

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

7/94

MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

**Ecole Nationale Polytechnique d'Alger  
( E.N.P )**

Département ~~Génie~~ Génie Civil

المدرسة الوطنية المتعددة الفنون  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

*Pour*

*L'Obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil*

**THEME**

**CALCUL AUTOMATIQUE DE  
TABLIERS DE PONTS RAILS  
MIXTE A TROIS TRAVEES  
HYPERSTATIQUES**

Proposé par :

S.A.P.T.A

Etudié par :

CHEKKAL Mokrane

Dirigé par :

MR M. ABDESSAMED  
MR SILHADI, K,

**PROMOTION 1994**

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

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

**Ecole Nationale Polytechnique d'Alger  
( E.N.P )**

Département : Génie Civil

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

*Pour*

*L'Obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil*

**THEME**

**CALCUL AUTOMATIQUE DE  
TABLIERS DE PONTS RAILS  
MIXTE A TROIS TRAVEES  
HYPERSTATIQUES**

Proposé par :

S.A.P.T.A

Etudié par :

CHEKKAL Mokrane

Dirigé par :

M<sup>R</sup> M. ABDESSAMED  
M<sup>R</sup> SILHADI

PRODUCTION 1994

## Dédicaces :

- *A ma mère,*
- *à mes frères et soeurs,*
- *à mes oncles maternels,*
- *à mon oncle paternel,*
- *à mes tantes,*
- *à mes amis,*
- *et à tous ceux que j'aime.*

## REMERCIEMENTS

Mes remerciements à Mr ABDESSAMED Ingénieur de la SAPTA pour son aide précieuse.

Je remercie également Mr SILHADI pour les encouragements et les précieux conseils qu'il m'a offert, et que tous les enseignants qui ont contribué à ma formation trouve ici l'expression de ma gratitude.

Je tiens à remercier Mr N.MERABET pour le soin apporté à la mise en forme de ma thèse et tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin.

Mes vifs remerciements aux personnels de la Bibliothèque de l'ENP, en particulier SALAH, KARIM et KRIMO ainsi au responsable de l'annexe du Centre de calcul de l'ENP, M<sup>rs</sup> ELHADI et pour tous mes collègues qui ont participé avec moi la joie de la soutenance du présent sujet.

Sujet : Le but de cette étude est d'automatiser la conception d'un tablier de pont rail mixte acier-béton à 3 travées hyperstatiques à fin d'aboutir aux dimensions des poutres maîtresses et ainsi le calcul des raidisseurs et des connecteurs nécessaires.

Subject : The subject of this work is the automatization of the study of a composit bridge floor with 3 hyperstatics beams.

In order to arrive to the dimentions of beams and the calculation of and connectrors.

إن الهدف من هذه الدراسة هو برمجة آلية - إنشاء برنامج -  
لدراسة سطح جسر ما.  
الجسر مخصص للسكك الحديدية و نو بنى خليطة - مزدوجة -  
من مادتي الحديد الذي يشكل الروافد المكونة بالتلحيم  
و الصفيحة الخرسانية. و الجسر على شكل عارضة مستمرة من  
ثلاث روافد محمولة على أربع مساند. و الغرض هو تحديد أبعاد  
هاته الروافد و دراسة الروابط بينها و بين الصفيحة و كذا دراسة  
الإعوجاج.

## Table des matières

### *1<sup>ère</sup> Partie : GENERALITES*

- Présentation du sujet

CHAP 1 - Généralités sur les ponts.

CHAP 2 - Généralités sur les structures mixtes.

CHAP 3 - Paramètres de choix du type de tablier.

### *2<sup>ème</sup> Partie : METHODOLOGIE DE CALCUL*

CHAP 1 - Evaluation des charges et surcharges.

CHAP 2 - Calcul des sollicitations dans le tablier ensemble.

CHAP 3 - Répartition des sollicitations sur les poutres.

CHAP 4 - Calcul d'une section mixte.

CHAP 5 - Prédimensionnement de l'ossature métallique.

CHAP 6 - Etude du retrait et de la variation de température.

CHAP 7 - Calcul des dénivellations d'appuis.

CHAP 8 - Vérification des contraintes et dimensionnement final.

CHAP 9 - Vérification de la semelle inférieure au diversement.

CHAP 10 - Etude de l'âme au voilement.

CHAP 11 - Etude des connecteurs.

CHAP 12 - Etude des joints boulonnés.

CHAP 13 - Aperçu sur le calcul des entretoises.

### *3<sup>ème</sup> Partie ANALYSE INFORMATIQUE*

CHAP 1 - Présentation du logiciel et ses limites.

CHAP 2 -Présentation de quelques soubroulines principaux.

CHAP 3 -Organigramme générale.

CHAP 4 - Exemple de calcul.



**CONCLUSION**

**BIBLIOGRAPHIE**

## Présentation du sujet

Depuis son apparition l'informatique est de plus en plus utilisée; d'une façon dominante dans les différentes disciplines d'ingénieur.

Dans le génie-civil le rôle primordiale de l'outil informatique dans la conception des ouvrages, et ainsi dans la résolution des systèmes numériques complexes et longs , a permis une évolution très importante en matière de rapidité - en évitant les calculs manuels fastidieux qui sont par ailleurs délicats et incertains - ; de précision - avantage dû aux qualités de la machine -, et enfin de qualité de conceptions assurée par l'efficacité des langages de programmation de plus en plus évolués.

C'est dans le cadre de l'entreprise Algérienne des ponts et des travaux d'art ( S.A.P.T.A) que rentre ce présent sujet, visant l'élaboration d'un programme informatique permettant le calcul automatique de tabliers mixtes (acier-béton) de ponts rails à trois travées hyperstatiques.

En autres ces tabliers :

- ⇒ à poutres droites sous tablier de hauteur constante tout au long de l'ouvrage ; et dont le nombre ne peut dépasser en aucun cas six poutres.
- ⇒ Pouvant supporter un ou deux trottoirs public, et une ou deux voies ferroviaires dont l'excentricité transversale par rapport aux poutres est nulle.
- ⇒ Reposent sur deux culées et deux piles qui ne doivent avoir des inconvénients relatif au tassement; car nous somme en présence d'un système hyperstatique.
- ⇒ Diversement est empêché par un entretoisement rigide.

Ce travail peut être divisé en 3 parties relativement indépendantes.

⇒ Dans la première partie des généralités, j'exposerai des connaissances fondamentales, sur les ponts, les structures mixtes servant comme plate forme pour le reste de travail.

⇒ Dans la deuxième partie colonne vertébrale du sujet on s'intéresse au calcul d'un tablier mixte proprement dit, en procédant a une analyse détaillée des méthodes de conception pour faciliter leur modélisation informatique.

⇒ Dans la troisième partie je présenterai en détail le logiciel, ces limites, ses données et ses sorties -résultats-; sa structure ( organigramme ) en la traitant d'un exemple concret.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

## 1<sup>ère</sup> Partie

# GENERALITES

# CHAPITRE I

## *GENERALITES SUR LES PONTS*

## CHAPITRE I

### GENERALITES SUR LES PONTS

#### I.1. DEFINITION :

Le pont est un ouvrage important, construit en élévation pour permettre à un courant de circulation de franchir un obstacle, que ce soit naturel ou un autre courant de circulation dont le croisement à niveau est à éviter.

Un pont est construit de:

- Tablier formé d'une ou plusieurs travées, isostatiques ou hyperstatiques.
- Culées : appuis de rives.
- Piles : appuis intermédiaires.

#### I.2. CLASSIFICATION :

Selon sa destination un pont peut être un :

- Pont rail.
- Pont route.
- Pont canal.
- Ou une passerelle.

Selon l'obstacle à franchir le pont peut être un :

- Aqueduc : franchir un courant d'eau (site maritime).
- Viaduc : franchir une vallée (site terrestre).

Selon son implémentation par rapport à la voie franchie, le pont peut être un :

- Pont droit.
- Pont biais.

- Pont courbe.
- Pont polygonal.

### I.3. HISTORIQUE DE LA CONCEPTION DES PONTS :

Suivant l'ordre de leur apparition les modes de conceptions qui dirigent l'étude des ponts sont classées ci dessous.

1. Les ponts voûtes : qui ne peuvent être que les ponts en maçonnerie - Fig. 1 -

2. Les ponts à poutres droites : pour les ponts de hauteur constante on peut citer :

- a) - Pont à poutres sous tablier - Fig. 2 -.
- b) - Pont à poutres latérales : pleines - Fig. 3 - ou évidées.
- c) - Pont à poutres cantilevers consoles équilibrées - Fig. 4 - ou encastrées - Fig. 5 -.
- d) - Pont contre poids - Fig. 6 -.
- e) - Pont à poutres en portiques encastrés ou articulés.

Pour les ponts de hauteurs variables on peut citer:

- a) - Pont à poutres à treillis rigides type vierendel - Fig. 7 -.
- b) - Pont à poutres triangulées.

3. Ponts en arc : on peut citer:

- a) - Pont à poutres paraboliques par dessus - Fig. 8 - ou par dessous.
- b) - A tympan plein - Fig. 9 -.
- c) - Pont à tablier intermédiaire - Fig. 10 -

4. Ponts dalles :

5. Ponts suspendus : C'est une technique récente qui s'adapte bien pour les grandes portées.

On peut citer :

- a) - Ponts à pylônes - Fig. 11 -.
- b) - Ponts à haubans - Fig. 12 -.



Fig 2: Pont à poutres sous tablier

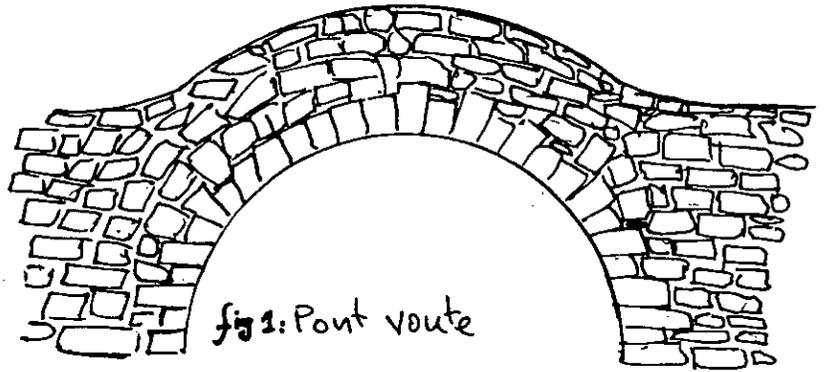


Fig 1: Pont voûte



Fig 3 = Pont à poutres latérales - pleines -



Fig 4: Pont à poutre cantilever à consoles équilibrées.

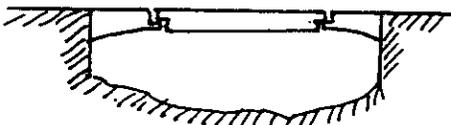


Fig 5: Pont à poutre cantilever à consoles encastrées.

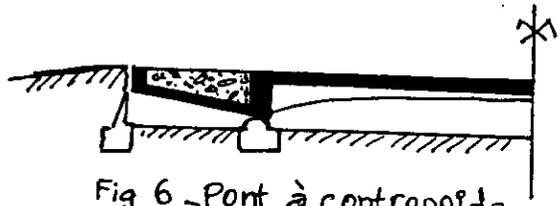


Fig 6 - Pont à contrepoids



Fig 7 - Poutre à treillis rigide 'Vierendel'

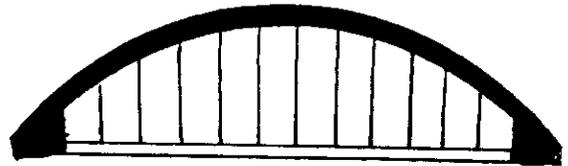


Fig 8 - Poutre bowstring

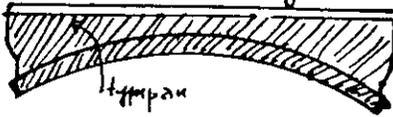


Fig 9 - Pont à poutre en arc par dessous et à tympans

Pont à poutre en arc par-dessus



Fig 10 = Pont à poutre en arc à tablier intermédiaire

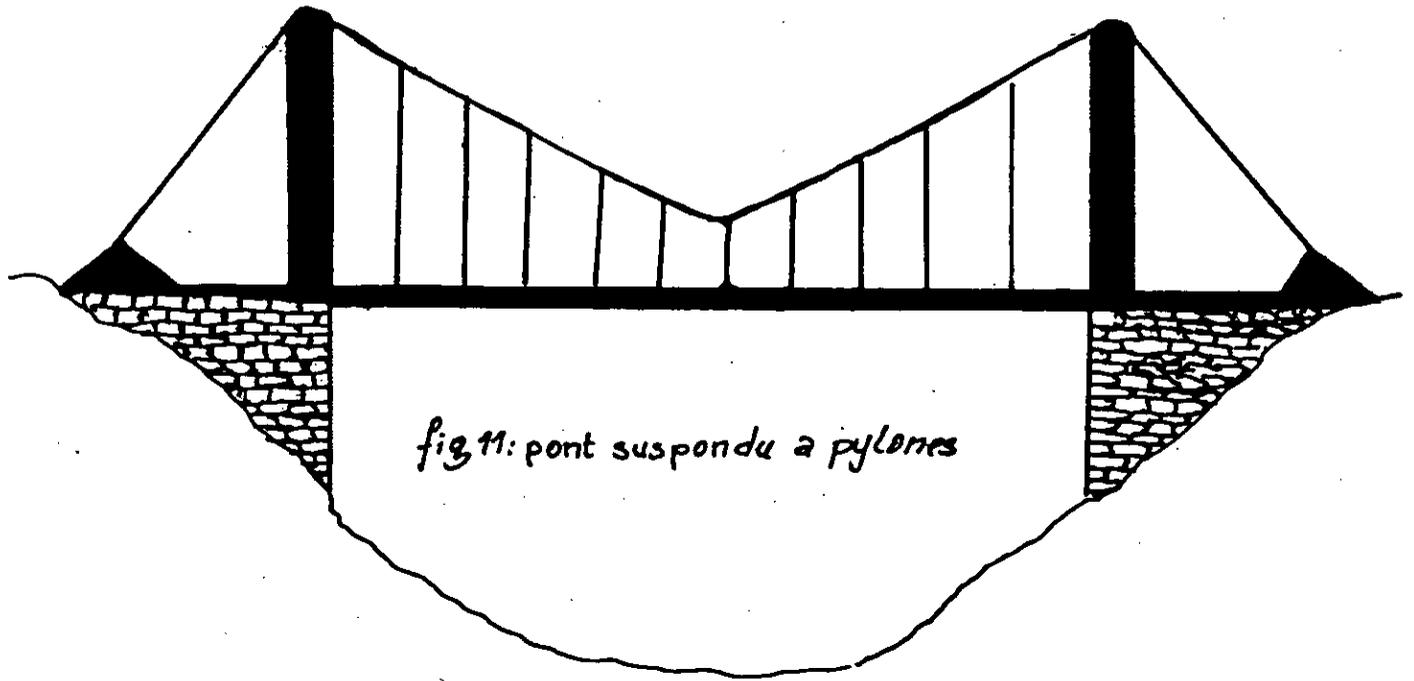


fig 11: pont suspendu a pylones

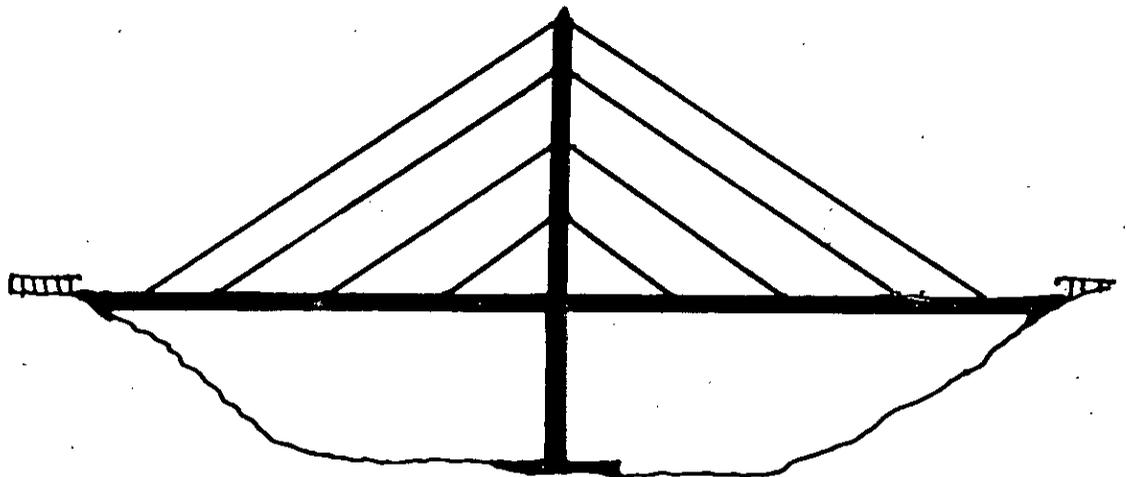


Fig d. pont suspendu a haubans

## **CHAPITRE II**

### **GENERALITES SUR LES STRUCTURES MIXTES**

## CHAPITRE II

### GENERALITES SUR LES STRUCTURES MIXTES

#### II.1. PRINCIPES :

L'association acier-béton permet de mettre à profit économiquement les performances des deux matériaux, ainsi le béton travaillant bien à la compression, mais faible en traction est renforcé par une structure métallique.

Dans une flexion suivant l'axe des poutres métalliques il faut assurer une liaison entre les poutres métalliques et la dalle en béton pour que l'ensemble fonctionne comme une poutre mixte.

On peut calculer les contraintes en une section mixte par application de la R-D-M à une section rendue homogène en affectant la section du béton (B) une aire d'acier de  $B/n$  ou  $n$  est le coefficient d'équivalence  $n = E_a/E_b$  ;  $E_a$  et  $E_b$  sont les modules d'élasticité respectivement de l'acier et du béton.

Autrement on peut homogénéiser la section mixte en béton en affectant à la section de l'acier (A) une aire équivalente de béton de  $A.n$ .

#### II.2. DIFFERENTES DISPOSITIONS DES TABLIERS MIXTES :

Les conditions de mise en oeuvre du béton et le succès d'économiser la hauteur du tablier peuvent conduire à différentes dispositions de la dalle par rapport aux poutres métalliques :

- a) - Dalle coulée directement sur la semelle supérieure - Fig. a -.
- b) - Dalle coulée directement sur la semelle supérieure avec gousset - Fig. b - c'est le cas considéré dans notre travail.
- c) - Poutres enrobées dans des retombées de la dalle - Fig. c -.
- d) - Poutres entièrement enrobées dans la dalle - Fig. d -.

Les cas ( c ) et ( d ) forment une catégorie indépendante des tabliers dit à poutrelles enrobées qui n'est justifier que pour les ponts relativement petits ( < 15 m ).

En fin il faut noter que la dalle et les deux semelles sont supposées reprendre le moment fléchissant alors que l'âme du P.R.S est supposé reprendre la totalité de l'effort tranchant revenant à la section mixte.

### **II.3. AVANTAGES ET INCONVENIENTS DE LA STRUCTURE MIXTE D'UN TABLIER :**

#### **II.3.1. Avantages :**

- La structure mixte d'un tablier nous permet de franchir des portées plus importantes que celles des ponts dalles ou à poutres multiples en béton armé ou précontraint allant jusqu'à 65 m pour inerties constantes et 150 m pour inerties variables.
- L'avantage remarqué par rapport aux tabliers métalliques réside dans l'économie du métal et aussi la légèreté de l'ensemble ce qui fait diminuer les charges appliquées sur les appuis.
- L'exécution du pont mixte ne nécessite que peu d'échafaudage donc dégagement des brèches pendant l'exécution.

#### **II.3.2. Inconvénients :**

- L'acier nécessite un entretien rigoureux et constant durant la vie de l'ouvrage , ce qui est équivalent à une augmentation de 15% à 20% du coût du métal.
- Une structure mixte nécessite une main d'oeuvre très variée et qualifiée en même temps ( assurer une bonne connexion et respecter les dimensions calculées).
- Elle présente un renversement de fonctions des éléments de poutres dans les zones de moments négatifs pour les tabliers hyperstatiques.

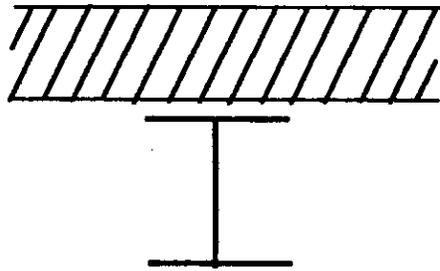


Fig. (a)

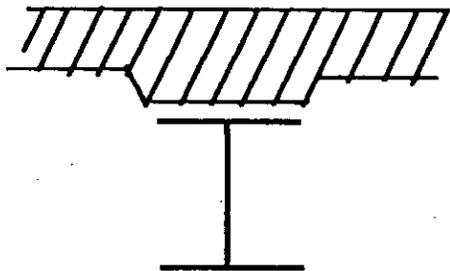


Fig. (b)

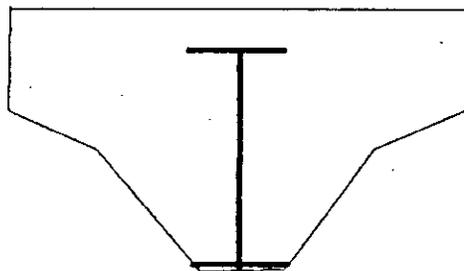


Fig. (c)

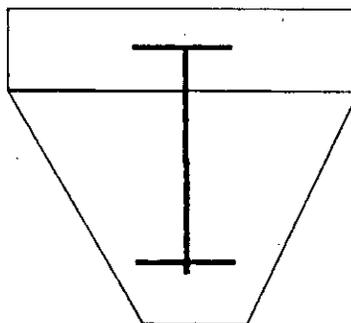


Fig. (d)

## **CHAPITRE III**

### *PARAMETRES DE CHOIX DU TYPE DE TABLIER*

## CHAPITRE III

### PARAMETRES DE CHOIX DU TYPE DE TABLIER

Le choix du type de tablier doit être fait du double point de vue technique et économique.

Le rapport du coût du tablier est approximativement un cinquième ( 1/5 ) du coût total de l'ouvrage y compris les travaux connexes, et ceci montre l'importance de la conception des autres éléments ( culées, piles, fondations ) et aussi celle des travaux connexes et des suggestions de réalisation.

L'aspect technique s'impose d'une façon primordiale, de ce côté le choix du type de tablier dépend d'un grand nombre de paramètres dont *l'incidence* doit être chiffrée.

En premier lieu ce sont les portées des travées et l'épaisseur du tablier désirées qui font réduire le choix à un nombre limitée de types.

En suite le choix entre ces derniers peut se faire à partir de leurs avantages et inconvénients respectifs toute en établissant un bilan comparatif des coûts totaux de l'ouvrage pour les différentes solutions techniques jugées convenables.

Selon la portée maximale de l'ouvrage en ce référant au tableau n°1.

En suite on passe au deuxième tableau présentant la hauteur du tablier (voir tableau n°2). Donc le nombre de types possibles est réduit d'avantage. Pour en sortir avec une décision on a recoures à d'autres paramètres qui sont les avantages et les inconvénients - non relatif à la portée, ni à l'épaisseur du tablier - ( voir tableau n°3 ).

#### III.1. CHOIX DES CARACTERISTIQUES DU TABLIER :

Longitudinalement la portée totale du pont est à partager sur les 3 travées, dans le cas courant, il convient d'attribuer aux travées de rives des portées de l'ordre de 75% à 80% de celles des travées intermédiaires.

Mais il y a d'autres contraintes qui peuvent affecter les rapports des travées, à titre d'exemples je cite :

- L'emplacement des piles nécessite un soin particulier surtout pour les tabliers hyperstatiques.
- La nature de l'obstacle à franchir qui joue sur la hauteur du tablier, donc sur la portée maximale d'une travée en envisageant en même temps l'augmentation de la hauteur des culées.
- Transversalement il y a des dispositions de sécurité ou autres règlements exigés, dont on peut citer :
  - Prévoir au moins 2,30 m du nœud intérieur du garde corps à l'axe de la voie la plus proche.
  - Le ( ou les ) trottoir (s) doit (vent) être situé (s) à l'extérieur des poutres.
  - La hauteur du ballaste est prise égale à 0,35 m.
  - La distance transversale ballastée ne doit jamais être inférieure à 3,5 m.
  - Dans le cas de deux voies ( soit sur un même tablier ou non ) l'entraxe des deux voies doit être compris entre 2 fois (3,57 à 3,67) selon la vitesse, il est même utile de l'augmenter d'avantage en cas ou on prévoit dans l'avenir le passage des convoies relativement rapides.

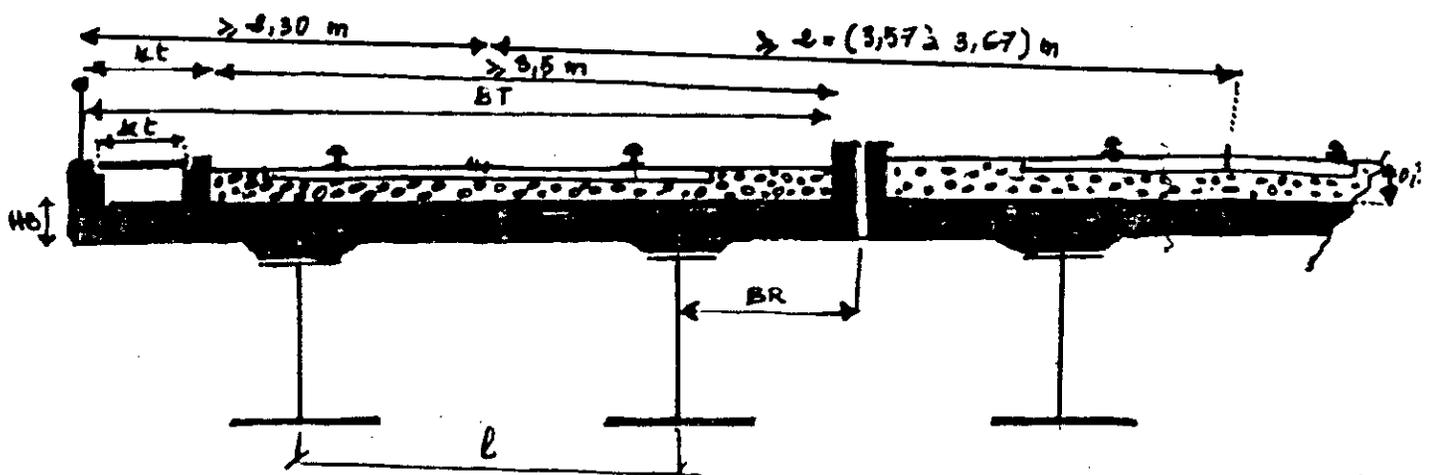


TABLEAU (1)

Portées		Type											
		8	10	12	15	20	25	31	35	50	65	80	>80
Pont en BA	Dalle pleine	■	■	■	■								
	Dalle évidée	■	■	■	■								
	Poutres latérales		■	■	■								
	Poutres multiples				■	■	■						
	En caisson	■	■	■									
Pont en BP	Dalle pleine	■	■	■	■	■							
	Dalle évidée					■	■						
	Poutres latérales		■	■	■								
	Poutres multiples I					■	■	■	■	■			
	Poutres multiples T						■	■	■	■	■		
	Poutres multiples R				■	■							
	En caisson								■	■	■		
	Poutrelles enrobées	■	■	■	■								
Mixtes	Prof laminés		■	■	■	■	■	■					
	P.R.S.				■	■	■	■	■	■	■		
	En caisson							■	■	■	■	■	
Métalliques	Poutres latérales	■	■	■									
	Poutres multiples âme pleine						■	■	■	■	■		
	Treillis V								■	■	■	■	
	Treillis N										■	■	■

TABLEAU (2)

TYPE DE TABLIER		HAUTEUR [m] ( Ballaste non compris )
B A	Dalle pleine	$\approx 1/15 * \text{portée}$
	Dalle évidée	$\approx 1/15 * \text{portée}$
	Poutres multiples	$\approx 1/12 * \text{portée}$
	Poutres latérales	Important $> 1/10 * \text{portée}$
	En caisson	$\approx 1/12 * \text{portée}$
B P	Dalle pleine	$\approx 1/18 * \text{portée}$
	Dalle évidée	$\approx 1/18 * \text{portée}$
	Poutres multiples	$\approx 1/14$ ou $1/13 * \text{portée}$
	Poutres latérales	Très grande $> 1/12 * \text{portée}$
	En caisson	$\approx 1/14$ ou $1/13 * \text{portée}$
Poutrelles enrobées	$\approx 0,65$ m	
Mixte	Profilé laminé (isostatique)	$\approx 1/20 * \text{portée}$
	Isostatique avec PRS	$\approx 1/20 * \text{portée}$
	Isostatique en caisson	$\approx 1/20 * \text{portée}$
	Profilé laminé (hyperstatique)	$\approx 1/30 * \text{portée}$
	Hyperstatique avec PRS	$\approx 1/30 * \text{portée}$
	Hyperstatique en caisson	$\approx 1/30 * \text{portée}$
Métallique	A poutres multiples à âmes pleines	Pièce de pont enrobée $\rightarrow 0,80$ m Pièce de pont apparente $\rightarrow 1,00 : 1$ voie $\rightarrow 1,40 : 2$ voies
	Poutres latérales à âmes pleines	$\approx 1/2 * \text{portée}$
	Poutres à treillis	$\rightarrow 1,00 : 1$ voie $\rightarrow 1,40 : 2$ voies

TABLEAU (3)

	AVANTAGES	INCONVENIENTS
B A	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Matériaux économiques</li> <li>• Durabilité</li> <li>• Exécution facile</li> <li>• Monolithisme</li> <li>• Bonne résistance aux chocs</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Nécessité de coffrage et d'échafaudage</li> <li>• Tablier lourd</li> </ul>
B P	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Préfabrication par élément</li> <li>• Economiser le béton</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Nécessité de coffrage et d'échafaudage important sauf en cas de préfabrication.</li> <li>• Exécution délicate</li> </ul>
Poutrelles enrobées	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Elimination quasi total de coffrage et d'échafaudage</li> <li>• Facilité de réalisation</li> <li>• Exécution facile</li> <li>• Monolithisme</li> <li>• Bonne résistance aux chocs</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Poutrelles chères et difficiles à en avoir</li> </ul>
Mixte	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Eviter en grande partie le coffrage et l'échafaudage</li> <li>• Légèreté de l'ensemble</li> <li>• Facilité de mise en place</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Métal cher</li> <li>• Nécessité de surveillance</li> <li>•</li> </ul>
Métallique	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Pas de coffrage et moins d'échafaudage</li> <li>• Possibilité de préfabrication</li> <li>• Aspect esthétique</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Prix onéreux</li> <li>• Ouvrage lourd</li> <li>• Main d'oeuvre qualifiée et surveillance très sévère</li> <li>• Entretien périodique très coûteux</li> </ul>

2<sup>ème</sup> PARTIE

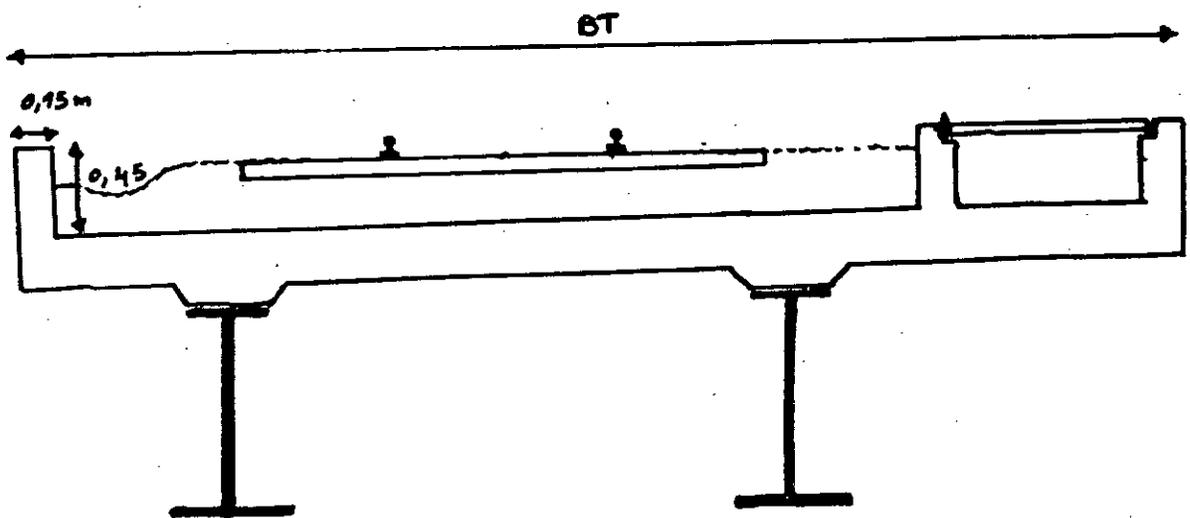
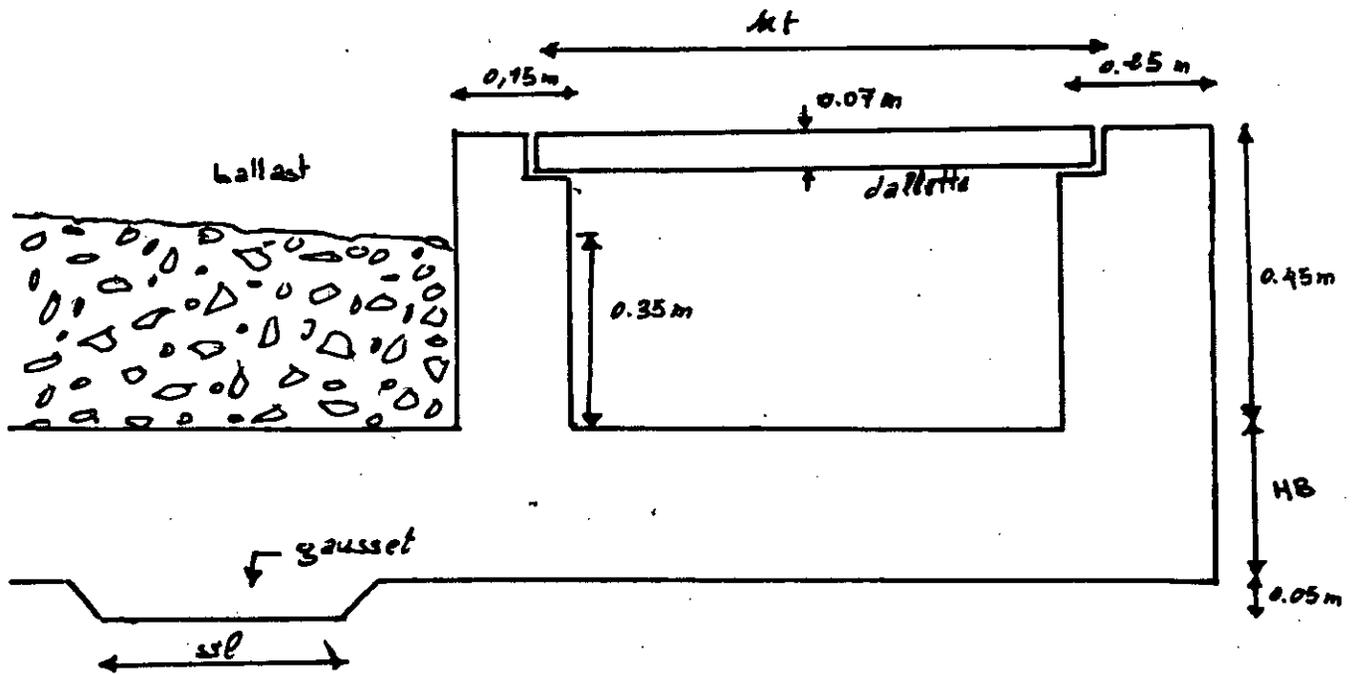
METHODOLOGIE

DE

CALCUL

## CHAPITRE I

### *EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES*



## CHAPITRE I

### EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

#### I.1. MASSE VOLUMIQUE :

Se sont le poids des éléments constitutifs du tablier d'une part et de la voie ferroviaire d'autre part.

Les masses volumiques des différents éléments sont :

- Éléments en béton armé → 2500 kg / m<sup>3</sup>
- Élément en gros béton → 2200 kg / m<sup>3</sup>
- Élément métalliques → 7850 kg / m<sup>3</sup>
- Garde corps → 100 kg / ml.
- Chape d'étanchéité → 2200 kg / m<sup>3</sup>
- Ballaste → 1600 kg / m<sup>3</sup>.

Remarque : D'après F.CIOLINA. L'ossature métallique est estimé à

$$100 + 0,105 \cdot x^{16} \text{ (kg/m}^2\text{) } x : \text{étant la plus grande portée.}$$

#### I.2. EVALUATION DES CHARGES PAR METRE LINEAIRE :

- Béton armé :  $g_1 = (HB \cdot BT + n \cdot 0,05 \cdot ssl) \cdot 2,5 \text{ t/ml.}$
- Gros béton :  $g_2 = (0,45 \cdot 0,55 + xt \cdot 0,07) \cdot 2,2 \text{ t/ml ; } xt : \text{largeur de la dalle.}$
- Garde corps :  $g_3 = 0,1 \text{ t/ml.}$
- Chape d'étanchéité : pente de 1% et d'épaisseur maximale de 5 cm  
 $g_4 = 0,05 \cdot (BT - xt - 0,55) \cdot 2,2 \text{ t/ml.}$
- Ballaste :  $g_5 = 0,35 \cdot (BT - xt - 0,55) \cdot 1,6 \text{ t/ml.}$

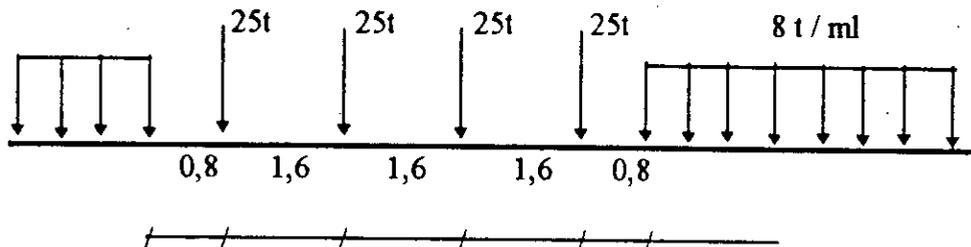
- Ballaste :  $g_5 = 0,35 \cdot (BT - xt - 0,55) \cdot 1,6 \text{ t/ml}$ .
- Voie (s) :  $g_6 = nv \cdot 0,15 \text{ t/ml}$  ;  $nv$  : le nombre de voies.
- Ossature métallique :  $g_7 = (100 + 0,105 \cdot l_m^{1/6}) \cdot BT \cdot 10^3 \text{ t/ml}$ .
- Coffrage :  $COF = BT \cdot 0,07 \text{ t/ml}$ .

Les charges sont divisées en deux catégories:

- Les charges permanentes :  $CP = g_1 + g_7 + COF$ .
- Les compléments de charges permanentes  $CCP = g_2 + g_3 + g_4 + g_5 + g_6 - COF$ .

### I.3. SURCHARGES UIC :

Le convoie UIC71 est un convoie fictif qui englobe tous les convoies ferroviaire et qui donne le chargement le plus défavorables schématisé ci-dessous .



$nv$  : étant le nombre de voies.

UIC → Charge uniforme :  $UICU = 8 \text{ t/ml} \cdot nv$  exercée par les wagons.

→ 4 charges concentrées  $UICC = 25 \text{ t} \cdot nv$  exercés par les essieux du locomotive.

### I.4. SURCHARGES DE TROTTOIR :

La surcharge de trottoir public est évaluée pour la justification des poutres à  $2 \text{ t/ml}$ .

Cette même charge est réduite de 10 %.

Soit STP : la surcharge du trottoir public.

$$STP = (xt + 0,4) \cdot 2 \cdot 0,9 \text{ t/ml} ;$$

Notons bien que la surcharge de trottoir pour la justification des entretoises est prise égale à  $5 \text{ t/ml}$ .

$$\text{Donc } STP = (xt + 0,4) \cdot 5 \cdot 0,9 \text{ t/ml}$$

## **CHAPITRE II**

*CALCUL DES SOLLICITATIONS DANS LE TABLIER.  
ENSEMBLE*

## CHAPITRE II

### CALCUL DES SOLLICITATIONS DANS LE TABLIER ENSEMBLE

#### II.1. PRINCIPE :

Les sollicitations globales dans le tablier sont évaluées en considérant celui-ci comme une poutre continue reposant sur 4 appuis simples. Cette poutre est soumise à un chargement vertical et les réactions exercées par les appuis sont verticales.

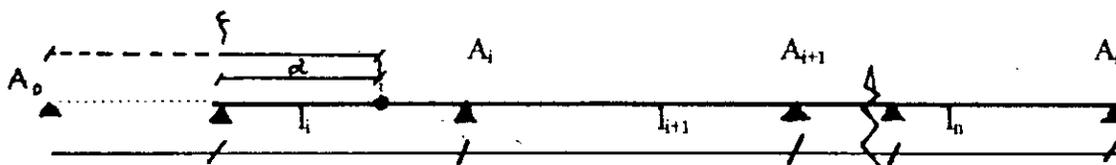
Une poutre à (  $n = 3$  ) travées est donc (  $n-1 = 2$  ) fois hyperstatique. Les lignes d'influences des moments sur appuis intermédiaires seront calculés à partir des relations de CLAPEYRON dites des trois moments, en suite on calcule les moments en travées, en faisant intervenir leurs lignes d'influences.

Les efforts tranchants sont calculés en utilisant leurs lignes d'influences. Chaque travée est subdivisée en un nombre de sections et à chaque section pour chaque travée on tire le moment hyperstatique et l'effort tranchant en fonction du moment isostatique par les formules suivantes:

$$M_i(\xi, a) = \mu_i(\xi, a) + M_{i-1}(\xi) \cdot (1 - a/l_i) + M_{i+1}(\xi) \cdot (a/l_i)$$

$$t_i(\xi, a) = d\mu_i(\xi, a) / d\xi + (M_i(\xi) - M_{i-1}(\xi)) / l_i$$

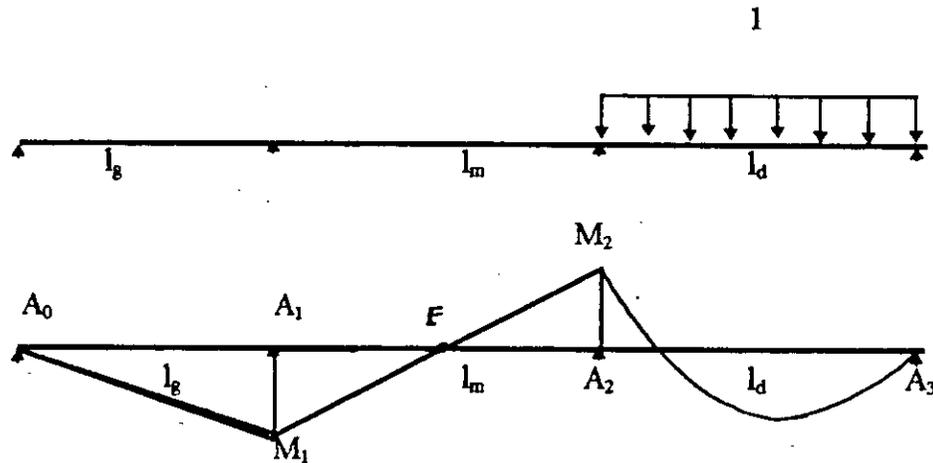
La réaction d'appui  $A_i$  serait égale à  $R_i = t_{i+1}(0) - t_i(l_i)$  avec  $\mu_i(\xi, a)$  le moment isostatique à la section considérée engendré par la charge considérée.



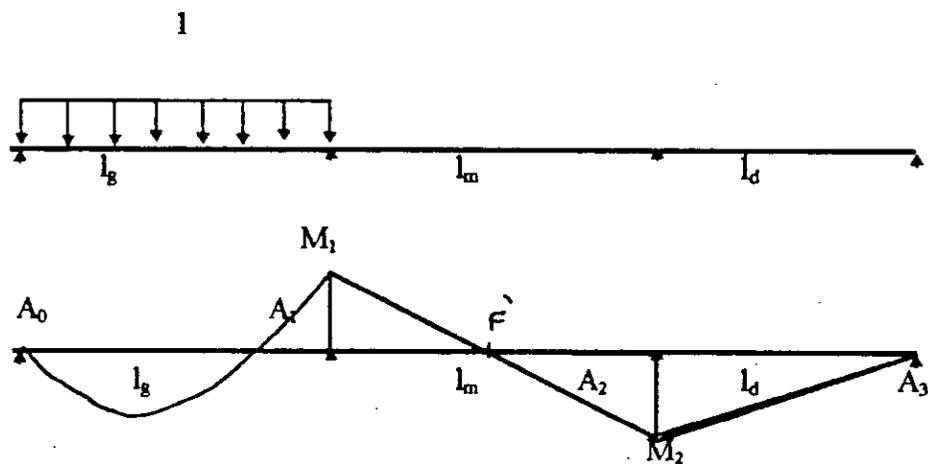
#### II.2. DETERMINATION DES FOYERS :

En premier lieu on va déterminer les foyers de la travée intermédiaire F et F'; en signalant que les points foyers de la travée de rive gauche et droite sont confondus respectivement avec les appuis de rive de gauche et de droite.

Pour déterminer le point foyer gauche (F) on charge seulement la travée de rive droite avec une charge unitaire et uniforme l'allure du moment dans la travée intermédiaire serait un segment de droite qui s'annule au point appelé : foyer.

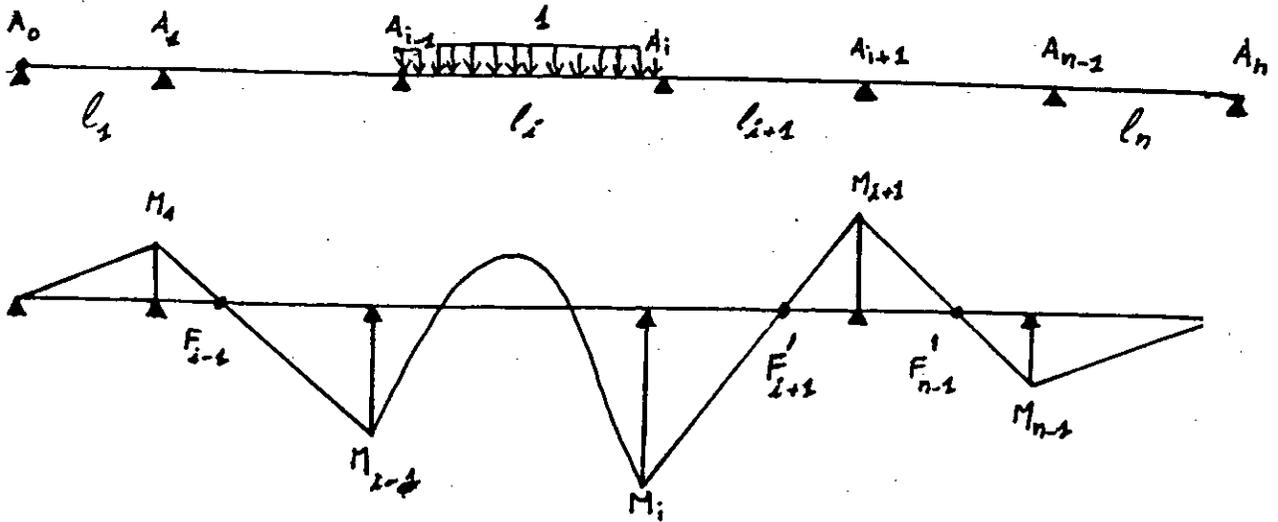


Même raisonnement pour déterminer le point foyer droit (F'), seulement cette fois on charge la travée gauche ( $l_g$ ).



Remarque : pour une poutre à n+1 appuis numérotés de 0 à n et dont une travée est chargée par une charge uniforme et unité , nous admettons que :

$$M_1 / M_2 = M_2 / M_3 = \dots = M_{n-2} / M_{n-1}$$



Pour la détermination de F ( on charge \$l\_d\$ ), avec la méthode des trois moments on trouve :

$$M_1 = \frac{\frac{3 \cdot l_d^2}{8}}{4 \cdot (l_g + l_m) \cdot (l_d + l_m) / l_m - l_m}$$

$$M_2 = \frac{-2 \cdot M_1 \cdot (l_g + l_m)}{l_m}$$

On utilise la formule :

$$\frac{\overline{A_{j-1} \cdot F_j}}{F_j \cdot A_j} = \frac{-M_{j-1}}{M_j} \text{ avec } j < i \quad F_j = F$$

Dans le cas  $i = 3 ; j = 2$

$$\text{On trouve } \overline{A_0 \cdot F} = l_g + \overline{A_1 \cdot F} = l_g + \frac{l_m \cdot \left( \frac{M_1}{M_2} \right)}{\left( \frac{M_1}{M_2} \right) - 1}$$

détermination de  $F'$  (on charge  $l_g$ )

Par la méthode de CLAPEYRON on trouve :

$$M_2 = \frac{\frac{3 \cdot l_g^2}{8}}{4 \cdot (l_g + l_m) \cdot (l_d + l_m) / l_m - l_m}$$

$$M_2 = \frac{-2 \cdot M_2 \cdot (l_m + l_d)}{l_m}$$

$$\text{On utilisant la formule : } \frac{\overline{F'_k \cdot A_k}}{A_k \cdot F_k} = \frac{-M_k}{M_{k-1}}$$

Dans notre cas,  $i = 1, k = 2$

$$\text{On trouve } \overline{A_0 \cdot F'} = l_g + \overline{A_1 \cdot F'} = l_g + \frac{l_m}{1 - \left( \frac{M_2}{M_1} \right)}$$

### II.3. DETERMINATION DES LIGNES D'INFLUENCE DES MOMENTS SUR APPUIS :

Dans tous les calculs qui suivent  $\xi$  et  $a$  sont comptés à partir de l'appui  $A_0$  vu que la rigidité flexionnelle des travées est la même, on utilise directement la formule de CLAPEYRON:

$$M_{i-1} \cdot l_i + 2 \cdot M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = -6 \cdot \Omega_i \cdot a_i / l_i - 6 \cdot \Omega_{i+1} \cdot b_{i+1} / l_{i+1}$$

avec :

$i$  : Numéro de la travée

$\Omega_i \cdot a_i$  : Le moment statique de l'aire des moments isostatiques de la travée ( $i$ ) par rapport à l'appui de gauche de la travée ( $i$ )

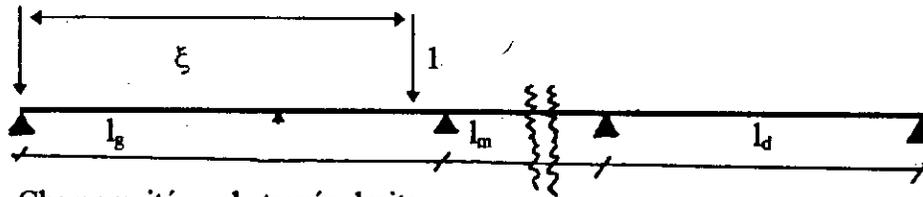
$\Omega_{i+1} \cdot bi_{i+1}$  : Le moment statique de l'aire des moments isostatiques de la travée (  $i + 1$  ) par rapport à son appui de droite.

La ligne d'influence des moments  $M_1$  et  $M_2$  ( sur appuis intermédiaires ( $A_1$  et  $A_2$  ) varie d'une travée à une autre donc il y a lieu de considérer 3 cas de chargement .

a)- Charge unité sur la travée gauche

$$M_{1g} = Z_2 \cdot \xi^3 + Z_3 \cdot \xi$$

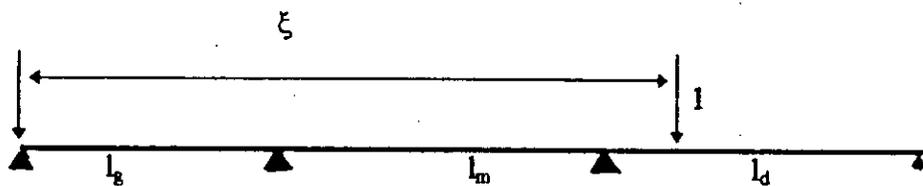
$$M_{2g} = Z_6 \cdot \xi^3 + Z_7 \cdot \xi$$



b)- Charge unité sur la travée droite

$$M_{1d} = Z_8 \cdot \xi'^3 + Z_9 \cdot \xi'$$

$$M_{2d} = Z_4 \cdot \xi'^3 + Z_5 \cdot \xi'$$



avec les valeurs suivantes des  $Z_i$

$$Z_1 = 4 \cdot (l_g + l_m) \cdot (l_m + l_d) - l_m^2$$

$$Z_2 = \frac{2 \cdot (l_m + l_d)}{l_g \cdot Z_1}$$

$$Z_3 = \frac{-2 \cdot l_g \cdot (l_m + l_d)}{Z_1}$$

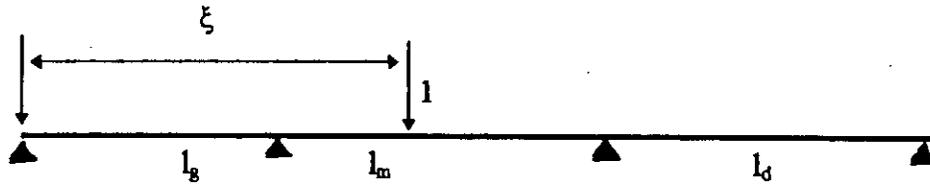
$$Z_4 = \frac{2 \cdot (l_m + l_g)}{l_d \cdot Z_1}$$

$$Z_5 = \frac{-2 \cdot l_d \cdot (l_m + l_g)}{Z_1}$$

$$Z_6 = \frac{-l_m}{l_g \cdot Z_1} ; Z_7 = \frac{l_g \cdot l_m}{Z_1}$$

$$Z_8 = \frac{-l_m}{l_d \cdot Z_1} ; Z_9 = \frac{l_d \cdot l_m}{Z_1}$$

c)- Charge unité sur la travée intermédiaire



$$M_{2m} = x_3 \cdot \xi^3 + x_2 \cdot \xi^2 + x_1 \cdot \xi + x_0$$

$$M_{1m} = y_3 \cdot \xi^3 + y_2 \cdot \xi^2 + y_1 \cdot \xi + y_0$$

avec:

$$x_4 = \left( l_m - \frac{4 \cdot (l_m + l_d) \cdot (l_m + l_g)}{l_m} \right) \cdot \frac{l_m^2}{2}$$

$$x_3 = \left( 2 \cdot l_g \cdot \frac{l_g + l_m}{l_m} - 2 \cdot \frac{(l_m + l_g)^2}{l_m} + \frac{l_m}{2} + l_g \right) / x_4$$

$$x_2 = \left( -4 \cdot l_g^2 \cdot \frac{l_g + l_m}{l_m} - l_g \cdot l_m - 2 \cdot l_g \cdot (l_g + l_m) + 2 \cdot \frac{l_g \cdot (l_m + l_g)^2}{l_m} + 2 \cdot \frac{(l_m + l_g)^3}{l_m} - \frac{l_m \cdot (l_m + l_g)}{2} - l_g^2 \right) / x_4$$

$$x_1 = \left( 2 \cdot l_g^2 \cdot \frac{(l_g + l_m)^2}{l_m} + l_g \cdot (l_m + l_g)^2 + 2 \cdot l_g^2 \cdot (l_g + l_m) + l_m \cdot l_g \cdot (l_m + l_g) + 2 \cdot \frac{l_g^3 \cdot (l_m + l_g)}{l_m} + \frac{l_g^2 \cdot l_m}{2} - 4 \cdot l_g \cdot \frac{(l_m + l_g)^3}{l_m} \right) / x_4$$

$$x_0 = [ -2 \cdot l_g^3 \cdot (l_g + l_m)^2 / l_m + 2 \cdot l_g^2 \cdot (l_g + l_m)^3 / l_m - l_g^2 \cdot (l_g + l_m)^2 - 2 \cdot l_g^2 \cdot l_m \cdot (l_g + l_m) / 2 ] / x_4$$

$$y_3 = 1 / l_m^2 - [2 \cdot (l_m + l_d) / l_m] \cdot x_3$$

$$y_2 = 2 / l_m^3 \cdot [l_m^2 / 2 - l_g \cdot l_m - l_m \cdot (l_g + l_m) / 2] - [2 \cdot (l_m + l_d) / l_m] \cdot x_2$$

$$y_1 = 2 / l_m^3 \cdot [l_g \cdot l_m \cdot (l_g + l_m) - l_g \cdot l_m^2 / 2 - l_m^2 \cdot (l_g + l_m) / 2 + l_m \cdot l_g^2 / 2] - [2 \cdot (l_m + l_d) / l_m] \cdot x_1$$

$$y_0 = 2 / l_m^3 \cdot [l_g \cdot l_m^2 \cdot (l_g + l_m) / 2 - l_m \cdot l_g^2 \cdot (l_g + l_m) / 2] - [2 \cdot (l_m + l_d) / l_m] \cdot x_0$$

**II.4. DETERMINATION DES LIGNES D'INFLUENCE DES MOMENTS**

**FLECHISSANT : (en travées)**

$$M(\xi, x) = \mu(\xi, x) + M_{i-1}(1 - x/l_i) + M_i(\xi) \cdot X/l_i \rightarrow (*)$$

$i$  : le numéro de la travée sur laquelle se situe la section considérée

$x$  : la distance entre la section et l'appui

$A_0$  : pour la travée gauche ;  $A_1$  pour la travée intermédiaire

$A_3$  : pour la travée droite,

$\xi$  : est compté à partir de  $A_0$ .

Pour déterminer les sections d'influences la poutre est divisée en 5 parties qui sont  $A_0A_1$ ,  $A_1F$ ,  $FF'$ ,  $F'A_2$ ,  $A_2A_3$  et pour chaque portion de ces 5 il faut déterminer les aires d'influences sur les trois travées en une section située sur la portion ~~de~~ ceci en déterminant chaque fois le moment isostatique  $\mu(\xi, x)$  et les moment des appuis  $M_{i-1}(\xi)$  et  $M_i(\xi)$ . Pour donner l'idée du calcul je prend à titre d'exemple la section (a) se trouvant sur la travée gauche et je calcule l'aire  $S_1$  (voir fig. 1).

Travée gauche :

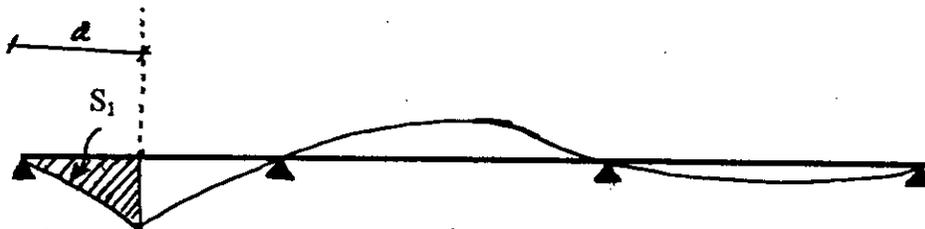
$$\mu_{\xi}(a) = \frac{l_g - \xi}{l_g} \cdot a - (a - \xi)$$

$$M_1(\xi) = Z_2 \xi^3 + Z_3 \xi \quad M_0(\xi) = 0$$

L'équation (\*) donne :

$$M_{hyp1}(\xi, a) = \frac{a \cdot Z_2}{l_g} \xi^3 + \left( 1 + a \frac{Z_3 - 1}{l_g} \right) \cdot \xi$$

$$S_1 = \int_0^a M_{hyp1}(\xi, a) \cdot d\xi$$



Pour les surcharges UIC - voir chap. 1 - on considère pour chaque section la position la plus défavorable du convoi et ceci pour le moment positif que pour le moment négatif.

**II.5.DETERMINATION DES LIGNES D'INFLUENCE DES EFFORTS**

**TRANCHANTS :**

L'expression qui donne l'effort tranchant à une section de travée (i) à une distance (a) de l'appui A<sub>0</sub> et sous une charge appliquée à une distance ξ de A<sub>0</sub> :

$$T_i(\xi, a) = \frac{\partial \mu_i(\xi, a)}{\partial a} + \frac{M_i(\xi) - M_{i-1}(\xi)}{l_i}$$

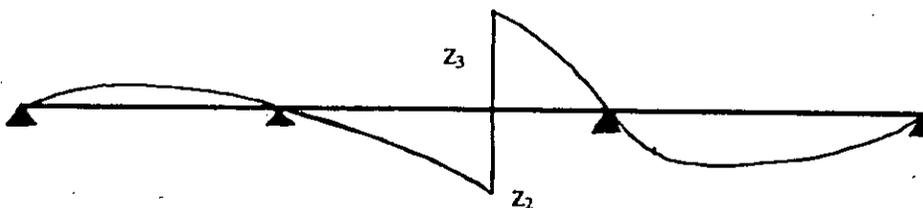
Pour une section sur la travée de gauche la ligne d'influence serait :

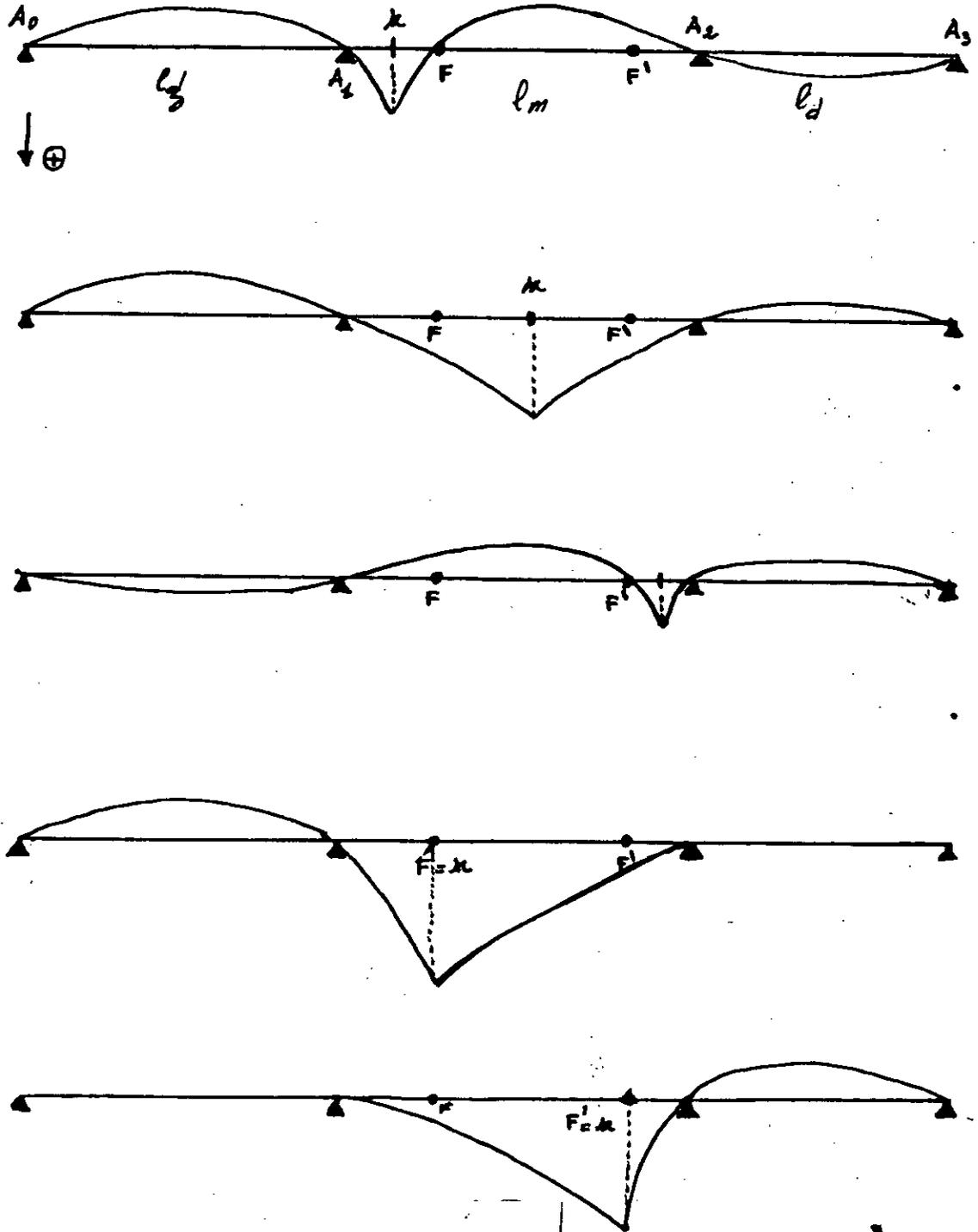
avec  $z_1 + z_2 = 1$



Pour une section se trouvant sur la travée intermédiaire la ligne d'influence est la suivante :

avec  $z_2 + z_3 = 1$





- Ligne d'influence du moment sollicitant en  $X$ , dépendant de la position de  $X$  par rapport aux foyers  $F_i$  et  $F'_i$  de la travée.

## **CHAPITRE III**

### *REPARTITION DES SOLLICITATIONS SUR LES POUTRES*

## CHAPITRE III

### REPRÉSENTATION DES SOLLICITATIONS SUR LES POUTRES

L'entretoisement à réaliser est très rigide par rapport aux poutres principales car la conception des entretoises serait faite en respectant que leur rigidité relative  $r$  soit inférieure à 0,3 avec :

$$r = \frac{N}{2} \cdot \frac{1}{L} \cdot \sqrt[4]{\frac{I_p}{I_e}}$$

ou :  $N$  : le nombre de poutres principales

$l$  : l'entraxe de deux poutres.

$L$  : portée des poutres principales.

$I_p$  : le moment d'inertie propre d'une poutre principale.

$I_e$  : le moment d'inertie propre d'une entretoise.

Donc la répartition se fait par la méthode de JEAN COURBON qui est basée sur la théorie des poutres rigides sur appuis élastique.

#### III.1. HYPOTHESES DE LA METHODE :

- Les poutres principales sont parallèles et placées sur un même plan horizontal.
- Les entretoises sont perpendiculaires aux poutres principales.
- La résistance à la torsion du pont comme celle des poutres est négligée.
- La largeur du pont est nettement plus inférieure sa longueur.
- Les poutres sont d'inerties constantes et sont ainsi considérées si leur hauteur est constante et leurs inerties sont variables au maximum dans un rapport 1 à 2.

**III.2. PRINCIPE :**

Le tablier à N poutres équidistantes de « l »; avant d'aborder le problème de la répartition, il convient de déterminer le coefficient de répartition ( $\Delta_i$ ) pour la poutre numérotée ( i ) en comptant du côté sans trottoir *a défaut de symétrie transversale.*

$$\Delta_i = 1 + 6 \cdot \left( \frac{-n + 2 \cdot i - 1}{n^2 - 1} \right) \cdot \frac{e}{l}$$

n : le nombre de poutres

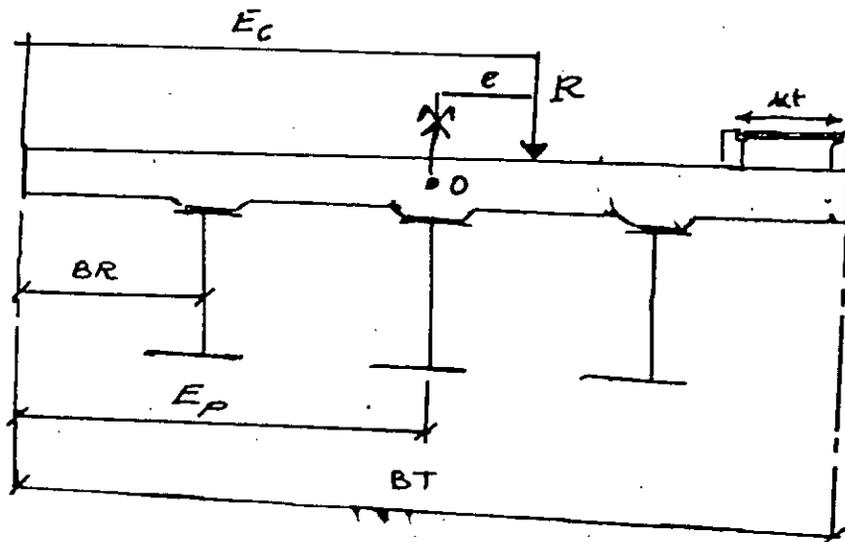
l : l'entraxe des poutres

e : l'excentricité du chargement par rapport au centre d'inertie des poutres, elle est prise positive dans le cas où la résultante se trouve à droite de ce dernier.

La poutre la plus sollicitée est celle de rive droite c'est à dire du côté du trottoir ( i = n ) pour laquelle :

$$\Delta = 1 + 6 \cdot \left( \frac{n - 1}{n^2 - 1} \right) \cdot \frac{e}{l}$$

avec e qui varie pour chaque type de chargement.



**III.2.1. Détermination de  $e$  :**

$$e = E_c - E_p$$

$$E_p = BR + \frac{n-1}{2} \cdot 1$$

$$* \text{Pase CP: } E_c = \frac{BT}{2}$$

\*Pase CCP:

$$E_c = \left[ \frac{g_2 \cdot \left( BT - \frac{xt}{2} \right) + g_3 \cdot BT + g_4 \cdot \frac{BT - xt - 0,4}{3} + g_5 \cdot \frac{BT - xt - 0,4}{2} + g_6 \cdot EP - COF \cdot EP}{CCP} \right]$$

\* Surcharge UIC :  $E_c = E_p$  donc  $e = 0$ ;  $\Delta = 1$ .

\* surcharge de trottoir :

$$E_c = BT - 0,2 - \frac{xt}{2} \quad \text{pour le cas d'un seul trottoir}$$

$$E_c = E_p \text{ c.à.d. } e = 0 \quad \text{dans le cas d'un tablier à deux trottoirs.}$$

**III.3. REPARTITION DES MOMENTS FLECHISSANTS :**

On calcule le moment revenant à la poutre :

$$(i) \text{ exprimé par } M_i = (M / n) \cdot \Delta_i$$

avec :  $M$  : le moment sollicitant l'ensemble des poutres,

$M_i$  : le moment réparti revenant à la poutre  $i$ .

$\Delta_i$  : le coefficient de répartition de la poutre  $i$ .

Notons que le nombre de poutres à traiter est de :

$(N+1)/2$  si  $N$  est impaire

$N/2$  si  $N$  est paire.

$N$  : le nombre total de poutres.

### III.4. REPARTITION DE L'EFFORT TRANCHANT :

Il faut noter que pour pouvoir appliquer la théorie des poutres infiniment rigides sur appuis élastiques, il faut qu'il y ait une proportionnalité entre les flèches des poutres et les réactions des entretoises.

Cette même hypothèse n'est pas vérifiée au niveau des sections voisines à l'appui et la première entretoise en travée où la réaction est maximale et la flèche est nulle sur l'appui.

Donc on distingue deux zones à traiter séparément :

#### III.4.1. Zone courante :

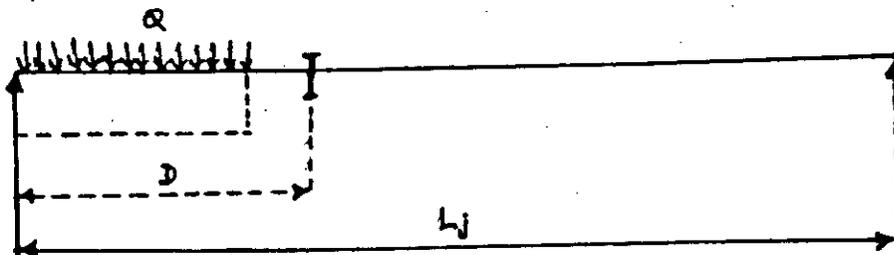
Comprise entre les deux entretoises intermédiaires les plus proches des appuis sur chaque travée. Pour des sections se trouvant sur des zones courantes, la répartition se fait de la même manière que pour les moments.

$$T_i = (T / n) \cdot \Delta_i$$

#### III.4.2. Zone d'appuis :

Ce sont les parties se situant entre chaque appui et la première entretoise de part et d'autre de celui-ci. Pour ces sections, il faut distinguer l'effet des charges appliquées sur les zones courantes pour lesquelles la répartition de l'effort qu'elles engendrent se fait par la même formule précédente, ainsi que l'effort des charges appliquées sur les zones d'appuis dont la répartition se fait comme suivant :

\* Charges uniformément réparties :



$$T_i = q_i \cdot x \cdot \left( 1 - \frac{x}{2 \cdot l_j} - \frac{x}{2 \cdot D} + \frac{x^2}{3 \cdot l_j \cdot D} \right) + q \cdot x \cdot \frac{\Delta_i}{n} \cdot \left( \frac{x}{2 \cdot D} - \frac{x^2}{3 \cdot l_j \cdot D} \right) + \frac{M_j - M_{j-1}}{l_j}$$

Si  $x = D$  alors :

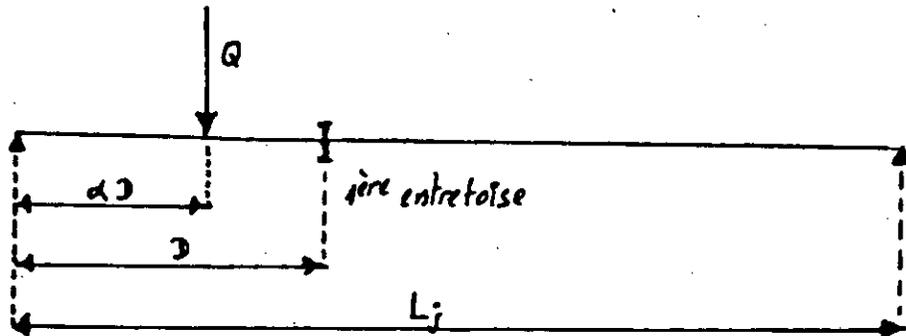
$$T_i = q_i \cdot D \cdot \left( \frac{1}{2} - \frac{D}{6 \cdot l_j} \right) + q \cdot D \cdot \frac{\Delta_i}{n} \cdot \left( \frac{1}{2} - \frac{D}{3 \cdot l_j} \right) + \frac{M_j - M_{j-1}}{l_j}$$

Avec :  $q$  : la charge répartie sur le pont.

$q_i$  : la charge revenant à la poutre  $i$

\* Pour les charges concentrées :

Ce sont les charges appliquées par les essieux du locomotive :



Transversalement, un essieu est composé de deux charges de 12,5 t distantes de 1,5 m entre elles - c'est la distance entre les deux railles - on calcule la réaction  $R_i$  de la poutre ( $i$ ), on évalue l'ordonnée  $z$  de la ligne d'influence sur cette charge.

$T_n = R_i \cdot z$  : l'effort tranchant dû à la réaction de la poutre sur l'entretoise.

$$T_a = T_n \cdot \left( 1 - \frac{x}{l_j - x} \right)$$

$T = 25 \cdot nv \cdot Z$  avec :

$nv$  : le nombre de voies

$z$  : l'ordonnée de la ligne d'influence sous l'essieu considéré.

$T$  : l'effort tranchant sur la section considérée pour l'ensemble des poutres, il est réparti comme suivant :

$$T_b = \frac{T}{n} \cdot \Delta_i \cdot \frac{x}{l_j - x}$$

Finalement  $T_i$  dû à un essieu appliqué à une distance  $x$  de l'appui gauche de la travée ( $j$ ) de portée ( $l_j$ ) revenant à la poutre ( $i$ ) aura comme valeur :

$$T_i = T_a + T_b = T_{ri} \cdot \left(1 - \frac{x}{l_j - x}\right) + \frac{T}{n} \cdot \Delta_i \cdot \frac{x}{l_j - x}$$

Le programme effectue ce même travail pour chaque essieu se trouvant sur la zone d'appui pour une section d'appui donnée.

### III.5. MAJORATION ET PONDERATION DES EFFORTS :

#### III.5.1. Coefficient de majoration dynamique :

Il est en fonction du nombre de poutres et de la portée maximale.

$$\text{Si } n = 2 \text{ alors } l_\Phi = 1,2 \cdot l_m$$

$$\text{Si } n = 3 \text{ alors } l_\Phi = 1,3 \cdot l_m$$

$$\text{Si } n = 4 \text{ alors } l_\Phi = 1,4 \cdot l_m$$

$$\text{Si } n = 5 \text{ alors } l_\Phi = 1,5 \cdot l_m$$

Avec  $l_m$  : la portée de la travée intermédiaire

$l_\Phi$  : la portée prise en compte pour évaluer les coefficients de majoration dynamique.

Notons que pour l'évaluation de ceux-ci découle d'une étude approfondie du phénomène de la fatigue et la durée de vie estimée pour un ouvrage.

Soit  $\Phi_M$  : le coefficient de majoration dynamique des moments.

$\Phi_T$  : le coefficient de majoration dynamique des efforts tranchant.

$\Phi_M$  et  $\Phi_T$  sont en fonction de la qualité de l'entretien.

Entretien normal	$\Phi_M = \frac{2,16}{\sqrt{1\Phi - 0,2}} + 0,73$	$\Phi_T = \frac{1,44}{\sqrt{1\Phi - 0,2}} + 0,82$
Entretien de haute qualité	$\Phi_M = \frac{1,44}{\sqrt{1\Phi - 0,2}} + 0,82$	$\Phi_T = \frac{0,92}{\sqrt{1\Phi - 0,2}} + 0,88$

### III.5.2. Coefficients de pondération :

$\alpha = 1,32$  pour CP , CCP et retrait

$\alpha = 1,5$  pour STP, UIC et  $\Delta t$

STP : surcharge de trottoir public.

## **CHAPITRE IV**

### *CALCUL D'UNE SECTION MIXTE*

## CHAPITRE IV

### CALCULE DE LA SECTION MIXTE

#### IV.1. HYPOTHESES :

- 1 - Tout déplacement relatif de l'un des matériaux par rapport à l'autre est empêché par la présence des connecteurs, d'où l'hypothèse de « NAVIER - BERNOULLI » est applicable. Cette hypothèse est traduite par le fait que : la déformation des deux fibres directement voisines, l'une en acier l'autre en béton, est la même:

$$(\Delta l / l)_{\text{acier}} = (\Delta l / l)_{\text{béton}}$$

- 2 - Les deux matériaux sont supposés élastiques et obéissent à la loi de HOUKE :

$$\varepsilon_a = \sigma_a / E_a \text{ et } \varepsilon_b = \sigma_b / E_b$$

Si les deux fibres sont voisines et par le biais de l'hypothèse de NAVIER BERNOULLI ( $\varepsilon_a = \varepsilon_b$ ) alors :

$$\sigma_a / E_a = \sigma_b / E_b \text{ et } \sigma_a / \sigma_b = E_a / E_b = n$$

$n$  : étant le coefficient d'équivalence ce coefficient prend des valeurs variables en fonction de  $E_b$  qui varie selon les charges considérées,

$n = \infty$  avant la prise du béton, l'acier travail seul et chargé de CP et la dénivellation aller;

$n = 18$  après la prise du béton, pour les charges CP, CCP et dénivellation retour qui forment les charges de longues durées pour lesquelles on sous-estime la collaboration de la dalle par effet de fluage,

$n = 15$  pour le retrait et la variation de la température,

$n = 6$  pour le cas des surcharges d'exploitation et spécialement pour le calcul vis à vis des moments positifs pour le cas contraire pour les moments négatifs - seul l'acier est supposé reprendre les moments négatifs ( $n = \infty$ ).

**IV.2. SECTION MIXTE :**

La section mixte est homogénéisée en acier :

$$S_M = S_A + S_B / n$$

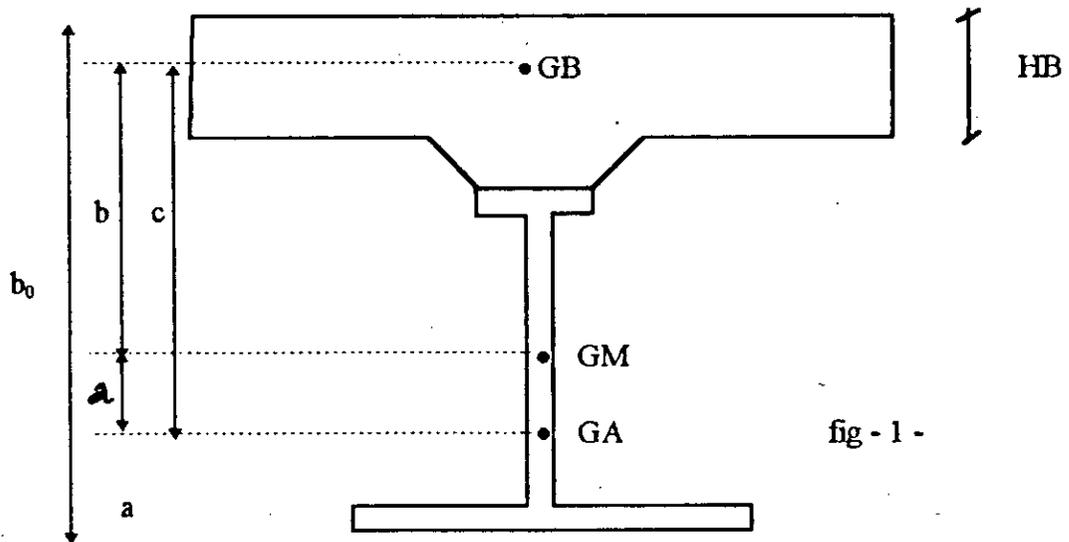


fig - 1 -

**IV.3. POSITION DU c, d, g DE LA SECTION MIXTE :**

Par définition, le moment statique  $m_s$  de la section homogène par rapport à l'axe horizontal passant par le centre de gravité de la section mixte est nul.

$$m_s = \int y dS = \int_b y \cdot \frac{dS_b}{n} + \int_a y dS_a = 0$$

On a :  $b \cdot \frac{S_b}{n} - a \cdot S_a = 0$

On a :  $a + b = c$

donc :  $a = \frac{S_b c}{n S}$  ;  $b = \frac{S_a c}{S}$

**IV.4. INERTIE DE LA SECTION MIXTE :**

En développant la formule :

$$I = \int_S y^2 dS \text{ on trouve:}$$

$$I = I_A + \frac{I_b}{n} + a \cdot b \cdot SM$$

#### IV.5. DESIGNATIONS :

Dans tous ce qui suit on désigne par :

$S_B$  : section de béton.

$S_A$  : section d'acier.

$S_M$  : section mixte.

$S_e$  : section d'armature .

$e_{es}$  : épaisseur de la semelle supérieure .

$e_{ei}$  : épaisseur de la semelle inférieure .

$l_{es}$  : largeur de la semelle supérieure .

$l_{ei}$  : largeur de la semelle inférieure .

$e_a$  : épaisseur de l'âme.

$H_a$  : hauteur de l'âme .

$a$  : distance entre le centre de gravité de l'acier et celui de la section mixte .

$b$  : distance entre la centre de gravité du béton et celui de la section mixte.

$G_A$  : centre de gravité de l'acier.

$G_B$  : centre de gravité du béton.

$G_M$  : centre de gravité de la section mixte.

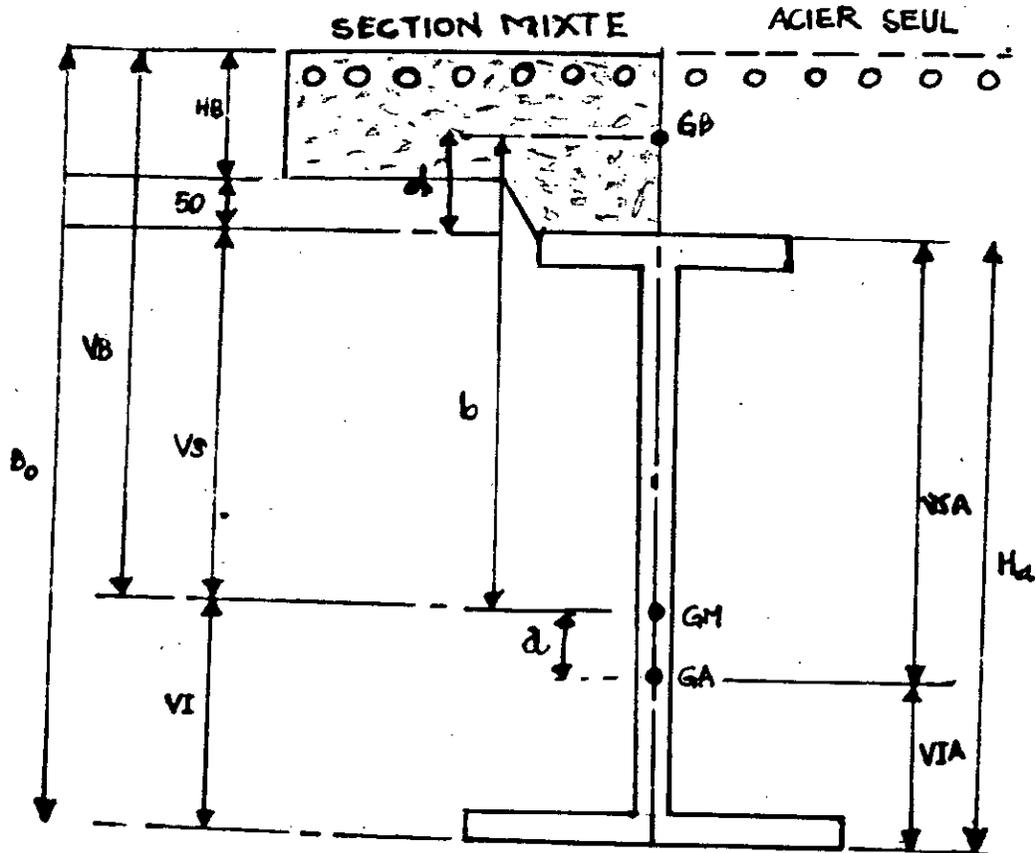
#### IV.6. CARRACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA SECTION MIXTE :

Soit  $\Phi_a$  : le diamètre des armatures de la dalle

et  $n_a$  : le nombre de ces armatures (pris) sur la largeur participante.

$\Phi_a$  est prise initialement minimum dans le prédimensionnement.

Les caractéristiques géométriques de la section seront évaluées par le biais des formules suivantes.



$$S_B = BE \times HE + 0,65 \times 0,05 - n_a \frac{\pi \Phi_a^2}{4}$$

$$S_A = l_{ss} \times e_{ss} + l_{si} \times e_{si} + H_a e_a \frac{\pi \Phi_a^2}{4} \cdot n_a$$

avec  $n_a \frac{\pi \Phi_a^2}{4} = S_e$  : section d'armatures

$$V_{sa} = \frac{(l_{ss} \times e_{ss}) \cdot \frac{e_{ss}}{2} + (l_{si} \times e_{si}) \cdot \left( H_a + e_{ss} + \frac{e_{si}}{2} \right) + (H_a e_a) \cdot \left( e_{ss} + \frac{H_a}{2} \right) - S_e H_a}{S_A}$$

$$C = V_{sa} + \alpha$$

$$SM = S_A + \frac{S_B}{n} \quad (n : \text{le nombre d'équivalence acier béton})$$

$$a = \frac{S_B \cdot C}{n \cdot SM}$$

$$b = \frac{S_A \cdot C}{SM}$$

$$I = I_a + \frac{I_b}{n} + a \cdot n \cdot SM$$

$$V_b = V_{sa} + HB + 0,05 - a$$

$$V_s = V_{sa} - a$$

$$V_i = V_{ia} + a$$

$$V_{ia} = H_a - V_{sa}$$

$$I_a = \frac{e_a H_a^3}{12} + e_a H_a \left( V_{sa} - \frac{H_a}{2} \right)^2 + \frac{l_{ss} e_{ss}^3}{12} + l_{ss} e_{ss} V_{sa}^2 + \frac{l_{si} \times e_{si}^3}{12} + l_{si} e_{si} V_{ia}^2 + n_a \times \left( \frac{\pi \Phi_a^4}{64} + \frac{\pi \Phi_a^2}{4} \times (V_{sa} + HB)^2 \right)$$

$I_a$  : le moment d'inertie de la section d'acier /  $G_a$

$$I_b = \frac{BE \times HB^3}{12} + BE \times HB \times \left( \frac{HB}{2} + 0,05 - \alpha \right)^2 + \frac{0,65 \times 0,05^3}{12} + 0,65 \times 0,05 \times (\alpha - 0,025)^2 - n_a \times \left( \frac{\pi \Phi_a^4}{64} + \frac{\pi \Phi_a^2}{4} \times (HB - \alpha)^2 \right)$$

$I_b$  : le moment d'inertie de la section du béton /  $G_B$

$I$  : le moment d'inertie de la section mixte /  $G_M$

$$I = I_A + \frac{I_b}{n} + a \cdot b \cdot SM.$$

## **CHAPITRE V**

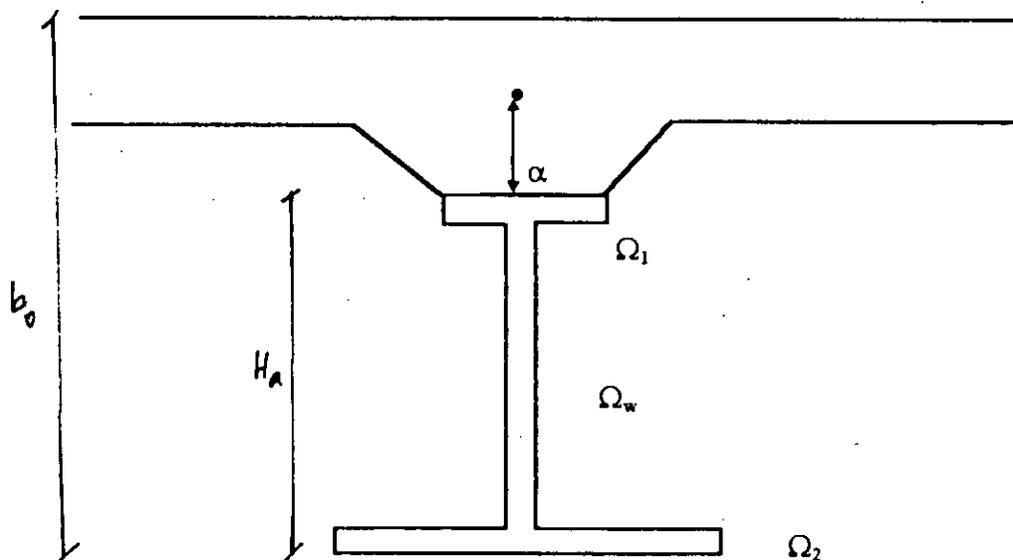
### *PREDIMENSIONNEMENT DE L'OSSATURE METALLIQUE*

## CHAPITRE V

## PREDIMENSIONNEMENT DE L'OSSATURE METALLIQUE

V.1. PROCEDURE DE REDIMENSIONNEMENT :

C'est à l'aide des formules de 'CIOLINA' qu'on fait une approche aux dimensions définitives de la section pour chaque poutre. Nous supposons que  $HB$  est négligeable devant  $b_0$ :



$\Omega_1$  : Section de la semelle supérieure, elle doit résister au moment positif du à CP;

$\Omega_2$  : Section de la semelle inférieure, elle doit résister au moment positif maximal du aux surcharges d'exploitation, et aux CCP; *et CP*

$\Omega_w$  : Section de l'âme;

$b_0$  : La hauteur optimale de la poutre

BE : La largeur de la dalle participante.

V.2. DETERMINATION DE LA HAUTEUR OPTIMALE  $b_0$  :

Cette hauteur peut être déterminée, selon monsieur CIOLINA, en fonction de la portée de la travée maximale (intermédiaire).

Donc, la courbe de la page 33 du tome 2 de l'oeuvre de CIOLINA peut être traduite en deux équations du  $b_0 = f(l)$  en utilisant la formule d'interpolation parabolique:

$$f(x + \alpha h) = (1 - \alpha^2) f(x) + (1/2)(\alpha + 1) \alpha f(x+h) - (1/2)(1-\alpha) \alpha f(x-h)$$

et ceci, selon deux hypothèses:

**V.2.1. Hypothèse 1 :**

L'hypothèse 1 est que la variation de la section de la semelle supérieure est égale à celle de la semelle inférieure; c'est à dire que  $\Delta\Omega_1 = \Delta\Omega_2$ ; c'est la première hypothèse de COLINA. Dans ce cas:

pour  $l_m \leq 10$  m :  $b_0 = -0,00488 l_m^2 + 0,1414 l_m + 0,18$

pour  $10 \leq l_m \leq 20$  m :  $b_0 = -0,0004 l_m^2 + 0,0514 l_m + 0,632$

pour  $20 \leq l_m \leq 60$  m : on utilise l'interpolation droite pour avoir  $b_0 = 0,0375 l_m + 0,75$

pour  $l_m \geq 60$  m :  $b_0 = 3$  m.

**V.2.2. Hypothèse 2 :**

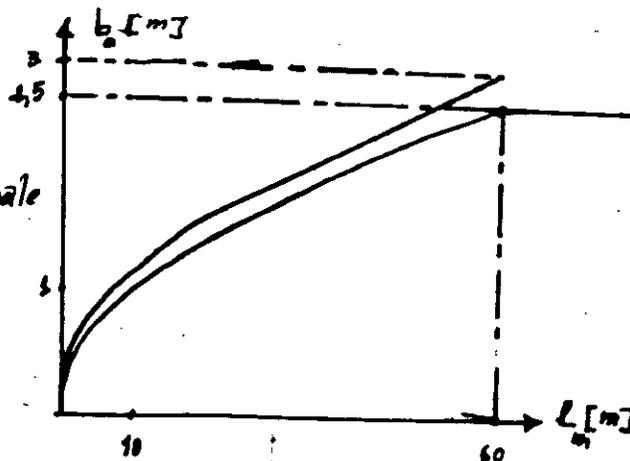
Cette hypothèse indique que la variation de la section de la semelle inférieure est égale au double de celle de la semelle supérieure, c'est à dire:  $\Delta\Omega_1 = 0,5 \Delta\Omega_2$ ; c'est la deuxième hypothèse de COLINA. Dans ce cas:

pour  $l_m \leq 10$  m :  $b_0 = (l_m / 5) - (l_m^2 / 100)$

pour  $10 \text{ m} \leq l_m \leq 60 \text{ m}$  :  $b_0 = -0,00024 l_m^2 + 0,0468 l_m + 0,556$

pour  $l_m \geq 60$  m :  $b_0 = 2,5$  m.

*fig3: hauteur optimale du tablier*



**V.3. CALCUL DE LA LARGEUR DE LA DALLE PARTICIPANTE (BE):**

La largeur de la dalle participante est conditionnée par:

- il ne faut pas attribuer la même zone de hourdis à deux poutres simultanément; donc:

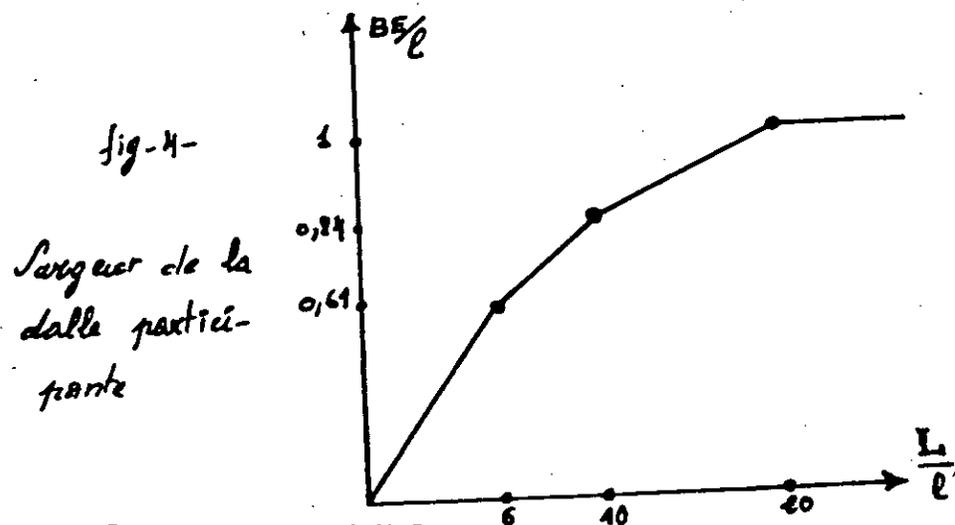
$$BE \leq \text{l'espacement des poutres};$$

- elle ne doit pas dépasser le 1/6 de la portée;
- elle ne doit pas dépasser les 2/3 de la distance de section considérée au point de moment nul le plus proche.

Des règlements Allemands proposent un graphe  $BE = f(L, l)$  avec:

$L$  : portée de la travée sur la quelle se trouve la section;

$l$  : entraxe des poutres (voir figure 4)



\* pour  $\frac{L}{l} \leq 6$  alors  $BE = \frac{0,61 \cdot L}{6}$

\* pour  $6 \leq \frac{L}{l} \leq 10$  alors  $BE = 1 \cdot \left( \frac{0,0575 \times L}{l} + 0,265 \right)$

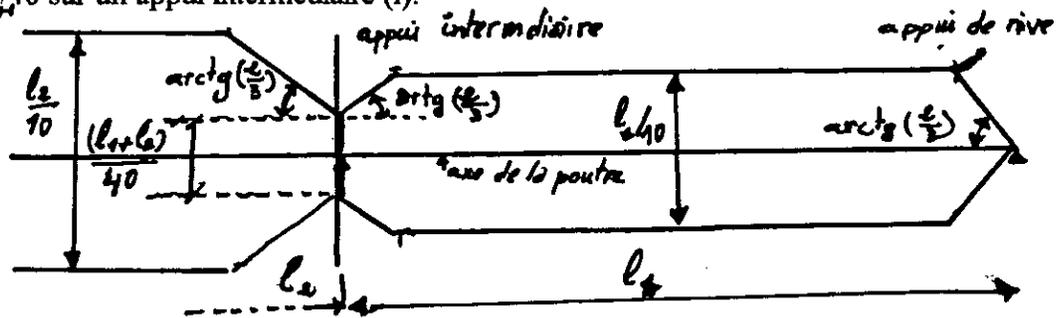
\* pour  $10 \leq \frac{L}{l} \leq 20$  alors  $BE = 1 \cdot \left( \frac{0,016 \times L}{l} + 0,68 \right)$

\* pour  $\frac{L}{l} \geq 20$  alors  $BE = 1$

D'autre part, cette largeur, selon MM CALGARO et VIRLOGEUX, ne doit pas dépasser les limites suivantes (voir figure 5):

- 1/10 de la portée de la travée pour une section entravée;

- elle se raccourcie aux extrémités du tablier pour s'annuler aux abouts et se limiter à  $(l_i + l_g)/40$  sur un appui intermédiaire (i).



Donc, il faut vérifier que:

- pour l'appui intermédiaire A<sub>1</sub> :

$$\text{Si } a < l_g \pm \left( \frac{9 \cdot l_m - 3 \cdot l_g}{80} \right) \text{ alors}$$

$$BE \leq 2 \cdot \left[ \frac{l_m + l_g}{80} + \frac{2}{3} \cdot (a - l_g) \right]$$

- pour l'appui intermédiaire A<sub>2</sub> :

$$\text{Si } a >> l_g \pm \left( \frac{9 \cdot l_m + 3 \cdot l_g}{80} \right) + l_m \text{ alors}$$

$$BE \leq 2 \cdot \left[ \frac{l_m + l_g}{80} + \frac{2}{3} \cdot (l_m + l_g - a) \right]$$

#### V.4. DETERMINATION DES DIMENSIONS PRELIMINAIRES DE LA POUTRE :

Soit M<sub>1</sub> le moment positif maximal sous les CP et M<sub>2</sub> le moment positif maximal sous les surcharges d'exploitation et CCP et CP.

$$\Omega_1 = 1,13 \times \frac{M_1}{b_0 \cdot \sigma_e}$$

pour la 1<sup>ère</sup> hypothèse  $\left\{ \begin{array}{l} \Omega_2 = \frac{5}{6} \times \frac{M_2}{b_0 \cdot \sigma_e} \\ \Omega_w = 1,2 \cdot \Omega_2 \end{array} \right.$

pour la 2<sup>ème</sup> hypothèse  $\left\{ \begin{array}{l} \Omega_2 = \frac{3}{4} \times \frac{M_2}{b_0 \cdot \sigma_e} \\ \Omega_w = 1,5 \cdot \Omega_2 \end{array} \right.$

avec  $\sigma_e$  minoré de 10%

soit  $l_{ss}$  : largeur de la semelle supérieure

$l_{si}$  : largeur de la semelle inférieure

$e_{ss}$  : épaisseur de la semelle supérieure

$e_{si}$  : épaisseur de la semelle inférieure

initialement on prend  $e_{ss} = e_{si} = 2,5 \text{ cm}$

$$e_{ss} = \Omega_1 / l_{ss} ; e_{si} = \Omega_2 / l_{si}$$

soit  $H_a$  : hauteur de l'âme .

$e_a$  : l'épaisseur de l'âme.

$H_a = b_0 - (HB + 0,05)$  . voir figure

avec :

$$\alpha = \left[ (0,05 \cdot l_{ss}) \cdot 0,025 + (BE \cdot HB) \cdot \left( \frac{HB}{2} + 0,05 \right) \right] / [0,05 \cdot l_{ss} + BE \cdot HB]$$

$$e_a = \frac{\Omega_w}{H_a}$$

$e_a$  ne doit pas être inférieure à 1,5 cm comme valeur minimale adoptée vis à vis de la corrosion.

## **CHAPITRE VI**

*ETUDE DU RETRAIT ET DE LA VARIATION DE  
TEMPERATURE*

## CHAPITRE VI

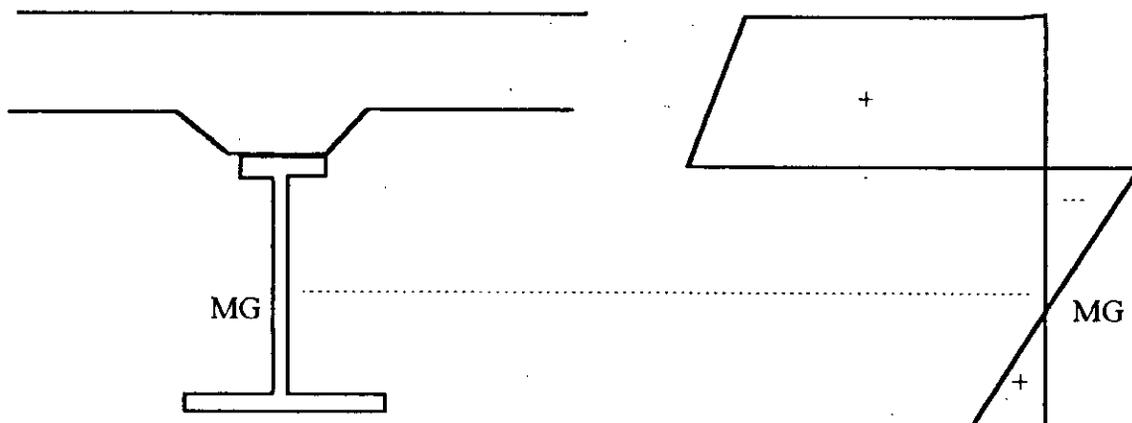
## ETUDE DU RETRAIT ET DE LA VARIATION DE LA TEMPERATURE

**VI.1. EFFET DU RETRAIT :**

Au cours de son durcissement, le béton se raccourcit, c'est ce comportement qu'on appelle retrait.

Un tel raccourcissement est parfaitement empêché par la présence des connecteurs, donnant naissance à une contrainte de traction dans le béton.

Cette force de traction à laquelle la dalle se trouve sollicitée est égale à :  $N_r = \epsilon_r E_b S_b$  majoré par 32% et la section manifeste une réaction, donc il s'agit d'une compression ( N ) vue que cette réaction n'est pas appliquée au centre de gravité de la section mixte mais à celui de la dalle alors il y a création d'un moment positif  $M_r = N_r \cdot b_{15}$  avec  $b_{15}$  est la hauteur entre le centre de gravité du béton et de la section mixte sous un coefficient d'équival égale à 15.



+ : traction, - : compression,  $\epsilon_r = 4 \cdot 10^{-4}$

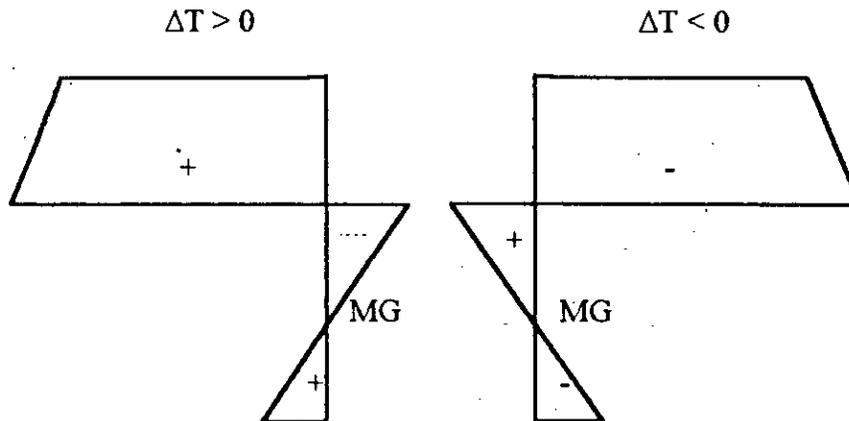
MG : le centre de gravité de la section mixte.

**VI.2. EFFET DE LA DIFFERENCE DE LA TEMPERATURE :**

En tenant compte du rôle du ballaste comme étant un isolateur thermique, le règlement prescrit de prendre en considération une variation de température de 10°C, cette différence de température peut être envisagée selon deux cas :

\*  $\Delta T > 0$  : la dalle est plus froide que le métal, donc elle est tendue d'où découle le même état de contrainte - en qualité - que pour le retrait.

\*  $\Delta T < 0$  : la dalle est plus chaude donc elle est comprimée d'où découle un état de contrainte contraire au précédent.



Notons que l'effort normale du à  $\Delta T$  est évalué comme suivant :

$$N_t = \epsilon_t \cdot E_b \cdot S_b \text{ majoré par } 50\% \text{ et } \epsilon_t = 10^{-5} \cdot \Delta t.$$

$$\text{Le moment isostatique serait égale à : } M_t = N_t \cdot b_{15}$$

**VI.3. COMBINAISON :**

Pour la combinaison des deux effets (retrait +  $\Delta T$ ) on envisage deux cas possibles :

1. cas ou  $\Delta T > 0$  :

$$N = N_r + N_t$$

$$N = ( 4 \cdot 10^{-4} \cdot 1,32 + 10 \cdot 10^{-5} \cdot 1,5 ) \cdot 1,4 \cdot 10^6 S_b$$

$$N[t] ; S_b [m^2] .$$

$$M_{iso} = M_r + M_t = N b_{15}$$

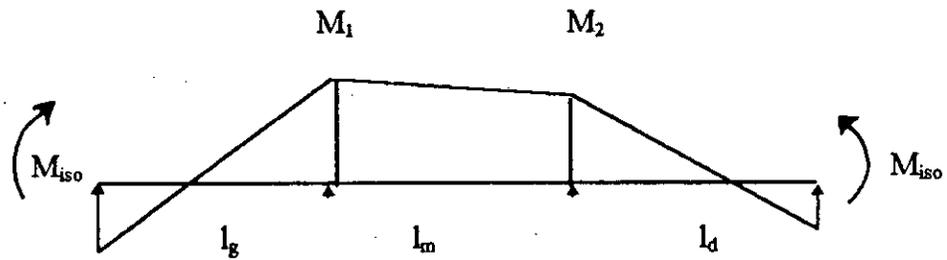
2. cas ou  $\Delta T < 0$  :

$$N = N_r - N_t ; M = N b_{15}$$

Et également pour les deux cas, la déformation se trouve gêner par les appuis intermédiaire, par conséquent, il y a création des moment hyperstatiques.

Pour calculer ces moment, on procède de la manière suivante :

Le moment  $M_{iso}$  est appliqué aux abouts de la poutre ( du tablier ).



Par le biais de la méthode des trois moments on calcule  $M_1$ ,  $M_2$  on trouve :

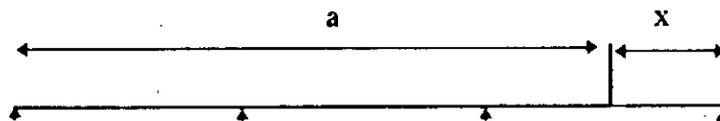
\* Les moments isostatiques :  $\mu(x)$

$$\mu(x) = M_{iso} (1-x/l_g) ; x = a \quad \text{pour la travée gauche.}$$



$$\mu(x) = M_{iso} (1-x/l_d) ; x = l_g + l_m + l_d - a \quad \text{pour la travée droite.}$$

$$\mu(x) = 0 \quad \text{pour la travée intermédiaire.}$$



on aura :

$$\begin{cases} M_{\text{iso}} \cdot l_g + 2 \cdot M_1 \cdot (l_g + l_m) + M_2 l_m = \frac{-6 \cdot \Omega_1 a_1}{l_g} - \frac{6 \cdot \Omega_2 b_2}{l_m} \\ M_1 \cdot l_m + 2 \cdot M_2 \cdot (l_d + l_m) + M_{\text{iso}} l_d = \frac{-6 \cdot \Omega_2 a_2}{l_m} - \frac{6 \cdot \Omega_3 b_3}{l_d} \end{cases}$$

la résolution du système nous donne :  $M_1$  et  $M_2$

le moment hyperstatique est évalué par la formule. (\*) voir chapitre 2

ce qui donne :

\* Travé e gauche :  $M_{\text{hyp}}(a) = 2 \cdot M_{\text{iso}} \left( 1 - \frac{a}{l_g} \right) + \frac{M_1 \cdot a}{l_g}$

\* Travé e intermédiaire :  $M_{\text{hyp}}(a) = M_1 \left( 1 - \frac{a - l_g}{l_m} \right) + M_2 \frac{a - l_g}{l_m}$

\* Travé edroite :  $M_{\text{hyp}}(a) = M_{\text{iso}} \left( 1 - \frac{l_g + l_m + l_d - a}{l_d} \right) + M_2 \left( 1 - \frac{a - l_g - l_m}{l_d} \right) + M_{\text{iso}} \left( \frac{a - l_g - l_m}{l_d} \right)$

Finalement les contraintes dues au retrait à la différence de température sont :

Pour le béton :  $\sigma_{\text{br}} = \frac{N}{SB} - \frac{N}{15 \cdot SM} - \frac{M_{\text{hyp}}(\text{VB})}{15 \cdot \text{SMI}}$

Pour la semelle supérieure :  $\sigma_{\text{ssr}} = -\frac{N}{SM} - \frac{M_{\text{hyp}}(\text{VB})}{\text{SMI}}$

Pour la semelle inférieure :  $\sigma_{\text{si}} = -\frac{N}{SM} + \frac{M_{\text{hyp}}(\text{VI})}{\text{SMI}}$

avec :

SB : section du béton .

SM : section mixte.

SMI : moment d'inertie de la section mixte  $n = 15$

VS : distance entre le c.d.g de la section mixte et la semelle supérieure  
( pour  $n = 15$  )

VI : distance entre le c.d.g de la section mixte et la semelle inférieure  
( pour  $n = 15$  )

VB : distance entre le c.d.g de la section mixte et la dalle pour  $n = 15$ .

## **CHAPITRE VII**

### *CACUL DES DENIVELLATIONS D'APPUIS*

## CHAPITRE VII

### CALCUL DES DENIVELLATIONS D'APPUIS

#### VII.1.PRINCIPE :

On a déjà mentionné que l'inconvénient primordiale d'une structure simultanément mixte et hyperstatiques est le renversement des fonction des deux matériaux dans certaines zones où le béton se trouve tendu par suite :

- Soit d'un moment négatif.
- Soit d'un retrait.
- Et éventuellement d'une différence de température dont la dalle est la plus froide que l'ossature métallique.

Cette traction dans le béton est sujette à une limitation ou élimination selon deux cas de service suivant :

- Service à vide du pont : Le béton ne doit pas être sollicité par une traction sous l'effet des charges permanentes, du retrait et de la différence de température.
- Service d'exploitation : En ajoutant aux efforts précédents, ceux revenant aux surcharge (convois UIC et surcharges de trottoir public ) dans ce cas le béton peut être soumis à de faibles tractions. Par conséquence des fissures, qui se referment dès que les surcharges cessent d'agir sur le tablier, d'ou' la vérification à la traction s'effectue en supposant que les fissures ne sont pas préjudiciables.

Une solution parmi d'autres, dans le soucis d'éviter cet inconvénient est de mettre la dalle en précompression par dénivellation d'appuis intermédiaires. Ces derniers sont surélevés avant coulage du béton.

Après coulage et prise de la dalle de béton; l'ouvrage est descendu à sa position définitive sur les appuis. Cela provoque la compression recherchée suite à un moment positif.

**VII.2. CALCUL DES DENIVELLATIONS :**

soit  $\Delta_1$  : dénivellation de l'appui  $A_1$  (retour).

$\Delta_2$  : dénivellation de l'appui  $A_2$  (retour).

$\Delta_1$  et  $\Delta_2$  sont des dénivellations retour (vers le bas).

En vue d'équilibrer deux moments négatifs  $M_1$ ,  $M_2$  agissant respectivement sur  $A_1$  et  $A_2$  et qui sont dus à CP+CCP+RETRAIT +TEMPERATURE pour la poutre la plus sollicitée.

Avec les moments CP et CCP sont répartis et majorés.

- En premier lieu il faut évaluer  $M_1$  et  $M_2$ .
- Ensuite on les considère positifs (moments dus à la dénivellation retour).
- Par la méthode de CLAPEYRON on calcul les dénivellations retour  $\Delta_1$  et  $\Delta_2$ .

$$M_{i-1} \cdot l_i + 2 \cdot M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = 6EI \left[ \frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{l_i} + \frac{\Delta_i - \Delta_{i+1}}{l_{i+1}} \right]$$

avec  $\Delta_0 = \Delta_3 = 0$  ;  $M_0 = M_3 = 0$  ;  $\Delta_1$  et  $\Delta_2$  sont comptées positives et  $I$  : le moment d'inertie de la section mixte pour un coefficient d'équivalence  $n = 18$  ( car la dénivellation retour est considérée comme une charge de longue durée).

On aura le système

$$\begin{cases} 2 \cdot M_1(l_g + l_m) + M_2 \cdot l_m = 6EI \left[ \frac{\Delta_1}{l_g} + \frac{\Delta_1 - \Delta_2}{l_m} \right] \\ 2 \cdot M_2(l_d + l_m) + M_1 \cdot l_m = 6EI \left[ \frac{\Delta_2}{l_d} + \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{l_m} \right] \end{cases}$$

La résolution du système nous donne les dénivellations :

$$\Delta_1 = \frac{2 \cdot M_1 \cdot (l_g + l_m) + M_2 \cdot l_m + (M_1 l_m + 2 \cdot M_2 (l_m + l_d)) \cdot \frac{l_d}{l_m + l_d}}{6EI \left( \frac{l_g + l_m}{l_g \cdot l_m} - \frac{l_d}{l_m^2 + l_m \cdot l_d} \right)}$$

$$\Delta_2 = \left[ \frac{M_1 l_m + 2 \cdot M_2 (l_m + l_d)}{6EI} + \frac{\Delta_1}{l_m} \right] \cdot \frac{l_m \cdot l_d}{l_m + l_d}$$

Cas particulier :

pour symétrie  $M_1 = M_2 \rightarrow \Delta_1 = \Delta_2 = \frac{l_g \cdot (2 \cdot l_g + 3 \cdot l_m) \cdot M}{6EI}$

- Maintenant les dénivellations sont déjà connues, on considère des dénivellations « aller » (vers le haut) et on calcule les moments négatifs sur appuis  $A_1$  et  $A_2$ , ces moments notés  $M_1$  et  $M_2$  seront repris par l'acier seul ( $n = \infty$ ) donc dans l'étape suivante  $I$  est le moment d'inertie de l'acier seul par rapport à son centre de gravité.

La formule de CLAPEYRON s'écrit :

$$M_{i-1} \cdot l_i + 2 \cdot M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = 6EI \left[ \frac{\Delta_{i-1} - \Delta_i}{l_i} + \frac{\Delta_{i+1} - \Delta_i}{l_{i+1}} \right]$$

$I$  calculé pour  $n = \infty$

On aura le système

$$\begin{cases} 2 \cdot M_1 (l_g + l_m) + M_2 \cdot l_m = 6EI \left[ \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{l_m} - \frac{\Delta_1}{l_g} \right] \\ 2 \cdot M_2 (l_d + l_m) + M_1 \cdot l_m = 6EI \left[ \frac{\Delta_1 - \Delta_2}{l_m} - \frac{\Delta_2}{l_d} \right] \end{cases}$$

La résolution du système nous donne les moments négatifs  $M_1$  et  $M_2$  respectivement sur les appuis  $A_1$  et  $A_2$  qui sont repris par l'acier seul vu que le béton est en état liquide.

$$M_1 = 6EI \cdot l_m \cdot \left[ \Delta_1 \frac{l_g \cdot l_m + 2 \cdot (l_g + l_m) \cdot (l_m + l_d)}{l_g \cdot l_m^2} \right] - \Delta_2 \left[ \frac{l_m \cdot l_d + 2 \cdot l_d \cdot (l_m + l_d) + l_m^2}{l_d \cdot l_m^2} \right] \Bigg/ \left[ l_m^2 - 4 \cdot (l_g + l_m) \cdot (l_m + l_d) \right]$$

$$M_2 = 6EI \left[ \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{l_m} - \frac{\Delta_1}{l_g} \right] \Bigg/ \left[ l_m - \frac{2 \cdot M_1 \cdot (l_g + l_m)}{l_m} \right]$$

\* cas particulier

pour le cas où  $\Delta_1 = \Delta_2 = \Delta$ :

$$M_1 = M_2 = \frac{-6EI \cdot \Delta}{l_g \cdot [2 \cdot l_g + 3 \cdot l_m]}$$

## **CHAPITRE VIII**

### *VERIFICATION DES CONTRAINTES ET DIMENSIONNEMENT FINAL*

## CHAPITRE VIII

### VERIFICATION DES CONTRAINTES ET DIMENSIONNEMENT FINAL

Etant donné que les poutres prédimensionnées comme le décrit le chapitre 06 et que toutes les sollicitations qui sollicitent les poutres à chaque section sont déjà calculées. Il est nécessaire d'achever la vérification des éléments des poutres vis à vis de leurs contraintes admissibles, afin d'aboutir aux dimensions définitives.

Ceci se fait par la vérification des semelles à la flexion d'ensemble, et si une semelle ne résiste pas à la contrainte normale à laquelle elle se trouve soumise, on augmente l'épaisseur de celle-ci en ajoutant une semelle additive. Si l'épaisseur de 90 mm est dépassée on augmente d'avantage la largeur de la semelle considérée de 2 cm et le calcul reprendrait dès le début.

Il reste au constructeur le libre choix des tôles disponibles sur le marché.

L'épaisseur de la semelle est répartie entre celle-ci et au maximum deux autres semelles additives par rapport à celle se trouvant immédiatement au dessous de 4 cm pour l'emplacement des cordons de soudures.

Si la contrainte de compression dans le béton est supérieure à la contrainte admissible on augmente l'épaisseur de la semelle supérieure.

#### VIII.1. VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES :

$$\text{Béton } \sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\text{Semelle supérieure } \sigma_{ss} \leq \overline{\sigma_{ss}}$$

$$\text{Semelle inférieure } \sigma_{si} \leq \overline{\sigma_{si}}$$

#### CONVENTION

Compression +

Traction -

Ces inégalités devront être vérifiées dans chaque étape de construction.

Dés qu'elles sont vérifiées pour une étape on passe à la deuxième étape en ajoutant aux contraintes de l'étape précédente, les contraintes dues aux charges correspondantes à la nouvelle étape.

Si dans cette étape la contrainte de traction dans le béton dépasse la limite fixée par l'utilisateur (souvent de 3 MPa) le calcul est alors repris avec la considération que seul l'ossature métallique résiste ( donc  $I = \infty$  ).

\* Chaque phase de vérification correspond à une phase de construction de l'ouvrage.

### VIII.1.1. 1<sup>ère</sup> phase :

Elle comporte :

- Mise en place de l'ossature métallique.
- Dénivellations aller ( contre dénivellations ).
- Coulage de la dalle.

Le béton est en état liquide donc  $n = \infty$ .

On distingue deux cas :

a) cas de construction étayée : le métal reprend seulement les moments dû à la dénivellation aller.

$$\sigma_{ss} = \frac{M_{\text{aller}}}{I_{\infty}} \cdot (V_s)_{\infty}$$
$$\sigma_{si} = \frac{-M_{\text{aller}}}{I_{\infty}} \cdot (V_i)_{\infty}$$

b) Cas de construction non étayée :

$$\sigma_{ss} = \frac{M_{CP} + M_{\text{all}}}{I_{\infty}} \cdot (V_s)_{\infty}$$
$$\sigma_{si} = \frac{-(M_{CP} + M_{\text{all}})}{I_{\infty}} \cdot (V_i)_{\infty}$$

avec  $M_{cp}$  et  $M_{\text{all}}$  en valeurs absolues.

### VIII.1.2. 2<sup>ème</sup> phase :

Réalisation de la dénivellation retour puisqu'elle est une charge permanente alors  $n = 18$ .

$$\sigma_{ss} = \sigma_{ss} - \frac{M_{\text{retour}}}{I_{18}} (V_s)_{18}$$

$$\sigma_{si} = \sigma_{si} + \frac{M_{\text{retour}}}{I_{18}} (V_i)_{18}$$

$$\sigma_b = -\frac{M_{\text{retour}}}{18 \cdot I_{18}} (V_b)_{18}$$

Avec M retour en valeur absolue le béton est comprimé dans cette phase.

### **VIII.1.3. 3<sup>ème</sup> phase :**

Elle comporte :

- Application des compléments de charges permanentes CCP avec n = 18.
- Considération de l'effet du retrait et de la différence de la température ( n = 15 ) en considérant les deux cas : cas ou  $\Delta t > 0$  et cas ou  $\Delta t < 0$ .

Avec  $M_r$  et  $N_r$  sont respectivement le moment de l'effort normale dans le béton dus aux retrait et  $\Delta t$ , ils sont pris avec leurs signes algébriques.

$$\sigma_{ss} = \sigma_{ss} + \sigma_{srts} - \frac{M_{\text{CCP}}}{I_{18}} (V_s)_{18}$$

$$\sigma_{si} = \sigma_{si} + \sigma_{srti} + \frac{M_{\text{CCP}}}{I_{18}} (V_i)_{18}$$

$$\sigma_b = \sigma_b + \sigma_{brt} - \frac{M_{\text{CCP}}}{18 \cdot I_{18}} (V_b)_{18}$$

### **VIII.1.4. 4<sup>ème</sup> phase : (n=6)**

On envisage l'exploitation du tablier selon deux cas :

a) Cas ou le moment dû aux surcharges est positif :

$$\sigma_{ss} = \sigma_{ss} - \frac{M_{\text{SP}}}{I_6} (V_s)_6$$

$$\sigma_{si} = \sigma_{si} + \frac{M_{\text{SP}}}{I_6} (V_i)_6$$

$$\sigma_b = \sigma_b - \frac{M_{\text{SP}}}{6 \cdot I_6} (V_b)_6$$

b) Cas ou le moment dû aux surcharges est négatif :

$$\sigma_{ss} = \sigma_{ss} + \frac{M_{SN}}{I_6} (V_s)_6$$

$$\sigma_{si} = \sigma_{si} - \frac{M_{SN}}{I_6} (V_i)_6$$

$$\sigma_b = \sigma_b + \frac{M_{SN}}{6 \cdot I_6} (V_b)_6$$

$$M_{SP} = M_{UICP} + M_{STPP}$$

$$M_{SN} = -[M_{UICN} + M_{STPN}]$$

Avec  $M_{UICP}$ , ( $M_{UICN}$ ) : les moments positifs, (négatifs) dus au convoi UIC.

$M_{STPP}$ , ( $M_{STPN}$ ) : les moments positifs (négatifs) dus au surcharges de trottoirs en valeurs absolues.

### VIII.2. REMARQUES :

1. Sous l'effet des charges permanentes le béton ne doit pas être tendu.
2. Si le moment négatifs des surcharges (4<sup>ème</sup> phase) développe une traction dans le béton alors le calcul dans ce cas doit être repris en ne tenant en compte que l'ossature métallique.

### VIII.3. VERIFICATION DE L'AME AU CISAILLEMENT :

Pour l'âme on doit vérifier que :

$$\tau \leq 0,6 \cdot \overline{\sigma_a} \text{ avec } \tau = \frac{T}{S_{ame}}$$

T : étant l'effort tranchant maximal sous l'ensemble des charges.

$\tau$  : contraintes de cisaillement.

$\overline{\sigma_a}$  : contrainte admissible de l'acier constituant l'âme.

Si la condition n'est pas vérifiée l'épaisseur de l'âme est augmenté d'avantage de 1 mm jusqu'à la vérification de l'inégalité.

Enfin pour une poutre l'âme adopté est d'une épaisseur qui est le maximum des épaisseurs trouvées pour les différentes sections de cette poutre.

## **CHAPITRE IX**

### *VERIFICATION DE LA SEMELLE INFERIEURE AU DIVERSEMENT*

## CHAPITRE IX

## VERIFICATION DE LA SEMELLE INFÉRIEURE AUX DIVERSEMENT

Le *diversement* est un phénomène d'instabilité latérale sous un chargement vertical qui met en jeu les caractéristiques de flexion de la section.

Le diversement du PRS est parfaitement empêché par la liaison parfaite de celle-ci avec la dalle par les connecteurs. En admettant que la distance « D », entre deux entretoises successives, est conçue de telle façon que les PRS ne se diversent pas sous l'effet des charges permanentes avant la prise du béton.

Comme la semelle inférieure peut présenter un risque vis à vis du diversement il y a lieu d'effectuer une vérification préliminaire :

soit :  $l_s$  : largeur de la semelle inférieure;

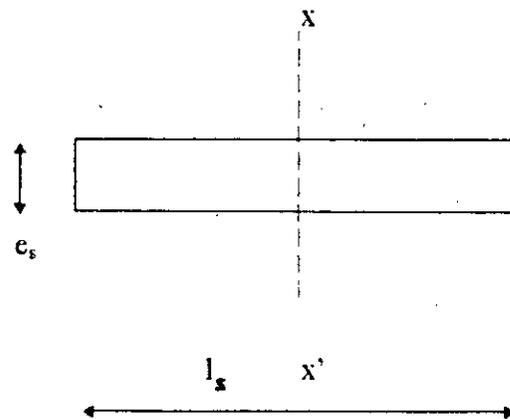
$e_s$  : son épaisseur;

$xx'$  : l'axe du diversement.

Le rayon de giration :  $r_{xx'} = \sqrt{\frac{I_{xx'}}{I_s e_s}}$

$$\lambda_{xx'} = \frac{D}{r_{xx'}}$$

la contrainte critique  $\sigma_k = \pi^2 E / (\lambda_{xx'})^2$ .



en suite on tire un coefficient k en fonction de  $\sigma_k$  et  $\sigma_e$  avec :

$\sigma_e$  : contrainte limite d'élasticité de la semelle.

$$k = 0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k} + \sqrt{\left[0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right]^2 - \left[\frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right]^2}$$

Donc il faut vérifier que :

$$k \cdot \sigma^{\max} \leq \sigma_c \text{ avec :}$$

$\sigma^{\max}$  : la contrainte maximale sollicitant la semelle inférieure.

Si cette inégalité n'est pas vérifiée alors il faut, soit diminuer la largeur de la semelle ou la distance « D » entre deux entretoises successives.

## CHAPITRE X

*ETUDE DE L'AME AU VOILEMENT*

## CHAPITRE X

## ETUDE DE L'ÂME AU VOILEMENT

X.1. ETUDE DU VOILEMENT :

Les âmes des poutres de ponts mixtes sont souvent suffisamment élancés pour un risque d'instabilité de forme vis à vis du voilement.

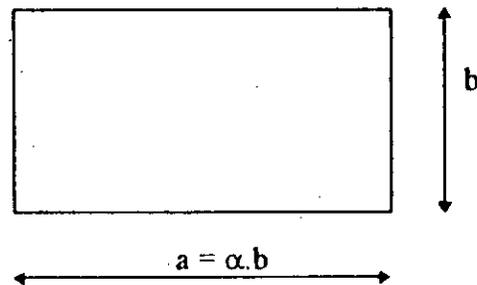
L'étude de l'âme se ramène à l'étude d'une plaque mince articulée sur ces 4 bords qui sont :

- Deux raidisseurs verticaux au niveau des entretoises de part et d'autre part de la plaque.
- Deux semelle de bords horizontaux.

Les dimensions de la plaque sont :

$b$  : Hauteur de la plaque .

$a$  : Longueur avec .  $a = \alpha \cdot b$



$T$  : épaisseur de la plaque étant prise égale à l'épaisseur de l'âme dans le cas d'une poutre hybride l'épaisseur est réduite par un rapport de :

$$\sigma_c (\text{âme}) / \sigma_c (\text{semelle})$$

En se basant sur la théorie de l'énergie interne du système on détermine les contraintes critiques du voilement.

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

$t$  : épaisseur du panneau en centimètres,

$b$  : hauteur de celle-ci en mètres.

$\nu$  : coefficient de POISSON.

E : module de déformation élastique de l'acier égale à 2,1 t/m<sup>2</sup>

alors :

$$\sigma_c = 1,9 (t / b)^2$$

- La contrainte normale critique :  $\sigma^* = K_\sigma \sigma_c$
- La contrainte tangentielle critique :  $\tau^* = K_\tau \sigma_c$

$K_\sigma, K_\tau$  Des coefficients, sont en fonction des dimensions du panneau et de la distribution des contraintes normales sur celui-ci.

### X.2. ETUDE D'UN PANNEAU AU VOILEMENT :

Soit  $\sigma_{comp}$  et  $\sigma_{trac}$  les valeurs algébriques des contraintes de compression et de traction, évaluées dans la section médiane sur les fibres extrêmes.

Soit  $\tau$  la contrainte de cisaillement dans cette section.

$$\Psi = \frac{\sigma_{trac}}{\sigma_{comp}} ; \alpha = \frac{a}{b}$$

il faut vérifier que :

$$\left[ \frac{S_\sigma \cdot \sigma_{comp}}{\sigma^*} \right]^2 + \left[ \frac{\tau}{\tau^*} \right]^2 \leq 1,8$$

$S_\sigma$  comme  $K_\sigma$  et  $K_\tau$  sont fonctions de  $\Psi$  et  $\alpha$ .

- Si  $\Psi \leq -1$  :  $K_\sigma = 23,9$  ;  $S_\sigma = 1$ .
- Si  $0 \leq \Psi \leq 1$  :  $S_\sigma = 1,4 + 0,4 \cdot \Psi$ .

$$\begin{cases} \text{si } \alpha \geq 1 \text{ alors } K_\sigma = \frac{8,4}{\Psi + 1,1} \\ \text{si } \alpha \leq 1 \text{ alors } K_\sigma = \left( \alpha + \frac{1}{\alpha} \right)^2 \cdot \frac{2,1}{\Psi + 1,1} \end{cases}$$

- Si  $-1 \leq \Psi \leq 0$  :  $S_\sigma = 1,4 + 0,4 \cdot \Psi$ .

$$K_\sigma = (1 + \Psi) \cdot K_\sigma(\Psi = 0) - K_\sigma(\Psi = -1) + 10\Psi(1 + \Psi)$$

Pour le coefficient  $K_{\tau}$  il ne dépend que des dimensions du panneau.

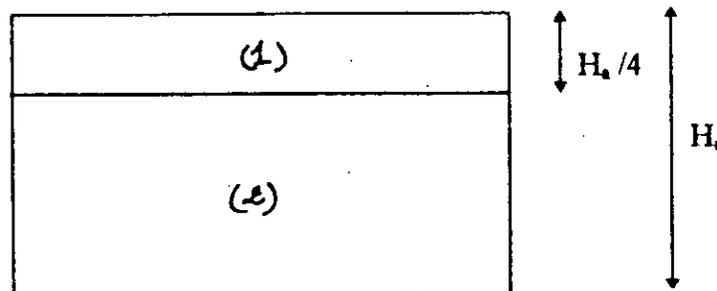
$$\begin{cases} \text{si } \alpha \geq 1 \text{ alors } K_{\tau} = 5,34 + \frac{4}{\alpha^2} \\ \text{si } \alpha \leq 1 \text{ alors } K_{\tau} = 4 + \frac{5,34}{\alpha^2} \end{cases}$$

### X.3. PROCEDURE DE VERIFICATION :

La vérification se fait comme pour le moment positif que pour le moment négatif sous l'ensemble des charges et surcharges.

#### X.3.1. Moment positif :

Si le panneau n'est pas stable, on prévoit un raidisseur horizontal au quart supérieure de la hauteur de l'âme.



Si le panneau ( 1 ) n'est pas stable, il faut augmenter l'épaisseur de l'âme de 1mm et on reprend le calcul.

#### X.3.2. Moment négatif :

Si le panneau ( 2 ) n'est pas stable, ou par défaut du premier raidisseur, le panneau total n'est pas stable, on prévoit un raidisseur au quart inférieur de la hauteur de l'âme.

Si l'un des panneaux élémentaires n'est pas stable à son tour alors on augmente davantage l'épaisseur de l'âme de 1mm et le calcul est repris dès le début.

## **CHAPITRE XI**

### *ETUDE DES CONNECTEURS*

## CHAPITRE XI

### ETUDE DES CONNECTEURS

#### XI.1. PRINCIPE :

Une parfaite liaison entre les poutres métalliques et les hourdis de béton est indispensable, pour avoir une section mixte on fait donc appel à des connecteurs.

Parmi les divers types de connecteurs, on choisit ceux en arceaux soudés sur les semelles supérieures des poutres et encrés dans la dalle en béton.

#### XI.2. DESCRIPTION :

Ce sont des boucles en acier doux FE24 de diamètre de  $\Phi_c$  (12 ; 14 ; 20 ; ou 25mm ) incliné de  $15^\circ$ ,  $20^\circ$ ,  $25^\circ$ ,  $30^\circ$  ou  $45^\circ$  par rapport aux semelles supérieures des poutres.

Avec  $r$  : rayon de courbure

$\Phi_c$  : diamètre de la barre.

$\alpha_c$  : inclinaison semelle supérieures.

$H'$  : hauteur du connecteur.

$HB$  : hauteur de la dalle.

On a  $0,75 HB < H' < HB - 3,5\text{cm}$ .

#### XI.3. EFFORT DE GLISSEMENT REPRIS PAR UN CONNECTEUR :

Le rayon de courbure ( $r$ ) est déterminé par la condition de non écrasement du béton à l'intérieur de la boucle, il est exprimé par la formule :

$$r \geq 0,1 \cdot \Phi_c \cdot \frac{\sigma_a}{\sigma_b} \cdot \left(1 + \frac{\Phi_c}{d}\right) \cdot 2$$

$\Phi_c$  : diamètre de la barre.

$\bar{\sigma}_a$  : contrainte admissible de traction de la barre .

$\bar{\sigma}_b$  : contrainte admissible de compression du béton.

$\gamma$  : tient compte de la disposition de la barre, si la barre est isolée, alors  $\gamma = 1$ .

$d$  : la distance du centre de courbure à la paroi dont la proximité augmente le risque d'écrasement du béton.

On prend une valeur forfaitaire de  $d=10$  cm.

La force normale que peut supporter un connecteur est de  $F = \pi \Phi_c^2 \bar{\sigma}_a / 2$ .

Le connecteur équilibre un effort horizontal  $F1 = F \cos (\alpha_c)$ .

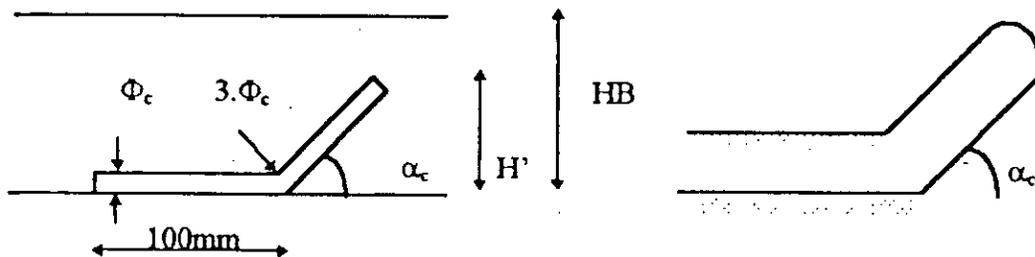
D'autre part le frottement entre la dalle et la semelle peut équilibrer un effort horizontal  $F2=0,4.F \sin (\alpha_c)$ ; avec:

Le coefficient de frottement dalle semelle est pris égale à 0,4.

$F \sin (\alpha_c)$  : la composante vertical verticale à l'effort  $F$ , d'ou l'effort de glissement total pouvant être équilibré par un connecteur  $G_c = F.( \cos (\alpha_c) + 0,4.\sin(\alpha_c))$ .

On a donc  $G_c = \pi \Phi_c^2 (\cos (\alpha_c) + 0,4.\sin(\alpha_c)). \bar{\sigma}_a / 2$ .

Le meilleur angle d'inclinaison est entre  $20^\circ$  et  $30^\circ$ , ce qui donne un effort maximal. Théoriquement, il est de  $21,8^\circ$ .



#### XI.4. REPARTITION DES CONNECTEURS :

La portée de chaque travée est divisée en zones d'égale répartition par ML, de telle façon que, le total des forces de glissement agissant sur chaque zone, est inférieur au produit de  $G_c$  et  $N_c$  avec :

$G_c$  : le glissement repris par un seul connecteur.

$N_c$  : le nombre max. de connecteurs qu'on peut placer sur la zone considérée.

La largeur de chaque zone devra être inférieure ou égale au min. de 6 m et 1/6 de la portée de la travée.

#### XI.4.1. Evaluation de l'effort de glissement :

L'effort de glissement est en fonction de l'effort tranchant.

Soit la zone (i); on a:  $G_i = T.m_s l_i / I$

$G_i$  : effort de glissement agissant sur la zone ( i ),

$l_i$  : la largeur de la zone considérée,

$T$  : effort tranchant maximal agissant dans la zone considérée,

$I$  : le moment d'inertie de la section mixte, il est en fonction du type de charge envisagées, (c.à.d du coefficient d'équivalence ).

$M_s$  : le moment statique de la section du béton par rapport à la section mixte, il est aussi fonction du nombre d'équivalence acier-béton.

#### XI.4.2. Effort du retrait :

On distingue le retrait partiel :  $G_{rp} = dM_r(x)/dx$ .

Et le retrait total :  $G_r = \xi_c E_b \cdot S_b$

Le retrait engendre de fortes tractions aux abouts du tablier; tout en admettant que ces efforts de traction agissent sur 1/6 des portées de rive de chaque extrémité.

En admettant une contrainte de traction dans le béton de 3 MPa, donc il résulte une force R: majorée de 32%, telle que:

$$R = SB[\text{mm}^2] \cdot 0,3 [\text{daN/mm}^2] \cdot 1,32.$$

$SB$  : la section du béton; elle est égale à 1/20 de la portée de rive.

- Extrémité gauche :  $G_r = 6.R_s.l_s$ .

- Extrémité droite :  $G_{rt} = 6.R_d.l_d$ .

Sur les zones situées de part et d'autre de chaque appui intermédiaire, l'effet du retrait partiel est réduit de 33% et ceci pour raison des sens opposés des efforts de glissement.

### XI.4.3. Répartition :

On distingue séparément trois combinaisons de chargement:

a)  $G_i = G_{ccp} + G_{retour} + G_s + G_{rp}$

b)  $G_i = G_{ccp} + G_{retour} + G_{rt}$

c)  $G_i = G_{ccp} + G_{retour} + G_s + G_{rt}$

avec  $G_{ccp}$  : dû à CCP pour lequel  $n = 18$ .

$G_{retour}$  : dû à la dénivellation retour, pour lequel  $n = 18$ .

$G_s$  : dû aux surcharges positives ou négatives.

Ainsi on prend l'effort de la combinaison la plus défavorable avec son signe algébrique dont dépend la disposition des connecteurs.

- $G_i > 0$  
- $G_i < 0$  

et ceci en raison que les connecteurs travaillent en traction selon le même principe que les étriers des poutres en BA.

- Le nombre de connecteurs ( $N_i$ ) dans la zone (i) est égale à :  $N_i = G_i / G_c$  également espacés sur la zone.
- L'espacement des connecteurs  $\varepsilon = (l_i - 100\text{mm} - h' / \text{tg } \alpha) / N_i - 1$ .

## **CHAPITRE XII**

### *ETUDE DES JOINTS BOULONNES*

## CHAPITRE XII

### ETUDE DES JOINTS BOULONNES

Vu les problèmes rencontrés lors de la fabrication, transport et mise en chantier des poutres de très grandes portées, il est pratique de prévoir des poutres de faibles portées ( $l < 25m$ ) qu'on assemblera sur le chantier à l'aide des joints boulonnés.

Le positionnement des joints ne doit pas être au niveau des entretoises ou des appuis, il est plus pratique de les mettre au niveau des foyers si c'est possible.

Les boulons utilisés sont des boulons HR de contrainte limite d'élasticité qui varie de 60 à 100 N/mm<sup>2</sup>.

Leur diamètre  $\Phi_b$  est choisie de l'ordre de 16 à 27mm.

#### XII.1. L'EFFORT RESISTANT D'UN BOULON :

$$F_{rt} = 2 \cdot \varphi \cdot \sigma_{eb} \cdot \Omega_{rb} \quad \text{avec :}$$

2 : représente le nombre de section cisillées par boulon.

$\varphi$  : le coefficient de frottement après brossage de la surface à la brosse métallique, égale 0,30 dans ce cas.

$\sigma_{eb}$  : limite d'élasticité des boulons .

$\Omega_{rb}$  :section réduite d'un boulon.

$$\Omega_{rb} = 0,8 \cdot \frac{\pi \cdot \Phi_b^2}{4}$$

$$F_{rt} = 0,375 \cdot \sigma_{eb} \cdot \Phi_b^2$$

#### XII.2. NOMBRE DE BOULONS :

- Semelle supérieure → de chaque côté de la section,

$$N_{bs} = \sigma_{ss} \cdot \Omega_{ss} / F_{rt} \quad \text{avec :}$$

$\sigma_{ss}$  : contrainte dans la semelle supérieure,

$\Omega_{ss}$  : section de la semelle supérieure.

- Semelle inférieure :  $N_{bi} = \sigma_{si} \cdot \Omega_{si} / F_{rt}$ .
- L'âme :  $N_{ba} = \tau \cdot \Omega_{ame} / F_{rt}$  avec  $\tau$  : la contrainte de cisaillement sollicitant l'âme.

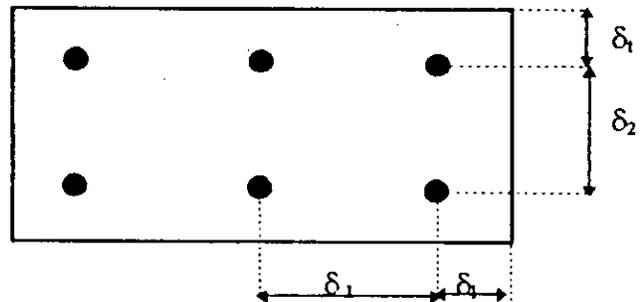
### XII.3. DISPOSITION CONSTRUCTIVE :

On prend la largeur des couvres joints de la semelle égale à la largeur de celle-ci.

La hauteur des couvres joints de l'âme, est égale à la hauteur de ce dernier.

Les entraxes des boulons et la largeur d'un couvre joint devons satisfaire les conditions suivantes :

- Soit  $d$  le diamètre des trous  $d = \Phi_b + 2\text{mm}$ .
- $3 d \leq \delta_1 \leq 5 d$
- $3 d \leq \delta_2 \leq 5 d$
- $1,5 d \leq \delta_1 \leq 2,5 d$
- $2 d \leq \delta_1 \leq 2,5 d$



C'est en fonction de ces dispositions que les couvres joints seront vérifiés.

## **CHPITRE XIII**

### *APPERCU SUR LE CALCUL DES ENTRETOISES*

## CHAPITRE XIII

### APPERCU SUR LE CALCUL DES ENTRETOISES

- Les entretoises ont un double rôle à assurer :
  - Faire une liaison entre les poutres principales pour que l'ensemble forme un quadrillage de poutres.
  - Assurer l'indéformabilité du contour de la section.
- L'entretoise sur appui - dite d'about - doit être conçue pour répartir la réaction d'appui sur les poutres et aussi transmettre aux appareils d'appui les efforts horizontaux.
- Une entretoise intermédiaire doit être rigide par rapport aux poutres pour justifier l'application de la théorie des poutres rigides sur appuis élastiques dans la répartition transversale des efforts.

#### XIII.1. ENTRETOISE D'ABOUT :

Elle est soumise aux réactions de vérins à l'action du poids propre du tablier exprimée par les réactions de l'entretoise sur les poutres.

En posant les vérins directement sous l'entretoise de telle sorte à avoir la résultante de leurs réactions centrée sur l'appui.

Ensuite on tire les sollicitations  $M_{\max}$  et  $T_{\max}$  pondérées et majorées.

Ce choix du profilé doit respecter :

Le module d'inertie  $\omega \geq \frac{M_{\max}}{\sigma_e}$

La section de l'âme  $S_{\text{âme}} \geq \frac{T_{\max}}{0,6 \cdot \sigma_e}$

**XIII.2. ENTRETOISE INTERMEDIAIRE :**

Elles sont en treillis :

- Les deux membrures résistent à la flexion.
- Les deux diagonales résistent au cisaillement dans leur conception la dalle est supposée articulée sur les entretoises.

Il s'agit de :

- Détermination de la réaction maximale sur l'entretoise.
- Répartir la réaction transversalement selon la méthode de JEAN COURBON.
- Tracer les lignes d'influences des moments et des efforts tranchants.
- Trier les sollicitations maximales.
- Dimensionnement de l'entretoise.

## **3<sup>ème</sup> PARTIE**

### *ANALYSE INFORMATIQUE*

# **CHAPITRE I**

## *PRESENTATION DU LOGICIEL ET SES LIMITES*



- l) L : l'entraxe des poutres principales, en [m];
- m) BR : la distance entre le gauche du tablier et la première poutre principale à gauche, en [m].
- n) XT : la largeur des dalles du (des) trottoir (s), en [m];
- o) nv : le nombre de voies supportées par le tablier ( 1 ou 2);
- p) D : distance d'entretoisement, en [m];
- q) NT : nombre de trottoirs (1 ou 2);
- r) Sigbc : contrainte admissible de compression du béton en [daN / mm<sup>2</sup>].
- s) Sigbt : contrainte admissible de traction du béton en [daN / mm<sup>2</sup>];
- t) Fe : contrainte limite élastique des armatures, en [daN / mm<sup>2</sup>];
- u) EACA : contrainte limite élastique de l'âme du PRS en [daN / mm<sup>2</sup>];
- v) EACS, EACI : respectivement, contraintes limites élastiques de la semelle supérieure et inférieure respectivement en [daN / mm<sup>2</sup>];
- w) WMIN, WMAX : respectivement minimal et maximal des armatures longitudinales dans le béton en [%/100];
- x) DAR : diamètre de ces armatures en [mm];
- y) entre : entretien avec : → entre = 1 : entretien de haute qualité;  
→ entre = 0 : entretien normal;
- z) NPAS : le nombre de section à traiter sur chaque travée;
- aa) IPO : hypothèse de CIOLINA avec : → IPO = 1 : première hypothèse;  
→ IPO = 2 : deuxième hypothèse.

Concernant ces données, plusieurs remarques peuvent être faites.

- 1) Les calculs des sollicitations et des dimensions sont faites pour des sections séparées d'un pas qui est égale à la portée de la travée où se trouve la section, divisée sur la valeur de « NPAS ».
- 2) Pour le choix des tôles, le constructeur est libre de choisir l'épaisseur de la semelle de base et les épaisseurs des semelle additives et cela selon leurs disponibilité sur le marché.

En outre le nombre de semelles est de 3 en plus de la semelle de base, cependant il peut être réduit à 2 en annulant « es4 », ou à 1 en annulant « es3 » et « es4 ».

- 3) Les poutres principales sont centrées par rapport à la voie ( aux voies ) ferroviaire (s).
- 4) Pour l'emplacement des entretoises, il faut disposer une au milieu de chaque travée et ainsi sur chaque appui, ensuite on déduit la distance entre chaque deux entretoises successives « D » qui s'étale de 4,5 m à 7 m.
- 5) Le nombre de poutres peut aller jusqu'à 6 poutres symétriques deux à deux par rapport à leur centre de masse. Si le nombre « n » est paire alors le programme donne les résultats de (n/2) poutres numérotées de rive au centre. Et si « n » est impaire alors (n/2 +1) poutres sont traitées. Les poutres qui restent sont analogues aux poutres déjà dimensionnées et ceci par le biais de la symétrie mentionnée ci-dessus..
- 6) Plus de deux voies ferroviaires, les règlements UIC ne sont plus applicables, par conséquent le logiciel n'est plus utile.
- 7) Le logiciel n'est applicable que pour les ponts dont le biais est compris entre 60° et 90°, au dessous de 60°, il faut faire une étude qui tient compte du biais de l'ouvrage.

## I.2. PRESENTATION DES RESULTATS :

les fichiers de résultats sont les suivants :

- 1) CHARGE.PML : il contient les charges par mètre linéaire dans l'ordre suivant : CP, CCP, STP, G1, G2, G3, G4, G5, G6, G7, G7 et COF ( voir chap1. 2<sup>ème</sup> partie).
- 2) SORT.OUT : on lit la hauteur optimale du tablier, les dénivellations d'appuis, les points foyers de la travée intermédiaire, le poids total de l'acier y compris celui des armatures longitudinales. Ensuite entre chaque deux entretoises de gauche à droite du tablier on lit la nature raidissage vis à vis du voilement et ainsi l'épaisseur de l'âme.

Si pour un panneau donné :

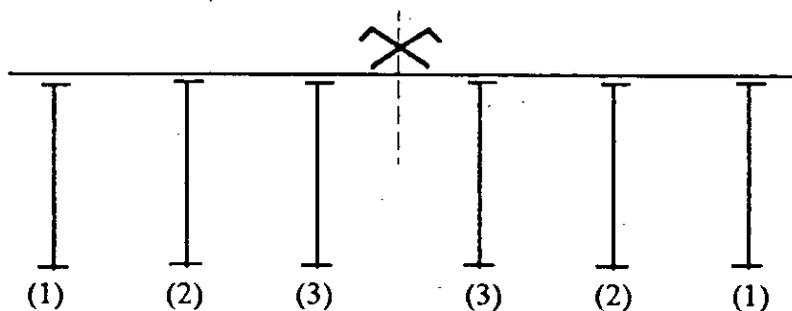
RAID = PASDR : pas de raidisseurs.

RAID = RSUPE : un raidisseur supérieure est nécessaire.

RAID = RINFE : un raidisseur inférieure est nécessaire.

RAID = RS+RI : deux raidisseurs sont nécessaires, le premier au quart supérieure du panneau et le second au quart inférieure du panneau. Et ceci pour toutes les poutres.

- 3) PARAM.APP : il contient les valeurs des facteurs des équations d'influence des moments sur les appuis ( voir chap. 2 , 2<sup>ème</sup> partie). Pour tous les fichiers qui suivent les résultats sont donnés pour chaque section, dont « A » est l'abscisse de la section comptée à partir de l'appui de rive gauche « A0 ».
- 4) MCP.A : il contient les valeurs absolues maximales ( courbes enveloppes ) des moments positifs « MCP » et négatifs « XMCP » majorées non réparties dus aux charges permanentes.
- 5) MCCP.A : même chose pour les compléments de charges permanentes.
- 6) MSTP.A : même chose pour les surcharges de trottoir public.
- 7) MUIC.A : même chose pour le convoie UIC.
- 8) TRANCH.A : il contient les efforts tranchants revenant à chaque poutre.
- 9) MOM.RE1 : il contient les moments des poutres revenant à la poutre (1).
- 10) MOM.RE2 : il contient les moments des poutres revenant à la poutre (2), si elle existe.
- 11) MOM.RE3 : il contient les moments des poutres revenant à la poutre (3), si elle existe.



- 12) FICH1.DIM : il contient les dimensions de la poutre (1) à savoir :
  - l'épaisseur de l'âme,
  - l'épaisseur de la semelle supérieure,
  - l'épaisseur de la semelle inférieure,
  - le nombre d'armatures réparties sur la largeur de la dalle participante dont le diamètre est donné à l'enrobage vaut 5 cm.
- 13) FICH2.DIM : même chose pour la poutre (2) si elle existe.
- 14) FICH3.DIM : même chose pour la poutre (3) si elle existe.
- 15) TABLE.INF : pour chaque section on lit un tableau donnant les valeurs de la fonction d'influence des moments de cette section.

## **CHAPITRE II**

### *PRESENTATION DE QUELQUES SUBROUTINES PRINCIPALES*

## CHAPITRE II

### PRESENTATION DE QUELQUES SOUBROUTINES

Dans le but d'alléger le programme principale, faciliter sa compréhension, et dans l'intention d'ajouter d'autres études qui échappent à ce présent travail, on a utilisé la technique des sous programmes. En ce qui concerne notre logiciel on a élaborée une cinquantaines entre subroutines et fonctions.

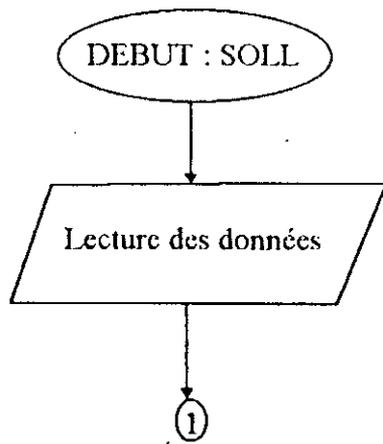
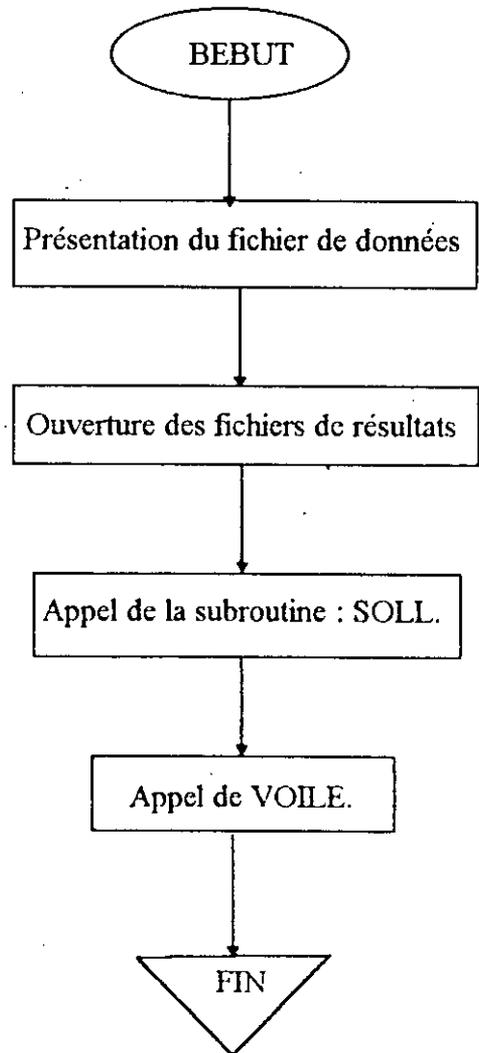
Les sous programme principaux sont les suivants :

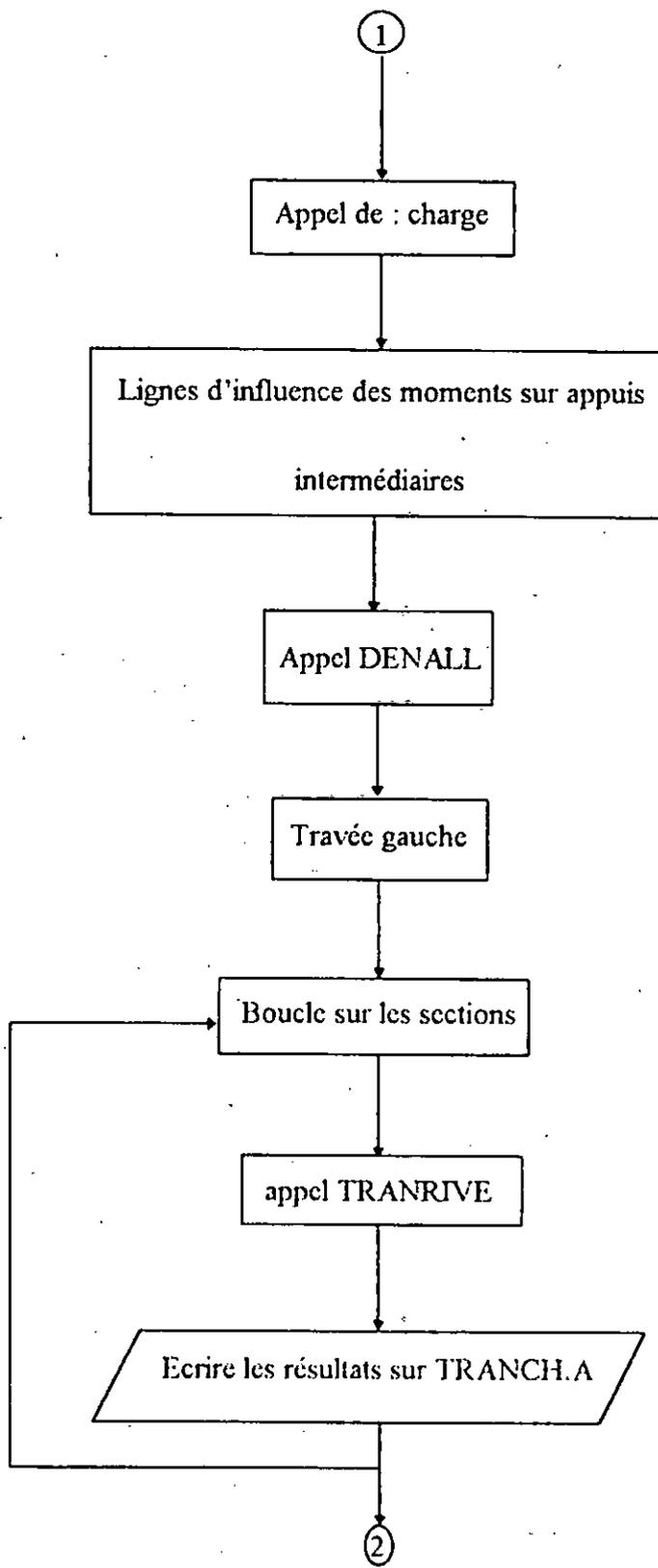
- 1) SUBROUTINE CHARGE : elle calcule les charges par mètre linéaire et les enregistrer dans un fichier.
- 2) SUBROUTINE SOLL : elle calcule les éléments de réduction sous les différentes charges.
- 3) UICRIVE, UICA1F, UICFF et UICFA2 : elles calculent les moments sous le convoie UIC71.
- 4) DENALL : elle calcule les dénivellations d'appuis.
- 5) REPCP, RECCP et REPSTP : elles font la répartition des moments dus respectivement aux CP, CCP et STP sur les poutres principales.
- 6) TRANRIVE et TRANINT : elles calculent et répartissent respectivement les efforts tranchants pour la travée de rive et la travée intermédiaire.
- 7) REPTES : elle fait la répartition des efforts tranchant dus aux essieux du locomotive dans les sections d'appuis.
- 8) RCUAP : elle fait la répartition des efforts dus aux charges uniformes dans les sections d'appuis.
- 9) DIM et POUTRE : elles font le dimensionnement des poutres.
- 10) VERS : elle fait la vérification des contraintes normales.
- 11) GEOMET : elle calcule les caractéristiques géométriques des sections.
- 12) RTEMP : elle calcule les sollicitations dues au retrait et  $\Delta T$ .

- 13) DENIVE : elle calcule les sollicitations dues aux dénivellations aller et retour.
- 14) ARMAT : elle calcule le nombre d'armatures longitudinales revenant à chaque poutre.
- 15) VOILE, VERVOI et FORMULE : font l'étude de l'âme aux voilements.

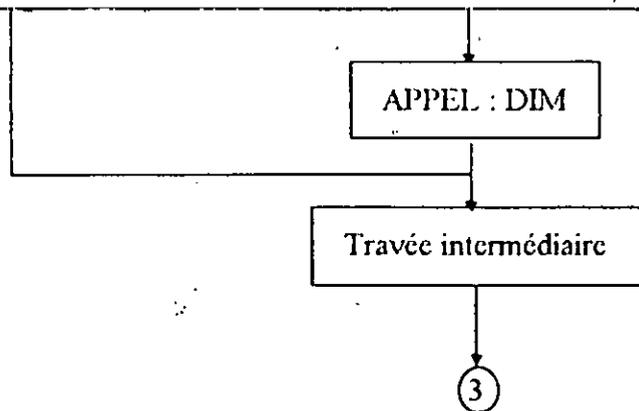
## **CHAPITRE III**

### *ORGANIGRAMME GENERALE*

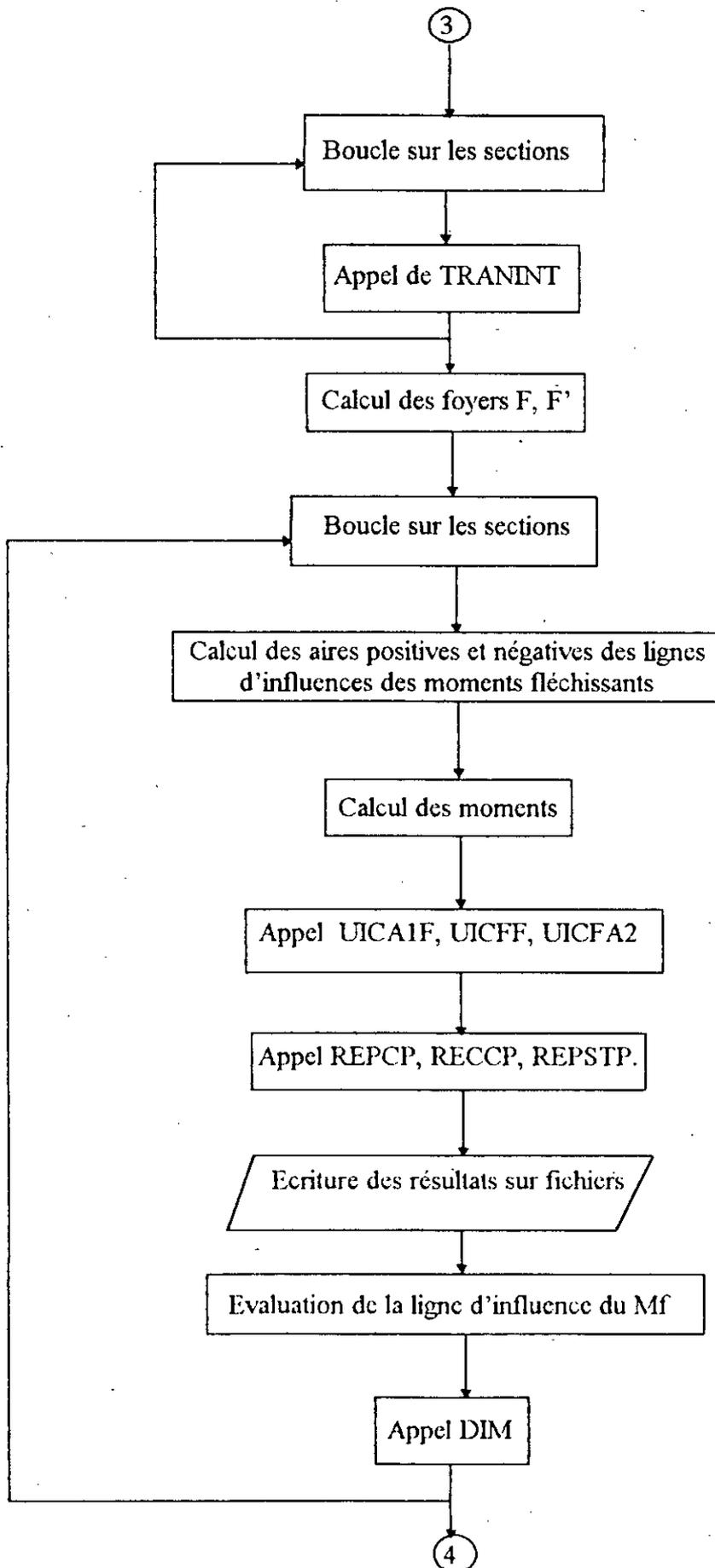


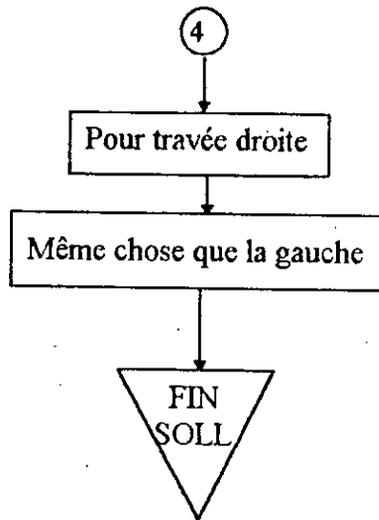


75

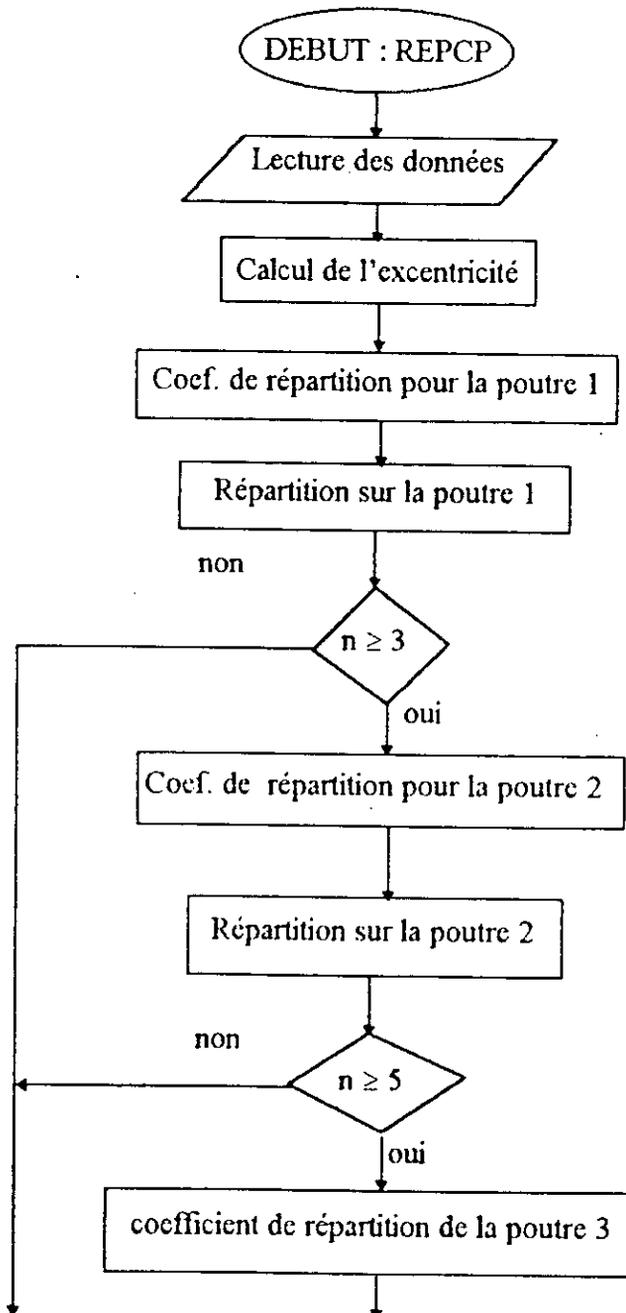


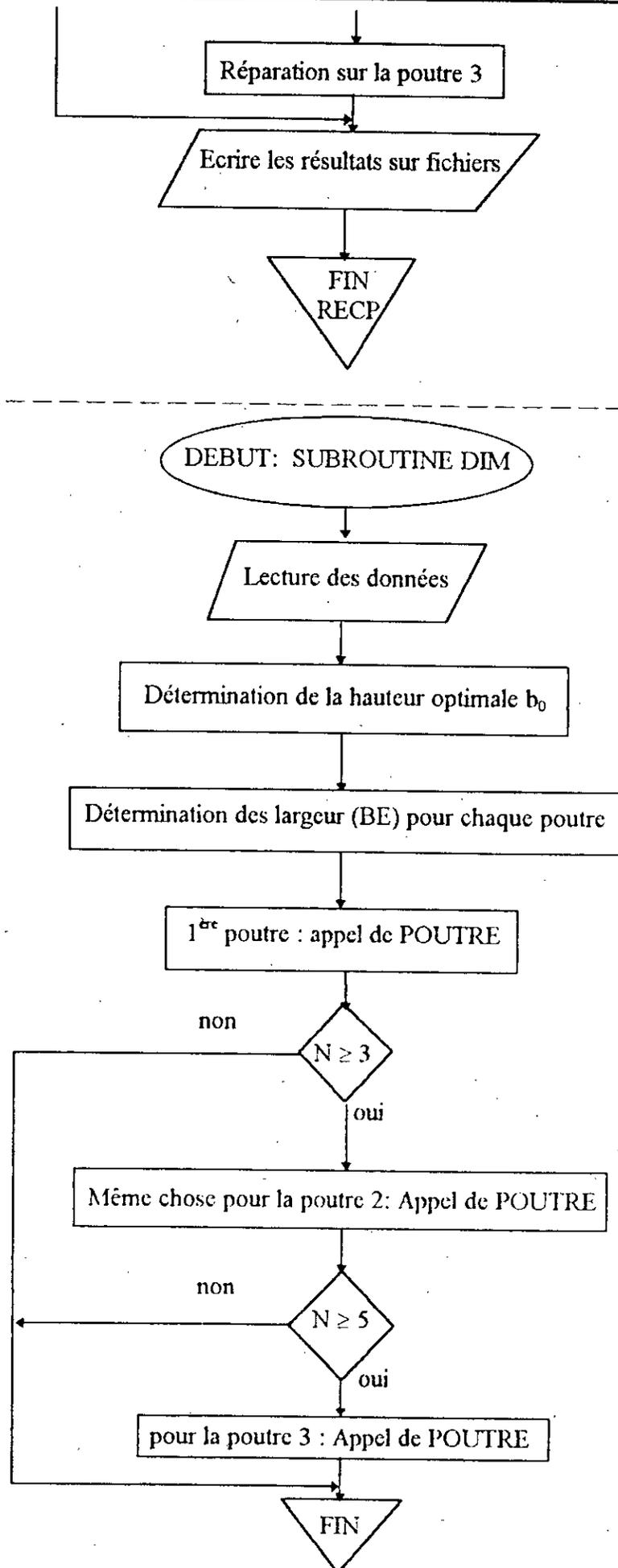
76

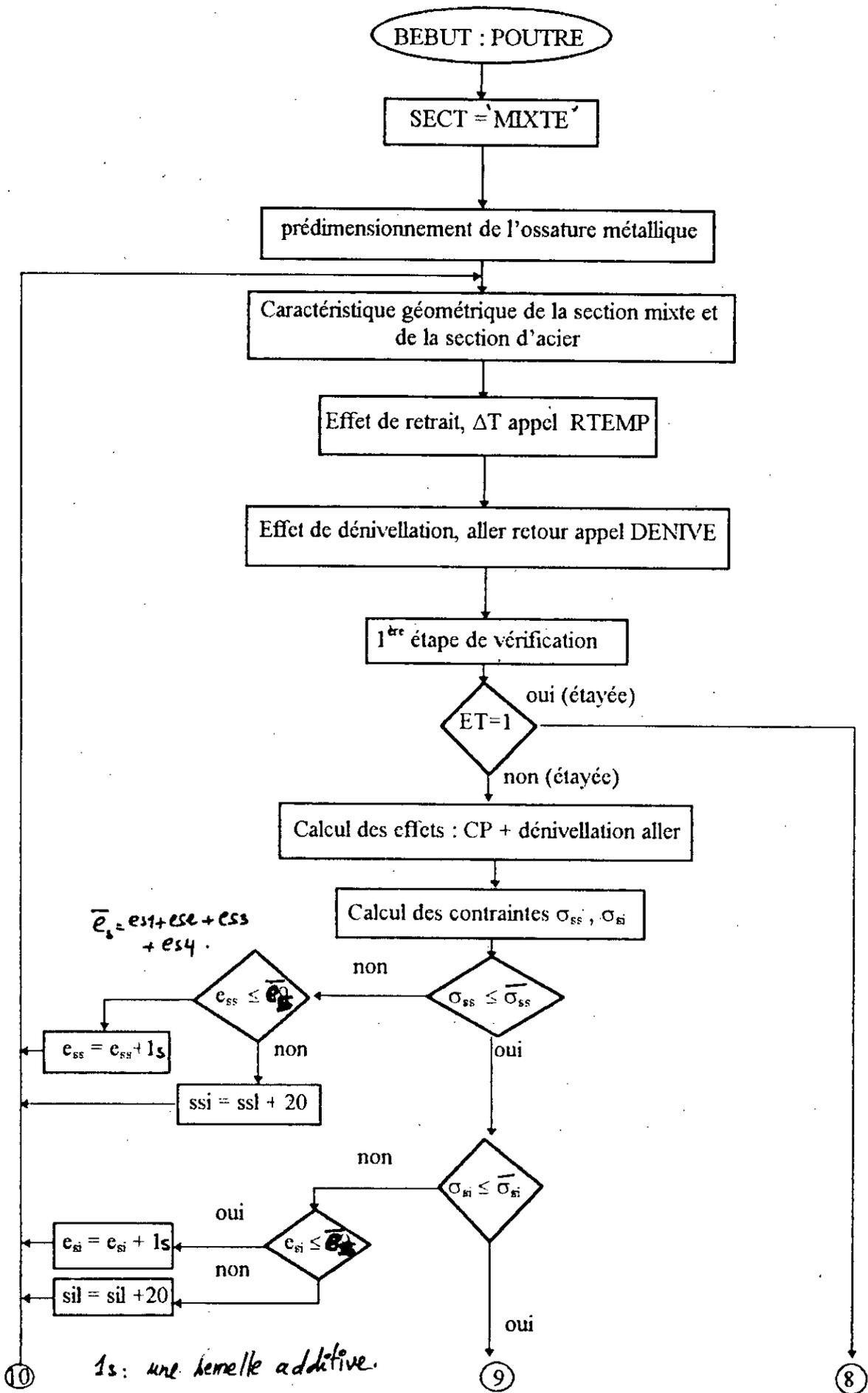


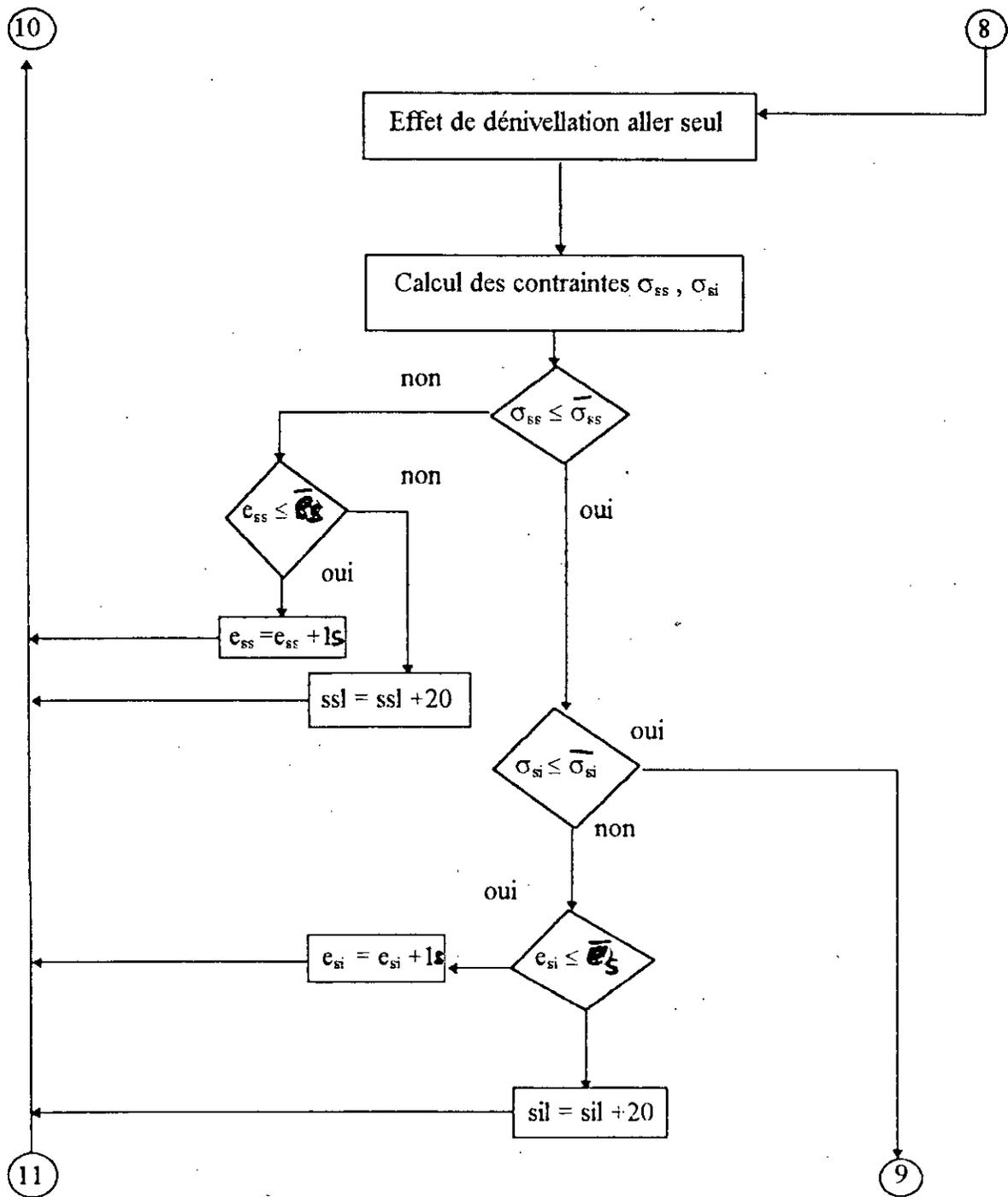


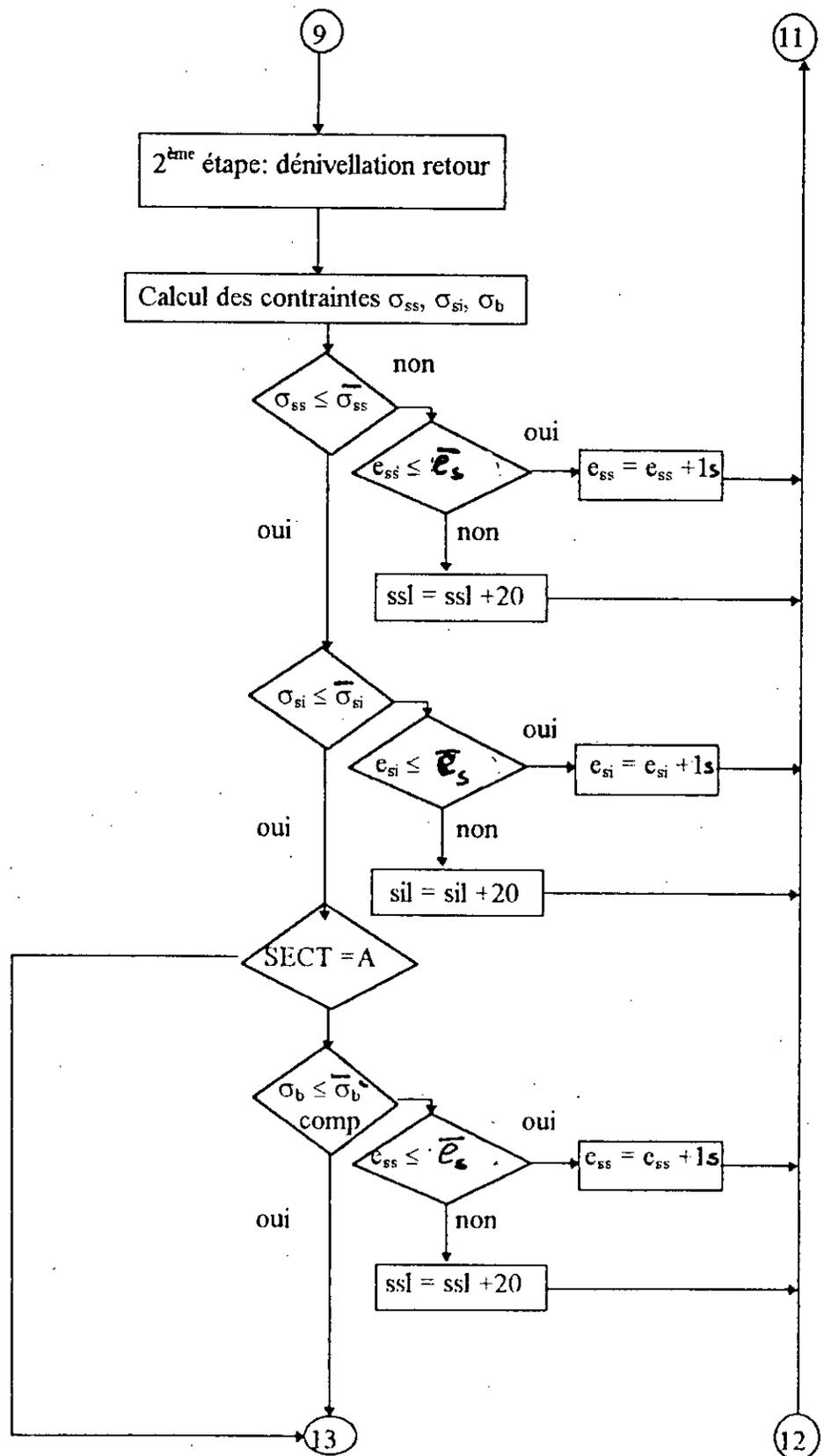
Exemple d'un sous programme de répartition : REPCP

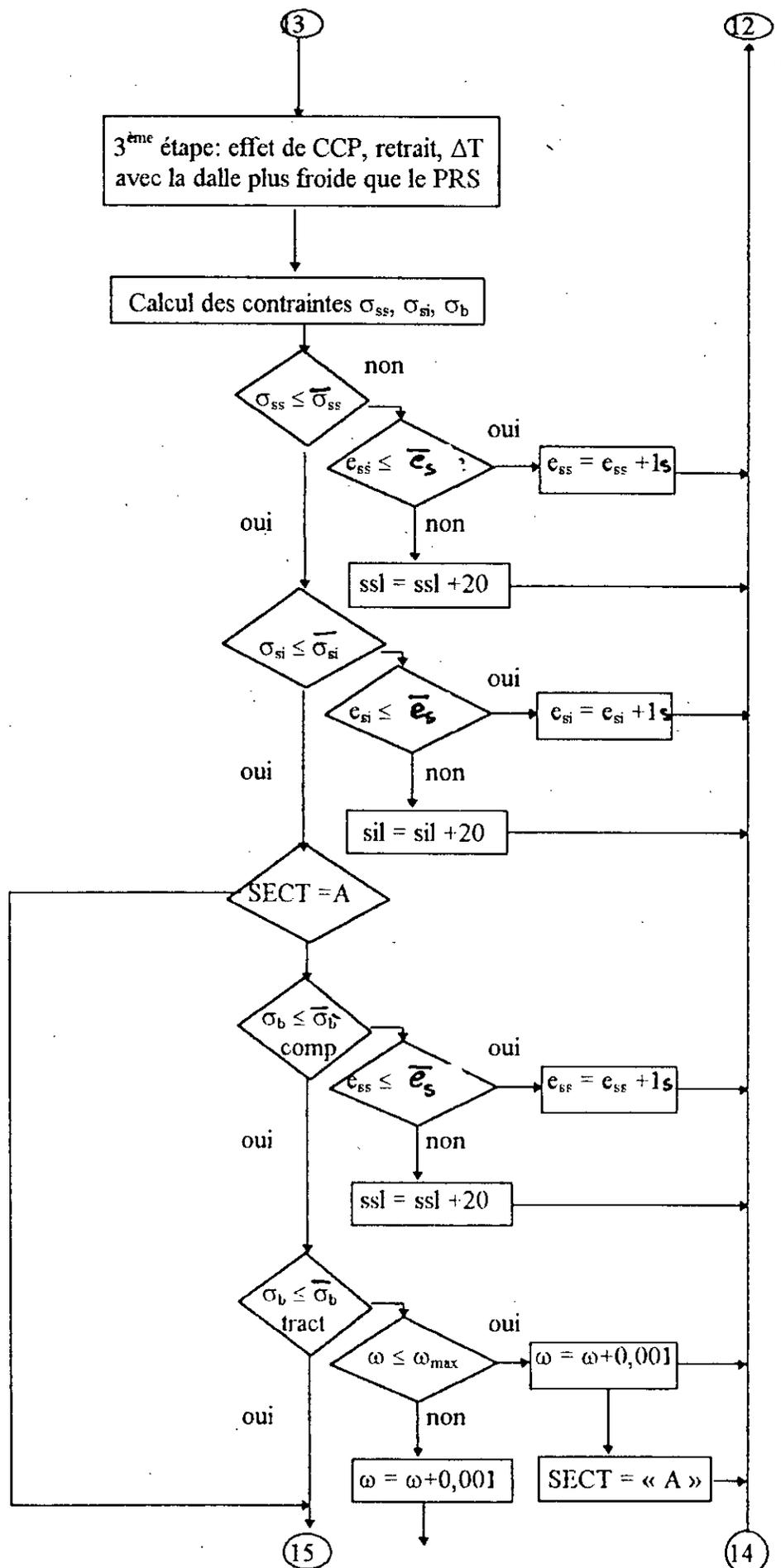


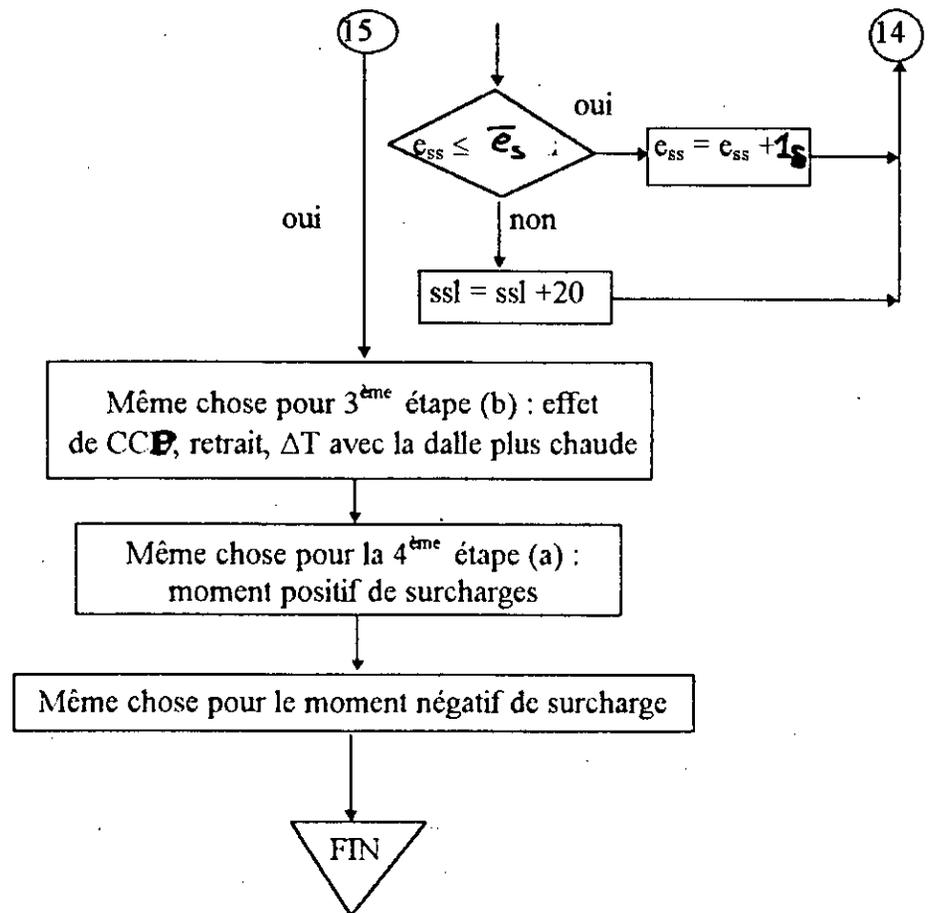












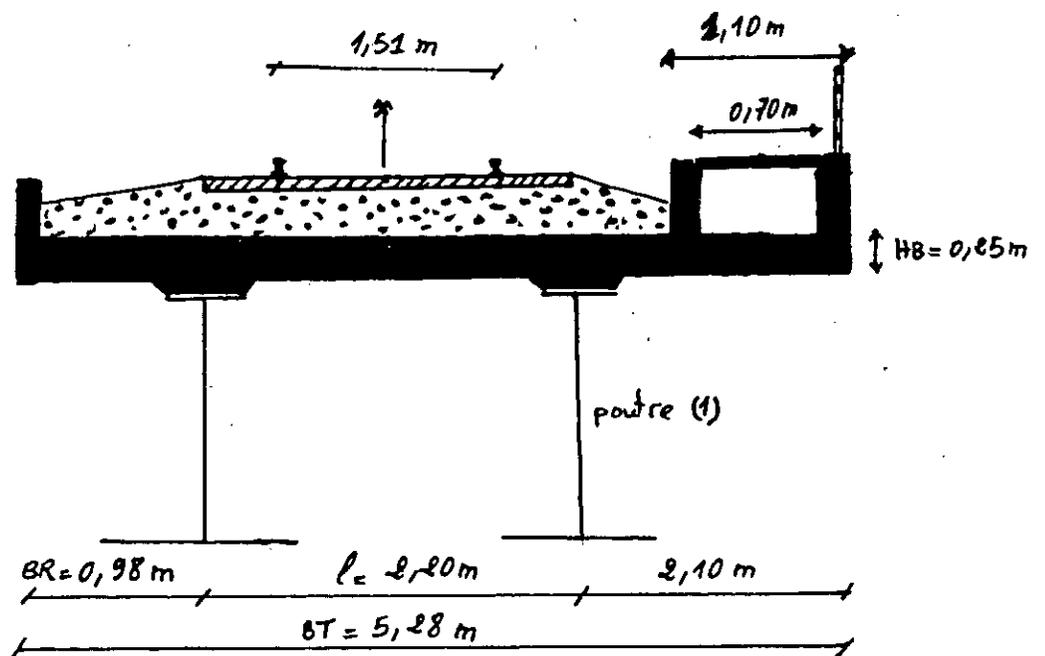
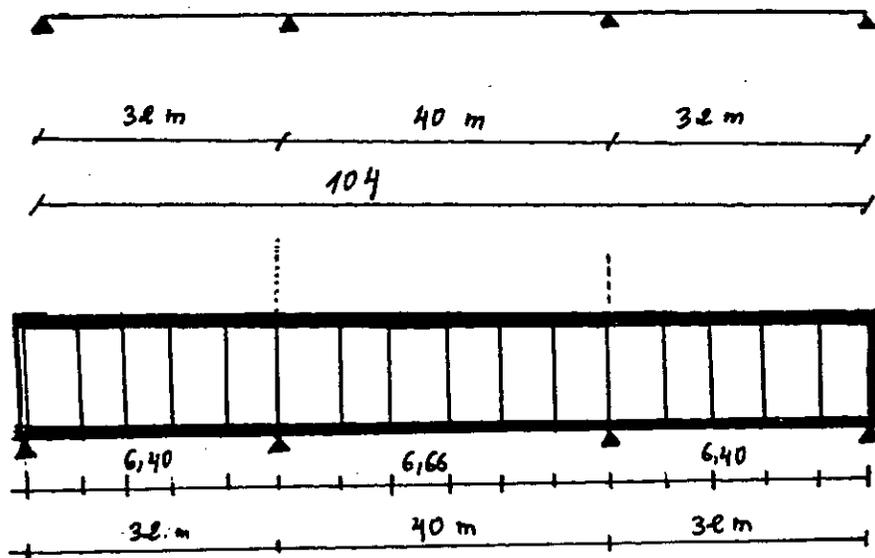
## **CHAPITRE IV**

### *EXEMPLE DE CALCUL*

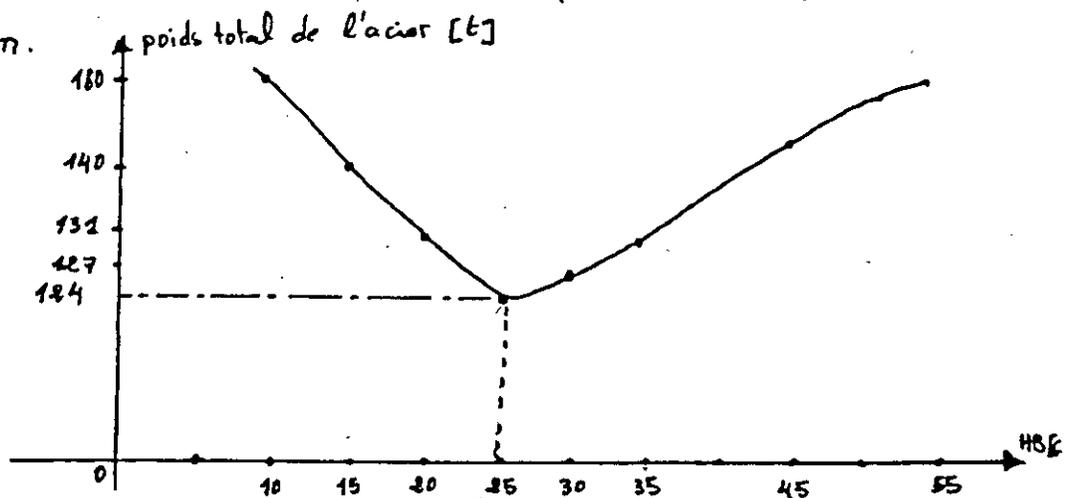
données de l'ouvrage:

=====

LG(PORTEE DE LA TRAVÉE GAUCHE)= 32.00000  
LM(PORTEE DE LA TRAVÉE INTERM)= 40.00000  
LD(PORTEE DE LA TRAVÉE DROITE)= 32.00000  
N(nombre de poutres principales)= 2  
L(entraxe des p piales)= 2.200000  
BT(largeur totale du tablier)= 5.280000  
HB(hauteur de la dalle)= 0.250000  
BR(dist trans entre extri gauch du tabl et le centre  
d'inertie des poutres ppales)= 0.9800000  
SIGBC(cont admis de comp de beton)= -15.30000  
SIGBT(cont admis de trac de beton)= 0.3000000  
FE(cont admissible des armatures)= 40.00000  
EACA= cont limite de l'ame du PRS 36.00000  
EACS(cont limite de la semelle superieure du P.R.S)= 36.00000  
EACI(cont limite de la semelle inferieure du P.R.S)= 36.00000  
Xt(largeur de la dallette)= 0.7000000  
nv(nombre de voies)= 1  
D(dist entre les entretoises)= 6.500000  
nt(nombre de trottoirs(1ou2)= 1  
ET(1:construction etayee,0:non etayee)= 0.0000000E+00  
ssl(largeur de la semelle superieure)= 0.2500000  
sil(largeur de la semelle inferieure)= 0.7200000  
es1(epaisseur de la semelle de base(initiale))= 30.00000  
es2(epaisseur de la premiere semelle additive)= 30.00000  
es3(epaisseur de la deuxieme semelle additive)= 30.00000  
es4(epaisseur de la quatrieme semelle additive)= 0.0000000E+00  
ENT(entraxe des voies(nv=1 alors ent=0))= 0.0000000E+00  
WMAX(% max de l'acier dans la dalle)= 2.0000000E-02  
WMIN(% min de l'acier dans la dalle)= 3.0000000E-03  
DAR(diametre des armat de la dalle)= 12.00000  
ENTRE(1: entre. haute qualite,=0:normale)= 0.0000000E+00  
NFAS(nombre de subdivisions d'une travée)= 8  
IPO(1 ou 2:hyprot de predimens de F.Ciolina)= 1



L'épaisseur de 0,25 m - de la dalle - est optimale, puisqu'elle donne le poids total de l'acier minimum.



charges en tonnes par metre lineaire:

=====

G1 (beton armé)= 3.362500  
G2 (gros beton)= 0.6523000  
G3 (garde corps)= 0.1000000  
G4 (chappe d"etancheité)= 0.8005999  
G5 (ballaste)= 2.256800  
G6 (voie(s))= 0.1500000  
G7 (ossature metallique)= 0.7308241  
COF (coffrage)= 0.3696000  
CP (charges permanentes)= 4.462924  
CCP (complements de charges permanentes)= 3.590100  
STP (surcharge de trottoir public)= 1.980000

facteurs des equat des lignes d"infl. sur appuis

Z1= 19136.00	Z2= 2.3515886E-04	Z3= -0.2408027
Z4= 2.3515886E-04	Z5= -0.2408027	Z6= -6.5321903E-05
Z7= 6.6889629E-02	Z8= -6.5321903E-05	Z9= 6.6889629E-02
X0= -10.01739	X1= 1.006020	X2= -2.9347826E-02
X3= 2.4038463E-04	Y0= 47.58260	Y1= -2.701672
Y2= 4.5652177E-02	Y3= -2.4038466E-04	

moment majoré non reparti du à CP [t.m]

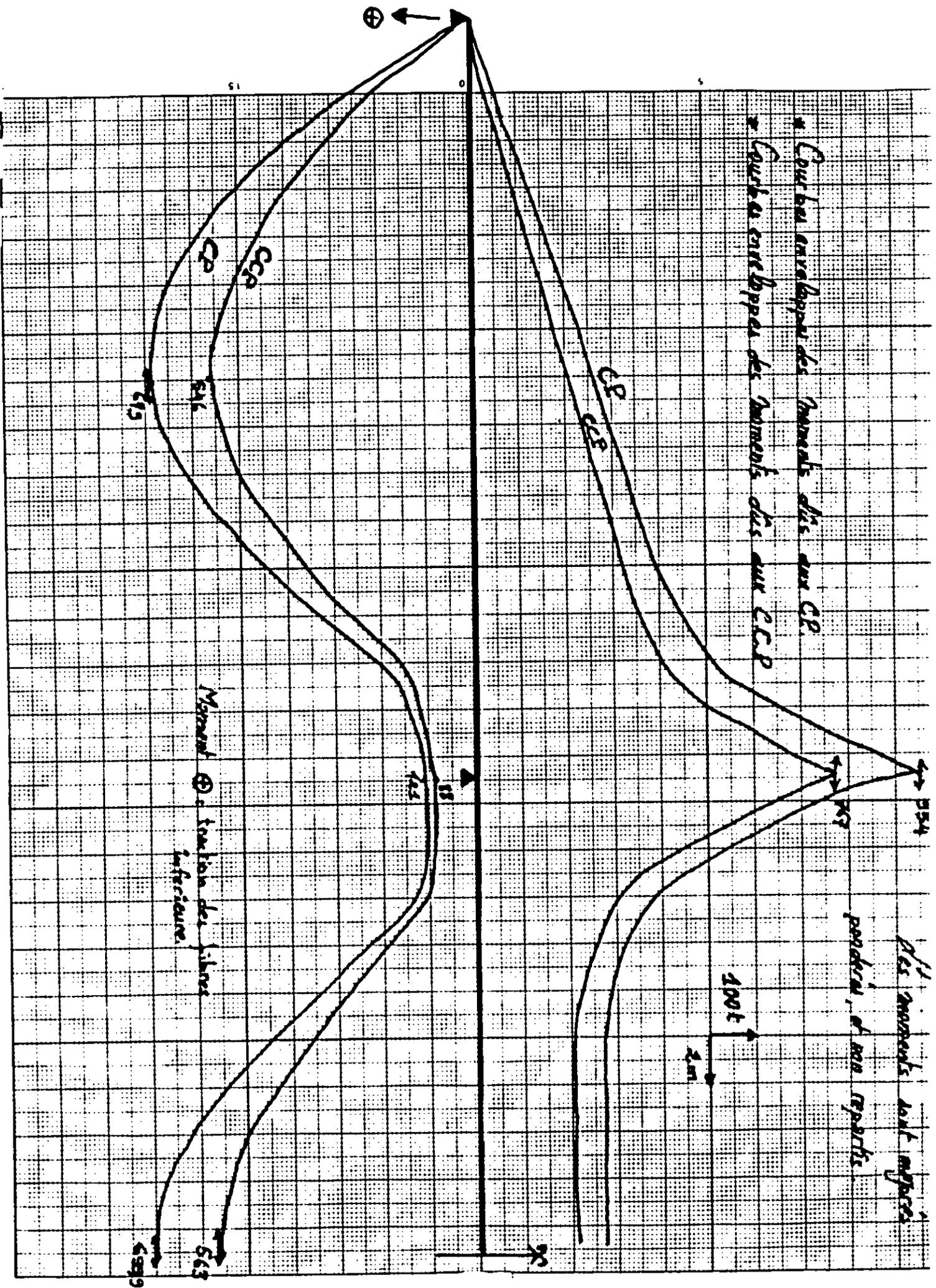
moments positifs		moments négatifs	
A= 0.000000E+00	MCP= 0.000000E+00	XMCP= 0.000000E+00	
A= 4.000000	MCP= 323.9122	XMCP= 69.80769	
A= 8.000000	MCP= 545.0660	XMCP= 139.6154	
A= 12.00000	MCP= 663.4615	XMCP= 209.4245	
A= 16.00000	MCP= 679.0986	XMCP= 279.2308	
A= 20.00000	MCP= 591.9774	XMCP= 349.0391	
A= 24.00000	MCP= 402.0979	XMCP= 418.8489	
A= 28.00000	MCP= 166.7731	XMCP= 545.9686	
A= 32.00000	MCP= 109.9755	XMCP= 954.3730	
A= 37.00000	MCP= 121.6585	XMCP= 393.9525	
A= 42.00000	MCP= 390.3520	XMCP= 275.6662	
A= 47.00000	MCP= 622.5370	XMCP= 275.6662	
A= 52.00000	MCP= 699.9376	XMCP= 275.6661	
A= 57.00000	MCP= 622.5411	XMCP= 275.6661	
A= 62.00000	MCP= 390.3509	XMCP= 275.6662	
A= 67.00000	MCP= 121.6584	XMCP= 393.9580	
A= 72.00000	MCP= 109.9755	XMCP= 954.3730	
A= 76.00000	MCP= 166.7731	XMCP= 545.9686	
A= 80.00000	MCP= 402.0979	XMCP= 418.8489	
A= 84.00000	MCP= 591.9774	XMCP= 349.0391	
A= 88.00000	MCP= 679.0986	XMCP= 279.2308	
A= 92.00000	MCP= 663.4615	XMCP= 209.4245	
A= 96.00000	MCP= 545.0660	XMCP= 139.6154	
A= 100.0000	MCP= 323.9122	XMCP= 69.80769	
A= 104.0000	MCP= 0.000000E+00	XMCP= 0.000000E+00	

moment majoré non reparti dû à CCP [t.m].

```

=====
moments positifs                                moments negatifs
A= 0.0000000E+00MCCP= 0.0000000E+00           XMCCP= 0.0000000E+00
A= 4.000000      MCCP= 260.5639                XMCCP= 56.15525
A= 8.000000      MCCP= 438.4663                XMCCP= 112.3105
A= 12.00000      MCCP= 533.7068                XMCCP= 168.4669
A= 16.00000      MCCP= 546.2858                XMCCP= 224.6210
A= 20.00000      MCCP= 476.2031                XMCCP= 280.7767
A= 24.00000      MCCP= 323.4587                XMCCP= 336.9337
A= 28.00000      MCCP= 134.1569                XMCCP= 439.1923
A= 32.00000      MCCP= 88.46733                 XMCCP= 767.7242
MCCP= 97.86546                XMCCP= 316.9064
MCCP= 314.0100                XMCCP= 221.7535
MCCP= 500.7861                XMCCP= 221.7535
MCCP= 563.0493                XMCCP= 221.7535
MCCP= 500.7893                XMCCP= 221.7535
MCCP= 314.0091                XMCCP= 221.7535
MCCP= 97.86539                XMCCP= 316.9108
MCCP= 88.46733                XMCCP= 767.7242
MCCP= 134.1569                XMCCP= 439.1923
MCCP= 323.4587                XMCCP= 336.9337
MCCP= 476.2031                XMCCP= 280.7767
MCCP= 546.2858                XMCCP= 224.6210
MCCP= 533.7068                XMCCP= 168.4669
MCCP= 438.4663                XMCCP= 112.3105
MCCP= 260.5639                XMCCP= 56.15525
MCCP= 0.0000000E+00          XMCCP= 0.0000000E+00

```



moment majoré non reparti dû au convoi UIC [t.m].

=====

moments positifs		moments negatifs	
A= 0.000000E+00	MUICP= 0.000000E+00	MUICN= 0.000000E+00	
A= 4.000000	MUICP= 528.4839	MUICN= 108.1079	
A= 8.000000	MUICP= 887.1170	MUICN= 216.2159	
A= 12.000000	MUICP= 1062.575	MUICN= 324.3253	
A= 16.000000	MUICP= 1060.696	MUICN= 432.4317	
A= 20.000000	MUICP= 889.5227	MUICN= 540.5396	
A= 24.000000	MUICP= 559.3008	MUICN= 648.6507	
A= 28.000000	MUICP= 139.3331	MUICN= 756.7582	
A= 32.000000	MUICP= 2.3841858E-05	MUICN= 864.8634	
A= 37.000000	MUICP= 191.8950	MUICN= 203.3579	
A= 42.000000	MUICP= 702.8210	MUICN= 366.8778	
A= 47.000000	MUICP= 1074.719	MUICN= 280.7738	
A= 52.000000	MUICP= 1198.181	MUICN= 194.6698	
A= 57.000000	MUICP= 1069.849	MUICN= 280.7738	
A= 62.000000	MUICP= 695.1833	MUICN= 366.8778	
A= 67.000000	MUICP= 2170.182	MUICN= 135.1430	
A= 32.000000	MUICP= 2.3841858E-05	MUICN= 864.8634	
A= 28.000000	MUICP= 139.3331	MUICN= 756.7582	
A= 24.000000	MUICP= 559.3008	MUICN= 648.6507	
A= 20.000000	MUICP= 889.5227	MUICN= 540.5396	
A= 16.000000	MUICP= 1060.696	MUICN= 432.4317	
A= 12.000000	MUICP= 1062.575	MUICN= 324.3253	
A= 8.000000	MUICP= 887.1170	MUICN= 216.2159	
A= 4.000000	MUICP= 528.4839	MUICN= 108.1079	
A= 0.000000E+00	MUICP= 0.000000E+00	MUICN= 0.000000E+00	

moment majoré non reparti de surch.trottoir public [t.m]

```

=====
moments positifs                                moments negatifs
A= 0.0000000E+00MSTPP= 0.0000000E+00          MSTPN= 0.0000000E+00
A= 4.000000          MSTPP= 163.3015          MSTPN= 35.19381
A= 8.000000          MSTPP= 274.7971          MSTPN= 70.38763
A= 12.00000          MSTPP= 334.4866          MSTPN= 105.5821
A= 16.00000          MSTPP= 342.3701          MSTPN= 140.7753
A= 20.00000          MSTPP= 298.4477          MSTPN= 175.9694
A= 24.00000          MSTPP= 202.7191          MSTPN= 211.1643
A= 28.00000          MSTPP= 84.07926          MSTPN= 275.2521
A= 32.00000          MSTPP= 55.44455          MSTPN= 481.1508
MSTPP= 61.33458          MSTPN= 198.6127
MSTPP= 196.7974          MSTPN= 138.9781
MSTPP= 313.8544          MSTPN= 138.9781
MSTPP= 352.8762          MSTPN= 138.9781
MSTPP= 313.8564          MSTPN= 138.9781
MSTPP= 196.7969          MSTPN= 138.9781
MSTPP= 61.33453          MSTPN= 198.6154
MSTPP= 55.44455          MSTPN= 481.1508
MSTPP= 84.07926          MSTPN= 275.2521
MSTPP= 202.7191          MSTPN= 211.1643
MSTPP= 298.4477          MSTPN= 175.9694
MSTPP= 342.3701          MSTPN= 140.7753
MSTPP= 334.4866          MSTPN= 105.5821
MSTPP= 274.7971          MSTPN= 70.38763
MSTPP= 163.3015          MSTPN= 35.19381
MSTPP= 0.0000000E+00          MSTPN= 0.0000000E+00

```



Effort tranchant. pour chaque section: (reparti, majoré).

512.5477	0.0000000E+00	0.0000000E+00
683.4600	0.0000000E+00	0.0000000E+00
111.4025	0.0000000E+00	0.0000000E+00
90.95469	0.0000000E+00	0.0000000E+00
125.8571	0.0000000E+00	0.0000000E+00
167.3116	0.0000000E+00	0.0000000E+00
214.5019	0.0000000E+00	0.0000000E+00
766.4554	0.0000000E+00	0.0000000E+00
596.4247	0.0000000E+00	0.0000000E+00
764.7335	0.0000000E+00	0.0000000E+00
176.5599	0.0000000E+00	0.0000000E+00
152.4895	0.0000000E+00	0.0000000E+00
95.43379	0.0000000E+00	0.0000000E+00
123.9749	0.0000000E+00	0.0000000E+00
161.0871	0.0000000E+00	0.0000000E+00
205.2191	0.0000000E+00	0.0000000E+00
596.4247	0.0000000E+00	0.0000000E+00
766.4554	0.0000000E+00	0.0000000E+00
214.5019	0.0000000E+00	0.0000000E+00
167.3116	0.0000000E+00	0.0000000E+00
125.8571	0.0000000E+00	0.0000000E+00
90.95469	0.0000000E+00	0.0000000E+00
111.4025	0.0000000E+00	0.0000000E+00
683.4600	0.0000000E+00	0.0000000E+00
512.5477	0.0000000E+00	0.0000000E+00

moments majorés revenant à la poutre (1):

moments positifs		moments négatifs	
A=	0.0000000E+00	M1CP= 0.0000000E+00	XM1CP= 0.0000000E+00
	M1CCP= 0.0000000E+00	XM1CCP= 0.0000000E+00	
	M1STPP= 0.0000000E+00	M1STPN= 0.0000000E+00	
	M1UICP= 0.0000000E+00	M1UICN= 0.0000000E+00	
A=	4.000000	M1CP= 244.4064	XM1CP= 52.67308
	M1CCP= 184.7778	XM1CCP= 39.82225	
	M1STPP= 278.3549	M1STPN= 59.98946	
	M1UICP= 432.1124	M1UICN= 88.39394	
A=	8.000000	M1CP= 411.2771	XM1CP= 105.3462
	M1CCP= 310.9364	XM1CCP= 79.64449	
	M1STPP= 468.4042	M1STPN= 119.9789	
	M1UICP= 725.3470	M1UICN= 176.7879	
A=	12.00000	M1CP= 500.6118	XM1CP= 158.0203
	M1CCP= 378.4759	XM1CCP= 119.4675	
	M1STPP= 570.1477	M1STPN= 179.9696	
	M1UICP= 868.8092	M1UICN= 265.1831	
A=	16.00000	M1CP= 512.4108	XM1CP= 210.6923
	M1CCP= 387.3961	XM1CCP= 159.2890	
	M1STPP= 583.5855	M1STPN= 239.9578	
	M1UICP= 867.2731	M1UICN= 353.5757	
A=	20.00000	M1CP= 440.6739	XM1CP= 263.3658
	M1CCP= 337.6973	XM1CCP= 199.1116	
	M1STPP= 508.7176	M1STPN= 299.9478	
	M1UICP= 727.3141	M1UICN= 441.9697	
A=	24.00000	M1CP= 303.4011	XM1CP= 316.0406
	M1CCP= 229.3793	XM1CCP= 238.9350	
	M1STPP= 345.5440	M1STPN= 359.9391	
	M1UICP= 457.3097	M1UICN= 530.3662	
A=	28.00000	M1CP= 125.8379	XM1CP= 411.9581
	M1CCP= 95.13675	XM1CCP= 311.4513	
	M1STPP= 143.3169	M1STPN= 469.1798	
	M1UICP= 113.9250	M1UICN= 618.7598	
A=	32.00000	M1CP= 82.98150	XM1CP= 720.1179
	M1CCP= 62.73622	XM1CCP= 544.4282	
	M1STPP= 94.50777	M1STPN= 820.1434	
	M1UICP= 1.9494184E-05	M1UICN= 707.1515	
A=	37.00000	M1CP= 91.79685	XM1CP= 297.2551
	M1CCP= 69.40086	XM1CCP= 224.7327	
	M1STPP= 104.5476	M1STPN= 338.5443	
	M1UICP= 151.2665	M1UICN= 160.3025	
A=	42.00000	M1CP= 294.5383	XM1CP= 208.0027
	M1CCP= 222.6788	XM1CCP= 157.2555	
	M1STPP= 335.4502	M1STPN= 236.8940	
	M1UICP= 1.6143386E-38	M1UICN= 6.6238552E-39	
A=	47.00000	M1CP= 469.7325	XM1CP= 208.0027
	M1CCP= 355.1302	XM1CCP= 157.2555	
	M1STPP= 534.9792	M1STPN= 236.8946	
	M1UICP= 4.4303819E-38	M1UICN= 5.0674302E-39	
A=	52.00000	M1CP= 528.1347	XM1CP= 208.0026
	M1CCP= 399.2838	XM1CCP= 157.2555	
	M1STPP= 601.4935	M1STPN= 236.8946	
	M1UICP= 6.2257000E-38	M1UICN= 0.0000000E+00	
A=	57.00000	M1CP= 469.7355	XM1CP= 208.0026
	M1CCP= 355.1325	XM1CCP= 157.2555	
	M1STPP= 534.9826	M1STPN= 236.8946	
	M1UICP= 4.3435118E-38	M1UICN= 5.0674302E-39	

A=	62.00000	M1CP=	294.5375	XM1CP=	208.0027
	M1CCP=	222.6782	XM1CCP=	157.2555	
	M1STPP=	335.4492	M1STPN=	236.8946	
	M1UICP=	1.5853817E-38	M1UICN=	6.6238552E-39	
A=	67.00000	M1CP=	91.79678	XM1CP=	297.2592
	M1CCP=	69.40081	XM1CCP=	224.7359	
	M1STPP=	104.5475	M1STPN=	338.5490	
	M1UICP=	8.7565199E-37	M1UICN=	0.0000000E+00	
A=	72.00000	M1CP=	82.98150	XM1CP=	720.1179
	M1CCP=	62.73622	XM1CCP=	544.4282	
	M1STPP=	94.50777	M1STPN=	820.1434	
	M1UICP=	1.9494184E-05	M1UICN=	707.1515	
A=	76.00000	M1CP=	125.8379	XM1CP=	411.9581
	M1CCP=	95.13675	XM1CCP=	311.4513	
	M1STPP=	143.3169	M1STPN=	469.1798	
	M1UICP=	113.9250	M1UICN=	618.7598	
A=	80.00000	M1CP=	303.4011	XM1CP=	316.0406
	M1CCP=	229.3793	XM1CCP=	238.9350	
	M1STPP=	345.5440	M1STPN=	359.9391	
	M1UICP=	457.3097	M1UICN=	530.3662	
A=	84.00000	M1CP=	446.6739	XM1CP=	263.3658
	M1CCP=	337.6973	XM1CCP=	199.1116	
	M1STPP=	508.7176	M1STPN=	299.9478	
	M1UICP=	727.3141	M1UICN=	441.9697	
A=	88.00000	M1CP=	512.4108	XM1CP=	210.6923
	M1CCP=	387.3961	XM1CCP=	159.2890	
	M1STPP=	583.5855	M1STPN=	239.9578	
	M1UICP=	867.2731	M1UICN=	353.5757	
A=	92.00000	M1CP=	500.6118	XM1CP=	158.0203
	M1CCP=	378.4759	XM1CCP=	119.4675	
	M1STPP=	570.1477	M1STPN=	179.9696	
	M1UICP=	868.8092	M1UICN=	265.1831	
A=	96.00000	M1CP=	411.2771	XM1CP=	105.3462
	M1CCP=	310.9364	XM1CCP=	79.64449	
	M1STPP=	468.4042	M1STPN=	119.9789	
	M1UICP=	725.3470	M1UICN=	176.7879	
A=	100.0000	M1CP=	244.4064	XM1CP=	52.67308
	M1CCP=	184.7778	XM1CCP=	39.82225	
	M1STPP=	278.3549	M1STPN=	59.98946	
	M1UICP=	432.1124	M1UICN=	88.39394	
A=	104.0000	M1CP=	0.0000000E+00	XM1CP=	0.0000000E+00
	M1CCP=	0.0000000E+00	XM1CCP=	0.0000000E+00	
	M1STPP=	0.0000000E+00	M1STPN=	0.0000000E+00	
	M1UICP=	0.0000000E+00	M1UICN=	0.0000000E+00	



dimensions de la poutre (1) pour chaque section:

```
=====
pour A= 0.0000000E+00
EA,HA(epaisseur et hauteur de l"ame)= 15.00000 1950.000
nss(nombre de semelles superieures=s.de base
nsi(nombre de semelles inferieures=s.de base
ssl(larg. semelle de base superieure)= 250.0000
sil(larg. semelle de base inferieure)= 720.0000
esp(espacement des armatures)= 25.00000
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
pour A= 4.000000
EA,HA(epaisseur et hauteur de l"ame)= 19.11353 1950.000
nss(nombre de semelles superieures=s.de base
nsi(nombre de semelles inferieures=s.de base
ssl(larg. semelle de base superieure)= 250.0000
sil(larg. semelle de base inferieure)= 720.0000
esp(espacement des armatures)= 15.07692
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
pour A= 8.000000
EA,HA(epaisseur et hauteur de l"ame)= 15.16275 1950.000
nss(nombre de semelles superieures=s.de base
nsi(nombre de semelles inferieures=s.de base+2 s.additives
ssl(larg. semelle de base superieure)= 250.0000
sil(larg. semelle de base inferieure)= 720.0000
esp(espacement des armatures)= 15.07692
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
pour A= 12.00000
EA,HA(epaisseur et hauteur de l"ame)= 18.34476 1950.000
nss(nombre de semelles superieures=s.de base+1s.additive
nsi(nombre de semelles inferieures=s.de base+2 s.additives
ssl(larg. semelle de base superieure)= 250.0000
sil(larg. semelle de base inferieure)= 720.0000
esp(espacement des armatures)= 15.07692
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
pour A= 16.00000
EA,HA(epaisseur et hauteur de l"ame)= 18.60292 1950.000
nss(nombre de semelles superieures=s.de base+1s.additive
nsi(nombre de semelles inferieures=s.de base+2 s.additives
ssl(larg. semelle de base superieure)= 250.0000
sil(larg. semelle de base inferieure)= 720.0000
esp(espacement des armatures)= 15.07692
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
pour A= 20.00000
EA,HA(epaisseur et hauteur de l"ame)= 15.98926 1950.000
nss(nombre de semelles superieures=s.de base
nsi(nombre de semelles inferieures=s.de base+2 s.additives
ssl(larg. semelle de base superieure)= 250.0000
sil(larg. semelle de base inferieure)= 720.0000
esp(espacement des armatures)= 15.07692
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
pour A= 24.00000
EA,HA(epaisseur et hauteur de l"ame)= 15.00000 1950.000
nss(nombre de semelles superieures=s.de base
nsi(nombre de semelles inferieures=s.de base
ssl(larg. semelle de base superieure)= 250.0000
sil(larg. semelle de base inferieure)= 720.0000
esp(espacement des armatures)= 8.909091
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
```

```

pour A= 28.00000
EA,HA(epaisseur et hauteur de l"ame)= 21.43457 1950.000
nss(nombre de semelles superieures=s.de base
nsi(nombre de semelles inferieures=s.de base
ssl(larg. semelle de base superieure)= 250.0000
sil(larg. semelle de base inferieure)= 720.0000
esp(espacement des armatures)= 8.909091
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
pour A= 32.00000
EA,HA(epaisseur et hauteur de l"ame)= 22.09434 1950.000
nss(nombre de semelles superieures=s.de base+1s.additive
nsi(nombre de semelles inferieures=s.de base+2 s.additives
ssl(larg. semelle de base superieure)= 250.0000
sil(larg. semelle de base inferieure)= 720.0000
esp(espacement des armatures)= 9.000000
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
pour A= 37.00000
EA,HA(epaisseur et hauteur de l"ame)= 20.85979 1950.000
nss(nombre de semelles superieures=s.de base
nsi(nombre de semelles inferieures=s.de base
ssl(larg. semelle de base superieure)= 250.0000
sil(larg. semelle de base inferieure)= 720.0000
esp(espacement des armatures)= 15.07692
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
pour A= 42.00000
EA,HA(epaisseur et hauteur de l"ame)= 15.00000 1950.000
nss(nombre de semelles superieures=s.de base
nsi(nombre de semelles inferieures=s.de base
ssl(larg. semelle de base superieure)= 250.0000
sil(larg. semelle de base inferieure)= 720.0000
esp(espacement des armatures)= 15.07692
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
pour A= 47.00000
EA,HA(epaisseur et hauteur de l"ame)= 15.00000 1950.000
nss(nombre de semelles superieures=s.de base
nsi(nombre de semelles inferieures=s.de base
ssl(larg. semelle de base superieure)= 250.0000
sil(larg. semelle de base inferieure)= 720.0000
esp(espacement des armatures)= 15.07692
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
pour A= 52.00000
EA,HA(epaisseur et hauteur de l"ame)= 15.00000 1950.000
nss(nombre de semelles superieures=s.de base+1s.additive
nsi(nombre de semelles inferieures=s.de base
ssl(larg. semelle de base superieure)= 250.0000
sil(larg. semelle de base inferieure)= 720.0000
esp(espacement des armatures)= 15.07692
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
pour A= 57.00000
EA,HA(epaisseur et hauteur de l"ame)= 15.00000 1950.000
nss(nombre de semelles superieures=s.de base
nsi(nombre de semelles inferieures=s.de base
ssl(larg. semelle de base superieure)= 250.0000
sil(larg. semelle de base inferieure)= 720.0000
esp(espacement des armatures)= 15.07692
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

```

```

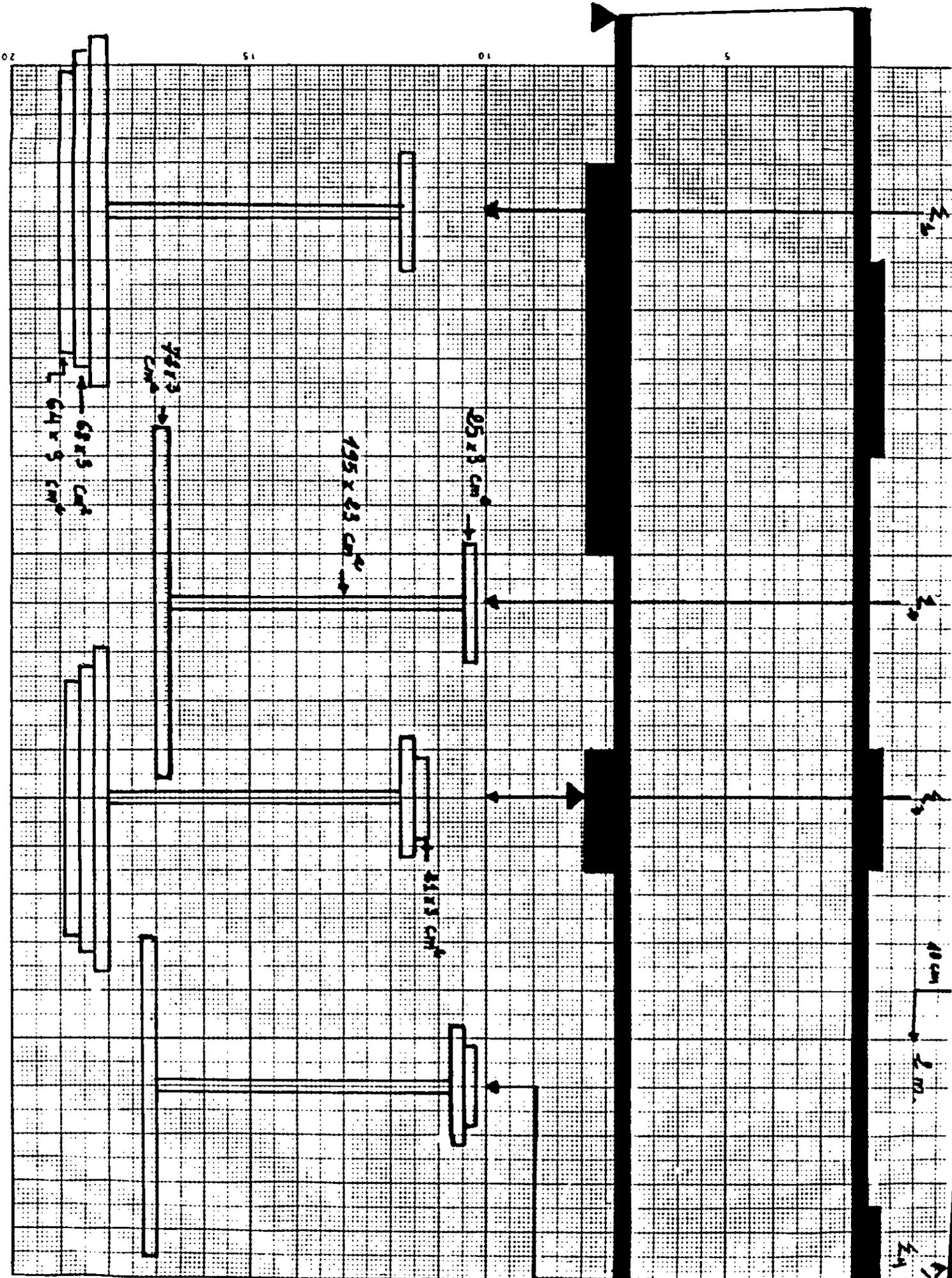
pour A= 62.00000
EA,HA(epaisseur et hauteur de l"ame)= 15.00000 1950.000
nss(nombre de semelles superieures=s.de base
nsi(nombre de semelles inferieures=s.de base
ssl(larg. semelle de base superieure)= 250.0000
sil(larg. semelle de base inferieure)= 720.0000
esp(espacement des armatures)= 15.07692
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
pour A= 67.00000
EA,HA(epaisseur et hauteur de l"ame)= 15.00000 1950.000
nss(nombre de semelles superieures=s.de base
nsi(nombre de semelles inferieures=s.de base
ssl(larg. semelle de base superieure)= 250.0000
sil(larg. semelle de base inferieure)= 720.0000
esp(espacement des armatures)= 15.07692
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
pour A= 72.00000
EA,HA(epaisseur et hauteur de l"ame)= 22.09434 1950.000
nss(nombre de semelles superieures=s.de base+1s.additive
nsi(nombre de semelles inferieures=s.de base+2 s.additives
ssl(larg. semelle de base superieure)= 250.0000
sil(larg. semelle de base inferieure)= 720.0000
esp(espacement des armatures)= 9.000000
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
pour A= 76.00000
EA,HA(epaisseur et hauteur de l"ame)= 21.43457 1950.000
nss(nombre de semelles superieures=s.de base
nsi(nombre de semelles inferieures=s.de base
ssl(larg. semelle de base superieure)= 250.0000
sil(larg. semelle de base inferieure)= 720.0000
esp(espacement des armatures)= 8.909091
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
pour A= 80.00000
EA,HA(epaisseur et hauteur de l"ame)= 15.00000 1950.000
nss(nombre de semelles superieures=s.de base
nsi(nombre de semelles inferieures=s.de base
ssl(larg. semelle de base superieure)= 250.0000
sil(larg. semelle de base inferieure)= 720.0000
esp(espacement des armatures)= 8.909091
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
pour A= 84.00000
EA,HA(epaisseur et hauteur de l"ame)= 15.98926 1950.000
nss(nombre de semelles superieures=s.de base
nsi(nombre de semelles inferieures=s.de base+2 s.additives
ssl(larg. semelle de base superieure)= 250.0000
sil(larg. semelle de base inferieure)= 720.0000
esp(espacement des armatures)= 15.07692
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
pour A= 88.00000
EA,HA(epaisseur et hauteur de l"ame)= 18.60292 1950.000
nss(nombre de semelles superieures=s.de base+1s.additive
nsi(nombre de semelles inferieures=s.de base+2 s.additives
ssl(larg. semelle de base superieure)= 250.0000
sil(larg. semelle de base inferieure)= 720.0000
esp(espacement des armatures)= 15.07692
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

```

```

pour A= 92.00000
EA,HA(epaisseur et hauteur de l"ame)= 18.34476 1950.000
nss(nombre de semelles superieures=s.de base+1s.additive
nsi(nombre de semelles inferieures=s.de base+2 s.additives
ssl(larg. semelle de base superieure)= 250.0000
sil(larg. semelle de base inferieure)= 720.0000
esp(espacement des armatures)= 15.07692
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
pour A= 96.00000
EA,HA(epaisseur et hauteur de l"ame)= 15.16275 1950.000
nss(nombre de semelles superieures=s.de base
nsi(nombre de semelles inferieures=s.de base+2 s.additives
ssl(larg. semelle de base superieure)= 250.0000
sil(larg. semelle de base inferieure)= 720.0000
esp(espacement des armatures)= 15.07692
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
pour A= 100.0000
EA,HA(epaisseur et hauteur de l"ame)= 19.11353 1950.000
nss(nombre de semelles superieures=s.de base
nsi(nombre de semelles inferieures=s.de base
ssl(larg. semelle de base superieure)= 250.0000
sil(larg. semelle de base inferieure)= 720.0000
esp(espacement des armatures)= 15.07692
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
pour A= 104.0000
EA,HA(epaisseur et hauteur de l"ame)= 15.00000 1950.000
nss(nombre de semelles superieures=s.de base
nsi(nombre de semelles inferieures=s.de base
ssl(larg. semelle de base superieure)= 250.0000
sil(larg. semelle de base inferieure)= 720.0000
esp(espacement des armatures)= 25.00000
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

```



TABLEAUX DES LIGNES D'INFLUENCE DES MOMENTS

=====

TABLEAUX DES LIGNES D'INFLUENCE

POUR A= B.000000

x=	0.0000000E+00	f=	0.0000000E+00
x=	4.000000	f=	2.762960
x=	8.000000	f=	5.548495
x=	12.00000	f=	4.379181
x=	16.00000	f=	3.277592
x=	20.00000	f=	2.266304
x=	24.00000	f=	1.367893
x=	28.00000	f=	0.6049333
x=	32.00000	f=	0.0000000E+00
x=	37.00000	f=	-0.5144062
x=	42.00000	f=	-0.7916946
x=	47.00000	f=	-0.8769417
x=	52.00000	f=	-0.8152084
x=	57.00000	f=	-0.6515770
x=	62.00000	f=	-0.4311161
x=	67.00000	f=	-0.1988964
x=	72.00000	f=	0.0000000E+00
x=	76.00000	f=	0.1097408
x=	80.00000	f=	0.1755853
x=	84.00000	f=	0.2038044
x=	88.00000	f=	0.2006689
x=	92.00000	f=	0.1724498
x=	96.00000	f=	0.1254181
x=	100.0000	f=	6.5844476E-02
x=	104.0000	f=	0.0000000E+00

TABLEAUX DES LIGNES D'INFLUENCE

POUR A= 24.00000

x=	0.0000000E+00	f=	0.0000000E+00
x=	4.000000	f=	0.2888796
x=	8.000000	f=	0.6454849
x=	12.00000	f=	1.137542
x=	16.00000	f=	1.832776
x=	20.00000	f=	2.798913
x=	24.00000	f=	4.103679
x=	28.00000	f=	1.814800
x=	32.00000	f=	0.0000000E+00
x=	37.00000	f=	-1.543217
x=	42.00000	f=	-2.375084
x=	47.00000	f=	-2.630821
x=	52.00000	f=	-2.445637
x=	57.00000	f=	-1.954731
x=	62.00000	f=	-1.293354
x=	67.00000	f=	-0.5960911
x=	72.00000	f=	0.0000000E+00
x=	76.00000	f=	0.3292223
x=	80.00000	f=	0.5267559
x=	84.00000	f=	0.6114130
x=	88.00000	f=	0.6020067
x=	92.00000	f=	0.5173495
x=	96.00000	f=	0.3762542
x=	100.0000	f=	0.1975334
x=	104.0000	f=	0.0000000E+00

TABLEAUX DES LIGNES D'INFLUENCE  
POUR A= 32.00000

x= 0.0000000E+00	f= 0.0000000E+00
x= 4.000000	f= -0.9481604
x= 8.000000	f= -1.806020
x= 12.00000	f= -2.483277
x= 16.00000	f= -2.889632
x= 20.00000	f= -2.934782
x= 24.00000	f= -2.528427
x= 28.00000	f= -1.580267
x= 32.00000	f= 9.5367432E-07
x= 37.00000	f= -2.057625
x= 42.00000	f= -3.166779
x= 47.00000	f= -3.507767
x= 52.00000	f= -3.260834
x= 57.00000	f= -2.606308
x= 62.00000	f= -1.724464
x= 67.00000	f= -0.7955856
x= 72.00000	f= 0.0000000E+00
x= 76.00000	f= 0.4389633
x= 80.00000	f= 0.7023411
x= 84.00000	f= 0.8152174
x= 88.00000	f= 0.8026755
x= 92.00000	f= 0.6897993
x= 96.00000	f= 0.5016722
x= 100.0000	f= 0.2633779
x= 104.0000	f= 0.0000000E+00

POUR A= 52.00000

x= 0.0000000E+00	f= 0.0000000E+00
x= 4.000000	f= -0.3423913
x= 8.000000	f= -0.6521739
x= 12.00000	f= -0.8967391
x= 16.00000	f= -1.043478
x= 20.00000	f= -1.059783
x= 24.00000	f= -0.9130435
x= 28.00000	f= -0.5706522
x= 32.00000	f= 0.0000000E+00
x= 37.00000	f= 1.073383
x= 42.00000	f= 2.554364
x= 47.00000	f= 4.442950
x= 52.00000	f= 6.739148
x= 57.00000	f= 4.442954
x= 62.00000	f= 2.554367
x= 67.00000	f= 1.073392
x= 72.00000	f= 101.0870
x= 76.00000	f= 101.0870
x= 80.00000	f= 101.0870
x= 84.00000	f= 101.0870
x= 88.00000	f= 101.0870
x= 92.00000	f= 101.0870
x= 96.00000	f= 101.0870
x= 100.0000	f= 101.0870
x= 104.0000	f= 101.0870

FOUR A= 72.00000

x=	0.0000000E+00	f=	0.0000000E+00
x=	4.000000	f=	0.2633779
x=	8.000000	f=	0.5016722
x=	12.00000	f=	0.6897993
x=	16.00000	f=	0.8026755
x=	20.00000	f=	0.8152174
x=	24.00000	f=	0.7023411
x=	28.00000	f=	0.4389633
x=	32.00000	f=	0.0000000E+00
x=	37.00000	f=	-0.7955856
x=	42.00000	f=	-1.724464
x=	47.00000	f=	-2.606308
x=	52.00000	f=	-3.260834
x=	57.00000	f=	-3.507767
x=	62.00000	f=	-3.166779
x=	67.00000	f=	-2.057625
x=	72.00000	f=	9.5367432E-07
x=	76.00000	f=	-1.580267
x=	80.00000	f=	-2.528427
x=	84.00000	f=	-2.934782
x=	88.00000	f=	-2.889632
x=	92.00000	f=	-2.483277
x=	96.00000	f=	-1.806020
x=	100.0000	f=	-0.9481604
x=	104.0000	f=	0.0000000E+00

FOUR A= 80.00000

x=	0.0000000E+00	f=	0.0000000E+00
x=	4.000000	f=	0.1975334
x=	8.000000	f=	0.3762542
x=	12.00000	f=	0.5173495
x=	16.00000	f=	0.6020067
x=	20.00000	f=	0.6114130
x=	24.00000	f=	0.5267559
x=	28.00000	f=	0.3292223
x=	32.00000	f=	0.0000000E+00
x=	37.00000	f=	-0.5966911
x=	42.00000	f=	-1.293354
x=	47.00000	f=	-1.954731
x=	52.00000	f=	-2.445637
x=	57.00000	f=	-2.630821
x=	62.00000	f=	-2.375084
x=	67.00000	f=	-1.543217
x=	72.00000	f=	0.0000000E+00
x=	76.00000	f=	1.814800
x=	80.00000	f=	4.103679
x=	84.00000	f=	2.798913
x=	88.00000	f=	1.832776
x=	92.00000	f=	1.137542
x=	96.00000	f=	0.6454849
x=	100.0000	f=	0.2888796
x=	104.0000	f=	0.0000000E+00

```

FOUR A= 96.00000
x= 0.000000E+00 f= 0.000000E+00
x= 4.000000 f= 6.5844476E-02
x= 8.000000 f= 0.1254181
x= 12.00000 f= 0.1724498
x= 16.00000 f= 0.2006689
x= 20.00000 f= 0.2038044
x= 24.00000 f= 0.1755853
x= 28.00000 f= 0.1097408
x= 32.00000 f= 0.000000E+00
x= 37.00000 f= -0.1988964
x= 42.00000 f= -0.4311161
x= 47.00000 f= -0.6515770
x= 52.00000 f= -0.8152084
x= 57.00000 f= -0.8769417
x= 62.00000 f= -0.7916946
x= 67.00000 f= -0.5144062
x= 72.00000 f= 0.000000E+00
x= 76.00000 f= 0.6049333
x= 80.00000 f= 1.367893
x= 84.00000 f= 2.266304
x= 88.00000 f= 3.277592
x= 92.00000 f= 4.379181
x= 96.00000 f= 5.548495
x= 100.0000 f= 2.762960
x= 104.0000 f= 0.000000E+00

```

*CONCLUSION*

## CONCLUSION

Pour conclure il y a lieu de noter quelques remarques concernant le sujet du point de vue technique et étude.

- Le calcul des structures mixtes est complexe basé sur un nombre considérable d'hypothèses donc une solution justifiée d'un exemple donné n'est pas forcément la meilleure.
- Il faut être prudent dans la conception et la réalisation des éléments jouant un rôle primordiale dans l'intégrité de l'ouvrage, une sous estimation des connecteurs par exemple est très grave puisqu'elle met en jeu le monolithisme de l'ouvrage ainsi on peut dire qu'un mal assemblage est plus grave qu'un sous dimensionnement des éléments.
- La réduction du poids du tablier fait diminuer le coût de celui-ci et aussi celui des culées et des piles et de l'infrastructure en générale, donc elle influe d'une façon dominante sur le coût total de l'ouvrage en sachant que le coût du tablier seul présente environ 1/5 du coût total.
- L'ouvrage n'est pas forcément symétrique dans le sens longitudinal ce qui nous permet un libre choix des emplacements des piles pour mieux s'adapter à la nature de l'obstacle à franchir.
- La possibilité de varier l'épaisseur de la dalle est très intéressante pour optimiser le poids et le coût du tablier.
- L'augmentation du nombre de sections à traiter fait accroître la précision des résultats, mais le temps d'exécution du programme augmente et l'espace mémoire devient plus grand.

## CONCLUSION

---

- L'utilisation de la deuxième hypothèse de CIOLINA est nécessaire dans le cas où la hauteur du tablier est à réduire. Elle apporte aussi une rigidité relative vis à vis du voilement. Cependant la première hypothèse est la plus utilisée pour raison du rendement géométrique qu'elle offre.
- L'avantage remarqué aussi est la possibilité d'utiliser des PRS hybrides. Par définition une poutre hybride est celle dont la contrainte limite élastique des semelles est nettement supérieure à celle de l'âme, donc ce dernier présentera une rigidité vis à vis du voilement.
- Enfin pour terminer notre conclusion il convient de noter que si le programme peut nous donner des résultats numériques avec précision, il ne peut pas remplacer l'ingénieur dans la décision et la solution jugée meilleure c'est à ce dernier que revient le soin d'interpréter les résultats obtenus et d'en sortir avec une solution techniquement et économiquement mieux justifiée.

## BIBLIOGRAPHIE

- [1]. Annales ITBTP : Mars, 1988; Décembre 1989 ( page 21); Novembre 89 (page 95);  
Février 89 (page 13).
- [2]. Calgaro et Virolgeux. *Etude de projets de ponts (Analyse structurale des tabliers )*.  
Presse de l'Ecole National de Ponts et chaussées, 1988.
- [3]. Ciolina, F., . *T1 : Construction métallique, T2 : ouvrages d'art*. Eyrolles 1979.
- [4]. Courbon, J., . *R.D.M. appliquées aux ouvrages d'art*. Dunod 1950.
- [5]. E.N.P.A. *Cours de pont*. Département Génie civil.
- [6]. E.N.P.A. *Cours de R.D.M.* Département Génie civil.
- [7]. Fauchart, J., . *Calcul de structures acier-béton*. Eyrolles 1983.
- [8]. Guilloux. *Notions sur les ouvrages de travaux public*. Eyrolles 1955.
- [9]. Règlements. *UIC; N°76*.
- [10]. Règlements: *fascicule 61; CPC :*  
*Titre V : calcul des structures métalliques.*  
*Titre VI : calcul des ouvrages en B.A.; selon les C.C.B.A.68.*
- [11]. S.N.C.F. *Documents CPC*. Notices; Paris.
- [12]. Taibi. *Fortran 77*. Berti 1991.
- [13]. Techniques d'ingénieur. *Document C III. (J.courbon. calcul de réseaux de poutres)*.