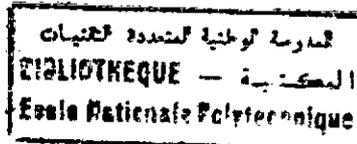


وزارة التربية الوطنية
MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE-CIVIL



PROJET DE FIN D'ETUDES

CALCUL AUTOMATIQUE D'UN TABLIER DE PONT MIXTE

Proposé par :
S. A. P. T. A.

Etudié par :
Melle : Dalila BEBBOUCHI
Melle : N'fissa SAIDI

Dirigé par :
Mr. : ZOUKH

PROMOTION
1992 — 1993

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التربية الوطنية
MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE-CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

CALCUL AUTOMATIQUE D'UN TABLIER
DE PONT MIXTE

Proposé par :
S. A. P. T. A.

Etudié par :
Melle : Dalila BEBBOUCHI
Melle : N'fissa SAIDI

Dirigé par :
Mr. : ZOUKH

PROMOTION
1992 — 1993

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

Pour ma mère et mon père

pour Amine et Amina

Pour mes soeurs

pour mon frère

Pour mes beaux-frères

DALILA

A ma mère

A mon père

A mes frères

A ma belle-soeur

N 'FISSA

Et à tous ceux qu'on aime

DALILA et N ' FISSA

ملخص :

الهدف من هذه الدراسة هي تأليفة حساب سطح جسر مزدوج وذلك بحساب الجهود، قياس الروافد وحساب الروابط وأيضا حساب مسخ هذه الروافد ودراسة موجزة عن اللجانف

Résumé :

Cette étude a pour objectif l'automatisation du calcul d'un tablier de pont mixte à savoir, calcul d'efforts, dimensionnement des poutres P.R.S, calcul des connecteurs, calcul des déformations et étude sommaire des entretoises.

Summary :

The purpose of this study is the automatization of the composite bridge floor, that's to say, calculation of efforts, beams'sizing, calculation of the connectors, calculation of the deformations and a summary study of braces.

SOMMAIRE

Notations générales

Introduction

Présentation du sujet

I GÉNÉRALITES SUR LES PONTS MIXTES

I.1 Définition

I.2 Avantages du tablier mixte

I.3 Inconvénients du tablier mixte

II LES CHARGES REGLEMENTAIRES

II.1 Les charges permanentes

II.2 Les charges routières

II.3 Les charges ferroviaires U.I.C

III CALCUL DES COEFFICIENTS DE MAJORATION DYNAMIQUE

III.1 Pont routier

III.1 Pont rail

III.2 Sollicitations de calcul

IV CALCUL DES EFFORTS

IV.1 Moment fléchissant

IV.2 Effort tranchant

IV.3 Repartition des efforts

V ETUDE D'UNE SECTION MIXTE

V.1 Hypothèses de Navier - Bernoulli

V.2 Loi de Hooke

V.3 Effet du retrait et d'une différence de température

V.4 Calcul d'une section mixte

VI DIMENSIONNEMENT

- VI.1 Etude des poutres
- VI.2 Vérification des contraintes
- VI.3 Homogénéisation
- VI.4 Vérification au cisaillement
- VI.5 Etude des déformations

VII ETUDE DU VOILEMENT

- VII.1 Vérification au voilement de l'âme
- VII.2 Position optimale et rigidité nécessaire d'un raidisseur

VIII ETUDE DES CONNECTEURS

- VIII.1 Définition
- VIII.2 Dimensionnement des connecteurs
- VIII.3 Détermination des efforts rasants
- VIII.4 Nombre et espacement des connecteurs

IX ETUDE DES ENTRETOISES

- IX.1 Calcul de l'entretoise d'about
- IX.2 Calcul des entretoises intermédiaires

X ASSEMBLAGES

- X.1 La rivure
- X.2 La soudure
- X.3 Boulons à haute résistance

XI ANALYSE DU PROGRAMME T. M. I

- XI.1 Domaine d'emploi
- XI.2 Options du programme
- XI.3 Principe de calcul
- XI.4 Sous-programmes
- XI.5 Matériels

XII APERÇU SUR LE TABLIER MIXTE HYPERSTATIQUE

- XII.1 Calcul des efforts
- XII.2 Répartition des efforts
- XII.3 Etude du retrait
- XII.4 Précontrainte par dénivellation d'appuis
- XII.5 Dimensionnement

CONCLUSION

Bibliographie

Annexe 1

Annexe 2

NOTATIONS GENERALES

- n : Nombre de poutres principales
- l : Entraxe des poutres principales
- i : Rang de la poutre étudiée
- e : Excentricité de la charge par rapport à l'axe de symétrie du système porteur
- L : Portée des poutres principales
- de : Distance entre entretoises
- b : Distance entre le C.D.G de la section mixte au C.D.G de la section du béton
- a : Distance entre le C.D.G de la section mixte au C.D.G de la section d'acier
- d' : Distance entre le C.D.G de la section d'acier à la fibre inférieure de la poutre
- d : Distance du C.D.G des armatures longitudinales de la dalle au C.D.G de la section d'acier
- S : Section mixte
- S_b : Section du béton
- S_a : Section d'acier
- S_A : Section d'acier + section des armatures longitudinales de la dalle
- σ_b : Contrainte de compression dans le béton
- σ_{as} : Contrainte de compression dans la semelle supérieure du P.R.S
- σ_{at} : Contrainte de traction dans la semelle inférieure du P.R.S
- E : Module d'élasticité longitudinal de l'acier
 ($E = 21000 \text{ daN/mm}^2$)
- ν : Coefficient de poisson pour l'acier ($\nu = 0,3$)

INTRODUCTION

L'allure' de plus en plus vertigineuse que l'humanité a pris dans son évolution depuis une cinquantaine d'années est dûe essentiellement à la découverte de l'ordinateur .

De nos jours , les ordinateurs sont de plus en plus supplantés par des micro-ordinateurs . Ces derniers ont permis à beaucoup de chercheurs d'éviter des calculs fastidieux ,long à réaliser manuellement.

De nombreux langages de programmations sont mis à la disposition des utilisateurs.Ceux-ci l'emploient pour des applications d'abord simple puis de plus en plus compliquées.

Le basic est un des langages qui a été initialement conçu pour familiariser rapidement les débutants à l'informatique. Après un temps d'arrêt,le BASIC connaît une nouvelle jeunesse avec le développement des ordinateurs à vocation scientifique et à un usage personnel ,les " home computers " .

Ce succès est dû à la simplicité du langage l'introduction des données est facile grâce au format libre, la manipulation est aisée et tout ceci avec un nombre restreint d'instructions dont la syntaxe est élémentaire.

PRESENTATION DU SUJET

Chaque année , la Société Algérienne des Ponts et Travaux d'Art (SAFTA) permet avec le concours des étudiants d'établir de nombreux programmes de calculs appliqués au génie-civil .

Dans ce contexte,notre projet de fin d'étude a pour objectif l'automatisation du calcul de tablier de pont mixte. Notre étude portera essentiellement sur le calcul d'un tablier de pont mixte isostatique par contre, pour l'hyperstatique nous n'en toucherons que quelques aspects.

Notre étude se consacrera à l'élaboration d'un programme qui permet d'éviter des calculs itératifs et longs, que l'effort humain serait incapable de mener à terme.

A partir de certaines données , fixées par l'utilisateur , portant essentiellement sur les caractéristiques géométriques de l'ouvrage telles que : portée,biais,nombres de poutres principales ... Le programme va permettre de calculer en premier lieu,les efforts maximaux sous différentes sollicitations en différentes sections . Il fera également la répartition de ces efforts à l'aide de la méthode de Courbon .

Quant à la deuxième partie, le programme effectuera toutes les procédures de vérification des contraintes aux cisaillement ainsi qu'au voilement et cela après avoir étudié le dimensionnement de la section mixte .Ensuite viendra le calcul et dimensionnement des éléments de tablier tel que connecteurs et entretoises.

Seulement, il est à noter que ce programme suppose que la dalle de couverture est ferrillée au préalable. Pour illustrer ce travail, nous donnerons un exemple de calcul en annexe .

Chapitre I

I GENERALITES SUR LES PONTS MIXTES

I.1 DEFINITION

Ce sont des ouvrages métalliques pour lesquels la dalle en béton armé intervient dans la résistance générale de l'ensemble à la flexion longitudinale. Les tabliers mixtes sont constitués de poutres métalliques supportant une dalle en béton armé liée efficacement aux semelles supérieures des poutres par des organes de liaisons appelés connecteurs dimensionnés pour reprendre la totalité des efforts de glissement et de soulèvement.

I.2 AVANTAGES DU TABLIER MIXTE (ACIER - BETON)

Ce type de structure bénéficie en premier lieu des avantages de la construction métallique et des progrès que celui-ci effectue actuellement tant sur le plan de la qualité des aciers que sur les moyens de mise en oeuvre . Le grand intérêt de l'utilisation de la structure métallique réside en sa légèreté, ce qui peut procurer bien des avantages.

Les tabliers en construction mixte permettent de franchir des portées plus importantes que les ponts dalles, d'où la possibilité de supprimer, soit l'appui sur le terre-plein central, soit les appuis de rive en pied de talus, ce qui présente un intérêt indiscutable tant sur la visibilité et la sécurité que pour l'esthétique .

L'adoption de ce type de structure permet de réaliser, par sa légèreté une économie sensible sur le prix de revient des appuis et des fondations de l'ouvrage . Elle peut parfois s'imposer lorsque la qualité du sol de fondation est médiocre. Grâce à sa résistance mécanique, la structure mixte présente une bonne tenue aux séismes .

I.3

INCONVENIENTS DU TABLIER MIXTE

- Résistance en compression moindre que le béton
- Susceptibilité aux phénomènes d'instabilité élastique, en raison de la minceur des profilés.
- Mauvaise tenue au feu, exigeant des mesures de protection onéreuses .
- Nécessité d'entretien régulier des revêtements , protection contre la corrosion pour assurer la perennité de l'ouvrage.

La construction métallique n'immobilise pas une main d'oeuvre nombreuse, mais elle nécessite des équipes hautement qualifiées, notamment pour le montage et le réglage définitif sur chantier.

Chapitre II

II LES CHARGES REGLEMENTAIRES

Les charges à prendre en compte dans le calcul sont :

- Les charges permanentes (CP - CCP)
- Les charges routières
- Les charges ferroviaires UIC
- Effet du vent

II.1 LES CHARGES PERMANENTES (CP - CCP)

Les charges permanentes représentent le poids du tablier (tablier métallique + dalle de couverture) et sont repris uniquement par les poutres métalliques pendant toute la durée de prise de béton . Par contre, le complément de charge permanente (Ballastre + chape d'étanchéité + trottoirs) étant repris par la structure mixte acier-béton. On distingue alors deux phases de construction :

- * Avant prise du béton (cp)
Les charges permanentes comprennent :
 - L'ossature métallique
 - La dalle
 - Le renformis
 - Le coffrage

- * Après prise du béton (ccp)
Le complément de charge permanente sera :
 - Le décoffrage
 - Les superstructures

Les charges permanentes sont supposées réparties uniformément sur tout le pont.

II.2 LES CHARGES ROUTIERES

Les charges routières sont définies dans le fascicule 61 tome II.

II.2.1 SYSTEME DE CHARGE A

Ce sont des surcharges uniformément réparties qui s'appliquent pour les ponts comportant des portées unitaires inférieures ou égales à 200 m. La masse $A(L)$ exprimée en Kg/m^2 est donnée par :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L + 12}$$

où

L : Longueur chargée

La valeur de $A(L)$ est multipliée par des coefficients a_1 et a_2 . Soit $A = a_1 \cdot a_2 \cdot A(L)$

Avec a_1 et a_2 coefficient dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

II.2.2 SYSTEME DE CHARGE B

Ce système comprend trois systèmes distincts dont les effets sont examinés indépendamment :

- Le système B_c composé de camions types.
- Le système B_t composé de groupe de deux essieux tandems.
- Le système B_r composé d'une roue isolée.

Les deux systèmes B_c et B_r s'appliquent à tous les ponts quelque soit leur classe. Le système B_t ne s'applique pas au pont de 3^{ème} classe.

Les charges du système B sont susceptibles de majoration par effet dynamique.

II.2.3 LES SURCHARGES MILITAIRES

Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation des convois militaires de l'une des classes:

- M 120
- M 80

Les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules types présentés ci-après, susceptible dans certain cas d'être plus défavorable que les surcharges A et B .

Chaque classe comprend deux systèmes :

- Le système M₈₀ représenté par des véhicules à chenilles
- Le système M₁₂₀ représenté par un groupe de deux essieux

Les surcharges militaires sont frappées de majoration dynamique.

II.2.4 CHARGES SUR LES TROTTOIRS

on distingue :

- Charges locales
- Charges générales

* CHARGES LOCALES

Elles sont utilisées dans la justification de tous les éléments des couvertures et des tabliers .C'est une charge uniforme de 450 Kg / m^2 supportée par les trottoirs de tous les ouvrages

* CHARGES GENERALES

Pour la justification des fermes maitresses des ouvrages qui supportent à la fois une chaussée et un ou des trottoirs, il y a lieu d'appliquer sur les trottoirs une charge uniforme de 150 Kg / m^2 de façon à produire l'effet maximal envisagé.

II.2.5 CHARGES EXEPTIONNELLES

On a deux types de convois D ou E

* CONVOIS TYPE D

Le convoi type D comporte une remorque de 3 éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total. Ce 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.

* CONVOIS TYPE E

Le convoi type E comporte une remorque de 3 éléments à 3 essieux de 360 t de poids total supposé réparti uniformément sur un rectangle de 5.10 m de large et 18.60 m de long.

II.3 LES CHARGES FERROVIAIRES UIC

Le convoi ferroviaire à considérer pour le calcul de dimensionnement et de vérification est celui qui donne le cas le plus défavorable

Il est défini par l'union international des chemins de fer (UIC)

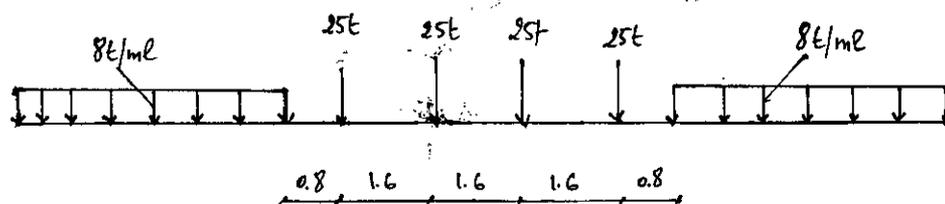


Fig II.1

25 t représente le poids de l'essieu de la locomotive

8 t / ml représente le poids par mètre linéaire des wagons.

II.4

EFFET DU VENT

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée ,il développe une pression de 2 kN/m^2 normalement à la surface frappée. Les effets du vent et les surcharges ne sont pas cumulables.

Chapitre III

III CALCUL DES COEFFICIENTS DE MAJORATION DYNAMIQUE

III.1 PONT ROUTIER

Notons que seuls , les surcharges militaires et les charges du système B sont susceptibles de majoration pour effet dynamique.

Le coefficient de majoration dynamique relatif à un élément d'ouvrage est donné par

$$\Delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}} \quad [1]$$

Avec

L : Longueur de l'élément exprimé en [m]

G : Charge permanente de l'élément [t]

S : Surcharge maximale [t]

III.2 PONT RAIL

Les effets des oscillations résultant du passage des trains sur le pont sont pris en compte au moyen des coefficients de majoration dynamique pour lesquels ,il faut multiplier les moments fléchissants et les efforts tranchants

On donne [2]

$$\phi_1 = \frac{0,96}{\sqrt{L\phi} - 0,2} + 0,88$$

$$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L\phi} - 0,2} + 0,82$$

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L\phi} - 0,2} + 0,73$$

$L\phi$: Longueur de la poutre

Pour les lignes où l'on exige un état d'entretien de haute qualité, on utilise ϕ_2 pour les moments fléchissants et ϕ_1 pour les efforts tranchants et pour les autres lignes on utilise ϕ_2 pour les efforts tranchants et ϕ_3 pour les moments fléchissants .

III.3 SOLLICITATION DE CALCUL

Les sollicitations des charges permanentes et des surcharges sont frappées d'un coefficient de majoration différent selon leur nature .

Ainsi pour les sollicitations dues aux charges de longue durée (charges permanentes, retraits), le coefficient de majoration est de 1,32 .

Les sollicitations S_m et S_r dues aux charges routières et militaires sont majorées de 32 % et 60 % .

Les sollicitations S_f dues aux charges ferroviaires sont majorées de 50 % .

Enfin les sollicitations S_t dues à la température sont majorées de 50 % .

La combinaison à considérer est donc :

Pour un pont routier :

$$1,32 S_e + 1,6 S_r + 1,32 S_m + 1,5 S_t \quad [3]$$

Pour un pont rail :

$$1,32 S_e + 1,5 S_f + 1,5 S_t \quad [3]$$

Chapitre IV

IV CALCUL DES EFFORTS

Dans ce qui va suivre ,nous allons déterminer les efforts sous différentes sollicitations pour une travée qu'on assimilera à une poutre bi-appuyée de longueur L.

Vue la symétrie géométrique de la poutre ,et à partir des lignes d'influence des efforts pour les sections considérées ,on se propose de calculer ces efforts dans un certain nombre de sections avec un pas de 1 mètre cela jusqu'à mi-travée ,ensuite on procédera à une répartition transversale de ces efforts.

IV.1 MOMENTS FLECHISSANTS

IV.1.1 CHARGES UNIFORMEMENT REPARTIES

Pour les charges permanentes,les surcharges A (L) et les surcharges de trottoirs, l'expression du moment fléchissant est donnée par:

$$M (x) = Q . x (L - x) / 2 \quad (t m)$$

où

Q : Intensité de la charge considérée (t / mL)

L : Portée de la travée

A noter que pour les surcharges A (L) ainsi que les surcharges de trottoirs , le moment maximum dans une section considérée est obtenu en chargeant la travée sur toute sa longueur

IV.1.1.1 EVALUATION DES MOMENTS DUES A LA CHARGE PERMANENTE

La méthode d'évaluation des moments dûes à la charge permanente est fonction de l'option prise sur le mode de construction.

a/ Pont mixte étayé pendant le coulage de la dalle:
Les poutres métalliques sont portées par un cintre sur toute leur longueur , on coule le béton et le cintre n'est enlevé que lorsque le béton a effectué sa prise .on est alors en présence dès le début d'une poutre mixte.

b/ Pont mixte non étayé pendant le coulage de la dalle :

les poutres métalliques sont lancées et mises en place sur leurs appuis définitifs.On coule la dalle de béton sur les poutres on est en présence d'une phase métal ,la poutre métallique seule reprend les efforts de son propre poids et du poids mort de la dalle .Le béton fait ensuite sa prise et est solidaire du métal.On est alors en présence d'une poutre mixte à laquelle sont appliquées les superstructures et les surcharges .

IV.1.2 SURCHARGES Bc

Il est intéressant de déterminer la valeur maximale du moment dans la section dangereuse ,comme il est utile de calculer les moments dans des sections quelconques.

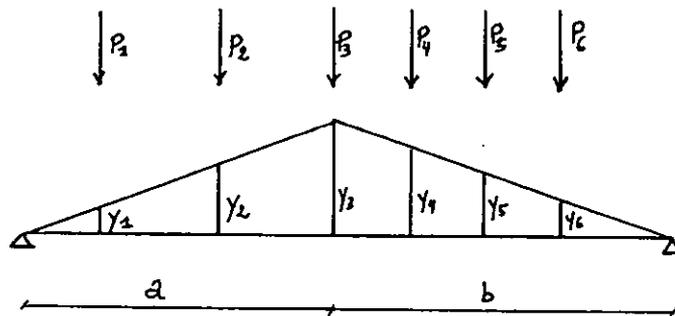
a/ RECHERCHE DU MOMENT DANS LA SECTION DANGEREUSE

A l'aide du théorème de Barré,le programme peut déceler la charge qui nous donne l'effet le plus défavorable soit celle qui vérifie l'inégalité suivante :

$$\sum_{1}^{l-1} P_i \leq R / 2 \leq \sum_{1}^l P_i$$

La section dangereuse sera aisement trouvée, en positionnant cette charge à égale distance de la résultante de toutes ces charges par rapport à l'axe de symétrie de la poutre. Le moment se calcul comme suit:

$$M = \sum_{i=1}^6 y_i P_i$$



b / MOMENT POUR LES SECTIONS QUELCONQUES

Partant du même principe, le programme sélectionne la charge donnant l'effet le plus défavorable par l'intermédiaire des deux inégalités suivantes :

$$\frac{\sum_{i=1}^l P_i}{a} > \frac{\sum_{i=1}^n P_i y_i}{b} \quad \text{et} \quad \frac{\sum_{i=1}^{l-1} P_i}{a} < \frac{\sum_{i=1}^n P_i}{b}$$

Le calcul du moment sera mené comme précédemment.

Remarque:

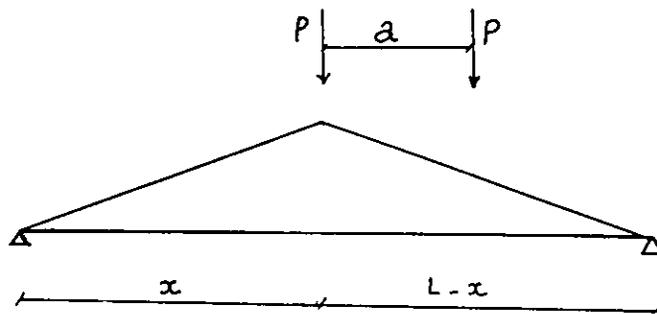
Il est prévu dans le programme de faire circuler le convoi Bc dans les deux sens.

IV.1.3 CHARGES A ESSIEUX SYMETRIQUE

Pour les systèmes Me et Bc, le calcul des efforts se déroule de la même manière :

soit:

$$M(x) = P \frac{x}{L} [2(L-x) - a] \quad (\text{t.m})$$



Bt : P = 16 t et a = 1,35 m

Me 80 : P = 22 t et a = 1,50 m

Me 120 : P = 33 t et a = 1,80 m

Le chargement étant symétrique, la section dangereuse reste invariable.

en effet pour :

Bt : $x_d = L / 2 - 0,3375$ (m)

Me 80 : $x_d = L / 2 - 0,370$ (m)

Me 120 : $x_d = L / 2 - 0,450$ (m)

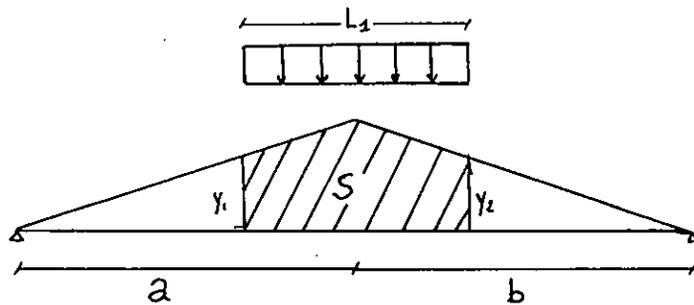
IV.1.4 SYSTEME A CHENILLE

Mc 120 : P = 110 t $L_1 = 6,1$ m

Mc 80 : P = 72 t $L_1 = 4,9$ m

$$Q = P / L_1$$

$$S_{\max} = a \cdot b \left(1 - L_1 / 2L \right) L_1 / L$$



Le moment en différentes sections sera :

$$M = Q \cdot S \quad (t \cdot m)$$

IV.1.5 CONVOIS EXCEPTIONNELS

S'il est prévu un convoi exceptionnel D ou E, le calcul se fera comme suit :

$$Q = P / l$$

$$D : P = 240 \text{ t} \cdot L_1 = 18,6 \text{ m}$$

$$E : P = 360 \text{ t} \cdot L_1 = 18,6 \text{ m}$$

$$\text{Si } L > 18,6 \quad M(x) = px (L - x) (L - 9,3) / L^2 \quad (t \cdot m)$$

$$\text{Sinon} \quad M(x) = Qx (L - x) / 2$$

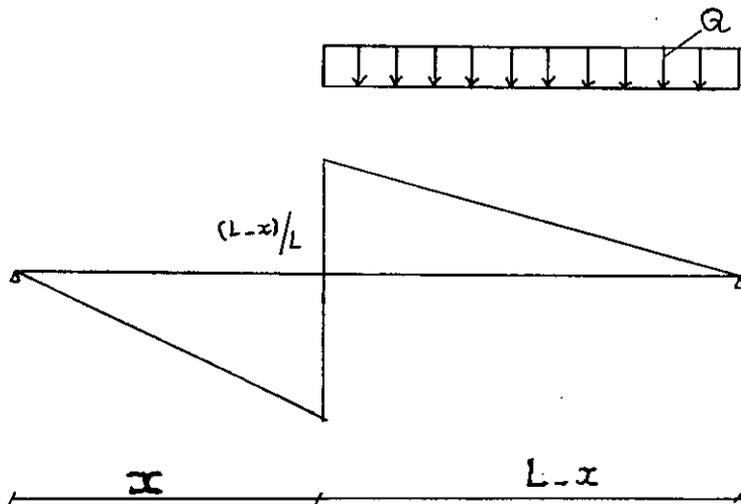
IV.2 EFFORTS TRANCHANTS

IV.2.1 CHARGES PERMANENTES ET COMPLEMENT DE CHARGES PERMANENTES

Le calcul de l'effort tranchant en chaque section d'abscisse x est:

$$T(x) = Q (L / 2 - x) \quad Q : [t / ml]$$

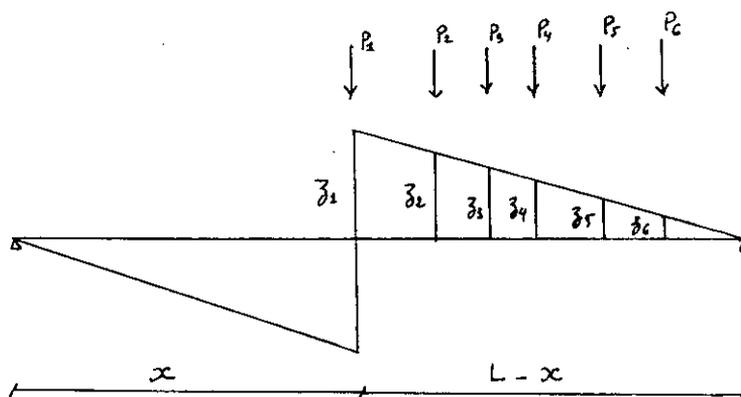
IV.2.2 SURCHARGE A ET SURCHARGE DE TROTTOIRS



Le tranchant est donné à partir de l'aire de la ligne d'influence de l'effort tranchant

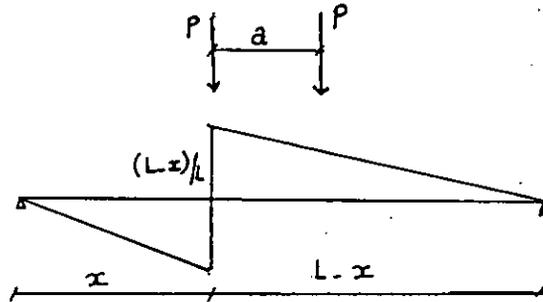
$$T(x) = Q(L-x)^2 / 2L$$

IV.2.3 SYSTEME Bc



$$T(x) = \sum P_i z_i$$

IV.2.4 CHARGES A ESSIEUX SYMETRIQUES

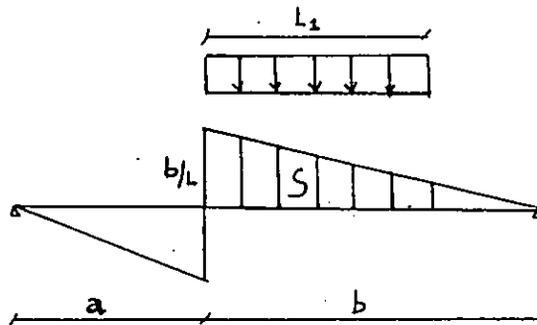


D'après la ligne d'influence de l'effort tranchant

$$T(x) = P / L (2 (L - x) - a)$$

P et a sont définis par les systèmes Bt, Me 80 et Me 120 (voir moment)

IV.2.5 SYSTEME A CHENILLE



$$Q = P / L_1 \quad P \text{ et } L_1 \text{ définis précédement}$$

$$S_{max} = \frac{2 \cdot b \cdot L_1}{L} (1 - L_1 / 2L)$$

$$T = Q \cdot S_{max}$$

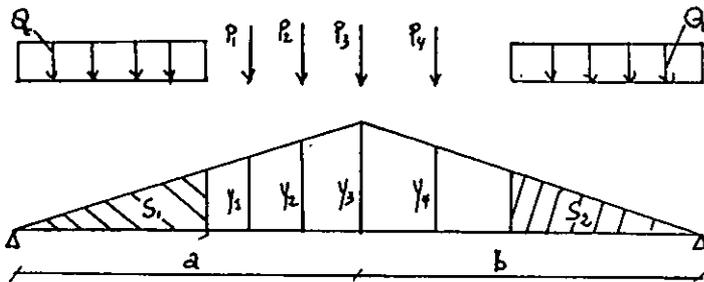
IV.2.6 CONVOIS EXCEPTIONNELS

Si $L - x > 18,6$ alors $T(x) = QL_1 (2 (L - x) - L_1) / 2L$
 sinon $T(x) = Q (L - x)^2 / 2L$

REMARQUE

Pour un pont rail, les charges à considérer sont les U I C, charges permanentes et les surcharges de trottoirs. Les efforts dûs aux U I C seront calculés de façon analogue au système Bc, seulement il y a prise en compte de l'aire de la charge répartie, c'est à dire :

* Pour les moments



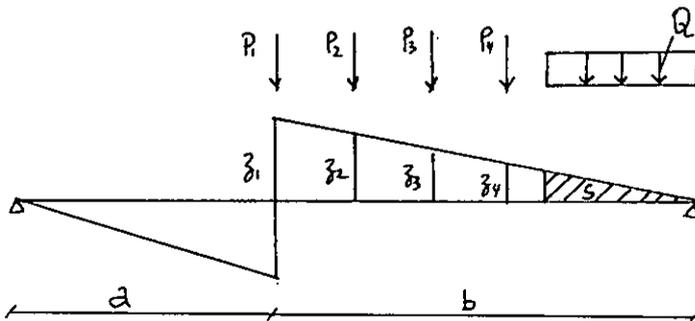
Moment dû à la charge répartie

$$m1 = Q (S1 + S2)$$

$$m2 = \sum P_i Y_i$$

$$m(x) = m1 + m2$$

* Pour le tranchant



$$T1 = Q \cdot S$$

$$T2 = \sum P_i Z_i$$

$$T(x) = T1 + T2$$

IV.3 REPARTITION DES EFFORTS

La répartition transversale des efforts sur les différentes poutres principales sera faite suivant la théorie dite des " entretoises rigides " de M.Courbon , dont les hypothèses sont :

- La largeur du pont est nettement inférieure à sa longueur.
- Les entretoises sont supposées infiniment rigides
- Les axes des poutres sont perpendiculaires aux axes des entretoises.

IV.3.1 CALCUL DES COEFFICIENTS DE REPARTITION

La méthode de Courbon permet de définir les coefficients de répartition .En d'autre terme, le pourcentage des efforts repris par chaque poutre sous l'effet d'un chargement.

$$\text{Soit } \Delta_i = 1 + 6 \frac{-n + 2i - 1}{n^2 - 1} \frac{e}{l} \quad [4]$$

Où

- n : Nombre de poutre principale
- l : Entraxe des poutres principales
- i : Rang de la poutre étudiée
- e : Distance entre l'axe de symétrie du système porteur et la résultante des forces verticales.

IV.3.2 REPARTITION TRANSVERSALE DES MOMENTS

Elle est donnée par la relation:

$$M_i = M \cdot \Delta_i / n \quad [4]$$

IV.3.3 REPARTITION DE L'EFFORT TRANCHANT

IV.3.3.1 CHARGES REPARTIES

Soit une charge q répartie uniformément entre l'appui de gauche et la première entretoise intermédiaire sur une distance a et soit q_i la portion de charge par mètre linéaire supportée par la poutre (i) en considérant la dalle articulée sur ses appuis.

Alors l'effort tranchant à l'appui s'écrit:

$$T_i = q_i a \left(1 - \frac{a}{2L} - \frac{a}{2de} + \frac{a^2}{3Lde} \right) + q \cdot a \frac{\Delta_i}{n} \left(\frac{a}{2de} - \frac{a^2}{3Lde} \right)$$

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

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

IV.3.3.2 CHARGES PONCTUELLES

Si les charges sont appliquées entre l'appui de gauche et la première entretoise intermédiaire, considérons une rangée de roues placée transversalement. On désigne par:

de : Distance entre l'appui 1 à la 1^{ère} entretoise intermédiaire

Tri : L'effort tranchant en I de la poutre i calculé à partir de la réaction de la rangée de roues sur cette poutre en supposant les dalles articulées sur les poutres .

a : Distance de l'appui à l'axe de rangée de roues

T : Effort tranchant dû à la file de roues pour l'ensemble des poutres .

$$T_{ri} = T_{ri} \left(1 - \frac{a}{de} \right) + T \frac{\Delta i}{n} \frac{a}{de} \quad [4]$$

Si les charges sont appliquées après la première entretoise intermédiaire , nous procédons comme pour le moment

C'est à dire $T_{ri} = \frac{T}{n} \Delta i$

Chapitre V

V

ETUDE D'UNE SECTION MIXTE

Le calcul des poutres mixtes fléchies admet que l'hypothèse de Navier-Bernoulli et la loi de Hooke sont valables.

V.1 HYPOTHESE DE NAVIER BERNOULLI

Dans les poutres mixtes, la liaison entre la dalle en béton et la structure métallique doit être parfaitement rigide ceci étant par l'emploi des connecteurs qui empêchent tout glissement relatif entre les deux matériaux. Ainsi nous pouvons admettre l'hypothèse de Navier-Bernoulli postulant que les sections planes avant déformation restent planes après déformation

V.2 LOI DE HOOKE

Sous l'action des charges de courte durée, l'acier se comporte comme un matériau parfaitement élastique linéaire et le béton peut être considéré comme tel, car dans une zone proche de l'origine sa courbe (contrainte - déformation) peut être, sans grande erreur assimilée à une droite. La loi de Hooke leur est donc applicable.

$$\sigma_a = \epsilon_a E_a \quad \text{et} \quad \sigma_b = \epsilon_b E_b$$

En fonction de la première hypothèse, on peut poser l'égalité des déformations de l'acier et du béton à leur interface:

$$\epsilon_a = \epsilon_b$$

ce qui donne :

$$\frac{\sigma_a}{E_a} = \frac{\sigma_b}{E_b}$$

soit :

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_b} = \frac{E_a}{E_b} = n$$

Où n étant le coefficient d'équivalence acier-béton dès lors ,une poutre mixte peut être étudiée de façon simple, en considérant une section composée d'un matériau homogène .On remplace la section du béton par une section équivalente d'acier ayant le même centre de gravité en divisant la surface de béton par le coefficient n .

Dans les calculs , et en général les valeurs de n sont données en fonction de la nature de sollicitations :

SOLLICITATIONS	n
Charge de courte durée (surcharges)	6
Charge de longue durée (charge permanente)	18
Effets différés Retrait Variation de température	15

V.3

EFFET DU RETRAIT ET D'UNE DIFFERENCE DE TEMPERATURE

V.3.1

EFFET DU RETRAIT

Le moment fléchissant est positif tout au long de la travée, la membrane supérieure y est toujours comprimée et il semblerait que, dans ce cas il n'y ait aucune difficulté que le béton soit, lui aussi, comprimé. Cependant, au cours de sa prise, le béton subit un raccourcissement dû au retrait, l'acier par contre reste invariable. Comme ces deux matériaux sont intimement liés grâce aux connecteurs, il se produit un état d'équilibre dans lequel :

- Le béton en se raccourcissant entraîne l'acier et le comprime.

- L'acier en freinant le raccourcissement du béton, le met en traction.

Les contraintes résultantes sollicitant chaque matériau sont données par les relations suivantes :

Dans le béton : Contrainte de traction moyenne

$$\sigma_b = - \epsilon_r E_b \frac{S_A}{S} \frac{I_A}{I}$$

Dans l'acier : La contrainte de compression sur la fibre supérieure.

$$\sigma_{as} = \epsilon_r E_b \frac{S_b}{S} \left(\frac{I_A + bSd}{I} \right)$$

La contrainte de traction sur la fibre inférieure.

$$\sigma_{ai} = - \epsilon_r E_b \frac{S_b}{S} \left(\frac{bSd' - I_A}{I} \right)$$

V.3.2 EFFET D'UNE VARIATION DE TEMPERATURE

Une différence de température $\Delta T = T_a - T_b$ entre l'acier et le béton engendre des efforts de même nature que ceux du retrait en prenant le coefficient de dilatation thermique .

$$\epsilon_t = (+ / -) \epsilon_r / 3$$

où

ϵ_r : coefficient de retrait vu précédemment .

Dans le cas où la dalle est plus froide que les poutres ($\Delta T > 0$) l'état de contraintes dans la section mixte est identique à celui du retrait .

Dans le cas contraire, si la dalle est plus chaude ($\Delta t < 0$) les efforts internes sont inversés ,la dalle est comprimée et la contrainte sur la semelle inférieure est une traction.

La charge " différence de température " est considérée comme une charge de courte durée ,le coefficient d'équivalence étant pris égal à 15.

V.4 CALCUL D'UNE SECTION MIXTE

Le prédimensionnement d'une poutre est un problème fort complexe ,si l'on considère le nombre de paramètres qui interviennent :

- 1/ La hauteur de l'âme et son épaisseur ainsi que la nuance de l'acier dont elle est constituée.
- 2/ L'épaisseur du hourdis.

- 3/ La largeur de la dalle de hourdis prise en compte par poutre .
- 4/ Le ferrailage de la dalle, lorsqu'il intervient dans la résistance de l'ouvrage après durcissement du béton connecté aux poutres.
- 5/ Les largeurs des semelles supérieures et inférieures des poutres métalliques.
- 6/ La longueur des portées et éventuellement la continuité des travées .

V.4.1 INERTIE DU BETON

V.4.1.1 LARGEUR DE LA DALLE PARTICIPANTE

- 1°/ Ne pas attribuer la même zone de hourdis à deux poutres différentes .
- 2°/ La largeur en cause ne devra pas dépasser:
 - 1/10 de la portée de la travée intéressée .
 - 1/4 de la distance de la section considérée à l'extrémité de la poutre la plus rapprochée.

V.4.1.2 EPAISSEUR DU HOURDIS

Elle est donnée par l'utilisateur , elle ne doit pas être inférieure à 16 cm pour satisfaire à la condition de non poinçonnement.

V.4.2 INERTIE DE L'ACIER

V.4.2.1 EPAISSEURS DES SEMELLES SUPERIEURE ET INFERIEURE

Les largeurs des semelles supérieure et inférieure ainsi que la hauteur d'âme de la poutre sont données par l'utilisateur , reste à déterminer les épaisseurs des semelles

supérieure et inférieure, pour cela il existe une relation liant ces deux paramètres déterminée par les formules approchées de Ciolina .

$$S_1 \geq 1,13 \frac{M_1}{h \sigma_e} \quad (1)$$

$$S_2 \geq 0,83 \frac{M_2}{h \sigma_e} \quad (2)$$

$$(1) / (2) \implies \frac{e_1}{e_2} = 1,36 \frac{M_1}{M_2} \frac{b_2}{b_1} \quad [5]$$

Ou :

S_1 Surface de la semelle supérieure

S_2 Surface de la semelle inférieure

M_1 Représente le moment dû à la charge permanente
+ coffrage (cp)

M_2 Représente le moment dû à la charge permanente
+ surcharges (cp + ccp + surcharges la plus défavorable)

V.4.2.2 HAUTEUR D'AME

Elle est prise généralement égale à 1.5 m afin de satisfaire la condition de non voilement.

V.4.2.3 EPAISSEUR DE L'AME

Dans les cas fréquemment rencontrés , travées indépendantes et travées continues, les épaisseurs d'âmes sont de :

10 mm pour $h < 1.05$ m et de 12 mm pour $h \geq 1.05$ m
 h étant la hauteur de l'âme
on a opté pour $e = 1.5$ cm

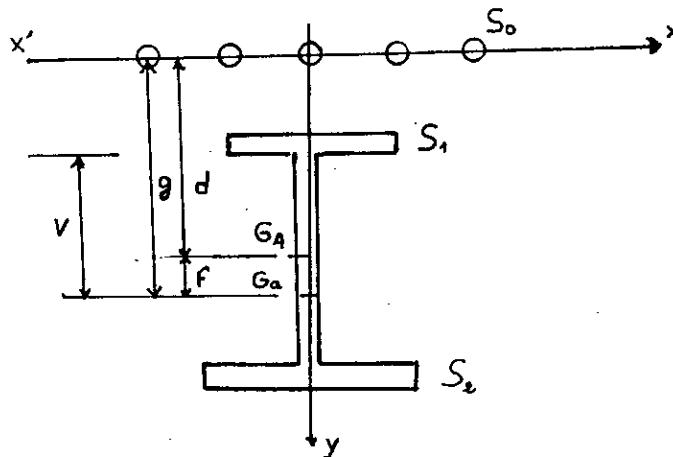


Fig V.1

La prise en compte des armatures longitudinales de la dalle nous conduit à une économie sensible sur la section de la membrure supérieure de la poutre métallique. Nous allons évaluer ce gain par l'accroissement d'inertie apporté par ces armatures sur l'ossature métallique.

$$\text{Nous poserons : } S_1 + e.h + S_2 = S_0$$

Nous appellerons S_0 la section des armatures longitudinales de la dalle sur la largeur du hourdis prise en compte.

$$S_A = S_a + S_0$$

G_a : c.d.g de la poutre métallique seule

G_A : c.d.g de la poutre métallique complète

(y compris les armatures longitudinales)

d : distance du c . d . g des armatures
longitudinales de la dalle au c . d . g G_A
 f : distance séparant les c . d . g G_a et G_A

Le moment statique de la section S_a par rapport à
l'axe ($x'x$) passant par le c . d . g des aciers de la dalle
est : $S_a.g$.

Le moment statique de la section S_A par rapport à
 $x'x$ est $S_A.d$ par définition on a :

$$S_a.g = S_A.d$$

D'où

$$d = \frac{S_a.g}{S_A}$$

Nous définissons donc la position de c.d.g de la
section métallique complète.

Le moment statique de la section complète par
rapport à c.d.g G_A est nul , nous écrivons donc:

$$S_a.f = S_o.d = \frac{S_o.S_a.g}{S_A}$$

D'où :

$$f = \frac{S_o.g}{S_A}$$

Et enfin , le moment statique de la poutre seule
par rapport au c . d . g G_A

$$m_a = S_a (g-d) = S_a.f = \frac{S_a.S_o.g}{S_A}$$

L'inertie de la poutre métallique seule devient alors

$I_A = i_a + f.g \frac{S_o.S_a}{S_A}$

V.4.3 INERTIE DE LA SECTION MIXTE

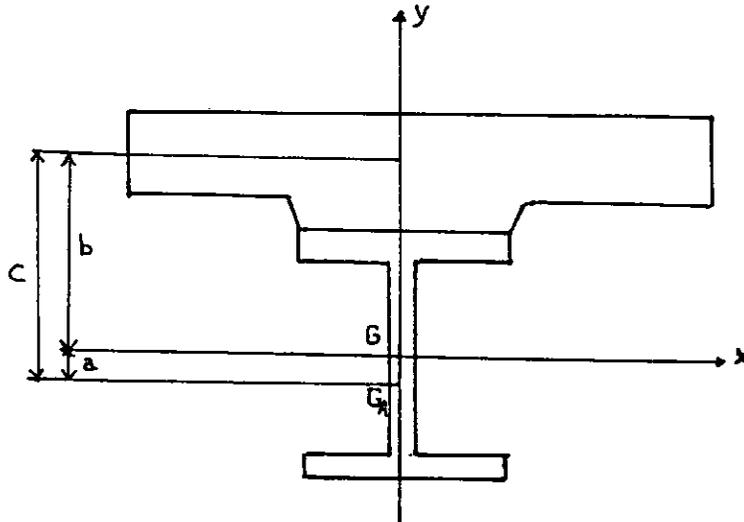


Fig V.2

a, b, c sont positifs on pose $a + b = c$

S_A : section d'acier

G_A : centre de gravité de la section d'acier

I_A : moment d'inertie de la section d'acier

S_B : section du béton

G_B : centre de gravité de la section du béton

I_B : moment d'inertie de la section du béton

$S = S_A + S_B / n$ section de l'ossature mixte

G : centre de gravité de l'ossature mixte

I : moment d'inertie de l'ossature mixte

$$\overline{G G_A} = -a$$

$$\overline{G G_B} = b$$

La section d'acier prend en compte aussi bien l'ossature métallique que les armatures de la dalle participante

V. 4. 4

POSITION DU CENTRE DE GRAVITE DE LA SECTION MIXTE

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

$$\int_S y \, ds = \int_{S_B} y \frac{dS_B}{n} + \int_{S_A} y \, dS_A$$

Le moment statique de la section homogène par rapport à l'horizontale passant par le centre de gravité de la section mixte est nul par définition

$$\int_{S_B} [(y - b) + b] \frac{dS_B}{n} + \int_{S_A} [(y - a) + a] \, dS_A = 0$$

$$\frac{1}{n} \int_{S_B} (y - b) \, dS_B + \frac{1}{n} \int_{S_B} b \, dS_B + \int_{S_A} (y - a) \, dS_A + \int_{S_A} a \, dS_A = 0$$

Les premiers et troisièmes termes de cette équation sont nuls par définition même des centres de gravités G_A et G_B

Il reste donc :

$$b \frac{S_B}{n} - a S_A = 0$$

D'où :

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

V.4.5 INERTIE DE LA SECTION MIXTE RAPPORTEE A SON CENTRE DE GRAVITE

On a par définition :

$$I = \int_S y^2 dS = \int_{S_B} y^2 \frac{dS_B}{n} + \int_{S_A} y^2 dS_A$$

$$I = \frac{1}{n} \int_{S_B} [(y-b)^2 + 2b(y-b) + b^2] dS_B + \int_{S_A} [(y-a)^2 + 2a(y-a) + a^2] \cdot dS_A$$

Dans cette équation on a :

$$\int_{S_B} (y-b)^2 dS_B = I_B$$

$$\int_{S_B} 2b(y-b) dS_B = 0$$

Par définition du centre de gravité du béton

$$\int_{S_B} b^2 dS_B = b^2 S_B$$

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

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

Chapitre VI

VI DIMENSIONNEMENT

VI.1 ETUDE DES POUTRES

A ce stade de calcul, les poutres principales sont supposées prédimensionnées, c'est à dire que la hauteur et l'épaisseur d'âme sont connues ainsi que les largeurs des semelles. Les épaisseurs du hourdis et du renformis sont données par l'utilisateur.

Les épaisseurs initiales des semelles sont prises égales à 10 mm et la largeur du renformis est prise égale à celle de la semelle supérieure.

Dans ce cas, on est amené à calculer l'épaisseur des semelles 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.

VI.1.1 CALCUL DES CONTRAINTES

En flexion simple, sous l'effet d'un moment fléchissant M , Les contraintes extrêmes sont :

Dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{Mv_b}{nI}$$

Dans l'acier :

Fibre supérieure $\sigma_{as} = \frac{Mv_s}{I}$

Fibre inférieure $\sigma_{ai} = \frac{Mv_i}{I}$

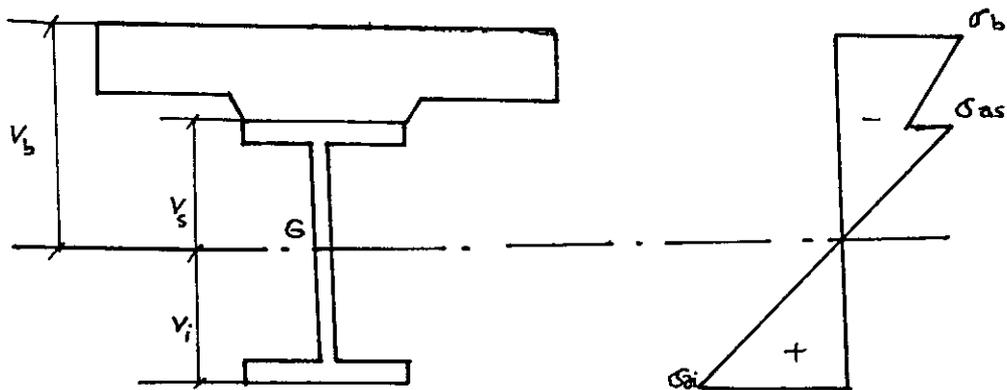


Fig VI.1

NOTA:

Par convention on prend pour la contrainte de compression le signe négatif, et pour celle de traction le signe positif.

VI.2 VERIFICATION DES CONTRAINTES

La manière de mener les calculs dépend du mode de construction de l'ouvrage.

Si l'on appelle :

σ_{as1} , σ_{ai1} les contraintes dans la poutre métallique seule

σ_{as1} , σ_{ai1} , σ_{b1} les contraintes dues au poids propre (poutre + dalle)

σ_{as} , σ_{ai} , σ_b les contraintes dues au retrait

σ_{as2} , σ_{ai2} , σ_{b2} les contraintes dûes aux super-
-structures

σ_{as3} , σ_{ai3} , σ_{b3} les contraintes dûes aux sur-
-charges

1 PONT MIXTE NON ETAYE

Les contraintes finales sont:

- A la construction : σ_{as1}
 σ_{ai1}

- En service à vide : $\sigma_{as1} + \sigma_{as} + \sigma_{as2}$
 $\sigma_{ai1} + \sigma_{ai} + \sigma_{ai2}$
 $\sigma_{b2} + \sigma_b$

- En service en charge : $\sigma_{as1} + \sigma_{as} + \sigma_{as2} + \sigma_{as3}$
 $\sigma_{ai1} + \sigma_{ai} + \sigma_{ai2} + \sigma_{ai3}$
 $\sigma_{b2} + \sigma_b + \sigma_{b3}$

2 PONT MIXTE ETAYE

Dans ce cas ,les contraintes finales sont:

- A la construction : $\sigma_{as1} + \sigma_a$
 $\sigma_{ai1} + \sigma_{ai}$
 $\sigma_{b1} + \sigma_b$

- En service à vide : $\sigma_{as1} + \sigma_{as} + \sigma_{as2}$
 $\sigma_{ai1} + \sigma_{ai} + \sigma_{ai2}$
 $\sigma_{b1} + \sigma_b + \sigma_{b2}$

- En service en charge : $\sigma_{as1} + \sigma_{as} + \sigma_{as2} + \sigma_{as3}$
 $\sigma_{ai1} + \sigma_{ai} + \sigma_{ai2} + \sigma_{ai3}$
 $\sigma_{b1} + \sigma_b + \sigma_{b2} + \sigma_{b3}$

Pour chaque section, les contraintes en service sont comparées aux contraintes admissibles de l'acier et du béton, si on appelle σ_{asadm} et σ_{aiadm} les contraintes admissibles des aciers composant les semelles inférieure et supérieure du P.R.S, et σ_{badm} celle du béton en compression alors les inégalités à satisfaire s'écrivent :

- Pour l'acier $\sigma_{ai} \leq \sigma_{aiadm}$
 $\sigma_{as} \leq \sigma_{asadm}$
- Pour le béton $\sigma_b \leq \sigma_{badm}$

Si l'une de ces inégalités n'est pas vérifiée, la semelle correspondante est augmentée de 2 mm, de même, si la contrainte dans le béton n'est pas vérifiée, on augmente la semelle supérieure.

Dans tous les cas, si l'épaisseur d'une semelle venait à dépasser 90 mm (maximum réalisable avec 3 toles), alors la semelle serait aussitôt élargie, et le calcul reprendrait depuis le début.

VI.3 HOMOGENEISATION

A partir des épaisseurs de semelles ainsi obtenues, on fait une répartition rationnelle des tôles, de façon à ce qu'elles soient compatibles avec les profilés existant sur le marché.

Pour chaque poutre les tôles sont choisies à partir de la section la plus sollicitée, puis le calcul est repris pour chaque section, en prenant le profilé de base du P.R.S (sans les semelles additives) et si les contraintes ne sont pas vérifiées, la tôle adéquate est ajoutée (Fig VI.2).

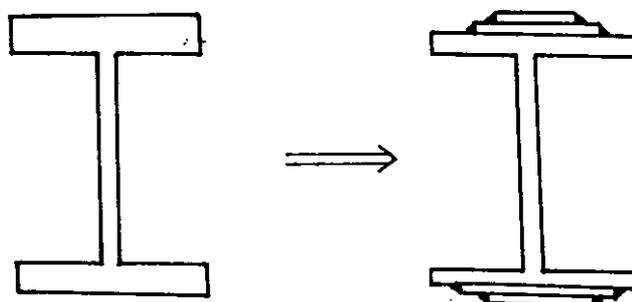


Fig VI.2

VI.4 VERIFICATION AU CISAILLEMENT

Les contraintes de cisaillement dans les pièces fléchies sont calculées en faisant intervenir la section nette de l'âme, il faut vérifier :

$$\tau_{\text{âme}} \leq 0.6 \sigma_e \quad [3]$$

σ_e : contrainte élastique de l'acier

$$\tau_{\text{âme}} = \frac{T}{e a . h_a}$$

T : Effort tranchant final calculé en cumulant l'effort tranchant dû aux (cp + ccp + surcharge la plus défavorable)

VI.5 ETUDE DES DEFORMATIONS

Les déformations élastiques d'un ouvrage doivent, selon les normes, être inférieure à certaines limites pour des raisons de rigidité, de confort des usagers, et de sécurité. Les normes limitent ces valeurs à :

- 1 / 700 de la portée pour les ponts-routes
- 1 / 1000 de la portée pour les ponts - rails

Pour des raisons d'esthétique on prévoit des contre flèches lors de la fabrication des poutres maitresses afin de compenser les déformations élastiques sous les charges permanentes ainsi que les déformations engendrées par certains effets de longue durée (retrait, fluage).

Le calcul de ces flèches se fait sur la base des moments non pondérés revenant à chaque poutre, en distinguant les deux types de charges permanentes . Ainsi , comme le chargement est uniforme la flèche est donnée par :

$$Y = \frac{q \cdot x}{24 E \cdot I_m} (L^3 - 2Lx^2 + x^3) \quad [7]$$

Où

E : Module d'élasticité de l'acier

L : Portée de la poutre

I_m : Inertie de la poutre mixte

VII ETUDE DU VOILEMENT

Considérons une poutre à âme pleine haute et mince si nous chargeons cette poutre suivant son axe , on observe que la plaque, au delà d'une certaine charge , se déforme transversalement.

Il s'agit du phénomène de voilement qui se manifeste par des ondulations .

Le phénomène de voilement peut également apparaitre sous un effort de cisaillement simple . Il est , dans ce cas , attaché à la diagonale comprimée.

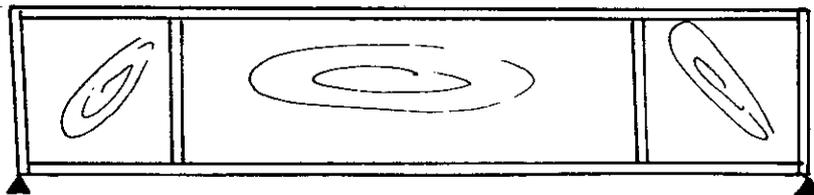


Fig. VII.1.

Si nous augmentons l'épaisseur de l'âme de la poutre nous augmentons sa raideur , le voilement est retardé. Mais nous pouvons éviter cette surépaisseur de l'âme en disposant convenablement des " raidisseurs " .

VII.1 VERIFICATION AU VOILEMENT DE L'AME

La théorie du voilement consiste généralement à utiliser la méthode dite des " raidisseurs rigides " de TIMOSHENKO ,qui détermine une contrainte critique obtenue dès lors que le travail des forces extérieures appliquées atteint le potentiel interne de la plaque sollicitée.

Il s'agit de vérifier la condition suivante:

$$S\sigma \left(\sigma / \sigma^* \right)^2 + \left(\tau / \tau^* \right)^2 \leq 1,8 \quad [3]$$

où

- σ : contrainte de compression
- τ : contrainte de cisaillement
- σ^* : contrainte normale critique de voilement
- $S\sigma$: coefficient fonction des diagrammes de contraintes
- τ^* : contrainte de cisaillement critique
- $\sigma^* = \sigma_c \cdot K\sigma$

où

$$\sigma_c = \left(\pi^2 \cdot \frac{E}{12} (1 - \nu^2) \right) (ea / b)^2$$

$$\tau^* = \sigma_c \cdot k \tau$$

où

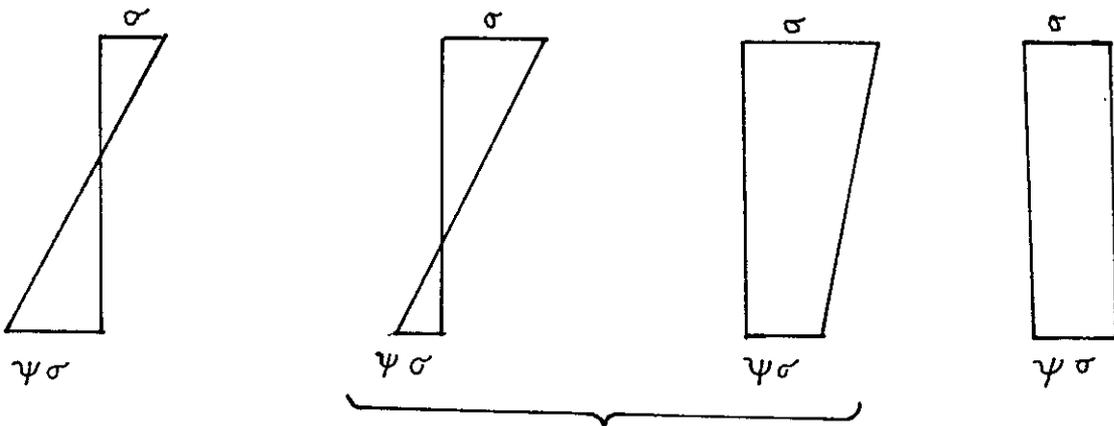
- E : Module d'young de l'acier ($21 \cdot 10^5$ kg/cm²)
- ea : Epaisseur de l'âme
- b : Hauteur de l'âme de la poutre
- $K\sigma$ et $K\tau$: coefficients fonction des dimensions du panneau et de la distribution des contraintes normales sur celui-ci.

Cette méthode 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 les bords sera justifiée de la même manière.



$$\psi \leq -1$$

$$-1 \leq \psi \leq +1 \quad S\sigma = 1,4 + 0,4 \psi$$

$$\psi = 1$$

$$S\sigma = 1$$

$$S\sigma = 1,8$$

$$\psi = \frac{\sigma t}{\sigma}$$

VII.2 POSITION OPTIMALE ET RIGIDITE NECESSAIRE D'UN RAIDISSEUR

Notons que s'il arrive que le panneau n'est pas stable un raidisseur est prévu au quart de sa hauteur .

Dans le cas où même ce dernier n'est pas vérifié vis à vis du voilement ,deux raidisseurs sont disposés ,l'un au quart supérieur et l'autre au quart inférieur de la hauteur du panneau et la vérification portera alors sur trois panneaux élémentaires .

Dans tous les cas ,si après la disposition des raidisseurs ,la condition de non voilement n'est pas vérifiée,on augmente automatiquement l'épaisseur de l'âme.

Afin de créer un appui linéaire fixe , un raidisseur doit posséder une certaine rigidité. En définissant la rigidité relative γ_s d'un raidisseur sur la rigidité de la plaque

$$\gamma_s = E I_s / D.b = \frac{10.92 I_s}{b t^3}$$

I_s : inertie du raidisseur par rapport au plan moyen de la plaque

E : Module d'élasticité de l'acier

t : L'épaisseur de la plaque

b : Hauteur d'âme

Il faut préciser que la rigidité relative γ_s est encore fonction du rapport $\alpha = \frac{a}{b}$, ainsi que de l'aire relative Δ_s du raidisseur .

$$\Delta_s = \frac{A_s}{b t}$$

Pour toute valeur $\gamma_s > \gamma_s^*$ où γ_s^* représente la rigidité relative nécessaire (voir annexe 2 tableau 1) on dit qu'on a un appui linéaire fixe.

Chapitre VIII

VIII ETUDE DES CONNECTEURS

VIII.1 DEFINITION

Nous avons postulé ,dans le chapitre V, que la liaison acier-béton était parfaite ,ce qui suppose une efficacité totale du système de connexion . Les organes qui assurent la liaison acier-béton sont appelés des connecteurs .Ils doivent empêcher le glissement des deux matériaux à leur contact ainsi que leur soulèvement relatif .Cette liaison doit être aussi continue que possible afin de ne pas introduire d'importants efforts concentrés dans la dalle et sur la semelle supérieure de la poutre métallique.

Les connecteurs peuvent être classés en plusieurs catégories.

* Les butées :

Organes rigides qui empêchent le glissement relatif entre l'acier et le béton et travaillent en flexion.

* Les ancrages: Organes souples, s'opposant par adhérence au soulèvement relatif acier-béton et travaillent en traction à la façon des étriers d'une poutre en béton armé.

* Les butées munies d'ancrages:

Combinaison des deux systèmes précédents. Un cas fréquemment utilisé est le connecteur type " goujon " vu sa facilité de mise en oeuvre à cadence rapide, mais sa résistance est inférieure à celle des autres types de connecteurs, il faut donc un plus grand nombre.

VIII.2 DIMENSIONNEMENT DES CONNECTEURS

Le choix des connecteurs est optionnel, et le calcul n'est exécuté qu'à la demande de l'utilisateur.

VIII.2.1 LES ANCRAGES

Les ancrages sont en général des fers à béton ancrés par adhérence dans la dalle. Un type d'ancrage couramment employé est l'ancrage à boucle, confectionné à partir de ronds en acier FeE 24. Le rayon de courbure étant limité conformément à la condition de non écrasement du béton

$$r \geq 0,10 \phi \frac{\sigma_{a'}}{\sigma_b} \left(1 + \frac{\phi}{d} \right) \quad [3]$$

où

ϕ : Diamètre de la barre

$\frac{\sigma_b}{\sigma_b}$: Contrainte admissible du béton en compression

$\sigma_{a'}$: Contrainte de traction dans la semelle supérieure

d : Distance du centre de courbure au parement

L'effort maximal admissible F dans le plan de la boucle, compte tenu des caractéristiques du connecteur est :

$$F = 2\pi \frac{\phi^2}{4} \cdot \frac{\sigma_a}{\sigma_a}$$

En prenant la composante horizontale de cet effort et en tenant compte du frottement acier-béton ($f = 0,4$)

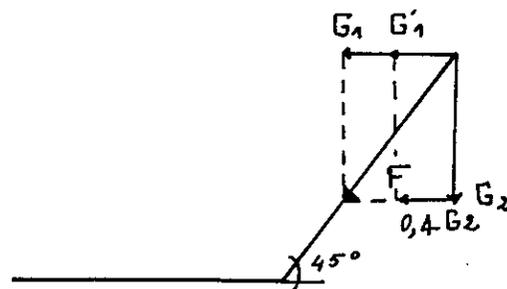


Fig.VIII.1

On montre que le connecteur peut équilibrer un effort de glissement

$$G_a = G_1 + G'_1$$

$$G_a = G_1 + 0,4 G_2$$

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

VIII.2.2 LES GOUJONS

Le C.T.I.C.M admet ,avec pour unité le kilogramme et le centimètre (article 3) , la valeur de l'effort de glissement maximal suivante :

$$G_d = 42 \phi \sqrt{\phi 028}$$

pour des goujons en acier doux de diamètre ϕ , munis d'une tête de diamètre $1,2 \phi < d < 1,4 \phi$ et de hauteur h comprise entre 0.6ϕ et ϕ

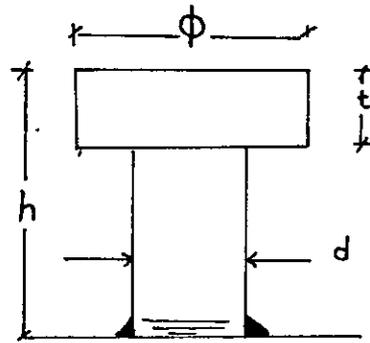


Fig VIII.2

Par la suite, on prendra $\phi = 20\text{mm}$ et on considèrera le béton tendu à 300 kg/cm^2

VIII.3 DETERMINATION DES EFFORTS RASANTS

Les efforts rasants appelés aussi efforts de glissements équilibrent les variations de l'effort normal dans la dalle. En plus des efforts rasants répartis dûs à la flexion de la poutre mixte, il existe des efforts rasants concentrés à chaque changement brusque de la section d'acier, aux discontinuités de la liaison (effet de retrait).

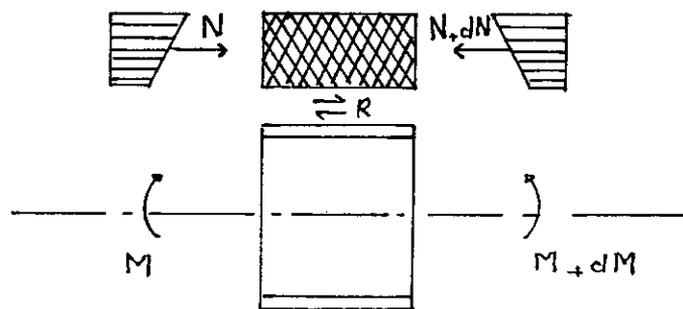


Fig VIII.3

VIII.3.1 EFFORTS RASANTS REPARTIS

Une variation du moment de flexion crée, une variation de l'effort dans la dalle par conséquent un effort rasant agissant sur l'intervalle considéré. On divisera la portée en zones d'égale répartition (8 zones en tout).

$$\text{On a } G = \frac{T \cdot M_s}{I_m} \quad (\text{ kg/m })$$

Où

T : Effort tranchant agissant dans la section considérée

M_s : Moment statique de la dalle homogénéisée participant à la résistance en flexion par rapport au centre de gravité de la section mixte

I_m : Moment d'inertie de la section mixte

VIII.3.2 EFFORTS RASANTS CONCENTRES DUS AU RETRAIT

Les contraintes normales dues au retrait restent constantes dans le béton. Comme les sections d'extrémités ne sont pas soumises à des contraintes normales, il doit exister une zone à chaque extrémité de la poutre qui permet la " mise en charge " de la poutre . On admet que l'effort rasant est réparti sur une zone de longueur égale au 1/6 de la portée.

REMARQUE

En général, les efforts rasants répartis et les efforts rasants concentrés sont de signes opposés. On les détermine à partir des valeurs des efforts tranchants sous les charges suivantes.

Zone courante : - Charge permanente après prise du
béton (C P)
- Surcharge d'exploitation la plus
défavorable (S)

Zone d'about : - (C P) + (S) + retrait partiel
- (C P) + retrait total
- (C P) + (S) + retrait total

Retrait partiel : $\epsilon_r = 1,5 \cdot 10^{-4}$

Retrait total : $\epsilon_r = 4,5 \cdot 10^{-4}$

VIII.4 NOMBRE ET ESPACEMENT DES CONNECTEURS

L'espacement des connecteurs est donné par :

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

Le nombre des connecteurs pour chaque zone est
donné par :

$$n = \frac{\text{largeur de la zone}}{\text{espacement}} \quad 100$$

IX.2 CALCUL DES ENTRETOISES INTERMEDIAIRES

Les entretoises intermediaires ne portent pas la dalle de couverture,elles seront de type treillis,elles ne sont donc chargées qu'au droit des poutres.

IX.2.1 CALCUL DES SOLLICITATIONS

On détermine pour chaque cas de charges les réactions des entretoises qui nous permettent à l'aide des lignes d'influences (méthode de Courbon) d'évaluer les différents efforts dans les sections les plus sollicitées.

IX.2.1.1 HYPOTHESES DE CALCUL

- La dalle de béton est supposée articulée au droit de chaque entretoise.

- Les entretoises sont infiniment rigides.

IX.2.1.2 CALCUL DES REACTIONS MAXIMALES SUR LES ENTRETOISES INTERMEDIAIRES

Il faut tout d'abord situer les charges dans le sens longitudinal de façon à ce que la part dûe à l'entretoise soit la plus grande possible.

a / CHARGES REPARTIES

$$R_{max} = Q \cdot d_e$$

Où

d_e : Représente la distance entre deux entretoises

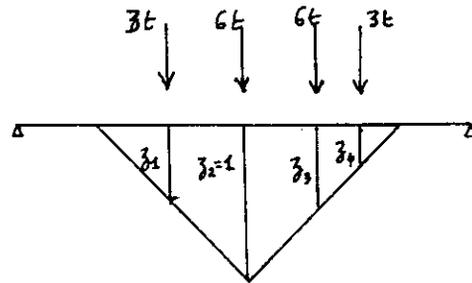
Et

$Q = C_p + CC_p$ dans le cas des charges permanentes

$Q = A(L)$ pour les surcharges A

$Q = 450 \text{ kg/cm}^2$ pour les surcharges de trottoirs

b / CHARGES A ESSIEUX
SYSTEME Bc



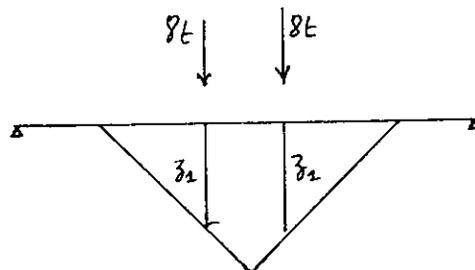
Pour une rangée de roue

$$R_{\max} = 3z_1 + 6z_2 + 6z_3 + 3z_4$$

Pour deux convois

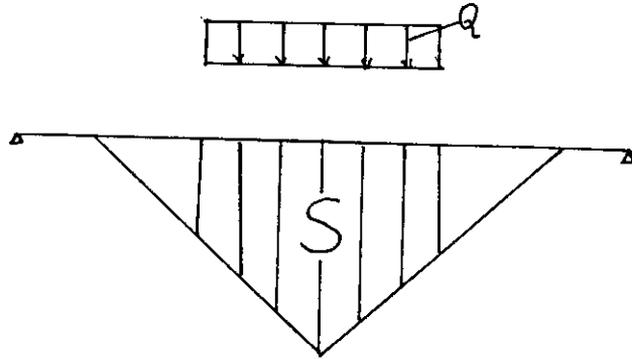
$$R = 4 R_{\max}$$

SYSTEME Bt



$$R_{\max} = 8 \times 2z_1$$

C / CHARGES A CHENILLES



$$R_{\max} = Q \cdot S$$

Avec

$$Q = \frac{55}{6,10} \quad \text{Pour les Mc 120}$$

$$Q = \frac{36}{4,9} \quad \text{Pour les Mc 80}$$

IX.2.4 EFFORT DEFAVORABLE SUR L'ENTRETOISE

La réaction sur l'entretoise étant connue, il s'agit maintenant d'arrêter la position du convoi dans le sens transversale de façon à obtenir les efforts défavorables dans l'entretoise. Pour trouver ces efforts maximaux, on trace les lignes d'influence des efforts tranchants et des moments fléchissants.

a / CALCUL DES REACTIONS

La réaction d'appui (i) sur l'entretoise intermédiaire est:

$$R_i = \frac{P}{n} \left[1 - 6 \left(\frac{n+1-2i}{n^2-1} \right) \frac{e}{l} \right]$$

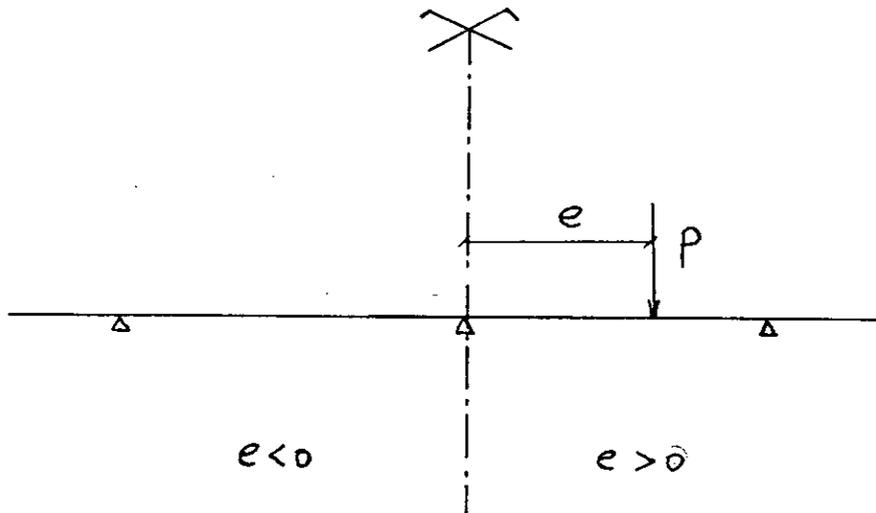


Fig. IX.1

b / LIGNE D'INFLUENCE DES MOMENTS FLECHISSANTS
(voir annexe 2 fig 1)

$$M(x_s, e) \left[\begin{array}{l} -\Sigma d \frac{1}{n} \left[1 - 6 \left(\frac{n+1-2i}{n^2-1} \right) \frac{e}{l} \right] \left(x_s + \frac{n+1-2i}{2} l \right) \quad e < x_s \\ +\Sigma g \frac{1}{n} \left[1 - 6 \left(\frac{n+1-2i}{n^2-1} \right) \frac{e}{l} \right] \left(x_s + \frac{n+1-2i}{2} l \right) \quad e \geq x_s \end{array} \right.$$

c / LIGNE D'INFLUENCE DES EFFORTS TRANCHANTS

$$T(x_s, e) \begin{cases} -\sum d \frac{1}{n} \left[1 - 6 \left(\frac{n+1-2i}{n^2-1} \right) \frac{e}{l} \right] & e < x_s \\ +\sum g \frac{1}{n} \left[1 - 6 \left(\frac{n+1-2i}{n^2-1} \right) \frac{e}{l} \right] & e \geq x_s \end{cases}$$

D'après les lignes d'influence, nous pouvons calculer les efforts M et T sous différentes charges. Les efforts obtenus sont majorés, pondérés par le coefficient de majoration dynamique vu dans le chapitre III.

REMARQUE

Si les entretoises ne portent pas la dalle, le coefficient de majoration dynamique à prendre en compte dans les calculs est le même que celui des poutres (L est donc la portée totale de l'ouvrage). Par contre si les entretoises portent la dalle, la longueur L est prise comme suit:

$$L = \max (\min (l_r, l) ; l_p)$$

où

l_r : largeur roulable

l : entraxe des poutres principales

l_p : portée des poutres principales

A ce moment , nous pourrons déterminer aisément le moment maximal, ainsi que le tranchant maximal sollicitant l'entretoise intermediaire.

A partir de là, nous procéderons au dimensionnement de la même manière que l'entretoise d'about.

Chapitre X

X

ASSEMBLAGES

Dans cette étude, on va donner quelques procédés d'assemblage et leurs mode d'action. Les plats ou profilés peuvent être rassemblés entre eux par rivure, par soudage ou au moyen de boulons.

X.1

LA RIVURE

Le rivet se compose d'une tige de diamètre ϕ et d'une tête en calotte sphérique de diamètre D et de hauteur h. La longueur l de la tige est déterminée à la demande en fonction de l'épaisseur totale à serrer [8]

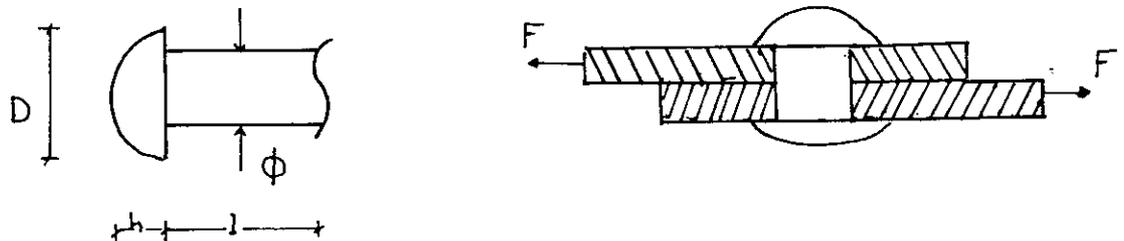


Fig X.1

$$l_{\text{mm}} = 1,1 e_{\text{mm}} + 1,5 \phi_{\text{mm}} - 1$$

$$\phi_{\text{mm}} = \sqrt{50 e_{\text{mm}}} - 2$$

Les rivets travaillent au cisaillement car les essais montrent que la rupture d'un assemblage se produit par cisaillement du corps des rivets.

Si F est l'effort que peuvent transmettre les tôles à assembler et w la section du rivet , la contrainte de cisaillement t est alors [10] .

$$t = \frac{F}{w}$$

Le nombre de rivets nécessaire pour transmettre cet effort est :

$$n = \frac{F}{w t}$$

X.2 LA SOUDURE

Les problèmes que soulève la soudure sont nombreux et parfois complexes : Une soudure bien faite est le meilleur des assemblages puisqu'elle maintient la continuité de la matière ; Mal réalisée, elle peut être la cause d'une catastrophe.

Si F est l'effort maximum que peut transmettre le plat que l'on veut attacher , e l'épaisseur du cordon de soudure et l sa longueur théorique .La contrainte σ dans le cordon de soudure est [3] :

$$\sigma = \frac{F}{l \cdot e}$$

$$l = L - 2 \cdot e$$

L étant la longueur réelle du cordon de soudure
Pour le calcul des cordons de soudure nous n'en citerons que l'exemple de la soudure d'une semelle (1) sur l'âme (2) .

L'effort de glissement par unité de longueur tendant à désolidariser ces deux éléments est :

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

où

T : Effort tranchant pondéré.

m : Moment statique de la semelle (1) par rapport à $x'x$.

I : Moment d'inertie de la section d'assemblage par rapport à $x'x$.

La contrainte de cisaillement des deux cordons d'attache est [3] :

$$t = \frac{G}{2 \cdot a}$$

Que l'on comparera aux contraintes admissibles (voir titre V du fascicule 61 du C . P . C)

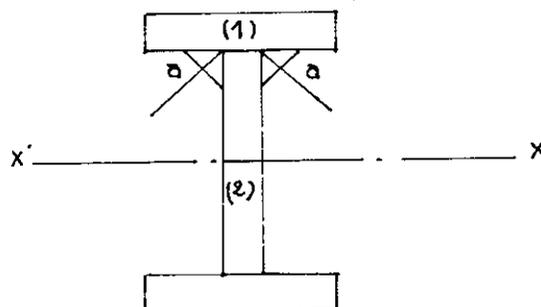


Fig X.2

Un boulon H.R est constitué d'une vis en acier à haute résistance et d'un écrou.

Les boulons compriment fortement les pièces à assembler, en créant sur les surfaces en contact des forces de frottement qui s'opposent aux déplacements mutuels. La réalisation d'un tel assemblage est donc fonction de l'effort de serrage exercé.

Si A_r est la section résistante de la partie filetée d'un boulon et N la limite élastique de l'acier du boulon, l'effort P à exercer par le boulon est :

$$P = 0,8 \cdot N \cdot A_r \quad [3]$$

Un assemblage boulonné travaille à la friction des pièces assemblées. L'effort résistant par plan de frottement est :

$$F = \frac{u P}{\nu}$$

où

ν : coefficient de sécurité (d'ordre 1,3)

u : coefficient de frottement des faces en contact

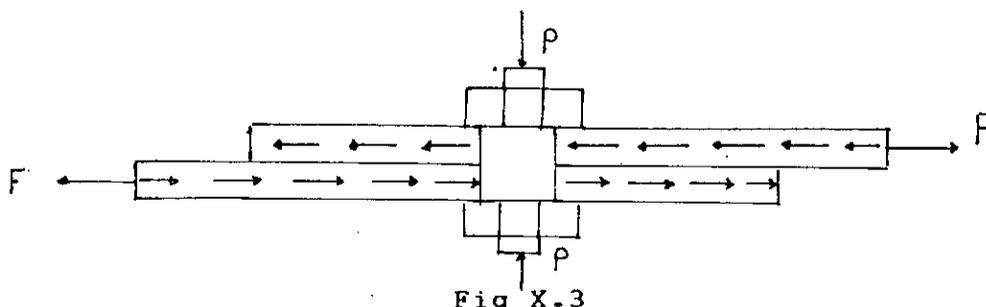


Fig X.3

Chapitre XI

XI

ANALYSE DU PROGRAMME T.M.I

XI.1

DOMAINE D'EMPLOI

- Le programme s'applique aux ponts mixtes à travée indépendante ayant une symétrie transversale .

- L'entraxe des poutres principales est constant le long de l'ouvrage.

- Les caractéristiques fonctionnelles de la voie portée (largeur de chaussée, des trottoirs) sont supposées constantes d'un bout à l'autre de l'ouvrage.

- Le programme peut cependant être utilisé pour des ouvrages légèrement biais et pour lesquels l'effet de biais peut être négligé .

XI.2

OPTIONS DU PROGRAMME

Le programme présente plusieurs options, l'utilisateur devra choisir en premier lieu entre un pont routier et un pont rail. Dans le cas d'un pont routier, l'utilisateur se voit poser la question "est ce qu'il est prévu un convoi exceptionnel ? " Si tel est le cas , un test se fera sur la largeur roulable nécessaire pour placer le convoi . Si cette dernière est insuffisante , il y a retour aux données initiales. Si le choix est porté sur un pont rail, l'utilisateur devra connaître s'il est prévu un entretien de haute qualité ou non .

Après un calcul d'efforts et arrivé au dimensionnement, l'utilisateur optera pour un mode de construction, c'est à dire " pont mixte étayé " ou " pont mixte non étayé ". Le dimensionnement se fera en conséquence . Et enfin, selon la demande , le programme étudiera les connecteurs type goujons ou ancrages.

XI.3 PRINCIPE DE CALCUL

Lors de l'élaboration d'un programme, la notion de " sous-programmes " est très intéressante et avantageuse, car elle permet non seulement d'alléger le programme principal mais aussi un bon déroulement de celui-ci. En se basant sur toutes ces considérations, notre programme comporte plusieurs sous-routines que nous allons définir explicitement ci-après:

XI.4 SOUS-PROGRAMME

" PERMAN " " AL " " TROTT "

Ces sous-programmes calculent les moments et les tranchants dûs aux charges permanentes, les surcharges A(L) et les surcharges de trottoirs ainsi que la répartition de ces efforts moyennant la méthode de Courbon après majoration et pondération de ces efforts .

" Bc "

Ce sous-programme recherche la section dangereuse et son moment . Il calcul aussi pour les différentes autres sections les moments et les tranchants ainsi que leur répartition , leur pondération , et leur majoration en passant par le sous programme " COEDY " .

" ESS "

Ce sous-programme calcule pour les systèmes respectivement Bt, Me 80, Me 120, les sections dangereuses, les moments leurs correspondants, aussi les efforts (M et T) pour différentes sections majorés, pondérés et répartis par le sous programme " REPART 1 " .

" CHEN "

Ce sous-programme calcule pour les systèmes Mc 120 et Mc 80 les efforts M et T pour différentes sections .Il procède à la répartition, à la majoration et à la pondération.

" SYSDEF "

Ce sous-programme détermine le système le plus défavorable pour le moment et pour le tranchant. Il affiche les efforts finals pour chaque poutre étudiée.

" VERIF "

Ce sous - programme vérifie le tranchant au cisaillement.

" DIMES "

Ce sous-programme calcule:

- Les caractéristiques géométriques de la section pour différents coefficients d'équivalence .

- Les efforts dus au retrait et aux différences de température ainsi que les contraintes qu'ils engendrent dans la section.

- Dimensionnement du PRS .

- Vérification des contraintes .

- Mise en tôle .

" VOILE "

Ce sous-programme procède à la vérification du PRS au voilement .

" CONNECT "

Ce sous-programme calcule le nombre de connecteurs et leur répartition à partir du glissement dû aux surcharges, aux charges permanentes et au retrait.

" FLECHE "

Ce sous-programme calcule les déformations dues aux charges permanentes et aux complément de charges permanentes et cela pour différentes sections.

" ENTOISE "

Ce sous-programme détermine pour l'entretoise intermédiaire les lignes d'influence des réactions, des moments et des tranchants. Quant à l'entretoise d'about, il calcule le module de résistance à partir des moments dûs aux réactions.

XI.5 MATERIELS

Le programme T.M.I a été réalisé sur PC en utilisant le langage de programmation " Quick - Basic " .

Chapitre XII

XII

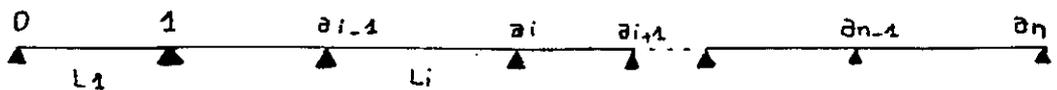
APERÇU SUR LE TABLIER MIXTE HYPERSTATIQUE

Lorsque la portée d'une travée dépasse 30 m, la solution de travée indépendante n'est plus envisageable, on est conduit alors à s'intéresser aux travées continues.

XII.1 CALCUL DES EFFORTS

XII.1.1 DETERMINATION DES MOMENTS SUR APPUIS INTERMÉDIAIRES

La connaissance des inconnues hyperstatiques est possible en supposant les poutres de même inertie sur toute la longueur du pont et en considérant les appuis rigides. Pour le calcul de ces derniers, on applique la méthode de Clapeyron dite des trois moments dont l'équation est donnée par :



$$M_{i-1} L_i + 2 M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} L_{i+1} = -D_i L_i - G_{i+1} L_{i+1}$$

où

D_i et G_i sont les facteurs de charge dépendant du cas de charge

M_{i-1} , M_i et M_{i+1} sont les inconnues hyperstatiques au droit des appuis respectifs a_{i-1} , a_i , a_{i+1}

XII.1.2 DETERMINATION DES LIGNES D'INFLUENCE

Les moments sur appuis étant connus, on pourra alors déterminer pour une section (x) de la travée Li et pour une position (α) d'une charge unitaire , les lignes d'influence du moment fléchissant et de l'effort tranchant qui sont données respectivement par les formules suivantes [9] (voir annexe 2 fig 2)

$$M(\alpha, x) = M_{i,iso}(\alpha, x) + M_{i-1}(\alpha) \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_i(\alpha) \frac{x}{L_i}$$

$M_{i,iso}$ est le moment fléchissant sous l'effet d'une charge unité si la travée était indépendante

$$\tau(\alpha, x) = V_{i,iso}(\alpha, x) + \frac{M_i(\alpha) - M_{i-1}(\alpha)}{L_i}$$

$V_{i,iso}$ est l'effort tranchant sous l'effet d'une charge unité si la travée était indépendante .

XII.1.3 DETERMINATION DES EFFORTS MAXIMAUX

A partir des lignes d'influence et pour chaque système de charges cité dans le chapitre II , nous calculerons les efforts tranchants ainsi que les moments fléchissants maximaux et minimaux au droit de chaque section en considérant tous les cas possibles .

XII.2 REPARTITION DES EFFORTS

Comme il a été fait pour le cas du tablier isostatique, la répartition des efforts se fera à l'aide de la méthode de M. Courbon, cependant pour la répartition de l'effort tranchant au droit des sections sur appuis, on superposera un terme de continuité à l'équation vue dans le paragraphe IV.3.3.1 on aura donc:

- Charges ponctuelles

$$T_i = T_{ri} \left(1 - \frac{a}{de} \right) + \frac{T}{n} D_i \frac{a}{de} + \frac{M_j - M_{j-1}}{L_j}$$

- Charges réparties

$$T_i = q_i a \left(1 - \frac{a}{2L_j} - \frac{a}{2de} + \frac{a^2}{3L_j de} \right) + q a \frac{D_i}{n} \left(\frac{a}{2de} - \frac{a^2}{3L_j de} \right) + \frac{M_j - M_{j-1}}{L_j}$$

L_j : portée de la travée considérée

M_j, M_{j-1} : Moments sur appuis respectivement j et $j-1$

XII.3 ETUDE DU RETRAIT

Les hypothèses permettant d'aborder cette étude sont similaires à celles exposées au paragraphe V.3.1. Toutefois, lorsque l'ouvrage est hyperstatique les déformations dues au retrait et aux différences de température de la poutre supposée indépendante sont gênées par la présence d'appuis intermédiaires et des moments hyperstatiques M_h prennent naissance.

De ce fait, nous serons conduit à l'évaluation des contraintes normales, qu'il y a lieu d'ajouter aux contraintes vues dans le paragraphe V.3 .

On utilise l'équation des trois moments pour la détermination des moments sur appuis dûs au couple de retrait provoqué par l'excentrement de la force de retrait par rapport au centre de gravité de la section mixte .



Ainsi, pour chaque section les moments M_h seront :

$$M_h(x) = \mu(x) + M(i-1) \left(1 - \frac{x}{L(i)}\right) + M(i) \cdot \frac{x}{L(i)}$$

où

$L(i)$: Portée de la travée considérée

$\mu(x)$: Moment isostatique dû au couple de retrait

$$\mu(x) = c \frac{L(i) - x}{L(i)}$$

Les contraintes à rajouter seront donc:

- Dans le béton $\frac{M_h(x) V_b}{n \cdot I}$

- Dans la semelle supérieure $\frac{M_h(x) V_s}{I}$

- Dans la semelle inférieure $\frac{M_h(x) V_i}{I}$

XII.4

PRECONTRAINTE PAR DENIVELLATIONS D'APPUIS

Cette méthode permet de précontraindre la dalle sur appuis sans agents extérieurs (câbles) simplement par des mesures de montage .Le principe de mise en précontrainte est le suivant:

Après sa mise en place, on soulève les appuis intermédiaires puis on bétonne la dalle, la section des poutres métalliques seules résiste aux efforts sollicitant la structure dans cette étape de construction . Après durcissement du béton , on ramène les appuis dans leur position initiale. La dalle est alors mise en précontrainte par des efforts intérieurs qui sollicitent la section mixte . (voir annexe 2 Fig 3)

Les dénivellations d'appuis seront déterminées suivant les phases de construction à partir des moments sur appuis. En effet, connaissant les moments sur appuis dans la phase mixte, on pourra à l'aide de la méthode de Clapeyron déterminer la dénivellation retour et vu que la dénivellation aller est égale en module à la dénivellation retour, on pourra calculer les moments sur appuis dus à cette dernière.

$$L_i M_{i+1} + 2(L_i + L_{i+1}) M_i + L_{i+1} M_{i-1} = 6EI \left[\left(\frac{V_{i+1} - V_i}{L_{i+1}} \right) - \left(\frac{V_i - V_{i-1}}{L_i} \right) \right]$$

Les moments dus aux dénivellations sont en tout points :

$$M_{\text{aller}}(x) = M_a(i-1) \left(1 - \frac{x}{L(i)} \right) + M_a(i) \cdot \frac{x}{L(i)}$$

$$M_{\text{retour}}(x) = M_r(i-1) \left(1 - \frac{x}{L(i)} \right) + M_r(i) \cdot \frac{x}{L(i)}$$

XII.5

DIMENSIONNEMENT

Les contraintes engendrées par dénivellations en phase mixte seront cumulées aux contraintes finales (maximales et minimales) en service à vide, et les contraintes engendrées par dénivellations en phase métal seront cumulées aux contraintes finales à la construction .Le dimensionnement se fera de la même manière que pour l'isostatique .(Voir chapitre VI)

CONCLUSION

Bien que l'analyse mathématique de la structure mixte acier-béton soit relativement complexe, il apparaît que ses applications sont simples. Le programme assure les opérations les plus fastidieuses considérées autrefois comme inextricables. Il reste à l'ingénieur le souci d'adapter pleinement l'ouvrage aux fonctions qu'il est appelé à remplir. Il sera donc en mesure de comparer plusieurs solutions, même dans le cas de formes complexes, et de choisir sans de longues difficultés, les meilleurs dispositions.

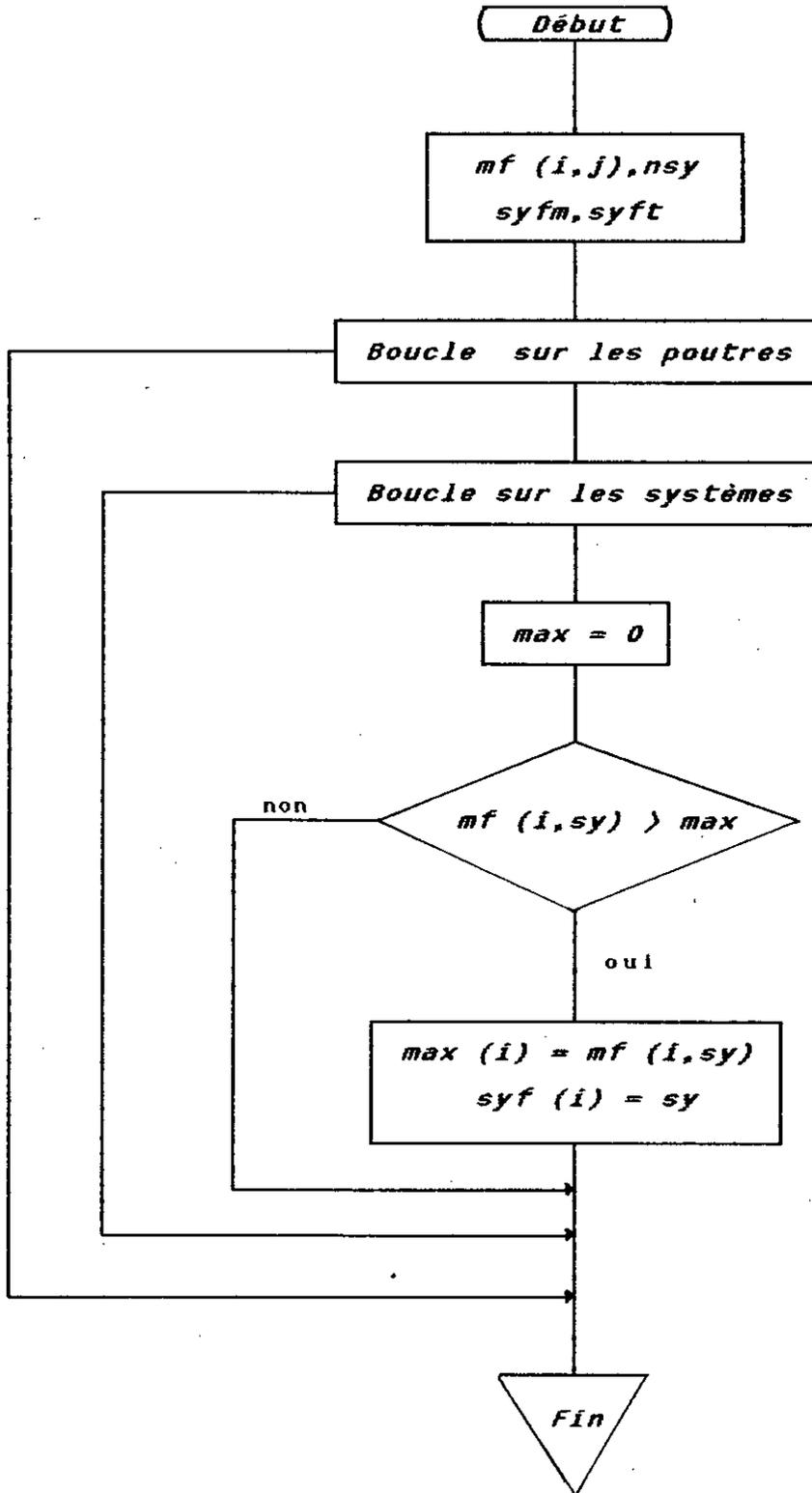
BIBLIOGRAPHIE

- [1] *Fascicule 61 C.P.C titre II*
Surcharges des ponts routiers
- [2] *Code U.I.C fiche 776 . 1R*
- [3] *Fascicule 61 C.P.C titre V*
Calcul des constructions métalliques
- [4] J. COURBON
Application de la résistance des matériaux au calcul
des ponts .
Vol. 441 P Ed. DUNOD 1950
- [5] CIOLINA
Constructions métalliques et ouvrage d'art. Tome 1 et 2
Vol. 185p Ed. EYROLLES 1979
- [6] *Cours de l'école polytechnique fédérale de Lausanne*
(Partie A,D) 2^{ème} Edition Novembre 1982
- [7] TIMOSHENKO
Théorie de la stabilité élastique
Vol. 496 P Ed. Librairie polytechnique 1947
- [8] *Ouvrage mixte acier-béton*
OM 66 S.E.T.R.A
- [9] CALGARO
Projet de construction des ponts ,analyse structurale
des tabliers de ponts
Vol. 311 p Ed. Ecole nationale des ponts 1988
- [10] *Cours de pont Ecole chez soi*
Vol. 563 p Ed. Litho-Union 1966

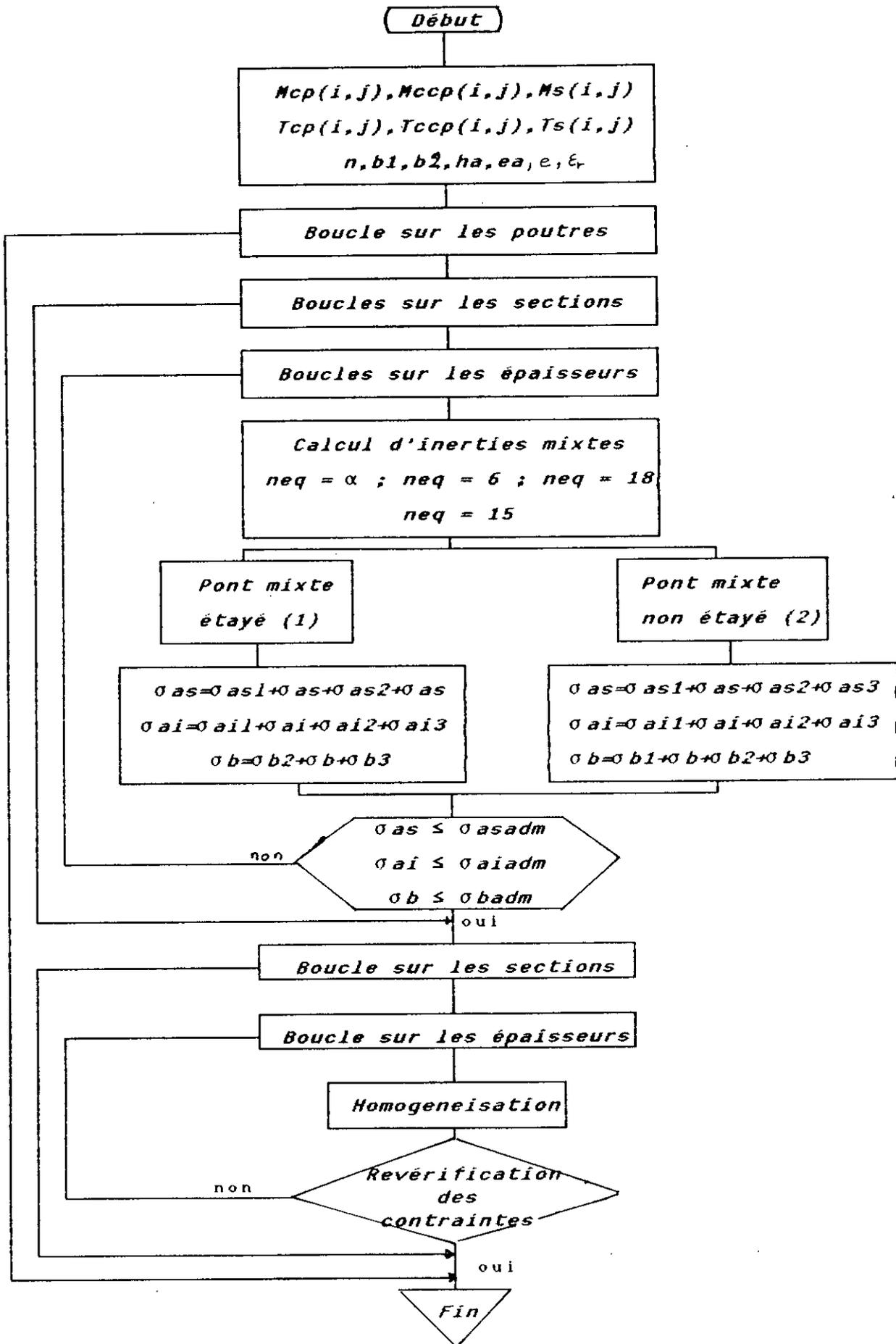
- [11] **COURBON**
Cours de résistance des matériaux
Vol.783 p Ed.Dunod 1955
- [12] **J.FAUCHART**
Initiation au calcul des structures en béton et en acier
Vol.298 p Ed.Eyrolles 1983
- [13] **BOUNHRATH**
Méthode numérique
Vol.435 p Ed.UCO 1989
- [14] **J.MOREL**
Conception et calcul des structures métalliques
Vol.213 p Ed.Eyrolles 1989
- [15] **BOURRIER**
Constructions métalliques civiles et industrielles
Vol.239 p Ed.Ponts et chaussées 1989

Annexe 1

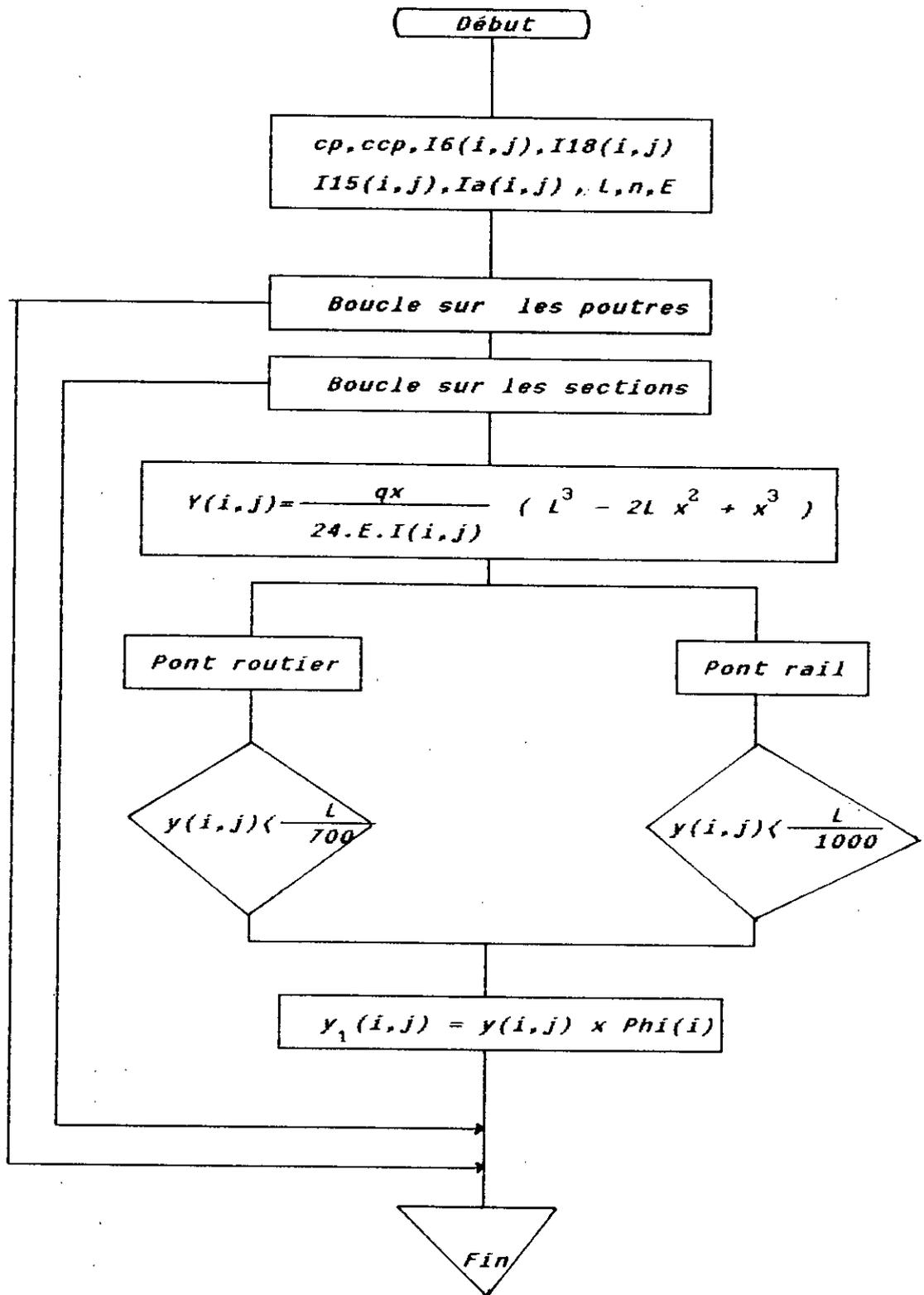
SOUS - PROGRAMME " SYSDEF "



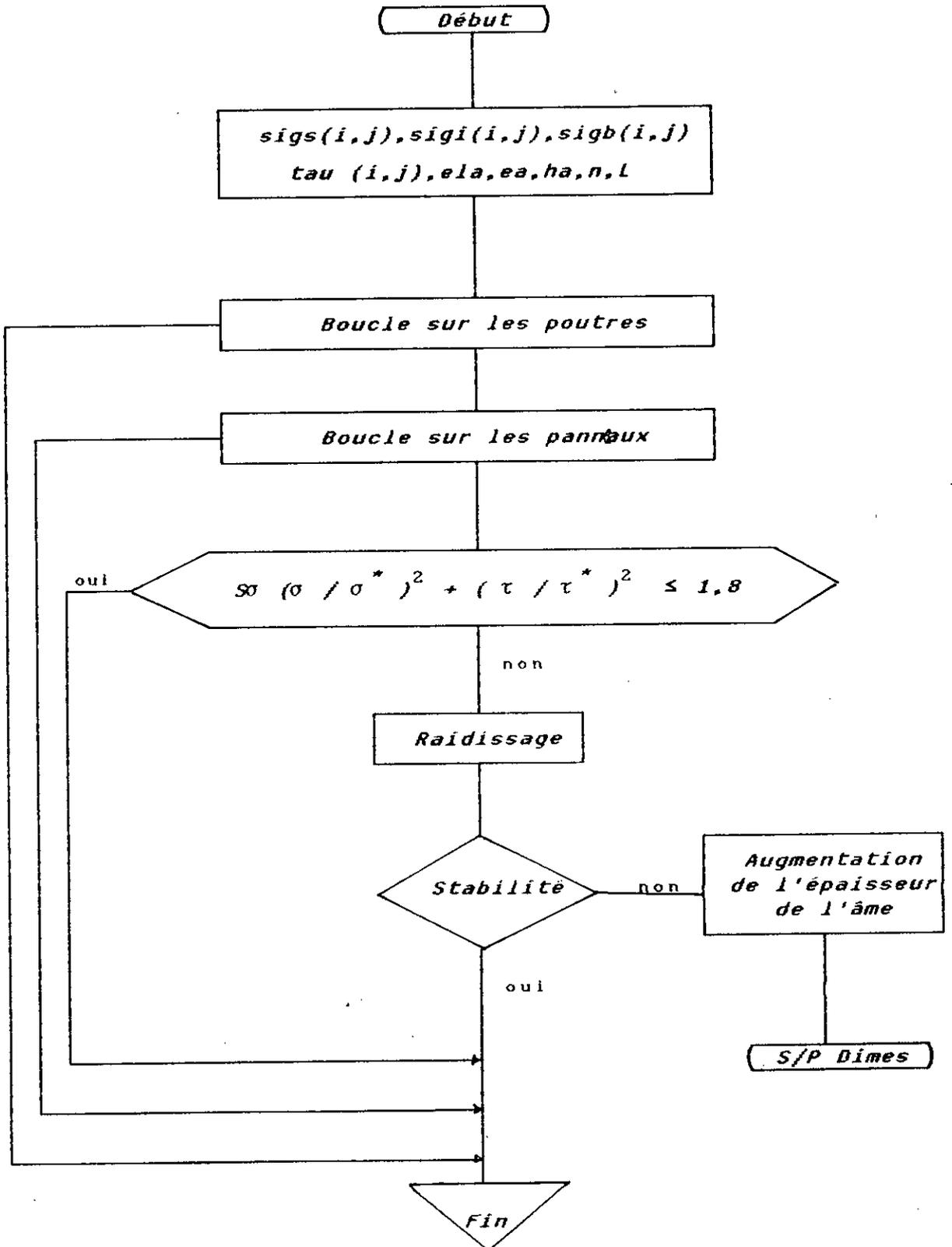
SOUS - PROGRAMME " DIMES "



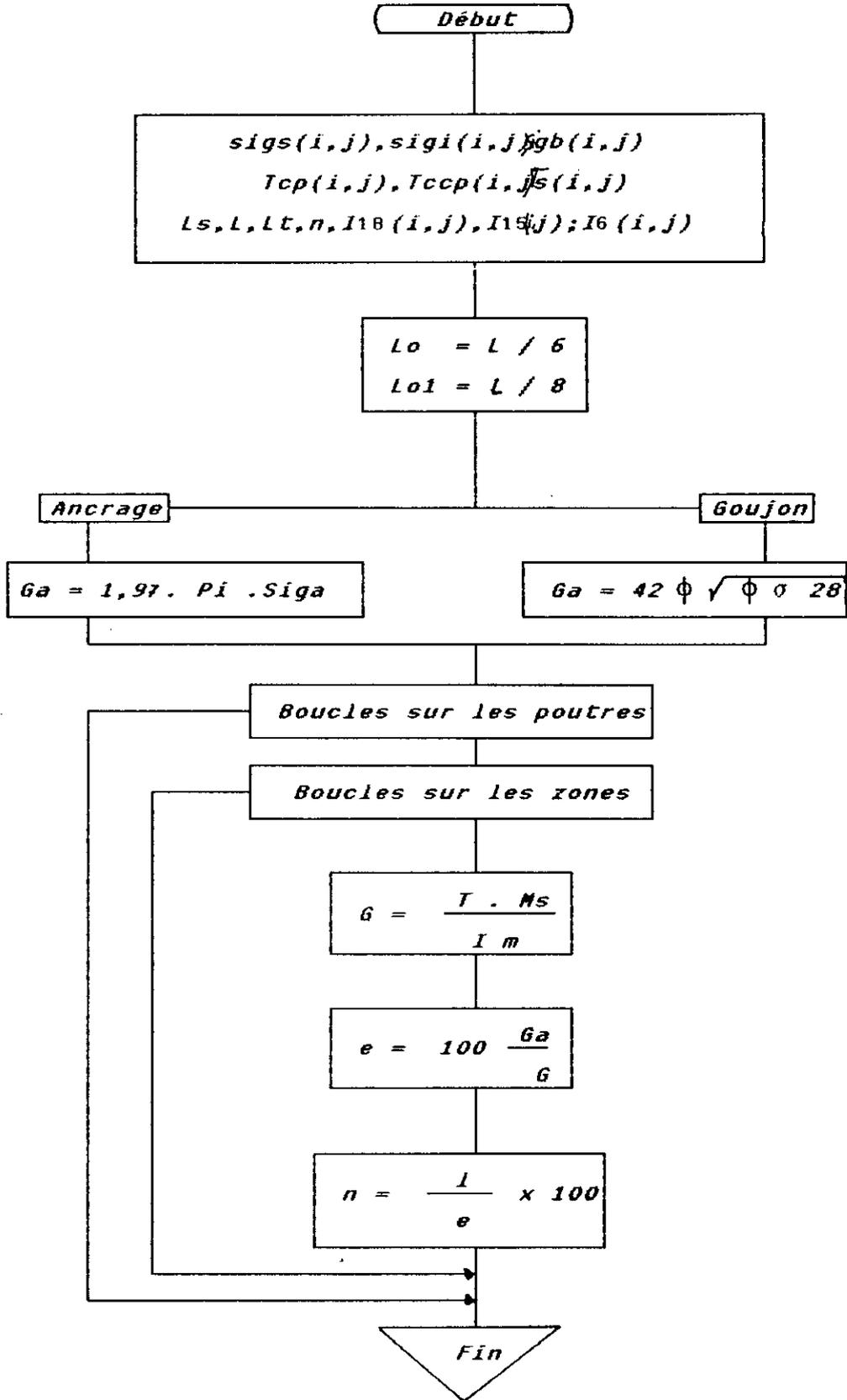
SOUS - PROGRAMME " FLECHE "



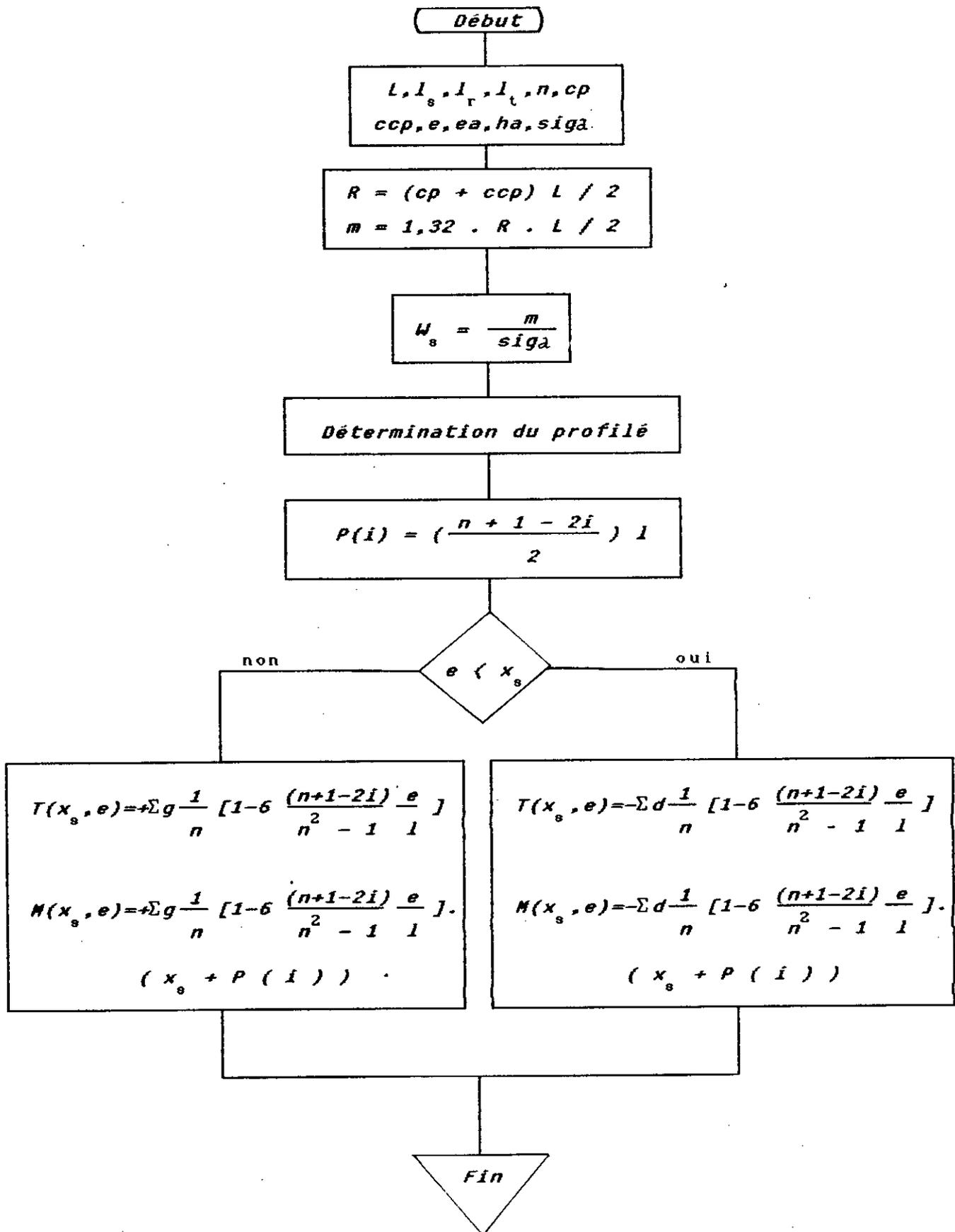
SOUS - PROGRAMME " VOILE "



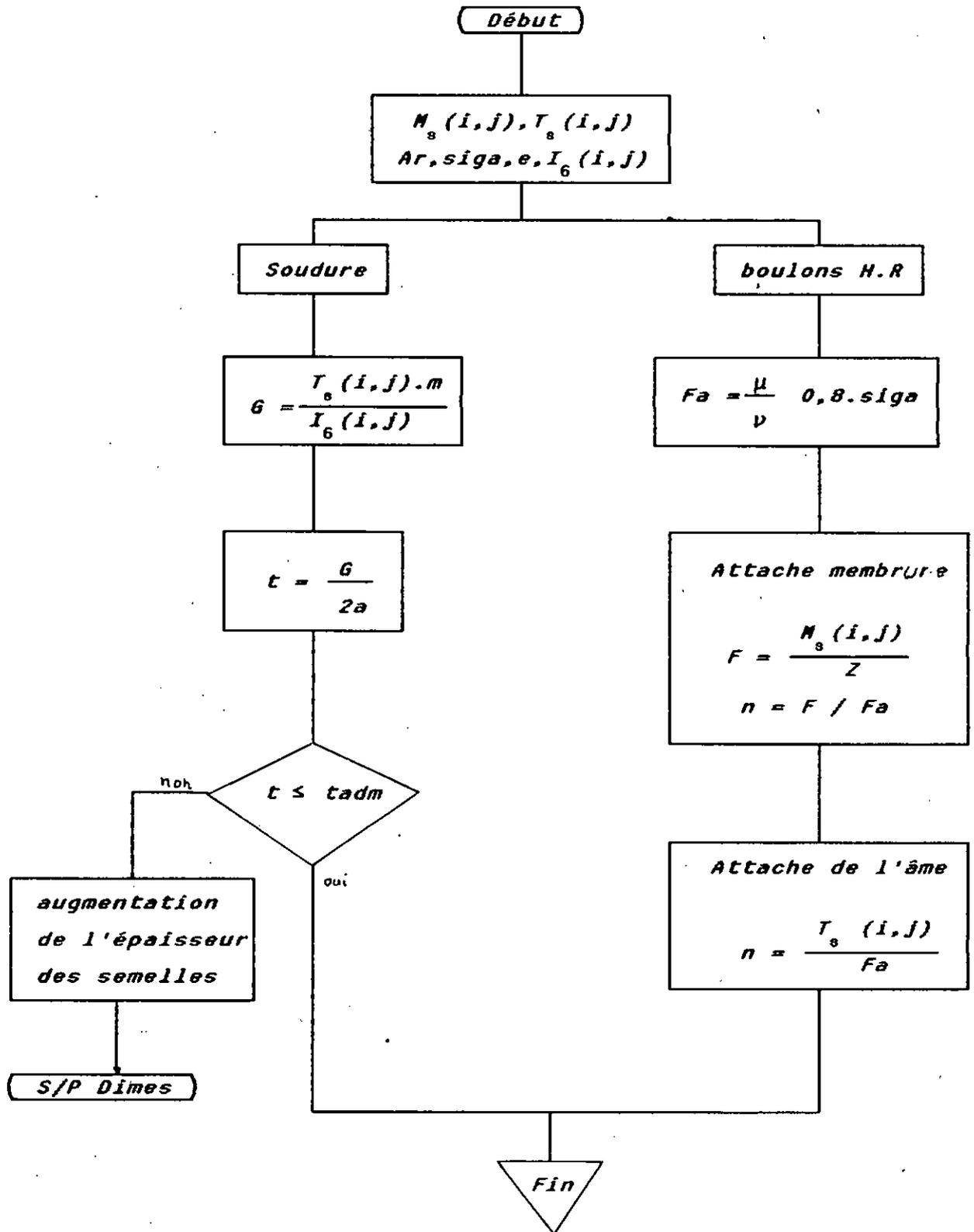
SOUS - PROGRAMME "CONNECT"



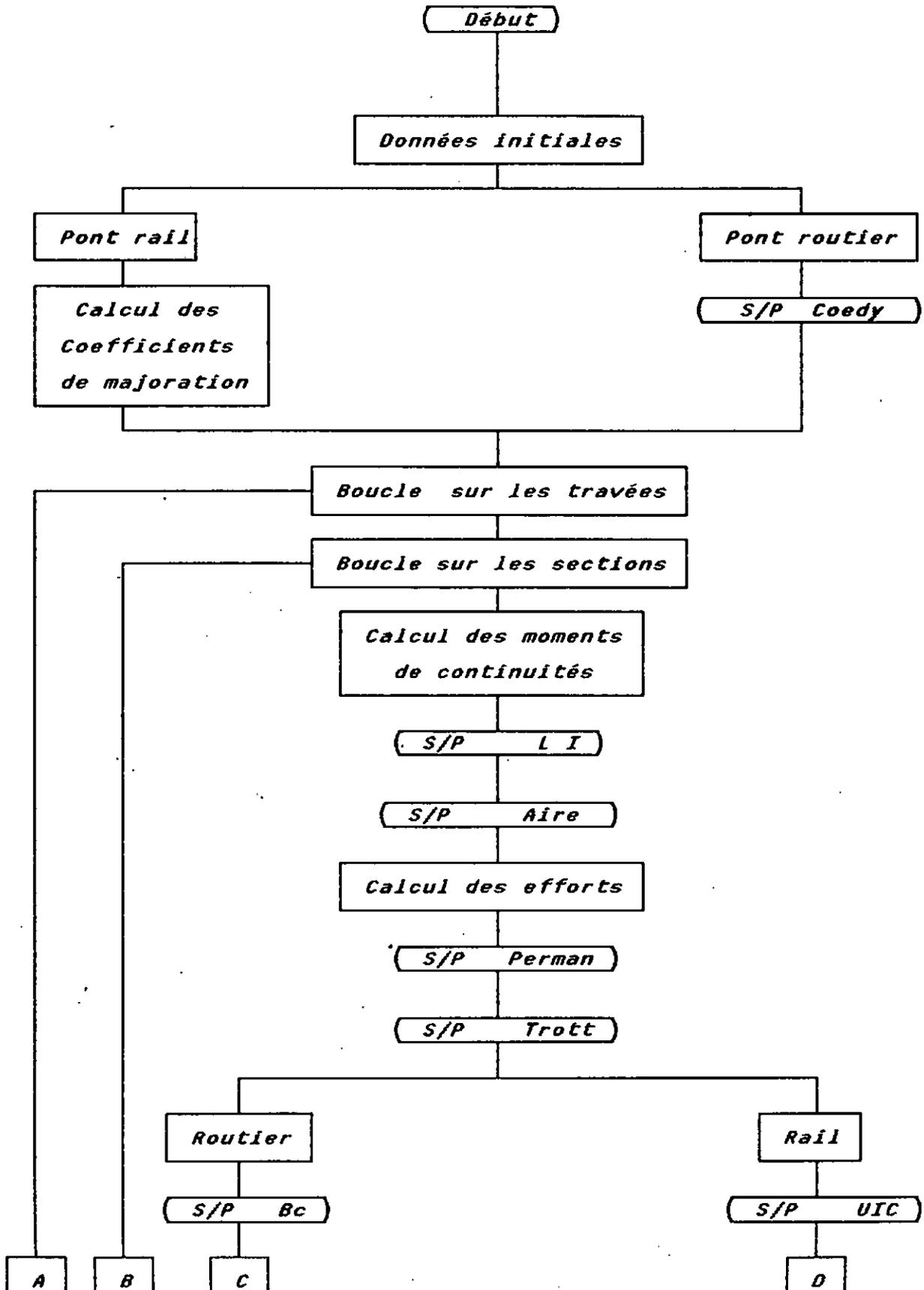
SOUS - PROGRAMME " ENTOISE "

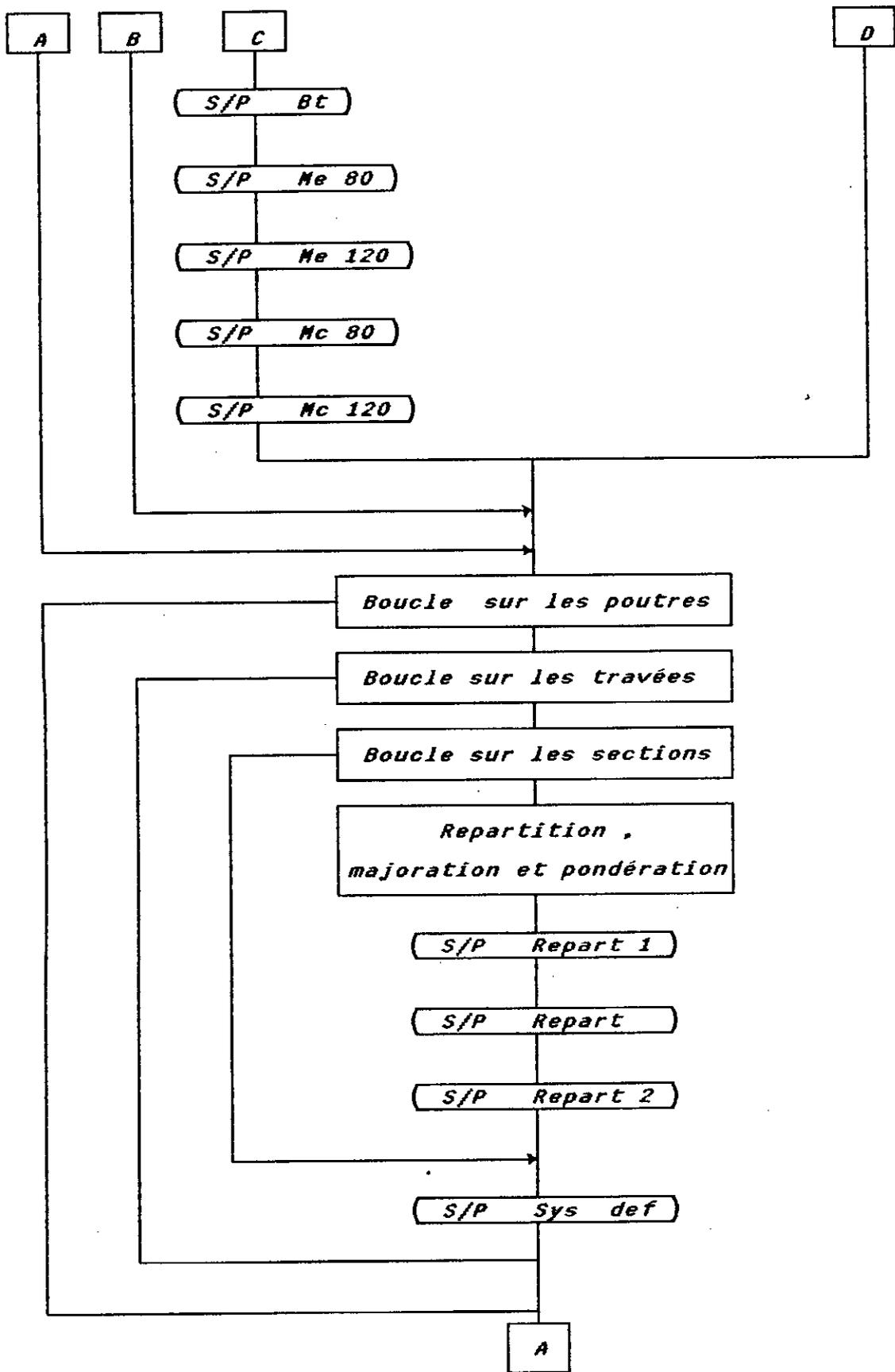


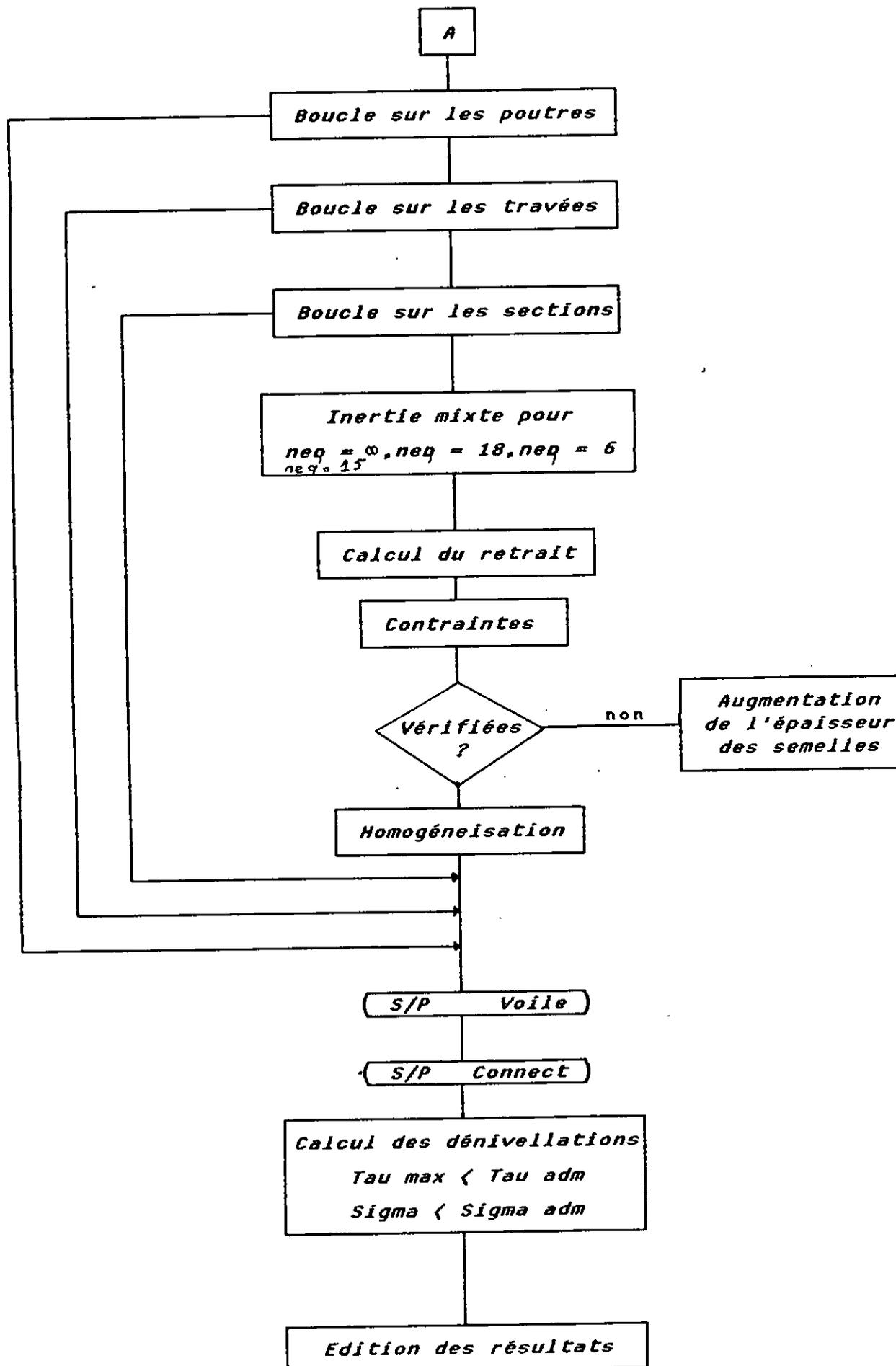
SOUS - PROGRAMME " ASSEMB "



ORGANIGRAMME GENERAL POUR LE CALCUL D'UN TABLIER MIXTE
HYPERSTATIQUE







Annexe 2

+++++
 Tablier mixte isostatique
 +++++

DONNEES INITIALES

Portee	30	m
Largeur chargeable	7	m
Largeur roulable	7	m
Largeur du trottoir	1.5	m
Nombre de poutres principales	3	
L'entre-axe des poutres principales	3.6	m
Poids du tablier + dalle + poids du coffrage	7.5	t/m
Poids des superstructures - poids du coffrage	2.5	t/m
Epaisseur de la dalle	20	cm
Largeur de la semelle superieure	65	cm
Largeur de la semelle inferieure	45	cm
Hauteur d'ame	150	cm
Epaisseur d'ame	1.5	cm
Epaisseur de renformis	4	cm
Coefficient de retrait	.00045	
Module d'elasticite de l'acier	2100000	kg/cm ²
Contrainte admissible de la semelle superieure de l'acier	2400	kg/cm ²
Contrainte admissible de la semelle inferieure de l'acier	2400	kg/cm ²
Contrainte admissible d'ame	2400	kg/cm ²
Contrainte admissible du beton	137	kg/cm ²
Largeur hors tout	10	m
Le rapport de la portee sur la largeur participante est	2	

Unités:

Section m
Moment t.m
Tranchant t
Contrainte kg/cm²

RESULTATS

Nombre d'entretoises 5
Distance entre entretoise 7.5 m
Pont 1ere classe
Nombre de voies 2

Remarques :

Les efforts finals donnés ci-après sont les efforts obtenus pour le système le plus défavorable et pour un pont mixte non étayé..

* Moments Finals *

poutre 1

section	charge permanente		surcharge
	Av.Bet	Ap.Bet	
0.000	0.000	0.000	0.000
1.000	36.250	12.083	76.407
2.000	70.000	23.333	147.544
3.000	101.250	33.750	213.412
4.000	130.000	43.333	274.010
5.000	156.250	52.083	329.339
6.000	180.000	60.000	379.398
7.000	201.250	67.083	424.189
8.000	220.000	73.333	463.709
9.000	236.250	78.750	497.961
10.000	250.000	83.333	526.942
11.000	261.250	87.083	550.655
12.000	270.000	90.000	569.098
13.000	276.250	92.083	582.271
14.000	280.000	93.333	590.175
15.000	281.250	93.750	592.810

* Moments finals *

poutre 2

section	charge permanente		surcharge
	Av.Bet	Ap.Bet	
0.000	0.000	0.000	0.000
1.000	36.250	12.083	58.851
2.000	70.000	23.333	113.643
3.000	101.250	33.750	164.376
4.000	130.000	43.333	211.051
5.000	156.250	52.083	253.667
6.000	180.000	60.000	292.224
7.000	201.250	67.083	326.723
8.000	220.000	73.333	357.163
9.000	236.250	78.750	383.544
10.000	250.000	83.333	405.867
11.000	261.250	87.083	424.131
12.000	270.000	90.000	438.336
13.000	276.250	92.083	448.483
14.000	280.000	93.333	454.571
15.000	281.250	93.750	456.600

* Tranchants finals *

poutre 1

section	charge permanente		surcharge	cisaillement
	Av.Bet	Ap.Bet		
0.000	49.500	16.500	68.955	599.802
1.000	48.752	16.251	67.268	587.872
2.000	48.014	16.005	65.365	575.038
3.000	47.278	15.759	63.262	561.330
4.000	46.537	15.512	61.077	547.230
5.000	45.785	15.262	58.810	532.700
6.000	45.016	15.005	56.461	517.700
7.000	44.222	14.741	53.589	500.229
8.000	23.100	7.700	55.496	383.536
9.000	19.800	6.600	51.784	347.482
10.000	16.500	5.500	48.071	311.429
11.000	13.200	4.400	44.359	275.375
12.000	9.900	3.300	40.647	239.321
13.000	6.600	2.200	36.935	203.268
14.000	3.300	1.100	33.409	168.039
15.000	0.000	0.000	30.068	133.635

Tranchants Finals

poutre 2

section	charge permanente		surcharge	cisaillement
	Av.Bet	Ap.Bet		
0.000	49.500	16.500	60.880	563.911
1.000	51.090	17.030	69.973	613.743
2.000	52.287	17.429	78.049	656.734
3.000	53.107	17.702	85.133	693.081
4.000	53.567	17.856	91.249	722.986
5.000	53.682	17.894	96.422	746.656
6.000	53.468	17.823	100.678	764.301
7.000	52.940	17.647	104.043	776.136
8.000	23.100	7.700	38.814	309.394
9.000	19.800	6.600	36.246	278.426
10.000	16.500	5.500	33.724	247.664
11.000	13.200	4.400	31.251	217.118
12.000	9.900	3.300	28.829	186.795
13.000	6.600	2.200	26.459	156.705
14.000	3.300	1.100	24.144	126.861
15.000	0.000	0.000	21.887	97.274

*****DIMENSIONNEMENT*****

poutre 1

sect.	semelle superieure			semelle inferieure		
	largeur (cm)	epais. (cm)	contrai. (kg/cm ²)	largeur (cm)	epais. (cm)	contrai. (kg/cm ²)
0.000	65.000	1.000	-1084.445	45.000	1.000	357.426
1.000	65.000	1.000	-1420.333	45.000	1.000	1114.795
2.000	65.000	1.000	-1718.798	45.000	1.234	1718.213
3.000	65.000	1.000	-1966.338	45.000	1.785	2047.582
4.000	65.000	1.000	-2186.985	45.000	2.292	2279.203
5.000	65.000	1.200	-2263.970	45.000	2.755	2379.889
6.000	65.000	1.600	-2213.198	45.000	3.173	2389.854
7.000	65.000	2.000	-2160.261	45.000	3.548	2391.812
8.000	65.000	2.400	-2105.232	45.000	3.879	2387.690
9.000	65.000	2.800	-2048.132	45.000	4.165	2378.673
10.000	65.000	3.000	-2048.599	45.000	4.408	2395.360
11.000	65.000	3.400	-1981.211	45.000	4.606	2374.805
12.000	65.000	3.600	-1963.841	45.000	4.760	2376.124
13.000	65.000	3.600	-1989.562	45.000	4.870	2395.186
14.000	65.000	3.800	-1952.692	45.000	4.936	2381.520
15.000	65.000	3.800	-1957.686	45.000	4.959	2385.197

*****MISE EN TOLE*****

poutre 1

sect.	semelle superieure			semelle inferieure		
	largeur (cm)	epais. (cm)	contrai. (kg/cm ²)	larg. (cm)	epais. (cm)	contrai. (kg/cm ²)
0.000	65.000	2.000	-942.415	45.000	2.000	219.546
1.000	65.000	2.000	-1172.882	45.000	2.000	747.836
2.000	65.000	2.000	-1387.455	45.000	2.000	1239.693
3.000	65.000	2.000	-1586.133	45.000	2.000	1695.115
4.000	65.000	2.000	-1768.917	45.000	2.000	2114.104
5.000	65.000	2.000	-1901.042	45.000	3.000	2080.049
6.000	65.000	2.000	-2046.814	45.000	3.000	2353.904
7.000	65.000	2.000	-2148.808	45.000	4.000	2253.854
8.000	65.000	2.000	-2261.203	45.000	5.000	2333.043
9.000	65.000	2.000	-2358.612	45.000	5.000	2388.341
10.000	65.000	3.000	-2056.349	45.000	5.000	2327.160
11.000	65.000	3.000	-2093.222	45.000	5.000	2324.502
12.000	65.000	3.000	-2135.290	45.000	5.000	2394.205
13.000	65.000	3.000	-2165.338	45.000	5.000	2343.993
14.000	65.000	3.000	-2183.367	45.000	5.000	2373.865
15.000	65.000	3.000	-2189.376	45.000	5.000	2383.823

*****DIMENSIONNEMENT*****

poutre 2:

sect	semelle superieure			semelle inferieure		
	largeur (cm)	epaiss. (cm)	contrain. (kg/cm ²)	largeur (cm)	epaiss (cm)	contrai (kg/cm ²)
0.000	65.000	1.000	-1084.445	45.000	1.000	357.426
1.000	65.000	1.000	-1406.437	45.000	1.000	1021.632
2.000	65.000	1.000	-1702.280	45.000	1.060	1615.593
3.000	65.000	1.000	-1942.270	45.000	1.534	1939.406
4.000	65.000	1.000	-2155.381	45.000	1.969	2170.846
5.000	65.000	1.000	-2345.586	45.000	2.367	2344.015
6.000	65.000	1.400	-2265.858	45.000	2.727	2338.802
7.000	65.000	1.600	-2288.038	45.000	3.049	2383.701
8.000	65.000	2.000	-2201.689	45.000	3.333	2363.520
9.000	65.000	2.400	-2119.851	45.000	3.579	2342.553
10.000	65.000	2.600	-2110.005	45.000	3.787	2355.155
11.000	65.000	2.800	-2090.131	45.000	3.958	2358.880
12.000	65.000	3.000	-2061.361	45.000	4.090	2355.004
13.000	65.000	3.200	-2024.620	45.000	4.185	2344.381
14.000	65.000	3.200	-2039.869	45.000	4.242	2355.992
15.000	65.000	3.200	-2044.950	45.000	4.261	2359.824

*****MISE EN TOLE*****

poutre 2

sect.	semelle superieure			semelle inferieure		
	largeur (cm)	epais. (cm)	contrai. (kg/cm ²)	largeur (cm)	epais. (cm)	contrai. (kg/cm ²)
0.000	65.000	2.000	-942.415	45.000	2.000	219.546
1.000	65.000	2.000	-1159.874	45.000	2.000	680.021
2.000	65.000	2.000	-1362.335	45.000	2.000	1108.740
3.000	65.000	2.000	-1549.799	45.000	2.000	1505.701
4.000	65.000	2.000	-1722.266	45.000	2.000	1870.905
5.000	65.000	2.000	-1879.736	45.000	2.000	2204.353
6.000	65.000	2.000	-1982.269	45.000	3.000	2086.459
7.000	65.000	2.000	-2105.077	45.000	3.000	2299.914
8.000	65.000	2.000	-2213.437	45.000	4.000	2488.257
9.000	65.000	3.000	-1909.922	45.000	4.000	2110.792
10.000	65.000	2.000	-2351.513	45.000	4.000	2411.441
11.000	65.000	3.000	-2023.545	45.000	4.000	2313.012
12.000	65.000	3.000	-2063.313	45.000	4.000	2383.789
13.000	65.000	3.000	-2091.719	45.000	4.000	2334.344
14.000	65.000	3.000	-2108.762	45.000	4.000	2364.677
15.000	65.000	3.000	-2114.443	45.000	4.000	2374.788

*****STABILITE AU VOILEMENT*****

poutre 1

Verification du panneau n° 1

.5064229 <1.8 ==> panneau stable

Verification du panneau n° 2

.3498073 <1.8 ==> panneau stable

poutre 2

Verification du panneau n° 1

.7043014 <1.8 ==> panneau stable

Verification du panneau n° 2

.3228944 <1.8 ==> panneau stable

*****ETUDE DES DEFORMATIONS*****

Poutre 1

section	contrefleche sous charges permanentes		
(m)	cp (cm)	ccp (cm)	total (cm)
0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	1.28	0.23	1.52
2.00	2.40	0.43	2.83
3.00	3.16	0.57	3.73
4.00	3.80	0.67	4.48
5.00	4.10	0.75	4.85
6.00	4.09	0.80	4.89
7.00	4.06	0.84	4.90
8.00	4.02	0.87	4.88
9.00	3.92	0.89	4.85
10.00	4.01	0.91	4.92
11.00	3.91	0.92	4.83
12.00	3.90	0.93	4.83
13.00	3.97	0.94	4.92
14.00	3.91	0.94	4.85
15.00	3.93	0.94	4.87

*****ETUDE DES DEFORMATIONS*****

Poutre 2

section	contrefleche sous charges permanentes		
(m)	cp (cm)	ccp (cm)	total (cm)
0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	1.28	0.23	1.52
2.00	2.51	0.45	2.96
3.00	3.32	0.60	3.92
4.00	4.01	0.72	4.73
5.00	4.61	0.81	5.43
6.00	4.56	0.87	5.43
7.00	4.72	0.93	5.65
8.00	4.61	0.96	5.57
9.00	4.51	0.98	5.49
10.00	4.55	1.01	5.56
11.00	4.56	1.03	5.58
12.00	4.53	1.04	5.57
13.00	4.48	1.04	5.52
14.00	4.53	1.05	5.58
15.00	4.54	1.05	5.60

*****ETUDE DES CONNECTEURS*****

poutre 1

Glissement negatif

Espacement(cm)	glissement(kg/m)	Nombre de connecteur
16.41	-61268.60	31.00

Glissement positif

zones	glissement	connecteurs	
N°	(kg/m)	espacement (cm)	nombre
1.00	99580.27	10.10	38.00
2.00	72147.93	13.94	27.00
3.00	38130.43	26.37	15.00
4.00	23652.31	42.52	9.00

poutre 2

Glissement negatif

Espacement(cm)	glissement(kg/m)	Nombre de connecteur
14.90	-67498.80	34.00

Glissement positif

zones	glissement	connecteurs	
N°	(kg/m)	espacement (cm)	nombre
1.00	112601.13	8.93	42.00
2.00	107876.59	9.32	41.00
3.00	30339.23	33.15	12.00
4.00	18991.63	52.95	8.00

PONT MIXTE ETAYE

DIMENSIONNEMENT

Poutre 1

sect.	semelle superieure			semelle inferieure		
	largeur (cm)	epais. (cm)	contr. (kg/cm ²)	largeur (cm)	epais. (cm)	contr. (kg/cm ²)
0.000	65.000	1.000	-1084.445	45.000	1.000	357.426
1.000	65.000	1.000	-1171.644	45.000	1.000	834.747
2.000	65.000	1.000	-1261.201	45.000	1.234	1223.508
3.000	65.000	1.000	-1322.766	45.000	1.785	1450.875
4.000	65.000	1.000	-1388.703	45.000	2.292	1613.734
5.000	65.000	1.000	-1448.880	45.000	2.755	1735.753
6.000	65.000	1.000	-1503.256	45.000	3.173	1829.870
7.000	65.000	1.400	-1473.622	45.000	3.548	1802.227
8.000	65.000	1.800	-1443.439	45.000	3.879	1776.557
9.000	65.000	2.200	-1412.342	45.000	4.165	1751.828
10.00	65.000	2.400	-1409.599	45.000	4.408	1756.811
11.00	65.000	2.800	-1373.858	45.000	4.606	1728.189
12.00	65.000	3.000	-1363.356	45.000	4.760	1723.560
13.00	65.000	3.000	-1375.353	45.000	4.870	1738.062
14.00	65.000	3.200	-1355.854	45.000	4.936	1722.555
15.00	65.000	3.200	-1358.216	45.000	4.959	1725.358

DIMENSIONNEMENT

poutre 2 :

sect	semelle superieure			semelle inferieure		
	largeur (cm)	epais. (cm)	contrai. (kg/cm ²)	largeur (cm)	epais. (cm)	contrai. (kg/cm ²)
0.000	65.000	1.000	-1084.445	45.000	1.000	357.426
1.000	65.000	1.000	-1157.748	45.000	1.000	741.584
2.000	65.000	1.000	-1225.533	45.000	1.060	1087.524
3.000	65.000	1.000	-1285.216	45.000	1.534	1293.943
4.000	65.000	1.000	-1340.190	45.000	1.969	1444.772
5.000	65.000	1.000	-1390.368	45.000	2.367	1559.357
6.000	65.000	1.200	-1397.295	45.000	2.727	1595.245
7.000	65.000	1.600	-1366.052	45.000	3.049	1573.830
8.000	65.000	2.000	-1333.013	45.000	3.333	1553.409
9.000	65.000	2.400	-1300.816	45.000	3.579	1533.241
10.000	65.000	2.600	-1295.363	45.000	3.787	1539.601
11.000	65.000	2.800	-1286.394	45.000	3.958	1539.981
12.000	65.000	3.000	-1274.059	45.000	4.090	1535.202
13.000	65.000	3.200	-1258.500	45.000	4.185	1525.815
14.000	65.000	3.200	-1264.363	45.000	4.242	1534.013
15.000	65.000	3.200	-1266.317	45.000	4.261	1536.719

STABILITE AU VOILEMENT

Poutre 1 :

Verification du panneau n° 1

.3679299 <1.8 ==> panneau stable

Verification du panneau n° 2

.2358608 <1.8 ==> panneau stable

Poutre 2 :

Verification du panneau n° 1

.5660436 <1.8 ==> panneau stable

Verification du panneau n° 2

.173916 <1.8 ==> panneau stable

PONT MIXTE HYPERSTATIQUE NON ETAYE

nombre de travées	3
nombre de poutres	2
largeur chargeable	7 m
largeur roulable	7 m
largeur du trottoir	1.5 m
charge permanente	10.5 t/m
complement de charge permanente	5.5 t/m
entraxe des poutres	5.6 m
travée de rive	40 m
travée intermediaire	60 m

RESULTATS

pont 1ere classe

nombre de voies 2

nombre d'entretoises dans la travée (1) = 4

nombre d'entretoises dans la travée (2) = 7

nombre d'entretoises dans la travée (3) = 4

***** moments finals *****

poutre 1

section	cp	ccp	surcharges	
			M ⁺ (t.m)	M ⁻ (t.m)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.00	271.00	134.25	635.00	-138.07
8.00	431.32	213.60	1157.62	-276.14
12.00	480.66	238.04	1460.92	-414.21
16.00	419.11	207.56	1579.13	-552.29
20.00	246.69	122.17	1519.25	-690.36
24.00	-36.60	-18.12	1371.04	-828.43
28.00	-430.78	-213.33	1104.23	-1104.58
32.00	-935.84	-463.46	685.13	-1242.65
36.00	-1551.78	-768.50	214.51	-1380.72
40.00	-2278.60	-1128.45	238.34	-1621.29
44.00	-1398.49	-692.58	3101.79	-1730.32
48.00	-629.62	-311.63	1391.43	-2412.39
52.00	329.08	14.40	254.10	-4405.63
56.00	576.55	285.53	427.69	-6400.47
60.00	1013.14	501.75	601.82	-3450.21
64.00	1338.85	663.05	1422.30	-966.51
68.00	1553.68	769.44	1780.26	-823.40

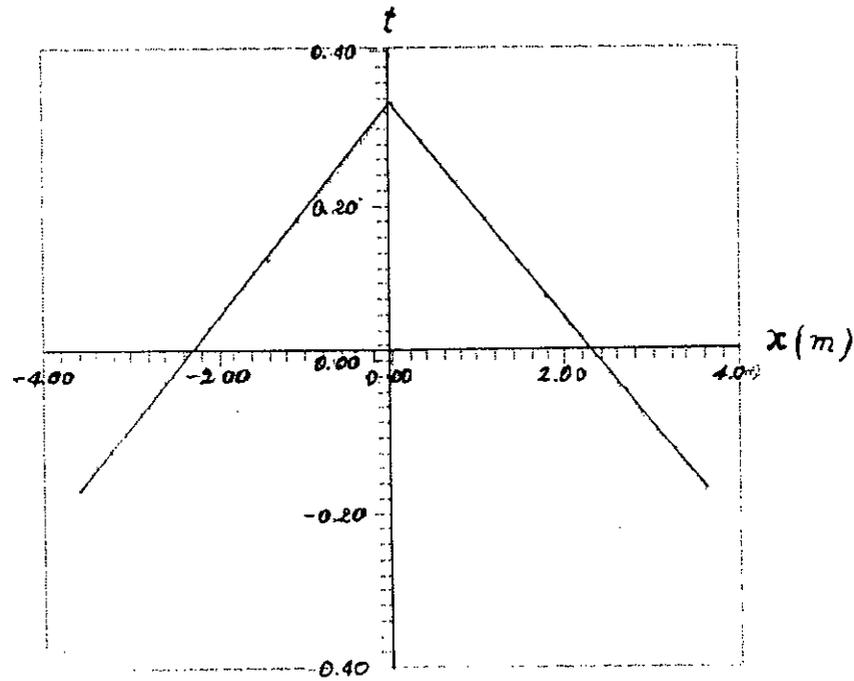
***** tranchants finals *****

poutre 1

section	cp	ccp	surcharge
0.00	80.68	12.05	102.00
4.00	53.60	8.00	72.56
8.00	26.53	3.93	43.23
12.00	-0.54	-0.08	-47.32
16.00	-27.61	-4.12	-65.98
20.00	-54.70	-8.17	-87.21
24.00	-81.76	-12.21	-106.56
28.00	-108.83	-16.25	-50.21
32.00	-135.90	-20.30	-20.00
36.00	134.66	20.11	136.65
40.00	107.60	16.07	127.65
44.00	80.50	12.02	113.40
48.00	53.44	7.98	99.63
52.00	26.37	3.94	84.92
56.00	-0.70	-0.11	69.52
60.00	-27.78	-4.15	60.58
64.00	-50.85	-8.20	52.36
68.00	-81.92	-12.23	39.65

Figure 1

Ligne d'influence de l'effort tranchant pour l'entretoise intermediaire pour une section au droit de la poutre intermediaire



Ligne d'influence du moment flechissant de l'entretoise intermediaire pour une section au droit de la poutre intermediaire

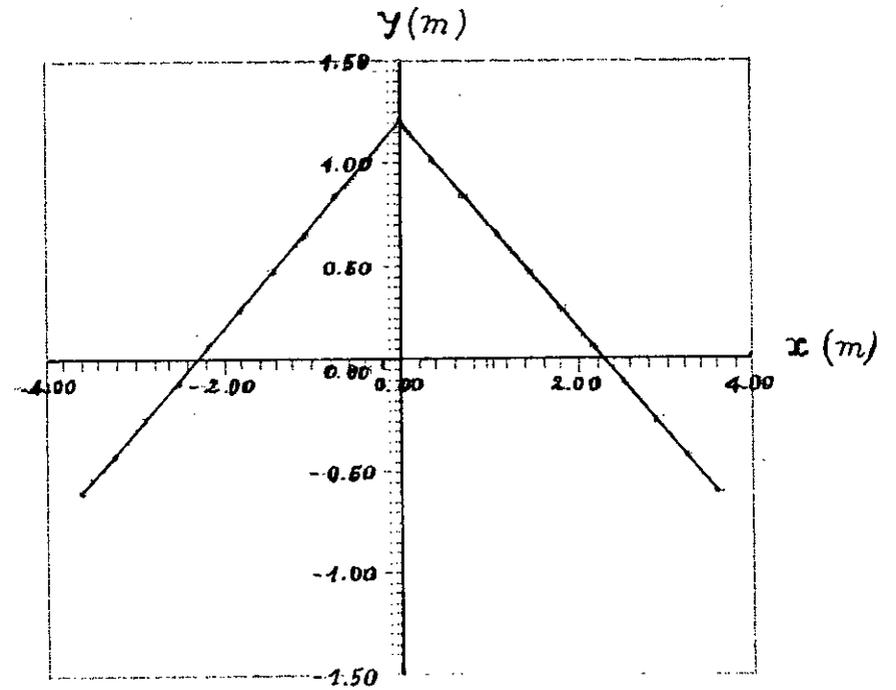
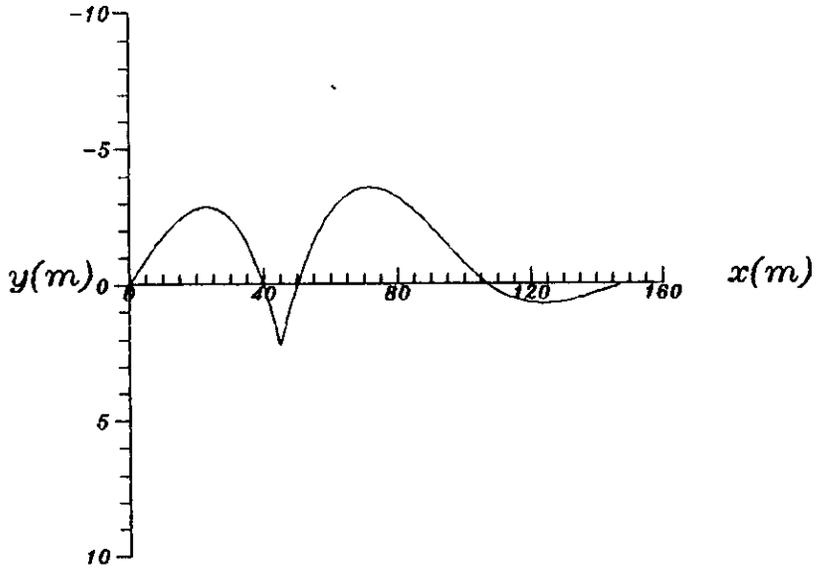
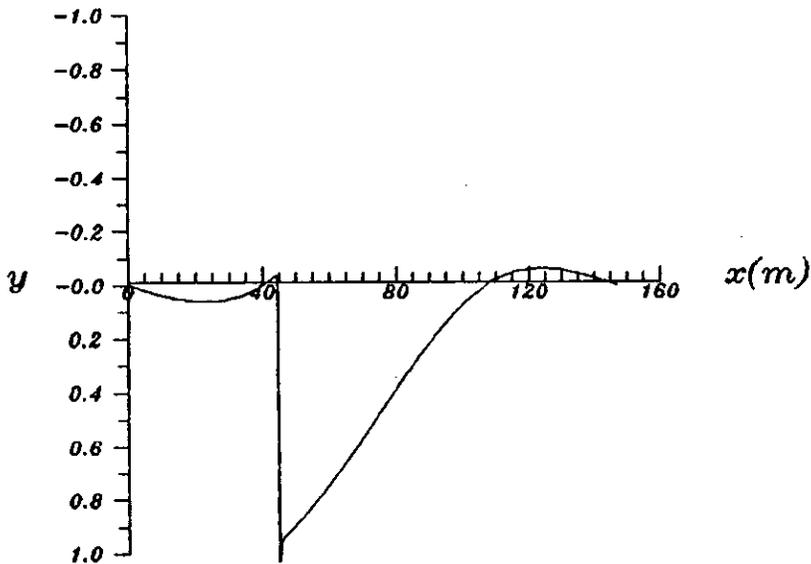


Figure 2.a

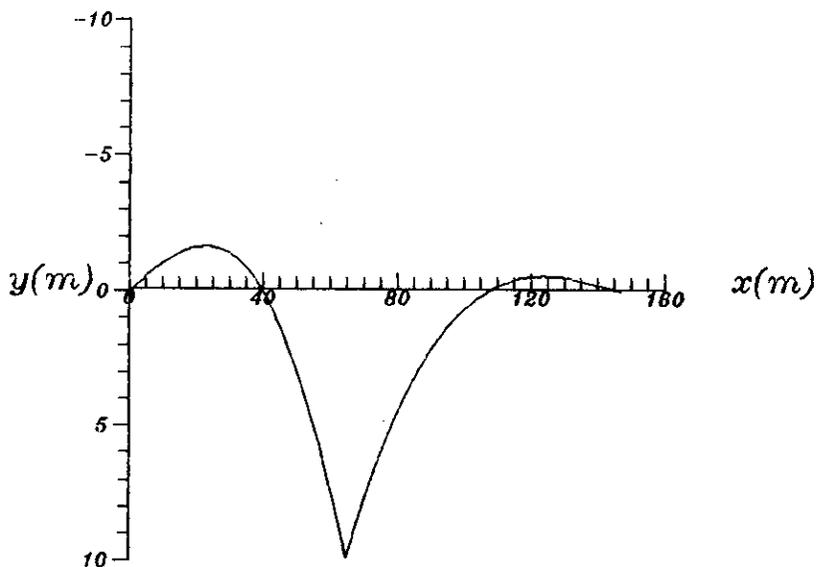


*Ligne d'influence du moment
flechissant au droit de $x=45\text{m}$*

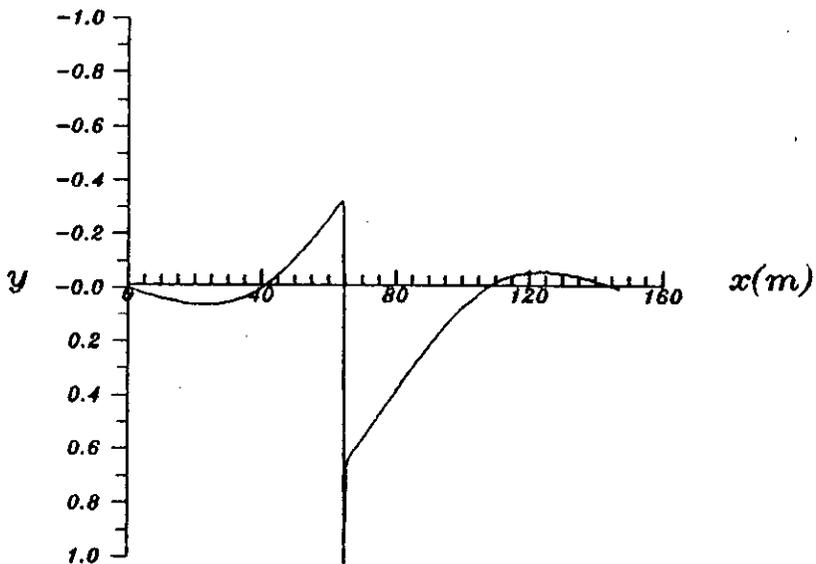


*ligne d'influence de l'effort
tranchant au droit de $x=45\text{m}$*

Figure 2.b



*Ligne d'influence du moment
flechissant au droit de $x=65m$*



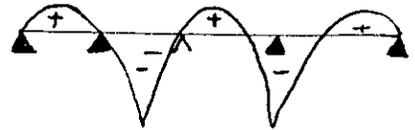
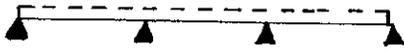
*ligne d'influence de l'effort
tranchant au droit de $x=65 m$*

PHASES CONSTRUCTIVES
Pont mixte non étayé

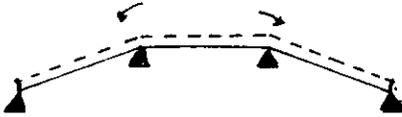
Succession des opérations

Diagramme des moments

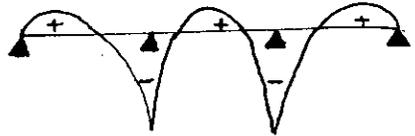
1 Mise en place de l'ossature métallique



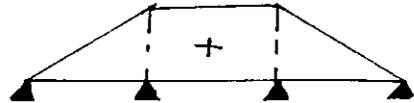
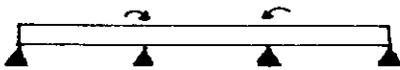
2 Dénivellation d'appuis en phase métal (éventuel)



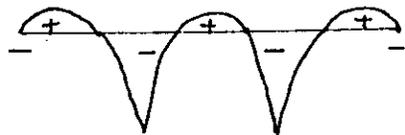
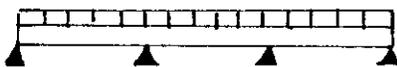
3 Mise en oeuvre du béton



4 Dénivellations d'appuis en phase mixte



5 Superstructures



6 Surcharges

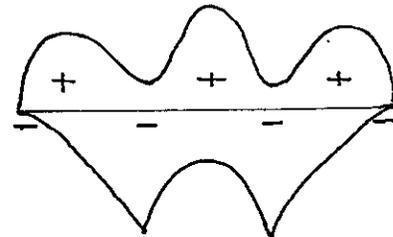
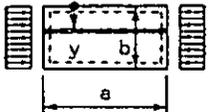
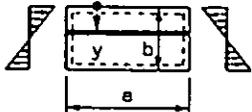
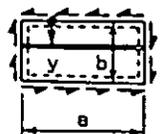


Figure 3

TABLEAU 1

Valeurs de la rigidité relative nécessaire γ_S^* pour différents cas (avec δ_S : aire relative d'un raidisseur et y : position du ou des raidisseurs).

SOLLICITATIONS	y	RAPPORT $\alpha = \frac{a}{b}$	RIGIDITE RELATIVE NECESSAIRE γ_S^*	
<p>COMPRESSION PURE ($\tau = 0$)</p> 	$\frac{b}{2}$	$\alpha \leq \sqrt{8(1+2\delta_S)-1}$ $\alpha \geq \sqrt{8(1+2\delta_S)-1}$	$-\frac{\alpha^4}{2} + [8(1+2\delta_S)-1]\alpha^2 + \delta_S + \frac{1}{2}$ $\frac{1}{2}[8(1+2\delta_S)-1]^2 + \delta_S + \frac{1}{2}$	
	$\frac{b}{3}$ et $\frac{2b}{3}$	$\alpha \leq \sqrt{18(1+3\delta_S)-1}$ $\alpha \geq \sqrt{18(1+3\delta_S)-1}$	$-\frac{\alpha^4}{3} + \frac{2}{3}[18(1+3\delta_S)-1]\alpha^2 + \delta_S + \frac{1}{3}$ $\frac{1}{3}[18(1+3\delta_S)-1]^2 + \delta_S + \frac{1}{3}$	
	<p>FLEXION PURE ($\tau = 0$)</p> 	$\frac{b}{2}$	$\alpha \geq 0,5$	1,5
		$\frac{b}{3}$	$0,5 \leq \alpha \leq \sqrt{1,6+8\delta_S}$ $\alpha \geq \sqrt{1,6+8\delta_S}$	$-1,1\alpha^4 - (3,5+17,6\delta_S)\alpha^2 - 0,7$ $3,4+27,7\delta_S+70,4\delta_S^2$
$\frac{b}{4}$		$0,5 \leq \alpha \leq \sqrt{3,06+17,4\delta_S}$ $\alpha \geq \sqrt{3,06+17,4\delta_S}$	$-1,21\alpha^4 + (7,41+42\delta_S)\alpha^2 + 1$ $12,3+130\delta_S+370\delta_S^2$	
$\frac{b}{5}$		$0,5 \leq \alpha \leq \sqrt{5,14+25,2\delta_S}$ $\alpha \geq \sqrt{5,14+25,2\delta_S}$	$-1,54\alpha^4 + (15,82+77,6\delta_S)\alpha^2 - 3,55$ $43,4+381\delta_S+1080\delta_S^2$	
$\frac{b}{3}$ et $\frac{2b}{3}$		$\alpha \geq 0,7$	$(3,33+16,67\delta_S)(\alpha-0,1)$ mais : $\gamma_{S,max}^* = 26\delta_S + 3$	
$\frac{b}{4}$ et $\frac{b}{2}$		$\alpha \geq 0,5$	$(7+50\delta_S+27\delta_S^2)\alpha - (1,6+14,5\delta_S+13,5\delta_S^2)$ mais : $\gamma_{S,max}^* = 8+70\delta_S+200\delta_S^2$	
<p>CISAILLEMENT PUR ($\sigma = 0$)</p> 		$\frac{b}{2}$	$0,7 \leq \alpha \leq 1,1$ $1,1 \leq \alpha \leq 3,5$	$210(\alpha-0,4)^4 + 7,5$ $18(4,1-\alpha)(\alpha-2,1)^3 + 108(\alpha-2,1) + 220$
	$\frac{b}{3}$	$0,7 \leq \alpha \leq 1,6$ $1,6 \leq \alpha \leq 3,0$	$(10-2,38\alpha)\alpha^4$ $90,6 - \frac{35}{\alpha-0,9}$	
	$\frac{b}{4}$	$0,5 \leq \alpha \leq 1,5$ $1,5 \leq \alpha \leq 4,0$	$4,16\alpha^4 + 5(\alpha-1)(\alpha-0,7)$ $40 - \frac{5,1}{\alpha-1,2}$	
	$\frac{b}{5}$	$0,5 \leq \alpha \leq 1,3$ $1,3 \leq \alpha \leq 2,5$	$19,5(\alpha-0,5)^3 + 0,5$ $35 - 17(2,5-\alpha)^2$	
	$\frac{b}{3}$ et $\frac{2b}{3}$	$0,5 \leq \alpha \leq 1,0$ $1,0 \leq \alpha \leq 2,2$ $2,2 \leq \alpha \leq 3,5$	$50\alpha^3 + 10\alpha$ $\frac{1}{3}(550\alpha - 370)$ $370 - 41(3,5-\alpha)^3$	
	$\frac{b}{4}$ et $\frac{b}{2}$	$0,7 \leq \alpha \leq 2,5$ $2,5 \leq \alpha \leq 4,0$	$34,4\alpha - 19$ $66\alpha - 98$	