

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

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : Genie Civil

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

PONT A POUTRES  
EN BETON  
PRECONTRAIT

5 PLANCHES

Proposé par :

Sonatro

Etudié par :

Kara Mahfoud  
Fellag .A Nordine

Dirige par :

M. Brauci

PROMOTION : Juin 86



## Dédicaces

- A mon père et ma mère.  
A mes frères et sœurs.  
A mes amis.

FELLAG ARIOUAT NORDINE

- A mes parents  
A mes frères et sœurs  
A mes amis  
A toute personne qui consulte ce modeste travail.

قد تجد في النهر ما لا تجد في البحر  
وقد تأتي الريح بما لا تشتقي السفن

وقد يستوي الفقير والغني في المظهر أحياناً

لكن صيحات أن يستو العالم والجامل أبداً

حفظاً 83

KARA Mahfoud.

## Remerciements

Nous tenons à remercier notre promoteur

M<sup>r</sup>: BRANCI.

Nous remercions également

M<sup>s</sup>: GHEZALI.

Ingenieur à la SONATRO

et M<sup>s</sup>: KHOJJA : ingénieur à L'ENSON.

et tous les professeurs et assistants qui  
ont contribué à notre formation.



## Tables des matieres .

- Chapitre 1 : Presentation de l'ouvrage \_\_\_\_\_
- Chapitre 2 : Matériaux utilisés - contraintes admissibles \_\_\_\_\_
- Chapitre 3 : Caractéristiques géométriques des sections \_\_\_\_\_
- Chapitre 4 : Evaluations des charges et surcharge \_\_\_\_\_
- Chapitre 5 : Répartition transversale des efforts \_\_\_\_\_
- Chapitre 6 : Disposition et tracé des cables \_\_\_\_\_
- Chapitre 7 : Pertes et chutes de tension . \_\_\_\_\_
- Chapitre 8 : Vérification des contraintes \_\_\_\_\_
- Chapitre 9 : Vérification à la rupture . \_\_\_\_\_
- Chapitre 10 : Calcul des déformations . \_\_\_\_\_
- Chapitre 11 : Ferrailage de la poutre . \_\_\_\_\_
- Chapitre 12 : Etude de la zone d'about \_\_\_\_\_
- Chapitre 13 : Etude du platelage \_\_\_\_\_
- Chapitre 14 : Calcul de l'entretoise d'about \_\_\_\_\_
- Chapitre 15 : Calcul des appuis \_\_\_\_\_
- Chapitre 16 : Etude des fondations . \_\_\_\_\_

Le projet qui nous a été confié fait l'objet en l'étude d'un pont en béton précontraint. Il sera construit dans la wilaya d'ALGER, ce pont franchira un oued, situé dans le trançon Zeralda-Ben Aknoun, sa particularité est d'être long et composé de deux tabliers de largeur totale 17,50m chacun, la longueur du pont d'axe en axe de culées est de 113,70m. Il est formé de 3 travées égales et indépendantes de portée 35m chacune. Ce qui donne à notre pont une grande importance, nécessitant des moyens de réalisations considérables.

### Description du pont:

- Le tablier : est constitué par.
  - Le platelage : formé par un hourdis de 20 cm, recouvert d'une chape d'étanchéité de 1cm et d'un revêtement d'asphalte enrobé de 7cm d'épaisseur. Le ripage transversal du hourdis est variable.
  - La poutraison : formée de 5 poutres principales en béton précontraint solidarisées entre elles par une entretoise d'about à chaque extrémité. L'entreaxe des poutres : 3,575m. Les entretoises et le hourdis sont coulés sur place. Pour cela des barres d'attentes sont prévues sur les flancs des poutres préfabriquées.
  - les trottoirs : Ils sont préfabriqués et montés sur place. On réalisera une pente de
- les appuis : sont constitués par les piles et les culées
- les culées : La culée de gauche se présente sous la forme d'un mur de front encastré sur une semelle, augmentée par un mur garde grève prolongé par des murs en retour. La culée de droite ne nécessite pas de mur en retour.
- les piles : se présentent sous la forme d'une pile marteau. Cette dernière affecte la forme d'un T, constituée par un voile surmonté d'un chevron.
- les appareils d'appuis : plaques en élastomères frettés, fixées sur des cubes en béton armé
- les fondations : Les services du laboratoire de mécanique des sols ont opté pour des fondations profondes du type "pieux forés" de 1,20m de diamètre et de portance évaluée à 550t.

## CH2. MATERIAUX UTILISES - CONTRAINTES ADMISSIBLES.

I. Béton: Le béton utilisé sera conforme aux règles CCBA 68.

- ciment CPA 325
- Dosage du béton 400 kg/m<sup>3</sup>
- contrôle strict
- Diamètre des plus gros granulats  $c_g = 25\text{mm}$ .

1. Contraintes admissible de compression:

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \sigma'_{28} \quad \text{avec } \sigma'_{28} = 300 \text{ bars} \quad - \text{ Art 94, CCBA 68}$$

- $\alpha$ . coefficient qui dépend de la classe du ciment ( $\alpha = 1$ ; ciment de classe 25/32)
- $\beta$ . coefficient qui tient compte de la nature du contrôle ( $\beta = 1$ ; contrôle strict)
- $\gamma$ . coefficient dépendant de l'épaisseur relative des éléments et des dimensions des granulats ( $\gamma = 1, \frac{h_m}{4c_g} > 1$ ;  $h_m$  épaisseur de la pièce)
- $\delta$ . dépend du type de sollicitation.

$$\delta = \begin{cases} 0,3 & - \text{ en compression simple} \\ 0,6 & - \text{ en flexion simple.} \end{cases}$$

•  $\epsilon$ . dépend de la forme de la section et de la nature de la sollicitation.

$$\epsilon = \begin{cases} 1 & - \text{ en flexion simple pour les sections rectangulaires} \\ 1 & - \text{ en compression simple.} \end{cases}$$

pour les autres cas  $0,5 \leq \epsilon \leq 1$

Nous avons donc :

- en compression simple  $\bar{\sigma}'_{b0} = 1 \times 1 \times 1 \times 0,3 \times 1 \times 300 = 90 \text{ bars}$
- en flexion simple  $\bar{\sigma}'_b = 1 \times 1 \times 1 \times 0,6 \times 1 \times 300 = 180 \text{ bars}$

2. Contrainte de référence en traction:

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \sigma'_{28} \quad \text{avec } \delta = 0,018 + \frac{211}{\sigma'_{28}} = 0,0255 \quad \text{d'où } \bar{\sigma}_b = 7,5 \text{ bars}$$

## II. Aciers:

1. Contraintes de traction admissible :  $\bar{\sigma}_a = f_a \cdot \sigma_{en}$

- $\sigma_{en}$  = contrainte d'élasticité nominale.
- $f_a = \frac{2}{3}$  pour les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre
- Aciers utilisés : FeE40 H.A.



Béton utilisé en béton précontraint :

- résistance nominale :
  - compression :  $\sigma_n = \sigma_{28} = 400 \text{ kg/cm}^2$
  - traction :  $\sigma_n = \sigma_{28} = 7 + 0,06 \sigma_{28} = 31 \text{ kg/cm}^2$
- les instructions de l'I.P.1 concernant les contraintes sont :
  - compression :  $\bar{\sigma} = \begin{cases} 0,42 \sigma_n = 168 \text{ kg/cm}^2 & \text{en service} \\ 0,55 \sigma_n = 220 \text{ kg/cm}^2 & \text{en construction.} \end{cases}$
  - Traction :  $\bar{\sigma} = 0$
- Module de déformation :
  - Sous charge de courtes durées :  $E_i = 21000 \sqrt{\sigma_n} = 420000 \text{ kg/cm}^2$
  - Sous charge de longues durées :  $E_v = \frac{1}{3} E_i = 140000 \text{ kg/cm}^2$

Armatures : - Les câbles utilisés sont du type  $\# T15 \text{ III TBR DYWIDAG}$ , l'ancrage est du type actif-actif.

Les caractéristiques des câbles utilisés sont données ci-après.

- module d'élasticité.  $E_a = 2.10^6 \text{ kg/cm}^2$
- contrainte de rupture garantie.  $R_g = 18.500 \text{ kg/cm}^2$
- contrainte caractéristique de déformation garantie.  $T_g = 16.000 \text{ kg/cm}^2$
- section utile d'un câble.  $\omega = 9,80 \text{ cm}^2$
- Diamètre intérieure de la gaine.  $\phi_i = 6,0 \text{ cm}$
- Diamètre extérieure de la gaine.  $\phi_e = 6,7 \text{ cm}$
- coefficient de frottement câble-gaine.  $f = 0,19$
- perte de tension relative par mètre.  $\varphi = 0,0018$
- perte par blocage d'ancrage.  $g = 7 \text{ mm}$
- Rayon de courbure minimum du câble.  $R_{\min} = 500 \text{ cm}$
- Relaxation à 1000 heures.  $\rho_{1000} = 0,05$
- Relaxation à 3000 heures.  $\rho_{3000} = 0,06$

Tableau récapitulatif des contraintes de l'acier

Diamètre		$\phi \leq 20\text{mm}$	$\phi > 20\text{mm}$
$\bar{\sigma}_{en}$	(kg/cm <sup>2</sup> )	4200	4000
	(bars)	4120	3920
$\bar{\sigma}_a$	(kg/cm <sup>2</sup> )	2800	2667
	(bars)	2746	2613

2. Contrainte de traction imposée par la condition de fissuration.

La contrainte dans les aciers sera limitée par la contrainte admissible et la plus grande des deux valeurs suivantes.

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f} ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \frac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b}$$

- $\phi$  : diamètre nominal de la plus grosse des barres tendues (en mm)
- $k$  : coefficient dépendant de l'importance de la fissuration.
- $\bar{\sigma}_b$  : contrainte de référence du béton en traction en bars
- $\eta$  : coefficient de fissuration,  $\eta = 1,6$  pour les aciers H.A
- $\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$  pourcentage de fissuration.  $A$  = section totale des barres tendues  
 $B_f$  = section d'enrobage de ces barres.

3. Contrainte admissible de traction pour les armatures d'âme.

afin d'utiliser les armatures d'âmes droites, il faut satisfaire la condition:

$$\begin{cases} \tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b & \text{si } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b \\ \tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \cdot \bar{\sigma}_b & \text{si } \bar{\sigma}'_b < \sigma'_b < 2\bar{\sigma}'_b \end{cases}$$

Ainsi nous aurons :

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \bar{\sigma}_{en} \quad \text{avec} \quad \rho_{at} = \begin{cases} \max \left\{ \left(1 - \frac{\tau_b}{3\bar{\sigma}_b}\right) ; \frac{2}{3} \right\} & \text{si il n'y a pas de reprise de bétonnage} \\ \frac{2}{3} & \text{sinon} \end{cases}$$

4. Contrainte d'adhérence admissible:

$$\bar{\tau}_d = \begin{cases} 2 \psi_d \bar{\sigma}_b & \text{pour les poutres.} \\ 2,5 \psi_d \bar{\sigma}_b & \text{pour les dalles et hourdis.} \end{cases}$$

où  $\psi_d$  = coefficient de scellement droit.  $\psi_d = 1,5$  pour H.A

5. Contrainte admissible pour les ancrages:  $\bar{\tau}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b$ .



## I. Dimensionnement des poutres :

Pour les poutres en précontrainte dépassant les 20m les conditions sont :

1.  $\frac{L}{20} - 0,20 \leq h_t \leq \frac{L}{20} + 0,50$  (m) dans notre cas  $\frac{35}{20} - 0,20 \leq h_t \leq \frac{35}{20} + 0,50$   
 $1,55 \leq h_t \leq 2,25$  (m)

on a pris 2,30 m qui est un peu supérieure à 2,25 m, mais acceptable.

2. épaisseur de l'âme :

$$e \geq \frac{h_t}{10} + 9 \text{ (cm)} \quad e \geq \frac{230}{10} + 9 \quad e \geq 32$$

dans notre cas :

en travée :  $e = 20$  cm , à l'about  $e = 60$  cm

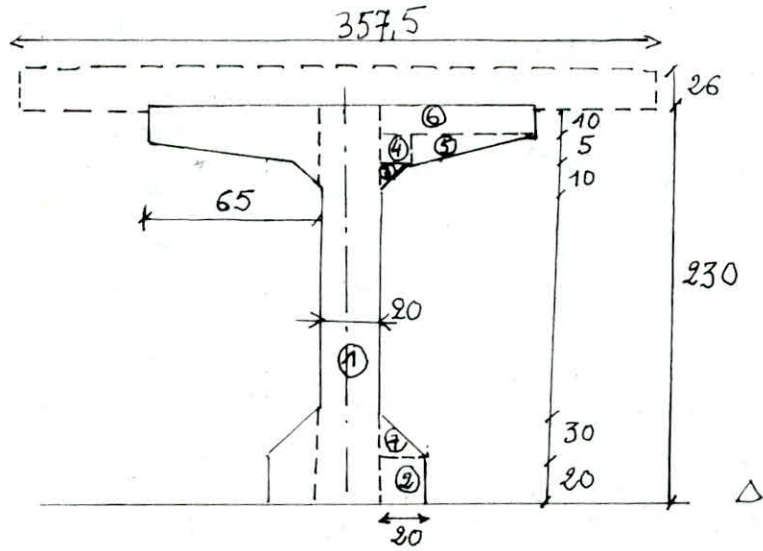
3. talon de la poutre :

Dans le talon de la section médiane, on doit loger tous les cables. on a pris la largeur du talon : 60 cm

Les moules métalliques disponibles chez le réalisateur et vérifiant les conditions ci-dessus nous ont conduit à prendre les dimensions suivantes :

- hauteur totale :  $h_t = 2,30$  m
- largeur de la table :  $b = 1,50$  m
- épaisseur de l'âme :  $e = 20$  cm (en travée)
- épaisseur de l'âme :  $e = 60$  cm (à l'about)
- largeur du talon :  $b' = 60$  cm

CH3 : Caractéristiques géométriques des sections  
 . Section médiane de la poutre seule :



Poutre seule :

	Dim	$A_i$ (cm <sup>2</sup> )	$y_i$ (cm)	$S_{\Delta} = A_i y_i$ (cm <sup>3</sup> )	$z_i$ (cm)	$I_{G_i}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_G$ (cm <sup>4</sup> )
①	20x230	4600	115	52900	7,24	20278333	20519453,96
②	20x20x2	800	10	800	112,24	26666,6	10104920,68
③	$\frac{10 \times 10}{2} \times 2$	100	211,66	21166	89,42	555,54	600149,18
④	10x5x2	100	217,50	21750	95,25	208,32	916537
⑤	$\frac{55 \times 5}{2} \times 2$	275	218,33	60040	96,28	381,94	2539007
⑥	65x10x2	1300	225	292500	102,75	10833,2	13735664
⑦	$\frac{20 \times 30}{2} \times 2$	600	30	18000	92,24	30000	5134930
$\Sigma$		7775		950456			53750663

$$y_G = \frac{S_{\Delta}}{A} = 122,24 \text{ cm}$$

$$z_i = y_i - y_G$$

$$I_{G_i \square} = \frac{bh^3}{12}$$

$$; I_{G_i \Delta} = \frac{bh^3}{36}$$

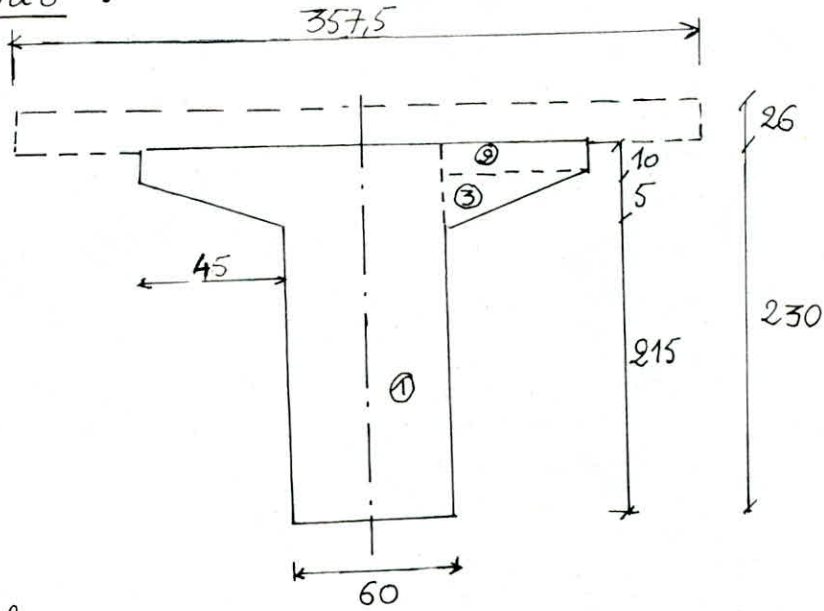
$$; I_G = I_{G_i} + A_i z_i^2$$

Poutre + dalle :

	$A_i$	$y_i$	$S_0$	$z_i$	$I_{G_i}$	$I_G$ (cm <sup>4</sup> )
poutre	7775	122,24	950456	65,75	53750663	87372698
Dalle	9295	243	2258685	55	523618	19565993
$\Sigma$	17070		3209141			106938692

$$y_G = 188 \text{ cm}$$

2. Section d'about :



Poutre seule

	Dim	$A_i$	$y_i$	$S_{Di}$	$Z_i$	$I_{Gi}$	$I_G$
①	60 x 230	13800	115	1587000	8,27	60835000	61778822
②	45 x 10 x 2	900	225	202500	101,73	7500	9321593
③	$\frac{45 \times 5 \times 2}{2}$	225	223,33	50250	100,06	312,5	2253013
$\Sigma$		14925		1839750			73353428

$y_G = 123,27 \text{ cm}$

	$A_i$	$y_i$	$S_{Di}$	$Z_i$	$I_{Gi}$	$I_G$
Poutre	14925	123,27	1839804	45,94	73353428	104852395,7
Dalle	9295	243	2258685	73,78	523618	51120843
$\Sigma$	24220		4098489			155973238,7

$y_G = 169,22$

tableau récapitulatif des caractéristiques des sections :

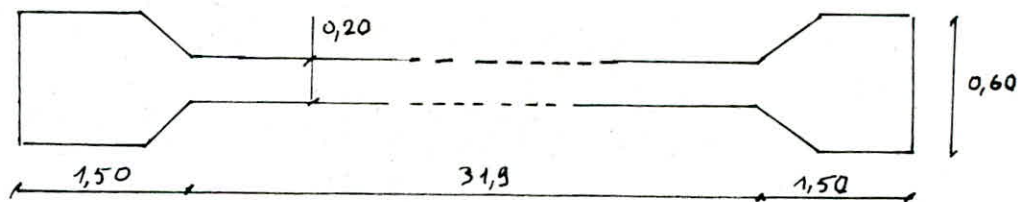
Section	poutre seule		poutre + dalle	
	mediane	about	mediane	about
A (cm <sup>2</sup> )	7775	14925	17070	24220
$S_D$ (cm <sup>3</sup> )	950456	1839750	3209141	4098489
$I_G$ (cm <sup>4</sup> )	53750663	73353428	106938692	155973238,7
$V_S$ (cm)	107,76	132,73	68	60,78
$V_i$ (cm <sup>4</sup> )	129,24	123,27	188	169,22
$i^2$ (cm <sup>2</sup> )	6913,26	4914,8	6264,7	6439,85



## CH 4 EVALUATIONS DES CHARGES ET SURCHARGES.

### 1 Charge permanente :

#### a) Poutre :



$$S_1: \text{section médiane} = 0,7775 \text{ m}^2$$

$$S_2: \text{Section d'about} = 1,4925 \text{ m}^2$$

la section équivalente est telle que

$$35 \times S_{eq} = 2 \left( S_2 \times 1,5 + \frac{S_1 + S_2}{2} \times 0,05 \right) + 31,9 \times S_1 \Rightarrow S_{eq} = 0,84 \text{ m}^2$$

le poids d'une poutre sera donc:  $0,84 \times 2,5 = 2,1 \text{ t/ml}$ .

Pour les 5 poutres  $G = 5 \times 2,1 = 10,5 \text{ t/ml}$ .

#### b) Poids de la dalle + revêtement + trottoir + Corniche + garde-corps revenant à chaque pontre :

$$\text{largeur de la dalle: } 13,75 + (1,75 - 0,35) + (2,00 - 0,35) = 16,8 \text{ m.}$$

$$\text{Poids de la dalle et predalle par ml: } 0,26 \times 16,8 \times 2,5 = 10,92 \text{ t/ml.}$$

$$\text{Poids du revêtement et chape: } 13,75 \times 0,08 \times 2,2 = 2,41 \text{ t/ml.}$$

$$\text{Poids du garde corps: } 2 \times 0,1 = 0,2 \text{ t/ml.}$$

$$\text{Poids des entretoises d'about: } 4 \left[ (3,575 - 0,2) \times 0,4 \times 1,55 \right] \times 2,5 = 20,92 \text{ t/ml.}$$

$$\text{Poids corniche + trottoir: } [0,35 \times (1,75 + 2,0) + 2 \times 0,35 \times 0,3] \times 2,5 = 3,83 \text{ t/ml}$$

$$\text{Poids propre de dalle + poutres: } G_p = 10,92 + 2,1 \times 5 = 20,52 \text{ t/ml.}$$

$$\text{Poids propre du revêtement: } G_r = 2,12 \text{ t/ml}$$

$$\text{Poids propre du trottoir: } G_{tr} = 3,83 + 0,2 = 4,03 \text{ t/ml.}$$

### 2 Surcharge:

- pour la justification de la dalle, on considère les surcharges suivantes A(l), trottoir, Bc, B<sub>t</sub>, Br, Mc120, courvoi exceptionnel D.

- pour la justification de la poutre, on considère : A(l), trottoir, Bc, B<sub>t</sub>, Mc120, courvoi exceptionnel D.

# Etude de la Poutre

- CH 5 - Répartition transversale des efforts.
- CH 6 - Disposition et tracé des câbles.
- CH 7 - Pertes et chûtes de tension.
- CH 8 - Vérification des contraintes.
- CH 9 - Vérification à la rupture.
- CH 10 - Calcul des déformations.
- CH 11 - Ferrailage de la poutre.
- CH 12 - Etude de la zone d'about.



## CH5. REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS DANS LES POUTRES

### I. Introduction :

La répartition transversale des charges dans une construction plane dépend essentiellement de l'efficacité de liaison transversale des éléments portants constituant la construction. Ainsi avec une liaison transversale parfaite, l'élément directement chargé ne va reprendre qu'un faible pourcentage du chargement.

### II. Rigidité de l'entretoise :

Le choix de la méthode dépend essentiellement de la rigidité de l'entretoise ; cette rigidité est définie par la relation :

$$r = \frac{m}{2} \cdot \frac{b_0}{L} \cdot \sqrt[4]{\frac{I_p}{I_E}} \quad : \quad \begin{array}{l} m = \text{nombre de poutres principales} \\ b_0 = \text{entre-axe des poutres} \\ L = \text{portée} \\ I_p = \text{moment d'inertie d'une poutre} \\ I_E = \text{moment d'inertie de l'entretoise} \end{array}$$

si  $r \geq 3 \cdot 10^{-1}$  : méthode de Guyon-Massonnet.

si  $r < 3 \cdot 10^{-1}$  : méthode Courbon.

dans notre cas :  $m = 6$ ,  $b_0 = 3,575(m)$   
 $L = 35m$ ,  $I_p = 53750663 \text{ cm}^4$   
 $I_E = \frac{100 \times 26^3}{12} = 146466 \text{ cm}^4$  }  $\Rightarrow r = 1,11 > 0,3 \rightarrow$   
 on utilise alors la méthode de Guyon-Massonnet.

### III. Détermination des coefficients de répartition transversale $K_\alpha$ :

Les tableaux de Massonnet donnent le  $K$  pour  $\alpha = 0$  et  $\alpha = 1$

Pour les autres valeurs de  $\alpha$ , il y a lieu d'interpoler par les formules suivantes :

$$\begin{array}{ll} \text{si : } 0 < \alpha \leq 0,1 & \rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0,05} \\ \text{" } 0,1 < \alpha \leq 1 & \rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{(1 - e^{-\frac{0,065 - \alpha}{0,663}})} \\ \alpha > 1 & \rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_0 - K_1) \sqrt{\alpha} \end{array}$$

Détermination des coefficients de répartition transversale :

1° Paramètre d'entretoisement :

- rigidité flexionnelle par unité de longueur :

a) Poutre rigidifiée (poutre + dalle) :  $S_p = \frac{I_p \cdot E}{b_0}$

$$I_p = I_{ab} + (I_{med} - I_{ab}) \frac{8}{3\pi}$$

$$I_{med} = 0,9 \times 1,06938 = 0,96244 \text{ m}^4$$

$$I_{ab} = 0,9 \times 1,55973 = 1,40375 \text{ m}^4$$

$$\longrightarrow I_p = 1,0293 \text{ m}^4$$

$$b_0 = 3,575 \text{ m}$$

$$\longrightarrow S_p = 0,288 E$$

b) Entretoise : la dalle joue le rôle d'une entretoise :  $S_E = \frac{I_E \cdot E}{l_0}$

$$I_E = 1,00 \times \frac{0,26^3}{12} = 0,00146 \text{ m}^4$$

$$l_0 = 1 \text{ m}$$

$$\longrightarrow S_E = 0,00146 E$$

$$\text{D'où : } \theta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{S_p}{S_E}} = \frac{8,75}{35} \sqrt[4]{\frac{0,288}{0,00146}} = 0,937 \approx 0,94$$

2° Paramètre de torsion :

\* Pour simplifier un peu les calculs, on modifie légèrement la géométrie de la section.

$$C_p = \frac{G}{3} \left( \sum_{i=1}^{i=3} b_i^3 h_i + \frac{1}{2} \frac{b^3 h}{\text{dalle}} \right)$$

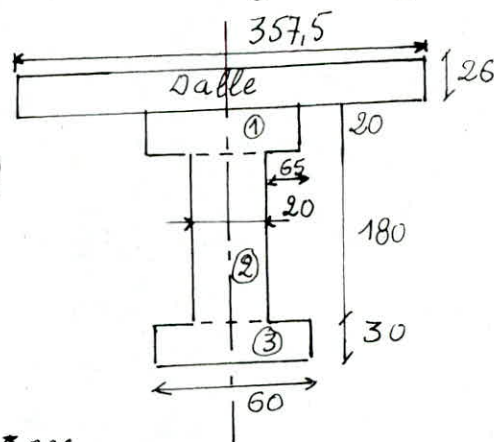
$$C_p = \frac{G}{3} (30^3 \times 60 + 20^3 \times 180 + 20^3 \times 150 + \frac{1}{2} \times 26^3 \times 357,5)$$

$$C_p = 0,0214 G$$

$$\text{d'où } \delta_p = \frac{C_p}{b_0} = \frac{0,0214 G}{3,575} = 0,006 G$$

\* Entretoise :

$$\delta_E = \frac{1}{2} \times \frac{0,26^3 \times 1}{3} G = 0,0024 G$$



$$\text{d'où le paramètre de torsion } \alpha = \frac{1}{2} \frac{\delta_E + \delta_p}{\sqrt{S_p \cdot S_E}}$$

$$\text{et } G = \frac{E}{2(1+\eta)} = 0,434 E$$

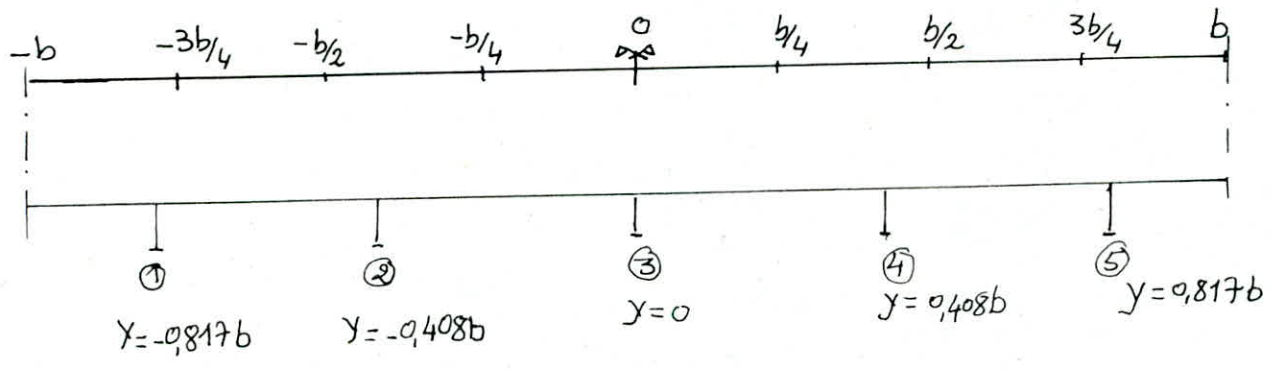
$$\eta : \text{coeff de poisson} = 0,15 \text{ (b. précontraint)}$$

$$\alpha = \frac{1}{2} \times \frac{0,434 (0,0024 + 0,006)}{\sqrt{0,288 \times 0,00146}} = 0,0890$$

Tableau récapitulatif des valeurs de  $K_{xx}$  :

$y \backslash e$	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	$0$	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	$b$
$0$	$-0,3779$	$0,2944$	$1,0154$	$1,7485$	$2,1522$	$1,7485$	$1,0145$	$0,2944$	$-0,3779$
$b/4$	$-0,4177$	$-0,0148$	$0,5925$	$1,0616$	$1,7485$	$2,1404$	$1,7220$	$0,9405$	$0,1157$
$b/2$	$-0,2779$	$-0,1150$	$0,0999$	$0,4547$	$1,0161$	$1,7220$	$2,2059$	$1,9709$	$1,4620$
$3b/4$	$-0,0935$	$-0,1185$	$-0,1150$	$-0,0148$	$0,2944$	$0,9405$	$1,7909$	$3,1495$	$4,0280$
$b$	$0,0951$	$-0,0935$	$-0,2779$	$-0,4177$	$-0,3779$	$0,1157$	$1,4620$	$4,0280$	$7,7284$

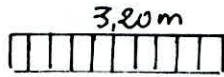
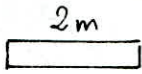
Nous allons alors déterminer les  $K_{xx}$  correspondant aux positions réelles de poutres  $P_i$  (Par interpolation) :



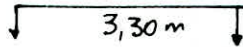
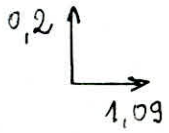
$e \rightarrow$	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	$0$	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	$b$
poutre 3 $y = 0$	$-0,3779$	$0,2944$	$1,0145$	$1,7485$	$2,1522$	$1,7485$	$1,0145$	$0,2944$	$-0,3779$
poutre 2.4 $y = 0,408b$	$-0,3293$	$-0,0781$	$0,2811$	$0,6780$	$1,2856$	$1,8759$	$2,0238$	$1,5917$	$0,9665$
poutre 1.5 $y = 0,817b$	$-0,0429$	$-0,1118$	$-0,1586$	$-0,1227$	$0,1142$	$0,7194$	$1,7027$	$3,3849$	$5,0197$

Ce tableau nous permet de tracer les lignes d'influences de  $K_{xx}$  pour chaque poutre.

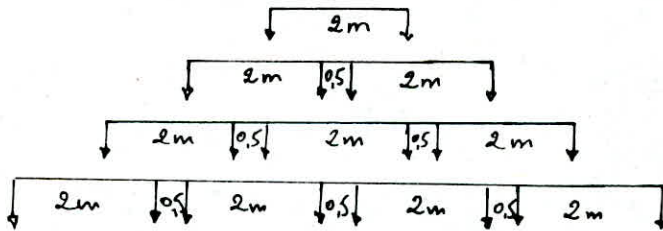




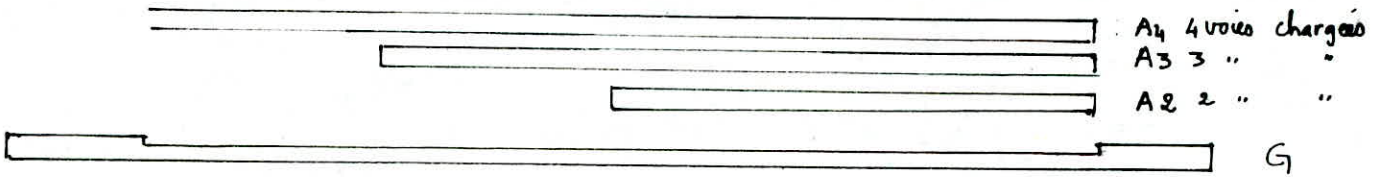
1,75 surcharge  
D



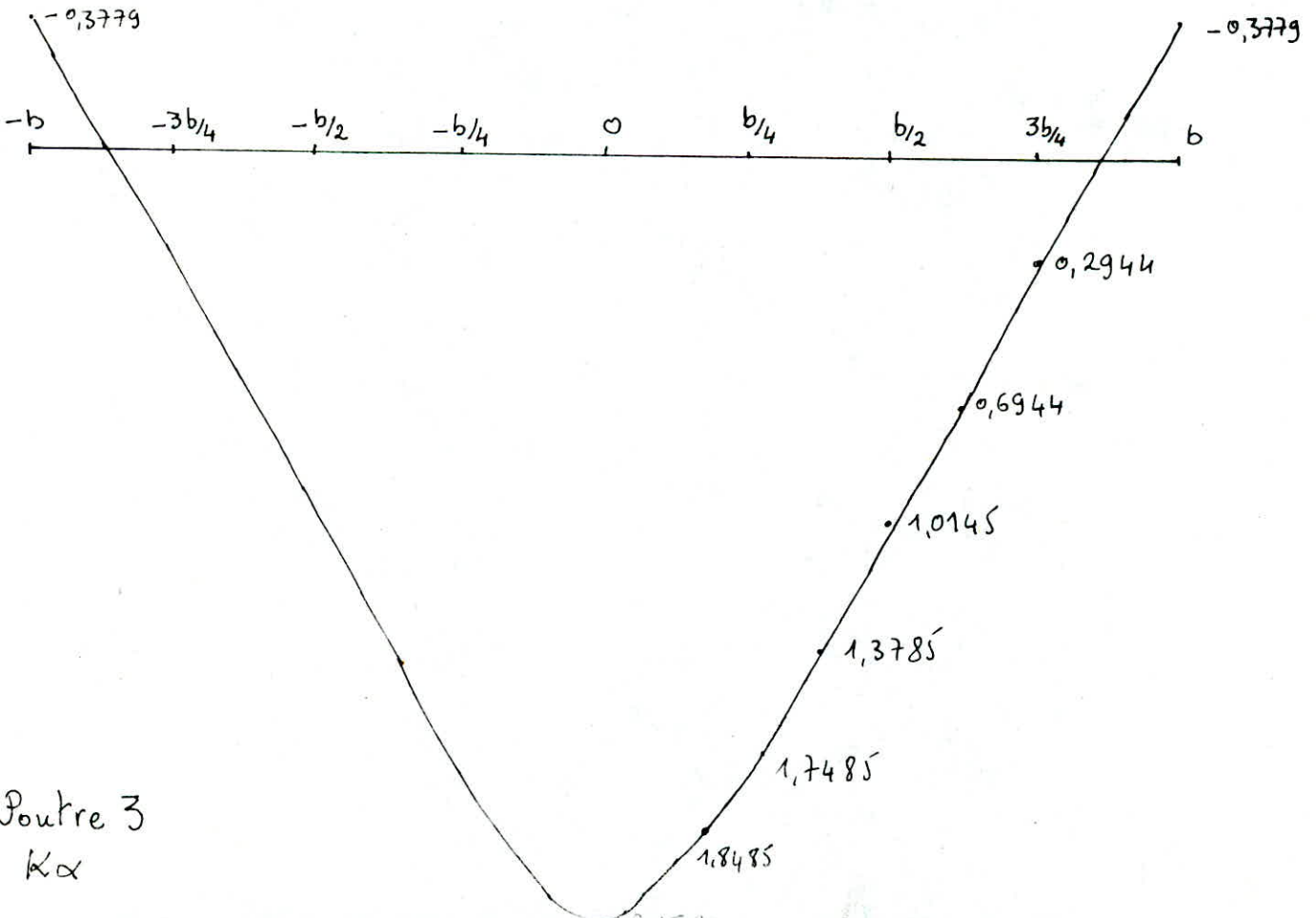
MC120



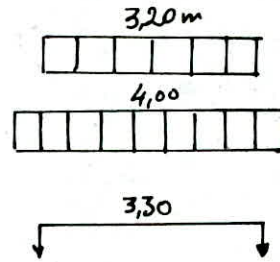
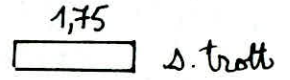
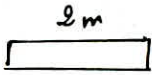
Bc 1 voie char  
Bc 2 " "  
Bc 3 " "  
Bc 4 " "



A4 4 voies chargées  
A3 3 " "  
A2 2 " "

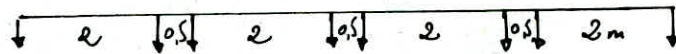


Poutre 3  
K $\alpha$

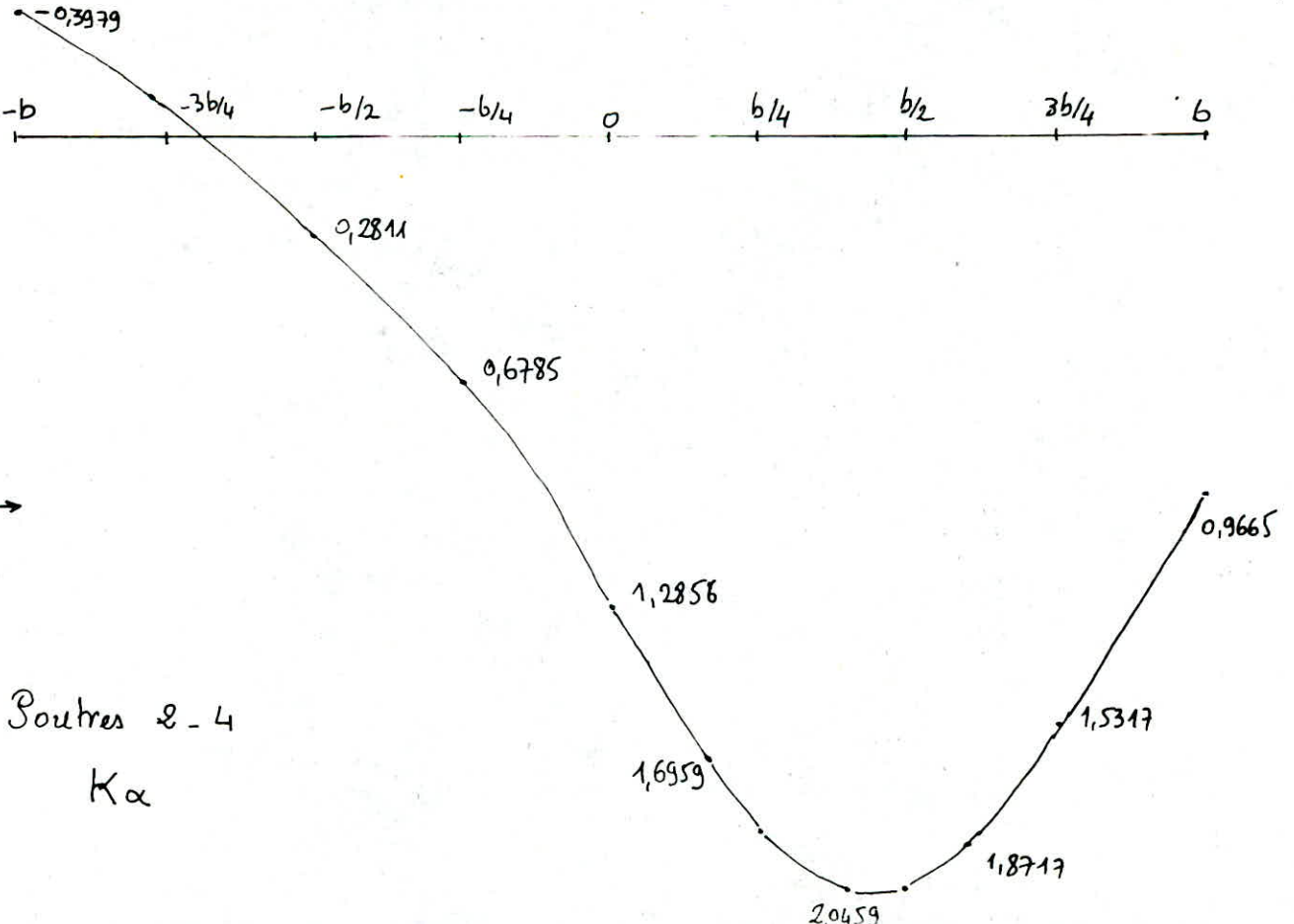
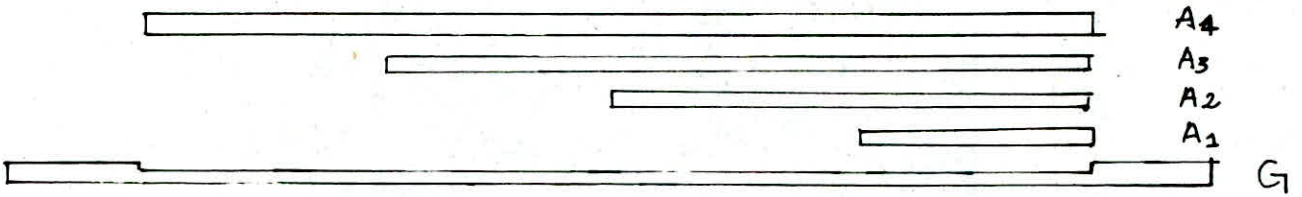


D

Me 180



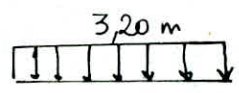
$B_c: 1, 2, 3 \text{ ou } 4 \text{ Voies}$



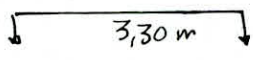
Poutres 2 - 4  
 $K\alpha$



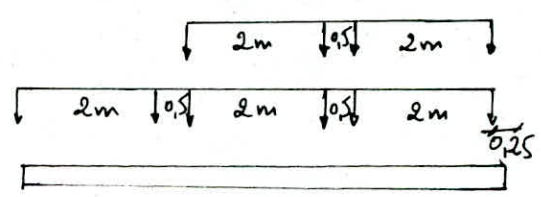
1,75 S. trott



D



Mc120

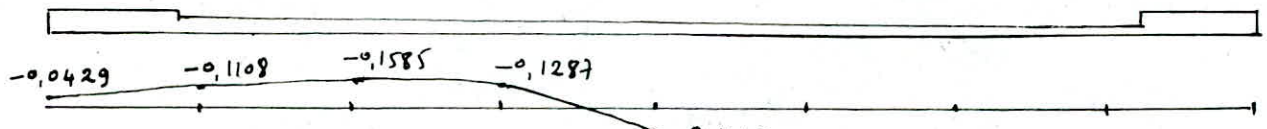


Bc : 2 voies char

Bc : 3 " "

A : 2 voies char

G



-0,0429

-0,1108

-0,1585

-0,1287

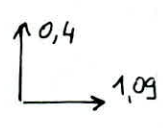
0,1142

0,7184

1,7027

3,3849

5,0187



Poutres 1-5

$K_{\alpha}$

4° Calcul de  $\frac{\sum P_i K_i}{\sum P_i}$  ou  $\frac{S_2}{l}$  :

\* charges concentrées : (Bc, Mc120)

transversalement Les roues exercent la même charge

donc :  $\frac{\sum P_i K_i}{\sum P_i} = P_i \frac{\sum K_i}{n P_i} = \frac{\sum K_i}{n}$  : n : nbre de roues.

ex : Poutre 3 sous 2 convois Bc

$\sum K_i = 2(2,1522 + 1,7885) = 7,8814$

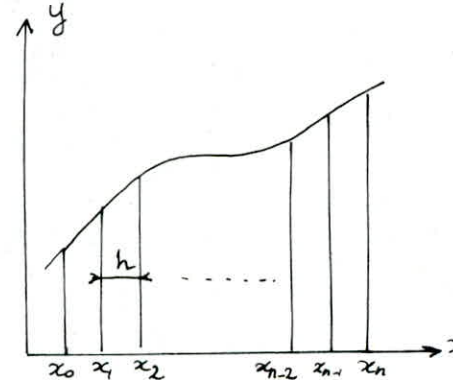
\* charges uniformément réparties : (G, A, trottoir)

Le calcul de l'aire S2 est fait selon

la formule de Simpson :

$$\int_{x_0}^{x_2} f(x) dx = \frac{h}{3} (f_0 + 4f_1 + f_2) \quad \text{ou}$$

$$\int_{x_0}^{x_n} f(x) dx = \frac{h}{3} (f_0 + 4f_1 + f_2 + \dots + f_{n-2} + 4f_{n-1} + f_n)$$



ex : Poutre 3 : sous A2 (2 voies chargées)

$S_2 = S_{21} + S_{22}$

$S_{21} : n=6 \quad h=1,093$

$f_0 = 2,1522, f_1 = 2,0285, f_2 = 1,7485, f_3 = 1,3985, f_4 = 1,0145$   
 $f_5 = 0,6944, f_6 = 0,2944 \rightarrow S_{21} = \frac{h}{3} (f_0 + 4(f_1 + f_3 + f_5) + 2(f_2 + f_4) + f_6) = 8,9$

$S_{22} : n=2, h=0,2186, f_0 = 0,2944, f_1 = 0,2244, f_2 = 0,1544$   
 $\rightarrow S_{22} = 0,098 \rightarrow S_2 = 9,008$

Tableau récapitulatif

poutres →		③ y=0	2-4 y=0,4086	1-5 y=0,8176	
charges et surcharges ↓		$\sum K_i$ ou $\Omega$	n ou l	$\sum K_i$ ou $\Omega$	n ou l
poids propre (dalle + poutre)		17,70	17,50	17,745	17,50
poids propre trottoir		-0,316	3,75	1,67	3,75
poids propre revêtement		18,02	13,75	16,07	13,75
A(l)	2 voies chargées	9,008	6,87	12,77	6,87
	3 " "	15,115	10,31	15,46	10,31
	4 " "	18,016	13,75	16,07	13,75
Surcharge trottoir	1 trottoir gauche charg	-0,248	1,75	0,12	1,75
	" droit "	-0,068	2	-	-
Bc	1 convoi	4,0017	2	3,92	2
	2 convois	7,881	4	7,42	4
	3 " "	10,59	6	10,43	6
	4 " "	13,14	8	12,05	8
MC120		3,657	2	3,73	2
D (convoi exceptionnel)		6,281	3,2	6,52	3,2

Tableau récapitulatif de  $\frac{\sum P_i K_i}{\sum P_i}$  ou  $\frac{\sum \Omega}{l}$   
pour chaque poutre et chaque type de chargement.

poutres →		3	2-4	1-5
charges et surcharges ↓		$\frac{\sum K_i}{n}$ ou $\frac{\sum \Omega}{l}$	$\frac{\sum K_i}{n}$ ou $\frac{\sum \Omega}{l}$	$\frac{\sum K_i}{n}$ ou $\frac{\sum \Omega}{l}$
	pois propre dalle + poutre	1,011	1,014	0,931
	pois propre trottoirs	- 0,084	0,988	4,234
	pois propre revêtement	1,310	1,108	0,647
A(e)	2 voies chargées	1,311	1,859	1,547
	3 " "	1,466	1,500	/
	4 " "	1,310	1,168	/
Surcharge trottoirs	trottoir gauche	- 0,142	1,211	4,297
	trottoir droit charg	- 0,034	-	-
Bc	1 convoi	2,00	1,96	/
	2 " "	1,970	1,855	1,982
	3 " "	1,765	1,738	1,433
	4 " "	1,642	1,642	/
M <sub>C120</sub>		1,828	1,865	2,345
□ (exceptionnel)		1,963	2,037	1,394

## CALCUL DES EFFORTS REELS

### I. Introduction :

D'après Massonnet : l'effort réel (Mou T) est donné par l'expression

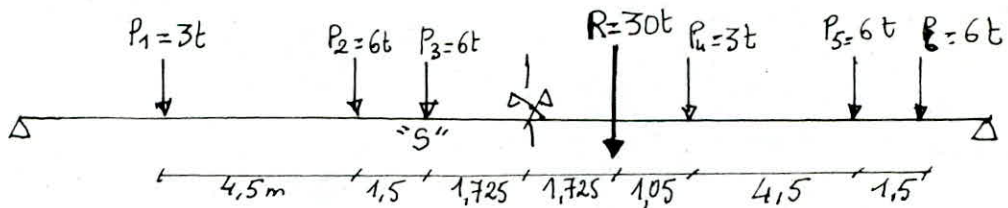
- Charges concentrées :  $F_x = F_{0x} \cdot \frac{\sum P_i k_i}{\sum P_i}$
- " uniformément réparties :  $F_x = F_{0x} \cdot \frac{x}{l}$

### II. Calcul des efforts moyens :

Le calcul sera fait pour différentes sections :  
 $x = 0, 0,1, 0,2, 0,3, 0,4, 0,5$  et "S" La section dangereuse sous le convoi Bc.

#### a. Recherche de la section dangereuse :

Théorème de BARRÉ : Le moment est maximum au point d'application de la force  $P_i$ , si la résultante  $R$  de tout le système est symétrique à celle-ci par rapport au centre de la poutre.



Pour trouver la charge  $P_i$  sous laquelle le moment est max, on doit exploiter la double inégalité :

$$\sum_{\alpha=1}^{i-1} P_{\alpha} \leq \frac{R}{2} \leq \sum_{\alpha=1}^i P_{\alpha}$$

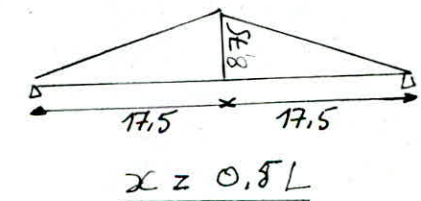
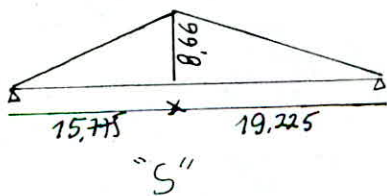
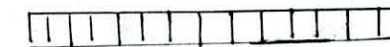
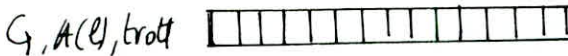
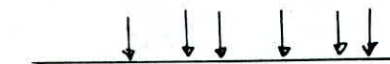
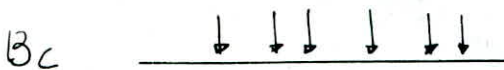
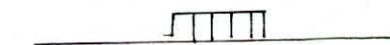
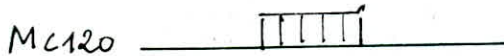
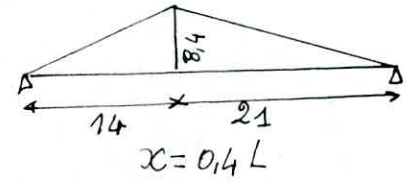
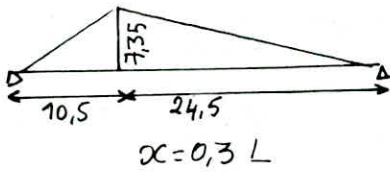
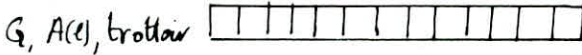
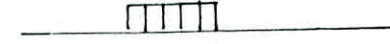
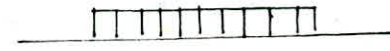
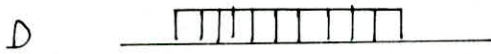
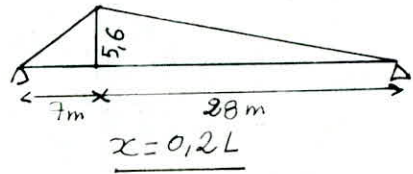
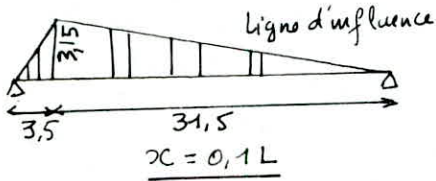
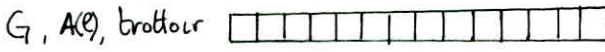
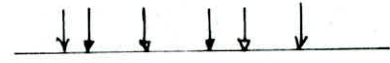
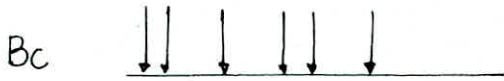
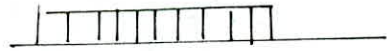
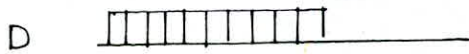
$P_1$ :	$0 \leq 15 \leq 6$	non convenable
$P_2$ :	$3 \leq 15 \leq 9$	non "
$P_3$ :	$9 \leq 15 \leq 15$	oui
$P_4$ :	$15 \leq 15 \leq 18$	oui
$P_5$ :	$18 \leq 15 \leq 24$	non
$P_6$ :	$24 \leq 15 \leq 30$	non

$P_3$  est donc la force recherchée, la disposition donnant "S" est donnée sur la figure ci-dessus.



b) Moments:

-15-





	Gp	Gt	Gr	A			Sur trout		Bc				Macro	D	Seet
				2	3	4	tg	td	1convol bc=1,2	2 bc=1,1	3 0,95	4 0,8			
Pi (H) ou 4i (H)	20,5	4,03	2,12	6,971	9,41	10,4	0,262	0,3	6 12	12 24	18 36	24 48	18,03	12,9	
δ									1,068	1,070	1,076	1,079	1,067	1,086	

Σ Yi ou Si	55,12	55,12	55,12	55,12	55,12	55,12	55,12	55,12	4,25 9,05	"	"	"	18,57	43,94	
Mo	1130	222	116,7	385	519	576	145	31	172	316	411	477	357	616	0,1L
Monny	226	44,4	23,3	77	103,8	115,2	2,9	6,2	34,4	63,2	82,2	95,4	71,4	123,2	

Σ Yi ou Si	98	"	"	"	"	"	"	"	6,8 17,85	"	"	"	33	76,5	
Mo	2009	395	207	683	922	1024	25,7	29,4	327	600,27	782	880	635	1071	0,2L
Monny	401,8	79	41,4	136,6	184,4	204,8	5,14	5,88	65,4	120	156,4	176	127	214,2	

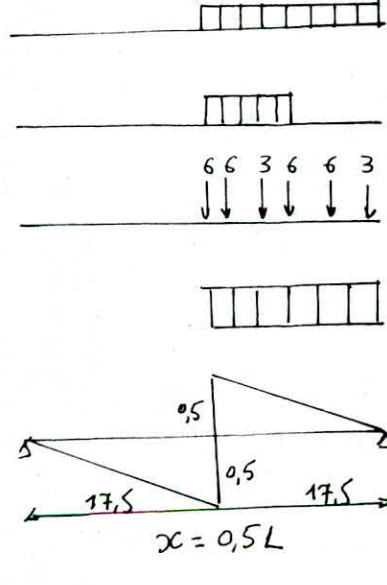
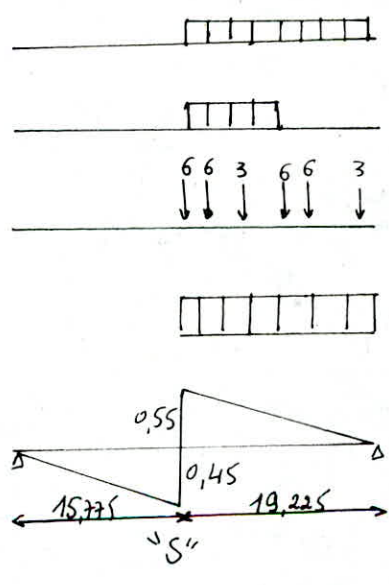
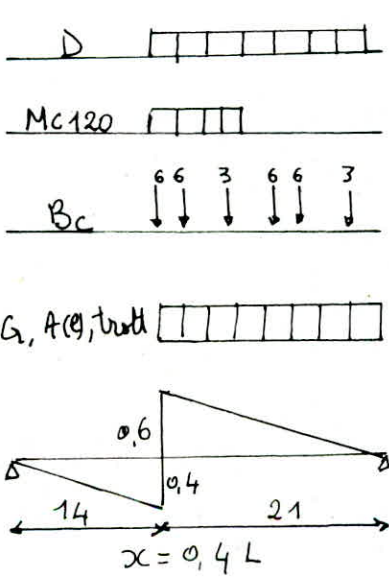
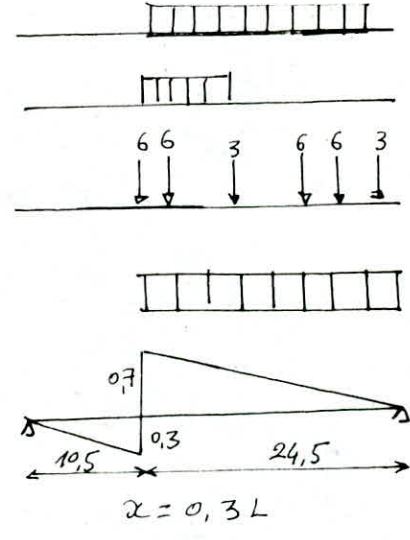
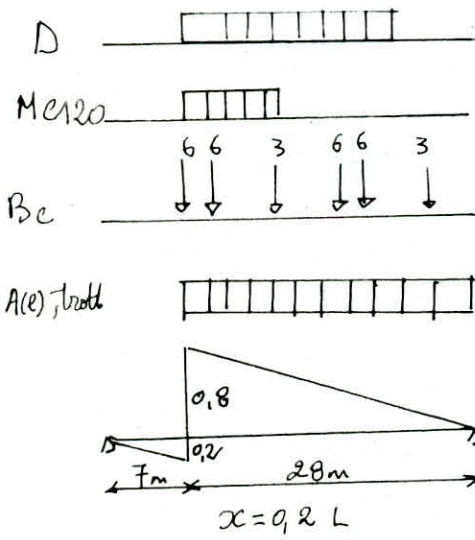
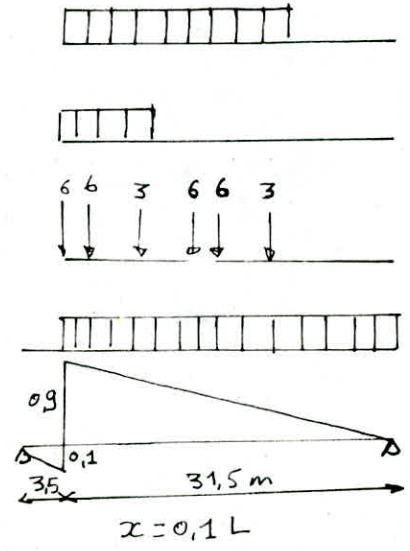
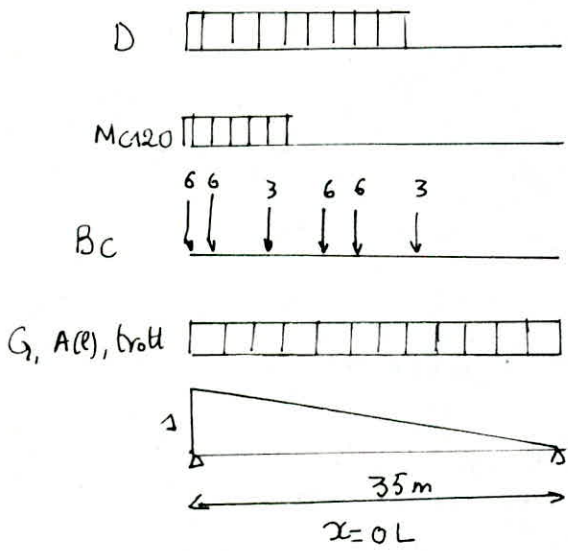
Σ Yi ou Si	128,62	"	"	"	"	"	"	"	8,9 22,5	"	"	"	43,33	100,38	
Mo	2637	518	272	897	1211	1344	33,7	38,6	415	761	992	1117	834	1406	0,3L
Monny	527,4	103,7	54,4	179,4	242,2	268,8	6,74	7,72	83	150,2	198,4	223,4	166,8	281,2	

Σ Yi ou Si	147	"	"	"	"	"	"	"	11,4 24,9	"	"	"	45,03	114,72	
Mo	3014	592	311	1025	1385	1536	38,6	44	470	864	1126	1268	866	1607	0,4L
Monny	602,8	118,5	62,2	205	276,6	307,2	7,7	8,8	94	173	225,2	253,6	173	321,4	

Σ Yi ou Si	152,42	"	"	"	"	"	"	"	11,95 24,92	"	"	"	57,35	119	
Mo	3124	614	323	1063	1434	1585	40	46	475	873	1137	1280	988	1666	"S"
Monny	624,8	123	64,6	212,6	286,8	317	8	9,2	95	174,6	227,4	256	177,5	333,2	

Σ Yi ou Si	153,12	"	"	"	"	"	"	"	12 24,5	"	"	"	48,64	120,4	
Mo	3139	617	324	1067,5	1441	1600	40,2	46	464	852	1110	1249	936	1687	0,5L
Monny	627,8	123,4	64,8	213,5	288,2	320	8,0	9,2	92,7	170,4	222	249,8	187,2	337,6	

c) Efforts tranchants:





	Gp	Gr	Gr	A			Surch brodov		Bc				M <sub>c120</sub>	D	Sed	
				2	3	4	tg	bd	1 bc=1,2	2 1,1	3 0,95	4 2,8				
5										1068	1,070	1,076	1,079	1,067	1,086	
P <sub>i</sub> (H) g <sub>i</sub> (t/m)	20,5	4,03	2,12	6,97	9,41	10,45	0,26	0,3	6	12	18	24	18,03	12,9		
ΣK <sub>i</sub> su	17,5	"	"	"	"	"	"	"	1,399	"	"	"				5,56
Tomoy	71,5	14,2	7,4	24,4	33	36,6	0,92	1,05	12,3	22,6	29,6	33,2	21,4	38,2		
P <sub>i</sub> (H) g <sub>i</sub>	"	"	"	7,32	9,88	10,98	"	"	6	12	18	24	"	"		
ΣK <sub>i</sub> su	14	"	"	14,75	=	=	14	=	1,14	"	"	"	4,88	11,79	0,1L	
Tomoy	57,4	11,28	5,94	20,75	28	31,1	0,74	0,84	10,7	19,6	25,5	28,75	18,8	33		
"	"	"	"	7,91	10,67	11,86	"	"	6	12	18	24	"	"		
"	10,5	"	"	11,2	=	=	10,5	"	0,96	"	"	"	4,33	10,69	0,2L	
"	43	8,46	4,5	17,7	23,9	26,5	0,55	0,63	2,52	"	"	"	16,66	29,96		
"	"	"	"	8,51	11,49	12,65	"	"	6	12	18	24	"	"		
"	7	"	"	8,57	"	"	7	"	0,82	"	"	"	3,65	7,9	0,3L	
"	28,7	5,6	2,97	14,6	19,7	21,9	0,37	0,42	2,07	"	"	"	14,2	22,3		
"	"	"	"	9,25	12,5	13,87	"	"	6	12	18	24	"	"		
"	3,5	"	"	6,3	"	"	3,5	"	0,556	"	"	"	3,13	6,21	0,4L	
"	14,35	2,8	1,5	11,65	15,7	17,5	0,20	0,21	1,707	"	"	"	12,1	17,4		
"	"	"	"	9,83	13,27	14,74	"	"	6	12	18	24	"	"		
"	1,14	"	"	4,96	"	"	1,14	"	0,421	"	"	"	2,72	4,96	"5"	
"	4,8	0,92	0,5	9,76	13,2	14,6	0,06	0,07	1,444	"	"	"	10,5	13,9		
"	"	"	"	10,15	13,7	15,22	"	"	6	12	18	24	"	"		
"	0	0	0	4,37	"	"	0	0	0,356	"	"	"	2,52	4,37	0,5L	
"	0	0	0	8,9	12	13,3	0	0	1,314	"	"	"	9,7	12,3		

routes (1-5)

		G <sub>p</sub>	G <sub>t</sub>	G <sub>r</sub>	A (Q)			Surch broth		Bc				Mc120	D
					2 vol	3	4	tg	td	1 conv	2	3	4		
sect	Ka <sup>3</sup>	0,931	4,234	0,647	1,547	-	-	4,297	/	/	1,982	1,433	/	2,345	1,394
0,1L	M	0,00	0,00	0,00	0,00	-	-	0,00	/	/	0,00	0,00	/	0,00	0,00
	T	67	60,1	4,8	37,7	/	/	3,9	/	/	44,8	42,4	/	50,2	53,3
0,1L	M	210,4	186,3	15,1	119,1	/	/	12,46	/	/	125,3	117,8	/	167,4	171,7
	T	53,4	47,8	3,8	32,1	/	/	3,2	/	/	38,8	36,5	/	44	46
0,2L	M	374	334,5	26,8	211,3	/	/	25,3	/	/	237,8	224,1	/	297,8	298,6
	T	40	35,8	2,9	27,4	/	/	2,4	/	/	33,5	31,6	/	39	41,8
0,3L	M	491	439	35,2	277,4	/	/	29	/	/	297,7	384,3	/	391,1	392
	T	26,7	23,7	1,9	22,6	/	/	1,6	/	/	27,7	26,3	/	33,3	31
0,4L	M	561,2	501,7	40,2	317,1	/	/	33,1	/	/	342,9	322,7	/	406,1	448
	T	13,3	11,8	1	18	/	/	0,9	/	/	22,2	20,9	/	28,4	24,3
"S"	M	581,7	520,8	41,8	328,9	/	/	34,4	/	/	346	325,9	/	463,1	464,5
	T	4,5	3,9	0,3	15,1	/	/	0,3	/	/	18,5	17,5	/	24,6	19,4
0,5L	M	584,5	522,5	41,9	330,3	/	/	34,4	/	/	337,7	318	/	439	470,3
	T	0	0	0	13,8	/	/	0	/	/	16,7	15,6	/	22,7	17,2



troutes (2-4)

sect	K <sub>ex</sub> →	G <sub>p</sub>	G <sub>T</sub>	G <sub>r</sub>	A (l)			surch trout		Bc					
					2 voies	3	4	tg	bd	1 courvi	2	3	4		
		1,014	0,988	1,108	1,859	1,500	1,168	1,211	-	1,96	1,855	1,738	1,642	1,865	2,037
0, L	M	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	T	72,5	14	8,2	45,4	49,5	42,7	1,1	-	24,1	41,9	51,4	54,5	39,9	77,8
0,1L	M	229,2	44	26	143,2	155,7	134,5	3,5	-	67,5	117,2	143	156,6	133,2	251
	T	58,2	11,1	6,6	38,6	42	36,3	0,9	-	21	36,4	44,3	47,2	35	67,2
0,2L	M	407,4	78	46	254	276,6	239,2	6,2	-	128,2	222,6	272	289	236,8	436,3
	T	43,6	8,3	5	32,9	35,9	31	0,66	-	18	31,4	38,4	40,8	31	61
0,3L	M	534,8	102,4	60,3	333,5	363,3	314	8,2	-	162,7	278,6	344,8	366,8	311,1	572,8
	T	29,1	5,5	3,3	27,1	29,5	259,2	0,5	-	15	24,3	31,8	33,6	26,5	45,4
0,4L	M	611,2	117,1	68,9	381,1	415	358,8	9,32	-	184,2	321	391,4	416,4	323	654,7
	T	14,5	2,8	1,6	21,6	23,5	20,4	0,2	-	12	20,7	25,4	27,1	22,6	35,4
"S"	M	633,5	121,5	71,6	395,2	430,2	370,2	9,7	-	186,2	324	395,2	420,3	368,3	678,7
	T	4,9	0,9	0,5	18,1	19,2	17	0,07	-	10	17,3	21,2	22,5	19,6	28,3
0,5L	M	636,6	121,9	71,8	396,9	432,3	373,7	9,7	-	187,7	316,1	385,8	410,2	349,1	687,3
	T	0	0	0	16,5	18	15,5	0	-	9	15,6	19	20,7	18,1	25

- 20 -

Tableau récapitulatif des efforts réels revenant à la poutre (3)  $y=0$

		$G_p$	$G_t$	$G_r$	A (l)			durch brott		BC			Mc120	D	
					2	3	4	$t_g$	$t_d$	$\Delta_{conv}$	2	3			4
Sect ↓	$K_x \rightarrow$	1,011	-0,084	1,310	1,311	1,466	1,310	-0,142	-0,034	2,00	1,970	1,765	1,642	1,828	1,963
0,1L	M	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	T	72,3	-1,2	9,7	32	48,4	48	-0,13	-0,04	24,6	44,5	52,2	54,5	39,1	75
0,1L	M	228,5	-3,7	30,5	101	152,2	150,9	-0,41	-0,21	68,8	124,5	145	156,6	130,5	241,8
	T	58	-0,95	7,8	27,2	41	40,7	-0,1	-0,03	21,4	38,6	45	47,2	34,3	64,8
0,2L	M	406,2	-6,6	54,2	179	270,3	268,3	-0,73	-0,2	130,8	236,4	276	289	232	420,5
	T	43,5	-0,71	5,9	23,2	35	34,7	-0,08	-0,02	18,4	33,4	39	40,8	30,4	58,8
0,3L	M	533,2	-8,7	71,3	235,2	355	352	-0,96	-0,26	166	296	350,2	367	305	552
	T	29	-0,5	3,9	19	28,9	28,7	-0,05	-0,01	15,26	27,6	32,3	33,7	26	43,8
0,4L	M	609	-9,95	81,5	269	405,5	402,4	-1,1	-0,3	188	340,8	397,5	416,4	316,6	631
	T	14,5	-0,23	2	15,3	23	22,9	-0,03	-0,007	12,2	22	25,8	27,1	22,1	34,2
"S"	M	631,7	-10,3	84,6	278,7	429,4	415,3	-1,13	-0,31	190	344	401,3	420,3	361	654
	T	4,8	-0,08	0,65	12,8	19,3	19	-0,008	0	10,2	18,42	21,5	22,5	19,2	27,3
0,5L	M	634,7	-10,4	84,9	279,9	422,5	419,2	-1,14	-0,3	185,4	335,7	392	419,2	342,2	662,3
	T	6	0	0	11,7	17,6	17,4	0	0	9,2	16,6	19,4	20,4	17,7	24,1



1- Effort obtenus :

• Poids propre :

$$\begin{cases} \text{poutre 3} : G = G_p + G_t + G_r = 634,7 - 10,4 + 84,9 = 709,2 \text{ tm} \\ \text{poutres 2-4} : G = 830,3 \text{ tm} \\ \text{poutres 1-5} : G = 1148,9 \text{ tm} \end{cases}$$

• Surcharges

$$\begin{cases} \text{poutre 3} : Q = 662,3 \text{ tm} \\ \text{poutres 2-4} : Q = 687,3 + 1,2 \times 9,7 = 697 \text{ tm} \\ \text{poutres 1-5} : Q = 511,6 \text{ tm} \end{cases}$$

Donc les moments à considérer sont :

$$M_G = 1148,9 \text{ tm} \quad \text{et} \quad M_Q = 511,6 \text{ tm}$$

La poutre de rive est la plus sollicitée.

2- Calcul des différentes contraintes :

a) Service à vide :  $\sigma = \sigma_p + \sigma_G$  : fibre inf,  $\sigma' = \sigma'_p + \sigma'_G$  : fibre sup  
 b) Service en charge :  $\sigma = \sigma_p + \sigma_G + \sigma_Q$  " " ,  $\sigma' = \sigma'_p + \sigma'_G + \sigma'_Q$  : fibre sup.

dans les 2 cas : on doit vérifier :

$$\bar{\sigma} \leq \sigma \leq \bar{\sigma} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}' \leq \sigma' \leq \bar{\sigma}'$$

\* Contraintes élémentaire de flexion du béton :

- moment fléchissant sous poids propre :  $M_G = 1148,9 \text{ tm}$

- caractéristiques géométrique de la section : poutre + dalle :

$$I = 1,069 \text{ m}^4, \quad K_s = 42 \text{ cm}, \quad K_i = 188 \text{ cm}$$

- fibre sup :  $\sigma_G = \frac{M_G \times K_s}{I} = 45,14 \text{ kg/cm}^2$

" inf :  $\sigma_G = -\frac{M_G \times K_i}{I} = -202,05 \text{ kg/cm}^2$

- moment fléchissant sous les surcharges :  $M_Q = 511,6 \text{ tm}$

- fibre sup :  $\sigma_Q = \frac{M_Q \times K_s}{I} = 20 \text{ kg/cm}^2$

la force de précontrainte doit être calculée de telle façon qu'elle provoque une compression d'au moins égale à la traction des fibres inférieures :

$$\sigma_p \geq |\sigma_G + \sigma_Q| = |(-202,05 - 20)| = |-222| \text{ kg/cm}^2$$

d'où :  $\sigma_p \geq +222 \text{ kg/cm}^2$

En ce qui concerne le calcul des contraintes élémentaires  $\sigma_p$  et  $\sigma'_p$ , on applique simplement les formules de calcul relatives à la flexion composée : Si  $N$  est l'effort de précontrainte appliqué à la section avec une excentricité  $e$  : le moment de précontrainte a pour valeur

$$M_p = N \cdot e \quad \text{avec } e = -v' + d'$$

$e$  : étant pris avec le signe (+) au dessus du C.D.G. et (-) au dessous, ce qui est conforme avec la convention de signe classique de la R.D.M.

F. S :  $\sigma_p = + \frac{N \cdot e \cdot v_s}{I} = \frac{N}{B} \left( 1 + \frac{e \cdot v_s}{i^2} \right)$   
 F. I :  $\sigma'_p = - \frac{N \cdot e \cdot v_i}{I} = \frac{N}{B} \left( 1 - e \frac{v_i}{i^2} \right)$

avec  $\left\{ \begin{array}{l} B = 17070 \text{ cm}^2 \\ i^2 = 6264,7 \text{ cm} \\ v_i = 188 \text{ cm} \\ e = -v_i + d' = -188 + 10 = -178 \text{ cm} \end{array} \right.$

$\sigma'_p \geq 292 \Rightarrow \frac{N}{B} \left( 1 - e \frac{v_i}{i^2} \right) \geq 292 \Rightarrow N \geq 786,05 \text{ t}$   
 on estime le pertes à 20%  $\Rightarrow N \geq 943,3 \text{ t}$

On a choisi comme armature de précontrainte : des câbles du type : FT15, III F.B.R. DYWIDAG.

Soit  $P$  : la force maximale initiale à l'ancrage :

$$P = \text{Min} ( 0,85 F_{rg} , 0,95 T_g )$$

D'après les données techniques :  $T_g = 156,8 \text{ t}$  ,  $F_{rg} = 176,4 \text{ t}$

$$P = 148,96 \text{ t} \rightarrow$$

Le nombre de câbles nécessaires est :  $n = \frac{943,3}{148,96} = 6,33 \rightarrow \underline{\underline{7 \text{ câbles}}}$

\* Verification :

Calcul des contraintes dues à la précontrainte :

F.S :  $\sigma_p = \frac{786,05 \cdot 10^3}{17070} \left( 1 + \frac{(-178) \times 68}{6264,7} \right) = -42,92 \text{ kg/cm}^2$

F.I :  $\sigma'_p = \frac{786,05 \cdot 10^3}{17070} \left( 1 + \frac{(+178) \times 188}{6264,7} \right) = +292$

Résumé

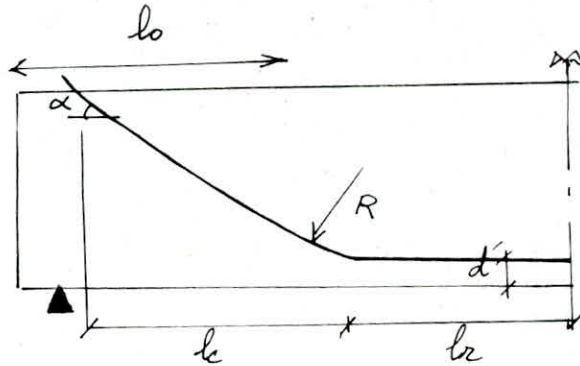
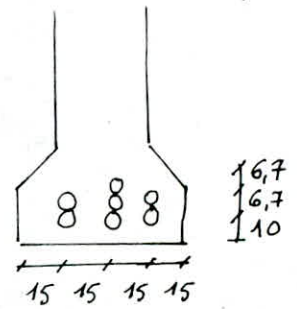
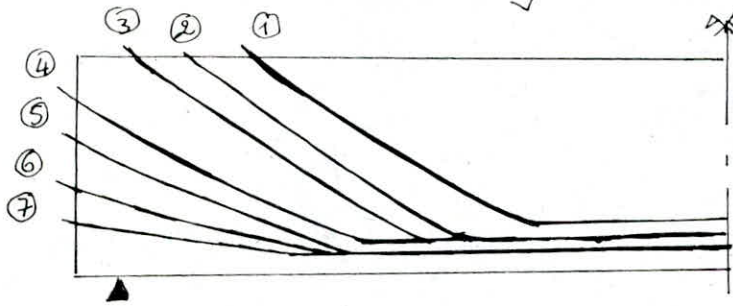
Fibres	Contrainte élémentaires sous			- Contraintes résultantes	
	G	Q	P	à vide	en charge
F.S	45,14	20	-42,92	+2,22	+22,22
F.I	-202,05	-90	+292	+89,95	0



II. Trace des Câbles:

Le nombre de câble qui arrivent à l'about est :

$m = (\frac{1}{2} \div \frac{2}{3}) \eta$  ; dans notre cas  $\eta = 7 \rightarrow m = 4$   
 Les 3 autres câbles émergent au niveau de la surface supérieure



- $\alpha$  : angle de relevage des câbles :  $0^\circ < \alpha < 20^\circ$  : câble d'about  
 $\alpha = 24,23^\circ$  " immergents
- $R$  :  $R \geq 800 \phi$  :  $\phi$  : diamètre des files constituant le câble ( $\phi = 15 \text{ mm}$ )

$l_0$  : zone de relevage des câbles :  $\frac{l}{3} \leq l_0 \leq \frac{2l}{3}$ ,  $l = 35 \text{ m}$ ,  $8,75 \leq l_0 \leq 11,6 \text{ m}$

L'équation de la parabolique s'écrit sous la forme :

$$y = ax^2 = f(x)$$

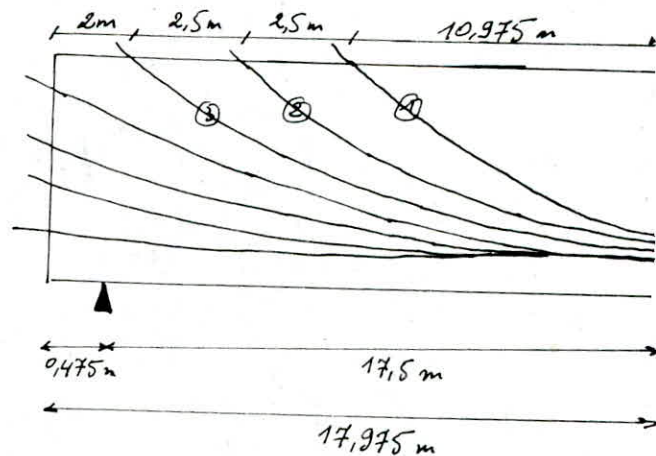
on a :  $x = l_c \Rightarrow y_c = a l_c^2$  avec  $y_c = V_i - d + V_s$

$$f'(x) = 2ax \Rightarrow f'(l_c) = 2a l_c = \text{tg } \alpha \Rightarrow a = \frac{\text{tg } \alpha}{2 l_c} \Rightarrow l_c = \frac{2 y_c}{\text{tg } \alpha}$$

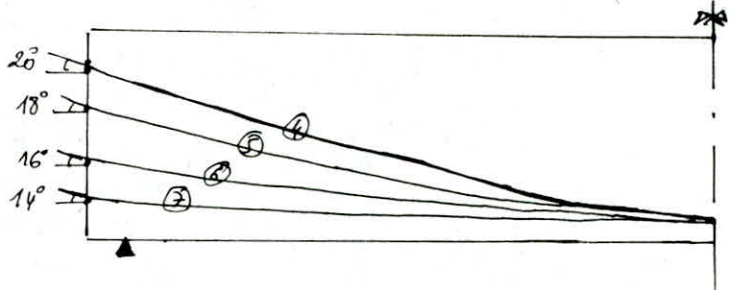
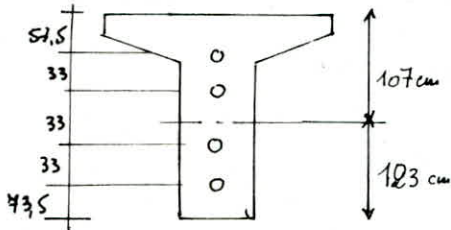
$\text{tg } \alpha = 0,45$

coordonnées des câbles émergents ① - ② - ③ :

$\alpha^{(0)}$	$d'(\text{cm})$	$y_c(\text{cm})$	$l_c(\text{m})$	$l_b(\text{m})$	$a(\text{m}^{-1})$
24,23	23,4	206,6	9,18	1,795	0,0245
24,23	16,7	213,3	9,48	3,995	0,0237
24,23	16,7	213,3	9,48	6,495	0,0237



câbles d'about :



câble	$\alpha$ (°)	$d'$ (cm)	$y_c$ (m)	$l_c$ (m)	$l_r$ (m)	$a$ (m')
④	20°	16,7	172,5	9,48	8,495	0,019
⑤	18°	10	139,5	8,58	9,395	0,0189
⑥	16°	10	106,5	7,43	10,545	0,019
⑦	14°	10	73,5	5,9	12,075	0,021

Tracé du câble équivalent :

1) Calcul des caractéristiques nettes :

$$V_i = \frac{S_{net}}{A_{net}} = \frac{S_{br} - S(\emptyset)}{A_{br} - A(\emptyset)}$$

$$d' = \frac{\sum A_i(\emptyset) d_i}{\sum A_i(\emptyset)}, \quad S(\emptyset) = A(\emptyset) d'$$

$S_{br}$  : mt oblique brut à l'axe  $\Delta\Delta'$   
 $S_{net}$  : " " net / à l'axe  $\Delta\Delta'$   
 $S(\emptyset)$  : " " des trous  
 $A_{br}$  : sect<sup>x</sup> brute  
 $A(\emptyset)$  : " des câbles.

2) Composantes de la précontrainte :

$$N = \sum P \cos \alpha_i = P \sum \cos \alpha_i$$

$$V = \sum P \sin \alpha_i = P \sum \sin \alpha_i$$

$P$  : étant la force de précontrainte.

soient :  $z_i$  : la distance du câble  $i$  à la fibre inférieure.

et  $z$  : " " de la résultante " "

$$\sum z_i P \cos \alpha_i = z \cdot N \Rightarrow z = \frac{\sum z_i \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i}$$

Tableau récapitulatif des caractéristiques des sections :

Section	$I_G$ (cm <sup>4</sup> )	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$S_0$ (cm <sup>3</sup> )	$V_c$ (cm)	$V_s$ (cm)	$i^2$ (cm)	$\sum \cos \alpha_i$	$z$ (cm)	$e = V_c - z$ (cm)
milieu	50791190	7528	946814	125,7	104,2	6747	7	14,80	110,97
avant dir 1 <sup>er</sup>	51893089	7528	933233	123,9	106,0	6893		67,34	56,62
après dir 1 <sup>er</sup>	52415179	7563	925125	122,3	107,7	6930		42,29	80,02
av 2 <sup>er</sup>	52231638	7563	932656	123,3	106,7	6906		81,80	41,51
ap 2 <sup>er</sup>	52632606	7528	924584	122,8	107,2	6992		54,70	68,11
av 3 <sup>er</sup>	52962742	7599	930984	122,5	107,5	6970		108,70	13,82
ap 3 <sup>er</sup>	53402291	7634	922876	120,9	109,1	6995		80,34	40,56
Quart	51544031	7528	940321	124,9	105,1	6846,7	6,914	40	84,9
about	73154862	14784	1822407	123,27	106,73	4948,24	3,821	122,6	0,67



I. Fuseaux limites :

1°) Premier fuseau limite :

- c'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se situer le tracé du câble équivalent pour qu'il n'y ait pas de traction sur l'une ou l'autre des fibres extrêmes et cela à le chargement. Ce fuseau dépend directement des coordonnées du noyau central.

- coordonnées du noyau central

$$a = \frac{i^2}{v_i} \quad \text{borne sup}$$

$$a' = -\frac{i^2}{v_s} \quad \text{borne inf}$$

Les valeurs limites de l'excentricité de la précontrainte sont alors :

$$e_1 = a' - \frac{M_G}{N} \quad \text{et} \quad e_2 = a - \frac{M_G + M_Q}{N}$$

section →	mediane	Quart	About
$M_G$ (tm)	1148,9	850,25	0
$M_Q$ (tm)	511,6	377,88	0
$N = P \sum \cos \alpha_i$	1042,72	1029,90	569,17
$M_G/N$ (cm)	110,2	82,5	0
$(M_G + M_Q)/N$	159,2	119,2	0
$-a'$	64,73	65,14	46,36
$a$	53,64	54,82	40,14
$e_1$	-174,93	-147,64	-46,36
$e_2$	-105,56	-64,38	-40,14

2°) Deuxième fuseau limite :

- c'est le fuseau dans lequel doit se trouver le câble équivalent pour que la contrainte maximale reste toujours inférieure à la contrainte admissible sur l'une ou l'autre des fibres extrêmes.

Les valeurs limites de l'excentricité du câble équivalent sont :

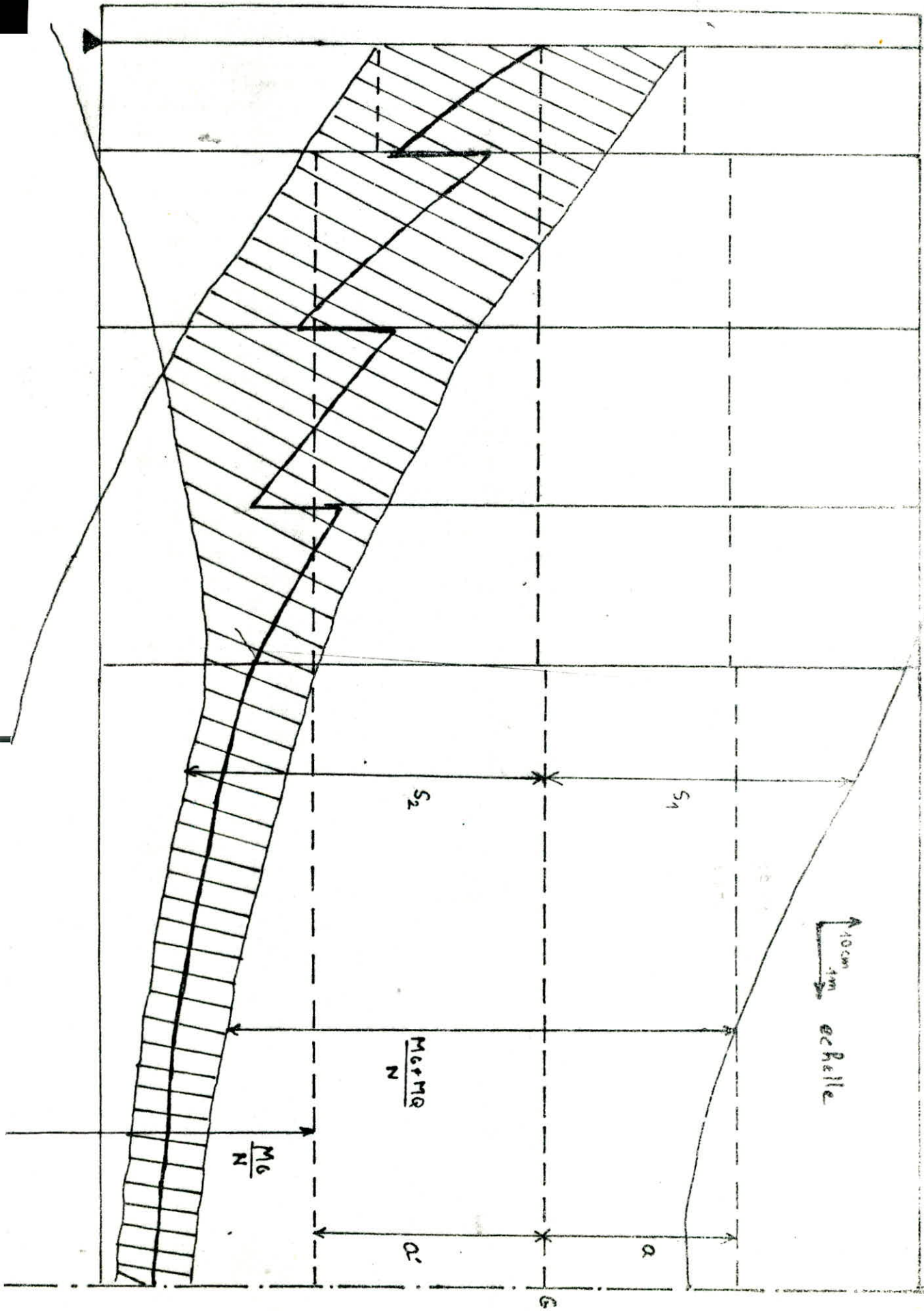
$$s_1 = \left( \frac{\bar{\sigma}_B}{N} - 1 \right) \frac{i^2}{v} - \frac{M_G + M_Q}{N} \quad \text{en charge}$$

$$s_2 = - \left( \frac{\bar{\sigma}_1 B}{N} - 1 \right) \frac{i^2}{v} - \frac{M_G}{N} \quad \text{à vide.}$$

section →	Mediane	Quart	About
B (cm <sup>2</sup> )	7528	7528	14784
N (t)	1042,72	1029,9	569,17
$-a' = \frac{i^2}{v_3}$	64,73	65,14	46,36
$a = \frac{i^2}{v_6}$	53,64	54,82	40,14
$\frac{\bar{\sigma} B}{N}$	1,213	1,228	4,363
$\frac{M_G}{N}$	110,2	82,5	0
$\frac{M_G + M_A}{N}$	152,2	119,2	0
S <sub>1</sub>	- 138,42	- 104,35	155,94
S <sub>2</sub>	- 121,62	- 95	- 134,99

$$\bar{\sigma} = 168 \text{ kg/cm}^2$$





10cm  
 4m  
 e Belle

CH7. PERTES ET CHUTES DE TENSION

Les conditions de sécurité de l'ouvrage en période dite en service ont permis de définir la tension nécessaire permanente, dite « tension de service ». On doit tenir compte des pertes et chutes de tension qui vont se produire entre l'instant de la mise en tension et la période de service ; afin d'en déduire la tension initiale à réaliser à la mise en tension.

Ces pertes et chutes sont :

I) Pertes différées :

1. chûte due au fluage du béton :

Le fluage est un phénomène de déformation différée sous charge fixe indéfiniment appliquée.

$$\Delta \sigma_{ff} = 0,11 \sigma$$

(kgf/mm<sup>2</sup>)                      (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\sigma$  : contrainte du béton en contact avec les câbles

$$\sigma \approx \begin{cases} 60 \text{ kg/cm}^2 & \text{à l'about} \\ 120 \text{ kg/cm}^2 & \text{au milieu} \end{cases}$$

moy = 90 kg/cm<sup>2</sup>

$$\Delta \sigma_{ff} = 0,11 \times 90 = 10 \text{ kgf/mm}^2$$

2. chûte due au retrait du béton :

Le retrait du béton occasionne une déformation en raccourcissement qui est en général évaluée à :

$$\frac{\Delta l}{l} = 3 \cdot 10^{-4}$$

Les câbles qui, suivent cette même déformation  $\frac{\Delta l}{l}$ , subissent donc de ce fait une chute de tension telle que :

$$\frac{\Delta \sigma_a}{E_a} = \frac{\Delta l}{l} = 3 \cdot 10^{-4} \Rightarrow \Delta \sigma_a = 3 \cdot 10^{-4} \times 2.0000 = 6 \text{ kgf/mm}^2$$

3. Chûte due à la relaxation des aciers :

La relaxation des aciers est le phénomène qui consiste à ce qu'une barre d'acier tendue à une contrainte relativement élevée entre 2 points fixes (long const.) alors cette contrainte tend à diminuer avec le temps.

$$\Delta \sigma_{rel} = \max \left\{ \begin{aligned} & \frac{f_{1000} \times 2,4}{100} + \left( \frac{\sigma_{pi} - 0,55 R_g}{0,25 R_g} \right) \sigma_{pi}(x) \\ & \frac{f_{3000} + 2,5}{100} + \left( \frac{\sigma_{pi} - 0,55 R_g}{0,25 R_g} \right) \sigma_{pi}(x) \end{aligned} \right.$$

$R_g$  :  $\sigma_e$  de rupture garantie = 180 kgf/mm<sup>2</sup>

$\sigma_{pi}$  :  $\sigma_e$  initiale après pertes instantanées

$f_{1000} = 3\%$

$f_{3000} = 3,5\%$

Exemple de calcul pour la section quart :

$$\sigma_{pi} = \sigma_0 - \Delta \sigma_{gr} - \Delta \sigma_{rec} - \Delta \sigma_{rac} = 152 - 14,5 - 0 - 3 = 134,4 \text{ kg/mm}^2$$

( $\Delta \sigma_{gr}, \Delta \sigma_{rec}, \Delta \sigma_{rac}$  : ultérieurement seront définies)

d'où  $\Delta \sigma_{rel} = \max \left\{ \begin{aligned} & 7,6 \text{ kg/mm}^2 \\ & 6,35 \end{aligned} \right.$

→  $\Delta \sigma_{rel} = 7,6 \text{ kg/mm}^2$

II) Pertes instantanées :

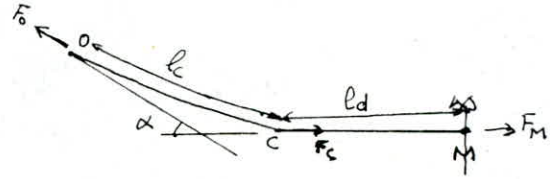
1. Pertes par frottement :

• Frottement par courbe : Si  $F_0$  est exercée à l'ancrage par suite des frottement dans la courbe "oc"

La force en c sera :

$$F_c = F_0 e^{f\alpha} \quad [1] \quad \alpha: \text{en (rd)}$$

$f$ : coeff de frottement des fils sur la gaine.



• Frottement en ligne droite :

Par suite des imperfections et des sinuosités dans le tracé du câble résulte un frottement caractérisé par un pseudo-coeff de frottement en ligne  $\psi$ . La tension en un point M s'écrit :  $F_M = F_c e^{-\psi ld}$  [2]

[1] s'écrit :  $F_c = F_0 e^{-f\alpha - \psi lc}$

[2] " :  $F_M = F_0 e^{-f\alpha - \psi(lc + ld)} = F_0 e^{-f\alpha - \psi l}$  où  $l = lc + ld$

on pose approximativement :

$$F_M = F_0 (1 - f\alpha - \psi l)$$

$$\sigma_M = \sigma_0 (1 - f\alpha - \psi l) \rightarrow \Delta \sigma_{fr} = \sigma_0 (f\alpha + \psi l)$$

avec  $\sigma_0 = \min(0,85 R_g, 0,95 T_g) = 152 \text{ Kg/mm}^2$

$$f = 0,19$$

$$\psi = 0,0018 \text{ rd/m}$$

$\alpha$  : somme des angles de relevage exprimée en [rd]

• La valeur de  $l_c$

$$l_c = \int_0^{\alpha} \sqrt{1 + f'(x)^2} dx = \int_0^{\alpha} \sqrt{1 + (2ax)^2} dx \quad (\text{après changements de variables } x=2ax \text{ et } \sqrt{1+x^2} = x-t/)$$

on aura :  $l_c = \frac{1}{4a} [2ax\sqrt{(2ax)^2 + 1} + \ln(2ax + \sqrt{(2ax)^2 + 1})]$

a) Pertes par frottement entre la section d'about et la section médiane :

câble	a	$\alpha$ (°)	$f\alpha$ (rd)	x (cm)	$l_c$	$l_d$ (cm)	l (m)	$\psi l$	$f\alpha + \psi l$	$\Delta \sigma_{fr}$ (kg/mm <sup>2</sup> )
①	0,0245	24,23°	0,0803	9,48	9,48	1,705	11,275	0,0203	0,100	15,29
②	0,0237	24,23°	0,0803	9,48	9,79	3,995	13,785	0,0248	0,105	15,98
③	0,0237	24,23°	0,0803	9,48	9,79	6,495	16,285	0,0293	0,109	16,66
④	0,019	20°	0,0660	9,48	9,68	8,495	18,176	0,0327	0,099	15,05
⑤	0,0189	18°	0,0596	8,58	8,73	9,395	18,123	0,0326	0,092	14,03
⑥	0,019	16°	0,0530	7,43	7,52	10,545	18,072	0,0325	0,085	13,00
⑦	0,021	14°	0,046	5,90	5,96	12,075	18,034	0,0324	0,078	11,98
moy										14,56

b) le calcul a été mené aussi pour ces pertes entre la section d'about et différentes sections : About, 1<sup>er</sup> câble, 2<sup>es</sup>, 3<sup>es</sup> câble.



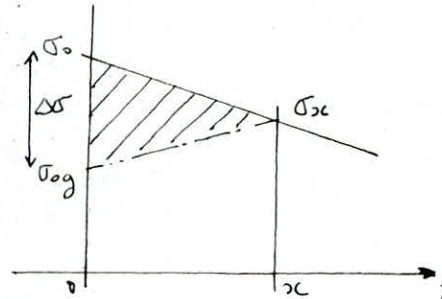
b) Pertes par recul d'ancrage :

Cette perte n'affecte qu'une faible partie de longueur de l'armature car le frottement de l'armature sur la gaine s'oppose à la retraction du fil.

Soit  $x$  : la longueur affectée par le recul que nous allons déterminer.

soit  $g$  : l'intensité du recul d'ancrage

$$g = \frac{1}{E_a} \int_0^x \Delta\sigma \cdot dx$$



L'intégration représente l'aire du triangle hachuré compris entre le diagramme des tensions avant et après ancrage du câble.

Par suite de frottement sur la longueur  $x$ , on peut écrire pour un câble de long  $l$  (tendu par une seule extrémité) et de déviation angulaire totale  $\alpha$  :

$$\sigma_{0g} = \sigma_0 e^{-2(f \cdot \frac{\alpha x}{l} + \mu x)}$$

où  $\Delta\sigma_g = \sigma_0 [1 - 2x(f \cdot \frac{\alpha}{l} + \mu)] \Rightarrow \Delta\sigma = \sigma_0 - \sigma_{0g} = 2\sigma_0(f \cdot \frac{\alpha}{l} + \mu)x$

d'où la valeur de  $x$  :

$$x = \sqrt{\frac{g \cdot E_a}{\sigma_0 (f \cdot \frac{\alpha}{l} + \mu)}}$$

- A l'about :  $\Delta\sigma_{rec} = \frac{g}{x} \cdot E_a$

à l'abscisse  $x$  :  $\Delta\sigma_{rec}(x) = \frac{\Delta\sigma_{rec}(x-x)}{x}$

Le calcul est présenté sur le tableau suivant :

câble	$f \cdot \frac{\alpha}{l} + \mu$	$x$ (m)	$\Delta\sigma_{rec}$ About $\frac{kg}{cm^2}$	immergé 3	immergé 2	immergé 1	Quart	milieu
①	0,00892	8,79	2386	1973	1295	616	132	<0
②	0,0076	9,51	2206	1853	1273	694	178	<0
③	0,0067	10,13	2073	1761	1249	738	282	<0
④	0,0054	11,26	1864	1612	1198	784	415	<0
⑤	0,0050	11,64	1803	1567	1180	793	449	0
⑥	0,0047	12,08	1738	1519	1159	799	479	0
⑦	0,0043	12,56	1671	1468	1138	803	507	0
		moj	1963	1679	1213	747	332	0

$f = 0,19, \mu = 0,0018, E_a = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$g = 0,005 \text{ m}, \sigma_0 = 15200 \text{ kg/cm}^2$

c) Pertes dues au raccourcissement du béton :

$$\Delta\sigma_{racc} = \frac{1}{2} \sigma'_b \frac{E_a}{E_c}$$

,  $\Delta\sigma_{racc} = 300 \text{ kg/cm}^2$



CH8 : VERIFICATION DES CONTRAINTES

I. Vérification des contraintes NORMALES :

a) Différentes phases d'exécution :

Les vérifications des contraintes se feront suivant les phases d'exécution suivantes :

Phase 1 :

On coule la poutre et après durcissement du béton, on met en tension les câbles d'about. Ces opérations seront exécutées sur le sol. La section résistante dans ce cas est la poutre seule.

Les contraintes prises en compte sont celles engendrées par :

- le poids propre de la poutre.
- la précontrainte des 4 câbles d'about mis en tension.

Phase 2 :

On procède à la mise en place des poutres préfabriquées ensuite, on coule la dalle. La dalle est pesante et non résistante.

Les contraintes à prendre en compte sont :

- poids propre de la poutre
- " " de la dalle et entretoises revenant à la poutre.
- la précontrainte résiduelle de la 1<sup>ère</sup> série de câbles (d'about).

Phase 3 :

Après durcissement suffisant de la dalle, elle devient résistante. La 2<sup>ème</sup> série de câbles est mise en tension. Les contraintes en jeu sont :

- Poids propres de la poutre et de la dalle et entretoises.
- précontrainte résiduelle des câbles d'about.
- précontrainte des câbles émergeant.

Phase 4 :

On met en place la superstructure (trottoirs, garde-corps ...) Les contraintes en jeu sont :

- Poids propres de la poutre et de la dalle et entretoises.
- " " de la superstructure
- les précontraintes des 2 séries de câbles

Phase 5 :

C'est une phase de vérification en service, On applique les surcharges qui engendrent les effets le plus défavorables.

Dans notre cas : c'est : le convoi D.

Caracteristiques nettes de la section médiane :

Sections	A cm <sup>2</sup>	I cm <sup>4</sup>	i <sup>2</sup> cm <sup>2</sup>	V <sub>i</sub> cm	V <sub>s</sub> cm	e cm
poutre seule	7528	50791190	6747	125,8	104,2	-111,0
poutre + dalle	16823	108476267	6448	190,5	65,5	-175,7

Vérification des contraintes phase après phase :

base 1 : (section résistante = poutre seule)

contrainte de service : 1<sup>ère</sup> série de câbles :

$$\sigma_s = \sigma_0 - \sum \Delta \sigma = \sigma_0 - (\Delta \sigma_{fr} + \Delta \sigma_{rec} + \Delta \sigma_{racc}) - \Delta \sigma_{diff} = 152 - (14,56 - 0 - 3) - 23,6 = 110,84 \text{ kg/cm}^2$$

$$(\Delta \sigma_{diff} = \Delta \sigma_{fl} + \Delta \sigma_{ret} + \Delta \sigma_{relax} = 10 + 6 + 7,6 = 23,6 \text{ kg/cm}^2)$$

contrainte initiale au milieu :  $\sigma_i = \sigma_s + \Delta \sigma_{diff} = 134,44 \text{ kg/cm}^2$

mise en tension de la 1<sup>ère</sup> série de câbles :

- force de précontrainte :  $P = 134,44 \times 10^2 \times 4 \times 9,8 = 527005 \text{ kg}$

Précontraintes engendrées :

F.I :  $\sigma'_p = \frac{N}{B} \left( 1 - \frac{e V_i}{i^2} \right) = \frac{527005}{7528} \left( 1 + \frac{111,0 \times 125,7}{6747} \right) = 214,82 \text{ kg/cm}^2$

F.S :  $\sigma_p = \frac{N}{B} \left( 1 + \frac{e V_s}{i^2} \right) = \frac{527005}{7528} \left( 1 - \frac{111,0 \times 104,2}{6747} \right) = -50 \text{ kg/cm}^2$

Contraintes engendrées par le p. propre de la poutre :

$M_g = \frac{q_g l^2}{8} = \frac{2,1 \times 35^2}{8} = 321,5 \text{ t.m}$

F.I :  $\sigma'_g = - \frac{321,5 \times 125,7 \times 10^5}{50791190} = -79,6 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_g = 79,6 \times \frac{104,2}{125,7} = 66 \text{ kg/cm}^2$

Bilan :

	1 <sup>ère</sup> série de câbles	p. propre	Cont effective
F.I	214,82	-79,6	135,22
F.S	-50	66	16

contraintes admissibles  $\bar{\sigma}' = \begin{cases} 168 \text{ kg/cm}^2 \\ 220 \text{ construction} \end{cases}$

base 2 : la dalle est pesante et non résistante.

la 1<sup>ère</sup> série de câbles subira une perte estimée à  $\frac{1}{3} \sum \Delta \sigma_{diff}$  :

- contrainte résiduelle :  $\sigma_r = 13444 - \frac{1}{3} \cdot 2360 = 11870 \text{ kg/cm}^2$

- force de précontrainte  $P = 11870 \times 4 \times 9,8 = 465317 \text{ kg}$

- Moment dû à la (poutre + dalle) :  $M_f = 584,5 \text{ t.m}$

Bilan des contraintes :

	1 <sup>ère</sup> série	dalle + poutre	effective
F.I	189,67	-144,73	44,94
F.S	-44,15	119,95	75,81

Phase 3 : - Dalle sèche et résistante  
 - les câbles émergents sont tendus.

Bilan :

	1 <sup>ère</sup> série câble	2 <sup>ème</sup> série	Dalle + poutre	effectifs
F.I	159,8	145,42	-102,65	202,57
F.S	-20,26	-18,43	35,29	-3,4

Phase 4 : Construction de la superstructure : } chape  
 revêtement  
 trottoirs.

• Moment de la charge permanente :  $M_f = M_{Gp} + M_{Gt} + M_{Gr} = 1149 \text{ tm}$

Bilan :

	1 <sup>ère</sup> série	2 <sup>ème</sup> série	M <sub>G</sub>	effectifs
F.I	159,8	128,33	-201,76	+ 86,37
F.S	-20,26	-16,27	+69,37	+ 32,84

Phase 5 : Phase de service .

• Moment de surcharge :

$$M_f = M_0 + 1,2 M_{\text{surd trot}} = 470,3 + 1,2 \times 34,4 = 511,6 \text{ tm}$$

Bilan

	1 <sup>ère</sup> série	2 <sup>ème</sup> série	M <sub>G</sub>	M <sub>surcharge</sub>	effectifs
F.I	159,8	128,33	-201,76	-89,84	-3,47
F.S	-20,26	-16,27	+69,37	+30,9	+63,74

Conclusion :

Dans les 5 phases, les contraintes engendrées restent inférieures aux contraintes admissibles.



## II - Verification des contraintes tangentielles :

### 1) Introduction :

Dans une section quelconque le relevage des câbles introduit deux composantes pour la force de précontrainte

$$N = \sum P \cos \alpha \quad \text{et} \quad V = \sum P \sin \alpha$$

N : composante normale

V : composante tangentielle.

Il en résulte un effort tranchant réduit :

$$Tr = Q - \sum P \sin \alpha$$

Q : effort tranchant dû aux sollicitations externes.

### 2) Contraintes de cisaillement :

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_s = \frac{T \cdot S}{b_0 I}$$

avec

T : effort tranchant

$b_0$  : épaisseur nette de l'âme.

S :  $m^3$  statique / à l'axe qui passe par le CG

I =  $m^4$  d'inertie.

en posant  $\beta = \frac{T}{S}$ , on aura

$$\tau = \frac{T}{b_0 \cdot \beta}$$

$\beta = 0,8 h_t$  (généralement)

La contrainte admissible de cisaillement  $\bar{\tau}$  est donnée par la formule de CHALOS-BETEILLE (IP1)

$$\bar{\tau}^2 = \frac{\bar{\sigma}'}{\bar{\sigma}} (\bar{\sigma} - \bar{\sigma}_c) (\bar{\sigma}' + \bar{\sigma}_c)$$

$\bar{\sigma}'$  et  $\bar{\sigma}$  sont les contraintes admissibles en compression et en traction définies dans l'IP1 :

$$\bar{\sigma}' = 0,42 \sigma'_j \quad \text{en service}$$

$$\bar{\sigma} = 0,55 \sigma'_j \quad \text{en construction}$$

• Contrainte de rupture en traction :  $\sigma_{28} = 7 + 0,06 \times 400 = 31 \text{ kg/cm}^2$

Application au projet :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}' = 0,55 \times 31 = 17,05 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma} = 0,55 \times 400 = 220 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}' = 0,42 \times 31 = 13,02 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma} = 0,42 \times 400 = 168 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

en construction                      en service.

### 3) Caracteristiques nettes :

Sect <sup>a</sup> →	Poutre seule			Poutre + Dalle		
	About	où emerge 3 <sup>e</sup> cab	où emerge 2 <sup>e</sup> cab	About	3 <sup>e</sup> câble	2 <sup>e</sup> câble
A cm <sup>2</sup>	14784	7599	7563	24079	16894	16858
I cm <sup>4</sup>	73154862	52962742	52231638	155499337	115898006	112500800
V <sub>s</sub> cm	106,73	107,48	106,69	86,52	68	66,7
V <sub>i</sub> cm	123,27	122,52	123,31	169,48	168	189,3
i <sup>2</sup> cm	4948,24	6970	6905,7	6458	6860	6693
e cm	0,67	13,82	41,51	46,88	79,3	107,5

4) Vérification des contraintes tangentielle phase par phase :

I) Section d'about :

• Contrainte initiale à l'about :  $\sigma_i = \sigma_0 - \Delta\sigma_{inst} - \Delta\sigma_{rec} - \Delta\sigma_{rec} = 152 - 16,93 - 3 = 129,37$  kg/cm<sup>2</sup>

J) Phase 1 :

• contrainte résiduelle :  $\sigma_r = 129,37 - \frac{1}{3} \times 23 \times 60 = 12150 \text{ kg/cm}^2$

• force de précontrainte par câble :  $P = 12150 \times 9,8 = 119073 \text{ kg/cm}^2$

$N_1 = \sum P \cos \alpha = P \sum \cos \alpha = 119073 (3,821) = 454978 \text{ kg}$

$V_1 = \sum P \sin \alpha = P \sum \sin \alpha = 119073 (1,168) = 139077 \text{ kg}$

• Contrainte de cisaillement  $\tau$  :

$T_r$  : effort tranchant réduit =  $T_p - V_1$

$T_p = q_l \frac{l}{2} = 2,1 \times \frac{35}{2} = 36,75 \text{ t}$

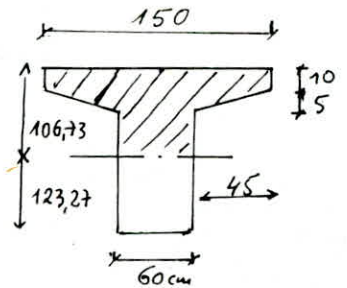
$\rightarrow T_r = 36790 - 139077 = -102287 \text{ kg}$

$b_0 = 60 \text{ cm}$

$S_0 = 60 \times \frac{106,73^2}{2} + 2 \times 45 \times 10 (106,73 - 5) + 2 \times 45 \times \frac{5}{2} (106,73 - 10 - \frac{5}{3}) = 372283,7 \text{ cm}^3$

$\bar{z} = \frac{I}{S_0} = \frac{73154862}{372283,7} = 196,5 \text{ cm}$

$\tau = \frac{T_r}{b_0 \bar{z}} = \frac{102287}{60 \times 196,5} = 8,67 \text{ kg/cm}^2$



Contraintes engendrées par  $N_1$  :

FI :  $\frac{454978}{14784} \left( 1 - \frac{123,27 \times 0,67}{4948,24} \right) = 30,26 \text{ kg/cm}^2$

FS :  $\frac{454978}{14784} \left( 1 + \frac{106,73 \times 0,67}{4948} \right) = 31,22 \text{ kg/cm}^2$

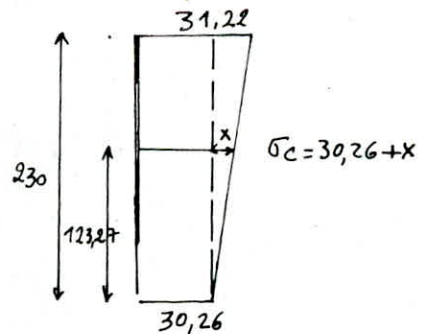
avec  $\frac{x}{123,27} = \frac{31,22 - 30,26}{230} \Rightarrow x = 0,51$

$\sigma_c = 30,77$

$\bar{\tau}_1^2 = \frac{\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}} (\bar{\sigma} - \sigma_c) (\bar{\sigma} + \sigma_c) = \frac{17,05}{220} (220 - 30,77) (17,05 + 30,77) =$

$\bar{\tau}_1^2 = 704,34 \rightarrow \bar{\tau}_1 = 26,48 \text{ kg/cm}^2$

$\left. \begin{matrix} \tau_1 = 8,67 \\ \bar{\tau} = 26,48 \end{matrix} \right\} \rightarrow \tau_1 < \bar{\tau} \text{ vérifié.}$



b) Phase 2 :

$\sigma_r = 11870 \text{ kg/cm}^2$  ,  $N_2 = 444491 \text{ kg}$  ,  $V_2 = 135869 \text{ kg}$

$T_r = (T_p + T_{dalle}) - V = 72500 - 135869 = -63369$

$\tau = \frac{T_r}{b_0 \bar{z}} = 5,37 \text{ kg/cm}^2$

FI :  $\sigma_i = 29,56$   
FS :  $\sigma_i = 30,5 \rightarrow \sigma_c = 30,06 \rightarrow \bar{\tau} = 26,33 \rightarrow \tau = 5,37 < \bar{\tau} \text{ vérifié}$

c) Phase 3 :

La 2<sup>ème</sup> série de câbles n'influe pas sur la section d'about,  
Section résistante = poutre + dalle

$$N = 414899 \text{ Kg} \quad ; \quad V = 126826 \text{ Kg}$$

$$S_0 = 861704 \text{ cm}^3 \quad \rightarrow \quad \sigma = 5,01 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma} = 23,21 \text{ Kg/cm}^2 \text{ vérifié.}$$

d) Phase 4 :

$$N = 414899 \text{ Kg} \quad , \quad V = 126826 \text{ Kg} \quad , \quad T_r = (T_p + T_{dalle}) + T_{br} + t_r - V = 5,07 \text{ t}$$

$$\rightarrow \sigma = 0,47 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma} = 23,2 \text{ Kg/cm}^2 \text{ vérifié.}$$

e) Phase 5 :

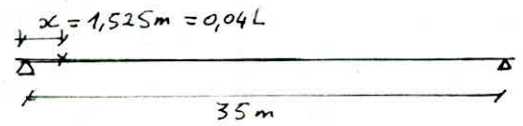
$$N = 414899 \text{ Kg} \quad , \quad V = 126826 \text{ Kg} \quad , \quad T_r = T_Q + T_G - V_s = 58,37 \text{ t}$$

$$\sigma = 5,39 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma} = 23,2 \text{ Kg/cm}^2 \text{ vérifié.}$$

## II. Section où émerge le câble n° ③ :

Phase 1 :

$$\sigma_r = 12434 \text{ Kg/cm}^2 \quad , \quad N = 465844 \text{ Kg} \quad , \quad V = 137498 \text{ Kg}$$



$$T_p = \frac{qL^2}{2} - q \times (0,04L) = \frac{qL^2}{2} - 0,04qL = 2,1 \times 35 \times 0,46 = 33,81 \text{ t}$$

$$S_0 = 295639 \text{ cm}^3 \quad , \quad I = 52962742 \text{ cm}^4 \quad , \quad b_0 = 20 \text{ cm}$$

$$\sigma = 28,94 < \bar{\sigma} = 31,04 \text{ Kg/cm}^2 \text{ vérifié.}$$

Phase 2 :

$$\sigma_r = 11647 \text{ Kg/cm}^2 \quad , \quad T_p = 66,78 \text{ t} \quad (\text{par interpolation entre les sections } 0L \text{ et } 0,1L)$$

$$\sigma = 17,3 < \bar{\sigma} = 30,64 \text{ Kg/cm}^2 \text{ vérifié.}$$

Phase 3 : (poutre + dalle)

$$\sigma_r = \begin{cases} 12434 \text{ Kg/cm}^2 & : \text{câble } \textcircled{3} \\ 10860 \text{ .. ..} & : 1^{\text{ère}} \text{ série de câbles} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N = 527141 \text{ Kg} \\ V = 139917 \text{ Kg} \\ T_r = 66780 - 139917 = 73137 \text{ Kg} \end{cases}$$

$$\begin{cases} S_0 = 590640 \text{ cm}^3 \\ I = 11589006 \text{ cm}^4 \\ b_0 = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\sigma = 18,63 < \bar{\sigma} = 26,57 \text{ vérifié.}$$

Phase 4 :

$$N = 519529 \text{ Kg} \quad , \quad V = 138670 \text{ Kg} \quad , \quad T_r = T_Q - V = 1214 - 138670 = -17530 \text{ Kg}$$

$$\sigma = 4,46 < \bar{\sigma} = 26,57 \text{ vérifié}$$

Phase 5 :

$$N = 519529 \text{ Kg} \quad , \quad V = 138670 \text{ Kg} \quad , \quad T_r = T_Q + T_G - V = 50380 + 121140 - 138670 = 32850 \text{ Kg}$$

$$\sigma = 8,37 < \bar{\sigma} = 26,57 \text{ Kg/cm}^2 \text{ vérifié.}$$



## CH9: VERIFICATION A LA RUPTURE

### I- Sécurité à la rupture en flexion :

#### 1) moment de rupture par les aciers (IP<sub>2</sub> P.44)

$$M_{RA} = 0,9 h \cdot w \cdot R_g$$

$h$  : hauteur utile

$w$  : section d'acier

$R_g$  : contrainte de rupture garantie.

$$M_{RA} = 0,9 (256, -10) 10^{-2} \times 9,8 \times 7 \times \frac{176,4}{9,8} = \underline{2733,8 \text{ tm}}$$

#### 2) moment de rupture par le béton :

• âme :  $M_{RB}(\text{âme}) = 0,35 b_0 h^2 \sigma_{28} = 0,35 \times 0,20 \times (256-10)^2 10^{-4} \times 400 10^4 = \underline{1694,5 \text{ t}}$

• hourdis : ① :  $M_{RB} = 0,80 (b-b_0) h_0 (h - \frac{h_0}{2}) \sigma_{28} = 0,80 (3,575-0,20) \times 0,26 (2,46 - \frac{0,26}{2}) \times 400 10^4 = \underline{654 \text{ t}}$

② :  $M_{RB} = 0,35 (b-b_0) h^2 \sigma_{28} = 0,35 (3,575-0,20) \times 2,46^2 \times 400 10^4 = \underline{28594 \text{ tm}}$

Le moment de rupture du béton est :

$$M_{RB} = M_{RB}(\text{hourdis}) + M_{RB}(\text{âme}) = 654 + 1694,5 = \underline{8234,5 \text{ tm}}$$

#### 3) moment de fissuration :

Le moment de fissuration  $M_f$  est celui sous l'action duquel la contrainte de la fibre extrême tendue atteindrait la traction ultime  $2\sigma_n$  en supposant une distribution plane des contraintes dans la section.

$$2\sigma_n = -(2 \times 31) = -62 \text{ kg/cm}^2$$

Nous avons sur la fibre inférieure  $\sigma = \sigma_p + 2\sigma_n$

avec  $\sigma = \frac{M_f}{W_I} \rightarrow M_f = \sigma \cdot W_I = (\sigma_p + 2\sigma_n) \times W_I$

$\sigma_p$  : étant la contrainte de compression sur la fibre Inf sous la précontrainte.

$$\sigma_p = 288,13 \text{ (à la 5<sup>ème</sup> phase)} \rightarrow \sigma = 288,13 + 62 = 350,13 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_I = \frac{108476267}{190,5} = 569382 \text{ cm}^3$$

d'où  $M_f = 350,13 \times 569382 = 1993,5 \text{ tm} < M_{RA} = 2733,8 \text{ tm}$

#### 4) Sécurité : On doit avoir :

① :  $M_G + 1,8 M_Q \leq 0,7 M_{RB}$

② :  $M_G + 1,8 M_Q \leq \begin{cases} 0,9 M_{RA} & \text{si } M_f < M_{RA} \\ 0,8 M_{RA} & \text{si } M_f \geq M_{RA} \end{cases}$

#### Application au projet :

① :  $M_G + 1,8 M_Q = 1148,9 + 1,8 \times 511,6 = 2069,78 \text{ tm}$

$0,7 M_{RB} = 0,7 \times 8234 = 5763,8 \text{ tm}$

② :  $0,9 M_{RA} = 0,9 \times 2733,8 = 2460,42 \text{ tm}$

Donc : la sécurité par rapport au béton et aux aciers à la rupture en flexion est assurée.

i. Securité à la rupture par l'effort tranchant:

• Compression des bielles :  $IP_1$  : art 14 :

Calculons  $\tau$  et  $\sigma$  avec les surcharges majorées à 80%

$$1,8 T_Q = 1,8 \times 77,8 = 140,04 \text{ t}$$

$T_r$  : effort tranchant réduit non majoré :

$$T_r = T_Q + T_G - T_P = 140,04 + (67 + 60,1 + 4,8) - 139,077 = 132,86 \text{ t}$$

$T_r'$  : effort tranchant réduit majoré :

$$T_r' = 1,8 T_Q + T_G - T_P = 132,86 - 140,04 + 1,8 \times 140,04 = 244,9 \text{ t}$$

$$\Rightarrow \tau = \frac{244900}{60 \times 180,45} = 22,62 \text{ kg/cm}^2$$

• La contrainte  $\sigma$  au niveau du C.D.G des armatures due à la précontrainte seule :

$$\sigma_c = 17,23 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{on a donc : } \tan 2\delta = \frac{2\tau}{\sigma_c} = \frac{2 \times 22,62}{17,23} = 2,62 \Rightarrow \sin 2\delta = 0,934$$

La contrainte de compression des bielles de béton est :

$$\sigma = \frac{2\tau}{\sin 2\delta} = \frac{2 \times 22,62}{0,934} = 48,41 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 48,41 \text{ kg/cm}^2 < 0,5 \sigma'_{28} = 0,5 \times 400 = 200 \text{ kg/cm}^2$$

• Résistance des armatures transversales :  $\tan \delta = 0,688$

$$\text{on a : } \sigma'_a = \frac{\tau \cdot T_r}{A'_t} \cdot \frac{\tan \delta}{\tau} = \frac{20 \times 244900}{4,52 \times 180,45} \times 0,688 = 4131 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a < \bar{\sigma}'_a = 1,2 \sigma_{en} = 1,2 \times 4200 = 5040 \text{ kg/cm}^2.$$

CH10: CALCUL DES DEFORMATIONS.

I. Liberté des déformations:

La mise en précontrainte d'une pièce engendre des déformations (flèches, rotation d'appuis, raccourcissement...)

Il est essentiel que ces déformations puissent librement se produire sous peine de modifier les effets de la précontrainte et par conséquent l'état de contrainte résultant dans diverses sections de la pièce.

II. Flèches et contre flèches:

1°/ flèche due au poids propre:

La flèche à mi-travée est donnée par:  $f_g = \frac{5}{384} \frac{q_g l^4}{EI}$

avec  $q_g = 2,1 \text{ t/ml}$ ,  $l = 35 \text{ m}$   
 $I = 1,0847 \text{ m}^4$   
 $E = E_r = 1,25 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2 = 1,25 \cdot 10^8 \text{ t/m}^2$  }  $f_g = 0,03 \text{ m}$

2°/ Contre flèche de précontrainte:

- La précontrainte dans les fibres au milieu est:

à la mise en tension:  $\sigma'_i = 134,44 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma'_s = 110,84 \text{ kg/cm}^2$

La contrainte moyenne à considérer est:  $\sigma_m = \frac{134,44 + 110,84}{2} = 122,64 \text{ kg/cm}^2$

- à la section quart:

$\sigma'_i = 134,44 + \underbrace{(0 + 14,56)}_{\text{châtes de tension}} - (3,32 + 10,67) = 135,01 \text{ kg/cm}^2$

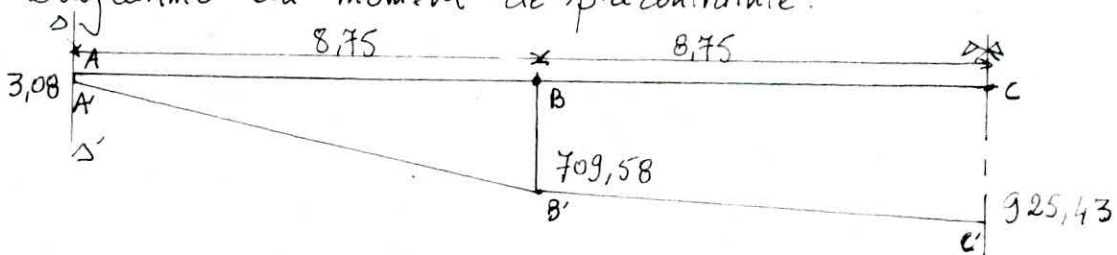
$\sigma'_s = 110,84 + (135,01 - 134,44) = 111,41 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \sigma_m = 123,5$

- à la section d'about:  $\sigma_m = 117,57 \text{ kg/cm}^2$

Section	$\sum \cos \alpha$	N (t)	e (cm)	$M_p = N \cdot e$ (tm)
milieu	7	841,3	1,1	925,43
Quart	6,914	834,8	0,85	709,58
about	3,821	440,2	0,007	3,08

$N = \sigma_m (\sum \cos \alpha) \cdot S$  avec  $S = 9,8 \text{ cm}^2$

• Diagramme du moment de précontrainte:





On doit calculer le moment statique du diagramme ainsi défini par rapport à l'axe  $\Delta\Delta'$  :

La formule donnant la distance du C.D.G. au petit côté d'un trapèze est :

$$x_g = \frac{2B+b}{B+b} \cdot \frac{h}{3} \quad \text{ou} \quad \begin{array}{l} B : \text{grand côté} \\ b : \text{petit côté} \end{array} \quad h : \text{hauteur}$$

$$S/\Delta\Delta' = S_1 x_{g1} + S_2 x_{g2} \quad \text{avec}$$

$$S_1 = \frac{3,08 + 709,58}{2} \times 8,75 = 317,9 \text{ t m}^2, \quad S_2 = \frac{7,09,58 + 925,43}{2} \times 8,75 = 4153,2$$

$$x_{g1} = 5,82 \text{ m}$$

$$x_{g2} = 8,75 + 4,56 = 13,31 \text{ m}$$

$$\text{d'où } S/\Delta\Delta' = \int_{\frac{1}{2}}^{\frac{1}{2}} M \cdot x \, dx = 113409 \text{ t m}^3$$

$$\text{On a donc comme flèche de précontrainte : } f_p = \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{Mx}{EI} \, dx = \frac{113409}{1,25 \cdot 10^6 \times 1,084} = 0,084 \text{ m}$$

3/ flèche de surcharge :

$$f_q = \frac{5 q_a l^4}{384 \times EI}$$

$$\text{avec } q_a = \frac{10,32 + 2,12}{5} + \frac{4}{2} + 6,5 = 11,1 \text{ t/m l}$$

Dalle + revet    trottoir    courtois

$$f_q = \frac{5 \times 11,1 \times 35^4}{384 \times 410^6 \times 1,084} = 0,05 \text{ m}$$

4/ On adopte comme flèche de construction pour le foinel ou coffrage vers le bas :

$$f_c = \frac{3}{4} (f_p - f_q) = \frac{3}{4} (0,084 - 0,05) = 0,04 \text{ m}$$

5/ Cumul des flèches :

$$\text{service à vide : } f = -f_p + f_q + f_c = -0,084 + 0,05 + 0,04 = -0,014 \text{ m}$$

$$\text{service en charge : } f = -f_p + f_q + f_a + f_c = -0,014 + 0,05 = 0,036 \text{ m}$$

CH 11: FERRAILLAGE DE LA POUTREI.) Armatures transversales :

Bien que l'état de contrainte en chaque section de la poutre est situé dans le domaine de la sécurité, il convient de prévoir des étriers dans l'âme qui suppriment les risques de ruines dus au retrait et aux reprises de bétonnage.

Ces armatures seront justifiées à partir de la théorie de M.M : RITTER-MÖRSH.

En tenant compte d'une inclinaison  $\delta$  tel que :  $\operatorname{tg} 2\delta = \frac{2\tau}{\sigma_c}$   
Les étriers doivent suspendre les 2 parties de la poutre que séparerait, selon une éventuelle fissure, l'effort tranchant réduit.

Soit  $n$  le nombre de cadres de sections  $A_t'$  espacés de  $t$

$$\left. \begin{array}{l} l = nt \\ l = \frac{z}{\operatorname{tg} \delta} \end{array} \right\} \Rightarrow n = \frac{z}{t \operatorname{tg} \delta} \quad ; \text{ pour } \bar{\sigma}_a' = \sigma_a' \text{ ven}$$

on doit avoir :  $\frac{T_r}{n \cdot A_t'} \leq \bar{\sigma}_a' \Rightarrow \frac{t \cdot \operatorname{tg} \delta}{z} \cdot \frac{T_r}{A_t'} \leq \bar{\sigma}_a'$

on doit aussi vérifier :

$$t \leq \begin{cases} h_t (1,25 - 0,95 \frac{\sigma}{\bar{\sigma}}) \\ b_0 (5 - 2 \frac{\sigma}{\bar{\sigma}}) \\ 4b_0 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a' = \begin{cases} \frac{2}{3} \text{ avec reprise de bétonnage} \\ 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{\sigma}{\bar{\sigma}} \right)^2 \text{ si non} \end{cases}$$

Dans notre cas : Pas de reprise de bétonnage (poutre préfabriquée)

$$\bar{\sigma}_a' = 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{\sigma}{\bar{\sigma}} \right)^2, \quad \sigma_{\text{ven}} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

On a choisi 2 cordons T12 : d'où  $A_t' = 4,52 \text{ cm}^2$

$$h_t = 230 \text{ cm}, \quad b_0 = 60 \text{ cm}$$

1/ Section d'appui :  $\tau = 8,67 \text{ kg/cm}^2$

$$T_r = 102287 \text{ kg}$$

$$\bar{\sigma} = 26,48 \text{ "}$$

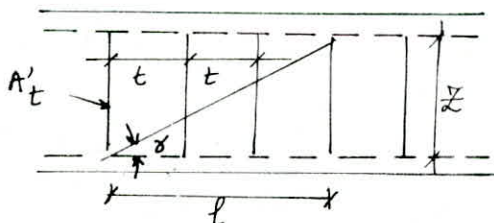
$$z = \frac{I}{S} = 196,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = 30,77 \text{ "}$$

si  $\delta$  est l'angle d'une éventuelle fissure ;  $\operatorname{tg} 2\delta = \frac{2 \times 8,67}{30,77} = 0,563$

$$\Rightarrow \delta = 14,7^\circ \Rightarrow \operatorname{tg} \delta = 0,262$$

$$\bar{\sigma}_a' = \left[ 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{8,67}{26,48} \right)^2 \right] \times 4200 = 4049,9 \text{ kg/cm}^2$$



$$z = \frac{I}{S}$$

Espacement minimal  $t$  :  $t = \frac{\bar{\sigma}_a' \cdot A_t \cdot z}{T_r \cdot \text{tg } \gamma} = \frac{4049,9 \times 4,52 \times 196,5}{102287 \times 0,262} = 134,22 \text{ cm}$

Espacements limites (IP1) : 
$$\begin{cases} \bar{t}_1 = 230 (1,25 - 0,95 \times \frac{8,67}{26,48}) = 215,9 \text{ cm} \\ \bar{t}_2 = 60 (5 - 2 \times \frac{8,67}{26,48}) = 260 \text{ cm} \\ \bar{t}_3 = 4 \times 60 = 240 \text{ cm} \end{cases}$$

• Pourcentage minimal (IP1)

$$\tilde{w}_t = 0,25 \frac{h_t}{h_t + 3b_0} = 0,25 \times \frac{230}{230 + 3 \times 60} = 0,14$$

$\tilde{w}_t = 0,14\%$  est bien compris entre  $0,10\%$  et  $0,20\%$

$$\bar{t} = \frac{A_t}{\tilde{w}_t \times b_0} = \frac{4,52}{0,14 \times 60} = 0,52 \text{ m} = 52 \text{ cm}$$

Enfin, et pour plus de sécurité, nous opterons pour :  $t = 30 \text{ cm}$

2/ Section où emerge le câble n° 3 :

$$\left. \begin{cases} \sigma = 28,94 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma} = 31,04 \text{ " } \\ \sigma_c = 61,30 \end{cases} \right\} \Rightarrow \begin{cases} T_r = 103688 \text{ kg} \\ z = 179,14 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{tg } 28 = 0,944 \Rightarrow \text{tg } \gamma = 0,397$$

$$\bar{\sigma}_a' = \left[ 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{28,94}{31,04} \right)^2 \right] \times 4200 = 2983 \text{ kg/cm}^2$$

• espacement minimal  $t$  :  $t = 50,67 \text{ cm}$

• Espacement limites  $\begin{cases} \bar{t}_1 = 83,78 \text{ cm} \\ \bar{t}_2 = 260 \text{ " } \\ \bar{t}_3 = 240 \text{ " } \end{cases} \Rightarrow \text{on prend } t = 30 \text{ cm}$

Donc le ferrailage est le suivant :

2 cadres T12, chaque 30 cm, de la section d'about à la section où emerge le câble 1.

Dans la partie centrale on prend un espacement plus large cad  $t = 50 \text{ cm}$

## II. Armatures longitudinales :

Nous appliquons l'article n° 18 de L'IP1 :

Le pourcentage d'armatures longitudinales pourra être fixé à la moitié environ du pourcentage d'armatures transversales.  $\tilde{w}_l = 0,5 \tilde{w}_t = 0,5 \times 0,14\% = 0,07\%$



La section minimale est alors :

$$A_{min} = S_a \cdot \tilde{w}_e \quad \text{avec } S_a = \text{Section de l'âme à l'appui}$$

$$S_{âme} = b_0 \times h = 60 \times 230 = 13800 \text{ cm}^2$$

$$A_e = A_{min} = S_a \cdot \tilde{w}_e = 13800 \times 0,08/100 = 11,04 \text{ cm}^2$$

$$A_e = 11,04 \text{ cm}^2 \rightarrow$$

### III) Cadres du talon :

#### a) Section médiane :

$$\sigma_{28} = 31 \text{ kg/cm}^2, \quad \text{enrobage dans la st médiane } c = 6,7$$

$$\sigma_{en} = 4800 \text{ kg/cm}^2, \quad \text{Diamètre de la gaine : } \phi = 6,7 \text{ cm}$$

$$\text{ou a : } \frac{\tilde{w}_e}{t} \geq \frac{C \cdot \sigma_{28}}{\sigma_{en}} \times 100 = 4,95 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### b) Vers l'about : $c \geq 1,30$

$$\text{d'où } \frac{\tilde{w}_e}{t} \geq 1,3 \times 4,95 = 6,435 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Calcul de l'espacement  $t$  :

On utilise des aciers  $\phi 10$  ( $A = 0,785 \text{ cm}^2$ ).

$$\text{a) Zone centrale : } t = \frac{0,785}{4,95} \times 100 = 15,85 \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{b) Zone d'about : } t = \frac{0,785}{6,435} \times 100 = 12,19 \text{ cm} \Rightarrow t = 12 \text{ cm}$$

• Calcul des armatures passives longitudinales : capables de reprendre la traction de  $4,2 \text{ kg/cm}^2$  dans la fibre inférieure.

- nous avons le diagramme des contraintes

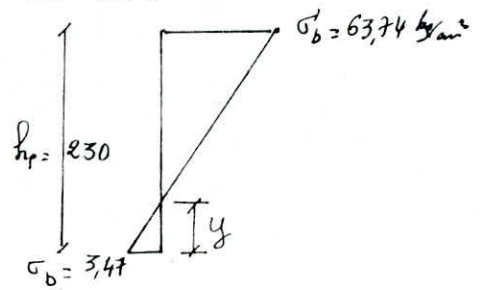
$$\frac{\sigma_b}{h_p - y} = \frac{\sigma_b}{y} \Rightarrow y = \frac{\sigma_b \cdot h_p}{\sigma_b \left(1 - \frac{\sigma_b}{\sigma_a}\right)} \rightarrow y = 13,24 \text{ cm}$$

d'où la force de traction :

$$F = \frac{1}{2} \sigma_b \cdot y \cdot b_0 = \frac{1}{2} \cdot 3,47 \times 13,24 \times 60 = 1378,3 \text{ kg}$$

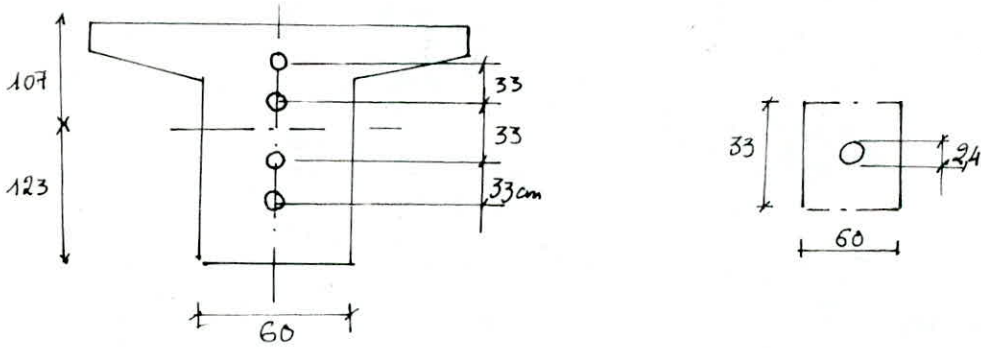
$$A = \frac{F}{\sigma_a} = \frac{1378,3}{2800} = 0,49 \text{ cm}^2$$

Soit :



CH12: ETUDE DE LA ZONE D'ABOUT.

Aux abouts des poutres précontraintes; il est nécessaire de combiner les efforts d'ancrage avec ceux dus aux réactions d'appuis et à l'effort tranchant en tenant compte de ce que la précontrainte n'a son plein effet qu'à une certaine distance de son point d'application, cette distance est appelée zone de régularisation des contraintes.



a/ Contrainte de compression sous l'ancrage :

La limite admissible de la contrainte de compression sous l'ancrage est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{\text{lim}} = \frac{1}{1,6} \sigma_j \cdot K \quad \text{avec } K = 1 + \left(3 - \frac{a_1}{b_1} - \frac{a_2}{b_2}\right) \sqrt{\left(1 - \frac{a_1}{b_1}\right) \left(1 - \frac{a_2}{b_2}\right)}$$

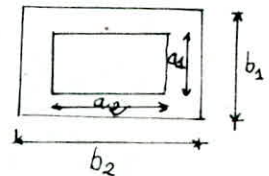
Les plaques d'ancrage sont circulaires et ont un diamètre  $\Phi = 24 \text{ cm}$ . La surface nette de la plaque sera donc :  $S = \frac{\pi}{4} (24^2 - 6,7^2) = 416,92 \text{ cm}^2$

$$a_1 = a_2 = 0,88d = 0,88 \times 24 = 21,12 \text{ cm} \quad (a_1 \times a_2 = \frac{\pi}{4} d^2 \Rightarrow a_1 = 0,88d)$$

$$b_1 = 33 \text{ cm} \quad b_2 = 60 \text{ cm}$$

$$K = 1,97$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_{\text{lim}} = \frac{1,97}{1,6} \times 400 = 492,46 \text{ kg/cm}^2$$



la contrainte de compression dans le béton s'écrit :

$$\sigma_x = \frac{\text{Force de précontrainte à l'ancrage}}{\text{Surface nette de la plaque d'ancrage}} = \frac{148,96 \cdot 10^3}{416,92} = 357,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_x = 357,3 < \bar{\sigma}_{\text{lim}} = 492,46 \text{ kg/cm}^2$$

b/ Effort de surface et calcul des frettes :

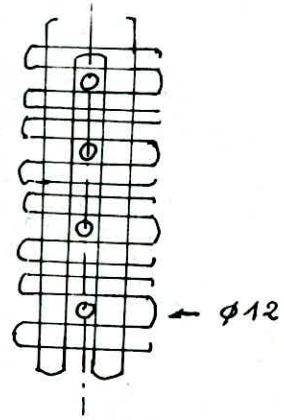
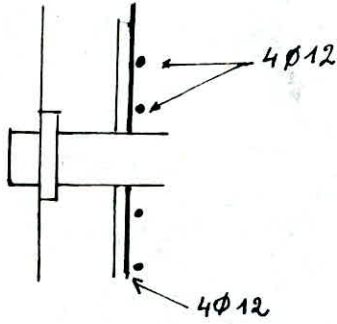
Les frettes sont placées juste derrière l'ancrage elles reprennent les efforts de surface et équilibrent à l'ancrage.

$$F_s = 0,04 \times 148,96 = 5,958 \text{ t} \quad ; \quad \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

d'où  $A_s = \frac{F_s}{\bar{\sigma}_a} = \frac{5,958 \cdot 10^3}{1600} = 3,724 \text{ cm}^2$

On adoptera, alors, une frette verticale en  $\phi 12$  à 4 branches ( $A = 4,52 \text{ cm}^2$ ) ; elle est commune pour les 4 ancrages.

On disposera des frettes horizontales individuelles pour chaque ancrage :





### JOINT DE CHAUSSEE

Rôle des joints : les joints sont réalisés pour assurer la continuité de surface de circulation entre 2 éléments d'un ouvrage en dépit de leurs déplacements relatifs dus à l'effet des écarts de températures, aux retraits différenciés et aux rotations.

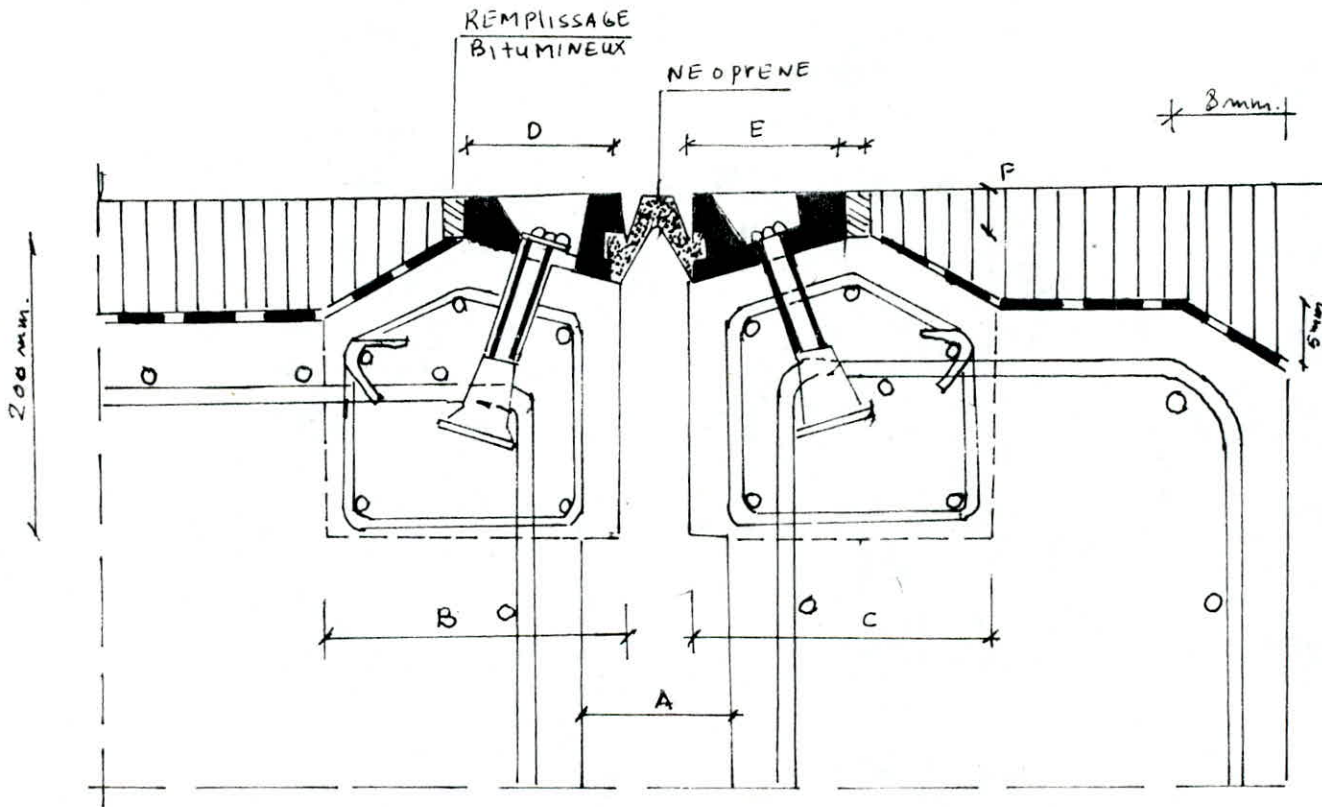
Choix du joint :

D'après le calcul des déformations, nous avons :

- soufflé max =  $\Delta_{max} = 54 \text{ mm}$
- soufflé min =  $\Delta_{min} = 15,7 \text{ mm}$

Nous choisissons des joints type monobloc 50 système FREYSSINET INTERNATIONAL. Les caractéristiques de ces joints sont les suivantes.

A (mm)		B (mm)	C (mm)	D (mm)	E (mm)	F (mm)
min	max					
20	70	200	200	100	100	30



JOINT DE CHAUSSEE TYPE MONOBLOC 50

CH. 13

# Etude du Platelage

CH3. ETUDE DU PLATELAGE.

Moment des entretours :

Le moment fléchissant par unité de largeur est donné par :

$$M_y(x, y) = \sum_{m=1}^{\infty} M_{ym}(x, y) = \sum_{m=1}^{\infty} \mu_{\alpha m} P_m \cdot b \cdot \sin\left(\frac{m\pi x}{L}\right)$$

avec  $\mu_{\alpha} = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \cdot \alpha \left(1 - e^{\frac{0,065 - \theta}{0,663}}\right)$  car  $0,1 < \theta \leq 1$

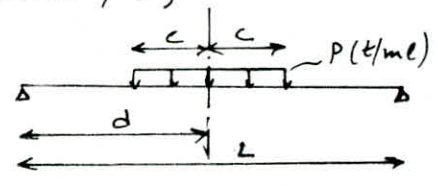
- $\mu_{\alpha}$  dépend de  $(\theta, \alpha, \frac{c}{b}, \frac{y}{b})$
- Pour avoir une bonne précision sur la valeur du moment fléchissant Massonet exige de prendre en compte les 3 premiers termes de la série de Fourier. (La charge réelle est remplacée par une charge développée en série de Fourier).
- Les tableaux de  $\mu_{\alpha_1}, \mu_{\alpha_3}, \mu_{\alpha_5}$  (correspondant à  $\theta_1 = \theta; \theta_3 = 3\theta, \theta_5 = 5\theta$ ) sont dressés ci-après.
- Les moments fléchissants pour chaque cas de chargement.

a- pour une charge linéaire uniforme complète: (A(l); trottoir)

$$P_m = \frac{4P}{\pi m} \sin^2 \frac{m\pi}{2} \quad M_y = \sum_{m=1}^{\infty} \mu_{\alpha m} \frac{4P}{\pi m} b \sin^2 \frac{m\pi}{2} \cdot \sin \frac{m\pi x}{L} \quad \text{avec } \alpha = \frac{L}{2}; P(t/ml)$$

b- pour une charge linéairement répartie: (MC120, D)

$$P_m = \frac{4P}{m\pi} \sin \frac{m\pi c}{L} \sin \frac{m\pi d}{L} \quad \text{avec } d = \frac{L}{2}$$

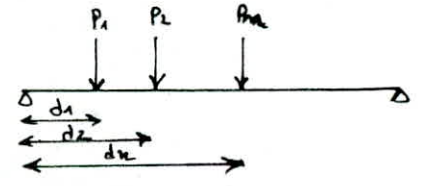


$$M_y = \sum_{m=1}^{\infty} \frac{4P}{\pi} b \frac{1}{m} \mu_{\alpha m} \sin \frac{m\pi c}{L} \cdot \sin \frac{m\pi d}{L} \cdot \sin \frac{m\pi x}{L}$$

c- Pour un système de charges concentrées (Br, Bt, Bc)

$$P_m = \frac{2P}{L} \sin \frac{\pi m d}{L}$$

$$M_y = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{i=1}^n \frac{2b}{L} P_i \mu_{\alpha m} \sin \frac{m\pi d_i}{L} \sin \frac{m\pi x}{L}$$



- La disposition dans le sens longitudinal est telle que toute la résultante des charges ponctuelles correspondant aux essieux Bc passe par  $x = \frac{L}{2}$  (Pour les 2 sens de circulation).
- La charge permanente n'engendre pas de flexion transversale.

2. ligne d'influence de  $\mu_{\alpha}$  :

- On prendra les 3 premiers termes de la série de Fourier ( $m=1, 3, 5$ )

$$\mu_{\alpha} = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \cdot \alpha \left(1 - e^{\frac{0,065 - \theta}{0,665}}\right) \quad 0,1 < \theta \leq 1$$



tableau des valeurs de  $\mu_{\alpha_1}$  suivant la position des pontres ( $m=1$ ;  $\theta_1 = \theta = 95^\circ$ )

$y(m)$ \ e	-b	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
0	-0,045	-0,0346	-0,0169	0,0253	0,1168	0,0253	-0,0169	-0,0346	-0,045
3,575	-0,0099	-0,0110	-0,0171	-0,0129	0,0431	0,0460	0,0715	-0,0284	-0,1099
7,15	-0,0002	-0,0021	-0,0039	-0,0052	-0,0044	0,0016	0,0177	0,0504	-0,0883

tableau des valeurs de  $\mu_{\alpha_3}$  suivant la position des pontres ( $m=3$ ;  $\theta_3 = 3\theta = 285^\circ$ )

$y(m)$ \ e	-b	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
0	0,00009	-0,0002	-0,0015	-0,0074	-0,0375	-0,0074	-0,0015	-0,0002	-0,00009
3,575	-0,00001	0,00001	0,0001	-0,0004	-0,0039	0,0105	0,0195	0,0053	0,0002
7,15	0,00000	-0,00001	0,00007	0,00004	0,0001	-0,0012	-0,0052	0,0310	-0,0204

tableau des valeurs de  $\mu_{\alpha_5}$  suivant la position des pontres ( $m=5$ ;  $\theta_5 = 5\theta =$

$y(m)$ \ e	-b	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
0	0,000001	-0,000007	0,00004	-0,0019	0,0222	-0,0019	0,0001	0,00007	0,00001
3,575	0	0	-0,00003	0,00004	0,00005	0,0038	0,0125	0,0011	0,0001
7,15	0	0	0	0	-0,00006	0,00009	-0,0015	0,0177	0,0017

Ces tableaux vont nous permettre de tracer les lignes d'influence de  $\mu_{\alpha_m}$ .  
 On disposera les surcharges sur la chaussée et on cherche la valeur maximum de  $\mu_{\alpha}$  (positive) ou (négative) qui donne le cas défavorable.  
 Pour les charges concentrées, nous calculerons les ordonnées au droit de chaque charge mais pour les charges uniformément réparties, nous utiliserons la formule des trapèzes.

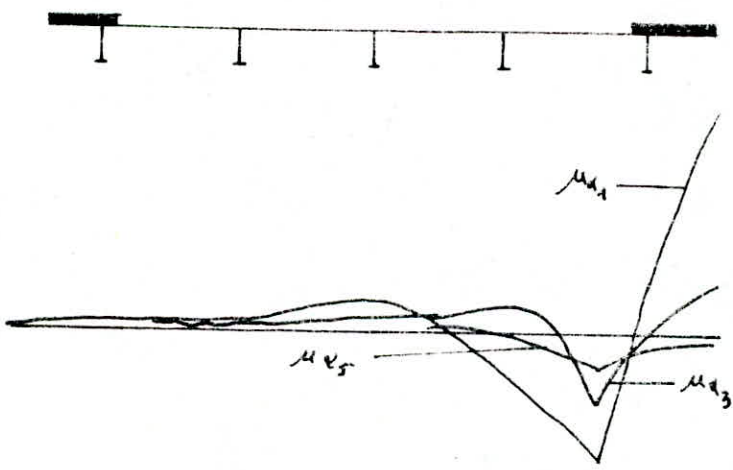
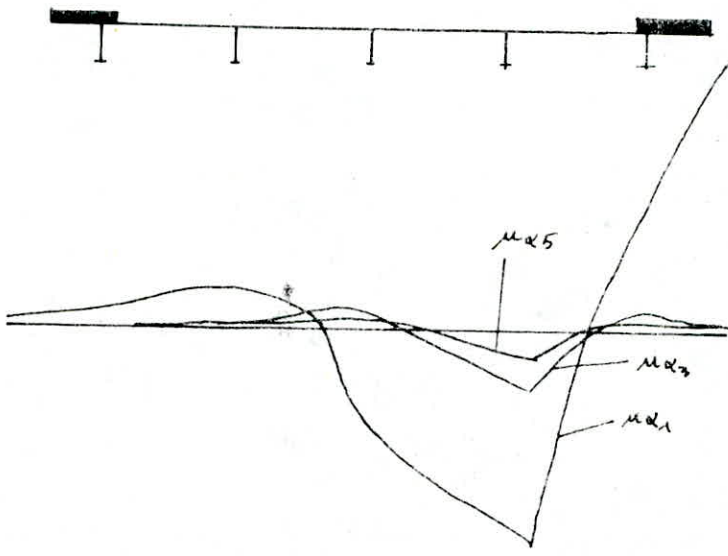
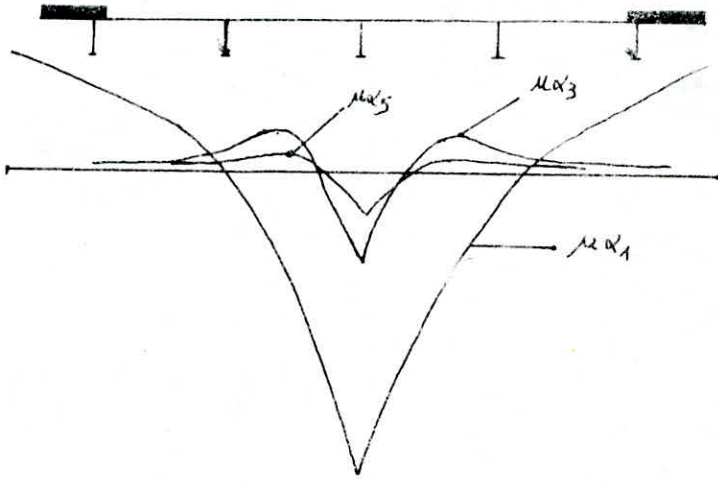


Tableau des coefficients  $\mu_{m,m}$  ( $m=1,3,5$ ) les plus défavorables pour chaque surcharge.

	11	$\mu_{m,1}$		$\mu_{m,3}$		$\mu_{m,5}$	
		$\mu_{m,1}^+$	$\mu_{m,1}^-$	$\mu_{m,3}^+$	$\mu_{m,3}^-$	$\mu_{m,5}^+$	$\mu_{m,5}^-$
A(l)	1 voie chargée	0,0687	-0,018	0,0273	-0,004	0,0091	-0,00123
	2 voies chargées	0,0453	-0,036	0,0165	-0,045	—	-0,00123
Br	1 zone isolée	0,1150	—	0,036	—	0,022	—
Bc	1 convoi	0,065	-0,0125	0,01	-0,006	0,006	-0,071
	2 convois	0,0645	-0,0125	0,0055	-0,006	0,0035	-0,011
Bt	1 convoi	0,065	-0,0125	0,01	-0,006	0,006	-0,011
	2 convois	0,0545	-0,0125	0,006	-0,006	0,0015	-0,011
M(120)	—	0,057	—	0,00055	-0,0045	—	-0,0015
D	—	0,0739	—	0,0143	—	0,0096	—

Les moments transversaux sont regroupés dans le tableau ci-après.

	A(l)		Bc		Bt		Br	M(120)	D
	1 voie	2 voies	1 convoi	2 convois	1 convoi	2 convois			
$M_y^+$ tm/ml	0,9	0,53	0,73	—	0,94	1,27	1,76	0,95	0,91
$M_y^-$ tm/ml	-0,2	-0,36	—	-0,29	-0,127	-0,237	1,17	0,0087	-0,68



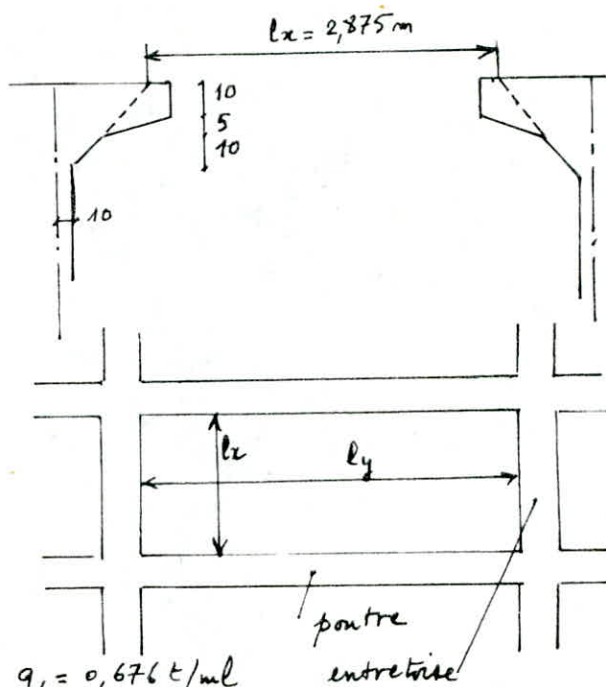
## Flexion locale:

Le platelage est constitué d'une dalle en béton armé coulé sur place de dimensions  $l_x, l_y$  ( $l_x < l_y$ ). Dans notre cas, nous considérons le panneau central comme partiellement encasté au niveau des appuis et sollicité par des efforts supposés isostatiques dus à la flexion locale et transversale. Après nous déduirons les efforts réels (en travée et aux appuis)

### I Dimensionnement de la dalle:

- D'après le règlement de l'I.P.1 Art 1-15-CH.2 les grandeurs de  $l_x$  et  $l_y$  comptées à partir des nus des appuis sont:

- $l_x = 3,575 - 0,2 - 2 \cdot 0,25 = 2,875 \text{ m}$
- $l_y = 35 - 0,4 = 34,6 \text{ m}$
- $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,083$ .



### II Calcul des efforts

#### a) charge permanente:

- humidis  $2,5 \times 0,2 \times 1 = 0,5 \text{ t/ml}$

- revêtement:  $2,2 \times 0,08 \times 1 = 0,176 \text{ t/ml}$

} donc  $q_0 = 0,676 \text{ t/ml}$

- nous prendrons au milieu de  $l_y$  une bande de 1m de large suivant  $l_x$  ce qui revient à étudier une poutre de 1m de largeur, de hauteur  $h_0 = 20 \text{ cm}$  et de portée  $l_x = 2,875 \text{ m}$ .

#### b) Moment fléchissant:

- sens de  $l_x$  :  $M_{0x} = \frac{q_0 \cdot l_x^2}{8} = \frac{0,676 \cdot 2,875^2}{8} = 0,698 \text{ tm/ml}$

. En travée :  $M_{tx} = 0,8 M_{0x} = 0,8 \times 0,698 = 0,558 \text{ tm/ml}$

. En appui :  $M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 0,698 = -0,349 \text{ tm/ml}$

- sens de  $l_y$  :  $M_{ty} = \frac{1}{4} M_{tx} = 0,139 \text{ tm/ml}$

$M_{ay} = M_{ax} = -0,349 \text{ tm/ml}$ .

#### c) Effort tranchant: Dans les dalles portées sur 4 côtés, il est donné par:

- Au milieu de  $l_y$  :  $T = \frac{q_0 \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{0,676 \cdot 2,875 \cdot 34,6}{2 \cdot 34,6 + 2,875} = 0,933 \text{ t/ml}$ .

- Au milieu de  $l_x$  :  $T = \frac{q_0 \cdot l_x}{3} = \frac{0,676 \cdot 2,875}{3} = 0,648 \text{ t/ml}$ .

### III Surcharges

Une surcharge localisée s'exerçant sur une dalle engendre des contraintes qui sont diffusées dans le plan moyen  $\pi$ , située à mi-hauteur de la dalle.

-  $e_r$  = épaisseur du revêtement.

-  $h_0$  = épaisseur de la dalle

-  $u'$  = largeur d'impact après diffusion

-  $\theta_r$  = angle de diffusion dans le revêtement.

-  $\theta_0$  = angle de diffusion dans la dalle.

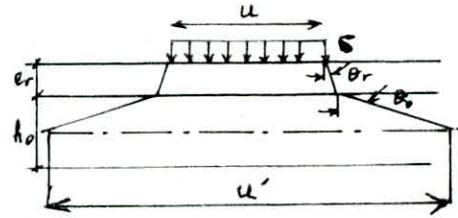
• le revêtement est en asphalte, nous prendrons  $\tan \theta_r = 0,75$  ;  $\theta_r = 0,643$  rad.

•  $\theta_0 = 45^\circ$  car nous avons une dalle en béton armé.

- Les dimensions d'impact après diffusion sont :

$$u' = u + 1,5e_r + h_0 \quad u' \parallel l_x.$$

$$v' = v + 1,5e_r + h_0 \quad v' \parallel l_y.$$



#### a) Roue isolée Br

-  $u' = 60 + 1,5 \cdot 8 + 20 = 92 \text{ cm} = 0,92 \text{ m}$ .

-  $v' = 30 + 1,5 \cdot 8 + 20 = 62 \text{ cm} = 0,62 \text{ m}$ .

-  $\rho = 0$

des abaques de pignons relatif aux abaques incomplètement chargées donnent :

$$\begin{cases} \frac{u'}{l_x} = 0,32 & M_1 = 0,186 \\ \frac{v'}{l_x} = 0,21 & M_2 = 0,127 \end{cases}$$

• Moment de flexion :  $M_x = (M_1 + \nu M_2) \cdot P = (0,186 + 0,15 \cdot 0,127) \cdot 10 = 2,05 \text{ tm/ml}$ .

$M_y = (M_2 + \nu M_1) \cdot P = (0,127 + 0,15 \cdot 0,186) \cdot 10 = 1,55 \text{ tm/ml}$ .

• Effort tranchant :

$u' > v'$  - Au milieu de  $u'$  :  $T_{u'} = \frac{P}{2u' + v'} = \frac{10}{2 \cdot 0,92 + 0,62} = 4,05 \text{ t/ml}$ .

- Au milieu de  $v'$  :  $T_{v'} = \frac{P}{3u'} = \frac{10}{3 \cdot 0,92} = 3,62 \text{ t/ml}$ .

- Les efforts tranchants au milieu de  $l_x$  et  $l_y$  s'obtiennent en majorant  $T_{u'}$  et  $T_{v'}$  de 25%.

- Au milieu de  $l_x$  :  $T_x = 1,25 \times 4,06 = 5,08 \text{ t/ml}$ .

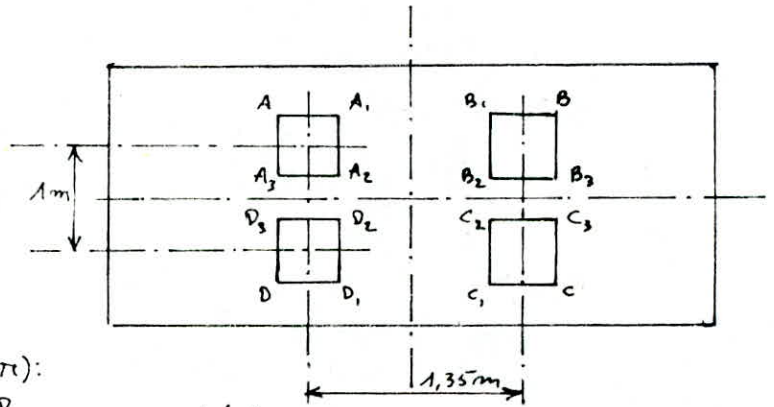
- Au milieu de  $l_y$  :  $T_y = 1,25 \times 3,62 = 4,52 \text{ t/ml}$ .

#### b) Système Bt

- Moment fléchissant :

La position la plus défavorable est obtenue en plaçant les 4 roues au centre de la dalle.

- $P = 8 \text{ t}$  ;  $u = 0,6 \text{ m}$  ;  $v = 0,25 \text{ m}$ .
- $u' = 60 + 1,5 \times 8 + 20 = 92 \text{ cm} = 0,92 \text{ m}$ .
- $v' = 25 + 1,5 \times 8 + 20 = 57 \text{ cm} = 0,57 \text{ m}$ .
- $u' < 1 \text{ m}$  pas d'interférence mirant  $lx$ .
- $v' < 1,35 \text{ m}$  pas d'interférence mirant  $ly$ .



- La contrainte dans le plan moyen ( $\pi$ ):

$$\sigma_{BE}' = \frac{P}{u'v'} = \frac{8}{0,92 \times 0,57} = 15,26 \text{ t/m}^2$$

Moment fléchissant :

Pour le calcul du moment fléchissant nous utilisons la méthode de pigeaud après avoir eu recours à l'artifice de Resal

- Rectangle ABCD.

$$\begin{aligned} u_1' &= 0,92 + 1 = 1,92 \text{ m} \\ v_1' &= 0,57 + 1,35 = 1,92 \text{ m} \end{aligned} \quad f = 0 \Rightarrow \begin{cases} u_1'/lx = 0,667 \\ v_1'/ly = 0,667 \end{cases} \quad \text{d'où} \quad \begin{aligned} M_1 &= 0,111 \\ M_2 &= 0,043 \end{aligned}$$

- La charge fictive  $P_1 = \sigma_{BE}' \times u_1' \times v_1' = 56,33 \text{ t}$

$$Mx_1 = (M_1 + \nu M_2) P_1 = (0,111 + 0,15 \times 0,043) \times 56,33 = 6,61 \text{ tm/ml}$$

$$My_1 = (M_2 + \nu M_1) P_1 = (0,043 + 0,15 \times 0,111) \times 56,33 = 3,36 \text{ tm/ml}$$

- Rectangle A<sub>1</sub>B<sub>1</sub>C<sub>1</sub>D<sub>1</sub>

$$\begin{aligned} u_2' &= 1,92 \text{ m} \\ v_2' &= 0,78 \text{ m} \end{aligned} \quad f = 0 \Rightarrow \begin{cases} u_2'/lx = 0,667 \\ v_2'/ly = 0,271 \end{cases} \quad \text{d'où} \quad \begin{aligned} M_1 &= 0,121 \\ M_2 &= 0,079 \end{aligned}$$

$$P_2 = 22,85 \text{ t}$$

$$Mx_2 = 3,03 \text{ tm/ml} \quad My_2 = 2,22 \text{ tm/ml}$$

- Rectangle A<sub>2</sub>B<sub>2</sub>C<sub>2</sub>D<sub>2</sub>

$$u_3' = 0,08 \text{ m} ; v_2' = 0,78 \text{ m} ; P_3 = 0,952 \text{ t} \quad \text{d'où} \quad M_1 = 0,28 \quad M_2 = 0,12$$

$$Mx_3 = 0,283 \text{ tm/ml} \quad My_4 = 0,154 \text{ tm/ml}$$

- Rectangle A<sub>3</sub>B<sub>3</sub>C<sub>3</sub>D<sub>3</sub>

$$u_4' = 0,08 \text{ m} ; v_4' = 1,92 \text{ m} ; P_4 = 2,34 \text{ t} \quad \text{d'où} \quad M_1 = 0,210 \quad M_2 = 0,057$$

$$Mx_4 = 0,512 \text{ tm/ml} \quad My_4 = 0,207 \text{ tm/ml}$$

le moment fléchissant résultant:

$$Mx = Mx_1 - Mx_2 - Mx_4 + Mx_3 = 3,351 \text{ tm/ml}$$

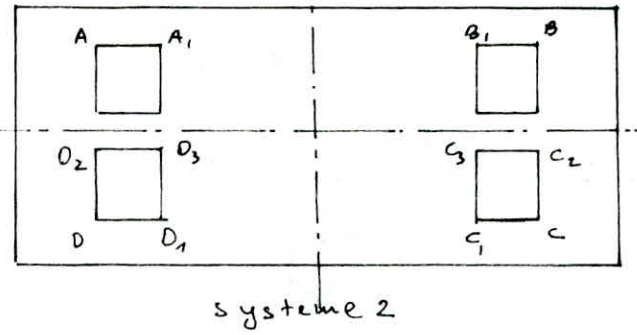
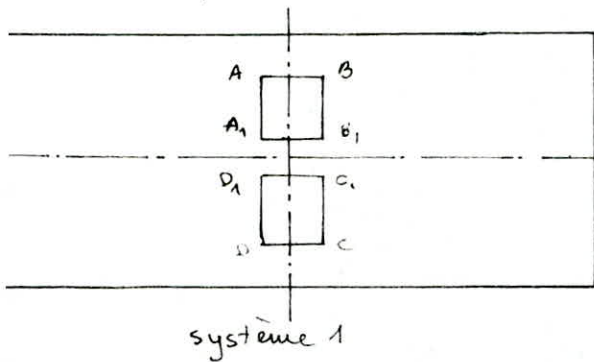
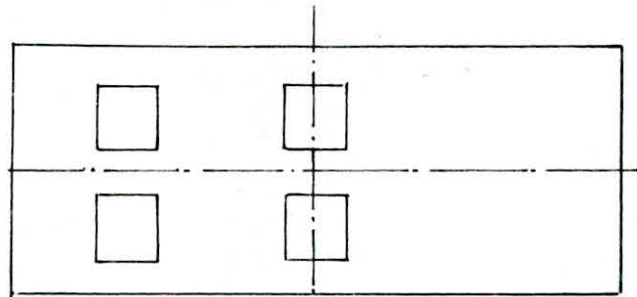
$$My = My_1 - My_2 - My_4 + My_3 = 1,087 \text{ tm/ml}$$



Effort tranchant:

- Disposition défavorable est obtenue suivant le schéma de la figure ci-contre

- système équivalent:



pour le système 1 nous trouvons:

- rectangle ABCD :  $u'_1 = 1,92 \text{ m}$  ;  $v'_1 = 0,57 \text{ m}$  ;  $P = 16,70 \text{ t}$  ;  $u'_1 > v'_1 \rightarrow \left. \begin{array}{l} Tu'_1 = \frac{P}{2u'_1 + v'_1} = 3,78 \text{ t/ml} \\ Tv'_1 = \frac{P}{3u'_1} = 2,90 \text{ t/ml} \end{array} \right\}$

- rectangle A1B1C1D1 :  $u'_1 = 0,08 \text{ m}$  ;  $v'_1 = 0,57 \text{ m}$  ;  $P = 0,695 \text{ t}$  ;  $v'_1 > u'_1 \rightarrow \left. \begin{array}{l} Tu'_1 = P/3v'_1 = 0,4 \text{ t/ml} \\ Tv'_1 = \frac{P}{2u'_1 + v'_1} = 0,57 \text{ t/ml} \end{array} \right\}$

Effort tranchant résultant :  $Tu' = Tu'_{ABCD} - Tu'_{A1B1C1D1} = 3,38 \text{ t/ml}$   
 $Tv' = Tv'_{ABCD} - Tv'_{A1B1C1D1} = 2,33 \text{ t/ml}$

- pour le système 2 nous trouvons:

- rectangle ABCD :  $u'_2 = 1,92 \text{ m}$  ,  $v'_2 = 3,27 \text{ m}$  ;  $P = 35,80 \text{ t}$  d'où  $Tu'_2 = 9,76 \text{ t/ml}$  ;  $Tv'_2 = 11,32 \text{ t/ml}$

- rectangle A1B1C1D1 :  $u'_2 = 1,92 \text{ m}$  ,  $v'_2 = 2,13 \text{ m}$  ;  $P = 62,4 \text{ t}$  d'où  $Tu'_2 = 9,76 \text{ t/ml}$  ;  $Tv'_2 = 10,09 \text{ t/ml}$

- rectangle A2B2C2D2 :  $u'_3 = 0,08 \text{ m}$  ;  $v'_3 = 3,27 \text{ m}$  ;  $P = 3,99 \text{ t}$  d'où  $Tu'_3 = 0,4 \text{ t/ml}$  ;  $Tv'_3 = 0,6 \text{ t/ml}$

- rectangle A3B3C3D3 :  $u'_4 = 0,08 \text{ m}$  ;  $v'_4 = 2,13 \text{ m}$  ;  $P = 2,60 \text{ t}$  d'où  $Tu'_4 = 0,4 \text{ t/ml}$  ;  $Tv'_4 = 0,6 \text{ t/ml}$

- Effort tranchant résultant :  $Tu = \frac{Tu'_1 - Tu'_2 - Tu'_3 + Tu'_4}{2} = 0 \text{ t/ml}$

$Tv = \frac{Tv'_1 - Tv'_2 - Tv'_3 + Tv'_4}{2} = 0,615 \text{ t/ml}$

L'effort tranchant résultant pour tout le système est:

$Tu' = Tu_{\text{sys 1}} + Tu_{\text{sys 2}} = 3,38 \text{ t/ml}$

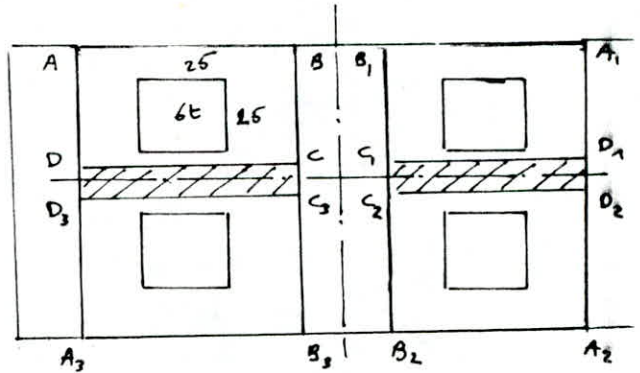
$Tv' = Tv_{\text{sys 1}} + Tv_{\text{sys 2}} = 2,94 \text{ t/ml}$

Soit au milieu de la :  $Tux = 1,25 Tu = 4,22 \text{ t/ml}$

$Tvx = 1,25 Tv = 3,67 \text{ t/ml}$

Surcharge Bc: P=6t

L'effort défavorable est obtenue en mettant les 4 dernières roues de 6t d'un camion au centre du panneau. Nous menerons les calcul comme s'il n'y a pas d'interférence et nous ajouterons les moments dus aux zones d'interférence tout en appliquant la méthode de Pigeaud et l'artifice de Resal.



$u' = 0,57m$ ;  $v' = 0,57m$   $u' > 0,50m$  donc il y a interférence suivant le sens de  $lx$ .

La contrainte de répartition est:  $\sigma = \frac{P}{u \cdot v} = 18,47t/m^2$ .

- rectangle AA<sub>1</sub>A<sub>2</sub>A<sub>3</sub>:  $u'_1 = 1,07m$ ;  $v'_1 = 2,07m$ ;  $P_1 = 40,88t$   $Mx_1 = 6,15tm/ml$   $My_1 = 3,96t$

- rectangle BB<sub>1</sub>B<sub>2</sub>B<sub>3</sub>:  $u'_2 = 1,07m$ ;  $v'_2 = 0,93m$ ;  $P_2 = 18,36t$ ;  $Mx_2 = 3,24tm/ml$ ;  $My_2 = 3,24t$

- rectangle DD<sub>1</sub>D<sub>2</sub>D<sub>3</sub>:  $u'_3 = 0,07m$ ;  $v'_3 = 2,07m$ ;  $P_3 = 2,67t$ ;  $Mx_3 = 0,584tm/ml$ ;  $My_3 = 0,23t$

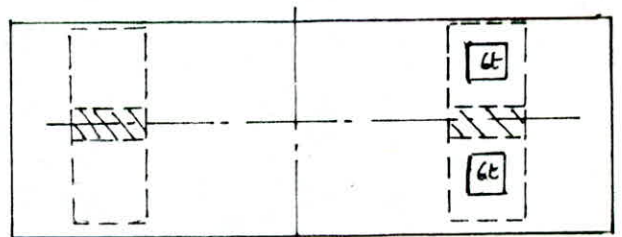
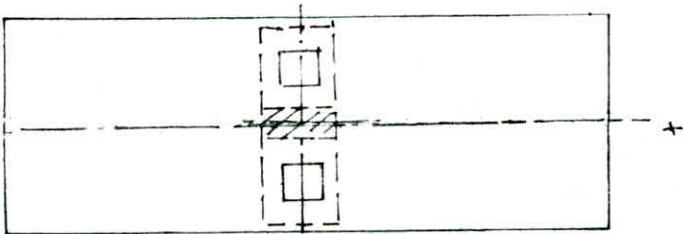
- rectangle CC<sub>1</sub>C<sub>2</sub>C<sub>3</sub>:  $u'_4 = 0,07m$ ;  $v'_4 = 0,93m$ ;  $P_4 = 1,2t$ ;  $Mx_4 = 0,36tm/ml$ ;  $My_4 = 0,2t$

Les moments fléchissants globaux:

$$Mx = Mx_1 - Mx_2 + Mx_3 - Mx_4 = 3,136tm/ml.$$

$$My = My_1 - My_2 + My_3 - My_4 = 0,762tm/ml.$$

b) calcul de l'effort tranchant:



c'est le même procédé de calcul que la charge Bc, seulement il y a le phénomène d'interférence en plus.

les résultats sont:  $Tu' = 4,58t/ml$   $Tv' = 4,36t/ml$

soit au milieu de  $lx$ :  $Tux = 1,25 \cdot Tu = 5,73t/ml$

au milieu de  $ly$ :  $Toy = 1,25 \cdot Tv = 5,45t/ml$ .

Surcharge A(l):

c'est une surcharge uniformément répartie, le panneau travaille suivant sa petite portée donc le panneau est équivalent à une poutre appuyée simplement nous déterminerons les efforts de la même façon que pour la charge permanente.

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{L+12} = 995,95 \text{ kg/m}^2 \text{ (avec } L=35 \text{ m)}$$

$$A = K_A \cdot A(l) \cdot \frac{l_0}{P_V} = 0,75 \cdot 995,95 \cdot \frac{3,5}{3,4375} = 760,54 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow M_x = \frac{A \cdot l_x^2}{8}$$

$$M_x = \frac{0,7604 \times 2,875^2}{8} = 0,786 \text{ tm/ml.}$$

en travée :  $M_{tx} = 0,8 M_x = 0,628 \text{ tm/ml.}$

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 0,39 \text{ tm/ml.}$$

$$M_{ty} = \frac{M_{tx}}{4} = 0,157 \text{ tm/ml.}$$

$$M_{ayz} = M_{ax} = 0,392 \text{ tm/ml.}$$

b) Calcul de l'effort tranchant:

$$T_x = \frac{A \cdot l_x \cdot l_y}{2 l_y + l_x} = 1,049 \text{ t/ml.}$$

$$T_y = \frac{2 l_x}{3} = 0,728 \text{ t/ml.}$$

Surcharge MC120:

$l_x = 2,875 \text{ m}$ . Sur cette largeur, ne peut-on placer qu'une seule chenille de  $s=8$

$$u' = 150 + 1,5 \times 8 + 20 = 132 \text{ cm}$$

$$v' = 610 + 1,5 \times 8 + 20 = 642 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \sigma = \frac{56}{432 \times 642} = 6,5 \text{ t/m}^2.$$

moment fléchissant:

$$p=0; \frac{u'}{l_x} = 0,46; \frac{v'}{l_x} = 2,23 \Rightarrow M_1 = 0,081; M_2 = 0,0047 \text{ donc } M_x = 4,49 \text{ tm/ml}$$

$$M_y = 0,926 \text{ tm/ml.}$$

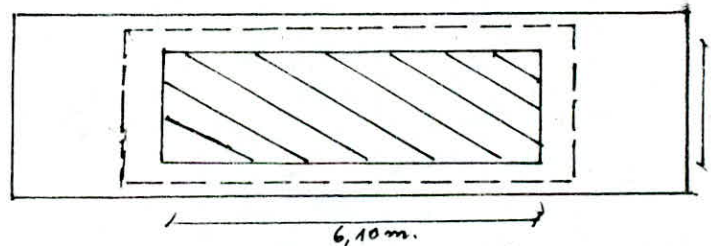
Effort tranchant:

$$u' < v' \Rightarrow T_{u'} = \frac{P}{3v'} = 4,85 \text{ t/ml.}$$

$$T_{v'} = \frac{P}{2v' + u'} = 3,88 \text{ t/ml.}$$

donc nous avons:

$$T_x = 1,25 T_u = 3,314 \text{ t/ml}; \quad T_y = 1,25 \cdot T_{v'} = 4,512 \text{ t/ml.}$$



Courvoi D:

le même procédé de calcul que la surcharge MC120 qui se reproduira et les calculs donnent:

$$u' = 2,875 \text{ m.}$$

$$v' = 18,92 \text{ m.}$$

$$\sigma = 3,6 \text{ t/m}^2.$$

$$M_1 = 0,04$$

$$M_2 = 0,0009$$

$$\text{et } P = 3,6 \times 2,875 \times 18,92 = 195,82 \text{ t}$$

nous trouvons:  $M_x = 7,85 \text{ tm/ml}$

$$M_y = 1,35 \text{ tm/ml.}$$

Effort tranchant:

$$v' > u' \Rightarrow T_u = \frac{P}{3v'} = 3,45 \text{ t/ml}$$

$$T_{v'} = \frac{P}{2v' + u'} = 4,73 \text{ t/ml.}$$

nous avons au milieu de  $l_x$  et  $l_y$ :  $T_x = 4,31 \text{ t/ml}$   $T_y = 5,91 \text{ t/ml.}$



### Coefficient de majoration dynamique:

Le coefficient sert à majorer les systèmes  $B_c, B_r, B_t$  et les surcharges militaires max sous les courbes exceptionnelles.

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

$S$  = coefficient de majoration pour les dalles.

$l_r$  : largeur roulable.

$L'$  : portée des poutres principales.

$l$  : entre-axe des poutres principales de rive.

$l_1$  :  $\max \{ l_r, l \}$ .

$L$  :  $\min \{ l_1, L' \}$

Nous aurons :  $l_r = 13,75 \text{ m}$  ;  $L' = 35 \text{ m}$  ;  $l = 14,10 \text{ m}$  ;  $l_1 = 14,10 \text{ m}$  ;  $L = 14,10 \text{ m}$ .

$P$  : poids total du tablier à l'exception des poutres principales et des entretoises, correspondant à la surface  $S = L \times$  largeur totale du pont.  $P = 250,8 \text{ t}$ .

$S$  = surcharge totale que l'out peut disposer sur la distance  $L = 14,10 \text{ m}$ .

- Cas de  $B_c$  : ( $b_c = 0,8$ ) pour 4 courbes  $\Rightarrow S = 4 \times 30 \times 0,8 = 96 \text{ t}$ .

- Cas de  $B_t$  : ( $b_t = 1$ ) pour 2 courbes  $\Rightarrow S = 2 \times 32 = 64 \text{ t}$ .

les valeurs de  $S$  sont regroupées dans le tableau ci-dessous.

Surcharge	$B_r$	$B_t$	$B_c$	$M_{C120}$
$S \text{ (t)}$	10	64	96	110
$S$	1,10	1,1403	1,157	1,68

Le panneau est semi-encastré et comme  $\rho = \frac{l_x}{l_y} < 0,4$  nous prenons suivant

l'axe  $x$  :  $M_{tx} = 0,8 M_x$  ;  $M_{ax} = 0,5 M_x$

suivant  $y$  :  $M_{ty} = \frac{1}{4} M_x$  ;  $M_{ay} = M_x$ .

les combinaisons des efforts se fera selon les 2 critères ci-dessous.

- surcharge civile :  $G + 1,2 S$  avec  $G$  = poids permanent,  $S$  = surcharge.

- surcharge militaire ou exceptionnelle :  $G + S$ .

Les combinaisons faites, nous déduirons le moment et l'effort tranchant défavorable. Suivant l'axe  $x-x$ , il existe des moments transversaux déterminés dans le chapitre précédent et cela est dû à ces surcharges. Ainsi en plus de la flexion locale nous ajouterons l'effet de la flexion transversale.

les résultats sont rassemblés dans le tableau ci-après

Tableau de valeurs des moments et efforts tranchants en appui et en travée.

	G	A(l)	Bc	Bt	Br	M <sub>C120</sub>	D
M <sub>tx</sub> (tm/ml)	0,558	0,628	3,104	2,86	1,804	4,17	6,28
Max (tm/ml)	0,349	0,39	1,938	1,78	1,127	2,61	3,92
M <sub>ty</sub> (tm/ml)	0,139	0,157	0,142	0,695	1,364	0,86	1,08
Max (tm/ml)	0,349	0,39	1,938	1,78	1,127	2,61	3,92
T <sub>x</sub> (+/ml)	0,933	1,049	4,88	6,53	5,58	3,31	4,31
T <sub>y</sub> (+/ml)	0,648	0,728	4,24	5,07	4,97	4,51	5,91

Tableau récapitulatif des combinaisons : G+s et G+1,2S.

moments	M <sub>tx</sub> (tm/ml)	Max (tm/ml)	M <sub>ty</sub> (tm/ml)	Max (tm/ml)
G + CD	6,838	4,269		
G + 1,2PBr			1,775	1,70

suivant l<sub>x</sub>: le courroi D est le plus défavorable.

• Flexion locale: M<sub>tx</sub> = 6,28 tm/ml ; Max = 3,92 tm/ml.  
 sans charge permanente M<sub>tx</sub> = 0,558 tm/ml ; Max = -0,349 tm/ml.

• Flexion transversale: M<sub>tx</sub> = 1,07 tm/ml ; Max = -0,68 tm/ml.

moments résultants tout: M<sub>tx</sub> = 7,908 tm/ml ; Max = -4,945 tm/ml.

suivant l<sub>y</sub>: flexion locale uniquement (rare Br défavorable).

moments résultants: M<sub>ty</sub> = 1,775 tm/ml ; Max = 1,70 tm/ml.

Efforts tranchants: la combinaison défavorable est occasionnée par Bt.

$$T_x = T_{xG} + 1,2 T_{xBr} = 8,773 \text{ t/ml}$$

$$T_y = T_{yG} + 1,2 T_{yBt} = 6,737 \text{ t/ml}$$

Ferrailage:

- le diamètre des barres à utiliser est tel que  $\phi < \frac{h_0}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$ .

suivant l<sub>x</sub>:

en travée: nous utilisons la méthode de pierre chaton.

$$M_{tx} = 7,908 \text{ tm/ml}; b = 100 \text{ cm}; \bar{\sigma}_b' = 184 \text{ kg/cm}^2; \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2; h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,130 \Rightarrow \epsilon = 0,8599; k = 20,7 \text{ d'où } A = \frac{M}{\epsilon h \bar{\sigma}_a} = 18,2 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 135 < \bar{\sigma}'_b \text{ d'où } A' = 0.$$

nous prendrons 6 T20/ml équivalent à 18,84 cm<sup>2</sup>

Aux appuis: Max = 4,945 tm/ml kax = 18,3 cm avec  $\phi = 14$  mm.

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,081 \Rightarrow \epsilon = 0,8845; k = 28,3 \text{ d'où } A = 11,096 \text{ cm}^2 \text{ on prend 6 T16/ml}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 100 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0.$$

Suivant ly: Mty = 1,775 tm/ml. luy = 18 -  $\frac{1,2}{2}$  = 17,4 cm.

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0317 \text{ d'où } \epsilon = 0,9231; k = 50 \Rightarrow A_y = \frac{M}{\epsilon h \bar{\sigma}_a} = 0,036$$

la section trouvée est très faible, nous ferraillevons avec le minimum indiqué par le règlement. soit  $A_y = \frac{A_x}{4} = 3,9075 \text{ cm}^2 \Rightarrow$

Aux appuis:

$$\text{Max} = \text{May} \Rightarrow A_{ax} = A_{ay} = 12,06 \text{ cm}^2 \text{ soit 5 T16/ml.}$$

Verification à la fissuration:

Sens lx en travée: k = 15.10<sup>6</sup>  $\eta = 1,6$   $\phi = 20$   $\bar{\sigma}_b = 7,5 \text{ kg/cm}^2$ .  $A_x = 18,84 \text{ cm}^2$ .

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f} \quad \sigma_2 = 24 \sqrt{k \frac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} \quad ; \quad \bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{18,84}{2 \times 2 \times 100} = 0,045$$

$$\sigma_1 = 3724 \text{ kg/cm}^2; \sigma_2 = 1859 \text{ kg/cm}^2 \text{ soit } \bar{\sigma}_a < \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3724 \text{ kg/cm}^2$$

- la condition de fissuration est vérifiée.

- à l'appui:  $A_{ax} = 12,6 \text{ cm}^2$

$$\omega_f = \frac{12,6}{150 \times 2 \times 1,8} = 0,035 \Rightarrow \sigma_1 = 3888 > \bar{\sigma}_a \text{ pas de fissuration}$$

Sens ly en travée:  $A_y = 4,52 \text{ cm}^2$ ;  $\omega_f = \frac{4,52}{2 \times 26 \times 100} = 0,0086$ .

$$\sigma_1 = 1583 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_2 = 2939 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_a < \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2939 \text{ kg/cm}^2$$

la condition de fissuration est vérifiée.

Condition de non fragilité.

la section d'armatures inférieures devant la doit être supérieure ou égale

$$\text{à } A = \max \{ A_0; \min \{ A_1, A_2 \} \} \text{ avec:}$$

$A_0$ : section d'armatures en travée qui résiste aux sollicitations.

$A_1$ : section d'armatures susceptible de résister aux sollicitations précédentes majorées de 20%.

$$A_1 = 1,2 A_0$$

$$A_2 = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} b h \frac{2-f}{2} \text{ } \} \text{ suivant lx.}$$



$$A_2 = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cm}} b h \cdot \frac{1+P}{4} \text{ suivant } l_y.$$

Suivant  $l_x$ :  $A_0 = 18,84 \text{ cm}^2$ .

$$\left. \begin{array}{l} A_1 = 1,2 A_0 = 22,60 \text{ cm}^2 \\ A_2 = 2,12 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A \geq \max \{ A_0; \min(A_1, A_2) \} = 18,84 \text{ cm}^2$$

Suivant  $l_y$ :  $A_0 = 4,52 \text{ cm}^2$ .

$$\left. \begin{array}{l} A_1 = 1,2 A_0 = 5,42 \text{ cm}^2 \\ A_2 = 0,58 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A \geq \max (A_0; \min(A_1, A_2)) = 4,52 \text{ cm}^2$$

Nous concluons que nous sommes en sécurité vis à vis de la rupture par fragilité

Vérification à l'adhérence:  $T_x = 8,773 \text{ t/ml}$ ;  $T_y = 6,736 \text{ t/ml}$ ,  $\gamma_x = \frac{7}{8} h = 15,75 \text{ cm}$ .

$$\text{suivant } l_x: \tau_{dx} = \frac{T_x}{n_x p_x \gamma_x} = \frac{8773}{6 \times 6,28 \times 15,75} = 14,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{suivant } l_y: \tau_{dy} = \frac{T_y}{n_y p_y \gamma_y} = 31,21 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte vis à vis de l'adhérence:

$$\bar{\tau}_d = 2,5 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2,5 \times 1,5 \times 7,5 = 28,125 \text{ kg/cm}^2$$

Nous avons:  $\tau_{dx} < \bar{\tau}_d \Rightarrow 14,75 < 28,125$  vérifié  
 $\tau_{dy} > \bar{\tau}_d \Rightarrow 31,21 > 28,125$  non vérifié.

nous prendrons suivant  $l_y$   $4 T 14 / \text{ml}$ .

Vérification au cisaillement:  $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 8,8 \text{ kg/cm}^2$

suivant  $l_x$ :  $T_x = 8,773 \text{ t/ml}$ .  $\tau_{bx} = 5,57 \text{ kg/cm}^2 < 8,8 \text{ kg/cm}^2$

suivant  $l_y$ :  $T_y = 6,736 \text{ t/ml}$ .  $\tau_{by} = 4,27 \text{ kg/cm}^2 < 8,8 \text{ kg/cm}^2$ .

Vérification au poinçonnement:

pour les charges concentrées:  $\frac{1,5 P}{P_c \cdot h_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b = 9,18 \text{ kg/cm}^2$

$P$  = valeur de la charge localisée.

$h_t$  = épaisseur de la dalle

$P_c$  = périmètre du contour de diffusion sur le plan moyen de la dalle.

Nous ferons la vérification pour la roue B<sub>r</sub> qui est la (+) défavorable.

$$P_c = 2(u+v) = 2(92+62) = 308 \text{ cm}; h_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow \frac{1,5 P}{P_c \cdot h_t} = \frac{1,5 \times 10 \times 10^3}{308 \times 20} = 2,43 \text{ kg/cm}^2 < 9,18 \text{ kg/cm}^2$$

Étude De la prédalle:

La prédalle sert à coffrer la partie vide entre les poutres (coffrage perdu). Son calcul se fera en considérant son poids propre ainsi qu'une surcharge de  $100 \text{ kg/m}^2$  (surcharge des ouvriers) et le poids permanent lui revenant.

Charge permanente:

• poids propre de la prédalle.  $2,5 \times 0,06 \times 1 \text{ m} = 0,15 \text{ t/ml}$ .

• poids propre de la dalle  $2,5 \times 0,20 \times 1 \text{ m} = 0,5 \text{ t/ml}$ .

$G = 0,65 \text{ t/ml}$ .

La surcharge à prendre est  $100 \text{ kg/m}^2$  représentant le poids d'un ouvrier avec son matériel.

La prédalle est simplement appuyée sur deux côtés, elle travaille donc dans le sens de la largeur. Elle sera assimilée à une poutre de largeur  $l_x = 2,23 \text{ m}$  et appuyée simplement.

Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre:  $G + 1,2S = 0,65 + 1,2 \times 0,1 = 0,77 \text{ t/ml}^2$ .

pour  $1 \text{ m}$  de largeur nous avons  $q = 0,77 \times 1 = 0,77 \text{ t/ml}$ .

Les efforts sont:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{0,77 \cdot 2,23^2}{8} = 0,478 \text{ tm/ml}$$

$$T = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{0,77 \cdot 2,23}{2} = 0,85 \text{ t/ml}$$

Ferraillage:  $h = 5 \text{ cm}$   $\bar{\sigma}_a = 2850 \text{ kg/cm}^2$   $M = 0,478 \text{ tm/ml}$ .

$$A_x = \frac{M}{\frac{7}{8} h \bar{\sigma}_a} = 3,9 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8 \text{ T8/ml avec un espacement } t = 12,5 \text{ cm}.$$

$$A_y = \frac{A_x}{4} = 0,975 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 \text{ T6/ml avec un espacement } t = 25 \text{ cm}.$$

Vérification:

$$\omega_x = \frac{100 A_x}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 4,02}{100 \cdot 5} = 0,80 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8731 \\ k = 24,4 \end{cases} \text{ d'où } \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2804 \approx 2850 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 115 < 184 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{850}{100 \cdot 4,376} = 1,94 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 8,62 \text{ kg/cm}^2$$

nous avons bien  $\tau_b < \bar{\tau}_b$  c'est à dire  $1,94 < 8,62 \text{ kg/cm}^2$

CH. 14

# Calcul de l'Entretroise d'About.



CH14. CALCUL DES ENTRETOISES

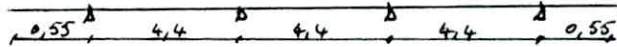
1. Introduction :

les entretoises d'about sont nécessaires pour ancrer les poutres à la torsion elles se calculent comme une poutre continue dont les appuis sont les verins.

2. Disposition des verins :

nous choisissons 4 verins de charge admissible 250 t disposés de telle façon à ne pas gêner les appareils d'appui.

3. Calcul des efforts dans les entretoises :



les entretoises sont soumise à leur poids propre répartie et aux poids propre du hourdis, poutres, revêtement, glissière, garde corps, trottoirs revenant à la moitié du tablier. Ces poids sont transmis à l'entretoise par les poutres en charges concentrées.



- Nous envisagerons la charge uniforme et répartie.

• Charge uniforme répartie :

poids propre de l'entretoise  $\frac{2,5 \times 0,4 \times 1,55 \times 2,975 \times 4}{14,3} = 1,3 \text{ t/ml.}$

- Nous appliquerons la méthode des 3 moments pour le calcul des efforts.

$$M_0 l + 2M_1(l+l) + M_2 l = -6EI(\psi_w - \psi_e) \quad \text{avec } \psi_w = \frac{ql^3}{24EI} \quad \psi_e = -\frac{9l^3}{24EI}$$

après résolutions nous trouvons.

.. les moments :  $M_1 = -2,43 \text{ tm}$     $M_2 = -2,43 \text{ tm}$     $M_0 = -0,197 \text{ tm}$     $M_3 = -0,197 \text{ tm.}$

.. les réactions d'appui :  $R_0 = R_3 = 3,06 \text{ t}$     $R_1 = R_2 = 6,22 \text{ t.}$

• charge concentrée :

Poids du hourdis :  $(17,6 - 0,3 \times 2) \times 0,26 \times 17,5 \times 2,5 = 193 \text{ t}$

Poids du revêtement :  $13,75 \times 0,08 \times 17,5 \times 2,2 = 43,5 \text{ t}$

Poids des 5 poutres :  $0,8434 \times 17,5 \times 2,5 \times 5 = 184,5 \text{ t.}$

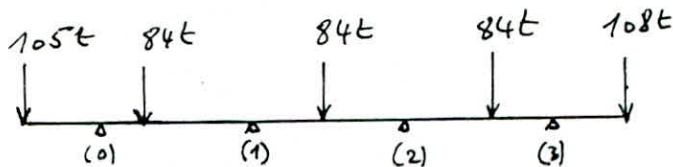
Poids total = 420 t.

Poids revenant à chaque poutre  $\frac{420}{5} = 84 \text{ t.}$

Poids du trottoir gauche :  $0,48 \times 17,5 \times 2,5 = 21,0 \text{ t}$

Poids du trottoir droite :  $0,548 \times 17,5 \times 2,5 = 24,3 \text{ t.}$

La distribution des efforts se fait suivant le schéma ci-contre.

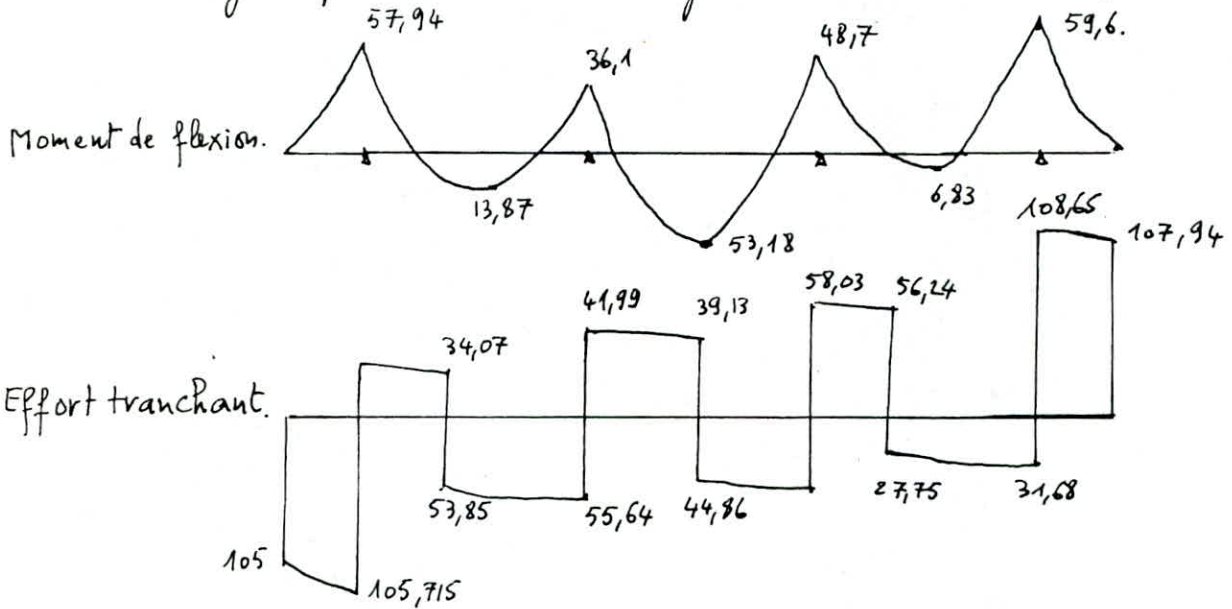


En appliquant la méthode des 3 moments nous obtenons:

$$M_0 = -57,94 \text{ tm} \quad M_1 = -33,6 \text{ tm} \quad M_2 = -46,06 \text{ tm} \quad M_3 = -59,6 \text{ tm}.$$

$$R_0 = 136,73 \text{ t} \quad R_1 = 91,42 \text{ t} \quad R_2 = 99,54 \text{ t} \quad R_3 = 137,28 \text{ t}.$$

En faisant le cumul des efforts obtenus ci-haut c'est à dire l'effort dû à la charge répartie et aux charges concentrées nous obtenons:



#### 4. Ferrailage longitudinal:

• En travée:  $M_t = 53,18 \text{ tm}$   $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$   $b = 40 \text{ cm}$   $h = 151 \text{ cm}$   $\bar{\sigma}_b = 184 \text{ kg/cm}^2$

$$\mu = \frac{15M}{bh^2\bar{\sigma}_a} = 0,0312 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9232 \\ k = 51 \end{cases} \text{ d'où}$$

$$A = \frac{M}{\epsilon h \bar{\sigma}_a} = 13,69 \text{ cm}^2 \text{ soit } 8T16 = 16,3 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 55 < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A' = 0.$$

• Vérification à la fissuration:

$$k = 1,5 \cdot 10^6 \quad w_f = \frac{A}{2bd} = 0,051 \quad \eta = 1,6 \quad \phi = 16 \quad \sigma_s = 5000 \text{ bars} > \bar{\sigma}_a.$$

• A l'appui:  $M_a = -59,6 \text{ tm}$

$$\mu = \frac{15M}{bh^2\bar{\sigma}_a} = 0,035 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9199 \\ k = 47,4 \end{cases} \text{ d'où}$$

$$A = \frac{M}{\epsilon h \bar{\sigma}_a} = 15,32 \text{ cm}^2 \text{ soit } 8T16 = 16,3 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 59,07 < \bar{\sigma}_b' \text{ donc } A' = 0$$

• Vérification à la fissuration:

$$k = 1,5 \cdot 10^6 \quad w_f = \frac{A}{2bd} = 0,049 \quad \eta = 1,6 \quad \phi = 16 \quad \sigma_s = 3945 \text{ bars} > \bar{\sigma}_a.$$

#### 5. Ferrailage transversale:

• La contrainte de cisaillement maximale:  $\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{108,65 \cdot 10^3}{40 \cdot 132,125} = 20,55 \text{ kg/cm}^2$

• La contrainte de cisaillement admissible:  $\tau_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 26,25$  car  $\bar{\sigma}_b = 59,67 < \bar{\sigma}_b'$ .

$\tau_b < \bar{\tau}_b$  le cisaillement est vérifié.

- Nous choisirons un double cadre T10 = 3,14 cm<sup>2</sup>  
 L'espacement admissible est:  $\bar{e} = \max \left\{ 0,2h ; \left(1 - 0,3 \frac{T_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \right\} = 30 \text{ cm}$ . Nous prendrons  
 $e = 10 \text{ cm}$  au niveau des appuis extrêmes, pour le reste nous fixerons  $e = 20 \text{ cm}$ .

### 6. Vérification diverses:

6.1 Condition de non fragilité:  $A_{min} = 0,0016bh = 0,0016 \times 40 \times 151 = 6,04 \text{ cm}^2$  est inférieure  
 à la section calculée, il n'y a pas donc risque de rupture par fragilité.

### 6.2 Justification à l'about:

Nous devons que la section d'armatures inférieures satisfait:  $A\bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{\bar{\sigma}}$ .

$M = -57,94 \text{ tm}$      $T = 105,715 \text{ t}$      $A = 16,3 \text{ cm}^2$      $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$      $\bar{\sigma} = 132,12 \text{ kg/cm}^2$ .

$$\left. \begin{array}{l} A\bar{\sigma}_a = 45,64 \text{ t} \\ T + \frac{M}{\bar{\sigma}} = 61,86 \text{ t} \end{array} \right\} \Rightarrow A\bar{\sigma}_a < T + \frac{M}{\bar{\sigma}} \text{ non vérifié, nous calculerons une nouvelle section.}$$

$$A = \frac{T + \frac{M}{\bar{\sigma}}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{61,86 \cdot 10^3}{2800} = 22,09 \text{ cm}^2 \text{ soit } 8T20 = 25,13 \text{ cm}^2$$

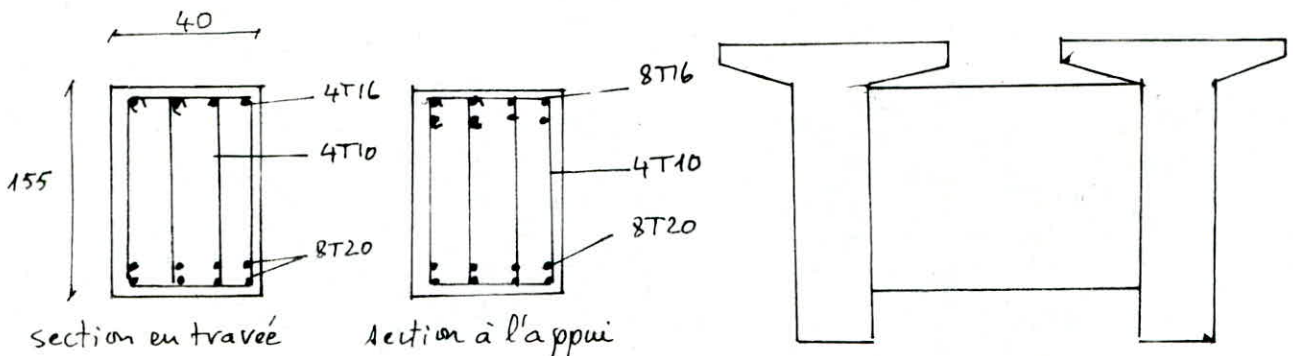
### 6.3 Adhérence:

• La contrainte d'adhérence:  $\tau_d = \frac{T}{n p \cdot \bar{\sigma}} = \frac{108,65 \cdot 10^3}{4 \times 11,48 \times 132,125} = 17,9 \text{ kg/cm}^2$      $p = \pi \phi + 2d$   
 $\phi < d \leq \frac{\pi \phi}{2}$   
 $d = 2,6 \text{ cm}$ .

• La contrainte d'adhérence vis à vis de l'entraînement des barres:  
 $\bar{\tau}_d = 2 \phi \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 7,5 = 22,5 \text{ kg/cm}^2$ .

• La contrainte admissible d'adhérence vis à vis de l'ancrage:  
 $\bar{\tau}_a = 1,25 \phi \bar{\sigma}_b = 1,25 \times (1,5)^2 \times 7,5 = 21,1 \text{ kg/cm}^2$

L'ancrage et l'entraînement des armatures est bien assuré.



Rem: On prévoit au niveau des verins des frettes  
 frette supérieure:  $A = 0,04 \frac{R_{max}}{\bar{\sigma}_a} = 1,9 \text{ cm}^2$  soit 4  $\phi 8$   
 frette inférieure:  $A = 0,1 \frac{R_{max}}{\bar{\sigma}_a} = 4,8 \text{ cm}^2$  soit 2  $\times 5 \phi 8$  croisées.



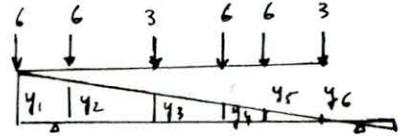
CH. 15 Calcul des Appuis.

CH15 : CALCUL DES APPUIS.

Nous devons calculer les charges horizontales et verticales sollicitant l'ensemble de l'ouvrage.

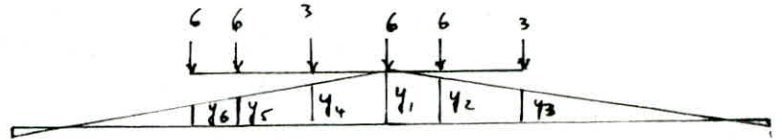
1- Charges verticales :

Culée : Cas de Bc  $y_1 = 1,01$   $y_2 = 0,966$   $y_3 = 0,834$   
 $y_4 = 0,702$   $y_5 = 0,658$   $y_6 = 0,526$ .



la réaction de la culée sera :  $R_0 = 48(1,01 + 0,966 + 0,746 + 0,658) + 24(0,834 + 0,526) = 193 \text{ t}$ .

pile :



la réaction est :  $R_1 = 48(1,01 + 0,966 + 0,746 + 0,702) + 24(0,834 + 0,878) = 206 \text{ t}$ .

De même nous faisons le calcul pour la charge permanente et les surcharges, nous regroupons les valeurs des efforts verticaux dans le tableau suivant :

appui \ charge	G	A(l)	trottoir	Bc	MCI20	CO	seisme 0,076
culée.	500	181,87	9,78	193	101,6	177,71	± 35.
pile.	1000	244	19,56	206	106,6	210,42	± 70.

2 Charge horizontales :

2-1 Le vent : le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée  $H_v = p \cdot L_p \cdot h = 0,25 \times 113,7 \times 2,8 = 79,59 \text{ t}$  (CPC CH III Art 4).

2-2 Freinage : les charges A et Bc sont susceptibles de développer des réactions de freinage la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal.

• Effort de freinage développé par A(l).

$F_A = \frac{A}{20 + 0,0035 \cdot L} \cdot \Omega$  avec  $\Omega =$  la surface chargée =  $l \cdot l_s = 113,7 \times 13,75 = 15637 \text{ m}^2$

$A = 0,389 \text{ t/m}^2$  donc  $F_A = 23,9 \text{ t}$

• Effort de freinage développé par Bc : un seul camion Bc est supposé freiner et développe une force de freinage égale à son poids.  $H_{\text{frein}} = 30 \text{ t}$ .

2-3 Seisme :  $H_s = \epsilon_H \cdot G$  avec  $\epsilon_H = 0,1$  coefficient d'accélération horizontale  
 $G = 28,74 \times 105,1 = 3020,57 \text{ t} \Rightarrow H_s = 0,1 \times 3020,57 = 302,06 \text{ t}$ .

2-4 Variation linéaire du tablier : C'est l'ensemble des déformations dues au fluage, au retrait et aux variations de température. Les déformations affectent les appuis de l'ouvrage et provoquent sur eux des efforts horizontaux importants.

a) Retrait : Nous admettrons que 60% du retrait se sont produits avant la mise en place des poutres.  $\epsilon_r = 3 \cdot 10^{-4}$   $L_p = 105 \text{ m}$   $\frac{\Delta L_r}{L_p} = - \left( \frac{100-60}{100} \epsilon_r \right) \Rightarrow \Delta L_r = -0,4 \times \epsilon_r \times L_p = -7,2 \text{ mm}$ .

b) fluage:  $\epsilon_{pt} = 3 \epsilon_i = 3 \frac{\sigma'_m}{E_r}$   $E_r = \text{module de déformation instantanée} = 420\,000 \text{ kg/cm}^2$   
 $\sigma'_m = \text{contrainte moyenne de compression} = 80 \text{ kg/cm}^2$   
 $\Delta L_p = 3 \frac{\sigma'_m}{E_r} \cdot L_p = 3 \cdot \frac{80}{420\,000} \cdot 105 \cdot 10^3 = 60 \text{ mm}$

c) température:  $\Delta l_t = \pm \epsilon_{ot} \cdot L_p$  avec  $\epsilon_{ot} = 0,3\%$   
 $\Delta l_t = \pm 31,5 \text{ mm}$

. Le total des variations linéaires

- allongement =  $\Delta l^+_{\text{max}} = 31,5 \text{ mm}$

- rétrécissement =  $\Delta l^-_{\text{max}} = -108,3 \text{ mm}$

### 3 - Détermination des appareils d'appui:

. Réaction des appuis: Sous charge permanente :  $\frac{500}{5} = 100 \text{ t}$   
Sous surcharge Bc + trottoir:  $\frac{202,78}{5} = 40,55 \text{ t}$

. Réaction maximale sous chaque appui:  $R_{\text{max}} = 100 + 1,2 \cdot 26,35 = 131,62 \text{ t}$  - pile  
 $R_{\text{max}} = 100 + 1,2 \cdot 40,55 = 148,66 \text{ t}$  - culée.

. Réaction minimale sous chaque appui:  $R_{\text{min}} = 100 \text{ t}$

Types d'appareils d'appui: il a été donné par la société

appareil d'appui pour la pile:  $400 \times 350 / 85$

appareil d'appui pour la culée:  $450 \times 350 / 144$

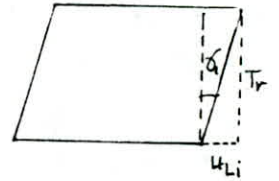
Ces appuis utilisés sont des appuis enrobés d'élastomère, dans ce type d'appui les toles de fretage sont complètement enrobés dans l'élastomère et l'aspect extérieur de l'appui est celui d'un bloc de caoutchouc ou néoprène. leur constitution monobloc avec faces extérieures en élastomère évite tout risque de cheminement sous faibles charges et constitue une protection efficace contre la corrosion.



Verification au cisaillement:

-1: Sous variation linéaire:  $\tau_{H1} = G \operatorname{tg} \delta_1 \leq 0,5G \Leftrightarrow \operatorname{tg} \delta_1 \leq 0,5$

- pour la pile:  $U_{L2} = 18,5 \text{ mm}$   $T_r = 85 \text{ mm}$   $\operatorname{tg} \delta_1 = 0,21 < 0,5$
- pour la culée:  $U_{L0} = 54,2 \text{ mm}$   $T_r = 144 \text{ mm}$   $\operatorname{tg} \delta_1 = 0,37 < 0,5$



-2: Sous variation linéaire + freinage:

$$G \operatorname{tg} \delta_1 + \frac{H_{fr}}{nab} \leq 0,7G \Leftrightarrow \operatorname{tg} \delta_1 + \frac{H_{fr}}{G nab} \leq 0,7$$

- pour la pile:  $n=10$   $U_{L1} = 17,7 \text{ mm}$   $H_{fr} = 10,392 \text{ t} \Rightarrow \frac{17,7}{85} + \frac{10392}{10 \times 10 \times 30 \times 40} = 0,29 < 0,7$

pour la culée:  $n=5$   $U_{L3} = 54,2 \text{ mm}$   $H_{fr} = 4,87 \text{ t} \Rightarrow \frac{54,2}{144} + \frac{4870}{5 \times 10 \times 35 \times 45} = 0,43 < 0,7$

-2 Sous variation linéaire + freinage + seisme:

$$G \operatorname{tg} \delta_1 + \frac{H_{fr}}{2nab} + \frac{H_s}{2nab} \leq 1,3G \Rightarrow \operatorname{tg} \delta_1 + \frac{H_{fr}}{2nabG} + \frac{H_s}{2nabG} \leq 1,3$$

- pour la pile:  $H_s = 104,64 \text{ t} \Rightarrow \operatorname{tg} \delta_1 + \frac{H_{fr}}{2nabG} + \frac{H_s}{2nabG} = 0,68 < 1,3$

- pour la culée:  $H_s = 49,08 \Rightarrow \operatorname{tg} \delta_1 + \frac{H_{fr}}{2nabG} + \frac{H_s}{2nabG} = 0,71 < 1,3$

-4 Sous charge verticale + charge horizontale + rotation d'appui:

Condition à vérifier:  $\tau = \tau_v + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G$

•  $\tau_v = 1,5 \frac{\sigma_{max}}{\beta}$  Contrainte de cisaillement due à la charge verticale:  
 $\beta$  = coefficient de forme de l'appareil d'appui.

$t$ : épaisseur d'un feuillet élémentaire de l'élastomère ( $t = 8 \text{ mm}$ )  $\Rightarrow \beta = 10,7 \Rightarrow \tau_v = 15,2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

•  $\tau_H = G \operatorname{tg} \delta_1 + \frac{H_{fr}}{2nab} + \frac{H_s}{2nab} = 6,793 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

•  $\tau_\alpha = \frac{1}{2} \frac{a^2}{t^2} \frac{\alpha t + \alpha_0}{n} G$   $\alpha_0$  rotation d'appui due à leurs imperfections.  $\alpha_0 = \frac{1}{100} \text{ rd}$   
 $n$  nombre de feuillet d'élastomère  $n = 8$   
 $\alpha t = 0,0077 \text{ rd}$  rotation d'appui en service.

$$\tau_\alpha = 27,65 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau = 15,2 + 6,793 + 27,65 = 49,7 < 50$$

-5 Condition de non soulèvement:

Condition à vérifier:  $H \leq f \cdot N$

$f = 0,1 + \frac{5}{\sigma_{max}} + 0,15$   $f$  coefficient de frottement total  $f = 0,305$   
 $N = R_{min} = 100 \text{ t}$

- pour la pile:  $H = \frac{1}{10} (H_{fr} + H_s + H_{vr}) = \frac{1}{10} (10,39 + 104,64 + 25) = 14,0 \leq 29,9 \text{ t}$

- pour la culée:  $H = \frac{1}{5} (H_{fr} + H_s + H_{vr}) = \frac{1}{5} (4,875 + 49,08 + 29,64) = 16,71 < 29,9 \text{ t}$

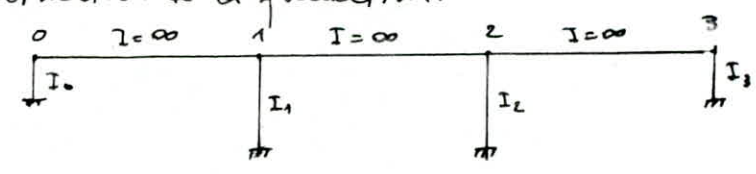
Toutes les verifications sont satisfaites, le choix est correct.

1.1 Détermination des rigidités: les efforts horizontaux seront repartis sur l'infrastructure de la rigidité des éléments la constituant. Le tablier est supposé infiniment rigide.

la déformation d'une pile ou d'une culée sous l'effet d'un effort horizontal unitaire est:

$\sum \delta_i = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$  avec  $\delta_1$ : déformation de l'élastomère.  
 $\delta_2$ : déformation du voile de la pile ou de la culée.  
 $\delta_3$ : déformation de la fondation.

la rigidité d'un appui est:  $k = \frac{1}{\sum \delta_i}$



1.2 Déformation de l'élastomère:

$\delta_{ni} = \frac{Tr}{mGA}$  avec  $Tr$  = hauteur de l'élastomère  
 $G$  = module de cisaillement de l'élastomère.  
 $A$  = aire de l'élastomère - pile:  $A = 1200 \text{ cm}^2$  culée:  $A = 1575 \text{ cm}^2$   
 $m$  = nombre d'appuis

- culée:  $m = 5$   $Tr = 14,4 \text{ cm}$   $\delta_{10} = \delta_{13} = \frac{14,4 \times 10^3}{5 \times 10 \times 35 \times 45} = 1,82 \text{ mm}$
- pile:  $m = 10$   $Tr = 8,5 \text{ cm}$   $\delta_{11} = \delta_{12} = \frac{8,5 \times 10^3}{10 \times 10 \times 30 \times 40} = 0,7 \text{ mm}$

1.3 Déformation de la culée et de la pile:

la rigidité du voile de la culée est grande par conséquent la déformation est nulle:  $\delta_{20} = \delta_{23} = 0$   
 La déformation d'un voile de la pile est:

$\delta_{2i} = \frac{h_i^3}{3EI \times n}$  avec  $n$  = nombre de fut = 1  
 $E = 21000 \sqrt{628} = 363731 \text{ kg/cm}^2$  module d'élasticité  
 $I$  = inertie de la pile.  
 $h_i$  = hauteur de la pile.

$h_1 = 14,5 \text{ m}$   $h_2 = 16,5 \text{ m}$   $I = 1,6875 \text{ m}^4$  nous trouvons:  $\delta_{21} = 0,165 \text{ mm}$   $\delta_{22} = 0,241 \text{ mm}$ .

1.4 Déformation de la fondation de la pile:  $\delta(H=1) = w + \varphi h$  avec.

$w$ : déplacement en tête de pieu;  $\varphi h$ : déplacement dû à la rotation de la fondation.

Ces déformations sont évaluées à l'aide des tableaux de HEINRICH-WERNER

nous avons:  $EIw = \frac{\chi_{wp} M^*}{\lambda^2} + \chi_{wp} \times \frac{P^*}{\lambda^3}$  et  $EI\varphi = \chi_{\varphi p} \frac{M^*}{\lambda} + \chi_{\varphi p} \frac{P^*}{\lambda^2}$ .

$\lambda$  = paramètre dépendant du module de réaction du sol  $c_u$  et des caractéristiques de pieu.  
 $\lambda = \frac{1}{\alpha}$  avec  $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{c_u \cdot b}}$   $\alpha$  = longueur élastique du pieu;  $b$  = diamètre du pieu  
 $I$  = moment d'inertie du pieu;  $E$  = module de déformation instantané.

- les tableaux de H. WERNER donnent:  $\chi_{wH^*}$ ;  $\chi_{wp}$ ;  $\chi_{\varphi H^*}$ ;  $\chi_{\varphi p}$  en fonction de  $\lambda l$  ( $l$  = longueur du pieu) de la variation de  $c_u$  dans le sol, du mode d'appui du pieu.
- Dans notre cas, nous avons 2 piles de pieux, la rotation en tête du pieu est nulle  $\varphi = 0$  et  $P^* = \frac{1}{2} = 0,17 \text{ t}$  est l'effort tranchant en tête de pieu.
- le module de réaction a une variation comme le montre la figure ci-contre, sa valeur est prise égale à  $6000 \text{ t/m}^3$





En appliquant à notre cas:  $b=1,2m$   $C_u=6000t/m^3$   $J=0,162m^4$   $E=3,63731 \cdot 10^6 t/m^2$

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u \cdot b}} = 3,786m \Rightarrow \lambda = \frac{1}{\alpha} = 0,264m^{-1}$$

-  $\varphi=0$  les 2 files de pieux s'appuient sur une semelle.  $P^* = \frac{1}{6} = 0,17t$ .

D'après les tableaux de WERNER nous avons:

$$\chi_{w0} = -1,163 \quad \chi_{wp} = -1,506 \quad \chi_{\varphi p} = 1,482 \quad \chi_{\varphi p} = 1,163$$

En posant  $EI\varphi=0$  nous trouvons  $M^* = -\frac{\chi_{\varphi p} \cdot P^*}{\chi_{\varphi p} \cdot \lambda} = -0,505tm$  d'où  $w = 0,014mm$

### Répartition des efforts horizontaux aux piles et aux culées:

Le pourcentage d'effort repris par chaque appui est donné par l'expression:

$$H_i \% = \frac{k_i}{\sum k_i} \text{ donc l'effort repris sera: } H_i = \frac{H \cdot k_i}{\sum k_i}$$

	abscisse $x(m)$	élastométrie $S_{0i} (10^5 m)$	pile, w $S_{2i} (10^3 m)$	w $S_{1i} (10^3 m)$	déplacement $H_i m$ $\sum S_i (10^3)$	$k_i$	$k_i x_i$	$H_i \%$	seisme $H_s (t)$	freinage $H_{fr} (t)$
culée 0	0	182	0	0	182	0,00540	0	16,25	49,08	4,875
pile 1	35,025	70	14	1,4	85,4	0,0117	0,4097	34,64	104,6	20,592
pile 2	70,05	70	18	1,4	89,4	0,0111	0,7775	32,86	99,23	9,858
culée 3	105,015	182	0	0	182	0,00549	0,5741	16,25	49,08	4,875
						0,03378	1,7613	100	302,45	30

- Efforts horizontaux engendrés par la variation linéaire du tablier:

L'abscisse de la section du tablier qui ne subit aucun déplacement:

$$x_0 = \frac{\sum k_i x_i}{\sum k_i} = \frac{1,7613}{0,03378} = 52,14m$$



La variation linéaire d'un point distant de  $x_i$  du centre de déplacement est:

$$U_{Li} = \Delta l_{max} \frac{x_i}{L} \text{ avec } \Delta l_{max} = 108,2mm \text{ (variation linéaire maximale due à la température, au fluage et au retrait).}$$

Cette variation linéaire engendre sur l'appui un effort horizontal.

$$H_{vLi} = \frac{n \cdot G \cdot U_{Li} \cdot a \cdot b}{Tr}$$

$a, b, G, Tr$  caractéristiques des appareils d'appui  
 $n = \text{nombre d'appareils d'appuis.}$

pour la culée:

$$x_0 = 52,14m \quad U_{L0} = 0,0539m \Rightarrow H_{v0} = 29,5t$$

$$x_3 = 52,43m \quad U_{L3} = 0,0542m \Rightarrow H_{v3} = 29,64t$$

pour la pile:

$$x_1 = 17,115m \quad U_{L1} = 0,0177m \Rightarrow H_{v1} = 25t$$

$$x_2 = 17,91m \quad U_{L2} = 0,0185m \Rightarrow H_{v2} = 26,1t$$

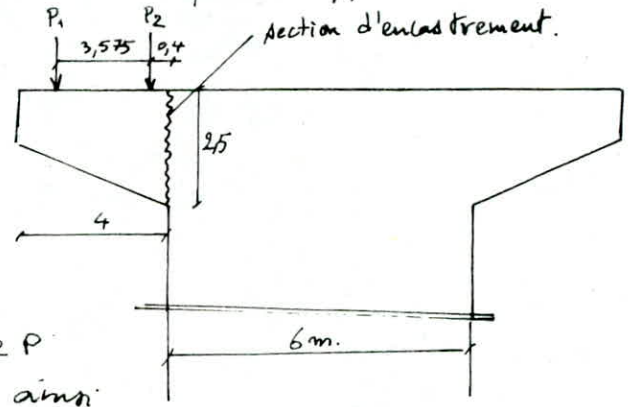


Son rôle est de transmettre à la pile les efforts induits par les appuis, il est soumis à une flexion longitudinale.

1. Détermination des armatures :

Nous étudierons les 2 parties extrêmes du chevêtre comme des consoles libres.

La section la plus sollicitée est l'encastrement.



1-1 Effort en condition normale:  $S = G + 1,2 P$

Le chevêtre est soumis à son poids propre ainsi que le poids propre du tablier qui lui est transmis par l'intermédiaire des appuis. La surcharge la plus défavorable à considérer est A(e) et les trottoirs.

- L'effort ramené par les 2 poutres:  $-P_1 = 2 \left( (2,8 + 10,8) + 1,2 \left( \frac{244 + 19,56}{10} \right) \right) = 284,84 \text{ t}$ .

$-P_2 = 2 \left( (2,8 + 8,4) + 1,2 \left( \frac{244 + 19,56}{10} \right) \right) = 236,84 \text{ t}$

- Poids propre de la console:  $\frac{0,8 + 2,5}{2} \times 4,75 \times 2,5 \times 1,5 = 49 \text{ t}$ ;  $\gamma_G = 1,96 \text{ m}$

- Le moment au niveau de l'encastrement:  $M = 284,84 \times 3,975 + 236,84 \times 0,4 + 49 \times 1,96 = 1323,01 \text{ t.m}$ .

1-2 Ferrailage:  $h_t = 250 \text{ cm}$ ,  $b = 250 \text{ cm}$ ;  $\bar{\sigma}'_b = 184 \text{ kg/cm}^2$ ;  $\bar{\sigma}_a = 2670 \text{ kg/cm}^2$ ;  $\phi \geq 25$

$$\mu = \frac{15M}{b h^2 \bar{\sigma}_a} = 0,0495 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9067 \\ k = 38,6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A = \frac{M}{\epsilon k \bar{\sigma}_a} = 223,06 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Aoit } 28 \text{ T } 32 = 225,18 \\ \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 69 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0 \end{cases}$$

a) Condition sismique:  $S = G + P + S1 (\downarrow)$ .

L'effort ramené par la poutre  $P_1$ :  $P_1 = 2 \left( (2,8 + 10,8) \times 1,07 + \frac{244 + 19,56}{10} \right) = 289,8 \text{ t}$   $P_2 = 238,4$

Le moment à l'encastrement:  $M = 289,8 \times 3,975 + 238,4 \times 0,4 + 49 \times 1,07 \times 1,96 = 1350 \text{ t.m}$ .

$$w = \frac{100A}{bh} = 0,3676 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9067 \\ k = 38,6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_a = \frac{M}{\epsilon k A} = 2699 < 4000 \\ \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 105 < 1,5 \bar{\sigma}'_b \end{cases}$$

b) La condition de fissuration est vérifiée.

c) Armatures transversales:

L'effort tranchant en condition normale:  $T_{\max} = ((2,8 + 10,8 + 8,4) + 26,35) \times 2 + 49 = 491,3 \text{ t}$ .

La contrainte tangentielle:  $\tau = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{491,3 \cdot 10^3}{250 \times \frac{7}{8} \cdot 245} = 9,16 \text{ kg/cm}^2$ .

Vérification vis à vis de l'adhérence:

Contrainte d'adhérence:  $\tau_d = \frac{T}{p \cdot z} = \frac{491,3 \cdot 10^3}{\frac{7}{8} \times 245 \times 281,4} = 8,13 \text{ kg/cm}^2$

Contrainte d'adhérence admissible:  $\bar{\tau}_d = 2,5 \times 1,5 \times 7,5 = 28,125 \text{ kg/cm}^2$

$\tau_d < \bar{\tau}_d$  la contrainte vis à vis de l'adhérence est vérifiée.

$p =$  périmètres des armatures.  
 $p = 3,2\pi \times 28 = 281,4 \text{ cm}$

L'espacement admissible :  $\bar{t} = \min \left\{ h \left( 1 - 0,3 \frac{T_b}{S_b} \right); 0,2h \right\} = \left\{ 245 \left( 1 - 0,3 \frac{813}{75} \right); 0,2 \cdot 245 \right\} = 48 \text{ cm}$ .

Nous adopterons un espacement moyen  $t = 20 \text{ cm}$  pour les cadres.

La contrainte admissible de l'acier  $\bar{\sigma}_{at} = \rho \cdot \sigma_{sa}$  avec  $\rho = \max \left\{ \left( 1 - \frac{T_b}{S_b} \right); \frac{2}{3} \right\}$  car il n'y a pas de reprise de bétonnage.  
 $\rho = 0,875 \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,875 \times 4200 = 3675 \text{ kg/cm}^2$ .

En conséquence nous devons avoir :  $A_t \geq \frac{T \cdot t}{3 \bar{\sigma}_{at}} = \frac{4913 \cdot 10^3 \cdot 20}{214,375 \cdot 3675} = 12,45 \text{ cm}^2$  nous prendrons 7 Cadres T12.

Section minimale d'armatures transversales:

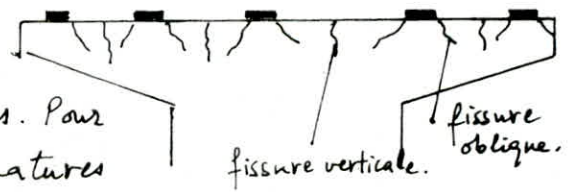
La section minimale par un plan horizontal doit être au moins égale à 0,002 fois l'aire du béton correspondant (SETRA)  $5 \times 15,83 > 0,002 \times 250 \times 100 \Rightarrow 791 > 50 \text{ cm}^2$ .

Ferraillage constructif minimal : correspond à 0,5% la section totale de l'acier 28HA32

$\frac{0,5}{100} \times 28 \times 8,04 = 1,125 \text{ cm}^2$  nous prendrons des T10 espacés de 25cm sur le pourtour du cadre

Ferraillage du sommier d'appui:

Sous l'action des charges localisées il y a risque de fissuration suivant des plans verticaux et obliques. Pour s'opposer à cette fissuration nous disposons des armatures de chaînage. Nous disposerons aussi des armatures de surface sous les appareils d'appui.



Armatures de chaînage: Nous utilisons une formule forfaitaire  $A = 0,25 \frac{R_{max}}{\sigma_a}$ .

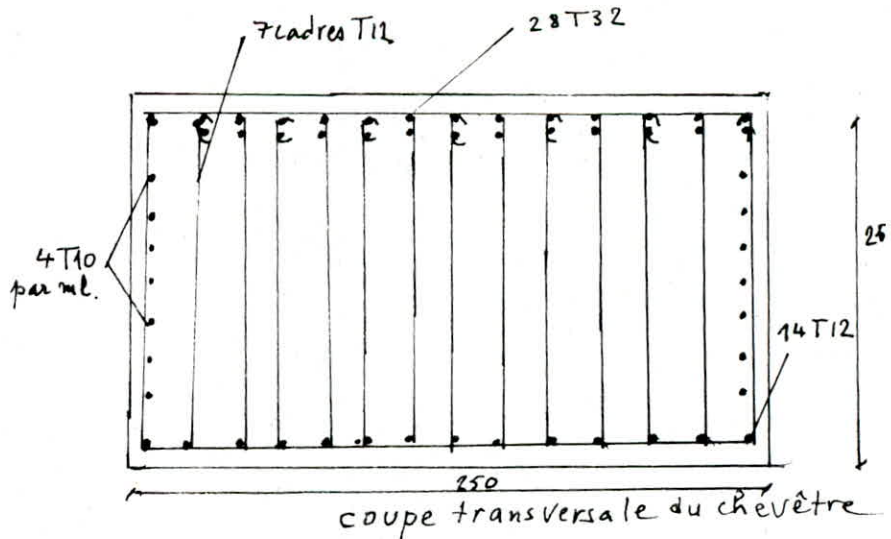
$R_{max} = 108 + 2,8 + 1,2 \times 26,35 = 196,55 \text{ t}$  . réaction de la force localisée par appareil d'appui.

$A = 0,25 \times \frac{196,55 \cdot 10^3}{2800} = 17,54 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Nous laisser filer de bout en bout des 2 sections d'encastrement 3T32 sous chaque file d'appareils d'appui.

Armature de surface d'éclatement:

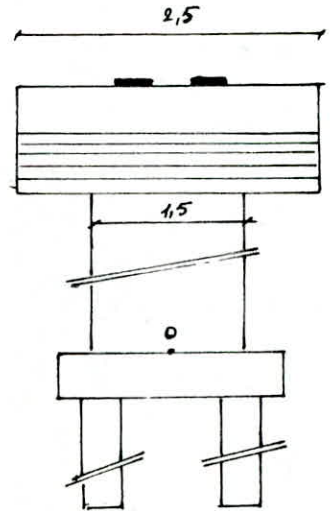
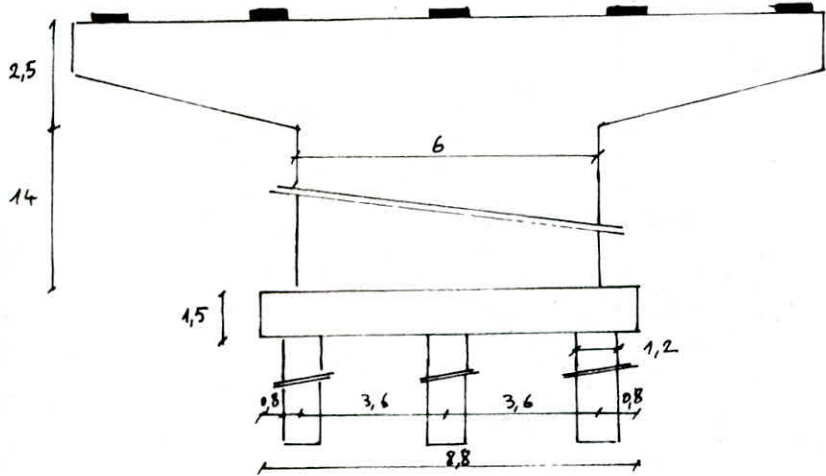
Elles sont constituées par des nappes de frettes placées sous les appareils d'appui et les emplacements choisis pour les verins. ( $\phi = 8$ ). Chaque frette supérieure suivant une direction devra équilibrer un effort de  $0,04R = 0,04 \times 196,55 = 7,86 \text{ t}$ .

en conséquence  $A = \frac{0,04R}{\sigma_a} = \frac{7,86 \cdot 10^3}{2800} = 2,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  on prend 6  $\phi 8$  dans chaque direction.





la pile

1. Combinaison du 1<sup>er</sup> genre avec vent:  $S = G + V + T$ 

	Effort horizontal. H (t)	Effort vertical. N (t)	Bras de levier d (m)	Moment flechissant M/o.
chevêtre		191,71		
voile		315		
tablier		1000		
variation linéaire	26,1		16,5	430,65
vent	28,67		9,3	266,63
$\Sigma$	54,77	1506,71		697,281.

Les sollicitations défavorables:  $N = 1506,71t$   $H = 54,77t$   $M = 697,281tm$ .2. Combinaison du 2<sup>ème</sup> genre:  $S = G + P + SI + T$ .

	Effort horizontal H (t)	Effort vertical N (t)	Bras de levier d (m)	Moment flechissant M/o.
chevêtre	1,07 0,93	205,13 178,29		
voile	1,07 0,93	337,05 292,95		
tablier	1,07 0,93	1070 930		
surcharge (A+tr)		263,56		
variation linéaire.	26,1			430,65
seisme	99,25 19,71 31,5		16,5 15 7	2162,25.

$$sv \uparrow \begin{cases} N = 1476,51t \\ H = 176,56t \\ M = 2592,9tm \end{cases}$$

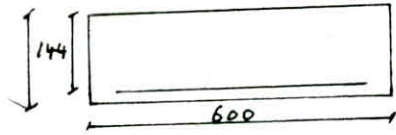
$$sv \downarrow \begin{cases} N = 1875,74t \\ H = 176,86t \\ M = 2592,9tm \end{cases}$$



Ferraillage du voile: le voile est sollicité en flexion composée et la combinaison défavorable est la condition sismique la donne :  $N = 1486,51 \text{ t}$   $H = 176,56 \text{ t}$   $M = 2592,9 \text{ tm}$ .

$e_0 = \frac{M}{N} = 1,74 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0,25 \text{ m}$ . Donc la section est partiellement comprimée.  
 Etude du flambement: pour nous placer dans le domaine de la sécurité, car il est difficile de définir la nature des appuis aux extrémités, on adopte pour la longueur  $l_c = \beta \cdot l_0$  une valeur  $\beta = 1,3$  où  $\beta$  est le facteur de flambement qui dépend de la nature des appuis aux extrémités du voile et  $l_c$  est la longueur de flambement.  
 Les caractéristiques géométriques sont:  $I = \frac{b \cdot h^3}{12} = 1,6875 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$   $A = 9 \cdot 10^4 \text{ cm}^2$   $l_c = 1,3 \cdot 16,5 = 21,45 \text{ m}$   
 Le rayon de giration est:  $i = \sqrt{\frac{I}{A}} = 0,433 \text{ m} \Rightarrow \lambda = \frac{l_c}{i} = 49,53 < 50$  Donc pas de flambement.  
 On utilise la méthode du moment fictif pour calculer le ferraillage.

$e_0 = 1,74 + \frac{1,5}{2} - 0,06 = 2,43 \text{ m} \Rightarrow M_{\text{fictif}} = N \cdot e_0 = 1486,51 \times 2,43 = 3612,22 \text{ tm}$   
 On trouve  $\mu = 0,1088$   $\epsilon = 0,8698$   $k = 23,4$  et  $A = 720,99 \text{ cm}^2$   $\sigma'_b = 170,9 < 1,5 \sigma'_{b0}$   
 $A_0 = A - \frac{N}{\sigma_{en}} = 720,99 - \frac{1486,51 \times 10^3}{4000} = 349,36 \text{ cm}^2$



on ferraillera avec 44 T32 avec  $t = 13 \text{ cm}$ .

Verification des contraintes:

Nous ferons la verification à partir des abaques donnés par P. Charon.  
 Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre avec vent:  $M = 697,28 \text{ tm}$   $N = 1506,71 \text{ t}$   $H = 54,77 \text{ t}$ .

$e = \frac{M}{N} = 0,462 > \frac{h}{6} = 0,25 \text{ m}$  Donc la section est partiellement comprimée et  $e_0 = 0,462 + \frac{1,5}{2} - 0,06 = 1,15 \text{ m}$

d'après les abaques de P. Charon:  $M_A^E = 1506,71 \times 1,15 = 1707 \text{ tm}$   $M_B^S = 1506,71 \times 0,288 = 433,93 \text{ tm}$   
 et  $p = \frac{M_A^S}{M_B^E} = 0,254$  on a  $\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = 0,409 \Rightarrow \mu = 0,035; k = 19,3$  soit  $\sigma_a = \frac{15 M^S}{b h^2 \mu} = 1494,74 < 2670$   
 $\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 78 < \sigma'_{b1} = 92,56 \text{ kg/cm}^2$  avec  $\sigma'_{b1} = (1 + \frac{2 \cdot e_0}{h}) \sigma'_{b0}$

Verification au cisaillement:

$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = 2,33 \text{ kg/cm}^2$  et puisque  $\sigma'_b = 170,9 \text{ kg/cm}^2$  est telle que  $\sigma'_{b0} < \sigma' < 2 \sigma'_{b0}$ .  
 on a  $\bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}) \sigma'_b = 19,81 \text{ kg/cm}^2$  et on a bien  $\tau_b < \bar{\tau}_b$ .

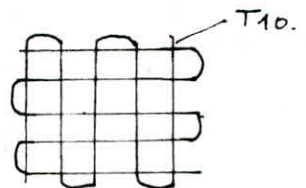
Armatures transversales:

En zone courante l'espacement est tel que  $t = \min \left\{ \begin{aligned} t_1 &= (100 \phi_t - 15 \phi_{lmax}) (2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}) \\ t_2 &= 15 (2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}) \phi_{lmin} \end{aligned} \right.$

On prend  $\phi_t = 12 \text{ mm}$  avec  $\sigma'_b = 78 \text{ kg/cm}^2$  contrainte de compression de 1<sup>er</sup> genre.  
 après tout calcul fait on trouve  $t = \min(240; 55) = 55 \text{ cm}$  on prend  $t = 40 \text{ cm}$  en zone courante et  $t = 20 \text{ cm}$  en zone de recouvrement

Calcul des frettes:

les appareils d'appuis sont placés sur des dés en béton (60x60) d'épaisseur 15cm. Des frettes sont prévues à leur partie supérieure et inférieure.  
 • frette supérieure:  $A = 0,04 \frac{R_{max}}{\sigma_a} = 0,04 \times \frac{196,55 \times 10^3}{2800} = 2,8 \text{ cm}^2$   
 On choisit une frette 4 T10.  
 • frette inférieure:  $A = 0,1 \times \frac{R_{max}}{\sigma_a} = 0,1 \times \frac{196,55 \times 10^3}{2800} = 7,01 \text{ cm}^2$

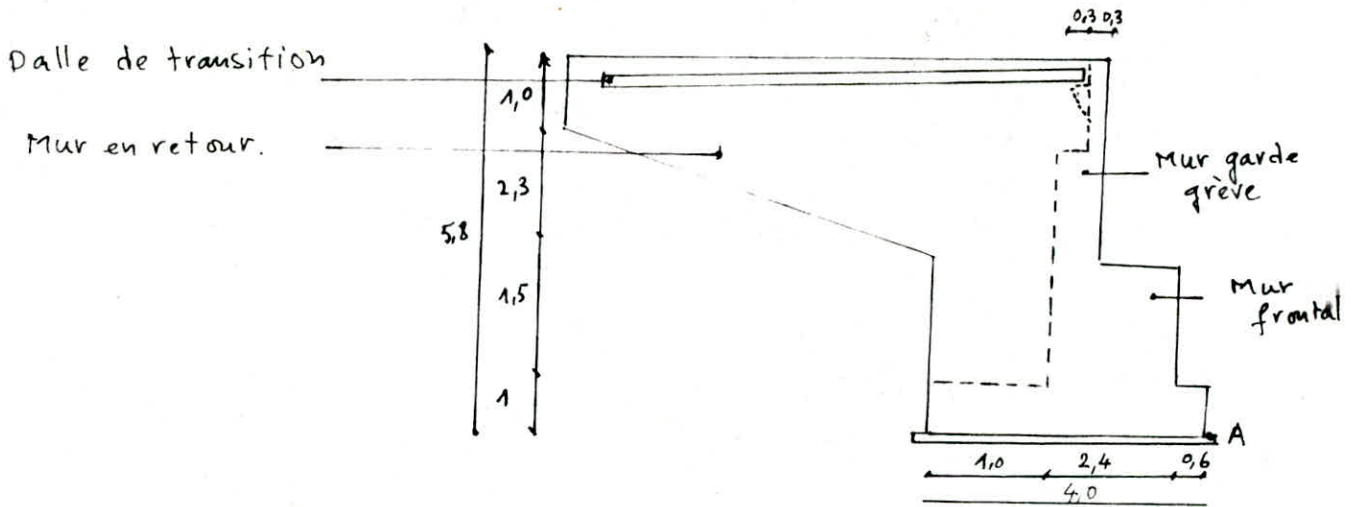


on choisit une double frettes de 5 T10

la culée

Les culées représentent les appuis extrêmes du pont, elles permettent de relier la chaussée au terrain au moyen de la dalle de transition.

La culée de gauche est munie de murs en retours et murs garde-grève qui sont destinés à retenir le remblais. La culée de droite est par contre démunie de murs de retours mais garde les mêmes dimensions que la culée de gauche. Nous ferons le calcul pour la culée de gauche en étudiant sa stabilité et en déterminant son ferrailage. Ce calcul peut aussi s'appliquer pour la culée de droite.



1 Stabilité de la culée :

La culée est fondée superficiellement, on doit vérifier sa stabilité à vide, en service et en conditions sismiques.

- les efforts à prendre en compte : - effort du tablier - poussée des terres  
- surcharge de 1t/m<sup>2</sup> - Action verticales.
- On ne tiendra pas compte de la poussée de l'eau

1-2 Poussée des terres : condition normale  $P = \frac{1}{2} k_a \gamma h^2 \cdot l$   $k_a = \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\alpha}{2})$ .

Pour la condition sismique le coefficient de poussée est donné par la formule de MONOBÉ - OKABÉ.

$$k_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - v) \cdot k \cdot \cos(\delta - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta - \alpha + v) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta + v)}{\cos(\delta - \alpha + v) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

avec  $\varphi$  = angle de frottement.

$\beta$  = inclinaison de la culée par rapport à la verticale.

$\alpha$  = Angle du talus naturel avec l'horizontal.

$$v = \arctg \frac{e h}{1 \pm e v} \quad k = \sqrt{e h^2 + (1 \pm e v)^2}$$



Pour l'application de notre projet:

$\varphi = 30^\circ \quad \beta = 0 \quad \delta = 0 \quad \alpha = 0 \Rightarrow k_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi - \nu)}{\cos \nu \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi + \nu)}{\cos \nu}} \right)^2}$

- condition normale:  $k_a = 0,33$ .
- condition sismique:
 

SH	$k = 1,004$	$\nu = 5,71^\circ$	$k_{ah} = 0,390$
SV↓ + SH	$k = 1,074$	$\nu = 5,33^\circ$	$k_{ah} = 0,419$
SV↑ + SH	$k = 0,935$	$\nu = 6,13^\circ$	$k_{ah} = 0,373$
SV↓	$k = 1,07$	$\nu = 0$	$k_{ah} = 0,356$

- On calcule les moments renversants et stabilisants par rapport au point A. On fera ensuite les vérifications suivantes:

- stabilité au renversement.
- stabilité au glissement.
- vérification au poinçonnement du terrain.

1 - stabilité au renversement: On doit avoir  $\frac{M_s}{M_R} \geq F_s$  ( $F_s$  coefficient de sécurité)  $\varphi = 40^\circ$

2 - stabilité au glissement:  $\frac{V \tan \varphi}{H} \geq F_s$

3 - Détermination de l'excentricité de la résultante.

$e_1 = \frac{M_s - M_R}{V}$  d'où  $e_0 = \frac{B}{2} - e_1 \leq \frac{B}{6}$

4 - Résistance du terrain de fondation: on calcule  $M_G$  par rapport au centre de gravité

la contrainte de la semelle est  $M_G = V \cdot e_0 = \frac{B}{2} V + M_s - M_R$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{V}{3} I + \frac{M_G \cdot V}{I} \\ \sigma_2 = \frac{V}{3} I - \frac{M_G \cdot V}{I} \end{cases}$$

- on fera la vérification:  $\sigma(B/4) = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4} \leq \bar{\sigma}_1$

le terrain sous la semelle est constitué du sable moyen, la contrainte de limite de rupture du sol est évaluée à  $\bar{\sigma}_{en} = 5 \text{ bars}$  et pour tenir compte d'éventuels tassements, on limitera la contrainte admissible à  $\bar{\sigma}_a = 3 \text{ bars}$ .

• Dans le cas de la stabilité à vide les résultats sont dans le tableau ci-après

		H (t)	V (t)	z (m)	Moment renversant (tm)	Moment stabilisant (tm)
Poussée des terres. $P_T = \frac{1}{2} \gamma h^2 k_{ah}$	CN	190,94		1,93	369,15	
	SV↑ + SH	242,43		1,93	467,9	
	SV↑ + SH	215,82		1,93	416,53	
	SH	227,97		1,93	439,98	
Poussée due à la surcharge de $1 \text{ t/m}^2$ $q = 1 \cdot l \cdot h \cdot k_{ah}$	CN	39,5		2,9	114,55	
	SV↑ + SH	37,11		2,9	107,62	
	SV↓ + SH	41,79		2,9	121,21	
	SH	39,30		2,9	113,98	



		H (t)	V (t)	z (m)	Moment renversant (tm)	Moment stabilisant (tm)
Poids des terres	CN		165,11	3,5		577,92
	SV↓ (1,07)		176,67	3,5		618,57
	SV↑ (0,93)		153,56	3,5		537,16
	SH (0,1)	10,52		2,9	47,9	
Poids des surcharges sur venblais	CN		119,71	3,5		418,99
	SV↓ (1,07)		128,08	3,5		448,31
	SV↑ (0,93)		111,32	3,5		389,62
	SH 0,1	11,92		2,9	34,71	
Poids mur garde grève	CN		72,24	2,7		195,04
	SV↓ (1,07)		77,29	2,7		208,7
	SV↑ (0,93)		67,18	2,7		181,39
	SH 0,1	7,224		2,9	20,94	
Poids mur frontal	CN		154,8	1,8		278,64
	SV↓ (1,07)		165,63	1,8		298,14
	SV↑ (0,93)		143,86	1,8		259,13
	SH (0,1)	15,48		2,9	44,89	
Poids mur en retour.	CN		33,25	4,9		162,92
	SV↓ (1,07)		35,57	4,9		174,33
	SV↑ (0,93)		30,92	4,9		151,52
	SH (0,10)	3,092		2,9	8,772	
Poids de la semelle.	CN		172	2		344
	SV↓ (1,07)		184	2		368
	SV↑ (0,93)		159,96	2		319,92
	SH (0,1)	17,2		2,9	49,88	

le tableau ci dessus nous donne les sollicitations totales

Cas	Effort	H (t)	V (t)	M <sub>R</sub> (tm)	M <sub>S</sub> (tm)
a	SV↑ + SH	279,54	666,91	792,61	1839,04
b	SH	323,27	717,12	761,05	1977,51
c	SV↓ + SH	284,22	767,24	796,20	2114,85
d	CN	230,44	717,12	483,7	1978,39

Verification de la stabilite' :

1) au renversement :

cas a  $M_S / M_R = 2,35 > 1,5$

cas b  $M_S / M_R = 2,59 > 1,5$

cas c  $M_S / M_R = 2,65 > 1,5$

cas d  $M_S / M_R = 4,09 > 1,5$

2) au glissement :

cas a  $vtg\varphi / H = 2 > 1,5$

cas b  $vtg\varphi / H = 1,86 > 1,5$

cas c  $vtg\varphi / H = 2,26 > 1,5$

cas d  $vtg\varphi / H = 2,61 > 1,5$

3) calcul de l'excentricite' :

on doit avoir  $e_0 = \frac{B}{2} - e_1 < \frac{B}{6}$  avec  $B = 4m$ .

cas a  $e_1 = M_S - M_R / V = 1,57m \Rightarrow e_0 = 0,43m < 0,66m$

cas b  $e_1 = M_S - M_R / V = 1,69m \Rightarrow e_0 = 0,31m < 0,66m$

cas c  $e_1 = M_S - M_R / V = 1,71m \Rightarrow e_0 = 0,29m < 0,66m$

cas d  $e_1 = M_S - M_R / V = 2,08m \Rightarrow e_0 = -0,08m < 0,66m$ .

4) Verification des contraintes :  $\sigma_1 = \frac{V}{S} + \frac{M_G \cdot V}{I}$   $\sigma_2 = \frac{V}{S} - \frac{M_G \cdot V}{I}$

les caracteristiques geometrique de la semelle sont :

$I = \frac{17,2 \times 4^3}{12} = 91,73 m^4$   $S = 4 \times 17,2 = 68,8 m^2$   $v = \frac{B}{2} = 2m$   $M_G = V \cdot e_0$   
 $\bar{\sigma}_1 = 3bars$

cas a :  $M_G = 286,77 tm \Rightarrow \sigma_1 = 1,59 kg/cm^2$   $\sigma_2 = 0,34 kg/cm^2 \Rightarrow \sigma(B/4) = 1,27 < 1,33 \bar{\sigma}$

cas b :  $M_G = 222,3 tm \Rightarrow \sigma_1 = 1,52 kg/cm^2$   $\sigma_2 = 0,55 kg/cm^2 \Rightarrow \sigma(B/4) = 1,69 < 1,33 \bar{\sigma}$

cas c :  $M_G = 222,49 tm \Rightarrow \sigma_1 = 1,59 kg/cm^2$   $\sigma_2 = 0,62 kg/cm^2 \Rightarrow \sigma(B/4) = 1,34 < 1,33 \bar{\sigma}$

cas d :  $M_G = 57,37 tm \Rightarrow \sigma_1 = 1,52 kg/cm^2$   $\sigma_2 = 0,91 kg/cm^2 \Rightarrow \sigma(B/4) = 1,36 < \bar{\sigma}$

Donc la culée est stable à vide.

Stabilite' de la culée en service :

	V (T)	H (T)	z (m)	M <sub>R</sub> (tm)	M <sub>S</sub> (tm)
tablier	500		1,5		750
variation lineaire		29,5	2,5	73,75	
freinage		35,4	2,5	88,5	
surcharge routiere	243,33		1,5		365,004
culée à vide	717,12	230,44		483,7	1978,39
total	1460,3	295,34		645,7	3093,4

1. Renversement :  $\frac{M_S}{M_R} = 4,7 > 1,5$

2 glissement :  $vtg\varphi / H = 4,15 > 1,5$

3 Calcul de l'excentricite' :  $e_1 = \frac{M_S - M_R}{V} = 1,67m \Rightarrow e_0 = \frac{B}{2} - e_1 = 0,32m < \frac{B}{6} = 0,66m$

$M_G = 472,9 tm \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 3,15 kg/cm^2 \\ \sigma_2 = 1,09 kg/cm^2 \end{cases}$

$\sigma(B/4) = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4} = 2,63 < \bar{\sigma}_1 = 3bars$ .

Toutes les verifications sont satisfaites, la culée est donc stable.

stabilité en service et en condition sismique:

	V (t)	H (t)	z (m)	M <sub>R</sub> (tm)	M <sub>S</sub> (tm)
Poussée des terres		242,43	1,93	467,9	
Poussée due à la surch.		41,79	2,9	121,21	
Poids des terres	176,67		3,5		618,37
Poids des surcharges sur	128,08		3,5		448,31
Poids garde	SV	77,29	2,7		208,7
grève	SH		2,9	20,94	
Poids mur en	SV	35,57	1,9		174,33
retour	SH		2,9	8,77	
Poids mur	SV	165,63	1,8		298,14
frontal	SH		2,9	44,89	
Poids semelle	SV	184	2		344
	SH		2,9	49,88	
Poids tablier		500	1,5		750
Poids surcharge routière		202,75	1,5		304,12
Variation linéaire		29,5	2,5	73,75	
Seisme		49,08	2,5	122,7	122,7

Pour les vérifications diverses, nous considérons les deux cas qui paraissent les plus défavorables :

- 1 - seisme horizontal et poussée agissent dans le même sens.
- 2 - seisme horizontal et poussée agissent dans les sens opposés.

Cas 1:  $\Sigma V = 1469,9t$      $\Sigma H = 405,77t$      $\Sigma M_R = 910,04tm$      $\Sigma M_S = 3145,67tm$ .

a - Renversément:  $M_S / M_R = 3,45 > 1,5$

glissement:  $V \tan \varphi / H = 3,0 > 1,5$

Excentricité:  $e_1 = \frac{M_S - M_R}{V} = 1,52m \Rightarrow e_0 = 0,47m < 0,66 \Rightarrow M_G = V e_0 = 704,17tm$   
 $\sigma_1 = 3,67 \text{ kg/cm}^2$      $\sigma_2 = 0,60 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma(B/4) = 2,9 < 1,33 \bar{\sigma}_s$ .

Cas 2:  $\Sigma V = 1469,9t$      $\Sigma H = 221,64t$      $\Sigma M_R = 415,66tm$      $\Sigma M_S = 3145,6tm$ .

Renversément:  $M_S / M_R = 7,56 > 1,5$

glissement:  $V \tan \varphi / H = 5,56 > 1,5$

Excentricité:  $e = \frac{M_S - M_R}{V} = 1,85m \Rightarrow e_0 = -0,14m \Rightarrow M_G = -209,79t$

$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 2,59 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1,67 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma(B/4) = 2,36 < 1,33 \bar{\sigma}_s$ .

les diverses vérifications sont satisfaites, la culée est stable.



# 1- Etude des éléments de la culée :

## 1-2 Mur garde grève :

est supposé encasté au niveau inférieure, son étude sera menée suivant les recommandations du bulletin SETRA. Les forces à considérer sont :

a) Poussée des terres :  $M_T = \frac{k \cdot \gamma \cdot h^3}{6} = 3,593 \text{ tm/ml}$       {  $k=0,3$  coefficient de poussée.  
 $\gamma=2 \text{ t/m}^3$  poids volumique du remblais  
 $h=3,3 \text{ m}$  hauteur du garde grève.

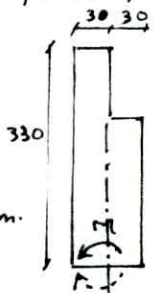
## b) Poussée des charges locales :

il a été montré que la sollicitation due au camion B<sub>2</sub> (poussées des charges locales + freinage) était plus défavorable pour le mur garde grève dans le domaine ( $0,5 \text{ m} \leq h \leq 3 \text{ m}$ ) que d'autres charges sans freinage. L'effet défavorable est produit par 2 roues arrières de 6t de 2 camions accolés et telle que les rectangles d'impact soient au contact de la face arrière du garde grève. Les 2 roues de 6t distantes de 0,5m sont remplacées par une charge uniforme équivalente de 12t répartie sur un rectangle de  $0,25 \times 0,75 \text{ m}^2$  circonscrit aux carrés d'impact de chacune des roues. La pression se répartit à  $45^\circ$  latéralement et en arrière.

$$M_p = \frac{12 \cdot k}{0,75 + 2h} \int_{0,25+x}^h \frac{h-x}{h-x} dx = 2,68 \text{ tm/ml} \quad \text{avec } k = k_p \cdot i \cdot \delta \cdot b_c = 0,2688$$

( $k_p=0,3$  ;  $i=1,12$  ;  $b_c=0,8$  ;  $\delta=1$ )

c) Le moment de freinage :  $M_f = \frac{6 \cdot h}{0,25 + 2h} i = \frac{6 \times 3}{0,25 + 2 \times 3} \times 1,2 = 3,469 \text{ tm/ml}$ .



Le moment total est :  $M = M_T + M_p + M_f = 9,742 \text{ tm/ml}$ .

Rem : L'action des forces verticales est négligeable.

d) Ferraillage : On trouve  $\mu = 0,0172$   $\epsilon = 0,9422$   $k=71$  et  $A=8 \text{ T}12$  ;  $t=12 \text{ cm}$ .

Le moment opposé est évalué à  $M = -3,2 \text{ tm/ml}$  auquel on lui ajoute le moment dû à la réaction de la dalle  $M = -19,86 \times 0,3 = -5,958 \text{ tm/ml}$

donc le moment total est  $M = -9,159 \text{ tm/ml} \Rightarrow$  on trouve  $\mu = 0,0162$   $\epsilon = 0,9435$

$k=73,5$  et  $A=7 \text{ T}12$  ;  $t=12 \text{ cm}$ .

Pour le ferraillage horizontal nous prévoyons des T10 tous les 15 cm sur les 2 faces.

## 1-3 Murette en retour :

Chaque mur en retour est soumis aux charges suivantes :

- Poids propre avec la superstructure.
- Poussée horizontale répartie.
- charge concentrée.

### a) Action des charges verticales :

- L'effort tranchant :  $T_v = 2,5 \times l \times h \cdot e + 0,3 l + 4 = 24,72 \text{ t}$

- Le moment d'axe horizontal :  $M_v = 2,5 \times \frac{l^2 \cdot h \cdot e}{2} + 0,3 \frac{l^2}{2} + 4(l-1) = 94,86 \text{ tm}$ .

### b) Action des charges horizontales :

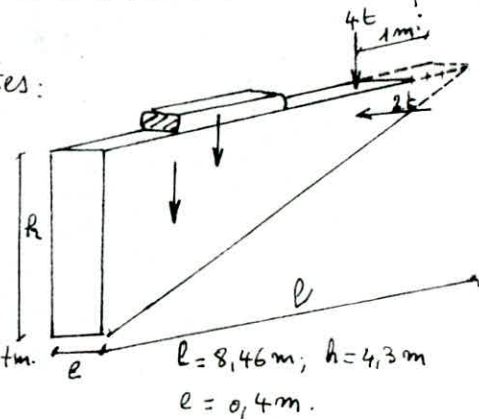
- L'effort tranchant :  $T_H = \left(\frac{h}{3} + 0,5\right) \cdot \frac{l \cdot h}{2} + 2 = 37,165 \text{ t}$

- Le moment d'axe vertical :  $M_H = \left(\frac{h}{6} + 0,5\right) \cdot \frac{l^2 \cdot h}{6} + 2(l-1) = 114,08 \text{ tm}$ .

### Ferraillage :

• Axe horizontal = On trouve  $\mu = 0,0068$   $\epsilon = 0,9627$   $k=119$  et  $A_v = 8,01 \text{ cm}^2 = 3 \text{ T}20$   $t=13 \text{ cm}$

• Axe vertical = On trouve  $\mu = 0,1160$   $\epsilon = 0,8663$   $k=22,3$  et  $A_H = 134,37 \text{ cm}^2 = 43 \text{ T}20$   $t=10 \text{ cm}$

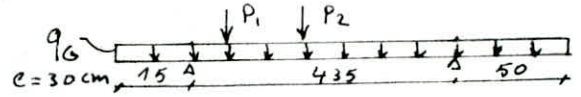


### 1-3 Dalle de transition:

Elle assure la continuité entre la chaussée du pont et la chaussée du terrain. Elle est prévue pour éviter le dénivellement qui peut se produire entre la chaussée du pont et la chaussée courante en cas de tassement du remblais

#### a) Charges permanentes:

Pour une bande de 1m de large:  $q_G = 0,75 \text{ t/ml}$ .



$$M_G = \frac{q_G \cdot l^2}{8} = 1,77 \text{ t/ml} \quad T_G = \frac{q_G \cdot l}{2} = 0,416 \text{ t/ml}$$

#### b) Surcharges:

Le système Bt qui est le plus défavorable. On admet que les roues de rangées  $P_1$  et  $P_2$  sont équivalentes chacune à une charge répartie de  $5,5 \text{ t/ml}$  assimilable à un rouleau indéfini. La rangée  $P_1$  est affectée d'un coefficient de majoration dynamique égale à 2 pour tenir compte du choc d'un essieu. La charge  $P_2$  se répartit entre les 2 appuis et doit être affectée d'un coefficient de majoration dynamique égal à 1,5: on a:  $P_1 = 2 \times 5,5 = 11 \text{ t/ml}$   $P_2 = 1,5 \times 5,5 = 8,25 \text{ t/ml}$

#### Calcul des efforts:

On utilise le théorème de Barre' pour calculer le moment maximum et on a  $M_{\max} = 15,64 \text{ t/ml}$ . Pour l'effort tranchant c'est la section d'appui qui est dangereuse en plaçant  $P_1$  dans celle-ci on a:  $T_{\max} = 16,68 \text{ t/ml}$ .

Les efforts maximums sont:

$$M_{\max} = M_G + M_S = 17,41 \text{ t/ml} \quad T_{\max} = T_G + T_S = 17,09 \text{ t/ml}$$

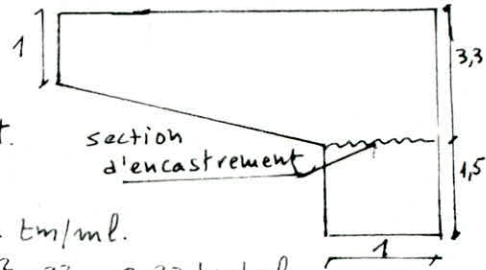
c) Ferrailage: On a  $\mu = 0,1279$   $\epsilon = 0,8615$   $k = 21,1$  et  $A = 26,73 \text{ cm}^2 = 9 \text{ T20/ml}$   $\sigma'_b < \bar{\sigma}_b$ . Dans l'autre sens on prendra des armatures de répartition  $A_r = \frac{A}{4} = 6,68 \text{ cm}^2 = 3 \text{ T20/ml}$ .

#### d) Vérification au cisaillement:

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{19,86 \cdot 10^3}{100 \times \frac{7}{8} \times 27} = 8,4 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\tau}_b = 1,1 \bar{\sigma}_b = 8,62 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b$$

### 1-4 Section d'encastrement mur-semelle:

Le mur en retour est encasté à la semelle, il se développe en conséquence à ce niveau un moment.



#### a) Condition normale:

- Pousée des terres:  $M_p = \frac{1}{6} \gamma \cdot h^3 \cdot k = \frac{1}{6} \times 2 \times 4,8^3 \times 0,33 = 12,27 \text{ t/ml}$ .
- Pousée de la surcharge de  $1 \text{ t/m}^2$ :  $M'_p = \frac{1 \cdot h^2 \cdot k}{2} = \frac{1 \cdot 4,8^2 \cdot 0,33}{2} = 3,83 \text{ t/ml}$ .

#### b) Condition sismique:

- Pousée des terres:  $\frac{1}{6} \gamma \cdot h^3 \cdot k_s = \frac{1}{6} \times 2 \times 4,8^3 \times 0,433$  avec  $k_s = 0,433$ .
- Pousée de la surcharge ( $1 \text{ t/m}^2$ ):  $M_q = \frac{1 \cdot h^2}{2} \cdot k_s = \frac{1 \cdot 4,8^2}{2} \times 0,433 = 4,98 \text{ t/ml}$ .

Le cas défavorable est donnée par la condition sismique  $M = 15,96 + 4,98 = 20,94 \text{ t/ml}$

On feraille en conséquence et on trouve:  $\mu = 0,055$   $\epsilon = 0,902$   $k = 36,2$  et  $A = 15,82 \text{ cm}^2 = 5 \text{ T20/ml}$  avec  $t = 20 \text{ cm}$   $\sigma'_b < 1,5 \bar{\sigma}_b$

#### c) Vérification des contraintes:

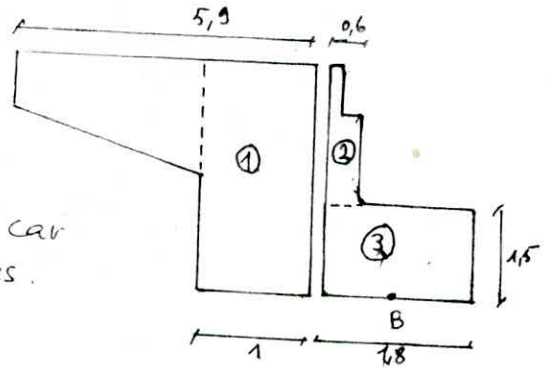
- Axe horizontal:  $M_v = 91,86 \text{ tm}$   $A_v = 9,04 \text{ cm}^2$  on calcule  $w = \frac{100 A_v}{b \cdot k} = \frac{100 \cdot 9,04}{40 \cdot 36,2} = 0,05$   
On a  $\epsilon = 0,9630$   $k = 111 \Rightarrow \sigma_a = \frac{M}{\epsilon \cdot h \cdot A_v} = 2476 < \bar{\sigma}_a$  et  $\sigma'_b = 25,22 < \bar{\sigma}_b$ .
- Axe vertical:  $M_H = 114,08 \text{ tm}$   $A_H = 145,93 \text{ cm}^2$   $w = 0,09 \Rightarrow \epsilon = 0,9495$   $k = 84$   
On trouve  $\sigma_a = 2385 < \bar{\sigma}_a$  et  $\sigma'_b = 33,33 < \bar{\sigma}_b$ .



1-5 Mur de front ou chevetre:

- On considère les 2 cas où la culée est à vide et en service.
- On néglige l'effet des murs en retours car les derniers engendrent des moments faibles.

a) Calcul des efforts : cas culée à vide.



		H (t/ml)	V (t/ml)	z (m)	M <sub>B</sub> (tm/ml)
Poussée des terres	CN ES	7,6		1,6	12,16
		10,137		4,6	16,22
Poussée du à la surcha.	CN CS	1,9		2,4	5,56
		2,112		2,4	5,06
Mur de front (P <sub>3</sub> )	SH SV	0,675		0,75	0,506
Mur garde greve P <sub>2</sub>	CN SV SH		4,95 5,296	0,6 0,6 3,15	2,97 3,17 1,56

sollicitations défavorables: Condition normale: M = 19,69 tm/ml H = 9,5 t/ml V = 11,7 t/ml.

Condition sismique: M = 27,36 tm/ml H = 13,68 t/ml V = 12,51 t/ml.

b) Calcul des efforts : culée en service.

	H (t')	V (t')	z (m)	M <sub>B</sub> (tm)	M <sub>B</sub> (tm/ml)
tablier		500	0,1	50	2,9
surcharge (A)		243,3	0,1	24,33	-1,44
Variation linéaire	29,5		1,7	50,15	-2,91
freinage	3,945		1,7	14,9	0,98
seisme	49,08		1,7	83,43	4,85

les sollicitations défavorables: Condition normale: M = 13,266 tm/ml V = 54,9 t/ml H = 11,8 t/ml

Condition sismique: M = 31,78 tm/ml V = 57,75 t/ml H = 18,8 t/ml.

ferraillage:

le calcul du mur de front se fera en flexion composée les sollicitations défavorables trouvées sont: M = 31,78 tm/ml V = 57,75 t/ml H = 18,8 t/ml.

On a  $e_0 = \frac{M}{V} = 0,55 > \frac{h}{2} = 0,3$  donc la section est partiellement comprimée. On calcule ensuite  $e_1 = e_0 + \frac{h}{2} - d = 140$  cm avec  $d = 5$  cm. d'où  $M_{pictif} = V \cdot e_1 = 80,85$  tm/ml.

On trouve  $\mu = 0,0094$   $\epsilon = 99859$   $k = 340$  d'où  $A = 11,15$  cm<sup>2</sup> et  $\sigma'_b < 1,5 \sigma'_b$ .

$A_1 = A - \frac{V}{\sigma_{en}}$   $= -2,59 < 0$  la section d'acier est négligeable, il est conseillé de prendre un ferraillage minimal conseillé par SETRA. Soit  $0,002 \times 100 \times 180 = 36$  cm<sup>2</sup>/ml ce qui correspond à 12 T20 avec un espacement  $t = 8$  cm.

On disposera un ferraillage constructif de manière à former une cage on adoptera des  $\phi 10$  tous les 10 cm.

Armatures de surface d'éclatement:

On disposera au droit des appareils d'appuis des frettes

- frette supérieure 4  $\phi 8$  qui correspond à  $A = 0,04 \frac{R_{max}}{\sigma_a} = 0,04 \frac{142,3 \times 10^3}{2800} = 2,03$  cm<sup>2</sup>
- frette inférieure 2  $\times$  4  $\phi 8$  croise correspondant à  $A = 0,1 \times \frac{R_{max}}{\sigma_a} = 5,07$  cm<sup>2</sup>



CH. 16

*Étude des Fondations*

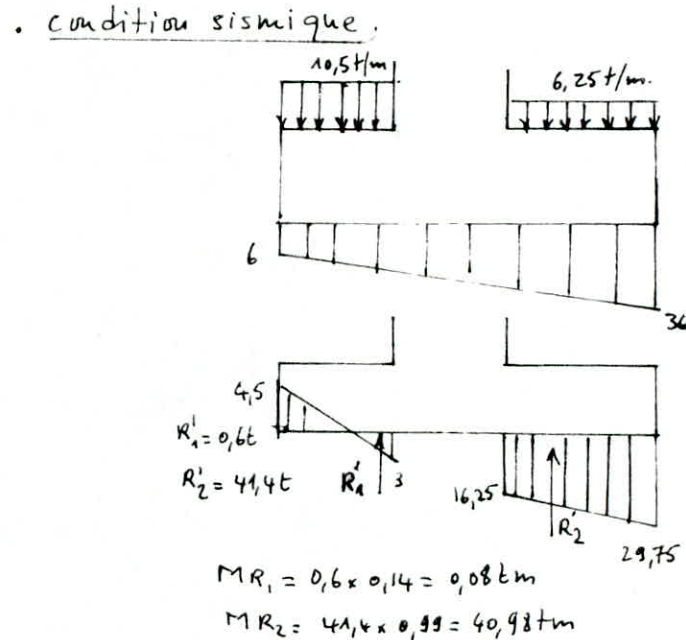
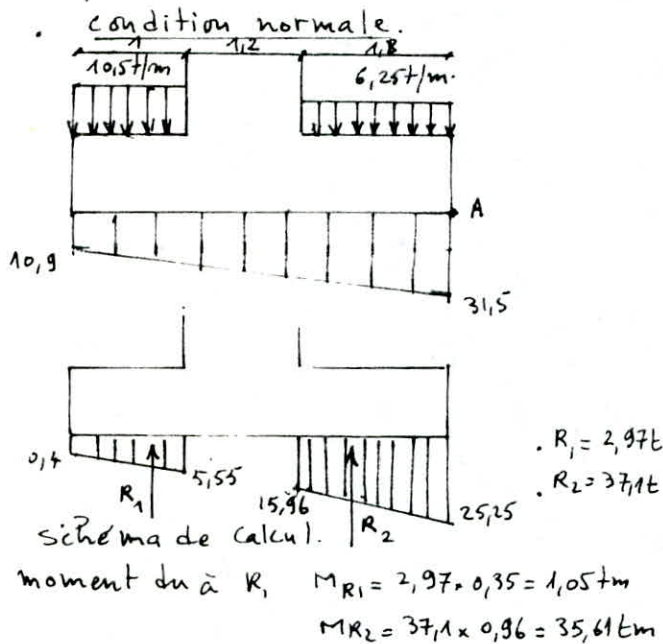
# CH. 16 ETUDE DES FONDATIONS

## Etude de la semelle sous culée:

la nature du terrain rencontré au droit de la culée nous a poussé à adopter une fondation superficielle dont les dimensions sont régies par la forme de la culée. On fera l'étude en 2 étapes: culée en condition normale et en condition sismique. le cas défavorable est donné lorsque la culée est en service. la semelle est soumise à la réaction du sol qui présente une répartition trapézoïdale. les contraintes ainsi engendrées dans la semelle sont consignées dans le tableau ci-dessous.

Sollicitations	MG (tm)	$\sigma_1$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (t/m <sup>2</sup> )	$\sigma(B/4)$ (t/m <sup>2</sup> )
S: SV ↓ + SH	704,17	36,7	6	29
C. normale	472,9	31,5	10,9	26,3

la répartition des contraintes sous la semelle est la suivante



## Ferrailage:

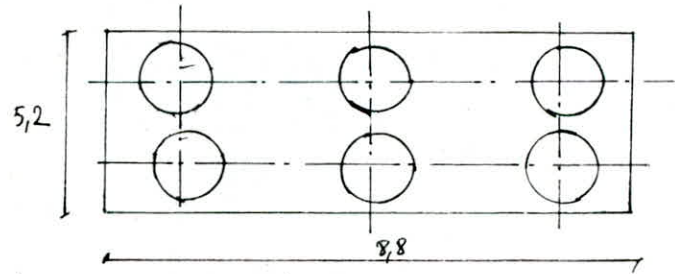
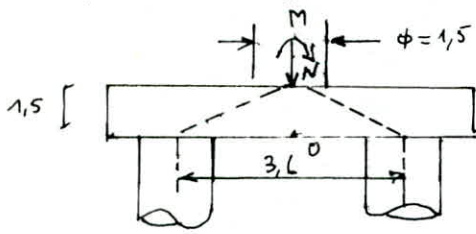
On ferraille avec la condition sismique  $M = 40,98tm$   $\sigma_{en} = 4200 kg/cm^2$   
 On trouve  $\mu = 0,0162$   $\epsilon = 0,9438$   $k = 74,2$  et  $A = 10,88 cm^2$   $\sigma'_b = \frac{\sigma_{en}}{k} = 56 < 1,5 \sigma'_b$   
 on choisit 8T14 = 12,31 cm<sup>2</sup>

Verification des contraintes en condition normale:  $M = 35,61tm$   $\bar{\sigma}_a = 2800 kg/cm^2$   
 on a  $\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = 0,129$  on déduit  $\epsilon = 0,9405$   $k = 69$  et  $\bar{\sigma}_a = \frac{M}{\epsilon b A} = 3151 > \bar{\sigma}_a$ .

la contrainte dans l'acier n'est pas vérifiée, on calcule un autre ferrailage  
 $A = \frac{M}{\frac{7}{8} h \bar{\sigma}_a} = 15,29 cm^2$  ce qui correspond à 8T16 avec  $t = 12,5cm$ .

## calcul de la semelle de la fondation du voile:

la méthode utilisée est celle exposé dans le bulletin S.E.T.R.A. la semelle est un massif indéformable. l'épaisseur de la semelle est  $h_t = 1,50 \text{ m}$ . l'inclinaison des bielles ne doit dépasser à  $45^\circ$ .



- Nous devons avoir  $h \geq \frac{l}{2} - \frac{b}{4} = 1,42 \text{ m}$  d'où  $h_t = 1,42 + 0,08 = 1,5 \text{ m}$ .

le calcul des armatures se fait à l'aide de la formule  $A_i = \frac{R_{\max}}{\bar{\sigma}_a} \left( \frac{l}{2} - \frac{b}{4} \right)$

- Calcul de  $R_{\max}$ : - poids propre de la semelle:  $2,5 \times 8,8 \times 5,2 \times 2,5 = 171,6 \text{ t}$   
- surcharge de remblais :  $2(8,8 \times 5,2 - 1,5 \times 6) \cdot 2 = 147,04 \text{ t}$ .

- Valeur de M et N par rapport à 0:

• Condition normale:  $N_{\max} = 171,6 + 147 + 1822,98 = 2141,6 \text{ t}$

$$M_{\max} = 682,56 \text{ tm}$$

soit par couple de pieux  $\frac{N_{\max}}{3} = 713,87 \text{ t}$   $\frac{M_{\max}}{3} = 227,52 \text{ tm}$ .

• Condition sismique:

$$N_{\max} = 1486,51 + 1,07(171,6 + 147,04) = 1827,45 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 2849,26 \text{ tm}$$

soit par couple de pieux  $\frac{N_{\max}}{3} = 609,15 \text{ t}$   $\frac{M_{\max}}{3} = 949,75 \text{ tm}$ .

• Condition normale:  $R_{\max} = \frac{N}{2} + \frac{M}{3,6} = 420,13 \text{ t}$

$$R_{\min} = \frac{N}{2} - \frac{M}{3,6} = 293,7 \text{ t}$$

• Condition sismique:  $R_{\max} = 568,22 \text{ t}$

$$R_{\min} = 40,9 \text{ t}$$

## Calcul du Ferrailage:

ferrailage transversal:  $R_{\max} = 420,13 \text{ t}$   $\bar{\sigma}_a = 2670 \text{ kg/cm}^2$   $b = 1,5 \text{ m}$   $h = 3,6 \text{ m}$

- Armatures inférieures  $A = 157,9 \text{ cm}^2$  on choisit 20 T32 =  $160,8 \text{ cm}^2$

Ces armatures vont être placées dans des bandes axés sur les pieux "poutres incorporées" de largeur  $\phi + h_t = 270 \text{ cm}$  donc on choisit un espacement  $t = 13 \text{ cm}$ . entre les "poutres" incorporées on dispose des armatures de répartition.

$A_i = \frac{A}{3} = \frac{160,8}{3} = 53,6 \text{ cm}^2$  on choisit 7 T32 =  $56,28 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $t = 13 \text{ cm}$ .

En conclusion on prend des T32 sur toute la longueur de la semelle avec  $t = 13 \text{ cm}$

## Armatures longitudinales:

Ces armatures sont placées dans le sens de la longueur de la semelle

\* Armatures inférieures:  $A_{\pm} = A/4 = 40,2 \text{ cm}^2$  on prend 9 T25 par mètre linéaire

\* Armatures supérieures:  $A_{\pm s} = A_2/4 = 10,12 \text{ cm}^2$  on prend 9 T12 par mètre linéaire.

Vérification des contraintes: On vérifie les contraintes de compression des bielles

• au niveau du poteau  $\sigma'_b = N/B \sin^2 \theta \leq 0,6 \sigma'_j$   
 $N = 2141,6 \text{ t}$   $B = 1,5 \times 6 = 9 \cdot 10^4 \text{ cm}^2$   $\theta = 45^\circ$  }  $\Rightarrow \sigma'_b = 47,6 < 0,6 \sigma'_j$  avec  $\sigma'_b = 300 \text{ kg/cm}^2$

• au niveau du pieu  $\sigma'_b = N/2B \sin^2 \theta$

$$N = 713,9 \text{ t} \quad B_i = \frac{\pi \cdot 1,2^2}{4} = 1,13 \cdot 10^4 \text{ cm}^2$$

$$\} \Rightarrow \sigma'_b = 63,12 < 0,6 \sigma'_j$$



calcul des pieux sous le voile:

Effort le long du pieu:

l'effort horizontal ramené au centre de gravité de la fibre inférieure de la semelle va se répartir sur les 2 files de pieu. chaque pieu est soumis à  $H^* = \frac{H}{2}$ . les pieux sont supposés encastrés à la semelle rigide ne subissent aucune rotation ( $\varphi = 0$ ) En conséquence il se développe un moment fléchissant (réaction).  $M^* = - \frac{\chi_{\varphi H^*} \cdot H^*}{\chi_{\varphi M^*} \lambda}$

le mode de réaction du sol, le genre d'appui en pied du pieu,  $\lambda$  et les coefficients  $\chi_{\varphi H^*}$ ;  $\chi_{\varphi M^*}$ ;  $\chi_{\omega H^*}$ ;  $\chi_{\omega M^*}$  ont été déterminés dans le chapitre "répartition des efforts horizontaux"

le moment fléchissant d'après H. WERNER:  $M(x) = M^* \chi_{\omega M^*}(x) + \frac{H^*}{\lambda} \chi_{\omega H^*}(x)$ .

les coefficients  $\chi_{\omega M^*}$ ,  $\chi_{\omega H^*}$  sont donnés par les tables de WERNER en fonction de la profondeur pour le coefficient  $\lambda$  donné.

Application au projet:

Sous sollicitation du 1<sup>er</sup> genre:

$H = 54,77 \text{ t}$  (sans vent) donne par pieu  $H^* = \frac{H}{2} = 27,38 \text{ t}$  avec  $\lambda = 1,35$  les tables de H. WERNER donnent  $\chi_{\varphi H^*}(x=0) = 1,533$  }  $\Rightarrow M^* = - \frac{\chi_{\varphi H^*} \cdot H^*}{\chi_{\varphi M^*} \lambda} = -48,49 \text{ tm}$ .  
 $\chi_{\varphi M^*} = 1,948$

donc  $M(x) = 61,6 \chi_{\omega H^*}(x) - 48,49 \chi_{\omega M^*}(x)$  [tm].

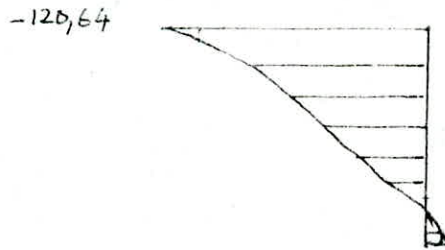
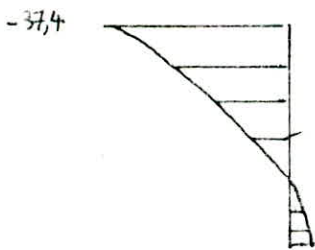
Sous sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre:

$H = 176,56 \text{ t}$  donne par pieu  $H^* = \frac{H}{2} = 88,28 \text{ t}$  avec  $\lambda = 1,35$  on a  $M^* = -156,43 \text{ tm}$ .

d'où  $M(x) = 198,78 \chi_{\omega H^*}(x) - 156,43 \chi_{\omega M^*}(x)$  [tm]

les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

$x$	0,1l	0,2l	0,3l	0,4l	0,5l	0,6l	0,7l	0,8l
$\chi_{\omega H^*}$	0,18	0,35	0,4	0,42	0,4	0,32	0,22	0,12
$\chi_{\omega M^*}$	1,00	0,95	0,85	0,78	0,62	0,45	0,28	0,15
moment 1 <sup>er</sup> genre	-38,4	-24,5	-16,5	-11,95	-5,42	-2,1	-0,02	0,11
moment 2 <sup>ème</sup> genre	-120,64	-79,03	-53,45	-38,52	-17,47	-6,77	-0,066	0,39



Ferrailage du pieu.Armatures longitudinales:

la section en tête du pieu est plus sollicitée que les autres pour les sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre

$$M = 120,64 \text{ tm} \quad N_{\min} = 247,66 \text{ t} \quad r = \text{rayon du pieu} = \frac{1,2}{2} = 0,60 \quad d = 0,06 \text{ m.}$$

$$e = \frac{M}{N} = 0,48 > 0,15 = \frac{R}{4} \quad \text{Donc la section est partiellement comprimée.}$$

$$K_e = \frac{N \cdot R}{M} = \frac{247,66 \cdot 0,60}{120,64} = 1,23$$

$$K_a = \frac{M}{r^3 \cdot \sigma_a} = \frac{120,64 \cdot 10^5}{60^3 \cdot 2800} = 0,0199$$

Soit  $w = 0,28\%$  le pourcentage ainsi trouvé est inférieure au pourcentage minimale d'acier par le DTU à savoir  $w\% = 0,5\%$ .  
on conseille de prendre  $A = 56,52 \text{ cm}^2$  soit 18T20.

Vérification des contraintes:

$$\left. \begin{array}{l} K_e = 1,23 \\ w\% = 0,5 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} k_b = 0,44 \\ k = 15,59 \end{array} \Rightarrow \begin{array}{l} \sigma'_b = 126 < 1,50 \bar{\sigma}_b \\ \sigma_a = 1964 < \bar{\sigma}_a \end{array}$$

Vérification des contraintes: cas des sollicitations du 1<sup>er</sup> genre.

$$M = 37,4 \text{ tm} \quad N_{\min} = 251,11 \text{ t}$$

$$\left. \begin{array}{l} K_e = \frac{Nr}{M} = 4,02 \\ w\% = 0,5 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} k_b = 0,47 \\ k = 0,00 \end{array} \quad \text{d'où} \quad \begin{array}{l} \sigma'_b = \frac{M}{k_b \cdot r^3} = 36,84 < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_a = k \sigma'_b = 0. \end{array}$$

le ferrailage calculée ci-dessus est maintenu, car les contraintes vis à vis du béton et de l'acier sont vérifiées.

## BIBLIOGRAPHIE

Le calcul des grillages de poutres  
et dalle orthotropes

R. BARÈS  
CH. MASSONNET

Le projet de béton précontraint

R. LACROIX - A. FUENTES

Calcul pratique du béton précontraint  
Conception des ponts

G. DREUX  
G. GRATTESAT

Cahier des prescriptions communes C.P.C.

Le calcul et la vérification des ouvrages  
en béton armé

P. CHARON.

Règles (C.C.B.A 68)

Aide mémoire béton armé

DONOD

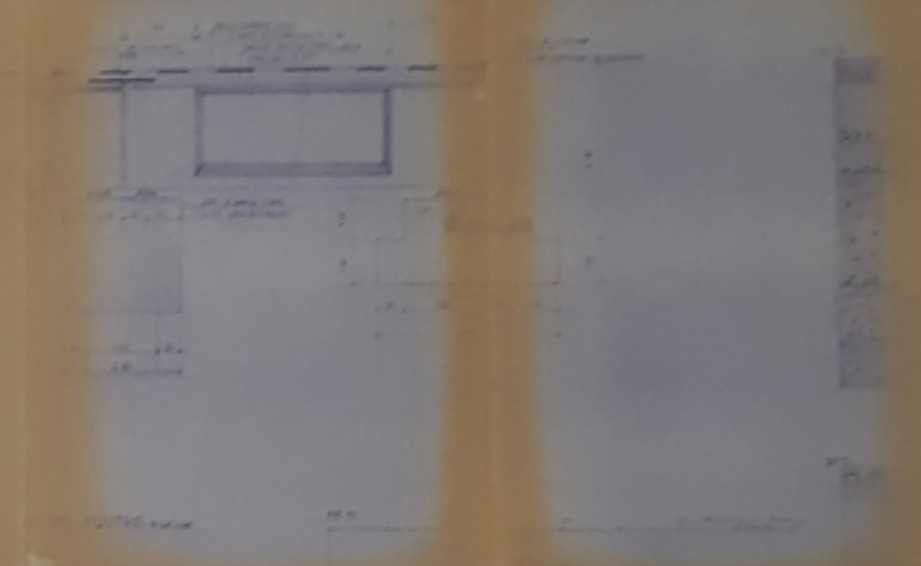
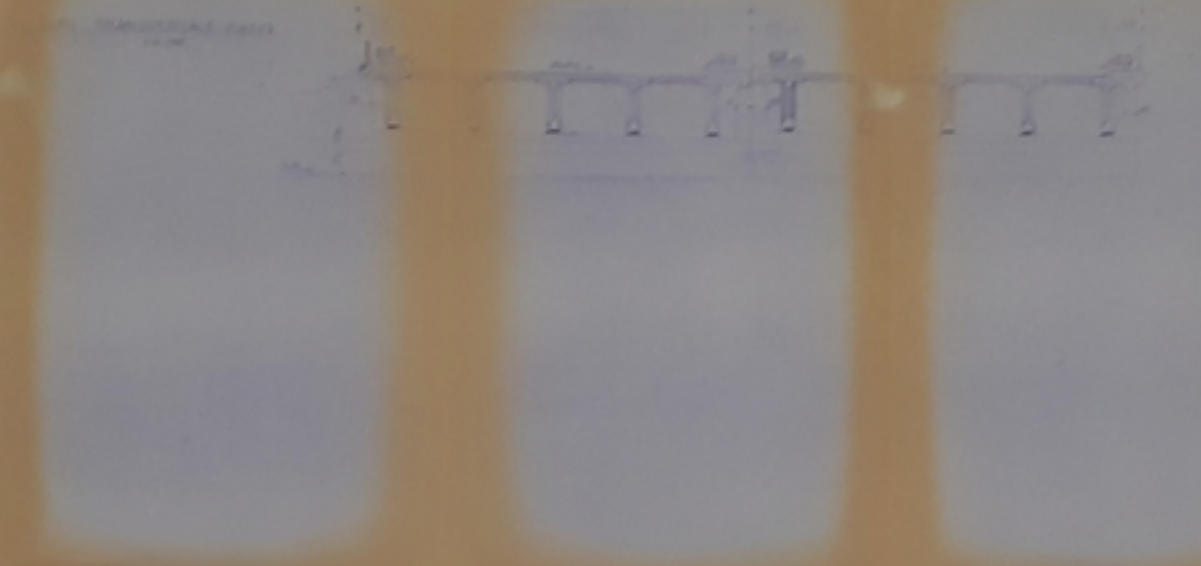
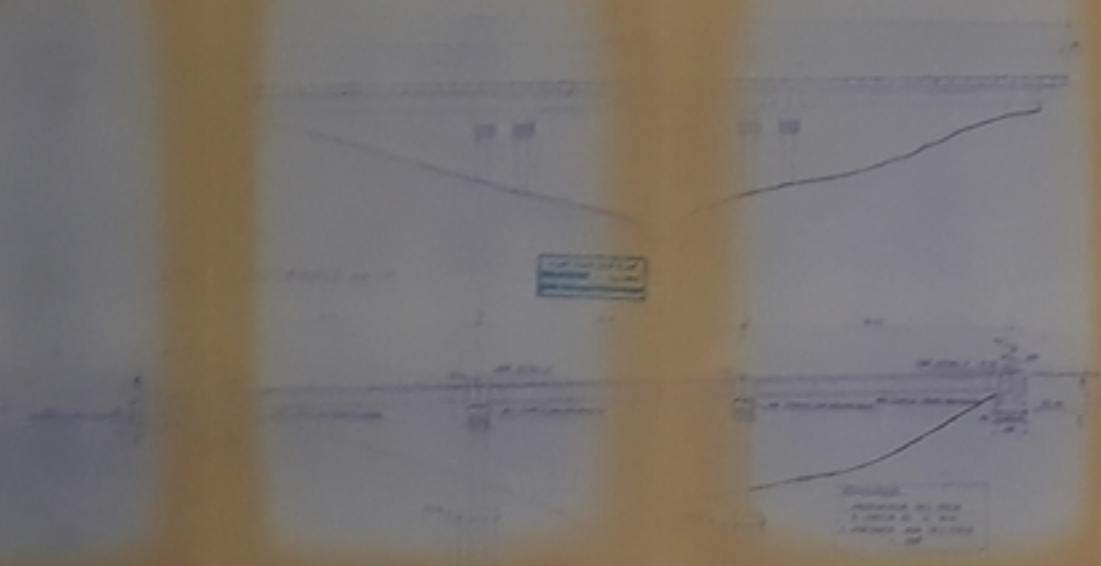
Calcul des ouvrages

BELAZOUGUJ.

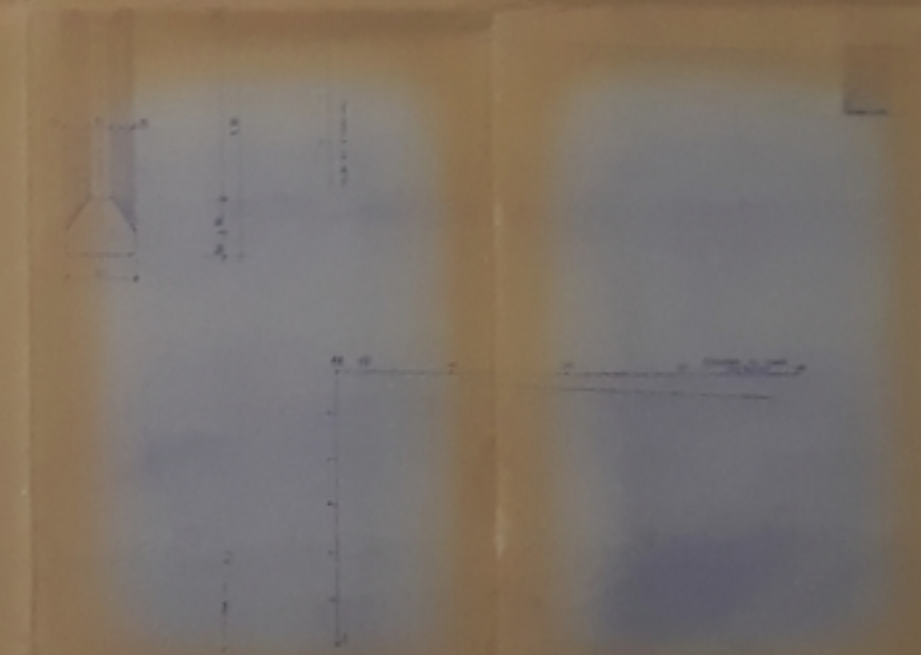
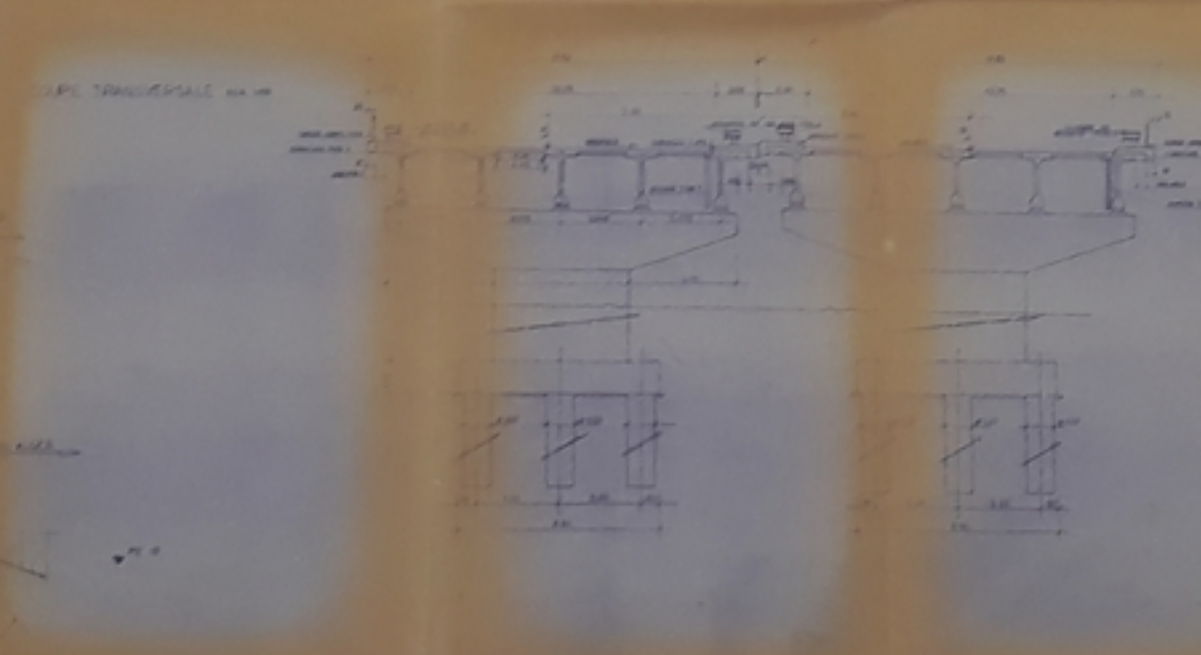
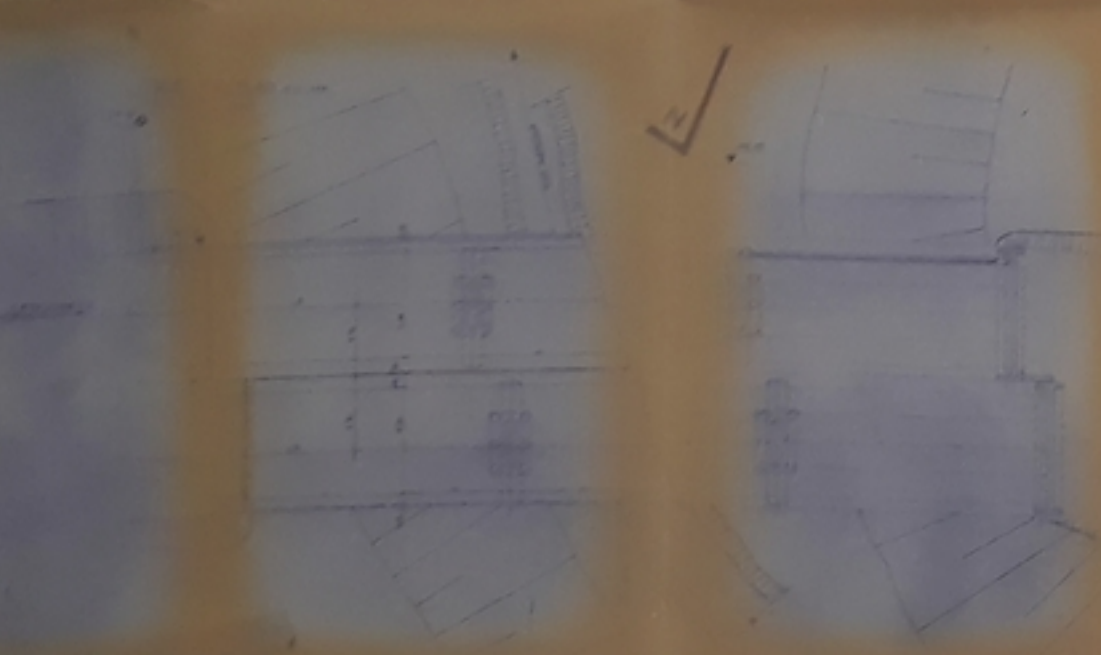
DOCUMENTS S.E.T.R.A.

Anciens projets de Fin d'études.





Handwritten text, possibly a title or description, written vertically on the right side of the page. The text is difficult to read due to the handwriting and the angle of the page.

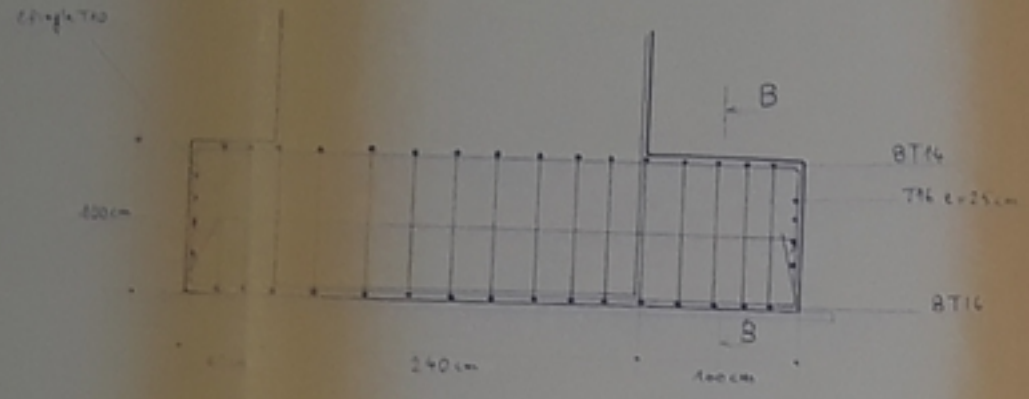


Handwritten text, possibly a title or description, written vertically on the right side of the page. The text is difficult to read due to the handwriting and the angle of the page.

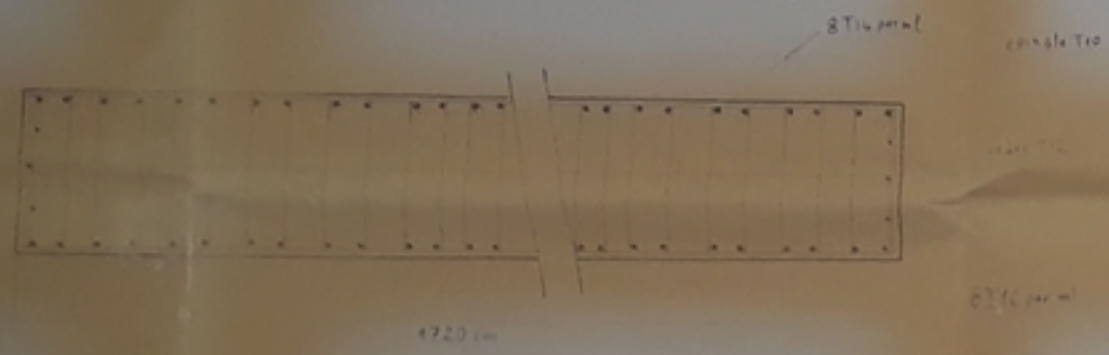


# FERRAILLAGE DE LA SEMELLE SOUS LA CULEE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
 وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
 جامعة بوزريعة - البويرة  
 Ecole Nationale Polytechnique

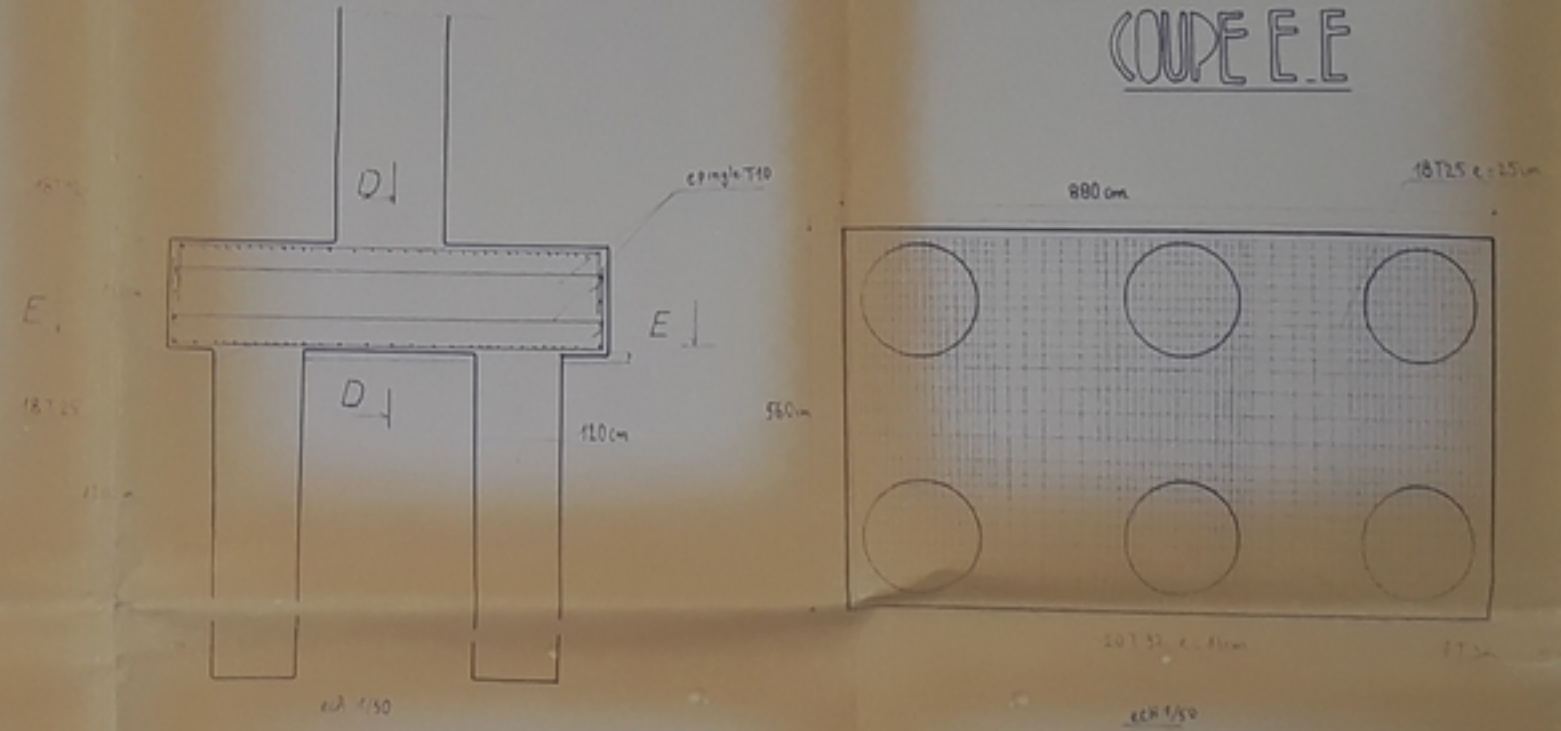


## COUPE BB PARTIELLE ECH: 1/25'



# FERRAILLAGE DE LA SEMELLE SOUS LA PILE

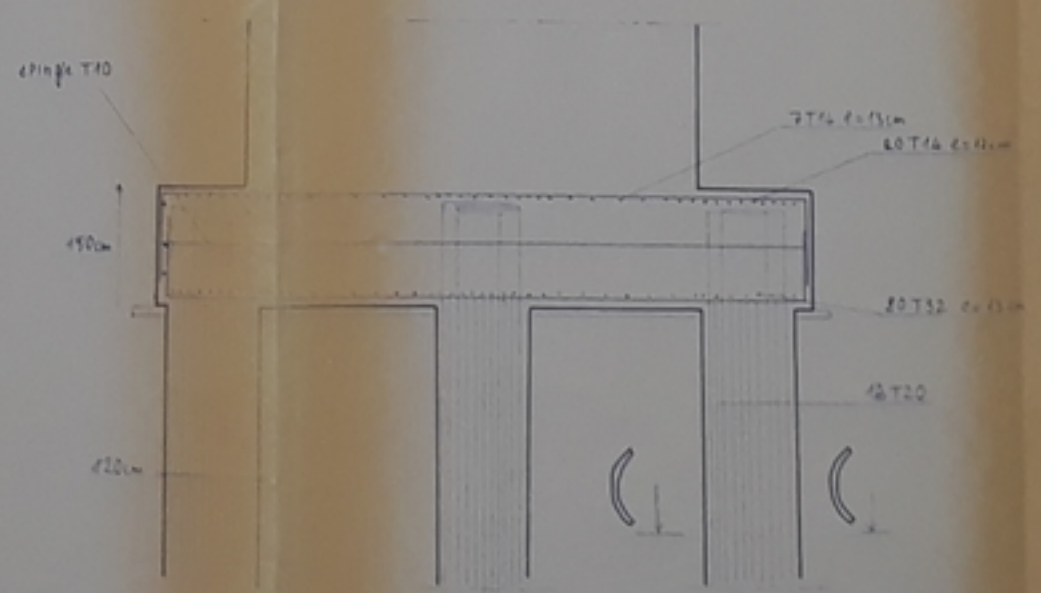
## COUPE E.E



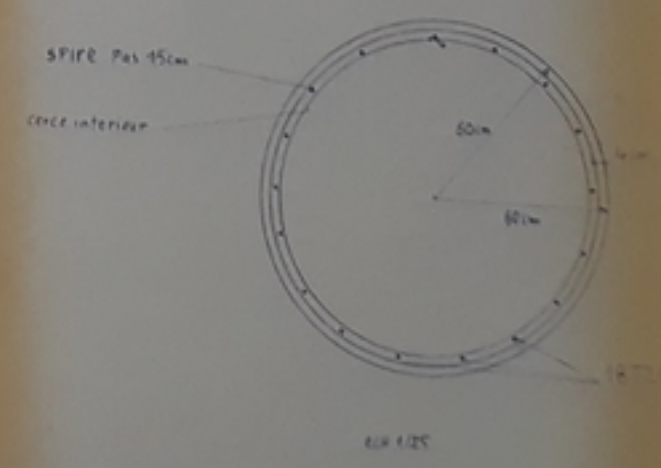
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
 وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
 جامعة بوزريعة - البويرة  
 Ecole Nationale Polytechnique

PB06386

## COUPE D.D



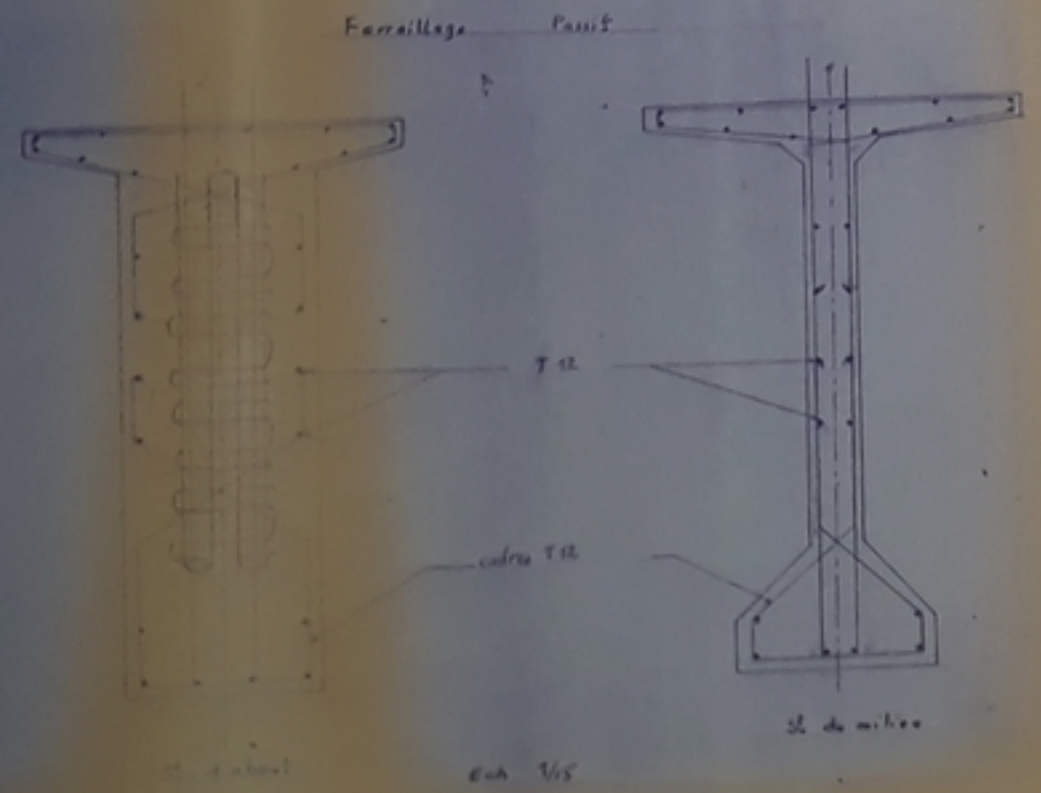
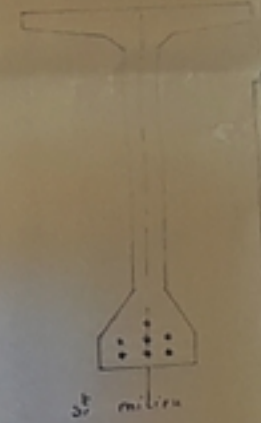
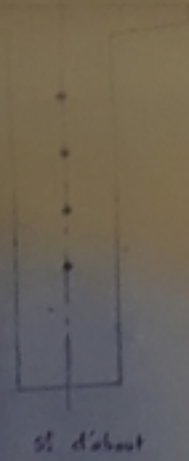
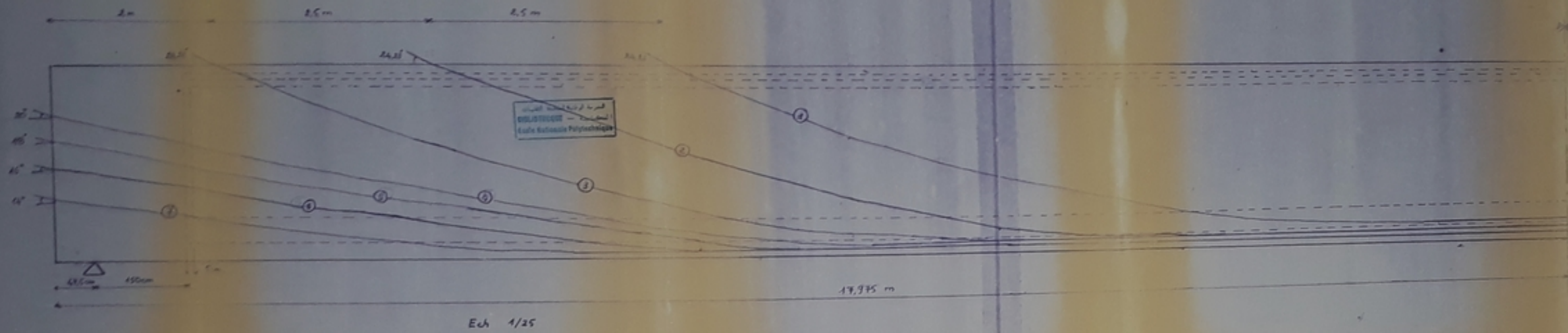
## COUPE C.C



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
SONATRO	
ENP	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
PROMOTION JUN 86	
PONT A POUTRES EN B PRECONTRAINTE	
PROJET DE FIN DE TUDES	
DESIGNATION	PROPOSE SONATRO
SEMELLE ET PILES	ETUDE PAR N.FELLAG A M.KARA
	DIRIGE PAR M. BAKRO



CABLAGE



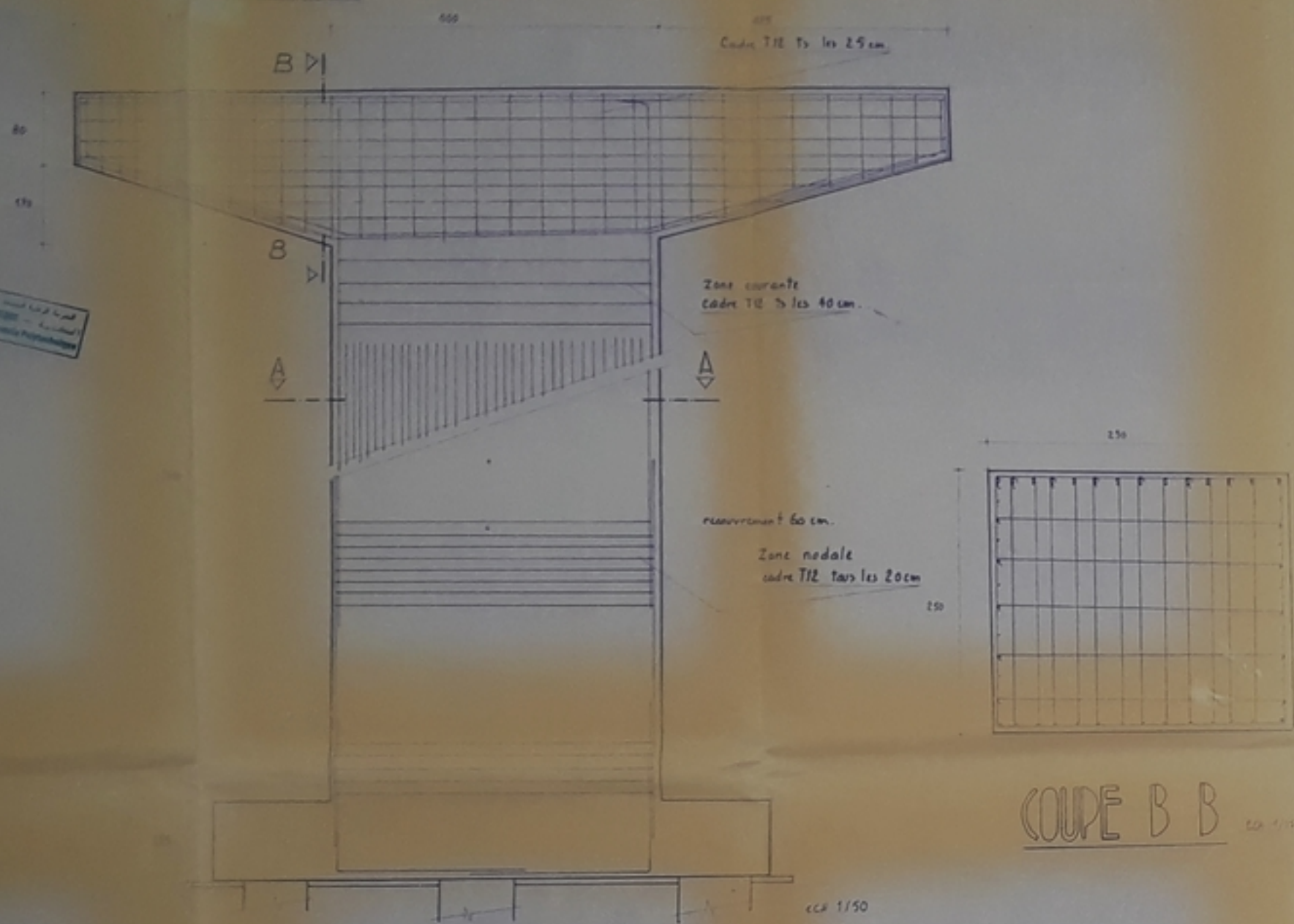
PE06386

-3-

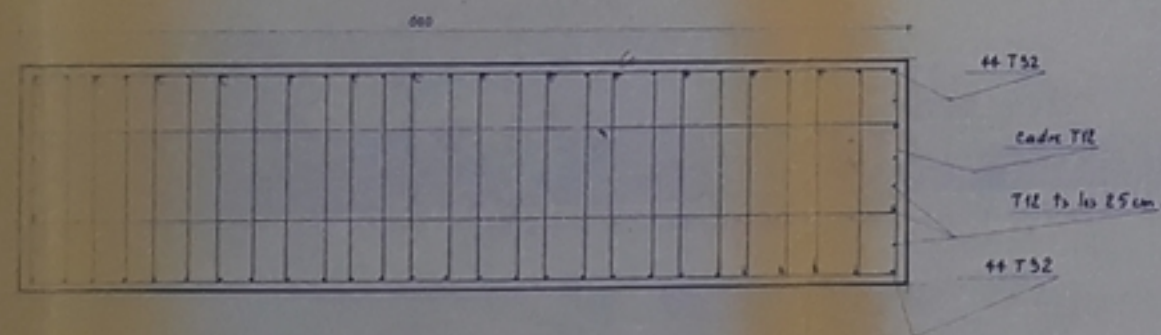
Republique Algérienne Démocratique et Populaire		
SONATRO REGHAIA		
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
PROMOTION JUIN 86		
PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAINT		
PROJET DE FIN D'ETUDES		
DESIGNATION	PROPOSE PAR	SONATRO
CABLAGE & FERRAILLAGE PASSIF DE LA POUTRE	ETUDE PAR	M. KARA N. FELLAQ
	DIRIGE PAR	M. BARRIC
Echelle 1/5		



# LA PILE



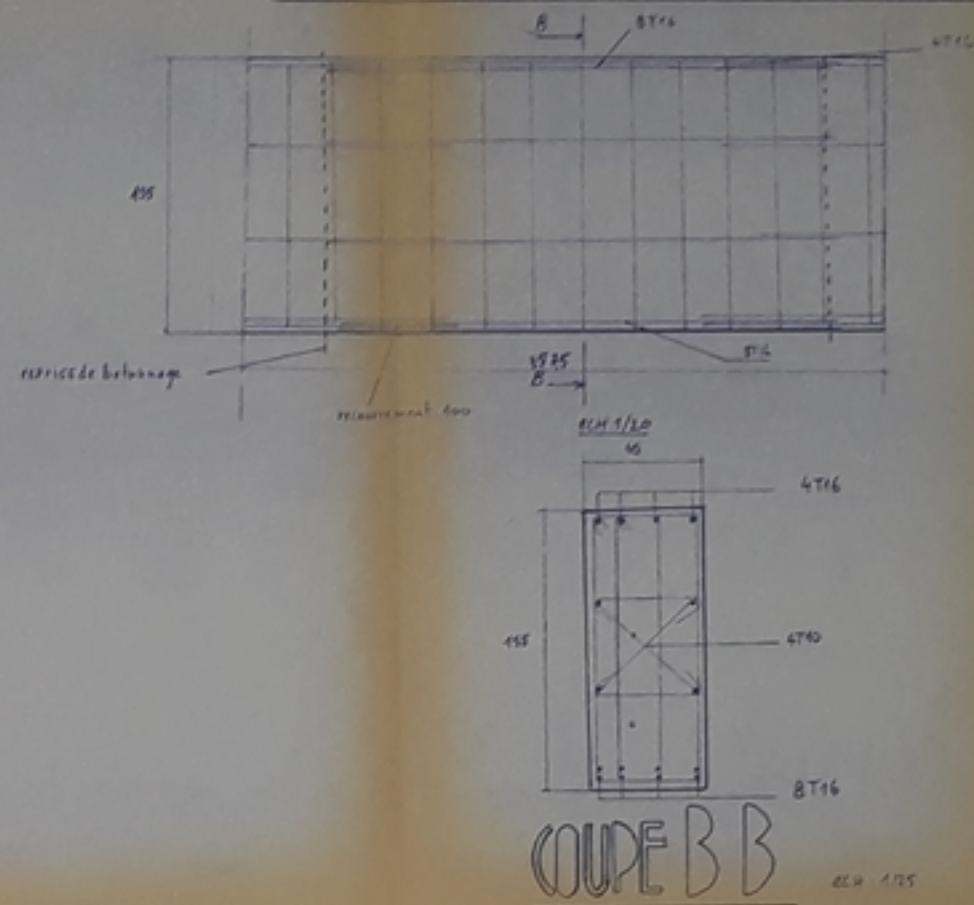
COUPE B B



COUPE AA

ECH. 1:25

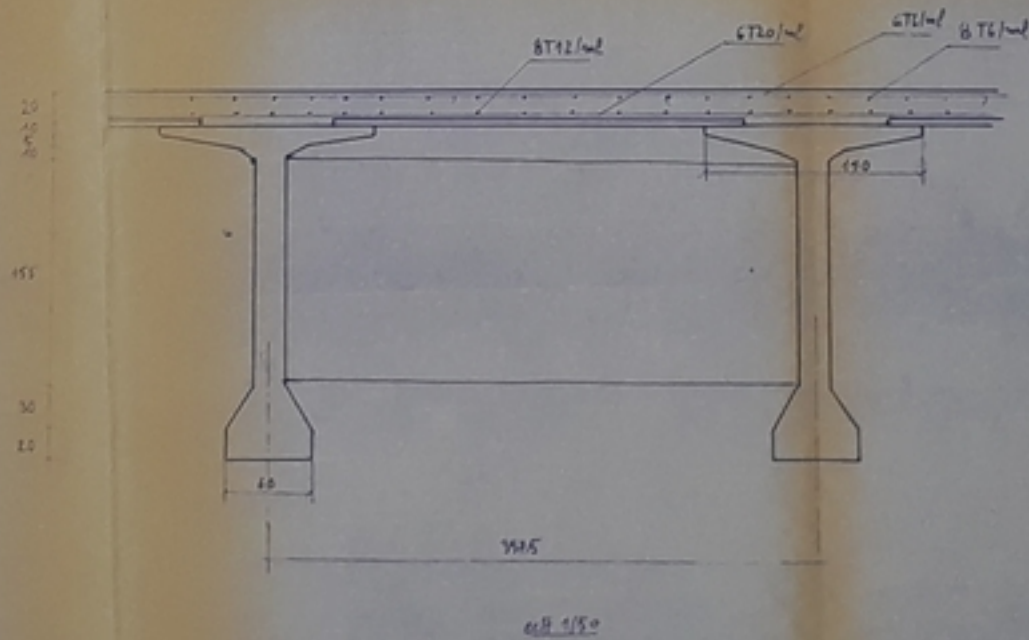
# FERRAILLAGE DE L'ENTRETOISE



Q<sub>u</sub> = 130 kg/m<sup>2</sup>  
 Q<sub>s</sub> = 1200 kg/m<sup>3</sup> Ø 30  
 Q<sub>s</sub> = 2400 kg/m<sup>3</sup> Ø 25  
 largeur 220 cm

FB06386  
4

# LA DALLE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
SONATRO		
E.N.P.		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
PROMOTION JUN 85		
PONT A POUTRES EN B PRECONTRAINTE		
PROJET DE FIN D'ETUDES		
DESIGNATION	PROPOSE SONATRO	
Pile ENTRETOISE et DALLE	ETUDE PAR	NEPELLAG A. M. KARA
	DIRIGE PAR	M. BRANCI

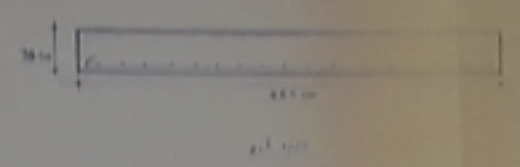




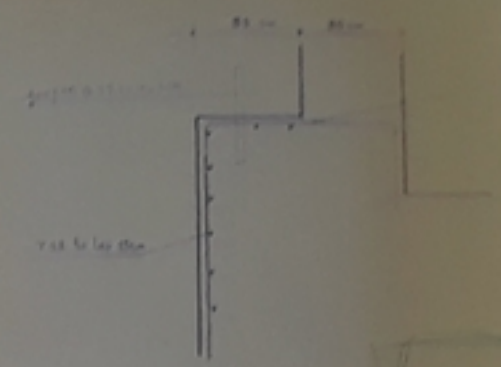
CULÉE DE GAUCHE

UNIVERSITÉ ALGÉRIENNE DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

DALLE DE TRANSITION



CORBEAU D'APPUI

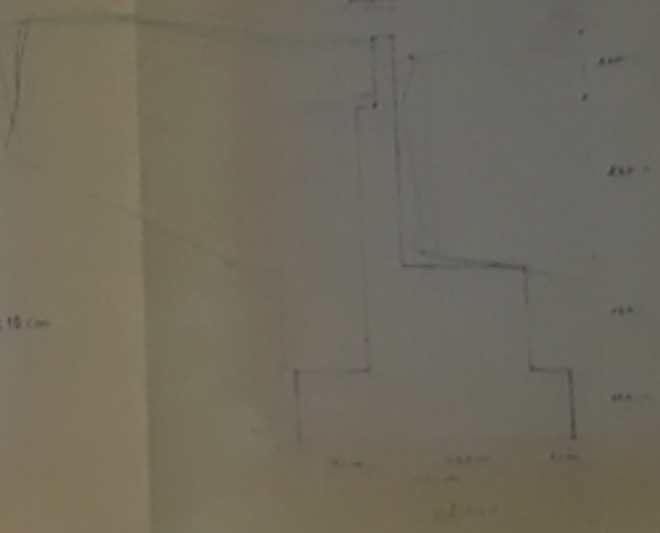


FERRAILLAGE DU CHEVETRE

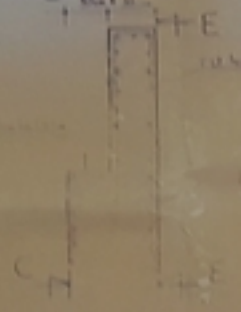


Tige 10 la 20 cm  
Tige 10 la 10 cm

UNIVERSITÉ ALGÉRIENNE DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL



MUR GARDE GREVE

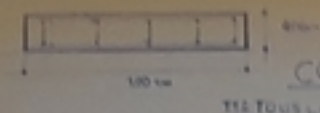


COUPE PARTIELLE B.B



Tige 10 la 10 cm

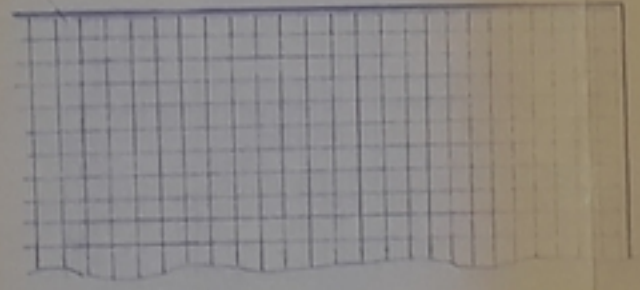
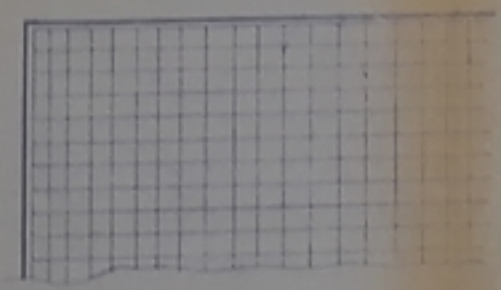
COUPE



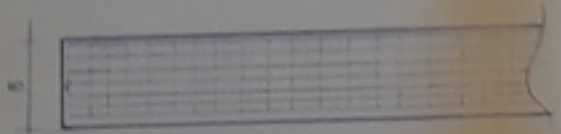
COUPE CC

Tous les 10 cm

COUPE E.E



VUE DE DESSUS



Tous les 10 cm

PB-6386  
5

UNIVERSITÉ ALGÉRIENNE DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

SONATRO

ENP

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

PROMOTION JUN 86

PONT A POUTRES EN B PRECINTRAINT

PROJET DE FIN D'ETUDES

DESIGNATION La culée gauche	PROPOSE	SONATRO N'FELLAKEN M.KARA
	ETUDE PAR	
	DIRIGE PAR M. BRAH	

