

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

5/84

1ex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

CALCUL AUTOMATIQUE DE TABLIER
MIXTE ISOSTATIQUE

Proposé par :
S. A. P. T. A

Etudié par :
R. AMEUR MOUSSA

Dirigé par :
G. SALORT



PROMOTION : Juin 84

A ma famille, à tous mes amis,

RACHID.

Je ne remercierai jamais assez Georges SALORT pour m'avoir proposé ce sujet et accordé une aide précieuse tout au long de mon travail.

Je remercie de même Mme SALORT pour le soin particulier qu'elle a apporté à la mise en forme de ce travail.

Enfin, je remercie l'ensemble du personnel de la S.A.P.T.A. pour la bonne humeur et l'ambiance de travail que j'y ai trouvé.

- . S O M M A I R E . -

<u>I N T R O D U C T I O N</u>	1
1 - Présentation	2
2 - Objet du programme	3
3 - Domaines d'application	4
4 - Données de départ	5
<u>E T U D E P R E L I M I N A I R E</u>	6
1 - Introduction	7
2 - Règlements & charges	9
3 - Détermination des efforts	14
4 - Etude d'une section mixte	32
5 - Dimensionnement des poutres	39
6 - Etude du voilement	44
7 - Etude des connecteurs	49
8 - Calcul des déformations	53
<u>A N A L Y S E I N F O R M A T I Q U E</u>	54
1 - Démarche générale	55
2 - Sous - programmes	59
3 - Fichiers	64
4 - Organigramme	66
5 - Programmation	74
<u>E X P L O I T A T I O N</u>	75
1 - Influence du nombre de poutres	77
2 - Influence de la hauteur d'âme	79
3 - Influence du mode de réalisation	80
4 - Influence des aciers	81

..... suite du SOMMAIRE

CONCLUSION 82

A N N E X E 84

BIBLIOGRAPHIE 106



- . INTRODUCTION . -

I - PRESENTATION

Le présent sujet de fin d'études m'a été proposé par la Société Algérienne de Ponts et Travaux d'Art : il s'agit de concevoir et réaliser un programme de calcul électronique des tabliers de ponts mixtes isostatiques à poutres sous chaussée. En effet, ce type d'ouvrage étant fréquemment rencontré par cette société, un besoin d'automatisation des études s'est fait ressentir afin de soulager les ingénieurs des calculs fastidieux.

Ce programme doit donc permettre le dimensionnement, ou éventuellement la vérification d'un tablier mixte isostatique, à partir des caractéristiques générales de l'ouvrage (décrites plus loin).

Toutefois, il est supposé dans cette étude que certains calculs préalables ont été effectués. Ainsi, la dalle de couverture sera calculée, et les poutres maîtresses prédimensionnées en amont de l'utilisation de ce programme.

A partir de ces données, le calcul des efforts sera mené selon la méthode de Mr. COURBON et les justifications des sections seront faites dans l'hypothèse du comportement élastique des matériaux, conformément à la loi de HOOKE.

Une fois la méthode de calcul établie, la partie la plus délicate du travail reste à faire : il s'agit de l'analyse informatique. Celle-ci consiste en l'élaboration d'un cheminement logique de toutes les étapes de calcul devant aboutir à l'écriture du programme proprement dit.

La programmation est alors effectuée dans un langage évolué, le BASIC, sur un mini-ordinateur de type Hewlett-Packard 250.

Enfin, pour parachever ce travail, un exemple de calcul est traité de façon à mettre en valeur les avantages qu'on peut tirer d'un calcul automatique.

2 - OBJET DU PROGRAMME

Un programme général de calcul de tablier mixte isostatique passe nécessairement par plusieurs étapes.

Les principaux buts du programme développé ici sont les suivants :

- . Etude des différents cas de charge,*
- . Combinaison des cas de charge,*
- . Recherche des valeurs extrêmes des efforts,*
- . Dimensionnement et optimisation des sections,*
- . Homogénéisation des tôles,*
- . Vérification de la résistance au cisaillement,*
- . Vérification de la stabilité au voilement de l'âme,*
- . Calcul des raidisseurs longitudinaux,*
- . Calcul des connecteurs,*
- . Calcul des déformations,*
- . Calcul du poids de l'ossature.*

./..

3 - DOMAINES D'APPLICATION

Ce programme peut être appliqué à tout pont mixte isostatique à poutres sous chaussée à condition qu'il réponde aux critères suivants :

- . Posséder une chaussée de circulation et deux trottoirs,*
- . Posséder une symétrie transversale,*
- . Le nombre de voies de circulation ne doit pas être supérieur à 4,*
- . Le nombre de poutres principales ne doit pas être supérieur à 5,*
- . Le biais éventuel ne doit pas dépasser 45 degrés.*

Notons que la portée de la travée isostatique n'est pas limitée théoriquement, mais en pratique elle excède rarement 50 mètres pour des raisons d'économie.

4 - DONNEES DE DEPART

Avant de "lancer" ce programme, l'utilisateur devra connaître un certain nombre de paramètres qui sont les suivants :

- Concernant l'ouvrage :

- . La classe du pont,
- . La portée de la travée considérée,
- . La largeur de chaussée,
- . La largeur utile des trottoirs,
- . Le biais des appuis (90° pour un pont droit),
- . Le nombre de poutres principales,
- . L'entre-axe des poutres,
- . La hauteur d'âme des poutres (prédimensionnées),
- . Les largeurs des semelles de poutres,
- . La hauteur du renformis de béton,
- . L'épaisseur de la dalle de chaussée (calculée),
- . Une estimation des charges permanentes.

- Concernant les matériaux :

- . Limites élastiques des aciers constitutifs des poutres principales (P.R.S.),
- . Contrainte admissible du béton à la compression,
- . Coefficient de retrait.

- De plus, il devra savoir si l'ouvrage sera réalisé avec ou sans étayage lors du coulage de la dalle.

- Enfin, il devra fixer les surcharges à prendre en compte dans le calcul, soit :

- . Les surcharges militaires (M_e et M_c),
- . Le convoi exceptionnel (D).

Notons que les surcharges civiles (A et B) sont systématiquement prises en compte.

- . ETUDE PRELIMINAIRE . -

1 - INTRODUCTION

Commençons tout d'abord par définir un Ouvrage Mixte. On appelle ainsi un pont dont l'ossature est constituée par des poutres en acier et une dalle en béton armé (ou béton précontraint) solidarises à leur jonction par des organes dits "connecteurs" assurant le fonctionnement monolithique de l'ensemble.

Par rapport aux ponts métalliques classiques à poutres sous chaussée recouverts d'un hourdis en béton armé dont le seul but est de répartir les charges sur les poutres, ce type d'ouvrage présente un progrès réel.

En effet, les poutres métalliques n'assurent plus à elles seules la résistance de l'ensemble à la flexion générale et le béton du hourdis ne constitue pas seulement un poids mort au même titre que les superstructures.

Comme ce matériau présente une bonne résistance à la compression, il est tentant de l'associer à la table de compression des poutres et de concevoir ainsi un ouvrage travaillant en structure mixte.

Cependant la participation du hourdis à la flexion générale s'accompagne d'un glissement entre les deux matériaux qui tend à les désolidariser. Cette force doit donc être soigneusement calculée et reprise par des connecteurs fixés à la semelle supérieure de la poutre d'acier et noyés dans le béton du hourdis.

Ainsi définie par sa conception et par les améliorations qu'elle apporte à l'ossature métallique classique, la structure mixte permet donc une économie sensible du tonnage d'acier, en particulier sur la semelle supérieure de la poutre métallique soumise à l'action d'un moment fléchissant positif, c'est-à-dire comprimant le béton.

De plus, ce type de structure bénéficie des avantages de la construction métallique; ainsi l'ossature métallique est fabriquée en atelier dans des conditions de travail optimales, puis transportée vers le chantier où la mise en oeuvre sera assurée rapidement par des équipes qualifiées.

Enfin, le grand intérêt d'une telle structure réside en sa légèreté ce qui permet de franchir des portées plus importantes (surtout en ouvrage hyperstatique) et de réaliser une économie sensible sur le prix de revient des appuis et des fondations de l'ouvrage.

oo^ooo

2 - REGLEMENTS ET CHARGES

Tous les calculs qui font l'objet de cette étude sont justifiés en se basant sur les règlements actuellement en vigueur en Algérie.

Ainsi, les calculs relatifs à la construction métallique en acier sont réglementés par le titre V du fascicule Nr. 61 du C.P.C., tandis que ceux relatifs au béton armé sont basés sur les règles C.C.B.A.68.

Toutes les charges que nous nous proposons de voir maintenant sont définies par le titre II du fascicule Nr. 61 du C.P.C., à l'exception du convoi routier exceptionnel qui est donné par un règlement algérien.

2.1. - Charges de chaussée

2.1.1. Système de charges A.

Ce système est applicable à tous les ponts dont les portées unitaires ne dépassent pas 200 mètres, c'est une charge uniforme d'intensité : $A = a_1 a_2 \cdot A(l)$

$$\text{avec : } A(l) = 230 + \frac{36\,000}{l + 12} \quad (\text{kg/m}^2)$$

l : longueur de l'ouvrage chargée en mètres,

a_1 : Coefficient fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées,

a_2 : Coefficient fonction de la classe du pont et de la largeur de voie.

Notons que la largeur et les longueurs des zones chargées sont choisies de manière à produire les effets maximaux dans l'élément d'ouvrage considéré.

./..

2.1.2. Système de charges B.

Des 3 systèmes : Bc, Bt et Br, nous ne retiendrons que les deux premiers car l'effet du système Br (une roue isolée de 10 tonnes est peu prépondérant lors de l'étude de la flexion générale.

Ces systèmes s'appliquent à tous les ponts excepté les ponts de 3ème classe où on n'appliquera pas le système Bt.

Le système Bc se compose de camions types de 30 tonnes à 3 essieux. On pourra disposer sur la chaussée autant de files de camions que de voies de circulation, mais dans le sens longitudinal le nombre de camions est limité à 2.

Les effets du système Bc seront multipliés par un coefficient bc fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées.

Le système Bt se compose de groupes de 2 essieux dénommés tandems, chaque essieu pesant 16 tonnes. Quelle que soit la largeur du pont, on ne disposera pas plus de 2 tandems de front.

De même que pour Bc, les effets de ce système seront multipliés par un coefficient bt fonction de la classe du pont.

Notons enfin que les effets de ces 2 systèmes seront frappés de majorations dynamiques par le biais d'un coefficient :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 L} + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \frac{G}{S}}$$

Avec dans notre cas :

L : portée de la travée,

G : poids total de l'ouvrage dans cette travée,

S : poids total des essieux du système B qu'il est possible de placer sur cette travée.

./..

2.1.3. Charges militaires

Lorsqu'il y a lieu de prendre en compte les convois militaires on étudiera successivement les effets des classes M 80 et M 120, chaque classe se composant de deux systèmes distincts : Me et Mc.

Le système Me se compose d'un groupe de 2 essieux, chaque essieu pesant respectivement 22 tonnes et 33 tonnes, pour les classes M 80 et M 120.

Le système Mc se compose de véhicules types à chenilles de poids respectifs 72 tonnes et 110 tonnes, pour les classes M 80 et M 120.

Les véhicules de ce dernier système peuvent circuler en convoi à condition de respecter une distance libre entre 2 chars successifs d'au moins 30,50 mètres; un seul convoi étant supposé circuler dans le sens transversal.

Notons que les majorations dynamiques sont applicables aux charges militaires, le coefficient de majoration étant calculé de la même façon que pour le système B; S. représentant alors le poids total des charges militaires qu'il est possible de placer sur la travée.

2.1.4. Charges exceptionnelles

Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation de convois lourds exceptionnels, les ponts seront calculés pour supporter le véhicule type suivant :

- . Le convoi D comporte une remorque supportant 240 tonnes, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20 m. de large et 18,60 m. de long.

2.2. - Charges de trottoirs

Il existe deux types de charges de trottoir :

- . Les charges "locales" qui sont utilisées dans la justification des éléments de tablier,*
- . Les charges "générales" qui servent à la justification des poutres maîtresses.*

Seules ces dernières nous intéressent ici : il y a donc lieu d'appliquer sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg/m² de façon à produire l'effet maximal envisagé.

Notons que chaque trottoir est chargé dans toute sa largeur, mais les deux trottoirs ne sont pas forcément chargés simultanément.

2.3. - Effet du vent - Séismes

En ce qui concerne l'action du vent dans les circonstances courantes, on peut admettre une pression de 200 kg/m² sur toute surface offerte au vent, celui-ci étant supposé agir normalement à l'axe longitudinal de la chaussée.

Cependant, les effets du vent et des charges de chaussée (ou de trottoirs) n'étant pas cumulables, il s'est avéré que ce cas de charges n'était pas prépondérant, tout au moins pour le calcul des ponts qui font l'objet de cette étude.

Pour ce qui est des séismes, il n'existe pas à ce jour en Algérie de règlement parasismique applicable aux ouvrages d'art.

./..

Par contre l'expérience dans ce domaine (El Asnam 1980) a montré que le comportement des tabliers de ponts mixtes à poutres sous chaussée soumis aux efforts sismiques est relativement bon, à condition de munir celui-ci de cales placées au niveau des appareils d'appui, et dont le rôle est d'empêcher un éventuel déplacement du tablier dans le sens longitudinal ou transversal.

Au vu de ces considérations, il apparaît clairement que la prise en compte dans cette étude des effets du vent ou des forces sismiques n'est pas primordiale.

C'est pourquoi nous nous sommes permis de les négliger comme il est couramment fait pour le calcul des tabliers de ponts mixtes.

oo^ooo

./..

3 - DETERMINATION DES EFFORTS

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

On distinguera cependant le calcul des moments fléchissants et celui des efforts tranchants car, pour ces derniers, la répartition sur les poutres revêt une particularité du calcul qu'il est intéressant de mettre en évidence.

3.1. - Moments fléchissants

Dans un premier temps, afin de calculer les moments revenant à l'ensemble du pont, on assimile la travée isostatique à une poutre simple sur deux appuis supportant toutes les charges appliquées au pont.

Ensuite on procède à une répartition transversale de ces moments sur les différentes poutres principales formant la structure porteuse de l'ouvrage.

Cette répartition se fait conformément à la théorie de Mr. COURBON dite des 'Entretoises Rigides'.

3.1.1. Répartition longitudinale

La travée étant assimilée à une poutre bi-appuyée de longueur L , on se propose de calculer les moments fléchissants dans un certain nombre de sections, à partir de la ligne d'influence du Moment pour la section considérée.

La poutre étant symétrique, on limitera les sections de calcul à la demi-travée.

On étudiera successivement les cas de charges suivants :

- . Charges permanentes,
- . Surcharges A,
- . Surcharges P,
- . Surcharges militaires,
- . Surcharges exceptionnelles,
- . Surcharges de trottoirs.

3.1.1.1. Charges permanentes

Pour les charges permanentes, il est primordial de connaître le procédé de réalisation de l'ouvrage, car celui-ci a une incidence directe sur le calcul des efforts et des contraintes. Nous distinguons donc 2 procédés de réalisation :

a)- Le pont est réalisé sans étayage lors du coulage de la dalle:

Dans ce cas, le poids du tablier métallique et de la dalle en béton est repris uniquement par les poutres métalliques pendant toute la durée de prise du béton. Par contre, les superstructures (étanchéité, trottoirs, corniches ...) étant mises en oeuvre après prise du béton, leur poids sera repris par la structure travaillant en mixte.

b)- Le pont est réalisé avec étayage lors du coulage de la dalle :

Dans ce cas, un dispositif de palée soutient l'ouvrage et par suite, les poutres ne travaillent pas à ce stade de la réalisation. Cependant, lorsque les superstructures sont mise en oeuvre (après prise du béton), la palée est retirée et les charges permanentes sont reprises par la structure travaillant en mixte.

C'est pourquoi nous distinguerons 2 sortes de charges permanentes résumées ci-dessous :

	R E A L I S A T I O N	
	Sans Etayage	Avec Etayage
Charge Permanente Avant prise du béton	<ul style="list-style-type: none"> • Ossature métallique • Dalle • Renformis • Coffrage <p style="text-align: center;">P-P (avis)</p>	
Charge Permanente Après prise du béton	<ul style="list-style-type: none"> • Coffrage (négatif) • Superstructures <p style="text-align: center;">Section mixte</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Ossature métallique • Dalle • Renformis • Superstructures <p style="text-align: center;">Section mixte</p>

Ces charges étant supposées uniformément réparties sur tout le pont, le moment en un section d'abscisse x est :

$$M(x) = Q \cdot x \cdot \frac{(L - x)}{2} \quad (T \cdot m)$$

avec : Q = Intensité de la charge permanente considérée (T/m)
 L = Portée de la travée (m)

3.1.1.2. Surcharges A

Pour obtenir le moment maximum dans la section considérée, il est nécessaire de charger la travée sur toute sa longueur. Le moment est alors calculé par la même formule que précédemment, en remplaçant Q par le produit : $A \cdot l$.

./..

Avec :

$A =$ intensité des surcharges A définie plus haut (T/m²)

$l =$ largeur chargée en mètres

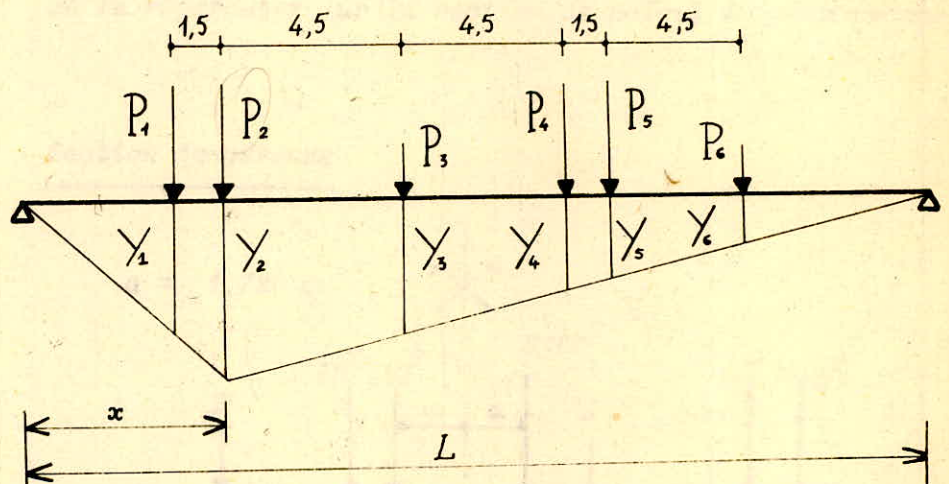
Notons qu'on fera varier la largeur chargée de sorte à charger progressivement toutes les voies de circulation.

3.1.1.3. Surcharges B

Pour les surcharges B, il y a lieu de rechercher non seulement les moments maximaux pour chaque section de calcul, mais aussi la section dangereuse et le moment correspondant.

a)- Système Bc

Pour une file de camions, on a :



Les moments maximaux pour chaque section sont calculés à partir de la ligne d'influence, sachant qu'il doit toujours y avoir un essieu au droit de la section considérée.

$$\text{On a alors : } M(x) = \sum_{i=1}^6 P_i Y_i \quad (\text{T.m})$$

./..

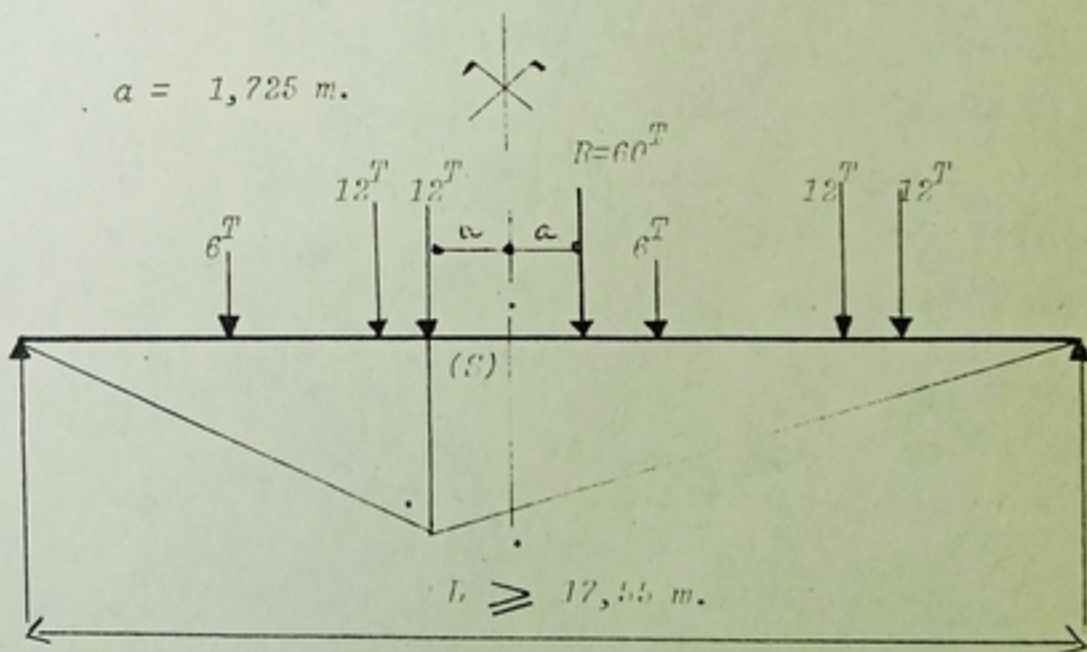
Notons à ce sujet que le calcul automatique facilite grandement la recherche de ces moments maximaux en amenant un à un tous les essieux du convoi au droit de la section.

De plus, le convoi F_c n'étant pas symétrique, il est prévu dans le programme de le faire circuler dans les deux sens afin d'être sûr d'obtenir le moment maximum.

Pour ce qui est de la section dangereuse, des calculs simples basés sur le théorème de BARRE montrent qu'elle se situe invariablement à 1,725 m. du centre de la travée dès que la portée dépasse 17,55 m.

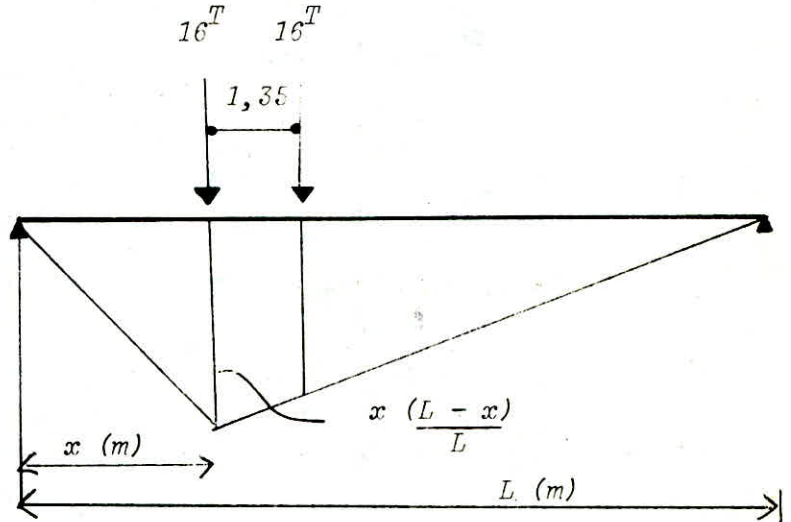
Dans ce cas, on peut donc calculer le moment maximum maximum et le répercuter sur la section de calcul la plus proche.

Section dangereuse



b)- Systeme Bt

Pour le système Bt, ne comportant que 2 essieux, le calcul est plus aisé. Pour un seul tandem, on a :



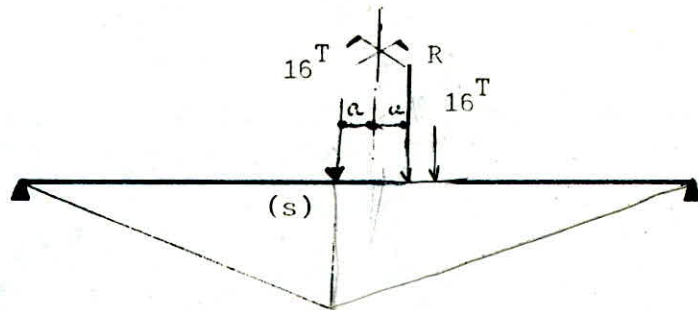
Le moment maximum pour une section d'abscisse x se déduit immédiatement de la ligne d'influence:

$$M(x) = 16 \cdot \frac{x}{L} (2(L-x) - 1,35) \quad (\text{T.m})$$

De plus, la section dangereuse est invariablement à $0,3375$ m. du centre de la travée, ce qui nous permet de calculer le moment maximum maximorum dans tous les cas.

Section dangereuse

$$a = 0,3375 \text{ m.}$$



./...

3.1.1.4. Surcharges militaires

Le système Me étant composé d'un groupe de 2 essieux, on procédera exactement comme pour le système Bt, soit :

. Pour la classe M 80 : (distance entre essieux : 1,50 m)

- Moment dans la section d'abscisse x :

$$M(x) = 22 \frac{x}{L} (2(L-x) - 1,50)$$

- Abscisse de la section dangereuse : $\frac{L}{2} - 0,375$ (m)

. pour la classe M 120 : (distance entre essieux : 1,80 m)

- Moment dans la section d'abscisse x :

$$M(x) = 33 \frac{x}{L} (2(L-x) - 1,80)$$

- Abscisse de la section dangereuse : $\frac{L}{2} - 0,450$ (m)

Pour le système Mc, on calculera les moments en toute section d'abscisse x de la façon suivante :

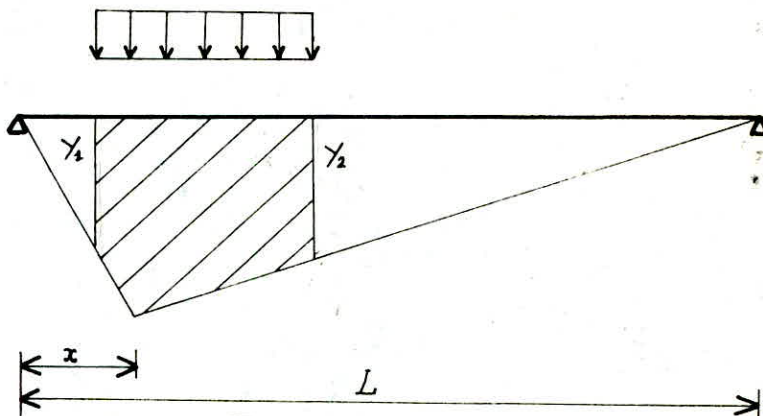
. Classe M 80 : $M(x) = 72 \cdot \frac{x \cdot (L-x)}{L^2} \cdot (L - 2,45)$

. Classe M 120 : $M(x) = 110 \cdot \frac{x \cdot (L-x)}{L^2} \cdot (L - 3,05)$

Ces formules tiennent compte d'une propriété connue de la ligne d'influence qui dit que le moment fléchissant dans une section dû à une charge uniformément répartie est maximum lorsque les ordonnées de la ligne d'influence correspondant aux extrémités de la charge sont égales.

. Position du char occasionnant le moment maximum :

$$Y_1 = Y_2$$



3.1.1.5. Surcharges exceptionnelles

Le convoi D étant une charge supposée uniformément répartie sur une longueur de 18,60 m, on raisonne de la même façon que pour le système Mc à condition toutefois que la portée de la travée soit supérieure à 18,60 m.

Donc, pour toute section x , on a :

$$\text{. Si } L > 18,60 \text{ m : } M(x) = 240 \cdot \frac{x(L-x)}{L^2} \cdot (L - 9,30)$$

$$\text{. Si } L \leq 18,60 \text{ m : } M(x) = 18,9 \cdot \frac{x \cdot (L-x)}{2}$$

3.1.1.6. Surcharges de trottoirs

Le calcul ne présente pas de particularités, on chargera successivement un trottoir, puis les deux, et le moment pour toute section d'abscisse x est : $M(x) = Q \cdot \frac{x \cdot (L-x)}{2}$

Avec : $Q = 0,15 \cdot l$ (T/m)

l = largeur chargée en mètres.

./..

3.1.2. Répartition transversale

3.1.2.1. Hypothèses

La méthode de calcul des ponts à poutres multiples exposée par Mr. COURBON dans son ouvrage "Résistance des Matériaux" est basée sur la théorie des poutres infiniment rigides sur appuis élastiques.

C'est-à-dire que les entretoises sont supposées très rigides vis-à-vis des poutres et leurs déformations négligeables devant celles des poutres.

Pour un pont à poutres sur appuis simples, cette hypothèse donne des résultats satisfaisants dès que la portée des poutres dépasse le double de la largeur du pont.

De plus les poutres doivent être parallèles, soumises aux mêmes liaisons et reliées perpendiculairement aux entretoises.

Enfin, ces poutres doivent suivre des lois d'inertie proportionnelles, ce qui dans notre cas est vérifié car nous supposerons les poutres d'inertie constante.

En effet, une telle supposition est autorisée pour le calcul des efforts si les poutres sont de hauteur constante et d'inertie variable au maximum dans le rapport de 1 à 2. Ce qui est toujours vérifié pour les ponts mixtes isostatiques qui font l'objet de cette étude.

3.1.2.2. Principe

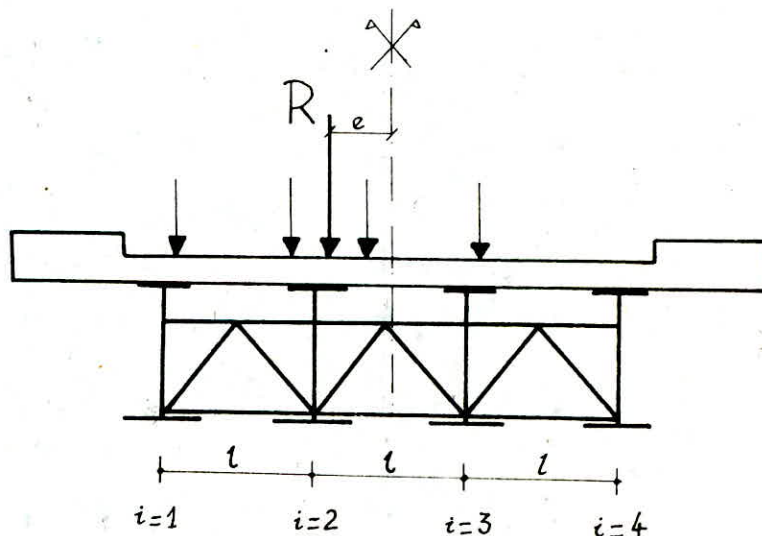
Si on admet que le pont est formé de n poutres égales et également espacées, alors le moment fléchissant M_i dans la poutre i est donné par :

$$M_i = \frac{M}{n} \left\{ 1 - 6 \cdot \frac{n + 1 - 2i}{n^2 - 1} \cdot \frac{e}{l} \right\}$$

Avec, M : moment fléchissant pour l'ensemble des poutres,

e : distance de la résultante des charges appliquées au plan axial de symétrie,

l : distance entre-ares des poutres.



Notons que pour un chargement symétrique par rapport au plan axial ($e = 0$), le moment se répartit également entre toutes les poutres : $M_i = \frac{M}{n}$. C'est le cas par exemple d'une charge uniformément répartie sur tout le tablier telle les charges permanentes.

Par contre, si la résultante des charges appliquées est excentrée, la poutre de rive située du même côté que la résultante reprendra la plus grosse part du moment.

3.2. - Efforts tranchants

Pour pouvoir appliquer la théorie de la poutre infiniment rigide sur appuis élastiques, il faut qu'il y ait proportionnalité entre les réactions transmises par les entretoises et les flèches des poutres.

Or cette hypothèse n'est pas vérifiée à l'appui où les réactions sont très importantes et les flèches des poutres nulles par définition.

Ainsi les charges appliquées dans les zones d'about (jusqu'à la première entretoise) ne sauraient être réparties selon l'hypothèse des appuis élastiques.

C'est pourquoi pour le calcul de l'effort tranchant, et afin de prendre en compte l'influence de la zone chargée, nous distinguerons les sections courantes et la section sur appui.

3.2.1. Sections courantes

Dans ce premier cas, on calcule l'effort tranchant pour l'ensemble des poutres et on le répartit de la même façon que pour les moments fléchissants.

3.2.1.1. Charges permanentes

Ces charges étant uniformément réparties sur tout le pont, le calcul de l'effort tranchant en chaque section ne pose pas de problème :

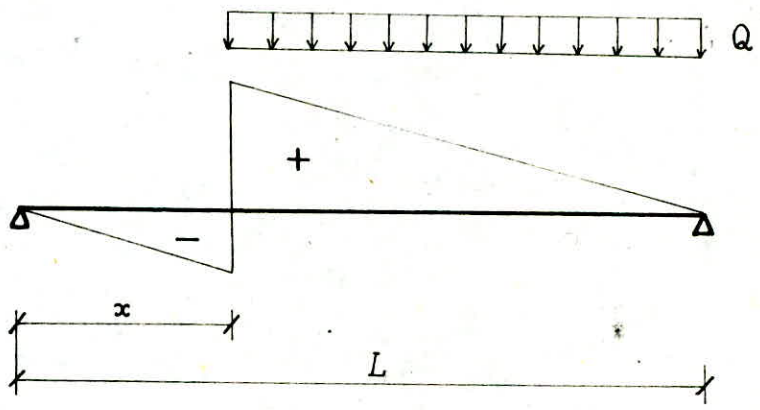
$$\text{On a : } T(x) = Q \left(\frac{L}{2} - x \right) \quad (t)$$

./..

Avec, Q : intensité des charges permanentes (T/m)
 x : abscisse de la section (m)
 L : portée de la travée (m)

3.2.1.2. Surcharges A et surcharges de trottoir

Pour ces deux types de surcharge, on procédera de la même manière en chargeant entre zéros de la ligne d'influence de l'effort tranchant :



Notons que l'intensité des surcharges A est différente en chaque section puisque la longueur chargée varie avec la section.

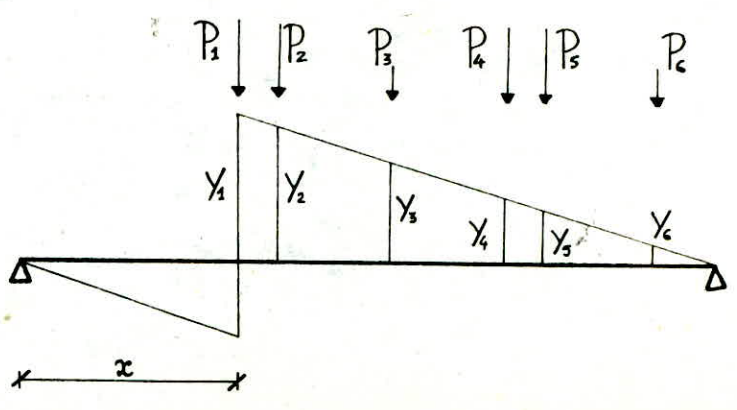
On a alors : $T(x) = \frac{Q}{2L} (L - x)^2$

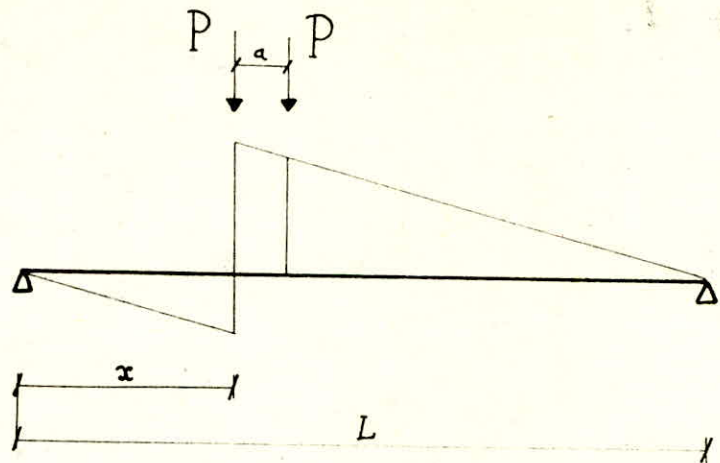
3.2.1.3. Systèmes à essieux

a)- Système Bc

L'effort tranchant maximal dans chaque section est calculé par la ligne d'influence :

$$T(x) = \sum_{i=1}^6 P_i y_i$$

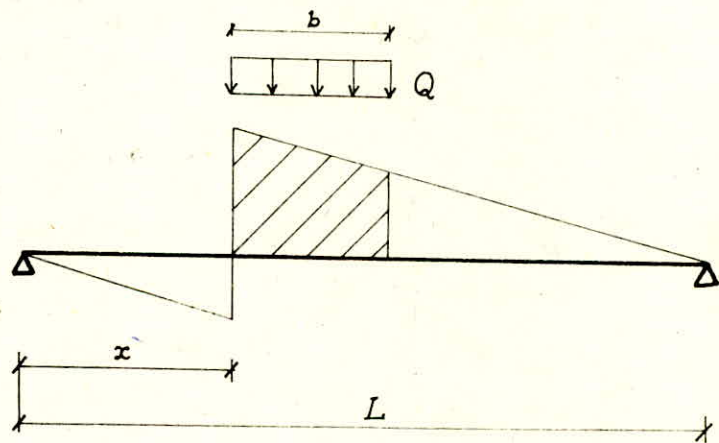


b)- Systèmes Bt et Me

D'après la ligne d'influence on obtient :

$$T(x) = \frac{P}{L} (2(L-x) - a)$$

Avec, pour Bt : $P = 16^T$, $a = 1,35$ m
 pour Me 80 : $P = 22^T$, $a = 1,50$ m
 pour Me 120 : $P = 33^T$, $a = 1,80$ m

3.2.1.4. Système à chenilles (Mc)

On obtient pour l'effort tranchant :

$$T(x) = Q \cdot \frac{b}{2L} (2(L-x) - b)$$

./..

Avec, pour Me 80 : $Q = 14,69 \text{ T/m}$, $b = 4,90 \text{ m}$
 pour Me 120 : $Q = 18,03 \text{ T/m}$, $b = 6,10 \text{ m}$

3.2.1.5. Système exceptionnel

Avec les notations précédentes, on a pour le
 Système D : $Q = 12,9 \text{ T/m}$, $b = 18,60 \text{ m}$.

D'où pour toute section x l'effort tranchant :

$$\text{Si } L - x > 18,6 : T(x) = Q \cdot \frac{b}{2L} (2(L - x) - b)$$

$$\text{Si } L - x \leq 18,6 : T(x) = \frac{Q}{2L} (L - x)^2$$

3.2.1.6. Répartition transversale

En conservant les hypothèses énoncés pour les moments
 fléchissants, l'effort tranchant T_i dans la poutre i
 d'un pont à n poutres égales s'écrit :

$$T_i = \frac{T}{n} \cdot \Delta_i, \text{ avec } \Delta_i = 1 - 6 \cdot \frac{n+1-2i}{n^2-1} \cdot \frac{e}{l}$$

T représentant l'effort tranchant pour l'ensemble
 des poutres.

3.2.2. Section sur appui

Pour déterminer l'effort tranchant sur l'appui de gauche, nous
 décomposons les surcharges appliquées selon deux zones limi-
 tées entre elles par la première entretoise intermédiaire.

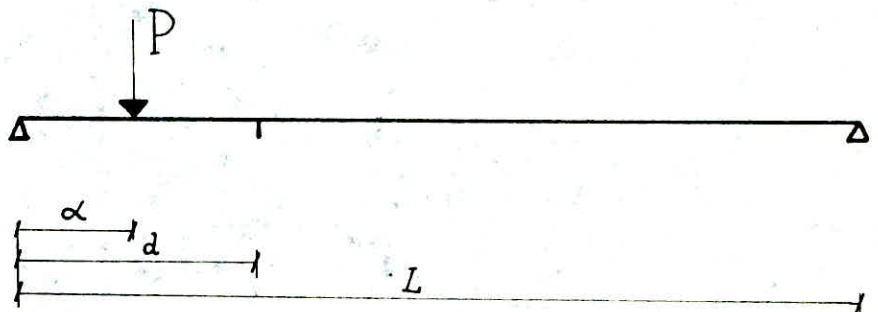
Pour les surcharges appliquées au-delà de la première entre-
 toise, nous utiliserons les mêmes règles que pour les sec-
 tions courantes.

./..

Pour les surcharges appliquées entre l'appui de gauche et la première entretoise, nous distinguerons le cas des charges ponctuelles et des charges uniformément réparties.

3.2.2.1. Charges ponctuelles

Appelons α l'abscisse de la section dans laquelle se trouve une file de roues, et d l'abscisse de la première entretoise intermédiaire.



Alors l'effort tranchant T_i à l'extrémité gauche de la poutre i est donné par :

$$T_i = T_i' \left(1 - \frac{\alpha}{d}\right) + \frac{T}{n} \cdot \Delta i \cdot \frac{\alpha}{d}$$

Avec, T : effort tranchant dû à la file de roues pour l'ensemble des poutres, soit : $T = P \left(1 - \frac{\alpha}{L}\right)$

T_i' : effort tranchant dans la poutre i produit par la réaction R_i de la file de roues sur la poutre i , réaction calculée en supposant les dalles articulées sur les poutres.

. Soit $T_i' = R_i \left(1 - \frac{\alpha}{L}\right)$

n : nombre total de poutres

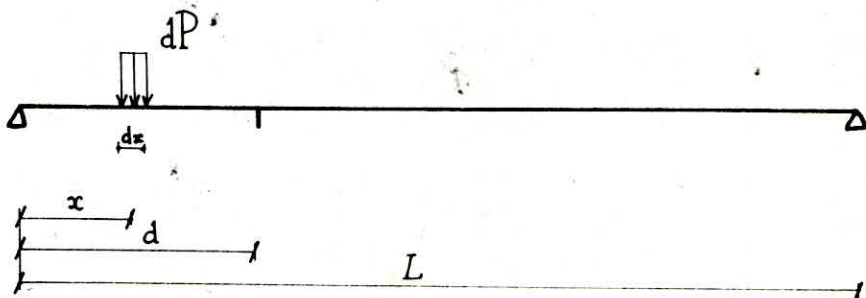
Δi : défini comme précédemment

./..

Ainsi l'effort tranchant à l'appui pour une poutre i dû à un système à plusieurs essieux (E_c , B_t , M_e) sera calculé en sommant les efforts tranchants dûs à chaque file de roues.

3.2.2.2. Charges réparties

Soit une charge répartie uniformément sur une longueur dx assez petite pour que les formules précédentes restent applicables.



Alors, on a : $dT_i = dR_i \left(1 - \frac{x}{L}\right) \left(1 - \frac{x}{d}\right) + dP \left(1 - \frac{x}{L}\right) \cdot \frac{\Delta i}{n} \cdot \frac{x}{d}$

Si on appelle q l'intensité de la surcharge répartie et q_i la portion de cette surcharge supportée par la poutre i , alors on a : $dP = q \cdot dx$, $dR_i = q_i \cdot dx$

D'où : $dT_i = q_i \left(1 - \frac{x}{L}\right) \left(1 - \frac{x}{d}\right) dx + q \cdot \left(1 - \frac{x}{L}\right) \cdot \frac{\Delta i}{n} \cdot \frac{x}{d} \cdot dx$

Pour une surcharge répartie sur une distance a à partir de l'appui, l'effort tranchant dans la poutre i s'écrit :

$$T_i = q_i \int_0^a \left(1 - \frac{x}{L}\right) \left(1 - \frac{x}{d}\right) dx + q \cdot \frac{\Delta i}{n} \int_0^a \left(1 - \frac{x}{L}\right) \cdot \frac{x}{d} \cdot dx$$

Soit, après développement des intégrales :

$$T_i = q_i a \left(1 - \frac{a}{2L} - \frac{a}{2d} + \frac{a^2}{3Ld}\right) + q a \cdot \frac{\Delta i}{n} \left(\frac{a}{2d} - \frac{a^2}{3Ld}\right)$$

Dans le cas particulier où la surcharge répartie s'étend entre l'appui et la première entretoise ($a = d$), on obtient :

./..

$$T_i = q_i d \left(\frac{1}{2} - \frac{d}{6L} \right) + q d \cdot \frac{\Delta i}{n} \left(\frac{1}{2} - \frac{d}{3L} \right)$$

Ces deux dernières formules nous permettent donc de calculer l'effort tranchant à l'appui dans une poutre quelconque lorsque le pont est soumis aux cas de charges suivants :

- . charges permanentes,
- . système A,
- . système Mc,
- . système exceptionnel,
- . charges de trottoirs.

3.3. - Sollicitations de calcul

Conformément au règlement, les justifications des sections seront faites dans cette étude vis-à-vis des états limites ultimes de résistance.

Ainsi la sollicitation de calcul à considérer sera la suivante :

$$1,32 Se + 1,6 Sr + 1,5 St$$

avec, Se : sollicitations dues aux charges de longue durée (charges permanentes, retrait),

Sr : sollicitations dues aux charges routières,

St : sollicitations dues à la température.

Pour l'évaluation du terme Sr , on prendra en compte les surcharges de trottoirs lorsqu'elles sont susceptibles d'être cumulées aux charges de chaussée, c'est-à-dire dans le cas des systèmes A et B.

De plus dans le cas d'un pont biais, les efforts (moments et efforts tranchants) seront majorés par 1 coefficient égal à :

- . 1 si le biais est compris entre 60° et 90°
- . 1,05 si le biais est compris entre 45° et 60°

Notons cependant que la justification d'une section mixte impose de poursuivre le calcul jusqu'aux contraintes. En effet, seules les contraintes sont homogènes entre elles et susceptibles d'être additionnées en vue d'une justification.

Cette particularité du calcul due à la notion de "coefficient d'équivalence" est propre aux sections mixtes et fera l'objet des paragraphes suivants.

oo^ooo

2 - LIAISON ENTRE SECTION "EXT"

2.1 - Hypothèses

a) La liaison entre l'acier et le béton est supposée rigide en effet tout déplacement relatif entre les deux matériaux est rendu impossible par les organes de liaison (armatures).

b) La liaison entre l'acier et le béton est supposée rigide en effet tout déplacement relatif entre les deux matériaux est rendu impossible par les organes de liaison (armatures).

Ceci nous permet donc de nous limiter sur la l'hypothèse de rigidité de la liaison et de la conservation des sections planes.

b) L'acier et le béton sont supposés travailler dans le domaine élastique, ils obéissent donc à la loi de Hooke. Les variations relatives de longueur sur l'intervalle acier-béton s'écrivent :

$$\text{pour l'acier} : \epsilon_a = \frac{\sigma_a}{E_a}$$

$$\text{pour le béton} : \epsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b}$$

Or d'après la première hypothèse, on a : $\epsilon_a = \epsilon_b$

$$\text{D'où} : \frac{\sigma_a}{E_a} = \frac{E_b \sigma_b}{E_a E_b} = \sigma_b$$

Ceci nous permet donc de mettre en évidence le coefficient d'équivalence $n = \frac{E_a}{E_b}$, qui conditionne tout le calcul d'une section mixte.

On voit donc que n dépend du module de déformation du béton E_b , lequel est variable selon la durée de chargement.

En effet, on sait que pour tenir compte des effets du fluage, le module de déformation différé du béton a été fixé au 1/3 du module de déformation instantané.

Ainsi, afin de tenir compte des variations de E_b en fonction de la durée du chargement, on définit plusieurs valeurs de n correspondant à tous les types de sollicitations susceptibles d'être rencontrés en pratique.

<i>Sollicitation</i>	<i>Champ d'application</i>	<i>n</i>
<i>Charge instantanée</i>	<i>Surcharges</i>	6
<i>Charge de longue durée</i>	<i>Charges permanentes</i>	18
<i>Effets différés</i>	<ul style="list-style-type: none"> . <i>Retrait</i> . <i>Dilatation différentielle</i> 	15

4.2.- Inertie mixte

Avant de définir l'inertie d'une section mixte, il est nécessaire de rendre la section homogène. Pour cela nous homogénéiserons la section mixte par rapport à l'acier de sorte que la section homogénéisée s'écrive :

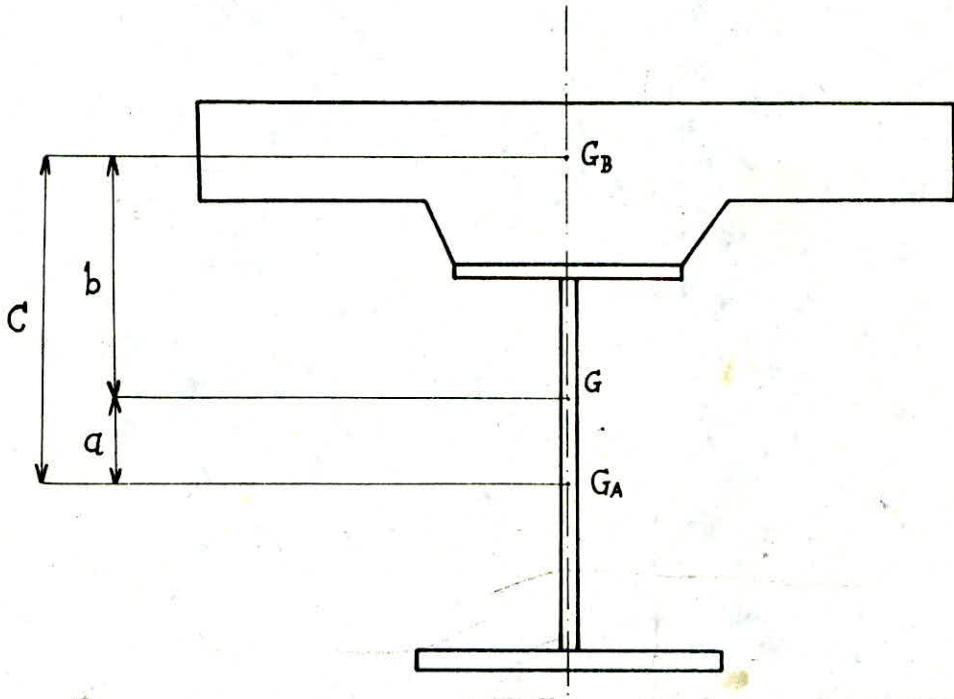
$$S = S_A + \frac{S_B}{n}$$

./..

Avec, S_A : section d'acier,

S_B : section de béton,

n : coefficient d'équivalence.



Les notations étant définies sur le schéma ci-dessus, la position du centre de gravité G de la section mixte est donnée par :

$$a = \frac{S_B}{n} \frac{c}{S} \quad - \quad b = \frac{S_A}{S} \frac{c}{S}$$

Soit, I_A , l'inertie propre de l'acier par rapport à son centre de gravité G_A , et I_B l'inertie propre du béton par rapport à G_B .

Alors l'inertie de la section mixte rapportée à son centre de gravité G vaut :

$$I = I_A + a^2 S_A + \frac{I_B}{n} + b^2 \cdot \frac{S_B}{n}$$

./..

Ou encore, en remplaçant a et b par leurs valeurs :

$$I = I_A + \frac{I_B}{n} + \frac{S_A S_B C^2}{n S}$$

Ces formules mettent donc en évidence l'importance du coefficient d'équivalence n afférent à chaque cas de sollicitation considérée.

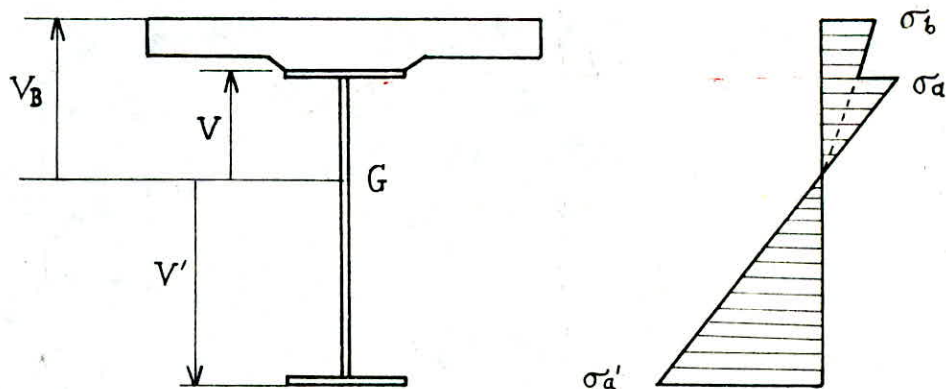
Il apparaît clairement que les efforts engendrés par des sollicitations de natures différentes sont fonction de n et par conséquent, ne sont pas comparables.

C'est pourquoi nous allons aborder l'étude des efforts susceptibles d'être appliqués à la section mixte, et les contraintes correspondantes.

4.3. - Etude des efforts appliqués à la section mixte

4.3.1. Moment fléchissant

La distribution des contraintes dans une section mixte soumise à un moment fléchissant positif M (comprimant le béton), est la suivante :



./..

Les formules de NAVIER étant applicables à condition de tenir compte de l'homogénéité de la section, les contraintes sont données par :

. Béton : $\sigma_b = \frac{1}{n} \cdot \frac{M V_B}{I}$

. Acier :

- Fibre supérieure : $\sigma_a = \frac{M V}{I}$

- Fibre inférieure : $\sigma_{a'} = \frac{M V'}{I}$

4.3.2. Effort tranchant

L' action de l'effort tranchant sur une section mixte peut se résumer en deux effets :

- . un cisaillement de la section,
- . un glissement relatif des deux matériaux.

4.3.2.1. Le cisaillement

Lors de l'étude d'un pont mixte, on fait généralement l'hypothèse que les efforts de cisaillement sont entièrement repris par l'âme de la poutre métallique.

Ainsi pour un effort tranchant T , la contrainte de cisaillement dans la section s'écrit :

$$\tau = \frac{T}{S_{ame}}$$

avec, S_{ame} : section de l'âme de la poutre métallique.

4.3.2.2. Le glissement

L'effort de glissement sur l'interface acier-béton qui doit être repris par les connecteurs de liaison se calcule de la façon suivante :

$$G = \frac{T \cdot M_S}{I}$$

Avec, T : Effort tranchant dans la section,

M_S : moment statique du béton par rapport au centre de gravité de la section mixte,

I : moment d'inertie de la section mixte.

Cependant, il est important de savoir que la présence de ces organes de liaison a pour effet de créer des efforts parasites propres aux ossatures mixtes tels ceux dûs au retrait du béton gêné par la présence des connecteurs, ou aux différences de dilatation entre les deux matériaux.

L'ensemble des phénomènes ainsi engendrés désigné sous le nom "d'effets linéaires différés", fait l'objet du paragraphe suivant.

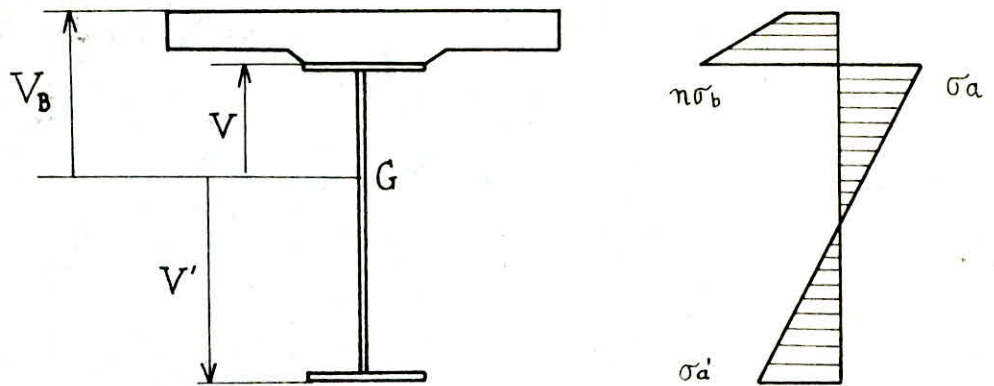
4.3.3. Effets linéaires différés

Dans une travée isostatique, le béton freiné par les connecteurs ne peut effectuer totalement son raccourcissement dû au retrait, ce qui a pour conséquence de le mettre en tension.

L'acier qu'il entraîne partiellement se comprime : il s'est donc créé un moment isostatique de retrait.

Les efforts développés par ce moment étant des efforts internes, le système que forment les contraintes s'exerçant sur une section est un système nul (moment et effort normal nuls).

Le diagramme des contraintes est le suivant :



Connaissant le coefficient de retrait ϵ_r , on en déduit la force de retrait - F_R supposée centrée dans le béton, avec : $F_R = \epsilon_r E_b S_B$

C'est la force de traction qui se produirait dans le béton s'il était associé à une ossature métallique infiniment rigide.

Pour équilibrer cette force, il faut appliquer au centre de gravité G de la section mixte une compression F_R et un moment $F_R \cdot b$.

Les contraintes sont alors calculées par application des formules de NAVIER, en tenant compte de l'homogénéité de la section :

$$\cdot \text{ Béton } : \sigma_b = \frac{F_R}{n} \left\{ \frac{1}{S} + \frac{b V_B}{I} \right\} - \frac{F_R}{S_B}$$

· Acier :

$$\cdot \text{ Fibre supérieure } : \sigma_a = F_R \left(\frac{1}{S} + \frac{b V}{I} \right)$$

$$\cdot \text{ Fibre inférieure } : \sigma_a' = F_R \left(\frac{1}{S} - \frac{b V'}{I} \right)$$

oo ° oo

5 - DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

A ce stade du calcul, les poutres principales sont supposées prédimensionnées, c'est-à-dire que la hauteur et l'épaisseur d'âme sont connus, ainsi que les largeurs de semelles.

De plus, les caractéristiques de la dalle et du renformis sont connues, mais la largeur de hourdis à prendre en compte sera calculée pour chaque section.

Notre problème est donc de donner aux semelles l'épaisseur nécessaire pour assurer la résistance à la flexion d'ensemble, et de répartir cette épaisseur en plusieurs tôles choisies parmi les aciers laminés disponibles sur le marché.

Notons toutefois que le calcul électronique permet un redimensionnement des largeurs de semelles. En effet, si l'épaisseur d'une semelle venait à dépasser 90 mm (maximum réalisable avec 3 tôles) alors la semelle serait aussitôt élargie de 50 mm et le calcul reprendrait depuis le début.

5.1. - Largeur de la dalle participante

Pour le calcul des contraintes, on limitera la largeur de la dalle participante, d'un côté de la poutre, à la plus défavorable des 3 conditions suivantes :

- a)- La même zone de hourdis ne sera pas attribuée à deux poutres différentes.
- b)- La largeur en cause ne devra pas dépasser :
 - . le dixième de la portée de la travée,
 - . le quart de la distance de la section considérée à l'extrémité de la poutre la plus rapprochée.

5.2. - Justifications des sections

Afin de mener à bien les vérifications d'une section mixte, nous calculerons les contraintes extrêmes dans l'acier et le béton comme il est exposé dans le paragraphe précédent, pour les sollicitations suivantes :

- . Charges permanentes,
- . Surcharges d'exploitation,
- . Retrait et température différentielle.

5.2.1. Charges permanentes

5.2.1.1. Avant prise du béton

Le calcul des contraintes sera différent selon le mode de réalisation de l'ouvrage, soit :

a)- Réalisation sans étayage :

Dans ce cas, seules les poutres métalliques travaillent et par conséquent on calculera les contraintes en ne prenant en compte que la section d'acier ($n = \infty$)

b)- Réalisation avec étayage :

Dans ce cas les poutres ne travaillent pas, les contraintes sont donc nulles.

5.2.1.2. Après prise du béton

Quel que soit le mode de réalisation, la structure travaille en mixte, et les contraintes seront calculées avec un coefficient d'équivalence $n = 18$

5.2.2. Surcharges d'exploitation

Ces surcharges étant de courte durée, on adoptera pour le calcul des contraintes un coefficient d'équivalence $n = 6$.

5.2.3. Retrait et température différentielle

Les contraintes dues à ces effets différés seront calculées avec un coefficient d'équivalence $n = 15$.

Notons pour ce calcul les coefficients pris en général pour nos régions :

$$\begin{aligned} & \cdot \text{Coefficient de retrait} \dots : \epsilon_r = 4,5 \cdot 10^{-4} \\ & \cdot \text{Coefficient de dilatation} \} \epsilon_t = \pm \frac{\epsilon_r}{3} \\ & \quad \text{thermique} \dots \dots \dots \end{aligned}$$

5.2.4. Vérifications finales

Les contraintes ainsi calculées pour chaque cas de sollicitation sont homogènes et leurs sommes nous donnent les contraintes extrêmes dans la section considérée :

σ_i , σ_s et $\sigma_{b'}$ respectivement contraintes dans les fibres inférieures et supérieures de l'acier et dans le béton.

Si on appelle σ_{e1} et σ_{e2} les limites d'élasticité des aciers composant les semelles inférieures et supérieures du P.R.S., et $\bar{\sigma}_{b'}$ la contrainte admissible du béton en compression, alors les inégalités à satisfaire s'écrivent :

$$\begin{aligned} & \cdot \text{pour l'acier} : \quad \cdot \sigma_i \leq \sigma_{e1} \\ & \quad \quad \quad \cdot \sigma_s \leq \sigma_{e2} \\ & \cdot \text{pour le béton} : \quad \cdot \sigma_{b'} \leq \bar{\sigma}_{b'} \end{aligned}$$

./..

Notons ici que le programme de calcul sur ordinateur permet de commencer le calcul avec des épaisseurs de semelles de 10 mm.

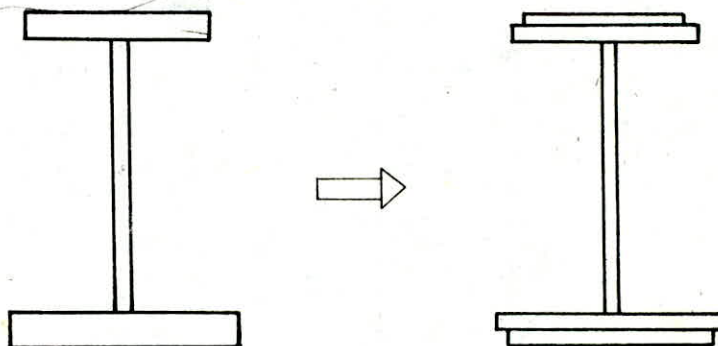
Ainsi lors de la vérification des contraintes si une (ou plusieurs) de ces inégalités n'est pas vérifiée, la semelle correspondante est augmentée de 2 mm et le calcul reprend depuis le début jusqu'à obtenir la vérification de toutes les inégalités.

Ce procédé permet de faire un dimensionnement particulièrement économique en faisant travailler les matériaux au maximum.

5.3. - Homogénéisation des tôles

A partir des épaisseurs de semelles ainsi obtenues, le programme électronique effectue une répartition rationnelle des tôles de façon à ce que la conception de l'ouvrage soit la plus économique possible.

Exemple :



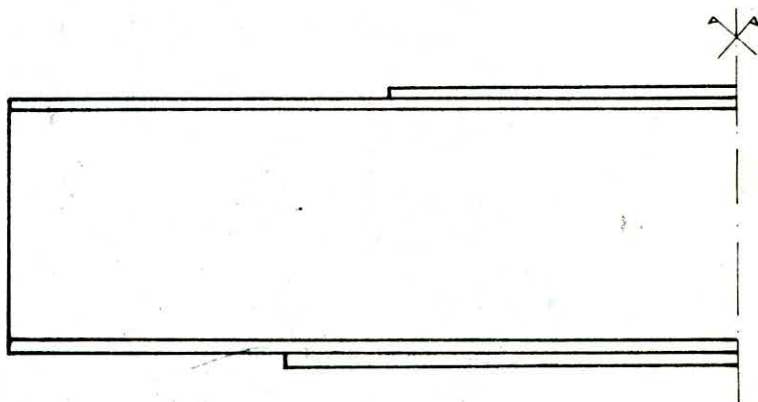
Pour chaque poutre, les tôles sont choisies à partir du dimensionnement de la section la plus sollicitée.

./..

Puis le calcul est repris à partir de l'appui afin d'homogénéiser toutes les sections.

En effet, les contraintes sont calculées à partir du P.R.S. de base (sans les semelles additives), et si l'une des conditions de résistance n'est pas vérifiée, la tôle adéquate est ajoutée.

En procédant ainsi jusqu'à disposer toutes les tôles, on définit la distribution longitudinale des semelles additionnelles.



5.4. - Vérification du cisaillement

Soit τ , la contrainte de cisaillement calculée à partir de l'effort tranchant dû aux charges permanentes et surcharges d'exploitation.

Et soit σ_{e3} , la limite d'élasticité de l'acier constitutif de l'âme de la poutre.

Alors, la condition de sécurité vis-à-vis de la contrainte tangente s'écrit :

$$\tau \leq 0,6 \cdot \sigma_{e3}$$

6 - ETUDE DU VOILEMENT

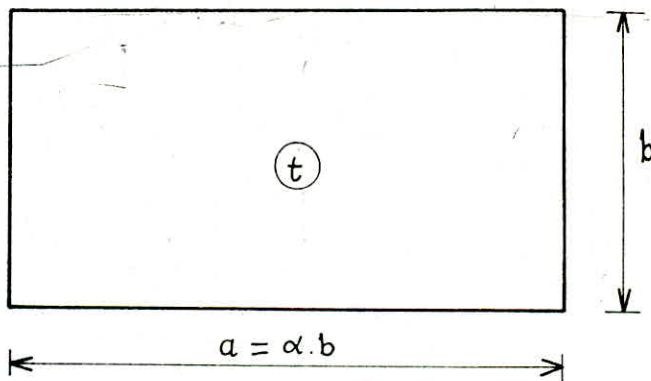
En construction métallique, un élément plan assimilable à une plaque mince, tel l'âme d'une poutre de pont mixte, doit présenter une sécurité suffisante vis-à-vis du voilement.

Cependant, il n'existe pas à ce jour de théorie parfaitement satisfaisante concernant ce phénomène d'instabilité.

C'est pourquoi la présente étude est basée sur la théorie des "contraintes critiques" qui ne prend pas en compte les effets de membranes.

6.1. - Contraintes critiques

Le panneau d'âme sur lequel va porter la présente vérification est une plaque de dimensions $a \times b$ et d'épaisseur t , délimitée par les semelles et les montants d'entretoises.



L'étude de la stabilité du panneau par les méthodes de l'énergie conduit à définir deux contraintes critiques de voilement σ_K et τ_K telles que :

$$\sigma_K = K_\sigma \cdot \sigma_c \quad ; \quad \tau_K = K_\tau \cdot \tau_c$$

./...

avec :
$$\sigma_c = \frac{\bar{\Pi}^2 \cdot E}{12 (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2$$

- . E étant le module d'élasticité de l'acier $E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2$
- . ν étant le coefficient de Poisson de l'acier : $\nu = 0,3$
- . $K\sigma$ et $K\tau$ sont des coefficients fonction des dimensions du panneau et de la distribution des contraintes normales sur celui-ci. Ils sont définis en annexe pour les cas élémentaires de sollicitations. *

6.2. - Principe de vérification

Cette vérification est basée sur la méthode des "raidisseurs rigides" qui suppose que chaque panneau est bordé de quatre lignes nodales indéformables.

Dans le cas où ces lignes sont constituées par les semelles de la poutre et les montants d'entretoise, on dit que c'est un "panneau d'ensemble".

Par contre, si le panneau est bordé de raidisseurs rigides (verticaux ou horizontaux), alors c'est un "panneau élémentaire".

La stabilité de chacun de ces panneaux, supposés simplement appuyés sur leurs bords, sera justifiée de la même manière.

Soient σ et σ_t , les valeurs algébriques des contraintes normales de compression et de traction évaluées dans la section médiane du panneau considéré.

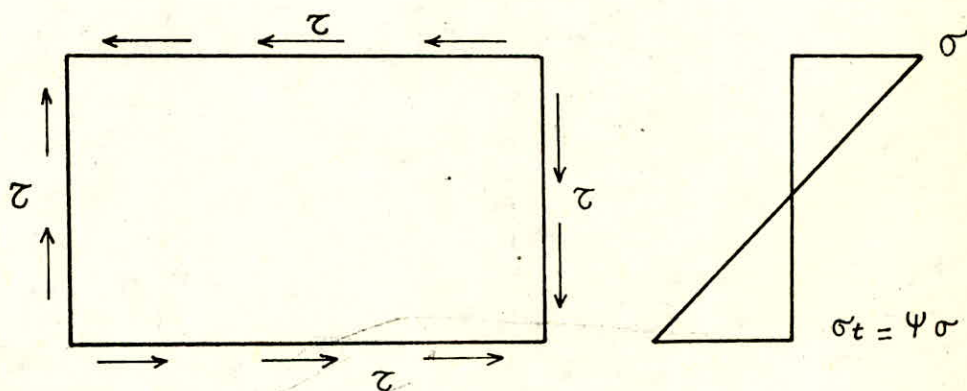
Et soit τ la contrainte de cisaillement calculée pour la même section.

Alors la condition à vérifier s'écrit :

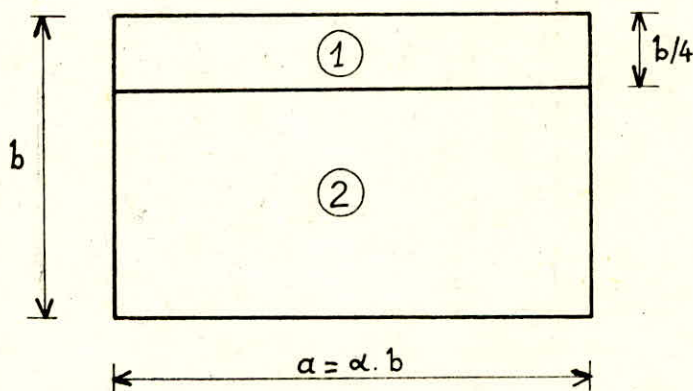
$$\left(S_{\sigma} \cdot \frac{\sigma}{\sigma_K} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_K} \right)^2 \leq 1,8$$

avec :

$$\begin{aligned} \cdot S_{\sigma} &= 1,8 & \text{si } \Psi &= 1 \\ \cdot S_{\sigma} &= 1,4 + 0,4\Psi & \text{si } -1 &\leq \Psi \leq 1 \\ \cdot S_{\sigma} &= 1 & \text{si } \Psi &\leq -1 \\ \cdot \Psi &= \frac{\sigma_t}{\sigma} \end{aligned}$$



Ainsi lorsqu'un panneau d'ensemble s'avère instable vis-à-vis du voilement, on dispose un raidisseur longitudinal en plat au quart supérieur de la hauteur du panneau. Il ne reste ensuite qu'à vérifier que la stabilité des deux panneaux élémentaires ainsi créés est assurée.



Notons que si cela n'était pas le cas, le programme de calcul prévoit d'augmenter l'épaisseur de l'âme afin de limiter l'élan-
cement $\frac{b}{t}$.

6.3. - Raidisseurs principaux

On appelle ainsi les raidisseurs constitués de telle manière qu'ils puissent être supposés rigides.

En effet, dès que la section et l'inertie du raidisseur dépassent une valeur limite, celui-ci est considéré comme étant rigide et la vérification de la stabilité de chaque panneau élémentaire est suffisante.

Ces valeurs limites dépendent de la nature des aciers constitutifs de l'âme et du raidisseur.

Pour un raidisseur en E.24, on a :

Nuance de l'âme	γ Minimum	δ Minimum
E - 24	$0,2 \cdot \left(\frac{b}{50 t}\right)^3$	$0,54 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{b}{t}$
E - 36	$0,33 \cdot \left(\frac{b}{50 t}\right)^3$	$0,80 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{b}{t}$

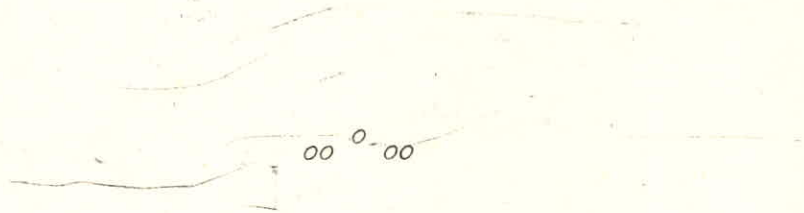
Avec :

$$\cdot \gamma = \frac{J}{0,092 b t^3}$$

$$\cdot \delta = \frac{\Omega}{b t}$$

• J : inertie du raidisseur par rapport au plan de l'âne.

• Ω : section du raidisseur.



7 - ETUDE DES CONNECTEURS

Pour le calcul d'une section mixte, nous avons postulé que la liaison acier-béton était parfaitement rigide, ce qui suppose une efficacité totale du système de connexion.

La définition de ce problème et les dispositions constructives qui en résultent font l'objet de la présente étude.

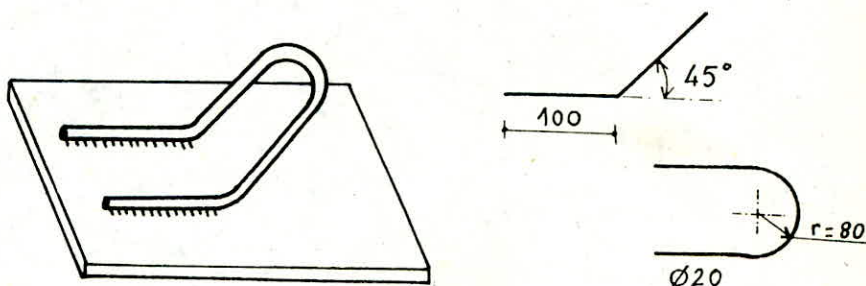
7.1. - Généralités

La définition d'un connecteur est en relation directe avec son mode de travail. De ce fait, nous sommes amenés à définir les efforts exercés à l'interface acier-béton; ils se caractérisent par :

- . un glissement relatif des deux matériaux dans le sens horizontal,
- . un soulèvement relatif de ces matériaux.

Pour équilibrer ces efforts, nous disposerons des connecteurs en arceaux soudés sur l'ossature métallique, l'ancrage dans la dalle se faisant par adhérence.

Caractéristiques :



./..

Compte tenu de la définition géométrique de ces connecteurs, la condition de non écrasement du béton dans la boucle devra être vérifiée conformément aux règles CCBA 68.

Une fois cette condition satisfaite, le connecteur peut transmettre dans son plan un effort maximum de :

$$F = 2 \cdot \frac{\pi \phi^2}{4} \cdot \bar{\sigma}_a$$

Avec, $\bar{\sigma}_a$: contrainte admissible de l'acier constituant le connecteur.

En prenant la composante horizontale de cet effort et en tenant compte du frottement acier-béton ($f = 0,4$), on montre que le connecteur peut équilibrer un effort de glissement :

$$G_a = \frac{\sqrt{2}}{2} (1 + 0,4) \cdot F \quad (\text{Kg})$$

7.2. - Effet du retrait

La connaissance de l'effort de glissement dû au retrait est primordiale, notamment pour les zones d'extrémité des poutres où on sait que le béton est soumis à de fortes tractions.

L'effort de traction R dû au retrait est calculé en supposant le béton tendu à 30 kg/cm².

La section de béton Ω à prendre en compte est ici la section participante maximale le long de la travée, pour la poutre considérée.

D'où l'effort pondéré : $R = \Omega \cdot 30 \cdot 1,32 \quad (\text{Kg})$.

./..

Cet effort est théoriquement concentré aux abouts, cependant on admet qu'il est réparti sur une zone de longueur égale au 1/6 de la portée.

Si L représente la portée de la travée (en mètres), alors le glissement unitaire dû au retrait vaut :

$$G = \frac{R}{L/6} \quad (\text{Kg/m})$$

Notons que ce glissement est compté négativement puisqu'il est induit par une traction.

7.3. - Répartition des connecteurs

En dehors des zones extrêmes de la travée, la densité des connecteurs est définie en utilisant les valeurs des efforts tranchants sous les charges suivantes :

- . charges permanentes après prise du béton : (CP)
- . surcharges d'exploitation : (S)

On divisera la portée en zones d'égale répartition (8 zones en tout), en vérifiant que le total des efforts agissant sur chaque zone reste inférieur au total des possibilités des connecteurs.

Pour chaque zone, on calcule l'effort de glissement maximal agissant :

$$G = \frac{T \cdot Ms}{I} \quad (\text{Kg/m})$$

Ms et I étant calculés avec le coefficient d'équivalence correspondant au type de chargement.

On en déduit l'espacement des connecteurs :

$$e = 100 \cdot \frac{Ga}{G} \quad (\text{cm})$$

Par contre, pour les zone d'abouts (1/6 de la portée), les connecteurs doivent être suffisants pour résister au maximum des efforts de glissement calculés dans les cas suivants :

a)- $(CP) + (S) + (RP)$

b)- $(CP) + (RT)$

c)- $(CP) + (S) + (RT)$

Avec, (RP) : retrait partiel ($\epsilon = 1,5 \cdot 10^{-4}$),

(RT) : retrait total.

Ces valeurs étant prises avec leur signe algébrique.

oo^ooo

8 - CALCUL DES DEFORMATIONS

La prise en compte des déformations lors de l'étude d'un ouvrage d'art est d'une importance primordiale.

En effet, des déformations excessives sont susceptibles d'entraîner l'exploitation de l'ouvrage ou d'endommager certains éléments.

De plus, la répartition des efforts dans les différents éléments peut se trouver modifiée puisque les calculs ont été faits d'après le schéma de l'ouvrage non déformé.

Au vu de ces considérations et afin de limiter ces déformations, on donnera aux poutres une contre-flèche de forme parabolique destinée à équilibrer les flèches prises sous les charges permanentes.

Le calcul de ces flèches se fait sur la base des moments non pondérés M revenant à chaque poutre, en distinguant les deux types de charges permanentes.

Ainsi, le chargement étant uniforme, la flèche d'une poutre dans la section médiane est calculée par :

$$f = \frac{M \cdot L^2}{9,6 \cdot EI}$$

Avec, L : portée de la travée

I : Inertie de la poutre mixte (sans les semelles additionnelles),

E : Module d'élasticité de l'acier.

Notons que cette formule donne des résultats approchés, puisqu'elle a été établie pour des poutres homogènes.

- . ANALYSE INFORMATIQUE . -

1 - DEMARCHE GENERALE

Afin de mener à bien l'élaboration de ce programme, il faut tout d'abord se fixer une démarche à la fois simple et rigoureuse qui, à partir des données initiales, nous mènera à l'édition d'une note de calcul définitive.

C'est cet enchaînement logique des différentes étapes de calcul que nous avons essayé de mettre ici en évidence.

Ainsi, le dimensionnement des poutres principales est mené de la façon suivante :

a)- Epaisseurs des semelles en chaque section :

Au départ celles-ci sont fixées à 10 mm, puis elles sont augmentées de 2 mm chaque fois que la condition de résistance n'est pas vérifiée.

b)- Largeurs des semelles :

Celles-ci sont fixées initialement par l'utilisateur; mais si une épaisseur de semelle vient à dépasser 90 mm, alors elle sera élargie de 50 mm et le calcul de toutes les sections de la poutre sera repris avec cette nouvelle largeur.

c)- Choix des tôles :

Ce choix sera fait pour chaque poutre à partir de la section qui possède les plus fortes épaisseurs de semelles. De plus les semelles additionnelles seront arrêtées de manière à faire travailler les matériaux au maximum.

d)- Epaisseur d'âme :

Elle est fixée initialement à 10 ou 15 mm et éventuellement augmentée si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

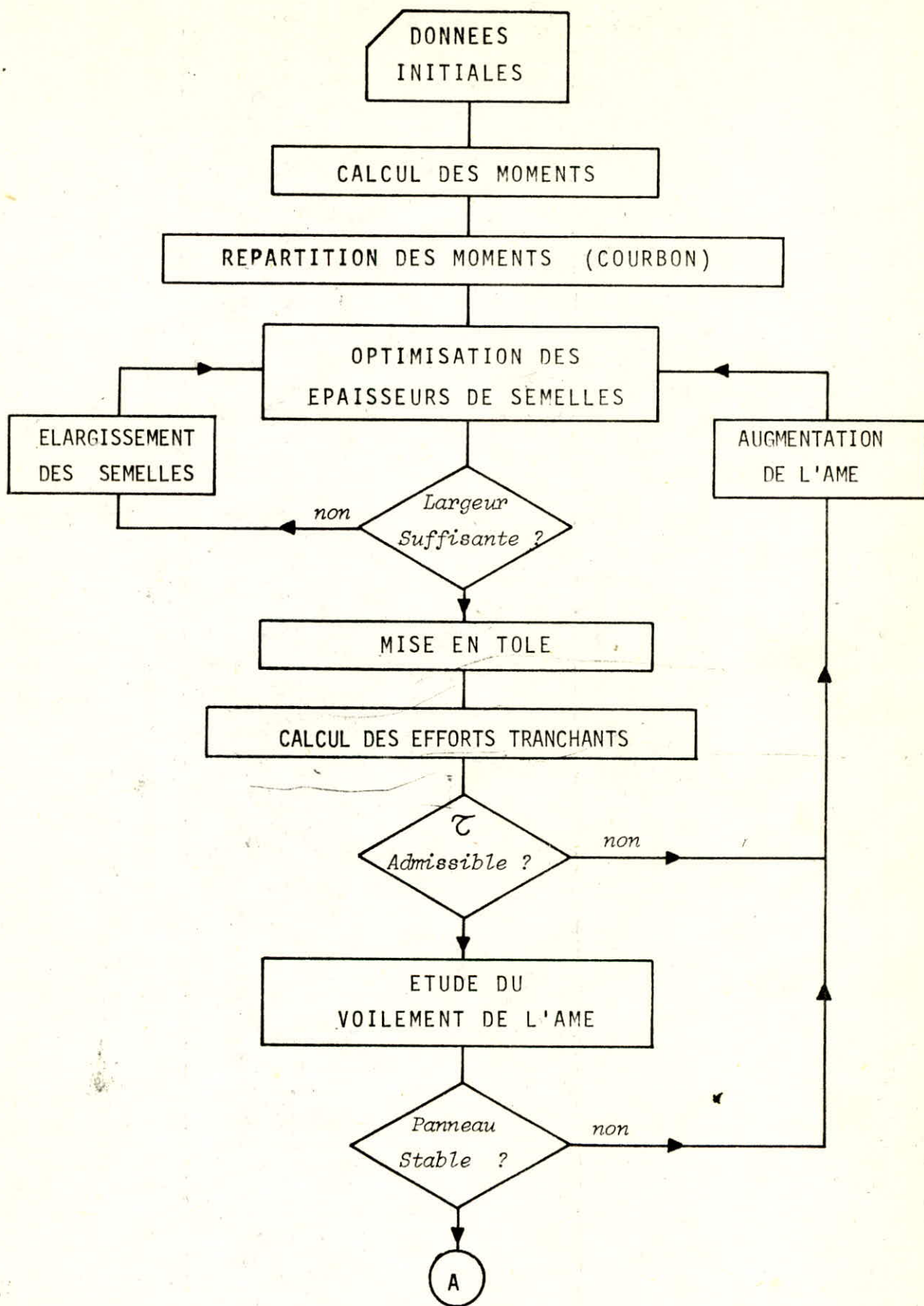
- . Condition de sécurité vis-à-vis du cisaillement,
- . Condition de stabilité de l'âme au voilement.

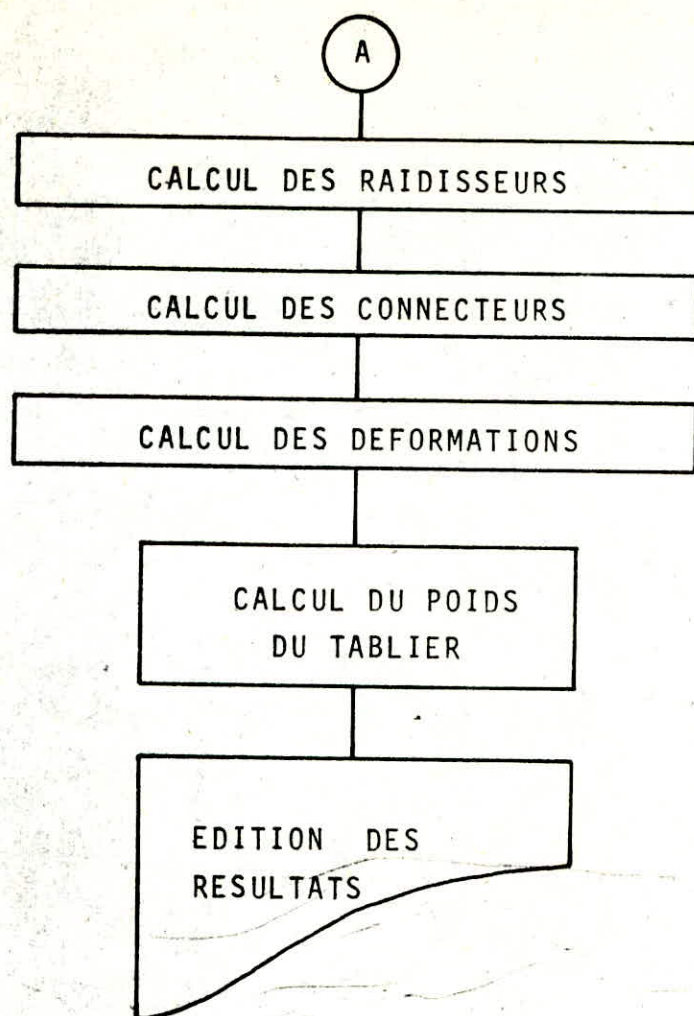
Si tel est le cas, le calcul de toutes les poutres sera repris depuis le début avec la nouvelle épaisseur d'âme.

A partir de ces considérations, on en déduit un premier organigramme où apparaissent les étapes essentielles du programme.

oo^ooo

./..





2 - SOUS - PROGRAMMES

Le programme développé ici nécessitant de nombreux calculs (souvent répétitifs), il aurait été peu pratique, voire impossible, de l'écrire sans l'utilisation de sous-programmes.

C'est pourquoi il se compose dans sa forme définitive d'un programme principal dont le rôle est de "gérer" les nombreux sous-programmes (pas moins de 40) qui font l'essentiel des calculs.

Notons que cette conception a les avantages suivants :

- . Le programme principal étant peu surchargé, il est facile à lire et éventuellement à modifier.*
- . Les sous-programmes étant indépendants, ils sont écrits séparément et la modification éventuelle d'un calcul se fera directement sur le sous-programme correspondant.*

Nous nous proposons donc de présenter les principaux sous-programmes utilisés :

D é b u t :

A partir de la portée et du nombre de poutres, ce sous-programme calcule :

- l'espacement des entretoises (6 à 8 m.),*
- le nombre de sections à calculer,*
- le pas de calcul (0,7 à 0,9 m),*
- le nombre de poutres à calculer.*

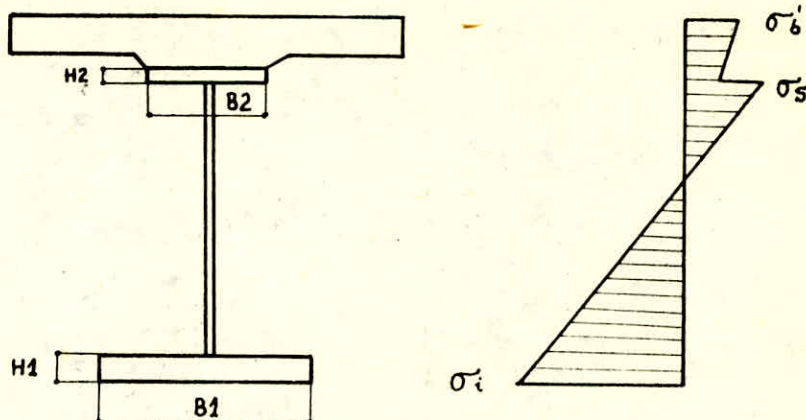
- . D e l t a : A partir des caractéristiques du pont (classe, nombre de voies, portée ...), ce sous-programme calcule les coefficients de majoration dynamique à adopter pour les systèmes B et M.*

./..

- Excentricités : Ce sous-programme calcule pour chaque type de charges, la distance de la résultante au plan axial de symétrie du pont.
- Permanent : Ce sous-programme calcule les moments dus aux charges permanentes.
- A, Bc, Bt, M, D : Ces sous-programmes calculent respectivement les moments dus aux surcharges civiles (A, Bc, Bt), militaires (M) et exceptionnelles (D).
- Trottoirs : Ce sous-programme calcule les moments dus aux surcharges de trottoirs.
- Répartition : Ce sous-programme répartit les efforts selon la formule de Mr. COURRON.
- Pondération : Ce sous-programme pondère les moments fléchissants en tenant compte du biais éventuel de l'ouvrage.
- Combinaison : Ce sous-programme recherche après combinaison des cas de charges, les valeurs extrêmes des moments à prendre en compte dans le calcul.
- Table : Ce sous-programme calcule la largeur du hourdis participant à la flexion des poutres.
- Dimensionnement : Ce sous-programme effectue le dimensionnement des sections à partir des valeurs extrêmes des moments et des caractéristiques des matériaux.

./..

Pour cela, il fait appel au sous-programme "contraintes".



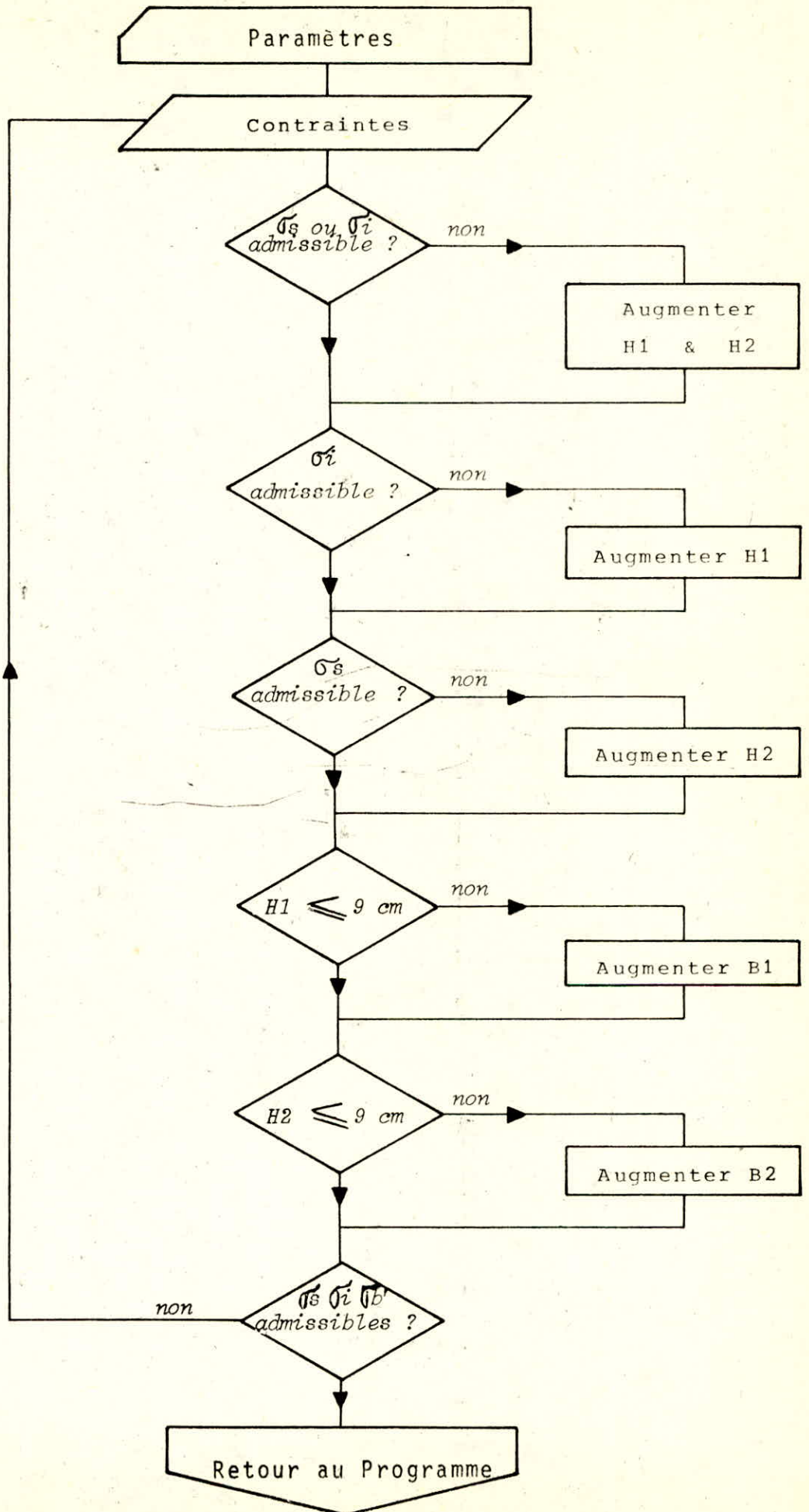
- Contraintes : Ce sous-programme calcule les contraintes extrêmes dans la section considérée à partir des valeurs extrêmes des moments et du mode de réalisation de l'ouvrage.

Pour cela, il fait appel au sous-programme "Inertie Mixte".

- Inertie mixte : Ce sous-programme calcule les caractéristiques géométriques d'une section mixte pour un coefficient d'équivalence donné.
- Mise en tôle : Ce sous-programme effectue le choix des tôles à partir de la section la plus sollicitée de la poutre.
- Homogénéisation : Ce sous-programme effectue la répartition longitudinale des tôles choisies précédemment.
- Tranchant 1 : Par souci de clarté, nous avons réuni sous cette appellation les 8 sous-programmes permettant de calculer l'effort tranchant dans la section d'appui, conformément à la méthode de Mr. COURBON, et pour tous les cas de charges.

- . Tranchant 2 : De même, cette appellation désigne 8 autres sous-programmes qui calculent les efforts tranchants dans les sections courantes, pour tous les cas de charges.
- . Biais : Ce sous-programme majore s'il y a lieu les efforts tranchants dans le cas d'un pont biais.
- . Combinaison 2 : Ce sous-programme recherche après combinaison des cas de charges, les valeurs extrêmes des efforts tranchants.
- . Voilement : Ce sous-programme calcule l'expression qui permet de vérifier la stabilité au voilement d'un panneau d'âme.
- . Raidisseurs : Ce sous-programme calcule l'épaisseur et la hauteur minimale d'un raidisseur en plat pour qu'il puisse être supposé rigide.
- . Connecteurs : Ce sous-programme calcule le nombre total de connecteurs nécessaires à la bonne tenue de l'ouvrage.
- . Métré : Ce sous-programme calcule le poids du tablier métallique .

Sous-programme : Dimensionnement



3 - F I C H I E R S

La notion de fichier est très intéressante lorsque dans un programme la quantité d'informations à traiter est importante.

Ainsi dans ce programme de calcul, tous les résultats intermédiaires seront stockés dans des fichiers numérotés de 1 à 10.

Cette méthode possède les avantages suivants :

- . Gain très important de place en mémoire centrale par rapport à l'utilisation de tableaux,*
- . Possibilité d'imprimer des résultats à n'importe quel moment directement à partir d'un fichier.*

Dans ce qui suit, nous nous proposons de décrire le contenu des fichiers utilisés.

- . Fichier 1 : Moments non répartis, en chaque section de la travée, pour tous les cas de charges.*
- . Fichier 2 : Moments répartis pour chaque poutre,*
- . Fichier 3 : Moments répartis, pondérés et majorés, pour chaque poutre.*
- . Fichier 4 : Moments finals issus des combinaisons d'actions.*
- . Fichier 5 : Dimensions des semelles et contraintes extrêmes en chaque section et pour chacune des poutres.*
- . Fichier 6 : Epaisseurs des tôles choisies pour chaque poutre, et contraintes réelles dans toutes les sections.*

- . Fichier 7 : Efforts tranchants répartis, pondérés et majorés, pour chaque poutre.
- . Fichier 8 : Efforts tranchants finals issus des combinaisons d'actions et contraintes de cisaillement.
- . Fichier 9 : Hauteur et épaisseur des raidisseurs longitudinaux en plats.
- . Fichier 10 : Flèches dues aux charges permanentes en chaque section et pour chacune des poutres.

oo ° oo

4 - ORGANIGRAMME

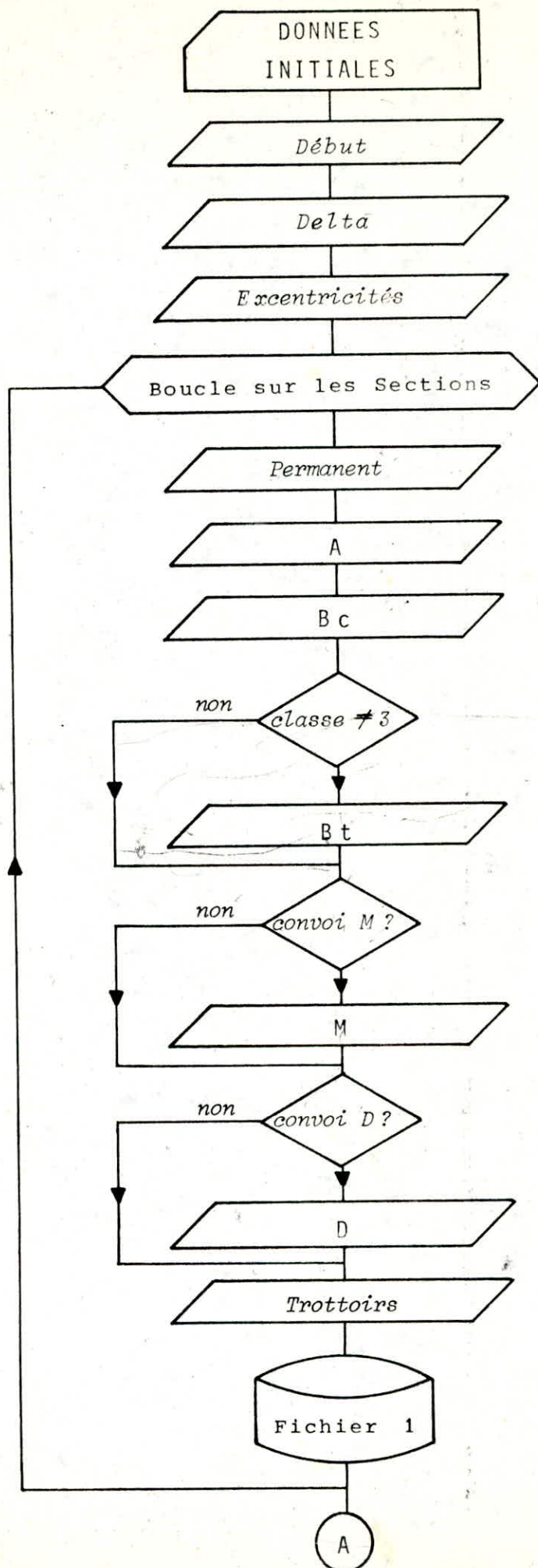
Arrivés à ce stade de l'analyse, nous connaissons :

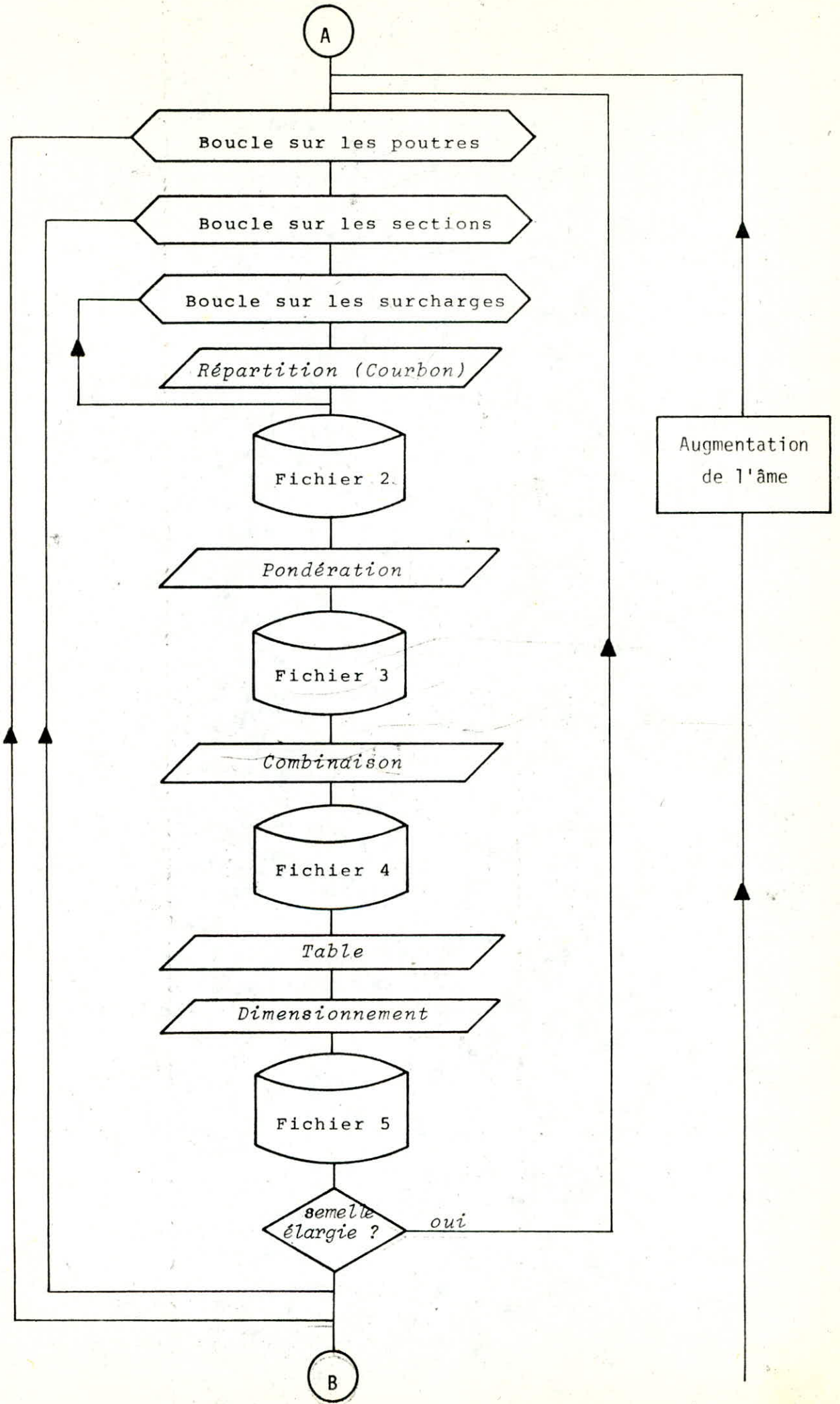
- . la logique du programme,*
- . les sous-programmes,*
- . les fichiers.*

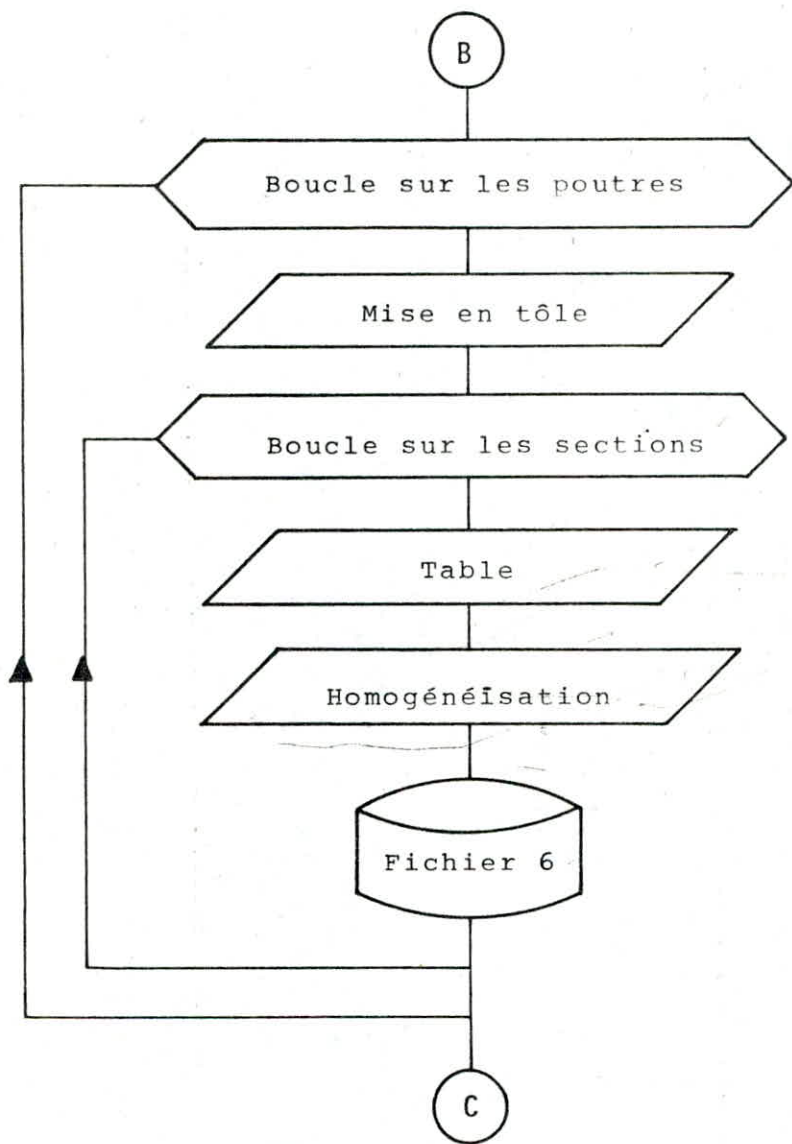
A partir de ces données, il ne reste plus qu'à élaborer l'organigramme général devant aboutir à l'écriture du programme proprement dit.

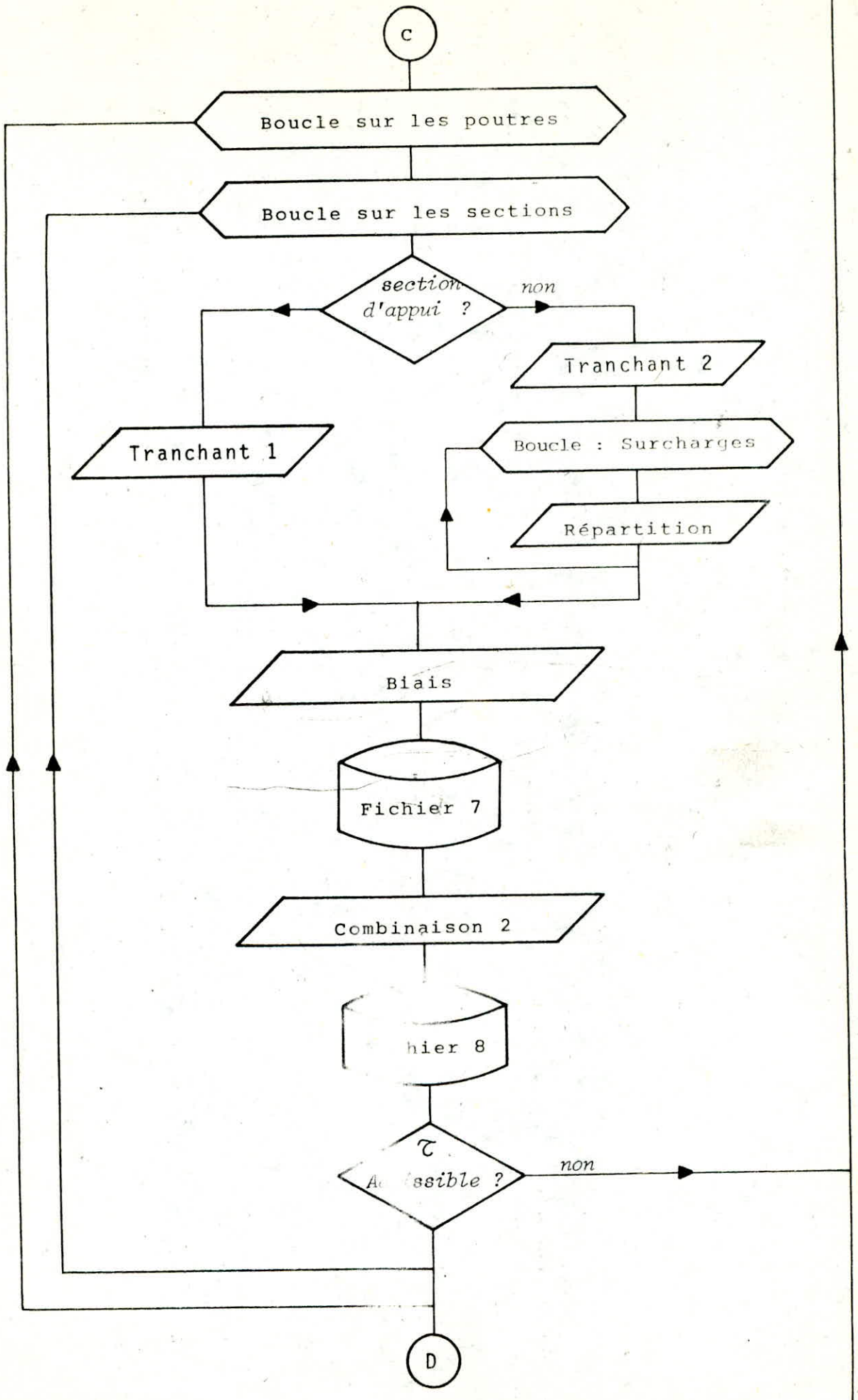
C'est cet organigramme qui est exposé dans les pages suivantes.

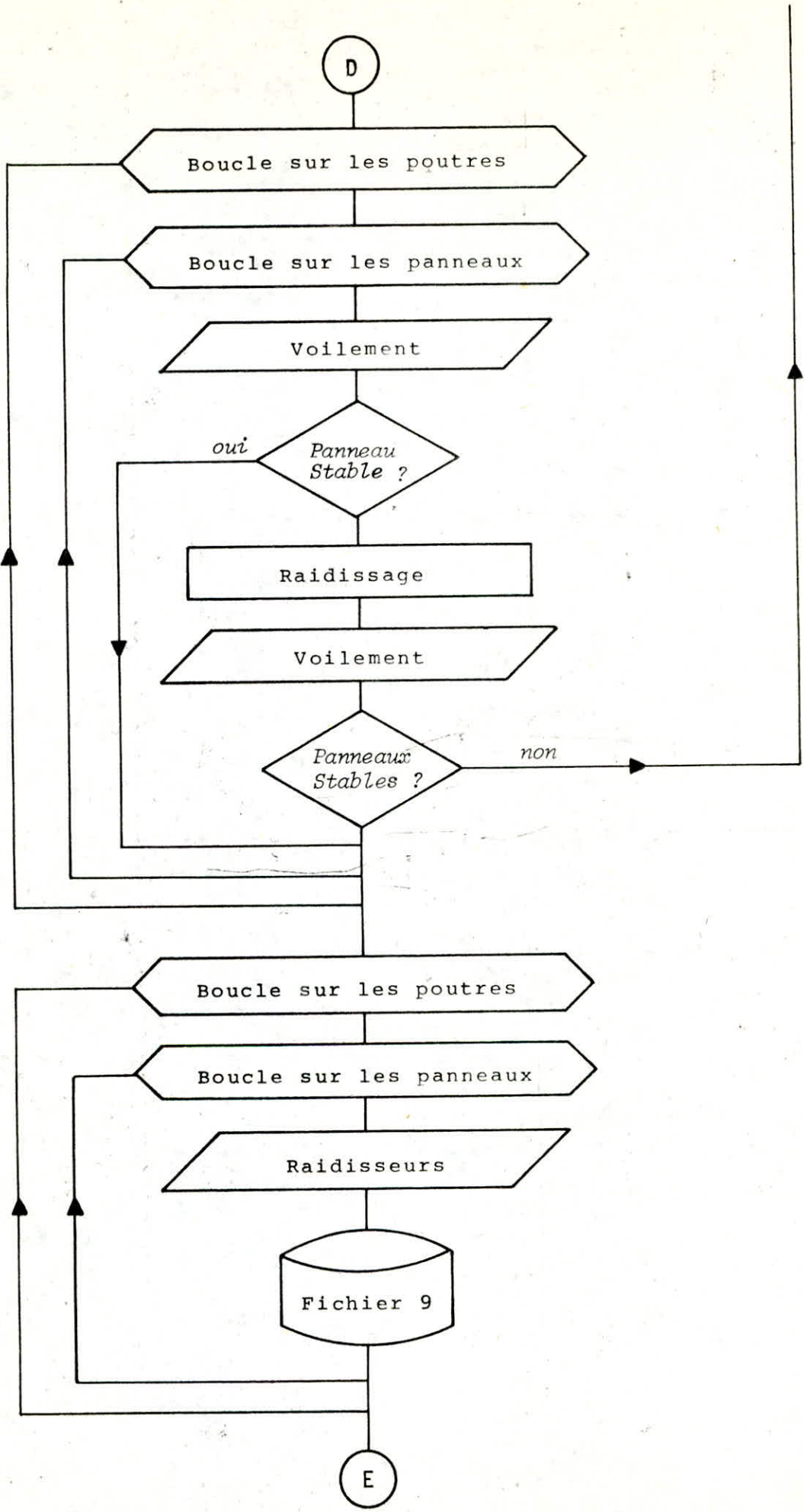
oo^ooo

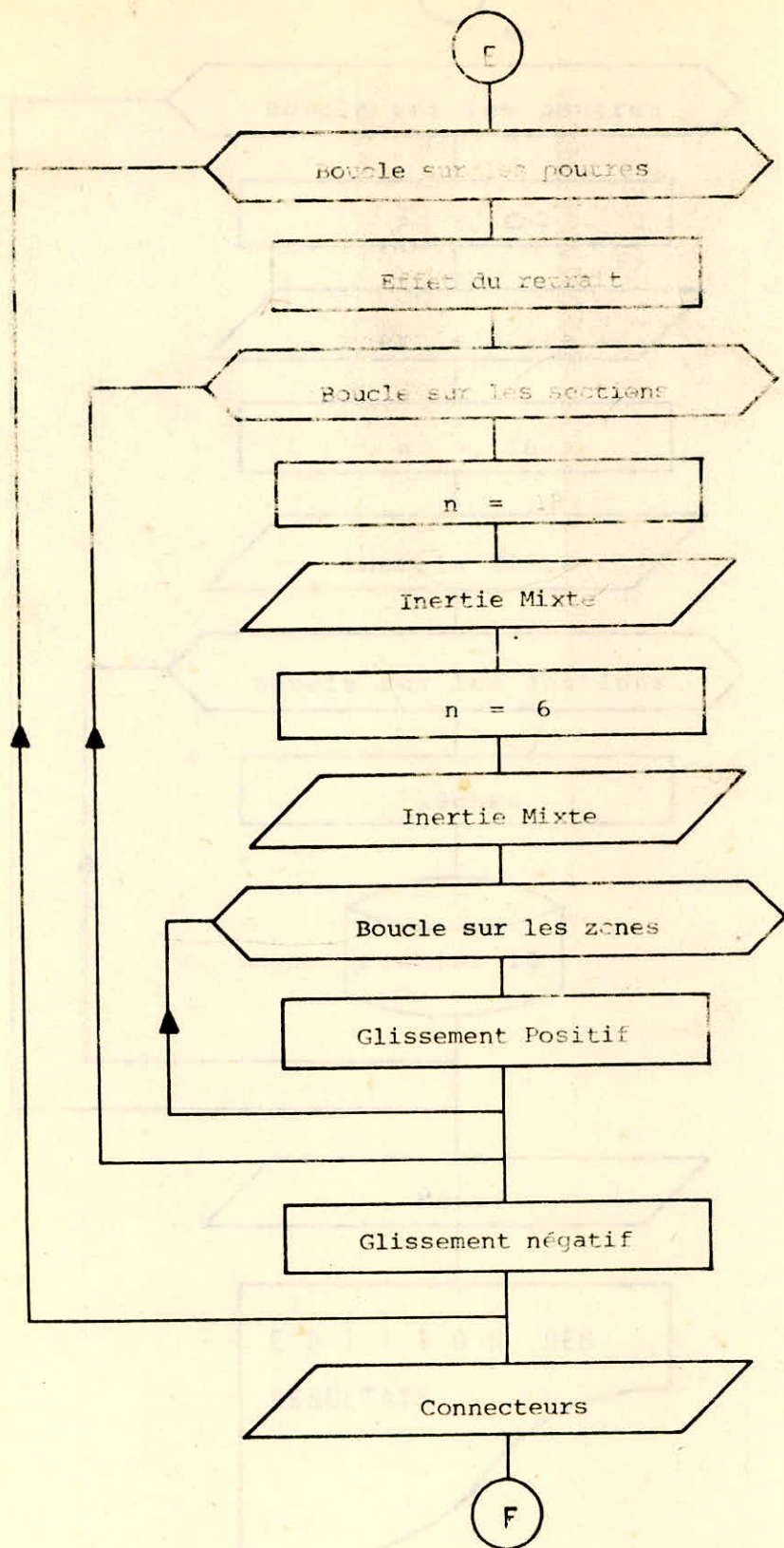


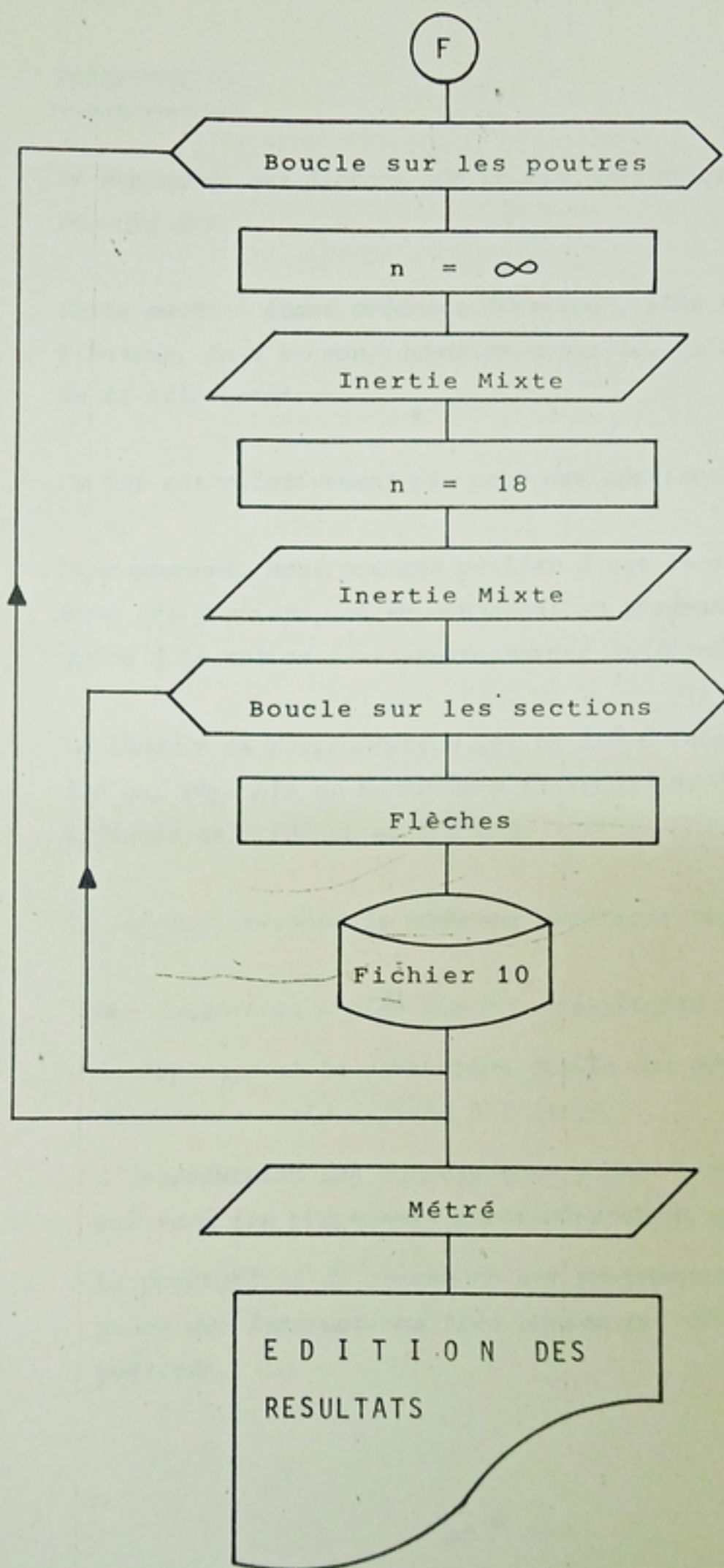












5 - PROGRAMMATION

Le programme est élaboré sur un mini-ordinateur de type Hewlett-Packard 250.

Cette machine étant orientée "Gestion", elle ne laisse à l'utilisateur, dans sa configuration actuelle, qu'un espace mémoire de 64 kilo-octets.

Ce qui est relativement peu pour des applications scientifiques.

Heureusement, nous pouvons pallier à cet inconvénient en utilisant des fichiers, et en concevant un programme "structuré" grâce à la notion de sous-programmes indépendants.

Le langage de programmation est un BASIC interpréteur très évolué qui emprunte de nombreuses instructions à des langages scientifiques tels PASCAL et FORTRAN.

Ce langage présente de nombreux avantages tels :

- . Une initiation rapide due à la simplicité des instructions,*
- . Le repérage et la correction facile des erreurs grâce à un diagnostic clair affiché à l'écran,*
- . L'introduction des données sous forme "conversationnelle" qui rend les programmes particulièrement commode à utiliser,*
- . La possibilité de concevoir une programmation "structurée" grâce aux instructions très puissantes dérivées des langages précités.*

- . EXPLOITATION . -

Dans cette partie, nous nous proposons d'utiliser notre programme afin de déterminer l'influence de certains paramètres sur le poids d'un tablier mixte, et par conséquent, sur le prix de revient de l'ouvrage.

Pour se fixer les idées, notre étude portera sur un pont droit dont les caractéristiques sont :

- . Portée d'une travée : 30 mètres,
- . Chaussée de : 7 mètres,
- . Trottoirs de largeur utile : 1,25 m,
- . Largeur de semelle inférieure : 65 cm,
- . Largeur de semelle supérieure : 45 cm,
- . Hauteur du renformis de béton : 4 cm,
- . Contrainte admissible du béton : 137 Kg/cm^2 ,
- . Coefficient de retrait : $4,5 \cdot 10^{-4}$.

A partir de ces données de base, nous ferons varier successivement :

- . Le nombre de poutres principales,
- . La hauteur d'âme,
- . Le procédé de réalisation,
- . La nuance des aciers.

./..

1 - INFLUENCE DU NOMBRE DE POUTRES

Pour cette étude, nous nous sommes fixés les paramètres suivants :

- . Hauteur d'âme : 142 cm,
- . Nuance des aciers : E-24,
- . Réalisation sans étayage.

Puis nous avons fait 3 passages sur ordinateur correspondant aux solutions possibles pour un tel ouvrage, soit :

a)- Pont à 2 poutres sous-chaussée :

- . Entre-axe des poutres : 5,50 m,
- . Epaisseur de la dalle : 25 cm.

b)- Pont à 3 poutres sous chaussée :

- . Entre-axe des poutres : 3,60 m,
- . Epaisseur de la dalle : 20 cm.

c)- Pont à 4 poutres sous chaussée :

- . Entre-axe des poutres : 2,20 m,
- . Epaisseur de la dalle : 20 cm.

En comparant les résultats obtenus, on remarque que :

- . le bi-poutre occasionne une économie d'acier de 12 % par rapport au tri-poutre et de 24 % par rapport à la solution c),
- . le tri-poutre occasionne une économie de 14 % d'acier par rapport à la solution c).

./...

Ainsi, à première vue, la solution a) s'impose de par son économie réalisée sur l'acier.

Cependant, il faut noter qu'en ce qui concerne le béton, cette solution n'est pas la meilleure, puisqu'elle nécessite un apport supplémentaire de 20 % de ce matériau, par rapport aux autres solutions.

oo^ooo

2 - INFLUENCE DE LA HAUTEUR D'ÂME

Dans cette étude, nous avons cherché à mettre en évidence une hauteur d'âme optimale qui corresponde au tablier le plus léger.

Pour cela nous nous sommes fixés les paramètres suivants :

- . Tablier à 3 poutres espacées de 3,60 m,
- . Epaisseur de la dalle : 20 cm,
- . Nuance des aciers : E-24 ,
- . Réalisation sans étayage.

Puis nous avons donné successivement à l'âme des poutres les hauteurs suivantes (en cm) : 142, 160, 180, 190, 200, 210, 220.

Les résultats montrent alors que la courbe du poids du tablier admet un minimum lorsque la hauteur d'âme vaut 200 cm.

A cette hauteur correspond un gain en acier de 15 % par rapport à la hauteur de 142 cm, (fréquemment adoptée pour les travées de 30 mètres).

Cependant, il ne faut pas perdre de vue qu'une hauteur d'âme théoriquement économique, peut poser des problèmes d'un autre ordre dans la pratique :

- a)- Pour des raisons essentiellement esthétiques, l'élan-
cement habituel d'une poutre de pont est voisin de $1/20$; or,
avec une telle hauteur d'âme d'élan-
cement est de l'ordre
de $1/15$.
- b)- Lorsque pour un passage supérieur, la ligne rouge du pro-
jet et le gabarit sont imposés, la hauteur des poutres se
trouve souvent limitée à une valeur bien en-deçà de la
hauteur optimale.

3 - INFLUENCE DU MODE DE REALISATION

Nous avons essayé ici, de voir dans quelle mesure l'apport d'un étayage lors de la réalisation d'un pont mixte était favorable à celui-ci.

Pour cela, nous nous sommes fixés les paramètres suivants :

- . Tablier à 3 poutres espacées de 3,60 m,*
- . Epaisseur de la dalle : 30 cm,*
- . Hauteur d'âme : 142 cm,*
- . Nuance des aciers : E-24.*

En comparant les résultats propres aux 2 modes de réalisation, nous voyons qu'un ouvrage non étayé accuse 13 % d'acier en plus qu'un ouvrage étayé.

Cependant, du point de vue économique, avant d'opter pour la solution "ouvrage étayé", il faut prendre en considération les points suivants :

- . Le prix du transport de la palée,*
- . Les problèmes liés au montage de la palée (surtout en oued),*
- . L'entrave à la circulation pour les passages supérieurs,*
- . La lenteur des travaux.*

4 - INFLUENCE DES ACIERS

La nuance des aciers joue évidemment un rôle très important dans la conception et le calcul d'un pont mixte.

Pour mettre ceci en évidence, nous nous sommes fixés les paramètres suivants :

- . Tablier à 3 poutres espacées de 3,60 m,*
- . Epaisseur de la dalle : 20 cm,*
- . Hauteur d'âme : 142 cm,*
- . Réalisation sans étayage.*

Ainsi pour un tel ouvrage, les résultats fournis par la machine montrent que l'utilisation d'aciers E-36 apporte un gain de 28 % d'acier par rapport à la nuance E-24.

Ce gain sur le poids de l'ouvrage est d'autant plus appréciable qu'il se répercute sur le prix de revient des appuis et des fondations.

Cependant, avant d'opter pour des aciers à haute limite élastique, il faut considérer les points suivants :

- . les possibilités d'approvisionnement,*
- . la soudabilité médiocre des aciers E-36,*
- . le prix de revient élevé.*

oo ° oo

- . C O N C L U S I O N . -

A travers la présente étude, nous voyons comment les ingénieurs, soulagés des calculs laborieux grâce au calcul automatique, peuvent se consacrer entièrement aux problèmes de conception des ouvrages.

Pour cela, le dernier chapitre montre comment l'ordinateur peut mettre à leur disposition tous les éléments importants en mesure de les aider à choisir la solution optimale pour un ouvrage donné.

Enfin, pour résumer les principaux avantages d'un calcul automatique, nous citerons :

- . la rapidité du calcul,
- . la précision du calcul,
- . la possibilité de faire de réelles études technico-économiques,
- . la possibilité de standardiser les ouvrages et de réaliser les dessins d'exécution sur table traçante électronique.

- . A N N E X E . -

* Description de l'Ouvrage *

PORTÉE : 29.5 m.

PROFIL EN TRAVERS :

2 Voies de largeur: 3.5 m.
2 Trottoirs de largeur utile: 1.25 m.
Largeur de la chaussée: 7 m.
Largeur hors-tout: 10 m.

CLASSE DU PONT: 1

BIAIS DES APPUIS: 90 degrés

COUPE TRANSVERSALE:

Nombre de poutres : 3
Entraxe des poutres: 3.6 m.
Hauteur d'âme: 142 cm.
Hauteur du renfort: 4 cm.
Épaisseur de la dalle: 20 cm.

ENTRETOISES:

Nombre: 3
Espacement: 7.375 m.

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX:

Limites élastiques des aciers:
Semelle supérieure: 2400 kg/cm²
Semelle inférieure: 2400 kg/cm²
Axe : 2400 kg/cm²
Contrainte admissible du béton: 137 kg/cm²
Coefficient de retrait: .00045

SURCHARGES PRISES EN COMPTE:

Surcharges H
Convois Bc
Tandems Et
Convois militaires He et Hc
Convoi exceptionnel U

PROCEDE DE REALISATION: Sans Étaillage lors du coulage de la dalle.

NOTA: Les poutres sont numérotées à partir de la rive.

Unités:

Abscisses des sections : m
Efforts tranchants : t
Moments flechissants : t.m
Dimensions des semelles : cm
Contraintes : kg/cm²

* Moments Non Repartis *

POINT	ABSC.	CH. PERMANENTE		SURCHARGES A				CONVOIS BC				TANDEM BT		CONVOIS MILITAIRES				EXCEPT D	TROTTOIRS		
		Av. Be	Ap. Be	1vo	2vo	3vo	4vo	1fi	2fi	3fi	4fi	1ta	2ta	Me80	Me120	Mc80	Mc120		1	2	
1	0.000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	.922	96	21	51	101	0	0	48	89	0	0	28	56	38	57	59	88	147	5	5	
3	1.844	186	41	98	196	0	0	93	170	0	0	54	108	74	110	114	170	284	5	10	
4	2.766	270	59	142	284	0	0	133	244	0	0	78	156	107	160	165	247	412	7	14	
5	3.688	347	76	183	366	0	0	169	310	0	0	101	201	138	206	213	318	530	9	18	
6	4.609	419	92	220	441	0	0	201	368	0	0	121	242	166	247	257	384	639	11	22	
7	5.531	484	106	255	509	0	0	228	419	0	0	140	280	192	285	297	443	739	12	25	
8	6.453	543	119	286	571	0	0	254	466	0	0	157	313	215	320	333	497	829	14	28	
9	7.375	596	131	313	627	0	0	277	507	0	0	172	343	235	350	365	546	909	15	31	
10	8.297	642	141	338	676	0	0	297	544	0	0	185	370	253	377	394	589	980	16	33	
11	9.219	682	150	359	718	0	0	314	575	0	0	196	392	269	400	418	625	1042	18	35	
12	10.141	717	157	377	754	0	0	329	603	0	0	206	411	281	419	439	656	1094	18	37	
13	11.063	744	163	392	783	0	0	340	623	0	0	213	426	292	434	456	682	1136	19	38	
14	11.984	766	168	403	806	0	0	347	635	0	0	219	438	300	446	470	702	1169	20	39	
15	12.906	782	171	411	823	0	0	349	640	0	0	223	446	305	453	479	716	1193	20	40	
16	13.828	791	173	416	832	0	0	348	637	0	0	225	450	308	457	485	725	1207	20	41	
17	14.750	794	174	418	836	0	0	342	627	0	0	225	451	308	458	487	727	1212	20	41	

* Moments Repartis, Ponderes, Majores *

Poutre No: 1

POINT	ABSC.	CH. PERMANENTE		SURCHARGES A				CONVOIS BC				TANDEM BT		CONVOIS MILITAIRES				EXCEPT	TROTTOIRS		
		Av. Be	ap. Be	1vo	2vo	3vo	4vo	1fi	2fi	3fi	4fi	1ta	2ta	Me80	me120	Mc80	mc120	D	1	2	
1	0.000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	.922	42	9	47	54	0	0	56	75	0	0	31	40	32	46	49	68	65	4	3	
3	1.844	82	18	90	104	0	0	108	144	0	0	59	78	63	88	95	131	125	7	5	
4	2.766	119	26	131	151	0	0	154	207	0	0	86	113	91	127	138	189	181	10	7	
5	3.688	157	34	169	195	0	0	196	263	0	0	111	146	117	164	177	244	233	13	10	
6	4.609	184	40	203	235	0	0	233	313	0	0	133	176	141	197	214	294	281	16	11	
7	5.531	213	47	235	272	0	0	266	356	0	0	154	203	162	228	247	340	325	18	13	
8	6.453	239	52	263	305	0	0	295	396	0	0	172	227	182	255	277	381	365	20	15	
9	7.375	262	57	289	334	0	0	322	431	0	0	189	249	199	279	304	418	400	22	16	
10	8.297	283	62	312	360	0	0	345	462	0	0	203	268	215	300	328	451	431	24	18	
11	9.219	300	66	331	383	0	0	365	489	0	0	216	284	228	319	349	479	458	25	19	
12	10.141	315	69	348	402	0	0	382	513	0	0	226	298	239	334	366	503	481	27	20	
13	11.063	328	72	361	418	0	0	395	530	0	0	234	309	248	346	380	523	500	28	20	
14	11.984	337	74	372	430	0	0	403	540	0	0	241	317	254	355	391	538	515	29	21	
15	12.906	344	75	379	439	0	0	406	544	0	0	245	323	259	361	399	549	525	29	21	
16	13.828	348	76	384	444	0	0	404	542	0	0	247	326	261	364	404	555	531	29	22	
17	14.750	349	77	385	446	0	0	398	533	0	0	248	327	261	365	406	558	533	30	22	

Route No: 2

POINT	ABSC.	CH. PERMANENTE		SURCHARGES A				CONVOIS BC				TANDEM BT		CONVOIS MILITAIRES				EXCEPT	TROITTOIRS	
		Av. Bz	Ap. Bz	1vo	2vo	3vo	4vo	1fi	2fi	3fi	4fi	1ta	2ta	Me80	Me120	Mc90	mc120	D	1	2
1	0.000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	.922	42	9	27	54	0	0	29	53	0	0	17	33	19	28	29	43	65	1	3
3	1.844	82	18	52	104	0	0	56	102	0	0	32	65	36	54	56	84	125	3	5
4	2.766	119	26	76	151	0	0	80	146	0	0	47	94	53	78	81	121	181	4	7
5	3.688	153	34	97	195	0	0	101	186	0	0	60	121	69	101	104	156	233	5	10
6	4.609	184	40	118	235	0	0	120	221	0	0	73	145	81	121	126	189	281	6	11
7	5.531	213	47	136	272	0	0	137	251	0	0	84	168	94	140	146	217	325	7	13
8	6.453	239	52	152	305	0	0	152	279	0	0	94	188	105	157	163	244	365	7	15
9	7.375	262	57	167	334	0	0	166	304	0	0	103	206	115	172	179	268	400	8	16
10	8.297	283	62	180	360	0	0	178	326	0	0	111	222	124	185	193	289	431	9	18
11	9.219	300	66	192	383	0	0	188	345	0	0	118	235	132	196	205	307	458	9	19
12	10.141	315	69	201	402	0	0	197	362	0	0	123	247	139	205	216	322	481	10	20
13	11.063	328	72	209	418	0	0	204	374	0	0	128	256	143	213	224	335	500	10	20
14	11.984	337	74	215	430	0	0	208	381	0	0	131	263	147	219	230	344	515	10	21
15	12.906	344	75	219	439	0	0	210	384	0	0	134	267	150	222	235	351	525	11	21
16	13.828	348	76	222	444	0	0	209	382	0	0	135	270	151	224	238	355	531	11	22
17	14.750	349	77	223	446	0	0	205	376	0	0	135	270	151	224	239	357	533	11	22

* Moments Finals *

Poutre No: 1

POINT	ABSCISSE	CHARGE AV. BET	PERMANENTE AP. BET	SURCHARGE
1	0.000	0.00	0.00	0.00
2	.922	42.31	9.27	79.06
3	1.844	81.89	17.95	151.43
4	2.766	119.74	26.03	217.10
5	3.688	152.86	33.50	276.07
6	4.609	184.26	40.39	328.35
7	5.531	212.92	46.67	373.94
8	6.453	239.85	52.35	415.98
9	7.375	262.05	57.44	453.44
10	8.297	282.53	61.92	486.30
11	9.219	300.27	65.81	514.57
12	10.141	315.28	69.10	539.30
13	11.063	327.57	71.80	557.33
14	11.984	337.12	73.89	568.67
15	12.906	343.95	75.39	573.31
16	13.828	348.04	76.29	571.26
17	14.750	349.41	76.58	562.51

Route No. 2

POINT	ABSCISSE	CHARGE PERMANENTE		SURCHARGE
		AV. BET	AP. BET	
1	0.000	0.00	0.00	0.00
2	.922	42.31	9.27	64.58
3	1.844	81.89	17.95	124.99
4	2.766	118.74	26.03	181.23
5	3.688	152.86	33.50	233.31
6	4.609	184.26	40.39	281.22
7	5.531	212.92	46.67	324.97
8	6.453	238.85	52.35	364.55
9	7.375	262.05	57.44	399.96
10	8.297	282.53	61.92	431.21
11	9.219	300.27	65.81	458.29
12	10.141	315.28	69.10	481.20
13	11.063	327.57	71.86	499.95
14	11.984	337.12	73.89	514.53
15	12.906	343.95	75.39	524.95
16	13.828	348.04	76.28	531.20
17	14.750	349.41	76.58	533.28

* Dimensionnement *

Poutre No: 1

SECTION	ABSCISSE	SEMELLE INFÉRIEURE			SEMELLE SUPÉRIEURE			BETON SIGMA
		LARGEUR	ÉPAISSEUR	SIGMA	LARGEUR	ÉPAISSEUR	SIGMA	
1	0.000	65.0	1.0	50	45.0	1.0	-178	100
2	.922	65.0	1.0	1032	45.0	1.0	-1301	-27
3	1.844	65.0	1.0	1783	45.0	1.0	-1896	-49
4	2.766	65.0	1.2	2219	45.0	1.0	-2298	-58
5	3.688	65.0	1.6	2297	45.0	1.4	-2373	-57
6	4.609	65.0	2.0	2302	45.0	2.0	-2326	-54
7	5.531	65.0	2.4	2286	45.0	2.4	-2339	-54
8	6.453	65.0	2.6	2371	45.0	2.8	-2344	-55
9	7.375	65.0	3.0	2317	45.0	3.0	-2387	-56
10	8.297	65.0	3.2	2347	45.0	3.4	-2360	-58
11	9.219	65.0	3.4	2362	45.0	3.6	-2377	-60
12	10.141	65.0	3.6	2359	45.0	3.8	-2383	-62
13	11.063	65.0	3.8	2335	45.0	4.0	-2376	-63
14	11.984	65.0	3.8	2380	45.0	4.2	-2362	-64
15	12.906	65.0	4.0	2320	45.0	4.2	-2382	-63
16	13.828	65.0	4.0	2328	45.0	4.2	-2395	-63
17	14.750	65.0	4.0	2315	45.0	4.2	-2396	-62

Routre No: 2

SECTION	ABSCISSE	SEMELLE INFERIEURE			SEMELLE SUPERIEURE			BETON SIGMA
		LARGEUR	EPAISSEUR	SIGMA	LARGEUR	EPAISSEUR	SIGMA	
1	0.000	65.0	1.0	50	45.0	1.0	-178	100
2	.922	65.0	1.0	953	45.0	1.0	-1267	-18
3	1.844	65.0	1.0	1649	45.0	1.0	-1860	-39
4	2.766	65.0	1.0	2255	45.0	1.0	-2293	-49
5	3.688	65.0	1.4	2306	45.0	1.4	-2364	-49
6	4.609	65.0	1.8	2310	45.0	1.8	-2396	-48
7	5.531	65.0	2.2	2274	45.0	2.4	-2333	-45
8	6.453	65.0	2.4	2357	45.0	2.8	-2342	-44
9	7.375	65.0	2.8	2297	45.0	3.0	-2386	-44
10	8.297	65.0	3.0	2325	45.0	3.4	-2358	-46
11	9.219	65.0	3.2	2339	45.0	3.6	-2373	-47
12	10.141	65.0	3.4	2333	45.0	3.8	-2377	-49
13	11.063	65.0	3.6	2310	45.0	4.0	-2370	-50
14	11.984	65.0	3.6	2364	45.0	4.2	-2357	-51
15	12.906	65.0	3.8	2314	45.0	4.2	-2378	-51
16	13.828	65.0	3.8	2338	45.0	4.2	-2394	-52
17	14.750	65.0	3.8	2347	45.0	4.2	-2399	-52

* Mise en Tole *

Poutre No: 1

SECTION	ABSCISSE	SEMELLES INFERIEURES				SEMELLES SUPERIEURES				BETON SIGMA		
		LARGEUR	EPAISSEURS			LARGEUR	EPAISSEURS				SIGMA	
			1	2	3		1	2	3			
1	0.000	65.0	3.0	0.0	0.0	17	45.0	3.0	0.0	0.0	-101	107
2	.922	65.0	3.0	0.0	0.0	481	45.0	3.0	0.0	0.0	-822	41
3	1.844	65.0	3.0	0.0	0.0	857	45.0	3.0	0.0	0.0	-1251	-21
4	2.766	65.0	3.0	0.0	0.0	1181	45.0	3.0	0.0	0.0	-1556	-33
5	3.688	65.0	3.0	0.0	0.0	1467	45.0	3.0	0.0	0.0	-1793	-39
6	4.609	65.0	3.0	0.0	0.0	1719	45.0	3.0	0.0	0.0	-1985	-43
7	5.531	65.0	3.0	0.0	0.0	1939	45.0	3.0	0.0	0.0	-2137	-48
8	6.453	65.0	3.0	0.0	0.0	2139	45.0	3.0	0.0	0.0	-2271	-52
9	7.375	65.0	3.0	0.0	0.0	2317	45.0	3.0	0.0	0.0	-2387	-56
10	8.297	65.0	3.0	1.0	0.0	1978	45.0	3.0	1.5	0.0	-2100	-51
11	9.219	65.0	3.0	1.0	0.0	2085	45.0	3.0	1.5	0.0	-2167	-54
12	10.141	65.0	3.0	1.0	0.0	2177	45.0	3.0	1.5	0.0	-2224	-58
13	11.063	65.0	3.0	1.0	0.0	2248	45.0	3.0	1.5	0.0	-2270	-60
14	11.984	65.0	3.0	1.0	0.0	2298	45.0	3.0	1.5	0.0	-2304	-62
15	12.906	65.0	3.0	1.0	0.0	2327	45.0	3.0	1.5	0.0	-2328	-62
16	13.828	65.0	3.0	1.0	0.0	2335	45.0	3.0	1.5	0.0	-2340	-62
17	14.750	65.0	3.0	1.0	0.0	2322	45.0	3.0	1.5	0.0	-2341	-61

Poutre No: 2

SECTION	ABSCISSE	SEMELLES INFERIEURES					SEMELLES SUPERIEURES					BETON SIGMA
		LARGEUR	EPAISSEURS			SIGMA	LARGEUR	EPAISSEURS			SIGMA	
			1	2	3			1	2	3		
1	0.000	65.0	3.0	0.0	0.0	17	45.0	3.0	0.0	0.0	-101	107
2	.922	65.0	3.0	0.0	0.0	442	45.0	3.0	0.0	0.0	-796	47
3	1.844	65.0	3.0	0.0	0.0	788	45.0	3.0	0.0	0.0	-1220	18
4	2.766	65.0	3.0	0.0	0.0	1091	45.0	3.0	0.0	0.0	-1527	-24
5	3.688	65.0	3.0	0.0	0.0	1361	45.0	3.0	0.0	0.0	-1766	-31
6	4.609	65.0	3.0	0.0	0.0	1604	45.0	3.0	0.0	0.0	-1961	-36
7	5.531	65.0	3.0	0.0	0.0	1822	45.0	3.0	0.0	0.0	-2125	-39
8	6.453	65.0	3.0	0.0	0.0	2017	45.0	3.0	0.0	0.0	-2263	-41
9	7.375	65.0	3.0	0.0	0.0	2189	45.0	3.0	0.0	0.0	-2379	-43
10	8.297	65.0	3.0	0.0	0.0	2294	45.0	3.0	1.5	0.0	-2120	-42
11	9.219	65.0	3.0	1.0	0.0	1978	45.0	3.0	1.5	0.0	-2165	-42
12	10.141	65.0	3.0	1.0	0.0	2066	45.0	3.0	1.5	0.0	-2219	-44
13	11.063	65.0	3.0	1.0	0.0	2138	45.0	3.0	1.5	0.0	-2263	-47
14	11.984	65.0	3.0	1.0	0.0	2194	45.0	3.0	1.5	0.0	-2297	-48
15	12.906	65.0	3.0	1.0	0.0	2234	45.0	3.0	1.5	0.0	-2322	-50
16	13.828	65.0	3.0	1.0	0.0	2258	45.0	3.0	1.5	0.0	-2336	-50
17	14.750	65.0	3.0	1.0	0.0	2266	45.0	3.0	1.5	0.0	-2341	-51

* Efforts Tranchants Repartis, *
Ponderes, Majores

Poutre No: 1

POINT	ABSC.	CH. PERMANENTE		SURCHARGES A				CONVOIS BC				TANDEM BT		CONVOIS MILITAIRES				EXCEPT	TROTTOIRS	
		Av. Be	Ap. Be	1vo	2vo	3vo	4vo	1fi	2fi	3fi	4fi	1ta	2ta	Me80	Me120	Mc80	Mc120	D	1	2
1	0.000	47	10	50	57	0	0	63	76	0	0	32	33	31	41	48	66	59	4	3
2	.922	44	10	50	58	0	0	61	82	0	0	33	44	35	49	53	73	69	4	3
3	1.844	41	9	49	55	0	0	59	78	0	0	32	42	34	48	51	70	66	4	3
4	2.766	38	8	45	52	0	0	56	75	0	0	31	41	33	46	49	68	62	3	3
5	3.688	36	8	43	50	0	0	53	71	0	0	30	40	32	44	47	65	59	3	2
6	4.609	33	7	41	47	0	0	51	68	0	0	29	39	31	43	46	62	56	3	2
7	5.531	30	6	39	45	0	0	48	64	0	0	28	37	29	41	44	60	52	3	2
8	6.453	27	6	37	42	0	0	45	61	0	0	27	35	28	39	42	57	49	3	2
9	7.375	24	5	34	40	0	0	43	57	0	0	26	34	27	38	40	55	46	2	2
10	8.297	21	5	32	37	0	0	40	54	0	0	24	32	26	36	38	52	43	2	2
11	9.219	18	4	30	35	0	0	38	50	0	0	23	31	25	35	36	49	39	2	2
12	10.141	15	3	28	33	0	0	35	47	0	0	22	29	24	33	34	47	36	1	1
13	11.063	12	3	26	30	0	0	32	47	0	0	21	28	22	31	32	44	33	1	1
14	11.984	9	2	24	28	0	0	30	40	0	0	20	26	21	30	31	41	30	1	1
15	12.906	6	1	22	26	0	0	27	36	0	0	19	25	20	28	29	39	28	1	1
16	13.828	3	1	21	24	0	0	25	33	0	0	18	24	19	26	27	36	24	1	1
17	14.750	0	0	19	22	0	0	22	30	0	0	17	22	18	25	25	33	21	1	1

Poutre No. 2

POINT	ABSC.	CH. PERMANENTE		SURCHARGES A				CONVOIS BC				TANDEM BT		CONVOIS MILITAIRES				EXCEPT	TROTTOIRS	
		Hv. Be	Hd. Be	1vo	2vo	3vo	4vo	1fi	2fi	3fi	4fi	1ta	2ta	Me80	Me120	Mc80	Mc120	D	1	2
1	0.000	70	15	34	68	0	0	35	79	0	0	24	63	31	51	46	67	96	1	2
2	.922	44	10	29	58	0	0	32	58	0	0	18	36	20	30	31	47	69	1	3
3	1.844	41	9	28	55	0	0	30	55	0	0	18	35	20	29	30	45	66	1	3
4	2.766	38	8	26	52	0	0	29	53	0	0	17	34	19	28	29	43	62	1	2
5	3.688	36	8	25	50	0	0	27	50	0	0	16	33	18	27	28	42	59	1	2
6	4.609	33	7	24	47	0	0	26	48	0	0	16	32	18	26	27	40	56	1	2
7	5.531	30	6	22	45	0	0	25	45	0	0	15	30	17	25	26	38	52	1	2
8	6.453	27	6	21	42	0	0	23	43	0	0	15	29	16	24	25	37	49	1	2
9	7.375	24	5	20	40	0	0	22	40	0	0	14	28	16	23	24	35	46	1	2
10	8.297	21	5	19	37	0	0	21	38	0	0	13	27	15	22	22	33	43	1	2
11	9.219	18	4	18	35	0	0	19	36	0	0	13	26	14	21	21	32	39	1	1
12	10.141	15	3	16	33	0	0	18	33	0	0	12	24	14	20	20	30	36	1	1
13	11.063	12	3	15	30	0	0	17	31	0	0	12	23	13	19	19	28	33	1	1
14	11.984	9	2	14	28	0	0	15	28	0	0	11	22	12	18	18	26	30	1	1
15	12.906	6	1	13	26	0	0	14	26	0	0	10	21	12	17	17	25	26	0	1
16	13.828	3	1	12	24	0	0	13	23	0	0	10	20	11	16	16	23	24	0	1
17	14.750	0	0	11	22	0	0	12	21	0	0	9	19	10	15	15	21	21	0	1

* Efforts Tranchants Finales *

CISAILLEMENT ADMISSIBLE: 1440 kg/cm².

Poutre No: 1

POINT	ABSCISSE	EFFORT TRANCHANT MAXIMAL	CISAILLEMENT TAU
1	0.000	137	643
2	.922	140	656
3	1.844	132	622
4	2.766	125	587
5	3.688	118	553
6	4.609	110	518
7	5.531	103	484
8	6.453	96	450
9	7.375	88	415
10	8.297	81	381
11	9.219	74	347
12	10.141	67	313
13	11.063	59	278
14	11.984	52	245
15	12.906	46	216
16	13.828	40	186
17	14.750	33	157

Foutre no: 2

POINT	ABSCISSE	EFFORT TRANCHANT MAXIMAL	CISAILLEMENT TAU
1	0.000	181	850
2	.922	123	578
3	1.844	116	546
4	2.766	109	513
5	3.688	102	481
6	4.609	96	448
7	5.531	89	416
8	6.453	82	384
9	7.375	75	351
10	8.297	68	319
11	9.219	61	286
12	10.141	54	254
13	11.063	47	221
14	11.984	40	189
15	12.906	34	160
16	13.828	28	133
17	14.750	22	105

* Stabilité de l'Ame *

Un panneau représente une portion d'ame delimitée par 4 lignes nodales indeformables.
 Ces lignes sont constituées par les attaches des entretoises et les semelles de la poutre.
 Lorsqu'un tel panneau est instable vis à vis du voilement, on le munit d'un raidisseur
 horizontal rigide (plat) disposé au 1/4 supérieur du panneau.
 Nota: Les panneaux sont numérotés à partir de l'appui.
 Les dimensions sont en cm.

EPAISSEUR D'AME: 1.5 cm.

Poutre No: 1

PANNEAU No	RAIDISSEUR HORIZONTAL	
	LARGEUR	EPAISSEUR
1	0.0	0.0
2	0.0	0.0

Poutre No: 2

PANNEAU No	RAIDISSEUR HORIZONTAL	
	LARGEUR	EPAISSEUR
1	0.0	0.0
2	0.0	0.0

* Etude des Connecteurs *

Les connecteurs sont des arceaux en metal soudes sur l'ossature par un cordon de 100mm.
Leurs caracteristiques sont:

- Diametre: 20mm.
- Rayon de la boucle: 80mm.
- Inclinaison: 45 degres.
- Limite de l'acier: 2600 kg/cm².
- Effort de glissement admissible: 16157 kg.

Poutre No: 1

A/ Glissement negatif:

Zone a considerer a partir de l'appui: 4.917 m
Effort de glissement: -44221 kg/m
Espacement des connecteurs: 36 cm
Nombre de connecteurs: 14

B/ Glissement positif:

La 1/2 travée est divisee en 4 zones de 3.688 metres.
Celles ci sont numerotees a partir de l'appui.

ZONE No	GLISSEMENT (kg/m)	CONNECTEURS	
		ESPACEMENT (cm)	NOMBRE
1	31376	51	8
2	44739	36	11
3	35191	45	9
4	25397	60	7

Total des connecteurs pour la poutre 1 : 98

Poutre No: 2

A/ Glissement negatif:

Zone a considerer a partir de l'appui: 4.917 m
Effort de glissement: -54691 kg/m
Espacement des connecteurs: 29 cm
Nombre de connecteurs: 17

B/ Glissement positif:

La 1/2 travée est divisée en 4 zones de 3.688 metres.
Celles ci sont numerotees a partir de l'appui.

ZONE No	GLISSEMENT (kg/m)	CONNECTEURS	
		ESPACEMENT (cm)	NOMBRE
1	18837	60	7
2	36218	44	9
3	29228	55	7
4	18971	60	7

Total des connecteurs pour la poutre 2 : 94

TOTAL POUR TOUTE L'OSSATURE: 290 CONNECTEURS.

* Etude des Deformations *

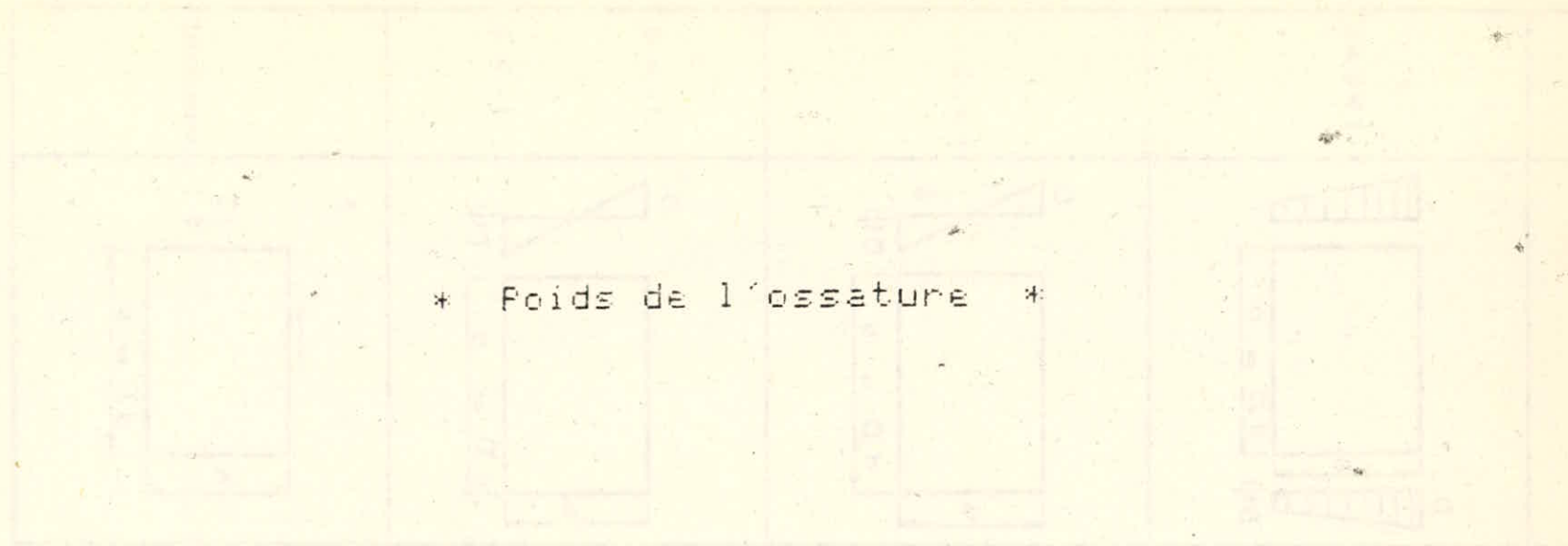
Les contre-flechés a donner aux poutres métalliques sont calculées de sorte a équilibrer les fleches prises sous charges permanentes.
Nota: Les fleches sont en cm.

Poutre No: 1

SECTION	ABSCISSE	FLECHES SOUS CHARGE PERMANENTE		
		TABLIER	SUPERST	TOTAL
1	0.000	0.00	0.00	0.00
2	.922	0.67	0.08	0.75
3	1.844	1.30	0.15	1.45
4	2.766	1.89	0.21	2.10
5	3.688	2.43	0.28	2.70
6	4.609	2.93	0.33	3.26
7	5.531	3.38	0.38	3.77
8	6.453	3.80	0.43	4.23
9	7.375	4.16	0.47	4.64
10	8.297	4.49	0.51	5.00
11	9.219	4.77	0.54	5.31
12	10.141	5.01	0.57	5.58
13	11.063	5.21	0.59	5.80
14	11.984	5.36	0.61	5.97
15	12.906	5.47	0.62	6.09
16	13.828	5.53	0.63	6.16
17	14.750	5.55	0.63	6.18

Poutre No: 2

SECTION	ABSCISSE	FLECHES TABLIER	SOUS CHARGE SUPERST	PERMANENTE TOTAL
1	0.000	0.00	0.00	0.00
2	.922	0.67	0.07	0.74
3	1.844	1.30	0.14	1.44
4	2.766	1.89	0.20	2.09
5	3.688	2.43	0.26	2.69
6	4.609	2.93	0.31	3.24
7	5.531	3.38	0.36	3.75
8	6.453	3.80	0.41	4.20
9	7.375	4.16	0.45	4.61
10	8.297	4.49	0.48	4.97
11	9.219	4.77	0.51	5.28
12	10.141	5.01	0.54	5.55
13	11.063	5.21	0.56	5.76
14	11.984	5.36	0.57	5.93
15	12.906	5.47	0.59	6.05
16	13.828	5.53	0.59	6.12
17	14.750	5.55	0.59	6.15



* Poids de l'ossature *

Poids total des Poutres Metalliques : 42 352 tonnes.

Poids total du Tablier Metallique : 52 913 tonnes.

-. BIBLIOGRAPHIE .-

- . Résistance des matériaux : J. COURBON
- . Construction métallique : F. CIOLINA
- . Ouvrages mixtes Acier-Béton : M. Equipement
- . Prescriptions concernant les ouvrages mixtes : S.C.E.T.
- . Tabliers mixtes : S.N.C.F.
- . Ponts métalliques : nouvelles prescriptions : S.E.T.R.A.
- . Fascicule 61 du C.P.C. :
 - . Titre II : Surcharges des ponts routiers
 - . Titre V : Calcul des constructions métalliques
 - . Titre VI : C.C.B.A. 68

000⁰000

