

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire

21/88

وزارة التعليم و البحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
Département : GENIE-CIVIL

المدسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

## THEME

ETUDE COMPARATIVE DE TABLIERS MIXTES  
HYPERSTATIQUE — ISOSTATIQUE

# 4 PLANCHES

Proposé par : S.A.P.T.A.

Etudié par : BAKELLI SAFIA  
BENANTAR HADDA

Dirigé par  
Melle DJILALI BERKANE

PROMOTION JUIN 1988

E.N.P : 10, Avenue Hacén Badi - EL-HARRACH - ALGER



Département : Génie Civil

Promoteur : Mlle. DJILLALI-BERKANE

Elève Ingénieur : BAKELLI Safia

BENANTAR Hadda

محللة : المهندسة المدنية

موجهة : الأستاذة جيلالي بركان

تلميذة مهندسة : بكلي صفية  
بن عنتر حدة

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة - BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

الموضوع : دراسة ومقارنة بين حاملتي جسرين

المختصا : هدف هذا الموضوع هو دراسة مقاومة وتوازن العناصر  
حاملة ذات أربعة رؤوف بسيطة وأخرى ذات 3 رؤوف غير  
بسيطة مع المقارنة بينهما علما بأن هذا الجسر يقع على وادي  
قواسمية بولاية جعسر وينتمي إلى الفرع 1 المنطقة 2 حسب  
النظام الجزائري للزلازل.

Sujet : Étude Comparative de Tabliers mixtes : hyperstatique - Isostatique.

Résumé : cette étude a pour but le calcul de la résistance et la stabilité des éléments  
de tabliers de deux ponts - routes mixtes, l'un est hyperstatique et l'autre est Isostatique  
ainsi que leur comparaison. L'ouvrage concerné doit s'agencer l'oued "Gouasmia" et dans  
la région reliant BELABBES à BOUHAÏFA. Il est appuyé sur des piles composées de deux fûts et une  
fondation profonde sur pieux battus et de deux culées.

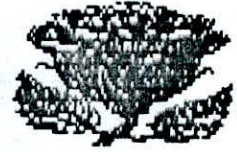
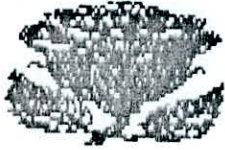
La longueur totale du pont est de 120 m.

Subject : Comparative study of two hyperstatic and Isostatic support elements.

Abstract : the purpose of this study is to calculate both the resistance and the stability of  
the support elements of two bridges - that are also secondary roads. In this study we  
we have to compare between the two bridges, the first one being hyperstatic the other isostatic.  
The premises involved in this study have to go through the river located in the area  
linking between BELABBES and Bouhaïfa.

المدسة الوطنفة المفعفة الففنفاف  
BIBLIOTHEQUE — المففففة  
Ecole Nationale Polytechnique

# Medicines



Je dédie ce Modeste travail à :

- Ma chère Mère : pour son Sacrifice et sa Compréhension durant toute ma formation
- Mon chéri père : pour ses constants Engagements
- Mon chéri Mari : qui me été d'une grande aide pour l'élaboration de ce travail
- Mes chers et respectables beaux parents
- Mes chères sœurs et belles sœurs
- Mes chers frères et beaux frères
- Mes chers Neveux
- Mon Amie Samira ainsi que son Mari
- Toutes Mes Amies

Bakelli - Sofia

Je dédie ce modeste travail à :

- Ma très chère mère trois fois pour son sacrifice
- Mon très chéri père pour sa gentillesse et son encouragement.
- Mon très chéri mari pour son aide et sa compréhension durant toute ma formation
- Ma sœur Naciya, et mes frères.
- Ma très chère petite nièce Khadija et très chère neveu Mohamed
- Tous mes neveux, nièces, beau frère et belles sœurs.
- Mes Amis(e) particulièrement Sofia et son mari pour son aide précieuse et à Sultana
- A tous ceux que j'aime

Hadda BENANTAR

- R E M E R C I M E N T S -

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

Nous tenons d'abord à remercier profondément Mr. RAHMANI ainsi que les professeurs de l'E.N.T.P. et les ingénieurs de SAETTI pour leur précieuse aide qu'ils nous ont apportée durant notre travail.

Nous saisisons cette occasion pour remercier également tous les enseignants qui ont contribué à notre formation plus particulièrement Mr. ZOUKH qui nous a été d'une grande aide ainsi que notre promotrice.

	Page
* Introduction	1
* Matériaux utilisés	2
* Etude du tablier Métallique	4
* Descente de charge	5
* Calcul des efforts	6
a) Moment Fléchissant	
b) Effort tranchant	
c) Réactions d'appuis	
* Répartition des efforts sur les poutres	15
* Dimensionnement des poutres principales	17
* Etude de la section Mixte	23
a) Effet du retrait et de la variation de température	26
b) Calcul des moments parasites et de dénivellation d'appui	27
c) Vérification des contraintes	31
* Calcul des déformations	39
- flèche maximale	
- Rotation d'appuis	
* Vérification de la poutre	
- Au voilement	49
- Au cisaillement	51
- Au deversement	52
* Etude des joints sur poutres	55
* Calcul des connecteurs	61
* Etude des Entretoises	
* Etude de la dalle de couverture	
* Calcul des efforts horizontaux	
* Etude des appareils d'appuis	
* Comparaison	
* Conclusion	
* Bibliographie	

# INTRODUCTION



## - I N T R O D U C T I O N -

-----

\* La SAPTA (Société Algérienne des Ponts et Travaux d'Art), nous a confié l'étude d'un tablier mixte isostatique à 4 travées qu'il fallait la comparer à une étude analogue au tablier hyperstatique à 3 travées en conservant la même longueur totale pour les deux tabliers.

\* Il s'agit d'un ouvrage qui doit enjamber l'Oued "Gouasmia" sis dans la région reliant Sidi-Bel-Abbes à Bouhnifia.

### \* Avantage de l'Hyperstatique :

La réalisation de pont mixte hyperstatique reste tributaire des procédés et moyens d'exécution, la SAPTA de cet angle semble disposée pour de pareilles aubaines.

Un tel type de pont permet d'économiser sur l'acier voir même d'alléger le tablier à noter que les travées travaillent ensemble.

Les appuis du fait de la légèreté du tablier seront moins coûteux.

\* Généralement on choisit des portées inégales ce qui met en valeur l'avantage du tablier hyperstatique mais comme le terrain présente des failles visibles ne permettant pas l'implantation des appuis dans les zones en question, alors on a adopté un tablier à travées égales.

\* D'un autre côté, l'entreprise sus-citée nous a transmis les premiers éléments intéressants le pont à savoir :

- une chaussée à double voie de circulation de 8.00m bordée latéralement par 2 trottoirs de 1.00 m chacun.
- Les pentes longitudinale et transversale fixées respectivement à 2% et 2 % pour permettre le ruissellement des eaux.
- A partir de là, on a opté pour 3 poutres distantes de 3.6 m avec donc les trottoirs en encorbellement si bien que les coffrages peuvent être facilement commercialisés.

Dans un souci de rigidifier l'ensemble des poutres entre elles, on a prévu des entretoises qui auront également pour fonction de répartir et transmettre les efforts. Il advient cependant de noter qu'il n'existe aucune règle précise quant à la disposition des entretoises, on remarque seulement que ces dernières sont à âme pleine au niveau des appuis, et en treillis pour les zones courantes, et que régulièrement on adopte une entretoise à mi-portée qui de la sorte nous permet de situer les autres tels que les espacements restent dans les limites raisonnables soit :

$$7.00 \text{ m} \leq d \leq 10.00 \text{ m}.$$

Matériaux utilisés :

Concernant les caractéristiques mécaniques des matériaux on prendra les dimensions standardisées et élaborées par la SAPTA.

1- Béton :

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage sera conforme aux règles CCBA 68. Le dosage étant de  $350\text{Kg/m}^3$  (ciment CPA 325) avec un contrôle atténué avec  $\sigma'_{28} = 275\text{Kg/cm}^2$   
 $\sigma_{28} = 23,5\text{Kg/cm}^2$ .

Contrainte de compression admissible. (Art. 94 CCBA 68)

Elle est égale à  $\bar{\sigma}'_b = \rho'_b \cdot \sigma'_{28}$  avec  $\rho'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon$

- .  $\alpha = 1$  Ciment CPA 325.
- .  $\beta = \frac{5}{6}$  Contrôle atténué.
- .  $\gamma = 1$  si  $h_m > 4$  cg avec  $h_m$ : épaisseur mini de la pièce étudiée.

Cg: Ø du plus gros agreget utilis

- .  $\delta = \begin{cases} 0,3 & \text{pour la comp. simple.} \\ 0,6 & \text{pour la flexion simple.} \end{cases}$

- .  $\epsilon = \begin{cases} 1 & \text{pour la compression simple et } \forall \text{ la forme de la section.} \\ 1 & \text{pour la flexion simple ou composée pour les sections rectangulaires.} \end{cases}$

d'où

En compression simple :

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,3 \times 1 \times 275 = 68,50\text{Kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}'_{b_0} = 68,5 \text{ Kg/cm}^2$$

En flexion simple :

$$\bar{\sigma}'_b = 0,25 \times 2 \times 275 = 137\text{Kg/cm}^2 \quad \text{avec } 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,3 \times 1 = 0,25$$

$$\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

Contrainte de traction de référence. (Art.95 CCBA 68)

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \cdot \sigma'_{28} \quad , \alpha, \beta, \gamma \text{ définis précédemment}$$

$$\theta = 0,018 + \frac{-21}{\sigma'_{28}} \quad \text{donc } \bar{\sigma}_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,026 \times 275 = 5,90\text{Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,90\text{Kg/cm}^2$$

2) Aciers :

On utilisera des aciers à haute adhérence, ces aciers seront propres, débarrassés de toute trace de rouille non adhérente.

Acier à haute adhérence Fe E40 :

$\emptyset$ (mm)	$\sigma_{en}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_a$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
$\leq 20$	4200	2800
$> 20$	4000	2670

$$\bar{\sigma}_a = \sum_a \sigma_{en} \quad \text{avec } \beta_a = \begin{cases} 2/3 & \text{au 1er genre} \\ 1 & \text{au 2ème genre} \end{cases}$$

Le béton utilisé avec les aciers à haute adhérence doit vérifier la condition suivante : (art. 18 CCBA 68).

$$\bar{\sigma}'_{bo} \geq 20 (1 + 1,25 \Psi_d) \quad \text{avec } \Psi_d = -\frac{1,5}{\sqrt{2}} nd$$

où nd : coefficient d'adhérence (scellement) =  $\begin{cases} 1 & \text{aciers doux} \\ 1,6 & \text{acier TOR} \end{cases}$

$$\Psi_d = 1,7$$

$$\bar{\sigma}'_{bo} \geq 20 (1 + 1,25 \cdot 1,7) = 62,5 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

Contrainte imposée par la condition de non fissuration.

La vérification à la non fissuration est nécessaire pour toute section étudiée en flexion simple. La contrainte admissible à prendre au compte est :

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} 2/3 \sigma_{en} & \text{sous 1er genre} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) & \end{cases} \quad \text{où}$$

$$\sigma_1 = K \frac{N}{\emptyset} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \quad \text{cont. de fissuration systématiques.}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{K \frac{N}{\emptyset} \bar{\sigma}_b} \quad \text{cont. de fissuration accidentelle.}$$

3) Poutres tôles :

L'acier utilisé pour les profils reconstitués soudés (P.R.S.) est un E 24 :

- La limite d'élasticité  $\sigma_e = 2400 \text{ Kg/cm}^2$

ETUDE DU TABLIER  
METALLIQUE

## Etude du Tablier Metallique

L'étude du tablier consiste à la détermination des efforts sous les différentes sollicitations, lesquels efforts seront à effet pour l'opération de dimensionnement ainsi que les conditions de vérification.

### \* Pour le pont hyperstatique :

Comme il se compose de trois (03) travées dépendantes, on utilisera les tables d'Otto Bollinger pour la détermination de ces efforts pour des sections au 1/10 de portée de travée. Et compte tenu de la symétrie géométrique ( trois (03) travée identiques de 40m ) notre étude se limitera à 15 sections. Il s'agit donc de tracer les lignes d'influence de ces sections spécifiques qui vont nous permettre de valoriser les efforts totaux dans chacune d'elles, et d'après Otto Bollinger la détermination de ces efforts se fera comme suit :

#### a/- Moment fléchissant et Effort tranchant dans le sens longitudinal:

- Sous une ou plusieurs charges concentrées:  $M = \sum P_i Z_i l$  ;  $T = \sum P_i Z_i$   
ou :  $Z_i$  : ordonnée de la ligne d'influence sous le point d'application de la charge :

$l$  : longueur de la 1ère travée

- Sous un chargement uniforme :  $M = S.g.l^2$  ,  $T = S.g.l$   
ou :  $S$  : Surface d'influence sous le chargement.
- Sous un chargement partiellement répartie ( cas du  $M_c 120$  et le convoi D) et à défaut des tables "d'Otto Bollinger" qui n'étudie pas le cas ou la charge répartie, interesse uniquement une partie de travée, on fera le calcul de  $S$  à l'aide de la méthode de Simpson dont le principe est :

Pour un nombre paire d'intervalles espacées régulièrement de  $d$ , la valeur de  $S$  est :

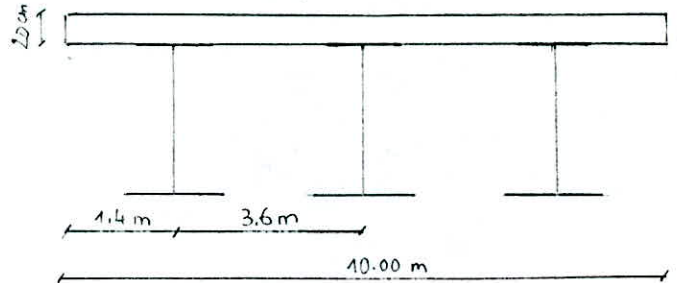
$$S = \int_{x_0}^{x_{2p}} f(x) dx = \frac{d}{3} [ y_0 + 4y_1 + 2y_2 + \dots + 4y_{2p-1} + y_{2p} ]$$

$$\Rightarrow M = Sgl \quad \text{et} \quad T = S.g$$

#### b/- Effort tranchant et Moment Fléchissant transversalement :

- Les efforts totaux étant calculés en supposant que le pont est constitué d'une seule poutre laquelle :

serait alors fictive, on fera une répartition transversale de ces derniers sur les différentes poutres, à l'aide de la méthode de J Courbon.  
 On a trois (03) poutres, dont la coupe en travée de la section mixte montre la disposition de celle-ci.

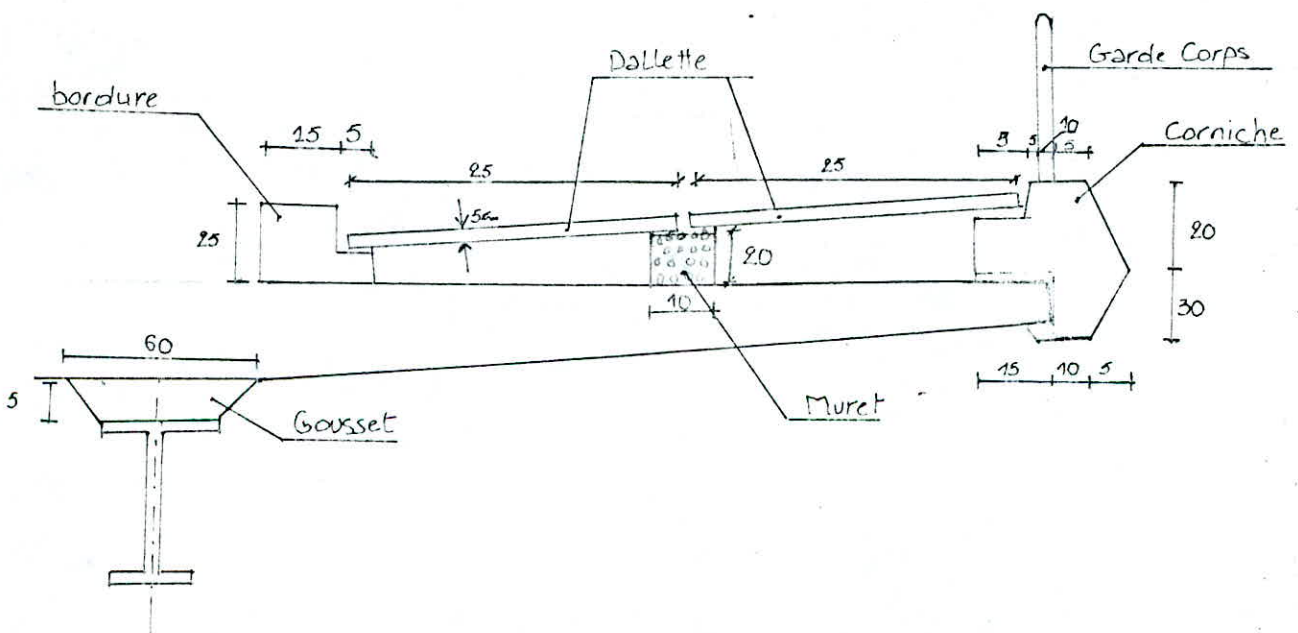


\* pour le pont isostatique :

Il se compose de quatre (04) travées indépendantes, l'étude sera faite sur une travée qu'on assimile à une poutre bi - appuyée de longueur  $L = 29,4$  m on se propose de calculer les moments fléchissant et efforts tranchants dans un certain nombre de sections ( 09 sections, vue la symétrie géométrique de la poutre ) à partir de la ligne d'influence des efforts pour la section considérée ensuite on procède à une répartition transversale de ces efforts de la même manière que pour le pont hyperstatique.

I - RESCIENCE DE CHARGES :

Détails de trottoir :



1 - Complément de charges permanentes : CCP ( Hyp - Isost )

* Etanchéité chaussée ( e = 5 cm )	: 2200 X 0,05 X 8 = 880 Kg /ml
* Etanchéité Trottoirs( e = 1 cm )	:(2200 X 0,01 X 0,85)X2 = 37,4 Kg/ml
* Bordures	:(2500 X 0,20 X 0,25 )X2 = 250 //
* Corniche	:(2500 X 0,30 X 0,5 )X2 = 750 //
* Mûrets	:(2200 X 0,2 X 0,1)X2 = 88 //
* Dallettes	:(2500 X 0,25 X 0,05 X 2)X2 = 125 //
* Garde -corps	: 2 X 100 = 200 //
* Coffrage	= - 700 //
	$\Sigma = \frac{\quad}{1630,4 \text{ Kg/ml}}$

$$\text{CCP} = 1,63 \text{ t/ml}$$

2 - Charges Permanente : CP

\* Pont hyperstatique :

- Ossature métallique : ( d'après CIOLINA ) :  $P = 100 + 0,105X^{1,6}$   
avec : en présence des travées identiques  $x = 1,4 \text{ l} = 1,4 \times 40 = 56 \text{ m}$   
d'ou:  $P = 165,81 \text{ Kg/m}^2$  avec la longueur totale =  $L = 100 \text{ m}$   $P = 1,698 \text{ t/ml}$
- dalle en B.A :  $P = 0,20 \times 2500 \times 10 = 5000 \text{ kg /ml} = 5 \text{ t/ml}$
- Coffrage :  $P = 70 \times 10 = 700 \text{ kg /ml} = 0,7 \text{ t/ml}$
- Gousset :  $B \frac{(0,6 + 0,5 \times 0,05 \times 2,5)}{2} = 0,2 \text{ t/ml}$

$$\Sigma P_i = C_{\text{hyp}}^P = 7,558 \text{ t/ml} \quad C_{\text{hyp}}^P = 7,558 \text{ t/ml}$$

\* Pont isostatique :

Sauf le poids de l'ossature métallique qui charge car :  $l = 29,4 \text{ m}$   $x = 42 \text{ m}$   
 $P = 1415,3 \text{ Kg/ml}$

$$\text{d'ou : } C_{\text{isos}}^P = 7,4 \text{ t/ml};$$

II - CALCUL DES EFFORTS :

a) - Moment Fléchissant

A - Pont Hyperstatique :

REMARQUE : on fait un exemple de calcul pour une section, pour les autres sections, on récapitule les résultats dans des tableaux (voir Annexe, Tableau N°2)

1 - Charges permanentes : CP | Section 6 |

$$M(6) = 0,0600 \times 7558 (40)^2 = 725568 \text{ Kg. m}$$

2 - Complément de charges permanentes: C.C.P

$$M(6) = 0,060 \times 1630 \times (40)^2 = 156480 \text{ Kg. m.}$$

3 - Moments dus aux charges du système A et de trottoirs:

N.B : L'effet défavorable pour ces deux types de charges est obtenu quand on charge les deux travées de rive ;

$$\text{Longueur chargeable} : L = 2 \times 40.00 \text{ m} = 80.00 \text{ m}$$

$$\text{Système A} : A(1) = 230 + \frac{36000}{L+20} = 621,3 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Largeur roulable } l = 8,00 \text{ m} ; g = 621,3 \times 8 = 4970,4 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Donc} : M(6) = (0,0800 + 0,0100) \times 4970,4 \times (40)^2 = 715737 \text{ Kg/ml.}$$

\* Trottoirs : On distingue le cas où un seul trottoir est chargé et le cas des deux trottoirs chargés simultanément .

Pour le dimensionnement des poutres, on prend en compte une charge de trottoirs de 150 Kg/m<sup>2</sup>.

$$\text{La zone chargeable du trottoir est } L = 1,00 - 0,15 = 0,85 \text{ m} \quad P = 150 \times 0,85 \text{ m}$$

$$\text{d'où} : P = 127,5 \text{ Kg/ml.}$$

$$- 1 \text{ trottoir chargé} : M(6) = 0,09 \times 127,5 \times (40)^2 = 18360 \text{ Kg.m}$$

$$- 2 \text{ trottoirs chargés} : M(6) = 2 \times 18360 = 36720 \text{ Kg.m}$$

4 - CHARGE DU SYSTEME B :

Camions Bc :

Sens de circulation vers  $-\infty$  : 1<sup>er</sup> essieu de 12 t du 2<sup>ème</sup> camion sur 6

N.B : On fait le calcul de  $\sum P_i Z_i$

$$\frac{2}{100} [(12 (8,93 + 7,8 + 4,4 + 4,8) + 6 (2,8 + 6,8))] = 7,3752.$$

Sens de circulation vers  $+\infty$  : 2<sup>ème</sup> essieu de 12t du 1<sup>er</sup> camion sur 6

$$\frac{2}{100} [(12 (8,93 + 7,8 + 4,75 + 4,3) + 6 (6,8 + 4,69))] = 7,566$$

On conclue que le cas est défavorable quand le sens de circulation est vers

$$+\infty, \text{ soit } \sum P_i Z_i = 7,566$$



\* Tendem Bt : ( on calcule également  $\sum P_i Z_i$  )

le tendem Bt est centré par rapport à la section 6

$$16( 17,2 + 17,2 ) = 5,504$$

\* Roue Br :

$$10(17,86) = 1,784$$

5 - CHAR MC 120 : ( on fera le calcul de S, voir Page 1)

N.B : Un char fait 6<sup>m</sup>.10 de long, soit donc six (06) intervalles  $d = \frac{6,10}{6} = 1,017$

1ère travée :

La résultante du char sur la section 6.

$$S_1 = \frac{1,017}{3} \times \frac{1}{100} [(15,04 + 13,9) + 4(16 + 17,86 + 15,2) + 2(17,04 + 16,6)]$$

$$S_1 = 2,449$$

3ème travée :

On rappelle qu'on peut disposer longitudinalement un char tous les 30<sup>m</sup>.50 au minimum .

d'où la résultante du char sur la section 24.

$$S_2 = \frac{1,017}{3} \times \frac{1}{100} [(1,46 + 15) + 4(1,5 + 1,54 + 1,52) + 2(1,54 + 1,54)]$$

$$S_2 = 0,0928$$

$$S = S_1 + S_2 = 2,5418$$

Convoi D : (On fera le calcul de S, Voir page 1)

Le fait que le convoi D fasse 18<sup>m</sup>.60 de long, alors  $d = \frac{18,6}{6} = 3,1$

1ère travée : le convoi D est placé à 14,9m de la section 0

$$S = \frac{3,1}{3} \times \frac{1}{100} [(9,44 + 6,2) + 4(12,2 + 17,86 + 9,2) + 2(15 + 13,5)]$$

$$S = 2,4$$

b - EFFORT TRANCHANT :

On s'intéresse uniquement aux efforts tranchants dans l'appui de rive et celui intermédiaire et de quelques sections en travée, à remarquer que pour l'appui intermédiaire, on calculera l'effort tranchant à gauche et à droite de celui-ci .

REMARQUE : On fait le calcul détaillé de la section 0, pour les autres sections on récapitule les résultats dans des tableaux ( voir annexe Tableau N°1 )

Section 0

1 - CP :

$$T(o) = 7558 \times 40 \times 0,4 = 120928 \text{ Kg}$$

2 - CCP :

$$T(o) = 1630 \times 40 \times 0,4 = 26080 \text{ Kg}$$

3 - Efforts dûs à A(ℓ) at aux trottoirs :

Deux (2) travées de rive chargées .

$$* A(\ell) : T(o) = 4970,4 \times 40 (0,4333 + 0,0167) + 89467,2 \text{ Kg}$$

$$* \text{Trottoirs} : 1 \text{ trottoir chargé} : T(o) : 127,5 \times 40 \times 0,45 = 2295 \text{ Kg}$$

$$2 \text{ trottoirs chargés} : T(o) : 2 \times 2295 = 4590 \text{ Kg}$$

4 - CHARGES DU SYSTEME B :

\* Camion Bc : sens de circulation le plus défavorable est : vers + ∞

2ème Essieu de 12t du 2ème camion sur la section 0

$$T(o) = \sum P_i Z_i = 12(1+0,96+0,69+0,625) + 6(0,81 + 0,5) = 47,16$$

$$T(o) = 47,16$$

$$* \text{Tendem Bt} : T(o) = 16 (1+ 0,96) = 31,36$$

$$* \text{Roue Br} : T(o) = 1 \times 10 = 10$$

5 - CHAR Mc 120 :

\* 1ère travée : Nu du char sur la section 0

$$S_1 = \frac{1,017}{3} \left[ (1+0,808) + 4(0,968+0,908+0,84) + 2(0,93 + 0,868) \right]$$

$$S_1 = 5,894$$

\* 2ème travée : résultante du second char sur le point 24

$$S_2 = \frac{1,017}{3} \left( 0,024 + 0,0251 + 4(0,0245+0,0256+0,0252) + 2(0,0248+0,0252) \right)$$

$$S_2 = 0,1526$$

$$\text{D'ou} : S = S_1 + S_2 = 6,046$$

6 - CONVOI D : Nu du convoi sur la section 0

$$S = \frac{3,1}{3} \left[ (1+0,44) + 4(0,9+0,71+0,522) + 2(0,808+0,615) \right]$$

$$S = 13,24.$$

C - REACTION D'APPUIS :

On remarque que dans la section 0, la réaction d'appui n'est autre que l'effort tranchant à l'appui 0. On calculera seulement la réaction d'appui 0 et celle de l'appui 10 et cela par raison de symétrie (les résultats sont récapitulés dans des tableaux, dans l'annexe .)

B - PONT ISOTATIQUE :

a/ - Moment Fléchissant : ( Remarque : tous les résultats voir annexe N°3)

\* Charge uniformément réparties :  $Q_p$ ,  $Q_{CP}$ ,  $A(\ell)$  et trottoirs

Elles sont supposées réparties sur tout le pont, le moment en une section

d'abaisse  $x$  est :  $M(x) = Qx \frac{(L - x)}{2}$  avec :

$$Q_p : Q = 7,4t/ml$$

$$Q_{CP} : Q = 1,63t/ml$$

$$A(1) : Q = A \cdot l = a_1, a_2, A(\ell) \text{ avec } \begin{cases} a_1 = 1 \text{ (pont 1 ère classe)} \\ a_2 = \frac{3,5}{4} = 0,85 \end{cases}$$

$$A(1) = 230 + \frac{36000}{29,4 + 20} = 10,99,56 \text{ Kg/m}^2$$

$$D'où : Q = \begin{cases} 3,84t/ml \text{ pour 1 voie chargée .} \\ 7,68t/ml \text{ pour 2 voies chargée.} \end{cases}$$

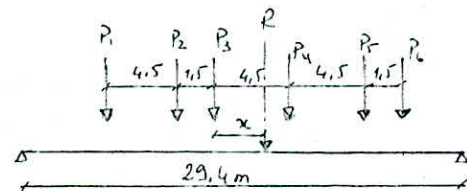
$$\text{trottoirs} : Q = 0,15t/ml$$

2 - CHARGES DU SYSTEME B :

\* Camion Bc :

- Recherche de la section dangereuse :

$$R = \sum_{i=1}^6 P_i = 60t.$$



La charge  $P_k$  sous laquelle se produira le plus grand moment des moments maximums réalisé au droit de chaque charge est celle qui satisfait l'inégalité suivante :

$$\sum_{\alpha=1}^{\alpha=k-1} P_{\alpha} \leq \frac{R}{2} \leq \sum_{\alpha=1}^{\alpha=k} P_{\alpha} \quad (a)$$

et c'est la charge  $P_3 = 12t$  qui la satisfait . D'où la section dangereuse est déterminée en positionnant la charge  $P_3$  et la résultante  $R$  symétriquement par rapport au centre de la travée : on trouve :

$$x_3 = \frac{L}{2} - \frac{X}{2} = 12,975 \text{ m}$$

$$z_3 = \frac{ab}{L} = 7,2487 \text{ m}$$

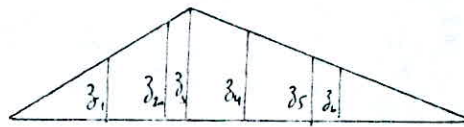
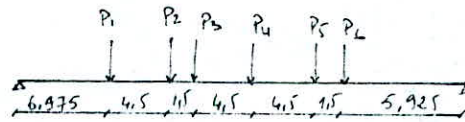
$$z_1 = 3,896$$

$$z_2 = 6,4107$$

$$z_4 = 5,2621$$

$$z_5 = 3,2768$$

$$z_6 = 2,6148$$



$$\text{D'ou } M(x_s) = \sum P_i Z_i$$

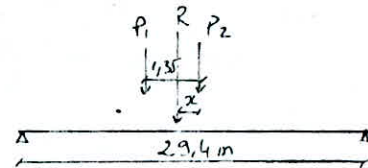
$$\text{avec } z_3 = \frac{ab}{L} = 7,2487 \text{ m}$$

$$\underline{M(x_s) = 289,56 \text{ t.m}}$$

N.B. : Pour les autres sections choisies  
les résultats sont dans l'annexe Tableau N°3

\* Tendem Bt :

- Recherche de la section dangereuse :



$R = 32 \text{ t}$  et c'est les deux charges qui vérifient la relation (a) mais  $P_2$  qui donne le moment max le plus grand.

abscisse de la section dangereuse  $x_3 = 14,4 \text{ m}$

$$z_1 = 6,686 \text{ m}$$

$$z_2 = 7,346 \text{ m}$$

$$\underline{M(x_3) = \sum P_i Z_i = 224,52 \text{ t.m}}$$



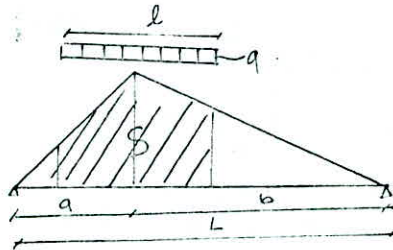
REMARQUE : le moment pour une section d'abscisse "x" se déduit de la ligne d'influence .

$$M(x) = 16 \frac{x}{L} [2(L-x) - 1,35] ; \text{ Résultat (Annexe). Tableau N°3}$$

3 - CHAR MC 120 :

$$q = \frac{110}{1} = \frac{110}{6,10} = 18,03 \text{ t/ml} , l = 29,4 \text{ m}$$

$$M = q \times S_{\text{max}} \quad \text{avec } S_{\text{max}} = \frac{ab}{L} \cdot l \left( 1 - \frac{l}{2L} \right)$$



D'où on déduit le moment pour chaque section (voir résultat : annexe)

4 - CONVOI D :

$$M = q \cdot s_{\text{max}} \quad \text{avec } S_{\text{max}} = \frac{abl}{L} \left( 1 - \frac{l}{2L} \right)$$

$$\text{Avec } l = 18,6 \text{ m} , Q = \frac{240}{18,6} = 12,9 \text{ t/ml}$$

D'où les moments pour chaque section (voir résultat : annexe, Tableau N° 4)

b - EFFORTS TRANCHANTS :

répartition de l'effet tranchant le long du pont est faite de la même façon que pour les moments .

1 - CHARGES PERMANENTES ET COMPLEMENT DE CHARGES PERMANENTES :

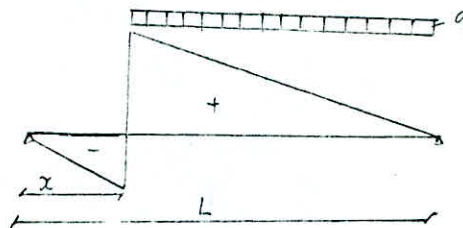
Le calcul de l'effort tranchant en chaque section d'abscisse x est :

$$T(x) = Q \left( \frac{1}{2} - x \right) \quad \text{avec } Q_{\text{ccp}} = 1,63 \text{ t/ml}$$

$$Q_{\text{cp}} = 7,4 \text{ t/ml}$$

$$L = 29,4 \text{ m}$$

2'- SURCHARGE A ET SURCHARGE DE TROTTOIRS :



La ligne d'influence de l'effet tranchant pour une section distante de "x" de l'appui de gauche  $0 \leq x \leq \frac{1}{2}$

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

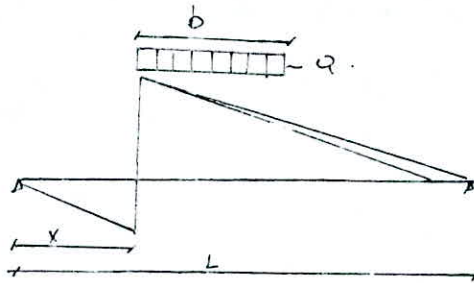
$$A(1) : Q = \begin{cases} 3,84 \text{ t/ml} , 1 \text{ v} , \text{ trottoir} \\ 7,68 \text{ t/ml} , 2 \text{ v} \end{cases} : Q = \begin{cases} 0,15 \text{ t/ml} , 1 \text{ tr} \\ 0,3 \text{ t/ml} , 2 \text{ tr} \end{cases}$$

### 3 - CHARGES DU SYSTEME B :

\* Camion Bc :  $T(x) = \sum P_i z_i$  (  $Q_q$  : m procédé que pour les moments )

\* Tendem Bt : même remarque

### 3 - CHAR Mc 120 :



On obtient pour l'effort tranchant: d'après la ligne d'influence

$$T(x) = \frac{Q \cdot b}{2L} (2(1-x) - b)$$

avec  $Q = \frac{110}{b} = \frac{110}{6,10} = 18,03 \text{ t/ml}$

### 4 - CONVOI D :

En raisonnant de la même façon que pour le Mc120 avec  $Q = 12,9 \text{ t/ml}$   
 $b = 18,6 \text{ m}$  d'ou toute section d'abscisse x l'effort tranchant est :

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

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

Ces équations sont déduites de la ligne d'influence de T.

#### REMARQUE :

Les efforts ainsi déterminés pour les deux ponts ne sont ni majorés, ni pondérés et ni répartis, on établira ci-après le calcul de ces coefficients et en tenant compte de facteur multiplicateur, on établira les efforts finaux, qui seront donnés sous forme de tableaux (voir annexe: T: N=5,6,7,8, 11)

La répartition transversale est donnée selon Mr COURBON par:

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

$$M_i = \frac{M}{n} \cdot \Delta_i$$

- CALCUL DES COEFFICIENTS -

A- Calcul des coefficients de majoration dynamiques :

On note que seuls, le char Mc120 et les charges du système B sont susceptibles de majoration pour effet dynamique.

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

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

avec L : longueur de l'élément exprimée en [m]

G : charge permanente de l'élément.

S : surcharge maximale.

surcharge	Tablier hyperstatique G=367,52t					Tablier isostatique G=272t				
	S	Coef. pond	Spond	$\delta$	$\delta_{max}$	S	Coef. pond	Spond	$\delta$	$\delta_{max}$
Bc	120	1,1	132	1,094	1,094	120	1,1	132	1,122	1,122
Bt	64	1	64	1,069		64	1	64	1,09	
Mc120	120	-	110	1,1	1,4	120	-	110	1,112	1,112

B- Calcul des coefficients de repartition :

L'application de la méthode de Courbon nous permet de définir les coefficients de répartition, en d'autre terme le pourcentage des efforts repris par chaque poutre sous une charge unitaire. On traitera uniquement la poutre intermédiaire et l'une des poutres de rive pour la raison de symétrie géométrique et de charge.

Le coefficient de répartition est donné par :  $\beta_i = \frac{\Delta_i}{n}$  avec

$$\Delta_i = 1 - 6 \frac{n+1-2i}{(n^2-1)} \cdot \frac{e}{l} \quad \text{avec } i = 1, 2, 3 \quad n = 3, \quad l = 3,60$$

$$\beta_i = \frac{1}{3} \left( 1 - \frac{2-i}{2,4} \cdot e \right)$$

d'où

Coef.	CP	CCP	A		Bc		Bt
			1V	2V	1C	2C	1t
e(m)	0	0	-2	0	-2,75	-1,25	-2,5
$\beta_1 = \beta_3$	1/3	1/3	0,611	1/3	0,715	0,507	0,68
$\beta_2$	1/3	1/3	1/3	1/3	1/3	1/3	1/3

Bt	Trottoires		MC120	D	Br
	1tr	2tr			
2t					
-1	-4,5	0	-1,85	-0,4	-3,75
0,472	0,958	1/3	0,59	0,277	0,85
1/3	1/3	1/3	1/3	1/3	1/3



- DIMENSIONNEMENT -

On fera le dimensionnement et les vérifications de la section mixte composée de la dalle en béton armé et de la poutre acier dont la liaison est assurée par des connecteurs lesquels organes jouent un rôle important dans la solidarisation B.A et poutre métallique. Sur cette base. On admet que le béton et l'acier constituent un seul et même élément ; dès lors que la loi de HOOK est applicable.

Cette loi stipule que les déformations élastiques longitudinales de deux fibres voisines l'une en béton, l'autre en acier étant égales ; on a en vertu de la loi de HOOK :

$$\frac{\epsilon_a}{E_a} = \frac{\epsilon_b}{E_b} \text{ d'où : } \epsilon_a = n \epsilon_b \text{ avec } n = \frac{E_a}{E_b}$$

n : étant la coefficient d'équivalence.

- Coefficient d'équivalence relatifs aux types -  
de Sollicitations

n = ∞ pour les charges permanentes soit : l'acier travaille seul.

n = 20 pour les compléments de charges permanentes et ceci pour la faible collaboration de la dalle par effet de fluage.

n = 15 pour les variations de température et de phénomène de retrait.

n = 6 } pour les surcharges d'exploitations ; par ailleurs quand ; la fibre  
n = ∞ } supérieure est tendue ; on suppose que l'acier travaille. Seul  
soit n = ∞ ; dans le cas contraire on prend en compte n = 6

\* Procédure de dimensionnement :

Le prédimensionnement consiste à faire une approximation de la section de base par les formules du "CIOLINA" qui se traduit par une approche de la section définitive ; fonction des calculs nécessaires.

On note que l'opération de dimensionnement intéresse la poutre de rive qui en outre la plus sollicitée (voir tableau n° 5, Annexe)

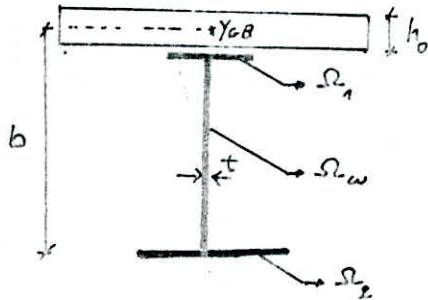
A cet effet on fait une approche de la section à 0,41 de la travée de rive dont le moment d'0 à cp est maximum. à savoir que la nuance d'acier utilisé est la E 24 soit que :

$$e = 2400 \text{ Kg/ cm}^2$$

\* Hauteur de la poutre : d'après Ciolina :

pour une partie  $l = 40$   $b = 2,1$

$$h = b - \frac{h_0}{2} = 2,1 - \frac{0,2}{2} = 2\text{m}$$



$\Omega_1$  = La section de la semelle supérieure de la poutre acier.  
 $\Omega_2$  = La section de la semelle inférieure.  
 $\Omega_w$  = La section de l'âme.  
 $h_0$  = l'épaisseur de la dalle en béton  
 soit  $h_0 = 20\text{ cm}$

\* Evaluation de  $\Omega_1$ ,  $\Omega_2$  et  $\Omega_w$  :

La semelle  $\Omega_1$  doit pouvoir supporter les efforts encourus de construction dus aux coufrages et au poids du béton liquide ; et on a :  $\sigma_1 \geq 1,13 \frac{M}{b \times b_e}$   
 avec  $M_{cp} = 425,24\text{t.m}$  (sect 4).

La semelle  $\Omega_2$  doit pouvoir supporter les efforts en service lesquels devraient engendrer l'effet le plus défavorable et on a :  $\sigma_2 \geq \frac{5}{6} \frac{M}{b \times b_e}$  avec

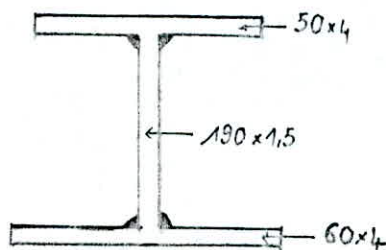
$$M (cp + ccp + Mc120 + tr) = 1220\text{t}$$

$$\bullet \Omega_1 \geq 1,13 \times \frac{425,24 \times 10^5}{210 \times 2400} = 95,34\text{ cm}^2$$

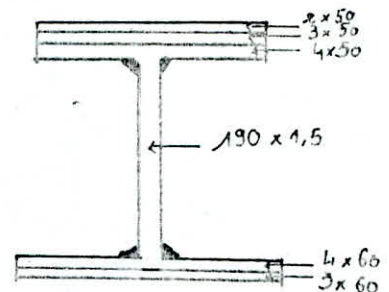
$$\bullet \Omega_2 \geq \frac{5}{6} \times \frac{1220 \times 10^5}{210 \times 2400} = 201,71\text{ cm}^2$$

$$\Omega_w \geq 1,2 \Omega_2 \Rightarrow \Omega_w = 1,2 \times 201,71 = 242\text{ cm}^2$$

\* choix des sections : on aura à vérifier deux sections différentes :

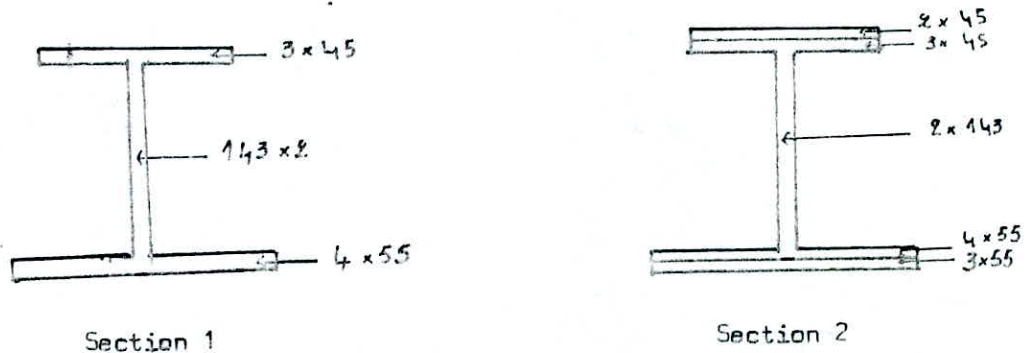


Section 1



Section 2

et pour l'isostatique on a : les deux sections suivantes choisies selon les formules de Ciolina :



Avant de passer au calcul proprement dit de la section mixte ; il est bon de rappeler que la poutre de rive étant la plus sollicitée ; la largeur de la dalle participante est  $L = \frac{3,6}{2} + 0,85$  soit  $L = 2^m,65$ .

Toute fois la largeur de la dalle participante qui représente la table de compression doit vérifier les conditions suivantes :

- 1- la même zone de hourdis ne peut pas être attribuée à 2 poutres différentes.
- 2- Cette largeur doit rester inférieure à :
  - a) les  $\frac{2}{3}$  de la distance de la section considérée au point de moment nul le plus proche.
  - b) Le  $\frac{1}{6}$  de portée de travée (portée minimale pour être dans un cas le plus défavorable).

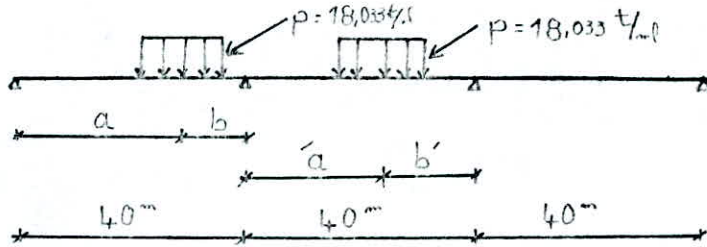
Cependant on fera un calcul de distance pour les sections dangereuses soient dans la section 6 et la section d'appui 10 par le fait également que les deux sections travaillent différemment ; à savoir compression de la fibre supérieure dans la section "10" et traction dans la section "10"

- Méthode de calcul :

On opte pour la méthode des trois <sup>moments</sup> pour la détermination de la distance de la section dangereuse au point de moment nul le plus proche ; pour les deux sections "10" et "6" le moment maximal est donné par la combinaison :  $cp + ccp + Mc 120 + Trottoir$  ; on procédera donc par superposition des effets : à savoir que les tables "d'otto Bollinger" donnent directement le moment sous  $cp + ccp$  ainsi que les charges de trottoir un calcul approprié reste pour le char  $Mc 120$  pour les sections sus-citées .

Section 10

Recherche des moments en chaque point de l'appui "10" pour le char MC 120 la disposition donnant l'effet le plus défavorable pour l'appui intermédiaire étant connue : (voir annexe : lignes d'influence du moment fléchissant de la section "10" Tab N<sup>e</sup>)



$$a = 24 \text{ m} ; b = 16 \text{ m}$$

$$a' = 20 \text{ m}, 6 ; b' = 19 \text{ m}, 4$$

$$1_1 M_0 + 2(1_1 + 1_2) M_1 + 1_2 M_2 = -6 \left[ \frac{\alpha_1 \times \alpha_1}{1_1} + \frac{\alpha_2 \beta_2}{1_2} \right]$$

$$1_2 M_1 + 2(1_2 + 1_1) M_2 + 1_1 M_3 = -6 \left[ \frac{\alpha_2 \alpha_2}{1_2} + \frac{\alpha_3 \beta_3}{1_1} \right]$$

$$\begin{cases} 1_1 = 1_2 = 1 = 40\text{m} \\ M_0 = M_3 = 0 \end{cases}$$

$$2 \times 80 M_1 + 40 M_2 = -6 \left[ \frac{p \alpha a}{24 \times 1} (4l^2 - 4a^2 - \alpha^2) + \frac{p \alpha b'}{24 \times 1} (4l^2 - 4b'^2 - \alpha^2) \right]$$

$$40 M_1 + 2 \times 80 M_2 = -6 \left[ \frac{p \alpha a'}{24 \times 1} (4l^2 - 4a'^2 - \alpha^2) \right]$$

donc :

$$\frac{p \alpha a}{24 \times 1} (4l^2 - 4a^2 - \alpha^2) = \frac{110 \times 24}{24 \times 40} (4(40)^2 - 4(24)^2 - (6,10)^2) = 116,7$$

$$\frac{p \alpha b'}{24 \times 1} (4l^2 - 4b'^2 - \alpha^2) = \frac{110 \times 19,4}{24 \times 40} (6400 - 4(19,4)^2 - (6,10)^2) = 10797,5$$

$$\frac{p \alpha a'}{24 \times 1} (4l^2 - 4a'^2 - \alpha^2) = \frac{110 \times 20,6}{24 \times 40} (6400 - 4(20,6)^2 - (6,10)^2) = 11012,17$$

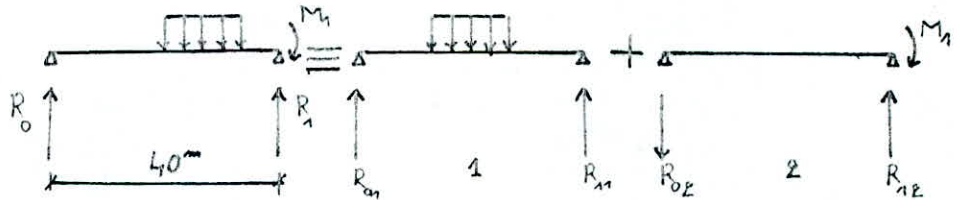
$$\begin{cases} 160 M_1 + 40 M_2 = -6 (116,7 + 10797,5) = -71755,2 \\ 40 M_1 + 160 M_2 = -6 (11012,17) = -66073 \end{cases}$$

En résolvant le système d'équation suivant :

$$\begin{cases} 160 M_1 + 40 M_2 = - 71755,2 \\ 40 M_1 + 160 M_2 = - 66073 \end{cases} \Rightarrow \text{ nous aurons : } \begin{cases} M_1 = - 368,24 \text{ t.m} \\ M_2 = - 321 \text{ t.m} \end{cases}$$

Recherche des équations donnant le moment pour chacune des travées :

travée 1 :



$$\textcircled{1} \quad R_{01} + R_{11} = 110 \text{ t}$$

$$\sum M/O = 0 \Leftrightarrow R_{11} \times 40 - 110 \times 24 = 0 \Rightarrow R_{11} = \frac{110 \times 24}{40} = 66 \text{ t}$$

$$\text{donc } R_{01} = 110 - R_{11} = 110 - 66 = 44 \text{ t}$$

$$\textcircled{2} \quad R_{12} + R_{02} = 0 \Rightarrow R_{02} = - R_{12}$$

$$\sum M/O = 0 \Leftrightarrow R_{12} \times 40 - M_1 = 0 \Leftrightarrow R_{12} = \frac{M_1}{40} = \frac{-368,24}{40} = -9,2 \text{ t}$$

$$R_{02} = - R_{12} = 9,2 \text{ t}$$

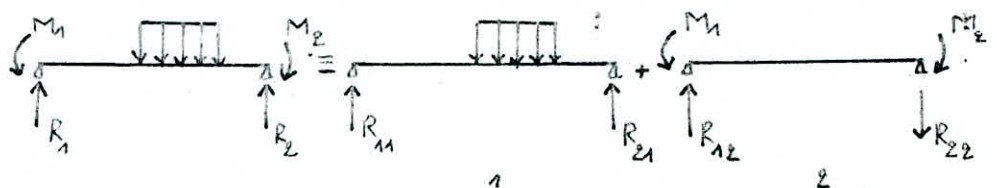
$$R_0 = R_{01} + R_{02} = 44 + 9,2 = 53,2 \text{ t}$$

$$R_1 = R_{11} + R_{12} = 66 - 9,2 = 56,8 \text{ t}$$

travée "1" :

$$\begin{aligned} 0 &\leq x \leq 20^m, 95 \\ M(x) &= 34,8 \times x \\ 20^m, 95 &\leq x \leq 27^m, 05 \\ M(x) &= 34,8 (x - 20,95) \times \frac{18,033 \times x^2}{2} \\ 27^m, 05 &\leq x \leq 40^m \\ M(x) &= 34,8 (x + 27,05) - 110 (x + 3,05) \end{aligned}$$

travée 2 :



$$\textcircled{1} \Rightarrow R_{11} + R_{21} = 110t$$

$$\Sigma M/1 = 0 \Leftrightarrow R_{21} \times 40 - 110 \times 20,6 = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_{21} = \frac{110 \times 20,6}{40} = 56,65t \\ R_{11} = 110 - 56,65 = 53,35t \end{cases}$$

$$\textcircled{2} \Rightarrow R_{12} - R_{22} = 0 \Leftrightarrow R_{12} = + R_{22}$$

$$\Sigma M/1 = 0 \Leftrightarrow M_1 - M_2 - R_{22} \times 40 = 0 \Rightarrow \begin{cases} R_{22} = \frac{M_1 - M_2}{40} = \frac{368,24 - 321}{40} = 1,2t \\ R_{12} = 1,2t \end{cases}$$

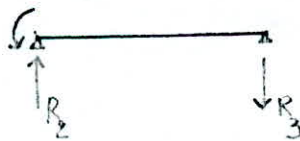
$$R_1 = R_{11} + R_{12} = 53,35 + 1,2 = 54,55t$$

$$R_2 = R_{21} + R_{22} = 56,65 - 1,2 = 55,45t$$

travée "2" :

$$\begin{aligned} 0 \leq x \leq 17,55 \\ M(x) &= 54,55x - M_1 \\ 17,55 \leq x \leq 23,65 \\ M(x) &= 54,55(x + 17,95) - M_1 - \frac{18,033 \times x^2}{2} \\ 23,65 \leq x \leq 40^m \\ M(x) &= 54,55(x + 23,65) - M_1 - 110(x + 3,05) \end{aligned}$$

travée 3 :



$$R_3 - R_2 = 0 \Rightarrow R_3 = R_2$$

$$\begin{aligned} \Sigma M/2 = 0 \Rightarrow -R_3 \times 40 + M_2 = 0 \Rightarrow R_3 = \frac{M_2}{40} \\ \Rightarrow R_2 = R_3 = \frac{M_2}{40} = \frac{321}{40} = 8,025t \end{aligned}$$

travée "3" :

$$\begin{aligned} 0 \leq x \leq 40 \\ M(x) = \frac{M_2}{40}x - M_2 \end{aligned}$$

\* On procédera de la même manière pour la section "6" avec la disposition de char Mc 120 donnant l'effet le plus défavorable sur cette section on a :

$$\text{avec } \begin{cases} a = 24m & ; & b = 16m \\ a' = 16m & ; & b' = 24m \end{cases}$$

\* On dressera les tableaux où vont figurer les moments maximums relatifs aux 2 sections "10" et "6" conformément aux types de sollicitations qui donnent les effets défavorables ; il est cependant bon de savoir que ces efforts intéressent la poutre de rive ; il convient donc de répartir ces efforts sur celle-ci ; ces derniers devant être également pondérés et majorés (voir Annexe 1 : Tableaux N° ...)

Ces deux tableaux nous permettent de tracer les diagrammes des moments fléchissants respectifs ; ainsi on obtient :

\* Pour la section (10) la distance de la section dangereuse au point de moment nul le plus proche est :  $d = 6^m.40$  on a donc  $\frac{2}{3} \times d = 4^m.26$

\* Pour la section (6) la distance de la section dangereuse au point de moment nul proche est :  $d = 10^m.80$  on a donc  $\frac{2}{3} \times d = 7^m.20$

\* La longueur minimale de travée est :  $L = 40m.00$

On a donc  $\frac{L}{6} = \frac{40}{6} = 6^m.67$

La largeur de la dalle participante vérifie toutes les conditions à remplir par la table de compression ; à savoir que  $L = 2^m.65$  est définitive.

#### Etude de la Section mixte

tel que :  $G_B$  = Centre de gravité de la section "S<sub>B</sub>"

$G_A$  = Centre de gravité de la section d'acier "S<sub>a</sub>"

$G$  = Centre de gravité de la section mixte "S"

$$a_i = \frac{S_b \times e}{n_i \times S_i} ; b_i = \frac{S_a \times e}{S_i}$$

tel que :  $e = G_B - G_A$

$a$  = représente la distance du c.d.g. générale ( $G'$ ) à  $G'_A$

$b_i$  = représente la distance du c.d.g. générale ( $G$ ) à  $G'_B$

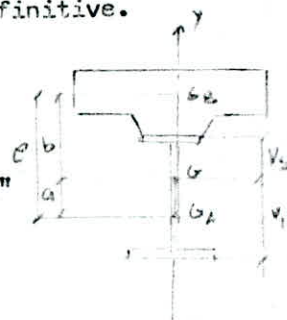
$S_i$  = L'aire de la section homogénéisée

$$S_i = S_a + \frac{S_b}{n_i}$$

soit : l'expression suivante :

$$I_i = I_A + \frac{I_B}{n_i} + a_i b_i S_i \quad \text{qui représente l'inertie de la section mixte}$$

ainsi on calculera et on résumera dans un tableau les caractéristiques géométriques de la section mixte avec les sections d'acier déjà choisies (voir dimensionnement).



## Section 1

$\downarrow$ mi	$\infty$	18	15	6
S (cm <sup>2</sup> )	725	1034	1096	1654
a (cm)	0	36,03	40,8	67,58
b (cm)	120,3	84,35	79,58	52,73
I (cm <sup>4</sup> )	4967723	8123235	8540952	10899345
V <sub>S</sub> (cm)	106	69,9	65,19	38,34
V <sub>i</sub> (cm)	92	128	132,87	159,66
V <sub>b</sub> (cm)	131	94	90,19	63,34
I/V <sub>S</sub> (cm <sup>3</sup> )	46898,88	116095,3	130999,5	284213,6
I/V <sub>i</sub> (cm <sup>3</sup> )	53952,5	63406,5	64278,19	68264,7
I/V <sub>b</sub> (cm <sup>3</sup> )	37943,5	85534,37	94690,76	172052

$$S_a = 725 \text{ cm}^2 \quad ; \quad I_A = 4967723 \text{ cm}^4$$

$$S_b = 5575 \text{ cm}^2 \quad ; \quad I_B = 217780,6 \text{ cm}^4$$

$$Y_{GA} = 92 \text{ cm}$$

$$Y_{GB} = 212,38 \text{ cm}$$

## Section 2

$\infty$	18	15	6
1155	1464	1526	2084
0	24,63	28,35	51,9
116,4	91,85	88,12	64,52
9392304	12716575	13219945	16408956
102	77,46	73,73	50,13
104	128,6	132,3	155,87
127	102,46	98,7	75
92046,26	1164158	179293,4	327270
90344,46	98890,89	99910,94	105273,1
73932,47	124106	133695,1	218381,6

$$S_a = 1155 \text{ cm}^2 \quad ; \quad I_A = 9392304 \text{ cm}^4$$

$$S_b = 5575 \text{ cm}^2 \quad ; \quad I_B = 217780,6 \text{ cm}^4$$

$$Y_{GA} = 103,96 \text{ cm}$$

$$Y_{GB} = 220,38 \text{ cm}$$



## Section 1

$n_i$ ↓	$\infty$	18	15	6
S (cm <sup>2</sup> )	641	946,55	1007,66	1557,66
a (cm)	0	31,87	35,94	58,10
b (cm)	98,74	66,86	62,82	40,63
I (cm <sup>4</sup> )	2333537,6	4362847,9	4622881,5	6046569,6
$V_S$ (cm)	84	52,13	48,06	25,9
$V_i$ (cm)	66	97,87	101,94	124,1
$V_b$ (cm)	109	77,13	73,06	50,9
$I/V_S$ (cm <sup>3</sup> )	27780,21	83691,69	96189,79	233458,28
$I/V_i$ (cm <sup>3</sup> )	35356,63	44577,99	45349,043	48723,365
$I/V_b$ (cm <sup>3</sup> )	21408,601	56564,86	63275,14	118793,11

$$S_a = 641 \text{ cm}^2 \quad ; \quad I_A = 2333537,6 \text{ cm}^4$$

$$S_b = 5500 \text{ cm}^2 \quad ; \quad I_B = 214483,4 \text{ cm}^4$$

$$Y_{GA} = 66 \text{ cm} \quad ; \quad Y_{GB} = 164,74 \text{ cm}$$

## Section 2

$n_i$ ↓	$\infty$	18	15	6
S (cm <sup>2</sup> )	896	1201,56	1262,67	1812,67
a (cm)	0	26,635	30,42	52,966
b (cm)	104,74	78,10	74,32	51,772
I (cm <sup>4</sup> )	3743394,8	6254926,45	6612356	8749765,5
$V_S$ (cm)	90	63,365	59,58	37,034
$V_i$ (cm)	65	91,635	95,42	117,966
$V_b$ (cm)	165	88,365	84,58	62,034
$I/V_S$ (cm <sup>3</sup> )	41593,275	98712,64	110982,81	236263,04
$I/V_i$ (cm <sup>3</sup> )	5790,69	68259,141	69297,38	74171,926
$I/V_b$ (cm <sup>3</sup> )	32551,259	70785,112	78178,72	141047,9

$$S_a = 896 \text{ cm}^2 \quad ; \quad I_A = 3743394,8 \text{ cm}^4$$

$$S_b = 5500 \text{ cm}^2 \quad ; \quad I_B = 214483,4 \text{ cm}^4$$

$$Y_{GA} = 65 \text{ cm} \quad ; \quad Y_{GB} = 169,74 \text{ cm}$$



Effet du retrait et de la variation  
de température  
-----

A - Effet du retrait isostatique :

Il faut remarquer que étant rigidement liée à la structure métallique ; la dalle ne peut effectuer librement son retrait ; cela se traduit par la création d'un effort normal fictif de traction appliqué au centre de gravité de la dalle on a alors :

$$N_b = \epsilon_r \times E_b \times B \quad \text{avec} \quad \epsilon_b = \frac{\epsilon_a}{15} = 1,4 \times 10^{-5}$$

Ce dernier donne naissance à un effort de réaction dans la section mixte lequel effort de compression soit tel que :

$$N_m = - N_b$$

Cet effort excentré par rapport au centre de gravité de la section homogène ; induit un moment de flexion tel que :

$$M_m = N_m \times b_{15}$$

1) Effort normal fictif de traction sur la dalle :

$$N_b = \epsilon_r \times E_b \times B \Rightarrow N_b = 4,5 \times 10^{-4} \times 1,4 \times 10^5 \times 5575 = 351225 \text{ Kg.}$$

l'effort de traction pondéré : de 32 % est :

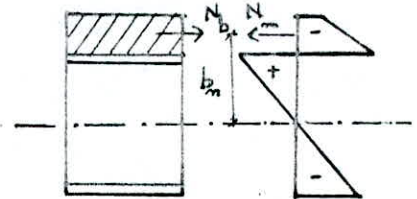
$$N_b = - 463,617t$$

2) Effort normal de compression :

$$N_m = - N_b \Rightarrow N_m = + 463,617t$$

3) Calcul du moment de flexion :

$$M_m = N_m \times b_{15} \Rightarrow M_m = 463,617 \times 0,8812 = 408,54t.m$$



B - Effet d'une variation de température :

l'effet d'une différence de température entre l'acier et le béton soit

$\Delta T = T_a - T_b$  engendré des efforts de même nature que ceux du retrait dans le cas de la dalle froide ( $\Delta T > 0$ ), et des efforts de nature inverse dans le cas de la dalle chaude ( $\Delta T < 0$ ).

Ainsi une augmentation de température de  $+ 10^\circ\text{C}$  correspondrait à un retrait spécifique soit :  $\epsilon_s = 10^{-5} \times 10 = 10^{-4}$

\* Cas de la dalle froide ( $\Delta t = + 10^\circ\text{C}$ )

1) Effort normal fictif de traction sur la dalle :

$$N_b = 10^{-4} \times 1,4 \times 10^5 \times 5575 = 78050 \text{ Kg}$$

L'effort de traction pondéré : de 50% est donc :

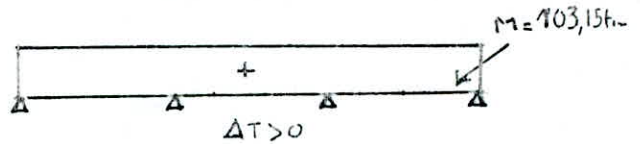
$$N_b = - 117,07t$$

2) Effort normal de compression :

$$N_m = - N_b \Rightarrow N_m = + 117,07t$$

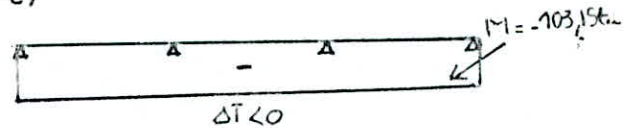
3) Moment de flexion :

$$M_m = 117,07 \times 0,8812 = + 103,15t \cdot m$$



\* cas de la dalle chaude : (  $\Delta T = - 10^\circ c$  )

les effets sont inversés

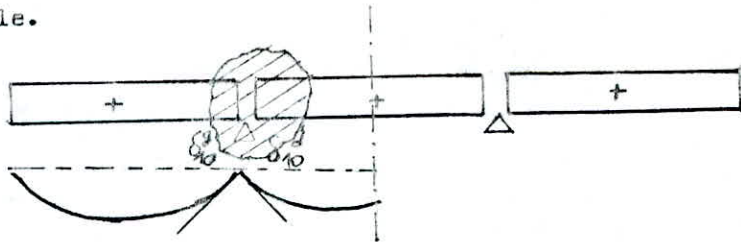


On rappelle que le fait qu'on ait une poutre continue ; il faut prendre en considération la continuité sur appuis ; qui se traduit par les moments de continuité.

"Calcul des moments parasites engendrés  
par le retrait et la variation de température"

A - Moment parasite de retrait :

Le retrait du béton qui reste une action interne ; développe des efforts de continuité qui feront d'efforts externes et qui sont dus au fait que les déformations sur les sections d'appuis intermédiaires sont empêchées. On calcul la rotation à l'appui intermédiaire due au moment de flexion et également celle due à un moment unitaire, l'établissement de la condition de compatibilité ; nous permet de calculer le moment parasite si l'on admet que le système reste en équilibre, à savoir que la rotation générale dans l'appui soit nulle.

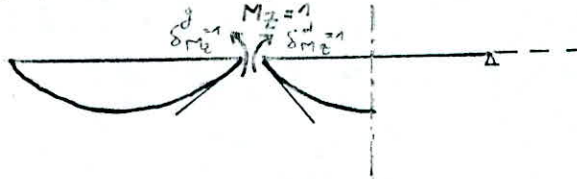


1) Calcul de la rotation due à  $M_m$  à l'appui 10

$$\delta_{10} = \delta_{10}^g + \delta_{10}^d = \frac{M_m}{2 \times E_a \times I_{15}} (l_1 + l_2)$$

$$\delta_{10} = \frac{408,54 \times 10^5 \times (80) \times 10^2}{2 \times 21 \times 10^5 \times 1,322 \times 10^7} = 5,88 \times 10^{-3}$$

2) Calcul de la rotation à l'appui 10 dans le système fondamental :



$$\delta_{(M_z=1)} = \frac{1}{Ea \times I_{15}} \left( \frac{l_1}{3} + \frac{l_2}{2} \right)$$

$$\delta_{(M_z=1)} = \frac{1 \times 10^2}{21 \times 10^5 \times 1,322 \times 10^7} \left( \frac{40}{3} + \frac{40}{2} \right)$$

$$\delta_{(M_z=1)} = 1,2 \times 10^{-10}$$

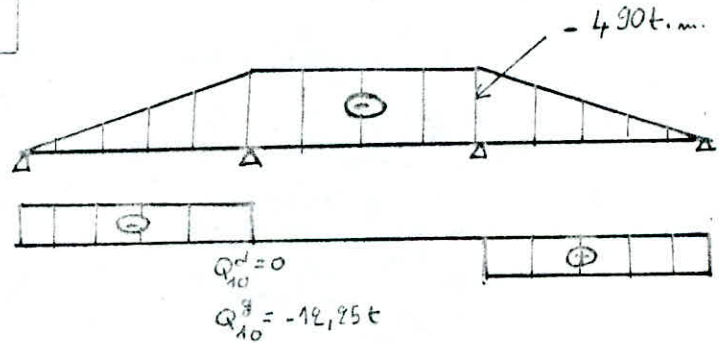
\* L'équation de compatibilité nous permet d'écrire :

$$\delta_{10} + M_z (\delta_{M_z=1}) = 0$$

d'où

$$M_z = - \frac{\delta_{10}}{\delta_{(M_z=1)}} \Rightarrow M_z = \frac{-5,86}{1,2} \times 10^7 = -4,9 \times 10^7 \text{ Kg} \times \text{cm}$$

ce qui donne :  $M_z = -490 \text{ t.m}$



B - Moment parasite dû à  $\Delta t = +10^\circ\text{C}$

Le calcul est identique à celui du retrait, on obtient

$$\delta_{10} = \frac{M_m}{2 Ea \times I_{15}} (l_1 + l_2) \quad \delta_{10} = \frac{103,15 \times 10^5 \times 80 \times 10^2}{2 \times 21 \times 10^5 \times 1,322 \times 10^7} = 1,48 \times 10^{-3}$$

$$\text{on trouve alors : } M_z = - \frac{\delta_{10}}{\delta_{(M_z=1)}} = - \frac{1,48}{1,2} \times 10^7 = -1,23 \times 10^7 \text{ Kg.cm}$$

$$M_z = -123,8 \text{ t.m}$$

La dénivellation d'appui :

Deux facteurs sont à l'origine de traction dans le béton :

- Les moments négatifs sur appui intermédiaire d'une travée continue.
- Les effets différés (retrait et température).

A cet effet, on décide de précontraindre la dalle par dénivellation des appuis intermédiaires.

- Le principe :

c'est une méthode qui consiste à limiter voir même d'annuler les contraintes de traction dans le béton, sous l'effet des "ccp + Retrait +  $\Delta T$ ".

Il s'agit donc de recomprimer le béton qui résiste très mal à la traction.

- Le procédure :



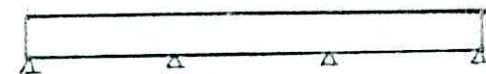
surélévation des appuis intermédiaires



1- Coulage du béton dans les zones comprimées



2- Coulage du béton dans les zones tendues



3- Abaissement des appuis intermédiaires après durcissement du béton.

- Le calcul :

d'après la répartition sur la poutre de rive on a : au niveau de l'appui 10 :

\* Le moment d0 à C.C.P. :  $M = - 114,64t.m$

La contrainte de traction dans le béton engendrée par ce moment est :

$$\sigma_b = \frac{M}{n \times w_b} ; n = 18 ; w_b = 124106 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow \sigma_b = - 5,13 \text{ Kg/cm}^2$$

\* (Retrait +  $\Delta T$ ) Hyperstatique :  $n = 15$

$$M = - 490 - 123,8 = - 613,8t.m$$

$$\sigma_b = \frac{M}{n \times w_b} = \frac{- 613,8 \times 10^5}{15 \times 133895} = - 30,56 \text{ Kg/cm}^2$$

\* (Retrait +  $\Delta T$ ) Isostatique :

- Contrainte due à l'effort normal fictif de traction sur la dalle :

$$N_b = -463,61 - 117,07 \Rightarrow N_b = -580,68t$$

$$\sigma_{b1} = \frac{N_b}{B} = \frac{-580,68 \times 10^3}{5575} = -104 \text{ Kg/cm}^2$$

- Contrainte due à la réaction dans la section mixte :

$$\sigma_{b2} = \frac{M_m}{n \times W_b} + \frac{N_m}{n \times S_{15}} = \frac{(408,5 + 103,15) \times 10^5}{15 \times 133895} + \frac{580,68 \times 10^3}{15 \times 1526}$$

$$\sigma_{b2} = +50,84 \text{ Kg/cm}^2$$

Ce qui donne :  $\sigma_b = \sigma_{b1} + \sigma_{b2} = -104 + 50,84 = -53,16 \text{ Kg/cm}^2$

Ce qui donne  $\sum \sigma_b = -5,13 - 30,56 - 53,16 = -88,85 \text{ Kg/cm}^2$

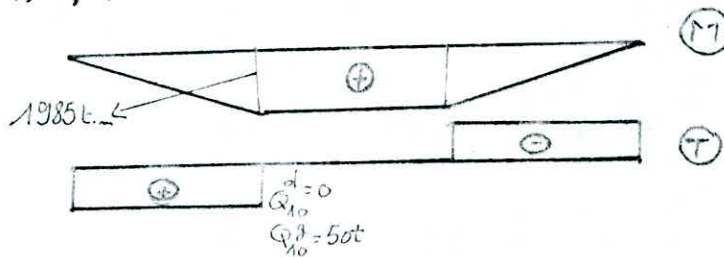
Le moment qui peut engendrer cette contrainte est :

$$M = n \times w_b \times \sigma_b = -18 \times 88,85 \times 124106 = -1984,8t.m$$

1- Dénivellation Retour (n = 18)

Il faut donc créer un moment pour recomprimer le béton tel que :

$$M \gg +1984,8t.m \quad \text{soit} \quad M = +1985t.m$$



\* Calcul de la flèche engendrée par ce moment :

$$\text{soit } y = \frac{Ml^1}{EI} (2l_1 + 3l_2) \quad [\text{tiré de l'équation des trois moments}]$$

$$y = \frac{1985 \times 10^5 \times 40 \times 10^2}{6 \times 21 \times 10^5 \times 1,272 \times 10^7} (2 \times 40 + 3 \times 40) \times 10^2$$

$$y = 99 \text{ cm}$$

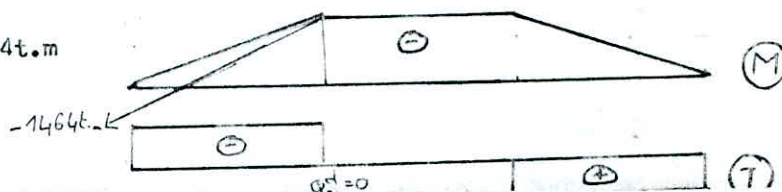
\* Remarque : dans le cas d'un pont mixte à travées inégales cette flèche due à la dénivellation d'appui est peut être réduite ; ainsi que l'allègement des efforts dans les travées de rive.

2- Dénivellation Aller (n = 18)

Seule la section d'acier travaille par le fait que le béton est liquide :

$$y = 99 \text{ cm} \Rightarrow M = - \frac{y \times 6 \times EI}{l_1 (2l_1 + 3l_2)} = - \frac{99 \times 6 \times 21 \times 10^5 \times 9392304}{40 (2 \times 40 + 3 \times 40) \times 10^4}$$

$$M = -1464t.m$$



- Vérification des Contraintes -

I- Partie Hyperstatique :

On établit les vérifications des contraintes en trois phases.

1- Phase de Construction : "Surélévation des appuis"

dans Cette étape, la section des poutres métalliques résiste seule aux efforts sollicitant la structure.

On ne prend en compte que les effets de :

- La dénivellation aller.
- Les charges permanentes.
- Le retrait partiel (avec  $\epsilon_r = 1,5 \times 10^{-4}$ )

2- Service à vide :

Dans cette étape ; le béton a durci on procède à la "dénivellation Retour" on prend en compte alors les effets de :

- La dénivellation aller et retour.
- Charge permanente et complément de charge permanente.
- L'action du retrait et  $\Delta T$ .

et il faut prendre les sollicitations qui s'imposent avec leurs coefficient d'équivalence respectifs.

3- Service en charge :

Dans cette dernière étape ; on prend en compte l'effet des surcharges ( $n = 6$ )

\* Calcul du retrait partiel :

1- Retrait partiel dû au retrait isostatique :

\* Effort normal fictif de traction (à traction) sur la dalle :

$$N_b = - 463,6 \times \frac{1,5 \times 10^{-4}}{4,5 \times 10^{-4}} \rightarrow N_b = -154,5t.$$

\* Effort normal de compression :

$$N_m = - N_b \quad N_m = + 154,5t$$

\* Moment de flexion positif :

$$M_m = + 154,5 \times 0,8812 = + 136,2t.$$

2- Retrait Partiel dû au retrait hyperstatique :

Le moment de retrait partiel représente la fraction de retrait hyperstatique tel que :  $\epsilon = 1,5 \times 10^{-4}$

Tableau englobant les moments de retrait et  $\Delta T$  hyperstatique ;  
celui de retrait partiel ainsi que les moments de  
dénivellation d'appuis

Section	D.N Aller	D.N Retour	Retrait total hyperstatique	Retrait partiel hyperstatique	$\Delta T$ Hyperstatique
0	0	0	0	0	0
1	- 146	+ 198	- 50	- 16	+ 12
2	- 292,8	+ 794	- 98	- 32	+ 24,6
3	- 439	+ 595	- 147	- 49	+ 37
4	- 585,6	+ 794	- 196	- 65	+ 49
5	- 732	+ 992,5	- 245	- 81,6	+ 61,5
6	- 900	+ 1200	- 294	- 98	+ 74
7	- 1025	+ 1389,5	- 343	- 114	+ 86
8	- 1171	+ 1588	- 392	- 130,6	+ 98
9	- 1317,6	+ 1786,5	- 441	- 147	+ 110,7
10	- 1464	+ 1985	- 490	- 163	+ 123
11	- 1464	+ 1985	- 490	- 163	+ 123
12	- 1464	+ 1985	- 490	- 163	+ 123
13	- 1464	+ 1985	- 490	- 163	+ 123
14	- 1464	+ 1985	- 490	- 163	+ 123
15	- 1464	+ 1985	- 490	- 163	+ 123

Les relations suivantes nous donnent les contraintes " $\sigma$ " :

- Sur la fibre supérieure du béton :  $\sigma_b = \frac{M}{n \times w_b} + \frac{N}{n S_n} - \frac{N}{S_b}$

- Sur la semelle supérieure de la partie métallique :  $\sigma_s = \frac{M}{w_s} + \frac{N}{S_n}$



- Sur la semelle inférieure de la poutre métallique :  $\sigma_i = \frac{-M}{w_i} + \frac{N}{S_n}$

On établira un calcul de vérification conforme aux sections 6 et 10 qui représentent respectivement les efforts maximums en travée et les efforts maximums à l'appui.

Section 6

1- Etape de surélévation des appuis intermédiaires :

		M(t.m)	N (t)	σ <sub>s</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>i</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )
DN Aller	∞	- 900		- 977,7	+ 996,15
CP	∞	+ 319		+ 346,56	- 353
Rple isostatique	∞	+ 136	+ 154 - 154	+ 147,75 + 193,68	- 284,2
Rple Hyperstatique	∞	- 98		- 106,46	+ 106,46
Σ contraintes	∞	- 543		- 456,17	+ 465,4
σ Admissibles				- 2400	+ 2400

2- En Service à vide :

	h	M(t.m)	N(t)	σ <sub>b</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>i</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )
DN aller	∞	-900		0	-977,7	+ 996,15
CP	∞	+319		0	+346,56	- 353
DN Retour	18	+1200	+ 54		+ 731	- 1213,5
CCP	18	+68,8		+3,08	+41,9	- 69,57
Retrait isost	15	+408,5	+463,5 -463,5	+ 40,5 - 83	+531,5	-105,16
Δt "c" isost	15	-103	- 116 + 116	- 10,2 + 20,8	-133,4	+27,1
Δt "F" isost	15	+ 103	+ 116 -116	+ 10,2 - 20,8	+ 133,4	-27,1
retrait hyperst	15	- 294		-14,6	- 164	294,26
Δt "c" hyperst	15	+ 74		+ 3,7	+ 42	-74,2

$\Delta t$ "F" Hyperst	15	- 74		- 3,7	- 42	+ 74,2
Total	DC			+ 14,28	+ 417,86	- 497,92
	DF			- 14,32	+ 600,66	- 403,7
	$\nabla$ admissibles			+ 137	+ 2400	- 2400
				- 30		

### 3- En service en charge :

Le moment de surcharge positif entraine une compression dans le béton ; et donc le béton participe à la résistance ; il résulte alors des contraintes qui vont s'ajouter à celles dues au service à vide.

	A	M(t.m)	N (t)	$\nabla_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\nabla_s$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\nabla_i$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
Mc 120 + 1t <sub>t</sub>	6	1598,84		+ 122	+ 488,5	- 1518,75
TOTAL		DC		+ 136,3	+ 906,36	- 2016,67
		DF		+ 107,68	+ 1089,16	- 1922,45
	$\nabla$ admissibles			137	+ 2400	- 2400

### Section 10

#### 1- Etape de surélévation des appuis intermédiaires :

	n	M(t,m)	N (t)	$\nabla_s$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\nabla_i$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
DN aller	$\infty$	- 1464		- 1600	+ 1620,38
CP	$\infty$	- 531,5		- 577,42	+ 588,3
Rple isest	$\infty$	+ 136	+ 154 - 154	+ 147,75 + 133,68	- 284,2
Rple hyperst	$\infty$	- 163		- 177	+ 180,42
$\Sigma$ Contrainte		- 2022,5		- 2077	+ 2105
	$\nabla$ admissibles			- 2400	+ 2400

#### 2 - En service à vide :

	h	M(t.m)	N(t)	$\sigma_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_i$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
DN aller	$\infty$	-1464		0	- 1600	+ 1620,38
CP	$\infty$	-531,5		0	- 577,42	+ 588,3
DN retour	18	+ 1985		+ 88,85	+ 1209	- 2007
CCP	18	-114,64		- 5,13	- 69,8	+ 116
retrait isost	15	+408,5	+ 463,5 -463,5	+ 40,5 - 83	+ 531,5	- 105,16
t"C" isost	15	- 103	- 116 - 116	- 10,2 + 20,8	- 133,4	+ 27
t"F" isost	15	+ 103	+116 - 116	+ 10,2 - 20,8	+ 133,4	- 27
retrait hyperst	15	- 490		- 24,4	- 273,4	+ 490,63
t"C" hyperst	15	+ 123		+ 6,12	+ 68,6	- 123,1
t"F" hyperst	15	- 123		- 6,12	- 68,6	+ 123,1
TOTAL	DC			+ 33,54	- 845	+ 607
TOTAL	DF			+ 0,1	- 715,3	+ 799,25

3- En service en charge :

$$\sigma_b = \frac{M}{n w_b} \Rightarrow \sigma_b = \frac{- 695,8 \times 10^5}{6 \times 218381,6} = - 53 > 30 \text{ bars}$$

Le béton ne participe pas, car la contrainte de traction dans ce dernier reste inférieure à 30 bars (contrainte admissible de traction dans le béton) donc on doit faire une vérification "acier seul" ( $n = \infty$ ).

	n	M (t.m)	$\sigma_s$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_i$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
CP	$\infty$	-531,5	- 577,42	+ 588,3
CCp	$\infty$	-114,64	- 124,54	+ 126,89
Mc 120 x 1 tr	$\infty$	-625,8	- 755,9	+ 770,16
retrait hyperst	$\infty$	-490	- 532,5	+ 542,58
$\Delta t$ hyperst	$\infty$	-132	- 133,6	+ 136,14
DN aller	$\infty$	-1464	- 1590,5	+ 1620,38
DN retour	$\infty$	+ 1985	+ 2156,5	- 2197
T O T A L			- 1558	+ 1587,45
			$\sigma$ admissible - 2400	+ 2400

## II- Partie isostatique :

a) les contraintes dues au retrait +  $\Delta T$  :

### \* section 1 :

Les expressions donnant :  $\sigma_b$ ,  $\sigma_s$ ,  $\sigma_i$  ont été déjà définies et pour :

$$N_m = \epsilon_f \times E_b \times S_b \times 1,32 = 457,38t \quad \text{dû au retrait}$$

$$N_m = \epsilon_f \times E_b \times S_b \times 1,5 = 115,5t \quad \text{dû à } \Delta T$$

On aura :

\* sous retrait +  $\Delta T$  :

$$\begin{aligned} \sigma_b &= - 28,34 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_s &= 942,552 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_i &= - 225,07 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

\* sous retrait -  $\Delta T$  :

$$\begin{aligned} \sigma_b &= - 16,92 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_s &= 562,488 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_i &= - 134,33 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

### \* Section 2 :

$$N_m = 457,38 t \quad \text{dû au retrait}$$

$$N_m = 115,5 t \quad \text{dû à } \Delta T$$

\* sous retrait +  $\Delta T$  :

$$\sigma_b = - 37,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 837,26 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_i = - 160,68 \text{ Kg/cm}^2$$

\* sous retrait -  $\Delta T$  :

$$\sigma_b = - 22,44 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 499,66 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_i = - 95,9 \text{ Kg/cm}^2$$

b) les contraintes d'ôes à : cp, ccp, surcharges

\* les valeurs des contraintes sont récapitulées dans les tableaux suivants ainsi que celles du (retrait +  $\Delta t$ ) pour les vérifications des contraintes.

c) Vérification des contraintes :

\* section 1 : au point  $x = 0$ : dans cette section on n'a que les contraintes d'ôes au retrait +  $\Delta T$

$$\sigma'_b = - 28,34 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = + 137 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_s = 942,55 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_i = - 225,05 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

au point :  $1,837 \leq x \leq 7,35$  (on prend les efforts de la sect 3)

phases	sollicitation	moment	$\sigma_b = M/w_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s = M/w_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_i = \frac{M}{w_i}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
$n = \infty$	CP	264	0	+ 950,31	- 746,67
$\sigma_1$			0	+ 950,31	- 746,67
$n = 18$	CCP	58	5,69	+ 57,35	- 130,1
$\sigma_2$			5,69	+ 1007,66	- 876,77
$n = 15$	retrait + $\Delta T$		- 28,34	+ 942,55	- 225,552
	retrait - $\Delta T$		- 16,95	+ 562,488	- 134,33
$\sigma_3$	$\sigma_2$ + (ret+ $\Delta T$ )		- 22,65	+ 1950,21	- 1102,32
$\sigma_3$	$\sigma_2$ + (Ret- $\Delta T$ )		- 11,26	+ 1570,2	- 1611,1

n = 6	Surcharge	421,1	59,08	+ 180,37	- 864,26
$\nabla_4$	$\nabla_3 +$ Surch		36,43	+ 2130,58	- 1966,50
$\nabla'_4$	$\nabla'_3 +$ Surch		47,22	+ 1750,518	- 1875,36
	$\nabla$ admissible		+ 137	+ 2400	- 2400

\* Section 2 :  $11,025 \leq x \leq 14,7$  (on prend les efforts de la section 9)

phases	Sollicitation	moment	$\nabla_b = M/x_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\nabla_s = M/w_s$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\nabla_i = \frac{M}{w_i}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
n = ∞	CP	351,64	0	845,44	- 610,59
$\nabla_1$			0	845,44	- 610,59
n = 10	UCP	77,412	6,07	78,42	- 113,4
$\nabla_2$			6,07	932,86	- 723,99
n = 15	Retrait + $\Delta T$		- 37,607	837,26	- 160,68
	Retrait - $\Delta T$		- 22,447	499,66	- 95,9
$\nabla_3$	$\nabla_2 + (Ret + \Delta T)$		- 31,53	1761,12	- 884,67
$\nabla'_3$	$\nabla'_2 + (Ret + \Delta T)$		- 16,37	1423,52	- 819,89
n = 6	Surcharges	654	77,27	276,81	- 881,75
$\nabla_4$	$\nabla_3 +$ Surch		45,16	2037,93	- 1766,4
$\nabla'_4$	$\nabla'_3 +$ Surch		60,32	1700,33	- 1701,64
	$\nabla$ admissible		+ 137	+ 2400	- 2400

III- Interpretation des résultats : toutes les contraintes développées par les différentes sollicitations dans les différentes sections restent inférieure aux contraintes admissibles ; à partir des épaisseur de semelle ainsi obtenus. On effectue une répartition rationnelle des tôles de façon à ce que la conception de l'ouvrage soit la plus économique possible.

# VERIFICATIONS

- Calcul des Déformation -

Pour assurer l'esthétique du pont et le confort des usagers ainsi que pour des raisons de rigidités (risque d'oscillation), les déformations doivent être les plus petites possibles.

I- Calcul de la flèche

On fait remarquer que le calcul de la flèche sera fait pour des efforts répartis, non pondérés et non majorés.

A- Tablier hyperstatique :

Ce calcul interesse les sections les plus dangereuses ; lesquelles subissent en plus de l'effet des charges et surcharges celui du retrait et de la variation de température. Pour notre cas ces sections sont la 6 de la travée de rive et 15 de la travée intermédiaire.

Sections	4	5	6
Retrait isost.	302,76	302,76	302,76
$\Delta T$ isost	67,28	67,28	67,28
Retrait Hyp.	- 101,7	- 127,12	- 152,54
$\Delta T$ Hyp.	- 22,68	- 28,25	- 34
CP+CCP+Mc120+ Tr	913,9	1175,34	1393,11
<b>T O T A L :</b>	1259,64	1390	1576,61

Par ailleurs il y a lieu de remarquer que pour la travée centrale les moments de retrait et de variation de température sont constants ; donc seul l'effort des charges et surcharge est déterminant quant à la section dangereuse pour cette travée.

On conclure que le calcul de la flèche maximale portera sur la section à 0,6 l de la travée de rive et celle à mis portée de la travée centrale.

Rappel :

en utilisant les intégrales de Mohr :



La flèche dans la section  $e$  est égale au produit des diagrammes des moments fléchissant  $M$  et  $\bar{M}$  où :



M : moment fléchissant sous charges extérieures à savoir que c'est le moment résultant de la disposition la plus défavorable des charges de manière à y induire l'effet maximale dans la section "EE".

$\bar{M}$  : moment fléchissant dans le système fondamental pour lequel on applique une charge unité dans la section "EE".

La flèche sera lors :

$$\delta = -\frac{1}{EI} \sum MM \, dl$$

tel que le calcul des surfaces est déterminé d'après la méthode de Simpson et pour 10 intervalles :

$$S = \frac{h}{3} [(M_0 + M_{10}) + 4(M_1 + M_3 + \dots + M_9) + 2(M_2 + \dots + M_8)]$$

### Calcul détaillé de la flèche dans la section 15

\* Recherche des moments en chaque section sous une charge concentrée appliquée en 15 :  $\bar{M}$

on applique pour cela la méthode des 3 moments



$$l_1 M_0 + 2(l_1 + l_2) M_1 + l_2 M_2 = -6 \left[ \frac{\Omega_1 \alpha_1}{l_1} + \frac{\Omega_2 \alpha_2}{l_2} \right]$$

$$l_2 M_1 + 2(l_2 + l_3) M_2 + l_3 M_3 = -6 \left[ \frac{\Omega_2 \alpha_2}{l_2} + \frac{\Omega_3 \alpha_3}{l_3} \right]$$

$$\frac{\Omega_2 \alpha_2}{l_2} = \frac{\Omega_2 \beta_2}{l_2} = \frac{3}{16l_2} = \frac{2}{16} = \frac{1 \times (4.0)^2}{16} = 1.00$$

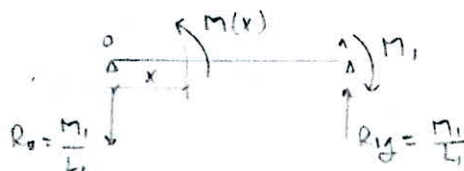
$$\begin{cases} 160 M_1 + 40 M_2 = -600 \\ 40 M_1 + 140 M_2 = -600 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} -640 M_1 - 160 M_2 = 2400 \\ 40 M_1 + 160 M_2 = -600 \end{cases}$$

$$\Rightarrow -600 M_1 = 1800 \Rightarrow M_1 = -3 \text{ t.m}$$

$M_2 = M_1 = -3 \text{ t.m}$  (symétrie géométrique et de charge)

- Recherche des équations donnant le moment dans chacune des travées :

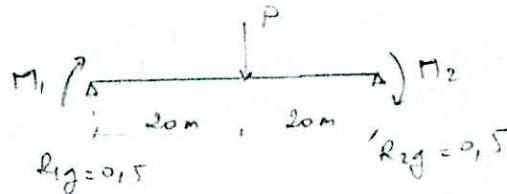
Travée 1:



$$0 \leq x \leq 4.0$$

$$M(x) = -\frac{M_1}{l_1} x$$

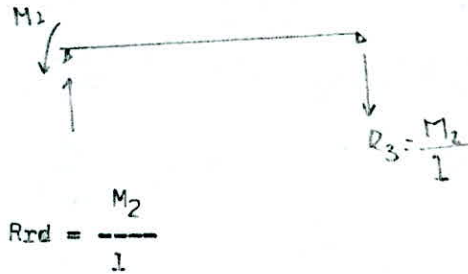
travée 2 :



$$0 \leq x \leq 20 \text{ m} \quad M(x) = 0,5 x - M_1$$

$$20 \leq x \leq 40 \text{ m} \quad M(x) = 0,5 (x + 20) - M_1 - Px$$

travée 3 :



$$0 \leq x \leq 40$$

$$M(x) = \frac{M_2}{1} x - M_2$$

Rq : pour les 3 travées les calculs sont récapitulés dans l'annexe tableau n° 1 et 2

On note que pour la section 15 du fait de la symétrie géométrique et de charge, on multiplie par 2 pour exprimer la flèche pour les deux travées de rive sous CP + CCP + Mc 120 + tr, pour un nombre paire égal à 10 on a :

$$\frac{h}{3} = \frac{4}{3} \quad \text{et on obtient les flèches dues aux charges et surcharges suivantes :}$$

\* pour les 2 travées de rives :

$$\sum n M_{cp} \bar{M} = - 3020,82$$

$$\sum n M_{ccp} \bar{M} = - 583,6$$

$$\sum n M_{Mc120} \bar{M} = 5795,54$$

$$\sum n \bar{M} M_{tr} = 293$$

$$\delta_{cp} = 2 \cdot \frac{4}{3} \cdot \frac{- 3020,82 \cdot 10^9}{21 \cdot 10^5 \cdot 9392304} = - 0,408$$

$$\delta_{ccp} = 2 \cdot \frac{4}{3} \cdot \frac{- 583,6 \cdot 10^9}{21 \cdot 10^5 \cdot 1,6408956 \cdot 10^7} = - 0,058$$

$$\delta_{Mc120} = 2 \cdot \frac{4}{3} \cdot \frac{5795,54 \cdot 10^9}{21 \cdot 10^5 \cdot 1,6408956 \cdot 10^7} = + 0,4485$$

$$\delta_{tr} = 2 \cdot \frac{4}{3} \cdot \frac{293 \cdot 10^9}{21 \cdot 10^5 \cdot 1,6408956 \cdot 10^7} = 0,0227$$

\* pour la travée centrale :

$$\sum n M_{cp} \bar{M} = 8773,86$$

$$\delta_{cp} = + 0,6$$

$$\sum n M_{ccp} \bar{M} = 1892,88$$

$$\delta_{ccp} = 0,0945$$

$$\sum n \bar{M}_{c120} = 32796$$

$$\delta_{M_{c120}} = 1,2690$$

$$\sum n \bar{M}_{tr} = 1031,66$$

$$\delta_{tr} = 0,0399$$

$$\text{la flèche totale} = \delta_{cp} + \delta_{ccp} + \delta_{M_{c120}} + \delta_{tr}$$

$$\delta = 0,192 + 0,0365 + 1,7175 + 0,0626 = 2,0086 \text{ m}$$

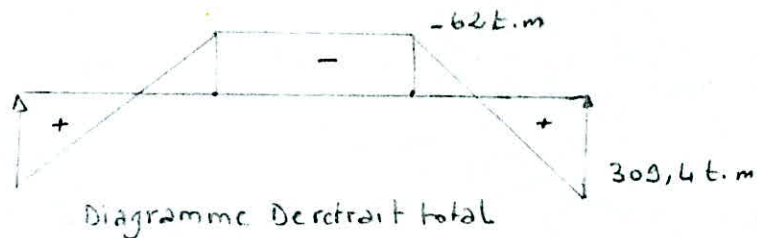
$$\underline{\delta = 2,0086 \text{ m}}$$

\* calcul de la flèche due au retrait et à la variation de température :

1- Retrait :

$$\text{Retrait isostatique} \quad M = \frac{408,5}{1,32} = 309,4 \text{ t.m}$$

$$\text{Retrait hyperstatique} \quad M_z = \frac{490,2}{1,32} = - 371,3 \text{ t.m}$$

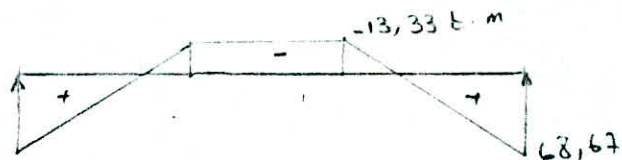


2 -  $\Delta T$  :

a) cas de la dalle froide :

$$\Delta T \text{ isostatique} : M = \frac{103}{1,5} = 68,67 \text{ t.m}$$

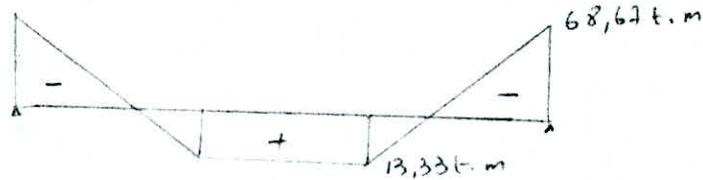
$$\Delta T \text{ hyperstatique} : M_z = - \frac{123}{1,5} = - 82 \text{ t.m}$$



b) cas de la dalle chaude :

$\Delta T$  isostatique :  $M = - 68,67 \text{ t.m}$

$\Delta T$  hyperstatique :  $M = + 82 \text{ t.m}$



Rq : le tableau donnant le moment en chaque section sous le retrait et  $\Delta T$  est représenté dans l'annexe Tableau N° 3 et 4

on obtient les résultats suivants :

\* Les 2 travées de rives :

$$\begin{aligned} \sum n M_1 \bar{M} &= - 3235,77 & \delta_1 &= - 0,3102 \\ \sum n M_2 \bar{M} &= - 1964,2 & \delta_2 &= - 0,190 \end{aligned}$$

\* travée centrale :

$$\begin{aligned} \sum n M_1 \bar{M} &= - 4610,46 & \delta_1 &= - 0,2214 \\ \sum n M_2 \bar{M} &= - 3017,64 & \delta_2 &= - 0,1450 \end{aligned}$$

la flèche totale due au retrait et  $\Delta T$

1- Dalle froide :  $\delta = - 0,3102 - 0,2214 = - 0,5322$

2- Dalle chaude :  $\delta = - 0,190 - 0,145 = - 0,335$

d'où la flèche totale dans la section 15

\* dalle froide :  $f_1 = 2,0086 - 0,5322 = 1,4764 \text{ cm}$

\* dalle chaude :  $f_2 = 2,0086 - 0,335 = 1,6736 \text{ cm}$

par ailleurs la flèche calculer doit rester inférieure à la flèche admissible :

$$f = \frac{l^2}{300} = \frac{4000}{300} = 13,33 \text{ cm}$$

d'où  $f_1 < f$  et  $f_2 < f$

#### Calcul de la flèche dans la section 6

On procède de la même manière que celle de la section 15 on trouve :

1- Calcul de la flèche due aux charges et surcharges : (Annex tableau N° 5,6 et 7)

$$\delta_{cp} = 2$$

$$\delta_{ccp} = 0,3$$

$$\delta_{surch} = 2,28$$

$$\delta_t = 4,58 \text{ cm}$$

2 - calcul de la flèche due au retrait et  $\Delta T$  :

\* cas de la dalle froide :  $\delta_1 = 0,92 \text{ cm}$

\* cas de la dalle chaude :  $\delta_2 = 0,58$

3- flèche totale dans la section 6 :

\* Dalle froide :  $f_1 = 4,58 + 0,92 = 5,5 \text{ cm}$

\* Dalle chaude :  $f_2 = 4,58 + 0,58 = 5,16 \text{ cm}$

avec  $f = 13,33 \text{ cm}$   $f_1 < f$  et  $f_2 < f$

B- Tablier Isostatique :

La flèche pour une poutre simplement appuyée est maximale au milieu de la travée d'où pour les différentes charges et surcharges on a :

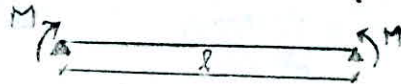
\* pour une charge uniformément répartie (CP, CCP, A, trottoirs) :

$$f = \frac{5q l^4}{384 EI}$$



\* pour des moments aux appuis (retrait + T) :

$$f = \frac{M l^2}{8 EI}$$



\* pour des charges concentrées (Bc, Bt) :

$$f = \frac{\sum P_i a_i (3l^2 - 4a_i^2)}{48 EI}$$

\* pour des charges partiellement répartie (Mc 120, D) :

$$f = \frac{P l^3}{48 EI}$$



Les charges sont considérées concentrées au milieu en prenant la résultante d'où pour les différents cas de chargement on obtient :

charges	CP+CCP	ret+ $\Delta T$	Bc	Bt	Mc120	D	A	trottoirs
f (cm)	3,4	2,4	1,27	1	1,86	1,9	1,38	0,21

avec  $\bar{f} = \frac{29,4}{300} = 9,8 \text{ cm}$

et  $f_t = 7,7 \text{ cm}$

$$f < \bar{f}$$

II- Calcul des rotations aux appuis

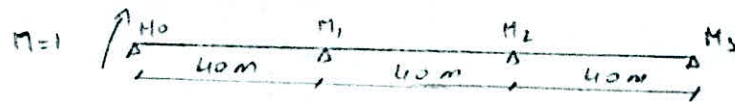
A- Tablier hyperstatique :

A- Calcul détaillé de la rotation de l'appui U :

La rotation max de l'appui "0" sera donnée par le cas de charge qui a donné la flèche maximale, on utilisera la méthode des intégrales de Mohr secondée par la méthode de Simpson pour le calcul des surfaces.

$$S = \frac{h}{3} \left[ (M_0 + M_{10}) + 4 (M_1 + M_3 + \dots + M_9) + 2 (M_2 + \dots + M_8) \right]$$

donc pour 10 intervalles  $h = \frac{40}{10} = 4 \text{ m}$



$$40 M_0 + 2 (40 + 40) M_1 + 40 M_2 = -6 \left( \frac{\Omega_1 \alpha_1}{I_1} \right)$$

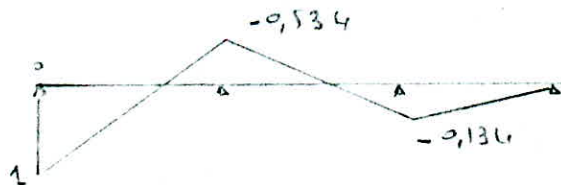
$$40 M_1 + 2 (40 + 40) M_2 + 40 M_3 = 0$$

$$M_0 = 1 \text{ t.m} \quad , \quad M_3 = 0$$

$$\frac{\Omega_1 \alpha_1}{I_1} = \left( \frac{1}{2} \times 40 \times 1 \right) \left( \frac{1}{3} \times 40 \right) \times \frac{1}{40} = \frac{40}{6}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 40 + 160 M_1 + 40 M_2 = -40 \\ 40 M_1 + 160 M_2 = 0 \end{array} \right. \iff \left\{ \begin{array}{l} 160 M_1 + 40 M_2 = -80 \\ 40 M_1 + 160 M_2 = 0 \end{array} \right.$$

$$M_1 = \frac{320}{-600} = -0,534 \quad ; \quad M_2 = \frac{-40 M_1}{160} = 0,134$$



Rq : les valeurs de  $\bar{M}$  et  $M$  pour les charges et surcharges sont récapitulées dans le tableau N°15A14 (voir annexe).

d'où on obtient pour les 3 travées les résultats suivants.

\* 1ère travée :

$$\sum n \bar{M} M_{cp} = 2520,14$$

$$\sum n \bar{M}''_{ccp} = 531,06$$

$$\sum n \bar{M} M_{Mc 120} = 1427,5$$

$$\sum n \bar{M} M_{tr} = 118,35$$

$$\Rightarrow \sum n \bar{M} M_{surch} = 1545,85$$

\* 2ème travée :

$$\sum n \bar{M} M_{cp} = 395,5$$

$$\sum n \bar{M} M_{ccp} = 85$$

$$\sum n \bar{M} M_{Mc120} = 207$$

$$\sum n \bar{M} M_{tr} = 57,64$$

$$\Rightarrow \sum n \bar{M} M_{surch} = 264,64$$

\* 3ème travée :

$$\sum n \bar{M} M_{cp} = 144,38$$

$$\sum n \bar{M} M_{ccp} = 28$$

$$\sum n \bar{M} M_{Mc120} = 937,24$$

$$n \bar{M} M_{tr} = 20,46$$

$$\Rightarrow \sum n \bar{M} M_{surch} = 957,7$$

d'où pour les 3 travées on a :

$$\sum \sum n \bar{M} M_{cp} = 2520,14 + 395,5 + 144,38 = 3060,02$$

$$\sum \sum n \bar{M} M_{ccp} = 531,08 + 85 + 28 = 644,08$$

$$\sum \sum n \bar{M} M_{surch} = 1545,85 + 264,64 + 957,7 = 2768,2$$

d'où les rotations :

$$\theta_{cp} = \frac{4}{3} \cdot \frac{3060,02 \cdot 10^7}{21 \cdot 10^5 \cdot 9392304} = 0,206 \cdot 10^{-2} \text{ rd}$$

$$\theta_{ccp} = \frac{4}{3} \cdot \frac{644,08 \cdot 10^7}{21 \cdot 10^5 \cdot 1,2716575 \cdot 10^7} = 0,032 \cdot 10^{-2} \text{ rd}$$

$$\theta_{surch} = \frac{4}{3} \cdot \frac{2768,2 \cdot 10^7}{21 \cdot 10^5 \cdot 1,6488956 \cdot 10^7} = 0,107 \cdot 10^{-2} \text{ rd}$$

\* -Calcul de la rotation de l'appui "o" due au retrait et  $\Delta T$  :

Le calcul de  $\bar{M}$  et  $M_1, M_2$  dues au retrait +  $\Delta T$  son récapitulés dans les tableaux N°12, (annexe) 14, 20

d'où on obtient pour chaque travée, les résultats :

\* 1ère travée :

$$\sum n \bar{M} M_1 = 2820,61$$

$$\sum n \bar{M} M_2 = 1769,31$$

\* 2ème travée :

$$\sum n \bar{M} M_1 = 444,22$$

$$\sum n \bar{M} M_2 = 287,1$$

\* 3ème travée :

$$\sum n M_1 \bar{M} = 158,13$$

$$\sum n M_2 \bar{M} = 97$$

d'où pour les 3 travées :

$$\sum \sum n \bar{M} M_1 = 444,22 + 2820,61 + 158,13 = 3423$$

$$\sum \sum n \bar{M} M_2 = 1769,31 + 287,1 + 97 = 2153,41$$

d'où les rotations :

$$\theta_1 = \frac{4}{3} \cdot \frac{3423 \cdot 10^7}{21 \cdot 10^5 \cdot 1,32 \cdot 10^7} = 0,164 \cdot 10^{-2} \text{ rd}$$

$$\theta_2 = \frac{4}{3} \cdot \frac{2153,41 \cdot 10^7}{21 \cdot 10^5 \cdot 1,32 \cdot 10^7} = 0,103 \cdot 10^{-2} \text{ rd}$$

2- Calcul de la rotation de l'appui "1" :

Le calcul de  $M, M_0, M_1, M_2$  (voir tableau N°11,2, Annexe)

d'où on obtient pour chaque travée :

\* 1ère travée :

$$\sum n \bar{M} M_{cp} = -1007$$

$$\sum n \bar{M} M_{ccp} = -205,88$$

$$\sum n \bar{M} M_{Mc120} = -6725,29$$

$$\Rightarrow \sum n \bar{M} M_{surch} = -6872,04$$

$$\sum n \bar{M} M_{tr} = -146,95$$

$$\sum n \bar{M} M_1 = -1078,77$$

$$\sum n \bar{M} M_2 = -661,43$$

\* 2ème travée :

$$\sum n \bar{M} M_{cp} = 1007$$

$$\sum n \bar{M} M_{ccp} = 216,57$$

$$\sum n \bar{M} M_{Mc120} = 522,75$$

$$\sum n \bar{M} M_{tr} = 146,95$$

$$\sum n \bar{M} M_1 = 1129,82$$

$$\sum n \bar{M} M_2 = 730$$

$$\Rightarrow \sum n \bar{M} M_{surch} = 669,73$$

\* 3ème travée :

$$M = 0 \quad \sum n \bar{M} M = 0$$

d'où pour les 3 travées on a :

$$\sum \sum n \bar{M} M_{cp} = -1007 + 1007 = 0$$

$$; \theta_{cp} = 0 \text{ rd}$$

$$\sum \sum n \bar{M} M_{ccp} = 216,57 - 205,88 = 10,7$$

$$; \theta_{ccp} = 5,34 \cdot 10^{-6} \text{ rd}$$

$$\sum \sum n \bar{M} M_{surch} = 669,73 - 6872,04 = -6202,3$$

$$; \theta_{surch} = -0,24 \cdot 10^{-2} \text{ rd}$$

$$\sum \sum n \bar{M} M_1 = -1078,77 + 1129,82 = 51,05$$

$$; \theta_1 = 0,0024 \cdot 10^{-2} \text{ rd}$$

$$\sum \sum n \bar{M} M_2 = 730 - 661,43 = 68,57$$

$$; \theta_2 = 0,0031 \cdot 10^{-2} \text{ rd}$$



B- Tablier isostatique :

Les rotations d'une partie isostatique simplement appurée est donnée par les formules suivantes :

\* pour une charge uniformément répartie (CP, CCP, A(1), trottoirs) :

$$-\theta_g = \theta_d = \frac{-q l^3}{24 EI m}$$

\* pour des moments aux appuis (retrait +  $\Delta T$ ) :

$$-\theta_g = \theta_d = \frac{M_i}{2EI m}$$

\* pour une charge concentrée au milieu (Mc 120, D)

$$-\theta_g = \theta_d = \frac{P l^2}{16 EI m}$$

\* pour une distribution quelconque de charge (Bc, Bt)

$$-\theta_g = \theta_d = \frac{1}{6 EI l} 2 P_i a_i (l - a_i) (2l - a_i)$$

d'où les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Charges	CP	CCP	A(1)	B <sub>c</sub>		B <sub>t</sub>	
				1C	2C	2t	1t
$\theta \cdot 10^{-3}$ rd	3,31	0,437	1,47	0,997	1,41	0,649	0,671

Mc120	Bemin	Trottoirs	R + $\Delta T$	D
1,906	0,6	0,23	3,33	1,95

## Verification de la poutre au voilement

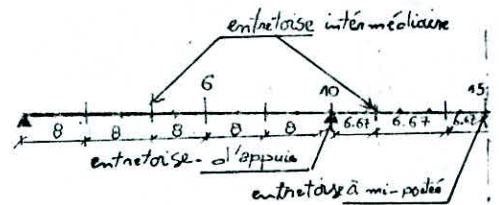
Principe : C'est une vérification relative au milieu du panneau, ce dernier étant délimité par les deux semelles, supérieure et inférieure de la poutre et les plans de deux entretoises consécutives. Cette vérification est basée sur la méthode des " raidisseurs rigides ", il s'agit de vérifier la condition

$$\left( S_{\sigma} \times \frac{\sigma}{\sigma_{\text{lim}}} \right)^2 + \left( \frac{\tau}{\tau_{\text{lim}}} \right)^2 \leq 1,8 \quad (I)$$

où le couple  $(\sigma, \tau)$  représentent respectivement les contraintes de flexion et de cisaillement moyennes du panneau. Il est à remarquer que cette vérification intéresse le panneau de plus grandes dimensions (titre II, page 51).

### a) Pont Hyperstatique :

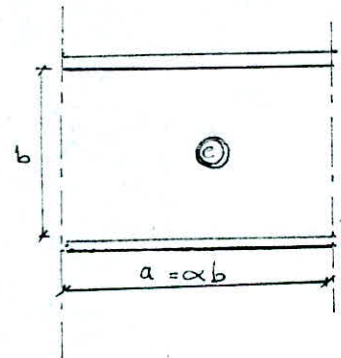
- On prévoit une entretoise à mi-portée (section 15) dans la 2<sup>ème</sup> travée.
- Pour la 1<sup>ère</sup> travée on prévoit une entretoise au point de flexion maximale soit la section (6).



Il ressort que le panneau à étudier est une plaque de dimension  $a \times b$  telle que :

$$a = \alpha b \quad \text{avec } a = 8\text{m}, b = h = 1,90\text{m}$$

On vérifie donc le voilement pour le panneau considéré juste à gauche de la section (6) et dont le milieu coïncide avec la section (5) donc le couple  $(\sigma, \tau)$  sera donc celui de la section (5).



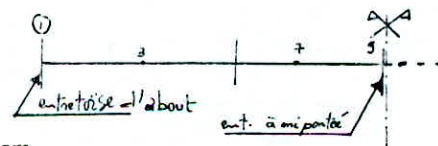
### b) Pont Isostatique :

Pour ce pont, on a 5 entretoises, deux d'abuts et trois intermédiaires d'où les panneaux à étudier sont :

de dimension :

$$a = \alpha b \quad \text{avec } a = 7,35\text{m} \quad \text{et } e = 2\text{cm}$$

$$b = 1,43\text{m}$$



On vérifie alors le voilement pour les panneaux : P(1), dont le milieu

coincide avec la section (3) et le P(2) dont le milieu coincide avec la section (7) le couple  $(B, C)$  sera donc celui des sections (3) et (7).

d'où on récapitule les résultats des deux ponts dans le tableau suivant:

	Pont isotatique		Pont hyperstatique
	Panneau (1)	Panneau(2)	Panneau (1)
a [m]	7,35	7,35	8
b [m]	1,43	1,43	1,90
e [cm]	2	2	1,5
$\alpha = a/b$	5,13	5,13	4,21
$K_C = 5,34 + 4/\alpha^2$	5,49	5,49	5,56
$b_c = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \times \left(\frac{e}{b}\right)^3$	371,26	371,26	120
$C^* = K_C \times b_c$	2038,217	2038,217	667,2
$C = \frac{T}{A_{dme}}$	451,104	230,769	250,56
$(C/C^*)^2$	0,0489	0,0128	0,14
$b_s$ dalle chaude	518,76	+ 928,3	939,05
$b_i$ dalle chaude	- 1100,35	- 1486,72	- 1738,67
$b_s$ dalle froide	/	/	1136,65
$b_i$ dalle froide	/	/	- 1668,77
$\psi = \frac{b_i}{b_s}$ d.c d.f	- 2,12 < -1	- 1,6 < -1	- 1,85 - 1,47 } < -1
$S_B$	1	1	1
$K_B$	23,9	23,9	0,23,9
$b^* = K_B \times b_c$	8873,114	8873,114	2868
$\left(\frac{C}{b} \times \frac{b}{b^*}\right)$	0,01537	0,1675	0,36
$\left(\frac{C}{b} \times \frac{b}{b^*}\right)^2 \times \left(\frac{C}{C^*}\right)^2$	0,064 < 1,8	0,18 < 1,8	0,5 < 1,8

Conclusion :

Pour les trois panneaux, la condition (I) est vérifiée pour les deux ponts alors, les raidisseurs ne sont pas nécessaires.

- VERIFICATION DE LA POUTRE AU CISAILEMENT -

La vérification se fera conformément à l'article 14.1 du titre VI du CPC, l'effort tranchant est supposé repris par l'âme de la poutre, et comme l'âme à une hauteur et épaisseur constantes le long de l'ouvrage donc la vérification se fera seulement là où se développe le plus grand effort tranchant.

Il s'agit de vérifier:  $\tau_{max} < \bar{\tau} = 0,6 \sigma_s = 1440 \text{ Kg/cm}^2$  (I)

I- Pont hyperstatique :

Appui 10 : sous CP + CCP + Bc + trottoirs, la valeur de l'effort tranchant est :  $Q_{10L} = 207,38t$  ,  $Q_{10R} = 184,12t$ .

Par ailleurs on a à l'appui 10 les efforts tranchants résultant de :

- 1- retrait hyperstatique  $\Rightarrow Q_{10L} = 12,25t$  ;  $Q_{10R} = 0$
- 2-  $\Delta T$  : - dalle froide  $\Rightarrow Q_{10L} = 3,095t$  ;  $Q_{10R} = 0$   
           - dalle chaude  $\Rightarrow Q_{10L} = -3,095t$  ;  $Q_{10R} = 0$
- 3- Denivellation : - aller  $Q_{10L} = 37,77t$  ;  $Q_{10R} = 0$   
                       - retour  $Q_{10L} = -51,12t$  ;  $Q_{10R} = 0$

On calcul alors  $\tau_{max}$  respectivement à gauche et à droite de (10).

1- À gauche de l'appui (10) :

cas déterminant pour la dalle froide :

$$Q_{10Rt} = 209,37t \quad \Rightarrow \quad \tau_{max} = \frac{Q_{max}}{A} = 734,65 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}$$

$$A_{\text{âme}} = 190 \times 1,5 = 285 \text{ cm}^2$$

2- À droite de l'appui (10) :

Seul CP + CCP + Surch rentre en compte

$$\tau_{max} = \frac{184,12 \cdot 10^3}{285} = 646,03 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}$$

Conclusion : comme la condition (I) est vérifiée à l'appui (10) là où l'effort est maximum, donc elle sera vérifiée pour toutes les autres sections.

II- Pont isostatique :

dans la section 1 (à l'appui), l'effort tranchant maximum est :

$$T_{max} = T_{CP} + T_{CCP} + T_{surch} = 51 + 8 + 96 = 155t$$

$$d'où \quad \tau_{max} = \frac{T_{max}}{A_{\text{âme}}} = \frac{155 \cdot 10^3}{1,5 \times 143} = 722,61 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \tau_{max} < \bar{\tau} = 1440 \text{ Kg/cm}^2$$

- VERIFICATION DE LA POUTRE AU DEVERSEMENT -

On vérifiera le deversement en Flexion simple (fasc IV, art 19 CPC) pour cela on doit vérifier que la contrainte maximale de flexion due à l'ossature métallique seule (CP), représente une sécurité suffisante par rapport à la contrainte de deversement.

On doit donc avoir :

$$\sigma_{f(CP)} \leq f(\sigma_f)$$

avec  $\sigma_f$  = contrainte de flexion maximale due à CP.

$\sigma_f^*$  = contrainte critique de deversement.

et

$$f \cdot \sigma_f^* = \begin{cases} \sigma_e (1 - 0,375 \times \frac{\sigma_e}{\sigma_f}) & \text{si } \sigma_f^* > 0,75 \sigma_e \\ 0,66 \cdot \sigma_f^* & \text{si } \sigma_f^* \leq 0,75 \sigma_e \end{cases}$$

Moment critique de deversement :

$$M^* = \frac{m \cdot m^2}{I} \sqrt{EI_y G K} \quad \text{où :}$$

$l$  : portée de la pièce susceptible de fléchir, c'est la distance entre 2 entretoises.

$I_y$  : moment d'inertie de la poutre / à  $yy$  dans le plan de deversement.

$K$  : moment d'inertie de torsion de la pièce.

$E$  : module de déformation longitudinale de la pièce  $E = 21 \cdot 10^5 \text{ Kg/cm}^2$ .

$G$  : module de déformation transversale de la pièce  $G = \frac{1}{2(1+\nu)} \cdot E$

$\nu$  : coefficient de poisson ( $\nu = 0,3$  pour l'acier).

On choisit la section de poutre qui est surmontée des semelles additionnelles ce qui nous donnera la contrainte critique de deversement la plus petite.

I- Pont Hyperstatique :

\* Calcul de  $I_y, G, K$  :

$$I_y = \frac{1}{12} [(50)^3 (2 + 3 + 4) + 60^3 (4 + 3) + 190 \times (1,5)^3]$$

.../...

$$I_y = 219803,43 \text{ cm}^4$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 807692,31 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K = \frac{1}{3} \left[ 2c_1 d_1^3 + 2c_2 d_2^3 + 2c_3 d_3^3 + b e_1^3 + 2c_4 d_4^3 + 2c_5 d_5^3 \right]$$

- . 1ère semelle supérieure additionnelle :  $2c_1 = 50 \text{ cm}$  ;  $d_1 = 2 \text{ cm}$
- . 2ème semelle supérieure additionnelle :  $2c_2 = 50 \text{ cm}$  ;  $d_2 = 3 \text{ cm}$
- . Semelle supérieure :  $2c_3 = 50 \text{ cm}$  ;  $d_3 = 4 \text{ cm}$
- . Ame de la poutre :  $b = 190 \text{ cm}$  ;  $e_1 = 1,5 \text{ cm}$
- . Semelle inférieure additionnelle :  $2c_4 = 60 \text{ cm}$  ;  $d_4 = 3 \text{ cm}$
- . Semelle inférieure :  $2c_5 = 60 \text{ cm}$  ;  $d_5 = 4 \text{ cm}$

d'où

$$K = 3683,75 \text{ cm}^4$$

\* Calcul de  $m_1$  et  $m_2$  :

$m_1$  : dépend des conditions d'appui de la poutre et de la disposition des charges pour une charge uniformément répartie s'exerçant sur l'aile supérieure de la poutre en a :

$$m_1 = 3,54 \left[ \sqrt{1 + \frac{2,1}{a^2} - \frac{1,45}{a}} \right] \text{ et } m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{a^2}}$$

- calcul de a :

$$a^2 = \frac{4G \cdot K}{EI_y} \left( \frac{1}{b} \right)^2$$

où b : 206 cm (hauteur totale de la poutre)

l : 8,00 m (soit le plus grand panneau).

$$\Rightarrow a^2 = 0,389 \Rightarrow m_1 = 0,724 \quad ; \quad m_2 = 5,133$$

- Calcul de  $M^*$  :

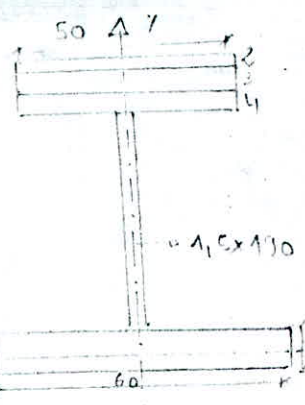
$$M^* = \frac{1}{m_1 \cdot m_2} \sqrt{EI_y \cdot G \cdot K} = 17213070 \text{ Kg.cm}$$

\* Calcul de  $\sigma_f^*$  :  $\sigma_f^* = \frac{M^*}{(I/\nu S)} = 1870,28 \text{ kg/cm}^2$

d'où  $\sigma_f^* > 0,75 \sigma_e = 1800 \text{ Kg/cm}^2$

$$\Rightarrow f \sigma_f^* = \sigma_e \left( 1 - 0,375 \cdot \frac{\sigma_e}{\sigma_f^*} \right) = 1245,09 \text{ Kg/cm}^2$$

et  $\sigma_f(\text{CP}) = 577,42 \text{ Kg/cm}^2 < f \sigma_f^*$



.../...

donc la sécurité vis à vis du deversement est assurée.

## II- Pont Isostatique :

même procédure de vérification, on trouve :

$$I_y = 135116,167 \text{ cm}^4 ; G = 807692,31 \text{ Kg/cm}^2 ; K = 2574,67 \text{ cm}^4$$

$$m_1 = 0,920 ; m_2 = 3,997 ; M^* = 121529497,6 \text{ Kg.cm}$$

$$\text{d'où } \sigma^* = 2921,85 \text{ Kg/cm}^2 > 0,75 \sigma$$

$$f \sigma^* = \sigma_s \left( 1 - 0,375 \frac{E_s}{E_f} \right) = 1660,74 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{donc } \sigma_{f(CP)} = 507,44 < 1660,74$$

d'où la sécurité vis à vis du deversement est assurée.

ETUDE DES JOÏNS  
SUR POUTRE



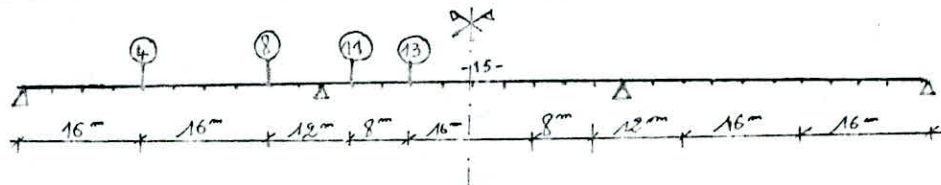
- Etude des joints sur la poutre -

Vue la longueur assez importante du pont donc des poutres 120m ; On sera obligé de découper la poutre en plusieurs tronçons ; dont la longueur est  $\leq 25$  m ; à fin de faciliter le transport de l'atelier au chantier ; il se posera alors le problème d'assemblage ; Cet assemblage sera réalisé par des joints boulonnés qui devront satisfaire aux conditions de résistance de la poutre ; les boulons utilisés seront du type HR 10/9  $\varnothing 24$ , l'effort admissible par boulon est donné par la formule suivante :

$$F = 0.8 \times A_r \times K_e \times \varphi$$

}	$\varphi = 0,3$	Coeff. de frottement (surfaces seront simplement brossées à la brosse métallique)
	$A_r = 3,53\text{cm}^2$	section résistante du boulon
	$K_e = 90\text{Kg/cm}^2$	limite d'élasticité du matériau constituant le boulon

I- Partie hyperstatique :



En pratique et pour des raisons de symétrie on réalise des joints symétriques de part et d'autre de la section (15) donc on étudiera que l'assemblage exercé au niveau des sections 4 et 8, 11, 13 (vue la symétrie de l'ouvrage).



\* Les couvres joints utilisés : Les dimensions des couvres joints sont déterminées par les conditions de distance d'un côté et par leur résistance d'un autre côté.

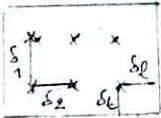
\* Les conditions de distance sont données comme suit :

$\delta$  : entre axe des boulons ;  $\delta = \delta_1 = \delta_2$

$\delta_t$  : pince transversale

$\delta_l$  : pince longitudinale

avec :

$$\begin{cases} 3d \leq \delta \leq 5d \\ 1,5d \leq \delta_t \leq 2,5d \\ 1d \leq \delta_l \leq 26d \end{cases}$$


Section de la semelle supérieure : 450 cm<sup>2</sup>

Section de la semelle inférieure : 420 cm<sup>2</sup>

$$F = 0,8 \times A_r \times \sigma_e \times \phi = 0,8 \times 3,53 \times 9000 \times 0,3 = 7624,8 \text{ Kg.}$$

Comme notre boulon travaille en double. Cisaillement  $\Rightarrow \bar{F} = 15249,6 \text{ Kg}$

- étude de joint en 4 :

La contrainte de la semelle supérieure :  $s = + 1120,75 \text{ Kg/cm}^2$

La contrainte de la semelle inférieure :  $i = - 1375,68 \text{ Kg/cm}^2$

L'effort tranchant maximal  $p : T_{\max} = + 51,17t$

nombre de boulons :

a) Sur la semelle supérieure :

$$n \geq \frac{b_s \times \sigma_s}{\bar{F}} \Rightarrow n \geq \frac{1120,75 \times 450}{15249,6} = 33 \text{ boulons}$$

puisque on doit les répartir sur les deux ailes de la semelle ; on optera pour un nombre pair de boulon soit : 34 boulons.

\* Disposition : On doit satisfaire les conditions qui sont :

$$75 \leq \delta \leq 125 \text{ mm}$$

$$37,5 \leq \delta_t \leq 62,5 \text{ mm}$$

$$50 \leq \delta_l \leq 65 \text{ mm}$$

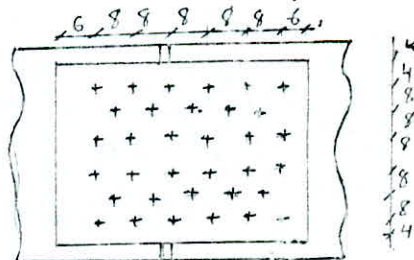
on prend :

$$\begin{cases} \delta = 80 \text{ mm} \\ \delta_t = 40 \text{ mm} \\ \delta_l = 60 \text{ mm} \end{cases}$$

: pour  $\phi 24$

$$d = \phi + 1 = 25$$

\* Présentation :

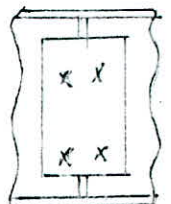


b) Sur la semelle inférieure :

$$n \geq \frac{b_i \times \sigma_i}{\bar{F}} \Rightarrow n \geq \frac{1375,68 \times 420}{15249,6} = 38 \text{ boulons}$$

c) Sur l'âme :

$$n \geq \frac{T}{\bar{F}} = \frac{51,17 \times 10^3}{15249,6} = 3,35 \text{ soit } 4 \text{ boulons}$$



Suivant la même méthode de calcul des assemblages pour les autres sections on récapitule les résultats dans le tableau suivant :

Section	$B_s$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$B_i$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	T <sub>max</sub> (t)	Nombres de boulons		
				Semelle up	Semelle Inf	l'âme
8	194	-470,05	-154,4	6	14	10
11	-963,37	+983	157,97	28	280	12
13	+104,16	2257,47	108,158	4	62	8

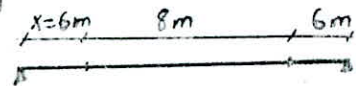
## II - Partie Isostatique :

Pour la même taison déjà citée dans la partie hyperstatique ; un joint dans la partie isostatique s'impose ; on exerce l'assemblage au niveau de la section "4" à 6 m de l'appui ; en pratique et pour des raisons de symétrie ; on réalise deux joints symétriques.

\* Il s'agit des boulons HR 10/9 Ø 24  $\Rightarrow \bar{F} = 15249,6 \text{ Kg}$

- Étude du joint en 4 :

$$\begin{cases} \Omega_s = 225 \text{ cm}^2 \\ \Omega_i = 385 \text{ cm}^2 \\ \Omega_w = 286 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} B_s = 1569,338 \text{ Kg} \\ B_i = -1168,84 \text{ Kg/cm}^2 \\ T_{\max} = 112,970 \text{ t} \end{cases}$$



donc le nombre de boulons, a) sur la semelle supérieure est :

$$n \geq \frac{B_s \times \Omega_s}{\bar{F}} = 24 \text{ boulons qu'on dispose de part et d'autre de l'aile}$$

b) Sur la semelle inférieure :

$$n \geq \frac{B_i \times \Omega_i}{\bar{F}} = 30 \text{ boulons}$$

c) Sur l'âme :

$$n \geq \frac{T_{\max}}{\bar{F}} = 12 \text{ boulons}$$

- Disposition des boulons et vérification des contraintes :

a) La semelle Supérieure :

$$* \text{ la disposition est tel que : } \begin{cases} S = 80 \text{ mm} \\ S_t = 40 \text{ mm} \\ S_l = 60 \text{ mm} \end{cases}$$

\* Vérification des contraintes :

La contrainte de compression sera calculée avec la section brute sous

l'effort  $F_s = F_A + F_B$  tel que :

$F_A$  = est la partie de l'effort transmise par les boulons H.R situés avant la section considérée

$F_B$  = est la partie de l'effort transmise par les boulons H.R situés au droit de la section considérée.

$$\text{donc : } \sigma = \frac{F_A + F_B}{\Omega_s} = \frac{F_s}{\Omega_s} = \frac{F_s}{\Omega_s} \times \frac{\Omega_s}{\Omega_s} = \sigma_s = 1569,338 \text{ Kg/cm}^2 < 2400$$

\* Vérification des couvtes joints :

$F_s$  = l'effort repris par la semelle supérieure est transmis dans notre cas à deux sections de couvte joints dont les sections sont :

$$\Omega_{cs} = \text{section du couvte joint supérieure} = 450 \times 20 = 9000 \text{ mm}^2$$

$$\Omega_{ci} = \text{section du couvte joint inférieure} = (450 - 20 - 2(10)) \times 20 = 8200 \text{ mm}^2$$

\* Couvte joint Sup

$$\sigma = \frac{F_s}{2 \Omega_{cs}} = \frac{353101,05}{2 \times 9000} = 19,6 \text{ Kg/mm}^2 < 24 \text{ Kg/mm}^2$$

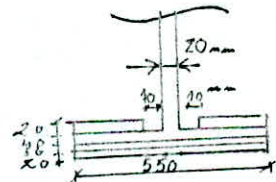
\* couvte joint Inf

$$\sigma = \frac{F_s}{2 \Omega_{ci}} = \frac{353101,05}{2 \times 8200} = 21,5 \text{ Kg/mm}^2 < 24 \text{ Kg/mm}^2$$

Conclusion : la semelle ainsi assemblée est vérifiée de tout point de vue

b) Semelle Inférieure :

\* La disposition est tel que  $\left\{ \begin{array}{l} \delta = 90 \text{ mm} \\ \delta_1 = 50 \text{ mm} \\ \delta_2 = 60 \text{ mm} \end{array} \right.$



\* Vérification des contraintes :

Les couvtes joints ont les dimensions suivantes :

- couvte joint inférieure =  $550 \times 930 \times 20 \Rightarrow \Omega_{cs} = 550 \times 20 = 11000 \text{ mm}^2$

- couvte joint supérieure =  $(550 - 20 - 20) \times 20 \times 930 \Rightarrow \Omega_{ci} = 10200 \text{ mm}^2$

pour cette semelle on doit vérifier que :

$$\frac{F_A + 0,6 F_B}{S_n} \leq \sigma_e$$

et tel que :

\*  $S_n$  = section nette = sect. brute -  $n \times d \times e$

avec  $\left\{ \begin{array}{l} n = \text{nbre de boulon au niveau de la section} \\ d = \text{diamètre du trou} \\ e = \text{épaisseur de la pièce trouée} \end{array} \right.$

d'où : les sections brutes sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_i = 38500 \text{ mm}^2 \\ S_{cs} = 10200 \text{ mm}^2 \\ S_{ci} = 11000 \text{ mm}^2 \end{array} \right.$$

les sections nette sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{ni} = S_i - n d_{ei} = 27580 \text{ mm}^2 \\ S_{ncs} = S_{cs} - n d_{ecs} = 7080 \text{ mm}^2 \\ S_{nci} = S_{ci} - n d_{ec} \end{array} \right.$$

avec  $n = 6$  ;  $e_i = 70 \text{ mm}$  ;  $D_{cs} = 20 \text{ mm}$  ;  $D_{ci} = 20 \text{ mm}$  ;  $d = 26 \text{ mm } (\emptyset + 2)$

on va résumer les résultats des différentes sections qui correspondent aux différents colonnes de boulons dans le tableaux suivant avec :  $F_i = 450005,4 \text{ Kg}$

	Sections Efforts	I	II	III	IV	V
Pièce assemblées	$F_A \text{ (Kg)}$	$24F_i/30$	$18F_i/30$	$12F_i/30$	$6F_i/30$	$0F_i/30$
	$F_B \text{ (Kg)}$	$6F_i/30$	$6F_i/30$	$6F_i/30$	$6F_i/30$	$6F_i/30$
	$0,6 F_B$	$3,6F_i/30$	$3,6F_i/30$	$3,6F_i/30$	$3,6F_i/30$	$3,6F_i/30$
	$F_A + 0,6 F_B$	$27,6F_i/30$	$21,6F_i/30$	$15,6F_i/30$	$9,6F_i/30$	$3,6F_i/30$
	$S_n \text{ (mm}^2\text{)}$	27580	27580	27580	27580	27580
	$\sigma \text{ (Kg/mm}^2\text{)}$	15,01	11,74	8,48	5,22	1,95
couveres joints superieurs	$F_A$	0	$6F_i/30$	$12F_i/30$	$18F_i/30$	$24F_i/30$
	$F_B$	$6F_i/30$	$6F_i/30$	$6F_i/30$	$6F_i/30$	$6F_i/30$
	$0,6F_B$	$9,6F_i/30$	$3,6F_i/30$	$3,6F_i/30$	$3,6F_i/30$	$3,6F_i/30$
	$F_A + 0,6 F_B$	$3,6F_i/30$	$9,6F_i/30$	$15,6 F_i/30$	$21,6F_i/30$	$27,6F_i/30$
	$(F_A + 0,6F_B) / 2$	$1,8F_i/30$	$4,8F_i/30$	$7,8F_i/30$	$10,8F_i/30$	$13,8F_i/30$
	$S_n$	7080	7080	7080	7080	7080
couveres joints inférieurs		3,84	10,16	16,52	22,88	29,23
	$(F_A + 0,6F_B) / 2$	$4,8F_i/30$	$4,8F_i/30$	$7,8F_i/30$	$10,8F_i/30$	$13,8F_i/30$
	$S_n$	7880	7880	7880	7880	7880
		3,22	9,13	14,84	20,55	26,26

Conclusion : on remarque que les contraintes dans les couvres joints superieurs et inferieurs dépassent la limite élastique et pour qu'elles ne le soient pas on peut diminuer le nombre de boulon par file (sans diminuer le nombre total) ce qui fait augmenter  $S_n$  et diminuer ainsi les contraintes et si cela ne suffit pas, on fait augmenter les épaisseurs des couvres joints.

c) L'âme :

on doit vérifier que :  $\sigma = \frac{F}{S_n} \leq 0,6 \times \sigma_e$

- \* La pièce assemblée :
- Section brute :  $S_w = 14,3 \times 20 = 286000 \text{ mm}^2$
  - Section des trous :  $S_T = n \times d \times e = 12 \times 26 \times 20 = 6240 \text{ mm}^2$
  - Section nette :  $S_n = S_w - S_T = 22360 \text{ mm}^2$

$$\Rightarrow \sigma = \frac{112970}{22360} = 5,05 \text{ Kg/mm}^2 \quad 0,6 \times 2,4 = 14,4 \text{ Kg/mm}^2$$

\* Les couvres joints :

On a 2 couvres joints : l'épaisseur de chacun est de 10 mm

- Section brute :  $S_b = 1300 \times 10 \times 2 = 26000 \text{ mm}^2$
- Section des trous :  $S_T = n \times d \times e = 12 \times 26 \times 20 = 6240 \text{ mm}^2$
- Section nette :  $S_n = S_b - S_T = 19760 \text{ mm}^2$

$$\Rightarrow \sigma = \frac{112970}{19760} = 5,7 \text{ Kg/mm}^2 < 14,4 \text{ Kg/mm}^2$$

ETUDE  
DES CONNECTEURS

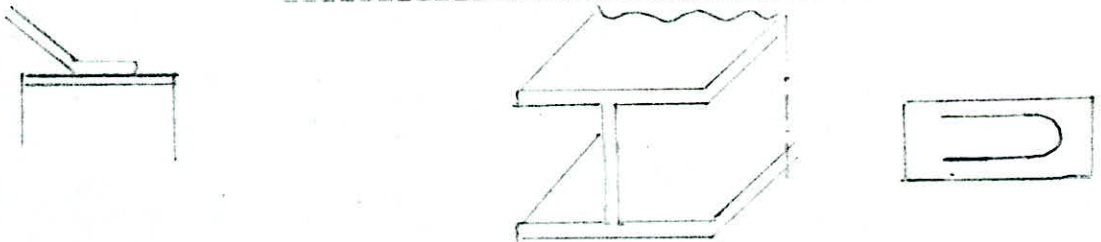
## C\_O\_N\_N\_E\_C\_T\_E\_U\_R\_S

Les connecteurs ont pour but d'empêcher le glissement et le soulèvement du béton par rapport à l'acier.

Ils sont ancrés <sup>et dans</sup> le béton par adhérence et fixés à la membrure de la poutre par soudure.

Les connecteurs dont nous avons optés sont à ancrage, leur fonctionnement est analogue à celui des étriers du béton armé.

### S\_C\_H\_E\_M\_A\_D\_E\_L\_A\_D\_I\_S\_P\_O\_S\_I\_T\_I\_O\_N\_D\_U\_C\_O\_R\_R\_E\_C\_T\_E\_U\_R



La repartitions des connecteurs par zone a trait aux conditions suivantes.

#### \*Zône d'accrochage du retrait isostatique.

soit à cette distance, on doit avoir:

$$0 \leq d \leq \inf(b_1, b_2) \quad \text{Avec que:}$$

a: représente la largeur maximale d'un côté de la poutre  $a=1,80$  m

$b_1$ : abscisse à laquelle l'ossature métallique cesse de participer à elle seule à la résistance.

$b_2$ : Abscisse à laquelle la compression du béton passe par son 1er maximum sous la flexion générale, réduite du triple de la plus grande prise en compte d'un côté de la poudre métallique.

### I\_T\_A\_B\_L\_I\_E\_R\_H\_Y\_P\_U\_S\_T\_A\_T\_I\_Q\_U\_E

#### ZONE D'ABOUT:

Condition  $b_1$ : conformément à l'O M 66, on ne doit pas considérer le retrait isostatique, seuls les efforts extérieurs sont pris en compte, à savoir.

.SURCHARGE DE MOMENT POSITIF (  $M > 0$  )

.DENIVELLATION

.RETRAIT ~~HYP~~STATIQUE

.CHARGE PERMANENTE ET COMPLEMENT DE CHARGES PERMANENTES.



REMARQUE: ON constate pour la condition  $b_1$  que la section en section les contraintes continuent à augmenter, cependant que les contraintes dans l'acier restent toujours inférieures à celle admissible, on verra donc que s'est la condition  $b_2$  qui sera prépondérante quant à la limite inférieure.

Condition  $b_2$ : on a un premier maximum à la section (6) ce qui donne

pour  $b_2$ :  $d = 6 \times 4.3 \times 1.8 = 18,6m$

$1,8m \leq d \leq 18,6m$  on choisi  $d = 16m$

soit la section (4)

DECOUPAGE QUANT A LA DISPOSITION DES CORRECTEURS:

-Zone d'about : (0) à (4) soit  $d = 16m$

-Zone en travée: (4) à (9) et (12) à (15) soient  $d = 20m$ ,  $d = 12m$  *respectivement.*

-Zone d'appuie intermediaire: (8) à (13) soit  $d = 20m$

c'est des zones qui correspondent à un changement de signe du moment, moindre soit il.

\*REMARQUE: les connecteurs sont calculés pour toutes les zones de manière à reprendre les effets dus aux charges extérieures, cependant que le retrait isostatique ne se manifeste que dans la zone d'about et il faut donc prévoir des connecteurs dans ce sens également

EVALUATION DU GLISSEMENT MAXIMAL ADMISSIBLE PAR CORRECTEUR:

les connecteurs sont constitués par des boucles en  $F_e E24$ ,  $\emptyset 20mm$  inclinés à  $45^\circ$  par rapport au plan de la membrure supérieure de la poutre. Le rayon de courbure doit vérifier la condition de non écrasement du béton à l'intérieur de la boucle (voir titre IV du fasc 61 du CPC) tel que:

$$r \geq 0,1 \emptyset \frac{E_s}{E_{b0}} \left( 1 + \frac{\emptyset}{d} \right) \gamma$$

$\gamma = 1$  : barre disposées en un seul lit

$\emptyset$  : diamètre de la barre  $\emptyset = 20mm$

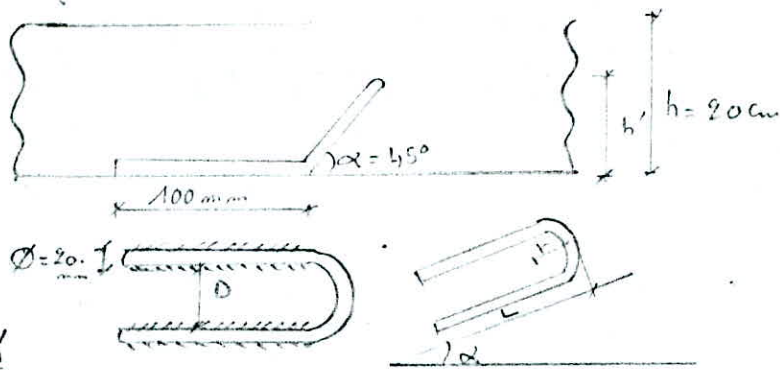
$E_{b0}$  : contrainte admissible de compression =  $68,5 kg/cm^2$

$E_s$  : contrainte admissible de traction de la barre:

$$E_s = \frac{2}{3} E_c = 1600 kg/cm^2$$

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

1. DIMENSIONNEMENT DES CORRECTEURS: (ECOLE CHEZ SOI P 205).



\*Calcul de h'

soit  $K = 16 \text{ cm}$

car:  $\frac{3}{4} h < h' < h - 3,5$  ce qui donne  $15 \text{ cm} < h' < 16,5 \text{ cm}$ .

\*Calcul de L :  $\sin 45^\circ \Rightarrow L = \frac{h'}{\sin 45} \Rightarrow L = 22,63 \text{ cm}$

soit  $L = 23 \text{ cm}$

\*Calcul de D :  $D \geq 7\phi \Rightarrow D \geq 7 \times 20 = 140 \text{ mm}$

et comme  $D = 2r \Rightarrow r = 70 \text{ mm} \Rightarrow t \geq 70 \text{ mm}$

\*Calcul du rayon de courbure :

avec  $d = \infty$  (cas limite)

$$t \geq 0,1 \times 20 \times \frac{1600}{64,5} \left(1 + \frac{20}{\infty}\right) \Rightarrow t \geq 46,72 \text{ mm}$$

2. Calcul de l'effort de glissement par connecteur:



$G = G_1 + G_1'$  : représente l'effort de glissement repris par le connecteur dans le plan de la poutre:

soit  $f$  l'effort de traction repris par le connecteur, il se décompose en la réaction  $G_1$ , laquelle s'oppose à l'effort de glissement et  $G_2$  perpendiculaire au plan de la membrure supérieure de la poutre. la réaction  $G_1$  à l'effort de glissement est telle que

$$G_1 = F \cos 45^\circ = F \frac{\sqrt{2}}{2}$$

$G_2$  perpendiculaire au plan de frottement acier-béton reprend une partie du glissement par frottement: coefficient de frottement  $= 0,4$  alors  $G_2$  développe comme une réaction  $G_1'$  dans le plan de frottement telle que:  $G_1' = 0,4 G_2$

l'effort  $F$  Maximal admissible dans le plan de la boucle est:

L'effort F maximal admissible dans le plan de la boucle est:

$$F = 2\pi \frac{\phi^2}{4} \bar{E}_s \quad \text{avec} \quad \frac{\pi \phi^2}{4} = \text{S\u00e9ction droite d'une boucle}$$

Calcul de F:

$$F = 2\pi \frac{\phi^2}{4} \bar{E}_s = 2\pi \cdot \frac{9^2}{4} \cdot 16000 = 10053,09 \text{ kg}$$

on a alors:

$$F = 10,53 \text{ t}$$

$$G_1 = F \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} = 7,41 \text{ t} \quad ; \quad G_1' = 0,4 \quad G_2 = 0,4 \times F \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} = 2,84 \text{ t}$$

$$G = G_1 + G_1' = 9,95 \text{ t}$$

ce qui donne  $G = G + G_1' + 9,95 \text{ t}$

Calcul de Repartition des Connecteurs par ml de poutre due au retrait isostatique, pour la zone d'about:

Conformement \u00e0 l'OM66, document 1.3 page 7, on suppose les poutres \u00e0 inertie constante.

$$R_{\text{oppant}} = \frac{I_2}{2} \quad (\text{voir verification ses contraintes}).$$

et \u00e9galement \u00e0 la page 9 du m\u00eame <sup>document</sup> qui stipule que la section de b\u00e9ton de la dalle participante est celle maximale le long de l'ouvrage,

$$S_B = 5575 \text{ cm}^2$$

d'autre part, la v\u00e9rification des contraintes \u00e0 la section (0) a donner les resultats suivants:

$$E_b = -52,5 \text{ bars} \longrightarrow \text{dalle froide}$$

$$E_b = -32,5 \text{ bars} \longrightarrow \text{dalle chaude}$$

Il faut donc justifier les connecteurs dans cette zone de mani\u00e8re \u00e0 contrer la contrainte dans le b\u00e9ton qui est sup\u00e9rieur \u00e0 celle de r\u00e9f\u00e9rence de traction dans ce dernier ( $E_b = 5,9 \text{ bars}$ )

le reglement indique dans ce sens que l'effort d\u00fa au retrait et  $\Delta T$  sera calcul\u00e9 en multipliant la section de beton par une contrainte de traction de 30 bars, soit  $\bar{E}_b = -30 \text{ bars} = 300 \text{ t/M}^2$

l'effort de retrait \u00e0 reprendre  $\bar{G} = 0,5575 \times 300 = 167,25 \text{ t}$

ce qui donne une repartition lin\u00e9aire de:  $G_1' = \frac{\bar{G}}{L} = \frac{167,25}{16} = 10,45 \text{ t/ml}$

## EVALUATION DES EFFORTS DE GLISSEMENT DUS AUX CHARGES EXTERIEURS:

\*CALCUL DES EFFORTS DE GLISSEMENT:

\*EVALUATION DU GLISSEMENT POUR LA ZONE COURANTE:

On note pour cette zone que le béton est comprimé au tendu moins de 15 ba  
on rappelle que pour le glissement de la salle B.A par rapport à l'ossatu  
métallique; il est nécessaire de justifier les connecteurs par suite  
de considération des charges extérieures soient.

- CCP
- DN Retour
- SURCHAGE D'EXPLOITATION.

on a :  $G = Q \frac{M_s}{I}$  où:

$M_s$ : moment statique de la section de béton par rapport au centre de gravité Général.

$I$ : inertie mixte

$Q$ : effort tranchant dans la section

cependant on prend compte également pour l'effort tranchant de:  
retrait partiel: avec  $\epsilon = 1,5 \cdot 10^{-4}$

retrait total hyperstatique: dû au moment parasitaire par effet de  
de continuité sur appuis

remarque: pour  $M_s$ , il y a lieu de le diviser par le coefficient d'équi-  
valence

Calcul de  $M_s$  et pour les différentes sollicitations

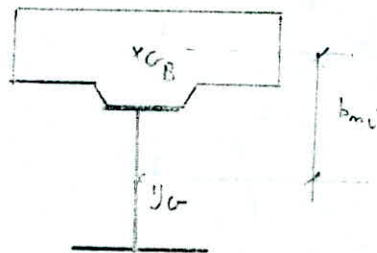
1. CCP :  $m = 18$

$$b_{18} = 91,852 \text{ cm}$$

2. DN retour  $n=18$

B=surcharges d'exploitations:

$$M_s = 28448,6 \quad \text{et} \quad \frac{M_s}{I_{18}} = 1,22 \times 10^7 \text{ cm}^{-4}$$



$$S_B = 5575 \text{ cm}^2 \Rightarrow$$

$$M_s = 5575 \times \frac{91,852}{18} \\ = 28448,6 \text{ cm}^3$$

$$I_{18} = 1,222 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

3- Surcharge d'exploitations:

$$n = 6 \quad , \quad b_6 = 64,526 \text{ cm}$$

$$M_s = 5575 \cdot \frac{64,526}{6} = 59955,4 \text{ cm}^3$$

$$I_6 = 1,641 \cdot b^7 \text{ cm}^4 .$$

4- ( Retrait + DT ) hyperstatique: n= 15 ; b<sub>15</sub> = 88,12 cm

$$M_s = 5575 \cdot \frac{88,12}{15} = 32751,26 \text{ cm}^2$$

$$I_{15} = 1,322 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

5- ( Retrait partiel )

$$n = 15$$

$$M_s = 32751,26 \text{ cm}^3$$

$$I_{15} = 1,322 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

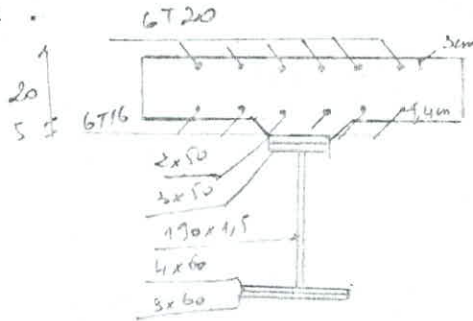
B- Evaluation du glissement pour les zones aux voisinages des appuis intermédiaires quand le béton est tendu à plus de 15 bars

Le béton est à plus de 15 bars est supposé fissuré donc il sera libre de se raccourcir entre deux fissures et que par conséquent, il faut justifier les connecteurs en fonction de l'entraînement des armatures de dalle , la quelle ne participe à la resistance. Dans ce cas on aura:

$$G = Q \cdot \frac{M_s}{I} \quad \text{où:}$$

$M_s$ : moment statique des aciers longitudinaux et la partie métallique par rapport au centre de gravité général de ces derniers

$I$ : inertie de la poutre métallique plus les aciers longitudinaux.



Nappe supérieure : 16 T 20                    pour 2,65 m  
 Nappe inférieure : 16 T 16

on a alors:

avec    A: représente l'ossature  
           D: représente les aciers longitudinaux de la dalle.

$$* g_{G(A+D)} = 112,8 \text{ cm} \quad ; \quad I_A = 945\,3356,2 \text{ cm}^2$$

$$I_D = 100\,3003 \text{ cm}^4 \Rightarrow I_{(A+D)} = 104\,56\,359,2 \text{ cm}^4$$

$$* M_S = 16 \cdot \pi \cdot \frac{d^2}{4} \cdot 114,2 + 16 \cdot \pi \cdot \frac{(1,6)^2}{4} \cdot 104$$

$$M_S = 9081,32 \text{ cm}^3$$

REMARQUE: En ce qui concerne les efforts tranchants liés au découpage de la poutre, les valeurs sont consignées dans les tableau recapitulatifs des efforts pour la poutre de rive (voir annexe tableau N° ), il advient cependant de ne s'intéresser qu'aux efforts dont les sollicitation sont prises en compte pour le présent calcul à saisi qu'il ya lieu de considérer également les efforts tranchants à la section (0) et ceux de la section (10) soient:  $Q_0, Q_{10L}, Q_{10R}$

TABLEAU DONNANT LES EFFORTS TRANCHANT DUS A DN RETOUR  
RETRAITE TOTAL ET PARTIEL HYPERSTATIQUE DANS LES SECTIONS  
0, 4, 8, 10, 13, 15

EFFORTS	$Q_0$	$Q_4$	$Q_8$	$Q_{10R}$	$Q_{10L}$	$Q_{13}$	$Q_{15}$
DN RETOUR	15,12	51,12	51,12	0	51,12	0	0
$(R_t + \Delta T)_{E=4,5 \cdot 10^{-4}}^{DF}$	-15,34	15,34	15,34	0	15,34	0	0
$(R_t + \Delta T)_{E=3,5 \cdot 10^{-4}}^{DC}$	-9,155	9,155	9,155	0	9,155	0	0
$R_p^{1/2} \quad E=1,5 \cdot 10^{-4}$	-4,1	+4,1	+4,1	0	4,1	0	0

Les combinaisons à prendre en compte sont:

1-  $G_{ccp} + G_{Retour} + G_S + G_{TP}$

2-  $G_{ccp} + G_{Retour} + G_C + G_{TE}$

4-  $G_{TP}$

- avec:  $G_{TP}$ : Glissement de retrait partiel  
 $G_{Retour}$ : glissement de la dénivellation retour  
 $G_S$ : glissement dû à la surcharge  
 $G_{TE}$ : glissement de retrait total  
 $G_{ccp}$ : glissement dec omplement de charges permanentes

REMARQUE pour chaque zône, les combinaisons les plus défavorables sont prises avec leur signes de manière à définir l'orientation du connecteur

S E C T I O N O

SOLLICITATION	Qa (E)	Ms (cm <sup>3</sup> )	I (cm <sup>4</sup> )	G=Qo Hs(t/cm)
C C P	8,60	26127,367	0,8123.10 <sup>7</sup>	0,02766
S U R C H A G E	73,38	49000,663	1,0899.10 <sup>7</sup>	0,3299
D N RETOUR	51,12	26127,367	0,8123.10 <sup>7</sup>	-0,1644
$\Phi_{p1s}$	-4,1	29579,228	0,8541.10 <sup>7</sup>	-0,0142
(R <sup>F</sup> +AT) DF	-15,34	29572,228	0,8541.10 <sup>7</sup>	-0,05312
(R <sup>F</sup> +AT) DC	-9,155	29579,228	0,8541.10 <sup>7</sup>	-0,03171

Les combinaisons:

- 1-  $G_{ccp} + G_{retour} + G_s + G_{rp}$  = 0,50776t/cm = 50,776t/m.
- 2-  $G_{ccp} + G_{retour} + G_{(R^F+AT)_F}$  = 0,13894t/cm = 13,894t/m
- 3-  $G_{ccp} + G_{retour} + G_{(R^F+AT)_C}$  = 0,22377t/cm = 46,035 t/m
- 4-  $G_{ccp} + G_{retour} + G_s + G_{(R^F+AT)_C}$  = 0,49025t/cm = 49,025 t/m
- 5-  $G_{rp}$  = 0,0142 t/cm = 1,42 t/m
- 6-  $G_{ccp} + G_{retour} + G_s + G_{(R^F+AT)_F}$  = 16,035 t/m



Sollicitations	$M_s$ (cm <sup>2</sup> )	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$Q_4$	$Q_8$	$Q_{10R}$	$Q_{10L}$	$Q_{13}$	$Q_4$ (t/m)	$G_8$ (t/m)	$G_{10R}$ (t/m)
C.C.P	28448,6	$1,272 \cdot 10^7$	0,0013	-11,46	14,33	-17,2	6	$0,29 \cdot 10^5$	-0,0256	0,032
Surcharges	59955,4	$1,641 \cdot 10^7$	51,17	-89,79	103,35	-108,15	74,758	0,1869	-0,03776	0,03776
DN Retour	28448,6	$1,272 \cdot 10^7$	51,12	51,12	0	51,12	0	0,1143	0,1143	0
R.P	32751,26	$1,33 \cdot 22 \cdot 10^7$	-4,1	-4,1	0	-4,1	0	-0,038	-0,038	0
(+DT) F	32751,26	$1,322 \cdot 10^7$	-15,34	-15,34	0	-15,34	0	-0,038	-0,038	0
(+DT) C	32751,26	$1,322 \cdot 10^7$	-9,155	-9,155	0	-9,155	0	-0,02268	-0,02268	0

$Q_{10L}$ (t/m)	$G_{13}$ (t/m)
0,0384	0,0134
0,3951	0,02731
0,1143	0
0,01015	0
0,038	0
0,02268	0

Les Combinaisons

	4 (t.cm)	8 (t.cm)	10 R (t.cm)	10 L (t.cm)	13 (t.cm)
$G_{CCP} + G_{retour} + G_s + G_{rp}$	0,291	- 0,2494	0,4096	- 0,3293	0,2865
$G_{CCP} + G_{retour} + G_{(Rt + T)}^F$	0,0763	0,0507	0,032	0,0379	0,0134
$G_{CCP} + G_{retour} + G_{(Rt + T)}^C$	0,0916	0,066	0,032	0,0532	0,0134
$G_{CCP} + G_{retour} + G_s + G_{(Rt + T)}^F$	0,2632	- 0,2773	40,96	- 0,3572	0,2865
$G_{CCP} + G_{retour} + G_s + G_{(Rt + T)}^C$	0,2785	- 0,2619	40,96	- 0,3413	0,2865
Crp	- 0,01015	- 0,01015	0	-0,01015	0

70  
66

- Détermination du nombre de connecteurs et leurs dispositions :

On appelle  $G_i$  le glissement dans la zone (i) le plus défavorable, le nombre de connecteur à disposer sur chaque zone est donné par :

$$N = \frac{G_i}{G} \text{ (par mètre linéaire), d'où pour } d : N = \frac{d}{e} + 1$$

on en déduit l'espacement des connecteurs :  $e = 100 \cdot \frac{G}{G_i}$

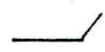
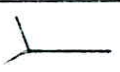




ou  $\bar{G}$  : effort maximal admissible par connecteur,

$G_i$  : glissement dû au cas de charges.

Si  $G_i$  est positif  $\longrightarrow$  connecteur disposé 

Si  $G_i$  est négatif  $\longrightarrow$  connecteur disposé 

pour les différentes zones on obtient :

Zone	Section	$G_i$ t.m	G (t)	e (cm)	N/ zone	schéma
zone d'about	0 à 4	- 10,45	9,95	95	18	
		50,776	9,95	19,6	83	
zone en travée	4 à 9	29,10	9,95	34	60	
		28,65	9,95	34	36	
zone d'appui inter.		40,96	9,95	24	84	
		- 35,72	9,95	27	75	

Remarque : on constate pour les zones de recouvrement ce qui suit :

8 à 9 : l'espacement des connecteurs de la section 4 à 9 est de 34cm dans le sens du glissement positif ; cependant que pour le même sens de glissement pour la zone d'appui cet espacement est de 24 cm.

On choisit donc de maintenir pour cette zone de recouvrement les connecteurs donnés par la zone d'appui uniquement avec  $e = 24$  cm.

Idem pour la zone de recouvrement 12 et 13 où on garde également les connecteurs donnés par la zone d'appui 8 à 13  $e = 24\text{cm}$ .  
 Cependant les 60 connecteurs à disposer entre 3 et 7, on décide de n'en disposer que 47 connecteurs entre 4 et 8 : d'où on a les nouvelles dispositions des connecteurs.

4 à 8  $e = 34\text{ cm}$  ,  $N = 48$   
 8 à 13  $e = 24\text{ cm}$  ,  $N = 84$   
 13 à 15  $e = 34\text{ cm}$  ,  $N = 24\text{ connecteurs}$

### II- Tablier isostatique :

On choisit le même type de connecteurs que pour le tablier hyperstatique  $\Rightarrow \bar{G} = 9,95\text{t}$

#### Calcul des effets unitaires maximales de glissement

a) Retrait : il est supposé repris aux deux extrémités de la poutre sur une longueur  $l_r = \frac{l}{6} = \frac{29,4}{6} = 4,9\text{ m}$  soit  $l_r = 5\text{m}$ .

soient  $G_{rt}$  ,  $G_{rp}$  l'effort de glissement dû aux retraits contraintes de retrait total et partiel.

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

$$G_{rt} = - \frac{\epsilon_r \cdot E_a \cdot S}{n \cdot l_r} = - 69300 \text{ Kg/ml}$$

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

$$G_{rp} = - 23100 \text{ Kg/ml}$$

b) CCP et surcharges : en dehors des zones extrêmes de la travée la densité des connecteurs est définie en utilisant les valeurs des efforts tranchants sous les charges suivantes : - CCP

- Surcharges d'exploitations.

On divise la portée en zone d'égale répartition (soit 8 zones en tout) pour chaque zone, on calcul l'effort de glissement maximale agissant.

$$G = T \cdot \frac{M_3}{I} \quad (\text{Kg/m})$$

On divise la poutre :

zone 1  $\longrightarrow$  section 1 à 3.

zône 2                      section 3 à 5  
 zône 3                      section 5 à 7  
 zône 4                      section 7 à 9

Pour le dimensionnement des connecteurs on considère les trois combinaisons suivantes dont on prend pour chaque zône, les plus défavorables, avec leurs signe algébrique.

$$1- G_{ccp} + G_s + G_{rp}$$

$$2- G_{ccp} + G_{rt}$$

$$3- G_{ccp} + G_s + G_{rt}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

n	Désignation	zône	1	2	3	4
18	CCP	T (Kg)	8052	6000	4000	2000
	moment stat	$M_s$ (cm <sup>3</sup> )	20429,446	20429,446	23863,89	23863,89
	moment d'inertie	I (cm <sup>4</sup> )	4362847,9	4362847,9	6254926,45	6254926,45
	$G_{ccp}$	G (Kg/ml)	3770,35	2809,5	1526,08	763,04
6	surcharges	T (Kg)	96000	82000	66000	50000
	moment stat	$M_s$ (cm <sup>3</sup> )	61288,33	61288,33	71591,66	71591,66
	moment d'inertie	I (cm <sup>4</sup> )	6046569,6	6046569,6	8749765,5	8749765,5
	$G_s$	G (Kg/ml)	97305,6	83115,2	54001,86	40910,5
15	Retrait	$G_{rp}$ (Kg/ml)	- 23100	- 23100	-	-
		$G_{rt}$ (Kg/ml)	- 69300	- 69300	-	-

Les combinaisons :

		1	2	3	4
CCP + S + rp		77975,95	62824,7	55527,94	41673,54
CCP + rt		- 65529,65	-66490,5	1526,08	763,04
CCP + s + rt		31775,95	16624,7	55527,94	41673,54
cas défavorable	positif	77975,95	62824,7	55527,94	41673,54
	négatif	- 65529,65	-66490,5	-	-

- Détermination du nombre de connecteur et leurs dispositions :

zône	G (Kg/ml)	G (Kg)	e (cm)	N / zône	schéma
1	77975,95	9950	12,5	29	
	- 65529,65	9950	14,28	26	
2	62824,7	9950	16,66	22	
	- 66490,5	9950	14,28	26	
3	55527,94	9950	16,66	22	
4	41673,54	9950	25	15	

Le nombre nécessaire pour toute la travée isostatique est :

$$2 (29 + 26 + 22 + 26 + 22 + 15) = 140 \text{ connecteur.}$$

ETUDE

DES ENTRETOISES

## CALCUL DES ENTRETOISES

-----

### Rôle des Entretoises :

L'entretoise a deux rôles essentiels :

- en liaisonnant les poutres principales entre elles, les entretoises assurent la bonne tenue de la section droite et permettent une répartition des charges entre les poutres principales.
- En supportant les éléments de couverture (Dalle en B.A), l'entretoisement reprend les charges locales et les transmet aux poutres.

### A. Entretoises du tablier hyperstatique

#### I- Entretoises d'about :

L'entretoise d'about sera calculée pour le vérinage car c'est le cas le plus défavorable. Elle ne supportera que les charges permanentes du tablier.

Le soulèvement du tablier se fera à l'aide de 2 verins.

Les réactions d'appui : appui 0  $\rightarrow$  sous  $C_p + CC_p \rightarrow A_0 = 0,400 \times g \times l_1 \times 1,32$ .

appui 1  $\rightarrow$  sous  $C_p + CC_p \rightarrow A_1 = 1,1 \times g \times l_1 \times 1,32$ .

Les valeurs de  $A_0$  et  $A_1$  sont tirées des tables d'OTTO.E. BOLLINGER.

$g$  : étant la charge uniformément répartie =

$$C_p + CC_p = 7558 + 1630 = 9188 \text{ Kg/ml}$$

$$g = 9,88 \text{ t/ml}$$

$l_1$  : était la longueur de la travée de rive,  $l_1 = 40 \text{ m}$

1,32 : coefficient de pondération des charges uniformément réparties.

.../...



d'où :  $\Lambda_0 = 0,400 \times 9,188 \times 40 \times 1,32$

$\Lambda_0 = 194,05 \text{ t}$

$\Lambda_1 = 1,1 \times 9,188 \times 40 \times 1,32$

$\Lambda_1 = 533,639 \text{ t}$

Λ/ Entretoise de l'appui o (3) (culées) :

$G = 194,05 \text{ t} \Rightarrow R_1 = R_2 = R_3 = \frac{G}{3} = 64,68 \text{ t.}$

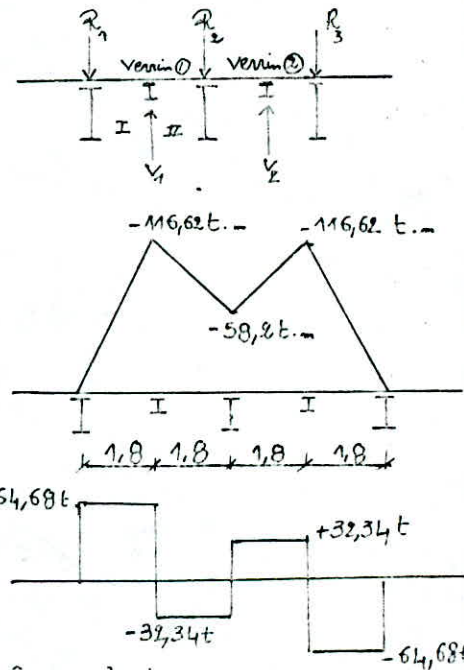
\* Calcul des réactions aux verins ① et ② :

$V_1 = V_2 = \frac{R_1 + R_2 + R_3}{2} = 97,025 \text{ t}$

\* Calcul du moment fléchissant :

$M_{(V_1)} = R_1 \cdot 1,8 \Rightarrow M_{(V)} = -116,62 \text{ t.m.}$

$M_{(m - travée)} = -R_1 \times 3,6 + V_1 \times 1,8 = -58,2 \text{ t.m.}$



\* Effort tranchant :

$T_{\max} = 64,68 \text{ t} ; \quad T_{\min} = -116,62 \text{ t.m.}$

\* Choix du profilé :

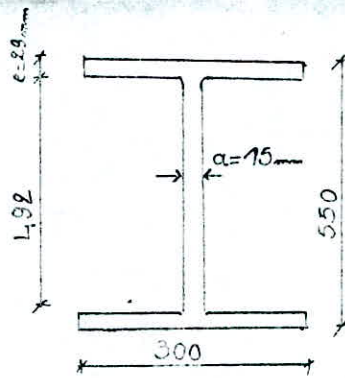
Rq : Les entretoises sur appui sont à âme pleine.

$\sigma = \frac{M V_x}{I_x} \leq \Rightarrow \frac{I_x}{V_x} \geq \frac{M}{\sigma_e} \text{ d'où}$

$W_x \geq \frac{116,65 \times 10^5}{2400} = 4859,16 \text{ cm}^3$

donc le choix se porte sur un HEB 550 de module de résistance =  $W = 4970 \text{ cm}^3$

.../...



HEB 550

\* Vérification des contraintes :  $M_{\max} = 116,62 \text{ t.m.}$  ;

$$T_{\max} = 64,68 \text{ t.}$$

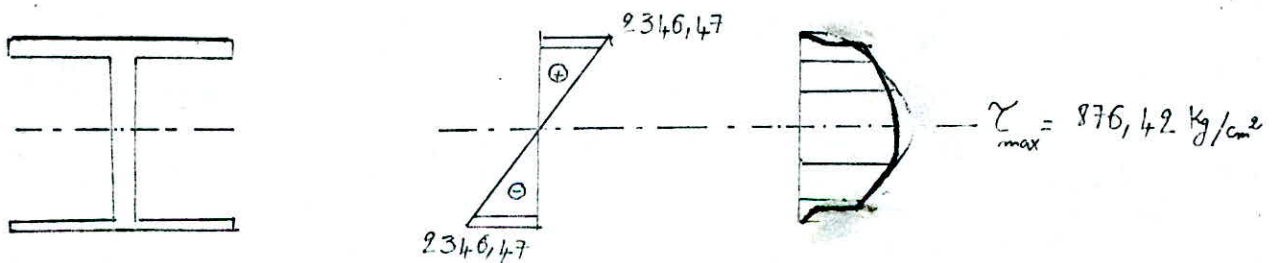
$$\sigma = \frac{Mv_x}{I_x} = \frac{M}{W_x} = \frac{116,62 \cdot 10^5}{4970} = 2346,47 \text{ Kg/cm}^2 \quad 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{S_a} = \frac{64,68}{1,5 \times 49,2} = 876,42 \text{ Kg/cm}^2 < 0,6 \times 2400 = 1440 \text{ Kg/cm}^2$$

d'où :

les deux contraintes normales et de cisaillements sont vérifiées et il n'y pas risque de cisaillement.

\* Diagramme des contraintes au point ① :



.../...

au niveau de la fibre neutre :  $\sigma_f = 0 \Rightarrow \tau_{\max} = 876,42 \text{ Kg/cm}^2$

$$\sqrt{\sigma_f + 3\tau^2} \ll \sigma_e \Rightarrow \sqrt{3 \times (876,42)^2} = 1518,0039 < 2400 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow$$

cette condition est vérifiée.

\* Vérification au voilement des panneaux :

Les panneaux ont pour dimension :  $A=1,8\text{m}$  ;  $b=0,492\text{ m}$   
et  $e=0,015\text{ m}$ .

Les efforts sont tirés des diagrammes des moments et des efforts tranchants au milieu de chaque panneaux :

. Panneau I  $\Rightarrow M = 58,31\text{t.m.}$  ;  $T = 64,68\text{t.}$

. Panneau II  $\Rightarrow M = 87,41\text{t.m.}$  ;  $T = 32,34\text{t.}$

$$\sigma_c = \frac{\pi^2 E}{12 (1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{2}{b}\right)^2 = 1762,4 \text{ Kg/cm}^2 \text{ avec } \nu = 0,3 \text{ et } E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

d'où

Panneau	$\alpha=a/b$	$K_B$	$K_C$	$B^*$	$\tau^*$	$\psi$
I	3,66	23,9	5,63	42121	9922,3	- 1
II	3,66	23,9	5,63	42121	9922,3	- 1

Suite ;

Panneau	$S_B$	$B_c$	$\tau$	$B_s$	$B_i$	$B_{\max}$
I	1	1762,4	876,42	1173,23	-173,23	1173,23
II	1	1762,4	438,21	1758,75	-1758,75	1758,75

.../...

Pour les deux panneaux on doit vérifier la condition :

$$\left(\frac{S_B \times \frac{B}{B^*}}{B^*}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau^*}\right)^2 < 1,8$$

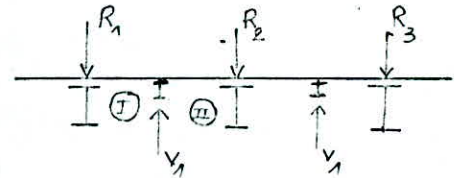
$$\text{Panneau I} : \left(\frac{1173,23}{42121}\right)^2 + \left(\frac{876,42}{9922,3}\right)^2 = 0,008 < 1,8$$

$$\text{Panneau II} : \left(\frac{1758,75}{42121}\right)^2 + \left(\frac{438,21}{9922,3}\right)^2 = 0,0036 < 1,8$$

Conclusion : pour les deux panneaux pas risque de voilement les raidisseurs pas nécessaire.

B/ Entretoise de l'appui 1 (ou 2) :

$$G = 533,639t \Rightarrow R_1 = R_2 = R_3 = \frac{G}{3} = 177,879t.$$



$$\Rightarrow V_1 = V_2 = \frac{\sum R_i}{2} = 266,68t.$$

\* Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

$$M_{(V1)} = -R_1 \times 1,8 = -320,18t.m$$

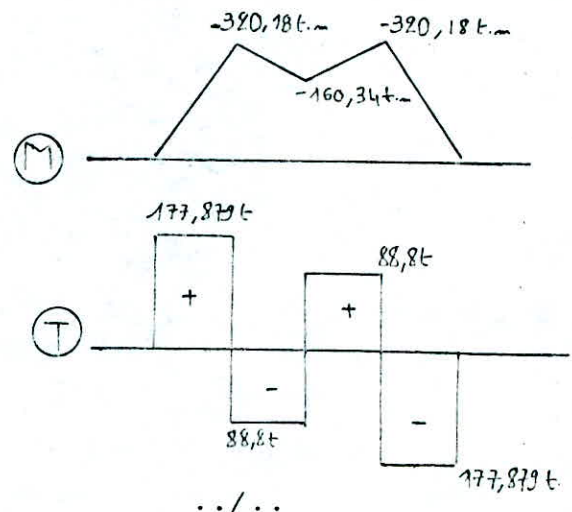
$$M_{(mi-travée)} = -R_1 \times 36 + V_1 \times 1,8 = -160,34t.m.$$

d'où

$$M_{\max} = 320,18t.m.$$

et

$$T_{\max} = 177,87t.$$



\* Choix du profilé : C'est un profilé à âme pleine.

$$\sigma = \frac{M V_x}{I_x} \leq \sigma_e \Rightarrow W_x \geq \frac{M}{\sigma_e} = 13340,83 \text{ m}^3$$

Vu la valeur relativement élevée du module de résistance on opte pour un PRS.

On choisi :

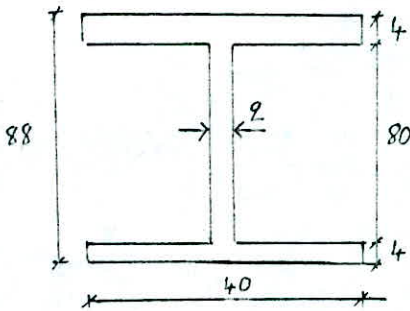
$$I_x = 2 \left( \frac{40 \times 4^3}{12} + 40 \times 4 \times 42^2 \right) + 2 \frac{80^3}{12} = 650240 \text{ cm}^4$$

d'où

$$\frac{I_x}{V_x} = \frac{650240}{44} = 14778,181 \text{ cm}^3$$

donc

$$\frac{I_x}{V_x} > 13340,83 \Rightarrow \text{on opte pour ce PRS.}$$



\* Vérification des contraintes :  $M_{\max} = 320,18 \text{ t.m.}$  ;  $T_{\max} = 177,879 \text{ t.}$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} = 2166,57 < 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

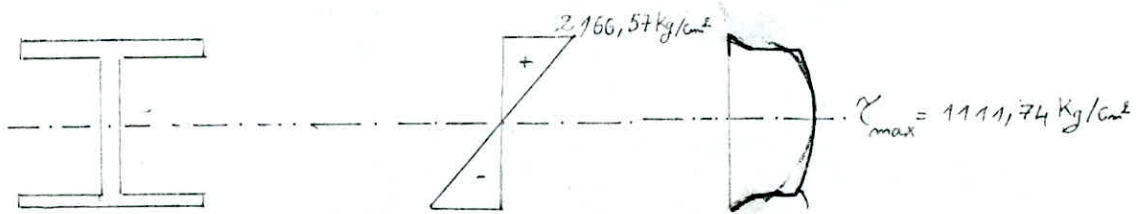
$$\tau = \frac{T_{\max}}{S_a} = \frac{177,879 \times 10^5}{2 \times 80} = 1111,74 < 1440 \text{ Kg/cm}^2$$

d'où

les deux contraintes sont vérifiées et il n'y a pas risque de cisaillement.

.../...

\* Diagramme de contrainte au point : ①



au niveau de la fibre neutre  $b_f = 0 \Rightarrow \tau_{\max} = 1111,74 \text{ Kg/cm}^2$

$$\sqrt{\frac{2}{b_f} + 3\tau^2} \ll \ll b_c \Leftrightarrow \sqrt{3(1111,74)^2} = 1925,59 < 2400 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow$$

cette condition est vérifiée.

\* Vérification au voilement des panneaux :

Les panneaux I et II ont pour dimensions :  $a = 1,8 \text{ m}$  ;

$b = 0,8 \text{ m}$  et  $c = 2 \text{ cm}$

$$\Rightarrow b_c = 1185 \text{ Kg/cm}^2 /$$

Les efforts au milieu de chaque panneau : I  $\Rightarrow \begin{cases} M = 160,09 \text{ t.m.} ; \\ T = 177,879 \text{ t.} \end{cases}$

II  $\Rightarrow \begin{cases} M = 240,26 \text{ t.m.} ; \\ T = 88,8 \text{ t.} \end{cases}$

d'où

Panneau	$\alpha = -\frac{a}{b}$	$K_B$	$K_C$	$b^*$	$\tau^*$	$\psi$
I	2,25	23,9	6,13	28321,5	7264,05	- 1
II	2,25	23,9	6,13	28321,5	7264,05	- 1

Suite ;

.../...

Panneau	$S_b$	$E_c$	$\chi$	$E_s$	$E_i$	$E_{max}$
I	1	1185	1111,74	1083,28	-1083,28	1083,28
II	1	1185	555	1625,77	-1625,77	1083,28

Panneau I :  $(S_b - \frac{E}{E^*})^2 + (\frac{\chi}{\chi^*})^2 = 0,024 < 1,8$

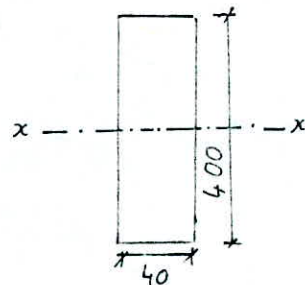
Panneau II :  $(S_b - \frac{E}{E^*})^2 + (\frac{\chi}{\chi^*})^2 = 0,009 < 1,8$  pas de risque de voilement

\* Vérification au deversement de la semelle inférieure :

$l = 1,80m$  ;  $f = E_m = 2166,57 \text{ Kg/cm}^2$

$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 21333,33 \text{ cm}^4$

$i = \sqrt{\frac{I}{\Omega}} = \sqrt{\frac{21333,33}{40 \times 4}} = 11,54 \text{ cm}$



$\lambda = \frac{l}{i} = \frac{180}{11,54} = 15,59 < 20$

donc on a une pièce courte  $\Rightarrow$  on vérifie :  $E_m \leq E_c$

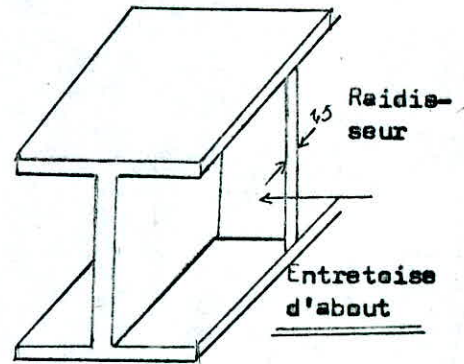
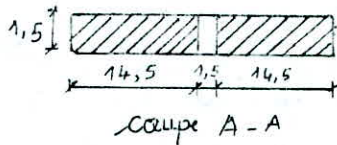
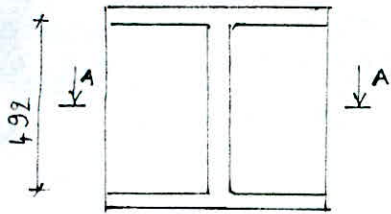
et  $E_m = 2166,57 < 2400 \text{ Kg/cm}^2$  donc pas risque de deversement

C/ Etude du raidissage des entretoises :

Les entretoises d'about et sur appui étant sollicitées par les verins on doit prévoir conformément au titre V du fascules 61 article 18 des raidisseurs verticaux au droit des actions des verins.

.../...

\* Entretoise d'about (appui "o") :



$\delta' = \frac{EI}{t \cdot D}$  : inertie relative du raidisseur.

$\delta = \frac{\Omega}{bt}$  : section relative de la plaque.

avec;  $g$  : inertie du raidisseur.

$D$  : inertie de la plaque :  $D = \frac{Et^3}{12(1-\mu)}$  ou  $\mu = 0,3$  (coefficient de poisson pour l'acier)

$\Omega$  : section du raidisseur  $\Rightarrow \Omega = 1,5 \times 14,5 = 21,4 \text{ cm}^2$

$t$  : épaisseur de la plaque = 1,5 cm ,  $b = 49,2 \text{ cm}$

$$\delta = 0,294 \quad \text{et} \quad g = 2 \times \frac{1,5 \cdot (14,5)^3}{12} = 723,49 \text{ cm}^4$$

et comme  $g = 0,092 \cdot bt^3 \delta' \Rightarrow \delta' = \frac{723,49}{0,092 \cdot bt^3} = 47,35$

$$\delta' = 47,35$$

Le titre V fascicule 61 donne les valeurs minimales de  $\delta$  et  $\delta' \Rightarrow$

.../...



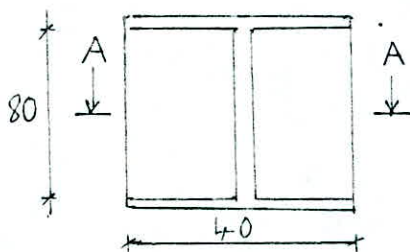
$$* \delta_{\min} = 0,66 \cdot 10^{-3} \frac{b^3}{t} = 0,0216 < \delta = 0,294 \Rightarrow \text{c'est vérifiée.}$$

$$* \delta'_{\min} = 0,33 \left( \frac{b}{50t} \right)^3 = 0,0093 < \delta' = 47,35 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

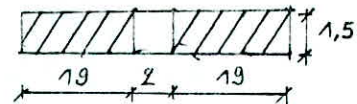
d'où :

la section choisie du raidisseur vérifie les conditions limites donc elle sera adoptée pour le raidissage de l'entretoise.

\* Entretoise sur l'appui intermédiaire (appui 1) :



coupe A-A



$$t = 1,5 \text{ cm} , b = 80 \text{ cm}$$

$$\Omega = 1,5 \times 19 = 28,5 \text{ cm}$$

$$g = 1714,75 \text{ cm}^2$$

$$\delta = 69,03 \quad \text{et} \quad \delta = 0,237$$

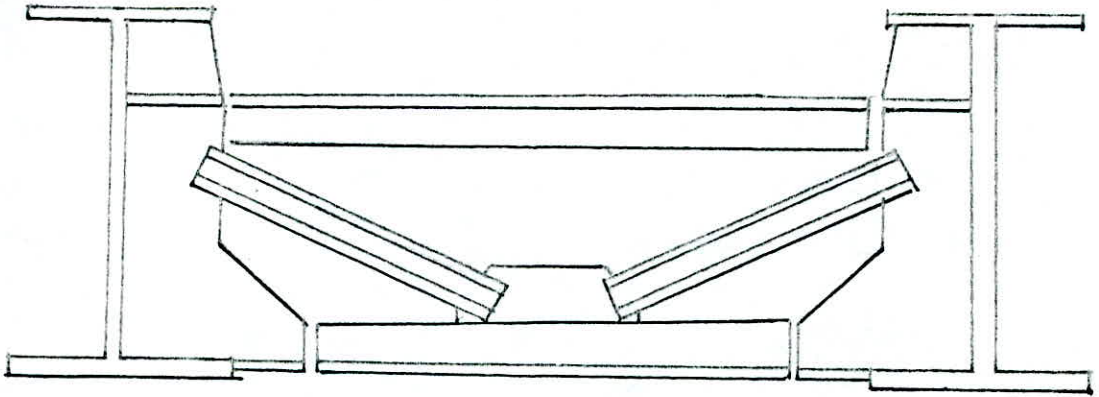
et comme  $\delta'_{\min} = 0,33 \left( \frac{b}{50t} \right)^3 = 0,4 < \delta'$

$$\delta'_{\min} = 0,66 \cdot 10^{-3} \frac{b^3}{t} = 0,0352 < \delta$$

$\Rightarrow$  la section choisie du raidisseur vérifie les conditions limites donc elle sera adoptée pour le raidissage de l'entretoise sur l'appui intermédiaire.

II- Entretoises intermédiaires :

Les entretoises intermédiaires ne porteront pas la dalle de couverture. Elles seront du type treillis, elles ont pour rôle de solidariser les poutres et ne reprennent pas de flèche propre (elles sont considérées comme infiniment rigides).



1/ Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des entretoises, ce schéma a été adopté :



$d$  : distance entre  
entretoise.

on détermine pour chaque cas de charge les réactions des entretoises qui nous permettent à l'aide des L.I. (méthode de Coulomb) d'évaluer les différents efforts dans les sections les plus sollicitées.

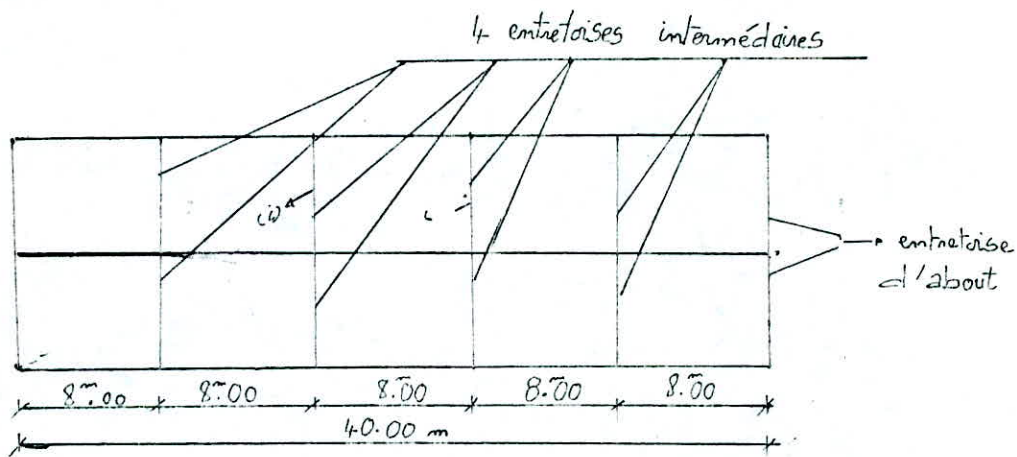
\* Hypothèses de calcul :

- la dalle de béton est supposée articulée au droit de chaque entretoise.
- La portion de poutre principale comprise entre deux entretoises successives est considérée comme une poutre sur des appuis simples.
- Transversalement, l'entretoise sera considérée comme une poutre continue reposant sur 3 appuis.

1-1- Répartition longitudinale :

Rq : Comme on a trois travées égales, on fait une seule étude, en choisissant la répartition suivante des entretoises.

.../...



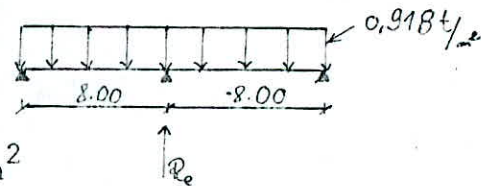
Pour l'entretoise (i) on a les réactions suivantes ;  
suivant le chargement.

a/ charge permanente :

$$g = \frac{CP + CCP}{L} = \frac{7558 + 1630}{10} = 0,918 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow R_e = \frac{0,918 \times 8 \times 2}{2} = 7,34 \text{ t/ml de longueur.}$$

$$\underline{\underline{R_e = 7,344 \text{ t/ml}}}$$

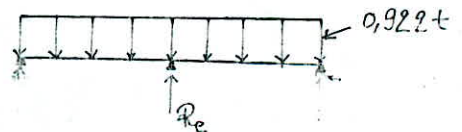


b/ Surcharge A (1) :

$$A(1) = 230 + \frac{36000}{L + 12} = 230 + \frac{36000}{40 + 12} = 922,31 \text{ Kg/m}^2$$

$$R_e = \frac{0,922 \times 8 \times L}{2} = 7,378 \text{ t/ml.}$$

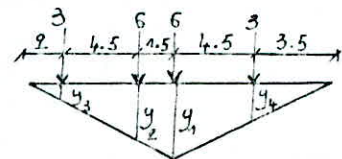
$$\underline{\underline{R_e = 7,378 \text{ t/ml}}}$$



c/ Surcharge de trottoir : (de 450 Kg/m<sup>2</sup>)

$$R_e = 0,45 \times 8 = 3,6 \text{ t/ml}$$

$$\underline{\underline{R_e = 3,6 \text{ t/ml.}}}$$



.../...

d/ Système B<sub>c</sub> : On considère une seule file de roue :

$$y_1 = 1 ; y_2 = -\frac{6,5}{8} = 0,8125 ; y_3 = -\frac{2}{8} = 0,25$$

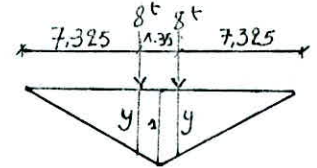
$$y_4 = -\frac{3,5}{8} = 0,4375$$

$\Rightarrow R_e = \sum P_i z_i = 12,937t \Rightarrow$  une voie (chargée)  $\Rightarrow R_e = 15,525t$ .  
deux file (2 voies chargées)  $\Rightarrow R_e = 14,23t$ .

e/ Système B<sub>t</sub> :

$$y = \frac{7,325}{8} = 0,9156$$

$$R_e = 2 \times 8 \times 0,9156 = 14,65t \quad \underline{\underline{R_e = 14,65t}}$$



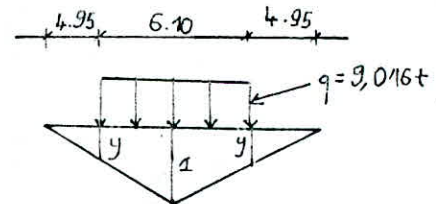
d/ Char M<sub>c</sub> 120 :

$$q = \frac{55}{6,1} = 9,016t/ml$$

$$y = \frac{4,95}{8} = 0,6187 \Rightarrow R_e = q \times S$$

$$R_e = q \cdot S = 2 \times 9,016 \left[ \left( \frac{0,6187 + 1}{2} \right) \times \frac{6,10}{2} \right] = 44,5123t$$

$$\underline{\underline{R_e = 44,512t}}$$

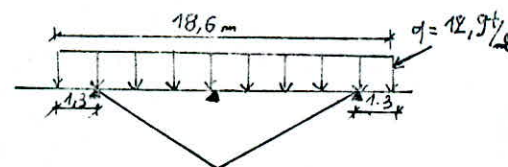


g/ Convoi D :

$$q = \frac{240}{3,2 \times 18,6} = 4,032t/m^2$$

$$R_e = q \cdot S = 4,032 \left[ \frac{8 \times 1}{2} \right] \times 2 = 32,256t$$

$$\underline{\underline{R_e = 32,256t}}$$

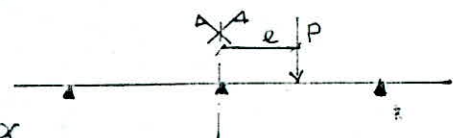


1-2- Répartition Transversale : (Méthode de Courbon)

a- Tracé des L.I. de l'effort tranchant :

(courbe : Voir Annexes)

$$T(x, \theta) = \begin{cases} - \sum_d \frac{1}{n} \left[ 1 - 6 \frac{n+1-2i}{n^2-1} x \frac{e}{l} \right] & e < x_d \\ + \sum_g \frac{1}{n} \left[ 1 - 6 \frac{n+1-2i}{n^2-1} x \frac{e}{l} \right] & e \geq x_d \end{cases}$$



...//...

L.I. au droit de la section d'appui intermédiaire  
 $x_s = 0$ ,  $n = 3$ .

$$T(x_s, e) = \begin{cases} -2/3 - 0,5 \frac{e}{1} & e < x_s = 0 \\ -\frac{1}{3} - 0,5 \frac{e}{1} & e \geq x_s = 0 \end{cases}$$

d'où pour  $e = 0$   $T = 1/3$   
 $e = 1$   $T = -1/6$   
 $e = -1$   $T = -1/6$   
 $e = -4,85$   $T = 0,007$   
 $e = +4,85$   $T = -0,34$

Voir le tracé sur p.m.

b- Tracé des L.I. du moment fléchissant : (courbe : Voir Annexe)

$$M(x_s, e) = \begin{cases} -\frac{1}{n} - 1-6 \frac{n+1-2i}{n^2-1} \frac{e}{1} x_s + \frac{n+1-2i}{2} \dots 1 & e < x_s \\ +\frac{1}{n} - 1-6 \frac{n+1-2i}{n^2-1} \frac{e}{1} x_s + \frac{n+1-2i}{2} \dots 1 & e \geq x_s \end{cases}$$

\* La L.I. du moment au droit de la section d'appui intermédiaire  $x_s = 0$

$$M(x_s, e) = \begin{cases} 1,2 + \frac{e}{2} & e < x_s = 0 \\ 1,2 - \frac{e}{2} & e \geq x_s = 0 \end{cases}$$

d'où :  $e = 0 \Rightarrow M = 1,2$   $e = -1 \Rightarrow M = -0,6$   
 $e = 1 \Rightarrow M = -0,6$   $e = +4,85 \Rightarrow M = -1,225$

\* la L.I. du moment au droit de la section en mi-travée

$$x_s = -\frac{1}{2} = -1,8 \text{ m.}$$

$$M(x_s, e) = \begin{cases} 2,4 + 3/4 e & e < x_s \\ 0,6 - 1/4 e & e \geq x_s \end{cases}$$

d'où  $e = 0 \Rightarrow M = 0,6$   $e = -1 \Rightarrow M = -0,3$   
 $e = -\frac{1}{2} \Rightarrow M = 1,05$   $e = 1 \Rightarrow M = -0,3$   
 $e = -6,85 \Rightarrow M = -1,24$   $e = +4,85 \Rightarrow M = -0,61$

2/ Dimensionnement :

L'entretoise est de hauteur :  $h' = 130$  cm.

1- La membrure supérieure :

La membrure supérieure est sollicitée en compression.

\* Flambement de la membrure supérieure :

La charge critique d'Euler est  $P^* = \frac{K\pi^2 EI}{l^2}$

où :  $K$  : coefficient dépendant des conditions d'appui de la pièce (pièce articulée  $\Rightarrow K = 1$ ).

$I$  : moment d'inertie de la section transversale.

$l$  : longueur de flambement de la pièce, pièce articulée à ses extrémités  $\Rightarrow l = 3,6$  m.

La longueur de flambement dans le plan est  $l_g = l = 3,6$  m.

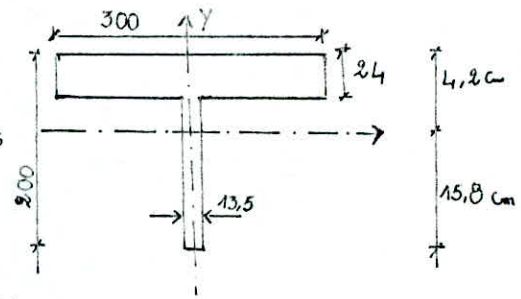
On opte pour la membrure supérieure un : 1/2 HEB 400  $\Rightarrow$  section du 1/2 profilé

$$A = \frac{197,8}{2} = 98,9 \text{ cm}^2$$

Cette section a les caractéristiques suivants :

- Calcul du centre de gravité :

$$y_G = \frac{(30 \times 2,4 \times 18,8) + (1,35 \times 17,6 \times 8,8)}{98,9} = 15,8 \text{ cm}$$



- Calcul des autres caractéristiques :

$$I_x = 2460,12 \text{ cm}^4 ; I_y = 5403,6 \text{ cm}^4$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 4,98 \text{ cm} ; i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 7,39 \text{ cm}$$

$$l' \text{ élancement } \lambda = \frac{l}{i} \quad l = \lambda \cdot i \text{ et } i^2 = \frac{l^2}{\lambda^2}$$

$$\Rightarrow i^2 = \lambda^2 \cdot \frac{l^2}{\lambda^2} \quad P^* = \frac{\pi^2 EA}{\lambda^2}$$

a/ Flambement dans le plan :

$$\lambda = \frac{l}{i_x} = \frac{360}{4,98} = 72,289 \quad \sigma^* = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 3962,17 \text{ Kg/m}^2$$

d'où \* la contrainte moyenne de compression admissible :

$$\bar{\sigma}_m = \sigma_e (1 - 0,375 \frac{\sigma_e}{\sigma^*}) = 2400 (1 - 0,375 \cdot \frac{2400}{3962,17}) = 1854,84 \text{ Kg/cm}^2$$

.../...

$$Z = 130 - 2 \times 4,2 = 121,6 \text{ cm} \quad F = \frac{M}{Z} = 100,78 \text{ t.}$$

avec Z : hauteur entre c.d.g. des deux membrures.

\* La contrainte moyenne s'appliquant au niveau de la membrure supérieure :

$$\bar{\sigma}_m = \frac{F}{A} = 1019 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_m = 1854,84 \text{ Kg/cm}^2.$$

b/ Flambement hors plan :

$$\lambda = \frac{l}{i_y} = 48,71 \Rightarrow \bar{\sigma}^* = 8726,54 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_m = 2152,48 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_m = \frac{F}{A} = 1019 \text{ Kg/cm}^2.$$

2- Membrure inférieure :

Elle est soumise à la traction, on doit vérifier que

$$\bar{\sigma}_m < \bar{\sigma}_e.$$

$$c; \bar{\sigma}_m < \bar{\sigma}_e : \frac{M}{Z \times \bar{\sigma}_e} < \bar{\sigma}_e \Leftrightarrow 1019 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \text{ Kg/cm}^2.$$

3- Les diagonales :

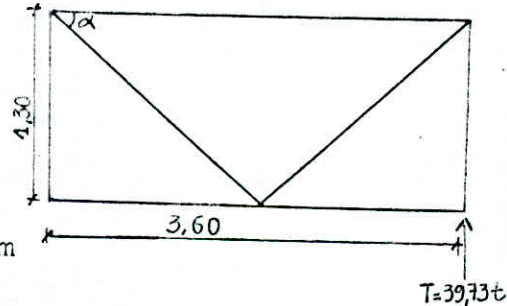
$$\text{tg } \alpha = \frac{130}{180} = 0,722 \quad \alpha \approx 36^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 0,587.$$

pour les diagonales on choisi

2UPN 140, associés l'un à l'autre par une fourrure. Ils sont disposés de manière à être sollicités seulement en compression.

La longueur de flambement de la diagonale :  $l_f = \sqrt{(1,30)^2 + (1,8)^2} = 2,22 \text{ m}$

$$l_f = 222 \text{ cm.}$$



Caractère d'un UPN140

$$h=14 \text{ cm} \quad A=20,4 \text{ cm}^2$$

$$b=6 \text{ cm} \quad I_x=605 \text{ cm}^4$$

$$e=1 \text{ cm} \quad I_y=62,7 \text{ cm}^2$$

$$a=0,7 \text{ cm}$$

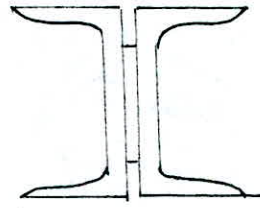
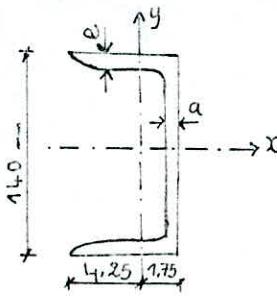
$$i_x=5,45 \text{ cm} ; i_y=1,75 \text{ cm} \quad i_x=5,45 \text{ cm} ; i_y=2,85 \text{ cm.}$$

de 2UPN140

$$A = 40,8 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2 \cdot 605 = 1210 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2 \left[ 62,7 + 20,4(1,75 + 0,5)^2 \right] = 332 \text{ cm}^4$$



\* L'élancement  $I_e$  plus défavorable :

$$\lambda = \frac{l_e}{i_y} = \frac{222}{2,85} = 77,89$$

d'où  $P^* = 139243,63 \text{ Kg}$        $B^* = \frac{P^*}{A} = 3412,83 \text{ Kg/cm}^2$

$$\bar{B}_m = 2400 \left( 1 - 0,375 \frac{2400}{3412,83} \right) = 1767,095 \text{ Kg/cm}^2$$

et  $B_m = \frac{T}{A \sin \alpha} = 1658,89 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{B}_m$  donc il n'y a pas

risque de flambement.

4- Calcul de l'assemblage de l'entretoise intermédiaire :

Les assemblages sont exécutés à l'aide des boulons à haute résistance (HR), ce sont des HR 10/9 de diamètre  $\emptyset = 20 \text{ mm}$ , de contrainte d'élasticité nominale  $B_e = 90 \text{ Kg/mm}^2$ , le coefficient de frottement étant  $\varphi = 0,3$ .

a/ Attaches des membrures :

l'effort de traction ou de compression est  $F = \frac{M}{Z} = 100,78 \text{ t}$ .

L'effort admissible par boulon est donné par :

$$\bar{F} = 2(0,8 \lambda \Omega \times B_e \cdot \varphi) \text{ avec } \Omega = \frac{\pi \emptyset^2}{4}$$

d'où  $\bar{F} = 1356 \text{ Kg}$ .

Nombre de boulon :  $n = \frac{F}{\bar{F}} = 7,42$       soit  $n = 8$  boulon

Longitudinalement :  $2d \leq \delta_p \leq 2,5d \iff 42 \leq \delta_p \leq 52,5$

Transversalement :  $1,5d \leq \delta_t \leq 2,5d \iff 31,5 \leq \delta_t \leq 52,5$

$$63 \leq \delta \leq 105.$$

On prend :  $\delta_p = 42 \text{ mm}$  ;  $\delta_t = 32 \text{ mm}$  et  $\delta = 63 \text{ mm}$ .

\* Semelle supérieure :

$$\delta_t = 35 \text{ mm}.$$

.../...



$$\delta_1 = 50\text{mm.}$$

$$\delta = 65\text{mm.}$$

$$a = 2\delta_e + 3\delta = 295\text{mm.}$$

$$b = 2\delta_t + \delta = 135\text{mm.}$$

\* Semelle inférieure ( $-\frac{1}{2}$  HEB 360).

$$\delta_t = 50\text{mm.}$$

$$\delta_1 = 42\text{mm.}$$

$$\delta = 63\text{mm.}$$

$$a = 2\delta_1 + 7\delta = 525\text{mm.}$$

$$b = 2\delta_t = 100\text{mm.}$$

b/ Attaches des diagonales :

L'effort de compression dans la diagonale a pour

valeur :  $F = \frac{T}{\sin\alpha} = 67682,72\text{Kg.}$

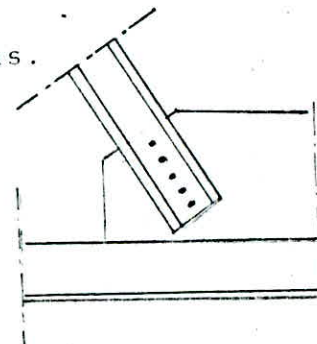
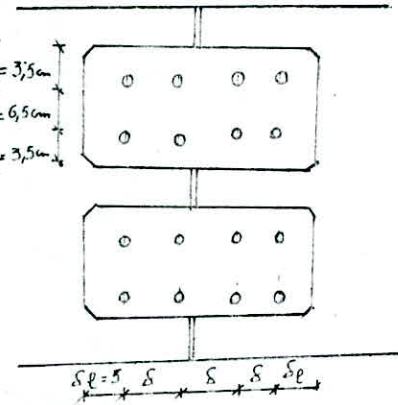
Nombre de boulon :  $n = \frac{F}{F} = 4,98 \Rightarrow 5 \text{ boulons.}$

espacement :  $\delta_t = 35\text{mm.}$

$\delta_1 = 42\text{mm.}$

$\delta = 65\text{mm.}$

$\Rightarrow a = 2\delta_1 + 4\delta = 344\text{mm.}$



5- Assemblage de l'entretoise d'about :

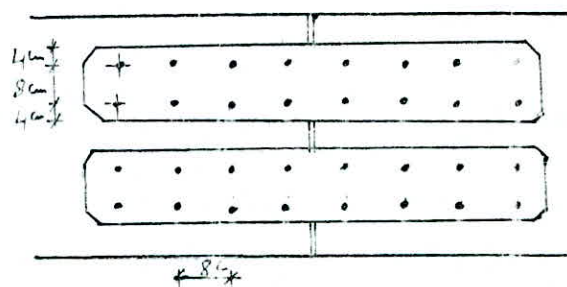
\* appui "O" : La section à assembler est soumise à un effort tranchant  $T = 64,68\text{t}$ , et de  $M = 116,62\text{t.m.}$

d'où  $\sigma_s = \sigma_i = 2346,47 \text{ Kg/cm}^2$

section de la semelle supérieure =  $2,9 \times 30 = 87\text{cm}^2$ .

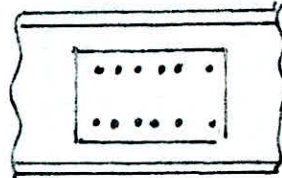
$F = \sigma \times S = 204142,89 \text{ Kg.}$

Nombre de surface de frottement =  $n = \frac{F}{F} = 15,049$  soit un nombre de 8 boulons.



.../...

\* Sur l'âme les boulons doivent être dimensionnés au cisaillement.  $F = T = 64,68t$   
 nombre de surface de frottement =  $\frac{F}{F} = 4,76$



∴ 5 boulons mais soit 6 boulons pour avoir une symétrie.

\* appui "1" :

Sur l'aile :

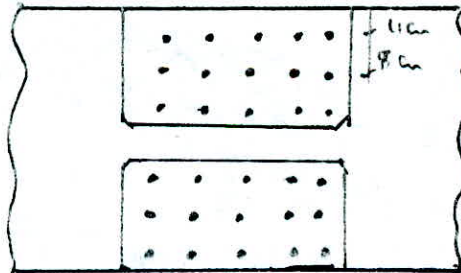
$$\sigma_s = \sigma_i = 2166,57 \text{ Kg/cm}^2$$

section de la semelle supérieure

$$S = 4 \times 40 = 160 \text{ cm}^2$$

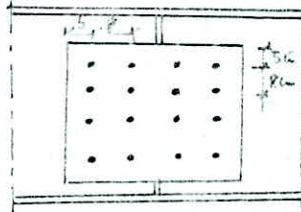
$$F = \sigma \cdot s = 346651,2 \text{ Kg}$$

nombre de surface de frottement  $n = 25,55$  soit un nombre de boulons de 15.



Sur l'âme :  $F = 177,879t$ .

Nombre de surface de frottement  $n = 13,1$  soit 8 boulons.



B- Entretoises du Tablier Isistatique :

I- Entretoises d'about :

Pour la poutre isostatique les réactions d'appui sous CP+CCP sont :

$$q = CP+CCP = 9,03t/ml.$$

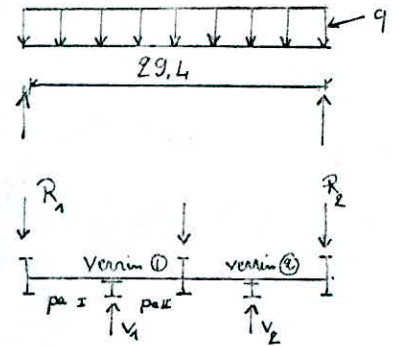
$$A_1' = A_2 = \frac{q \cdot l}{2} = 132,74t.$$

$$R = 132,74t.$$

\* Calcul des réactions des verins :

$$R_1 = R_2 = R_3 = \frac{R}{3} = 44,246t.$$

$$V_1 = V_2 = \frac{R_1 + R_2 + R_3}{2} = \frac{(44,243) \times 3}{2} = 66,37t.$$



\* Calcul du mmt. fléchissant :

$$M(V_1) = -79,6t.m.$$

$$M(\text{mitravée}) = -39,8t.m.$$

\* Calcul de l'effort tranchant :

$$M_{\max} = 79,6 \times 1,32 = 105,1t.m.$$

$$T_{\max} = 44,24 \times 1,32 = 58,4t.$$

\* Choix du profilé :

$$W_x = \frac{M V_x}{T_x} < W_e \Rightarrow W_x \geq \frac{105,1 \cdot 10^5}{2400} = 4379,2 \text{ cm}^3$$

le choix se porte sur un HEB 550 de  $W = 4970 \text{ cm}^3$  donc le même que celui choisi pour l'entretoise hyperstatique.

\* Vérification des contraintes :

$$\sigma = \frac{M}{W_x} = 2114,7 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{et} \quad \tau = \frac{T_{\max}}{S_a} = 791,327 \text{ Kg/cm}^2 < 1440 \text{ Kg/cm}^2$$

\* Diagramme des contraintes au point (1) :

$$\sigma_f = 2114,7 \text{ Kg/cm}^2 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Compression de la fibre superieur.} \\ \text{Traction de la fibre inférieure.} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\max} = 791,327 \Rightarrow \text{au niveau de la fibre neutre : } \sqrt{3\sigma^2} = 1370,618 < 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

donc cette condition est vérifiée.

\* Vérification au voilement des panneaux I et II :

panneau	$\alpha$	$K_B$	$K_C$	$b^*$	$\sigma^*$	$\psi$
I	3,66	23,9	5,63	42121	9922,3	- 1
II	3,66	23,9	5,63	42121	9922,3	- 1

Suite :

panneau	$S_B$	$b_c$	$\sigma$	$b_s$	$b_i$	$B$
I	1	1762,4	791,34	1062,36	-1062,32	1062,36
II	1	1762,4	395,82	1593,56	-1593,56	1593,56

d'où :

$$\text{panneau I : } \left(1 + \frac{1062,36}{42121}\right)^2 + \left(\frac{791,34}{9922,3}\right)^2 = 0,0069 < 1,8 \text{ c'est vérifié.}$$

$$\text{panneau II : } \left(1 - \frac{1593,36}{42121}\right)^2 + \left(\frac{395,82}{9922,3}\right)^2 = 0,003 < 1,8 \text{ "}$$

Les deux panneaux sont vérifiés au voilement donc les raidisseurs ne sont pas nécessaires.

\* Etude du Raidissage des entretoises :

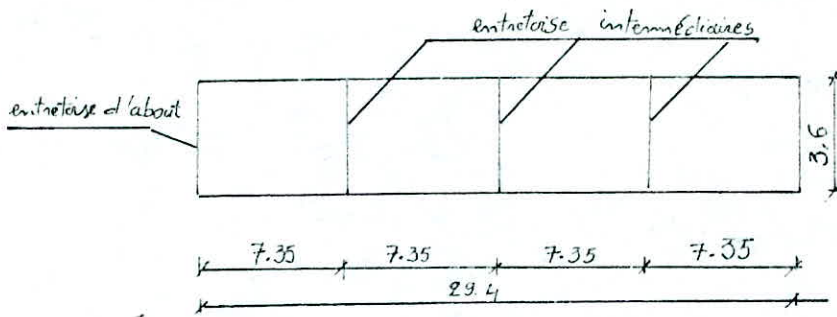
Pour l'entretoise d'about on a choisi le même profilé que celui de l'entretoise d'about (appui o) pour le tablier hyperstatique donc les raidisseur choisis sont les mêmes aussi.

II- Entretoises intermédiaires :

1- Calcul des sollicitations :

1-1- Répartition longitudinale :

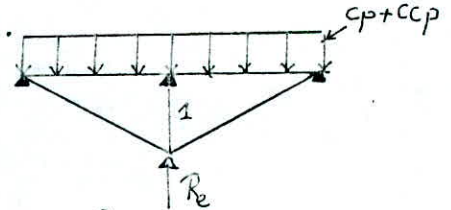
On a choisi la répartition suivante :



Pour l'entretoise (i) on a les réactions suivantes :

a/ Charge permanente :  $CP+CCP = 9030\text{Kg/ml}$ .

$$q = \frac{9030}{10} = 903\text{Kg/m}^2 \Rightarrow R_e = q \times s = 6637\text{Kg/ml}$$



b/ Surcharge A :

$$A(\rho) = 1087\text{Kg/m}^2 \Rightarrow A = 0,875 \times 1087 = 951\text{Kg/m}^2$$

$$\Rightarrow R_e = A \times S = 6990\text{Kg/ml} \quad R_e = 6990\text{Kg/ml}$$

c/ Surcharge de trottoir :

$$R_e = 450 \times S = 3307,5\text{Kg/ml} \quad R_e = 3307,5\text{Kg/ml}$$

d/ Système  $B_c$  : même disposition que celle de l'hyperstatique qui **donne** l'effet le plus défavorable.

d'où :  $y_1 = 1$  ;  $y_2 = 0,8$  ;  $y_3 = 0,18$  ;  $y_4 = -0,38$ .

$$\Rightarrow R_e = \sum P_i z_i = 12480 \text{ Kg} \Rightarrow \underline{\underline{R_e = 12480\text{Kg}}}$$

e/ Tendern  $B_t$  :

$$y_1 = y_2 + \frac{6,675}{7,35} = 0,9 \quad \Rightarrow \underline{\underline{R_e = 14400\text{Kg}}}$$

f/ Char Mc 120 :

$$q = 9016\text{Kg/ml} ; y = \frac{4,3}{7,35} = 0,58 \Rightarrow R_e = q \times S = 43448\text{Kg} ; \underline{\underline{R_e = 43448\text{Kg}}}$$

g/ Convoi D :

$$q = 4,03\text{t/m}^2 \Rightarrow q \times S = R_e \Rightarrow \underline{\underline{R_e = 29620\text{Kg}}}$$

1-2- Répartition transversale :

a- Les tracés des L.I. du moment fléchissant et de l'effort tranchant sont identique à ceux du tablier hyperstatique.

.../...

b- Evaluation des efforts revenant à l'entretoise intermédiaire (i). (Voir annexe T: N: 3,4)

2- Dimensionnement :

L'entretoise est de hauteur :  $h' = 130 \text{ cm}$  ; hauteur totale de l'entretoise = 143 cm.

1- La membrure supérieure :

On opte pour un 1/2 HEB 400  $\Rightarrow A = 98,9 \text{ cm}^2$  (la même que celle du tablier hyperstatique).

\* Flambement de la membrure supérieure :

a- Flambement dans le plan :  $\bar{E}_m = 1854,84 \text{ Kg/cm}^2$

$$E_m = \frac{M}{z.A.} = \frac{120263 \times 10^2}{121,6 \times 98,9} = 999,2 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{E}_m$$

b- Flambement hors plan :  $\bar{E}_m = 2152,48 \text{ Kg/cm}^2$

$$E_m = 999,2 < \bar{E}_m$$

2- Membrure inférieure :

$$E_m = 999,2 < E_e = 2400 \text{ Kg/cm}^2.$$

3- Diagonales :

On a choisi 24PN140 (donc mêmes que pour le tablier hyperstatique).

$$\bar{E}_m = 1767,095 \text{ Kg/cm} \text{ et comme } E_m = \frac{T}{A \sin \alpha} = \frac{36457}{40,8 \times 0,587} = 1522,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_m < \bar{E}_m \Rightarrow \text{pas risque de flambement.}$$

3- Calcul de l'assemblage de l'entretoise intermédiaire :

On a choisi des boulons HR10/9 de  $\varnothing = 24 \text{ mm}$  :  $\phi = 0,3$   $E_e = 90 \text{ Kg/mm}^2$

$$\Rightarrow F = 15249,6 \text{ Kg.}$$

a- Attaches des membrures :

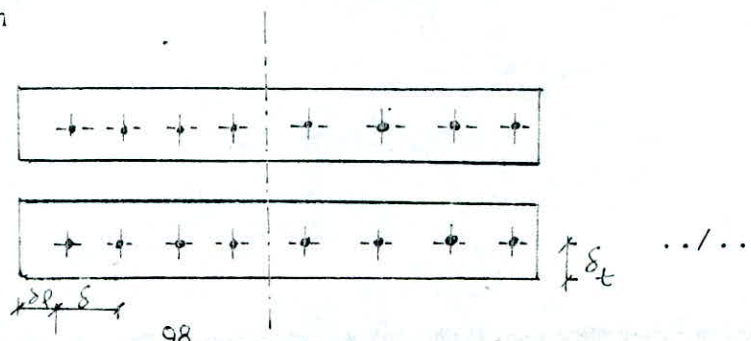
$$F = 98819 \text{ Kg} \Rightarrow n = \frac{F}{\phi} = 7,04 \Rightarrow 8 \text{ } \varnothing 24$$

avec : on prend  $\delta = 8 \text{ cm}$  ;  $\delta_t = 1,4 \text{ cm}$  ;  $\delta_1 = 6 \text{ cm}$ .

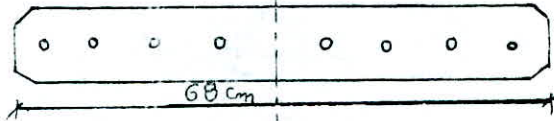
\* Semelle supérieure :

$$a = 7 \delta + 2 \delta_1 = 68 \text{ cm}$$

$$b = 2 \delta_t = 8 \text{ cm}$$

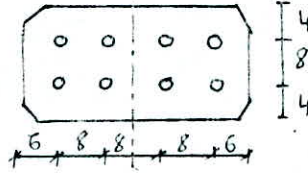


\* Semelle inférieure :  
 même disposition que la  
 membrure supérieure.



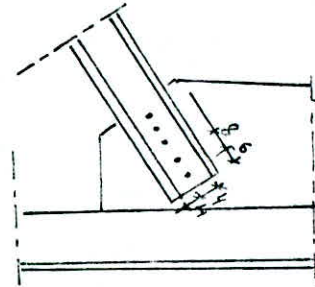
b- Attaches de l'âme :

On aura une seule plaque :  $n = \frac{T}{F} = 2,4$  on prend  $n=4$



c- Attaches des diagonales :

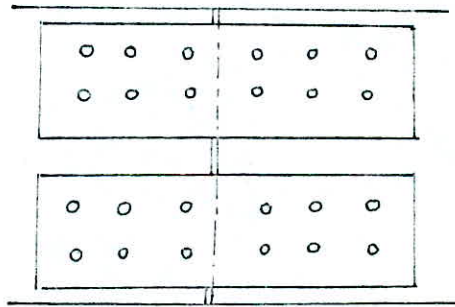
$F = 62107 \text{Kg} \Rightarrow n = \frac{F}{F} = 4,477$ ; On choisi 5  $\emptyset 24$ .



4- Assemblage de l'entretoise d'about :

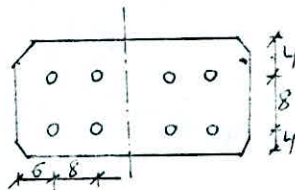
Sur l'aile :  $B_s = B_l = 2114,7 \text{Kg/cm}^2 \Rightarrow F = B \times S = 183978,9 \text{Kg}$

$n = \frac{F}{F} = 12,06$  soit 12 boulons.



sur l'âme :  $F = T = 68,4 \text{t} \Rightarrow n = \frac{F}{F} = 3,829$  soit

$n = 4$  boulons.



DALLE

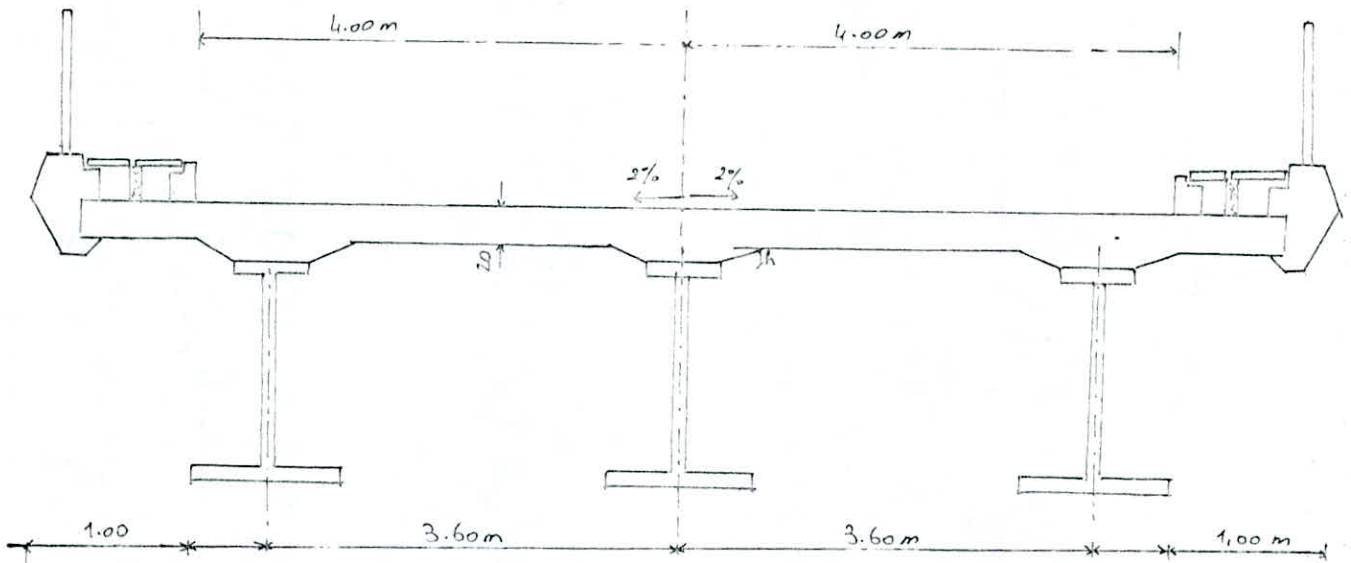
DE COUVERTURE



- DALLE DE COUVERTURE -

En Béton

Armé



Rôle : Elle joue un double rôle :

- reprend les efforts locaux des surcharges.
- constitue un élément de section résistance.

Vue la configuration des éléments du tablier et comme les entretoises intermédiaires ne portent pas la dalle de couverture, nous aurons à calculer deux types de dalles :

- dalle centrale appuyée sur ces quatre côtés et ayant les dimensions suivantes :

$$a = 3.6 \text{ m}$$

$$b = \begin{cases} 40.0 \text{ m} & \text{pour les poutres hyperstatiques.} \\ 30.0 \text{ m} & \text{" " isostatiques.} \end{cases}$$

- porte à faux (console) de largeur  $a = 0,85 + 0,30 = 1,15 \text{ m}$  et de longueur de la dalle en encorbellement  $L = 120 \text{ m}$ .

\* Dalle en B.A. d'épaisseur  $e = 20\text{cm}$

pente transversale 2%.

La dalle repose sur 3 poutres ayant entre axe : 3.60m

Longueur roulable : 8.00m.

La contrainte admissible en compression du béton  $\bar{\sigma}'_b = 137\text{Kg/cm}^2$   
(flexion simple).

Les aciers pour armatures  $\emptyset \leq 20\text{ mm}$   $\bar{\sigma}_a = 2800\text{ Kg/cm}^2$

Les aciers pour armatures  $\emptyset < 20$   $\bar{\sigma}_a = 2670\text{ Kg/cm}^2$

Le calcul se fait aux contraintes admissibles

$S_L$  : charge de longue durée.

$S_R$  : surcharge routière.

$S_M$  : surcharge militaires.

1)  $S_L + 1,2 S_R$

2)  $S_L + S_M$

Calcul des Coefficients de Majoration Dynamique :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 L} + \frac{0.6}{1+4 G/S}$$

où  $L = \min (\max (l_r, 1) ; L')$

avec  $l_r = 8.00\text{ m}$  = largeur roulable.

$l = 7.20\text{ m}$  = distance entre axes des poutres principales.

$L' =$  porté des poutre principales.

$$L' = \begin{cases} 30.0\text{ m pour le pont isostatique.} \\ 40.0\text{ m pour le pont hyperstatique.} \end{cases}$$

d'où :  $L : 8.00\text{ m}$

et  $G$  : le poids propre de la dalle.

$S$  : le poids de la surcharge.

.../...

1- Détermination des surcharges :

Camion $B_c = 2$ fils $b_c = 1,1$	$S = 120 \times 1,1 = 132t$
Tenderne $B_t = 2$ files $b_t = 1$	$S = 64 \times 1 = 64t$
Roue isolée $B_r$ :	$S = 10t$
Surcharge militaires Mc 120 =	$S = 110t$

2- Détermination de G :

- Charge permanente CP :

. Dalle en B.A	$0,2 \times 2500 \times 10$	= 5000 Kg/ml
. Coffrage	70X10	= 700 Kg/ml
. Gousset	$3 \frac{(0,6 + 0,5) \times 0,05 \times 2,5}{2}$	= 200Kg/ml
		<hr/> 5900 Kg/ml

$$g_1 = 5900 \text{ Kg/ml}$$

-- Complément de charge permanent : CCP :

. Etanchéité chaussée	$2200 \times 0,05 \times 8,00$	= 800 Kg/ml
. Etanchéité trottoire	$2200 \times 0,01 \times 0,85 \times 2$	= 37,4 Kg/ml
. Bordures de trottoires	$2500 \times 0,25 \times 0,20 \times 2$	= 250 Kg/ml
. Murets	$2200 \times 0,1 \times 0,20 \times 2$	= 88,0 Kg/ml
. Corniches	$2500 \times 0,30 \times 0,50 \times 2$	= 750 Kg/ml
. Dalettes	$2500 \times (2 \times 0,25) \times 0,05 \times 2$	= 125Kg/ml
. Gardes corps	2X100	= 200 Kg/ml
. Coffrage	- 70X10	= -700 Kg/ml
		<hr/> 1630,4 Kg/ml

$$g_2 = 1630,4 \text{ Kg/ml}$$

$$d'où G = (5900 + 1630,4) \times 8,00 = 60,24t$$

$$G = 60,24t$$

3- Calcul de  $\delta$  :

Surcharges	$B_c$	$B_t$	$B_r$	Mc120
S	66	64	10	110
$\delta$	1,28	1,277	1,239	1,34

donc :

- Surcharges civiles

$$\delta = 1,28$$

- Surcharges militaires

$$\delta = 1,34$$

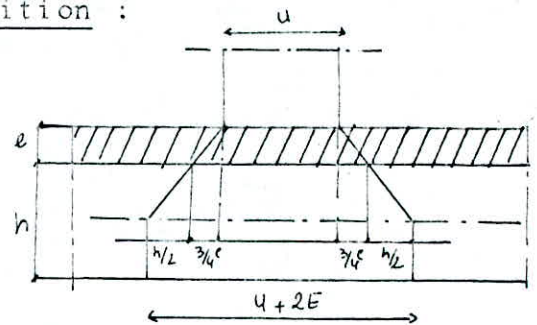
.../...

Détermination de la Hauteur de répartition :

h : épaisseur de la dalle : 20 cm

e : épaisseur de revêtement : 5 cm

$$E = \frac{3}{4} e + \frac{h}{2}$$
$$= \frac{3}{4} \cdot 5 + \frac{20}{2} = 13,75 \text{ cm}$$



La hauteur de rép. E = 14 cm

Calcul des Efforts :

I- Pont hyperstatique :

1°/ Moments en travée : Détermination des moments

fléchissants au centre d'une dalle  
rectangulaire appuyée sur ses quatre côtés, sous l'effet  
des charges et surcharges réglementaires.

- Sous CP et A (1) :

\* CP : on ne prend en compte que la dalle intéressant la chaussée  
roulable et son revêtement à savoir  $P = g \cdot l \cdot l_y$ .

. dalle en B.A =  $0,20 \times 1 \times 2500 \times 3,6 = 1800 \text{ Kg/ml}$

. étanchéité chaussée =  $2200 \times 0,05 \times 3,6 \times 1 = 396 \text{ Kg/ml}$ .

$$g = 2,2 \text{ t /ml}$$

Suivant l'abaque de Pigaud :

$$a = 3,60 \text{ m} \quad b = 40 \text{ m} \quad ; \quad \beta = \frac{a}{b} = 0,09 \quad ; \quad \beta' = \frac{1}{\beta} = 11,12$$

$$M_a = (M_1 + \nu M_2) P$$

$$M_b = (M_2 + \nu M_1) P \quad \text{avec } \nu : \text{coefficient de poisson} = 0,15 \text{ pour le béton}$$

$$\text{suivant l'abaque : } \beta = 0,09 \quad M_1 = 0,012$$

$$\beta' = 11,12 \quad M_2 = 0$$

et la charge totale  $P = g \cdot l \cdot l_y = 2,2 \times 40 = 88 \text{ t}$

d'où

$$M_a = 1,056 \text{ t.m/ml}$$

$$M_b = 0,158 \text{ t.m/ml}$$

.../...

\* A(1) : pont de 1ère classe , 2 voies chargées  $a_1 = 1$   
 $L_v = 4 \text{ m} ; l_o = 3,50\text{m}$   $a_2 = \frac{l_o}{l_v} = 0,875$

d'où  $a_1 a_2 = 0,875$  ;  $L = 40\text{m}$

donc  $g = 230 + \frac{36000}{40 + 12} = 922,3 \text{ Kg/m}^2$

d'où  $g = 3,32\text{t/ml}$

$Ma = 3,32 \times 40 \times 0,012 = 1,6\text{tm/ml}$

$Ma = 1,6\text{tm/ml}$

$Mb = 3,32 \times 40 \times 0,0018 = 0,24\text{tm/m}$

$Mb = 0,24\text{tm/ml}$

- Sous les surcharges réglementaires :

Pour  $Ma$  : le système Mc120 défini le cas de charge le plus défavorable.

Pour  $Mb$  : les charges du système B définissent le cas de charges les plus défavorable.

d'où :

\* Pour  $Ma$  : char Mc120  $Ma = 5500 \text{ Kg.m/ml}$

\* Pour  $Mb$  : camion Bc  $Mb = 2400 \text{ Kg.m/ml}$

Tendem B<sub>t</sub>  $Mb = 2260 \text{ Kg.m/ml}$

Roue B<sub>r</sub>  $Mb = 1750 \text{ Kg.m/ml}$

2°/ Moment de continuité :

Ces moments sont déterminés en considérant les charges disposées symétriquement par rapport aux appuis. On fait remarquer que dans cette zone la dalle repose sur les entretoises. On détermine directement des abaques les moments maximums produits au milieu des côtés encastres de la dalle par les surcharges réglementaires :

$M_{cp}$  : moment de continuité sur poutre.

$M_{ce}$  : moment de continuité sur entretoise.

Ces moments sont fonction de :

. hauteur de répartition  $E = 14 \text{ cm}$ .

. Le couple de dimension (aXb)  $a = 3,60\text{m}$  ,  $b = 40 \text{ m}$  (infinie).

. A avec pour des ponts métallique, A est la 1/2 largeur de la semelle supérieure de la poutre c'est à dire :  $A = \frac{50}{2} = 25\text{cm}$

$A = 25 \text{ cm}$ .

.../...

A- CP et  $\Lambda(1)$  :

En ce qui concerne le poids, le document de SETRA N° prescrit de prendre respectivement pour  $M_{cp}$  et  $M_{ce}$  ;  $-\frac{1}{2}-M_a$  et  $-\frac{1}{2}-M_b$  ( $M_a$  et  $M_b$  en travée).

$$\begin{aligned} * \text{CP} \quad M_{cp} &= - \frac{1}{2} M_a = - 0,528 \text{ t.m/ml} & M_{cp} &= - 0,528 \text{ t.m/ml} \\ M_{ce} &= - \frac{1}{2} M_b = - 0,08 \text{ t.m/ml} & M_{ce} &= - 0,08 \text{ t.m/ml} \end{aligned}$$

de même pour  $\Lambda(1)$  :

$$\begin{aligned} * \text{A}(1) \quad M_{cp} &= - \frac{1}{2} M_a = - 0,8 \text{ t.m/ml} & M_{cp} &= - 0,8 \text{ t.m/ml} \\ M_{ce} &= - \frac{1}{2} M_b = - 0,12 \text{ t.m/ml} & M_{ce} &= - 0,12 \text{ t.m/ml} \end{aligned}$$

B- Surcharges :

Comme  $\Lambda = 0,25$  (valeur qui n'existe pas sur l'abaque), on interpole entre  $\Lambda = 0,2$  et  $\Lambda = 0,3$  on obtient pour  $E = 14\text{cm}$ ,  $a = 3,6$  et  $b = \infty$

pour le char  $M_c120$  qui est le plus défavorable.

$$M_{cp} = - 5500 \text{ Kg.m/ml.}$$

$$M_{ce} = - 5000 \text{ Kg.m/ml.}$$

3°/ Moment en encorbellement :

La dalle en encorbellement repose sur la membrure supérieure de la poutre de rive et supporte :-son poids propre

- surcharges : . de trottoir de  $450\text{Kg/m}^2$ .
- . La roue isolée de  $6\text{t}$ .

A- Moment d'encastrement : c'est la valeur maximale entre :

Le moment dû au poids propre ; le moment dû à la surcharge de  $450 \text{ Kg/m}^2$  et celui dû à la roue de  $6\text{t}$  sur le trottoir.

a/ Moment dû au poids propre :

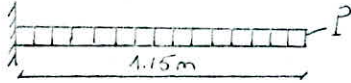
- . étanchéité trottoir  $(1,00 - 0,15) \times 2200 \times 0,01$   
=  $18,7 \text{ Kg/ml}$
- . Brodures  $0,20 \times 2500 \times 0,30$  =  $125 \text{ Kg/ml.}$
- . Corniche  $0,50 \times 2500 \times 0,30$  =  $375 \text{ Kg/ml.}$

.../...

. Dalle (ep = 5cm)	0,50 X 2500 X 2 X 0,25	= 62,5 Kg/ml
. Garde corps	100	= 100 Kg/ml
. Muret	0,10 X 2200 X 0,20	= 44 Kg/ml
. Dalle	0,20 X 1,15 X 2500	= 575 Kg/ml
		1156,5 Kg/ml

soit 1 charge répartie de  $P = \frac{1156,5}{1,15} = 1005,65 \text{ Kg/m}^2$

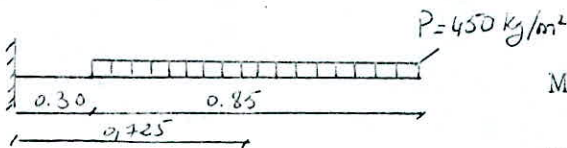
d'où le moment d'encastrement au niveau de la poutre :



$$M_{pp} = - \frac{1005,65 \times (1,15)^2}{2} = - 664,986 \text{ Kg.m/ml}$$

$$M_{pp} = - 664,986 \text{ Kg.m/ml}$$

b)\* Moment dû à la surcharge uniforme de 450 Kg/m<sup>2</sup>

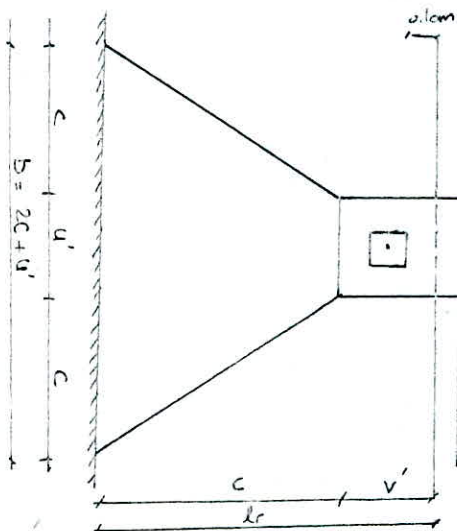


$$M = 450 \times 0,85 \times 0,725 = - 277,31 \text{ Kg.m/ml}$$

$$M = - 277,31 \text{ Kg.m/ml}$$

\* Moment dû à la roue de 6t :

La roue de 6t a un impact de (25X25) cm.cm. Il est supposé que l'extrémité de l'impact de la roue sur le trottoir est situé à 0.10m du bord libre de la dalle.



$$u' = v' = 25 + 2 \times 14 = 53 \text{ cm}$$

avec a : 25cm; E=14cm

$$c = l_r - v' = 1,15 - 0,53 = 0,62 \text{ m}$$

$$b = 2c + u' = 2 \times 0,62 + 0,53 = 1,77 \text{ m}$$

$$\text{d'où } M_{s_{\max}} = - \frac{6}{b} \left( c + \frac{v'}{2} \right)$$

$$M_{s_{\max}} = - \frac{6}{1,77} \left( 0,62 + \frac{0,53}{2} \right) = - 3 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{s_{\max}} = - 300 \text{ Kg.m/ml}$$

.../...

B- Moment longitudinal  $M_b$  :

L'abaque n°9 de SETRA donne  $M_b$  pour une roue de 6t donc pour :  
 $a = 3,6m$  ;  $E = 14 \text{ cm} \implies M_b = 2140,00 \text{ Kg.m/ml}$ .

4°/ Efforts tranchants :

Conformément au document de SETRA (page 15) et où due  
 $a = 3,6 \text{ m}$   $b$  (infini) car  $b = 40 \text{ m} > 12\text{m}$ . On applique ce qui  
suit :

\* Pour une charge uniformément répartie sur toute la surface  
de la dalle : on a :

$$T_a = \frac{P}{3b} \quad ; \quad T_b = \frac{P}{2b + a}$$

avec  $P$  qui représente la charge totale  $P = q \cdot l_x \cdot l_y$ .

$$\text{d'où } T_a = T_x = \frac{1}{3} q l_x \quad ; \quad T_b = T_y = \frac{q l_x l_y}{2 l_y + l_x} \quad \text{où } q \text{ [t/m}^2\text{]}$$

\* Pour une charge "P" répartie sur un rectangle concentrique  
" u X v " :

$$\text{a) } u' > v' \quad T_u = \frac{P}{2u' + v'} \quad \text{et} \quad T_v = \frac{P}{3u'}$$

$$\text{b) } u' < v' \quad T_u = \frac{P}{3v'} \quad \text{et} \quad T_v = \frac{P}{2v' + u'}$$

d'où

$$\text{Au milieu de } l_x : T_x = 1,25 T_u'$$

$$\text{Au milieu de } l_y : T_y = 1,25 T_v'$$

\* Effort tranchant dû à CP :

$$q l_x = 2,2 \text{ t/ml} \implies P = 2,2 \times 40 = 88 \text{ t}$$

$$T_a = T_x = \frac{88}{3 \times 40} = \frac{1}{3} \times 2,2 = 0,734 \text{ t/ml.} \quad T_x = 734 \text{ Kg/ml}$$

$$T_b = T_y = \frac{2,2 \times 40}{2 \times 40 + 3,6} = 1,052 \text{ t/ml.} \quad T_y = 1052 \text{ Kg/ml}$$

\* Effort tranchant dû à  $\Lambda(1)$  :

$$q l_x = 3,32 \text{ t/ml} \implies P = 3,32 \times 40 = 132,8 \text{ t.}$$

107

.../...



$$T_a = T_x = \frac{132,8}{3 \times 40} = \frac{1}{3} \cdot 3,32 = 1,1067 \text{ t/ml}$$

$$T_x = 4106,7 \text{ Kg/ml}$$

$$T_b = T_y = \frac{132,8}{2 \times 40 + 3,6} = 1,5885 \text{ t/ml}$$

$$T_y = 1588,5 \text{ Kg/ml}$$

\* Effort tranchant dû au char Mc120 :

impact (uXv) = (1,00X5,10) mxm

entre axe des 2 chenilles = 3,30m

P = 55t ; E = 0,14m

La diffusion : u' = 1,00 + 2X0,14 = 1,28m

$$v' = 6,10 + 2X0,14 = 6,38\text{m}$$

$$u < v \Rightarrow T_u' = \frac{P}{3V'} = \frac{55}{3 \times 6,38} = 2,8735 \text{ t/ml}$$

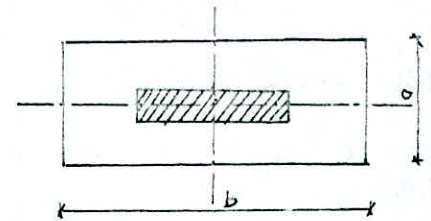
$$T_v' = \frac{P}{2V' + U'} = \frac{55}{2 \times 6,38 + 1,28} = 3,9173 \text{ t/ml}$$

d'où  $T_x = 1,25T_u' = 3,6 \text{ t/ml}$

$$T_x = 3600 \text{ Kg/ml}$$

$T_y = 1,25T_v' = 4,89 \text{ t/ml}$

$$T_y = 4890 \text{ Kg/ml}$$



\* Effort tranchant dû aux charges du système B :

1- Roue Br de lot :

Impact (uxv) = 60X30)cm.cm.

La diffusion : u' = 0,60 + 2X0,14 = 0,88m

$$v' = -0,30 + 2X0,14 = 0,58\text{m}$$

$$u' > v' \Rightarrow T_u' = \frac{10}{2 \times 0,88 + 0,58} = 4,2735 \text{ t/ml}$$

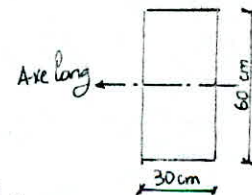
$$T_v' = \frac{10}{3 \times 0,88} = 3,787 \text{ t/ml}$$

d'où  $T_x = 1,25T_u' = 5,34 \text{ t/ml}$

$$T_x = 5,340 \text{ Kg/ml}$$

$T_y = 1,25T_v' = 4,75 \text{ t/ml}$

$$T_y = 4,750 \text{ Kg/ml}$$



2- Camion Bc :

- surface d'impact de la roue : uxv = (25X25) cm.cm.

- poids d'une roue p = 6 (des essieux arrières).

- hauteur de répartition G = 0,14m

\* Répartition des charges sur le plan moyen :

$$u' = u + 2E = 25 + 2 \times 14 = 53 \text{ cm} ; v' = v + 2E = 53 \text{ cm}$$

.../...

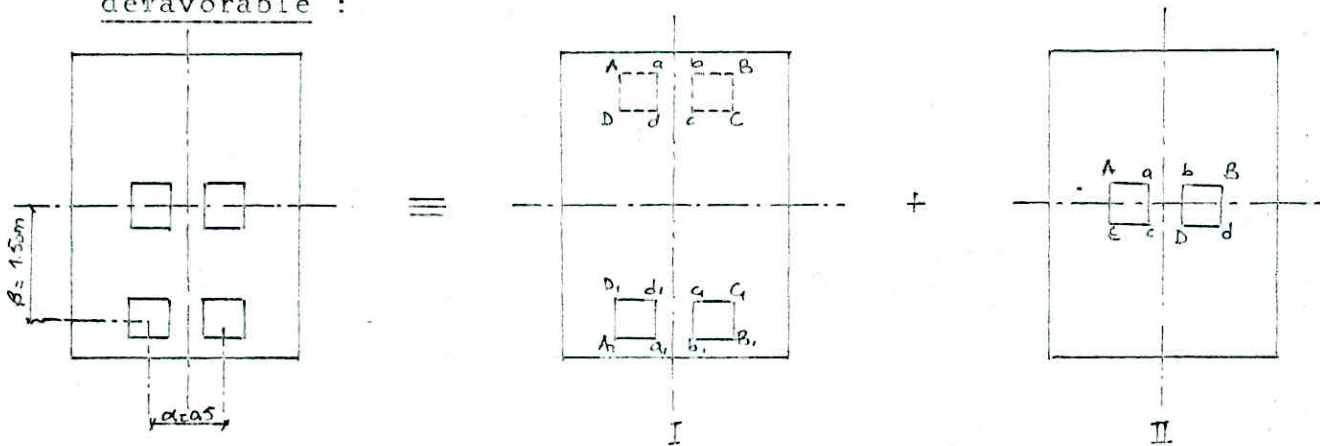
\* Vérification d'interférence :

$\Delta = u' - \alpha = 53 - 50 = 3 > 0$  il existe une interférence suivant  $\vec{ox}$   
 $\Delta = v' - \beta = 53 - 150 = -97 < 0$  il existe une interférence suivant  $\vec{oy}$   
 d'où suivant  $ox$   $\Delta = 3 \text{ cm}$

\* Pression de répartition de la charge sur le plan moyen :

$$\bar{V} = \frac{P}{u'xv'} = \frac{6}{0,53 \times 0,53} = 21,36 \text{ t/m}^2.$$

\* Disposition de Bc donnant l'effort tranchant le plus défavorable :



Considérant le système (I)

- Surface  $ABB_1A_1$  :

$$u' = 24' - \Delta = 2(53) - 3 = 103 \text{ cm.}$$

$$v' = V' + 2\beta = 53 + 2 \times 150 = 353 \text{ cm.}$$

$$P' = \bar{V} u' v' = 21,36 \times 103 \times 353 \cdot 10^{-4} = 77,66 \text{ t}$$

$$u' < v' \Rightarrow T_{u'} = \frac{P'}{3v'} = \frac{77,66}{3 \times 353 \times 10^{-2}} = 7,34 \text{ t/ml.}$$

$$T_{v'} = \frac{P'}{2v' + u'} = \frac{77,66}{(2 \times 353 + 103) \cdot 10^{-2}} = 9,6 \text{ t/ml}$$

- Surface  $DCD_1C_1$  :

$$\frac{u''}{2} = 24' - \Delta = 2 \cdot 53 - 3 = 103 \text{ cm.}$$

.../...

$$v'_2 = 2 \times \beta - 2 \cdot \frac{V'}{2} = 247 \text{ cm}$$

$$P_2 = u'_2 v'_2 = 21,36 \times 103 \times 247 \times 10^{-4} = 54,34 \text{ t/ml}$$

$$v'_2 > u'_2 \quad Tu'_2 = \frac{P_2}{3V'_2} = \frac{54,34}{3 \times 247 \cdot 10^{-2}} = 7,34 \text{ t/ml}$$

$$Tv'_2 = \frac{P_2}{2V'_2 + U'_2} = \frac{54,34}{(2 \times 247 + 103) \cdot 10^{-2}} = 9,10 \text{ t/ml}$$

- Surface a b a<sub>1</sub> b<sub>1</sub> :

$$u'_3 = \Delta = 3 \text{ cm}$$

$$v'_3 = v'_1 = 353 \text{ cm}$$

$$P_3 = \sigma \cdot u'_3 \cdot v'_3 = 2,26 \text{ t}$$

$$u'_3 < v'_3 \quad Tu'_3 = \frac{P_3}{3V'_3} = \frac{2,26}{3 \cdot 353 \cdot 10^{-2}} = 0,213 \text{ t/ml}$$

$$Tv'_3 = \frac{P_3}{2V'_3 + u'_3} = \frac{2,26}{(2 \times 353 + 3) \cdot 10^{-2}} = 0,318 \text{ t/ml}$$

- Surface c d d<sub>1</sub> c<sub>1</sub>

$$u'_4 = \Delta = 3 \text{ cm}$$

$$v'_4 = V'_2 = 247 \text{ cm}$$

$$P_4 = 21,36 \times 3 \times 247 \cdot 10^{-4} = 1,58 \text{ t/ml}$$

$$u'_4 < v'_4 \quad \Rightarrow \quad Tu'_4 = \frac{P_4}{3V'_4} = 0,213 \text{ t/ml}$$

$$Tv'_4 = \frac{P_4}{2V'_4 + U'_4} = 0,318 \text{ t/ml}$$

donc le système (I) on a :

$$T'_u = \frac{T'_{u_1} + T'_{u_4} - T'_{u_2} - T'_{u_3}}{2} = 0$$

$$T_x = 0$$

$$T_y = 1,25 T'_v = 0,313 \text{ t/ml}$$

$$T'_v = \frac{T'_{v_1} + T'_{v_4} - T'_{v_2} - T'_{v_3}}{2} = 0,250 \text{ t/ml}$$

.../...

\* Vérification d'interférence :

$$\Delta = u' - \alpha = 88 - 60 = -12 < 0$$

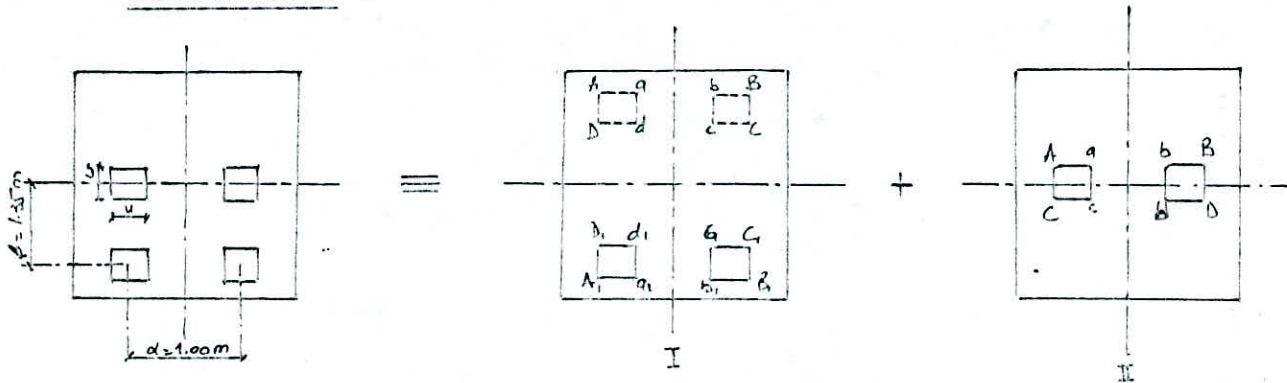
$$\Delta' = v' - \beta = 53 - 135 = -82 < 0$$

donc il n'ya pas d'interférence

\* Pression de répartition de la charge sur le plan moyen :

$$\nabla = \frac{P}{u' \times v'} = \frac{8}{0,88 \times 0,53} = 17,15 \text{ t/m}^2$$

\* Disposition de  $B_+$  donnant l'effort tranchant le plus défavorable :



Considérons le système (I) :

Surface  $ABB_1 A_1$  :

$$U'_1 = 1,88 \text{ m} ; V'_1 = 3,23 \text{ m}$$

$$P_1 = 104,14 \text{ t}$$

$$\text{comme : } U'_1 \quad V'_1 \quad Tu'_1 = 10,75 \text{ t}$$

$$Tv'_1 = 12,43 \text{ t}$$

Surface  $DC D_1 C_1$

$$U'_2 = U'_1 = 1,88 \text{ m} ; V'_2 = 2,17 \text{ m}$$

$$P_2 = 70 \text{ t}$$

$$\text{comme : } U'_2 \quad V'_2 \quad Tu'_2 = 10,75 \text{ t}$$

$$Tv'_2 = 11,25 \text{ t}$$

- surface  $abb_1 c_1$  :

$$u'_3 = 0,12$$

$$P_3 = 6,64 \text{ t}$$

$$V'_3 = V'_1 = 3,23 \text{ m}$$

$$u'_3 < v'_3$$

$$Tu'_3 = \frac{P_3}{3V'_3} = 0,68 \text{ t/ml}$$

$$Tv'_3 = \frac{P_3}{2v'_3 + u'_3} = 1,009 \text{ t/ml}$$

- surface  $Cdd_1 c_1$  :

.../...

Considérons le système (II) :

- Surface ABCD :

$$u'_1 = 24' - \Delta = 103\text{cm}$$

$$v'_1 = V' = 53\text{cm} \quad \Rightarrow P_1 = \sqrt{u'_1 \cdot v'_1} = 11,66\text{t}$$

$$u'_1 > v'_1 \quad Tu'_1 = \frac{P_1}{2u'_1 + v'_1} = 4,502\text{t/ml}$$

$$Tv'_1 = \frac{P_1}{3u'_1} = 3,773\text{t/ml}$$

- Surface abcd :

$$u'_2 = \Delta = 3\text{cm}$$

$$v'_2 = V' = 53\text{cm}$$

$$P_2 = \sqrt{u'_2 \cdot v'_2} = 0,34\text{t}$$

$$u'_2 < v'_2 \quad \Rightarrow Tu'_2 = \frac{P_2}{3v'_2} = 0,2138\text{t/ml}$$

$$Tv'_2 = \frac{P_2}{2v'_2 + u'_2} = 0,312\text{t/ml}$$

donc pour le système (II) on a :

$$Tu' = Tu'_1 - Tu'_2 = 4,3\text{t/ml}$$

$$Tx = 5,375\text{t/ml}$$

(II)

$$Tv' = Tv'_1 - Tv'_2 = 3,46\text{t/ml}$$

$$Ty = 4,325\text{t/ml}$$

d'où le système final nous donne (I) + (II) :

$$Tx = Tx_I + Tx_{II} = 5,375\text{t/ml}$$

$$Ty = Ty_I + Ty_{II} = 4,638\text{t/ml}$$

pour le système Bc on a l'effort tranchant :

$$Tx = 5,375\text{t/ml}$$

$$Ty = 4,638\text{t/ml}$$

3- Tandem B<sub>t</sub> :

- Surface d'impact d'une roue  $u \times v = (60 \times 25)\text{cm.cm}$

- poids d'une roue :  $p = 8\text{t}$

-  $E = 0,14\text{m}$

\* Répartition des charges sur le plan moyen :

$$u' = u + 2E = 60 + 2 \times 14 = 88\text{cm}$$

$$v' = v + 2E = 25 + 2 \times 14 = 53\text{cm}$$

.../...

$$u'_4 = u'_3 = 0,12m.$$

$$P_4 = 4,46t.$$

$$v'_4 = v'_3 = 2,17m.$$

$$u'_4 < v'_4 ; Tu'_4 = \frac{P_4}{3 v'_4} = 0,68t/ml.$$

$$Tv'_4 = \frac{P_4}{2v'_4 + u'_4} = 1,00t/ml.$$

Pour le système (I) on a :

$$Tu' = \frac{Tu'_1 - Tu'_2 - Tu'_3 + Tu'_4}{2} = 0$$

$$Tx = 1,25 Tu' = 0$$

(I)

$$Tv' = \frac{Tv'_1 - Tv'_2 - Tv'_3 + Tv'_4}{2} = 0,615t/ml.$$

$$Ty = 0,8t/ml.$$

Considérons le système (II) :

- surface ABCD :

$$u'_1 = 1,88m.$$

$$P_I = 17,1t.$$

$$v'_1 = 0,53m.$$

$$u'_1 > v'_1 \quad Tu'_1 = \frac{P_I}{2u'_1 + v'_1} = \frac{17,1}{2 \times 1,88 + 0,53} = 4t/ml.$$

$$Tv'_1 = \frac{P_I}{3u'_1} = 3,032t/ml.$$

- Surface abcd :

$$u'_2 = 0,12m.$$

$$P_2 = 1,09t \approx 1,1t.$$

$$v'_2 = 0,53m.$$

$$u'_2 < v'_2 \quad Tu'_2 = \frac{P_2}{3 v'_2} = 0,7t/ml.$$

$$Tv'_2 = \frac{P_2}{2v'_2 + U'_2} = 0,9t/ml.$$

donc pour le système (II) on a :

.../...

$$\begin{aligned} Tu' &= Tu'_1 - Tu'_2 = 3,3t/ml. & Tx &= 4,125t/ml. \\ Tv' &= Tv'_1 - Tv'_2 = 2,13t/ml. & Ty &= 2,66t/ml. \end{aligned} \quad (II)$$

donc pour le tandem  $B_t$ , on a l'effort tranchant :

$$\begin{aligned} Tx &= Tx_{(I)} + Tx_{(II)} = 4,125t/ml & Tx' &= 4,125t/ml \\ Ty &= Ty_{(I)} + Ty_{(II)} = 3,46t/ml & Ty &= 3,46t/ml \end{aligned}$$

5°/ Effort tranchant en encorbellement :

\* Effort dû au poids propre :

$$T = 1156,5t.$$

\* Effort dû à la surcharge uniforme de 450Kg/m<sup>2</sup> :

$$T = 450 \times 0,85 = 382,5 \text{ Kg/ml.}$$

\* Effort dû à la roue de 6t :

$$li = b = 1,77m \Rightarrow T = \frac{P}{li} = \frac{6000}{1,77} = 3389,83\text{Kg/ml.}$$

II- Pont isostatique :

Pour le pont isostatique, on applique les mêmes méthodes de calcul que celles de l'hypestatique, en notant que la portée  $L$  de la travée égale à 30m.

d'où on obtient les résultats récapitulatifs pour les 2 ponts résumés dans les tableaux suivants :

Pont hyperstatique :

Moments

Sollicitations	Coefficient multipli- catifs			en travée	
	$\alpha$	$\delta$	b	Ma > 0	Mb > 0
				a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>
CP	-	-	-	844,8	126,4
$\Lambda(1)$	1,20	-	0,875	134,4	201,6

.../...

Solllicitations	Coefficient multipli- catifs			En travée	
	$\alpha$	$\delta$	b a <sub>1</sub> a <sub>2</sub>		
				Mc 120	-
Bc	1,20	1,28	1,1	-	2838,52
Bt	1,20	1,28	1	-	2777,088
Roue Br	1,20	1,28	-	-	2150,4
S= 450Kg/m <sup>2</sup>	1,20	-	-	-	-
Roue de 6t	1,20	-	-	-	-

Moments exprimés en Kg m/ml			
Sur appui		en encorbellement	
Mcp < 0	Mce < 0	Me < 0	Mb ≠ 0
528,00	80,00	664,98	-
840	126	-	-
7437	6700	-	-
-	-	-	-
-	-	-	-
-	-	-	-
-	-	332,77	-
-	-	3600	2568

.../...



\* Ces résultats sont obtenus en tenant compte :

- des coefficients de majoration dynamique :
- des coefficients  $b$ , ( $a_1, a_2$ ) pour le système B et A (1)
- des coefficients de pondération des surcharges  $\alpha = 1,2$
- des coefficients de réduction pour encastrement partiel sur appui : 0,8 (pour les moments en travée).

Conclusion 1: pour le ferrailage les moments utilisés sont :

$$M = M_{cp} + M_{max} (\text{surch}).$$

	En travée (Kg.m/ml)	Sur appui (Kg.m/ml)	En encorbellement (Kg.m/ml)
Transversalement	6740,8	- 7965	- 4264,986
Longitudinalement	2964,92	- 6780	- 2568

#### EFFORT TRANCHANT

Sollicitations	Coefficients multiplicatifs		
	$\alpha$	$\delta$	$b$ $a_1, a_2$
CP	-	-	-
A(1)	1,2	-	0,875
Mc 120	-	1,34	-
Bc	1,2	1,28	1,10
Bt	1,2	1,28	1
Br	1,2	1,28	-
S= 450	1,20	-	-
Roue de 6t	1,2	-	-

.../...

Effort tranchant exprimé en (Kg/ml )		
DALLE		Encorbellement
Tx	Ty	T
734	1052	1156,5
1162,03	1668	-
4824	6552,6	-
9081,6	7836,36	-
6336	5314,56	-
8202,24	7296	-
-	-	459
-	-	4067,796

Conclusion : 2

Pour les vérifications l'effort tranchant maximum est :

Dalle :  $T_x = T_{xcp} + \max T_x (\text{surch}) = 9815,6 \text{ Kg/ml}$ .

$T_y = T_{ycp} + \max T_y (\text{surch}) = 8888,36 \text{ Kg/ml}$ .

Encorbellement :  $T_e = T_{cp} + T_r = 5224,296 \text{ Kg/ml}$

$$T_{\max} = \max(T_e, T_x, T_y) = 9815,6 \text{ Kg/ml}$$

Pont Isostatique :

- Conclusion 1 :

pour le ferrailage les moments utilisés sont : (I)

- Conclusion 2 :

l'effort tranchant maximum  $T_{\max} = 9815,6 \text{ Kg/ml}$ .

.../...

Moments

Sollicitations	Coefficients multiplicatifs		
	$\alpha$	$\delta$	$\begin{matrix} b \\ a_1 a_2 \end{matrix}$
CP	-	-	-
A (1)	1,2	-	0,875
Mc 120	-	1,34	-
Bc	1,2	1,28	1,1
Bt	1,2	1,28	1
Br	1,2	1,28	-
S = 450	1,2	-	-
Roue de 6t	1,2	-	-

Moments exprimés en (Kg.m/ml)			
En travée		Sur appui	Encorbellement
$M_a > 0$	$M_b > 0$	$M_{cp} < 0$	$M_e < 0$
802,56	120,38	501,6	664,986
1499,1	224,868	937	-
5896	-	7437	-
-	2838,5	-	-
-	2777,088	-	-
-	2150,4	-	-
-	-	-	332,77
-	-	-	3600

.../...

(I)

	En travée	Sur appui	Encorbellement
Transversalement	6698,56	- 7938	- 4264,986
Longitudinalement	2958,88	- 1849,32	-

EFFORT TRANCHANT

Sollicitations	Coefficients multiplicatifs		
	$\alpha$	$\delta$	$\frac{b}{a_1 a_2}$
CP	-	-	-
A(1)	1,2	-	0,875
Mc 120	-	1,34	-
Bc	1,2	1,28	1,10
Bt	1,2	1,28	1
Br	1,2	1,28	-
S = 450	1,20	-	-
Roue de 6t	1,2	-	-

Effort tranchant en (Kg/ml)		
Dalle		Encorbellement
Tx	Ty	T
734	1037,7	1156,6
1162,03	1644,339	-
4824	6552,6	-
9081,6	7836,36	-
6336	5314,56	-
8202,24	7296	-
-	-	459
-	-	4067,796

.../...

- FERRAILLAGE DE LA DALLE - Hyperstatique

I- Armatures Transversales :

1. En travée :  $M > 0$

\* On utilise les aciers à haute adhérence soit :

$$\varnothing \leq \frac{h_0}{10} = \frac{200}{10} = 20\text{mm} \Rightarrow \varnothing = 20\text{mm}.$$

\* L'enrobage des aciers est de :  $e \geq \varnothing = 2\text{cm} \Rightarrow e = 2\text{cm}$

$$* \bar{\sigma}_a = 2800\text{kg/cm}^2 \quad ; \quad \bar{\sigma}'_b = 137\text{Kg/cm}^2 \quad \text{avec } \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}'_b}{K}$$

\* Le moment maximum est :  $M = 6740,8\text{Kg.m/ml}$ .

$$\text{d'où } \mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 6740,8 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot (18)^2} = 0,1114 \Rightarrow \xi = 0,8684$$

$$K = 23,1$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{23,1} = 121 < 137\text{Kg/cm}^2 \quad \text{d'où } A' = 0$$

$$\text{et } A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \xi \cdot h} = \frac{6740,8 \cdot 10^2}{2800 \times 0,8684 \times 18} = 15,4\text{cm}^2 \text{ soit } (5T20) = 15,9\text{cm}^2$$

2- Sur appui :  $M < 0$   $M = 7965\text{Kg.m/ml}$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,1317 \Rightarrow \xi = 0,8596$$

$$K = 20,6$$

d'où

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}'_b}{K} = \frac{2800}{20,6} = 135,9 < 137\text{Kg/ml} \Rightarrow A' = 0$$

donc

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = 18,38\text{cm}^2 \text{ soit } (7T20) = 21,99\text{cm}^2$$

3- En encorbellement :  $M = 0$  ;  $M = 4264,986\text{Kg.m/ml}$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h} = 0,070518 \Rightarrow \xi = 0,8912$$

$$K = 30,95$$

d'où

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}'_b}{K} = \frac{2800}{30,95} = 90,46 < 137 \Rightarrow A' = 0$$

donc

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = 9,49\text{cm}^2 \text{ soit } (4T20) = 12,56\text{cm}^2$$

.../...

II- Armatures longitudinales :

1- En travée :  $M > 0$      $M = 2964 \text{Kg.m/ml}$ .

$\mu = 0,040 \Rightarrow \varepsilon = 0,9067$  et  $K = 38,6$

d'où  $\sigma'_b = 72,5 \text{Kg/cm}^2 < 137 \text{Kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$

donc  $A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 6,48 \text{ cm}^2$  soit (3T20)  $A = 9,48 \text{cm}^2$

2- Sur appui :  $M < 0$      $M = 6780 \text{Kg.m/ml}$

$\mu = 0,112 \Rightarrow \varepsilon = 0,8681$  et  $K = 22,9$

d'où  $\sigma'_b = 122,27 < 137 \text{Kg(cm}^2\text{)/ml} \Rightarrow A' = 0$

donc  $A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 15,5 \text{ cm}^2$  soit (6T20)  $= 18,84 \text{ cm}^2$

3- En encorbellement :  $M < 0$      $M = 2568 \text{Kg.m/ml}$

$\mu = 0,05435 \Rightarrow \varepsilon = 0,9027$  et  $K = 36,4$

d'où  $\sigma'_b = 76,9 < 137 \text{Kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$

donc  $A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 7,22 \text{ cm}^2$  soit (3T20)  $= 9,42 \text{cm}^2$

- FERRAILLAGE DE LA DALLE - Isostatique

I- Armature transversale :

1- En travée :  $M > 0$  ;  $M = 6698,56 \text{Kg.m/ml}$ .

même raisonnement que pour l'hyperstatique on trouve :

$A' = 0$  et  $A = (5T20) = 15,9 \text{ cm}^2$

2- Sur appui intermédiaire :  $M < 0$  ;  $M = -7938 \text{Kg.m/ml}$ .

on trouve :  $A' = 0$  et  $A = (7T20) = 21,99 \text{cm}^2$

3- En encorbellement : même résultat que l'hyperstatique.

II- Armatures longitudinales :

1- En travée :  $M > 0$  ;  $M = 2958,88 \text{Kg.m/ml}$ .

$A' = 0$  et  $A = 3T20 (=9,42 \text{ cm}^2)$

2- Sur appui :  $M < 0$  ;  $M = 1849,32$ .

$A' = 0$      $A = 2T20$     ou  $3T16$

.../...

- Ferraillage définitif pour les deux dalles :  
 pour des raisons d'exécution et d'assemblage, en particulier la mise en place d'épingle constitutives, on adopte le ferraillage suivant :

	Sens	Transversalement	Longitudinalement
Hyperstatique	nappe supérieur	7 T 20	6 T 20
	nappe inférieur	7 T 20	6 T 16
Isostatique	nappe supérieur	7 T 20	6 T 20
	nappe inférieur	7 T 20	6 T 14

### Les vérifications

A- Dalle Hyperstatique :

I- Vérification de la section minimale d'armature où ou non FRAGILITE :

Elle est fonction de la valeur de  $\rho = \frac{a}{b} = \frac{3,6}{40} = 0,09$

$$* \bar{\omega} = \frac{\Lambda x}{bh_x} \geq \psi_u \left( \frac{2-\rho}{2} \right) \frac{\sqrt{h}}{\sqrt{a}} \cdot \left( \frac{h_0}{h_x} \right)^2$$

$$* \bar{\omega} = \frac{\Lambda y}{bhy} \geq 0,35 \psi_u \frac{\sqrt{h}}{\sqrt{a}} \cdot \left( \frac{h_0}{hy} \right)^2$$

où :  $\Lambda x, \Lambda y$  : sections d'armatures tendues dans les deux sens transversal et longitudinal par mètre linéaire de portée ; soit que  $b = 100$  cm.

$\Lambda x, hy$  : hauteur utiles ;  $h_0$  = épaisseur de la dalle.

$\psi_u$  = Coefficient = 0,36 pour les aciers bruts de laminage

1- Transversalement : 7 T 20  $\rightarrow \Lambda = 21,99 \text{ cm}^2$

$$\bar{\omega} = \frac{\Lambda x}{bh_x} = \frac{21,99}{100 \times 18} = 0,0122 = 12,2 \cdot 10^{-3}$$

$$\psi_u = \left( \frac{2-\rho}{2} \right) \cdot \frac{\sqrt{h}}{\sqrt{a}} \left( \frac{h_0}{h_x} \right)^2 = \frac{0,36}{2} (2-0,09) \cdot \frac{5,9}{2800} \left( \frac{20}{18} \right)^2 = 0,89$$

on a  $\bar{\omega} > \psi_u \left( \frac{2 - \xi}{2} \right) \cdot \frac{\sqrt{f_b}}{\sqrt{f_a}} \cdot \left( \frac{h_0}{hx} \right)^2$  donc ça vérifie

2- Longitudinalement : 6 t 16  $\rightarrow A = 12,06 \text{ cm}^2$

$$\bar{\omega} = 6,7 \cdot 10^{-3}$$

$$0,35 \cdot \psi_u \cdot \frac{\sqrt{f_b}}{\sqrt{f_a}} \left( \frac{h_0}{hx} \right)^2 = 0,32 \cdot 10^{-3}$$

$$\bar{\omega} = 6,7 \cdot 10^{-3} > 0,32 \cdot 10^{-3} \quad \text{donc ça vérifie}$$

Conclusion :

conformément à l'article 52 du CCA 68 la condition de non fragilité est vérifiée.

II- Vérification de la condition de non poinçonnement du béton :

on doit vérifier :  $\sum_{\text{max}} = 1,5 \frac{P}{1,2 P_c \cdot h_0} \leq \bar{f}_b$

où :

P : charge concentrée appliquée.

Pc : périmètre du contour de la zone d'influence :  $u = u_0 + h \cdot \epsilon_r$   
 $v = v_0 + h \cdot \epsilon_r$

h<sub>0</sub> : épaisseur de la dalle.

on fera deux vérifications : la roue Br et le char Mc 120

a- Roue Br : p = 10t  $\rightarrow (u \times v) = (88 \times 58) \text{ cm.cm.}$

$$P_c = 2(88 + 58) = 292 \text{ cm} ; h_0 = 20 \text{ cm.}$$

$$\text{donc } \sum_{\text{max}} = 1,5 \frac{10000}{1,2292 \times 20} = 2,14 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{f}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$$

b- Char Mc 120 : P = 55t  $\rightarrow (u \times v) = (128 \times 6,38) \text{ cm.cm}$

$$P_c = 2(128 + 638) = 1532 \text{ cm}$$

$$\text{donc } \sum_{\text{max}} = 2,24 \text{ Kg/cm}^2 < 5,9 \text{ Kg/cm}^2$$

Conclusion : La condition de non poinçonnement du béton est vérifiée.

III- Vérification au cisaillement :

T<sub>max</sub> = 9815,6 tKg/ml ; il faut vérifier  $\tau = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot z} \leq 1,15 \bar{f}_b$

$$\tau = \frac{9815,6}{100 \times \frac{7}{8} \cdot 18} = 6,23 < 1,15 \cdot 5,9 = 6,785 \text{ Kg/cm}^2$$

Conclusion : Il n'est pas nécessaire de prévoir des épingles ; cependant pour des raisons constructives on adopte des épingles T8.



VI- Condition de non fissuration du Béton :

Il faut montrer que :  $\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a$  avec

$$\sigma_1 = K \frac{n}{\emptyset} \frac{\bar{\omega} \cdot f}{1 + 10 \bar{\omega} \cdot f}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{n K \cdot \bar{\sigma}_b}{\emptyset}}$$

où : K : coefficient dépendant des conséquences de la fissuration =  $1,5 \cdot 10^6$  (fiss peu nuisible)

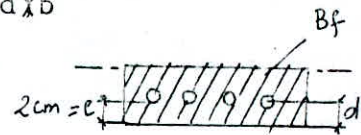
n : coefficient de fissuration : 1,6 pour les barres à haute adhérence.

$\bar{\sigma}_b$  : contrainte de référence de traction du béton ;  $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{Kg/cm}^2$

$\emptyset$  : diamètre nominal en (mm) de la plus grosse des barres tendues.

$\bar{\omega} f$  : % de fissuration :  $\bar{\omega} f = \frac{A}{B_f}$  ou  $B_f = 2d \times b$

$$d = 2\text{cm} + \frac{\emptyset}{2} = 3\text{cm}$$



1- Transversalement : on a 7T20  $\Rightarrow A = 21,99 \text{cm}^2$

$$\bar{\omega} f = \frac{21,99}{2 \times 100 \times 3} = 0,0366$$

d'où  $\sigma_1 = 3214,05 \text{Kg/cm}^2$  et  $\sigma_2 = 2019,43 \text{Kg/cm}^2$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3214,05 > 2800 \text{Kg/cm}^2;$$

donc la condition de non fissuration du béton est vérifiée.

2- Longitudinalement : on a 6T20 de section  $A = 18,84 \text{cm}^2$

$$\bar{\omega} f = \frac{18,84}{2 \times 100 \times 3} = 0,01314$$

d'où  $\sigma_1 = 2867 \text{Kg/cm}^2$  et  $\sigma_2 = 2019,43 \text{Kg/cm}^2$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 2867 \text{Kg/cm}^2 > 2800 \text{Kg/cm}^2$$

donc la condition de non fissuration est vérifiée.

V- Recouvrement des Armatures :

Etant donné que les longueurs des aciers que font de 12m à 14m et que celles calculées filent jusqu'aux appuis ; on doit alors assurer un recouvrement pour assurer la continuité des contraintes d'où :  $l_d = \frac{\sigma}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\Sigma}d}$  en traction

$$l_d' = \frac{\sigma}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a'}{\bar{\Sigma}d} \text{ en compression} \quad \begin{array}{l} \text{avec } l_d = \\ \text{longueur de} \\ \text{scellement} \end{array}$$

on a  $\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a \Rightarrow l_d = l_d'$  avec  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{Kg/cm}^2$

$\bar{\Sigma}d = 2,5 \Psi d \bar{\sigma}_b$  avec  $\Psi d = 1,5$  pour les barres à H.A.

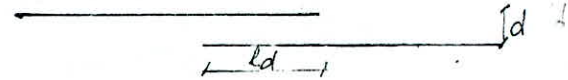
$$\bar{\Sigma}d = 22,12 \text{Kg/cm}^2$$

d'où  $l_d = l_d' = 63,3 \text{cm}$  on adopte  $l_d = l_d' = 64 \text{cm}$

$l_r =$  longueur de recouvrement ;  $l_r = l_d = 64 \text{cm}$ .

on prend  $d \leq 5 \phi = 10 \text{cm}$ .

La transmission directe des efforts se fait par adhérence.



IV- Vérification de la flèche :

On se dispensera de cette vérification si les deux conditions suivantes sont satisfaisantes :

$$1- \frac{h_0}{l_x} > \frac{M_{tx}}{20M_x} ; \frac{20}{360} = 0,055 > \frac{1}{20} \cdot \frac{0,8M_x}{M_x} = 0,04 \Rightarrow \text{vérifier}$$

$$2- \bar{\omega}_s = \frac{A_t \cdot X}{b_0 h} < \frac{20}{V_{en}} ; \frac{21,99}{100 \times 18} = 0,012 < \frac{20}{4200} = 0,004 \text{ condition non vérifiée}$$

la 2ème condition n'étant pas vérifiée, on doit donc vérifier la flèche.

$$d'où : \Delta f = f_{g_0} + f_{q_0} + f_{g_0}$$

avec :  $f_{g_0}$  = flèche due à la déformation instantanée et différée sous l'effet des charges permanentes.

$f_{q_0}$  = flèche instantanée sous l'effet de l'ensemble des surcharges.

$f_{g_0}$  = flèche instantanée sous l'effet des charges permanentes seules.

telle que :

$$f_{\infty} = \frac{M_g l^2}{10E_v \cdot I_{fv}} ; f_{g_0} = \frac{M_g l^2}{10E_i \cdot I_{fi}} ; f_{q_0} = \frac{M_q l^2}{10E_i \cdot I_{fi}}$$

et  $M_g = 844,8 \text{ Kg.m/ml}$        $M_q = 6740,8 \text{ Kg.m/ml}$

la vérification sera comme suit :

\*  $I_t = \frac{bh^3}{3} + n A h^2 + S \cdot y$

où  $S$  : moment statique de la section/ à l'axe passant

$y$  : position de l'axe neutre :  $y = -\frac{S}{B_n}$  ;  $B_n = bh + nA =$

$100 \times 20 + 15 \times 21,99$  et  $S = -\frac{B_n h_0}{2} + n A h$        $B_n = 2329,85 \text{ cm}^2$

$S = \frac{2329,85 \times (-20)}{2} + 15 \times 21,99 \times (-18) = -29235,8 \text{ cm}^3$

$y = \frac{-29235,8}{2329,85} = 12,55 \text{ cm}$

d'où  $I_t = 740447,36 \text{ cm}^4$

\* Valeur de  $\lambda$  et  $\mu$  :

$$\left. \begin{aligned} \omega &= \frac{A}{bh} = 0,0122 \\ \bar{\omega} &= \frac{100 A \chi}{bh \chi} = 1,22 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \varepsilon = 0,8503 \Rightarrow \bar{V}_a = \frac{M}{A \varepsilon h \chi} = 1995,09 \text{ Kg/cm}^2$$

(abaque de P. CHARON)

d'où :  $= 1 - \frac{5 \bar{V}_b}{4 \omega \bar{V}_a + 3 \bar{V}_b} = 0,7436$

$\lambda_i = \frac{\bar{V}_b}{72(2+3 \cdot \frac{h_0}{b}) \omega} = \frac{5,9}{72(2+3) \cdot 0,0122} = 1,3433$

$\lambda_u = \frac{72}{180} \lambda_i = 0,5373$

$E_v = 7000 \sqrt{v'28} = 116081,86 \text{ Kg/cm}^2$

$E_i = 3 E_v = 348245,58 \text{ Kg/cm}^2$

$I_{fv} = \frac{I_t}{1 + \lambda_u \cdot \mu} = 529066,24 \text{ cm}^4$

$I_{fi} = \frac{I_t}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 370431,52 \text{ cm}^4$

\* Calcul des flèches :

$f_{g_0} = \frac{844,8 \cdot 102 (360)^2}{10 \cdot 1160081,86 \cdot 529066,24} = 0,0178 \text{ cm}$

$$f_{g_0} = \frac{844,8 \cdot 10^2 \times (360)^2}{10 \times 348245,58 \cdot 370431,52} = 0,0084 \text{ cm}$$

$$f_{q_0} = \frac{6740,8 \cdot 10^2 \times (360)^2}{10 \cdot 348245,58 \cdot 370431,52} = 0,0677 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } \Delta f_t = f_{g_0} + f_{g_0} + f_{q_0} = 0,0939 \text{ cm}$$

$$\text{et comme } \bar{\Delta f} = \frac{1}{500} = \frac{360}{500} = 0,72 \quad \Delta f_t < \bar{\Delta f}$$

d'où la flèche est vérifié.

B- Dalle Isostatique :

- Pour :
- . la condition de non fragilité.
  - . la condition de non poinçonnement du béton.
  - . vérification au cisaillement.
  - . condition de non fissuration du béton.

La dalle isostatique les satisfait.

$$\text{pour la flèche on trouve : } f_{g_0} = 0,0178 \text{ cm}$$

$$f_{g_0} = 0,0084 \text{ cm}$$

$$f_{q_0} = 0,0677 \text{ cm}$$

d'où  $\Delta f_t = 0,0939 \text{ cm}$  ( même que celle de la dalle hyperstatique car on a la même section d'armature).

- REPARTITION DES EFFORTS HORIZONTAUX -  
 -----  
 SUR LES APPUIS  
 -----

L'effort horizontal se distribue sur les appuis proportionnellement aux rigidités. Soit K la rigidité de la pile ou de la culée.

$$K = \frac{I}{\sum f_i}$$

telle que  $f_i$  = déplacement "i" dû à un effort unitaire  $H=1t$

\* Rigidité de la pile (culée) :

$$K = \frac{I}{f_{ap} + f_{fût} + f_{fond}} \quad \text{avec}$$

$f_{ap}$  = déplacement de A.A  
dû à  $H = 1t$ .  
 $f_{fût}$  = déplacement du fût  
dû à  $H = 1t$ .  
 $f_{fond}$  = déplacement de la  
fondation dû à  
 $H = 1t$ .

\* Effort repris par la pile (culée) :

$$H_i = \frac{H K_i}{K + \sum_{i=1}^n K_i}$$

on peut récapituler les calculs des rigidités et de la répartition des efforts pour les 2 ponts (hyperstatique et isostatique) dans les tableaux suivants :

I- Pont hyperstatique :

Appui	$C_1 = C_2$	$P_1$	$P_2$
rigidité [Kg/Cm]	2000	1004,79	1771,52
rep.effort statique	29,6 % H	14,8%	26%
rigidité [Kg/Cm]	4000	1192,39	2449,52
rep.effort dynamique	34%	11%	21%

II- Pont isostatique :

Appui	$C_1 = C_2$	$P_1$	$P_2$	$P_3$
rigidité [Km/Cm]	2000	987,56	845,75	1455,28
rep. effort statique	27,5 %	13,5 %H	11,6%H	19,9%H
rigidité [Kg/Cm]	4000	1311,3	1072,5	2290,426
rep. effort dynamique	31,6 %H	10,3%H	8,5%H	18 %H

\* Notons bien que la répartition des efforts dynamiques diffère de celle des efforts statiques à cause du module transversal de l'appareil d'appui qui double sa valeur "2G".

ETUDE  
DES APPAREILS D'APPUI

## - APPAREILS D'APPUI -

### I- Introduction :

Nous avons convenu pour le choix d'un appareil d'appui en élastomère fretté du fait qu'il présente un certain nombre d'avantage et ceci sur le plan de mise en oeuvre, de réglage et aussi de contrôle.

### II- Rôle des appareils d'appui en élastomère fretté :

Un appareil d'appui est un organe de liaison entre une structure et son support, chargé de transmettre les efforts normaux et de permettre les rotations.

### III- Méthode de calcul - Dimensionnement des appareils d'appui :

#### 1- Sollicitation de calcul :

$$S = G + P + T$$

avec G : sollicitation due à la charge permanente.

P : sollicitation due aux surcharges (y compris les majorations éventuelles pour effet dynamique).

T : sollicitation due aux effets de la température et du retrait.

N.B : d'après le titre III fasc 61, les surcharges routière non exceptionnelles sont pondérées de 20%.

#### 2- Principe de calcul :

En vertu des prescriptions du bulletin SETRA (appareil d'appui en élastomère fretté de décembre 74), le dimensionnement des appareils d'appui est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage.

#### A- Appareils d'appui pour le pont hyperstatique.

##### A.1. Sollicitation :

Pour la détermination des appareils d'appui, on considère la sollicitation de calcul vis à vis des états limites d'utilisation :  $G + 1,2P$ .

\* Inventaire des réactions d'appui (au niveau des appuis : 0,1,2,3) :



Charge		Coefficient			Réaction d'appui N (t)		N m, r, p (t)		
		$\xi$	$\delta$	$\alpha$	appui 0 (3)	appui 1 (2)	appui 0 (3)	appui 1 (2)	
CP		0,333	-	-	120,93	332,55	40,269	110,739	
CCP		0,333	-	-	26,1	71,72	8,691	23,883	
Demi-aller		-	-	-	37,77	37,77	37,77	37,77	
Demi-retour		-	-	-	51,12	51,12	51,12	51,12	
Retrait		-	-	-	12,25	12,25	12,25	12,25	
$\Delta TC$		-	-	-	3,095	3,095	3,095	3,095	
$\Delta_{TF}$		-	-	-	3,095	3,095	3,095	3,095	
A	1V	Max	0,611	-	1,2	39,14	104,378	28,697	76,529
		Min				6,613	8,697	4,848	6,376
	2V	Max	0,333	-	1,2	78,286	208,751	31,283	83,419
		Min				13,226	17,395	5,285	6,951
Bc	1C	Max	0,715	1,094	1,2	56,59	69,931	53,118	65,641
		Min				4,989	10,288	4,683	9,656
	2C	Max	0,507	1,094	1,2	103,75	128,207	69,055	85,333
		Min				9,147	18,863	6,088	12,555
Bt	1t	Max	0,68	1,094	1,2	31,36	32,07	55,99	57,258
		Min				2,544	5,024	4,542	8,969
	2t	Max	0,472	1,094	1,2	62,72	64,14	38,864	39,744
		Min				5,088	10,048	3,153	1,954

131

Mc 120	Max	0,59	1,1	1	109,026	154,18	70,75	100,061	
	Min				- 28,63	- 17,068	- 18,581	- 11,077	
D	Max	0,277	-	1,2	170,84	234,322	47,323	64,907	
	Min				- 17,315	- 34,85	- 4,796	- 9,653	
Trottoirs	1tr	Max	0,958	-	1,2	2,29	6,12	2,632	7,035
		Min				- 0,25	- 0,51	- 0,287	- 0,586
	2tr	Max	0,333	-	1,2	4,59	12,24	1,834	4,89
		Min				- 0,51	- 1,02	- 0,204	- 0,407
N <sub>max</sub> 0,(3)		CP + CCP + Mc 120 <sub>max</sub> + 1tr + Den.			Aller + Den.Ret.		+ Ret + ΔTC = 126,537 t		
N <sub>min</sub> 0,(3)		CP + CCP + Mc 120 <sub>min</sub> + 1tr + D.A			+ DR + 2tr + ΔTF		= 28,097t		
N <sub>max</sub> 1 (2)		CP + CCP + Mc 120 <sub>max</sub> + 1tr + D.A			+ DR + RET + ΔTC		= 245,913t		
N <sub>min</sub> 1 (2)		CP + CCP + Mc 120 <sub>min</sub> + 1tr + D.A			+ DR + RET + ΔTF		= 120,964t		

\* Effort de freinage :

D'après l'article 6 du CPC titre II fasc 61, qui stipule que seules les charges de chaussée des systèmes A(1) et Bc sont susceptibles de développer des efforts de freinage.

1- Effort de freinage dû à A(1) :

$$F_A = P_A = \frac{\quad}{20 + 0,00355}$$

avec  $P_A = A(1) a_1 a_2 \cdot L \cdot l$  et  $A(1) = 230 + \frac{36000}{120 + 12} = 502,72 \text{ Kg/m}^2$

$$\Rightarrow P_A = 422,285t \quad \Rightarrow F_A = 18,077t$$

La surcharge A(1) développe une force de freinage de 18,077t qu'il faut répartir sur les 2 culées d'où sur chaque appareil d'appui.

et les 2 files

Répartition	C <sub>1</sub> C <sub>2</sub>	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>
par appui (t)	6,146	1,988	3,796
par A.A (t)	2,084	0,663	1,26

2- Effort de freinage dû à Bc :

D'après CPC titre II article 6.3 : chaque essieu d'un camion Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids, parmi les camion Bc que l'on place sur le pont, un seul est supposé freiné.

d'où  $F_{Bc} = 30t$  qu'on doit répartir sur les appuis donc sur les A.A.

Répartition	C <sub>1</sub> C <sub>2</sub>	P <sub>1</sub>	P <sub>1</sub>
par appui (t)	10,2	3,3	6,3
par A.A. (t)	3,4	1,1	2,1

\* Dilatation :

- Recherche du point fixe : le point fixe est un point quelconque du tablier qui ne subit pas de déformation (dûes essentiellement au retrait,

NT) soit  $X_0$  l'abscisse de ce point par rapport à la culée C<sub>1</sub> :

$$X_0 = \frac{\sum K_i X_i}{\sum K_i} = 62,26m$$

.../...

- Calcul des déplacements horizontaux dus au retrait et  $\Delta T$  :

avec  $\epsilon_r = \frac{\Delta l}{l} = 4 \cdot 10^{-4}$  ,  $\epsilon_T = \frac{\Delta l}{l} = 7 \cdot 10^{-4}$   $l = (x_i - x_0)$

	$C_1$	$C_2$	$P_1$	$P_2$
Action du ret (mm)	- 24,9	23	- 8,9	7
Action de $\Delta T$ (mm)	+ 6,2	+ 5,77	+ 2,23	+ 1,77

\* Evaluation des rotations d'appuis :

Charges	$\alpha$	Non pondéré		Pondéré	
		$\theta \cdot 10^3$ (rad)	$\theta \cdot 10^3$	$\theta \cdot 10^3$	$\theta \cdot 10^3$
CP	-	2,06	0	2,06	0
CCP	-	0,32	0	0,32	0
Surcharge max (Mc 12 0)	1	0,995	- 2,4	0,995	- 2,4
Trottoir	1,2	0,076	0	0,076	0
Ret + $\Delta T$	-	1,64	0,024	1,64	0,24
T O T A L				5,106	- 2,376

## VI- 2. Dimensionnement :

Nous utiliserons les appareils d'appuis en élastomère fretté de type STUP avec  $G = 8 \text{ Kg/cm}^2$ . Les faces de l'appareil en contact avec la structure sont des facettes métalliques.

1- Appareil d'appui sur  $C_1$  et  $C_2$  :

- Aire de l'appareil d'appui :

$$a \times b \geq \frac{N_{\max}}{G} = \frac{126,537 \cdot 10^3}{8} = 15,817 \cdot 10^3 = 15,817 \text{ m}^2 = 158,17 \text{ cm}^2$$

$$a \cdot b \geq 827,04 \text{ cm}^2$$

- Hauteur nette d'élastomère :

La condition généralement prépondérante est  $\tau_H \leq 0,5 G$  soit  $\tan \delta \leq 0,5$  et

$$T \geq 2U_1$$

$$\Rightarrow T \geq 2(24,9 + 6,2) = 62,2 \text{ mm}$$

on peut choisir 4 feuillets de 20 mm.

- Dimensions en place de l'appareil :

d'après la condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \Rightarrow \text{on a } T = 80 \text{ mm} \Rightarrow 400 \text{ mm} < a < 800 \text{ mm}$$

avec la condition  $a \cdot b \geq 827,04 \text{ cm}^2$

d'où on peut opter pour 450 X 500 (Dimensions Standards).

Conclusion :  $a \times b = 2250 \text{ cm}^2$

$$t = 20 \text{ mm}$$

$$T = 80 \text{ mm}$$

$$n = 4$$

- Vérfications :

$$\sigma_n^{\text{max}} = \frac{N_{\text{max}}}{a \cdot b} = \frac{126,537 \cdot 10^3}{2250} = 56,238 \text{ Kg/cm}^2$$

\* Contrainte de cisaillement due à l'effort normal ( $\tau_N$ ) :

$$\tau_N = \frac{1,5 \cdot \sigma_n^{\text{max}}}{\beta} \text{ avec } \beta = \frac{a \cdot b}{2t(a+b)} = \frac{2250}{2 \cdot 20(45+50)} = 5,92$$

$$\text{d'où } \tau_N = \frac{1,5 \cdot 56,238}{5,92} = 14,246 \text{ Kg/cm}^2$$

\* Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal ( $\tau_H$ ) :

- Contrainte de cisaillement due au retrait  $+ \Delta T$

$$\tau_{H1} = \frac{G \cdot U_1}{T} = \frac{8(24,9 + 6,2)}{80} = 3,11 \text{ Kg/cm}^2 < 0,5 G = 4 \text{ Kg/cm}^2$$

- Contrainte de cisaillement due au freinage :

$$\tau_{H2} = \frac{0,410^3}{2 \cdot 2250} = 0,75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } \tau_H = \tau_{H1} + \tau_{H2} = \frac{G U_1}{T} + 0,5 \cdot \frac{H_2}{ab} = 3,86 \text{ Kg/cm}^2 < 0,7G = 5,6$$

\* Contrainte de cisaillement due à la rotation de l'A.A. ( $\alpha$ ) :

$$\tau_\alpha = \frac{G a^2}{2 t} \cdot \alpha_t \text{ avec } \alpha_t = \frac{\alpha_T}{n} \text{ et } \alpha_T = \alpha_0 + \alpha$$

et  $\alpha_0$  = rotation pour tenir compte des défauts de montage =  $3 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$

$$\text{d'où } \alpha_T = (3 + 5,106) \cdot 10^{-3} = 8,106 \cdot 10^{-3} \text{ rd.}$$

$$\alpha_t = \frac{8,106 \cdot 10^{-3}}{4} = 2,026 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

donc  $\tau_{\alpha} = \frac{8}{2} \cdot \left(\frac{45}{2}\right)^2 \times 2,026 \cdot 10^{-3} = 4,103 \text{ Kg/cm}^2$

\* Contrainte de cisaillement due à la distorsion de l'A.A. ( $\tau_r$ ) :

$\tau_r = G \cdot \text{tg} \delta$  avec  $\text{tg} \delta = \frac{U}{V}$  et  $U = V \cdot \theta$  avec

$\theta$  : rotation de l'appui

$v$  : distance entre le C.D.G de la section mixte et la fibre inférieure la plus éloignée de la section métallique.

$\tau_r = \sum \tau_{ri} = 0,634 \text{ Kg/cm}^2$

Charges	n	$\theta_0$ ( $10^{-3} \text{ rad}$ )	V (cm)	U	T (cm)	G (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\tau_r$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
CP	$\infty$	2,06	103,96	0,214	8	8	0,214
CCP	18	0,32	128,59	0,041	8	8	0,041
Mc 120	6	0,995	155,87	0,155	8	8	0,155
Trottoir	6	0,076	155,87	0,0118	8	8	0,0118
ret+ $\Delta T$	15	1,64	132,317	0,2169	8	8	0,2169
TOTAL							0,634

- Vérification :  $\tau = \tau_H + \tau_N + \tau_{\alpha} + \tau_r < 5.G$

$\Rightarrow \tau = 5,86 + 14,246 + 4,103 + 0,634 = 22,84 < 40 \text{ Kg/cm}^2$

\* Condition de non cheminement et de non glissement :

$\tau_{m,\min} = \frac{N \cdot \min}{a \cdot b} = \frac{28,097 \cdot 10^3}{2250} = 12,48 \text{ Kg/cm}^2 \neq 20 \text{ bar}$

$H < f \cdot N$  avec  $f = 0,12 + \frac{0,2}{\tau_{m,\min}} = 0,12 + \frac{0,2}{12,48} = 0,136$

$\Rightarrow f \cdot N = 0,136 \cdot 28,097 = 3,82$

$H = 0,4t \neq 3,82$

La condition de non glissement n'est pas réalisée d'où on pourra coller l'appui sur son support ou adopter des dispositifs spéciaux d'anticheminement comme par exemple des butées au niveau des dés d'appui.

\* Condition de non soulèvement :

$\alpha_t \leq \frac{3}{\beta} \cdot \left(\frac{t}{a}\right)^2; \frac{E_m}{G}$  on a :  $\frac{3}{5,92} \cdot \left(\frac{2}{45}\right)^2 \cdot \frac{56,238}{8} = 7,03 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$

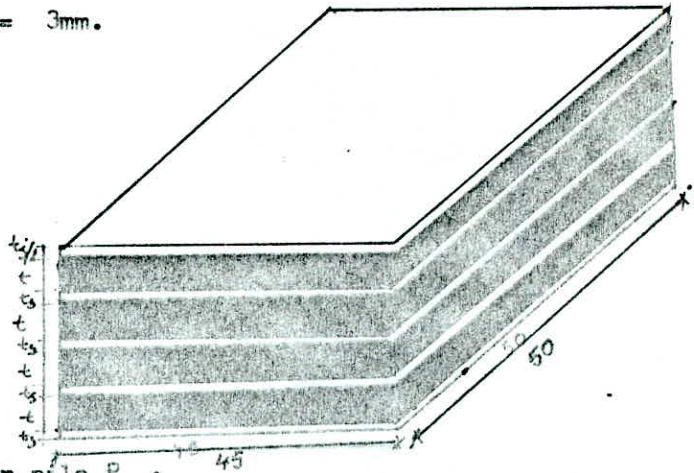
et  $\alpha_t = 2,026 \cdot 10^{-3} < 7,03 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$

donc la condition de non soulèvement est vérifiée.

\* Dimensionnement des frettes :

$$t_s \geq 2 \text{ mm} ; t_s \geq \frac{a}{B} \cdot \frac{b_m}{b_a} ; t_s \geq \frac{45}{5,92} \cdot \frac{56,238}{2400} = 1,78 \text{ mm}$$

soit donc  $t_s = 3 \text{ mm}$ .



2- Appareil d'appui sur pile P<sub>1</sub> :

- Aire de l'appareil d'appui :

$$a \cdot b \geq \frac{N_{\max}}{S} = \frac{245,913 \cdot 10^{-3}}{153} = 1607,27 \text{ cm}^2$$

$$a \cdot b > 1607,27 \text{ cm}^2$$

- Hauteur nette d'élastomère :

La condition généralement prépondérante est  $\tau_H \leq 0,5G$  soit  $\tan \alpha \leq 0,5$

$$\text{et } T \geq 24$$

$$T \geq 2(8,9 + 2,23) = 22,26$$

on peut choisir 4 feuillets de 12 mm.

- Dimension en plan de l'appareil :

d'après la condition de non flèbement :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \quad \text{on a } T = 48 \text{ mm} \Rightarrow 240 < a < 480$$

$$\text{avec la condition } a \cdot b > 1607,27 \text{ cm}^2$$

d'où on peut choisir  $a \times b = (45 \times 50) \text{ cm}^2$

Conclusion :  $a \times b = 2250 \text{ cm}^2$

$$t = 12 \text{ mm}$$

$$T = 48 \text{ mm}$$

$$n = 4$$

- Vérification :

$$\delta_{\text{max}} = \frac{N_{\text{max}}}{a \cdot b} = \frac{245,913 \cdot 10^{-3}}{2250} = 109,29 \text{ Kg/cm}^2$$

\* Contrainte de cisaillement due à l'effort normal ( $\tau_N$ ) :

$$\tau_N = \frac{1,5 \cdot K_n^{\text{max}}}{\beta \cdot K_n} \text{ avec } \beta = \frac{2250}{2 \cdot 1,2 (45 + 50)} = 9,868$$

$$\Rightarrow \tau_N = \frac{1,5 \cdot 109,29}{9,868} = 16,61 \text{ Kg/cm}^2$$

\* Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal ( $\tau_H$ ) :

- Contrainte de cisaillement due au retrait +  $\Delta T$  :

$$\tau_{H_1} = \frac{8 (8,9 + 2,23)}{48} = 1,855 \text{ Kg/cm}^2 < 0,56 = 4 \text{ Kg/cm}^2$$

- Contrainte de cisaillement due au freinage :

$$\tau_{H_2} = \frac{1,1 \cdot 10^3}{2 \cdot 2250} = 0,24 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } \tau_H = \tau_{H_1} + \tau_{H_2} = 2,099 < 0,76 = 5,6 \text{ Kg/cm}^2$$

\* Contrainte de cisaillement due à la rotation de l'A.A. ( $\tau_\alpha$ ) :

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \cdot \left(\frac{a}{t}\right)^2 \cdot \alpha_t \text{ avec } \alpha_t = \frac{\alpha_0 + \alpha}{4} = \left(\frac{3 + 2,376}{4}\right) = 1,344 \cdot 10^{-3}$$

d'où

$$\tau_\alpha = \frac{8}{2} \cdot \left(\frac{45}{1,2}\right)^2 \cdot 1,344 \cdot 10^{-3} = 7,56 \text{ Kg/cm}^2$$

\* Contrainte de cisaillement due à la distorsion de l'A.A. ( $\tau_r$ ) :

$$\tau_r = G_t \delta \text{ avec } \text{tg } \delta = \frac{u}{T} \text{ et } u = V \cdot \theta$$

Charges	n	$\theta_1$ ( $10^{-3}$ rd)	V (cm)	U	T cm	G (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\tau_r$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
CP	$\infty$	0	103,96	0	4,8	8	0
CCP	18	0	128,59	0	4,8	8	0
Mc 120	6	- 2,4	155,87	0,373	4,8	8	-0,622
Trottoir	6	0	155,87	0	4,8	8	0
ret + $\Delta T$	15	- 0,024	132,317	0,0317	4,8	8	-0,053
TOTAL							-0,675



$$\tau_r = \sum \tau_{ri} = 0,675 \text{ Kg/cm}^2$$

- Vérification :

$$\tau = \tau_H + \tau_N + \tau_{\alpha} + \tau_r < 56$$

$$\Rightarrow \tau = 2,099 + 16,61 + 7,56 + 0,675 = 26,94 < 40 \text{ Kg/cm}^2$$

\* Condition de non cheminement et de non glissement :

$$E_{m,\min} = \frac{N \min}{a \cdot b} = \frac{120,964 \cdot 10^3}{2250} = 53,76 \text{ Kg/cm}^2$$

$$H < f \cdot N \quad \text{avec } f = 0,12 + \frac{0,2}{53,76} = 0,123$$

$$\Rightarrow f \cdot N = 0,123 \cdot 120,964 = 14,87$$

$$\text{d'où } H = 1,1t < 14,87$$

donc la condition de non cheminement et de non glissement est vérifiée.

\* Condition de non soulèvement :

$$\alpha_t \leq \frac{3}{\beta} \left(\frac{t}{a}\right)^2 \cdot \frac{E_m}{G} \quad \text{on a : } \frac{3}{9,868} \left(\frac{1,2}{45}\right)^2 \cdot \frac{109,29}{8} = 2,9 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\text{et } \alpha_t = 1,344 \cdot 10^{-3} \text{ rd} < 2,9 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

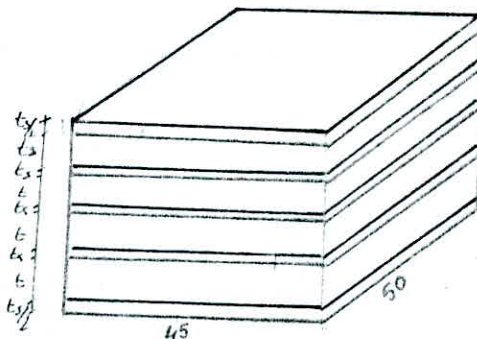
donc la condition de non soulèvement est vérifiée.

\* Dimensionnement des frettes :

$$t_s \gg 1,5\text{mm} \quad , \quad t_s \gg \frac{a}{\beta} \cdot \frac{E_m}{E_e} = \frac{45}{9,868} \cdot \frac{109,29}{2400} = 2,07\text{mm}$$

donc  $t_s = 3 \text{ mm}$

$$T = 48\text{mm}$$



3- Appareil d'appui sur la pile P<sub>2</sub> :

On choisi les mêmes appareils que ceux de la pile P<sub>1</sub>, car ils vérifient toutes les conditions.

..//..

### VI- 3 - Vérification Au seisme :

Dans les tabliers de pont, les effets du seisme sont en général négligeable, par contre, dans les appuis les effets du seisme sont très importants, d'où la nécessité de la vérification au seisme pour les appuis.

#### \* Efforts dOs au seisme :

Pour un point quelconque de la construction, la composante horizontale, de direction quelconque est appliquée au C.D.G. de l'élément considéré et a pour valeur  $H = s. Gv$ .

avec  $s = s_1 \cdot s_2 \cdot s_3$  coefficient sismique.

$s_1 = 0,0864$  (coefficient de zone).

$s_2 = 1$  (coefficient de terrain).

$s_3 = 1,25$  (coefficient de profondeur de fondation : cas du sol meuble  $s_3 = 1,25$ ).

d'où  $s = 0,1$

d'où  $H = 0,1 Gv$

et la composante verticale est égale à :  $V = \pm 2s. (Gv + 0,5 Pv)$ .

d'où  $V = \pm 0,2 (Gv + 0,5 Pv)$ .

Sollicitation du 2ème genre :  $S_2'' = G + P + T + SI$

avec T : négligeable, car les propriétés chimiques et mécaniques de l'élastomère lui permettent de bien résister à ces dits sollicitations.

#### \* Calcul des efforts et vérification :

1- Culée ( $C_1, C_2$ ) :

##### \* Composante horizontale :

$H = 0,1 G$  avec  $G = CP + CCP = 40,269 + 8,691 = 48,96 t$

$\Rightarrow H = 0,1 G = 4,896 t$

##### \* Composante verticale :

$V = \pm 0,2 (G + 0,5 P)$  avec  $P = 70,75 + 2,19 = 72,943 t$

$V = \pm 17,086 t$

##### \* Efforts horizontaux :

$H_{SI} = 4,896 t$

$H_{fr} = 3,4 t$

$H_{dil} = a.b. \gamma_{H1} = 2250 \times 3,11 = 6997,5 Kg = 6,997 t$

$H_T = H_{SI} + H_{fr} + H_{dil} = 4,896 + 3,4 + 6,997 = 15,293 t.$

..//..

\* Effort normal :  $S^*_2 = G + P + SI$  ;  $T = 0$

$$N_{\max} = G + P + SI = 48,96 + 72,943 + 17,086 = 138,989 \text{ t}$$

$$N_{\min} = G - 0,1 G = 0,9 - 48,96 = 44,06$$

\* Vérifications :

- Contrainte de compression :

$$\sigma_m^{\max} = \frac{N_{\max}}{a.b} = \frac{138,989 \cdot 10^3}{2250} = 61,77 < 153 \text{ Kg/cm}^2$$

- Contrainte de cisaillement :  $\tau$  :

$$\tau_N = \frac{1,5 \cdot 61,77}{5,92} = 15,65 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_H = 3,11 + \frac{4,896 \cdot 10^3}{2 \times 2250} = 4,198 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_Q = 4,103 \text{ Kg/cm}^2 ; \tau_r = 0,634 \text{ Kg/cm}^2$$

d'où -  $\tau_H = 4,198 \text{ Kg/cm}^2 < 0,76 = 5,6 \text{ Kg/cm}^2$  vérifiées

$$- \tau = \Sigma \tau = \tau_N + \tau_Q + \tau_H + \tau_r = 24,585 < 56 = 40 \text{ Kg/cm}^2$$

- Condition de non cheminement et de non glissement :

$$* \sigma_m, \min = \frac{44,06 \cdot 10^3}{2250} = 19,58 \neq 20 \text{ bar}$$

\*  $H < f.N$  avec  $f = 0,1302$  ,  $N = 44,06$  et  $H = 15,293 \text{ t}$

$\Rightarrow H = 15,293 \text{ t} > f.N = 5,73$  il faut prévoir des butées

- Condition de non soulèvement :

$$\alpha_t = \frac{3}{\beta} \left( \frac{t}{a} \right)^2 \cdot \frac{\sigma_m}{G} = \frac{3}{5,92} \left( \frac{2}{45} \right)^2 \cdot \frac{61,77}{8} = 7,7 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

2- Pile  $P_1$  , ( $P_2$ ) :

$$G = 110,739 + 23,883 = 134,622 \text{ t.}$$

$$H = 0,1 G = 13,46 \text{ t.}$$

$$P = 100,061 + 5,8625 = 105,92 \text{ t.}$$

$$V = \pm 0,2 (134,622 + 0,5 \cdot 105,92) = \pm 37,52 \text{ t}$$

on a alors :

$$H_{SI} = 13,46 \text{ t.}$$

$$H_{dil} = a \times b \cdot \tau_{H1} = 2250 \times 1,855 = 4173,75 \text{ Kg} = 4,174 \text{ t.}$$

$$H_{fr} = 1,1 \text{ t.}$$

$$H_T = 18,734 \text{ t.}$$

d'où

$$N_{\max} = G + P + SI_y = 134,622 + 105,92 + 37,52 = 278,062t.$$

$$N_{\min} = 0,9 G = 121,159.$$

\* Vérification :

$$- \text{Contrainte de compression : } \sigma_m = \frac{278,062 \cdot 10^3}{2250} = 123,58 < 153 \text{ Kg/cm}^2$$

- Contrainte de cisaillement :  $\tau$  :

$$\tau_N = \frac{1,5 \cdot 123,58}{9,868} = 18,785 \text{ Kg/cm}^2, \quad \tau_H = 1,855 + \frac{13,46 \cdot 10^3}{2 \cdot 2250} =$$

$$4,846 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_r = 0,675 \text{ Kg/cm}^2, \quad \tau_\alpha = 7,56 \text{ Kg/cm}^2$$

d'où :

$$- \tau_H = 4,846 < 5,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$- \tau = \tau_N + \tau_H + \tau_r + \tau_\alpha = 31,866 \text{ Kg/cm}^2 < 40 \text{ Kg/cm}^2$$

- Condition de non cheminement et de non glissement :

$$* \sigma_{m, \min} = \frac{121,159 \cdot 10^3}{2250} = 53,848 \text{ Kg/cm}^2 > 20 \text{ bar}$$

$$H < f \cdot N \quad \text{avec} \quad H = 18,734t \\ f \cdot N = 14,989t$$

d'où  $H > f \cdot N$  il faut prévoir des butées parasismiques.

- Condition de non soulèvement :

$$\alpha_t \leq \frac{3}{9,868} \left( \frac{1,2}{45} \right)^2 = \frac{123,58}{8} = 3,33 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\Rightarrow \alpha_t = 1,344 \cdot 10^{-3} \text{ rd} < 3,33 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

donc la condition de non soulèvement est vérifiée.

V- Appareil d'appui pour le pont isostatique :

V- 1 - Sollicitation :

\* Inventaire des réactions d'appuis :

Charges	$\rho$	R (t)	$\delta$	R <sub>m,rep</sub>	$\alpha$	R <sub>m,r,p</sub>
CP	0,333	36,225	-	36,225	-	36,225
CCP	0,333	7,98	-	7,98	-	7,98

.../...

A	1V	0,611	34,49	-	34,49	1,2	41,388
	2V	0,333	37,59	-	37,59	1,2	45,114
Bc	1C	0,715	29,97	1,122	33,63	1,2	40,114
	2C	0,507	42,496	1,122	47,68	1,2	57,22
Bt	1t	0,68	21,26	1,122	23,85	1,2	28,62
	2t	0,472	29,51	1,122	33,11	1,2	39,73
Mc 120		0,59	58,51	1,122	64,68	1	64,68
Convoi D		0,277	45,46	-	45,46	1,2	54,55
Trottoirs	1tr	0,58	1,28	-	1,28	1,2	1,54
	2tr	0,333	1,47	-	1,47	1,2	1,76
Bc min		0,715	1,32	1,122	1,48	1,2	1,78
N max		CP + CCP + Mc 120 + 2tr = 110,65t					
N min		CP + CCP + Bc min + tr = 47,75t					

\* Effort de freinage :

$F_A = 10,87t$  ,  $F_{Bc} = 30t$  pour chaque appareil d'appui on a :

	$C_1, C_2$	$P_1$	$P_2$	$P_3$
Répartition de $F_A$ (t)	1,145	0,187	0,1544	0,326
Répartition de $F_{Bc}$ (t)	3,16	0,515	0,425	0,9

\* Dilatation : 
$$x_0 = \frac{\sum K_i x_i}{\sum K_i} = 61,92 \text{ m}$$

d'où les déplacements horizontaux dus au retrait et  $\Delta T$ .

	$C_1$	$C_2, C_3$	$P_1$	$P_2$	$P_3$
Action retrait (mm)	24,7	29,2	- 12,7	- 7,68	11,23
Action T (mm)	+ 6,17	+ 5,8	+ 3,17	+ 1,92	+ 2,8

\* Evaluation des rotations d'appuis :

Charge	$\delta \cdot 10^{-3}$ RD (non pondé, max)	$\delta$	$\alpha$	$\sigma_{m,p} \cdot 10^{-3}$ rd
CP	3,31	-	-	3,31
CCP	0,497	-	-	0,437
Mc 120	1,906	1,112	1	2,119
Ret + $\Delta T$	3,33	-	-	3,33
Trottoir	0,23	-	1,2	0,276
TOTAL				9,472

### V-2 - Dimensionnement :

On utilise le même type d'appareil d'appui que pour le pont hyperstatique.

#### 1- Appareil d'appui sur $C_1, C_2$ :

##### - Aire de l'appareil d'appui :

$$a \cdot b \geq \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}} = \frac{110,65 \cdot 10^3}{153} = 723,2 \text{ cm}^2$$

$$a \cdot b \geq 723,2 \text{ cm}^2$$

##### - Hauteur d'élastomère nette :

$$T \geq 24 \Rightarrow T \geq 2(24,7 + 6,17) = 61,74 \text{ mm}$$

on peut choisir 4 feuillets de 80

##### - Dimension en plan de l'appareil :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \Leftrightarrow 360 < a < 720$$

avec la condition  $a \cdot b \geq 723,2 \text{ cm}^2$

d'où on opte pour : 45 X 50 (dimension standards).

Conclusion :  $a \times b = 2250$

$$t = 20 \text{ mm}$$

$$T = 80 \text{ mm}$$

$$n = 4$$

##### - Vérification :

$$\bar{\sigma}_m^{\max} = \frac{N_{\max}}{a \cdot b} = \frac{110,65 \cdot 10^3}{2250} = 49,177 \text{ Kg/cm}^2$$

##### - Contrainte de cisaillement due à l'effort normal ( $\tau_N$ ) :

..!..

$$\tau_N = \frac{1,5 \cdot b_m^{\max}}{\beta} \text{ avec } \beta = \frac{2250}{2,2 (45 + 50)} = 5,920$$

$$\Rightarrow \tau_N = \frac{1,5 \cdot 49,177}{5,920} = 12,46 \text{ Kg/cm}^2$$

- Contrainte de cisaillement d'oe à l'effort horizontal ( $\tau_H$ ) :

- Contrainte de cisaillement d'oe en retrait +  $\Delta T$  :

$$\tau_{H_1} = \frac{8 (24,7 + 6,17)}{80} = 3,08 \text{ Kg/cm}^2 < 0,5 G = 4 \text{ Kg/cm}^2$$

- Contrainte de cisaillement d'oe au freinage :

$$\tau_{H_2} = \frac{3,16 \cdot 10^3}{2,2250} = 0,7 \text{ Kg/cm}^2$$

d'où  $\tau_H = \tau_{H_1} + \tau_{H_2} = 3,78 < 5,6 \text{ Kg/cm}^2$

- Contrainte de cisaillement d'oe à la rotation de l'A.A. ( $\tau_\alpha$ ) :

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t}\right)^2 \cdot \alpha_t \text{ avec } \alpha_t = \frac{(3 + 9,472) 10^{-3}}{4} = 3,118 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

d'où  $\tau_\alpha = \frac{8}{2} \left(\frac{45}{2}\right)^2 \cdot 3,118 \cdot 10^{-3} = 6,313 \text{ Kg/cm}^2$

- Contrainte de cisaillement d'oe à la distorsion de l'A.A. ( $\tau_r$ ) :

Charge	n	$\theta = 3 \text{ rd}$ $10^{-3}$	$V$ cm	U	T (cm)	$G$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\tau_r$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
CP	$\infty$	3,31	66	0,218	7,2	8	0,242
CCP	18	0,437	97,87	0,043	7,2	8	0,048
$M_C_{120}$	6	2,119	124,1	0,263	7,2	8	0,292
Trottoirs	6	0,276	124,1	0,034	7,2	8	0,038
Ret + $\Delta T$	15	3,33	102,94	0,34	7,2	8	0,378
TOTAL							0,998

$$\tau_r = \sum \tau_{r_i} = 0,998 \text{ Kg/cm}^2$$

- Vérification :

$$\tau = \tau_H + \tau_N + \tau_\alpha + \tau_r = 23,55 < 40 \text{ Kg/cm}^2$$

- Condition de non cheminement et de non glissement :

$$b_m, \text{ min} = \frac{47,75 \cdot 10^3}{2250} = 21,22 > 20 \text{ bar}$$

$$H < f.N \quad f.N = 6,18t \quad \text{et } H = 3,16t$$

$$\text{d'où } H < f.N$$

donc la condition de non cheminement et de non glissement est vérifiée.

- Condition de non soulèvement :

$$\alpha_t \leq \frac{3}{5,920} \left( \frac{12}{45} \right)^2 \cdot \frac{49,177}{8} = 6,15 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

et  $\alpha_t = 3,118 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$  donc cette condition est vérifiée.

- Dimensionnement des frettes :

$$t_s \geq 2 \text{ mm} \quad ; \quad t_s \geq \frac{45}{5,92} \cdot \frac{49,177}{2400} = 0,155 \text{ mm}$$

soit donc  $t_s = 2 \text{ mm}$

2- Appareil d'appui sur pile :

On choisit les mêmes appareils d'appui que ceux de la culée, les seules vérifications à faire :

$$\sigma_{H_1} = \frac{8(11,23 + 2,8)}{80} = 1,4 \text{ Kg/cm}^2 < 4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{H_2} = \frac{0,9 \cdot 10^3}{2.2250} = 0,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_H = 1,6 \text{ Kg/cm}^2 < 0,7 G = 5,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_\alpha = 6,313 \text{ Kg/cm}^2, \quad \sigma_N = 12,46 \text{ Kg/cm}^2, \quad \sigma_T = 0,998 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma = \sum \sigma_i = 21,371 \text{ Kg/cm}^2 < 40 \text{ Kg/cm}^2$$

V- 3- Vérification au séisme :

- Efforts :

$$H = 0,1 G = 0,1 \cdot 44,205 = 4,42t.$$

$$V = \pm 0,2 (G + 0,5 P) = \pm 0,2 (44,205 + 0,5 (64,68 + 1,47))$$

$$V = + 15,456t$$

$$\text{d'où } H_{SI} = 4,42t$$

$$H_{fr} = 3,16t$$

$$H_{dil} = a.b. \sigma_{H_1} = 2250 \cdot 3,08 = 6930 \text{ Kg} = 6,93t$$

$$H_T = 14,51t$$

$$N_{\max} = G + P + SI = 44,205 + 66,15 + 15,456 = 125,811t$$

$$N_{\min} = 0,9 G = 39,78t$$

..//..



- Vérification :

$$- \sigma_m^{\max} = \frac{125,811 \cdot 10^3}{2250} = 55,916 \text{ Kg/cm}^2 < 153 \text{ Kg/cm}^2$$

$$- \tau < 5 \text{ G}$$

$$\tau_N = \frac{1,5 \cdot 55,916}{5,92} = 14,167 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_H = 3,08 + \frac{4,42 \cdot 10^3}{2 \cdot 2250} = 0,98 \text{ Kg/cm}^2 < 5,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_\alpha = 6,313 \text{ Kg/cm}^2, \tau_r = 0,998 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } \tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha + \tau_r = 22,458 < 40 \text{ Kg/cm}^2$$

- Condition de non cheminement et de non glissement :

$$\sigma_{m, \min} = \frac{39,78 \cdot 10^3}{2250} = 17,68 \not> 20 \text{ bar}$$

$$H < f \cdot N \text{ avec } f \cdot N = 5,22 \text{ t} \text{ et } H = 14,51 \text{ t}$$

d'où  $H > f \cdot N$  donc il faut prévoir des butées.

- Condition de non soulèvement :

$$\alpha_t \leq \frac{3}{5,92} \left( \frac{2}{45} \right)^2 \cdot \frac{55,916}{8} = 6,99 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\text{et } \alpha_t = 3,118 \cdot 10^{-3} \text{ rd} \Rightarrow \alpha_t < 6,99 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$$

la condition est vérifiée.

COMPARAISON

EVALUATION DU POIDS DES ELEMENTS DU TABLIER

I Poutre

Élément		caractéristique	hyperstatique	isostatique
poutre de rive	section I	L1 (m)	24	58,8
		S1 (cm <sup>2</sup> )	725	641
		V1 (m <sup>3</sup> )	1,74	3,77
	section II	L2 (m)	96	58,8
		S2 (cm <sup>2</sup> )	1155	896
		V2 (m <sup>3</sup> )	11,088	5,27
	2V (m <sup>3</sup> )	25,656	18,08	
poutre intermédiaire	L (m)	120	4 × 29,4	
	S (m <sup>2</sup> )	725	641	
	V (m <sup>3</sup> )	8,7	7,538	
volume total (m <sup>3</sup> )			34,356	25,62
poids total (t)			268	200

II Entraits

Élément	caractéristique	hyperstatique	isostatique
entrait d'about	L (m)	7,2	7,2
	S (m <sup>2</sup> )	254,1	254,1
	2V, 8V (m <sup>3</sup> )	0,366	0,183
entrait sur appui intermédiaire	L (m)	7,2	
	S (cm <sup>2</sup> )	480	
	2V (m <sup>3</sup> )	0,69	
entrait intermédiaire (en travée)	A <sub>diag</sub> (cm <sup>2</sup> )	163,2	163,2
	A <sub>memb</sub> (cm <sup>2</sup> )	197,8	197,8
	L <sub>diag</sub> (m)	8,86	8,86
	L <sub>memb</sub> (m)	7,2	7,2
	13V, 12V (m <sup>3</sup> )	3,74	3,444
volume total (m <sup>3</sup> )		4,8	4,91
poids total (t)		37,4	38,3

### III Connecteurs

	hyperstatique	isostatique
N	470	560
A(d'un connecteur) (cm <sup>2</sup> )	3,14	3,14
L (cm)	79,75	79,75
V <sub>total</sub> (m <sup>3</sup> )	0,1175	0,14
poind total (t)	0,916	1,1

### IV Ferraillage

	caracteris- tique	hyperstatique	isostatique
T20	L (m)	6732+18252,19	7200+19325,2
	P/m1	2,466	2,466
	P <sub>t</sub> (t)	16,6+45	65,41
T16	L (m)	6732	
	P/m1	1,578	
	P <sub>t</sub> (t)	10,62	
T14	L (m)		7200
	P/m1		1,208
	P <sub>t</sub> (t)		8,697
poinds total		72,22	74,107

TABEAU RECAPUTILATIF

	hyperstatique	isostatique
Acier (bêles) (t)	306,32	239,4
Beton (t)	602	602
Ferraillage (t)	72,22	74,107
Poids total : tablier	980,54	915,507
N:App.d'appui	12:(45x50x48)	24:(45x50x80)

CONCLUSION

D'après les résultats obtenus par le mètre on remarque que :

- Le tablier métallique hyperstatique est plus lourd que celui de l'isostatique.
- Le nombre et dimensions des appareils d'appuis de l'hyperstatique sont moins importants que ceux de l'isostatique .
- Le nombre et poids des connecteurs de l'hyperstatique sont inférieurs à ceux de l'isostatique .
- Le ferraillage de la dalle hyperstatique est réduit par rapport à celui de l'isostatique.

D'où on conclut que le tablier hyperstatique est plus avantageux que le tablier isostatique.

- BIBLIOGRAPHIE -

<u>Titres</u>	<u>Auteurs</u>
* Cours de l'ENP	
* Résistance des matériaux T : 1 et 2	J. Courbon
* Aide mémoire RDM	J. Goulet
* Tables pour poutres continues	Otto.E. Bolliger
* Calcul de hourdis de Ponts	SETRA
* Règles CCBA 68	
* Calcul pratique des sections en B.A (Flexion simple et composée)	P. Charon
* Construction métallique : conception des structures T : I et II.	F. Ciolina
* CPC Fascicule 61 titre II et V	
* Règles UM 66	
* Cours de Pont - Ecole chez-soi	
* Appareil d'appui	SETRA
* P.P. 73	SETRA



21/88

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم و البحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
Département : GENIE-CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

## THEME

ETUDE COMPARATIVE DE TABLIERS MIXTES  
HYPERSTATIQUE — ISOSTATIQUE

ANNEXE

# 4 PLANCHES

Proposé par : S.A.P.T.A.

Étudié par : BAL ELLI SAFIA  
BENANTAR HADDA

Dirigé par  
Melle DJILALI BERKANE

PROMOTION JUIN 1988

E.N.P. : 10, Avenue Hacem Badi - EL-HARRACH - ALGER





\* Annexe

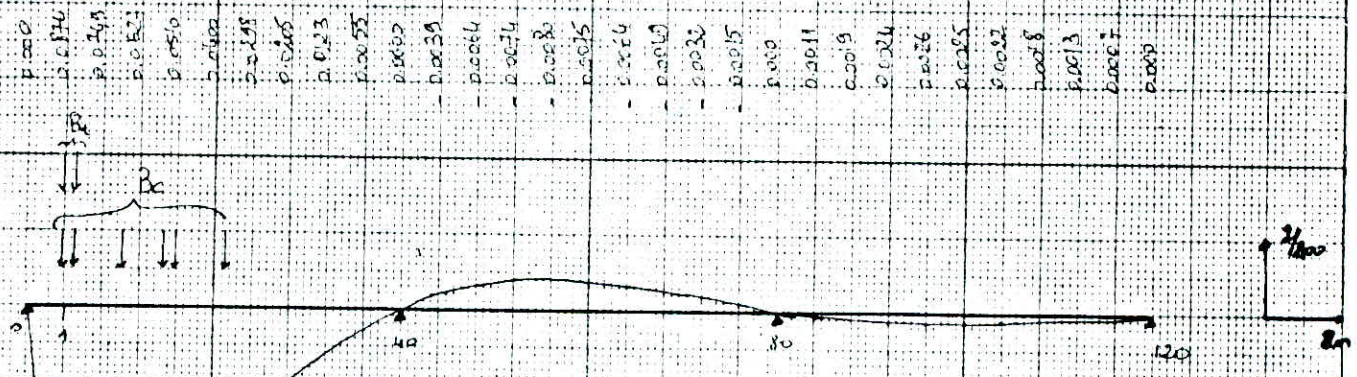
- Tableaux des efforts : Poutres
- Tableaux des déformations : poutres
- Tableau des efforts : Entretoise
- Graphe : - lignes d'influence des efforts : poutres  
                  - lignes d'influence des efforts : entretoises.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

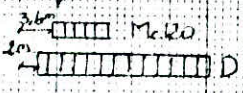
LIGNES D'INFLUENCE  
DES EFFORTS : - POUTRES -

# LIGNE D'INFLUENCE DU MOMENT

Sections 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30

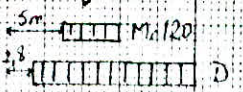


Point 1



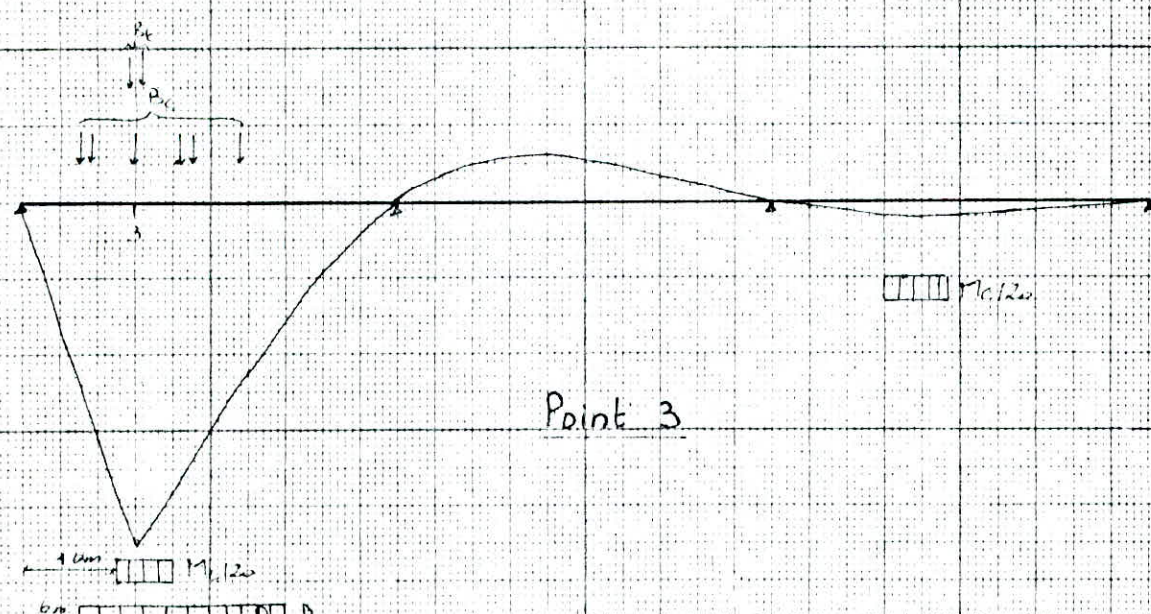
0.000  
0.0047  
0.0098  
0.0154  
0.0211  
0.0269  
0.0325  
0.0380  
0.0435  
0.0488  
0.0544  
0.0600  
0.0657  
0.0713  
0.0768  
0.0824  
0.0879  
0.0934  
0.0989  
0.1044  
0.1099  
0.1154  
0.1209  
0.1264  
0.1319  
0.1374  
0.1429  
0.1484  
0.1539  
0.1594  
0.1649  
0.1704  
0.1759  
0.1814  
0.1869  
0.1924  
0.1979  
0.2034  
0.2089  
0.2144  
0.2199  
0.2254  
0.2309  
0.2364  
0.2419  
0.2474  
0.2529  
0.2584  
0.2639  
0.2694  
0.2749  
0.2804  
0.2859  
0.2914  
0.2969  
0.3024  
0.3079  
0.3134  
0.3189  
0.3244  
0.3299  
0.3354  
0.3409  
0.3464  
0.3519  
0.3574  
0.3629  
0.3684  
0.3739  
0.3794  
0.3849  
0.3904  
0.3959  
0.4014  
0.4069  
0.4124  
0.4179  
0.4234  
0.4289  
0.4344  
0.4399  
0.4454  
0.4509  
0.4564  
0.4619  
0.4674  
0.4729  
0.4784  
0.4839  
0.4894  
0.4949  
0.5004  
0.5059  
0.5114  
0.5169  
0.5224  
0.5279  
0.5334  
0.5389  
0.5444  
0.5499  
0.5554  
0.5609  
0.5664  
0.5719  
0.5774  
0.5829  
0.5884  
0.5939  
0.5994  
0.6049  
0.6104  
0.6159  
0.6214  
0.6269  
0.6324  
0.6379  
0.6434  
0.6489  
0.6544  
0.6599  
0.6654  
0.6709  
0.6764  
0.6819  
0.6874  
0.6929  
0.6984  
0.7039  
0.7094  
0.7149  
0.7204  
0.7259  
0.7314  
0.7369  
0.7424  
0.7479  
0.7534  
0.7589  
0.7644  
0.7699  
0.7754  
0.7809  
0.7864  
0.7919  
0.7974  
0.8029  
0.8084  
0.8139  
0.8194  
0.8249  
0.8304  
0.8359  
0.8414  
0.8469  
0.8524  
0.8579  
0.8634  
0.8689  
0.8744  
0.8799  
0.8854  
0.8909  
0.8964  
0.9019  
0.9074  
0.9129  
0.9184  
0.9239  
0.9294  
0.9349  
0.9404  
0.9459  
0.9514  
0.9569  
0.9624  
0.9679  
0.9734  
0.9789  
0.9844  
0.9899  
0.9954  
1.0009  
1.0064  
1.0119  
1.0174  
1.0229  
1.0284  
1.0339  
1.0394  
1.0449  
1.0504  
1.0559  
1.0614  
1.0669  
1.0724  
1.0779  
1.0834  
1.0889  
1.0944  
1.0999  
1.1054  
1.1109  
1.1164  
1.1219  
1.1274  
1.1329  
1.1384  
1.1439  
1.1494  
1.1549  
1.1604  
1.1659  
1.1714  
1.1769  
1.1824  
1.1879  
1.1934  
1.1989  
1.2044  
1.2099  
1.2154  
1.2209  
1.2264  
1.2319  
1.2374  
1.2429  
1.2484  
1.2539  
1.2594  
1.2649  
1.2704  
1.2759  
1.2814  
1.2869  
1.2924  
1.2979  
1.3034  
1.3089  
1.3144  
1.3199  
1.3254  
1.3309  
1.3364  
1.3419  
1.3474  
1.3529  
1.3584  
1.3639  
1.3694  
1.3749  
1.3804  
1.3859  
1.3914  
1.3969  
1.4024  
1.4079  
1.4134  
1.4189  
1.4244  
1.4299  
1.4354  
1.4409  
1.4464  
1.4519  
1.4574  
1.4629  
1.4684  
1.4739  
1.4794  
1.4849  
1.4904  
1.4959  
1.5014  
1.5069  
1.5124  
1.5179  
1.5234  
1.5289  
1.5344  
1.5399  
1.5454  
1.5509  
1.5564  
1.5619  
1.5674  
1.5729  
1.5784  
1.5839  
1.5894  
1.5949  
1.6004  
1.6059  
1.6114  
1.6169  
1.6224  
1.6279  
1.6334  
1.6389  
1.6444  
1.6499  
1.6554  
1.6609  
1.6664  
1.6719  
1.6774  
1.6829  
1.6884  
1.6939  
1.6994  
1.7049  
1.7104  
1.7159  
1.7214  
1.7269  
1.7324  
1.7379  
1.7434  
1.7489  
1.7544  
1.7599  
1.7654  
1.7709  
1.7764  
1.7819  
1.7874  
1.7929  
1.7984  
1.8039  
1.8094  
1.8149  
1.8204  
1.8259  
1.8314  
1.8369  
1.8424  
1.8479  
1.8534  
1.8589  
1.8644  
1.8699  
1.8754  
1.8809  
1.8864  
1.8919  
1.8974  
1.9029  
1.9084  
1.9139  
1.9194  
1.9249  
1.9304  
1.9359  
1.9414  
1.9469  
1.9524  
1.9579  
1.9634  
1.9689  
1.9744  
1.9799  
1.9854  
1.9909  
1.9964  
2.0019  
2.0074  
2.0129  
2.0184  
2.0239  
2.0294  
2.0349  
2.0404  
2.0459  
2.0514  
2.0569  
2.0624  
2.0679  
2.0734  
2.0789  
2.0844  
2.0899  
2.0954  
2.1009  
2.1064  
2.1119  
2.1174  
2.1229  
2.1284  
2.1339  
2.1394  
2.1449  
2.1504  
2.1559  
2.1614  
2.1669  
2.1724  
2.1779  
2.1834  
2.1889  
2.1944  
2.1999  
2.2054  
2.2109  
2.2164  
2.2219  
2.2274  
2.2329  
2.2384  
2.2439  
2.2494  
2.2549  
2.2604  
2.2659  
2.2714  
2.2769  
2.2824  
2.2879  
2.2934  
2.2989  
2.3044  
2.3099  
2.3154  
2.3209  
2.3264  
2.3319  
2.3374  
2.3429  
2.3484  
2.3539  
2.3594  
2.3649  
2.3704  
2.3759  
2.3814  
2.3869  
2.3924  
2.3979  
2.4034  
2.4089  
2.4144  
2.4199  
2.4254  
2.4309  
2.4364  
2.4419  
2.4474  
2.4529  
2.4584  
2.4639  
2.4694  
2.4749  
2.4804  
2.4859  
2.4914  
2.4969  
2.5024  
2.5079  
2.5134  
2.5189  
2.5244  
2.5299  
2.5354  
2.5409  
2.5464  
2.5519  
2.5574  
2.5629  
2.5684  
2.5739  
2.5794  
2.5849  
2.5904  
2.5959  
2.6014  
2.6069  
2.6124  
2.6179  
2.6234  
2.6289  
2.6344  
2.6399  
2.6454  
2.6509  
2.6564  
2.6619  
2.6674  
2.6729  
2.6784  
2.6839  
2.6894  
2.6949  
2.7004  
2.7059  
2.7114  
2.7169  
2.7224  
2.7279  
2.7334  
2.7389  
2.7444  
2.7499  
2.7554  
2.7609  
2.7664  
2.7719  
2.7774  
2.7829  
2.7884  
2.7939  
2.7994  
2.8049  
2.8104  
2.8159  
2.8214  
2.8269  
2.8324  
2.8379  
2.8434  
2.8489  
2.8544  
2.8599  
2.8654  
2.8709  
2.8764  
2.8819  
2.8874  
2.8929  
2.8984  
2.9039  
2.9094  
2.9149  
2.9204  
2.9259  
2.9314  
2.9369  
2.9424  
2.9479  
2.9534  
2.9589  
2.9644  
2.9699  
2.9754  
2.9809  
2.9864  
2.9919  
2.9974  
3.0029  
3.0084  
3.0139  
3.0194  
3.0249  
3.0304  
3.0359  
3.0414  
3.0469  
3.0524  
3.0579  
3.0634  
3.0689  
3.0744  
3.0799  
3.0854  
3.0909  
3.0964  
3.1019  
3.1074  
3.1129  
3.1184  
3.1239  
3.1294  
3.1349  
3.1404  
3.1459  
3.1514  
3.1569  
3.1624  
3.1679  
3.1734  
3.1789  
3.1844  
3.1899  
3.1954  
3.2009  
3.2064  
3.2119  
3.2174  
3.2229  
3.2284  
3.2339  
3.2394  
3.2449  
3.2504  
3.2559  
3.2614  
3.2669  
3.2724  
3.2779  
3.2834  
3.2889  
3.2944  
3.2999  
3.3054  
3.3109  
3.3164  
3.3219  
3.3274  
3.3329  
3.3384  
3.3439  
3.3494  
3.3549  
3.3604  
3.3659  
3.3714  
3.3769  
3.3824  
3.3879  
3.3934  
3.3989  
3.4044  
3.4099  
3.4154  
3.4209  
3.4264  
3.4319  
3.4374  
3.4429  
3.4484  
3.4539  
3.4594  
3.4649  
3.4704  
3.4759  
3.4814  
3.4869  
3.4924  
3.4979  
3.5034  
3.5089  
3.5144  
3.5199  
3.5254  
3.5309  
3.5364  
3.5419  
3.5474  
3.5529  
3.5584  
3.5639  
3.5694  
3.5749  
3.5804  
3.5859  
3.5914  
3.5969  
3.6024  
3.6079  
3.6134  
3.6189  
3.6244  
3.6299  
3.6354  
3.6409  
3.6464  
3.6519  
3.6574  
3.6629  
3.6684  
3.6739  
3.6794  
3.6849  
3.6904  
3.6959  
3.7014  
3.7069  
3.7124  
3.7179  
3.7234  
3.7289  
3.7344  
3.7399  
3.7454  
3.7509  
3.7564  
3.7619  
3.7674  
3.7729  
3.7784  
3.7839  
3.7894  
3.7949  
3.8004  
3.8059  
3.8114  
3.8169  
3.8224  
3.8279  
3.8334  
3.8389  
3.8444  
3.8499  
3.8554  
3.8609  
3.8664  
3.8719  
3.8774  
3.8829  
3.8884  
3.8939  
3.8994  
3.9049  
3.9104  
3.9159  
3.9214  
3.9269  
3.9324  
3.9379  
3.9434  
3.9489  
3.9544  
3.9599  
3.9654  
3.9709  
3.9764  
3.9819  
3.9874  
3.9929  
3.9984  
4.0039  
4.0094  
4.0149  
4.0204  
4.0259  
4.0314  
4.0369  
4.0424  
4.0479  
4.0534  
4.0589  
4.0644  
4.0699  
4.0754  
4.0809  
4.0864  
4.0919  
4.0974  
4.1029  
4.1084  
4.1139  
4.1194  
4.1249  
4.1304  
4.1359  
4.1414  
4.1469  
4.1524  
4.1579  
4.1634  
4.1689  
4.1744  
4.1799  
4.1854  
4.1909  
4.1964  
4.2019  
4.2074  
4.2129  
4.2184  
4.2239  
4.2294  
4.2349  
4.2404  
4.2459  
4.2514  
4.2569  
4.2624  
4.2679  
4.2734  
4.2789  
4.2844  
4.2899  
4.2954  
4.3009  
4.3064  
4.3119  
4.3174  
4.3229  
4.3284  
4.3339  
4.3394  
4.3449  
4.3504  
4.3559  
4.3614  
4.3669  
4.3724  
4.3779  
4.3834  
4.3889  
4.3944  
4.3999  
4.4054  
4.4109  
4.4164  
4.4219  
4.4274  
4.4329  
4.4384  
4.4439  
4.4494  
4.4549  
4.4604  
4.4659  
4.4714  
4.4769  
4.4824  
4.4879  
4.4934  
4.4989  
4.5044  
4.5099  
4.5154  
4.5209  
4.5264  
4.5319  
4.5374  
4.5429  
4.5484  
4.5539  
4.5594  
4.5649  
4.5704  
4.5759  
4.5814  
4.5869  
4.5924  
4.5979  
4.6034  
4.6089  
4.6144  
4.6199  
4.6254  
4.6309  
4.6364  
4.6419  
4.6474  
4.6529  
4.6584  
4.6639  
4.6694  
4.6749  
4.6804  
4.6859  
4.6914  
4.6969  
4.7024  
4.7079  
4.7134  
4.7189  
4.7244  
4.7299  
4.7354  
4.7409  
4.7464  
4.7519  
4.7574  
4.7629  
4.7684  
4.7739  
4.7794  
4.7849  
4.7904  
4.7959  
4.8014  
4.8069  
4.8124  
4.8179  
4.8234  
4.8289  
4.8344  
4.8399  
4.8454  
4.8509  
4.8564  
4.8619  
4.8674  
4.8729  
4.8784  
4.8839  
4.8894  
4.8949  
4.9004  
4.9059  
4.9114  
4.9169  
4.9224  
4.9279  
4.9334  
4.9389  
4.9444  
4.9499  
4.9554  
4.9609  
4.9664  
4.9719  
4.9774  
4.9829  
4.9884  
4.9939  
5.0000

Point 2



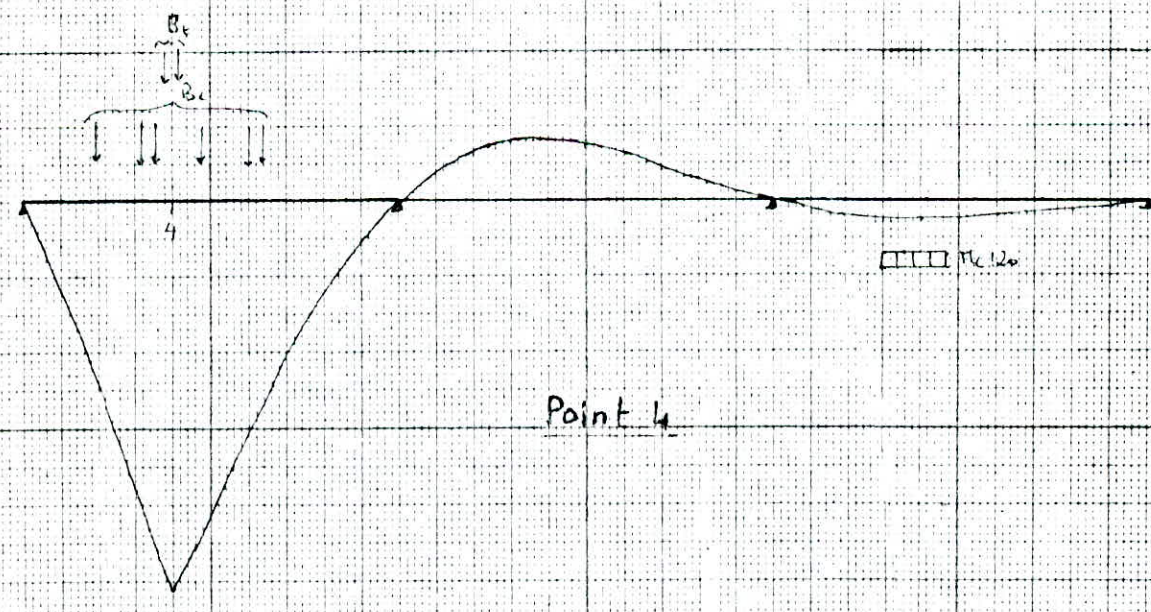
Sections 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30

0.000  
0.001  
0.0046  
0.0172  
0.053  
0.1100  
0.0873  
0.0514  
0.0370  
0.0263  
0.000  
0.017  
-0.012  
-0.023  
-0.024  
0.025  
-0.013  
-0.017  
-0.004  
-0.005  
0.000  
0.003  
0.000  
0.007  
0.000  
0.003  
0.007  
0.000  
0.007  
0.000  
0.003  
0.000



Point 3

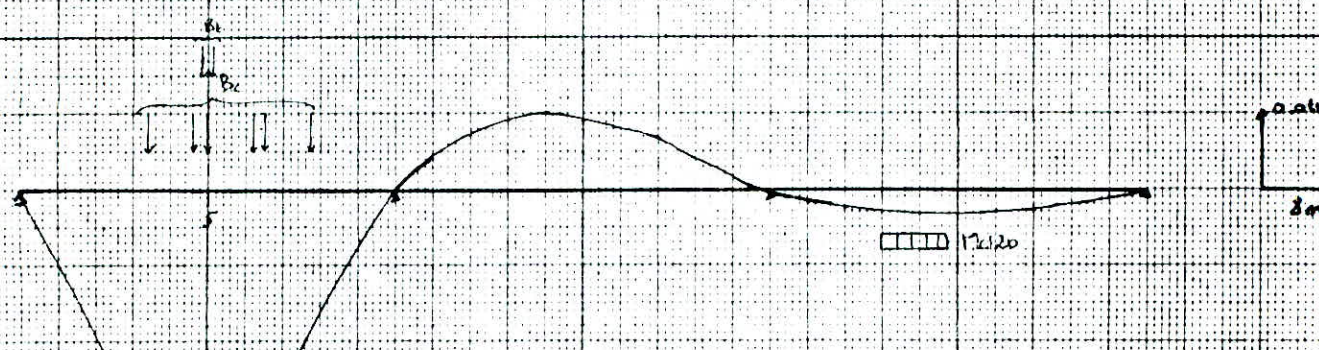
0.000  
0.014  
0.025  
0.019  
0.002  
0.000  
0.010  
0.015  
0.043  
0.028  
0.000  
-0.056  
-0.056  
-0.038  
-0.030  
0.030  
-0.036  
0.016  
-0.018  
0.000  
0.000  
0.000  
0.006  
0.007  
0.005  
0.002  
0.000  
0.000  
0.000  
0.003  
0.005  
0.0026  
0.000



Point 4

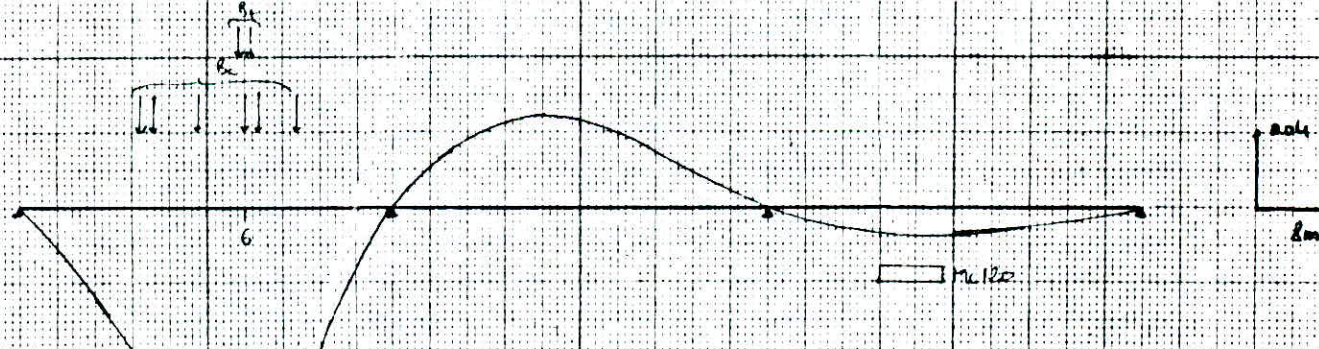
Sections: 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30

p.000  
 p.0283  
 p.0744  
 p.013  
 p.150  
 p.000  
 p.1188  
 p.1624  
 p.2064  
 p.0272  
 p.000  
 p.028  
 p.0320  
 p.0385  
 p.0400  
 p.033  
 p.0320  
 p.0245  
 p.0150  
 p.0375  
 p.000  
 p.053  
 p.0086  
 p.0719  
 p.028  
 p.0125  
 p.011  
 p.0091  
 p.0064  
 p.0033  
 p.0000



Point 5

p.000  
 p.0212  
 p.0443  
 p.0773  
 p.1082  
 p.1400  
 p.1756  
 p.209  
 p.2439  
 p.276  
 p.000  
 p.034  
 p.0386  
 p.0462  
 p.0480  
 p.0450  
 p.0384  
 p.0274  
 p.0182  
 p.000  
 p.000  
 p.0088  
 p.0195  
 p.0443  
 p.0151  
 p.0150  
 p.0134  
 p.0160  
 p.0077  
 p.0010  
 p.0000

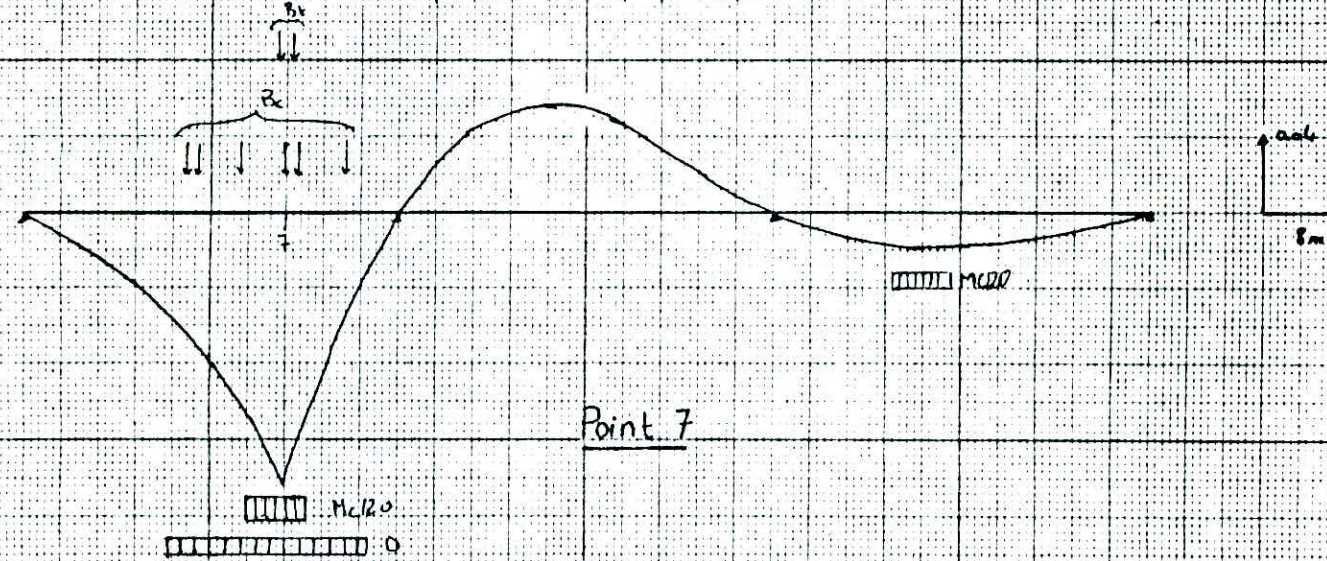


Point 6

24m  
 24m  
 M.120  
 M.120

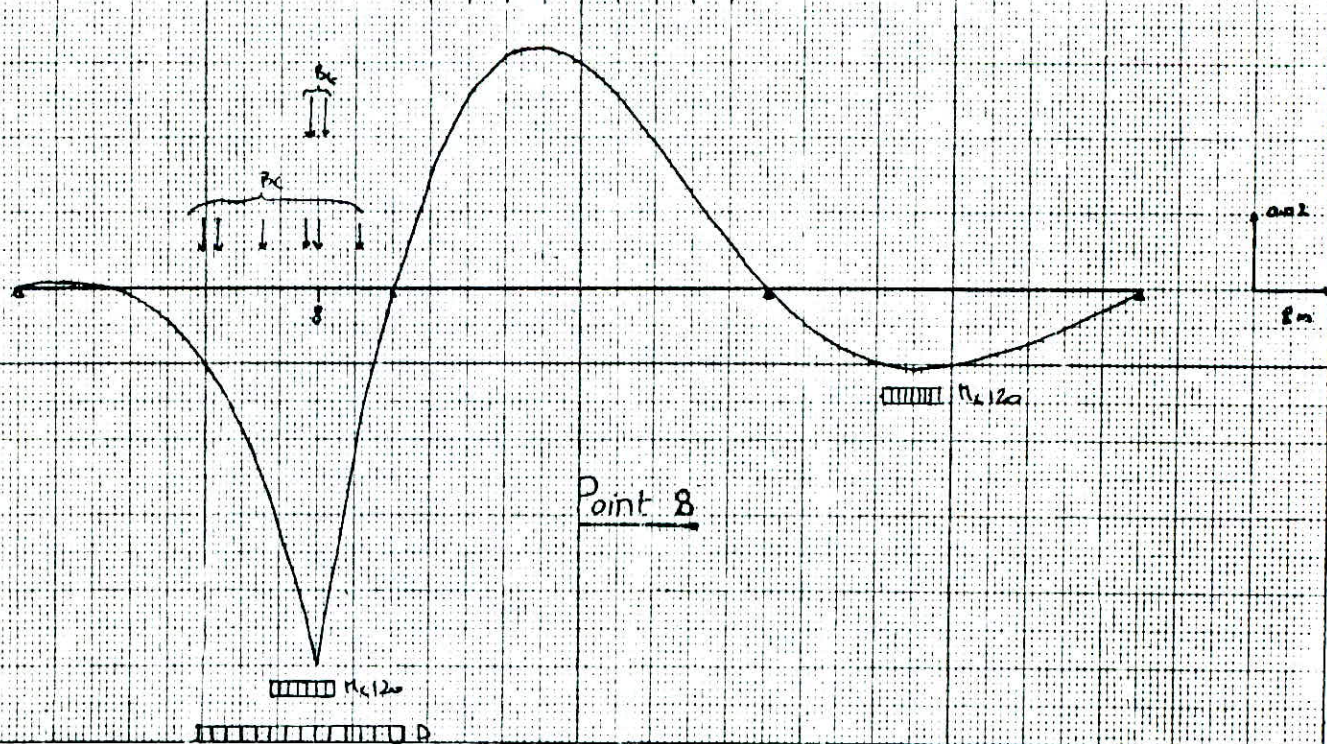
Sections 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30

0.0000  
0.0115  
0.0242  
0.0370  
0.0505  
0.0640  
0.0780  
0.0920  
0.1060  
0.1200  
-0.0148  
-0.0339  
-0.0550  
-0.0780  
-0.1020  
-0.1270  
0.0000  
0.0000  
0.0000  
0.0000  
0.0000  
0.0000  
0.0000  
0.0000  
0.0000  
0.0000  
0.0000  
0.0000  
0.0000  
0.0000  
0.0000  
0.0000  
0.0000  
0.0000  
0.0000  
0.0000



Point 7

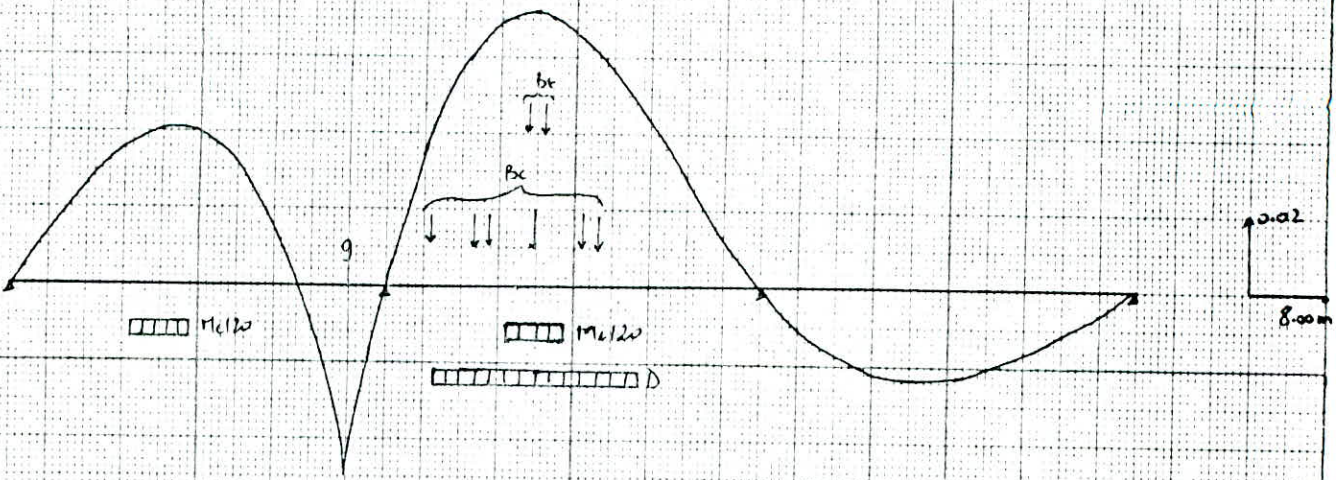
0.000  
0.0011  
0.0019  
0.0028  
0.0038  
0.0048  
0.0058  
0.0068  
0.0078  
0.0088  
0.0098  
0.0108  
0.0118  
0.0128  
0.0138  
0.0148  
0.0158  
0.0168  
0.0178  
0.0188  
0.0198  
0.0208  
0.0218  
0.0228  
0.0238  
0.0248  
0.0258  
0.0268  
0.0278  
0.0288  
0.0298  
0.0308  
0.0318  
0.0328  
0.0338  
0.0348  
0.0358  
0.0368  
0.0378  
0.0388  
0.0398  
0.0408  
0.0418  
0.0428  
0.0438  
0.0448  
0.0458  
0.0468  
0.0478  
0.0488  
0.0498  
0.0508  
0.0518  
0.0528  
0.0538  
0.0548  
0.0558  
0.0568  
0.0578  
0.0588  
0.0598  
0.0608  
0.0618  
0.0628  
0.0638  
0.0648  
0.0658  
0.0668  
0.0678  
0.0688  
0.0698  
0.0708  
0.0718  
0.0728  
0.0738  
0.0748  
0.0758  
0.0768  
0.0778  
0.0788  
0.0798  
0.0808  
0.0818  
0.0828  
0.0838  
0.0848  
0.0858  
0.0868  
0.0878  
0.0888  
0.0898  
0.0908  
0.0918  
0.0928  
0.0938  
0.0948  
0.0958  
0.0968  
0.0978  
0.0988  
0.0998  
1.0000



Point 8

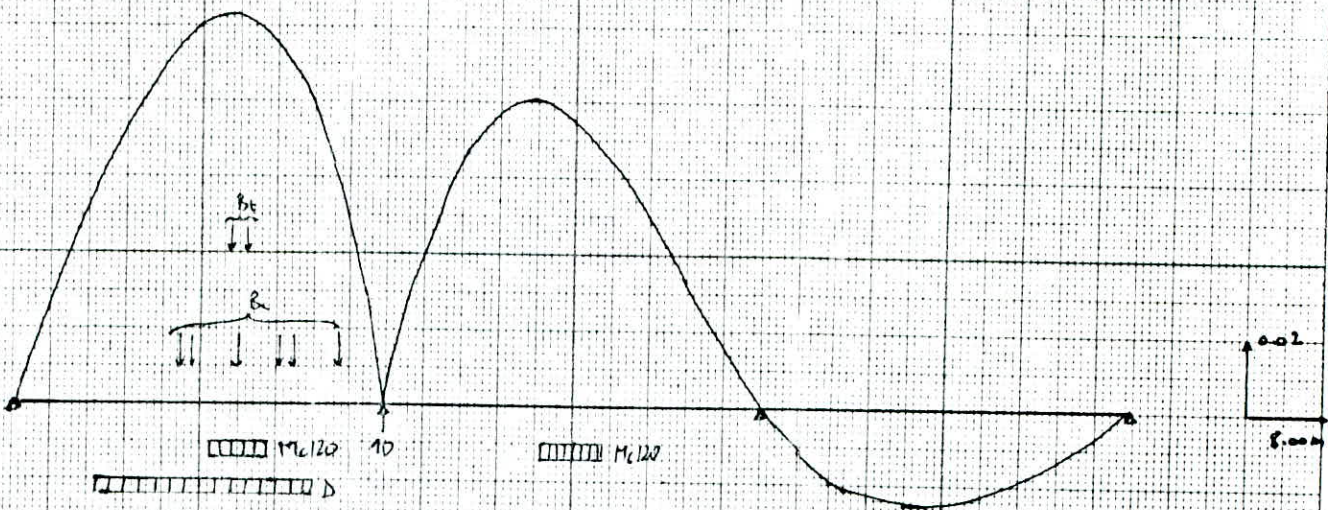
Section 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30

0.000  
-0.0188  
-0.0261  
-0.0335  
-0.0406  
-0.0482  
-0.0552  
+0.0487  
+0.0409  
+0.0449  
-0.000  
-0.0357  
-0.0576  
-0.0893  
-0.0720  
-0.0675  
-0.0576  
-0.0441  
-0.0281  
-0.0135  
0.000  
0.0103  
0.0173  
0.0214  
0.0230  
0.0225  
0.0202  
0.0164  
0.0115  
0.0059  
0.000



Point 9

0.000  
-0.0264  
-0.0512  
-0.0728  
-0.0896  
0.0002  
-0.024  
-0.0552  
-0.0768  
-0.0856  
0.000  
-0.0390  
-0.0410  
-0.0770  
-0.0800  
-0.0750  
-0.0410  
-0.0430  
-0.0320  
-0.015  
0.000  
0.014  
0.0192  
0.0338  
0.0256  
0.0252  
0.0224  
0.0182  
0.018  
0.0066  
0.000

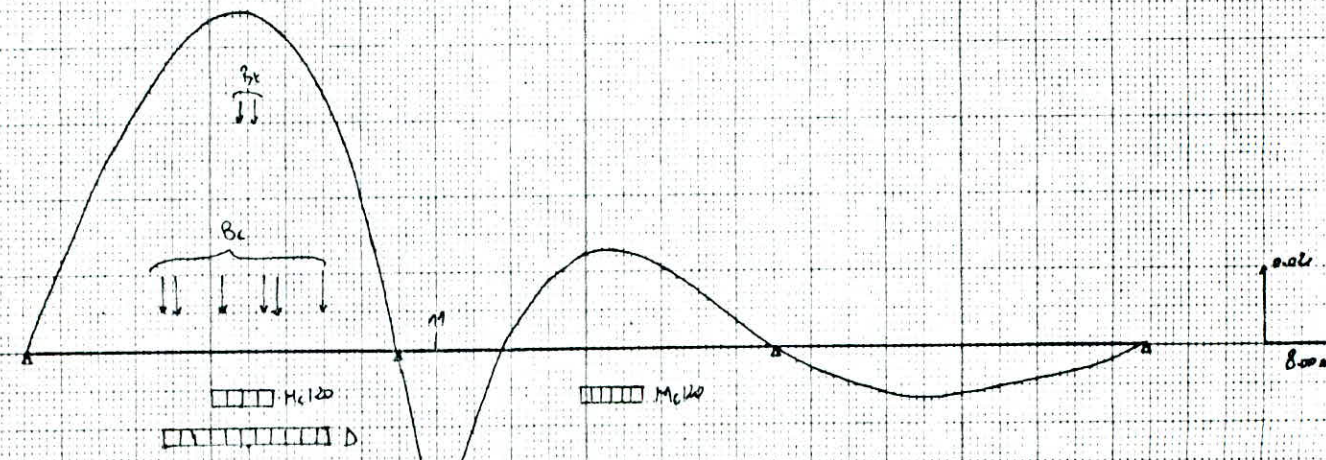


Point 10



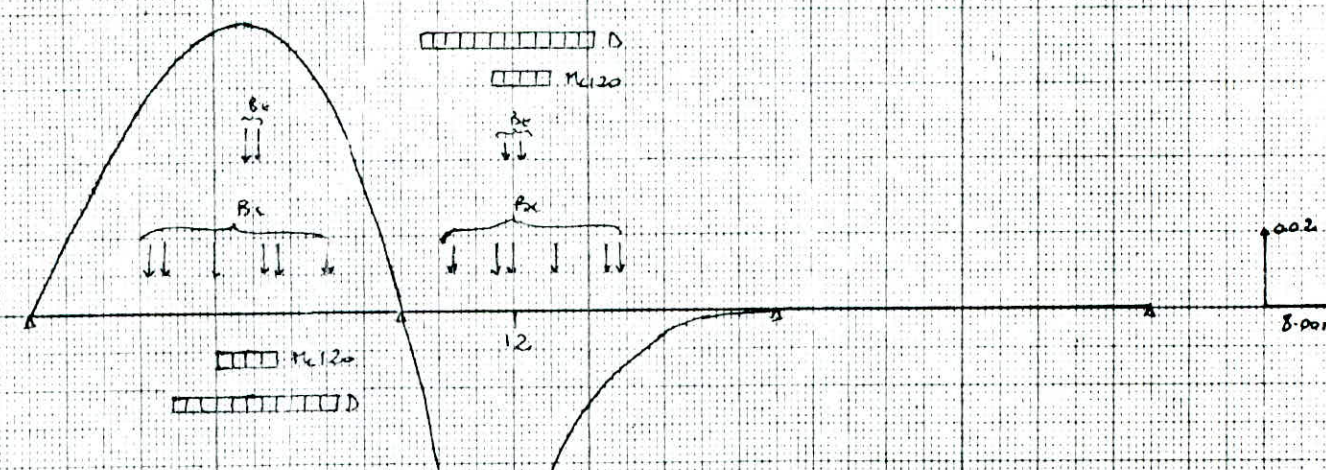
Section: 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30

0.000  
0.0131  
-0.0168  
-0.0637  
0.0784  
0.0815  
0.0896  
0.0833  
-0.0672  
0.0339  
0.000  
0.0534  
0.0142  
-0.0042  
-0.0151  
-0.0258  
-0.0256  
-0.0218  
-0.0152  
-0.0074  
0.000  
0.0057  
0.0096  
0.0119  
0.0128  
0.0125  
0.0112  
0.0051  
0.0064  
0.0033  
0.000



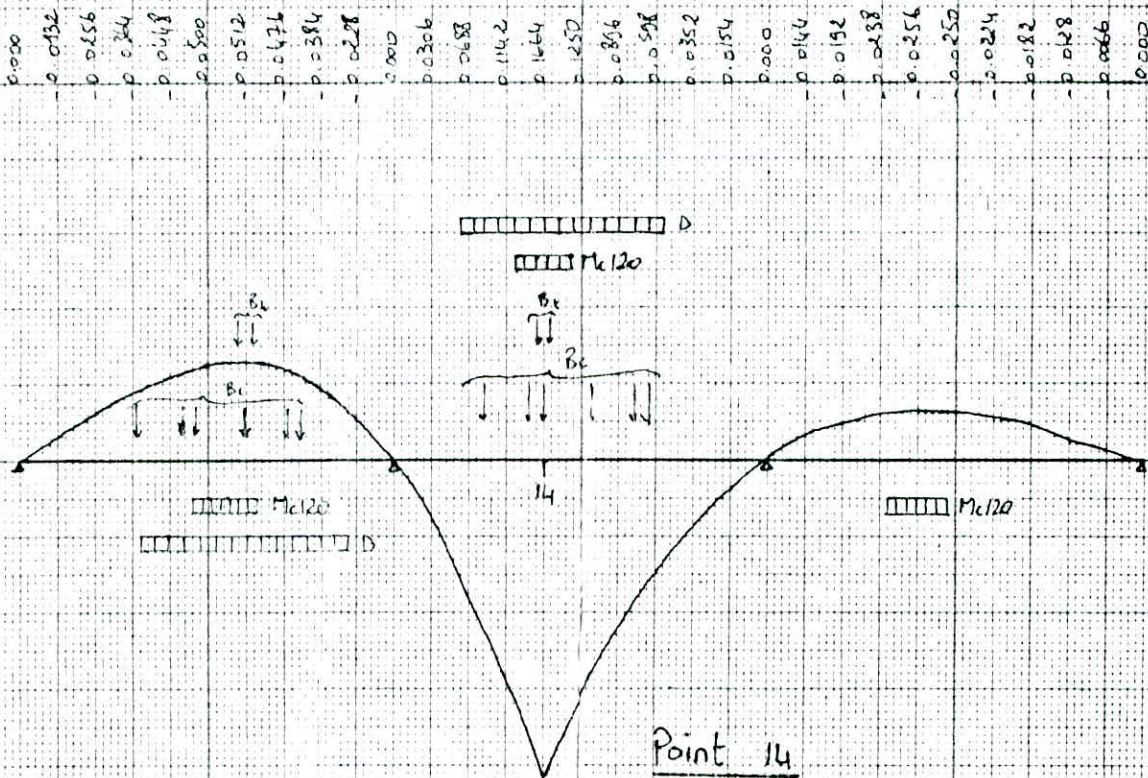
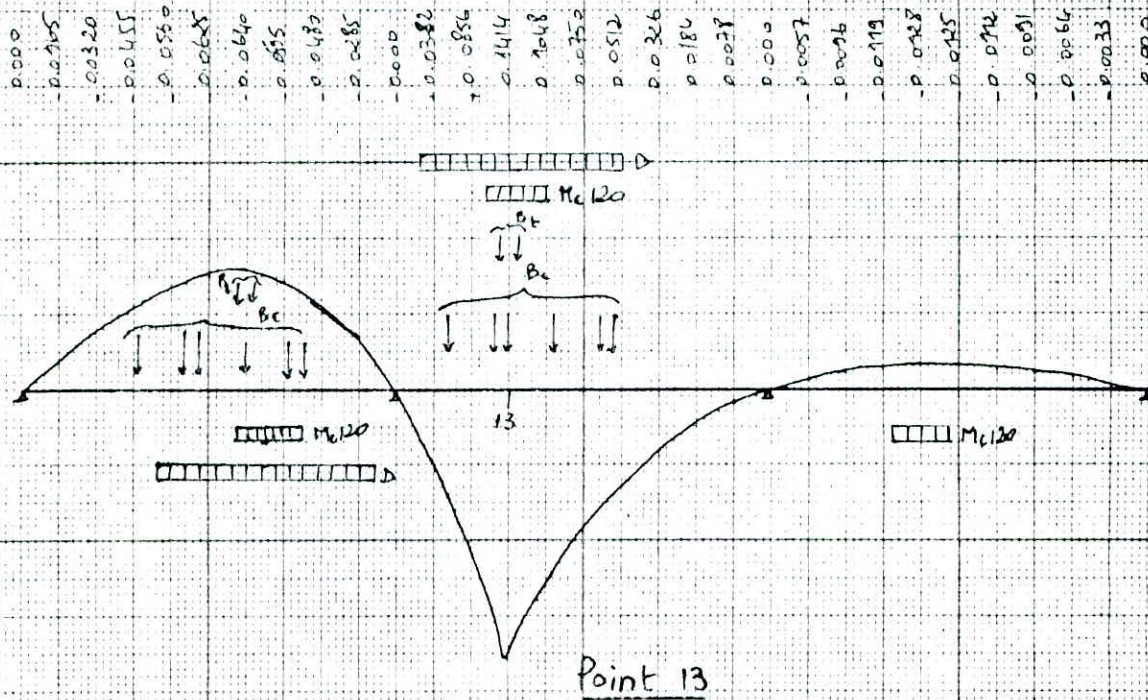
Point 11

0.000  
0.0118  
-0.0384  
-0.0501  
-0.0692  
0.057  
0.034  
0.071  
0.0576  
0.034  
0.000  
0.017  
0.1024  
0.068  
0.032  
0.0258  
0.0128  
0.007  
0.002  
0.000  
0  
0  
0  
0  
0  
0  
0  
0  
0  
0



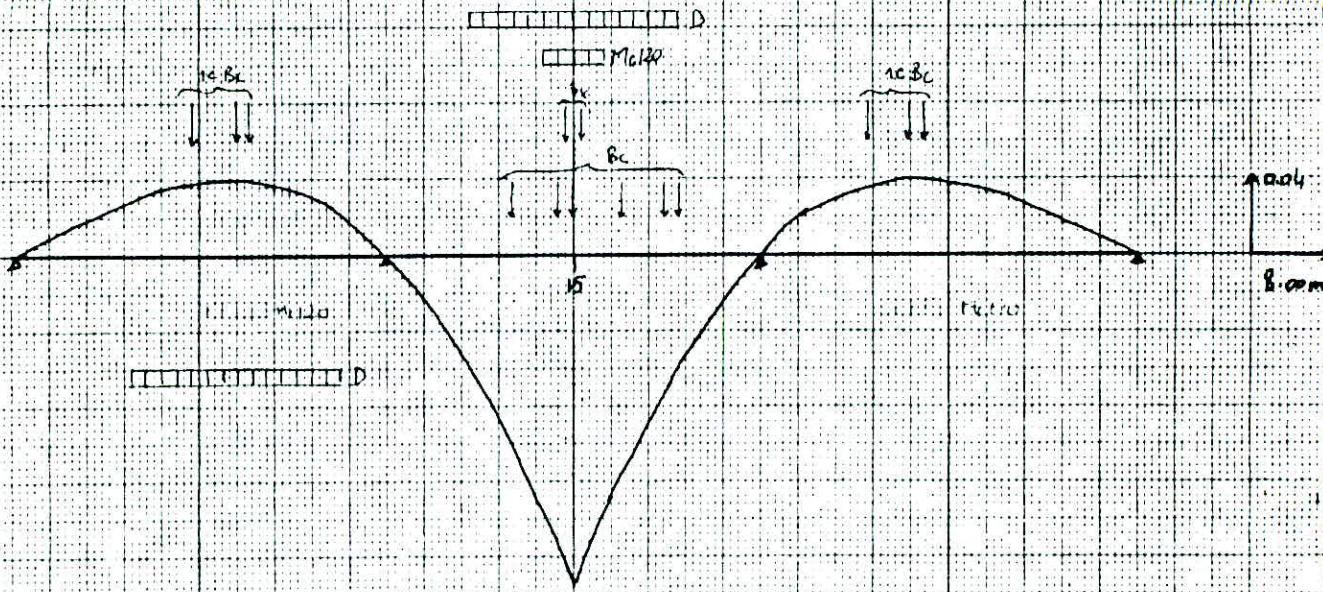
Point 12

Sections: 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30



Sechens. p. 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30

0.000  
 0.0099  
 -0.0192  
 -0.0273  
 -0.0324  
 -0.0345  
 -0.0380  
 -0.0353  
 -0.0288  
 -0.0174  
 0.0000  
 0.0230  
 0.0520  
 0.0810  
 0.1180  
 0.1350  
 0.1200  
 0.0820  
 0.0170  
 0.0230  
 0.0357  
 0.0488  
 0.0574  
 0.0535  
 0.0336  
 0.0173  
 0.0096  
 0.0000



Point 15

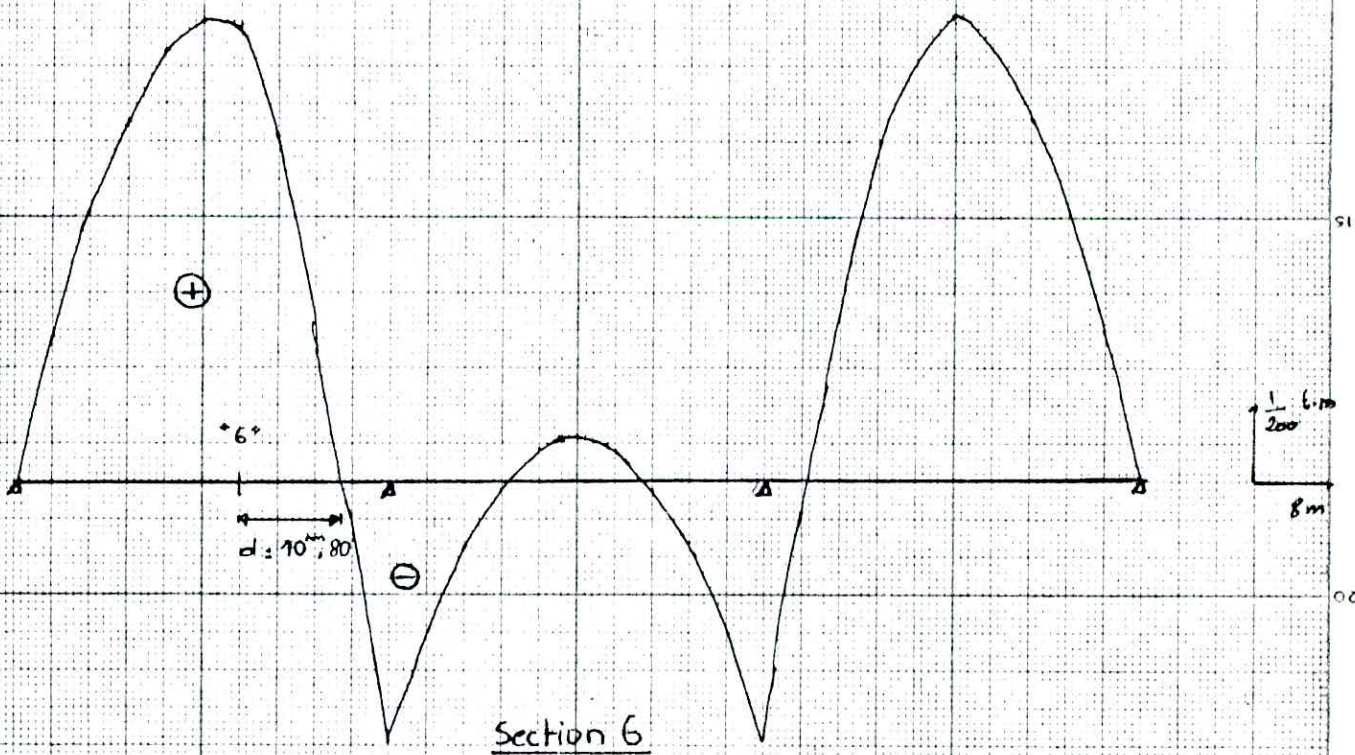
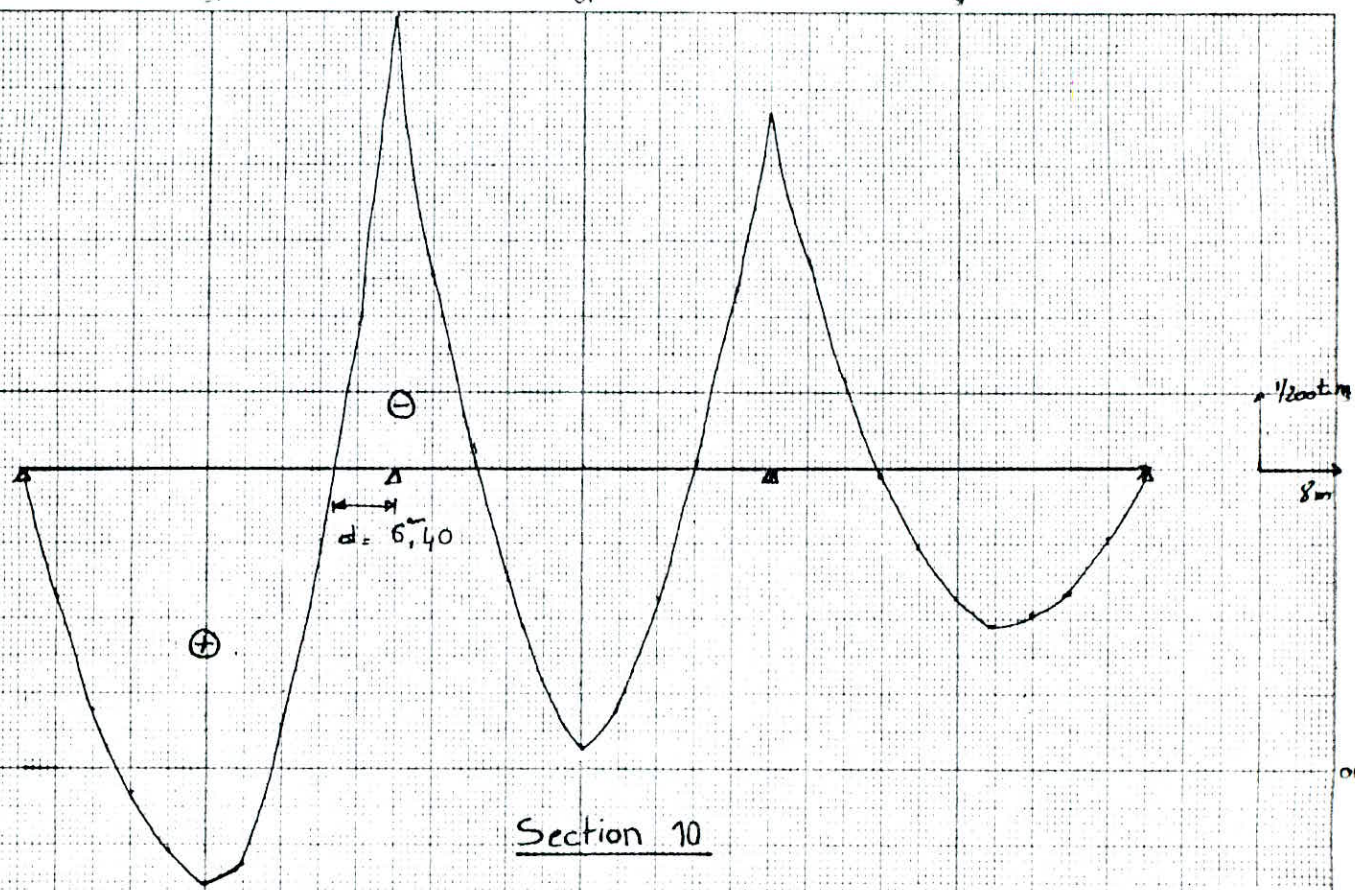
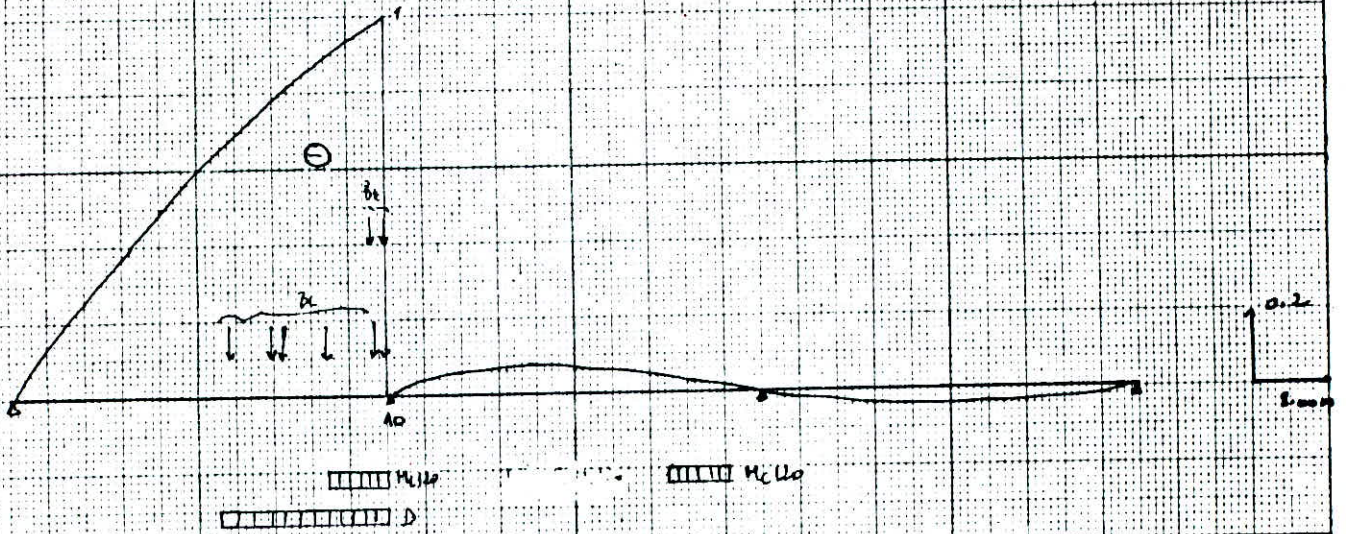
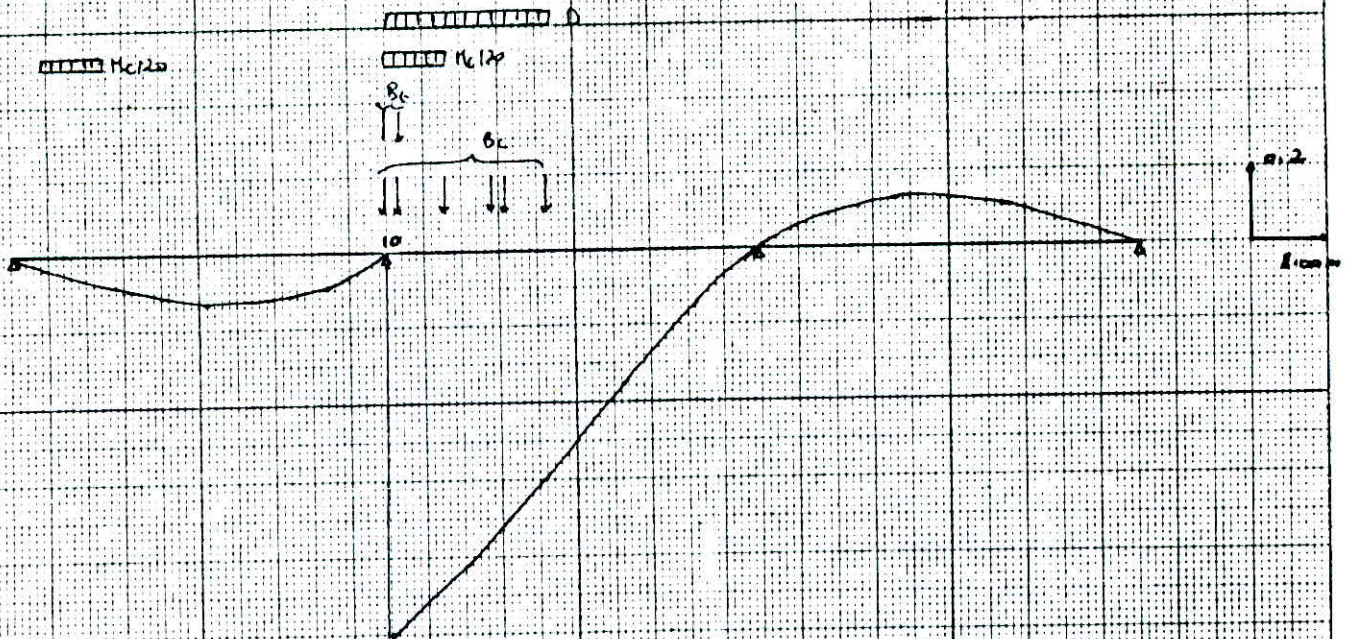


Diagramme Du Moment Dû A : CP + CCP + Mc 120 + trottoir

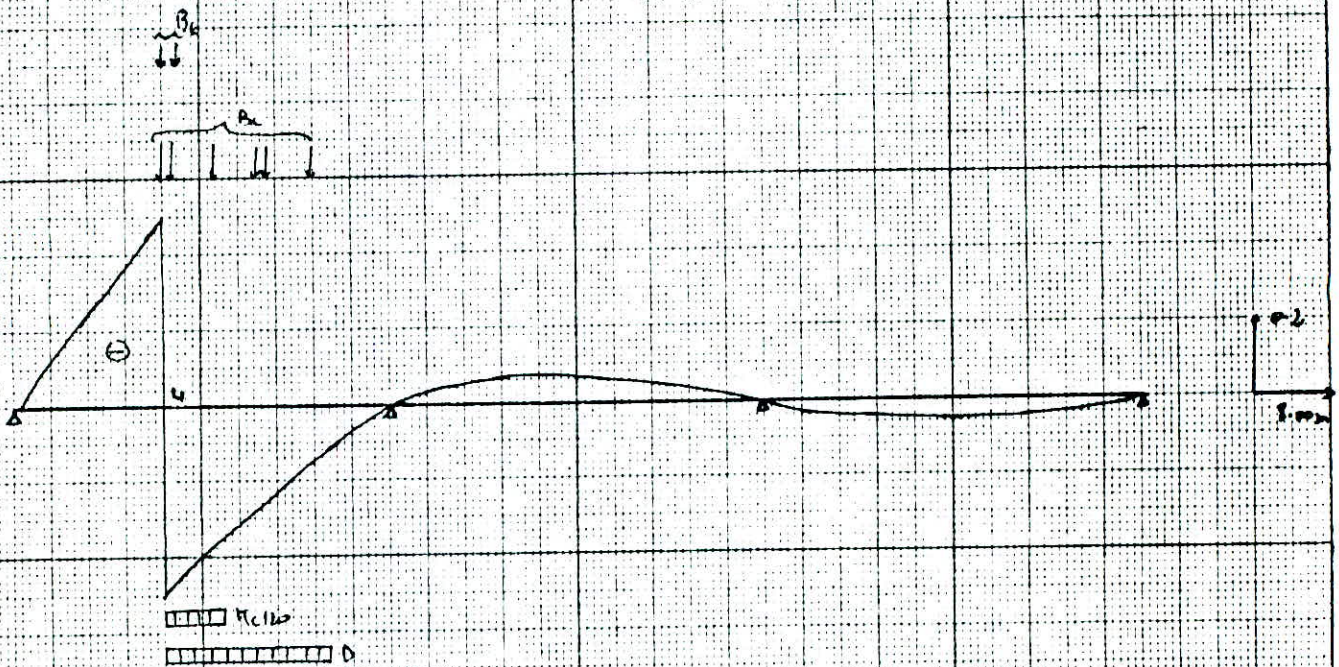
# Effort Tranchant A gauche de 10 (Q10L)



# Effort Tranchant A droite de 10 (Q10R)



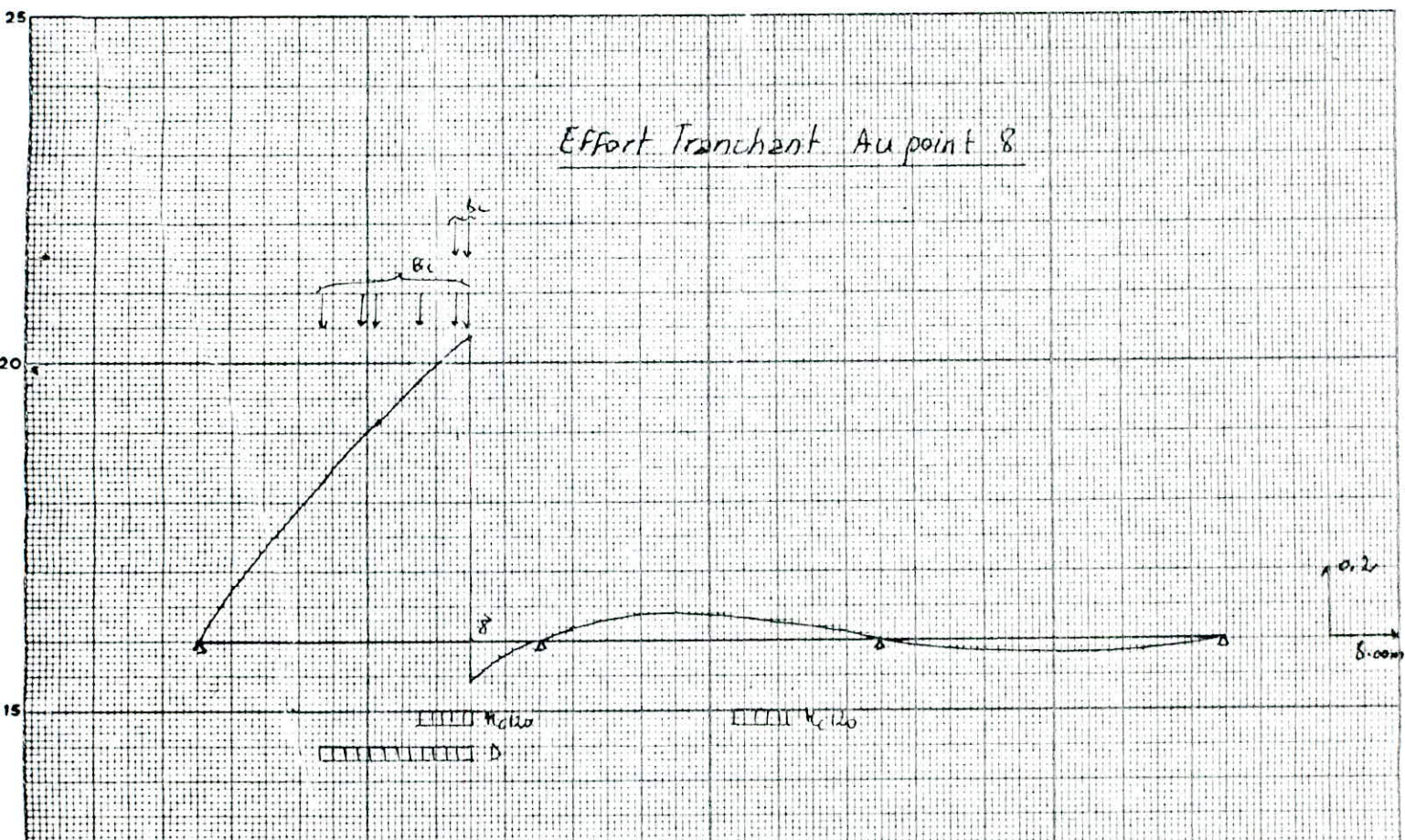
### Effort Tranchant Au point 4



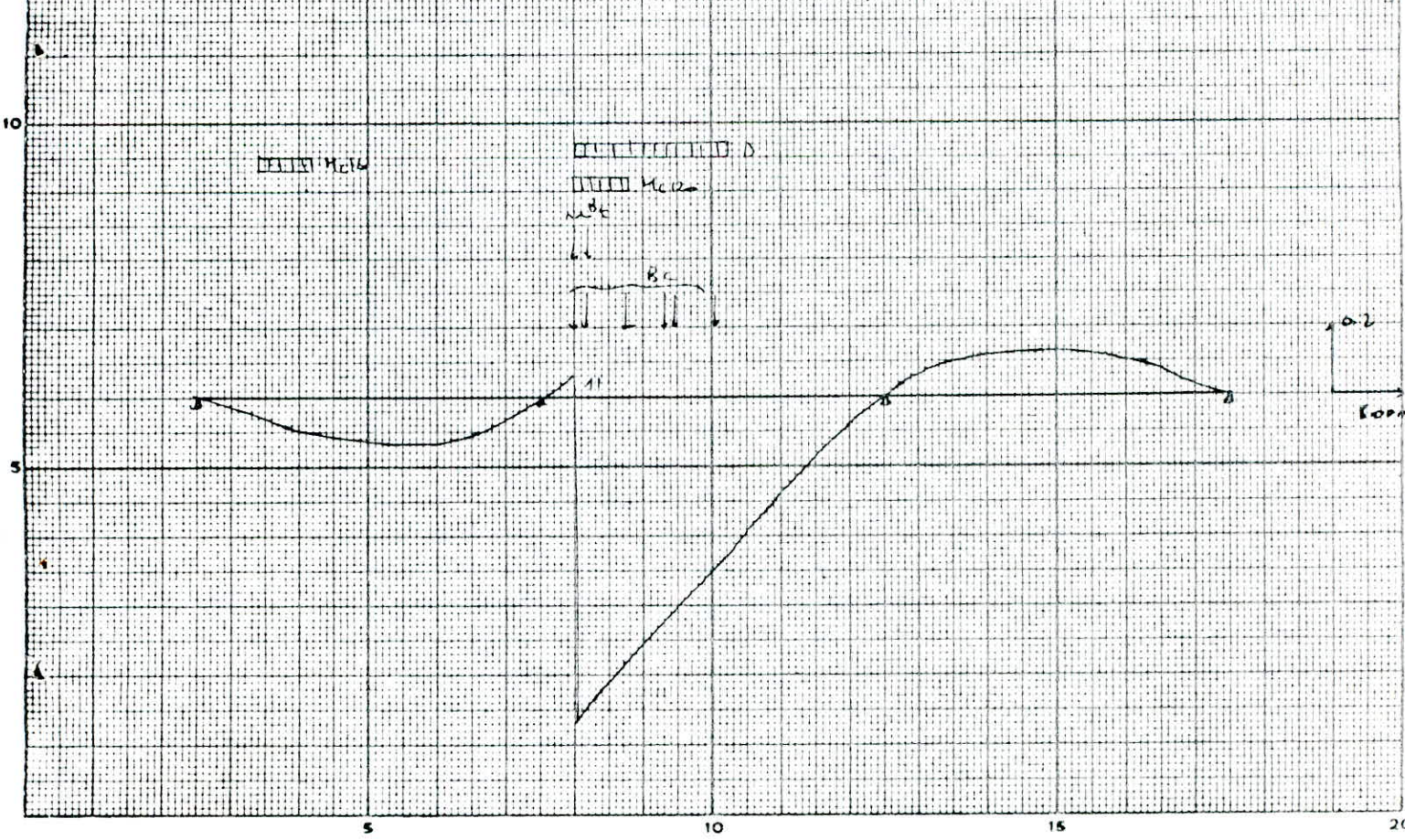
### Effort Tranchant Au point 5



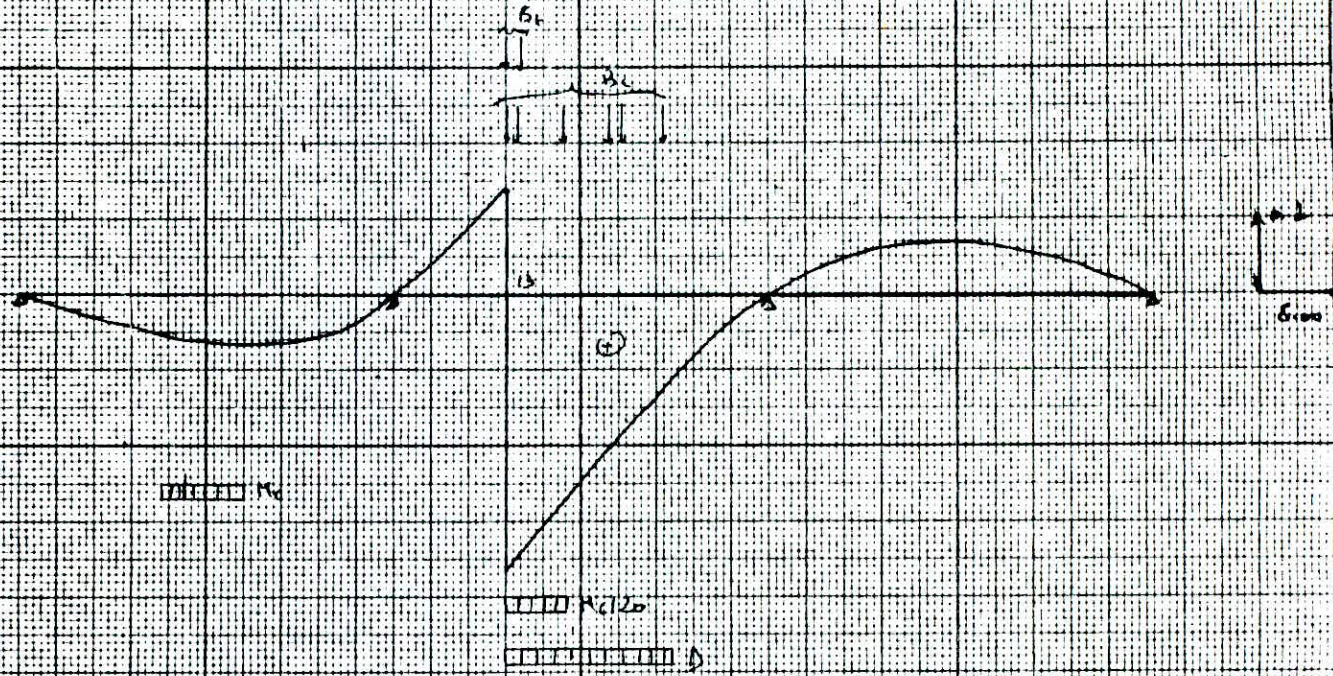
### Effort Tranchant Au point 8



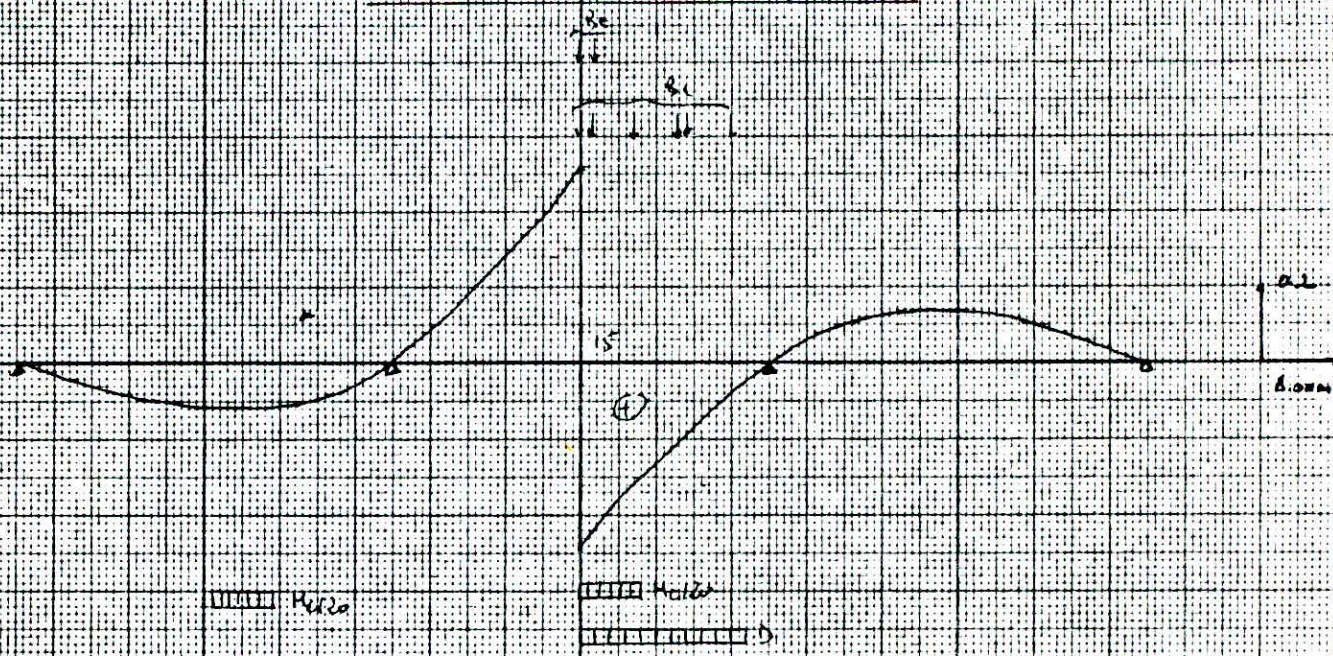
### Effort Tranchant Au point 11



Effort Tranchant Au point 2a



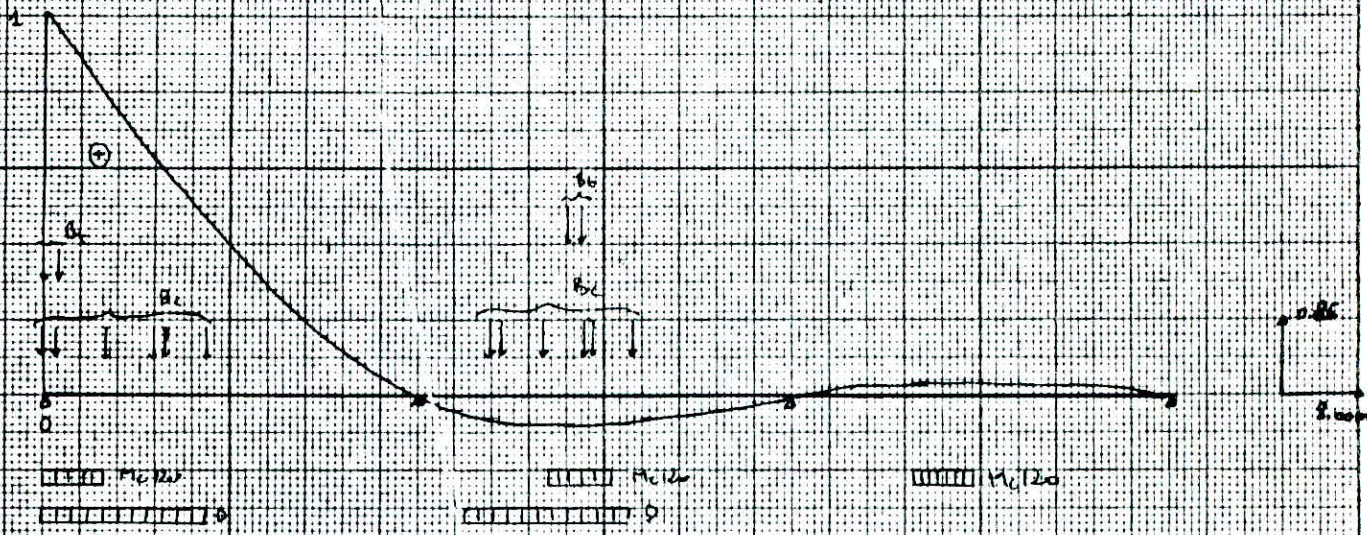
Effort tranchant Au point 15





# LIGNE D'INFLUENCE DE LA :

## Reaction D'Appui 0 ( $Q_0 = A_0$ )



## Reaction D'Appui 10 ( $A_{10}$ )

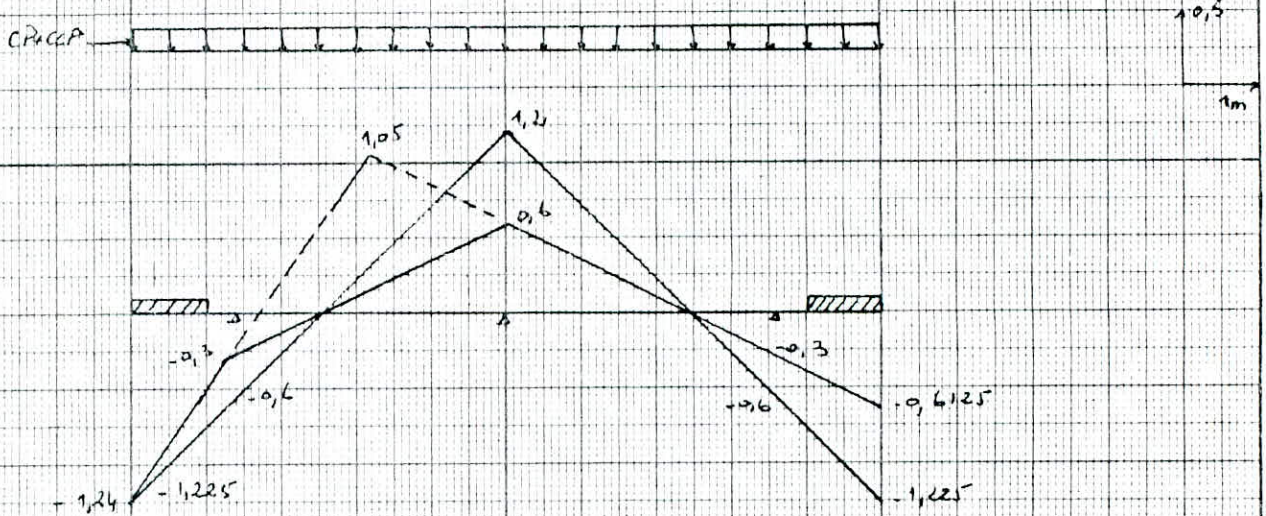


LIGNES D'INFLUENCE  
DES EFFORTS : ENTRETOISES.

# LIGNE D'INFLUENCE DU MOMENT

FLECHISSANT

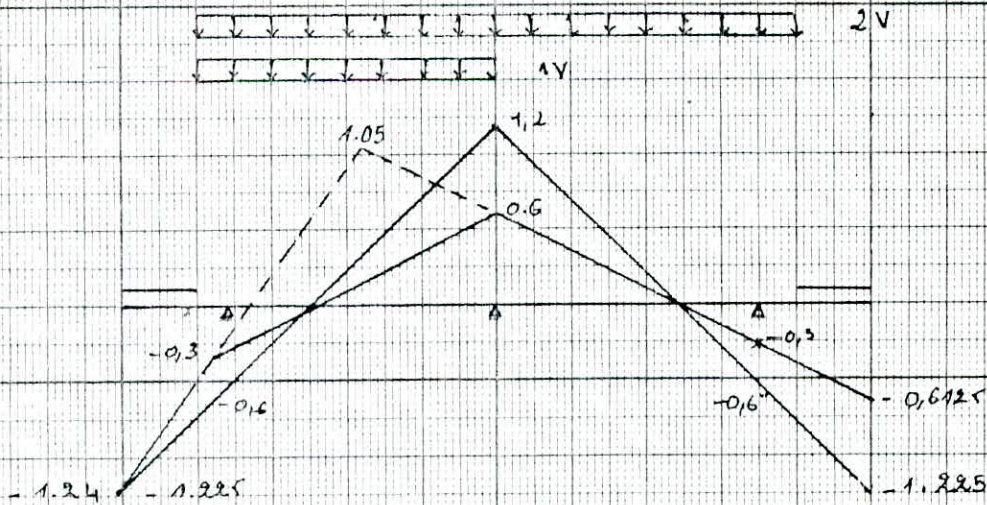
CP+CCP



$$w_1 = 1.2 \times 2.4 - 2.45 \times 1.225 = -0.121$$

$$w_2 = 0.6 \times 2.4 - \frac{2.45 \times 0.6125}{2} - \frac{1.24 \times 1.65}{2} = -0.34$$

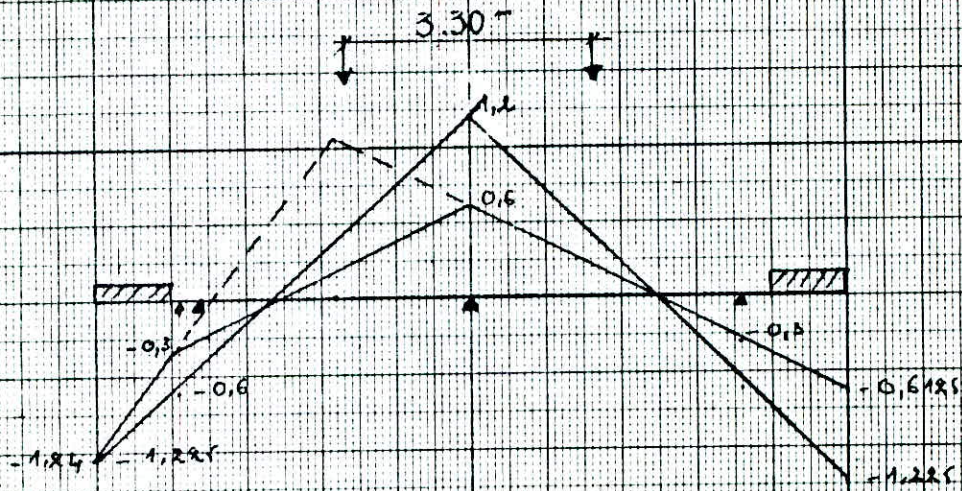
## SURCHARGE AL



$$1V \left\{ \begin{array}{l} w_1 = \frac{1.2 \times 2.4}{2} - \frac{1.6 \times 0.8}{2} = 0.8 \\ w_2 = \frac{0.6 \times 2.4}{2} - \frac{1.6 \times 0.4}{2} = 0.4 \end{array} \right.$$

$$2V \left\{ \begin{array}{l} w_1 = 2 \times 0.8 = 1.6 \\ w_2 = 2 \times 0.4 = 0.8 \end{array} \right.$$

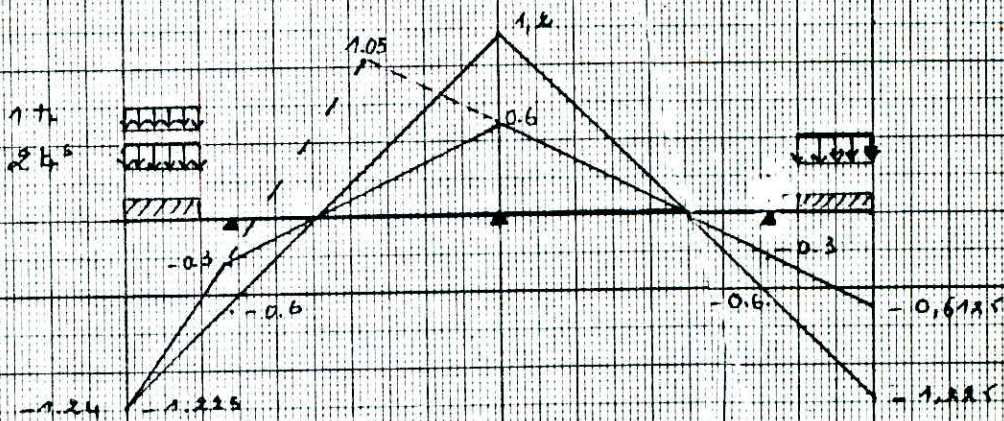
# CHAR M<sub>c</sub> 120



$$w_1 = 2 \times 0.375 = 0.75$$

$$w_2 = 2 \times 0.188 = 0.376$$

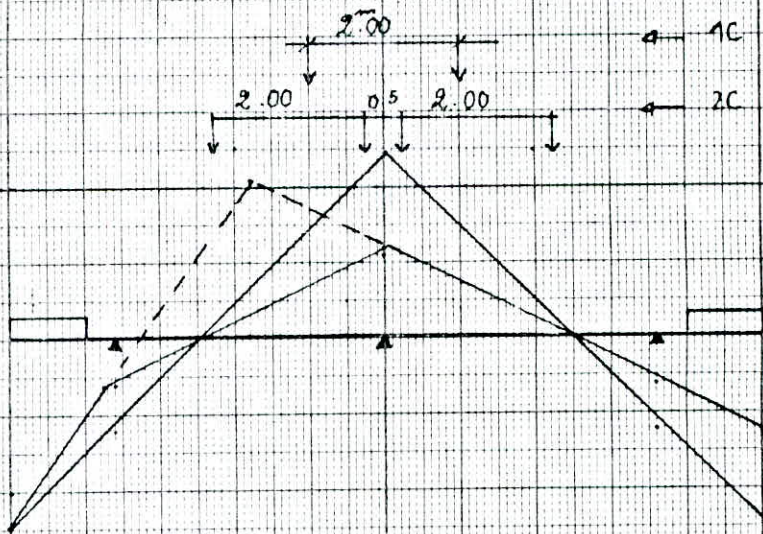
# SURCHARGE DE TROITTOIR



$$1 \text{ tr } \left\{ \begin{array}{l} w_1 = - \frac{(0.8 + 1.225)}{2} \times 0.85 = -0.86 \\ w_2 = - \frac{(1.24 + 0.4)}{2} \times 0.85 = -0.7 \end{array} \right.$$

$$3 \text{ tr } \left\{ \begin{array}{l} w_1 = (0.8 + 1.225) \times 0.86 = 1.72 \\ w_2 = -(1.24 + 0.4) \times 0.85 = -1.4 \end{array} \right.$$

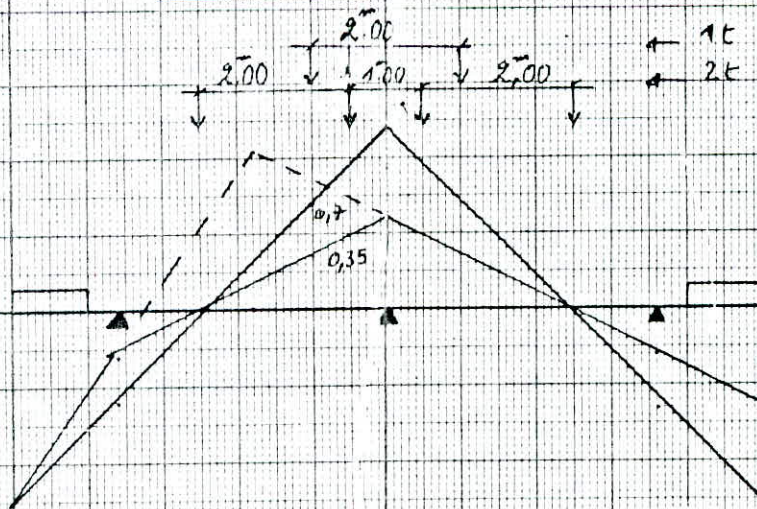
# SYSTEME B<sub>c</sub>



$$1C \begin{cases} w_1 = 2 \times 0,7 = 1,4 \\ w_2 = 2 \times 0,35 = 0,7 \end{cases}$$

$$2C \begin{cases} w_1 = 2 \times 1,075 + 2 \times 0,075 = 2,30 \\ w_2 = 2 \times 0,538 + 2 \times 0,0385 = 1,15 \end{cases}$$

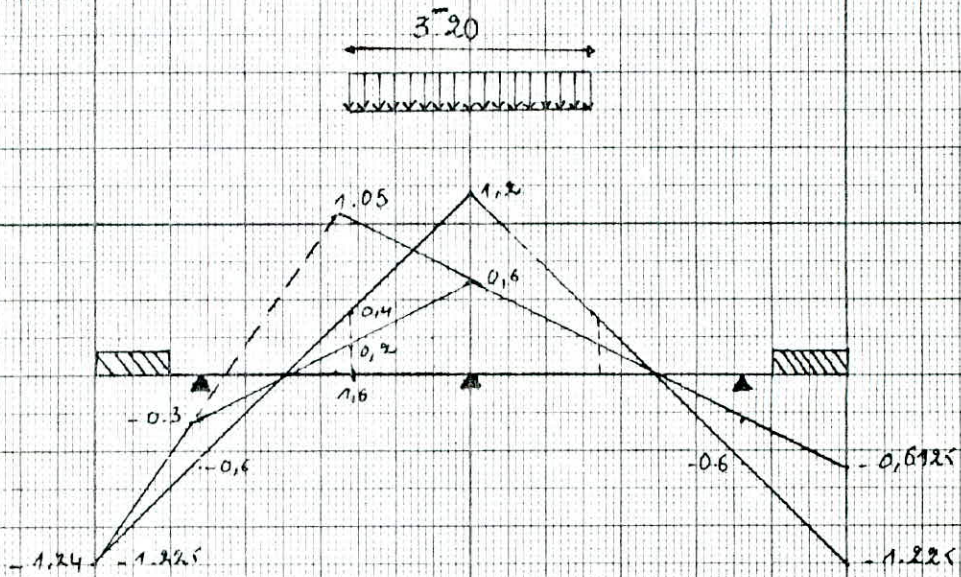
# TANDEM B<sub>t</sub>



$$1t \begin{cases} w_2 = 2 \times 0,35 = 0,7 \\ w_1 = 2 \times 0,7 = 1,40 \end{cases}$$

$$2t \begin{cases} w_2 = 2 \times 0,1475 - 2 \times 0,025 = 0,90 \\ w_1 = 2 \times 0,95 - 2 \times 0,05 = 1,80 \end{cases}$$

# CONVOI - D

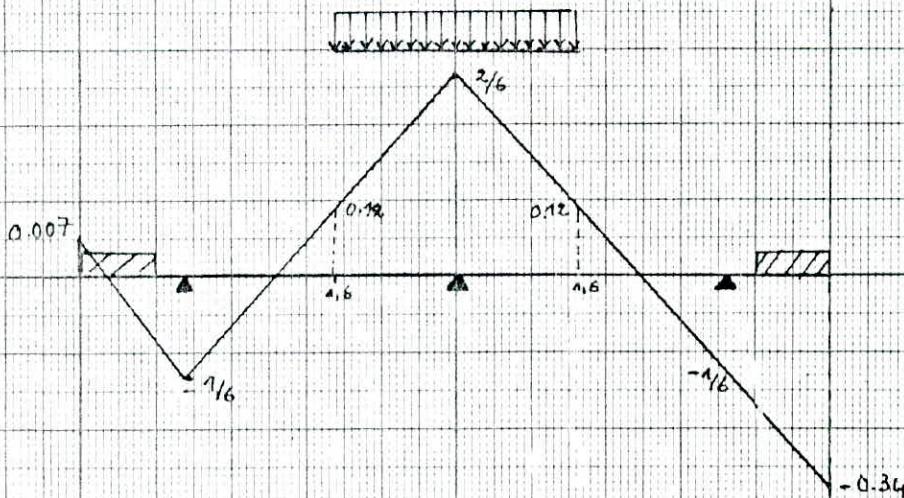


$$w_1 = \left( \frac{0.4 + 1.2}{2} \times 1.6 \right) \times 2 = +2.56$$

$$w_2 = \left( \frac{0.2 + 0.6}{2} \times 1.6 \right) \times 2 = +1.28$$

# LIGNE D'INFLUENCE DE L'EFFORT

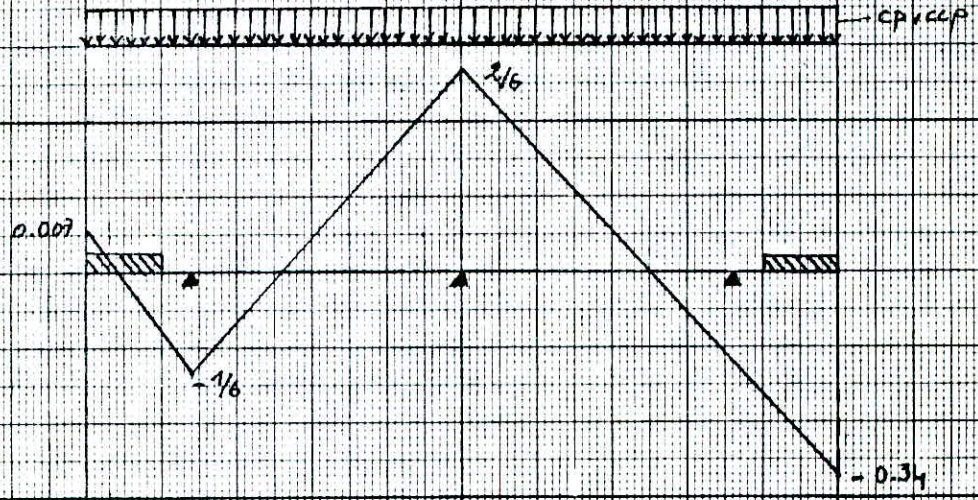
## TRANCHANT



$$w = \frac{(0.12 + 0.34) \times 1.6 \times 2}{2} = +0.736$$

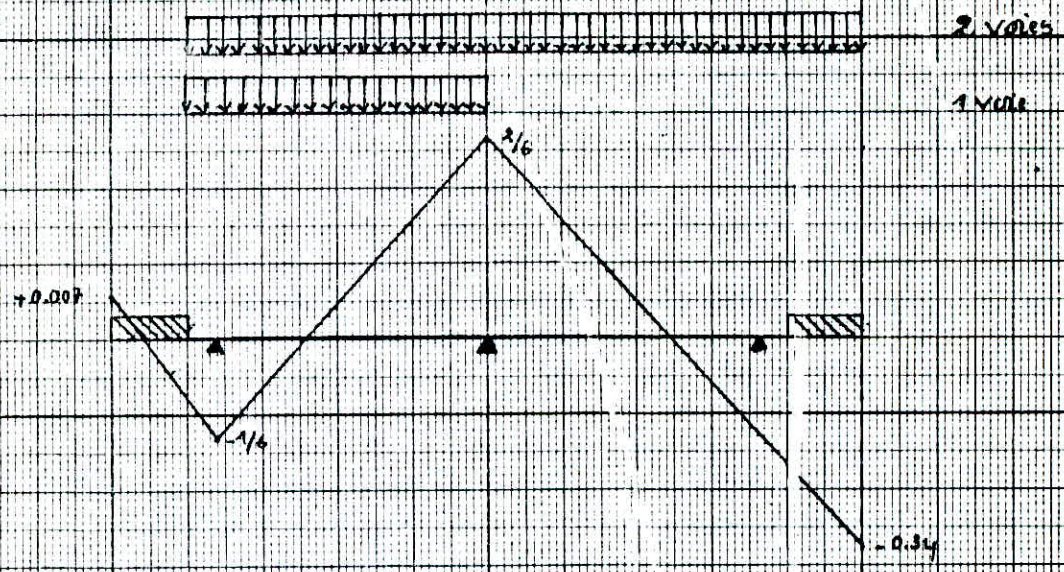
# CONVOI D

# CP + CCP



$$W = 2.4 \times \frac{2}{16} - \frac{2.45 \times 0.34}{2} - \frac{1.2}{6} + \frac{0.007 \times 0.05}{2} = +0.180$$

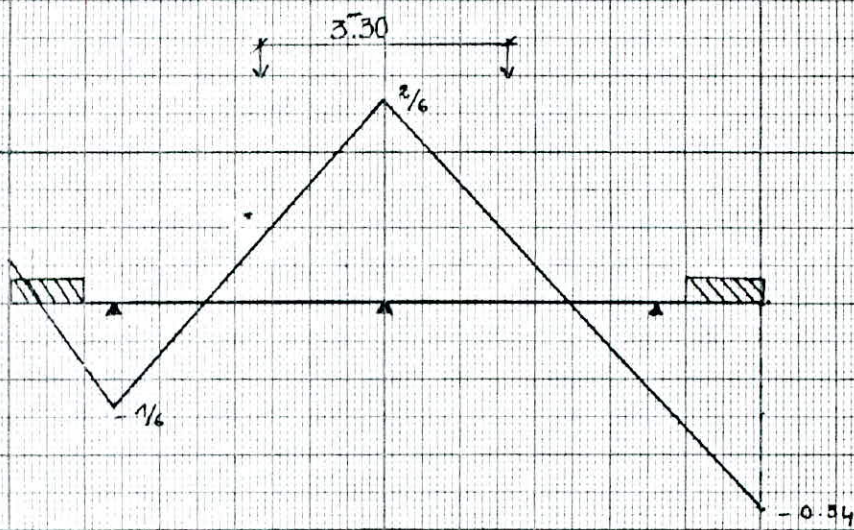
# SURCHARGE A(L)



1V  $W_1 = 2.4 \times \frac{2}{16} \times \frac{1}{2} - \frac{1.6 \times 0.23}{2} = +0.216$

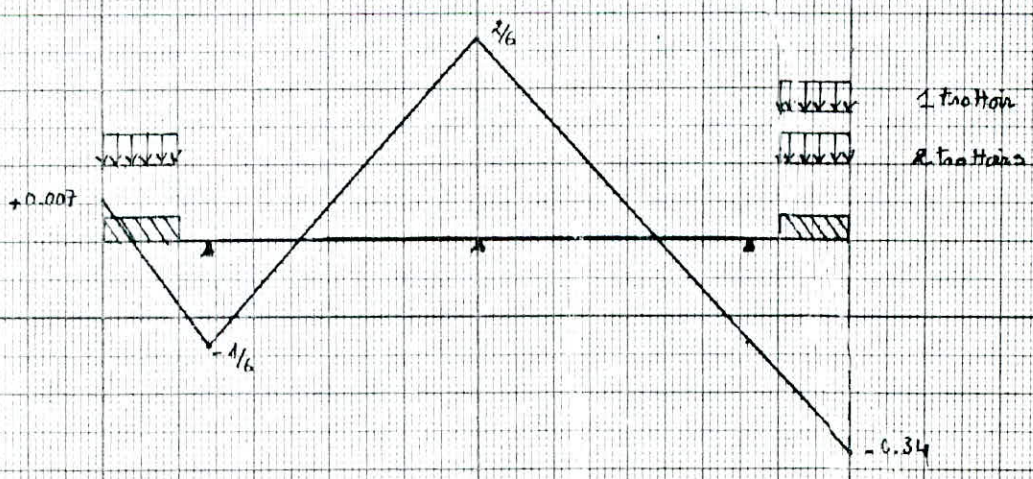
2V  $W_1 = 2.4 \times \frac{2}{16} - 1.6 \times 0.23 = +0.432$

# CHAR M<sub>c</sub> 120



$$w = 2 \times 0.104 = +0.208$$

# SURCHARGE DE TROTTOIR

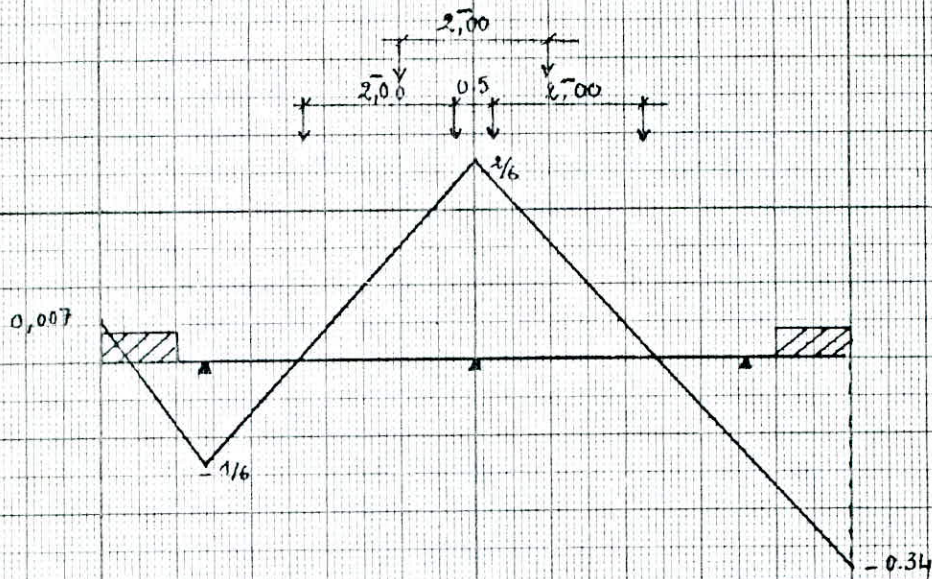


$$w = - \frac{(0.34 + 0.23)}{2} \times 0.95 = -0.24$$

$$w = \frac{(0.007 \times 0.05)}{2} - \frac{0.12 \times 0.8}{2} - 0.24 = -0.29$$



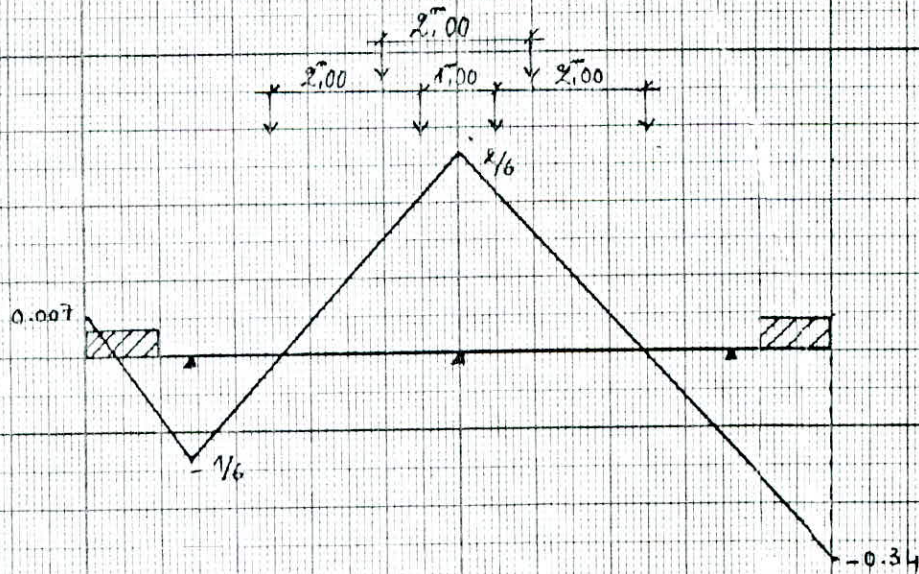
# SYSTEME - B<sub>c</sub>



$$w = 2 \times 0.194 = 0.388$$

$$w = 2 \times 0.299 + 2 \times 0.021 = 0.64$$

# TANDEM B<sub>t</sub>



$$w = 2 \times 0.194 = 0.388$$

$$w = 2 \times 0.264 + 2 \times 0.014 = 0.50$$

# Tableau Des Aires

N:1

# Des Lignes D'Influences

Section	Aires Des Moments				Aires Des Efforts Tranchants			
	CP=CCP	A(L), H <sub>0</sub> d'efforts	M <sub>c</sub> 120	D	CP, CCP	A(L), T <sub>r</sub>	M <sub>c</sub> 120	D
0	/	/	/	/	0,4	0,45	6,046	13,24
1	0,0350	0,04	0,49	1,168	/	/	/	/
2	0,0600	0,0700	0,848	1,96	/	/	/	/
3	0,0750	0,09	1,0872	2,528	/	/	/	/
4	0,0800	0,1	1,1812	2,7744	0,0018	5,9868	2,9826	5,0740
5	0,0750	0,1	1,8812	2,750	-3,3	-7,4378	-3,664	-6,281
6	0,06	0,09	2,5418	2,40	/	/	/	/
7	0,035	0,07	0,8687	1,7472	/	/	/	/
8	0	0,04	0,61056	0,9984	-15,9969	-77,1213	-5,3273	-12,2419
9	-0,045	-2,5621	-0,67784	-1,2252	/	/	/	/
10 <sup>G</sup> D	-0,1	-0,1167	-1,0669	-1,7555	-0,6 0,5	-0,6167 0,5833	-5,954 6,07652	-15,615 14,71
11	-0,055	-2,8024	-0,6957	-1,5212	-16	22,17	5,7176	12,7454
12	-0,02	-0,050	-0,4628	-1,3110	/	/	/	/
13	0,005	0,0055	0,738	1,6907	8,2453	15,5806	4,6431	8,6056
14	0,02	0,07	0,9029	2,1356	/	/	/	/
15	0,0250	0,0750	0,95288	2,2970	0	10,0639	3,2665	5,5138
A <sub>10</sub>	/	/	/	/	1,1	1,2	8,55	18,16

# TABLEAUX DES EFFORTS

## - POUTRE -

### \* Tableau Hyperstatique :

- tableau des Aires des lignes d'influence des efforts N° 1
- tableau des Moments fléchissant non pondérés, non majorés et non répartis N° 2
- tableaux des Moments fléchissant pondérés, majorés et répartis N° 5 et 6
- tableau des Efforts tranchants, pondérés, majorés et répartis - poutre 1 N° 7
- tableaux des combinaisons de moments fléchissant N° 12 et 13
- tableaux des moments fléchissant, majorés, pondérés et répartis - section 10 et 6 N° 14 et 15
- tableau des moments fléchissant, non majorés, non pondérés et répartis : section 15 N° 16

### \* Tableau Isostatique :

- tableaux des efforts non pondérés, non majorés et non répartis N° 3 et 4
- Tableau des efforts pondérés, majorés et répartis N° 8 à 11

# Tableau Des Aires Des Des Lignes D'Influences

N:1

Section	Aires Des Moments				Aires Des Efforts Tranchants			
	CP=CCP	A(L), tranchants	Mc 120	D	CP, CCP	A(L), Tr	Mc 120	D
0	/	/	/	/	0,4	0,45	6,046	13,24
1	0,0350	0,04	0,49	1,168	/	/	/	/
2	0,0600	0,0700	0,848	1,96	/	/	/	/
3	0,0750	0,09	1,0872	2,528	/	/	/	/
4	0,0800	0,1	1,1812	2,7744	0,0018	5,9868	2,9826	5,0740
5	0,0750	0,1	1,8812	2,750	-3,3	-7,4378	-3,664	-6,281
6	0,06	0,09	2,5418	2,40	/	/	/	/
7	0,035	0,07	0,8687	1,7472	/	/	/	/
8	0	0,04	0,61056	0,9984	-15,9969	-17,1213	-5,3273	-12,2419
9	-0,045	-2,5621	-0,67784	-1,2252	/	/	/	/
10 G D	-0,1	-0,1167	-1,0669	-1,7555	-0,6	-0,6167	-5,954	-15,615
					0,5	0,5833	6,07652	14,71
11	-0,055	-2,8024	-0,6957	-1,5222	-16	22,17	5,7176	12,7454
12	-0,02	-0,050	-0,4628	-1,3110	/	/	/	/
13	0,005	0,0055	0,738	1,6907	8,2453	15,5306	4,6431	8,6056
14	0,02	0,07	0,9029	2,1356	/	/	/	/
15	0,0250	0,0750	0,95288	2,2970	0	10,0639	3,2665	5,5138
A <sub>10</sub>	/	/	/	/	1,1	1,2	8,55	18,16

N: 2

Change Section.	CP.	CCP	ACE) x 0,875.		BC		BT		BT	Mc 120	D	Trottoirs	
			1 Voie	2 Voies	1 file x 1,2	2 files x 1,1	1 bande x 1	2 bandes x 1				1 trottoir	2 trottoirs
1	423,3	91,28	139,2	278,3	193,6	355	99,2	198,4	35,2	357,7	602,68	8,16	16,32.
2	725,57	156,48	243,5	487,1	312,3	572,6	178	356,1	60	611,6	1011,36	14,28	28,56.
3	906,7	195,6	313,1	626,3	398	728,8	157,44	314,8	75,26	784,2	1304,4	18,36	36,72.
4	967,42	208,64	348	696	411,2	754	248,3	496,6	81,6	852	1431,6	20,4	40,8.
5	906,7	160	348	696	399,7	732,8	243	486	80	1357	1419,37	20,4	40,8
6	725,57	156,5	313,1	626,27	363,2	666	220,2	440,3	71,36	1833,5	1239,4	18,36	36,72.
7	423,25	91,28	243,5	487,1	275,2	504,2	168,9	337,9	57,6	626,6	901,5	14,28	28,56.
8	0	0	139,17	278,3	157	287,8	110,72	221,4	39,36	440,4	515,2	8,16	16,36.
9	-544,2	-117,36	-256,2	-512,4	-184,6	-338,45	-91,84	-173,68	-28,8	-438,9	-632,2	-14,04	-28,07.
10	-1209,28	-260,8	-406,03	-812,06	-268,1	-491,5	-130,7	-261,4	-41	-769,6	-905,85	-23,8	-47,6.
11	-605,104	-143,44	-276,2	-552,3	-231,1	-423,8	-113,8	-227,6	-35,84	-501,85	-785	-14,89	-29,78.
12	-241,85	-52,16	-258,2	-516,5	-202,2	-370,7	-97,3	-194,6	-30,72	-333,87	-676,5	-10,2	-20,4.
13	+60,46	+13,04	+284	+568,1	+265,48	+486,7	+165,12	+330,24	+56,56	+532,3	+872,4	+11,22	+22,44.
14	+241,85	52,16	361,54	723	+327,17	+599,8	+199,68	+399,36	+66,56	+651,2	+1102	+14,28	28,56.
15	308,32	65,2	387,37	774,74	338,8	621,14	+215	+430	69,76	+637,3	+1135,3	15,3	30,6.

N: 3

Points	ch. Permanente		A		Bc		Bt		Mc 120	D	Trottoirs	
	CP	CCP	1V	2V	1C	2C	1t	2t			1	2
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	187	41	97	195	92,4	169,4	54	108	170	283	3,8	7,6
3	350	77	182	364	168	308	100	200	317	528	7,1	14,2
4	487	107	253	507	228	418	139,5	278	442	735	10	20
5	600	132	312	624	279,6	512,6	171	342	543	905	12,2	24,4
6	687	151	357	715	312,36	572,7	195,5	391	623	1036	19,9	27,8
7	750	165	390	780	338,4	620,4	212,4	425	679	1131	15,2	30,4
8	787	173	409	819	344,88	632,3	222	444	713	1187	15,9	31,8
9	800	176	416	832	340,2	623,7	224,5	449	725	1206	16,2	32,4

N:4

Points	cH permanentes		A		BC		BE		Mc120	D	trabtoirs	
	CP	CCP	1V	2V	1C	2C	1E	2E			1	2
1	109	24	56,5	113	45,6	91,2	31,3	62,6	98,6	164	2,21	4,42
2	95	21	49,6	99,2	42	84	29,3	58,6	91,7	149	1,94	3,9
3	82	18	43	86	38	76	27,3	54,6	84,8	134	1,7	3,4
4	68	15	37,3	74,6	31,4	62,8	25,3	50,6	78	119	1,5	3
5	54,5	12	32	64	30,3	60,6	23,3	46,6	71	104	1,3	2,6
6	41	9	27	54	29,8	59,6	21,3	42,6	64	89	1	2
7	27,2	6	22	44	23	46	19,3	38,6	57,34	74	0,86	1,7
8	14	3	18	36	19,4	38,8	17,3	34,6	50,5	60	0,7	1,4
9	0	0	14	28	16	32	15,3	30,6	43,6	47	0,6	1,2

N:5 - Poutre 1 -

Charge Section	CP	CCP	A(e)		Bc		Bt		Bt	Me120	D	Erobb Oirs.	
			1 voie	2 voies	1 file	2 files	1 bande	2 bandes				1 trottoir	2 trottoirs
			1	186,06	40,12	136,08	148,28	242,3				315	118,07
2	318,93	68,78	238	259,53	390,85	508,15	211,87	294,2	89,3	524	361,73	22	8,69
3	398,55	85,98	306,08	333,7	498,11	646,8	187,4	260,1	112	671,8	466,6	28,14	15,2
4	425,24	91,7	340,2	370,83	514,63	669,14	295,5	409,8	121,4	730	512,2	31,27	19,56
5	398,55	70,33	340,2	370,83	500,23	650,32	289,2	404,5	119	1162,5	507,7	31,27	21,74
6	319	68,8	306,08	333,7	454,55	591	262,1	363,8	106,2	1570,7	443	28,14	21,74
7	186	40,12	238	259,53	344,43	447,72	204,03	280	85,7	536,8	322,5	22	19,56
8	0	0	136,05	148,28	196,5	255,4	131,8	183	58,56	877,3	184,3	12,5	15,2
9	-238,2	-51,58	-250,46	-273	-231	-300,36	-109,3	-151,7	-42,8	-418,8	-226	-21,5	8,69
10	-531,5	-114,64	-387	-432,66	-335,5	-436,2	-155,57	-216	-61	-659,3	-324	-36,5	-14,96
11	-293,35	-63,05	-270	-294,3	-289,23	-376,1	-135,4	-183,04	-53,3	-430	-280,8	-22,8	-25,36
12	-106,3	-23	-252,4	-275,2	-253,06	-329	-116	-160,8	-45,7	-286,02	-242	-15,6	-16
13	+26,57	+5,73	277,6	302,7	+333,26	+432	196,5	+273	84,15	+456	312	17,2	-10,86
14	+106,3	+23	353,44	385,2	409,46	+532,3	237,67	+330	99,03	+577,9	394,2	22	15,2
15	+132,88	+28,66	378,7	412,78	424,02	551,23	551,23	355,2	103,8	588,8	424	23,45	16,30



N:6 - Poutre 2 -

Charge Section	CP	CCP	A(e)		Be		Bt		Bt	Mc 120	D	trottoirs	
			1 Voie	2 Voies	1 file	1 files	1 td	2 tds				1 trottoir	2 trottoirs
1	186,06	40,12	174,16	148,28	112,84	207	57,8	115,6	20,5	173	265	4,34	8,69
2	318,93	68,78	129,7	259,53	182,03	333,8	103,75	207,6	35	295,7	444,5	7,6	15,2
3	398,56	86,98	166,82	333,7	232	424,8	94,77	183,5	43,86	379,17	573,3	9,78	19,56
4	425,24	91,7	185,4	370,83	239,68	439,5	144,73	289	47,56	412	629,3	10,87	21,74
5	398,55	70,33	185,4	370,83	233	427	141,6	283,3	46,6	656,13	624	10,87	21,74
6	319	68,8	166,82	333,7	211,7	388,2	128,35	256,6	41,6	886,5	544,3	9,78	19,56
7	186	40,12	129,7	253,53	160,14	294,06	98,45	197	33,57	303	396,3	7,6	15,2
8	0	0	74,16	148,28	91,5	167,75	64,53	129	23	213	226,5	4,34	8,69
9	-239,2	-51,58	-136,5	-273	107,6	-197,27	53,53	107,6	-16,8	-236,4	-278	-7,48	-14,96
10	-521,5	-114,64	206,33	-432,66	156,27	-286,5	76,2	152,4	-23,9	-372	-398	-12,68	-25,36
11	-292,35	-63,05	147,16	-294,3	134,7	-247	66,3	132,7	-20,1	-242,6	-345	-8	-16
12	-106,3	-23	147,57	-275,2	117,86	-216,1	56,7	113,4	-18	-161,43	-297,3	-843	-10,86
13	+26,57	+5,73	+152,3	302,7	+154,7	283,7	+86,2	192,5	+33	+257,37	+383,4	+5,98	-11,86
14	106,3	+23	192,6	385,2	190,7	349,6	116,4	232,78	+38,8	+314,86	484,4	+7,8	15,2
15	132,88	+28,66	206,4	412,78	197,5	362,05	125,32	250,64	40,7	332,3	521	8,15	16,3

N:7 - Poutre 1 -

charges \ sections		4	8	11	13	15
CP		0,006	-53,14	+53,15	27,4	0
CCP		0,0013	-11,46	+11,46	6	0
A(2) x 0,875	1v	14,4	-38,58	48,48	36,13	25,13
	2v	15,7	-42,05	52,83	39,38	27,4
Bc	1c x 1,2	38,38	-66,5	68,48	52,35	36,45
	2c x 1,1	50	-86,45	89,03	68,06	47,38
Bt	1t	28,18	-35,23	36,37	32,18	28
	2t	39,13	-48,9	50,81	44,68	38,86
Rowe Br		14,878	-14,878	14,878	14,878	14,878
Char Mc120		46,07	-82,3	88,32	71,728	50,458
Convoi D		23,4	-56,5	+58,82	39,72	25,448
trottoirs	1tr	1,17	-3,34	+4,33	3,03	1,966
	2tr	0,81	-2,32	+3,01	2,11	1,367

N: 83 - Poutres 1-3 -

Points	Ch. Permanente		A		Bc		Be		Mc120	D	trattoris	
	CP	CCP	1V	2V	1Cx1,2	2Cx1,1	1E	2E			1	2
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	82	18	95	104	119	165	66	91	147	125	6	4
3	154	34	178	194	216	300	123	170	275	234	11	8
4	214	47	248	270	292	406	170	237	383	326	15	11
5	264	58	305	333	354	492	209	290	472	401	19	13
6	302	66	349	381	402	558	239	332	541	459	21	15
7	330	73	381	416	435	604	260	361	590	501	23	16
8	346	76	400	437	447	621	272	372	619	521	24	17
9	352	77	407	444	438	608	275	381	629	534	25	17

N: 9 - Poutre 2 -

Points	Ch. Permanente		A		Bc		Be		Mc120	D	trattoris	
	CP	CCP	1V	2V	1Cx1,2	2Cx1,1	1E	2E			1	2
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	82	18	52	104	55	101	32	64	83	150	2	4
3	154	34	97	154	101	185	60	120	155	281	4	8
4	214	47	135	270	136	250	83	167	216	391	5	11
5	264	58	166	330	165	303	103	205	266	482	6	13
6	302	66	191	381	187	343	117	234	305	552	7	15
7	330	73	208	416	203	372	127	255	333	602	8	16
8	346	76	218	437	208	382	133	266	350	632	9	17
9	352	77	222	444	204	374	135	269	355	642	9	17

N:10

Poutres 1.3.

Points	Ch permanentes		A		BC		BT		Me120	D	trottoirs	
	CP	CCP	1Y	2Y	1C	2C	1E	2E			1	2
1	51	8	54	58	72	91	39	44	79	96	3	3
2	45	7	50	55	65	90	36	50	80	66	3	2
3	38	6	46	50	59	82	33	46	74	59	3	2
4	32	5	41	45	53	74	31	43	68	52	2	2
5	26	4	36	40	47	66	28	40	62	46	2	1
6	19	3	32	35	41	58	26	36	56	39	2	1
7	13	2	28	30	36	50	24	33	50	33	1	1
8	6	1	24	26	30	41	21	29	44	26	1	1
9	0	0	20	22	25	34	19	26	38	21	1	1

N:11

Poutre 2.

Points	CR. Permanentes		A		Bc		Bt		Mc120	D	Erotoirs	
	CP	CCP	1V	2V	1C	2C	1E	2E			1	2
1	75	11	33	88	29	74	17	56	45	74	1	2
2	45	7	27	55	30	55	18	35	49	79	1	2
3	38	6	25	50	27	50	16	33	45	71	1	2
4	32	5	22	45	25	45	15	30	42	63	1	2
5	26	4	20	40	22	40	14	28	38	55	1	1
6	19	3	17	35	19	35	13	25	34	47	1	1
7	13	2	15	30	17	30	12	23	31	39	0	1
8	6	1	13	26	14	26	11	21	27	32	0	1
9	0	0	11	22	11	21	10	18	23	25	0	1

N:12

- Poutre 1 -

Combinaisons Sections	$CP + CCP + A(P) +$ Trottoir(s)	$CP + CCP + B +$ Trottoir(s)	$CP + CCP +$ $Mc120 +$ Trottoir(s)	$CP + CCP$ $+ D$	combinaisons les plus défavorables
1	387	553,7	545,08	441,78	$CP + CCP + Bc + tr$
2	669,24	917,86	933,7	749,5	$CP + CCP + Mc120 + tr$
3	846,37	1159,4	1036,67	951,13	$CP + CCP + Bc + tr$
4	919	1217,35	1220	983,54	$CP + CCP + Mc120 + tr$
5	870,98	1150,47	1662,65	976,58	$CP + CCP + Mc120 + tr$
6	750	1007	1987,6	830,8	$CP + CCP + Mc120 + tr$
7	507,65	695,84	784,92	548,62	$CP + CCP + Mc120 + tr$
8	160,78	268	389,8	184,3	$CP + CCP + Mc120 + tr$
9	-585,28	-612,64	-731,08	-516,78	"
10	-1115,3	-1118,84	-1344,94	-970,14	"
11	-672,5	-754,3	-808,2	-636,2	"
12	-420	-474	-431	-371,3	$CP + CCP + Bc + tr$
13	+352,2	+481,5	+505,5	+344,3	$CP + CCP + Mc120 + tr$
14	+564,08	+683,6	+709,2	+523,5	"
15	+597,8	736,22	+773,8	+585,54	"

N:13

- Poutre 2 -

Combinaisons Sections	CP+CCP+ A(P)+tr	CP+CCP+ B tr	CP+CCP+ Mc 120 + tr	CP+CCP + D	Combinaisons les plus défavorables
1	383,15	441,87	407,87	491,2	CP+CCP+D
2	662,44	736,71	698,61	832,21	"
3	504,1	928,90	883,26	1057,83	"
4	909,51	965,68	928,94	1146,24	"
5	861,45	917,62	1146,75	1092,90	CP+CCP+Mc 120+tr
6	741,06	795,56	1293,86	932,1	"
7	500,85	535,38	544,32	622,42	CP+CCP+D
8	156,97	176,44	221,7	226,5	CP+CCP+Mc 120+tr
9	-578,74	-503,01	-542,14	-568,78	"
10	-1104,16	-958	-1030,82	-1044,14	"
11	-665,7	-618,4	-614	-700,4	CP+CCP+D
12	-415,36	-356,26	-301,6	-426,6	"
13	+346,96	+327,96	+301,53	+415,7	"
14	+529,7	+494,1	+459,36	+613,7	"
15	+590,62	+539,89	+510,14	682,54	"

N:14

- Section 10 -

S	Cp+ccp	1 trottoir	Mc 120	M Total
0	0	0	0	0
1	226,16	10,4	119,2	355,76
2	387,7	17,7	238,5	644
3	484,6	21,8	357,7	864,1
4	516,9	23	477	1017
5	484,6	20,8	596,2	1101,6
6	226,16	7,3	457,8	691,26
7	226,16	7,3	457,8	691,26
8	0	-4,15	200,12	196
9	-290,8	-18,76	-67,2	-376,76
10	-646,2	-36,5	-507,2	-1189,9
11	-355,4	-19,8	-128,5	-503,7
12	-129,2	-6,2	+58,4	-77
13	232,	4,15	245,3	201,75
14	129,2	11,47	432,2	572,87
15	161,5	15,6	572,8	750

S	Cp+ccp	1 trottoir	Mc 120	M Total
15	161,5	15,6	572,8	750
16	129,2	16,6	485,7	631,5
17	32,3	14,6	295,7	342,6
18	-129,2	9,38	105,68	-14,14
19	-355,4	1,03	-84,3	-438,67
20	-646,2	-10,4	-274,3	-930,9
21	-290,8	-9,3	-247,5	-547,6
22	0	-8,3	-220	-228,3
23	226,16	-7,2	-192,5	26,46
24	387,7	-6,2	-165	216,5
25	484,6	-5,2	-137,5	342
26	516,9	-4,15	-110	402,75
27	484,6	-3,12	-82,50	398,98
28	387,7	-2,11	-55	330,6
29	226,16	-1,03	-27,5	197,63
30	0	0	0	0

Moments Flechissants : Ponderés - Majorés - Repartis



N:15

- Section 6 -

S	cp+ccp	1 trottoir	MC 120	M Total
0	0	0	0	0
1	226,16	12,48	147,78	386,42
2	387,7	21,88	295,58	705,16
3	484,6	28,12	443,38	956,1
4	516,9	31,26	591,2	1139,36
5	484,6	13,26	738,92	1236,78
6	387,7	28,13	815	1230,83
7	226,16	21,88	657,62	905,66
8	0	12,48	428,47	440,95
9	-290,8	0	199,33	-91,47
10	-646,2	-15,63	-29,85	-691,68
11	-355,4	-15,63	-29,85	-400,88
12	-129,2	-15,63	-29,85	-174,68
13	32,3	-15,63	-29,85	-13,18
14	129,2	-15,63	-29,85	83,72
15	161,5	-15,63	-29,85	116,02

S	cp+ccp	1 trottoir	MC 120	M Total
15	161,5	-15,63	-29,85	116,02
16	129,2	=	=	83,72
17	32,3	=	=	-13,18
18	-129,2	- "	"	-174,68
19	-355,4	=	=	-400,88
20	-646,2	=	=	-691,68
21	-290,8	0	199,33	-91,47
22	0	12,5	428,47	440,95
23	226,16	21,88	657,62	905,66
24	387,7	28,13	815	1230,83
25	484,6	31,26	738,92	1236,78
26	516,9	31,26	591,2	1139,36
27	484,6	28,13	443,38	956,1
28	387,7	21,88	295,58	705,16
29	226,16	12,5	147,78	386,42
30	0	0	0	0

Moments Fléchissants : Pondérés - Majorés - Repartis

N:16

- Section 15 -

S	Trottoir	M <sub>c120</sub>	M <sub>c120</sub>	Trottoir	S
0	0	0	688,68	14,65	15
1	-0,977	-19,31	326	13,68	16
2	-1,954	-38,63	196,2	10,75	17
3	-2,93	-58	66,4	5,86	18
4	-3,9	-77,27	-107	-0,977	19
5	-4,88	-96,6	-193,18	-9,77	20
6	-5,86	-116	-173,87	-8,79	21
7	-6,84	-135,2	-154,5	-7,81	22
8	-7,81	-154,5	-135,2	-6,84	23
9	-8,79	-173,87	-116	-5,86	24
10	-9,77	-193,18	-96,6	-4,88	25
11	-0,977	-107,44	-77,27	-3,9	26
12	5,86	66,4	-58	-2,93	27
13	10,748	196,2	-38,63	-1,954	28
14	13,68	326	-19,31	-0,977	29
15	14,65	688,68	0	0	30

Remarque: ce tableau sera utilisé pour le calcul de la flèche et de la rotation de la section 15

Moments Flechissants : Non Ponderé - Non Majoré - Répartis

# TABLEAUX DES DEFORMATIONS

Remarque: Seulement pour le tableau hyperstatique.

## \* Tableau Des Flèches

- section 15 N° 1 à 4
- section 6 N° 5 à 10

## + Tableau Des Rotations

- rotation d'affix 1 N° 11 à 14
- rotation d'affix 0 N° 15 à 20

- Section 15 -

N:1

- Travee : 1 et 3 -

Sections	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\bar{M}$	0	-0,3	-0,6	-0,9	-1,2	-1,5	-1,8	-2,1	-2,4	-2,7	-3
$M_{cp}$	0	141	241,6	302	322,15	302	241,6	141	0	-181,2	-402,6
$M_{ccp}$	0	30,4	52,1	65	69,4	53,28	52,12	30,4	0	-39	-86,8
$M_{c120}$	0	-19,31	-38,63	-58	-77,27	-96,6	-116	-135,2	-154,5	-173,87	-193,18
$M_{tr}$	0	-0,977	-1,954	-2,93	-3,9	-4,88	-5,86	-6,84	-7,81	-8,79	-9,77
$n$	1	4	2	4	2	4	2	4	2	4	1
$n.M_{cp}\bar{M}$	0	-169,2	-289,9	-1087,2	-773,16	-1812	-869,76	-1184,4	0	1957	1207,8
$n.M_{ccp}\bar{M}$	0	-36,48	-65,52	-234	-166,56	-319,68	-187,6	-255,36	0	421,2	260,4
$n.M_{c120}\bar{M}$	0	23,17	46,35	208,8	185,4	579,6	417,6	1135,68	741,6	1877,8	579,54
$n.M_{tr}\bar{M}$	0	1,17	2,34	10,54	9,36	29,28	21	57,45	37,488	95	29,31

N:2

Travee 2

Sections	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
$\bar{M}$	-3	-1	1	3	5	7	5	3	1	-1	-3
$M_{cp}$	-402,65	-221,4	-80,5	20	80,5	100,67	80,5	20	-80,5	-221,4	-402,65
$M_{ccp}$	-86,8	-47,7	-17,42	4,34	17,42	21,7	17,42	4,34	-17,42	-47,7	-86,8
$M_{c120}$	-193,18	-107,44	66,4	196,2	326	688,68	326	196,2	66,4	-107,44	-193,18
$M_{tr}$	-9,77	-9,977	5,862	10,748	13,68	14,65	13,68	10,748	5,86	-9,977	-9,77
$n$	1	4	2	4	2	4	2	4	2	4	1
$n.M_{cp}\bar{M}$	1207,95	885,6	-161	240	805	2818,76	805	240	-161	885,6	1207,95
$n.M_{ccp}\bar{M}$	260,4	190,8	-34,84	520,8	174,2	607,2	174,2	520,8	-34,84	190,8	260,4
$n.M_{c120}\bar{M}$	579,54	429,76	132,8	2354,4	3260	19283	3260	2354,4	132,8	429,76	579,54
$n.M_{tr}\bar{M}$	29,31	3,9	11,72	129	136,8	410,2	136,8	129	11,72	3,9	29,31

N:3

Travées : 1 et 3

Sections	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Retraîl	309,4	270	230	195	160	120	80	45	10	-30	-62
DT D, F	68,67	65	52	43,6	35,5	27	19	11	3	-5	-13,33
DT D, C	-68,67	-65	-52	-43,6	-35,5	-27	-19	-11	-3	5	3,33
M <sub>1</sub> R+DTF	378,07	335	282	238,6	195,5	147	99	56	13	-35	-75,33
M <sub>2</sub> R+DTC	240,73	205	178	151,4	124,5	93	61	34	7	-25	-48,67
$\bar{M}$	0	-0,3	-0,6	-0,9	-1,2	-1,5	-1,8	-2,1	-2,4	-2,7	-3
n	1	4	2	4	2	4	2	4	2	4	1
n M <sub>1</sub> $\bar{M}$	0	-402	-338,4	-858,96	-469,2	-882	-356,4	-470,4	-62,4	378	225,99
n M <sub>2</sub> $\bar{M}$	0	-246	-213,6	-545,04	-298,8	-558	-219,6	-285,6	-33,6	270	146

N:4

travée : 2

Sections	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Retraîl	-62	-62	-62	-62	-62	-62	-62	-62	-62	-62	-62
DT D, F	-13,33	-13,33	-13,33	-13,33	-13,33	-13,33	-13,33	-13,33	-13,33	-13,33	-13,33
DT D, C	+13,33	13,33	13,33	13,33	13,33	13,33	13,33	13,33	13,33	13,33	13,33
M <sub>1</sub> R+DTF	-75,33	-75,33	-75,33	-75,33	-75,33	-75,33	-75,33	-75,33	-75,33	-75,33	-75,33
M <sub>2</sub> R+DTC	-48,67	-48,67	-48,67	-48,67	-48,67	-48,67	-48,67	-48,67	-48,67	-48,67	-48,67
$\bar{M}$	-3	-1	1	3	5	7	5	3	1	-1	-3
n	1	4	2	4	2	4	2	4	2	4	1
n M <sub>1</sub> $\bar{M}$	255,99	301,32	150,66	-903,96	-753,3	-2109,24	-753,3	-903,96	-150,66	301,32	255,99
n M <sub>2</sub> $\bar{M}$	146,05	194,64	-97,34	-584,04	-486,7	-1324,76	-486,7	-584,04	-97,34	194,64	146,05

- Section 6 -

N:5

- Tracé : 1 -

Sections	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\bar{M}$	0	1,2	2,38	3,57	4,76	5,95	7,14	4,33	1,52	-1,28	-4,096
$M_{cp}$	0	+141	+241,6	+302	+322,15	+302	+241,6	141	0	-181,2	-402,6
$M_{ccp}$	0	30,4	52,1	+65	69,4	53,28	52,12	30,4	0	-39	-86,8
$M_{c120}$	0	+101,78	+203,57	+305,36	407,14	508,9	610,24	712,64	800,16	832,68	-34,85
$M_{tr}$	0	+7,8	13,68	17,58	19,54	19,54	17,58	13,68	7,81	0	-9,77
$n$	1	4	2	4	2	4	2	4	2	4	1
$n\bar{M}_{Mcp}$	0	676,8	1150	4312,56	3066,8	7187,6	3450	2442	0	+927,7	1649
$n\bar{M}_{Mccp}$	0	146	248	928,2	660,68	1268	744,27	526,5	0	81,12	355,53
$n\bar{M}_{M_{c120}}$	0	488,54	969	4360,5	3876	12111,8	13583	13295,5	1520,4	-484	142,74
$n\bar{M}_{M_{tr}}$	0	37,44	65,11	251	186,02	465,05	251,04	237	23,74	0	40

N:6

- Tracé : 2 -

Sections	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
$\bar{M}$	-4,096	-3,58	-3,07	-2,56	-8,04	-1,53	-1,02	-0,512	0	0,512	-1,024
$M_{cp}$	-402,65	221,4	-80,5	+20	+80,5	+100,67	+80,5	+20	-80,5	-221,4	-402,65
$M_{ccp}$	-86,8	-47,7	17,42	+4,34	+17,42	+21,7	+17,42	+4,34	-17,42	-47,7	-86,8
$M_{c120}$	-34,85	-34,85	-34,85	-34,85	-34,85	-34,85	-34,85	-34,85	-34,85	-34,85	-34,85
$M_{tr}$	-9,77	-9,77	-9,77	-9,77	-9,77	-9,77	-9,77	-9,77	-9,77	-9,77	-9,77
$n$	1	4	2	4	2	4	2	4	2	4	1
$n\bar{M}_{Mcp}$	1649	3170,4	494,2	-204,8	-328,4	-616,1	-164,22	-40,96	0	-453,4	-412,3
$n\bar{M}_{Mccp}$	355,35	683,06	107	-44,44	-71,07	-132,8	-35,53	-8,9	0	-97,6	-88,8
$n\bar{M}_{M_{c120}}$	142,74	499	214	356,86	142,18	213,28	71,1	71,37	0	-71,37	-35,68
$n\bar{M}_{M_{tr}}$	40	140	60	100	39,86	59,8	20	20	0	-20	-10

N:7

3<sup>ème</sup> traversé

Section	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
$\bar{H}$	1,024	0,9216	0,819	0,716	0,614	0,512	0,409	0,307	0,204	0,102	0
$\Gamma_{cp}$	402,65	-181,2	0	141	241,6	302	322,15	302	241,6	141	0
$\Gamma_{ccp}$	-86,8	-39	0	30,4	52,12	53,28	69,4	+65	52,1	30,4	0
$\Gamma_{Hc120}$	-34,85	232,68	500,96	767,64	951,24	508,9	407,14	305,36	203,57	101,78	0
$\Gamma_{tr}$	-9,77	0	7,81	13,68	17,58	19,54	19,54	17,58	13,68	7,81	0
$n$	1	4	2	4	2	4	2	4	2	4	1
$n\bar{H}_{\Gamma_{cp}}$	-412,3	-668	0	403,82	296,68	618,5	263,5	370,85	98,5	57,5	0
$n\bar{H}_{\Gamma_{ccp}}$	-88,88	-143,76	0	87,06	64	109,11	56,77	79,8	21,25	12,4	0
$n\bar{H}_{\Gamma_{Hc120}}$	-35,68	857,7	819,26	2198,5	1168	1042,2	333	375	83,05	41,52	0
$n\bar{H}_{\Gamma_{tr}}$	-10	0	12,8	39,18	21,58	40	16	21,58	5,88	3,18	0

N:8

1<sup>ère</sup> traversé

Sections	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Retrait	309,4	270	230	195	160	120	80	45	10	-30	-62
$\Delta T$ D.F	68,67	65	52	43,6	35,5	27	19	11	3	-5	-13,3
$\Delta T$ P.C	-68,67	-65	-52	-43,6	-35,5	-27	-19	-11	-3	+5	+13,3
$\Gamma_1$ $R+DTF$	378,07	335	282	238,6	195,5	147	99	56	13	-35	-75,33
$\Gamma_2$ $R+DTC$	240,73	205	178	151,4	124,5	93	61	34	7	-25	-48,67
$\bar{H}$	0	1,2	2,38	3,57	4,76	5,96	7,14	4,33	1,52	-1,28	-4,096
$n$	1	4	2	4	2	4	2	4	2	4	1
$n\bar{H}_1$	0	1628	1342	3407	1861,16	3410,6	1413,72	969,9	39,52	179,2	308,55
$n\bar{H}_2$	0	984	847,28	2162	1185,2	2213,4	871	588,88	21,28	128	109,35

N:9

- travée 2 -

Section	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Retrait	-62	-62	-62	-62	-62	-62	-62	-62	-62	-62	-62
$\Delta T$ D.F	-13,33	-13,33	-13,33	-13,33	-13,33	-13,33	-13,33	-13,33	-13,33	-13,33	-13,33
$\Delta T$ D.C	13,33	13,33	13,33	13,33	13,33	13,33	13,33	13,33	13,33	13,33	13,33
$M_1$ $R+\Delta T F$	-75,33	-75,33	-75,33	-75,33	-75,33	-75,33	-75,33	-75,33	-75,33	-75,33	-75,33
$M_2$ $R+\Delta T c$	-48,67	-48,67	-48,67	-48,67	-48,67	-48,67	-48,67	-48,67	-48,67	-48,67	-48,67
$\bar{M}$	-4,096	-3,58	-3,07	-2,56	-2,04	-1,53	-1,02	-0,512	0	0,512	1,024
$n$	1	4	2	4	2	4	2	4	2	4	1
$nM, \bar{M}$	308,55	1078,72	462,5	771,38	307,3	461	153,67	154,27	0	-154,27	-77,13
$nM_2, \bar{M}$	199,35	697	298,8	498,3	198,57	297,86	99,28	99,67	0	-99,67	-49,8

N:10

- travée 3 -

Section	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Retrait	-62	-30	10	45	80	120	160	195	230	270	309,4
$\Delta T$ D.F	-13,33	-5	3	11	19	27	35,5	43,6	52	65	68,67
$\Delta T$ D.C	13,33	+5	-3	-11	-19	-27	-35,5	-43,6	-52	-65	-68,67
$M_1$ $R+\Delta T F$	-75,33	-35	13	56	99	147	195,5	238,6	282	335	378,67
$M_2$ $R+\Delta T c$	-48,67	-25	7	34	61	93	124,5	151,4	178	205	240,73
$\bar{M}$	1,024	0,922	0,819	0,716	0,614	0,512	0,409	0,307	0,204	0,102	0
$n$	1	4	2	4	2	4	2	4	2	4	1
$nM, \bar{M}$	-77,13	-129	21,3	160,38	124,57	301	160	293	115	136,68	0
$nM_2, \bar{M}$	-49,8	-92,16	11,46	97,37	75	190,46	101,8	186	72,6	83,64	0



N:11

travée -1-

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\bar{M}$	0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1
$M_{CP}$	0	+141	+241,6	+302	+322,15	302	241,6	141	0	-181,2	-402,6
$M_{CCP}$	0	+30,4	+52,1	+65	+69,4	53,28	52,12	30,4	0	-39	-86,8
$M_{C120}$	0	101,28	203,57	305,36	407,14	508,9	611,24	717,64	800,16	832,6	-34,85
$t_r$	0	7,8	13,68	17,58	19,54	19,54	17,58	13,68	7,81	0	-9,77
$n$	1	4	2	4	2	4	2	4	2	4	1
$n\bar{M}_{CP}$	0	-56,4	-96,6	-362,4	-257,7	-604	-290	-394,8	0	+652,3	+40
$n\bar{M}_{CCP}$	0	-12,16	-20,8	-78	-55,5	-106,5	-75	-85,12	0	+140,4	+86,8
$n\bar{M}_{C120}$	0	-40,7	-81,4	-366,43	-325,7	-1017,8	-1141,48	-2149,4	-800,25	-537,36	+34,85
$n\bar{M}_{t_r}$	0	-3,7	-5,6	-21,07	-15,6	-39	-21	-38,3	-12,45	0	+9,77

N:12

travée -2-

	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
$\bar{M}$	-1	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0
$M_{CP}$	-402,65	-221,4	-80,5	+20	+80,5	+100,67	+80,5	+20	-80,5	-221,4	-402,65
$M_{CCP}$	-86,8	-47,7	-17,42	-14,34	+17,42	+21,7	+17,42	+4,34	-17,42	-47,7	-86,8
$M_{C120}$ $+t_r$	-44,65	-44,65	-44,65	-44,65	-44,65	-44,65	-44,65	-44,65	-44,65	-44,65	-44,65
$n$	1	4	2	4	2	4	2	4	2	4	1
$n\bar{M}_{CP}$	+402,69	+797,04	+128,8	-56	-96,6	-201,3	-64,4	-24	+32,2	+88,5	+0
$n\bar{M}_{CCP}$	+86,8	+171,72	+27,8	-12,15	-21	-43,4	-14	-5,2	+7	+19	+0
$n\bar{M}_{C120}$ $+t_r$	+44,65	+160,7	+71,4	+125	+53,58	+89,3	+35,7	+53,6	+17,8	+18	+0
$n\bar{M}_{C120}$ $+t_r$	34,85	125,46	55,76	97,58	41,82	69,7	27,88	41,82	13,94	13,94	0
$n\bar{M}_{t_r}$	9,77	35,24	15,64	27,42	11,76	19,6	7,82	11,78	3,86	4,06	0

N:13

travée - 1 -

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\bar{M}$	0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1
retrait + $\Delta TF$	378,07	335	282	238,6	195,5	147	99	56	13	-35	-75,33
retrait + $\Delta T_c$	240,73	205	178	151,4	124,5	93	61	34	7	-25	-48,67
$n$	1	4	2	4	2	4	2	4	2	4	1
$n\bar{M}M_1$	0	-134	-113	-286,3	-156,4	-294	-118,8	-156,8	-20,8	+126	+75,33
$n\bar{M}M_2$	0	-82	-71,2	-181,7	-99,6	-186	-73,2	-95,2	-11,2	+90	+48,67

N:14

travée - 2 -

	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
$\bar{M}$	-1	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0
retrait + $\Delta TF$	-75,33	-75,33	-75,33	-75,33	-75,33	-75,33	-75,33	-75,33	-75,33	-75,33	-75,33
retrait + $\Delta C$	-48,67	-48,67	-48,67	-48,67	-48,67	-48,67	-48,67	-48,67	-48,67	-48,67	-48,67
$n$	1	4	2	4	2	4	2	4	2	4	1
$n\bar{M}M_1$	+75,33	+271,2	+220,5	+211	+90,4	+150,6	+60,26	+90,4	+30	+30,13	+0
$n\bar{M}M_2$	+48,67	+145,2	+77,8	+136,2	+58,24	+97,3	+39	+58,4	+19,5	+19,5	+0

N:15

travée - 1 -

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\bar{\pi}$	1	0,85	0,70	0,55	0,40	0,24	+0,09	-0,09	-0,24	-0,39	-0,534
$\pi_{cep}$	0	+141	+241,6	+302	322,15	302	241,6	141	0	-181,6	-402,6
$\pi_{ccp}$	0	+30,4	+52,1	+65	69,4	53,28	52,12	30,4	0	-39	-86,8
$\pi_{c120}$	0	101,78	203,57	305,36	407,14	508,9	610,68	712,47	814,26	916,05	1017,84
$\pi_{1, tr}$	0	7,8	13,68	17,58	19,54	19,54	17,58	13,68	7,81	0	-9,77
$n$	1	4	2	4	2	4	2	4	2	4	1
$n\bar{\pi}\pi_{cep}$	0	479,4	338,24	664,4	257,7	290	43,5	-50,7	0	+282,6	+215
$n\bar{\pi}\pi_{ccp}$	0	103,36	73	143	55,5	51	9,38	-11	0	+60,84	+46
$n\bar{\pi}\pi_{c120}$	0	346	285	671,8	325,7	488,5	171,2	-276,3	-240	-363	+18,6
$n\bar{\pi}\pi_{1, tr}$	0	26,52	19,15	38,57	15,6	18,75	3,16	-5	-3,7	0	+5,2

N:16

travée - 2 -

	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
$\bar{\pi}$	-0,534	-0,462	-0,40	-0,33	-0,265	-0,20	-0,13	-0,06	+0,01	+0,07	+0,134
$\pi_{cep}$	-402,65	-221,4	-80,5	+20	+80,5	+100,67	+80,5	+20	-80,5	-221,4	-402,65
$\pi_{ccp}$	-86,8	-47,7	-17,42	+4,34	+17,42	+21,7	+17,42	+4,34	-17,42	-47,7	-86,8
$\pi_{c120}$	-34,85	-34,85	-34,85	-34,85	-34,85	-34,85	-34,85	-34,85	-34,85	-34,85	-34,85
$\pi_{1, tr}$	-9,77	-9,77	-9,77	-9,77	-9,77	-9,77	-9,77	-9,77	-9,77	-9,77	-9,77
$n$	1	4	2	4	2	4	2	4	2	4	1
$n\bar{\pi}\pi_{cep}$	+215	+409	+64,4	-26,4	-42,6	-80,5	-21	-4,8	-1,61	-62	-54
$n\bar{\pi}\pi_{ccp}$	+46	+88	+14	-5,7	-9,2	-17,36	-4,5	-1,04	-0,34	-13,3	-11,6
$n\bar{\pi}\pi_{c120}$	+18,6	+64,4	+27,88	+46	+18,4	+27,88	+9	+8,36	-0,7	-9,7	-4,6
$n\bar{\pi}\pi_{1, tr}$	+5,2	+18	+7,8	+13	+5,2	+7,8	+2,5	+2,34	-0,2	-2,7	-1,3

N:17

- Travee : 3 -

	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
$\bar{M}$	0,134	0,125	0,11	0,1	0,08	0,07	0,055	0,04	0,03	0,02	0
$M_{cp}$	-402,65	-181,2	0	141	241,6	302	322,15	302	241,6	141	0
$M_{ccp}$	-86,8	-39	0	30,4	52,12	53,28	69,4	65	52,1	30,4	0
$M_{c120}$	-34,85	232,68	500,16	367,64	951,24	508,9	407,14	305,36	203,57	101,78	0
$M_{12}$	-9,77	0	7,81	13,68	17,58	19,54	19,54	17,58	13,68	7,8	0
$n$	1	4	2	4	2	4	2	4	2	4	1
$n\bar{M}_{cp}$	-54	-90,6	0	+56,4	38,6	84,5	35,4	48,3	14,5	11,28	0
$n\bar{M}_{ccp}$	-11,6	-19,5	0	+12,16	8,34	15	7,63	10,4	3,12	2,43	0
$n\bar{M}_{c120}$	-4,6	+116,3	+110	+307	152,2	142,5	44,7	48,8	12,2	8,14	0
$n\bar{M}_{12}$	-1,3	0	+1,7	+5,4	2,8	5,47	2,15	2,8	0,82	0,62	0

N:18

- Travee : 1 -

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\bar{M}$	1	0,85	0,70	0,55	0,4	0,24	0,09	-0,09	-0,24	-0,39	-0,534
$M_{travail} + \Delta T F$	378,07	335	282	238,6	195,5	147	99	56	13	-35	-75,33
$M_{travail} + \Delta T C$	240,73	205	178	151,4	124,5	93	61	34	7	-25	-48,67
$n$	1	4	2	4	2	4	2	4	2	4	1
$n\bar{M}_1$	378,07	1139	394,8	525	156,4	141,12	17,82	-20,16	-6,24	+54,6	+40,2
$n\bar{M}_2$	240,73	697	249,2	333,08	99,6	89,3	11	-12,24	-3,36	+39	+26

- Travee : 2 -

N:19

	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
$\bar{M}$	-0,534	-0,462	-0,40	-0,33	-0,265	-0,2	-0,13	-0,06	+0,01	+0,07	+0,134
retrait + $\Delta T_F$	-75,33	-75,33	-75,33	-75,33	-75,33	-75,33	-75,33	-75,33	-75,33	-75,33	-75,33
retrait + $\Delta T_C$	-48,67	-48,67	-48,67	-48,67	-48,67	-48,67	-48,67	-48,67	-48,67	-48,67	-48,67
n	1	4	2	4	2	4	2	4	2	4	1
$n M_1 \bar{M}$	40,2	+139,2	60,26	99,4	40	60,26	19,6	18	-1,5	-21,1	-10,1
$n M_2 \bar{M}$	26	+90	39	64,2	25,8	39	12,6	11,6	-1	-13,6	-6,5

- Travee : 3 -

N:20

	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
$\bar{M}$	+0,134	0,125	0,11	0,1	0,08	0,07	0,055	0,04	0,03	0,02	0
retrait + $\Delta T_F$	-75,33	-35	13	56	99	147	195,5	238,6	282	335	378
retrait + $\Delta T_C$	-48,67	-25	7	34	61	93	124,5	151,4	178	205	240,73
n	1	4	2	4	2	4	2	4	2	4	1
$n M_1 \bar{M}$	-10,1	-17,5	2,86	22,4	15,84	41,16	21,5	38,17	17	26,2	0
$n M_2 \bar{M}$	-6,5	-12,5	1,54	13,6	9,76	26,04	13,7	24,2	10,7	16,4	0

# TABLEAUX DES EFFORTS

## - ENTRETOISES -

Tableaux : efforts relatifs à l'entretoise intermédiaire

- \* tableau hyperstatique N°1 et 2
- \* tableau isostatique N°3 et 4

N:1

CHARGES		R max	w <sub>i1</sub>	w <sub>i2</sub>	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	b <sub>c</sub> , b <sub>t</sub>	Δ	α	M <sub>1, m.p</sub>	M <sub>2, m.p</sub>
CP+CCP		7344	-0,181	-0,34	-888,624	-2496,96	/	/	1,32	-1118,984	-3895,987
Surcharge A	1V	7378	0,8	0,4	5902,4	2954,2	/	/	1,6	9443,84	4721,92
	2V	7378	1,6	0,8	11804,8	5902,4	/	/	"	18887,68	5442,84
B <sub>c</sub>	1C	12937	1,4	0,7	11804,8	9055,9	1,2	1,094	"	38043,473	19021,736
	2C	12937	2,30	1,15	29755,1	14877,55	1,1	1,094	"	57291,66	28645,83
B <sub>t</sub>	1t	1465	1,40	0,7	2051	1025,5	1	"	"	3590,07	1795,04
	2t	1465	1,8	0,9	2637	1318,5	1	"	"	4625,80	2307,90
M <sub>c</sub> 120		44512	0,75	0,376	33384	16736,51	/	1,1	1,32	48473,568	24301,41
Surcharge des trailleries	1tr	3600	-0,86	-0,7	-3096	-2520	/	/	1,6	-4953,6	-4032
	2tr	3600	-1,72	-1,4	-6192	-5040	/	/	"	-9907,2	-8064
Convoi D		32256	2,56	1,28	82575,36	41287,68	/	/	"	132120,57	66060,29
M <sub>1</sub> , M <sub>0x</sub>		CP + CCP + D = 130947,59									
M <sub>2</sub> , M <sub>0x</sub>		CP + CCP + D = 62764,303 t.m									
M max		M <sub>0x</sub> (M <sub>1</sub> , M <sub>2</sub> ) = 130947,59 kg.m = 130,95 t.m									

N:2

CHARGES		R <sub>e</sub> [kg/MPJ]	w <sub>i</sub>	T	b <sub>c</sub> , b <sub>t</sub> , b <sub>m</sub>	Δ	Coeff. pond. α	Tim. pond. α	
CP+CCP		7344	0,180	1321,92	/	/	1,32	1744,934	
surcharge	1V	7378	0,216	1593,648	0,875	/	1,6	2231,1	
	A	7378	0,432	3187,296	0,875	/	"	4462,28	
B <sub>c</sub>	1C	12937	0,388	5019,556	1,2	1,094	"	10543,476	
	2C	12937	0,640	8279,68	1,1	1,094	"	15942,03	
B <sub>t</sub>	1t	1465	0,388	568,42	1	1,094	"	994,962	
	2t	1465	0,50	732,5	1	1,094	"	1282,028	
M <sub>c</sub> 120		44512	0,208	9258,496	/	1,1	1,32	13443,335	
surcharge trailleries	1tr	3600	-0,24	-864	/	/	1,6	-1382,4	
	2tr	3600	-0,29	-1044	/	/	"	-1670,4	
Convoi D		32256	0,736	23740,516	/	/	"	37984,825	
T max		CP + CCP + D = 39729,759 kg = 39,73 t							

N:3

charges		$z_{max}$	$W_i$	$T$	$b_{c,bt}$	$\delta$	$\alpha$	$T_n, P$
CP+CCP		6637	0,180	1195	/	/	1,32	1577,4
surch A	1V	6990	0,216	1510	/	/	1,6	2416
	2V	6990	0,432	3019	/	/	"	4830,4
Bc	1c	12480	0,388	4842	1,2	1,122	"	10431
	2c	12480	0,640	7987	1,1	1,122	"	15772
Bt	1t	14400	0,388	5587	1	1,122	"	10029
	2t	14400	0,5	7200	1	1,122	"	12925
Mc 120		43448	0,208	9037	/	1,112	1,32	13265
traffoir	1t	3307,5	-0,24	-793,8	/	/	1,6	-1270
	2t	3307,5	-0,29	-959	/	/	"	-1584
Convoi D		29620	0,736	21880	/	/	"	34880
T <sub>max</sub>		CP+CCP+D = 36457 Kg						

N:4

charges		$z_{max}$	$W_{i1}$	$W_{i2}$	$M_1$	$M_2$	$b_{c,bt}$	$\delta$	$\alpha$	$M_{1,m,P}$	$M_{2,m,P}$
CP+CCP		6637	-0,121	-984	-803	-2256,6	/	/	1,32	-1060	-2980
surch A	1V	6990	0,8	0,4	5592	2796	/	/	1,6	8947	4474
	2V	6990	1,6	0,8	11184	5592	/	/	"	17894	5592
Bc	1c	12480	1,4	0,7	17472	8736	1,2	1,122	"	37639	18820
	2c	12480	2,80	1,15	28704	14352	1,1	1,122	"	56682	28341
Bt	1t	14400	1,40	0,7	20160	10080	1	"	"	36191	18095
	2t	14400	1,80	0,90	25920	12960	1	"	"	46531	23266
Mc 120		43448	0,75	0,375	32586	16336	/		1,32	47821	23978
traffoir	1t	3307,5	-0,86	-0,7	-2844,4	-23,5	/	/	1,6	-4551	-3704
	2t	3907,5	-1,72	-1,4	-5689	-4630	/	/	"	-9102	-7408
Convoi D		29620	2,56	1,28	75827,2	3714	/	/	"	121323	60662
M <sub>1, max</sub>		CP+CCP+D = 120263 Kg.m									
M <sub>2 max</sub>		CP+CCP+D = 57682 Kg.m									
M <sub>max</sub>		Max (M <sub>1</sub> , M <sub>2</sub> ) = 120263 Kg.m									



SUPPLEMENT

CALCUL DE LA PILE

DU PONT ISOSTATIQUE

## Présentation :

Le pont a quatre travées reposant sur trois piles intermédiaires de différentes hauteurs. Les hauteurs sont conditionnées par le profil en travers du relief topographique et par le niveau de la chaussée finie.

On s'intéresse plus particulièrement à la pile médiane qui présente une hauteur importante et qui de ce fait est la plus exposée aux risques de flambement.

Cette pile se compose de deux fûts cylindriques évidés surmontés d'un chéneau, elle est ancrée dans le sol au moyen d'une fondation profonde (pieux battus).

Les poutres principales reposent sur les fûts qui reçoivent directement la descente de charge. Le chéneau ne joue donc aucun rôle dans le transfert des charges verticales. Il sert au ruissellement du tablier au moment de sa mise en place et pendant les opérations de changement des appareils d'appui. Il sert aussi à la répartition des efforts horizontaux dus au courant d'eau et au séisme accidentelle de séisme.

La fondation est une semelle sur pieux de forme rectangulaire connectée aux extrémités à un batardeau de palplanche jouant uniquement un rôle de protection contre les effondrements.

### Vérification de la stabilité de la pile

Nous allons calculer les charges permanentes aux plus basses eaux (à sec) et aux plus hautes eaux. Le niveau de plus hautes eaux est au niveau des diés d'appui. La densité de l'eau chargée de particules est estimée à 1.30.

Tableau récapitulatif des charges permanentes.

Elements	Dimensions	Nl (à sec)	N au (PHE)
Tableau		134,35	134,35
Dés d'appui	3 ( 1x0,8 x 1,9 )	11,4	11,4
Chévetre	( 3 x 9 x 1,7 ) - ( 2 x $\frac{0,5 \times 0,5}{2}$ x 1,7 )	113,687	59,117
fûts	2 [ $\frac{\pi}{4} ( 2,8^2 - 2,2^2 ) - 18 ]$	211,95	110,214
Semelle	6 x 11 x 1,5	247,50	128,7
Total		718,887	443,781

Dimensionnement :

Le diamètre minimal est donné :  $\phi \geq 0,6 \text{ m}$  d'où on opte pour :  $\phi_{ext} = 2,8 \text{ m}$

$\phi_{int} = 2,2 \text{ m}$

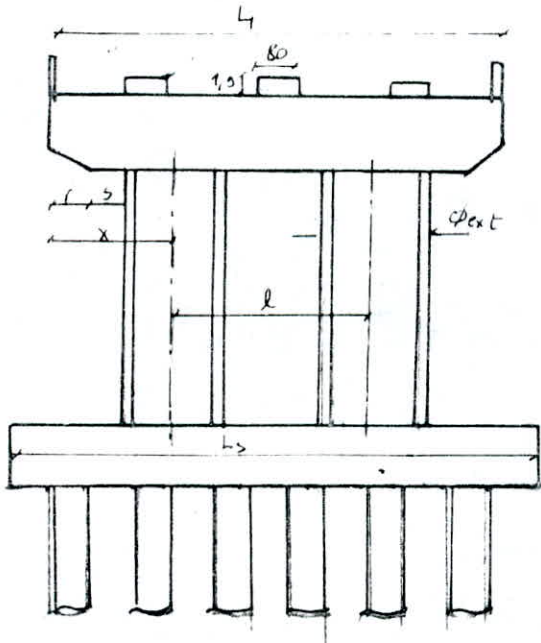
$$l = \frac{L_1 \sqrt{2}}{1 + \sqrt{2}} = \frac{9 \sqrt{2}}{1 + \sqrt{2}} = 5,27 \text{ m}$$

on prend  $l = 5 \text{ m}$

$$x = \frac{L_1}{2(1 + \sqrt{2})} = 1,86 \text{ m} \Rightarrow \underline{x = 2 \text{ m}}$$

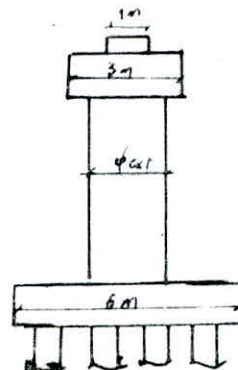
$$L_2 \geq (n - 0,2) l = 9 \text{ m} \Rightarrow \underline{L_2 = 11 \text{ m}}$$

$$s + r = 0,6 \text{ m} \quad , \quad s = 0,2 \text{ m} \\ r = 0,4 \text{ m}$$



Coupe transversale

Coupe longitudinale



## Efforts Ôus Au Courant (SETRA - Fond, 72)

En présence du courant, il risit une réaction hydrodynamique donnée par :  $R = K \cdot S \cdot V^2$  où :

$R$  : réaction en kgf.

$S$  : surface du métre couple en  $m^2$

$V$  : vitesse du courant en m/s.  $V = 5 \text{ m/s}$  en crue

$V = 4 \text{ m/s}$  normal

$K = 35$  section horizontale circulaire

$K = 72$  section horizontale rectangulaire

on ne considère l'effet du courant que sur le chevêtre et une partie du fût car la semelle est ancrée à 4 m.

### 1- Effet du courant sur le chevêtre :

$$S = 3 \times 1,7 = 5,1 \text{ m}^2, V = 5 \text{ m/s}$$

$$R_1 = 72 \times 5,1 \times 5^2 = 9180 \text{ kg}$$

$$\text{Moment dû à } R_1 : M_{R_1} = 9,18 \times 23,63 = 216,92 \text{ t.m}$$

### 2- Effet du courant sur le fût

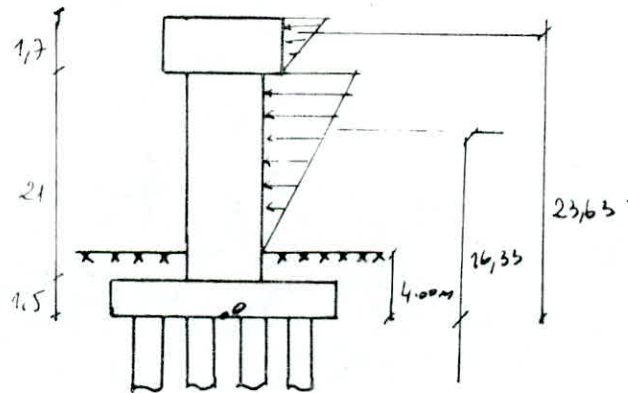
$$S = 28(21 - 2,5) = 51,8 \text{ m}^2 ; V = 5 \text{ m/s}$$

$$R_2 = 35 \times 51,8 \cdot 5^2 = 45325 \text{ kg}$$

$$\text{Moment dû à } R_2 : M_{R_2} = 45,325 \times 16,33 = 739,75 \text{ t.m}$$

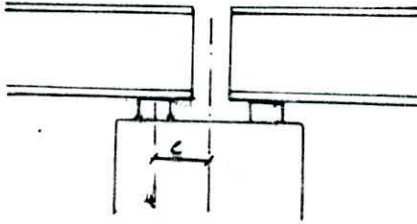
+ Réaction total dû au courant :  $R = R_1 + R_2 = 54,48 \text{ t}$

+ Moment total transversal dû au courant :  $M_t = M_{R_1} + M_{R_2} = 956,67 \text{ t.m}$



## Efforts liés Aux Surcharge

On calculera pour chaque cas de chargement l'effort normal  $N$ , le moment dans le sens longitudinal du pont ( $M_e$ ) qui est dû à l'excentrement de l'appui d'appui par rapport à l'axe du chéneau, cet excentrement sera traduit selon le schéma suivant :



donc  $M_e = N \cdot e$

L'effort normal  $N$  provoque aussi un moment transversal  $M_t = N \cdot d$  où  $d$  est la distance dans le sens transversal du pont entre l'axe du système porteur et le point d'application de la résultante de surcharge considérée.

Remarque : les surcharges ne sont pas pondérées.  $B_c, B_t, M_{c120}$  sont majorés.

### 1 travée chargée

Surcharges		N (t)	H (t)	d (m)	$M_t$ (t.m)	e (m)	$M_e$ (t.m)
A	1v	56,45		2,00	112,9	0,5	28,225
	2v	112,89		0	0	0,5	56,45
Freinage A			2,28	/	/	26,1	59,51
$B_c$	1c	47,03		2,75	129,33	0,5	23,52
	2c	94,04		1,25	117,55	0,5	47,03
Freinage $B_c$			6,81	/	/	26,1	164,69
$B_{c \text{ min}}$		2,07		2,75	5,69	0,5	1,035
$B_t$	1t	35,07		2,5	87,675	0,5	17,54
	2t	70,15		1	70,15	0,5	35,075
$M_{c120}$		109,63		1,85	202,82	0,5	54,82
Convoi D		164,1		0,4	65,64	0,5	82,05
trottoirs	1tr	2,205		4,5	9,92	0,5	1,102
	2tr	4,41		0	0	0,5	2,205

2 travees chargees

surcharges		N (t)	H (t)	d (m)	M <sub>t</sub> (t.m)	e (m)	M <sub>e</sub> (t.m)
A	1V	112,9		2,00	225,8	0	0
	2V	225,8		0	0	0	0
Freinage A		-	3,366			26,1	87,853
B <sub>c</sub>	1C	49,722		2,75	136,74	0,5	24,86
	2C	99,44		1,25	124,3	0,5	49,72
Freinage B <sub>c</sub>		-	6,31			26,1	164,69
B <sub>c</sub> min		2,07		2,75	5,69	0	0
B <sub>t</sub>	1t	35,07		2,5	87,675	0	0
	2t	70,17		1	70,17	0	0
M <sub>c</sub> 120		118,42		1,85	219,08	0	0
Con un D		100,8		0,4	40,32	0	0
travois	1u	4,41		2,45	19,85	0	0
	2u	8,82		0	0	0	0

Combinaison des Efforts :

on envisagera toutes les combinaisons possibles, et on retiendra celles qui donnent les effets les plus defavorables, les surcharges sont multipliees d'un coefficient de ponderation de 1,2 mais ne sont pas majorées.

	Combinaisons	N (t)	M <sub>t</sub> (t.m)	M <sub>e</sub> (t.m)
C <sub>P</sub> + A <sub>1</sub> + tr + Fr (PHE)	CP + 1,2 (A <sub>20,2t</sub> + 2tr <sub>2t</sub> + Fr)	725,325	956,67	105,424
	CP + 1,2 (A <sub>10,2t</sub> + 1tr <sub>2t</sub> + Fr)	584,55	1251,67	105,424
	CP + 1,2 (A <sub>20,1t</sub> + 2tr <sub>1t</sub> + Fr)	584,55	956,67	141,798
C <sub>P</sub> + A <sub>1</sub> + tr + Fr (PBE)	CP + 1,2 (A <sub>20,2t</sub> + 2tr <sub>2t</sub> + Fr)	1000,431	0	105,424
	CP + 1,2 (A <sub>10,2t</sub> + 1tr <sub>2t</sub> + Fr)	718,887	294,78	105,424
	CP + 1,2 (A <sub>20,1t</sub> + 2tr <sub>1t</sub> + Fr)	859,647	0	141,798
C <sub>P</sub> + B <sub>c</sub> + tr + Fr (PHE)	CP + 1,2 (B <sub>c</sub> 2t, 2c + 2tr <sub>2t</sub> + Fr)	573,693	1105,83	257,292
	CP + 1,2 (B <sub>c</sub> 2t, 1c + 1tr <sub>2t</sub> + Fr)	508,739	1144,58	227,46
	CP + 1,2 (B <sub>c</sub> 1t, 2c + 2tr <sub>1t</sub> + Fr)	443,781	1097,73	256,71

$CP + B_{2t} + Fr$ (PBE)	$CP + 1,2 (B_{2t,2t} + 2t_{2t} + Fr)$	848,799	149,16	257,292
	$CP + 1,2 (B_{1t,2t} + 1t_{2t} + Fr)$	783,845	187,91	227,46
	$CP + 1,2 (B_{2t,1t} + 2t_{1t} + Fr)$	837,027	141,06	256,71
$CP + M_{12t}$ (PHE)	$CP + 1,2 (M_{12t,2t} + 2t_{2t})$	596,469	1219,866	0
	$CP + 1,2 (M_{1t,2t} + 1t_{2t})$	591,177	1243,386	0
	$CP + 1,2 (M_{12t,1t} + 2t_{1t})$	580,629	1200,05	68,43
$CP + M_{12t}$ (PBE)	$CP + 1,2 (M_{12t,2t} + 2t_{2t})$	871,515	262,896	0
	$CP + 1,2 (M_{1t,2t} + 1t_{2t})$	866,283	286,716	0
	$CP + 1,2 (M_{12t,1t} + 2t_{1t})$	855,735	243,38	68,43
$CP + D$ (PHE)	$CP + 1,2 (D_{2t})$	564,741	1005,05	0
	$CP + 1,2 (D_{1t})$	640,701	1035,44	98,46
$CP + D$ (PBE)	$CP + 1,2 (D_{2t})$	839,847	48,384	0
	$CP + 1,2 (D_{1t})$	915,807	78,768	98,46
$CP + B_{min}$ (PHE)	$CP + 1,2 (B_{min} + 2t_{1t} + Fr)$	443,78	6,82	200,27
$CP + B_{min}$ (PBE)	$CP + 1,2 (B_{min} + 2t_{2t} + Fr)$	731,955	6,82	197,628

finalement, les efforts les plus défavorable sont donnés par les combinaisons suivantes :

1.  $CP + A_{2t,2t} + 2t_{2t} + Fr$  (PBE)  $\Rightarrow N = 1000,48t$  ;  $M_t = 0$  ;  $M_p = 105,426t.m$
2.  $CP + B_{2t,2t} + 2t_{2t} + Fr$  (PBE)  $\Rightarrow N = 848,799t$  ;  $M_t = 149,16t.m$  ;  $M_p = 257,292t.m$
3.  $CP + A_{1t,2t} + 1t_{2t} + Fr$  (PHE)  $\Rightarrow N = 584,55t$  ;  $M_t = 1251,45t.m$  ;  $M_p = 105,426t.m$

Les efforts qui en découlent de ces 3 combinaisons servent à calculer la réaction maximale sur le pieu ( $F_{max}$ )

Par contre, pour déterminer la réaction minimale sur le pieu ( $F_{min}$ ) on doit considérer la combinaison :

$$CP + B_{min} + 2t_{1t} \text{ (PHE)} \Rightarrow N = 443,78t ; M_t = 6,82t.m ; M_p = 200,27t.m$$

### Determination de $F_{max}$ et $F_{min}$ :

on determine la charge maximale  $F_{max}$  et la charge minimale  $F_{min}$ , en utilisant la formule de la flexion simple :

$$F = \frac{N}{n} \pm \left[ \frac{M_y \cdot X_i}{I_y} \pm \frac{M_x \cdot Y_i}{I_x} \right] \cdot r$$

Pour l'application de cette formule, il faudra émettre les hypothèses suivantes :

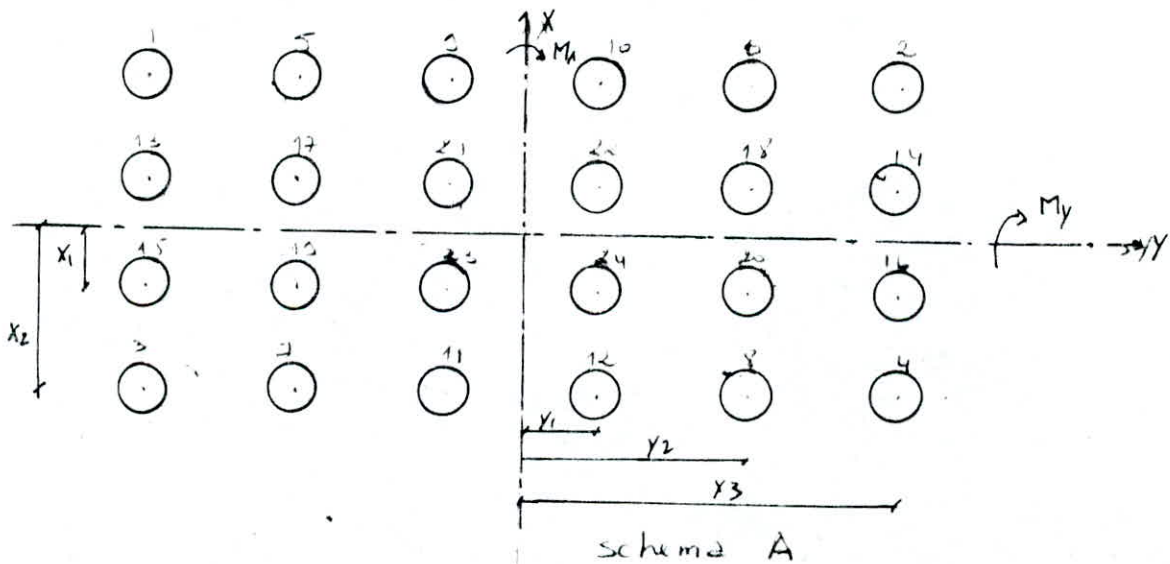
- - déformation poutre semelle proportionnelle à la charge
- semelle infiniment rigide
- pieux identiques, concentriques dans la semelle.

axe :  $n$  : nombre de pieux

$I_x, I_y$  : moments d'inertie du groupe de pieux respectivement calculés à partir des axes  $ox$  et  $oy$ .

$M_x, M_y$  : moments par rapport à l'axe d'inertie  $ox, oy$

$r$  : section d'un pieu



$$X_1 = 0,6 \text{ m}, \quad X_2 = 1,8 \text{ m}$$

$$Y_1 = 0,92 \text{ m}, \quad Y_2 = 2,76 \text{ m}, \quad Y_3 = 4,6 \text{ m}$$

$$I_x = 2I_{x_1} + 2I_{x_2} = 6 \Omega (2y_1^2 + 2y_2^2 + 2y_3^2) = 12 \Omega (y_1^2 + y_2^2 + y_3^2)$$

$$I_y = 4 \Omega (6x_1^2 + 6x_2^2) = 24 \Omega (x_1^2 + x_2^2)$$

$$\text{avec } \Omega = \frac{\pi \Delta^4}{4} = \frac{\pi (0,4)^4}{4} = 0,332 \text{ m}^4$$

$$\text{donc } I_x = 117,9 \text{ m}^4, \quad I_y = 28,66 \text{ m}^4$$



a/ Recherche de  $F_{max}$  venant à un pieu :  $F_{max} = \frac{N}{n} + \left[ \frac{M_y \cdot X_e}{I_y} + \frac{M_x \cdot Y_e}{I_x} \right] \cdot \Omega$

1.  $CP + A_{20,2t} + 2tr_{2t} + Fr$  (PBE)  $\Rightarrow$   $N = 1000,431t$   
 $M_x = M_t = 0$   
 $M_y = M_e = 105,424t.m$   $\left. \vphantom{\begin{matrix} N \\ M_x \\ M_y \end{matrix}} \right\} \Rightarrow F_1 = 43,88t$

2.  $CP + B_{30,2t} + 2tr_{2t} + Fr$  (PBE)  $\Rightarrow$   $N = 584,55t$   
 $M_x = M_t = 149,16t.m$   
 $M_y = M_e = 257,292t.m$   $\left. \vphantom{\begin{matrix} N \\ M_x \\ M_y \end{matrix}} \right\} F_2 = 31,65t$

3.  $CP + A_{10,2t} + 1tr_{2t} + Fr$  (PHE)  $\Rightarrow$   $N = 584,55t$   
 $M_x = M_t = 1251,45t.m$   
 $M_y = M_e = 105,424t.m$   $\left. \vphantom{\begin{matrix} N \\ M_x \\ M_y \end{matrix}} \right\} F_3 = 42,76t.m$

d'où  $F_{max} = \max(F_1, F_2, F_3) = 43,88t$

b/ Recherche de  $F_{min}$  venant à un pieu :

$CP + B_{min} + 2tr_{2t} + Fr$  (PHE)  $\Rightarrow$   $N = 443,78t$   
 $M_x = M_t = 6,828t.m$   
 $M_y = M_e = 200,27t.m$   $\left. \vphantom{\begin{matrix} N \\ M_x \\ M_y \end{matrix}} \right\} F = 14,226t$

et  $F_{3min} = \frac{N}{24} - \left[ \frac{M_y X_e}{I_y} + \frac{M_x Y_e}{I_x} \right] \cdot \Omega = 5,947t$

$\Rightarrow F_{min} = \min(F, F_{3min}) = 5,947t$

Conclusion :  $F_{max} = 43,88t < \bar{F}_p = 110t$  (donnée par le rapport du sol)  
 $F_{min} = 5,947 > 0$

donc il n'y a pas risque d'arrachement du pieu, ni de poinçonnement ( $F_{max} < \bar{F}_p$ )  
 la pile est donc assurée sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre.

N.B : la stabilité aux renversement n'a pas lieu d'être vérifiée car :

1. notre fondation est une fondation profonde
2. Il n'y a pas arrachement de pieux.

## Verification de la stabilité sous l'effet du séisme :

### 1. Efforts dus au séisme.

#### a/ composante horizontale :

$$H = 0,1 G_v$$

\* PHE  $H = 0,1 \times 443,781 = 44,378 \text{ t}$

\* PBE  $H = 0,1 \times 718,887 = 71,889 \text{ t}$

Moment à la base de la semelle :

\* PHE  $M = 44,378 \times 26,1 = 1158,266 \text{ t.m}$

\* PBE  $M = 71,889 \times 26,1 = 1876,33 \text{ t.m}$

#### Repartition de la composante horizontale sur tous les éléments de la pile :

##### 1. Chevêtre :

\* PBE  $H = 0,1 \times 113,687 = 11,368 \text{ t}$   $M = 11,368 \times 23,63 = 268,51 \text{ t.m}$

\* PHE  $H = 0,1 \times 59,117 = 5,912 \text{ t}$   $M = 5,912 \times 23,63 = 139,7 \text{ t.m}$

##### 2. Fût :

\* PBE  $H = 0,1 \times 211,95 = 21,195 \text{ t}$   $M = 21,195 \times 15,5 = 328,52 \text{ t.m}$

\* PHE  $H = 0,1 \times 110,214 = 11,021 \text{ t}$   $M = 11,02 \times 15,5 = 170,81 \text{ t.m}$

##### 3. Semelle sur pieux :

\* PBE  $H = 0,1 \times 247,5 = 24,75 \text{ t}$   $M = 24,75 \times 9,99 = 24,5 \text{ t.m}$

\* PHE  $H = 0,1 \times 128,7 = 12,87 \text{ t}$   $M = 12,87 \times 9,99 = 12,74 \text{ t.m}$

Enfinement les moments à la base de la fondation sont :

\* PBE  $M_t = 268,51 + 328,52 + 24,5 = 621,53 \text{ t.m}$

\* PHE  $M_t = 139,7 + 170,81 + 12,74 = 323,25 \text{ t.m}$

#### b/ Composante verticale

$$V = \pm 0,2 (G_v + 95 P_v)$$

### 2. Combinaisons des efforts : \* pour la recherche de $F_{max}$ :

1)  $CP + A_{20,2t} + 2t_{2t} + F_r + SI$  (PBE)

$$V = \pm 0,2 (718,887 + 95 (225,8 + 8,82)) = \pm 167,23 \text{ t}$$

d'au  $N = 718,887 + 225,8 + 8,82 \pm 167,23 \text{ t} \Rightarrow N_{sup} = 1120,74 \text{ t}$   
 $N_{inf} = 786,227 \text{ t}$

$$\left. \begin{aligned} M_y = M_e &= 87,853 + 621,53 = 709,38 \text{ t.m} \\ M_x = M_t &= 0 \end{aligned} \right\} F_1 = 61,489 \text{ t}$$

cette 1<sup>ère</sup> condition est celle qui nous donne  $F_{max} = F_1 = 61,489 \text{ t}$

\* Recherche de  $F_{min}$ :  $CP + R_{x_{min}} + 2tr_{1t} + F_r + SI$  (PHE)

$$V = \pm 0,25 [443,781 + 0,5(2,07 + 4,41)] = \pm 89,4 \text{ t}$$

$$N_{sup} = 539,661$$

$$N_{inf} = 360,8 \text{ t}$$

$$M_y = M_e = 323,25 + (1,035 \times 164,69 \times 2,405) = 488,915 \text{ t.m}$$

$$M_x = M_t = 5,69 \text{ t.m}$$

d'où  $F_{min} = 4,72 \text{ t.m}$

Conclusion:  $F_{max} = 61,489 \text{ t} < 2\bar{F}_p$

$$F_{min} = 4,72 \text{ t} > 0$$

donc la stabilité de la pile est assurée sous les sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre.

### Ferraillage de la Pile:

A - Cherète: le cherète est considéré comme une poutre sur deux appuis, il est calculé pour reprendre les efforts lors du reniçage du tablier, il sert aussi pour la répartition des efforts horizontaux entre les deux fûts, mais le reniçage reste le plus défavorable.

1- Cas du reniçage ad'un seul tablier:

a. Efforts dus au poids propre du cherète

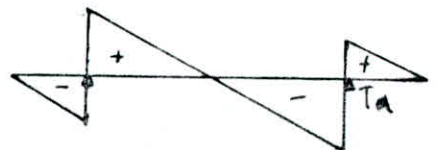
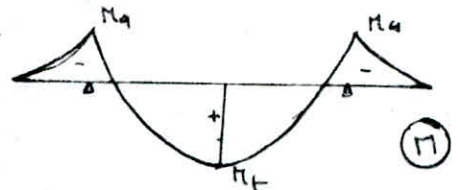
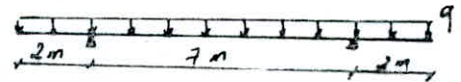
$$q = 1,7 \times 3 \times 2,5 = 12,75 \text{ t/ml}$$

Moment max en travée:  $M_t = 52,594 \text{ t.m}$

Moment sur appuis:  $M_a = 25,56 \text{ t.m}$

Effort tranchant en travée:  $T_t = 0$

Effort tranchant sur appuis:  $T_a = 44,625$

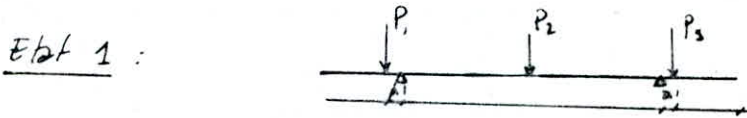


b) Efforts dus au renvoi d'un seul tablier :

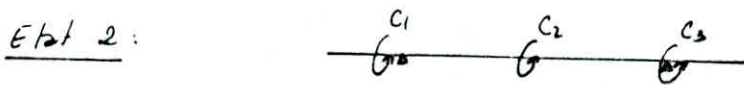
L'action du renvoi d'un seul tablier se traduit par deux états de charge.

1<sup>er</sup> état : il se compose de 3 forces ponctuelles amenées par le renvoi.

2<sup>ème</sup> état : vu l'excentrement des ces forces par rapport à l'axe du chariot d'une distance de  $e = 0,5m$ , on a alors des moments de torsion.



$$P_1 + P_2 + P_3 = \frac{(CP + CCP)l}{2} = 132,741t \Rightarrow P_1 = P_2 = P_3 = 44,247t$$



$$C_1 = C_2 = C_3 = P \cdot e = 0,5 \times 44,247 = 22,12t$$

d'où : 1) Etat 1 :

$$R_A = R_B = 66,37t$$

$$M_A = -4,423t.m, \quad M_E = 22,12t.m$$

$$T_A = 44,247t, \quad T_E = 22,123t$$

on obtient les efforts dus au renvoi plus ceux dus au poids propre :

\* En travée :  $M_t = 280,464t.m$

$$T_t = 22,123t$$

\* Sur appui :  $M_a = -29,923t.m$

$$T_a = 66,748t$$

Ferraillage :

\* En travée :  $M = 280,464t.m, \quad b = 3m, \quad h_t = 1,7m, \quad h = 165cm$

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = 0,019313$$



Abaque de Ottavson  $\Rightarrow \epsilon = 0,939$  et  $k = 67$

$$\Rightarrow A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = 67,87cm^2 \Rightarrow \text{on prend } 14 \phi 25 = 68,72cm^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 39,8 < \bar{\sigma}_b$$

$$\text{avec } t = 20cm$$

\* Sur Appui :  $M = -29,923t.m$

$$\mu = 0,00196 \Rightarrow \epsilon = 0,9706 \text{ et } k = 232,5$$

$$\text{d'où } A = 6,61cm^2 \Rightarrow \text{on prend } 3T10 = 706cm^2 \text{ avec } t = 35cm$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 12,04 < \bar{\sigma}'_b$$

2) Etat 2 : Torsion : le diagramme de moments est semblable au diagramme des efforts tranchants de l'état 1.

$$P_e = 22,12 \text{ t.m}$$

$$R_{eH} = R_{eB} = 1,5 \cdot P_e = 33,18 \text{ t}$$

Pour les sections rectangulaires, la contrainte tangente de torsion est maximale au milieu des grands côtés et a pour valeur :

$$\tau_{b,m} = \frac{K \cdot M_t}{h_f^2 \cdot b}$$

$\tau_{b,m}$  : valeur maximale de la contrainte tangente de torsion

$M_t$  : moment de torsion max agissant dans la section

$h_f$  : hauteur de la section

$b$  : largeur de la section

On a :  $M_t = 22,12 \text{ t.m}$ ,  $h_f = 170 \text{ cm}$ ,  $b = 300 \text{ cm}$

$$\frac{b}{h_f} = 1,76 \Rightarrow K = 4,21 \quad (\text{tableau chapon p. 355})$$

donc  $\tau_{b,m} = 1,07 \text{ kg/cm}^2$

\* Calcul des armatures longitudinales et des cadres.

on a une section rectangulaire avec  $\frac{b}{h_f} = 1,76 < 3,5$

$$\Rightarrow \bar{\omega}_L = \bar{\omega}_t = \frac{b \cdot h_f}{3b} \times \frac{\tau_{b,m}}{\bar{\sigma}_a} = 1,99 \cdot 10^{-4}$$

- Armatures longitudinales :  $A_L = \bar{\omega}_L \cdot b \cdot h_f = 10,149 \text{ cm}^2$  soit  $6 \phi 16 = 12,06 \text{ cm}^2$

- Armatures transversales

Volume par cm =  $1,99 \cdot 10^{-4} \cdot b \cdot h_f \times 1 = 10,149 \text{ cm}^3$

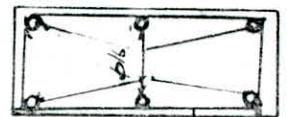
avec des cadres  $\phi 10$  (section d'un  $\phi 10 = 0,78 \text{ cm}^2$ )

le volume d'1 cadre a pour valeur :  $0,78 (290 + 160) \times 2 = 702 \text{ cm}^3$

d'où espacement des cadres =  $\frac{702}{10,149} = 69,169 \text{ cm} < 170 \text{ cm}$

- Calcul d'un cours d'armatures transversales.

$$S = \frac{t \cdot V}{h} = \frac{69 \times 10,149}{165} = 4,24 \text{ cm}^2$$



cadre  $\phi 10$   $c = 69 \text{ mm}$

Effort tranchant :

\* En travée :  $T = 22,123 \text{ t}$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{22,123 \cdot 10^3}{300 \cdot \frac{2}{3} \cdot 165} = 0,51 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{q}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow \bar{q}_b < \bar{q}_b$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{\bar{q}_b}{3 \bar{\sigma}_b}\right) \bar{\sigma}_{en} = 4159,66 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{t} = \max(\bar{t}_1, \bar{t}_2) \text{ avec } \bar{t}_1 = 0,2h = 33 \text{ cm}$$

$$\bar{t}_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\bar{q}_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 165 \left(1 - 0,3 \cdot \frac{20,65}{5,0}\right) = 160,72 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \bar{t} = 160,72 \text{ cm et } t = 69 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{t \cdot T}{2 \cdot \bar{\sigma}_{at}} = 2,542 \text{ cm}^2$$

finallement la section totale d'un cours d'armatures transversales est :

$$A = S + A_t = 6,782 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3 T 10 = 7,06 \text{ cm}^2$$

+ sur appui :  $T = 66,748 \text{ t}$

$$\bar{q}_b = \frac{T}{b \cdot l} = 1,535 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{q}_b = 20,65 \text{ kg/m}^2 > \bar{q}_b$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 4078,587 \text{ kg/cm}^2, \bar{t} = 152,12 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } A_t = 7,82 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = S + A_t = 12,06 \text{ cm}^2 \text{ soit } 16 T 10 = 12,56 \text{ cm}^2$$

## 2) EFFORTS dus au veninage de deux tabliers :

L'action du veninage de deux tabliers en même temps se traduit uniquement par des forces ponctuelles  $P_i$  ( $i=1,2$ ). Les forces sont appliquées sur le plan vertical de symétrie du chéneau.  $P = P_1 = P_2 = P_3 = 2 \times 44,217 = 88,434 \text{ t}$

+ EFFORTS : - en travee :  $M_t = 508,634 \text{ t.m}$

$$T_t = 44,217 \text{ t}$$

- sur appui :  $M_a = -34,346 \text{ t.m}$

$$T_a = 88,434 \text{ t}$$

+ Ferrillage : - longitudinalement : on trouve :

• sur appuis :  $A = 7,599 \text{ cm}^2$  soit  $5 \phi 14 = 7,69 \text{ cm}^2$

• en travee :  $A = 125,67 \text{ cm}^2$  soit  $16 \phi 32 = 128,67 \text{ cm}^2$

- Transversalement :  $A = 10,518 \text{ cm}^2$  soit  $14 \phi 10 = 10,99 \text{ cm}^2, t = 69 \text{ cm}$ .

Verification à la résistance sous les sollicitations du second Gene.

d'effet de scisme sur le chéneau (pendant le veninage de deux tabliers) se

traduit par un effort horizontal et un effort vertical.

$$H = 0,1 G_v = 25,944 \text{ t}$$

$$V = \pm 0,2 (G_v + 0,5 P_v) = \pm 0,2 G_v = \pm 51,888 \text{ t}$$

$$a/ \text{ Entrave: } M = M_{cp} + M_{vent} \cdot \frac{R+V}{R} = 52,594 + 455,74 \cdot \frac{132,74 + 51,888}{182,74}$$

$$M = 686,482 \text{ t.m}$$

$$A = 16 HA 32 = 128,6 \text{ cm}^2$$

$$H = 25,944 \text{ t}, b = 300 \text{ cm}, h_t = 170 \text{ cm}$$

$$\bar{\omega} = \frac{A \sigma_a}{b h} \cdot \frac{n}{15} = 0,26$$

$$a = \frac{M}{H} + \frac{h}{2} = 2646,014 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{0,15a} = 0,4157, M_{gt} = H \cdot a = 686,478 \text{ t.m}$$

$$\bar{\omega}_1 = \bar{\omega} + \frac{h}{0,15a} \mu_1 = 0,26 + 0,4157 \mu_1$$

en utilisant le  $\mu$  des tables de Charon (Vent)  $0,035 < \mu_1 < 0,038$

le tableau 9 nous donne:  $P_1 = 0,0199 \mu_1, m_1 = 7560$

$$\text{d'où } \mu_1 = \frac{P_1 + \bar{\omega}}{m_1 - \frac{h}{0,15a}} = 0,0379233 \Rightarrow K = 45,24$$

$$\text{donc } \sigma_a = \frac{n M_{gt}}{A_1 b h^2} = 3324,49 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{cn} = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 73,48 < 1,5 \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$b/ \text{ Sur Appuis: } M = -37,8038 \text{ t.m}$$

$$A = 4 HA 16 = 8,04 \text{ cm}^2, b = 300 \text{ cm}, h_t = 170 \text{ cm}, h = 165 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } \bar{\omega} = 0,01626, a = 228,213 \text{ cm}, M_{gt} = 125,05 \text{ t.m}$$

$$\text{et } \bar{\omega}_1 = 0,01626 + 4,82 \mu_1 \Rightarrow \mu_1 = \frac{P_1 + \bar{\omega}_1}{m_1 - \frac{h}{0,15a}} = 0,007677$$

$$\Rightarrow K = 111,3, \sigma_a = 2999,35 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{cn}$$

$$\sigma'_b = 26,948 \text{ kg/cm}^2 < 205,5 \text{ kg/cm}^2$$

### B. Le Fût :

Le fût sera feuillé en flexion composée, il est de forme circulaire vidée.  
La combinaison donnant l'effort prépondérant est :

$$CP + B_{\text{min}} + F_1 + F_r + \text{effet du courant}$$

pour un fût :  $CP = (134,35 + 11,4 + 59,117 + 110,214) \frac{1}{2} = 157,54 \text{ t}$

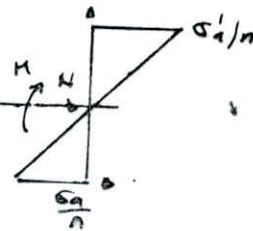
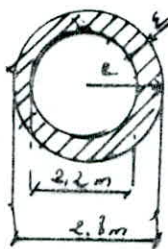
$$N = 165,364 \text{ t}$$

$$M_e = 198,87 \text{ t.m}$$

$$M_t = 963,438 \text{ t.m}$$

le moment résultant sera donc :  $M_e = \sqrt{M_t^2 + M_e^2} = 983,81 \text{ t.m}$

Le fût sera feuillé en F.C pour cela on utilisera la méthode de P. Charon pour les sections circulaires vidées.



$$e = \frac{M}{N} = 5,949 \text{ m}$$

$$\frac{R}{2} = \frac{2,5}{2} = 1,25 < e \quad \left. \vphantom{\frac{R}{2}} \right\} \text{section partie-comprimée}$$

Calcul des Armatures :  $\lambda = \frac{e}{2R} = 1,1898 \rightarrow \mu' = \frac{M}{2\sigma_b B \cdot R} = 0,015238$

$$B = 2\pi R^2 = 9,425 \text{ m}^2$$

$$\bar{\omega} = 9,5 \quad k = 34$$

d'au  $A = \frac{15}{n} \bar{\omega} \frac{B}{100} = 471,25 \text{ cm}^2$  soit  $38 \phi 40 = 477,48 \text{ cm}^2$

Vérification des contraintes : -  $\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 78,44 < 13 + k_f / \text{cm}^2$

-  $\sigma'_a = 15\sigma'_b = 1176,61 < 2667 \text{ kg/cm}^2$

Armatures transversales : on mettra des cercles en T/2 espacés de 20 cm.

Remarque : les armatures du fût sont disposées en deux couronnes.

### \* Vérification à la résistance sous les sollicitations du second genre.

Pour les sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre, la combinaison la plus défavorable est :

$$CP + B_{\text{min}} + F_r + SI \text{ (PHE)}$$

- composante verticale :  $V = \pm 2s (6v + 9,5F_v) = \pm 32,16 \text{ t}$

on prendra  $V = -32,16 \text{ t}$  pour avoir l'effet le plus défavorable, d'au

$$N = 157,54 + 6,52 - 32,16 = 131,9 \text{ t}$$

$$M_e = 165,725 \text{ t.m} ; M_t = 216,92 + 739,75 + 5,69 = 962,36 \text{ t.m}$$



- composante horizontale :  $H = 0,16v = 15,754 \text{ t}$

$$M_H = 15,754 \times 26,1 = 411,129 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow M_R = M_H + \sqrt{M_y^2 + M_z^2} = 1387,7 \text{ t.m}$$

on va vérifier si la section d'acier trouvée en service normal reste suffisante en service exceptionnel.

$$N = 131,9 \text{ t}, \quad M = 1387,7 \text{ t.m}, \quad A = 380 \times 40 = 477,48 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{M}{N} = 10,52 \text{ m}, \quad \mu = \frac{\sigma}{\sigma_R} = 2,104, \quad \bar{\omega} = 951 \Rightarrow K = 31,4, \quad \mu' = 9144$$

d'où :

$$\sigma'_0 = \frac{M}{2\mu' \bar{\omega} R} = 22,72 < 1,5 \bar{\sigma}_0$$

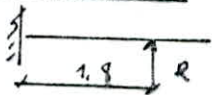
$$\sigma_1 = K \sigma'_0 = 713,40 < \sigma_{cn}$$

Conclusion : la section d'armature choisie résiste à l'effet du séisme.

### C- Semelle sur pieux :

Pour le ferraillage de la semelle sur pieux, il suffit de connaître la répartition des charges sur chaque pieu donc les réactions des pieux à partir de laquelle on pourra trouver la force de traction dans la cuve.

\* transversalement :



pour la nappe transversale, la semelle sera ferraillée en console encastrée à la bande longitudinale contenant les deux fûts.

\* longitudinalement :



pour la nappe longitudinale, la semelle supporte appuyée sur les 2 fûts soumise aux réactions des pieux.

#### Détermination des réactions sur chaque pieux

$$F = \frac{N}{n} \pm \frac{M_y \cdot X}{\sum X^2} \pm \frac{M_x \cdot Y}{\sum Y^2}$$

où  $N$  : effort normal,  $n$  : nombre de pieux.

$M_x$  : moment par rapport à l'axe  $ox$

$M_y$  : moment par rapport à l'axe  $oy$ .

$\sum X^2$  : somme des moments d'inertie par unité de surface / à  $oy$ .

$\sum Y^2$  : somme des moments d'inertie par unité de surface / à  $ox$ .

$$\text{car } \sum Y^2 = 8(4,6)^2 + 8(2,76)^2 + 8(0,92)^2 = 236,992 \text{ m}^2$$

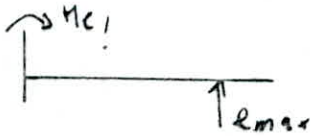
$$\sum X^2 = 12(1,8)^2 + 12(9,6)^2 = 43,2 \text{ m}^2$$

$$\text{et } N = 848,799 \text{ t}$$

$$M_y = M_p = 257,29 \text{ t.m}; \quad M_x = M_c = 149,16 \text{ t.m}$$

d'où on obtient :  $\max F_1 = F_2 = 48,98 \text{ t}$   
 $\min F_1 = F_3 = 21,751 \text{ t}$

\* Nappe transversale : les pieux travaillent en même temps pour avoir le moment max à mi-travers de la semelle (transversalement), il faudrait envisager le cas où d'une part, la réaction sur le pieu est max et d'autre part pour réaction sur l'autre pieu est minimale.



$$M_{c1} = R_{max} \times 1,8 = 88,164 \text{ t.m}$$



$$M_{c2} = R_{min} \times 1,2 = 69,152 \text{ t.m}$$

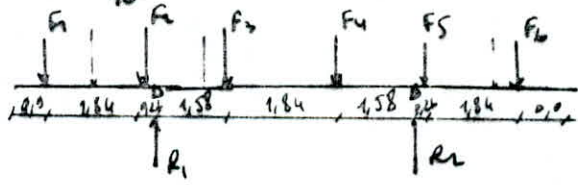
$$\Rightarrow M = M_{c1} - M_{c2} = 49,012 \text{ t.m}$$

La force de traction dans les armatures :  $N_0 = \frac{M}{e} = 38,65 \text{ t}$

donc la section d'armature transversale inférieure relative à un couple de pieux :

$$A' = \frac{N_0}{\sigma_a} = 14,49 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 8 \text{ T16} = 16,08 \text{ cm}^2$$

qui sont réparties sur une distance de  $\phi + h = 1,2 + 1,45 = 2,65 \text{ m}$ ,  $e = 20 \text{ cm}$   
 par contre pour la armature transversale supérieure, on optera pour un ferrillage de répartition :  $A = \frac{A'}{2} = 1,38 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \text{ T12} = 2,86 \text{ cm}^2$



\* Nappe longitudinale

$$F_1 = 43,19 + 21,75 + 36,045 + 28,898 = 129,884 \text{ t}$$

$$F_2 = 44,35 + 22,91 + 37,203 + 39,056 = 134,524$$

$$F_3 = 45,51 + 24,067 + 38,361 + 31,264 = 139,152 \text{ t}$$

$$F_4 = 46,089 + 25,225 + 47,35 + 32,372 = 151,036 \text{ t}$$

$$F_5 = 47,82 + 26,383 + 49,677 + 33,53 = 168,41 \text{ t}$$

$$F_6 = 48,98 + 27,541 + 41,835 + 34,688 = 155,044 \text{ t}$$

d'où  $R_1 = 204,45 \text{ t}$ ,  $R_2 = 219,276 \text{ t}$

$$M_{tmax} = 15,56 \text{ m}$$

$$M_{qmax} = -359,979 \text{ t.m}$$

Ferrillage : les armatures supérieures nécessaires dans la nappe longitudinale doivent aller au delà des pieux extrêmes.

$$M = 359,979 \text{ t.m}, \quad h_f = 150 \text{ cm}, \quad h = 145 \text{ cm}, \quad b = 600 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,016049 \Rightarrow k = 74,29, \quad \varepsilon = 0,944$$

$$\sigma'_b = \frac{M}{k} = 35,899 < \bar{\sigma}'_b \quad \Rightarrow \quad A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 98,6 \text{ cm}^2$$

pour la armature supérieure principale, la disposition sera plus ou moins concentrée le long des fibres de pierre. donc pour une file de pierre :

$$A = \frac{98,6}{2} = 32,84 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7T25, \quad t = 20 \text{ cm}$$

la armature inférieure :  $A = 4,65 \text{ cm}^2$  soit  $2T25 = 2,26 \text{ cm}^2$  par file de pierre.

### Verification Au cisaillement :

• au niveau de la jonct. fit - semelle.



F: force de freinage due à Bc.  $F = 6,31 \text{ t}$

$$\tau_b = \frac{F}{S} = \frac{4\pi}{\pi 0^2} = 0,108 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

on n'a pas tenu compte de la butée et la poussée parce que la force de freinage est la plus importante.

### Verification à la resistance de la semelle sous la sollicitation due à la poutre.

la combinaison la plus defavorable :

$$CP + B_{acc, st} + 2t_{2t} - fr + SE \quad (PBE)$$

$$V = 154,6 \text{ t}, \quad M_{sup} = 981,70 \text{ t}, \quad M_y = 835,96 \text{ t.m}, \quad M_x = 124,36 \text{ t.m}$$

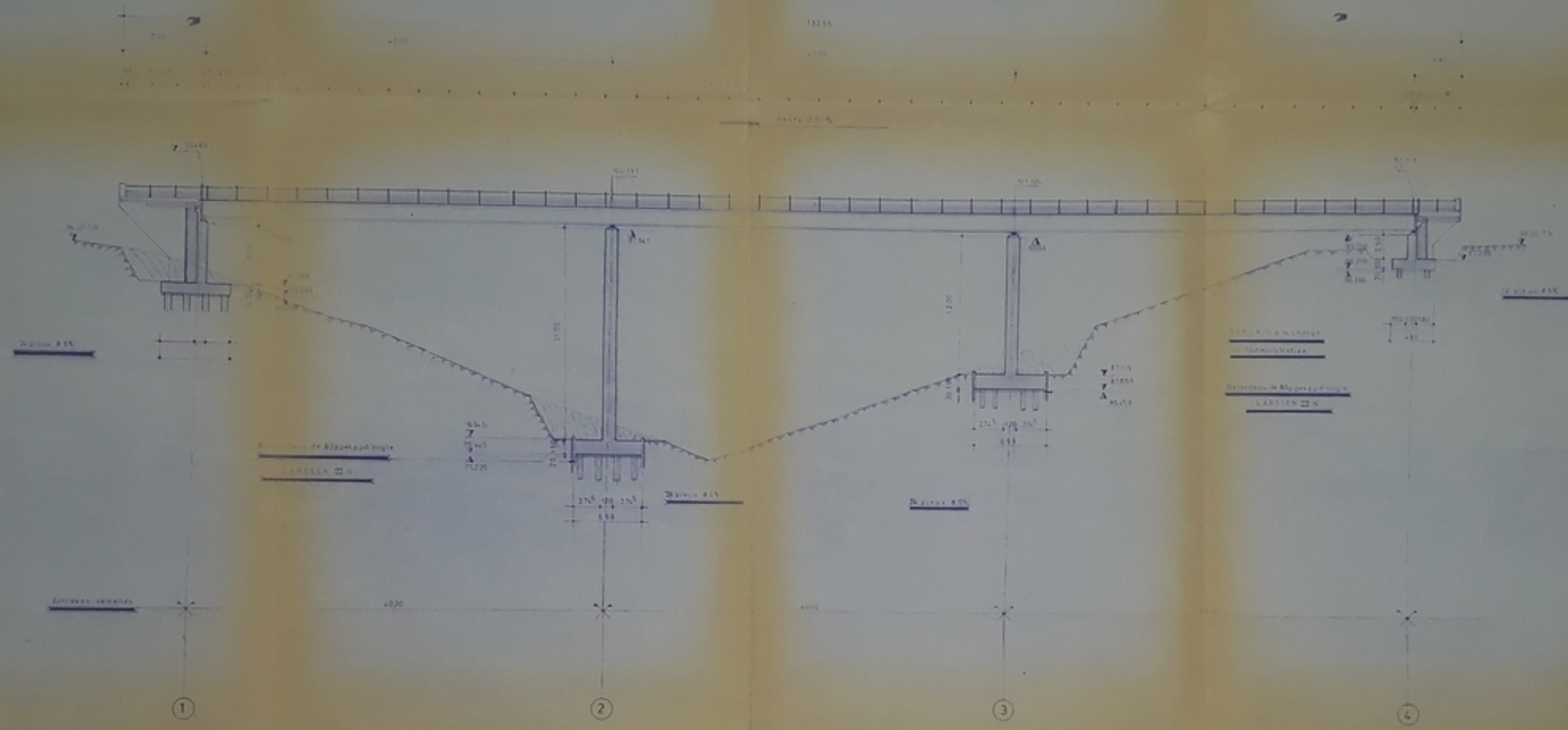
on trouve  $\sigma'_b < M \cdot J \cdot \bar{\sigma}'_b$

$$\text{et } \sigma_a < \bar{\sigma}_a$$

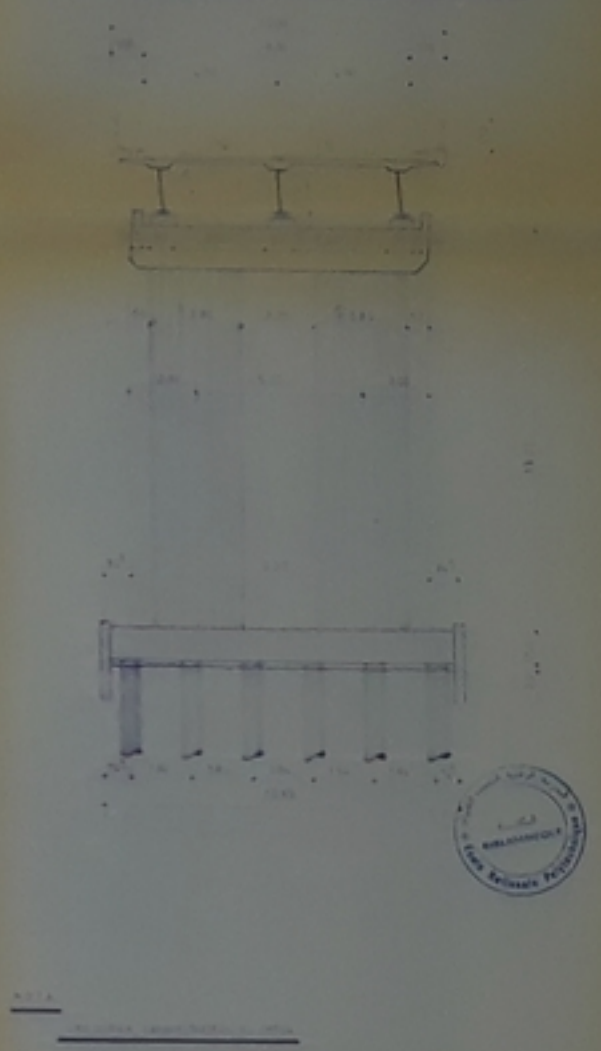
la section d'armature choisie résiste à l'effet du tirant.



# Coupe Longitudinale

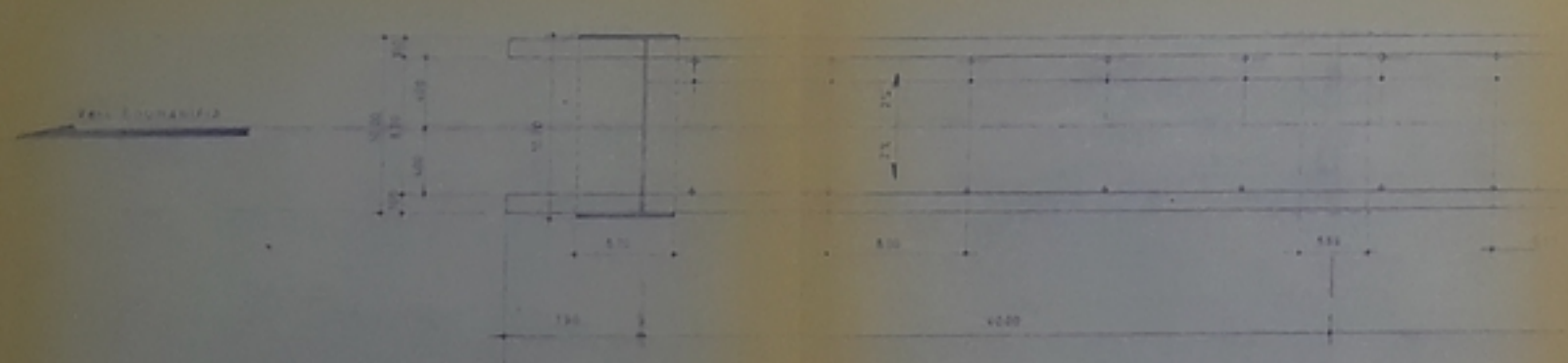


# COUPE TRANSVERSALE

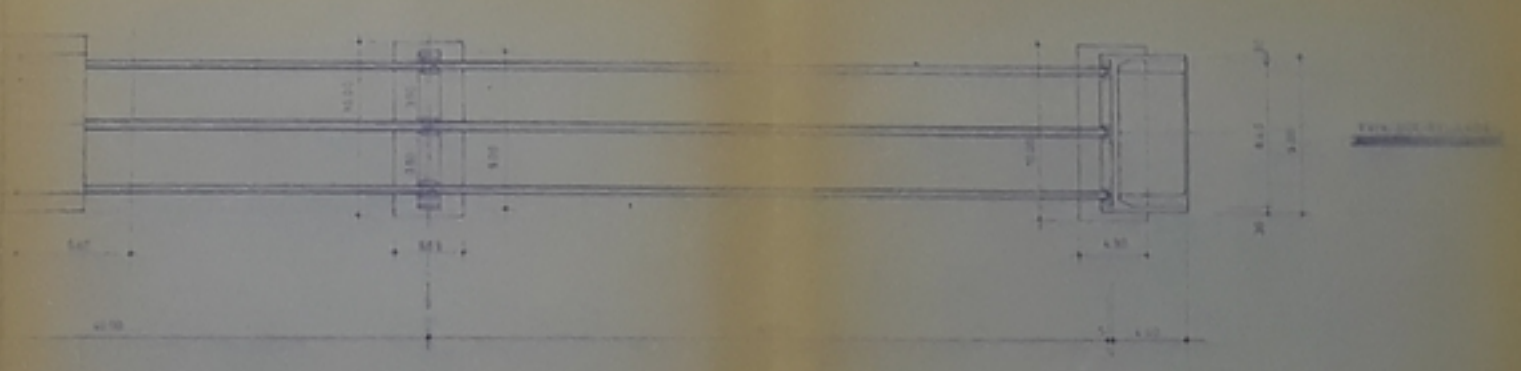


PB-21 78  
-1-

# 1/2 Vue en plan

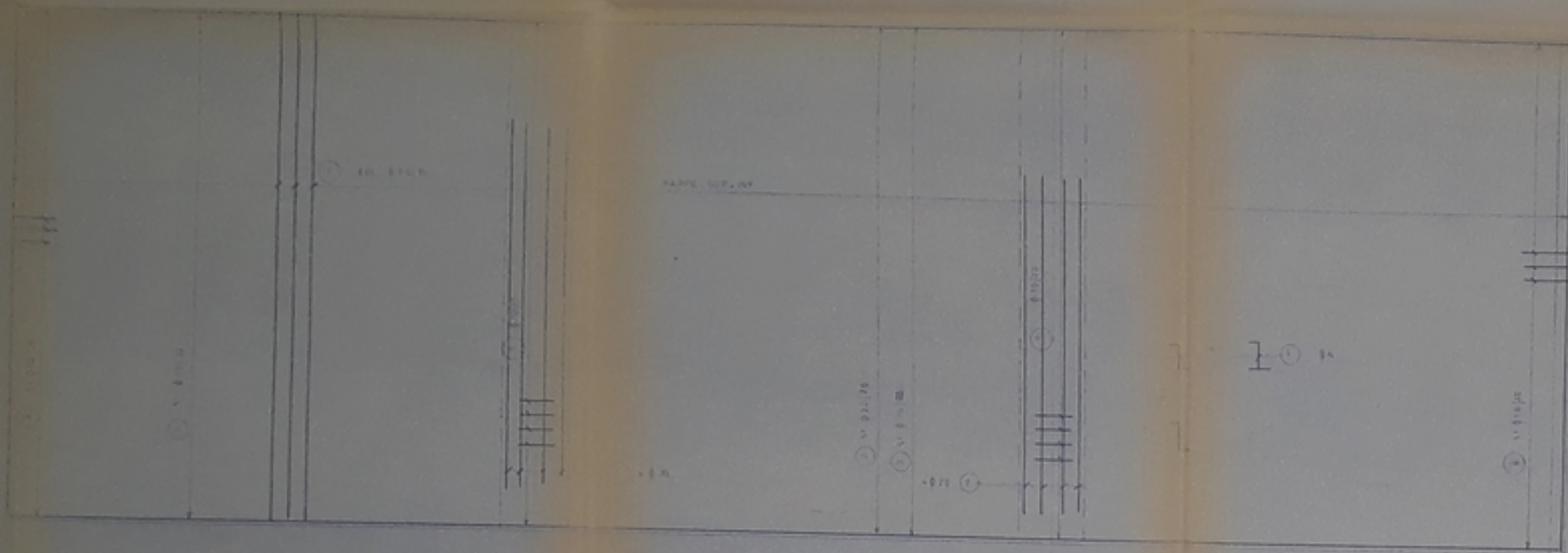


# 1/2 Coupes/dalle

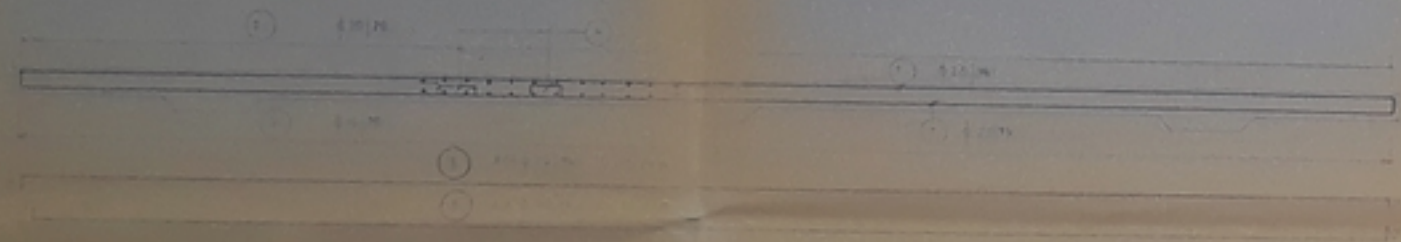


<p>Projet de Pont sur Oued GOUASMIA</p> <p>Projet de Pont sur Oued GOUASMIA</p> <p>Pont sur Oued GOUASMIA</p> <p>PK 87+781 CW1</p>		
<p>PLAN D'ENSEMBLE</p>		
<p>Projeté par</p> <p>Safia Bouali</p> <p>Hakim Bencherif</p>	<p>NOTIFICATION PAR</p>	
<p>DATE</p> <p>JUN 88</p>	<p>FONCTION</p>	<p>PLAN N°</p> <p>1</p>

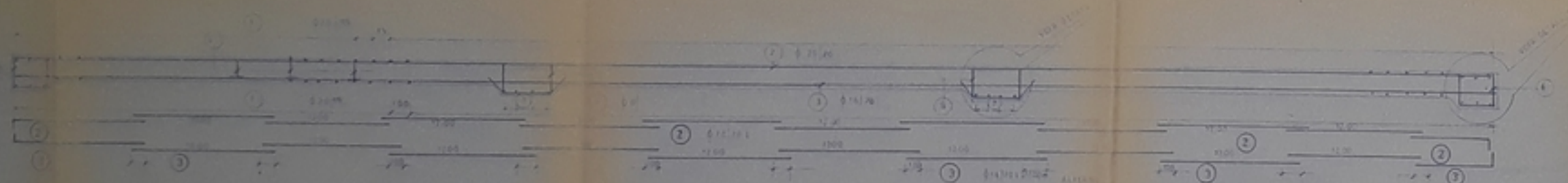
VUE EN PLAN



COUPE TRANSVERSALE

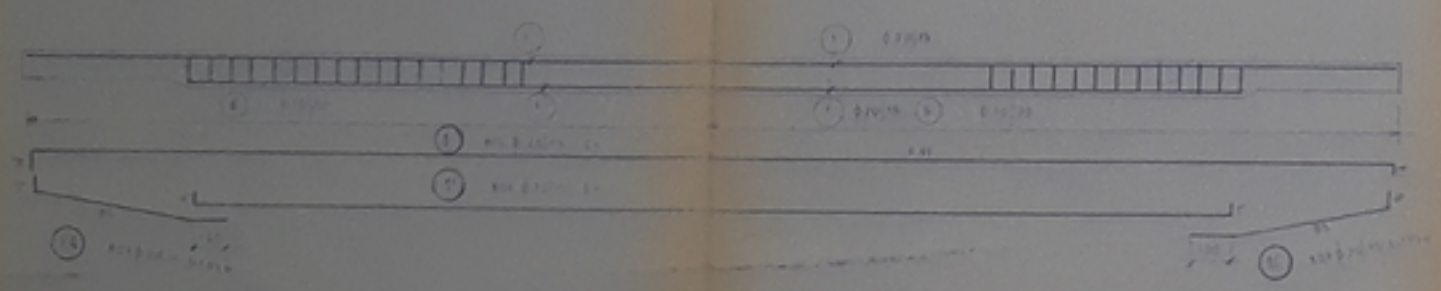


COUPE LONGITUDINALE

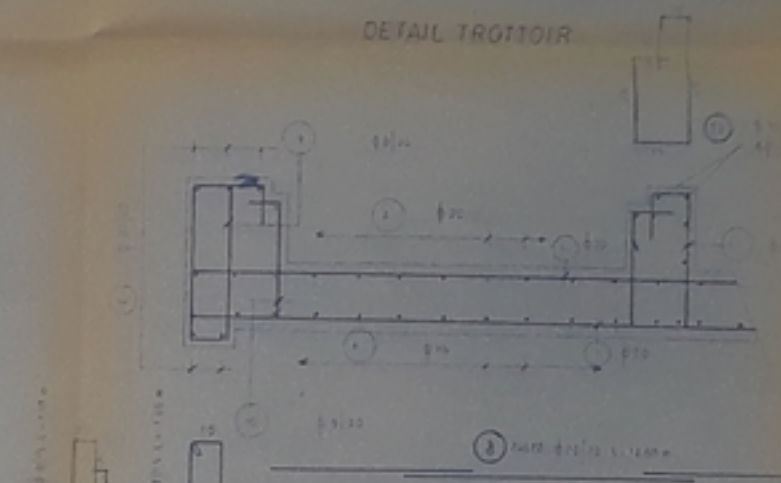


1/2 COUPE A L'ABOUT  
APPUI DE RIVE

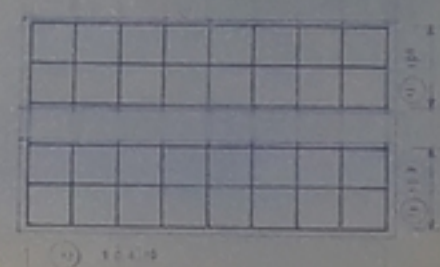
1/2 COUPE A L'APPUI INTERMEDIAIRE



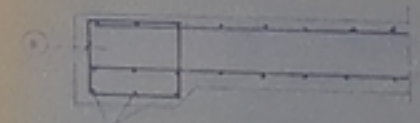
DETAIL TROTTOIR



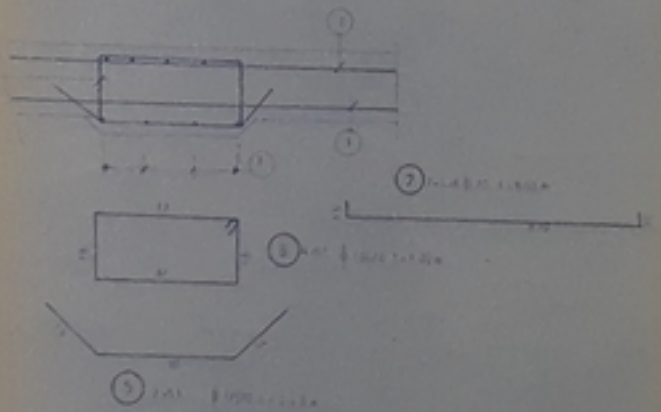
DALLE



DETAIL X'



DETAIL Y'



LISTE DES ACIERS

Quantité	Designation	Remarque
1000	ACIER	
2000	ACIER	
3000	ACIER	
4000	ACIER	
5000	ACIER	
6000	ACIER	
7000	ACIER	
8000	ACIER	
9000	ACIER	
10000	ACIER	

PB 02188

- 2 -

Republique Algérienne Démocratique et Populaire

Ecole Nationale Polytechnique (Dept. O. CIVIL)

PROJET FIN D'ETUDES

PONT SUR OUED GOLA SMIA

Pk. 87+781 CW1

PROJET N° 34778

PLAN DE POSITIONNEMENT A L'EGALITE

PROJET ETUD. N° 34778

PROJET N° 34778

JUIN 88

2





