

UNIVERSITÉ D'ALGER  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département Génie - Civil

8/71

2-erc

PROJET DE FIN D'ETUDES

ETUDE DU TABLIER D'UN PONT  
EN BETON ARME

8 plans.



Proposé par  
**B. MOKDAD**

Etudié par  
**M. BENLARABI**  
**B. BOULMERKA**

Promotion 71

امدرسة الوطنية للعلوم الهندسية

المكتبة

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHÈQUE

--- Université d'Alger ---

Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

PONET  
EN BITON ARMÉ



DIRIGÉ PAR:  
M<sup>r</sup> B. MOKDAD

ETUDIÉ PAR:  
B. BOULMERKA  
M. BEN LA RABI

\* \* promotion VII \* \*

AVANT - PROPOS

Nous profitons de l'occasion qui nous est offerte ici pour exprimer nos plus vifs remerciements à Monsieur MOKDAL pour son aide et ses conseils éclairés qu'il n'a pas cessé de nous prodiguer au cours de l'élaboration de ce travail.

Nos remerciements vont aussi à tous les professeurs qui ont contribué à notre formation ainsi qu'à toutes les personnes qui, de près ou de loin ont participé à la réalisation de ce projet de fin d'études.

M. BENLARABI

B. BOULMERKA



A :

- nos parents ,

- nos frères et soeurs ,

- nos amis ,

nous dédions ce travail.



# S O M M A I R E

## DESCRIPTION GENERALE

## MATERIAUX UTILISES

## NOTE DE CALCUL - DALLE

### - CALCUL DES EFFORTS DANS LA DALLE -

- A. Calcul du coefficient de majoration ~~statique~~ <sup>dynamique</sup>
- B. Calcul des efforts dus à la surcharge Bc
- C. " " " " " " Be
- D. " " " " " " Br
- E. " " " " aux charges permanentes
- F. Efforts dus aux surcharges : roue de 3t, 450 kg/m<sup>2</sup>, A (L)

### - FERRAILLAGE DE LA DALLE

- A. Dalle centrale
- B. Dalle de rive
- C. Section en encorbellement
- D. Longueur des chapeaux - Scellements des barres
- E. Vérification de la flèche.

### - METHODE DE COURBON - GENERALITES -

- A. Hypothèses
- B. Moments fléchissants
- Z. Efforts tranchants
- D. Poutre droite infiniment rigide sur appuis élastiques (entretois)

### - NOTE DE CALCUL - POUTRES PRINCIPALES

- A. Calcul du coefficient de majoration dynamique
- B. Efforts dans les poutres principales
- C. Etude de l'effort tranchant
  - I. Charges permanentes
  - II. Surcharges A
  - III. Trottoirs
  - IV. Surcharges Bc.

- FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES

Poutre de rive n°1 ou n°5.

- A. Résistance à la flexion
- B. " à l'effort tranchant
- C. Justification d'about
- D. Armatures de repartition
- E. Calcul des déformations

- NOTE DE CALCUL - ENTRETOISES -

- ETUDE DES EFFORTS DANS LES ENTRETOISES

- A. Recherche de la réaction maximale de l'entretoise centrale
- B. Etude du moment fléchissant
- C. Etude de l'effort tranchant

- FERRAILLAGE DES ENTRETOISES

ELEMENTS ANNEXES

- GARDES-CORPS
- DALLETES PREFABRIQUEES.



DESCRIPTION GÉNÉRALE

---

Ponts en B.A : Les ponts en B.A s'étaient déjà très développés sous toutes les formes avant ces dernières années, mais certains types ont été encore appliqués avec un plus grand art dans une période assez récente.

Architecture des Ponts :

Les caractéristiques des ouvrages modernes résident dans le fait que les lignes principales sont franchement mises en relief, ainsi que les articulations ou autres dispositifs de constructions, ont conduit à adopter une certaine architecture.

Les motifs de décorations ont été réduits au minimum, l'aspect architectural devant surtout être obtenu par la simplicité et l'élégance des formes.

Justification du Choix de la conception.

Plusieurs facteurs nous ont poussé à fixer notre choix sur ce genre de conception notamment

- le débouché linéaire entre nus des culées a été choisi au minimum de 100 m.

- la solution de 3 travées indépendantes est fonction du gabarit de la navigation et des critères d'économie.

- le nombre de poutres principales, leur espacement ainsi que leurs sections sont fonction, d'une part des critères de résistance et d'autre part des données statistiques basées sur l'économie et certains impératifs esthétiques.

Une simplification dans l'exécution a été prévue en préfabriquant tous les éléments de superstructure (corniche, bordure, dalles).

Caractéristiques des Différents éléments.

1. Tablier =

Le tablier porte une chaussée de 10, 50 m comportant 3 voies de circulation  
Deux trottoirs de 1,50m bordent la chaussée.  
La travée étudiée a une portée de 33 m et une longueur totale de 33,70 m.

La dalle formant table de compression possède une épaisseur constante de 19 cm. Elle est recouverte d'une chape de protection de 1 cm sur toute sa surface et de la chaussée constituée par des gravillons enrobés sur 4 cm d'épaisseur. Cette dalle est inclinée de 2 % de part et d'autre de l'axe de symétrie transversal de l'ouvrage. Cette inclinaison a pour but d'éviter la mise en oeuvre d'un recouvrement de béton maigre sur la dalle qui assurerait la sus-dite inclinaison.

Cette dalle repose sur 5 poutres principales symétriques à talon d'entre-axes 2, 90 m solidarisées par 5 entretoises équidistantes à section rectangulaire de 18 cm d'épaisseur.

L'âme des poutres principales a une épaisseur de 32 cm au niveau des entretoises d'about, et 20 cm entre les entretoises intermédiaires. Notons enfin que les trottoirs sont formés par des dalles amovibles et qu'une pente de 2 % permet le ruissellement des eaux.

Un garde-corps métallique de 1,05 m est prévu.

Il est constitué par des tubes métalliques reposant sur des dés de même nature et espacés de 3 m chacun.

## 2. Piles =

Les piles, en tant qu'appuis, se composent essentiellement d'un corps ou fût plein et d'une fondation. Comme dans notre cas, les piles sont en rivière elles sont munies de becs dont le rôle est hydrodynamique.

Regardée en élévation, parallèlement à sa plus grande dimension en plan, la pile a la forme suivante = le fût vertical est relativement élancé, la fondation forme un empattement à la base de la pile.

## 3°. Culées =

Les culées ont double rôle = celui d'appui d'organe de jonction au terrain. Leurs dispositions sont telles qu'il y ait continuité entre la chaussée par le terrain (en remblai) et celle qui est portée par le pont.

Les culées sont essentiellement sollicitées au renversement vers l'avant. Leur mise en charge tend ainsi à les écarter des terres qui s'appuient sur elles à l'arrière.

Ces culées présentent un groupe de murs =

- un mur de front = sa partie supérieure présente à l'avant un redan horizontal sur lequel s'appuie l'ouvrage et à l'arrière un mur dit mur garde-grève destiné à isoler le tablier du contact du remblai.

- un mur en aile = son rôle est de permettre au remblai d'atteindre le niveau du tablier sur toute la largeur de la plate-forme sans que son pied ne s'avance le plus souvent au delà du parement antérieur du mur de front.

Murs de front et murs en aile assurent le soutènement des terres du remblai d'accès au pont.

=.= Les calculs ont été menés sur la base des documents suivants =

- fascule spécial n° 60 - 17 bis texte n° 431, page 18 et suivantes du C.P.C en ce qui concerne les surcharges des ponts-routes.
- C C B A 68 en ce qui concerne le Béton Armé

MATERIAUX UTILISES

BETON

Dosé à 400 kg/M<sup>3</sup> de CPA 325 et strictement contrôlé.

Granulats roulés (alluvions de rivière). Dimension maximale Cg = 25 mm.

$\sigma'_{28} = 300 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\sigma_{28} \hat{=} 25 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots$  BA68 p.16

\*  $\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon \sigma'_{28}$

avec  $\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1 \text{ (ciment classe 325).} \\ \beta = 1 \text{ (béton strictement contrôlé)} \\ \gamma = 1 \text{ (hm/4 Cg > 1)} \\ \delta = 0,60 \text{ (flexion simple) , } \delta = 0,30 \text{ (compression simple)} \\ \varepsilon = \begin{cases} 1 \text{ en compression simple ;} \\ \text{tel que } \sigma_m \leq \bar{\sigma}'_{bo} \text{ dans les autres cas.} \end{cases} \end{array} \right.$  BA68 p.12

d'où :  $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}'_{bo} = 0,30 \times 300 = 90 \text{ kg/cm}^2 \text{ en compression simple.} \\ \bar{\sigma}'_b = 0,60 \varepsilon \times 300 = 180\varepsilon \text{ kg/cm}^2 \text{ en flexion simple.} \end{array} \right.$

\*  $\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma'_{28}$  avec  $\theta = 0,018 + \frac{2,1}{300} = 0,025$  BA68 p.14

d'où  $\bar{\sigma}_b = 0,025 \times 300 = 7,5 \text{ kg/cm}^2$

ACIER TOR.

$\Phi \leq 20 \rightarrow \sigma'_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$   
 $\Phi \geq 25 \rightarrow \sigma'_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$

..//..

- On n'utilise ces barres que si :

$$\bar{\sigma}'_{bo} > 20 (1+1,25 \Psi_d), \Psi_d = \text{coefficient de scellement}$$

BA68 p.23

$$\Psi_d = \frac{1,5}{\sqrt{2}} \eta_d \quad \eta_d = \text{coefficient BA 60} = \sqrt{2}$$

BA68 p.45

soit  $\Psi_d = 1,5$  et  $\bar{\sigma}'_{bo} = 90 \text{ kg/cm}^2 > 20 (1+1,25 \times 1,5) = 57,5 \text{ kg/cm}^2$ .

contrainte admissible obtenue en utilisant la valeur forfaitaire

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} \rightarrow \begin{cases} \phi \leq 20 : \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \phi \geq 25 : \bar{\sigma}_a = 2670 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

Cette valeur forfaitaire ne peut être utilisée que si elle est compatible avec une ouverture acceptable des fissures d'où  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ .

BA 68 p.89.

NOTE DE CALCUL

DALLE

**CALCUL DES EFFORTS DANS LA DALLE**

**A. CALCUL DU COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE.**

A 1. Calcul de P dans un carré de 11,60 m de côté

Dalle :  $0,475 \times 11,60^2 = 63,9 \text{ t.}$

Chappe:  $2,1 \times 0,01 \times 11,60^2 = 2,83 \text{ t.}$

Béton butineux  $2,2 \times 0,04 \times 10,58 \times 11,6 = 10,77 \text{ t.}$

Trottoirs :

réactions de la dalette :  $\frac{2 \times 0,06 \times 2,5 \times 1,18}{2} \times 11,60 = 2,0532 \text{ t.}$

Mortier de pose :  $2,5 \times 0,02 \times 0,30 \times 11,60 \times 2 = 0,348 \text{ t.}$

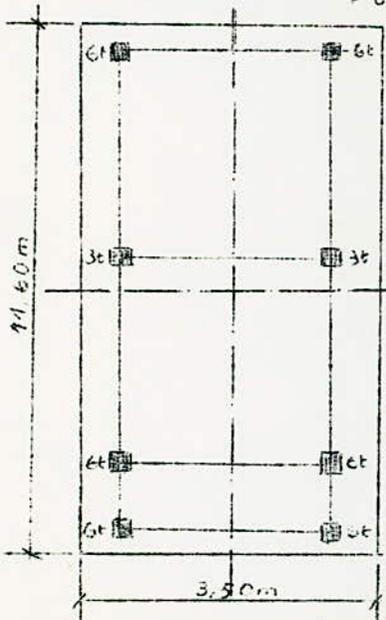
Bordure :  $2,3 \times 11,60 \times 2 (0,125 \times 0,10 + 0,20 \times 0,20) = 2,803 \text{ t.}$

$P = 63,9 + 2,83 + 10,77 + 2,0532 + 0,348 + 2,803 = 82,7042 \text{ t.}$

A 2. Calcul de S : surcharge B :

$S = 3 \times 42 = 125 \text{ t.}$

N = 3 voies



Surcharge de trottoirs :

$\frac{0,450 \times 1,20}{2} \times 11,60 \times 2 = 6,264 \text{ t.}$

$S = (126 + 6,264) = 132,264 \text{ t.}$

A.3. Calcul du coefficient de majoration dynamique.

..../..

Fig.1

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2} + \frac{0,6}{1+4} \frac{P}{S}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 11,60} + \frac{0,6}{1+4} \frac{82,70}{132,264} = 1,292$$

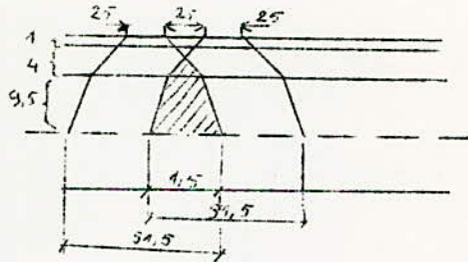
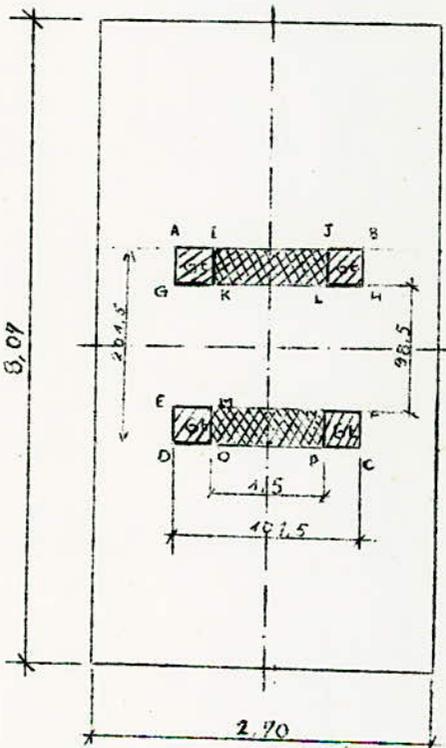
$\delta = 1,292$

Ce coefficient de majoration dynamique concernera tous les éléments du tablier à l'exception des poutres principales.

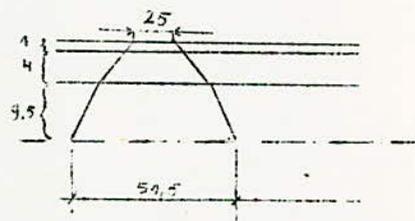
**B. Calcul des efforts dus à la surcharge Bc.**

B.1. Disposition la plus favorable et impact des essieux.

Impact transversal



Impact d'une roue



Nota: pour la clarté des dessins l'échelle n'a pas été respectée.

Fig.2

### B.2 Calcul des moments

L'effet de l'essieu avant est négligé car trop loin de l'axe

$$PM = P_{ABCD} M_{ABCD} - P_{GHFE} M_{GHFE} + P_{JPOI} M_{JPOI} - P_{LMNK} M_{LMNK}$$

#### B.21 Densités de charges.

• Rectangle ABCD :  $\frac{6}{0,515 \times 0,515} 2,015 \times 1,015 = 46,2 \text{ t}$  .

• Rectangle GHFE :  $\frac{6}{0,515 \times 0,515} 0,985 \times 1,015 = 22,6$  .

• Rectangle JPOI :  $\frac{6}{0,515 \times 0,515} 2,015 \times 0,015 = 0,684 \text{ t}$  .

• Rectangle LMNK :  $\frac{6}{0,515 \times 0,515} \times 0,985 \times 0,015 = 0,334 \text{ t}$  .

#### B.22 Moments élémentaires par les abaques de PIGEAUD.

• Rectangle ABCD :  $\frac{u}{Ix} = 0,376$  ;  $\frac{v}{ly} = 0,25$  ;  $\frac{lx}{ly} = 0,334$

$$M_1 = 14,54 \cdot 10^{-2}$$

$$M_2 = 4,48 \cdot 10^{-2}$$

• Rectangle GHFE :  $\frac{u}{Ix} = 0,376$  ;  $\frac{v}{ly} = 0,122$  ;  $\frac{lx}{ly} = 0,334$

$$M_1 = 16,2 \cdot 10^{-2}$$

$$M_2 = 8,6 \cdot 10^{-2}$$

• Rectangle JPOI :  $\frac{u}{Ix} = 0,0055$  ;  $\frac{v}{ly} = 0,25$  ;  $\frac{lx}{ly} = 0,334$

$$M_1 = 19,2 \cdot 10^{-2}$$

$$M_2 = 5,1 \cdot 10^{-2}$$

.. / ..

. Rectangle INMK :  $\frac{u}{lx} = 0,005$  ;  $\frac{v}{ly} = 0,122$  ;  $\frac{lx}{ly} = 0,334$

$$M_1 = 23,95 \cdot 10^{-2}$$

$$M_2 = 11,34 \cdot 10^{-2}$$

D'où  $PM_1 = [46,2 \times 14,54 - 22,6 \times 16,2 \pm 0,684 \times 19,2 - 0,334 \times 23,95] \cdot 10^{-2} = 3,11 \text{ t m/m.}$

$$PM_2 = [46,2 \times 4,48 - 22,6 \times 8,6 + 0,684 \times 5,1 - 0,334 \times 11,34] \cdot 10^{-2} = 0,1232 \text{ tm/m}$$

B.23. Moments réels :

Sens de la <sup>petite</sup> portée :  $M_x = (3,11 + 0,1232 \times 0,15) \cdot 1,2 \times 1,292 = 4,937 \text{ tm/ml.}$

Sens de la grande portée :  $M_y = (3,11 \times 0,15 + 0,1232) \cdot 1,2 \times 1,292 = 0,931 \text{ tm/ml.}$

B.3. Efforts tranchants.

B.31 Disposition la plus défavorable et impact des essieux.

(Impact voir B.1).

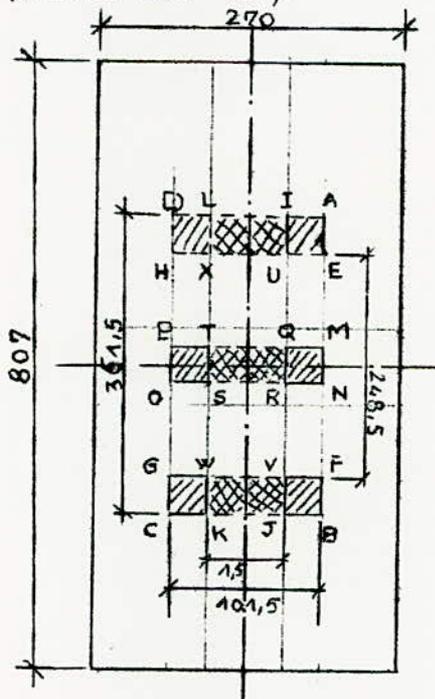


Fig. 3

.../...

B.32. Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{T_{ABCD} - T_{EFGH}}{2} + T_{MNOP} + T_{QRST} + \frac{T_{IJKL} - T_{UVWX}}{2}$$

B.3 21. Calcul des densités de charges.

$$P_{ABCD} = \frac{6}{0,515 \times 0,515} \times 3,515 \times 1,015 = 81 \text{ t.}$$

$$P_{EFGH} = \frac{6}{0,515 \times 0,515} \times 2,485 \times 1,015 = 65,7 \text{ t}$$

$$P_{MNOP} = \frac{6}{0,515 \times 0,515} \times 0,515 \times 1,015 = 11,82 \text{ t.}$$

$$P_{QRST} = \frac{6}{0,515 \times 0,515} \times 0,515 \times 0,015 = 0,175 \text{ t.}$$

$$P_{IJKL} = \frac{6}{0,515 \times 0,515} \times 3,515 \times 0,015 = 1,19 \text{ t.}$$

$$P_{UVWX} = \frac{6}{0,515 \times 0,515} \times 2,485 \times 0,015 = 0,843 \text{ t.}$$

B.32. Efforts tranchants élémentaires.

$$T_{ABCD} : u < v, T_u = \frac{P}{3v} \quad \text{et} \quad T_v = \frac{P}{2v+u} \quad T_u = 7,68 \text{ t.} \quad T_v = 10,08 \text{ t.}$$

..../..

$$T_{EFGH} : u < v \Rightarrow T_u = \frac{P}{3 \cdot v} \text{ et } T_v = \frac{P}{2v + u} \longrightarrow T_u = 7,68 \text{ t} ; T_v = 9,54 \text{ t}$$

$$T_{MNOP} : u > v \Rightarrow T_u = \frac{P}{2u + v} \text{ et } T_v = \frac{P}{3u} \longrightarrow T_u = 4,64 \text{ t} ; T_v = 3,88 \text{ t}$$

$$T_{QRST} : u < v \Rightarrow T_u = \frac{P}{3 \cdot v} \text{ et } T_v = \frac{P}{2v + u} \longrightarrow T_u = 0,1132 \text{ t} ; T_v = 0,1675 \text{ t}$$

$$T_{IJKL} : u < v \Rightarrow T_u = \frac{P}{3 \cdot v} \text{ et } T_v = \frac{P}{2v + u} \longrightarrow T_u = 0,1130 \text{ t} ; T_v = 0,169 \text{ t}$$

$$T_{UVWX} : u < v \Rightarrow T_u = \frac{P}{3 \cdot v} \text{ et } T_v = \frac{P}{2v + u} \longrightarrow T_u = 0,1130 \text{ t} ; T_v = 0,169 \text{ t}$$

B.323 Efforts tranchants réels:

$$T_x = 1,25 \times 4,7532 \times 1,2 \times 1,292 = 9,40 \text{ t/ml}$$

$$T_y = 1,25 \times 4,3175 \times 1,2 \times 1,292 = 8,52 \text{ t/ml}$$

C- Calcul des efforts dûs à la surcharge  $B_e$  :

C.1. Disposition la plus défavorable et impact de l'essieu  $B_e$  :

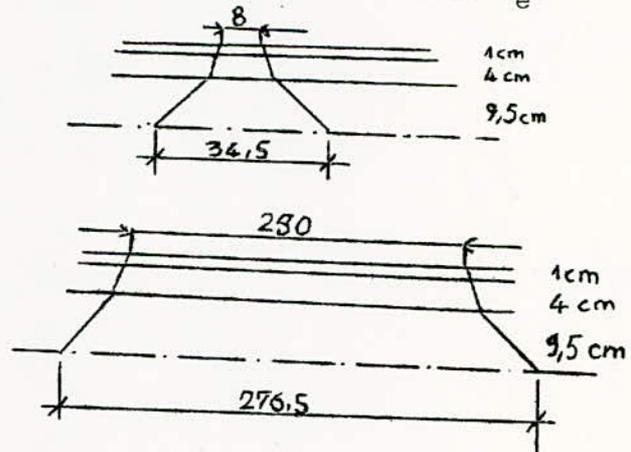
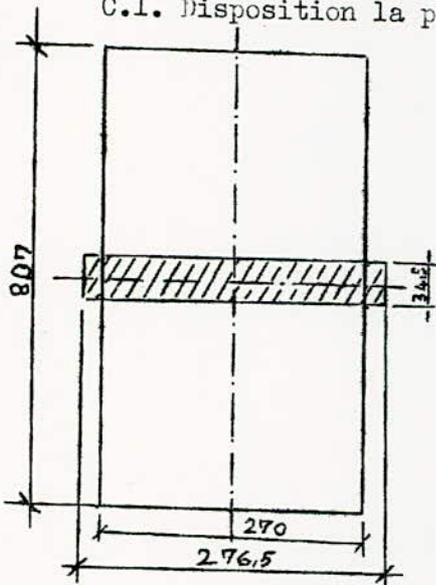


Fig.4

C.2. Calcul des moments par les abaques de PIGEAUD :

$$\frac{u}{l_x} = \frac{276,5}{270} = 1,025 ; \frac{v}{l_y} = \frac{34,5}{807} = 0,0427 ; \frac{1_x}{1_y} = \frac{270}{807} = 0,339$$

Nous prendrons pour  $u/l_x$  la valeur 1

$$M_1 = 9,33 \cdot 10^{-2}$$

$$M_2 = 7,52 \cdot 10^{-2}$$

Moments réels:

Sens de la petite portée:  $M_x = (9,33 + 0,15 \cdot 7,52) \cdot 10^{-2} \cdot 20 \cdot 1,292 \cdot 1,2 = 3,301 \text{ tm/ml}$

Sens de la grande portée:  $M_y = (9,33 \cdot 0,15 - 7,52) \cdot 10^{-2} \cdot 20 \cdot 1,292 \cdot 1,2 = 2,812 \text{ tm/ml}$

C.3. Efforts tranchants réels :

Au milieu des côtés du rectangle de répartition :

$$T_u = \frac{P}{2u+v} = \frac{20 \times 1,2 \times 1,292}{2 \times 2,765 + 0,345} = 4,09 \times 1,315 = 5,37 \text{ t./ml.}$$

$$T_v = \frac{20 \times 1,2 \times 1,292}{3 \times 2,765} = 3,80 \text{ t./ml.}$$

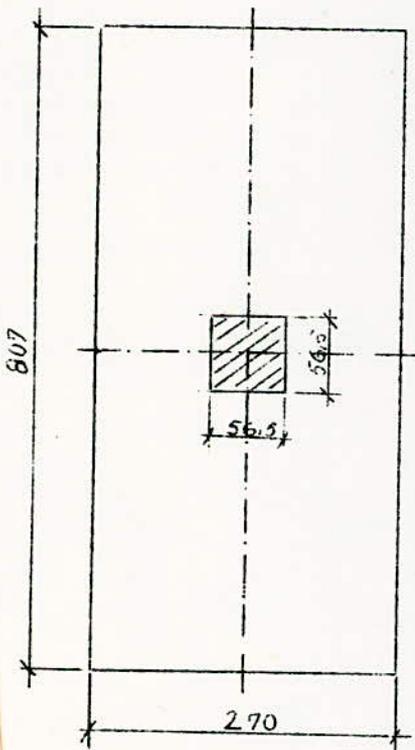
au milieu des côtés du rectangle de la plaque :

$$T_x = 5,37 \times 1,25 = 6,72 \text{ t./ml.}$$

$$T_y = 3,80 \times 1,25 = 4,75 \text{ t./ml.}$$

D. Calcul des efforts dus à la surcharge  $B_r$ .

D.1. Disposition la plus défavorable, impact de la roue  $B_r$ .



Impact transversal ou longitudinal.

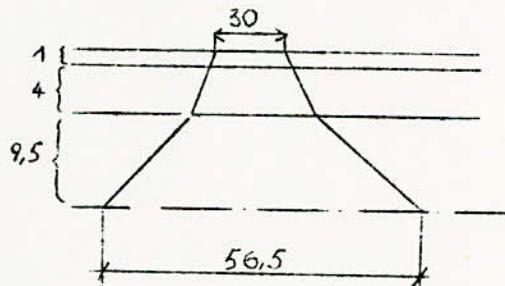


Fig.5

.../...

D.2 Calcul des moments par les abaques de PIGEAUD.

$$\frac{u}{l_x} = \frac{56,5}{270} = 0,2093 ; \quad \frac{v}{l_y} = \frac{56,5}{807} = 0,07 ; \quad \frac{l_x}{l_y} = \frac{270}{807} = 0,334.$$

$$M_1 = 20,61 \cdot 10^{-2}$$

$$M_2 = 14,34 \cdot 10^{-2}$$

Moments réels :

$$M_x = (20,61 + 0,15 \times 14,34) \cdot 10^{-2} \times 10 \times 1,292^{*1,2} = 3,792 \text{ tm/ml}$$

$$M_y = (20,61 \times 0,15 + 14,34) \cdot 10^{-2} \times 10 \times 1,2 \times 1,292 = 2,75 \text{ tm/ml}$$

D.3 Efforts tranchants réels.

au milieu des côtés du rectangle de répartition.

$$T_u = T_v = \frac{P}{3v} = \frac{10}{3 \times 0,565} \times 1,2 \times 1,292 = 9,30 \text{ t./ml.}$$

au milieu des côtés de la plaque :

$$T_x = T_y = 1,25 \times 9,30 = 11,65 \text{ t/ml.}$$

E. Calcul des efforts aux charges permanentes.

E.1 Dalle centrale :

E.11 Poids au m<sup>2</sup>.

Dalle : 0,19 x 2,5 =	0,475
chappe : 0,01 x 2,1 =	0,021
Béton Bit. : 0,04 x 2,2 =	0,088
	<hr/>
	0,584 t / m <sup>2</sup>

E.1 2 Moments :

Abaque de Pigeaud au cas où la charge est uniformément répartie.

$$\xi_1: \frac{270}{807} = 0,334 \quad \xi_2: \frac{807}{270} = 2,982.$$

$$M_1 = 3,85 \cdot 10^{-2}$$

$$M_2 = 0,32 \cdot 10^{-2}$$

$$M_x = (3,85 + 0,15 \times 0,32) \cdot 10^{-2} \times 0,584 \times 2,70 \times 8,07 = 0,4965 \text{ tm/ml.}$$

$$M_y = (0,32 + 0,15 \times 3,85) \cdot 10^{-2} \times 0,584 \times 2,70 \times 8,07 = 0,114 \text{ tm/ml} \approx \frac{1}{4} M_x.$$

E.13. Efforts tranchants :

Appui :  $T = \frac{0,584 \times 2,70}{2} = 0,79/\text{ml}$  - Milieu de la portée long. :

$$T = \frac{0,584 \times 8,07 \times 2,70}{2 \times 8,07 + 2,70} = 0,675 \text{ t/ml.}$$

E.2 Dalle en encorbellement (porte à faux).

E.21 Moments :

Dalle : $0,475 \times \frac{0,95^2}{2} = \dots\dots\dots$	0,214
Corniche : $2,3 \times 0,08 \times 0,48 \times 0,97 \dots\dots\dots$	0,086
$2,3 \times 0,16 \times 0,24 \times 1,08 \dots\dots\dots$	0,095
$2,3 \times 0,17 \times 0,24 \times 0,87 \dots\dots\dots$	0,082
Trottoir : $2,5 \times 0,15 \times 0,15 \times 0,705 \dots\dots\dots$	0,0396
Dallette : $\frac{2,5 \times 0,06 \times 1,18}{2} = 0,705 \dots\dots\dots$	0,0624
Garde-corps : $0,06 \times 0,905 \dots\dots\dots$	0,0543
	<hr/>
	0,633 tm/ml.

E -22 : Efforts tranchants :

Dalle =	0,475 x 0,95 .....	0,451
Corniche :	2,3 x 0,08 x 0,48	0,088
	2,3 x 0,15 x 0,24	0,088
	2,3 x 0,17 x 0,24	0,094
Trottoirs :	2,5 x 0,15 x 0,15	0,056
	<u>2,5 x 0,06 x 1,18</u>	0,0885
	2	
Garde corps :		0,060
		T= 0,9255 t/m/

E.3. Dalle de rive :

E.31. Moments :

Charge uniformément répartie (voir E.12)	0,4965
Trottoir : 2,5 x 0,30 x 0,20 x 1,08	0,162
Dalette : 0,0885 x 1,34	0,119
	<u>0,7775</u> tm/ml

A l'appui nous aurons :

$$0,25 \times 0,7775 = 0,194 \text{ tm/ml}$$

E.32. Efforts tranchants :

- à l'appui:  $T = \frac{0,584 \times 2,70}{2} + 2,5 \times 0,30 \times 0,20 + 0,0885 = 1,0285 \text{ t/ml}$

- en travée:  $T = \frac{2,5 \times 0,30 \times 0,20 \times 0,15}{2,70} \dots \dots \dots 0,08325 \text{ tm/ml}$

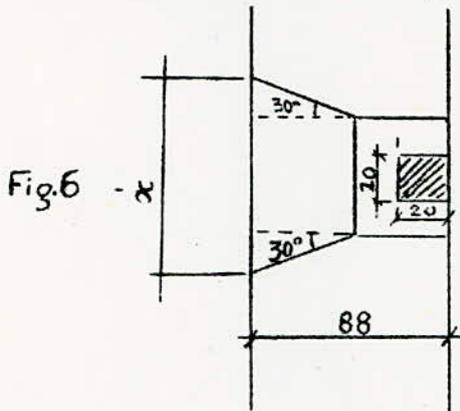
- au milieu de la portée long :  $T = \frac{0,584 \times 8,07 \times 2,70}{2 \times 8,07 + 2,70} = 0,675 \text{ t/ml}$

F. Efforts dus aux surcharges: roue de 3t, 450 Kg/m<sup>2</sup>, A(L)

F.1. Dalle en encorbellement (porte à faux). (Art.7) (b)

F.11. Efforts dus à la roue de 3t.

La roue de 3 tonnes pouvant accéder sur le trottoir car la bordure de cédermier peut être considérée comme franchissable. On disposera cette roue contre la garde-corps.



$$x = 2 \times 32,5 \text{tg} 30^\circ + 91 = 128,528 \text{ cm}$$

$$M = \frac{3 \times 0,78}{1,28528} \times 1,2 = 2,13 \text{ tm/ml}$$

$$T = \frac{3}{3 \times 0,91} \times 1,2 = 1,32 \text{ t/ml}$$

F.12. Efforts dus à la surcharge de 450 Kg/m<sup>2</sup>

$$M = \frac{(0,450 \times 1,18)}{2} \times 0,705 \times 1,2 = 0,2246 \text{ tm/ml}$$

$$T = \dots \dots \dots 0,319 \text{ t/ml}$$

$$q_H = 50(1 + b) = 50(1 + 1,5) = 125 \text{ Kg/m}^2 < 250 \text{ Kg/m}^2$$

$$M = 0,125 \times 1,05 \times 1,2 = 0,1575 \text{ tm/ml}$$

$$T = 0$$

Cumul des deux surcharges : (450 + q<sub>H</sub>)

$$M_{\text{max}} = 0,2246 + 0,1575 = 0,3821 \text{ tm/ml}$$

$$T_{\text{max}} = 0,319 \text{ t/ml}$$

Remarque:

Nous constatons que les effets de la roue de 3 tonnes sont plus décisifs que ceux de la surcharge locale de  $450 \text{ Kg/m}^2$

F-2 Dalle centrale: effets dus à la surcharge A(L):

$$A(L) = A(8,07m) = 1,745 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Soit en tonnes par mètre linéaire} \Rightarrow A(L) = 1,745 \cdot 2,70 = 4,71 \text{ t/ml}$$

F-21 Moments :

Abaque de Pigeaud relatif au cas d'une charge uniformément répartie sur toute la surface de la plaque .

$$P_1 = \frac{2,70}{8,07} = 0,334$$

$$P_2 = \frac{8,07}{2,70} = 2,982$$

$$M_1 = 3,85 \cdot 10^{-2}$$

$$M_2 = 0,32 \cdot 10^{-2}$$

$$M_x = (3,85 + 0,15 \cdot 0,32) \cdot 10^{-2} \cdot 4,71 \cdot 1,2 = 0,22 \text{ tn/ml}$$

$$M_y = (0,32 + 0,15 \cdot 3,85) \cdot 10^{-2} \cdot 4,71 \cdot 1,2 = 0,048 \text{ tn/ml}$$

F-22 Efforts tranchants:

$$T_x = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{1,745 \cdot 2,70 \cdot 8,07 \cdot 1,2}{2 \cdot 8,07 + 2,70} = 2,42 \text{ t/ml}$$

$$T_y = \frac{1,745 \cdot 2,70}{3} \cdot 1,2 = 1,885 \text{ t/ml}$$

Tableau des coefficients de réduction des moments:

Dalle	Moment Travée	Moment Appui
Centrale	0,75	0,50
de Rive	0,80	0,40
de Rive	0,85	0,40

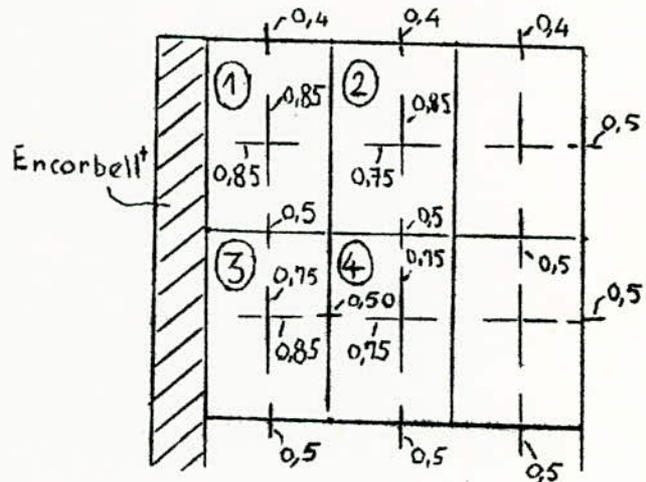


Tableau Récapitulatif  
des efforts maximums

Section ou Travée		M calculé tn/ml		M travée tn/ml		M appui tn/ml		T t/ml	
		charg perma	surcha rge	charge pern.	surcha rge	charge pern.	surch arge	charge pern.	surch arge
Travée centrale	sens transv.	0,4965	4,937	0,3724	3,703	0,2483	2,469	0,79	II,65
Travée centrale	sens longit.	0,114	2,812	0,0855	2,11	0,057	1,406	0,675	II,65
Travée de rive	sens transv.	0,7775	4,937	0,622	3,9496	0,331	1,9748	1,0285	II,65
Travée de rive	sens longit.	0,194	2,812	0,1552 0,165	2,2496 2,39	0,0776	1,1248	0,675	II,65
Section en encorbelle <sup>t</sup>	sens transv.	0,663	2,18	/	/	0,663	2,18	0,9255	1,32
Section en encorbelle <sup>t</sup>	sens longit.	/	/	/	/	/	/	/	/

Nota: le ferrailage des panneaux types 1 et 3 aux appuis dans le sens transversal sera fait en tenant compte du moment maximum : (2,18 + 0,663) tn/ml

**G. Vérification au poinçonnement.**

G.1. Vérification de l'appellation force localisée. (Art. 39, 53 BA68 p. 71.).

G.11. Roue de 10t.

Soit  $\phi_1$  = diamètre du cercle inscrit

$\phi_2$  = diamètre du cercle circonscrit

$p_1$  = périmètre du contour de la diffusion dans le feuillet moyen.

$p_2$  = périmètre du contour de la plaque

$$\phi_1 = 56,5$$

$$\phi_2 = \sqrt{56,5^2 + 56,5^2} = 56,5\sqrt{2} \quad \left. \vphantom{\phi_2} \right\} \frac{\phi_1}{\phi_2} = \frac{1}{\sqrt{2}} = 0,707 > 0,4 \text{ vérifié}$$

$$\left. \begin{array}{l} p_1 = 2(56,5 + 56,5) \\ p_2 = 2(807 + 270) \end{array} \right\} \frac{p_1}{p_2} = \frac{113}{1077} = 0,105 < 0,2 \text{ vérifié.}$$

G.12. Cas d'un essieu isolé de 20t.

$$\phi_1 = 34,5$$

$$\phi_2 = \sqrt{34,5^2 + 276,5^2} = 278,4 \quad \left. \vphantom{\phi_2} \right\} \frac{\phi_1}{\phi_2} = \frac{34,5}{278,4} = 0,124 < 0,4 \text{ non vérifié.}$$

$$p_1 = 2(34,5 + 276,5)$$

$$p_2 = 2(607 + 2 \times 70) \quad \frac{p_1}{p_2} = \frac{311}{1077} = 0,289 > 0,2 \text{ non vérifié.}$$

G.13. Cas du camion Bc : (notre cas) .12t.

$$\phi_1 = 51,5$$

$$\phi_2 = \sqrt{51,5^2 + 101,5^2} = 113,9 \quad \left. \vphantom{\phi_2} \right\} \Rightarrow \frac{\phi_1}{\phi_2} = \frac{51,5}{131,9} = 0,39,2 < 0,4 \text{ non vérifié.}$$

$$p_1 = 2(51,5 + 101,5)$$

$$p_2 = 2(507 + 270) \quad \frac{p_1}{p_2} = \frac{153}{1077} = 0,142 > 0,2 \text{ vérifié.}$$

On vérifiera au poinçonnement alors que pour le cas de la roue de 10t et éventuellement pour le cas du camion B<sub>c</sub>.

G.2. Vérification au poinçonnement :

G.21 Cas de la roue de 10 tonnes:

$$1,5 \cdot \frac{Q}{P_c \cdot h_t} \leq \overline{\sigma}_t$$

$$Q = 10 \cdot 1,2 \cdot 1,292 = 15,78 \text{ t}$$

$$P_c = 0,565 \cdot 4 = 2,26 \text{ m}$$

$$h_t = 0,19 \text{ m}$$

$$1,5 \cdot \frac{15780}{226 \cdot 19} = 5,51 \text{ Kg/cm}^2 < 7,5 \text{ Kg/cm}^2 \text{ : vérifié}$$

G.22 Cas du camion B<sub>c</sub> (essieux de 12 t) :

$$Q = 12 \times 1,2 \times 1,292 = 18,936 \text{ t.}$$

$$P_c = 2(141,5 + 51,5) = 306 \text{ cm.}$$

$$h_t = 19 \text{ cm.}$$

D'où :

$$1,5 \cdot \frac{18\,936}{306 \cdot 19} = 4,38 \text{ Kg/cm}^2 < 7,5 \text{ Kg/cm}^2 \text{ : vérifié}$$

**FERRAILLAGE DE LA DALLE**

A. Dalle centrale:

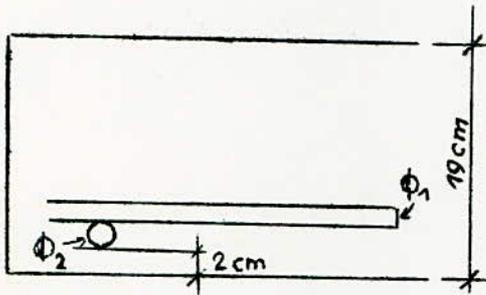


Fig. 7

$$\frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b_0}} = 180 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b_0}} = 90 \text{ Kg/cm}^2$$

Acier Tor ( $\varnothing \leq 20\text{mm}$ ),  $\bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$   
 Vérifier:  $\bar{\sigma}'_m < \bar{\sigma}'_{b_0}$

A.1. Sens transversal: milieu de la travée : (TØr 12)  $h=19-2,6=16,4$   
 $M_{max} = 3,703 + 0,3724 = 4,0754 \text{ tm/ml}$

$$\gamma' = \frac{15 \times 4,0754 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 16,4^2} = 0,0812 \Rightarrow k = 28,3$$

$$\epsilon = 0,8845$$

$$\alpha = 0,3464$$

$$\bar{\omega} = 0,612$$

$$A = 0,612 \frac{16,4 \times 100}{100} = 10,05 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{10,05}{100 \times 5,2} = 1,932 \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = k \frac{b}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f} = 10^6 \frac{1,6}{12} \frac{1,932 \cdot 10^{-2}}{1,1932} = 10^6 \times 1,333 \cdot 10^{-1} \times 1,618 \cdot 10^{-2} = 2158 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{b}{\phi}} k \bar{\sigma}_b = 2,4 \cdot 10^3 \sqrt{1,333 \cdot 10^{-1} \times 7,5} = 2,4 \cdot 10^3 = 2400 \text{ kg/cm}^2.$$

Or :  $\bar{\sigma}_a \text{ min } \begin{cases} 2800 \\ \text{max } \{ 2158 \\ 2400 \} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2400 \text{ kg/cm}^2.$

Reprenons le calcul avec  $\bar{\sigma}_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$ :

$$\gamma' = \frac{15 \times 4,0754 \cdot 10^5}{2400 \times 100 \times 16,4} = 0,0945 \quad \Rightarrow \quad \begin{aligned} k &= 25,85 \\ \epsilon &= 0,8770 \\ \alpha &= 0,3688 \\ \bar{\omega} &= 0,718. \end{aligned}$$

$$A = 0,716 \times \frac{16,4 \times 100}{100} = 11,80 \text{ cm}^2$$

soit des Tor 12 tous les 9,5cm.

$$F = \frac{M}{z} \text{ avec } z = \epsilon h = 0,8770 \times 16,4 = 14,4 \text{ cm} \Rightarrow F = \frac{4,0754 \cdot 10^5}{14,4} = 0,283 \cdot 10^5 \text{ kg}.$$

$$\sigma'_m = \frac{F}{\Omega_b} \Rightarrow \Omega_b = x \times b = \alpha hb = 605 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_m = \frac{28300}{605} = \underline{\underline{46,75}} \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{bo} \text{ donc le choix de } \epsilon = 1 \text{ est bien justifié.}$$

### A.2. Sens transversal appui.

$$M_{\text{max}} : 2,469 + 0,2463 = 2,7173 \text{ tm/ml}$$

$$\underline{\underline{h = 16,4 \text{ cm.}}}$$

$$\gamma' = \frac{15 \times 2,7173 \cdot 10^5}{2400 \times 100 \times 16,4^2} = 0,063 \quad \Rightarrow \quad \begin{aligned} k &= 33,2 \\ \epsilon &= 0,8963 \\ \alpha &= 0,3112 \\ \bar{\omega} &= 0,469 \end{aligned}$$

$$A = 0,469 \times \frac{16,4 \times 100}{100} = 7,70 \text{ cm}^2 \text{ soit des Tor 12 tous les 14,7cm.}$$

A.3. Sens longitudinal (milieu de la travée).

Les aciers seront placés au dessus des aciers transversaux.

$$h = 19 - (2 + 1,2 + 0,6) = 15,2 \text{ cm}$$

$$M_{\max} = 2,11 + 0,0855 = 2,1955 \text{ tm/ml.}$$

$$j' = \frac{15 \times 2,1955 \cdot 10^5}{2400 \times 100 \times 15,2} = 0,0595 \quad \Longrightarrow \quad \begin{aligned} k &= 34,4 \\ \epsilon &= 0,8988 \\ \alpha &= 0,3036 \\ \bar{\omega} &= 0,441 \end{aligned}$$

$$A = 0,441 \times \frac{15,2 \times 100}{100} = 6,70 \text{ cm}^2 \quad \text{soit des Tor 12 tous les } 16,6 \text{ cm.}$$

A.4. Sens longitudinal appuis  $h = 15,2 \text{ cm.}$

$$M_{\max} : 1,406 + 0,057 = 1,463 \text{ tm/ml.}$$

$$j' = \frac{15 \times 1,463 \cdot 10^5}{2400 \times 100 \times 15,2} = 0,0397 \quad \Longrightarrow \quad \begin{aligned} k &= 44 \\ \epsilon &= 0,9153 \\ \alpha &= 0,2542 \\ \bar{\omega} &= 0,289. \end{aligned}$$

$$A = 0,289 \times \frac{15,2 \times 100}{100} = 4,4 \text{ cm}^2 \quad \text{soit des Tors 12 tous les } 25,8 \text{ cm.}$$

B. Dalle de Rive:

B.1. Sens transversal : milieu de la travée :

$$M_{\max} : 3,9495 + 0,6220 = 4,5715 \text{ tm/ml.}$$

$$h = 19 - (2 + 0,6) = 16,4 \text{ cm.}$$

$$j' = \frac{15 \times 4,5715 \cdot 10^5}{2400 \times 100 \times 16,4} = 0,1061 \quad \Longrightarrow \quad \begin{aligned} k &= 23,8 \\ \epsilon &= 0,8711 \\ \alpha &= 0,3866 \\ \bar{\omega} &= 0,813. \end{aligned}$$

$$A = 0,813 \times \frac{16,4 \times 100}{100} = 13,32 \text{ cm}^2 \quad \text{soit des Tors 12 tous les } 8,47 \text{ cm.}$$

B.2. Sens transversal appui.

$$h = 16,4\text{cm.}$$

$$M_{\text{max}} : 2,18 + 0,663 = 2,843\text{tm/ml.}$$

$$= \frac{15 \times 2,843 \cdot 10^5}{2400 \times 100 \times 16,4^2} = 0,066 \implies k = 32,25$$

$$\varepsilon = 0,8942$$

$$\alpha = 0,3173$$

$$\bar{\omega} = 0,492.$$

$$A = 0,492 \times \frac{16,4 \times 100}{100} = 8,07\text{cm}^2. \text{ Soit des Tors 12 tous les 14 cm.}$$

B.3. Sens longitudinal (milieu de la travée) (type 3)

$$h = 15,2\text{cm.}$$

$$M_{\text{max}} = 2,2496 + 0,1552 = 2,4048 \text{ tm/ml.}$$

$$y' = \frac{15 \times 2,4048 \cdot 10^5}{2400 \times 100 \times 15,2^2} = 0,065 \implies k = 32,55$$

$$\varepsilon = 0,8949$$

$$\alpha = 0,3153.$$

$$\bar{\omega} = 0,484.$$

$$A = 0,484 \times \frac{15,2 \times 100}{100} = 7,36\text{cm}^2 \text{ Soit des Tors 12 tous les 15,35 cm.}$$

B.4. Sens longitudinal (milieu de la travée)(Type 1).

$$M_{\text{max}} : 2,39 + 0,165 = 2,555 \text{ tm/ml}$$

$$h = 15,2\text{cm.}$$

$$y' = \frac{15 \times 2,555 \cdot 10^5}{2400 \times 100 \times 15,2^2} = 0,069 \implies k = 31,35$$

$$\varepsilon = 0,89215$$

$$\alpha = 0,3235$$

$$\bar{\omega} = 0,516$$

$$A = 0,516 \times \frac{15,2 \times 100}{100} = 7,85\text{cm}^2 \text{ Soit des Tors 12 tous les 14,4cm.}$$

B.5. Sens longitudinal appui.

$h = 15,2\text{cm}.$

$M_{\text{max}} = 1,1248 + 0,0776 = 1,2024 \text{ tm/ml}.$

$$j' = \frac{15 \times 1,2024 \cdot 10^5}{2400 \times 100 \times 15,2^2} = 0,0325$$



$k = 49,5$

$\epsilon = 0,9225$

$\alpha = 0,23255$

$\bar{\omega} = 0,235$

$A = 0,235 \times \frac{15,2 \times 100}{100} = 3,57\text{cm}^2$  Soit des Tor 12 tous les 31,6cm.

C. Section en encorbellement.

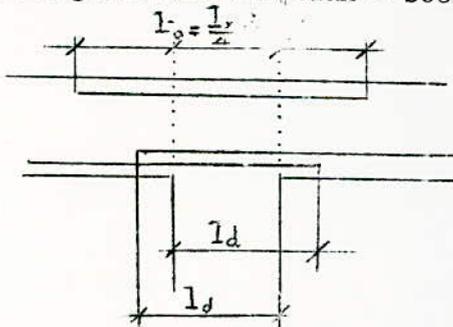
Le sens transversal sera ferrillé comme au B.2. à l'appui.

Le ferrillage longitudinal en travée sera le 1/4 du ferrillage transversal.

$A = \frac{13,32}{4} = 3,33\text{cm}^2$  Soit des Tor 8 tous les 15cm.

Le sens transversal de l'encorbellement sera ferrillé de la manière suivante: On laisse une distance suffisante pour l'encorbellement et on prolongera les aciers à l'intérieur d'une distance égale à l'encorbellement (distance de l'enrobage non comprise)

D/ Longueur des chapeaux - scellement des barres :



$l_o = \frac{l_x}{4} = \frac{270}{4} = 67,5\text{cm}.$

On fera des scelllements droits.

$l_d = \frac{\phi \bar{\sigma}_a}{4 \bar{\tau}_d}$  avec  $\bar{\tau}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b$   
 $= 2,81 \times 7,5 = 21,06$

$l_d = \frac{1,2 \times 2400}{4 \times 21,06} = 34,2\text{cm}.$

On prendra  $l_o = 65\text{cm}$  et  $l_d = 40 \text{ cm}.$

E. Vérification de la flèche f:

Aucune vérification de f n'est requise si :

$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{1}{20} \quad \frac{M_t}{M_x}$  avec

$l_x \neq +$  petite portée

$M_x$  = Moment max. suivant cette portée.

$M_t = 0,75 M_x$  (dalle centrale).

$$* \frac{100A}{bh} \leq 0,8 \frac{2400}{\sigma_{a_k}} = \frac{2000}{\sigma_{a_k}}$$

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée on procède alors au calcul de la flèche comme indiqué au BA60.

D'où:

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{19}{270} = 0,0704 > \frac{1}{20} \theta,75 = 0,037$$

$$\frac{100 \times 11,80}{100 \times 16,4} = 0,720 > \frac{2000}{4200} = 0,477$$

La 2ème condition n'est pas vérifiée, on procède alors au calcul de la flèche.

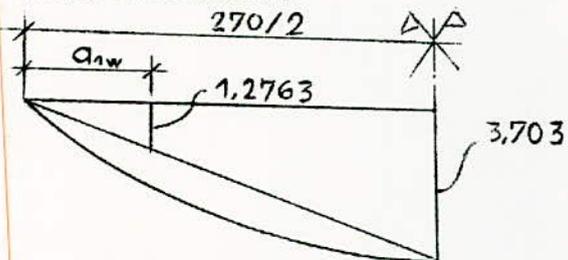
E.1. Dalle centrale :

<p>Charge permanente</p> <p><math>M_{ar} = 0,4965 \text{ tm/ml}</math></p>	<p>Travée : <math>M_t = 0,5 M_{ar} = 0,5 \times 0,4965 = 0,2483 \text{ tm/ml}</math>.</p> <p>appui: <math>M_a = 0,5 M_{ar} = 0,5 \times 0,4965 = 0,2483 \text{ tm/ml}</math>.</p>
<p>Surcharge</p> <p><math>M_{ar} = \frac{4,937}{1,2} = 4,11 \text{ tm/ml}</math>.</p>	<p>Travée: <math>M_t = 0,75 M_{ar} = 0,75 + 4,11 = 3,08 \text{ tm/ml}</math>.</p> <p>appui: <math>M_a = 0,25 M_{ar} = 0,25 \times 4,11 = 1,028 \text{ tm/ml}</math>.</p>

$$M_{\text{total appui}} = 1,028 + 0,2483 = 1,2763 \text{ tm/ml}$$

$$M_{\text{total travée}} = 3,08 + 0,2483 = 3,3283 \text{ tm/ml}$$

Courbe des moments.



$$\frac{a_{1W}}{135} = \frac{1,2763}{3,703} \Rightarrow a_{1W} = 46,48 \text{ cm}$$

$$a_{2W} = 14 \text{ cm (graphiquement)}$$

$$a_W = 46,48 - (46,48 - 14) \frac{0,4965}{4,11} = 42,55 \text{ cm}$$

Fig.9.

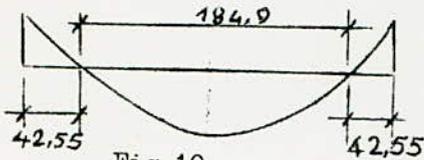


Fig. 10

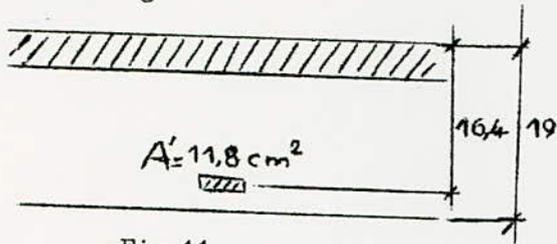


Fig. 11.

$$x = \alpha h = 0,3688 \times 16,4 = 6,05 \text{ cm}$$

$$z = \epsilon h = 0,8770 \times 16,4 = 14,38 \text{ cm.}$$

Surcharge :  $M_t = 3,08 \text{ tm/ml.}$

$$\sigma'_{ao} = \frac{M_t}{A'Z} = \frac{3,08 \cdot 10^5}{11,8 \times 14,38} = 1817 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{1}{2} b \cdot x Z \sigma_{bo} = M_t \Rightarrow \sigma_{bo} = \frac{2M}{b \cdot Z x} = \frac{2 \times 3,08 \cdot 10^5}{100 \times 6,05 \times 14,38}$$

$$\sigma_{bo} = 71 \text{ kg/cm}^2$$

Charge permanente :  $M_t = 0,2483 \text{ tm/ml.}$

$$\sigma'_{ao} = \frac{0,2483 \cdot 10^5}{11,8 \times 14,38} = 146,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bo} = \frac{2 \times 0,2483 \cdot 10^5}{100 \times 14,38 \times 6,05} = 5,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\psi_3 = 2 - \frac{0,718}{\frac{1}{4} \left( 5 - \frac{4200}{2400} \right)} = 1,116$$

\* Poutre simple de portée 184,9cm.

$$f = \frac{184,9^2}{10 \times 16,4} \left[ \frac{1817 + 15 \times 71}{2,1 \cdot 10^6 \times 11,6} + 1,25 \cdot 10^{-4} + \frac{1}{1,116} \left( \frac{146,2}{2,1 \cdot 10^6} + \frac{2,5 \times 5,2}{7000 \sqrt{300}} \right) - \frac{146,2 + 15 \times 5,2}{2,1 \cdot 10^6 \times 1,116} \right]$$

$$f = \frac{34188}{164} \left[ 1,23 \cdot 10^{-3} + 0,125 \cdot 10^{-3} + 0,1585 \cdot 10^{-3} - 0,0956 \cdot 10^{-3} \right]$$

$$f = 0,295 \text{ cm.}$$

\* Console

$$f = \frac{42,55^2}{4,17 \times 16,4} \left[ 0,125 \cdot 10^{-3} + 0,1585 \cdot 10^{-3} - 0,956 \cdot 10^{-3} \right]$$

$$f = 0,004975 \text{ cm.}$$

\* Flèche totale.

$$f_t = 0,295 + 0,004975 \approx 0,3 \text{ cm.}$$

Or la flèche maximale limite est  $\bar{f}_{max} = \frac{1}{500} \quad (l < 5 \text{ m})$

$$\text{d'où } \bar{f}_{max} = \frac{270}{500} = 0,54 > 0,3 \text{ cm vérifié.}$$

NB: Etant donné que la dalle centrale est la plus sollicitée en travée, il n'est pas nécessaire de vérifier la dalle de rive.

NOTES DE CALCUL POUR

LES

POUTRES PRINCIPALES

### GENERALITES

Les poutres ainsi que les entretoises <sup>sont</sup> étudiées selon la méthode de Mr. Courbon? Nous allons donner quelques notions sur la méthode pour faciliter la compréhension des calculs des différents efforts.

#### Distribution des efforts dans des poutres solidarisiées par des entretoises.

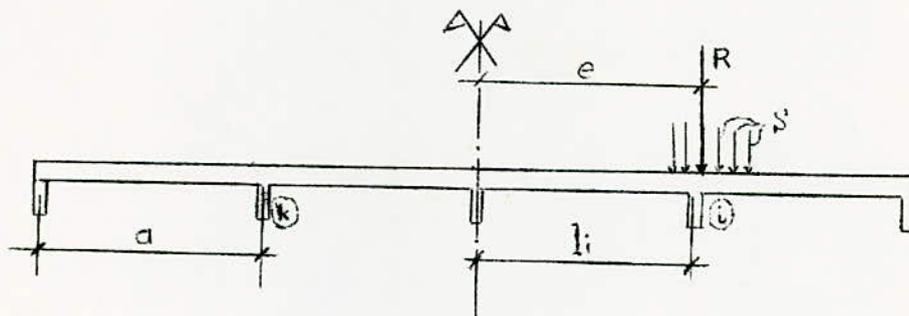
##### A. Hypothèses:

- \* Les fibres moyennes des poutres sont coplanaires (hauteur des poutres est constante).
- \* Les poutres sont soumises à des efforts perpendiculaires à ce plan.
- \* Les poutres sont parallèles entre elles.
- \* Les entretoises sont perpendiculaires aux poutres.
- \* Les déformations des entretoises sont négligeables par rapport à celles des poutres principales.

##### B. Moments fléchissants.

Soit  $M$  le moment fléchissant sur l'ensemble des poutres produit par les surcharges appliquées  $S$ .

- $R$  = Résultante des surcharges appliquées  $S$
- $e$  = Distance de  $R$  au plan axial de symétrie du pont.
- $i$  = La poutre à étudier.
- $l_i$  = Distance de l'axe de la poutre "i" au plan axial de symétrie du pont.
- $I_i$  = Moment d'inertie de la poutre "i".
- $k$  = poutre quelconque.
- $l_k$  = Distance de l'axe de la poutre "k" au plan axial de symétrie du pont.
- $I_k$  = Moment d'inertie de la poutre "k".
- $a$  = distance entre 2 poutres consécutives. ( $a = 2,90m$ ).
- $n$  = Nombre de poutres principales ( $n = 5$ ).



L'expression du moment sera :

$$M_i = \frac{M \cdot I_i}{\sum I_k} \left[ 1 + \frac{\sum I_p}{\sum l_k^2 I_k} l_i \times e \right]$$

posons  $\Delta_i = 1 + \frac{\sum I_k}{\sum l_k^2 I_k} \cdot l_i \times e$

Alors  $M_i = M \frac{I_i}{\sum I_k} \Delta_i$

Dans notre cas nous avons 5 poutres principales équidistantes de 2,90m et de même inertie, donc:

$$\frac{I_i}{\sum I_k} = \frac{I}{nI} = \frac{1}{n}, \text{ de même : } \frac{\sum I_k}{\sum l_k^2 I_k} = \frac{nI}{I \sum l_k^2} = \frac{n}{\sum l_k^2}$$

Or :  $l_k = \left( \frac{n-1}{2} \right) \frac{a}{2} - (k-1)a = (n+1-2k) \frac{a}{2}$

$$\begin{aligned} \text{et } \sum l_k^2 &= \sum \left[ (n+1-2k) \frac{a}{2} \right]^2 = \frac{a^2}{4} \sum \left[ (n+1)^2 - 4k(n+1) + 4k^2 \right] \\ &= \frac{a^2}{4} \left[ \sum (n+1)^2 - 4(n+1) \sum k + 4 \sum k^2 \right] \end{aligned}$$

Mais :  $\sum_1^n k = \frac{n(n+1)}{2}$

$$\sum_1^n k^2 = \frac{n(n+1)(2n+1)}{6}$$

$$\sum (n+1)^2 = n(n+1)^2$$

D'où :

$$\begin{aligned} \sum l_k^2 &= \frac{a^2}{4} \left[ n(n+1)^2 - 4(n+1) \cdot \frac{n(n+1)}{2} + 4 \cdot \frac{n(n+1)(2n+1)}{6} \right] \\ &= \frac{a^2}{12} n(n^2-1) \end{aligned}$$

On aura alors:

$$\frac{\sum I_k}{\sum l_k^2 I_k} = \frac{n}{\sum l_k^2} = \frac{n}{\frac{a^2}{12} n(n^2-1)} = \frac{12}{a^2 (n^2-1)}$$

$$\Delta_i = 1 + \frac{\sum I_k}{\sum I_k^2} l_i \times e = 1 + \frac{12}{a^2(n^2 - 1)} (n + 1 - 2i) \frac{a}{2} e$$

$$\Delta_i = 1 + \frac{6}{a(n^2 - 1)} (n + 1 - 2i) e = 1 + 6 \frac{n + 1 - 2i}{n^2 - 1} \times \frac{e}{a}$$

D'où le moment fléchissant :

$$M_i = \frac{M}{M} \left[ 1 + 6 \frac{n + 1 - 2i}{n^2 - 1} \times \frac{e}{a} \right]$$

Remarque:

$M_1$  sera maximum pour  $\Delta_i$  maximum, soit pour  $l_i$  maximum, c'est à dire pour une poutre de rive. Donc la poutre de rive située du même côté que R portera le n° 1 et la numérotation suivra pour les autres.

$$M_5 \text{ ou } M_1 = \frac{M}{5} \left[ 1 + 6 \frac{5 + 1 - 2 \times 1}{25 - 1} \frac{e}{2,90} \right] = \frac{M}{5} \left( 1 + \frac{e}{2,90} \right)$$

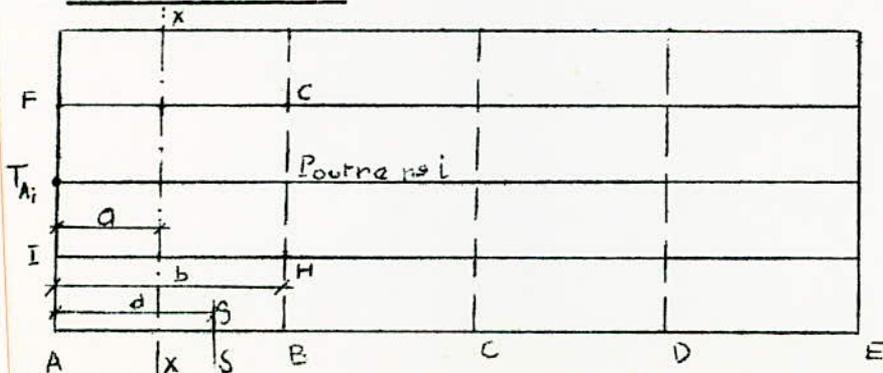
$$M_4 \text{ ou } M_2 = \frac{M}{5} \left[ 1 + 6 \frac{5 + 1 - 2 \times 2}{25 - 1} \frac{e}{2,90} \right] = \frac{M}{5} \left( 1 + \frac{1}{2} \frac{e}{2,90} \dots \right)$$

$$M_3 = \frac{M}{5} \left[ 1 + 6 \frac{5 + 1 - 2 \times 3}{25 - 1} \frac{e}{2,90} \right] = \frac{M}{5} .$$

Si les charges "S" sont symétrique par rapport au plan axial de symétrie du pont, leur résultante se trouve sur ce plan et  $e = 0$ , d'où :

$$M_1 = M_2 = \dots \dots \dots M_i = \frac{M}{5} .$$

C. Efforts tranchants.



Prenons par exemple l'appui A, nous avons 2 cas à considérer :

\* 1er cas : La surcharge est appliquée entre l'appui B et la 1ère entretoise B.

Nous appliquerons pour le calcul des efforts tranchants la même méthode que celle des moments, on obtient pour la poutre "i" et sur l'appui A, l'effort tranchant :

$$T'_{Ai} = T \frac{I_i}{\sum I_k} \Delta_i .$$

\* 2ème cas : La surcharge est appliquée entre l'appui A et la 1ère entretoise B.

Soit "a" la distance entre l'appui A et l'axe XX sur lequel se trouve par exemple une rangée de roues et soit "b" la distance entre cet appui et la 1ère entretoise B.

T est l'effort tranchant provoqué par toutes les roues situées sur XX et pour l'ensemble des poutres principales. Désignons par  $T_{ri}$  l'effort tranchant dans la poutre n° i produit par la rangée de roues sur la poutre "i" calculé en supposant les dalles articulées sur les poutres. Dans le calcul de  $T_{ri}$  on se limitera seulement aux roues situées sur le rectangle FGHI.

L'effort tranchant de la poutre "i" sur l'appui A sera égal à :

$$T''_{Ai} = T_{ri} \left( 1 - \frac{a}{b} \right) + T \times \frac{I_i}{\sum I_k} \Delta_i \times \frac{a}{b}$$

Nota : Cas des surcharges uniformément réparties.

Soit "q" la charge par ml. D'après la formule précédente, l'effort tranchant sur l'appui A dans la poutre "i" sous l'effet de la surcharge répartie, située sur cet appui et la 1ère entretoise B est égal à :

$$T''_{Ai} = q_i \times b \left( \frac{1}{2} - \frac{b}{6L} \right) + qb \frac{I_i}{\sum I_k} \Delta_i \left( \frac{1}{2} - \frac{b}{3L} \right)$$

$q_i$  = Portion de la charge "q" supportée par la poutre "i".

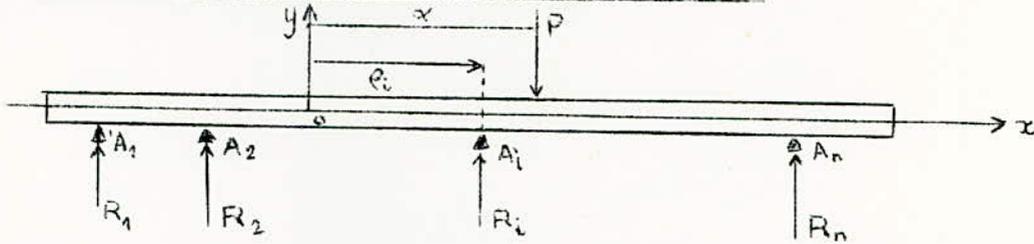
L = portée des poutres.

L'effort tranchant total :

$$T_{Ai} = T'_{Ai} + T''_{Ai} .$$

D. Poutre droite infiniment rigide sur appui élastiques (entretoise)

D1. Définition. Détermination des réactions d'appuis.



Soit une poutre droite reposant sur n appuis élastiques  $A_1, A_2 \dots A_n$ . On suppose que la poutre ne fléchit pas.

Dire que l'appui  $A_i$  est élastique signifie que la réaction verticale  $R_i$  comptée positivement vers le haut, exercée par l'appui  $A_i$  sur la poutre est proportionnelle à l'abaissement  $v_i$  de la poutre au droit de l'appui. Donc,  $k_i$  désignant une caractéristique de l'appui, on a :

$$R_i = k_i v_i \quad (1)$$

Choisissons une origine 0 sur la fibre moyenne de la poutre et 2 axes Ox et Oy (voir fig.) Soit  $e_i$  l'abscisse de l'appui  $A_i$ . La poutre supporte des charges verticales ou des couples formant un système de forces dont la résultante générale, parallèle à Oy, a pour mesure algébrique Y et dont moment résultant/0 est C. Les équations d'équilibre de la statique s'écrivent :

$$(2) \quad \begin{cases} Y + \sum R_i = 0 \\ C + \sum R_i e_i = 0 \end{cases}$$

Ces équations sont insuffisantes pour déterminer les réactions  $R_i$ . Il faut faire intervenir l'hypothèse de la rigidité infinie de la poutre qui se traduit par :

$$v_i = a + b e_i \quad (a \text{ et } b = \text{?} \text{ que nous prendrons pour inconnus auxiliaires}).$$

$$(1) \Rightarrow R_i = k_i (a + b e_i) \quad (3)$$

$$(2) \Rightarrow \begin{cases} Y + \sum k_i (a + b e_i) = Y + a \sum k_i + b \sum k_i e_i = 0 \\ C + \sum k_i (a + b e_i) e_i = C + a \sum k_i e_i + b \sum k_i e_i^2 = 0. \end{cases} \quad (4)$$

Choisissons l'origine des abscisses au centre de gravité des  $A_i$  affectés des masses  $k_i$  (Barycentre), donc :  $\sum k_i e_i = 0$ .

$$\text{D'où (4)} \quad \begin{cases} Y + a \sum k_i = 0 \Rightarrow a = -\frac{Y}{\sum k_i} = -\frac{Y}{K} \\ C + b \sum k_i e_i^2 = 0 \Rightarrow b = -\frac{C}{\sum k_i e_i^2} = -\frac{C}{H} \end{cases} \quad \left\{ \begin{array}{l} K = \sum k_i \\ H = \sum k_i e_i^2 \end{array} \right\} \quad (5)$$

$$\text{d'où : } R_i = k_i \left( -\frac{y}{K} + \frac{C}{H} \rho_i \right) = -k_i \left( \frac{Y}{K} + \frac{C}{H} \rho_i \right)$$

Si les charges appliquées à la poutre se réduisent à une charge unique P égale à l'unité appliquée à l'abscisse  $\alpha$  nous avons :  $Y = -P$  et  $C = -P\alpha$ .

$$\text{d'où } R_i = -k_i \left( +\frac{P}{K} - \frac{P\alpha}{H} \rho_i \right) = \frac{Pk_i}{K} \left( 1 + \frac{K}{H} \alpha \rho_i \right) \quad (6)$$

Nous obtenons ainsi les lignes d'influence des réactions d'appui. Ce sont des droites. Il sera donc possible, pour calculer les réactions d'appui, de remplacer les charges appliquées à la poutre par leur résultante générale.

Dans le cas d'appuis identiques et également espacés, nous avons en désignant par  $\lambda$  l'espacement de 2 appuis consécutifs :

$$R_i = k \quad \rho_i = -\frac{n-2i+1}{2} \lambda$$

Les appuis étant numérotés de gauche vers la droite, donc :

$$K = nk$$

$$H = \frac{k\lambda^2}{4} \sum_1^n (n+1-2i)^2 = k\lambda^2 \frac{n(n^2-1)}{12}$$

$$\text{Or : } \sum_1^n i = \frac{n(n+1)}{2} \quad \text{et} \quad \sum_1^n i^2 = \frac{n(n+1)(2n+1)}{6}$$

$$(6) \quad R_i = \frac{P}{n} \left[ 1 + \frac{nk}{\frac{k\lambda^2(n^2-1)n}{12}} \alpha \left( \frac{-n-1+2i}{2} \right) \lambda \right]$$

$$(7) \quad R_i = \frac{P}{n} \left[ 1 + \frac{12\alpha(-n-1+2i)\lambda}{\lambda^2(n+1)(n-1)^2} \right] = \frac{P}{n} \left[ 1 - 6 \frac{n+1-2i}{(n^2-1)} \frac{\alpha}{\lambda} \right]$$

Les réactions extrêmes  $R_1$  et  $R_n$  sont :

$$R_1 = \frac{P}{n} \left[ 1 - \frac{6}{n+1} \frac{\alpha}{\lambda} \right] \quad \text{et} \quad R_n = \frac{P}{n} \left[ 1 + \frac{6}{n+1} \frac{\alpha}{\lambda} \right]$$

D.2. Ligne d'influence de l'effort tranchant.

L'expression (6) de  $R_i$  permet d'écrire que l'effort tranchant  $T(\alpha, x)$  dans la section  $X$  d'abscisse  $x$  sous l'action de la charge unité  $P$  appliquée dans la section d'abscisse  $\alpha$  :

$$T(\alpha, x) = \begin{cases} P \sum_g \frac{k_i}{K} (1 + \frac{K}{H} \rho_i \alpha) - P & \text{pour } \alpha < x. \\ P \sum_d \frac{k_i}{K} (1 + \frac{K}{H} \alpha \rho_i) & \text{pour } \alpha > x. \end{cases}$$

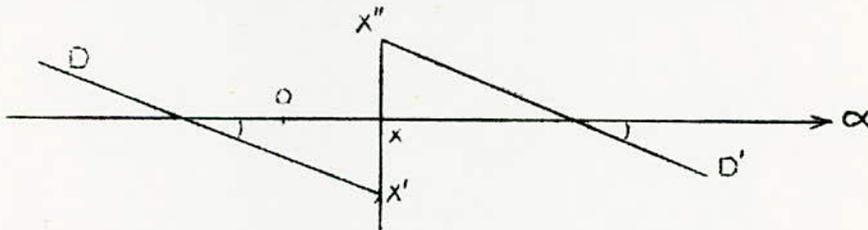
$\sum_g$  = Sommation étendue aux appuis situés à gauche de la section  $X$

$\sum_d$  = Sommation étendue aux appuis situés à droite de la section  $X$ .

$$(8) \begin{cases} \sum_g k_i + \sum_d k_i = K \\ \sum_g k_i \rho_i + \sum_d k_i \rho_i = 0 \end{cases}$$

d'où  $T(\alpha, x) = \begin{cases} -P \sum_d \frac{k_i}{K} (1 + \frac{K}{H} \alpha \rho_i) & \text{pour } \alpha < x. \\ P \sum_g \frac{k_i}{K} (1 + \frac{K}{H} \alpha \rho_i) & \text{pour } \alpha > x. \end{cases}$

La ligne d'influence de l'effort tranchant se compose donc de 2 demi-droites //  $D$  et  $D'$ ; la discontinuité au droit de  $X$  et égale à l'unité :  $X'X'' = 1$ .



D.3. Ligne d'influence du moment fléchissant.

Le moment fléchissant  $M(\alpha, x)$  dans la section  $X$  est :

$$M(\alpha, x) = \begin{cases} P \sum_g \frac{k_i}{K} (1 + \frac{K}{H} \alpha \rho_i) (x - \rho_i) - P(x - \alpha) & \text{pour } \alpha < x. \\ P \sum_d \frac{k_i}{K} (1 + \frac{K}{H} \alpha \rho_i) (x - \rho_i) & \text{pour } \alpha > x. \end{cases}$$

en tenant compte de (8) et de ce que :

$$\sum_g k_i e_i^2 + \sum_d k_i e_i^2 = H$$

On a :

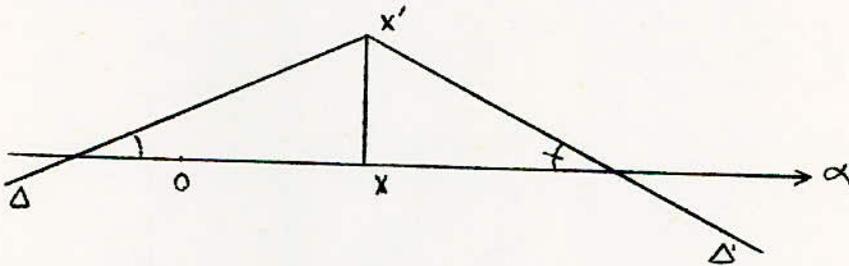
$$(10) M(\alpha, x) = \begin{cases} -P \sum_d \frac{k_i}{K} (1 + \frac{K}{H} \alpha e_i) (x - e_i) & \text{pour } \alpha < x \\ P \sum_g \frac{k_i}{K} (1 + \frac{K}{H} \alpha e_i) (x - e_i) & \text{pour } \alpha > x \end{cases}$$

La ligne d'influence de M se compose donc de demi droites  $\Delta$  et  $\Delta'$  se coupant au droit de la section X.

La différence des pentes de  $\Delta$  et  $\Delta'$  est égale à - 1.;

L'ordonnée au droit de la section X est :

$$M(x, x) = P \sum_g \frac{k_i}{K} (1 + \frac{K}{H} x e_i) (x - e_i) = -P \sum_d \frac{k_i}{K} (1 + \frac{K}{H} e_i x) (x - e_i)$$



A. Calcul du coefficient de majoration dynamique.

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

La chaussée ne comportant que 3 voies de circulation, nous ne pouvons disposer que 6 camions sur toute la surface de la travée et ceci conformément à l'article 3b du CPC.

A.1. Evaluation de  $P_0$  (poids propre du tablier de la travée)

Dalle :  $0,19 \times 13,70 \times 33 \times 2,5 = 215 \text{ t.}$

Chape :  $0,01 \times 13,70 \times 33 \times 2,25 = 10,18 \text{ t.}$

Béton.bit :  $0,04 \times 10,56 \times 33 \times 2,1 = 29,24 \text{ t.}$

Bordure :  $\left[ (0,17 \times 0,24) + (0,08 \times 0,48) + (0,08 \times 0,48) \right] \times 33 \times 2,3 \times 2 = 18,4 \text{ t.}$

Bordure de trottoir :  $\left[ (0,15 \times 0,15) + (0,20 \times 0,18) + (0,10 \times 0,125) \right] \times 33 \times 2,3 \times 2 = 10,58 \text{ t.}$

Mortier de pose :  $\left[ (0,02 \times 0,17) + (0,30 \times 0,02) \right] \times 33 \times 2,2,4 \times 2 = 1,49 \text{ t.}$

Daliette :  $0,06 \times 1,20 \times 2,500 \times 33 \times 2 = 11,68 \text{ t.}$

Garde corps :  $0,06 \times 33 \times 2 = 3,96 \text{ t.}$

Poids total :

$$= 215 + 29,24 + 18,4 + 10,58 + 1,49 + 11,68 + 3,96 + 10,18 = 300,53 \text{ t.}$$

A.2. Evaluation de  $P_1$  (poids propre de poutres principales et entretoises).

- Ame :  $(1,87 - 0,25) \times 0,20 \times 33 \times 2,5 \times 5 = 133,8 \text{ t.}$

- Epaisseur de l'âme :  $\frac{1}{2} (0,06 \times 1,62 \times 2) \times 2 \times 2,5 \times 2 \times 5 = 4,86 \text{ t.}$

- Talon :  $(0,25 \times 0,60) \times 33 \times 2,5 \times 5 = 63,75 \text{ t.}$

- Entretoises :  $0,18 (1,87 - 0,25) \times 2,70 \times 4 \times 2,5 \times 5 = 39,4 \text{ t.}$

$$P_1 = 133,8 + 4,86 + 63,750 + 39,4 = 241,81 \text{ t.}$$

Poids de toute la travée :

$$P = P_0 + P_1 = 300,53 + 241,81 = \underline{\underline{542,34 \text{ t.}}}$$

A.3. Evaluation de  $S'$ .

Dans l'évaluation de  $S'$  ne doivent entrer que les surcharges de chaussée du système à l'exclusion de toute surcharge de chaussée A (L) et de toute surcharge de trottoirs, comme il a été déjà mentionné ci-haut, nous avons 6 camions, d'où :

$$S' = 6 \times 30 = 180 \text{ t.}$$

D'où :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 33} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{542,34}{180}} = 1,079$$

## B. Efforts dans les poutres principales.

### B.1. Charges et surcharges.

Les poutres principales ont à supporter les charges suivantes :

- 1°- Charges permanentes (poids propre du tablier et de la chaussée et leur poids propre).
- 2°- Surcharge sur les trottoirs.
- 3°- Surcharges sur la chaussée.

### B.11. Charge permanentes.

- Poids propres du tablier et de la chaussée sur une poutre :

$$\frac{300,53}{5} = 60,1 \text{ t.}$$

- Poids propre de la poutre :

- Ame ( 1,87 - 0,25 ) × 0,20 × 33 × 2,5 = 26,800 t.

- Talon 0,60 × 0,25 × 33 × 2,5 = 12,375 t.

Poids total : 60,1 + 26,8 + 12,375 = 99,275 t.

### B.12. Surcharge sur les trottoirs..... Art.8a CPC

La surcharge à appliquer sur les trottoirs pour la justification des poutres principales est de 150 kg/m<sup>2</sup>.

### B.13. Surcharges sur la chaussée.

Nous devons envisager l'un ou l'autre des cas de chargement ci-après :

- Surcharge uniformément répartie par m<sup>2</sup> égale à A (L) = 1,331 t/m<sup>2</sup> appliquée sur une surface donnant l'effet le plus défavorable.

- Le deuxième cas de chargement à envisager est le passage de convois.

### B.2. Moments fléchissants dus aux charges permanentes:

B.21. Charges uniformément réparties : ( tablier et poutre sans épaissement de l'âme ).

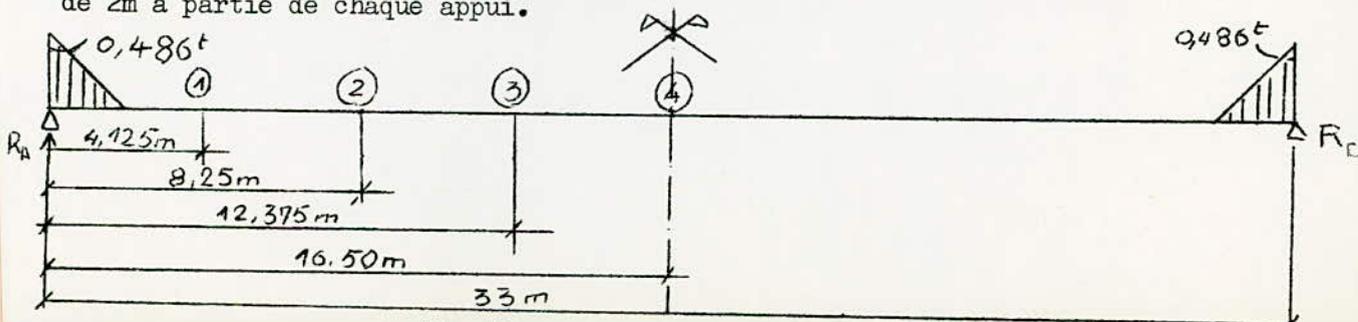
Si q est la charge permanente par ml appliquée sur la poutre considérée, le moment en un point quelconque défini par son abscisse x (distance à l'appui de gauche par exemple) est :

$$M_x = \frac{qx(L-x)}{2}$$

$$L = 33 \text{ m.}$$

$$q = \frac{99,275}{33} = 3,01 \text{ t/ml.}$$

B.22. Charges linéairement réparties (épaissement des âmes sur une longueur de 2m à partie de chaque appui.



$$R_A = R_B = 0,486 \text{ t.}$$

$$M_1 = 0,486 \times 4,125 - \frac{1}{2} 0,486 \times 2 \left( \frac{2}{3} \cdot 2 + 2,125 \right) = 0,320 \text{ tm.}$$

$$M_2 = 0,466 \times 8,25 - \frac{1}{2} 0,486 \times 2 \left( \frac{2}{3} \cdot 2 + 6,125 \right) = 0,320 \text{ tm.}$$

$$M_3 = 0,486 \times 12,375 - \frac{1}{2} 0,486 \times 2 \left( \frac{2}{3} \cdot 2 + 10,375 \right) = 0,320 \text{ tm.}$$

$$M_4 = 0,486 \times 16,5 - \frac{1}{2} 0,486 \times 2 \left( \frac{2}{3} \cdot 2 + 14,5 \right) = 0,320 \text{ tm.}$$

B.23. Charges concentrées dues aux entretoises pour les 5 poutres :

Poids propre de l'entretoise :

$$0,18 \times 1,62 \times 2,70 \times 4 \times 2,5 = 7,87 \text{ t.}$$

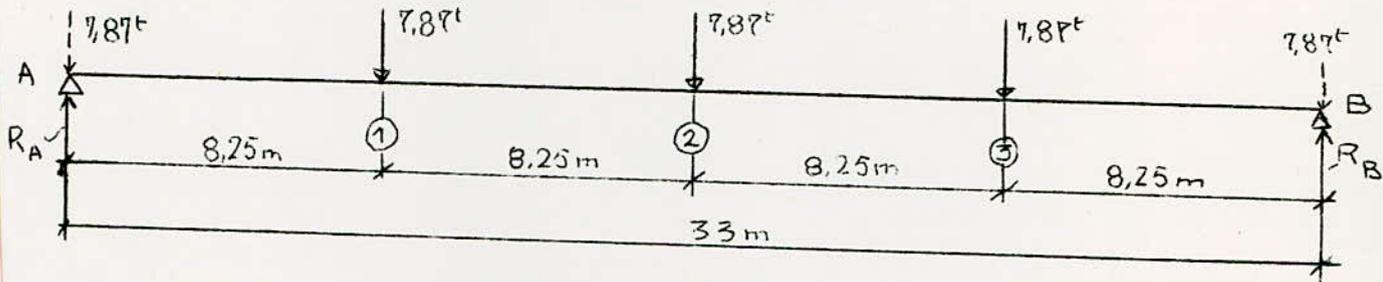


Fig 13.

Dans les calculs, nous ne considérons pas l'existence des entretoises d'about en A et B car leurs effets seront annulés par une certaine part des réactions  $R_A$  et  $R_B$ .

$$R_A = R_B = \frac{1}{2} (3 \times 7,87) = 11,805 \text{ t.}$$

$$M_1 = (11,805 \times 8,25) - 0 = 97,40 \text{ tm.}$$

$$M_2 = (11,805 \times 16,5) - (7,87 \times 8,25) = 129,90 \text{ tm.}$$

$$M_3 = (11,805 \times 24,75) - 7,87 (16,5 + 8,25) = 97,40 \text{ tm.}$$

Les moments aux sections  $0,0L$  ;  $0,125L$  ;  $0,25L$  ;  $0,375L$  ;  $0,50L$  ont été tirés grâce au diagramme des moments dûs aux entretoises de la figure 23. Cela a donné :

$$M_{0,0L} = 0.$$

$$M_{0,125L} = 48,85 \text{ tm.}$$

$$M_{0,25L} = 97,40 \text{ tm.}$$

$$M_{0,375L} = 113,5 \text{ tm.}$$

$$M_{0,50L} = 129,9 \text{ tm.}$$

Dans toute cette étude la travée du pont a été considéré comme une poutre simple, d'où le tableau récapitulatif.

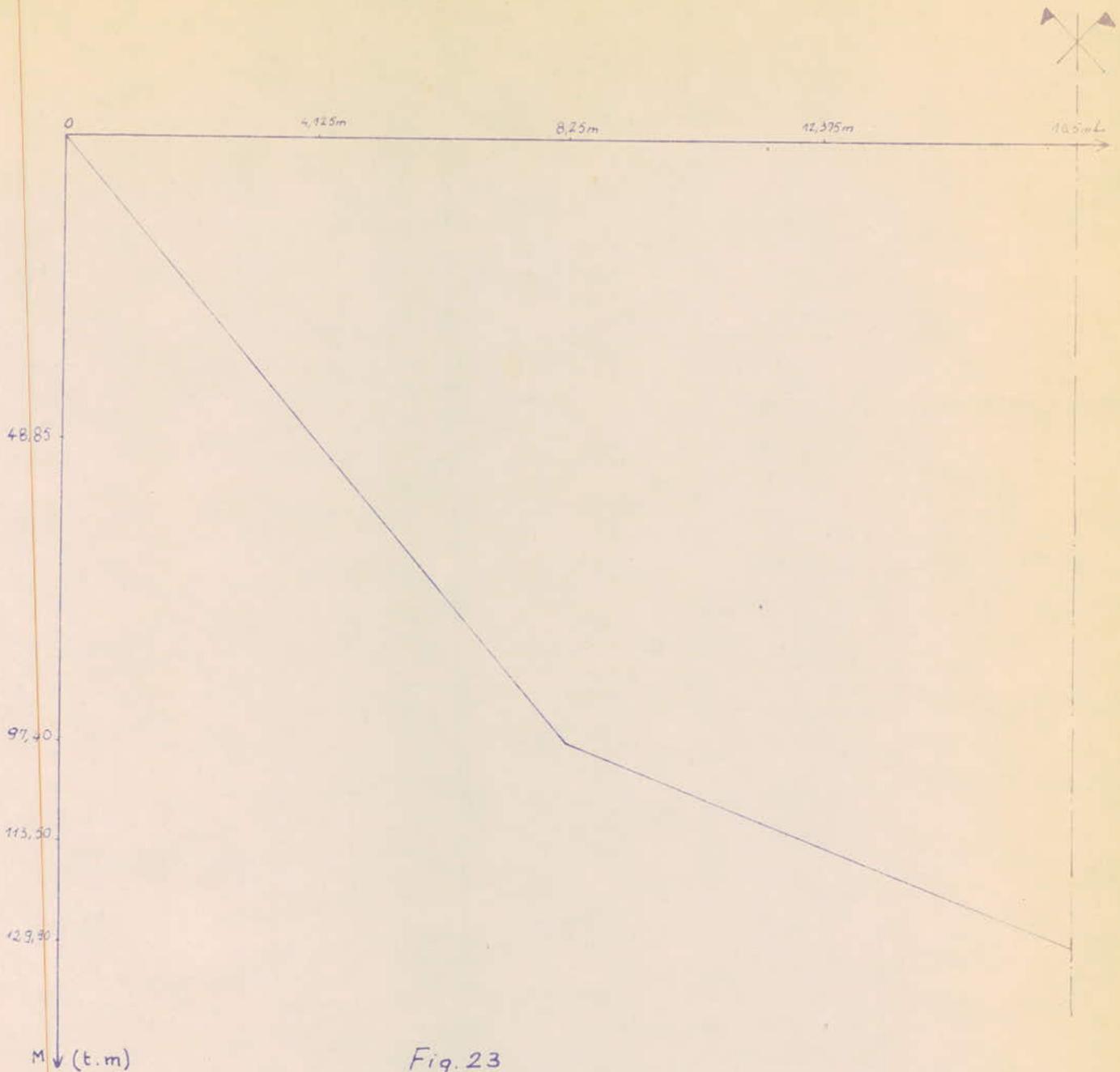


Fig. 23

Diagramme des moments dus aux entretoises pour toute la travée.

Echelles:   
 - ordonnées: 1 cm = 10 t.m   
 - abscisses: 1 cm = 1,00 m

! SECTIONS !	! 0,00L !	! 0,125L !	! 0,250L !	! 0,375L !	! 0,500L !
! Charge Unif ! ! répartie !	! 0,00 !	! 897 !	! 1532,5 !	! 1920 !	! 2050 !
! Charge Liné ! ! répartie !	! 0,00 !	! 1,60 !	! 1,60 !	! 1,60 !	! 1,60 !
! Charges ! concentrées !	! 0,00 !	! 48,85 !	! 97,40 !	! 113,50 !	! 129,90 !
! Moment ! Total (tm.) !	! 0,00 !	! 947,45 !	! 1631,5 !	! 2035,1 !	! 2181,4 !
! Moment pour ! poutre (tm.) !	! 0,00 !	! 189,49 !	! 326,3 !	! 407,02 !	! 436,3 !

B.3. Moments fléchissants dus à la surcharge de trottoir :

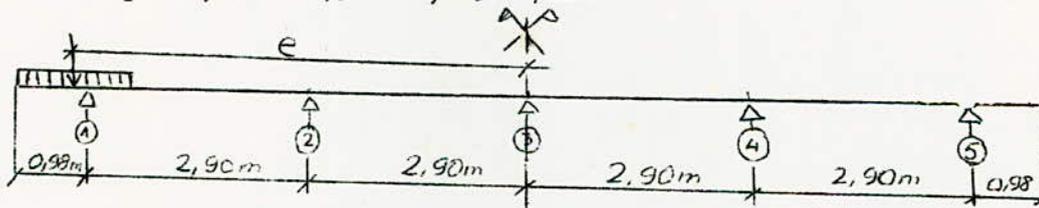
Soit p la surcharge par ml

$$M_x = \frac{p x (L - x)}{2} \quad L = 33m.$$

$$p = \begin{cases} 0,150 \times 1,50 = 0,225 \text{ t/ml (1 trottoir surchargé)} \\ 0,150 \times 1,50 \times 2 = 0,450 \text{ t/ml (2 trottoirs surchargés)} \end{cases}$$

B.31. Un trottoir seulement surchargé. (Section médiane : 0,5L)

$$p = 0,150 \times 1,50 = 0,225 \text{ t/ml.}$$



Détermination de e :

$$e = (2 \times 2,90 + 0,98) \cdot 0,75 = 6,03m.$$

Fig. 15

$$M = \frac{0,285 \times 33^2}{8} = 30,628 \text{ tm.}$$

$$M_i = \frac{M}{n} \Delta_i \text{ avec } \Delta_i = 1 + \frac{n+1-2i}{n^2-1} \cdot 6 \cdot \frac{e}{a}$$

$$\left. \begin{array}{l} n = 5 \\ i = 1 \text{ à } 5 \\ e = 6,03 \\ a = 2,90 \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta_i = 1 + \frac{6-2i}{24} \cdot 6 \cdot \frac{6,03}{2,90}$$

i = n° de la poutre

$$\Delta_1 = 1 + \frac{6-2}{24} \times 6 \times \frac{6,03}{2,90} = 3,08$$

$$\Delta_2 = 1 + \frac{6-4}{24} \times 6 \times \frac{6,03}{2,90} = 2,04.$$

$$\Delta_3 = 1.$$

$$M_1 = \frac{30,628}{5} \times 3,08 = 18,86 \text{ tm.}$$

$$M_2 = \frac{30,628}{5} \times 2,04 = 12,5 \text{ tm.}$$

$$M_3 = \frac{30,628}{5} = 6,125 \text{ tm.}$$

B.32. Les 2 trottoirs sont surchargés : (section médiane : 0,0L)

$$p = 0,150 \times 1,5 \times 2 = 0,450 \text{ tm/ml.}$$

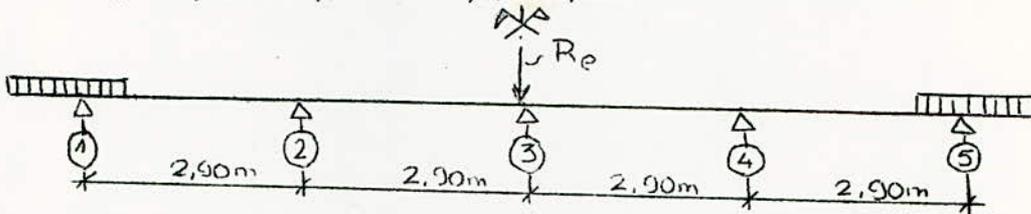


Fig.16.

$$e = 0 \Rightarrow \Delta_i = 1 = \Delta_1 = \Delta_2 = \Delta_3$$

$$\text{d'où : } M_1 = M_2 = M_3 = M_i = \frac{M}{5}$$

$$M = \frac{0,450 \times 33^2}{8} = 61,256 \text{ tm.}$$

$$\text{d'où } M_1 = M_2 = M_3 = \frac{61,256}{5} = 12,250 \text{ tm.}$$

Conclusion :

Poutre n° 1:  $M_1 = 18,86 \text{ tm.}$  (1 trottoir surchargé).

Poutre n° 2:  $M_2 = 12,50 \text{ tm.}$  (1 trottoir surchargé).

Poutre n° 3:  $M_3 = 12,25 \text{ tm.}$  (2 trottoirs surchargés).

D'où les tableaux récapitulatif pour chaque poutre et pour les sections : 0,00L; 0,125L; 0,250L; 0,375L; 0,500L.

SECTIONS	0,000L	0,125L	0,250L	0,375L	0,500L
Poutre n° 1 M en tm.	0,00	8,26	14,15	17,68	18,86
Poutre n° 2 M en tm.	0,00	5,46	9,375	11,72	12,50
Poutre n° 3 M en tm.	0,00	5,35	9,20	11,48	12,25

B.4. Moments fléchissants dus aux surcharges sur la chaussée.

B.41. Action de la surcharge A (L) = 1,331 t/m<sup>2</sup>

Etant donné qu'il y a 3 voies de circulations, chaque voie aura comme

largeur : 
$$\frac{10,50}{3} = 3,50\text{m.}$$

Si  $p_1$  est la charge uniformément répartie par ml, le moment fléchissant en un point quelconque distant de x de l'appui de gauche sera :

$$M_x = \frac{p_1 x (L - x)}{2}$$

B.411. On surcharge la voie centrale seulement :

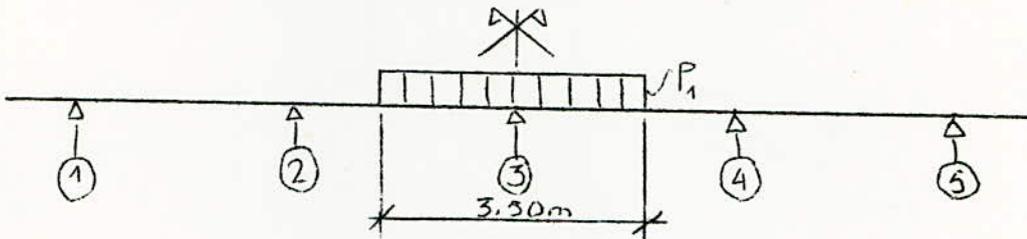


Fig.17.

$$e = 0 \quad i = 1 \text{ et } 1 = 2 = 3 = i = 1$$

$$M_i = \frac{M}{5} \quad i = \frac{M}{n} \left( 1 + \frac{n+1}{n^2-1} - 2i \right) \text{ et } \frac{e}{a}$$

$$M_i = M_1 = M_2 = M_3 = \frac{M}{5}$$

B.412. On surcharge les 2 voies symétriques à l'axe du pont :

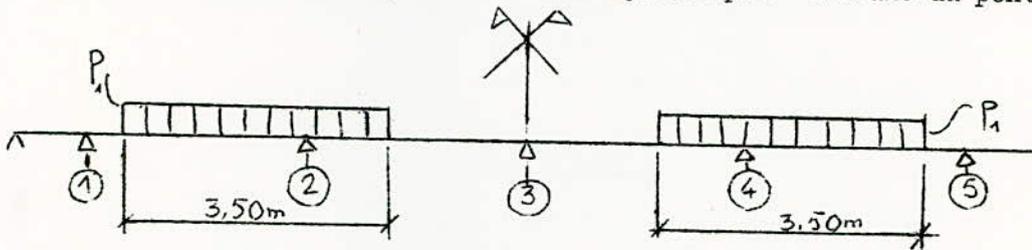


Fig.18.

$$e = 0 \Rightarrow \Delta i = \Delta 1 = \Delta 2 = \Delta 3 = 1 \quad M_1 = M_2 = M_3 = \frac{M}{5}$$

B.413. On surcharge les 3 voies :

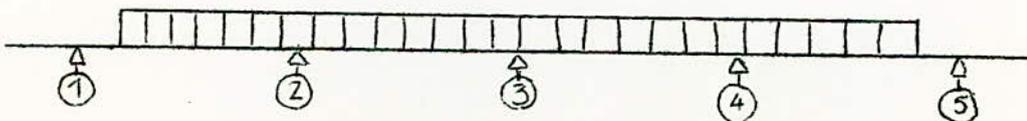


Fig.19.

$$e = 0 \Rightarrow \Delta_i = \Delta_1 = \Delta_2 = \Delta_3 \quad M_i = M_1 = M_2 = M_3 = \frac{M}{5}$$

Il vient donc que pour les 3 cas étudiés le moment  $M$  total max pour la section médiane ( $0,5L$ ) sera celui du cas où les 3 voies sont surchargées puisque dans tous les cas les coefficients d'excentricité  $\Delta_i$  sont égaux à l'unité d'où :

$$M = \frac{(1,331 \times 10,50) \times \overline{33}^2}{8} = 1900 \text{ tm.}$$

$$M_1 = M_2 = M_3 = \frac{1900}{5} = 380 \text{ tm.}$$

B.414. On surcharge 2 vois contigües.

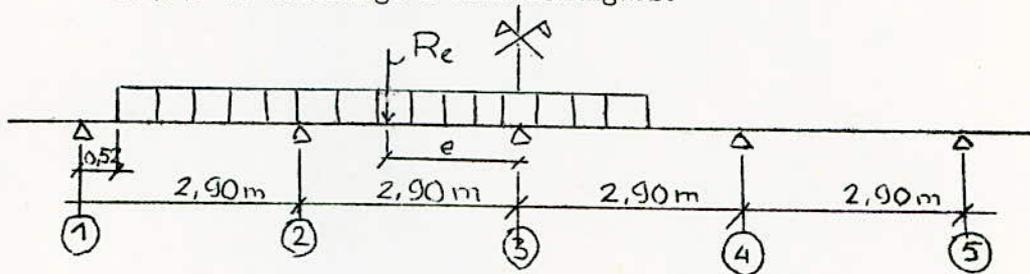


Fig.20

$$e = 5,80 - (0,52 + 3,50) = 1,78 \text{ m}$$

$$\Delta_i = 1 + \frac{6 - 2i}{24} \times 6 \times \frac{1,78}{2,90}$$

$$\Delta_1 = 1 + \frac{6 - 2}{24} \times 6 \times 0,614 = 1,614.$$

$$\Delta_2 = 1 + \frac{6 - 4}{24} \times 6 \times 0,614 = 1,307.$$

$$\Delta_3 = 1 + 0 = 1$$

$$M = \frac{(1,331 \times 7) \times \overline{33}^2}{8} = 1268 \text{ tm.}$$

$$M_i = \frac{M}{n} \Delta_i = \frac{M}{n} \left( 1 + \frac{n+1-2i}{n^2-1} \times 6 \times \frac{e}{a} \right) = \frac{M}{5} \Delta_i$$

$$M_1 = \frac{1268}{5} \times 1,614 = 410 \text{ tm.}$$

$$M_2 = \frac{1268}{5} \times 1,307 = 331 \text{ tm.}$$

$$M_3 = \frac{1268}{5} \times 1 = 254 \text{ tm.}$$

B.415. On surcharge seulement une voie de rive.

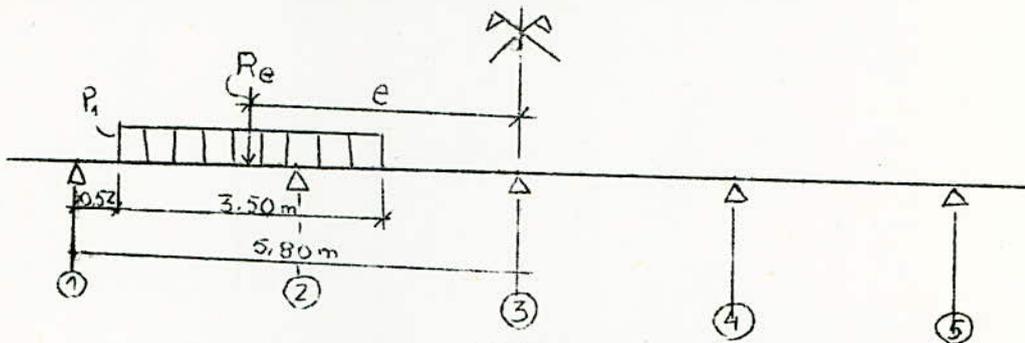


Fig.21.

$$e = 5,80 - (0,52 + 1,75) = 3,53\text{m.}$$

$$\Delta_i = 1 + \frac{6 - 2i}{24} \times 6 \times \frac{3,53}{290}$$

$$\Delta_1 = 1 + \frac{6 - 2}{24} \times 6 \times 1217 = 2,217$$

$$\Delta_2 = 1 + \frac{6 - 4}{24} \times 6 \times 1,217 = 1,608.$$

$$\Delta_3 = 1 + 0 = 1.$$

$$M = \frac{(1,331 \times 3,50) \times 33^2}{8} = 634 \text{ tm.}$$

$$M_1 = \frac{634}{5} \times 2,217 = 281 \text{ tm.}$$

$$M_2 = \frac{634}{5} \times 1,608 = 204 \text{ tm.}$$

$$M_3 = \frac{634}{5} \times 1 = 127 \text{ tm.}$$

Conclusion :

Poutre n° 1:  $M_1 = 410 \text{ tm}$  ( 2 voies contigües surchargées ).

Poutre n° 2:  $M_2 = 380 \text{ tm}$  ( 3 voies contigües surchargées ).

Poutre n° 3:  $M_3 = 380 \text{ tm}$  ( 3 voies contigües surchargées ).

d'où le tableau récapitulatif pour chaque poutre et pour les sections: 0,000L; 0,125L; 0,250L; 0,375L; 0,500L.

SECTIONS	0,000L	0,125L	0,250L	0,375L	0,500L
Poutre n°1. M en tm	0,00	179,2	306,5	384	410
Poutre n°2. M en tm	0,00	166,5	285	356,5	380
Poutre n° 3. M en tm	0,00	166,5	285	356,5	380

B.42. Action de la surcharge Bc.

Dans le cas de ponts-routes en béton armé, l'expérience a prouvé que les surcharges permanentes étant assez importantes, donnaient généralement un moment fléchissant ( $M^{\max}$ ) plus grand que celui produit par la passage des convois de camions. Comme le moment  $M^{\max}$  est maximum au milieu de la portée, il revient donc de calculer celui dû aux surcharges mobiles dans la section médiane de la poutre. Par conséquent cela évite toute recherche de la position défavorable des essieux, il suffira seulement de placer une des files d'essieux arrières de 12 t dans la section médiane de la poutre. Etant donné que nous avons étudié la poutre tous les  $1/8^{\text{e}}$  de la portée pour la surcharge A (L), nous sommes obligés de faire de même pour la surcharge Bc pour pouvoir faire la comparaison par la suite. La méthode utilisée est celle des lignes d'influence du cours de RDM.

B.421. Disposition défavorable dans le sens transversal.

Le moment est maximum pour la disposition transversale du convoi suivante:

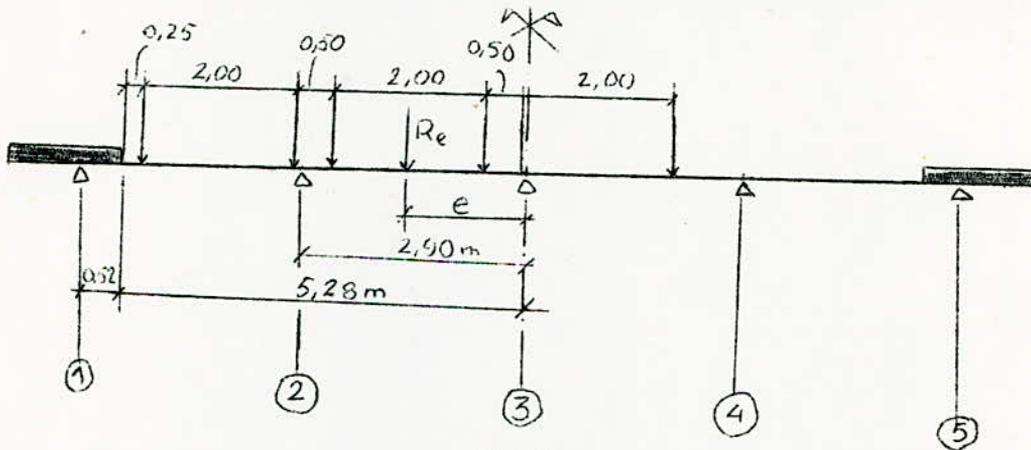


Fig.22.

$$\Delta_i = 1 + \frac{n+1-2i}{n^2-1} \cdot 6 \frac{e}{a} = 1 + \frac{6-2i}{24} \cdot 6 \frac{e}{a}$$

$$e = 5,28 - (0,25 + 2,00 + 0,50 + 1,00) = 1,53\text{m.}$$

$$\Delta_1 = 1 + \frac{6-2}{24} \cdot 6 \frac{1,53}{2,90} = 1 + 0,527 = 1,527$$

$$\Delta_2 = 1 + \frac{6-4}{24} \cdot 6 \frac{1,53}{2,90} = 1 + 0,264 = 1,264$$

$$\Delta_3 = 1 + 0 = 1$$

B.422. La disposition défavorable dans le sens longitudinal est représentée sur la figure n° 24 Pour chaque section étudiée (0,125L; 0,250L; 0,375L; 0,500L) on a tracé la ligne d'influence des moments ainsi que la disposition la plus défavorable.

Cette disposition défavorable a été déterminée en satisfaisant simultanément aux 2 inégalités suivantes :

$$\sum_g P_i + P_{cr} > \sum P \frac{a}{L} \quad \text{et} \quad \sum_g P < \sum P \frac{a}{L}$$

$\sum_g P$  = somme de toutes les charges situées à gauche du sommet critique

$P_{cr}$  = charge située au droit du sommet critique.

$\sum P$  = somme de toutes les charges engagées sur la travée étudiée.

$a$  = Distance de la section étudiée à l'appui gauche.

$L$  = Portée de la travée.

La valeur maximum du moment est alors :

$$M_{\max.} = \sum P_i h_i \quad h_i = \text{Ordonnée de la ligne d'influence mesurée au droit de la charge } P_i.$$

D'où le tableau récapitulatif pour chaque section:

SECTIONS	0,125L		0,250L		0,375L		0,500L	
	$P_t$	$h_m$	$P_t$	$h_m$	$P_t$	$h_m$	$P_t$	$h_m$
	36	3,61	36	5,055	18	3,98	36	3
	36	3,42	36	6,1875	36	6,79	36	3,75
	18	2,86	18	6,055	36	7,7344	18	6
	36	2,295	36	3,94	18	6,045	36	8,25
	36	2,11	36	3,56	36	4,36	36	7,5
	18	1,547	18	2,44	36	3,8	18	5,25
$M_{\max} = P_i h_i$	490,986		809,64		997,688		1012,25	
M pour 1 poutre	98,147		161,928		199,538		202,45	

Lignes d'influence des moments et position la plus défavorable du convoi pour chaque section.

Section 0,25L

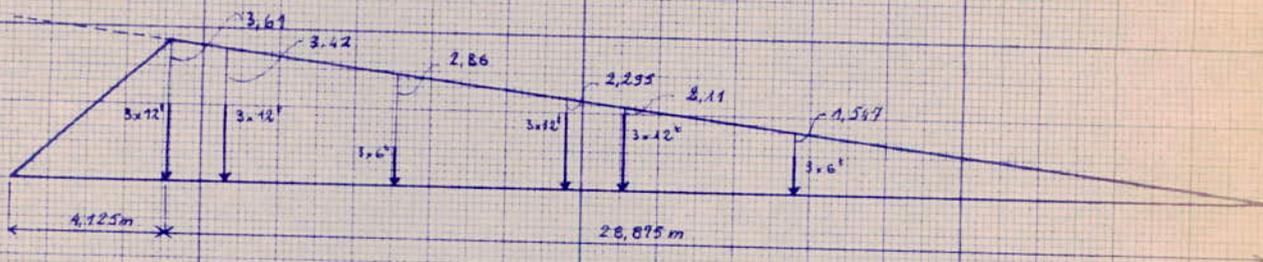


Fig. 24 a

Section 0,250L

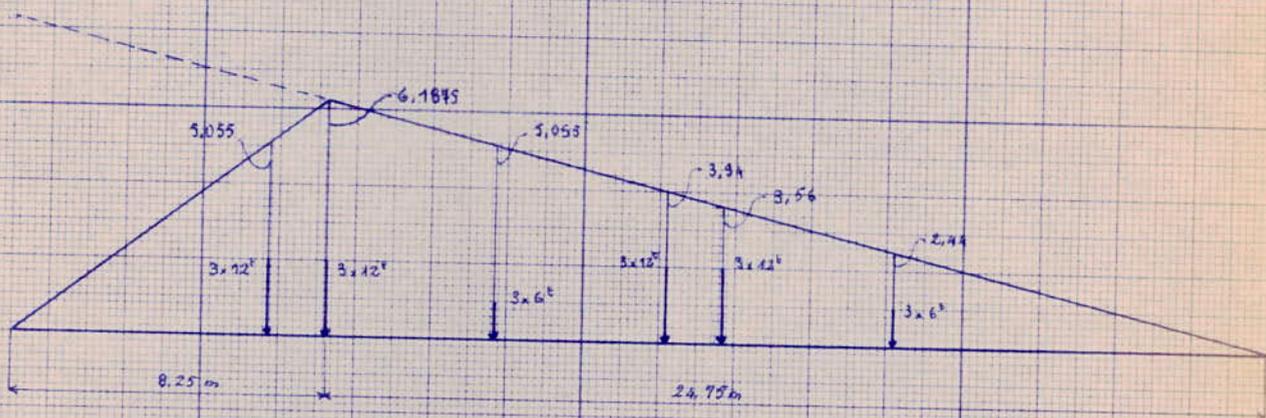


Fig. 24 b

Section 0,375 L

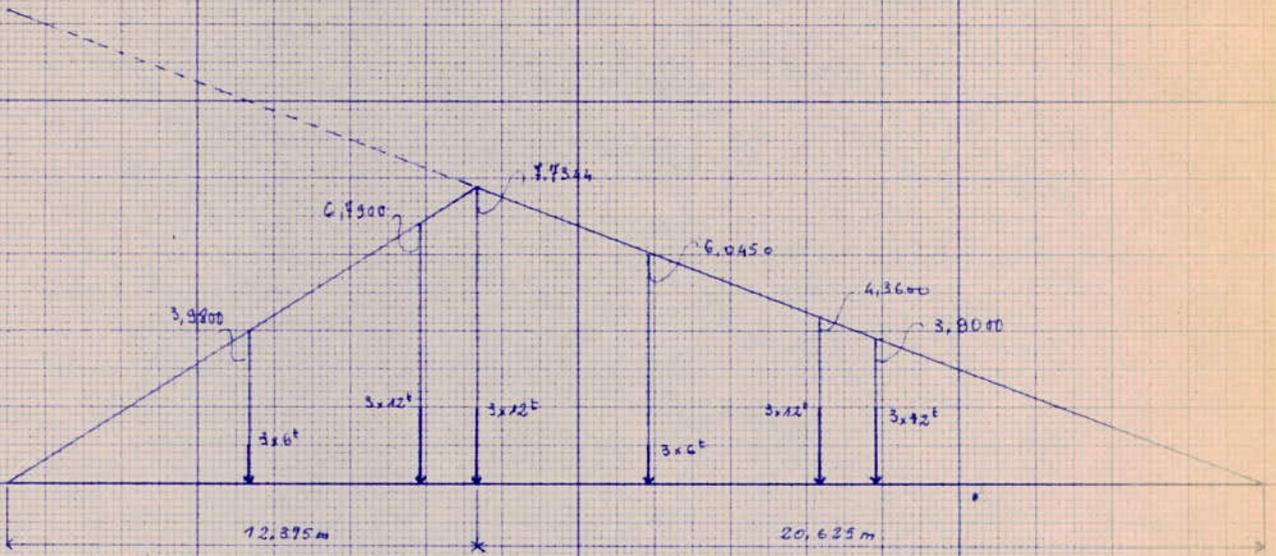


Fig. 24 c

Section 0,500 L

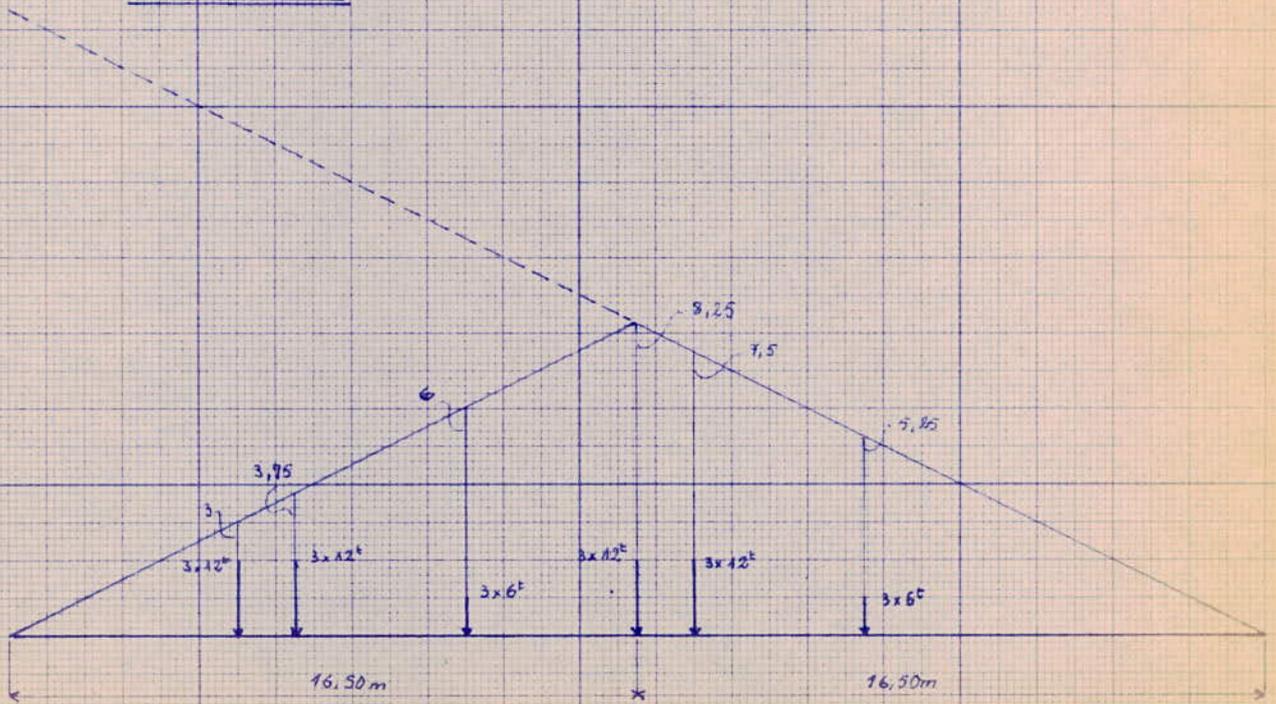


Fig. 24 d

Tableau récapitulatif pour chaque poutre et pour les section 0,00L; 0,125L; 0,250L; 0,375L; 0,500L.

$$M_i = \frac{M_{max}}{5} \Delta_i \times \delta = M \times \Delta_i \times \delta$$

SECTIONS	0,000L	0,125L	0,250L	0,375L	0,500L
Poutre n° 1. M en tm	0,00	166	273,5	337	342
Poutre n° 2. M en tm	0,00	137,5	226,2	279	283
Poutre N° 3. M en tm	0,00	108,75	179	220,75	224

Comparons maintenant les effets des surcharges A (L) et Bc à l'aide des tableaux suivant, nous constatons que ceux de A (L) sont plus décisifs et que c'est la poutre rive n° 1 (ou 5) qui est la plus sollicitée.

Poutre n° 1.

	SECTIONS	0,00L	0,125L	0,250L	0,375L	0,500L
M en tm	Charge permanente	0,00	189,49	326,3	407,02	436,3
	Surcharge des trottoirs	0,00	8,26	14,15	17,68	18,86
	Surcharge A(L)	0,00	179,2	306,5	384	410
	Surcharge B c	0,00	166	273,5	337	342

Moment définitif :  $M = M$  (charge per) + 1,2 M (surcharge trottoir + Surcharge

SECTIONS	0,00L	0,125L	0,250L	0,375L	0,500L
M en tm	0,00	414,5	711,1	889	951.

Poutre n° 2.

	SECTIONS	0,00L	0,125L	0,250L	0,375L	0,500L
M en tm	Charge perm.	0,00	189,49	326,3	407,02	436,3
	Surcharge de trottoirs	0,00	5,46	9,375	11,72	12,5
	Surcharge A (L)	0,00	166,5	285	356,5	380
	Surcharge B <sub>c</sub>	0,00	137,5	226,2	279	283

Moment définitif :  $M = M \text{ (charge.perm.)} + 1,2M \text{ (surcharge trottoir + surcharge A (L))}$

SECTIONS	0,00L	0,125L	0,250L	0,375L	0,500L
M en tm	0,00	395,84	679,55	848,88,	907,3

Poutre n° 3.

	SECTIONS	0,000L	0,125L	0,250L	0,375L	0,500L
M en tm	Charge perm.	0,00	189,49	326,3	407,02	436,3
	Surcharge de trottoirs	0,00	5,35	9,2	11,48	12,25
	Surcharge A(L)	0,00	166,5	285	356,5	380
	Surcharge B <sub>c</sub>	0,00	108,75	179	220	224

Moment définitif :  $M = M \text{ (charge perm.)} + 1,2M \text{ (surcharge trottoirs + surcharge A (L))}$

SECTIONS	0,000L	0,125L	0,250L	0,375L	0,500L
M en tm	0,00	395,71	679,34	848,60	907

ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT

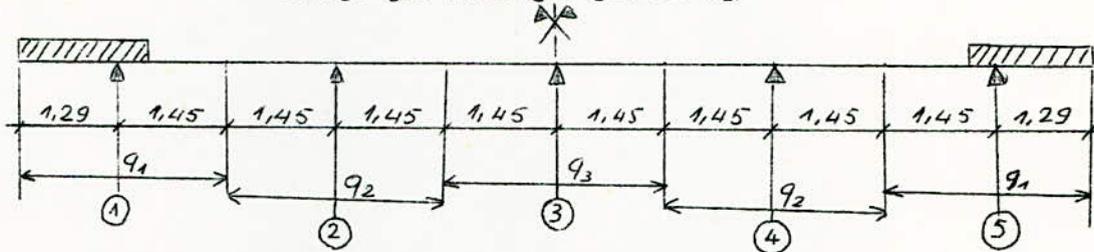
L'étude sera faite pour les sections suivantes :  
 0,000 L - 0,125 L - 0,250 L - 0,375 L - 0,5 L

I - CHARGES PERMANENTES /

- Charge par ml de pont ( $q_1$ )

$$q = \frac{542,34}{33} = 16,42 \text{ t/ml}$$

- Charge qui vient par poutre ( $q$ )

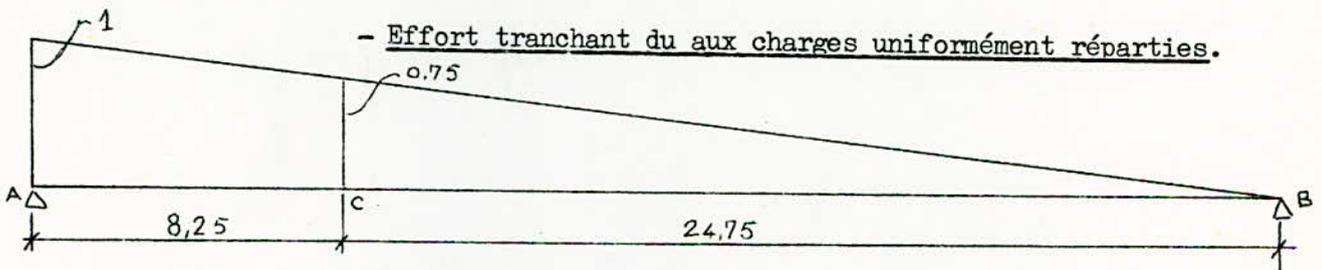


$$q_1 = \frac{16,42}{14,18} (1,29 + 1,45) = 3,175 \text{ t/ml}$$

$$q_2 = \frac{16,42}{14,18} \times 2,90 = 3,36 \text{ t/ml}$$

$$q_3 = \frac{16,42}{14,18} \times 2,90 = 3,36 \text{ t/ml}$$

1 - SECTION D'APPUI A(0,000L)



- Charges entre B et C d'où  $TA'_i = \frac{T}{5} \Delta_i^J$        $\Delta_i = 1$  (charge symétrique)  
 avec  $T = \frac{1}{2} \times 0,75 \times 24,75 \times 16,42 = 152,25 \text{ t}$

...§...

- Charge entre A et C d'où  $TA''i = qi b \left( \frac{1}{2} - \frac{b}{6L} \right) + q \frac{b}{5} \Delta i \left( \frac{1}{2} - \frac{b}{3L} \right)$

avec  $b = 8,25 \text{ m}$

$L = 33 \text{ m}$

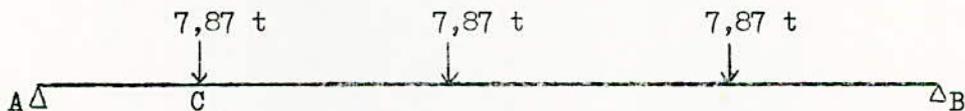
$\Delta i = 1$

D'où  $TA''i = 3,8 qi + 0,69 q$

Finalement, l'effort tranchant à la section d'appui du à la charge uniformément répartie dans les différentes poutres est :

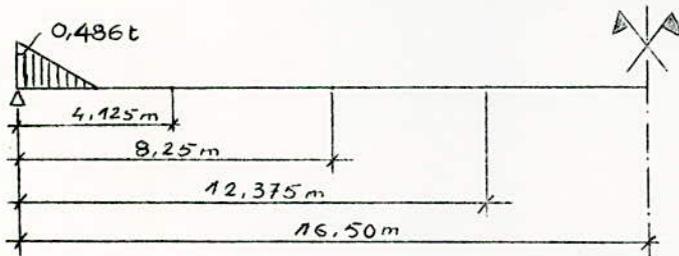
N° de Poutre	$TA'i$ (t)	$TA''i$ (t)	$TA'i + TA''i$
1	30,45	23,38	53,83
2	30,45	24,09	54,54
3	30,45	24,09	54,54

- Effort tranchant du aux charges concentrées :



$$TA''i = \frac{T}{5} = \frac{1}{5} \frac{3 \times 7,87}{2} = 2,361 \text{ t} \quad (\Delta i = 1 \text{ (charges symétriques)})$$

- Effort tranchant aux charges linéairement réparties :



$$T(0,000L) = 0,486 \text{ t}$$

$$T(0,125L) = T(0,250L) = T(0,375L) = T(0,5L) = 0$$

Soit, en définitive, l'effort tranchant total à l'appui :

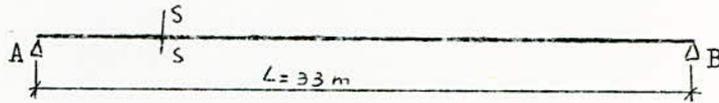
$$TAi = TA'i + TA''i + TA'''i + T_{\text{linéairement répartie}}$$

...§...

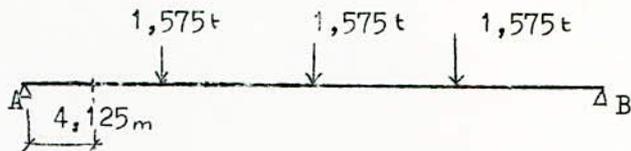
Poutre 1 :  $T_{A_1} = 56,677 \text{ t}$   
 Poutre 2 :  $T_{A_2} = 56,901 \text{ t}$   
 Poutre 3 :  $T_{A_3} = 56,901 \text{ t}$

2 - SECTIONS INTERMEDIAIRES /

Soit :  $T_S = T_{A_i} - \sum \text{charges entre A et S}$



\* Section 0,125 L :

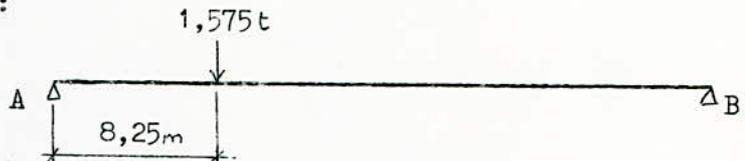


Poutre N° 1 :  $T_{(0,125 L)} = 56,677 - 3,175 \times 4,125 - 0,486 = 43,091 \text{ t}$

Poutre N° 2 :  $T_{(0,125 L)} = 56,901 - 3,36 \times 4,125 - 0,486 = 42,565 \text{ t}$

Poutre N° 3 :  $T_{(0,125 L)} = 42,565 \text{ t}$

\* Section 0,250 L :



Poutre 1 :  $T_{(0,250 L)} = 56,677 - 3,175 \times 8,25 - 0,486 - 1,575 = 28,466 \text{ t}$

Poutres 2 et 3 :  $T_{(0,250 L)} = 56,901 - 3,36 \times 8,25 - 0,486 - 1,575 = 27,140 \text{ t}$

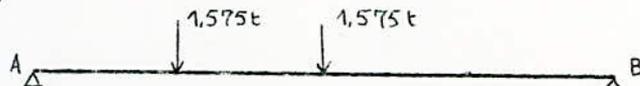
\* Section 0,375 L :



Poutre 1 :  $T_{(0,375 L)} = 56,677 - 3,175 \times 12,375 - 0,486 - 1,575 = 15,366 \text{ t}$

Poutres 2 et 3 :  $T_{(0,375 L)} = 56,901 - 3,36 \times 12,375 - 0,486 - 1,575 = 13,24 \text{ t}$

\* Section 0,5 L :



Poutre 1 :  $T_{(0,5L)} = 56,677 - 3,175 \times 16,5 - 0,486 - 1,575 = 2,211 \text{ t} \text{ (0,636t)}$

Poutre 2 et 3 :  $T_{(0,5L)} = 56,901 - 3,36 \times 16,5 - 0,486 - 1,575 = -2,10 \text{ t}$

...§...

Il vient le tableau suivant pour l'effort tranchant dû aux charges permanentes dans les différentes sections et dans les différentes poutres.

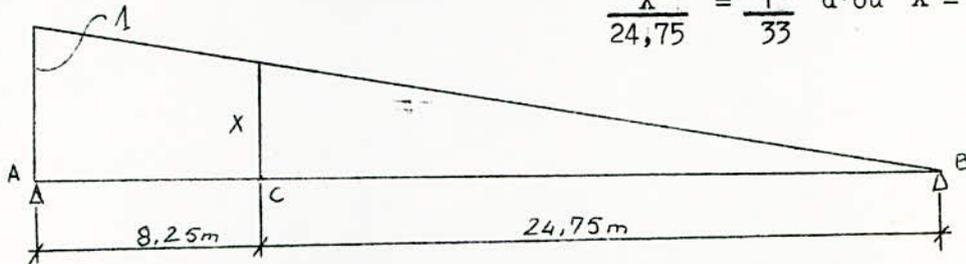
		SECTIONS	0,000 L	0,125 L	0,250 L	0,375 L	0,5 L
EFFORT TRANCHANT EN TONNES	Poutre 1		56,677	43,091	28,466	15,466	2,211 0,636
	Poutre 2		56,901	42,565	27,140	13,24	- 0,610 - 2,185
	Poutre 3		56,901	42,565	27,140	13,24	- 0,610 - 2,185

II - SURCHARGE A /

\* Section d'appui A (0,000 L)

- Ligne d'influence :

$$\frac{X}{24,75} = \frac{1}{33} \text{ d'où } X = 0,75$$



Surcharge entre B et C: d'où  $T'_{Ai} = \frac{T}{n} \Delta i = \frac{T}{5} \Delta i$

Surcharge entre A et C: d'où  $T''_{Ai} = q_i b \left( \frac{1}{2} - \frac{b}{L} \right) + q \frac{b}{n} \Delta i \left( \frac{1}{2} - \frac{b}{L} \right)$   
 $= q_i 8,25 \left( \frac{1}{2} - \frac{3,25}{6 \times 33} \right) + q \times \frac{8,25 \Delta i \left( \frac{1}{2} - \frac{3,25}{3 \times 33} \right)}{5}$

d'où:  $T''_{Ai} = 3,8 q_i + 0,69 q \Delta i$

Longueur surchargée: 33 m, d'où:  $A(33) = 1,331 \text{ t/m}^2$

Soit K le nombre de voies surchargées.

d'où  $A(\text{t/ml}) = K \times 3,5 \times 1,331 = 4,66 K(\text{t/ml})$

d'où  $T = \frac{1}{2} 0,75 \times 24,75 \times 4,66 K = 43,25 K (\text{t})$

d'où  $T'_{Ai} = \frac{43,25}{5} K \Delta i = 8,65 K \Delta i$

Nous chercherons le  $K \Delta i$  MAX.

Poutre N° 1

$$\Delta_i = 1 + \frac{5 + 1 - 2}{25 - 1} 6 \frac{e}{2,90} = 1 + 0,345 e$$

- Nous surchargerons les 3 voies :  $e = 0$  d'où:  $K \Delta i = 3$

- Nous surchargerons les 2 voies :  $e = 1,75$  d'où:  $K \Delta i = \underline{3,21}$

- Nous surchargerons 1 voie :  $e = 3,5$  d'où  $K \Delta i = 2,21$

D'où  $T'_{A1} = 8,65 \times 3,21 = \underline{27,75 \text{ t}}$

...§...

Pour  $T''_{A1}$  nous avons :

$$T''_{A1} = 3,8 q_1 + 0,69 \times 3,21 \times 3,5 \times 1,331 = 3,8 q_1 + 10,31$$

$$\text{avec } q_1 = 1,331 \times 0,897 = 1,195 \text{ t/ml}$$

$$\text{d'où } T''_{A1} = 3,8 \times 1,195 + 10,31 = \underline{14,85} \text{ t}$$

Finalement, nous aurons pour la poutre N° 1 :

$$T_{A1} = T'_{A1} + T''_{A1} = 27,75 + 14,85 = \underline{42,60} \text{ t}$$

### Poutre N° 2

$$\Delta_2 = 1 + \frac{5+1-4}{25-1} \cdot 6 \frac{e}{2,90} = 1 + 0,173 e$$

$$\text{- 3 voies surchargées : } e = 0 \text{ d'où : } K \Delta_2 = 3$$

$$\text{- 2 voies surchargées : } e = 1,75 \text{ d'où : } K \Delta_2 = 2,64$$

$$\text{- 1 voie surchargée : } e = 3,5 \text{ d'où : } K \Delta_2 = 1,604$$

$$\text{d'où } T'_{A2} = 8,65 \times 3 = \underline{25,95} \text{ t}$$

$$T''_{A2} = 3,8 q_2 + 0,69 \times 3 \times 3,5 \times 1,331 = 3,8 q_2 + 9,64$$

$$\text{avec } q_2 = 1,331 \times 2,832 = 3,77 \text{ t/ml}$$

$$\text{d'où } T''_{A2} = 3,8 \times 3,77 + 9,64 = \underline{23,96} \text{ t}$$

$$\text{d'où } T_{A2} = 25,95 + 23,96 = \underline{49,91} \text{ t}$$

### Poutre N° 3

$$\Delta_3 = 1 \text{ d'où } K \Delta_3 = 3$$

$$\text{d'où } T'_{A3} = 25,95 \text{ t}$$

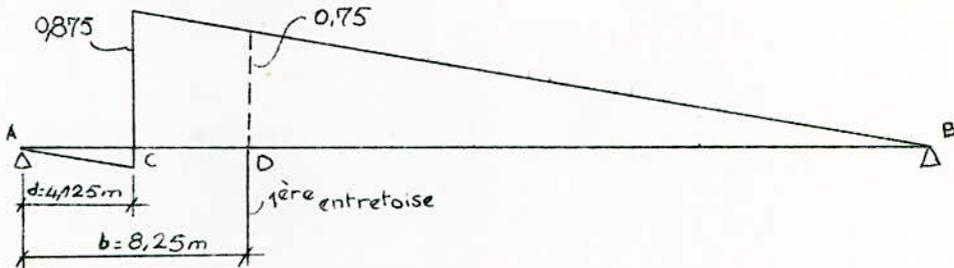
$$T''_{A3} = 23,96 \text{ t}$$

$$\text{d'où } T_{A3} = 49,91 \text{ t}$$

...§...

\*Section intermédiaire (0,125 L)

- Ligne d'influence :



On surchargera la partie BC, AC ne sera pas surchargée (elle est moins importante et elle donne des efforts tranchants de signe opposé). On calculera l'effort tranchant en A comme précédemment. En effet comme il n'y a pas de surcharge entre A et C: d'où  $T_A = T_C$ .

On calculera donc  $T_{A'}$  sur BD et  $T_{A''}$  sur CD et  $T_C$  sera égal à  $T_{A'} + T_{A''}$ .

La surcharge A sera calculée évidemment avec  $(33 - 0,125 \times 33)m$  et considèrera la combinaison  $K \Delta i$  défavorable.

Longueur surchargée : 28,875m d'où  $A(28,875) = 1,420 \text{ t/m}^2$

Surcharge entre B et D =  $T_{A'} = \frac{T}{5} \Delta i$

Surcharge entre C et D :  $T_{A''i} = qi \left[ \left(\frac{x}{d}\right)^b - \frac{L+b}{Lb} \left(\frac{x^2}{d}\right)^b + \frac{1}{bL} \left(\frac{x^3}{d}\right)^b + \frac{a}{b} \left(\frac{x^2}{d}\right)^b - \frac{1}{L} \left(\frac{x^3}{d}\right)^b \right] \frac{\Delta i}{5} = 0,866 qi + 0,498 q \Delta i$

Nous avons A en t/ml =  $K \times 3,5 \times 1,420 = 4,975 K \text{ (t/ml)}$

ainsi  $T = \frac{1}{2} 0,75 \times 24,75 \times 4,975 K = 46,25 K$

et  $T_{A'i} = \frac{46,25}{5} K \Delta i = 9,26 K \Delta i$ .

Poutre N° 1 :  $K \Delta_1 = 3,21$

d'où  $T_{A'1} = 9,26 \times 3,21 = 29,75 \text{ t}$

$T_{A''1} = 0,866 \times 1,420 \times 0,897 + 0,498 \times 3,21 \times 3,5 \times 1,420 = 1,103 + 7,94 = 9,043 \text{ t}$

d'où  $T_{C1} = T_{A1} = 29,75 + 9,043 = 38,793 \text{ t}$

...§...

Poutre N° 2 :  $K \Delta_2 = 3$

$$T_{A'2} = 9,26 \times 3 = 27,8 \text{ t}$$

$$T_{A''2} = 0,866 \times 1,42 \times 2,832 + 0,498 \times 3 \times 3,5 \times 1,42 = 10,911 \text{ t}$$

d'où  $T_{C2} = T_{A2} = \underline{38,711 \text{ t}}$

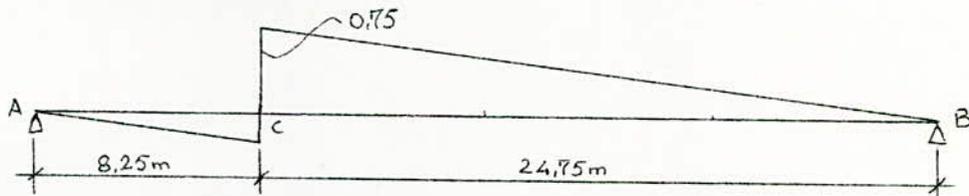
Poutre N° 3 :  $K \Delta_3 = 3$

d'où  $T_{C3} = \underline{38,711 \text{ t}}$

De cette méthode, il vient le tableau récapitulatif suivant de l'effort tranchant dans les différentes poutres et les différentes sections.

SECTIONS		0,000 L	0,125 L	0,250 L	0,375 L	0,5 L
Longueur surchargé (m)		33	28,875	24,75	20,625	16,50
A (t/m <sup>2</sup> )		1,331	1,420	1,506	1,584	1,636
F en t	Poutre N° 1	42,60	38,793	31,45	22,95	15,17
	Poutre N° 2	49,91	38,711	29,4	21,45	14,18
	Poutre N° 3	49,91	38,711	29,4	21,45	14,18

\* Section 0,250 L :



Surcharges entre B et C d'où:  $T_{Ci} = \frac{T}{5} \Delta$

Avec  $T = \frac{1}{2} 0,75 \times 24,75 \times 1,506 \text{ K} \times 3,5 = 13,98 \text{ k} \times 3,5 = 48,95 \text{ K}$

D'où:  $T_{Ci} = 9,8 \text{ K} \Delta i$

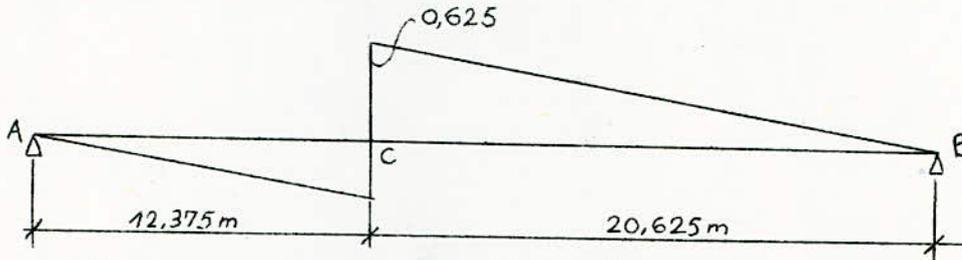
- d'où Poutre 1 :  $T_{C1} = 31,45 \text{ t}$

...§...

- d'où Poutre 2 :  $T_{C2} = 29,4 \text{ t}$

- d'où Poutre 3 :  $T_{C3} = 29,4 \text{ t}$

\* Section 0,375 L :



Surcharge entre B et C :  $T_{Ci} = \frac{T}{5} \Delta i$

$$T = \frac{1}{2} 0,625 \times 20,625 \times 1,584 \text{ K} \times 3,5 = 35,76 \text{ K}$$

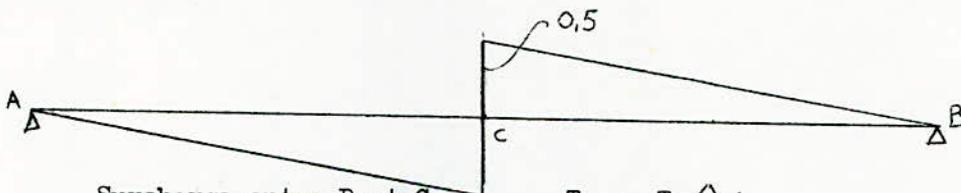
$$\text{d'où } T_{Ci} = 7,15 \text{ K} \Delta i$$

Poutre 1 :  $T_{C1} = 22,95 \text{ t}$

Poutre 2 :  $T_{C2} = 21,45 \text{ t}$

Poutre 3 :  $T_{C3} = 21,45 \text{ t}$

\* Section 0,5 L :



Surcharge entre B et C :  $T_{Ci} = \frac{T}{5} \Delta i$

$$\text{avec } T = \frac{1}{2} 0,5 \times 16,5 \times 1,636 \text{ K} \times 3,5 = 23,63 \text{ K}$$

$$\text{d'où } T_{Ci} = 4,73 \text{ K} \Delta i$$

Poutre 1 :  $T_{C1} = 15,17 \text{ t}$

Poutre 2 :  $T_{C2} = 14,18 \text{ t}$

Poutre 3 :  $T_{C3} = 14,18 \text{ t}$

III - TROTTOIRS /

La charge à considérer par trottoir est :

$$q = 0,150 \times 1,5 = 0,225 \text{ t/ml}$$

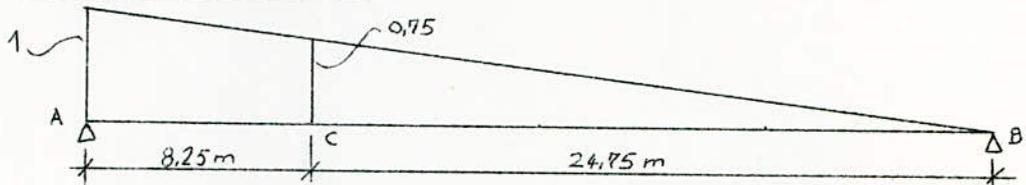
En considérant 1 trottoir puis 2 trottoirs surchargés, les cas les plus défavorables pour les différentes poutres sont :

Poutre N° 1 : 1 trottoir surchargé d'où  $\Delta_1 = 3,08$

Poutre N° 2 : 1 trottoir surchargé d'où  $\Delta_2 = 2,01$

Poutre N° 3 : 2 trottoirs surchargés d'où  $\Delta_3 = 1$

\* Section d'appui 0,000 L



Surcharges entre B et C :  $T_{A'i} = \frac{T}{5} \Delta_i$  avec  $T = \frac{1}{2} \times 0,75 \times 24,75 \times q$

Surcharges entre A et C :  $T_{A''i} = qib \left( \frac{1}{2} - \frac{b}{6L} \right) + qb \frac{\Delta_i}{5} \left( \frac{1}{2} - \frac{b}{3L} \right)$   
 $= 3,8 q_i + 0,69 q \Delta_i$

avec

Poutre 1 d'où :  $q_i = 0,225 \text{ t/ml}$  ;  $q = 0,225 \text{ t/ml}$

Poutre 2 d'où :  $q_i = 0$  ;  $q = 0,225 \text{ t/ml}$

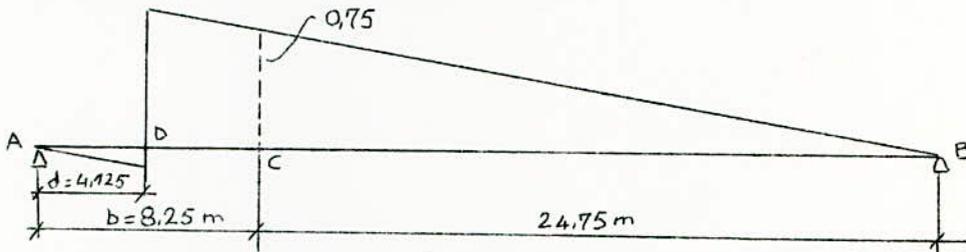
Poutre 3 d'où :  $q_i = 0$  ;  $q = 0,450 \text{ t/ml}$

d'où :  $T_A = T_{A'i} + T_{A''i}$

	$T = \frac{1}{2} L_i y_i q(t)$	$T_{A'i} (t)$	$T_{A''i} (t)$	$T_{A_i} (t)$
Poutre 1	2,085	1,283	1,333	2,616
Poutre 2	2,085	0,852	0,316	1,168
Poutre 3	4,17	0,835	0,311	1,146

...§...

\* Section intermédiaire : 0,125 L



Surcharges entre B et C d'où:  $T_{D'i} = \frac{T}{5} \Delta_i$

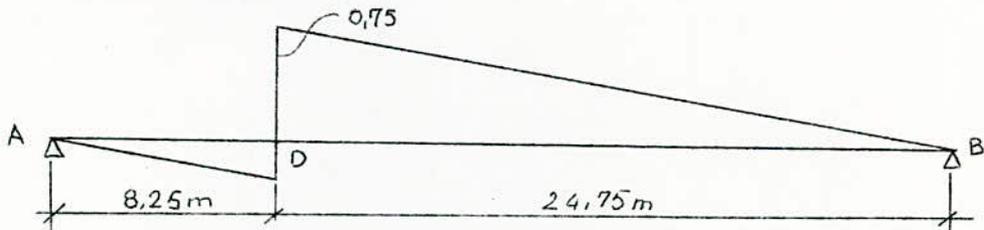
Surcharges entre C et D :

$$T_{D''i} = qi \left[ \left(\frac{x}{d}\right)^b - \frac{L+b}{Lb} \left(\frac{x^2}{2}\right)^b + \frac{1}{bL} \left(\frac{x^3}{3/d}\right)^b \right] + \frac{q}{b} \left[ \left(\frac{x^2}{2}\right)^b / d - \frac{1}{L} \left(\frac{x^3}{3/d}\right)^b \right] \frac{\Delta_i}{5}$$

$$T_{D''i} = 0,866 qi + 0,498 q \Delta_i$$

	$T_{D'i}$	$T_{D''i}$	$T_{Di}$
Poutre 1	1,283	0,540	1,823
Poutre 2	0,852	0,229	1,081
Poutre 3	0,835	0,224	1,059

\* Section 0,250 L :



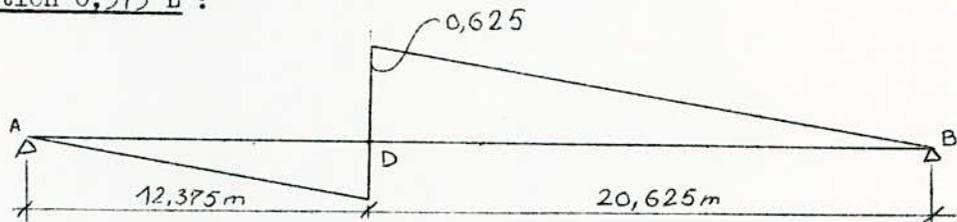
Surcharges Entre B et D d'où  $T_{Di} = T_{D'i} = \frac{T}{5} \Delta_i$  avec  $T = \frac{1}{2} 0,75 \times 24,75 \times q$

Il vient le tableau suivant :

...§...

	T	$T_{Di} = T_{D'i}$
Poutre 1	2,085	1,283
Poutre 2	2,085	0,852
Poutre 3	4,17	0,835

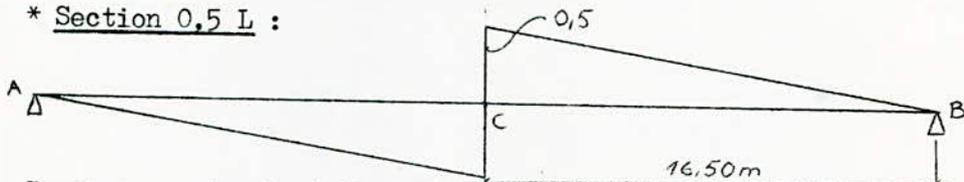
\* Section 0,375 L :



Surcharges entre F et D :  $T_{Di} = \frac{T}{5} \Delta i$  avec  $T = \frac{1}{2} 0,625 \times 20,625 \times q$

	T	$T_{Di}$
Poutre 1	1,45	0,893
Poutre 2	1,45	0,591
Poutre 3	2,9	0,58

\* Section 0,5 L :



Surcharge entre B et C :  $T_{Ci} = \frac{T}{5} \Delta i$  avec  $T = \frac{1}{2} 0,5 \times 16,5 \times q$

	T	$T_{Ci}$
Poutre 1	0,928	0,571
Poutre 2	0,928	0,379
Poutre 3	1,856	0,376

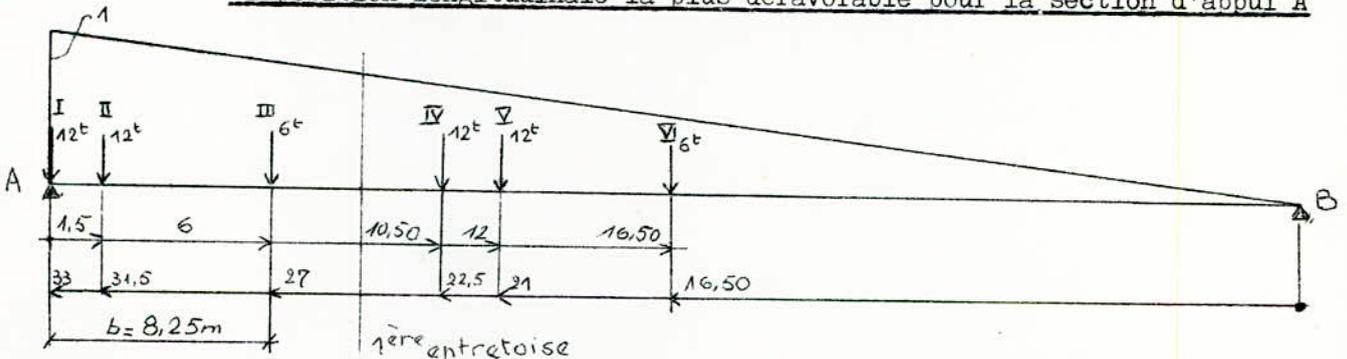
Tableau récapitulatif de l'Effort tranchant du à la surcharge de trottoirs dans les différentes sections des différentes poutres.

SECTIONS	0,000 L	0,125 L	0,250 L	0,375 L	0,5 L
Poutre 1	2,616	1,823	1,283	0,893	0,571
Poutre 2	1,164	1,081	0,852	0,591	0,379
Poutre 3	1,146	1,059	0,835	0,58	0,376

IV - SURCHARGES B<sub>C</sub> /

1 - Section d'appui A : 0,000 L

Disposition longitudinale la plus défavorable pour la section d'appui A



- Pour les surcharges appliquées entre B et la 1ère intermédiaire en partant de A:  $T_{A'} = \frac{T}{n} \Delta i$

- Pour les surcharges appliquées entre B et la 1ère entretoise :

$$T_{A''} = \underbrace{T_{ri} \left(1 - \frac{a}{b}\right)}_{T_a} + \underbrace{\frac{T}{n} \Delta i \frac{a}{b}}_{T_b}$$

Soit l'effort tranchant à l'appui A :  $T_A = T_{A'} + T_{A''}$

Calculs :

- Cas des essieux IV, V, VI :

Pour un convoi :  $T = 6 \cdot \frac{16,5}{33} + 12 \cdot \frac{21}{33} + 12 \times \frac{22,5}{33} = 18,818 \text{ t}$

Les coefficients d'excentricité ont été calculés précédemment

Poutre 1 :  $\Delta_1 = 1,527$  d'où :  $T_{A,1} = \frac{3 \times 18,818}{5} \times 1,527 = 11,3 \times 1,527 = 17,23 \text{ t}$

Poutre 2 :  $\Delta_2 = 1,264$  d'où :  $T_{A,2} = 11,3 \times 1,264 = 14,28 \text{ t}$

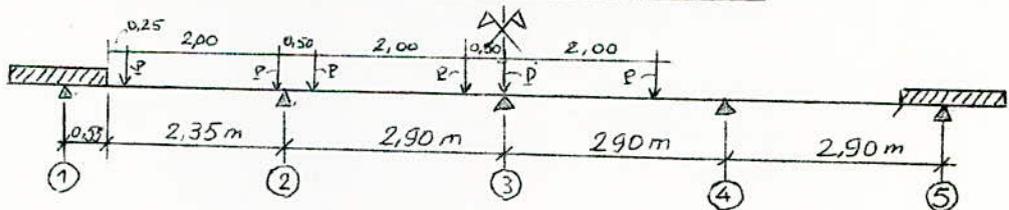
Poutre 3 :  $\Delta_3 = 1$  d'où :  $T_{A,3} = 11,3 \times 1 = 11,3 \text{ t}$

- Cas des essieux I, II, III :

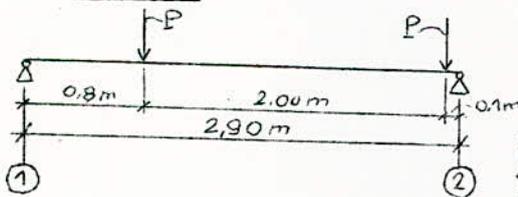
Calcul de Tri :

On se limitera aux surcharges appliquées entre les deux poutres principales qui encadrent celle dont nous étudions l'effort tranchant. On supposera pour cela que les dalles sont articulées sur les poutres.

\* Réactions maxima d'une rangée de roues de poids P :



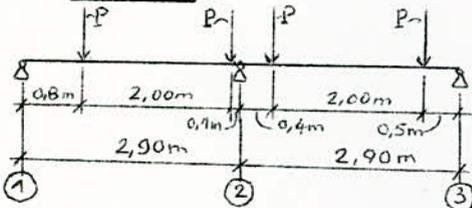
Poutre 1 :



$$R_1 = \frac{2,2 P}{2,9} = \underline{0,759 P}$$

$\left\{ \begin{array}{l} P = 6 \text{ t d'où } R_1 = 4,55 \text{ t} \\ P = 3 \text{ t d'où } R_1 = 2,275 \text{ t} \end{array} \right.$

Poutre 2 :

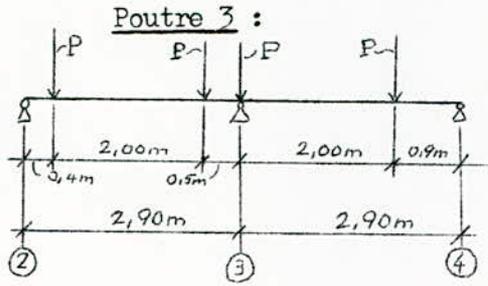


$$\sum M_1 = 0 \text{ d'où } R_{2w} = \frac{3,6 P}{2,9} = 1,24 P$$

$$\sum M_3 = 0 \text{ d'où } R_{2e} = \frac{3 P}{2,9} = 1,035 P$$

d'où  $R_2 = (1,24 + 1,035) P = \underline{2,275 P}$

$\left\{ \begin{array}{l} P = 6 \text{ t d'où } R_2 = 13,64 \text{ t} \\ P = 3 \text{ t d'où } R_2 = 6,82 \text{ t} \end{array} \right.$



$$\sum M_2 = 0 \text{ d'où } R_{3w} = \frac{2,8}{2,9} P = 0,965 P$$

$$\sum M_4 = 0 \text{ d'où } R_{3e} = \frac{0,9}{2,9} P = 0,31 P$$

$$R_0 = P \text{ (} R_0 \text{: réaction de l'appui 3)}$$

$$\text{d'où } R_3 = (0,965 + 0,31 + 1)P = \underline{2,275 P}$$

$$\begin{cases} P = 6 \text{ t d'où } R_3 = 13,64 \text{ t} \\ P = 3 \text{ t d'où } R_3 = 6,82 \text{ t} \end{cases}$$

Tableau de l'effort tranchant du aux essieux I, II, III :

	ESSIEUX	a (m)	a b	Tri (t)	Ta = Tri × Δi (t) (1-a/b)	Δi	T (t)	Tb = T Δi a/b (t)	Ta <sup>i</sup> = Ta + Tb pour les 3 essieux	
Poutre 1	I	0	0	4,55 × 1 = 4,55	4,55		12 × 3 × 1 = 36	0	13,804	
	II	1,5	0,182	4,55 × $\frac{31,5}{33}$ = 4,34	3,56	1,527	12 × 3 × $\frac{31,5}{33}$ = 34,36	1,91		13,804
	III	6	0,727	2,275 × $\frac{27}{33}$ = 1,863	0,509		6 × 3 × $\frac{27}{33}$ = 14,72	3,275		
Poutre 2	I	0	0	13,64 × 1 = 13,64	13,64		36	0	30,078	
	II	1,5	0,182	13,64 × $\frac{31,5}{33}$ = 13,02	10,63	1,264	34,36	1,58		30,078
	III	6	0,727	6,82 × $\frac{27}{33}$ = 5,575	1,522		14,72	2,706		
Poutre 3	I	0	0	13,64	13,64		36	0	29,183	
	II	1,5	0,182	13,02	10,63	1	34,36	1,25		29,183
	III	6	0,727	5,575	1,522		14,72	2,141		

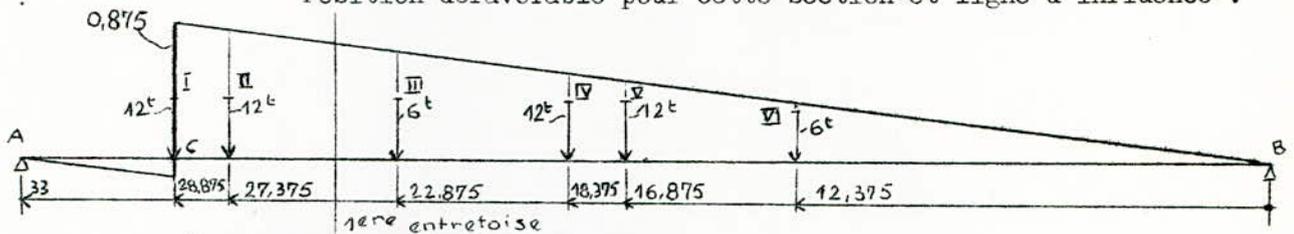
Soit finalement l'effort tranchant à la section d'appui A(0,000 L) du à la surcharge B<sub>C</sub>.

\* Section 0,000 L :

	$T_{A'i}$	$T_{A''i}$	$T_{Ai} = T_{A'i} + T_{A''i}$
Poutre 1	17,23	13,804	31,034
Poutre 2	14,28	30,078	44,358
Poutre 3	11,3	29,183	40,483

\* Section intermédiaire 0,125 L :

Position défavorable pour cette section et ligne d'influence :



- Cas des essieux III, IV, V, VI :

$$\text{Pour les 3 convois : } T = 3 \left( 6 \times \frac{22,875}{33} + 12 \times \frac{18,375}{33} + 12 \times \frac{16,875}{33} + 6 \times \frac{12,375}{33} \right) = 57,69 \text{ t}$$

Effort tranchant du aux essieux III, IV, V, VI :

	$\Delta i$	$T_{C'i} = \frac{T}{5} \Delta i$
Poutre 1	1,527	17,61
Poutre 2	1,264	14,58
Poutre 3	1	11,53

- Cas des essieux I et II :

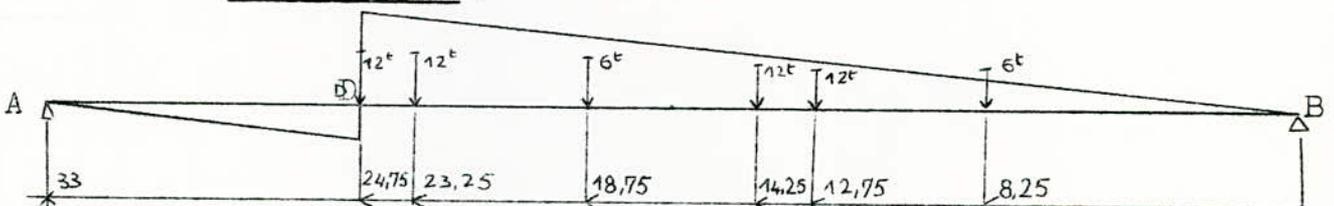
	ESSIEUX	a (t)	$\frac{a}{b}$	ordon- née L . J.	Tri (t)	$T_a = Tri \times$ $(1 - \frac{a}{b})$	$\Delta i$	T (t)	$T_b = \frac{T}{5}$ $\Delta i$ (t)	$T_{C''i} =$ $T_a + T_b$
Poutre 1	I	4,125	0,5	0,875	3,98	1,99	1,527	31,5	4,81	14,24
	II	5,625	0,6825	0,829	3,77	1,19		29,83	6,25	
Poutre 2	I	4,125	0,5	0,875	11,93	5,965	1,264	31,5	3,985	18,7
	II	5,625	0,6825	0,829	11,31	3,59		29,83	5,16	
Poutre 3	I	4,125	0,5	0,875	11,93	5,965	1	31,5	3,15	16,785
	II	5,625	0,6825	0,829	11,31	3,59		29,83	4,08	

En définitive, l'effort tranchant à la section 0,125 L dans les différentes poutres sera :

- Section 0,125 L :

	$T_{C'i}$	$T_{C''i}$	$T_{Ci} = T_{C'i} + T_{C''i}$
Poutre 1	17,61	14,24	31,85
Poutre 2	14,58	18,7	33,28
Poutre 3	11,53	16,785	28,315

\* Section 0,250 L :



Il n'y aura aucune surcharge avant la 1ère entretoise, nous aurons donc :

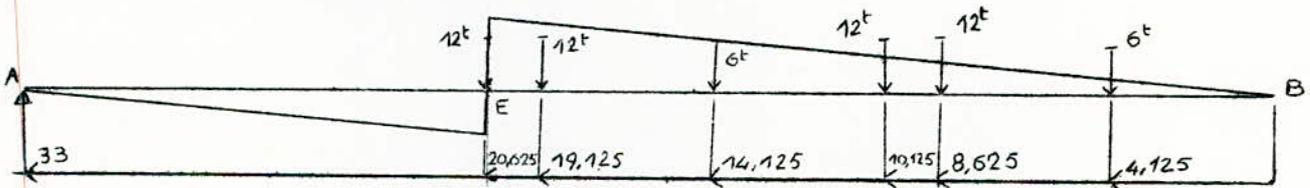
$$T_{Ai} = T_{Di} = \frac{T}{5} \Delta i$$

$$\text{avec } T = 3 \left[ 12 \times \frac{24,75}{33} + 12 \times \frac{23,25}{33} + 6 \times \frac{18,75}{33} + 12 \times \frac{14,25}{33} + 12 \times \frac{12,75}{33} + 6 \times \frac{8,25}{33} \right] \text{ d'où } T = 96,6 \text{ t}$$

\* Section 0,250 L :

	$\Delta i$	$T_{Di}$
Poutre 1	1,527	29,5
Poutre 2	1,264	24,41
Poutre 3	1	19,32

4 - Section 0,375 L :



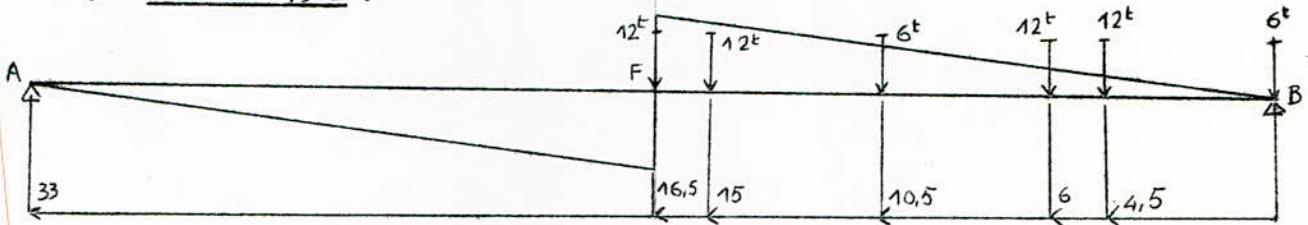
$$T_{Ai} = T_{Ei} = \frac{T}{5} \Delta i$$

$$\text{avec } T = 3 \left[ 12 \times \frac{20,625}{33} + 12 \times \frac{19,125}{33} + 6 \times \frac{14,625}{33} + 12 \times \frac{10,125}{33} + 12 \times \frac{8,625}{33} + 6 \times \frac{4,125}{33} \right] \text{ d'où } T = 74,5 \text{ t}$$

\* Section 0,375 L :

	$\Delta i$	$T_{Ei}$
Poutre 1	1,527	22,7
Poutre 2	1,264	18,82
Poutre 3	1	14,9

5 - Section 0,5 L :



$$T_{Ai} = T_{Fi} = \frac{T}{5} \Delta i$$

$$\text{avec } T = 3 \left[ 12 \times \frac{16,5}{33} + 12 \times \frac{15}{33} + 6 \times \frac{10,5}{33} + 12 \times \frac{6}{33} + 12 \times \frac{4,5}{33} + 6 \times 0 \right]$$

d'où  $T = 51,55 \text{ t}$

\* Section 0,5 L :

	$\Delta i$	$T_{Fi}$
Poutre 1	1,527	15,73
Poutre 2	1,264	13,02
Poutre 3	1	10,31

Effort tranchant du à la surcharge  $B_C$  dans les différentes sections des différentes poutres :

Sections	0,000 L	0,125 L	0,250 L	0,375 L	0,5 L
Poutre 1	31,034	31,85	29,5	22,7	15,73
Poutre 2	44,358	33,28	24,41	18,82	13,02
Poutre 3	40,483	28,315	19,32	14,9	10,31

TABLEAU RECAPITULATIF DE L'EFFORT TRANCHANT  
DANS LES DIFFERENTES SECTIONS DES DIFFERENTES POUTRES

$T_{total} = T_{char. perm.} + \text{Le plus défavorable } T \dots$   
 -surch. A.1,2  
 -surch. B<sub>c</sub>.1,2 + T<sub>surch. trottoir</sub>.1,2

	SECTIONS	0,000L	0,125L	0,250L	0,375L	0,500L
P O U T R E 1	Charges permanentes	56,677	43,091	28,466	15,366	2,211
	Surcharges A .1,2	51,1	46,6	37,7	27,55	18,2
	Surcharge trottoir .1,2	3,135	2,19	1,542	1,072	0,686
	Surcharge B <sub>c</sub> .1,2. S	40,5	41,549	38,252	29,352	20,353
	Effort tranchant total: T <sub>total</sub>	110,912	91,830	68,160	45,79	23,25
P O U T R E 2	Charges permanentes	56,901	42,565	27,140	13,24	-0,610
	Surcharges A .1,2	59,9	46,4	35,25	25,75	17,02
	Surcharge trottoir .1,2	1,402	1,298	1,021	0,71	0,455
	Surcharge B <sub>c</sub> .1,2. S	57,85	43,4	31,84	24,57	17
	Effort tranchant total: T <sub>total</sub>	118,203	90,263	63,411	39,70	16,865
P O U T R E 3	Charges permanentes	56,901	42,565	27,140	13,24	-0,610
	Surcharges A .1,2	59,9	46,4	35,25	25,75	17,02
	Surcharge trottoir .1,2	1,375	1,27	1,002	0,696	0,452
	Surcharge B <sub>c</sub> .1,2. S	52,75	36,95	25,21	19,45	13,46
	Effort tranchant total: T <sub>total</sub>	118,176	90,235	63,392	39,686	16,862

Remarque: Les efforts tranchants dans la section d'appui 0,000L sont les plus forts pour les poutres centrales N° 2,3 et 4. Dans les sections 0,125L, 0,250L, 0,375L et 0,500L, ils sont les plus forts pour les poutres de rive N° 1 et 5.

Les valeurs de l'effort tranchant qui ont été prises dans les calculs sont les suivantes:

SECTIONS	0,000L	0,125L	0,250L	0,375L	0,500L
T (tonnes)	118,203	91,83	68,16	45,79	23,25

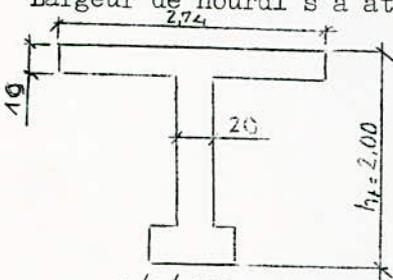
## FERRAILLAGE

Poutre de rive n° 1. ou n° 5.

SECTIONS	0,00L	0,125L	0,250L	0,375L	0,500L
M en tm	0,00	414,5	711,1	889	951.

### A. Résistance à la flexion.

Largeur de hourdis à attribuer à la nervure:



Pour le calcul des ponts à poutres sous chaussée, on considère le hourdis comme lié dans son ensemble aux poutres.

$$\text{Soit } b = \frac{13,70}{5} = 2,74\text{m.}$$

BA 68 P.31

A/1/ Détermination rapide du ferrailage M = 951 tm

$$A = \frac{M}{0,94h \bar{\sigma}_a}$$

(z = 0,94h pour section en T élargie).

On prend h = 200 - 10 = 190 cm et  $\bar{\sigma}_a = 2670 \text{ kg/cm}^2$

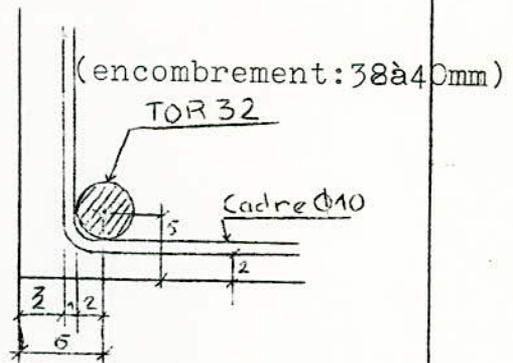
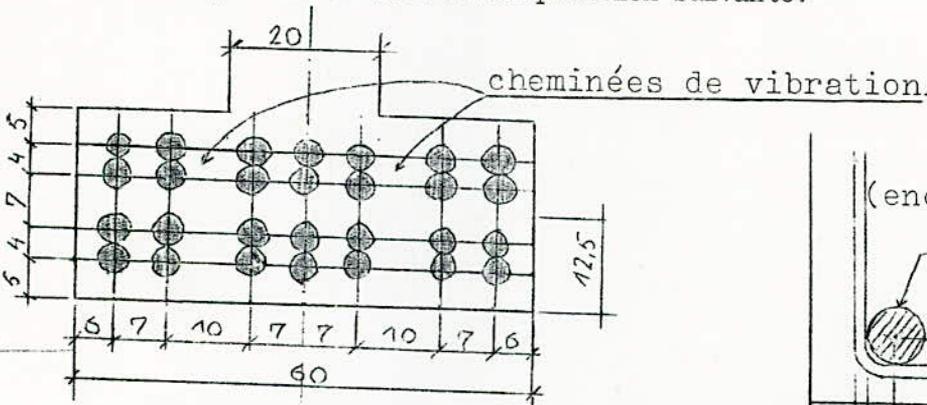
$$\text{soit : } A = \frac{951 \cdot 10^5}{0,94 \times 190 \times 2670} = 198\text{cm}^2 \text{ soit } \underline{26 \text{ TOR } 32} \text{ (209,04 cm}^2\text{)}$$

+ 2 pour les recouvrements.

Soit 28 TOR 32 disposés en 4 nappes de 7.

L'enrebage est pris conformément aux articles 29,13, 29,15; 29,16; et 43,1 du CCBA 68.

Par conséquent l'on aura la disposition suivante:



$$\text{Valeur exacte de } h = 200 - 12,5 = 187,5\text{cm.}$$

### Fissuration.

La valeur maximum de la contrainte de traction des armatures sera limitée à la plus grande des valeurs suivantes:

$$\sigma_1 = k \frac{b}{\phi} \frac{f}{1 + 10 \omega_f}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{b}{\phi}} k \bar{\sigma}_b$$

B.A.68  
p.89

$$\phi = 32 \text{ mm}$$

Avec:  $\eta = 1,6$  (barres TOR)

$$\bar{\sigma}_b = 7,5 \text{ kg/cm}^2$$

$k = 10^6$  (fissuration préjudiciable)

$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$  = pourcentage de fissuration.

$$\bar{\omega}_f = \frac{209}{60 \times 25} = 0,139$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= 10^6 \frac{1,6}{32} \frac{0,139}{1 + 1,39} = 2910 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 &= 2,4 \sqrt{\frac{16}{32}} 10^6 \times 7,5 = 1470 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} 2910 \text{ kg/cm}^2.$$

Or  $\bar{\sigma}_a$  est le minimum de  $\left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = 2670 \\ \text{et } 2910 \end{array} \right\} \bar{\sigma}_a = 2670 \text{ kg/cm}^2.$

Contrainte de compression dans le béton:

Il faut vérifier la plus restrictive des 2 conditions:

$$\sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{bo}$$

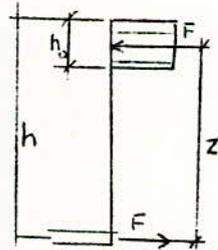
$$\sigma'_m \leq \bar{\sigma}'_{bo} \quad (\text{pour la justification de } \epsilon)$$

La force de compression est presque entièrement encaissée par la table supérieure (section en T élargie). On suppose une compression uniforme dans la table.

$$F = \frac{M}{z} \text{ avec } z = h - \frac{h_0}{2} = 187,5 - \frac{19}{2} = 178 \text{ cm.}$$

$$F = \frac{951}{1,78} = 534 \text{ t.} \Rightarrow \sigma'_b = \frac{534 \cdot 10^3}{274 \times 19} = 102,5 \text{ kg/cm}^2$$

Or il faut vérifier  $\left\{ \begin{array}{l} \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{bo} = 180 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié} \\ \sigma'_m \leq \bar{\sigma}'_{bo} = 90 \text{ kg/cm}^2 \text{ non vérifié.} \end{array} \right.$

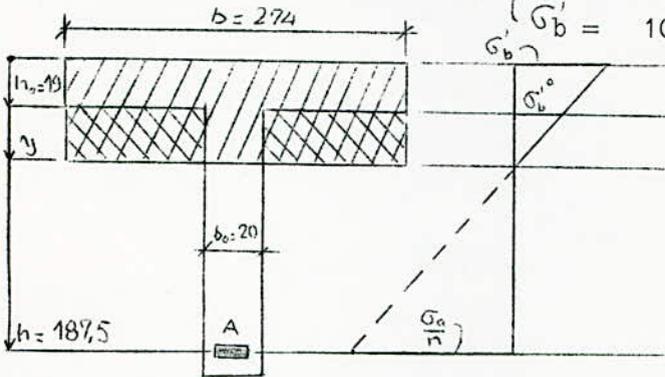


Une détermination précise de la section s'impose.

A.2. Détermination précise de la section.

Elle se fait par approximations successives. On part de la contrainte par défaut du béton égale à  $102,5 \text{ kg/cm}^2$  et on s'arrête à la 2<sup>ème</sup> approximation:

1<sup>ère</sup> approximation: avec  $\begin{cases} \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 2670 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 102,5 \text{ kg/cm}^2. \end{cases}$



Détermination de l'axe neutre  
 $y = \alpha h$  avec  $\alpha = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a}$

Soit  $\alpha = \frac{15 \times 102,5}{15 \times 102,5 + 2670} = 0,365$

$y = 0,365 \times 187,5 = 68,5 \text{ cm} > h_o$

- /// Section 1
- ▨ Section 2

La section doit être donc calculée comme une section en T<sup>e</sup> par différence de 2 sections rectangulaires 1 et 2.

Pour 2 :  $\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_b \cdot \frac{y - h_o}{y} = 102,5 \times \frac{68,5 - 19}{68,5} = 74,1 \text{ kg/cm}^2$

	Forces	Bras de levier	Moment
1	$\frac{1}{2} 274 \times 68,5 \times 102,5 = 962,5 \text{ t.}$	$187,5 - \frac{68,5}{3} = 164,67 \text{ cm}$	$962,5 \times 164,67 = 1583 \text{ tm}$
2	$\frac{1}{2} 254 \times (68,5 - 19) \times 74,1 = 466 \text{ t.}$	$187,5 - 19 - \frac{68,5 - 19}{3} = 152 \text{ cm}$	$466 \times 1,52 = 708 \text{ tm}$
Ensemble	$962,5 - 466 = 496 \text{ t.}$		$1583 - 708 = 875 \text{ tm.}$

\*2<sup>ème</sup> approximation. Avec  $\begin{cases} \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 2670 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 102,5 \times \frac{951}{875} = 111,5 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$

Il vient  $y = 187,5 \cdot \frac{15 \times 111,5}{15 \times 111,5 + 2670} = 72,4 \text{ cm.}$

$\bar{\sigma}'_b = 111,5 \cdot \frac{72,4 - 19}{72,4} = 82,3 \text{ kg/cm}^2$

	Forces	Bras de levier	Moment
1	$\frac{1}{2} 274 \times 72,4 \times 111,5 = 1105,5 \text{ t}$	$187,5 - \frac{72,4}{3} = 163,37 \text{ cm}$	$1105,5 \times 1,6337 = 1807,5 \text{ tm}$
2	$\frac{1}{2} 254 (72,4 - 19) 82,3 = 557,5 \text{ t}$	$187,5 - 19 - \frac{72,4 - 19}{3} = 150,7 \text{ cm}$	$557,5 \times 1,507 = 840 \text{ tm.}$
Ensemble	$1105,5 - 557,5 = 547,5 \text{ t}$		$1807,5 - 840 = 967,5 \text{ tm}$

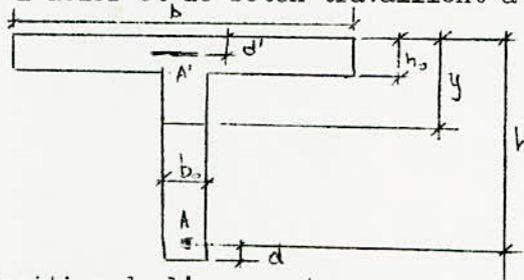
La valeur du moment résistant obtenue 967,5 tm est voisine du moment sollicitant 951 tm. On s'arrête à cette 2<sup>e</sup> approximation par excès. On en déduit :

- Bras de levier  $z = \frac{M}{F} = \frac{967,5}{547,5} = 176,5 \text{ cm.} (= 0,94h)$
- Section d'armatures  $A = \frac{M}{z \sigma_a} = \frac{951 \cdot 10^5}{176,5 \times 2670} = 201,5 \text{ cm}^2$
- Contrainte de compression moyenne dans le béton:

$$\sigma'_m = \frac{547,5 \cdot 10^3}{274 \times 19 + 20(72,4 - 19)} = \frac{547,5 \cdot 10^3}{6274} = 87,25 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{bo}$$

### A.3. Calcul de justification de la section.

Le coffrage et le ferrailage de la poutre étant déterminés, il faut s'assurer que l'acier et le béton travaillent à des contraintes admissibles.



#### A.31. Position de l'axe neutre.

Obtenue par résolution de l'équation des moments statiques.

$$\frac{1}{2} b_0 y^2 + (b - b_0) h_0 \left( y - \frac{h_0}{2} \right) + nA' (y - d') = nA (h - y)$$

La valeur  $y$  recherchée est la racine positive de cette équation

$$\frac{1}{2} 20 y^2 + (274 - 20) 19 \left( y - \frac{19}{2} \right) = 15 \times 209,04 (187,5 - y)$$

$$10y^2 + 7961,6 y - 633772 = 0 \quad \underline{y = 73,03 \text{ cm}} > h_0$$

A.32. Moment d'inertie de la section homogène réduite par rapport à l'axe neutre.

$$I = \int_B y^2 dB + n \int_A y^2 dA$$

$$\text{Soit } I = \frac{1}{3} b y^3 - \frac{1}{3} (b - b_0) (y - h_0)^3 + nA'(y - d)^2 + nA (h - y)^2$$

Dans notre cas :

$$I = \frac{1}{3} 274 \times 73,03^3 - \frac{1}{3} (274 - 20) (73,03 - 19)^3 + 15 \times 209,04 (187,5 - 73,03)^2$$

$$I = 10^3(35500 - 13300 + 41100) = 63 \cdot 3 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

A.33. Bras de levier.

$$z = \frac{I}{\gamma} \quad \left\{ \begin{array}{l} I = 633 \cdot 10^5 \\ \gamma = \text{Moment statique par rapport à l'axe neutre.} \end{array} \right.$$

$$\gamma = nA(h-y) = 15 \times 209,04 (187,5 - 73,03) = 358957,5 \text{ cm}^3$$

$$\text{D'où } z = \frac{633 \cdot 10^5}{3,589575 \cdot 10^5} = 176 \text{ cm} \quad \underline{z = 176 \text{ cm}}$$

A.34. Contraintes. (M = 951 tm)

$$* \text{ Béton : } \sigma'_b = \frac{M}{I} y = \frac{951 \cdot 10^5}{633 \cdot 10^5} \times 73,03 = 110 \text{ kg/cm}^2 < 180 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 110 \times \frac{73,03 - 19}{73,03} = 81,5 \text{ kg/cm}^2$$

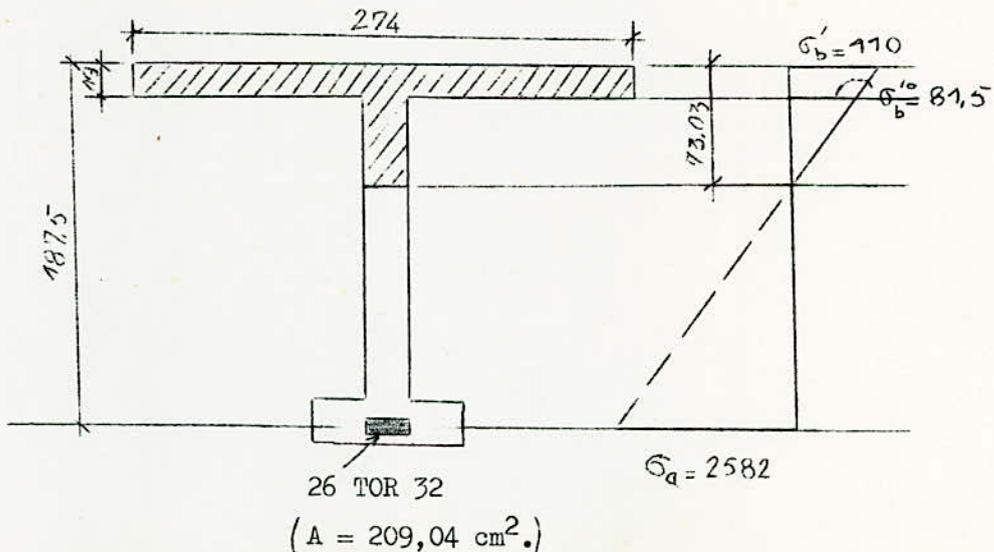
\* Acier:

$$\sigma_a = n \frac{M}{I} (h-y) = 15 \times \frac{951 \cdot 10^5}{633 \cdot 10^5} (187,5 - 73,03) = 2582 \text{ kg/cm}^2 < 2670 \text{ kg/cm}^2.$$

\* Contrainte moyenne dans le béton :

$$\sigma'_m = \frac{F}{b h_0 + b_0 (y - h_0)} \quad \text{avec } F = \frac{M}{z}$$

$$\sigma'_m = \frac{951 \cdot 10^5}{176 [274 \times 19 + 20(73,03 - 19)]} = \frac{951 \cdot 10^5}{176 \times 6286} = 86 \text{ kg/cm}^2 < 90 \text{ kg/cm}^2$$



A.35. Epure d'arrêt des barres.

Compte tenu de la prépondérance de la surcharge A, l'enveloppe des moments à une forme parabolique.

Les moments résistants des barres sont comparés à l'enveloppe des moments fléchissants (voir figure 25).

Tableau des moments résistants des barres

	Section	h	Z	$M_r^a$ (tm)
1 nappe	56,28	195	185	278,3
2 nappes	112,56	193	183	551
3 nappes	168,84	190	180,5	812,5
4 nappes	225,12	187,5	177,8	1068

A.36. Longueur de scellement droit.

Pour déterminer l'épure d'arrêt des barres, il faut calculer la longueur de scellement droit pour les barres.

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d}$$

$$\phi = 32\text{mm}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2670 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_d = 1,25 \times 1,5^2 \times 7,5 = 21 \text{ kg/cm}^2$$

BA.68.p51

avec  $\bar{\tau}_d = 1,25 \Psi_d^2 \bar{\sigma}_b$  .....

BA.68.p.46

Donc :  $l_d = \frac{32}{4} \frac{2670}{21} = 102\text{cm}$  (on prend 110 cm).

Cette sécurité est nécessaire pour 2 raisons:

- L'épure d'arrêt des barres tient compte dans la résistance des barres particulièrement ancrées.

- Contre les défauts de mise en place sur chantier.

A.37. Jonction des barres par chainage.

La longueur commerciale est 14m.

Cette longueur étant inférieure à la longueur de la poutre, on réalise une jonction des barres par chainage grâce aux 2 barres prévues en supplément qui ne sont autres que des barres couvre-joints continues. Elles ne se distinguent pas dans ces conditions des autres barres.

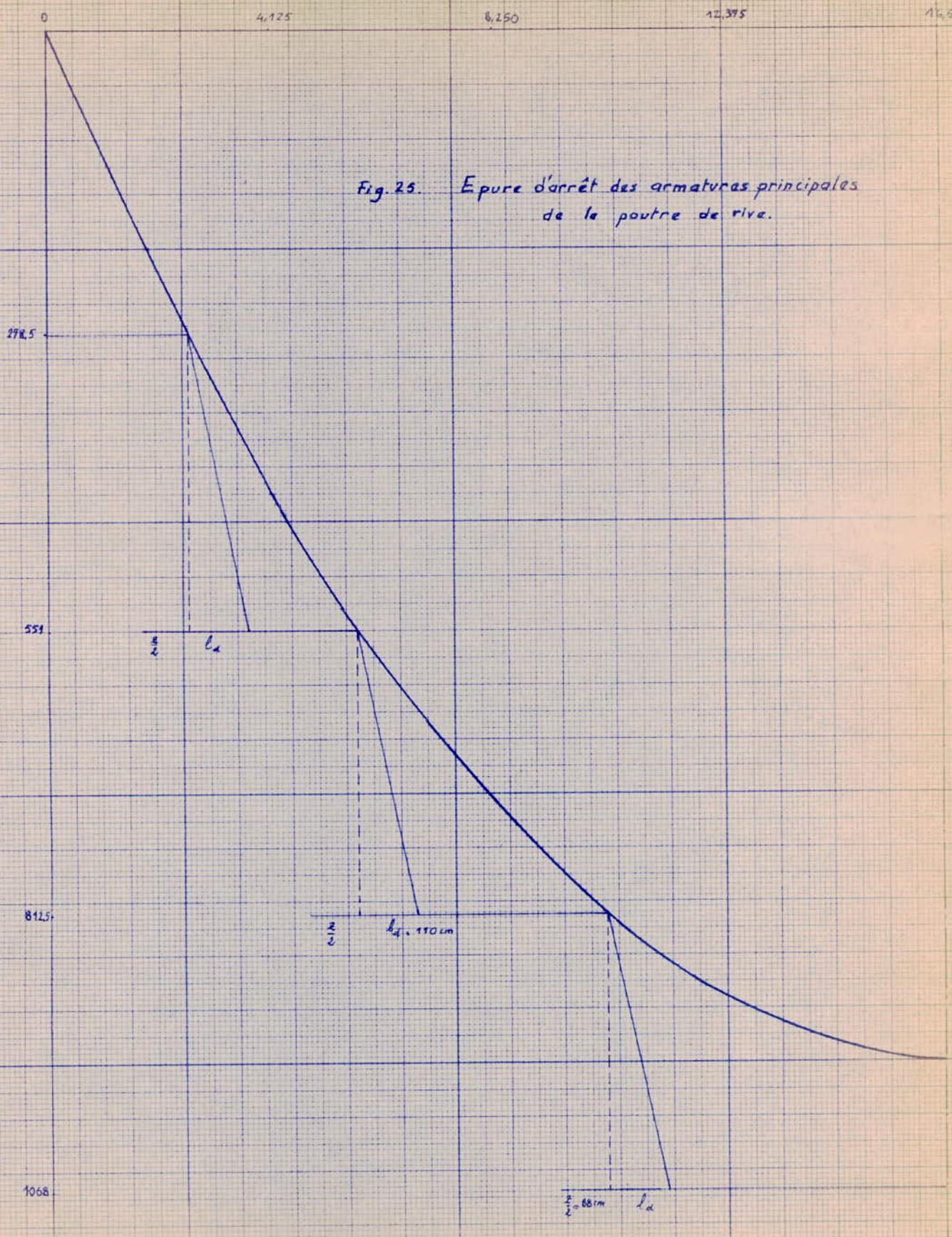
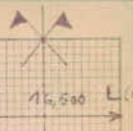


Fig. 25. Epure d'arrêt des armatures principales de la poutre de rive.

ordonnées : 1cm = 50cm  
 Echelles :  
 abscisses : 1cm = 1,00m

↓ M (cm)

5

10

15

20

A.38. Ancrage par courbure des armatures.

A.381. Condition de non écrasement du béton ..... BA.68.P.52.

$$r \geq 0,10 \phi \frac{\sigma_a}{\sigma_{bo}} \left( 1 + \frac{\phi}{d} \right) \psi$$

$$\phi = 3,2 \text{ cm}$$

$\sigma_a$  = contrainte de la barre à l'origine de la courbe. On prend  $\sigma_a = 2582 \text{ kg/cm}^2$ .

$$\sigma_{bo} = 90 \text{ kg/cm}^2$$

$d$  = distance du centre du crochet à la paroi la plus proche = 6cm.

$\psi = 1$  (une seule nappe ancrée).

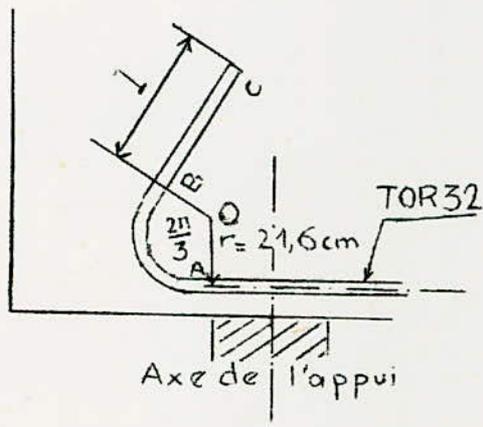
$$r \geq 0,10 \times 3,2 \frac{2582}{90} \left( 1 + \frac{3,2}{5} \right) \times 1 = 14,5 \text{ cm.}$$

Le cintrage des TOR 32 de la nappe inférieure a été réalisé grâce à un mandrin de 40cm de diamètre. De ce fait nous aurons :

$$r = 20 + 1,6 = 21,6 \text{ cm}$$

La condition ci-dessus est donc bien vérifiée.

A.382. Ancrage par combure..... BA.68.P.13



La figure ci-contre montre les dispositions géométriques à l'about. Il s'agit de calculer la longueur  $l$  qui procure un ancrage total en A: soit :

$$F_A = \frac{\pi \phi^2}{4} \sigma_a \quad (1)$$

Or:

$$F_B = \chi_x F_A - \chi' \pi \phi r \bar{\sigma}_d \quad (2)$$

$$F_B = \pi \phi l \bar{\sigma}_d \quad (3)$$

Remplaçons  $F_A$  et  $F_B$  par leurs expressions dans (2):

$$\pi \phi l \bar{\sigma}_d = \chi \frac{\pi \phi^2}{4} \sigma_a - \chi' \pi \phi r \bar{\sigma}_d$$

$$l = \chi \frac{\phi \sigma_a}{4 \bar{\sigma}_d} - \chi' r \Rightarrow l = \chi l_d - \chi' r$$

$$l_d = 102 \text{ cm}$$

$$r = 21,6 \text{ cm}$$

$$\theta = \frac{2}{3} \rightarrow \begin{cases} \chi = 0,43 \\ \chi' = 1,42 \end{cases}$$

$$l = 0,43 \times 102 - 1,42 \times 21,6 = 43,8 - 30,4 = 13,4 \text{ cm}$$

on prend  $l = 20 \text{ cm}$ .

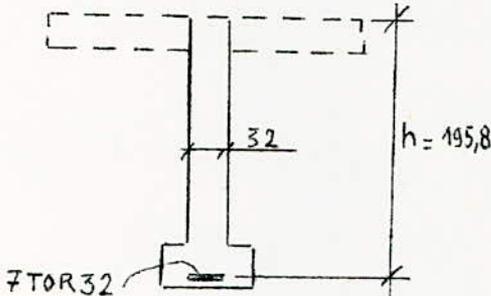
**B. RESISTANCE A L'EFFORT TRANCHANT.**  $T_{max} = 118,2t.$

\* Largeur de l'âme à l'about : 32cm

\* Largeur du hourdis à prendre en compte de part et d'autre de l'âme :

La règle des 2/3 de la distance au point de moment nul donne une largeur nulle à l'about. ....

BA68.  
p.31



Pour le calcul des contraintes qui dépendent de l'effort tranchant, le bras de levier Z peut être pris égal au 7/8 de la hauteur utile car la section d'about travaille en section rectangulaire :

Soit  $Z = \frac{7}{8} 195,8 = 171,2cm.$

**B.1. Stabilité de l'âme:**

**B.1.1. Contrainte de cisaillement du béton.**

$$\tau = \frac{s}{b} = \frac{T x}{Ib}$$

au niveau de l'axe neutre :  $\tau_{max} = \frac{T}{b_0 Z} \leq \bar{\tau}_b$

La contrainte de compression maximale  $\sigma'_b$  est nulle ( $M = 0$  à l'about)

Soit  $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b0}$  donc  $\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \times 7,5 = 26,4 \text{ kg/cm}^2$

Or :  $\tau_{max} = \frac{118,2 \cdot 10^3}{32 \times 171,2} = 21,55 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 26,4 \text{ kg/cm}^2$

**B.1.2. Calcul des étriers.**

Les étriers doivent suspendre les deux parties de la partie qui se sépare selon une fissure à 45°; l'effort tranchant T. Pour être efficaces, ils doivent être bien ancrés dans les deux membrures : on ne prend en compte, comme hauteur efficace que le bras de levier Z. Dans le cas d'étriers droits d'espacement t, que nous utiliserons, leur pourcentage doit être :

$$\bar{\omega}_t \geq \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_{at}} \quad \text{avec} \quad \bar{\omega}_t = \frac{A_t}{b_0 t} \quad \text{et} \quad \tau_b = \frac{T}{b_0 Z}$$

Soit  $\frac{Z}{t} A_t \bar{\sigma}_{at} \geq T$

avec  $\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \sigma_{en}$

$$\rho_a = 1 - \frac{\sigma_b}{9 \sigma_s} = 1 - \frac{21,55}{9 \times 7,5} = 0,68 > 2/3.$$

mais comme il est fort probable qu'il y ait reprise de bétonnage, nous prendrons  $\rho_a = 2/3$ .

B.68.P.85.

Soit  $\left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ Z = 171,2 \text{ cm} \\ A_t = 1 \text{ cadre} + \text{étrier TOR 10 soit } A_t = 4 \times 0,79 = 3,16 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

Donc  $t \leq \frac{A_t \overline{\sigma}_{at} Z}{T} = \frac{3,16 \times 2800 \times 171,2}{118,2 \cdot 10^3} = 12,9 \text{ cm} \Rightarrow \underline{t = 13 \text{ cm}}$

Espacement maximum admissible.

$$\bar{t} = h \left( 1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\sigma_s} \right) = 195,8 \left( 1 - 0,3 \frac{21,55}{7,5} \right)$$

BA.68.P.37

$$\bar{t} = 26,8 \text{ cm} > 13 \text{ cm}.$$

B.13. Epure de répartition des étriers.

La condition d'écartement des étriers se met sous la forme:

$\frac{Z}{T} \geq \frac{t}{A_t \sigma_{at}}$ , On réalise graphiquement cette inéquation (fig.26.) On emploie 1 cadre + 1 étrier sur le 1/16ème de la portée. Au delà, la largeur de l'âme n'est plus suffisante pour l'enrôbage, on utilise alors 1 TOR 12 (étrier :  $A_t = 2 \times 1,13 = 2,26 \text{ cm}^2$ )

Valeurs de  $Z/T$ .

	0,00L	0,125L	0,25L	0,375L	0,50L
T(t)	118,2t	99,83	68,16	45,79	23,25
Z(cm)	171,2	181,4	178,5	177,3	176,3
Z/T	1,45	1,99	2,62	3,88	7,60

Valeurs de  $\frac{t}{A_t \overline{\sigma}_{at}}$  pour un cadre et un étrier TOR 10 ( $A_t = 3,16 \text{ cm}^2$ )

t ( cm )	13	16	20	24
$\frac{t}{A_t \overline{\sigma}_{at}}$	1,47	1,81	2,26	2,72

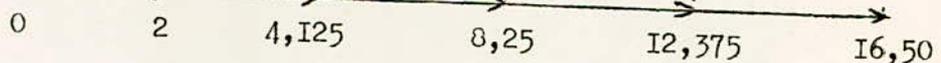
Valeurs de  $\frac{t}{A_t \overline{\sigma}_{at}}$  pour un étrier TOR 12 ( $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$ )

t ( cm )	13	16	20	24	30	40
$\frac{t}{A_t \overline{\sigma}_{at}}$	2,06	2,53	3,16	3,79	4,74	6,32

Le graphe donne une répartition autre que celle employée en pratique. Celle-ci consiste à calculer l'écartement des étriers au droit de quelques sections par :  $\frac{A_t \overline{\sigma}_{at} Z}{T}$  et conserver cet écartement constant entre les sections considérées . Cette méthode est valable uniquement pour les cas où la poutre supporte des charges concentrées comme dans notre cas.

D'où le tableau final employé pour la répartition des étriers :

sections	0,000L		0,125L	0,250L	0,375L	0,500L
T (t)	118,203		91,83	68,16	45,79	23,25
$\frac{A_t \overline{\sigma}_{at} Z}{T}$	$A_t = 3,16$	$A_t = 2,26$				
	13 cm	9 cm	12,5 cm	16,5 cm	24 cm	48 cm



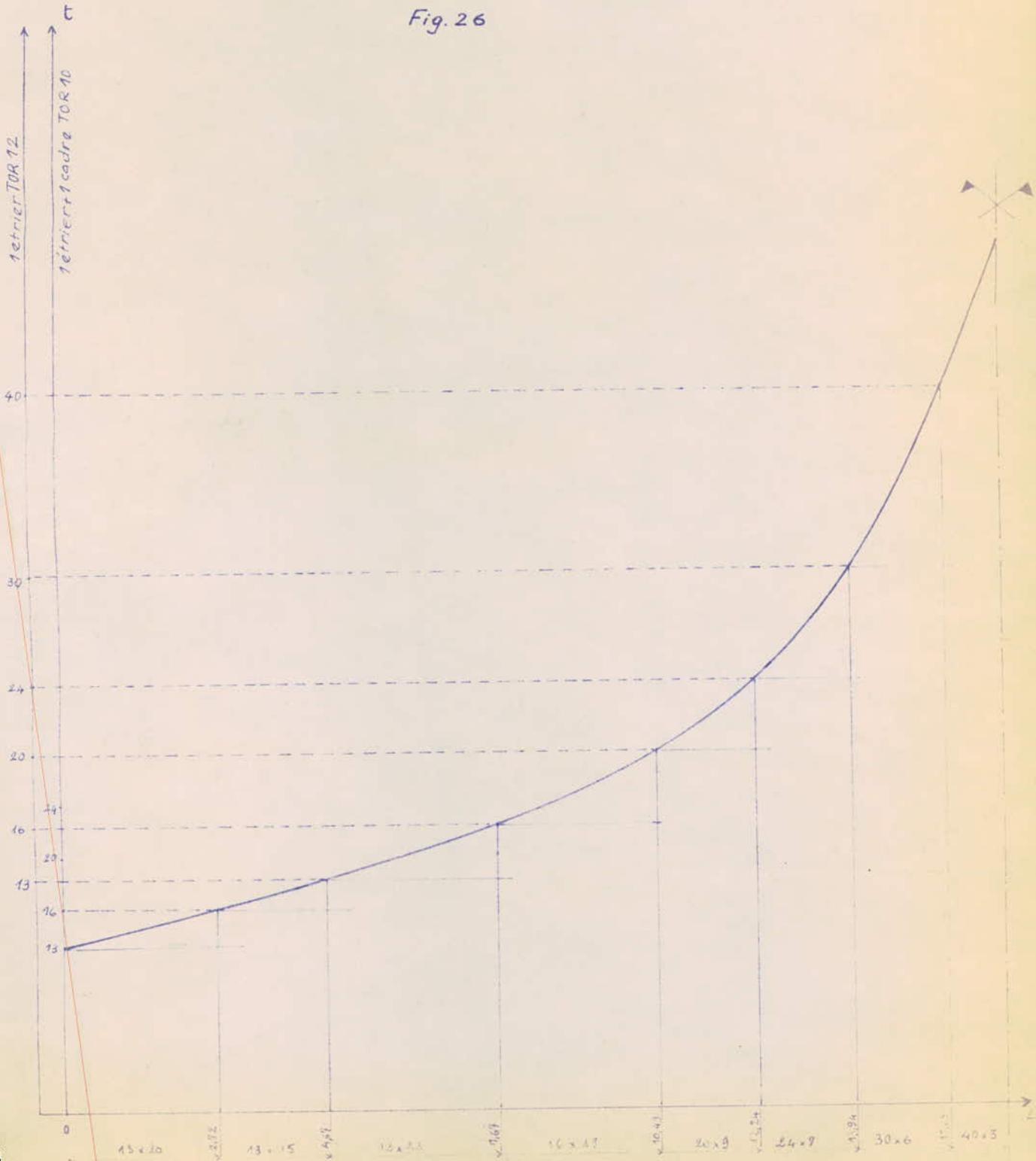
- ordonnées:

Echelle:

- abscisses: 1cm = 1,00m

### Epure de répartition des étriers

Fig. 26



N.B. Si l'on avait utilisé cette répartition, on aurait placé (1 étrier + cadre) TOR 10 jusqu'à 3.6m et (1 étrier + cadre) TOR 12 de 3.6m à 4.0m.

B.2. Cadres du talon - coutures d'attache:

B.2.1. Cadres du talon:

Les armatures d'âme assurent la couture de la membrure tendue à l'âme pour la totalité de l'effort tangent agissant sur la section . Soit  $T/z$  .

Mais elles n'attachent que les aciers qu'elles embrassent . Les autres, qui sont à l'exterieur des armatures d'âme, doivent être attachées au groupe des premiers par cadres. (BA 68 page 39)

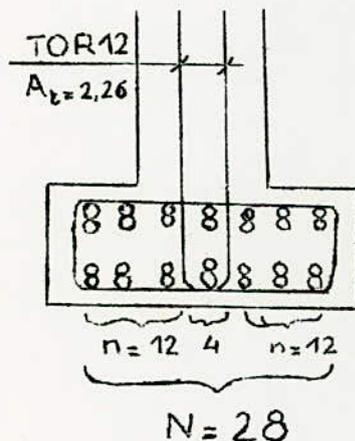
Soit  $A_s$  = somme des aires d'acier placées dans une saillie du talon en dehors des armatures d'âme .

L'effort tangent est :

$$s = \frac{T}{z} \left( \frac{A_s}{A} \right)$$

Les armatures du talon, d'aire  $A_c$  seront placées au même écartement que les armatures d'âme  $A_t$  , il vient :

$$A_c = A_t \frac{n}{N} \implies$$



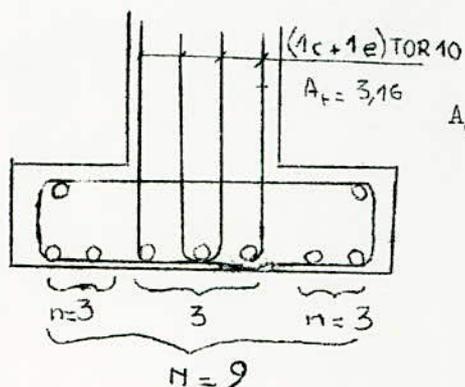
$n$  = nombre de barres non-embrassées par les armatures d'âme et disposées dans une saillie du talon.

$N$  = nombre total de barres du talon.

Section médiane:

$$n = 12 \quad N = 28 \quad A_t = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 2,26 \times \frac{12}{28} = 0,97 \text{ cm}^2$$



\* Sur appui.

$$n = 3 \quad N = 9 \quad A_t = 3,16 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 3,16 \times \frac{3}{9} = 1,052 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1 \text{ cadre TOR10 (A = 1,57 cm}^2)$$

Si on emploie de l'Adx :

$$A_c = 1,052 \times \frac{2800}{1600} = 1,85 \text{ cm}^2$$

$$1 \text{ cadre } \phi 12 = 2,30 \text{ cm}^2$$

$$1 \text{ cadre} + 1 \text{ épingle } \phi 10 = 2,34 \text{ cm}^2$$

On disposera alors partout 1 cadre TOR 10 au même écartement que les armatures d'âme.

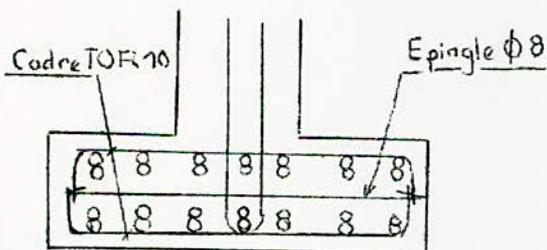
B.22. Coutures d'attache.

BA.68.P.49.

On doit avoir :

$$t \leq \frac{A_t}{A} \frac{\sigma_{at}}{\sigma_a} l_d = \frac{1,57}{8,04} \frac{2800}{2670} 110 = 22,6 \text{ cm.}$$

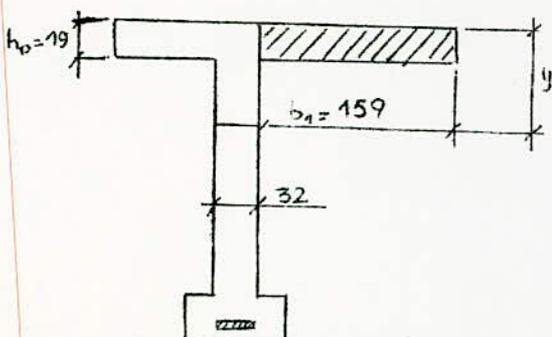
La condition de couture des scellements est donc prépondérante dans la zone centrale de la poutre. Dans cette zone on adoptera un écartement uniforme de 20cm pour les cadres du talon.



Ces cadres sont constitués de 2 demi-cadres dont les jonctions par recouvrement font des cadres complets (commodité de chantier pour la mise en place des armatures de traction.) On ajoute des épingles  $\phi 8$  pour que ces jonctions ne fassent pas sauter leur recouvrement. Cette réalisation est plus à réaliser sur chantier que les cadres.

B.3. Jonction hourdis - nervure.

B.31. Contrainte de cisaillement.



La poutre de rive a un hourdis de 2/4cm de large mais qui présente d'un côté une largeur plus importante  $b_1 = 159\text{cm}$ .

La contrainte tangente à la jonction hourdi-nervure est :

$$\tau_b = \frac{Tb_1 (2y - h_0)}{2I}$$

\* Calcul de y :

$$\frac{1}{2} b_0 y^2 + (b - b_0) h_0 \left( y - \frac{h_0}{2} \right) = nA (h - y)$$

$$\frac{1}{2} 32 y^2 + (274 - 32) 19 (y - 9,5) = 15 \times 56,28 (195 - y)$$

$$16y^2 + 4598y - 43681 = 164619 - 844,2y$$

$$16 y^2 + 5442,2y - 208300 = 0 \Rightarrow y = 35 \text{ cm.}$$

\* Calcul de I :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 - \frac{1}{3} (b - b_0) (y - h_0)^3 + n A (h - y)^2$$

$$I = \frac{1}{3} 274 \times 35^3 - \frac{1}{3} 242 \times 16^3 + 15 \times 56,28 \times 160^2 = 0,245 \cdot 10^8 \text{ cm}^4.$$

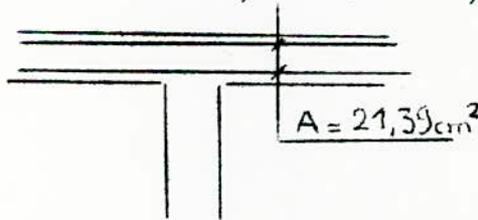
\* Calcul de  $\sigma_b$

$$\sigma_b = \frac{118,2 \cdot 10^3 \times 159 (2 \times 35 - 19)}{2 \times 0,245 \cdot 10^8} = 19,55 \text{ kg/cm}^2 < 4 \bar{\sigma}_b = 30 \text{ kg/cm}^2.$$

#### B.32. Aciers de coutures.

Les armatures propres du hourdis peuvent être considérées comme armatures de coutures, cependant il faut vérifier que leur contrainte sous l'effet de l'effort tangent ne dépasse pas  $2/3 \sigma_{en}$ . Les armatures du hourdis sont :

$$A = 13,32 + 8,07 = 21,39 \text{ cm}^2.$$



$$\sigma_a = \frac{S}{A} = \frac{T b_1}{Z b A} = \frac{1182 \cdot 10^3 \times 159}{171,2 \times 274 \times 21,39}$$

$$\sigma_a = 1875 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

#### B.4. Adhérence à l'entraînement des armatures de traction.

$$\sigma_d = \frac{T}{Z_p} \text{ avec } \begin{array}{l} T = 118,2 \text{ t.} \\ p = \text{périmètre total adhérent (7HA32 isolés)} \\ Z = \text{bras de levier} \approx \frac{7}{8} \times h = \frac{7}{8} 195,8 = 171,2 \text{ cm} \end{array}$$

BA.68.P.43.

$$\text{Soit } \sigma_d = \frac{118,2 \cdot 10^3}{7 \times 3,2 \times 171,2} = 9,8 \text{ kg/cm}^2 < 3 \bar{\sigma}_b = 22,5 \text{ kg/cm}^2$$

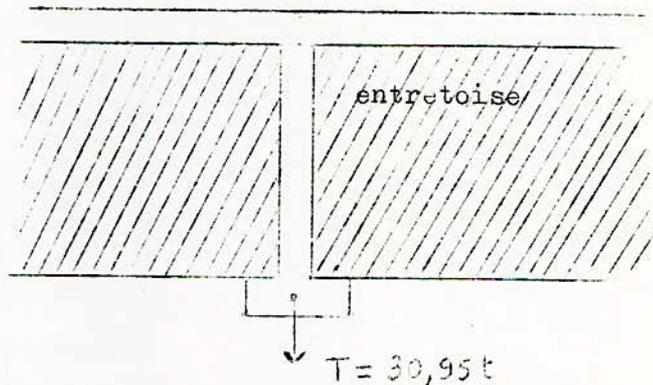
BA.68.P.44.

B-5) Étriers - Suspentes

L'entretoise exerce sur le talon un effort concentré assez important:

$$T = 30,95 \text{ tonnes.}$$

Il faudrait prévoir des étriers -suspentes qui permettraient de transférer l'effort exercé sur le talon vers la partie comprimée de la poutre .



$$\bar{\sigma}_{at} = -\frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = -\frac{2}{3} \times 4200 = 2.800 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = \frac{T}{\bar{\sigma}_{at}} = \frac{30,95 \cdot 10^3}{2800} = 11,07 \text{ cm}^2 \text{ soit 5cours .}$$

d'étriers TOR I2 ( 11,3cm<sup>2</sup> )

NOTA: Les étriers-suspentes ne se cumulent pas aux étriers ordinaires de l'effort tranchant.

C. JUSTIFICATIONS D'ABOUT.

C.1. Equilibre à l'about

C.11. Traction des armatures inférieures.

Les armatures inférieures doivent normalement résister à l'effort BA.68.P.64

$\frac{M}{Z} + T$  mais comme nous avons une poutre sur appuis simples le moment à l'about est nul; par conséquent les 7 TOR 32 situés à la partie inférieure de la poutre doivent être ancrés et doivent résister à un effort égal à l'effort tranchant  $T = 118,2t$ .

On vérifie que  $\sigma_a = \frac{T}{A} = \frac{118200}{7 \times 8,04} = 2100 \text{ kg/cm}^2 < 2670 \text{ kg/cm}^2$

C.12. Compression de la bielle d'about.

Il faudrait vérifier si l'appui de néoprène sera capable de diffuser convenablement l'effort tranchant transmis par les biellets inclinés à 45°. Les dimensions de cet appui sont 17 x 60 (vendus dans le commerce). Ces biellets sont soumises à une contrainte de compression  $\sigma'_b$  telle que :

$\sigma'_b = \frac{2 T}{b_0 c} \leq \sigma'_b$  BA.68.p.67

$c = 17 \text{ cm.}$

Or l'article 38,2 du BA.68 précise que pour une poutre à talon s'appuyant sur une articulation on peut escompter un certain épanouissement de la largeur d'appui à partir de cette articulation dans l'épaisseur du talon et celle du moment d'appui. Le talon étant symétrique, l'étendue transversale de l'appui ne peut être estimée supérieure à l'épaisseur de l'âme augmentée de la hauteur du talon, soit en définitive  $b_0 = 32 + 25 = 57 \text{ cm} :$

d'où :  $\sigma'_b = \frac{2 \times 118,2 \cdot 10^3}{57 \times 17} = 244 \text{ kg/cm}^2 \geq 90 \text{ kg/cm}^2$

L'appui de néoprène ne suffisant pas tout seul, il reste 2 solutions possibles.

\* Soit concevoir un montant d'appui de même largeur talon ( $b_0$  sera égal donc à 60) et sur toute la hauteur de la poutre, .

\* Soit relever les 3 barres de la 2ème nappe à 45° à l'intérieur de l'âme afin de s'opposer aux biellets qui tomberaient dans le "vide".

Nous remarquerons que la 1ère solution donnerait une contrainte  $\sigma'_b$  assez voisine de  $244 \text{ kg/cm}^2$  soit :

$\sigma'_b = \frac{2 \times 118,2 \cdot 10^3}{60 \times 17} = 232 \text{ kg/cm}^2$

Essayons maintenant la 2ème solution.

$$A (3 \text{ TOR } 32) = 3 \times 8,04 = 24,12 \text{ cm}^2$$

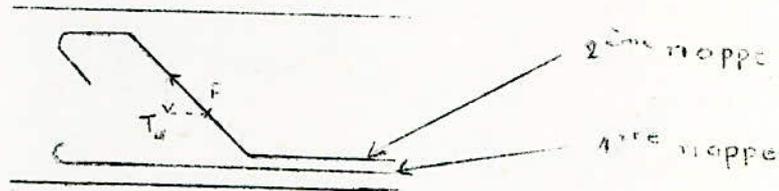
$$\text{et } \bar{\sigma}'_a = 2670 \text{ kg/cm}^2$$

- L'effort que peut absorber les 3 TOR 32 vaudra donc :

$$F = 24,12 \times 2670 = 64,4 \text{ t.}$$

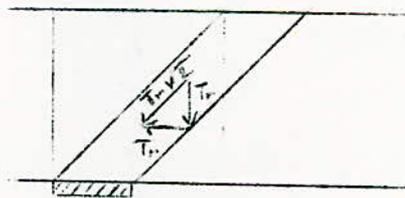
- L'effort tranchant pris par ces barres relevées est :

$$T_{\alpha} = \frac{64,4}{\sqrt{2}} = 45,5 \text{ t.}$$



- L'effort tranchant résiduel est :

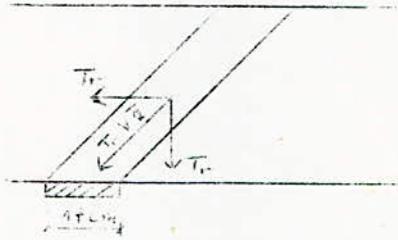
$$T - T_{\alpha} = 118,2 - 45,5 = 72,7 \text{ t} = T_r$$



La nouvelle contrainte de la bielle de béton sera donc :

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2 \times 72,7 \cdot 10^3}{17 \times 57} = 150 \text{ kg/cm}^2 > 90 \text{ kg/cm}^2$$

Utilisons alors la présence des armatures de peau pour leur faire absorber une partie de l'effort tranchant.



Ces armatures travailleront à une contrainte  $\bar{\sigma}_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$  (voir D) donc :

$$A = \frac{T_r}{2400} = \frac{72,8 \cdot 10^3}{2220} = 32,8 \text{ cm}^2. \text{ Soit 22 TOR 14}$$

Ces 6 cours inférieurs (soit 12 TOR 14) seront filants et ils seront disposés sur une hauteur allant jusqu'à l'axe neutre. L'ancrage des 5 autres cours sera assuré par des crochets à  $45^\circ$ .

$$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} = \frac{14}{4} \times \frac{2220}{21} = 37 \text{ cm. On prend } l_d = 40 \text{ cm}$$

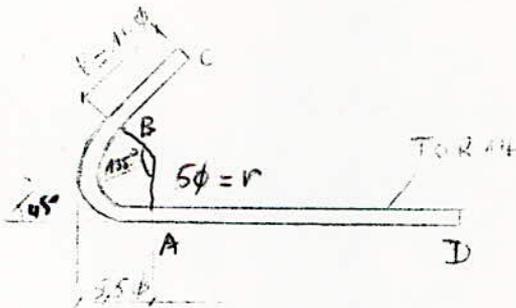
$$F_A = \frac{\pi \phi^2}{4} \bar{\sigma}_a \quad (1)$$

$$\text{Or } F_B = \chi F_A - \pi \chi' \phi^2 r \bar{\sigma}_d \quad (2)$$

$$F_B = \pi \phi l \bar{\sigma}_d \quad (3)$$

$$\pi \phi l \bar{\sigma}_d = \chi \frac{\pi \phi^2}{4} \bar{\sigma}_a - \chi' \pi \phi^2 r \bar{\sigma}_d$$

$$1. \bar{\sigma}_d = \chi \frac{\phi}{4} \bar{\sigma}_a - \chi' r \bar{\sigma}_d$$



$$l = \chi l_d - \chi' r$$

$$l_d = 37 \text{ cm}$$

$$r = 7 \text{ cm}$$

$$B = 135^\circ$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \chi = 0,39 \\ \chi' = 1,53 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow l = 0,39 \times 37 - 1,53 \times 7 = 3, \dots \approx 4 \text{ cm.}$$

$$\text{Longueur totale DC} = AD + 2AB + BC = 40 \text{ cm} + 11 \times 1,4 + 4 = \underline{59,4 \text{ cm.}}$$

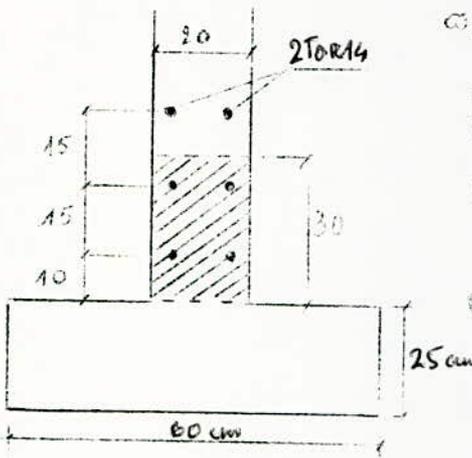
D) ARMATURES DE REPARTITION

D'après l'annexe C83 du BA.68, on peut dire que notre poutre présente une concentration de fissures dont la hauteur d'âme en vérifiant l'inégalité :

$$\frac{b^2 \cdot m \cdot h_t}{B_o} > 40 \text{ avec: } \begin{cases} b = 1,6 \\ m = 26 \\ h_t = 200 \\ b_o = 20 \end{cases} \quad \frac{1,6^2 \times 26 \times 200}{20} = 666 \gg 40$$

Pour palier à cet inconvénient on place des armatures longitudinales au voisinage des parois de telle façon que l'âme se comporte comme un tirant. On dispose six files TOR 14 tous les 15 cm. Sur les deux faces de l'âme jusqu'à l'axe neutre.

Considérons le tirant ci-dessous (partie hachurée)



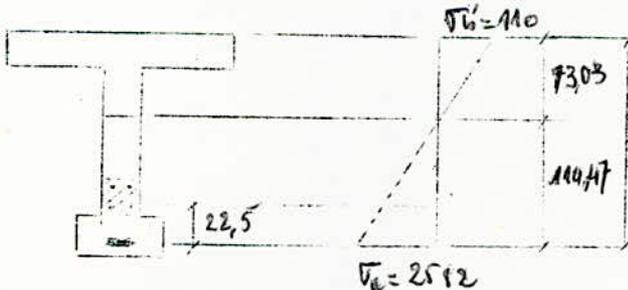
$$\sigma_f = \frac{A}{B_f} = \frac{4 \times 1,54}{20 \times 30} = 1,027 \cdot 10^{-2}$$

La contrainte des armatures du tirant sera limitée BA 68 à la plus grande des deux valeurs  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ . p. 84

$$\sigma_1 = k \frac{\sigma_f}{\phi (I + 10 \sigma_f)} = 10^6 \frac{1,6}{14} \times \frac{0,01027}{1 + 0,1027} = 1062 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \left( \sqrt{\frac{\sigma_f}{\phi}} \right) = 2,4 \sqrt{\frac{1,6}{14} \cdot 10^6 \cdot 7,5} = 2220 \text{ Kg/cm}^2$$

On peut considérer que la contrainte de l'acier des tirants se déduit des contraintes de l'armature de traction par le théorème de Thalés.



Contrainte au niveau de la nappe inférieure du tirant.

$$\sigma_a = 2582 \frac{114,47}{194,47} = 2220 \text{ Kg/cm}^2$$

2080 < 2220

La quantité d'acier pour les tirants est nettement suffisante.

E) CALCUL DES DEFORMATIONS.

E.I. Méthode de calcul.

D'une manière générale, le calcul des déformations (flèches et rotations) est effectué dans notre cas pour :

- La détermination des contre-flèches de coffrage (f).
- Pour les conditions d'articulation, d'ouverture  $\epsilon$  de joints de

chaussée....

Les poutres maitresses du pont étant en béton armé, et d'une manière générale les éléments en B.A. travaillent normalement en régime fissuré car la section est non homogène. Le calcul des déformations est plus complexe que pour les matériaux travaillant en section homogène (construction métallique par exemple). Les phénomènes de retrait, de fluage sous charge permanente et la mise en jeu de l'adhérence acier-béton entre 2 fissures consécutives interviennent de manière souvent complexe et rendent fort aléatoire le calcul des déformations.

L'application directe des formules classiques de Résistance des matériaux (surtout si on considère l'inertie du béton seul supposé non fissuré) conduirait à des résultats souvent aberrants.

Néanmoins dans notre cas la poutre est élancée et l'application de la courbure conduit à une approximation acceptable (la fissuration du talon étant complète sous charge permanente).

$$y'' = \frac{1}{r} = \frac{\epsilon'_b + \epsilon_a}{h}$$

E.I.I) Evaluation de  $\epsilon'_b$

-Surcharges:  $\epsilon'_{bs} = \frac{\sigma'_{bs}}{E_i}$  avec  $E_i = 21.000 \sqrt{\sigma'_j}$  (BA.68 p15)

comme  $\sigma'_j$  n'est pas connu a priori, on prendra:  $\sigma'_j = 1,2 \times \sigma'_{28}$  (BA 68 p15)

d'où :

$$\sigma'_j = 1,2 \times 300 = 360 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_i = 21.000 \sqrt{360} = 400.000 \text{ Kg/cm}^2$$

-Charges permanentes:  $\epsilon'_{bg} = \frac{\sigma'_{bg}}{E_v}$

On tient compte dans l'évaluation de  $\epsilon'_{bg}$  du retrait hygrométrique et du retrait sous charge (fluage). Dans notre cas  $\epsilon_r = 3.10^{-4}$

$$E_v = 7.000 \sqrt{360} = 133.000 \text{ Kg/cm}^2$$

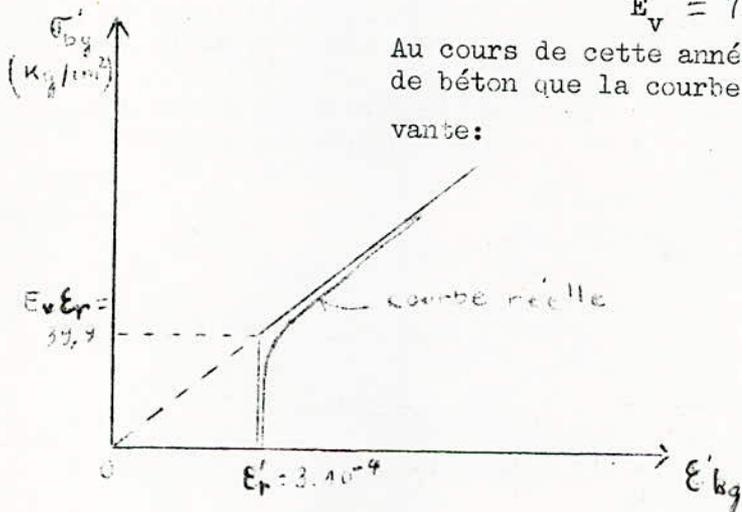
Au cours de cette année, on a vérifié en travaux pratiques de béton que la courbe  $\sigma'_{bg} = f(\epsilon'_{bg})$  avait l'allure suivante:

donc pour  $\sigma'_{bg} \ll 133000 \cdot 10^{-4} = 39,9 \text{ Kg/cm}^2$

$$\epsilon'_{bg} = 3 \cdot 10^{-4}$$

Pour  $\sigma'_{bg} > 39,9 \text{ Kg/cm}^2$

$$\epsilon'_{bg} = \frac{\sigma'_{bg}}{E_v}$$



E.I.2) Evaluation de  $\xi_a$

-Surcharges non pondérées:  $\xi_{as} = \frac{\sigma_{as}}{E_a}$  ; Nous supposons  $E_a = 2,1 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2$

-Charges permanentes:  $\xi_{ag} = \frac{\sigma_{ag}}{E_a} - \frac{\sigma_j}{2E_a \omega_f}$  (BA 68 p.92)

$$\sigma_j = 1,2 \cdot 25 = 30 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\omega_f = \frac{A}{B_f}$$

d'où le tableau récapitulant les résultats pour les différentes sections.

Sections		0,000L	0,125L	0,250L	0,375L	0,500L
h ( cm )		195	191,7	189,2	188,5	187,5
A ( cm <sup>2</sup> )		56,28	104,52	168,84	201	209,04
$\omega_f$		0,093	0,105	0,130	0,134	0,139
y ( cm )		35	49,4	65,5	71,8	73,03
I ( cm <sup>4</sup> )		245 · 10 <sup>5</sup>	403,66 · 10 <sup>5</sup>	558,4 · 10 <sup>5</sup>	623,5 · 10 <sup>5</sup>	633 · 10 <sup>5</sup>
Charges Permanentes	$M_g$ (t.m)	0	189,49	326,3	407,02	436,3
	$\sigma'_{bg}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	0	23,2	38,3	47,00	50,41
	$\sigma_{ag}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	0	1002,5	1085	1143	1188
Surcharges non pondérées	$M_s$ (tm)	0	187,46	320,65	401,68	428,86
	$\sigma'_{bs}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	0	22,98	37,6	46,35	49,49
	$\sigma'_{as}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	0	992,5	1065	1128	1163

E.2) DEFORMATIONS

Pour le calcul de la rotation des sections et de la flèche sous charge permanente, nous avons utilisé l'intégration numérique de Simpson. Sous surcharge, la rotation de la section d'appui est calculée à partir de la relation:

$$\frac{d\alpha}{dx} = \frac{\epsilon'_{bs} + \epsilon_{as}}{h}$$

Sectioj	0,000L	0,125L	0,250L	0,375L	0,500L
$(\sigma'_{bg}) / E_v$	0	$174 \cdot 10^{-4}$	$2,88 \cdot 10^{-4}$	$3,535 \cdot 10^{-4}$	$3,79 \cdot 10^{-4}$
$\epsilon'_{bg}$	$3 \cdot 10^{-4}$	$3 \cdot 10^{-4}$	$3,006 \cdot 10^{-4}$	$3,535 \cdot 10^{-4}$	$3,79 \cdot 10^{-4}$
$(\sigma_j) / (2\sigma_f) \text{ Kg/cm}^2$		143	115,2	112	107,9
$\epsilon_{ag}$	0	$4,09 \cdot 10^{-4}$	$4,518 \cdot 10^{-4}$	$4,91 \cdot 10^{-4}$	$5,14 \cdot 10^{-4}$
$(\epsilon'_{bg} + \epsilon_{ag}) / (h)$	$1,54 \cdot 10^{-6}$	$3,7 \cdot 10^{-6}$	$3,97 \cdot 10^{-6}$	$4,48 \cdot 10^{-6}$	$4,76 \cdot 10^{-6}$
$\alpha_g \text{ (rd)}$	$6,46 \cdot 10^{-3}$	$5,313 \cdot 10^{-3}$	$3,665 \cdot 10^{-3}$	$1,915 \cdot 10^{-3}$	0
$f_g \text{ (cm)}$	0	2,445	4,315	5,460	5,870
$\epsilon'_{bs}$	0	$0,574 \cdot 10^{-4}$	$0,94 \cdot 10^{-4}$	$1,158 \cdot 10^{-4}$	$1,237 \cdot 10^{-4}$
$\epsilon_{as}$	0	$4,725 \cdot 10^{-4}$	$5,07 \cdot 10^{-4}$	$5,36 \cdot 10^{-4}$	$5,54 \cdot 10^{-4}$
$(\epsilon'_{bs} + \epsilon_{as}) / (h)$	0	$2,765 \cdot 10^{-6}$	$3,175 \cdot 10^{-6}$	$3,455 \cdot 10^{-6}$	$3,612 \cdot 10^{-6}$
$\alpha_s \text{ (rd)}$	$4,79 \cdot 10^{-3}$				0

La flèche  $f_g$  sous charge permanente servira à prévoir la contre flèche à donner au coffrage soit 6cm(5,87cm) au milieu de la travée. Nous aurons une élévation de coffrage de  $\frac{6}{16,5} = 3,64 \text{ mm/m}$ .

$$\frac{d\alpha}{dx} = \frac{\epsilon'_{bg} + \epsilon_{ag}}{h} \quad \text{soit} \quad f_g = \int_0^{\frac{l}{2}} \alpha_g dx$$

Rotation de la section d'appui.

-Sous charge permanente  $\alpha_g = 6,46 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$ .

-Sous surcharge  $\alpha_s = 4,79 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$ .

E.3. Déplacements horizontaux des appuis.

Sous l'effet de l'allongement des armatures principales et des variations de température (donnant des déformations relatives  $\pm \lambda_t$ ) un appui subit un déplacement horizontal égal à :

$$u = \int_0^{0,5L} \epsilon_a dx \pm \lambda_t \frac{L}{2} \quad (L = 33m).$$

A partir des résultats de  $\epsilon_{ag}$  et  $\epsilon_{as}$  du tableau précédent, on obtient :

\* pour charge permanente :

$$U_g = \int_0^{0,5L} \epsilon_{ag} dx = \frac{412,5}{3} [5,14 + 4(4,91 + 4,09) + 2 \times 4,517 + 0] 10^{-4}$$

$$\underline{U_g = 0,691 \text{ cm.}}$$

\* Pour surcharge :

$$U_s = \int_0^{0,5L} \epsilon_{as} dx = \frac{412,5}{3} [5,54 + 4(5,36 + 4,725) + (2 \times 5,07) + 0] 10^{-4}$$

$$\underline{U_s = 0,7703 \text{ cm.}}$$

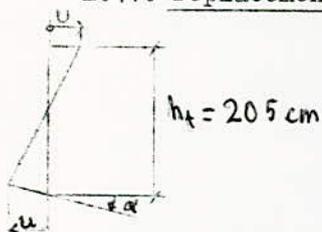
\* Effet de la température :  $\lambda_t = \pm 3 \cdot 10^{-4}$

$$U_t = \pm 3 \cdot 10^{-4} \times \frac{3300}{2} = \pm \underline{0,495 \text{ cm.}}$$

E.4. Déplacement du joint de chaussée.

Ce calcul servira à connaître l'ouverture qu'il faudra donner au joint de chaussée pour éviter un choc désagréable de 2 travées contigües par exemple. On déterminera pour cela les déplacements partiels qui serviront à fournir le déplacement maximum sur une culée et sur une pile.

E.41. Déplacements partiels.



Le déplacement du joint de chaussée s'effectue au niveau de la chaussée et de ce fait  $h_t = 205 \text{ cm}$ . Le sens positif des quantités  $U$ ,  $\alpha$ ,  $u$ , est celui indiqué par les flèches sur le schéma ci-contre. La valeur de ce déplacement est :

$$\underline{U = \alpha h_t - u.}$$

\* Sous charge permanente :  $U_g = (0,00646 \times 205) - 0,691 = 0,634 \text{ cm.}$

\* Sous surcharge  $U_s = (0,00479 \times 205) - 0,7703 = 0,211 \text{ cm}$

\* Sous la température  $U_t = 0,495 \text{ cm.}$

Parmi les camions  $B_c$  qu'on peut mettre sur l'ouvrage, un seul est supposé freiner, le poids est limité à 30t et non affecté du coefficient de majoration dynamique. D'où le déplacement partiel dû au freinage:

$$U_h = \frac{H \cdot e}{GS}$$

avec  $H = \frac{30000}{N}$  (  $N$  = nombre d'appuis sur lesquels est réparti l'effort de freinage: égal à 10).

Appuis de néoprène  $\left\{ \begin{array}{l} G = 10 \text{ kg/cm}^2 \\ S = 17 \times 60 = 1020 \text{ cm}^2 \\ e = 3 \times 1 = 3 \text{ cm ( 3 plaques).} \end{array} \right.$

donc :  $U_h = \frac{3000 \times 3}{10 \times 1020} = 0,882 \text{ cm.}$

#### E.42. Déplacements maximaux.

##### E.421. Sur culée.

\* Plus grand déplacement :

$$U = 0,634 + 0,211 + 0,495 + 0,882 = 2,222 \text{ cm.}$$

\* Plus petit déplacement :

$$U = 0,634 - 0,495 - 0,882 = - 0,743 \text{ cm.}$$

\* Ouverture maximum du joint :

$$U_c = 2,222 + 0,743 = 2,965 \text{ cm.}$$

##### E.422. Sur pile.

Notre pont comporte 3 travées indépendantes, de ce fait les déplacements de 2 travées contigües s'ajoutent mais une seule subit l'effort de freinage. L'ouverture maximum du joint de chaussée sera donc :

$$U_p = 2 ( 2,965 - 0,882 ) = 4,166 \text{ cm.}$$

NOTE DE CALCUL  
POUR  
LES ENTREPOISES

ETUDE DES EFFORTS DANS LES ENTRETOISES

Après avoir étudié les poutres principales, nous nous proposons maintenant d'aborder l'étude des éléments de solidarité de ces dernières: les entretoises. Comme il a été déjà mentionné auparavant, nous considérons l'entretoise comme une poutre infiniment rigide reposant sur des appuis élastiques.

Nous nous limiterons à l'étude de l'entretoise centrale, qui est la plus sollicitée. Nous notons aussi que dans cette étude :

- Les effets défavorables sont dus à la surcharge Bc.

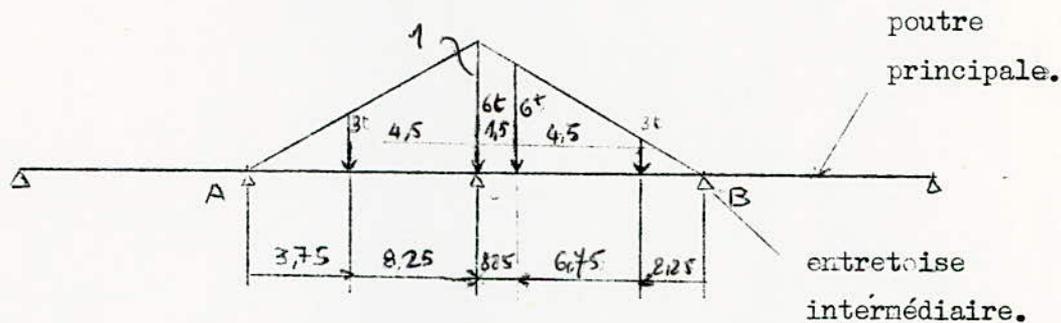
- Les effets dus au poids propre sont négligés.

A- RECHERCHE DE LA REACTION MAXIMALE DE L'ENTRETOISE CENTRALE:

A-1: Réaction maximale due à une file de roues:

On se limitera aux charges situées sur les deux dalles qui encadrent l'entretoise en supposant des articulations à chaque appui.

-Ligne d'influence de la réaction de l'entretoise et disposition de la file de roues:



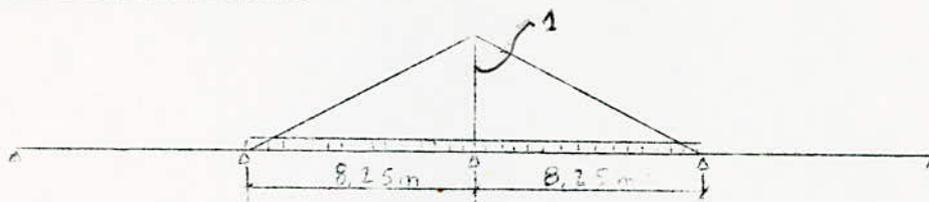
$$R_c = 3 \times 0,455 + 6 \times 1 + 6 \times 0,818 + 3 \times 0,273 = 13,094t.$$

Soit avec majorations:

$$R_c = 13,094 \times 1,2 \times 1,079 = 16,92t.$$

A-2: Réaction maximale due à la surcharge de trottoirs:

- Ligne d'influence:



La surcharge à appliquer est de  $450 \text{ Kg/m}^2$ , soit par mètre linéaire :  
 $450 \times 1,5 = 675 \text{ Kg/ml}$  et la réaction sur chaque bordure est de  $337,5 \text{ Kg/ml}$ .



D'où la réaction sur l'entetoise :  $R_t$ .

$$R_t = 337,5 \times 2 \times 1/2 \times 8,25 = 2785 \text{ Kg} = 2,785 \text{ t.}$$

Soit avec majoration:

$$\underline{R_t = 1,2 \times 2,785 = 3,34 \text{ t.}}$$

B- ETUDE DU MOMENT FLECHISSANT:

Nous ferons l'étude:

-au droit de la poutre 3.

-au droit de la poutre 2.

Pour cela, nous tracerons les lignes d'influence et nous placerons les canions  $B_c$  sur le pont telles que les réactions sur l'entretoise provoquent le moment maximum.

B-I. Lignes d'influence:

Nous avons :

$$M(\alpha, x) = \begin{cases} \sum_{i=1}^n \frac{k_i}{d} \frac{K}{K} (1 + \frac{1}{H} \alpha \beta_i) (x - \beta_i) & \text{pour } \alpha < x \text{ (1')} \\ \sum_{i=1}^n \frac{k_i}{g} \frac{K}{K} (1 + \frac{1}{H} \alpha \beta_i) (x - \beta_i) & \text{pour } \alpha > x \text{ (2)} \end{cases}$$

avec:

$$\beta_i = - \frac{n-2i+1}{2} \cdot l$$

$$\beta_1 = -2l$$

$$\beta_2 = -l$$

$$\beta_3 = 0$$

$$\beta_4 = l$$

$$\beta_5 = 2l$$

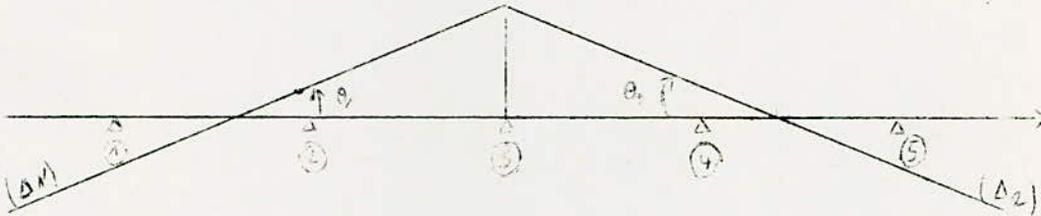
et

$$k_i = \lambda$$

$$K = \sum k_i = n\lambda = 5\lambda$$

$$\frac{H}{I} = \frac{1^2}{12} n(n^2 - 1) = 10\lambda l^2$$

B.I.1. Ligne d'influence pour la section  $S_3$  située au milieu de l'entretoise: (voir fig; 27a)



En remplaçant chaque terme par sa valeur dans (I') pour les appuis 4 et 5 et en faisant la somme:

$$(I') \text{ devient } M(\alpha, x) = 0,5\alpha + 0,6l \quad (\Delta_{I'})$$

De même en remplaçant chaque terme par sa valeur dans (2) pour les appuis 1 et 2 et en faisant la somme, (2) devient:

$$M(\alpha, x) = -0,5 + 0,6l \quad (\Delta_2)$$

et nous avons bien  $\text{tg}\theta_2 - \text{tg}\theta_1 = -0,5 - 0,5 = -1$

B.I.2. Ligne d'influence pour la section  $S_2$  située dans l'axe de la poutre 2: (voir fig.27b)

Les équations (I') et (2') nous conduisent à:

$$(I') \longrightarrow M(\alpha, x) = 0,8\alpha + 1,2l \quad (\Delta_{I'})$$

$$(2) \longrightarrow M(\alpha, x) = -0,2\alpha + 0,2l \quad (\Delta_2)$$

Nous avons bien aussi:

$$\text{tg}\theta_2 - \text{tg}\theta_1 = -0,2 - 0,8 = -1$$

B-2; Calculs des moments maximum et minimum:

B.2.I. Moments fléchissants dans la section  $S_3$  :

-Moment maximum:

$$M_{\max} = 16,92 \left( \frac{1,74}{3,48} \times 0,98 + \frac{1,74}{3,48} \times 2,98 + 1,74 + \frac{1,74}{3,48} \times 1,48 \right)$$

$$= 16,92(0,49 + 1,49 + 1,74 + 0,74)$$

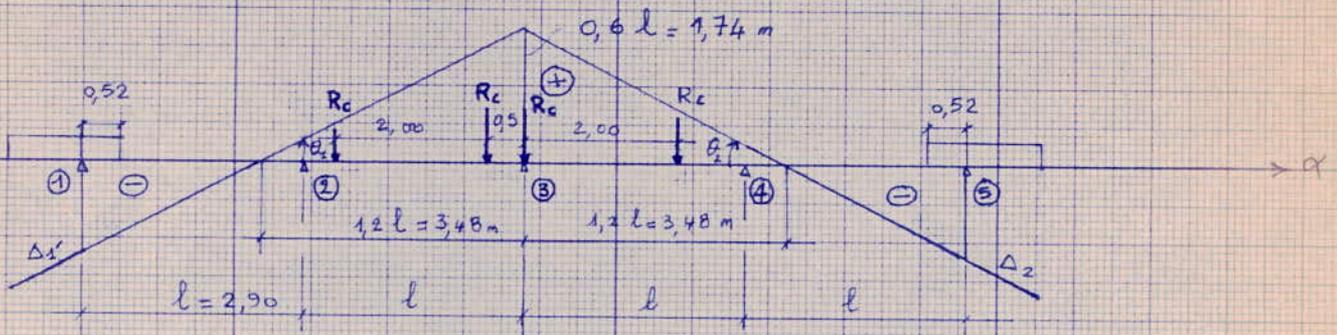
Soit :  $\underline{\underline{M_{\max} = 75,5 \text{ tm.}}}$

Lignes d'influence et dispositions défavorables des camions.

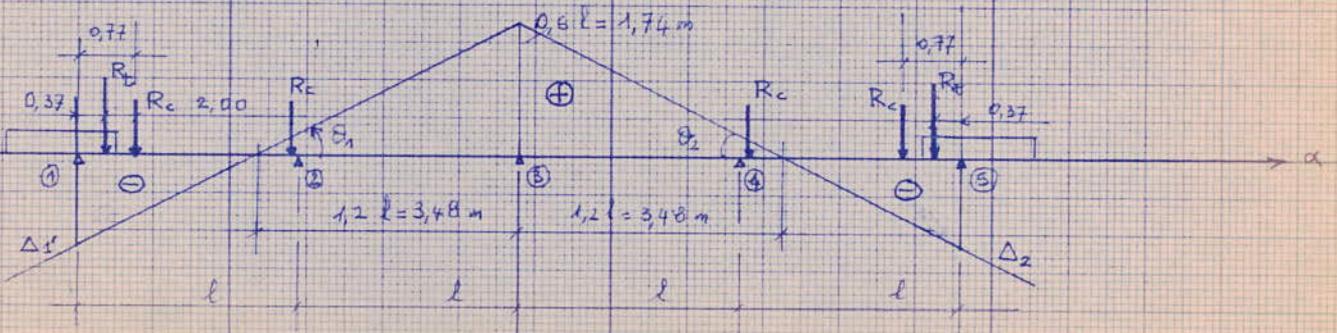
Fig. 27 a

Pour la section  $S_3$  située au milieu de l'entretoise.

Moment positif



Moment négatif

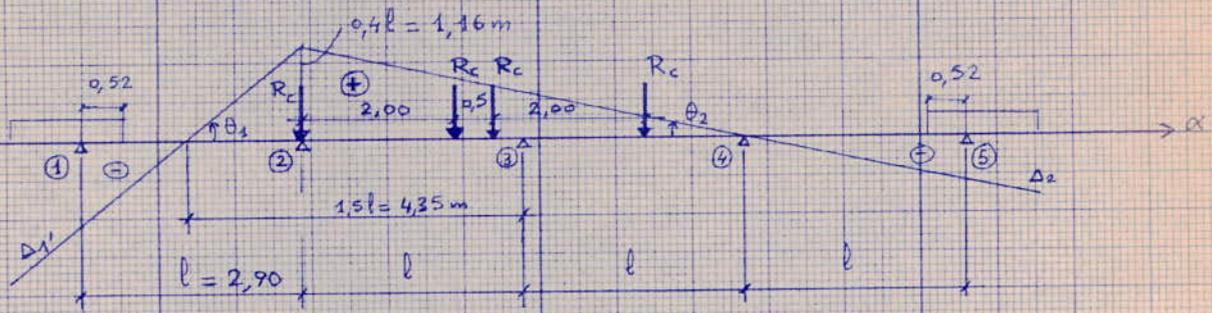


Lignes d'influence et dispositions défavorables des camions

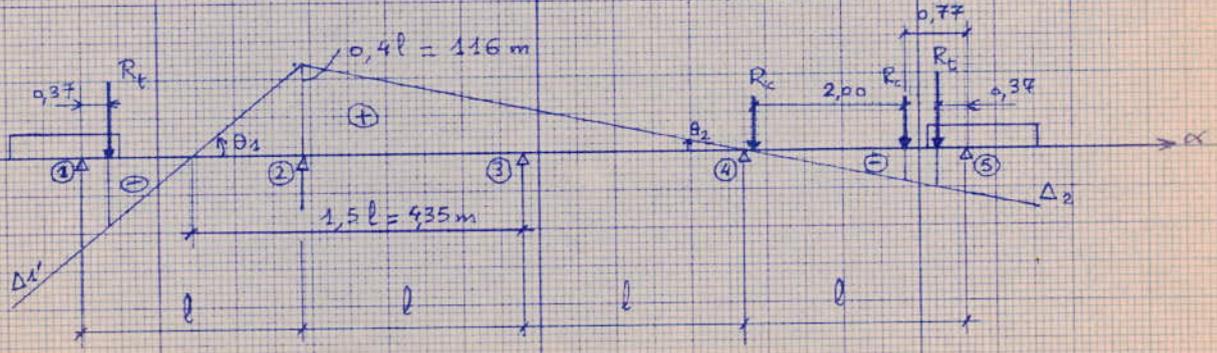
Fig. 27b

Pour la section  $s_2$  située au droit de la poutre n° 2.

Moment positif



Moment négatif



-Moment minimum

$$M_{\min} = 16,92 \left( -2 \cdot -\frac{1,74}{3,48} \cdot 1,55 + 2 \cdot -\frac{1,74}{3,48} \cdot 0,45 \right) + 3,34 \cdot 2 \left( -\frac{1,74}{3,48} \cdot 2,05 \right)$$
$$= -16,92 \times 1,1 - 3,34 \times 2 \times 1,025 = \underline{\underline{-25,46 \text{ tm.}}}$$

B.2.2. Moments fléchissants dans la section S2

-Moment maximum

$$M_{\max} = 16,92 \left( 1,16 + -\frac{1,16}{5,80} \cdot 3,8 + -\frac{1,16}{5,80} \cdot 3,3 + -\frac{1,16}{5,80} \cdot 1,3 \right)$$
$$= 16,92 (1,16 + 0,76 + 0,66 + 0,26) = 16,92 \times 2,84$$

soit  $\underline{\underline{M_{\max} = 48,1 \text{ tm}}}$

-Moment minimum

$$M_{\min} = 16,92 \left( -\frac{1,16}{5,80} \cdot 2,13 - \frac{1,16}{5,80} \cdot 0,13 \right) + 3,34 \left( -\frac{1,16}{5,80} \cdot 2,53 - \frac{1,16}{1,45} \cdot 1,08 \right)$$
$$= 16,92 (-0,426 - 0,026) + 3,34 (-0,506 - 0,865)$$
$$= -16,92 \times 0,452 - 3,34 \times 1,371$$

soit  $\underline{\underline{M_{\min} = -12,23 \text{ tm.}}}$

C) ETUDE DE L'EFFORT TRANCHANT

Nous ferons l'étude :

- Au droit de la poutre 3
- Au droit de la poutre 2
- Au droit de la poutre 1

Pour ce faire nous tracerons également les lignes d'influence et nous placerons les camions  $B_c$  sur le pont tels que les réactions sur l'entretoise provoquent l'effort tranchant maximum.

C-I) Lignes d'influence.

Nous avons:

$$T(\alpha, x) = \begin{cases} -\sum_d \frac{k_i}{K} \left( I + \frac{K}{H} \cdot \alpha \rho_i \right) \text{ pour } \alpha < x & (I') \\ \sum_g \frac{k_i}{K} \left( I + \frac{K}{H} \alpha \rho_i \right) \text{ pour } \alpha > x & (2) \end{cases}$$

avec  $\rho_i = -\frac{n-2i+1}{2} \cdot l$

$\rho_1 = -2l$

$\rho_2 = -l$

$\rho_3 = 0$

$\rho_4 = l$

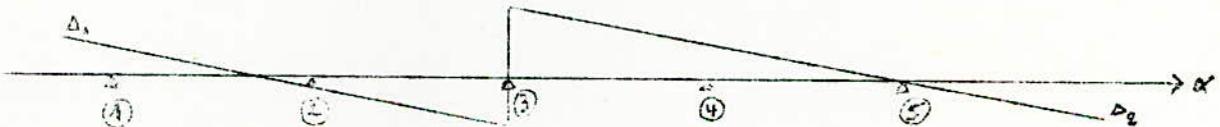
$\rho_5 = 2l$

$k_i = \lambda$

$K = \sum k_i = 5\lambda$

$H = \frac{\lambda l^2}{12} \cdot n(n^2 - 1) = 10 \lambda l^2$

C-I-I) Ligne d'influence pour la section  $S_3$  située au milieu de l'entretoise : ( voir fig. 28a )



En remplaçant chaque terme par sa valeur dans (I') pour les appuis 4 et 5, et en faisant la somme nous aurons :

$$T(\alpha, x) = -\frac{0,3}{1} \alpha - 0,4 \quad (\Delta_1')$$

pour  $\alpha = 0 \quad T = -0,4$

De même, en remplaçant chaque terme par sa valeur dans (2) pour les appuis 1, 2, 3, et en faisant la somme nous aurons :

$$T(\alpha, x) = -\frac{0,3}{1} \alpha + 0,6 \quad (\Delta_2)$$

pour  $\alpha = 0 \quad T = 0,6$

C.I.2) Ligne d'influence pour la section  $S_2$  située dans l'axe de la poutre 2 : (voir fig. 28b)

Les équations (I') et (2) nous conduisent à :

$$(I') \longrightarrow T(\alpha, x) = -0,6 - \frac{0,3}{l} \alpha \quad (\Delta_{I'})$$

pour  $\alpha = -l$   $T = -0,3$

$$(2) \longrightarrow T(\alpha, x) = 0,4 - \frac{0,3}{l} \alpha \quad (\Delta_2)$$

pour  $\alpha = -l$   $T = 0,7$   
 pour  $\alpha = 1,333l$   $T = 0$

C-I-3) Ligne d'influence pour la section  $S_1$  située dans l'axe de la poutre N° I (voir fig. 28c)

Des équations (I') et (2), il vient :

$$(I') \longrightarrow T(\alpha, x) = -0,8 - \frac{0,2}{l} \alpha \quad (\Delta_{I'})$$

pour  $\alpha = -2l$   $T = -0,4$

$$(2) \longrightarrow T(\alpha, x) = 0,2 - \frac{0,2}{l} \alpha \quad (\Delta_2)$$

pour  $\alpha = -2l$   $T = 0,6$   
 pour  $\alpha = l$   $T = 0$

C-2) Calcul des efforts tranchants maximum.

C-2-I) Dans la section  $S_3$

$$T_{\max} = 16,92 \left( 0,6 + \frac{0,6}{5,8} \times 3,8 + \frac{0,6}{5,8} \times 3,3 + \frac{0,6}{5,8} \times 4 \right) + 3,34 \left( \frac{0,4}{3,86} \times 1,57 + \frac{0,6}{5,8} \times 0,37 \right)$$

$$= 16,92(0,6 + 0,393 + 0,341 + 0,134) + 3,34(0,162 + 0,038)$$

soit  $T_{\max} = 25,490 \text{ t}$

---

C-2-2) Dans la section S<sub>2</sub>

$$\begin{aligned} T_{\max} &= 16,92 \left( 0,7 + \frac{0,7}{6,77} \times 4,77 + \frac{0,7}{6,77} \times 4,27 + \frac{0,7}{6,77} \times 2,27 + \frac{0,7}{6,77} \times 1,77 - \frac{0,7}{6,77} \times 0,23 \right) \\ &= 16,92 (0,7 + 0,493 + 0,442 + 0,235 + 0,183 - 0,024) \\ &= 16,92 \times 2,029 \end{aligned}$$

soit  $\underline{\underline{T_{\max} = 34,4 \text{ t.}}}$

C-2-3) Dans la section S<sub>I</sub>

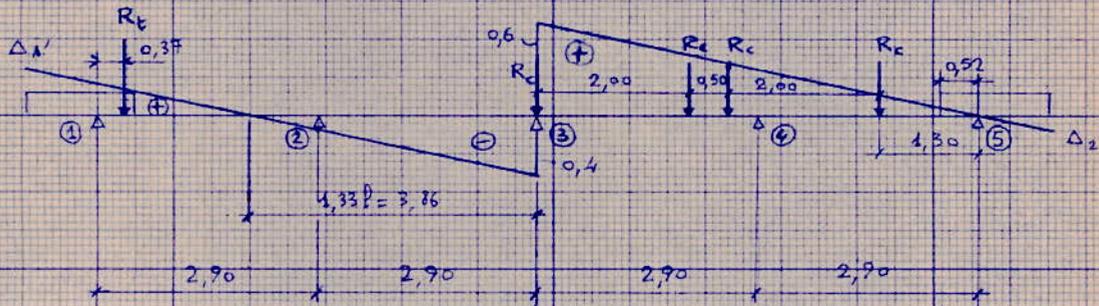
$$\begin{aligned} T_{\max} &= 16,92 \left[ \frac{0,6}{8,7} \times (7,93 + 5,93 + 3,43 + 5,43 + 2,93 + 0,93) \right] + 3,34 \times \frac{0,6}{8,7} \times 8,33 \\ &= (16,92 \times 1,032) + (3,34 \times 0,575) \end{aligned}$$

soit  $\underline{\underline{T_{\max.} = 32,97 \text{ t.}}}$

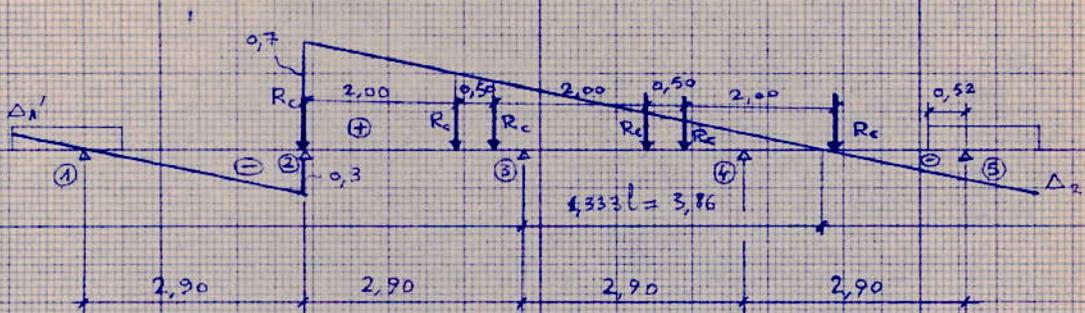
Lignes d'influence de l'effort tranchant et dispositions défavorables des camions

Fig. 28

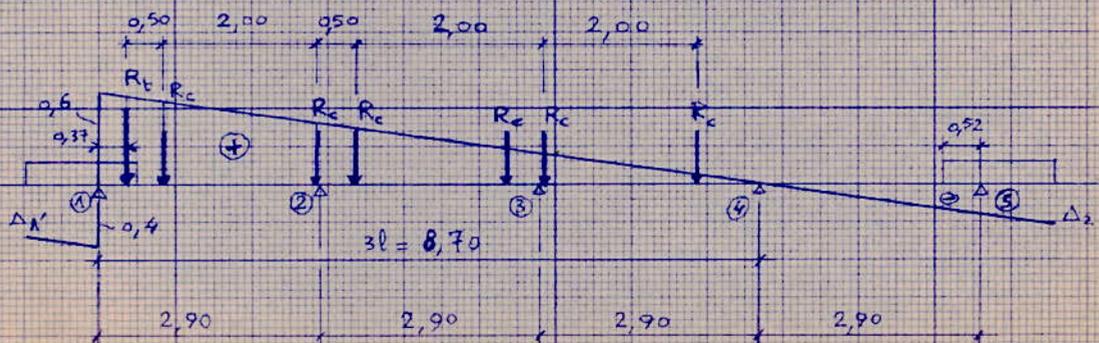
Pour la section  $S_2$  située au milieu de l'entretoise (Fig. 28a)



Pour la section  $S_2$  située au droit de la poutre n° 2 (Fig. 28b)



Pour la section  $S_2$  située au droit de la poutre n° 1 (Fig. 28c)



FERRAILLAGE DE L'ENTRÉE

A) ARMATURES LONGITUDINALES

A-I) Section 3 :

A-I-1) Armatures inférieures :  $M_{max} = 75,5 \text{ tm.}$

distance d'enrobage:  $d = 7 \text{ cm.}$

d'où  $h = 167 - 7 = 160 \text{ cm.}$

$$\mu' = \frac{n \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} \qquad \mu' = \frac{15 \times 75,5 \cdot 10^5}{2800 \times 18 \times 160 \times 160} = 0,0896$$

$$\begin{aligned} k &= 26,6 & \sigma'_b &= \frac{2800}{26,6} = 105 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \\ \alpha &= 0,3606 \\ \bar{\omega} &= 0,678 \end{aligned}$$

$$\lambda = \frac{15}{n} \approx \frac{bh}{100} \quad \text{soit } A = 19,5 \text{ cm}^2$$

$$2T25 + 4T20 = 9,82 + 12,56 = 22,38 \text{ cm}^2$$

A-I-2) Armatures supérieures :  $M_{min.} = -25,4 \text{ tm.}$

$$\mu' = \frac{15 \times 25,4 \times 10^5}{2800 \times 18 \times 160 \times 160} = 0,032$$

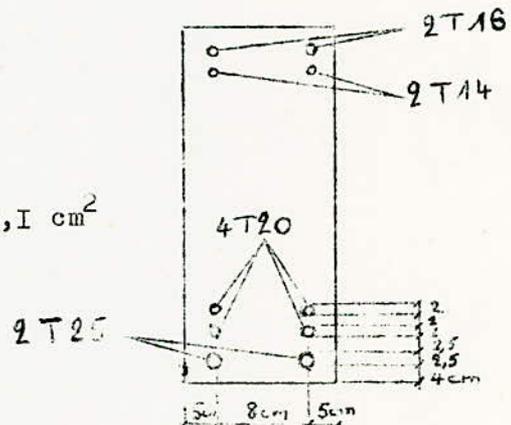
$$k = 50 \quad \text{soit} \quad \sigma'_b = \frac{2800}{50} = 56 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\alpha = 0,2308$$

$$\bar{\omega} = 0,231$$

$$A = \frac{15}{15} \times 0,231 \times \frac{18 \times 160}{100} = 6,67 \text{ cm}^2$$

$$2T16 + 2T14 = 4,02 + 3,08 = 7,1 \text{ cm}^2$$



A-2) Section 2

A-2-1) Armatures inférieures.  $M_{max} = 48,1 \text{ tm}$

$$\mu' = \frac{15 \times 48,1 \times 1 \cdot 10^5}{2800 \times 18 \times 160 \times 160} = 0,0573$$

$$k = 31,1 \quad \sigma'_b = \frac{2800}{31,1} = 90 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\alpha = 0,3254$$

$$\tilde{\omega} = 0,424$$

$$A = \frac{15}{15} \times 0,424 \times \frac{18 \times 160}{100} = 12,2 \text{ cm}^2$$

$$2T25 + 2T20 = 9,82 + 6,28 = 16,1 \text{ cm}^2$$

A-2-2) Armatures supérieures :  $M_{min.} = -12,23 \text{ tm}$

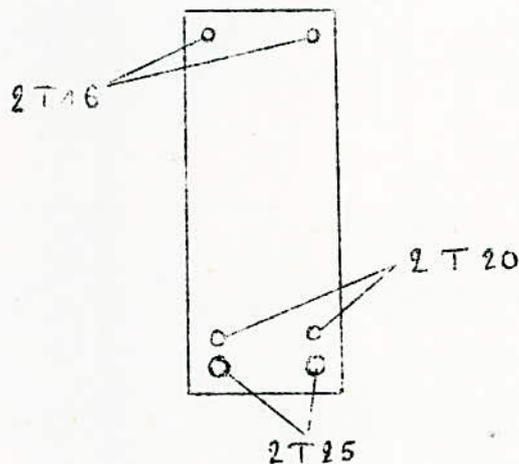
$$\mu' = \frac{15 \times 12,23 \times 10^5}{2800 \cdot 18 \cdot 160 \cdot 160} = 0,0145$$

$$k = 78,5 \quad \sigma'_b = \frac{2800}{78,5} = 35,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\alpha = 0,1604$$

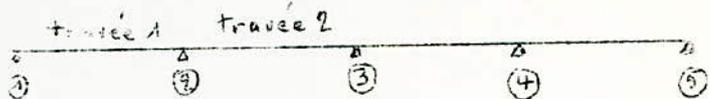
$$\tilde{\omega} = 0,102 \text{ soit } A = \frac{15}{45} \times 0,102 \times \frac{18 \cdot 160}{100} = 2,94 \text{ cm}^2$$

$$2T16 = 4,02 \text{ cm}^2$$



B) ARMATURES TRANSVERSALES

B-1) Travée I:



$$T = \frac{32,27 + 34,4}{2} = 33,7 \text{ t.}$$

$$z = \frac{7}{8} h = 0,875 \cdot 160 = 140 \text{ cm.}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{33,7 \cdot 10^3}{16 \times 140} = 13,4 \text{ kg/cm}^2$$

Comme nous avons trouvé  $\sigma'_b = 90 \text{ kg/cm}^2$  nous vérifions que :

$$\tau_b \leq 3,5 \sigma_b = 3,5 \times 7,5 = 26,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_a = 1 - \frac{\tau_b}{9 \sigma_b} = 1 - \frac{13,4}{9 \times 7,5} = 0,981 > \frac{2}{3}$$

Il y a risque de reprise de bétonnage. Nous prendrons donc

$$\rho_a = \frac{2}{3} \text{ d'où } \sigma_{at} = \frac{2}{3} \times 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

En prenant des cadres TORIO nous obtenons :

$$A_t = 2 \times 0,78 = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \times z \times \sigma_{at}}{T} = \frac{1,56 \times 2800 \times 140}{33,7 \times 10^3} = 18,1 \text{ cm.}$$

soit  $t = 18 \text{ cm.}$

B-2) Travée 2

$$T = \frac{25,49 + 34,4}{2} = 29,95 \text{ t. soit } 30 \text{ tonnes.}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{30 \cdot 10^3}{16 \times 140} = 11,9 \text{ kg/cm}^2$$

Nous avons  $\sigma'_b = 105 \text{ kg/cm}^2$ .

Nous devons vérifier que

$$\tau_b \leq \left( 4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma_{b0}} \right) \sigma_b = 3,33 \sigma_b = 25 \text{ kg/cm}^2$$

On a bien  $\tau_b < 25 \text{ kg/cm}^2$

Comme il ya risque de reprise de bétonage, nous prendrons

$$\rho_a = \frac{2}{3} \text{ ce qui donne } \sigma_{at} = \frac{2}{3} \times 4200 = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

en prenant des cadres TORIO, nous obtenons :

$$t = \frac{1,56 \times 2800 \times 140}{30 \cdot 10^8} = 20,04 \text{ cm.}$$

Nous prendrons  $t = 18 \text{ cm.}$  pour toute l'entretoise.

I cadre TORIO	e = 18 cm.
---------------	------------

E L E M E N T S   A N N E X E S  
L I S T E S                    L I S T E S

GARDE - CORPS

HAUTEUR:

La hauteur du garde-corps au dessus du trottoir doit au plus être égale a:

$$H = 0,95 + 0,005h - 0,05m \leq 1,20m$$

h hauteur maximale du trottoir au dessus du plan d'eau franchi par le pont = 14m

D'où:

$$H = 0,95 + 0,005 \times 14 \pm 0,05$$

$$H = 1,01 \pm 0,05 ; \text{ on prend } H = 1,05m.$$

EFFORTS:

On supposera que la foule peut exercer sur la main courante du garde-corps une poussée q normale, horizontale et uniforme égale à:

$$q = 50(1 + 1,50) = 125 \text{ Kg/ml.}$$

On prévoit des ancrages distants tous les 3m, on aura alors :

- Moment de renversement:

$$M = 0,125 \times 3 \times 1,05 = 0,394 \text{ tm.}$$

- Traction dans les aciers de couture:

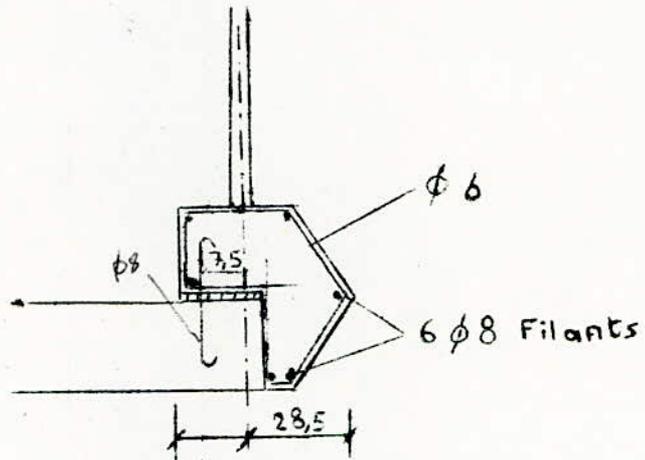
$$F = \frac{M}{l} = \frac{0,394}{0,075} = 5,25 \text{ t.forces.}$$

FERRAILLAGE:

$$A = \frac{5250}{2800} = 1,88 \text{ cm}^2 \quad 4\phi 8 \cong 2,01 \text{ cm}^2$$

On prévoira 4~~8~~ en attente dans la dalle au droit de chaque dé du garde-corps.

Schéma du garde-corps et sa couture à la dalle:



La corniche devra avoir le ferrailage indiqué sur la figure ci-dessus.

DALLETTES PREFABRIQUEES

Les dallettes de trottoirs seront préfabriquées soit en usine, soit sur chantier. Elles auront 1,20m de long et 0,50m de large; l'épaisseur est de 6cm. Après la pose sur les éléments servant d'appuis, elles seront recouvertes d'une chape asphaltée de 1cm d'épaisseur. L'inclinaison de la dallette sera de 2% pour permettre le ruissellement de l'eau de pluie. Dans les calculs cette inclinaison n'est pas prise en compte étant donné la faible longueur de l'élément.

Calcul de la dallette:

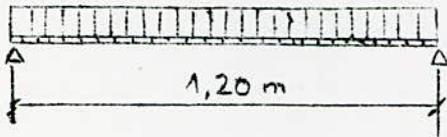


Table with 3 rows: Poids propre, Chape asphaltée, Surcharge, and Total. Columns include weight per ml and groupings g and p.

Moment en travée: M\_t = (p + g) \* l^2 / 8 = 356,25 \* 1,20^2 / 8 = 64,25 Kg.m

Ferraillage:

Nous emploierons du TOR <= 6 donc sigma\_en = 4200 Kg/cm^2.

M' = (15 \* 6425) / (2800 \* 50 \* 4,5) = 0,034 w = 0,21/6.

A = 0,246 \* (50 \* 4,5) / 100 = 0,554 cm^2

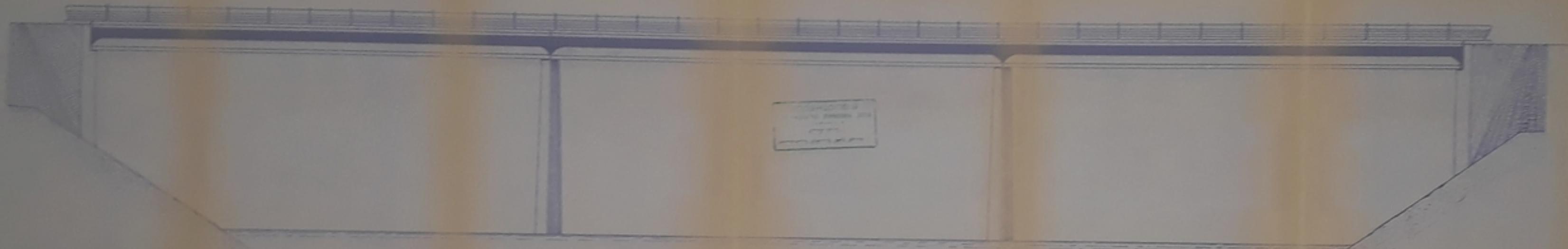
on pourra prendre un treillis en phi 3 à maille de 125x200.



## B I B L I O G R A P H I E

- Cours de pont enseigné à l'E.N.P.A. par Monsieur MOKDAD
- Cours de résistance des matériaux ..... COUPON
- Calcul et exécution des ouvrages en Béton Armé (Tomes III et IV)  
V. FORESTIER
- Calcul et vérification des ouvrages en Béton Armé.... P. CHARON.
- Projet de pont-route réalisé au CHEBAP par Messieurs : MEROUANI  
CHATELAIN  
GIRAUD  
PENSODA
- Poutre en té de grande portée ..... Monsieur : MEROUANI.

VUE D'ENSEMBLE ELEVATION



1800024  
- 5 -

UNIVERSITE D'ALGER  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

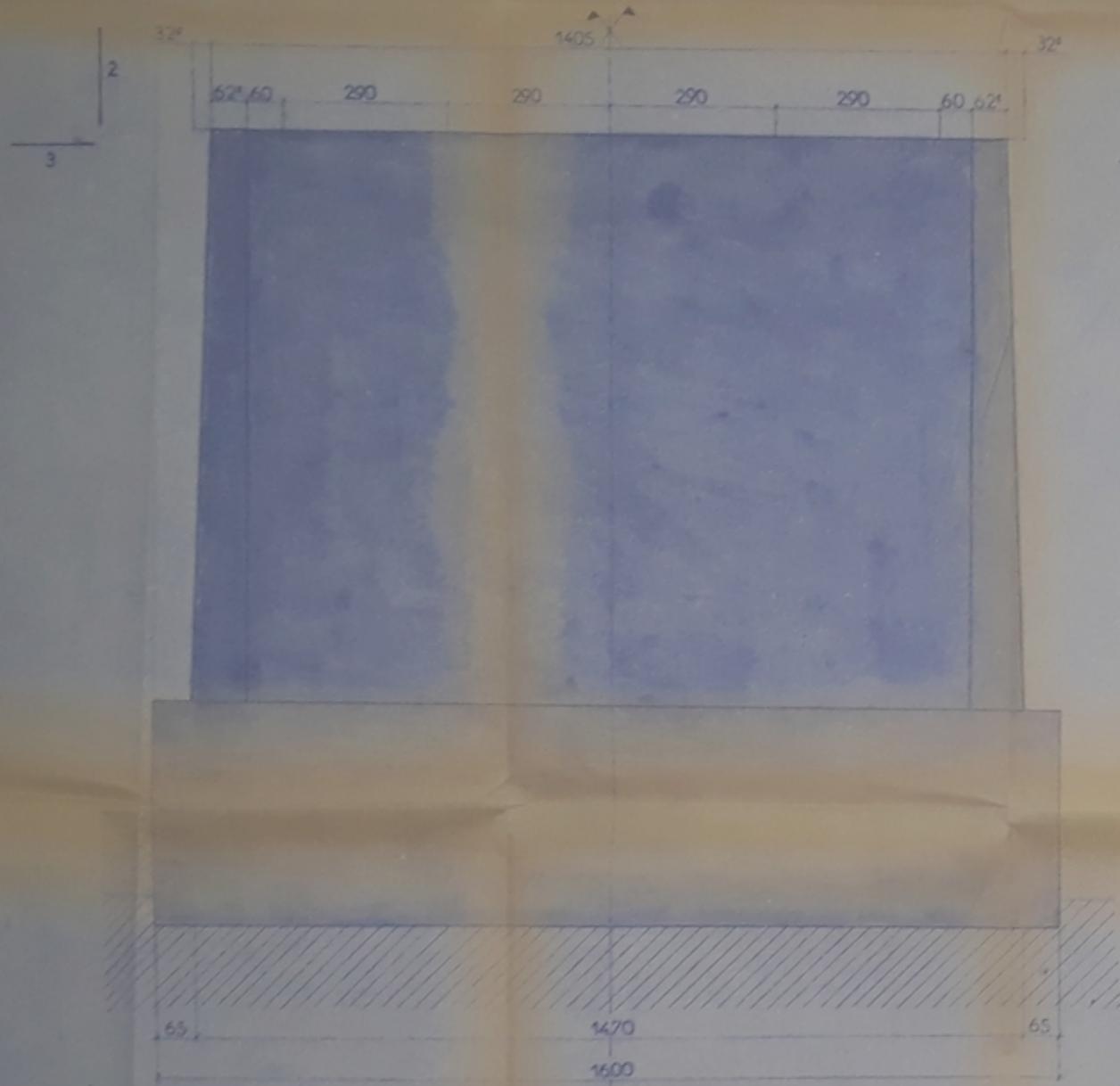
PONT EN BETON ARME  
VUE D'ENSEMBLE  
ELEVATION



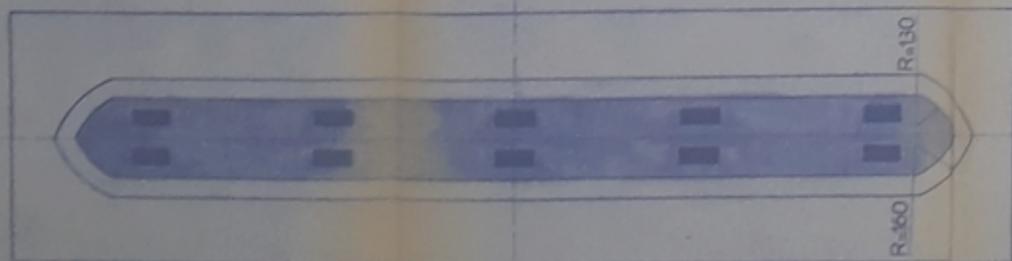
ÉLÉMENTS	REMARQUES

# PILE COFFRAGE

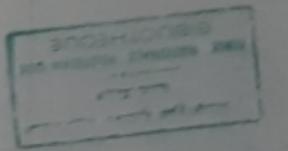
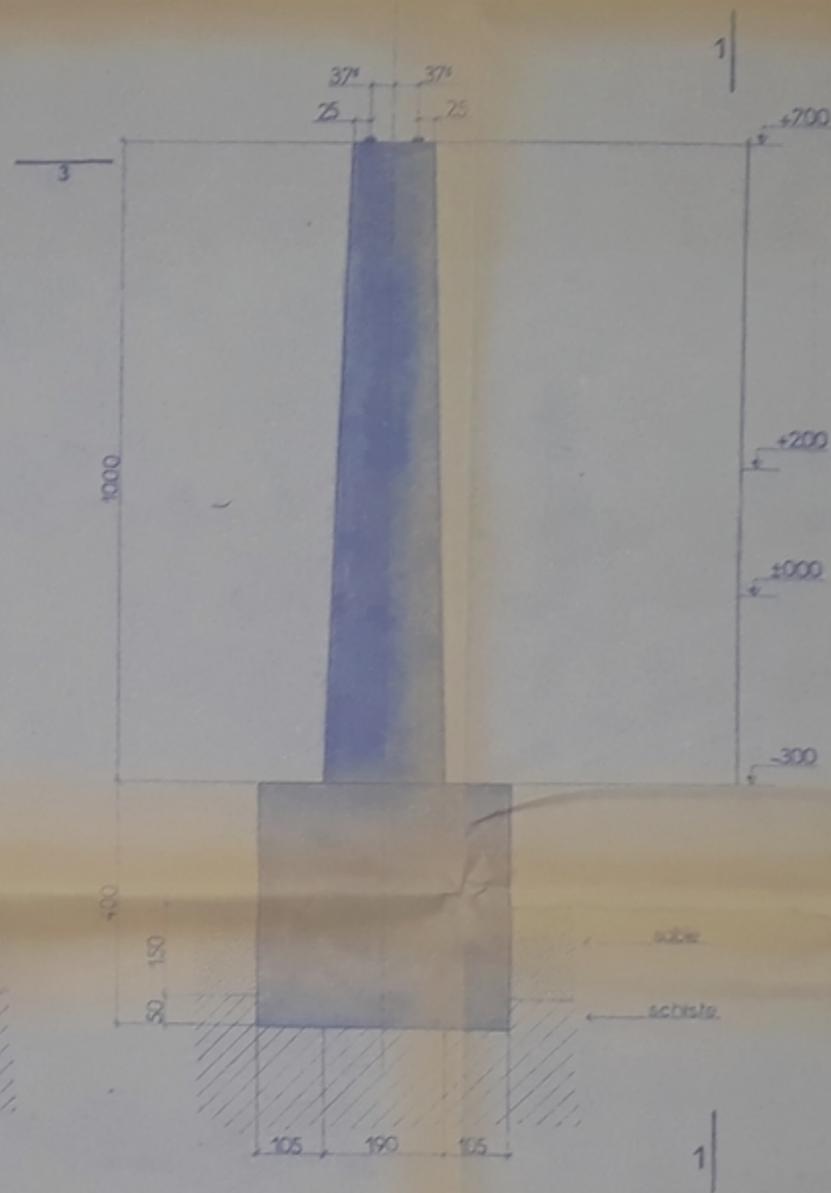
COUPE 14



COUPE 33



COUPE 22

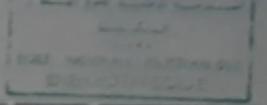


AB00871  
- 2 -

UNIVERSITE D'ALGER  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PONT EN BETON ARME

**PILE COFFRAGE**

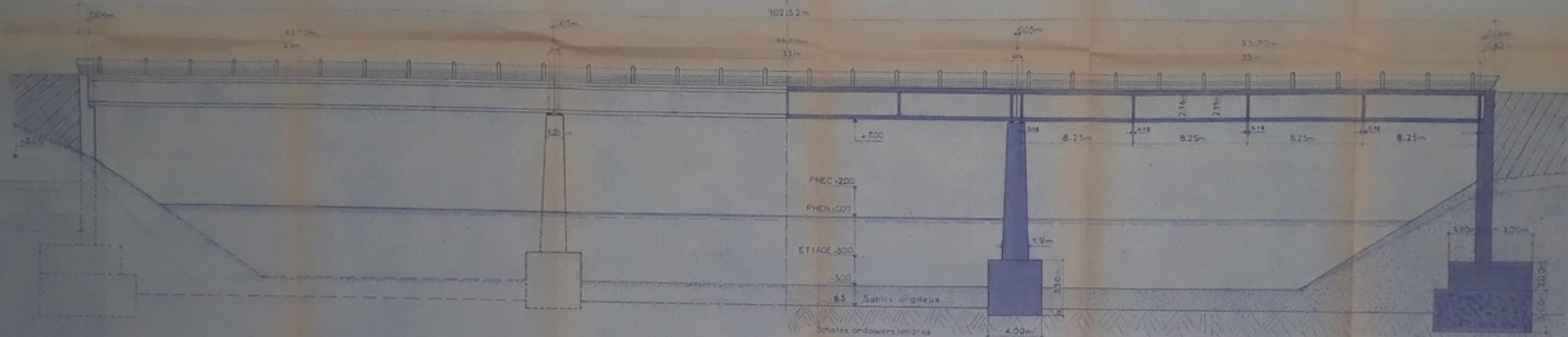


ECHELLES: V50	MODIFICATIONS	NO. DES
DESSINÉ LE DÉC 70	A	
DIRIGÉ PAR	B	
M. B. MOKDAL	C	
ETUDIÉ PAR	D	
M. BENLARABI	E	
M. BOUMERKA	F	



1/2 ELEVATION

1/2 COUPE LONGITUDINALE



PB00841  
- 4 -

UNIVERSITE D'ALGER  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

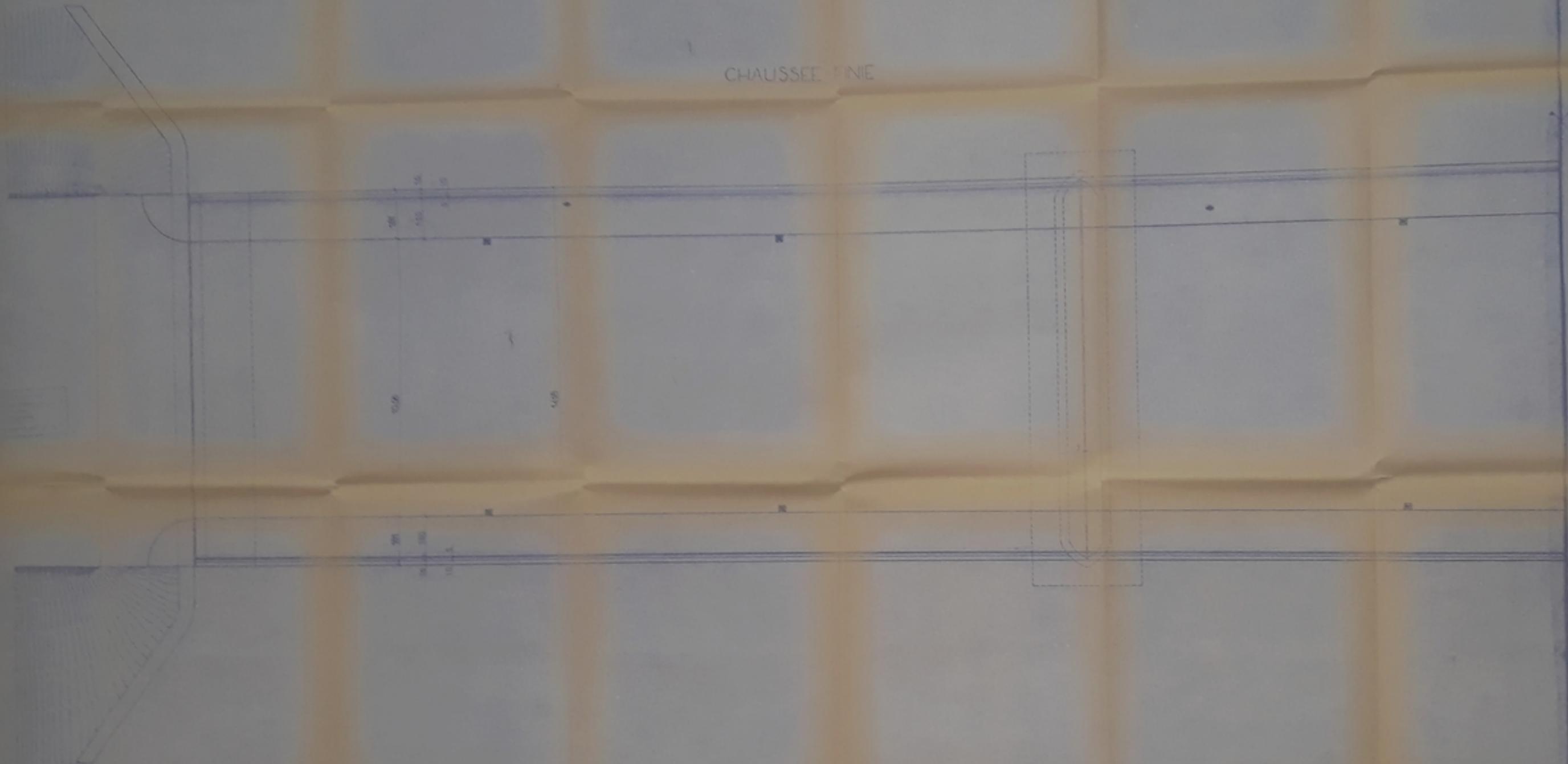
PONT EN BETON ARME

1/2 ELEVATION  
1/2 COUPE LONGITUDINALE



SCHEMATA	MODIFICATIONS	PP. DU DESIN.
DESIGNER	A	
DRIVE	B	
REVISION	C	
STUDY	D	
REVISION	E	
REVISION	F	

CHAUSSEE FINIE



UNIVERSITE D'ALGER  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

UNIVERSITE D'ALGER  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PB 00874  
5

UNIVERSITE D'ALGER  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

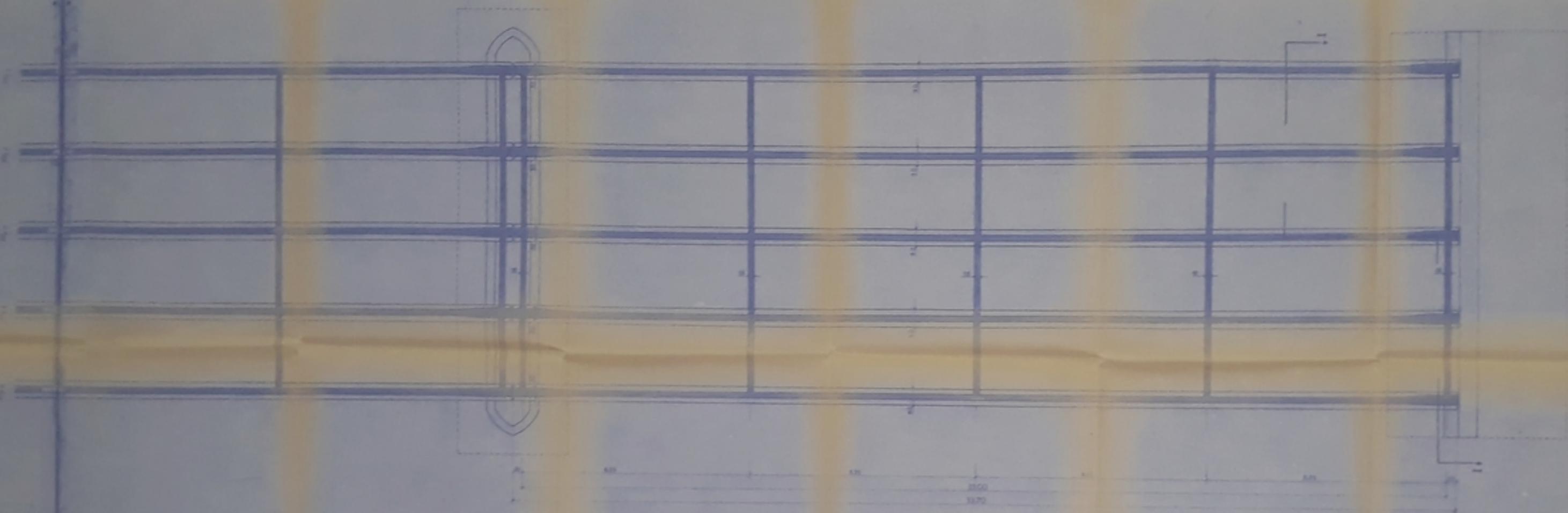
PONT EN BETON ARME

CHAUSSEE  
FINIE



CHANGEMENTS	MODIFICATIONS	REVISIONS
DESIGNÉ LE PENN	A	
TRACÉ PAR	B	
M. S. MENDAD	C	
ETUDE PAR	D	
TRACÉ PAR	E	
M. S. MENDAD	F	

POUTRAISON



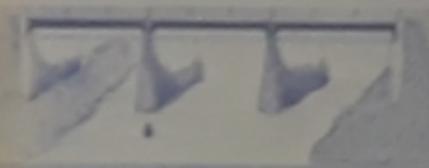
UNIVERSITE D'ALGER  
Ecole Nationale Polytechnique

Fluo 14  
-6-

UNIVERSITE D'ALGER  
Ecole Nationale Polytechnique

PONT EN BETON ARME

POUTRAISON



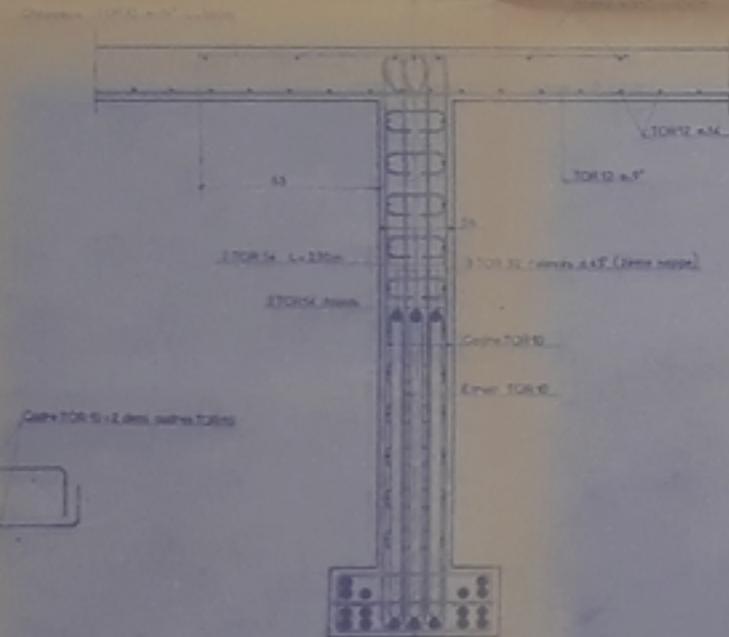
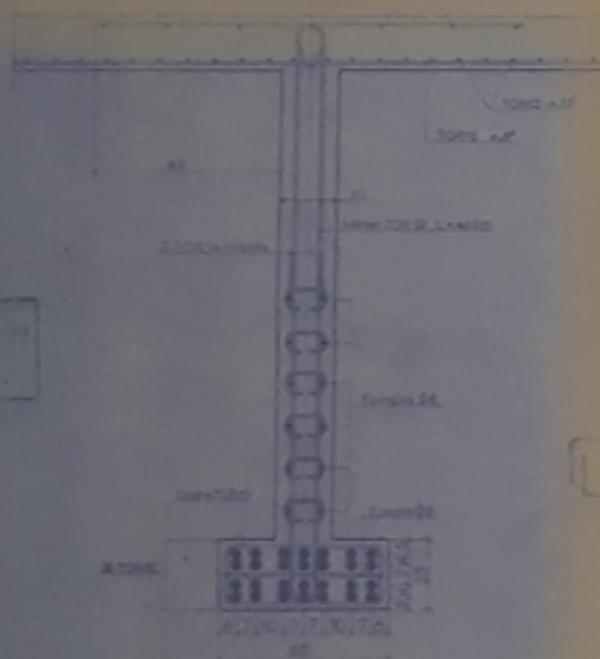
NO. DE LA FEUILLE	PROJET



COUPES TRANSVERSALES

au voisinage de l'entretoise centrale

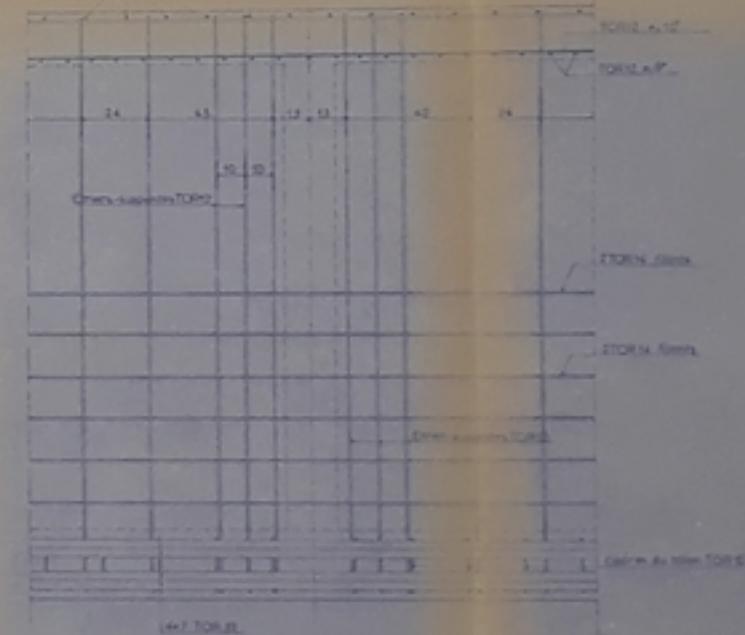
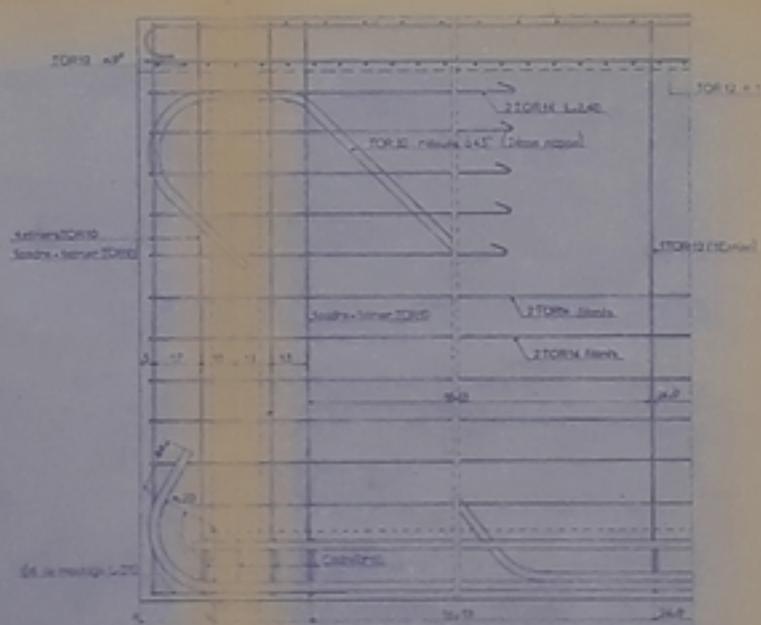
entre l'entretoise d'about et la première entretoise courante



COUPES DANS L'AXE DE LA POUTRE

sur appui

au niveau de l'entretoise centrale



PA00871  
-8-

UNIVERSITÉ D'ALGER  
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
**PONT EN BETON ARMÉ**  
FERRAILLAGE D'UNE POUTRE



COUPES DES	ASSIGNATIONS
SECTION 1-1 (A)	A
SECTION 2-2 (B)	B
SECTION 3-3 (C)	C
SECTION 4-4 (D)	D
SECTION 5-5 (E)	E
SECTION 6-6 (F)	F

