556 * -.301 *
2.400 * 1.200 * .700 * 17.729 * .217 * -10.664 * -2.335 * 21.536 * -.319 *
*****

```

Les résultats suivants sont réalisés avec (Sigav - Sigar <= 5)

```

*****
X1 * X1 * X3 * Sigav * Sigar * Mpav * Mpar * Q * Xq *
*****
1.100 * 1.300 * 1.300 * 11.632 * 6.775* -9.255* -3.377* 28.531 * -.399 *
1.100 * 1.400 * 1.200 * 11.157 * 6.592* -10.260* -3.074* 27.511 * -.422 *
1.100 * 1.500 * 1.100 * 10.746 * 6.345* -11.291* -2.774* 26.491 * -.443 *
1.100 * 1.600 * 1.000 * 10.398 * 6.034* -12.349* -2.473* 25.471 * -.462 *
1.100 * 1.700 * .900 * 10.115 * 5.660* -13.439* -2.170* 24.451 * -.479 *
1.100 * 1.800 * .800 * 9.894 * 5.222* -14.564 * -1.864* 23.431 * -.492 *
*****

```

## RESSORTS

- Poussee sur le voile ..... = 5.54 t/ml
- Bras de levier de la poussee sur le voile... = 2 m
- Poussee sur le voile et sur la semelle ..... = 6.41 t/ml
- Bras de levier de la poussee..... = 2.19 m

Sigav : contrainte sur le patin avant  
 Sigar : contrainte sur le patin arriere  
 Mv : moment en base du voile  
 Mm : moment en base de semelle  
 Mpar : moment patin arriere  
 Mpav : moment patin avant  
 Q : résultante des efforts verticaux  
 Xq : bras de levier de Q

\*\*\*\*\*





## BIBLIOGRAPHIE

---

- Dossiers du SETRA - Appuis
  - Dossiers du SETRA - Ouvrages de soutènement
  - Ouvrages de soutènement (Marcel et André Reimbert)
  - Cours pratique de mécanique des sols Tome II (GJ - Sanglerat et Costet)
  - Pathologie des murs de soutènement (Louis Logeais)
  - Fondations et ouvrages en terre (Philipponnat)
  - Traité en Béton Armé - Tome VII
  - Murs de soutènement et murs de Quai.
-

