

وزارة التعليم و البحث العلمي

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

1050

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : Genie civil

المندوبية الوطنية للعلوم  
الكتابية  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHÈQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

PONT A POUTRES

EN BÉTON PRÉCONTRAINT

Proposé par :  
E.N.G.O.A

Etudié par :  
BERRAIS Albés  
RANDRIANIRINA J.F

Dirigé par :  
M. ZOUKH

PROMOTION : Juin 85

Department: .. GENIE CIVIL .....

Author: .. ZOUKH... Mohamed .....

Engineer: .. BERRAIS .. Abbès .....

RANDRIANIRINA J. FRANCISCO

مصلحة الهندسة المدنية

موجه زوخ محمد

تلميذ مهندس براهيم عباس

- الموضوع : دراسة جسر متعدد الروافد بالاسمنت المسلح المسبق الاجهاساد °

- الملخص : أن هذا المشروع يعتمد على دراسة جسر متعدد الروافد بالاسمنت المسلح المسبق الاجهاساد °

ويقع هذا الجسر بين الجزائر العاصمة والبليدة حيث يعبر وادي خرويس °

وتعد هذه الناحية ذات تأثيرات زلزالية متوسطة حسب النظام الجزائري للزلازل °

ويتكون جسرنا هذا من ثلاثة روافد لكل منها 26 م وعرض للمسير 7 م وهو يعد من الصنف الأول °

ذواتها من نسيب على وجود رصيفين °

والترية التي يقع فيها هذا الجسر متبوه الطبقات حيث تتنازل بالانخفاض °

Subject: .... Etude d'un pont isostatique à poutres Multiples .....

résumé: en béton précontraint

Le présent projet porte sur l'etude et le calcul des éléments résistants d'un pont isostatique à poutres multiples en béton précontraint.

Ce pont sera situé entre Alger-Blida et franchira en même temps l'Oued Khrémis.

Le pont comporte trois travées indépendantes de même portée égale à 26 metres, la largeur roulable est de 7,00 metres avec deux (2) trottoirs de 2,00 metres chacun.

Le Sol constituant le terrain est un sol compréssible.

subject: ... STUDY OF AN ISOSTATIC PRE-STRAINED CONCRETE MULTIPLE GIRDBES .....

abstract: The Aim Of this project concerns the study and calculation of the strength of élémens of an isostatic pré-strained concrete bridge with multiple girders which will be constructed between ALGERS and BLIDA ( and crossing Oued Khrémis at the saime time).

The bridge consists of tree indépendant rows of 26 m in length a traffic way of 7,00 m in width and two walkways of 2,00 m.

# SOMMAIRE

- REMERCIEMENTS	_____	
I- INTRODUCTION	_____	1
II- CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISÉS	_____	3
III- CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS	_____	6
IV- EFFORTS SOLLICITANT CHAQUE TRAVÉE DU PONT	_____	10
V- REPARTITION DES EFFORTS DANS LES POUTRES	_____	18
VI- ETUDE DU PLATELAGE	_____	23
VII- ETUDE DE LA PRECONTRAINTÉ DES POUTRES	_____	37
VIII- PERTES ET CHUTES DE TENSION	_____	43
IX- VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES	_____	46
X- VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTES	_____	49
XI- VERIFICATION A LA RUPTURE	_____	54
XII- ETUDE DE LA ZONE D'ABOUT	_____	55
XIII- CALCUL DES DEFORMATIONS	_____	57
XIV- JOINTS DE CHAUSSÉE	_____	61
XV- ETUDE DES ENTRETOISES D'ABOUT	_____	62
XVI- DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS	_____	65
XVII- REPARTITION DES EFFORTS HORIZONTAUX SUR L'INFRASTRUCTURE	_____	67
XVIII- VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUI	_____	70
XIX- ETUDE DE LA PILE	_____	71
XX- ETUDE DE LA CULÉE	_____	76
XXI- FONDATIONS	_____	86
XXII- BIBLIOGRAPHIE	_____	95

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, nous tenons à remercier notre promoteur Monsieur ZOUKH, Adjoint chef du département Genie-Civil à L'Ecole Nationale polytechnique, pour son aide et son soutien .  
Nous remercions également Monsieur KHODJA, ingénieur à L'E.N.G.O.A pour les conseils qu'il nous a prodigués .  
Que tous les enseignants qui ont contribués à notre formation trouvent ici l'expression de notre vive reconnaissance .

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

DEDICACE

Je dedie ce travail

. A ma famille

. A tous mes amis

BERRAIS Abbés

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

والصلاة والسلام على النبي الكريم وآله وصحبه أجمعين  
سبحان الذي فتق السماوات والأرض بعدما كانتا رتقاً ،  
ومد الأرض وجعل فيها رواسي والهارا فأبلى .  
سبحان الذي شكل الأرض من قطع متجورات فيها .  
وجعلها ذات صدع ونوويها .  
سبحان الذي يعلم ما يبلغ في الأرض وما يخرج منها ،  
وما ينزل من السماء وما يعرج فيها .  
سبحان الذي سخر الفهم بلونا تمييز لعباده ،  
وأصن خزين طاقتها في الحيوان والنبات من خلقه  
ثم ذك الأرض دكا فذلل زلزالها فأطمرها ،  
فكانت خزائن الأرض وجرها .  
سبحان الذي أخرج زيت الأرض من طبيته لتغلي  
ومسخره لعباده الملتصقين في الصطاري والقنار  
وفي ذلك عبرة وصورة لمن يهتدي .  
سبحان الذي يخرج الصي من طبيته ويخرج الطيب من الصي ،  
الحمد لله الذي هدانا لهذا وما كنا لنهتدي لولا أن هدانا الله .

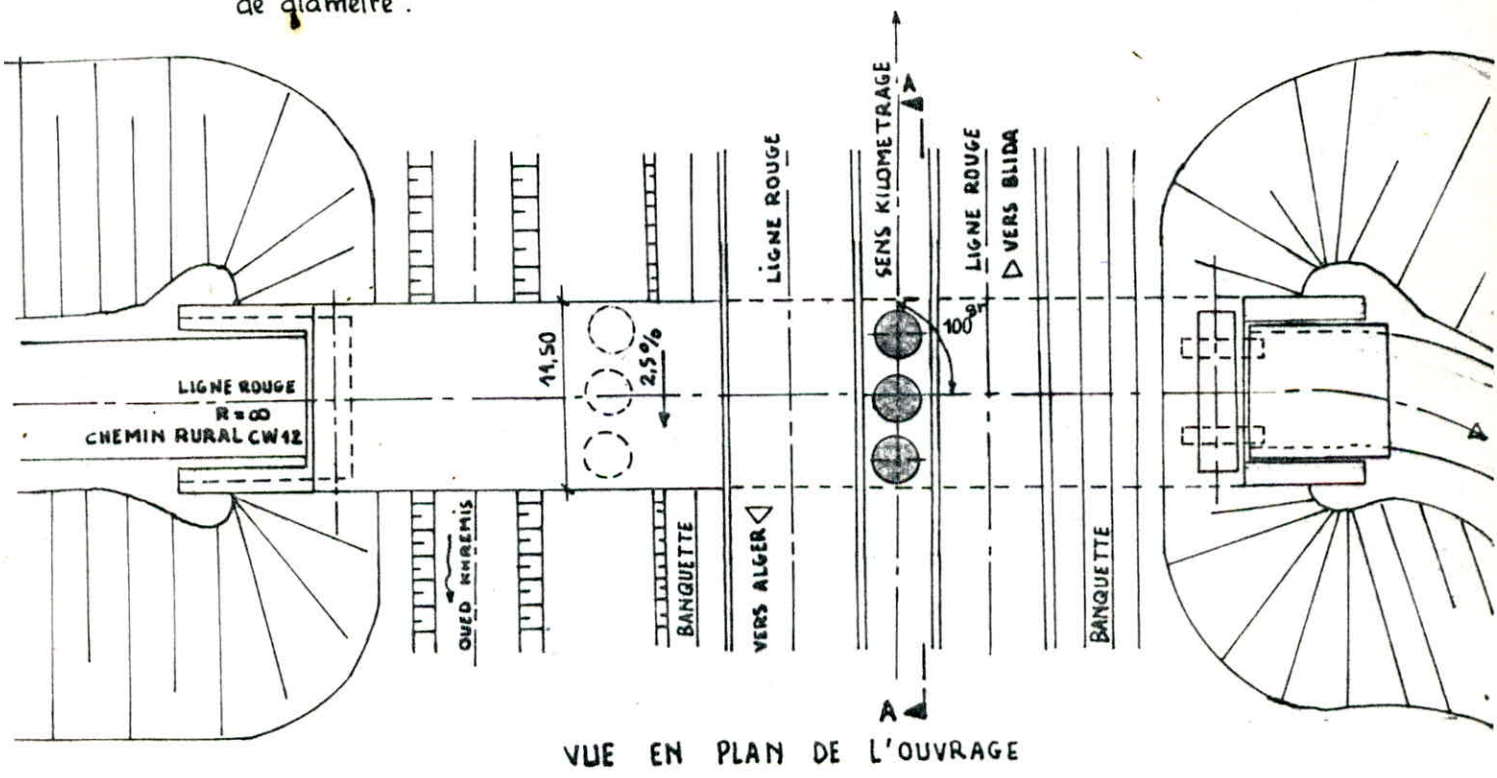
# I- INTRODUCTION

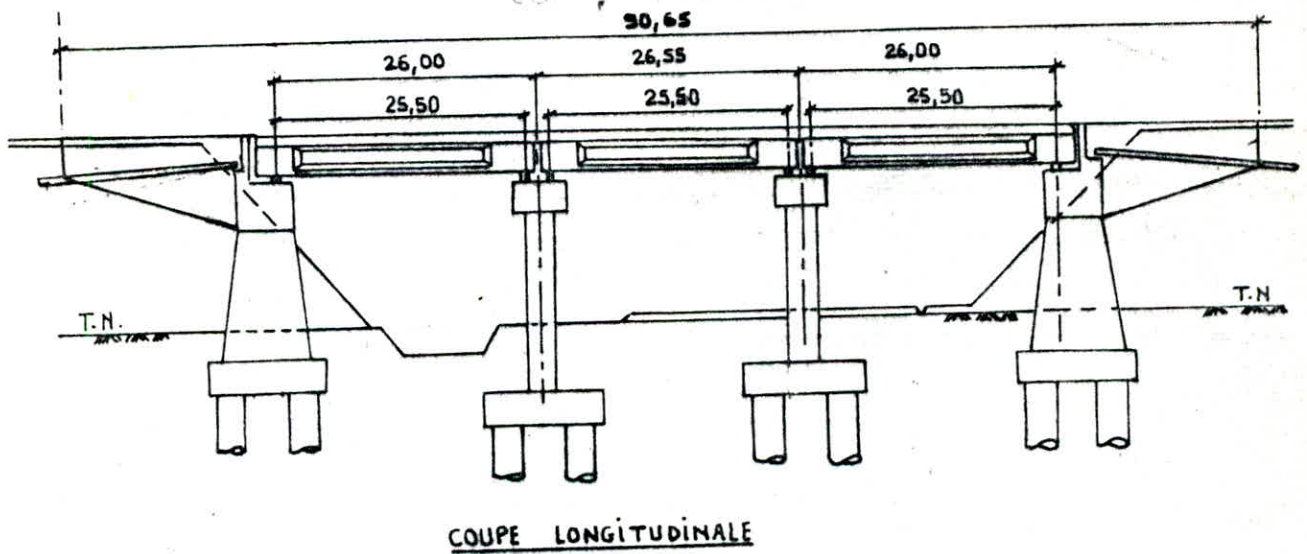
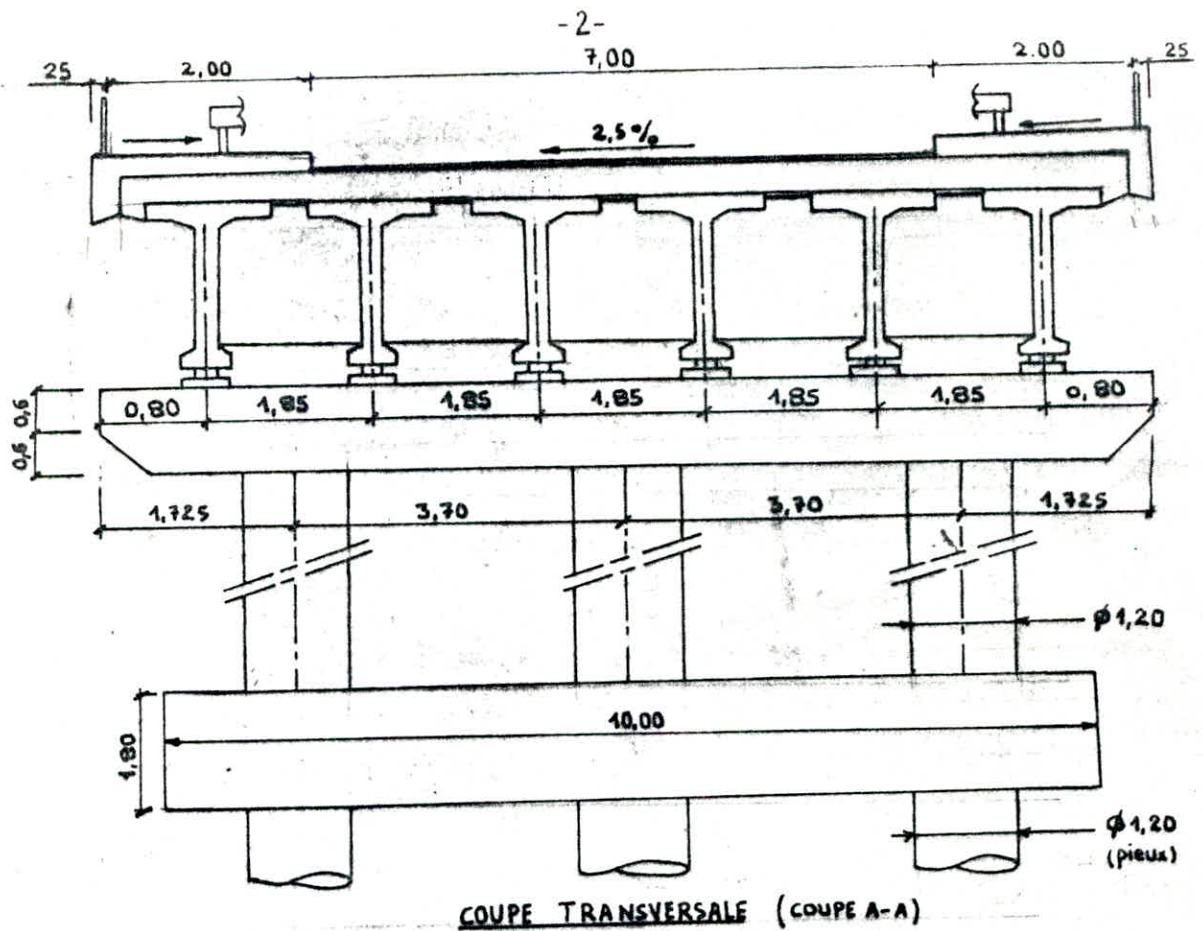
L'ouvrage d'art qui fait l'objet de notre projet de fin d'études est un pont droit à poutres multiples en béton précontraint. Le pont sera construit entre BLIDA et ALGER.

La portée du pont est de 78,55 m, composée de 3 travées indépendantes ayant chacune une portée de 25,50 m. La largeur roulable est de 7 m. Les 2 trottoirs piétonniers ont chacun une largeur de 2 m.

L'étude de l'avant-projet a donné les caractéristiques suivantes :

- Le tablier est constitué par :
  - Un hourdis de 25 cm d'épaisseur présentant un ripage transversal de 2,5%, revêtu d'une couche d'asphalte enrobé de 8 cm d'épaisseur. Le hourdis est en Béton Armé et coulé sur place.
  - Six poutres principales en béton précontraint préfabriquées. L'entre axe des poutres est de 1,85 m. Les poutres sont solidarifiées entre elles par une entretoise à chaque about de chaque travée. Les entretoises sont en béton armé, coulées sur place en même temps que le hourdis. Des barres d'amorce seront laissées en attente sur la table de la poutre pour la liaison poutre-dalle ainsi que sur ses flancs (âme) pour la liaison poutre-entretoise.
- Les appareils d'appui sont en élastomère frette du type GUMBA, fixés sur des dés d'appuis (bossage prismatique) en béton armé.
- Chaque pile comporte un chevêtre de 10,85 m de long, supporté par 3 fûts de 1,20 m de diamètre. Ces derniers reposent sur une semelle. Le chevêtre, les fûts et la semelle sont tous en béton armé.
- La culée adoptée est une culée noyée, comportant un chevêtre de 10,80 m de long supporté par 2 voiles de 1 m d'épaisseur chacune reposant sur une semelle, 2 murettes en retour et un mur garde-grève. Tous les éléments de la culée sont en béton armé.
- Les résultats de l'étude du sol ont conduit à opter pour la solution des fondations profondes. Les fondations seront donc constituées par des pieux forés en béton armé de 1,20 m de diamètre.





### SURCHARGES ADMISES :

Conformément aux prescriptions du cahier de charge, les surcharges à prendre en compte dans ce projet sont :

#### • Surcharges civiles :

Justification des poutres : Trottoirs, A(l), B<sub>c</sub>

Justification de la dalle : Trottoirs, A(l), B<sub>c</sub>, B<sub>t</sub>, B<sub>r</sub>

#### • Surcharges militaires :

Pour les poutres, seule la surcharge M<sub>c120</sub> sera prise en compte.

La dalle sera justifiée avec les surcharges M<sub>c80</sub> et M<sub>c120</sub>.

• Surcharge exceptionnelle : Seul le convoi exceptionnel D sera considéré pour la justification des poutres et de la dalle.

## II- CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES

### 1- Béton armé

1.1- Béton : Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage sera conforme aux règles C.C.B.A. 68 :

- Ciment CPA 325
- Dosage du béton 400 Kg/m<sup>3</sup>
- Contrôle strict
- Diamètre des plus gros granulats c<sub>g</sub> = 25 mm

Contrainte admissible de compression :

D'après l'article 94 du CCBA 68

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \sigma'_{28} \quad \sigma'_{28} = 300 \text{ bars}$$

- $\alpha$  = coefficient qui dépend de la classe du ciment ( $\alpha=1$  ciment de classe 250/325)
- $\beta$  = 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 :  $\bar{\sigma}'_{b_0} = 1 \times 1 \times 1 \times 0,3 \times 1 \times 300 = 90 \text{ bars}$
- En flexion simple :  $\bar{\sigma}'_b = 1 \times 1 \times 1 \times 0,6 \times 1 \times 300 = 180 \text{ bars}$

Contrainte de référence en traction :

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma'_{28} \quad \text{avec} \quad \theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} = 0,0259$$

$$\bar{\sigma}_b = 7,5 \text{ bars}$$

### 1.2- Aciers :

Contraintes de traction admissible :  $\bar{\sigma}_a = s_a \sigma_{en}$

$\sigma_{en}$  : contrainte d'élasticité nominale

$s_a = \frac{2}{3}$  pour les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre

Aciers utilisés : FeE 40 MA

Diamètre		$\phi \leq 20 \text{ mm}$	$\phi > 20 \text{ mm}$
$\sigma_{en}$	[Kg/cm <sup>2</sup> ]	4200	4000
	[bars]	4120	3920
$\bar{\sigma}_a$	[Kg/cm <sup>2</sup> ]	2800	2667
	[bars]	2746	2613



Contrainte de traction imposée par la condition de fissuration :

Dans le cas où la fissuration sera nuisible à la bonne tenue de l'ouvrage, on pourra limiter la contrainte admissible dans les aciers. La valeur maximale de la contrainte dans les aciers sera limitée par la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$$

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

$\phi$  = 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 HA

$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$  pourcentage de fissuration ;  $A$  = section totale des barres tendues  
 $B_f$  = section d'enrobage de ces barres

Contrainte admissible de traction pour les armatures d'âme :

Pour pouvoir utiliser d'armatures d'âme droites il faut que la condition suivante soit vérifiée :

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

Dans ce cas :  $\bar{\sigma}'_{at} = \rho_{at} \bar{\sigma}_{ent}$  avec

$$\rho_{at} = \begin{cases} \max \left\{ \left( 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} \right) ; \frac{2}{3} \right\} & \text{s'il n'y a pas de reprise de bétonnage} \\ \frac{2}{3} & \text{sinon} \end{cases}$$

Contrainte d'adhérence admissible

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

avec :  $\psi_d$  = coefficient de scellement droit ( $\psi_d = 1,5$  pour les H.A.)

$\bar{\sigma}_b$  = contrainte de référence du béton

Homogénéité des résistances acier-béton

La résistance du béton doit être en rapport avec celle des armatures

$$\bar{\sigma}'_{b_0} > 20 (1 + 1,25 \psi_d) \text{ en bars}$$

$$\psi_d = 1,5 \Rightarrow \bar{\sigma}'_{b_0} = 90 \text{ bars} > 20 (1 + 1,25 \times 1,5) = 57,5 \text{ bars}$$

2- Béton précontraint

2.1- Béton :

résistance nominale : - compression :  $\sigma'_n = \sigma'_{28} = 400 \text{ Kg/cm}^2$

- Traction :  $\sigma_n = \sigma_{28} = 7 + 0,06 \sigma'_{28} = 31 \text{ Kg/cm}^2$

contraintes admissibles : selon les dispositions de l'IP1, les contraintes admissibles sont :

- en compression :  $\bar{\sigma}' = \begin{cases} 0,42 \sigma'_n = 168 \text{ Kg/cm}^2 \text{ en service} \\ 0,55 \sigma'_n = 220 \text{ Kg/cm}^2 \text{ en construction} \end{cases}$

- en traction :  $\bar{\sigma} = 0$  (en service)

2.2- Armatures:

Les câbles utilisés sont du type 7T15 III TBR DYWIDAG, l'ancrage est du type actif - actif.

Les caractéristiques données par les constructeurs sont les suivantes :

· Module d'élasticité . . . . .	$E_a = 2 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2$
· Contrainte de rupture garantie . . . . .	$R_g = 18500 \text{ Kg/cm}^2$
· Contrainte caractéristique de déformation garantie . . . . .	$T_g = 14800 \text{ Kg/cm}^2$
· Section utile d'un câble . . . . .	$\omega = 9,73 \text{ cm}^2$
· Diamètre intérieur de la gaine . . . . .	$\phi_i = 6,0 \text{ cm}$
· Diamètre extérieur de la gaine . . . . .	$\phi_e = 6,6 \text{ cm}$
· Coefficient de frottement câble - gaine . . . . .	$\psi = 0,002$
· Perte de tension relative par mètre . . . . .	$f = 0,18$
· Perte par blocage d'ancrage . . . . .	$g = 9 \text{ mm}$
· Rayon de courbure minimum du câble . . . . .	$R_{\min} = 500 \text{ cm}$
· Relaxation à 1000 heures . . . . .	$S_{1000} = 0,03$
· Relaxation à 3000 heures . . . . .	$S_{3000} = 0,036$

### III- CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS

#### 1- Dimensionnement des poutres

• Hauteur de la poutre : la hauteur  $h_t$  d'une poutre en béton précontrainte ayant une portée  $L \gg 20$  m peut être prise en respectant les inégalités suivantes :

$$\frac{L}{20} - 0,20 \leq h_t \leq \frac{L}{20} + 0,50 \quad [m]$$

Dans notre cas  $L = 25,50$  m  $1,075m \leq h_t \leq 1,775$  m

• épaisseur de l'âme :  $e \geq \frac{h_t}{10} + 9 \quad [cm]$

Après avoir vu les dimensions des moules métalliques disponibles chez les réalisateurs, nous avons choisi celle dont les dimensions sont les suivantes :

Hauteur totale :  $h_t = 1,30$  m

Largeur de la table :  $b = 1,00$  m

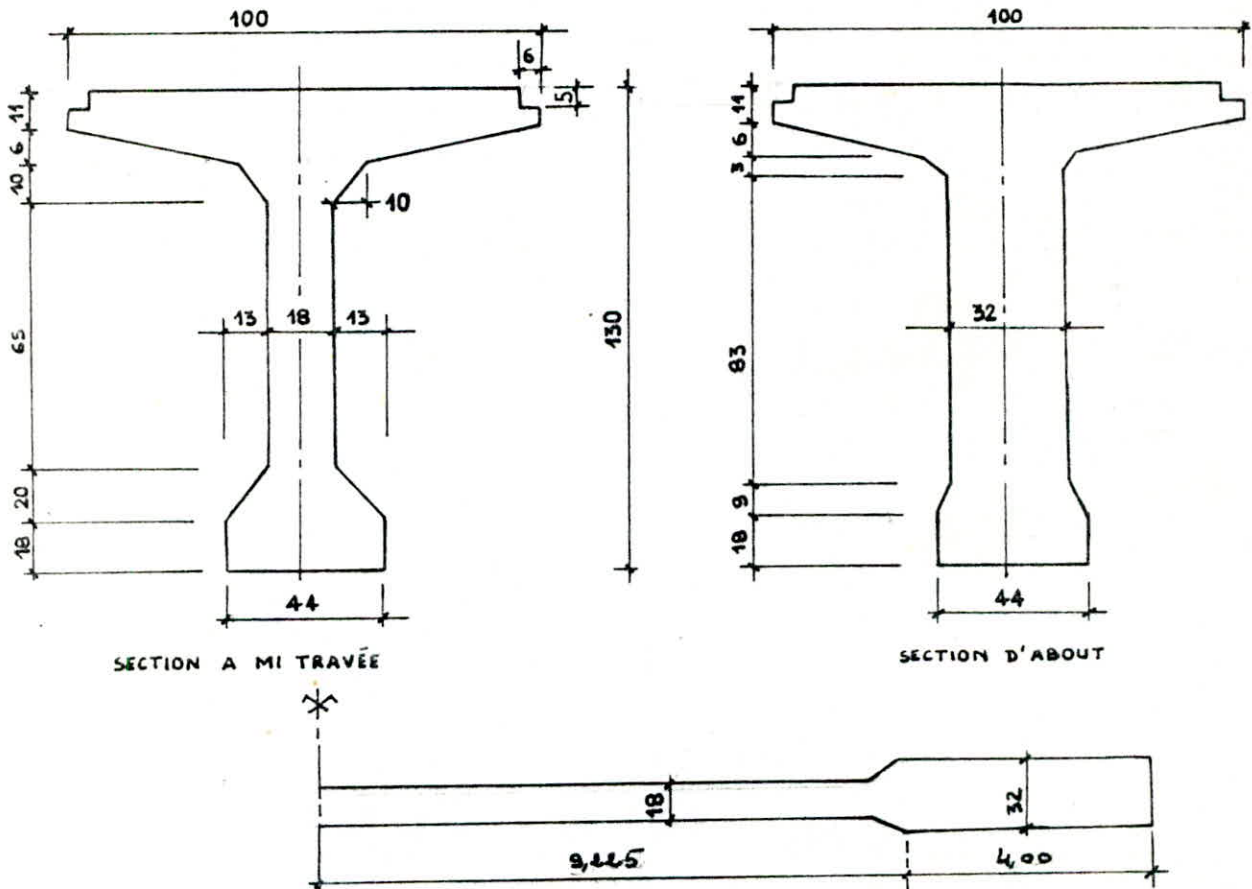
Épaisseur de l'âme :

en travée  $e = 18$  cm

à l'about  $e = 32$  cm

Largeur du talon :  $b' = 44$  cm

#### Profils du moule



#### 2- Caracteristiques des sections brutes

Soit  $(\Delta)$  l'axe passant par la fibre supérieure de la section considérée

Pour un rectangle de hauteur  $h$  dont la largeur  $b$  coïncide avec l'axe  $(\Delta)$  on a :

$$I_{\Delta} = \frac{bh^3}{3} \quad S_{\Delta} = \frac{bh^2}{2}$$

D'où  $I_{\Delta} = S_{\Delta} z'$  avec  $z' = \frac{2}{3} h$

Pour les autres rectangles ou triangles, nous appliquons le théorème de STEINER :

$$I_{\Delta} = I_0 + B_0 z^2$$

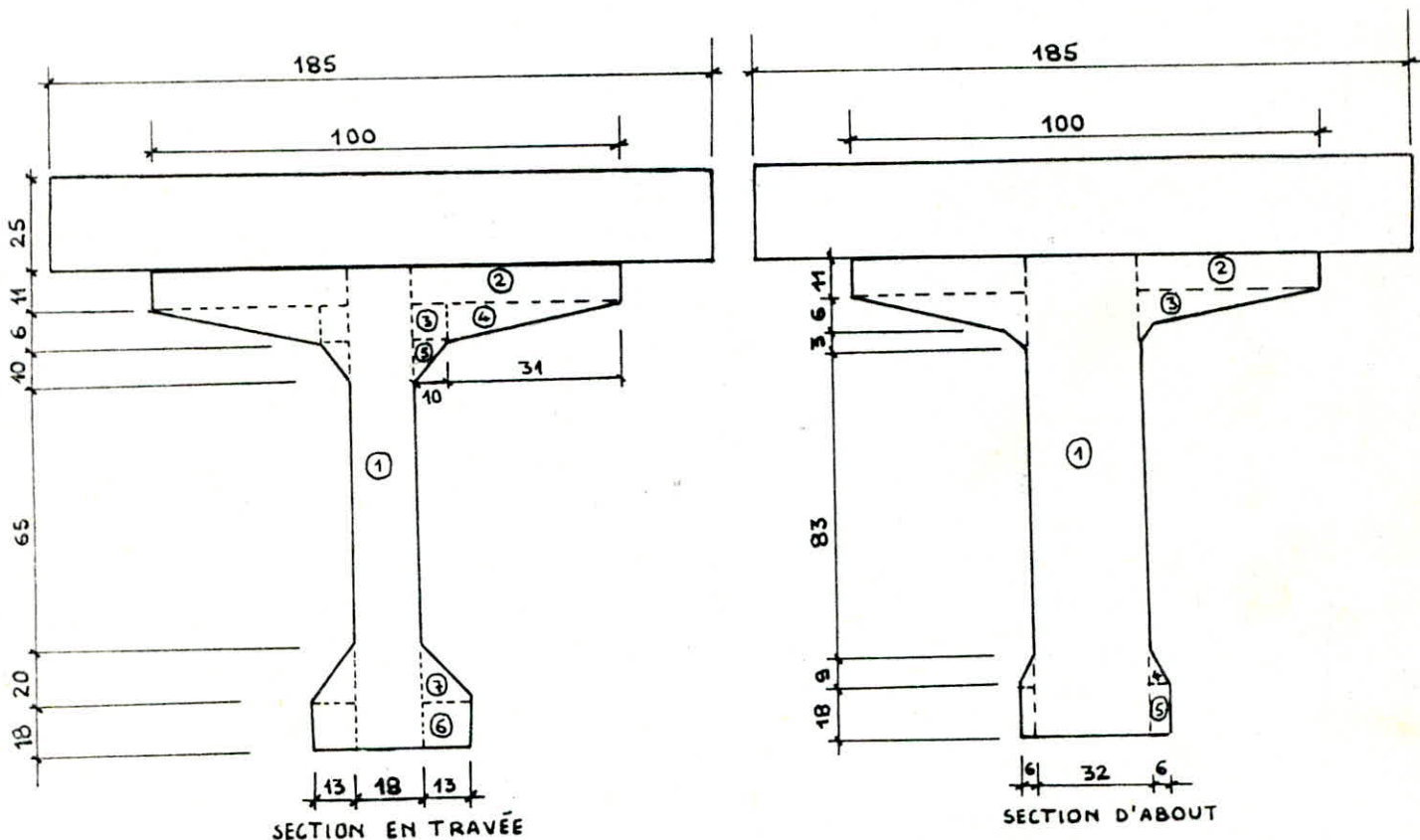
avec :  $I_0$  = moment d'inertie par rapport au centre de gravité du triangle ou rectangle considéré.

$B_0$  = aire de la section considérée

$z$  = distance de l'axe passant par le centre de gravité de la section à l'axe ( $\Delta$ )

Dans ce cas  $z = z'$

SECTIONS DE CALCUL



SECTION MEDIANE : Poutre seule

DESIGNATION DES SECTIONS	DIMENSIONS [cm]	Aires $B_0$ [cm <sup>2</sup> ]	$z$ [cm]	$S_0 = B_0 z$ [cm <sup>3</sup> ]	$z'$ [cm]	$I_{\Delta} = S_{\Delta} \cdot z$ [cm <sup>4</sup> ]
âme ①	18 x 150	2340	65	152100	86,67	13182507
Table rectangulaire ②	2 x 44 x 44	902	5,5	4961	7,33	36380,67
Rectangle sous table ③	2 x 6 x 10	120	14	1680	14	23520
$I_0$ rectangle sous table ③	2 x ( $\frac{10 \times 6^3}{12}$ )	—	—	—	—	360
Triangle sous table ④	2 x $\frac{31 \times 6}{2}$	186	13	2418	13	31434
$I_0$ Triangle sous table ④	2 x $\frac{31 \times 6^3}{36}$	—	—	—	—	372
Gousset sous table ⑤	2 x $\frac{10 \times 10}{2}$	100	20,33	2033	20,33	41330,89
$I_0$ gousset sous table ⑤	2 x $\frac{10 \times 10^3}{36}$	—	—	—	—	555,56
Talon rectangle ⑥	2 x 13 x 18	468	121	56628	121	6851988
$I_0$ Talon rectangle ⑥	2 x $\frac{1}{12} 13 \times 18^3$	—	—	—	—	12636
Gousset sur talon ⑦	2 x $\frac{1}{2} 20 \times 13$	260	105,33	2738,58	105,33	2884546,3
$I_0$ Gousset sur talon ⑦	2 x ( $\frac{1}{36} 13 \times 20^3$ )	—	—	—	—	5777,78
<b>SECTION BRUTE</b>		<b>B = 4376</b>		<b><math>S_{\Delta} = 247205,8</math></b>		<b><math>I_{\Delta} = 23071408</math></b>

Position du centre de gravité :

$$v_s = \frac{S_\Delta}{B} = \frac{247205,8}{4376} = 56,49 \text{ cm} \quad (v_s : \text{distance entre le C.d.G et l'axe } (\Delta))$$

$$v_i = h_t - v_s = 130 - 56,49 = 73,51 \text{ cm}$$

$$I_G = I_\Delta - S_\Delta \cdot v_s = 23071409 - 247205,8 \times 56,49 = 9106753,36 \text{ cm}^4$$

$$i^2 = \frac{I_G}{B} = \frac{9106753,36}{4376} = 2081 \text{ cm}^2$$

$$\beta = \frac{i^2}{v_s \cdot v_i} = \frac{2081}{56,49 \times 73,51} = 0,501$$

Poutre avec dalle

DESIGNATION DES SECTIONS	DIMENSIONS [cm]	AIRES $B_0$ [cm <sup>2</sup> ]	Z [cm]	$S_\Delta = B_0 \cdot Z$ [cm <sup>3</sup> ]	$Z'$ [cm]	$I_\Delta = S_\Delta \cdot Z'$ [cm <sup>4</sup> ]
Ame ①	18 x 130	2340	90	210600	90	18954000
$I_0$ Ame ①	$\frac{18 \times 130^3}{12}$	—	—	—	—	3295500
Table rectangulaire ②	2 x 11 x 41	902	30,5	27511	30,5	839085,5
Rectangle sous table ③	2 x 6 x 10	120	39	4680	39	182520
$I_0$ table rectangulaire ②	$2 \times \left( \frac{41 \times 11^3}{12} \right)$	—	—	—	—	9095,17
$I_0$ rectangle sous table ③	$2 \times \left( \frac{10 \times 6^3}{12} \right)$	—	—	—	—	360
Triangle sous table ④	$2 \times \left( \frac{3 \times 6}{2} \right)$	186	38	7068	38	268584
$I_0$ triangle sous table ④	$2 \times \left( \frac{31 \times 6^3}{36} \right)$	—	—	—	—	372
Triangle sous table ⑤	$2 \times \frac{100}{2}$	100	45,33	4533	45,33	205480,89
$I_0$ triangle sous table ⑤	$2 \times \frac{10 \times 10^3}{36}$	—	—	—	—	555,56
Talon rectangle ⑥	2 x 13 x 18	468	146	68328	146	9975888
$I_0$ talon rectangle ⑥	$2 \times \left( \frac{13 \times 18^3}{12} \right)$	—	—	—	—	12636
Gousset sur talon ⑦	$2 \times \frac{20 \times 13}{2}$	260	130,33	33885,8	130,33	4416336,31
$I_0$ Gousset sur talon ⑦	$2 \times \frac{13 \times 20^3}{36}$	—	—	—	—	5777,78
Hourdis ⑧	25 x 185	4625	12,5	57812,5		963734,37

SECTION BRUTE  $B = 9001$   $S_\Delta = 414418,3$   $I_\Delta = 38947405,59$

$$v_s = \frac{S_\Delta}{B} = 46,04 \text{ cm} \quad v_i = h_t - v_s = 108,96 \text{ cm}$$

$$I_G = I_\Delta - S_\Delta \cdot v_s = 19867587,06 \text{ cm}^4 \quad i^2 = \frac{I_G}{B} = 2207,26 \text{ cm}^2$$

$$\beta = \frac{i^2}{v_s \cdot v_i} = 0,44$$

Notons que l'axe ( $\Delta$ ) est pris au niveau de la fibre supérieure de la dalle.

Pour la section d'about, le procédé de calcul est le même que celui de la section médiane.

Nous résumons dans le tableau suivant les caractéristiques géométriques des sections brutes :

SECTIONS'	MÉDIANE		ABOUT	
	POUTRE SEULE	POUTRE AVEC DALLE	POUTRE SEULE	POUTRE AVEC DALLE
B [cm <sup>2</sup> ]	4376	9001	5484	10109
S <sub>Δ</sub> [cm <sup>3</sup> ]	247205,8	414418,3	310820	505570,5
I <sub>Δ</sub> [cm <sup>4</sup> ]	23071408	38947405,59	27337195,33	47225405,67
v <sub>s</sub> [cm]	56,49	46,04	56,68	50
v <sub>i</sub> [cm]	73,51	108,96	73,32	105
I <sub>G</sub> [cm <sup>4</sup> ]	9106753,36	19867587,06	9719917,7	21946880,67
i <sup>2</sup> [cm <sup>2</sup> ]	2081	2207,26	1772,41	2171
ρ	0,501	0,440	0,426	0,413

### 3- SECTIONS NETTES

Comme on ne connaît pas encore le nombre de câble, nous allons estimer les valeurs des caractéristiques géométriques des sections nettes :

$$B_{\text{nette}} = 0,95 B_{\text{brute}}$$

$$I_{\text{net}} = 0,90 I_{\text{brut}}$$

$$S_{\text{net}} = 0,92 I_{\text{brut}}$$

Nous regroupons dans le tableau ci-dessous les valeurs estimées des caractéristiques géométriques des sections nettes :

SECTIONS	MÉDIANE		ABOUT	
	POUTRE SEULE	POUTRE AVEC DALLE	POUTRE SEULE	POUTRE AVEC DALLE
B [cm <sup>2</sup> ]	4157,2	8550,95	5209,8	9603,55
S <sub>Δ</sub> [cm <sup>3</sup> ]	227429,34	381264,84	285954,4	465124,86
I <sub>Δ</sub> [cm <sup>4</sup> ]	20764267	35052665	24603475,77	42502865,1
v <sub>s</sub> [cm]	54,71	44,59	54,89	48,43
v <sub>i</sub> [cm]	75,29	110,41	75,11	106,57
I <sub>G</sub> [cm <sup>4</sup> ]	8321607,81	18053209,58	8907438,75	19976868
i <sup>2</sup> [cm <sup>2</sup> ]	2001	2111	1709,7	2080
ρ	0,486	0,429	0,415	0,403

## IV- EFFORTS SOLLICITANT CHAQUE TRAVÉE DU PONT

Comme nous avons déjà signalé au début, le pont se compose de 3 travées indépendantes ayant chacune une portée  $L = 25,50 \text{ m}$ . Nous allons donc faire l'étude pour une seule travée.

### 1- Calcul des efforts

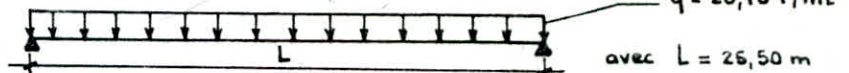
#### 1.1- Sous charges permanentes $G$ :

Poutres	$6 \times \frac{1}{2} (0,5484 + 0,4376) \times 2,5 \times 26,45$	= 195,60 t
Hourdis	$2,5 \times 0,25 \times 11 \times 26,45$	= 181,84 t
Pré-dalle	$2,5 \times 5 \times 0,05 \times 0,95 \times 26,45$	= 15,70 t
Trottoirs et corniches	$2,5 \times [\frac{1}{2} \times 0,056 \times 2,25 + 0,2 \times 22,5 + 0,25 \times 0,35] \times 2 \times 26,45$	= 79,41 t
Revêtement	$2,2 \times 0,008 \times 7 \times 26,45$	= 5,29 t
Glissière	$2 \times 0,006 \times 26,45$	= 3,17 t
Entretoises	$2 \times 2,5 \times 0,4 (1,30 - 0,27) \times 5 (1,85 - 0,32)$	= 15,76 t
	<b>total</b>	<b><math>G = 529,4 \text{ t}</math></b>

$$q = \frac{529,4}{25,5} = 20,76 \text{ t/ml}$$

#### - Moment flechissant :

schema statique



L'expression du moment flechissant dans une section de distance  $x$  est :

$$M_0(x) = \frac{qL}{2} x - \frac{qx^2}{2}$$

SECTIONS	0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	"S" ( $x = 11,025 \text{ m}$ )	$\frac{L}{2}$
$M_0 [t \cdot m]$	0	738,138	1265,549	1581,903	1656,512	1687,399

#### - Efforts tranchants :

Dans une section distante de  $x$ , l'expression de l'effort tranchant est :

$$T(x) = \frac{qL}{2} - qx$$

SECTIONS	0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	"S" ( $x = 11,025 \text{ m}$ )	$\frac{L}{2}$
T [t]	264,69	198,528	132,345	66,183	35,811	0

### 1.2- Sous surcharge $A(L)$

Caracteristiques du pont :

$$l_r = l_s = 7,00 \text{ m} \quad N = \frac{l_s}{3} = 2,33 \rightarrow N = 2$$

$l_r = 7,00 \text{ m}$  ; on a un pont de 1ere classe

$$l_v = \frac{l_s}{N} = 3,50 \text{ m} \quad l_0 = 3,50 \text{ (pont de 1ere classe)}$$

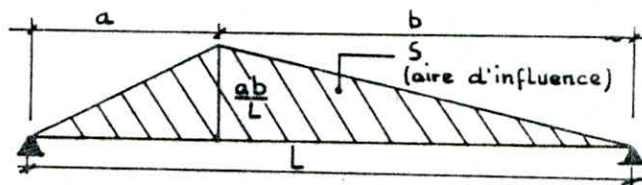
$$A = K A_L \frac{l_0}{l_v} \quad \text{avec } K = 1 \text{ pour 1 ou 2 voies chargées}$$

$$A_L = 230 + \frac{36000}{L + 12}$$

$L$  = longueur de charge déterminée à partir de la ligne d'influence

#### - Moment flechissant :

Traçons la ligne d'influence du moment flechissant pour une section distante de  $a$  de l'appui de gauche



Le moment flechissant est max: dans chaque section en chargeant toute la travée (L=25,50 m).

D'où :  $A_L = 230 + \frac{36000}{25,5+12} = 1190 \text{ Kg/m}^2$        $A = K A_L \frac{l_v}{l_v} = 1 \times 1190 \frac{3,50}{3,50} = 1190 \text{ Kg/m}^2$

Pour une voie chargée :  $q = A l_v = 1190 \times 3,50 = 4,165 \text{ t/ml}$

Pour deux voies chargées :  $q = 2 A l_v = 2 \times 1190 \times 3,50 = 8,330 \text{ t/ml}$

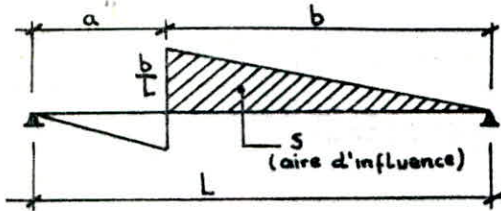
. Moment flechissant :

$M = S q$  avec  $S = \frac{ab}{2}$

SECTIONS		0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
M [tm]	1 voie chargée	0	448,107	253,898	317,373	332,325	338,531
	2 voies chargées	0	296,214	507,796	634,746	664,650	677,062

. Effort tranchant:

Ligne d'influence de l'effort tranchant pour une section distante de a de l'appui gauche :



L'effort tranchant est max au droit de la section distante de a de l'appui gauche en chargeant la partie b de la travée. Ce qui nous donne une aire d'influence max  $S = \frac{b^2}{2L}$

L'effort tranchant maximal au droit de cette section est :  $T = q S = q \frac{b^2}{2L}$

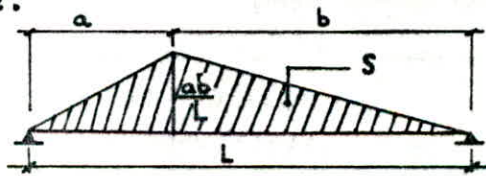
SECTIONS		0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
A (t/m <sup>2</sup> )		1,190	1,279	1,387	1,518	1,589	1,684
T [t]	1 voie chargée	53,104	43,699	34,816	26,464	22,847	18,784
	2 voies chargées	106,207	87,399	69,633	52,928	45,693	37,568

1.3-Sous surcharge de trottoirs

Les efforts déterminés dans ce chapitre seront distribués aux poutres et vont nous servir pour la justification de ces poutres. D'après le C.P.C. art 11 la surcharge de trottoirs à prendre en compte pour la justification des poutres principales est uniformément répartie et vaut 0,15 t/m<sup>2</sup>.

. Moment flechissant :

Traçons la ligne d'influence du moment flechissant au droit de la section distante de a de l'appui de gauche :



Le moment maximal est obtenu au droit d'une section en chargeant toute la travée. Ce qui nous donne une surface d'influence  $S = \frac{ab}{2}$

Pour un trottoir chargé :  $q = 0,15 \times l_t = 0,15 \times 2 = 0,3 \text{ t/ml}$

Pour deux trottoirs chargés :  $q = 2 \times 0,15 \times l_t = 0,6 \text{ t/ml}$

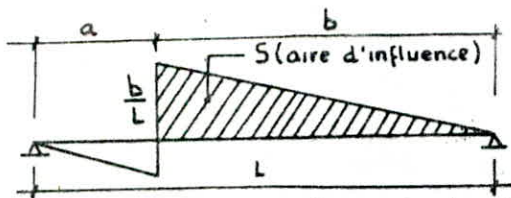
$M = q \cdot S = q \frac{ab}{2}$

SECTIONS		0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
M [tm]	1 Trottoir chargé	0	10,668	18,288	22,860	23,937	24,384
	2 Trottoirs chargés	0	21,336	36,576	45,720	47,874	48,768

. Effort tranchant :

Ligne d'influence de l'effort tranchant au droit d'une section distante de a de l'appui de gauche :





L'effort tranchant maximal au droit de la section distante de a de l'appui de gauche est obtenu en chargeant la longueur b de la travée. L'aire d'influence correspondante est  $S = \frac{b^2}{2L}$

L'effort tranchant maximal au droit d'une section située à une distance égale à a de l'appui de gauche est alors :  $T = qS = q \frac{b^2}{2L}$

SECTIONS		0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
T [t]	1 Trottoir chargé	3,825	2,928	2,152	1,494	1,232	0,956
	2 Trottoirs chargés	7,650	5,857	4,304	2,988	2,465	1,912

#### 1.4-Sous surcharge $B_c$

Calcul du coefficient de majoration dynamique  $\delta$  :  $\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{P}{S}}$

avec : • L = portée de la travée L = 25,50 m

• P = poids total du tablier correspondant à la travée P = 529,4 t

• S = surcharge maximale qu'on peut appliquer à cette travée

$S = n b_c \times 60$  [t] où n = nombre de convoi de camions  $B_c$

60t = poids d'un convoi  $B_c$

$b_c$  = coefficient de pondération dépendant du nombre de convois

Pour un convoi  $B_c$  :  $b_c = 1,2$   $S = 1 \times 1,2 \times 60 = 72$  t

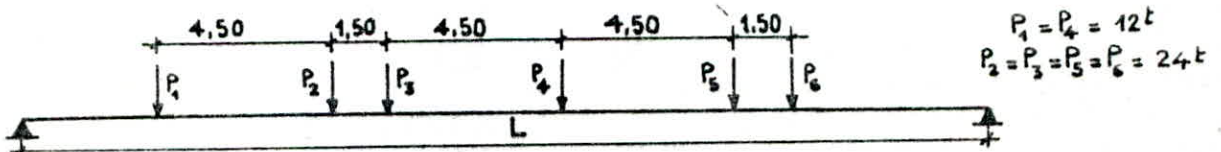
$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 25,50} + \frac{0,6}{1+4\frac{529,4}{72}} = 1,085$

Pour 2 convois  $B_c$  :  $b_c = 1,1$   $S = 2 \times 1,1 \times 60 = 132$  t

$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 25,50} + \frac{0,6}{1+4\frac{529,4}{132}} = 1,10$

Détermination de la section dangereuse :

Nous prenons 2 convois dans le sens transversal. Le convoi du camion  $B_c$  est représenté sur le schéma ci-après :



La charge  $P_k$  au droit de laquelle le moment est maximal à la section dangereuse doit satisfaire la double inégalité suivante :

$$\sum_{\alpha=1}^{k-1} P_{\alpha} \leq \frac{R}{2} \leq \sum_{\alpha=1}^k P_{\alpha} \quad \text{avec} \quad R = \sum_{\alpha=1}^6 P_{\alpha} = 120 \text{ t}$$

$\frac{R}{2} = 60 \text{ t}$

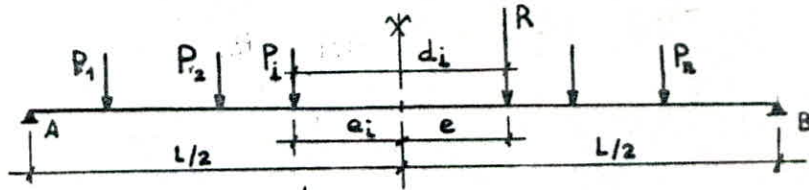
CHARGE	$P_1$	$P_2$	$P_3$	$P_4$	$P_5$	$P_6$
VALEUR [t]	12	24	24	12	24	24
INEGALITÉ	$0 \leq 60 \leq 12$	$12 \leq 60 \leq 36$	$36 \leq 60 \leq 60$	$60 \leq 60 \leq 72$	$72 \leq 60 \leq 96$	$96 \leq 60 \leq 120$
VERIFIÉE	NON	NON	OUI	OUI	NON	NON

Les charges  $P_3$  et  $P_4$  qui sont donc susceptibles d'occasionner le moment maximal. Nous allons utiliser le théorème de Barré pour trouver la position de la section dangereuse

Théorème de BARRÉ : Le moment fléchissant au droit d'une charge  $P_i$  dû à un ensemble

de charges mobiles engagé sur une poutre AB sera maximum au droit de cette charge  $P_i$

lorsque cette charge et la résultante de toutes les charges sont symétriques par rapport au centre de la poutre



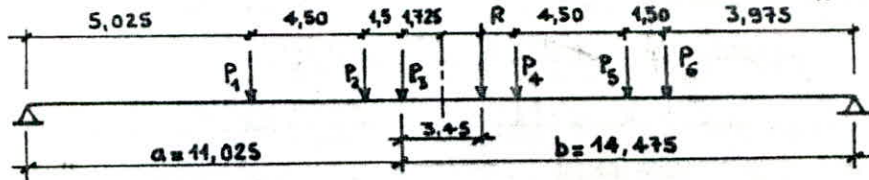
$$M_i = M_{\max} \text{ pour } e_i = e = \frac{d_i}{2}$$

Appliquons ce théorème pour les charges  $P_3$  et  $P_4$

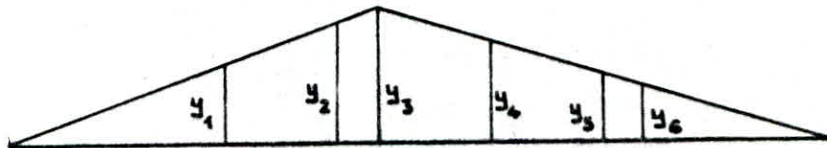
• Pour la charge  $P_3$  :

Soit  $x$  la position de la résultante  $R$  des charges par rapport à  $P_3$ , on a :

$$R \cdot x = -12 \times 6 - 24 \times 1,5 + 12 \times 4,5 + 24 \times 9 + 24 \times 10,5 \rightarrow x = \frac{414}{R} = \frac{414}{120} = 3,45 \text{ m}$$



$$\begin{aligned} P_1 &= P_4 = 12 \text{ t} \\ P_2 &= P_3 = 24 \text{ t} \\ P_5 &= P_6 = 24 \text{ t} \end{aligned}$$



$$y_3 = \frac{ab}{L} = \frac{11,025 \times 14,475}{25,5} = 6,258$$

$$y_1 = \frac{5,025}{11,025} \times 6,258 = 2,85 \quad y_2 = \frac{9,525}{11,025} \times 6,258 = 5,406 \quad y_4 = \frac{9,975}{14,475} \times 6,258 = 4,313$$

$$y_5 = \frac{5,475}{14,475} \times 6,258 = 2,367 \quad y_6 = \frac{3,975}{14,475} \times 6,258 = 1,718$$

$$M_{\max} = \sum_{i=1}^6 P_i y_i = 12 \times 2,85 + 24 \times 5,406 + 24 \times 6,258 + 12 \times 4,313 + 24 \times 2,367 + 24 \times 1,718 \approx 464 \text{ tm}$$

• Pour la charge  $P_4$

En suivant le même procédé de calcul, on trouve  $M_{\max} = 451,25 \text{ tm}$

En conclusion, c'est la charge  $P_3 = 24 \text{ t}$  qui occasionne le moment maximal. La section dangereuse pour le convoi  $B_2$  est située à une distance de 11,025 m de l'appui de gauche. Cette section a été appelée section "S".

- Calcul des moments en différentes sections (moment max) :

Le moment fléchissant dans une section distante de  $a$  de l'appui de gauche dû à un ensemble de charges est maximal au droit d'une charge  $P_i$  si la situation suivante est vérifiée :

$$\cdot \frac{1}{a} \sum_{\alpha=1}^i P_{\alpha} > \frac{1}{b} \sum_{\alpha=i+1}^n P_{\alpha} \text{ (si on déplace } P_i \text{ à gauche de la section)}$$

$$\cdot \frac{1}{a} \sum_{\alpha=1}^{i-1} P_{\alpha} < \frac{1}{b} \sum_{\alpha=i}^n P_{\alpha} \text{ (si on déplace } P_i \text{ à droite de la section)}$$

Nous allons présenter le procédé de calcul pour avoir le moment maximal au niveau de la section située à  $\frac{1}{8}$  de l'appui de gauche. Pour les autres sections nous allons donner directement le résultat.

SECTION  $L/8$  :

$$\begin{cases} a = 3,187 \text{ m} \\ b = 22,313 \text{ m} \end{cases}$$

Au droit de  $P_1 = 12t$

(1)  $\frac{12}{3,187} > \frac{108}{22,313}$  NON

(2)  $\frac{0}{3,187} < \frac{120}{22,313}$  OUI

Au droit de  $P_2 = 24t$

(1)  $\frac{24}{3,187} > \frac{84}{22,313}$  OUI

(2)  $\frac{0}{3,187} < \frac{108}{22,313}$  OUI

Au droit de  $P_3$

(1)  $\frac{48}{3,187} > \frac{60}{22,313}$  OUI

(2)  $\frac{24}{3,187} < \frac{84}{22,313}$  NON

Au droit de  $P_4 = 12t$

(1)  $\frac{12}{3,187} > \frac{48}{22,313}$  OUI

(2)  $\frac{0}{3,187} < \frac{60}{22,313}$  OUI

Au droit de  $P_5 = 24t$

(1)  $\frac{24}{3,187} > \frac{24}{22,313}$  OUI

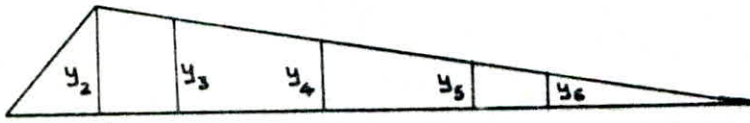
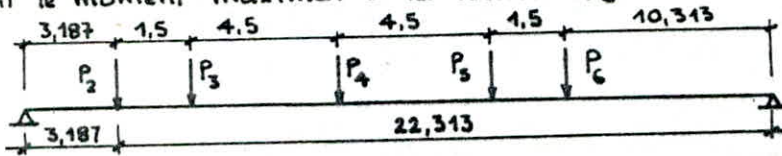
(2)  $\frac{0}{3,187} < \frac{48}{22,313}$  OUI

Au droit de  $P_6 = 24t$

(1)  $\frac{48}{3,187} > \frac{0}{22,313}$  OUI

(2)  $\frac{24}{3,187} < \frac{24}{22,313}$  NON

Les charges  $P_2, P_4$  et  $P_5$  qui sont susceptibles de produire le moment maximal à la section. Après avoir fait les calculs, nous nous sommes aperçus que c'est la charge  $P_2 = 24t$  qui produit le moment maximal à la section  $L/8$  :



$$M_{max} = \sum_{i=2}^6 P_i y_i = 220,32 \text{ tm}$$

Pour les autres sections, nous avons procédé de la même manière. Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

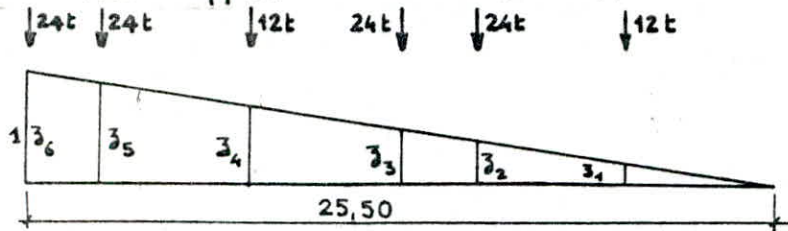
SECTION	DISPOSITION LA PLUS DEFAVORABLE	$M_{max}$ [tm]
$L/4$		371,16
$3L/8$		454
$L/2$		450

- Effort tranchant :

Après avoir tracé la ligne d'influence de l'effort tranchant pour chaque section, nous disposons le convoi de manière à produire l'effort tranchant maximal :

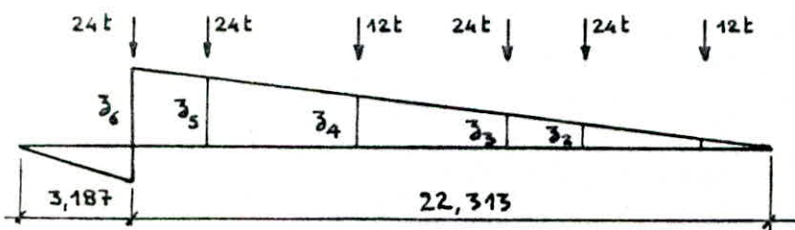
$$T_{\max} = \sum P_i \bar{z}_i$$

- Section d'appuis



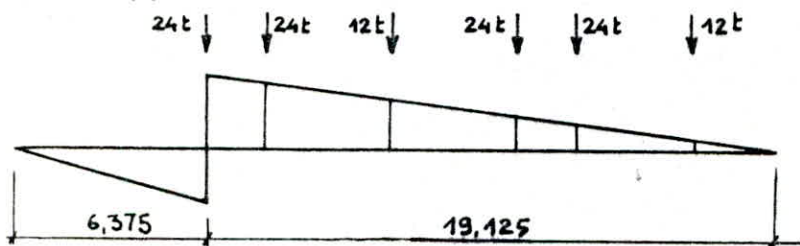
$$T_{\max} = \sum P_i \bar{z}_i = 86,81t$$

- Section L/8



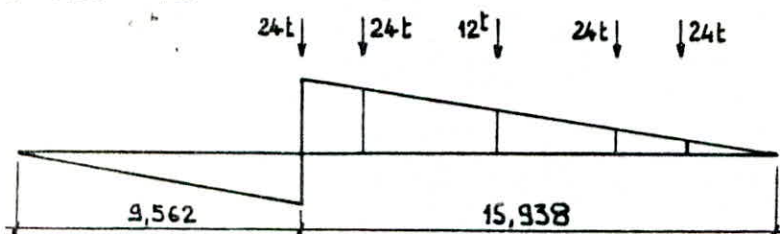
$$T_{\max} = \sum_{i=1}^6 P_i \bar{z}_i = 71,826t$$

- Section L/4



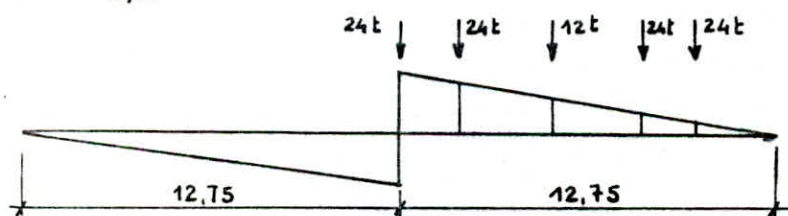
$$T_{\max} = \sum_{i=1}^6 P_i \bar{z}_i = 56,82t$$

- Section 3L/8



$$T_{\max} = \sum_i P_i \bar{z}_i = 42,09t$$

- Section L/2



$$T_{\max} = \sum_{i=2}^6 P_i \bar{z}_i = 28,53t$$

Nous regroupons dans les tableaux suivants les moments flechissants et les efforts tranchants maximaux au droit de chaque section produits par le surcharge  $B_c$  :

Moment flechissant :  $M = \delta b_c M_{\max}$

avec : pour un convoi  $\delta = 1,085$   $b_c = 1,2$

pour deux convois  $\delta = 1,10$   $b_c = 1,1$

SECTIONS		0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
M [tm]	1 Convoi	0	143,428	241,625	295,554	302,064	292,950
	2 Convoi	0	266,587	449,104	549,340	561,440	544,500

Effort tranchant

$$T = \delta b_c T_{max}$$

SECTIONS		0	L/8	L/4	3L/8	L/2
T [t]	1 Convoi	56,513	46,759	36,989	27,400	18,612
	2 convois	105,040	86,909	68,752	50,929	34,594

1.5-Sous surcharge militaire  $M_{c120}$

La surcharge  $M_{c120}$  comporte deux chenilles. Elle a une masse totale égale à 110t uniformément répartie sur une longueur de 6,10 m dans le sens longitudinal :

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

avec :  $L = 25,50 \text{ m}$  portée de la travée

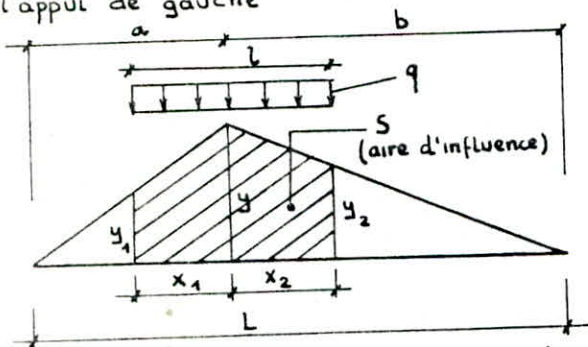
$P = 529,4 \text{ t}$  poids total du tablier correspondant à la travée

$S = 110 \text{ t}$  surcharge maximale qu'on peut appliquer à cette travée

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 25,5} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{529,4}{110}} = 1,095$$

- Moment flechissant :

Traçons la ligne d'influence du moment flechissant au droit d'une section distante de  $a$  de l'appui de gauche



Le moment flechissant dans une section distante de  $a$  de l'appui de gauche est :  
 $M = \delta q S$   
 Ce moment est maximal lorsque l'aire d'influence  $S$  atteint sa valeur maximale.  
 L'aire d'influence  $S$  atteint sa valeur maximale  $S_{max}$  lorsque  $y_1 = y_2$

$$S = \frac{(y+y_1)x_1}{2} + \frac{(y+y_2)x_2}{2} \quad y = \frac{ab}{L} \quad y_1 = \frac{a-x_1}{a} y \quad y_2 = \frac{b-x_2}{b} y$$

$$l = x_1 + x_2 \quad y_1 = y_2 \Rightarrow \frac{a-x_1}{a} = \frac{b-x_2}{b} \Rightarrow bx_1 = ax_2$$

On peut donc déterminer  $x_1$  et  $x_2$  à partir du système d'équation :  $\begin{cases} bx_1 - ax_2 = 0 \\ x_1 + x_2 = l \end{cases}$

On trouve  $x_1 = a \frac{l}{L}$   $x_2 = b \frac{l}{L}$

D'où :  $y_1 = y_2 = \frac{ab}{L} (1 - \frac{l}{L})$

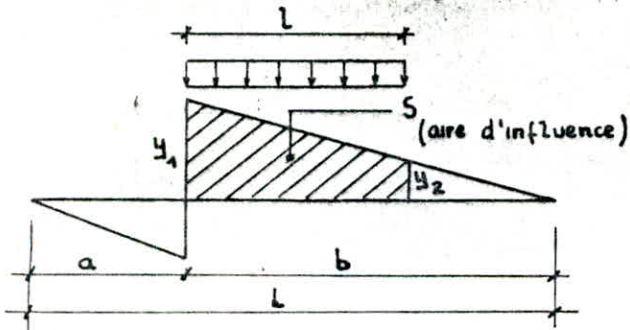
Tout calcul fait, on trouve :  $S_{max} = ab(1 - \frac{l}{L}) \frac{l}{L}$  et  $M_{max} = \delta q S_{max}$

Les valeurs de  $M_{max}$  pour chaque section sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

SECTIONS		0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
M [tm]	0	295,748	506,996	633,548	663,557	675,995	

- Effort tranchant

Nous traçons la ligne d'influence de l'effort tranchant pour une section située à une distance  $a$  de l'appui de gauche :



$$y_1 = \frac{b}{L}$$

$$y_2 = \frac{b}{L} \left(1 - \frac{l}{b}\right)$$

L'effort tranchant est maximal au droit de la section lorsque la surcharge est disposée comme sur la figure ci-dessus. L'aire d'influence correspondant est :

$$S = (y_1 + y_2) \frac{l}{2} = \frac{1}{2} b \frac{l}{L} \left(2 - \frac{l}{b}\right)$$

L'effort tranchant maximal dans chaque section est :  $T = \delta q S$

Les valeurs de l'effort tranchant maximal au droit de chaque section sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

SECTION	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
T [t]	106,019	90,975	75,911	60,867	45,823

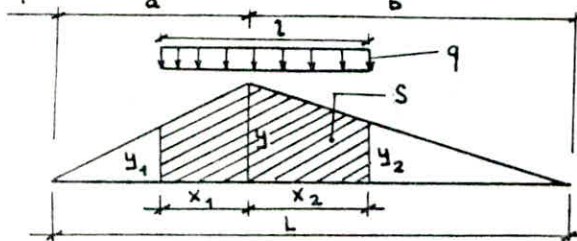
1.6 - Sous surcharge exceptionnelle D (C<sub>D</sub>)

Cette surcharge a une masse totale de 240 t répartie uniformément sur une longueur de 18,60 m suivant le sens longitudinal :

$$q = \frac{240}{18,60} = 12,903 \text{ t/ml}$$

- Moment flechissant :

Nous procédons de la même manière que la surcharge  $M_{c120}$



$$l = 18,60 \text{ m} \quad q = 12,903 \text{ t/ml}$$

$$l = x_1 + x_2$$

$$S_{\max} = ab \left(1 - \frac{l}{L}\right) \frac{l}{L}$$

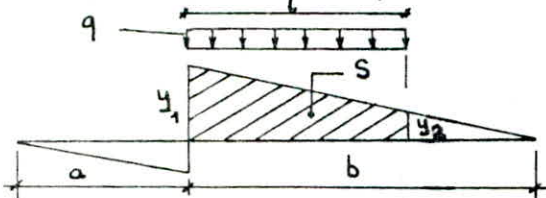
$$M_{\max} = q S_{\max}$$

Les valeurs de  $M_{\max}$  pour chaque section sont regroupées dans le tableau suivant :

SECTION	0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
M [tm]	0	425,194	729,001	911,233	954,210	972,002

- Effort tranchant :

Nous procédons de la manière que la surcharge  $M_{c120}$



$$S_{\max} = \frac{1}{2} b \frac{l}{L} \left(2 - \frac{l}{b}\right)$$

$$T_{\max} = q S_{\max}$$

$$q = 13,903 \text{ t/ml}$$

$$l = 18,60 \text{ m}$$

$$L = a + b$$

SECTION	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
T [t]	152,462	122,475	92,463	62,476	32,464

## V- REPARTITION DES EFFORTS DANS LES POUTRES

Le choix de la méthode de répartition des efforts dans les poutres dépend de la rigidité (ou flexibilité) des entretoises.

M. GUYON a défini la raideur de flexibilité d'une entretoise par la relation suivante :

$$r = \frac{n a}{2L} \sqrt{\frac{I_p}{I_E}} \quad \text{avec :}$$

- $n$  = nombre total des poutres principales
- $a$  = distance entre 2 poutres principales
- $L$  = portée des poutres principales
- $I_p$  = moment d'inertie propre d'une poutre principale
- $I_E$  = moment d'inertie propre d'une entretoise

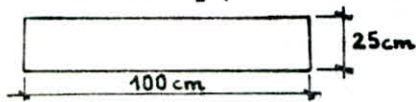
• Si  $r < 0,3$  l'entretoise est considérée comme infiniment rigide, on ne tient pas compte de l'effet de la résistance du pont à la torsion. Dans ce cas on utilise en général la méthode de M. Courbon

• Si  $r \geq 0,3$  on tient compte de la rigidité réelle de l'entretoise. La méthode de MM GUYON-MASSONNET est l'une des méthodes actuellement disponibles pour le calcul des ponts en tenant compte l'effet de la résistance du pont à la torsion.

### 1- Calcul de la raideur de flexibilité de l'entretoise

$$n = 6 \quad a = 1,85 \text{ m} \quad L = 25,50 \text{ m} \quad I_p = 9106753,36 \text{ cm}^4 \text{ (section médiane)}$$

Nous n'avons pas d'entretoises intermédiaires, c'est l'hourdis qui va assurer le rôle d'entretoise. Pour le calcul de  $I_E$ , nous considérons une largeur de 1m d'hourdis :



$$I_E = \frac{100 \times 25^3}{12} = 130208,33 \text{ cm}^4$$

$$\text{d'où : } r = \frac{6 \times 1,85}{2 \times 25,50} \sqrt{\frac{9106753,36}{130208,33}} = 0,629 > 0,3$$

Nous utilisons donc la méthode de MM. GUYON-MASSONNET

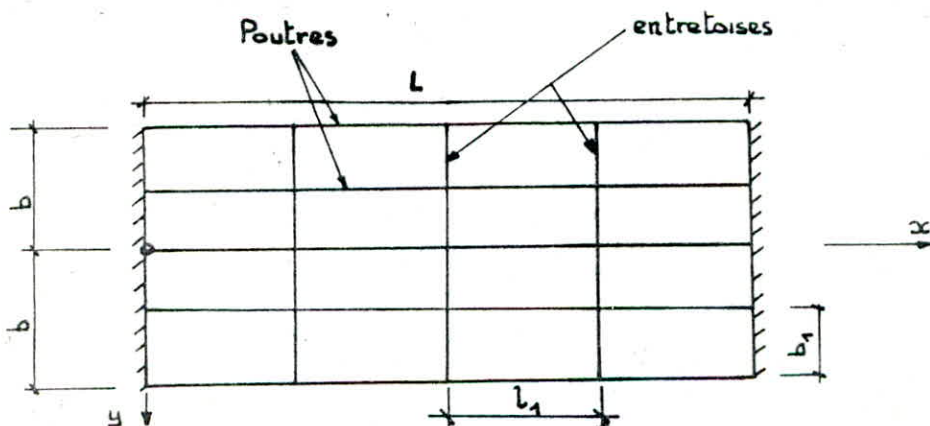
### 2- Principe de la méthode de GUYON-MASSONNET

La méthode consiste essentiellement :

- 1- à substituer au pont réel un pont à structure continue qui a les mêmes rigidités moyennes à la flexion et à la torsion que l'ouvrage réel, mais qui est analysable rigoureusement par le calcul différentiel.
- 2- à analyser de manière approchée l'effet de la répartition transversale des charges en admettant que cette répartition est la même que si la distribution des charges suivant l'axe du pont est sinusoïdale, de la forme :

$$p'(x) = p \sin \frac{\pi x}{L} \quad p = \text{constante} \quad L = \text{portée des poutres}$$

Les 2 paramètres fondamentaux



Le pont est constitué de :

- . n poutres principales espacées de  $b_1$  mètres
- . m entretoises espacées de  $l_1$  mètres

On désigne par :

$B_P = EI_P$  la rigidité flexionnelle des poutres  
 $B_E = EI_E$  la rigidité flexionnelle des entretoises

E étant le module d'élasticité longitudinale

$C_P = GI_P$  la rigidité torsionnelle des poutres

$C_E = GI_E$  la rigidité torsionnelle des entretoises

$$G = \frac{E}{(1+\nu) \times 2}$$

Le pont à structure continue équivaut au pont réel à pour rigidités flexionnelles par unité de longueur :

$$S_P = \frac{B_P}{b_1} \quad \text{et} \quad S_E = \frac{B_E}{l_1}$$

et pour rigidités torsionnelles par unités de longueur :  $\gamma_P = \frac{C_P}{b_1}$  et  $\gamma_E = \frac{C_E}{l_1}$

On montre que le comportement du pont à structure continue est complètement défini par :

- Le paramètre d'entretoisement

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt{\frac{S_P}{S_E}}$$

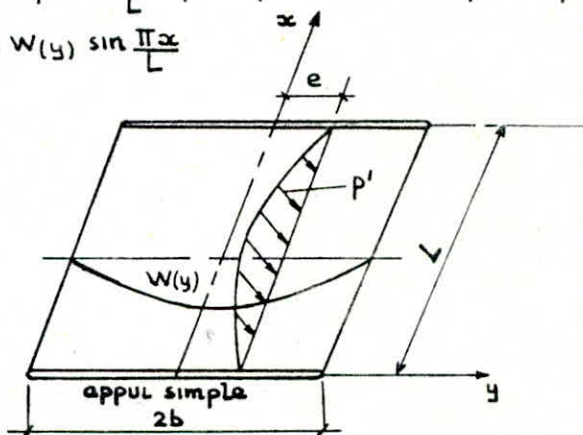
- Le paramètre de Torsion

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2\sqrt{\gamma_P \cdot \gamma_E}}$$

2.1 - Le coefficient de répartition transversale :

Sous l'effet d'une charge linéaire répartie sur une parallèle à l'axe du pont, d'excentricité  $e$  et suivant la loi sinusoïdale  $p' = p \sin \frac{\pi x}{L}$ , on peut montrer que le pont prend une déformée de la forme :

$$w(x,y) = W(y) \sin \frac{\pi x}{L}$$



Si la charge  $p'$ , au lieu d'être répartie sur une ligne était uniformément répartie sur  $2b$  tout en restant sinusoïdale dans le sens de l'axe  $x$ , le pont prendrait une déformée cylindrique d'équation :

$$w_m(x,y) = W_m \sin \frac{\pi x}{L}$$

On appelle, par définition, coefficient de répartition transversale le rapport sans dimension :

$$k(y) = \frac{W(y)}{W_m}$$

Le coefficient  $k$  dépend de  $\theta$ , de  $\alpha$ , de l'excentricité  $e$  de la charge et de l'ordonnée  $y$  du point considéré

Des tables numériques à doubles entrées donnant les valeurs des fonctions  $K_0$  (correspondant à  $\alpha = 0$ ) et  $K_1$  (correspondant à  $\alpha = 1$ ) pour des valeurs de  $\theta$  sont présentées à l'annexe de l'ouvrage : Calcul des grillages des poutres et dalles orthotropes (Barres - Massonnet).

Connaissant  $\theta$  on peut avoir les valeurs des fonctions  $K_0$  et  $K_1$ . Pour avoir les valeurs de  $K_\alpha$



correspondant à notre paramètre de torsion  $\alpha$ , nous utilisons la loi d'interpolation établi par SATTLER :

$$\begin{aligned} \text{Pour } 0 < \theta \leq 0,1 & \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0,05} \\ \text{Pour } 0,1 < \theta \leq 1,0 & \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha \left(1 - e^{-\frac{0,065 - \theta}{0,663}}\right) \\ \text{Pour } \theta > 1 & \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha} \end{aligned}$$

### 2.2 - Largeurs actives et positions actives

Dans la méthode exposée précédemment, toutes les valeurs ont été basées sur la largeur du système actif. Pour un pont à poutres, la largeur  $2b$  à prendre en compte est égale à l'écartement réel des poutres auquel on ajoute la moitié de l'écartement entre 2 poutres sur chacun des bords :

$$2b = (n-1)b_0 + 2 \times \frac{b_0}{2} = nb_0$$

$n$  = nombre de poutres

$b_0$  = distance entre 2 poutres

Dans notre cas :  $n = 6$   $b_0 = 1,85 \text{ m} \Rightarrow 2b = 6 \times 1,85 = 11,1 \text{ m} \Rightarrow b = 5,55 \text{ m}$

### 2.3 - Calcul des paramètres $\theta$ et $\alpha$

Inertie moyenne de la poutre :  $I_m = I_0 + \frac{8}{3\pi}(I - I_0)$

où  $I_0$  et  $I$  sont les moments d'inertie respectivement à l'appui et en travée

Nous considérons les inerties de la section entière :  $I_0 = 19976868 \text{ cm}^4$  ;  $I = 18053209,6 \text{ cm}^4$

$$I_m = 19976868 + \frac{8}{3\pi}(18053209,6 - 19976868) = 18343187,8 \text{ cm}^4$$

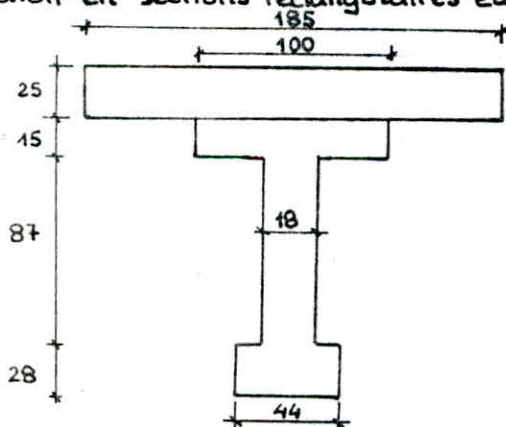
$$\rho_p = \frac{EI_p}{b_1} = \frac{18343187,8 \times E}{185} = 99152 E$$

$$\rho_E = \frac{EI_E}{L_1} = \frac{130208,33 \times E}{100} = 1302 E$$

Nous n'avons pas d'entretoises intermédiaires, c'est le hourdis qui va jouer le rôle des entretoises intermédiaires. Nous considérons comme espacement fictif d'entretoises l'unité de longueur ( $L_1 = 1 \text{ m}$ )

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}} = \frac{5,55}{25,5} \sqrt[4]{\frac{99152 E}{1302 E}} \approx 0,65$$

### 2.4 calcul $\gamma_p$ et $\gamma_E$ : Pour le calcul des rigidité torsionnelle $C_p$ nous décomposons la section en sections rectangulaires élémentaires



$$C_p = \frac{G}{3} \sum b_i^3 h_i$$

où  $b_i$  et  $h_i$  sont respectivement le plus petit et le plus grand côté du rectangle élémentaire  $i$  :

$$C_p = \frac{G}{3} [185 \times 25^3 + 100 \times 15^3 + \frac{1}{2} \times 87 \times 18^3 + 44 \times 28^3]$$

$$C_p = 1482568,33 G \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \nu = 0,15$$

D'où :  $C_p = 644594,93 E$

$$C_E = \frac{G}{3} \left(\frac{1}{2} \times 25^3 \times 100\right) = 113224,63 E$$

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_1} = 3484,3 E$$

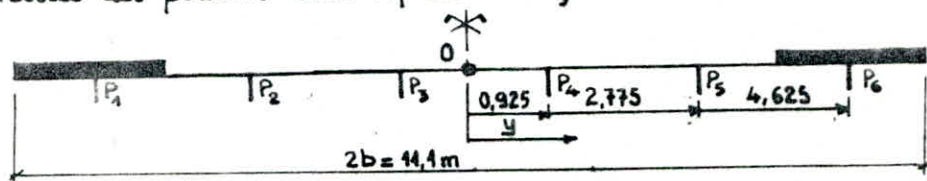
$$\gamma_E = \frac{C_E}{L_1} = 1132,24 E$$

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \rho_E}} = \frac{3484,3 E + 1132,24 E}{2\sqrt{99152 \times 1302} E} = 0,2$$

D'où  $\theta = 0,65$   $\alpha = 0,2$

2.5- Lignes d'influence de  $K_\alpha$  :

Les tables numériques établies par MASSONET nous donnent les valeurs des fonctions  $K_0$  et  $K_1$  pour  $\theta = 0,65$ , pour des excentricités des charges  $e = -b; -3b/4; -b/2; -b/4; 0; b/4; b/2; 3b/4; b$ , et pour des points  $y = 0; b/4; b/2; 3b/4; b$ .  
 Comme  $0,1 < \theta = 0,65 < 1$ ,  $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha$   $(1 - e^{\frac{0,065-\theta}{0,665}}) = K_0 + (K_1 - K_0) \times 0,392$   
 Les positions réelles des poutres sont représentées ci-dessous :



Pour avoir les valeurs de la fonction  $K_\alpha$  correspondant aux positions réelles des nos poutres, nous avons fait des interpolations linéaires. Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant pour les poutres de la moitié droite du pont.

$y$ [m] \ e	-b	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
$P_4$ $y = 0,925$	0,1613	0,4695	0,7885	1,1035	1,3522	1,4253	1,2858	1,0497	0,7980
$P_5$ $y = 2,775$	-0,1667	0,0828	0,3539	0,6676	1,0305	1,4135	1,7226	1,8473	1,8982
$P_6$ $y = 4,625$	-0,3279	-0,1773	0,0438	0,2450	0,6105	1,1435	1,8643	2,7282	3,6282

Ces valeurs de  $K_\alpha$  représentées dans le tableau ci-dessus vont nous permettre de tracer sa ligne d'influence pour les poutres  $P_4, P_5$  et  $P_6$ .

2.6- Calcul des coefficients  $K_\alpha$

. Cas des surcharges localisées : On calcule les ordonnées  $y_i$  de la ligne d'influence de  $K_\alpha$  sous chaque surcharge, le coefficient  $K_\alpha$  sera obtenu par la formule ci-après :

$$K_\alpha = \frac{\sum P_i y_i}{\sum P_i}$$

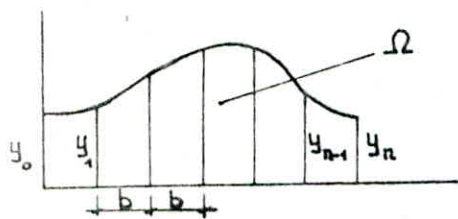
Dans le sens transversal, les  $P_i$  ont même valeur. La formule devient alors :

$$K_\alpha = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i \quad \text{avec } n = \text{nombre de files de roues ou chenilles}$$

. Cas de surcharges et charges uniformément réparties dans le sens transversal :

$$K_\alpha = \frac{\Omega}{l} \quad \text{avec } \Omega = \text{aire d'influence} \\ l = \text{largeur chargée}$$

L'aire  $\Omega$  sera calculée par la méthode des trapèzes :  $\Omega = b/2 [y_0 + 2(y_1 + y_2 + \dots + y_{n-1}) + y_n]$

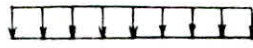


Pour les 2 types de charges, nous allons envisager toutes les dispositions transversales des charges pour avoir le coefficient  $K_\alpha$  maximal.

Sur les graphes, nous avons représenté uniquement la disposition défavorable (qui donne le  $K_\alpha$  max) pour chaque surcharge.

# LIGNE D'INFLUENCE DE $K_\infty$

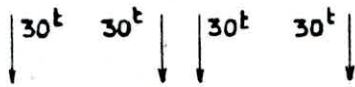
Poutre  $P_4$  ( $y = 0.925 \text{ m}$ )



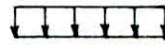
$C_D$



$M_{C120}$



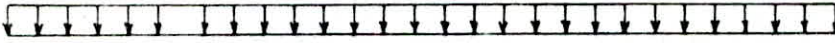
$B_c$



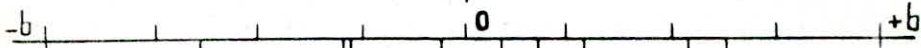
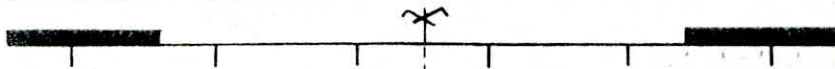
Trottoir



A(l)



G



Trott

Trott  
A(l)

Trott

Echelle

1m

0,5

$C_D$   
 $B_c$

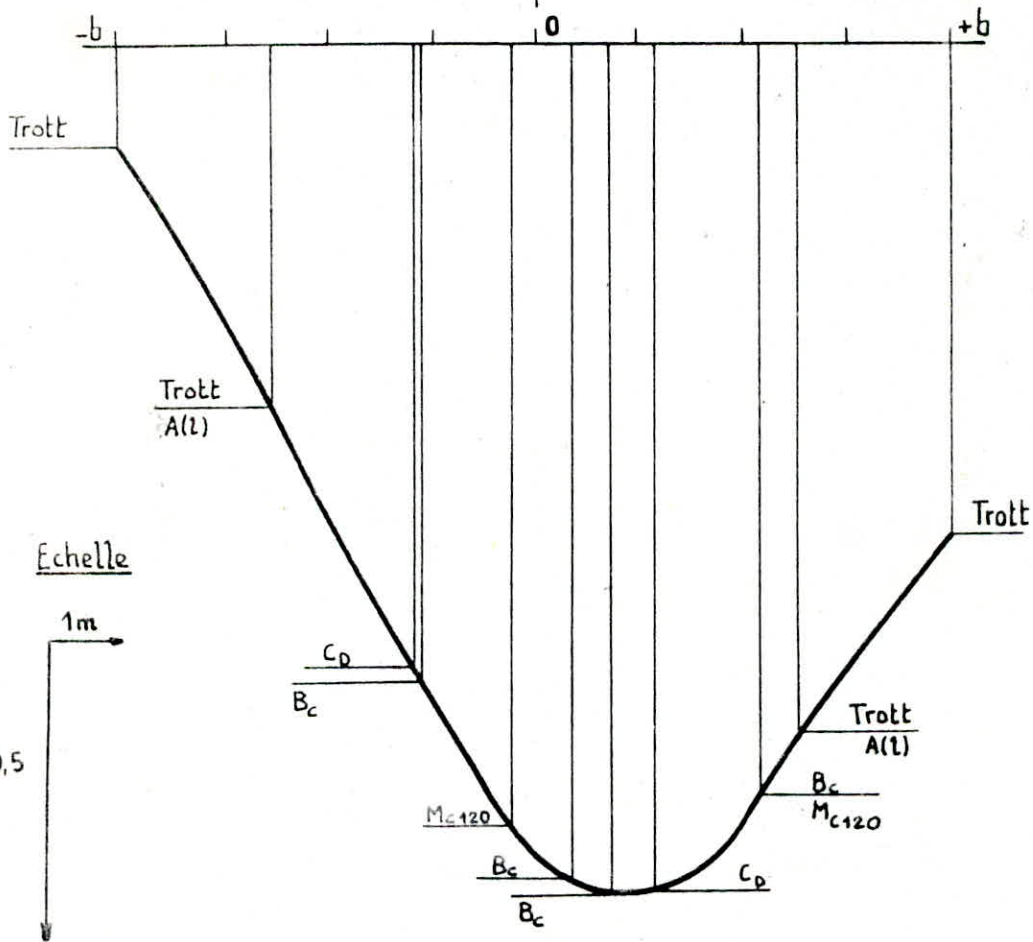
Trott  
A(l)

$M_{C120}$

$B_c$   
 $M_{C120}$

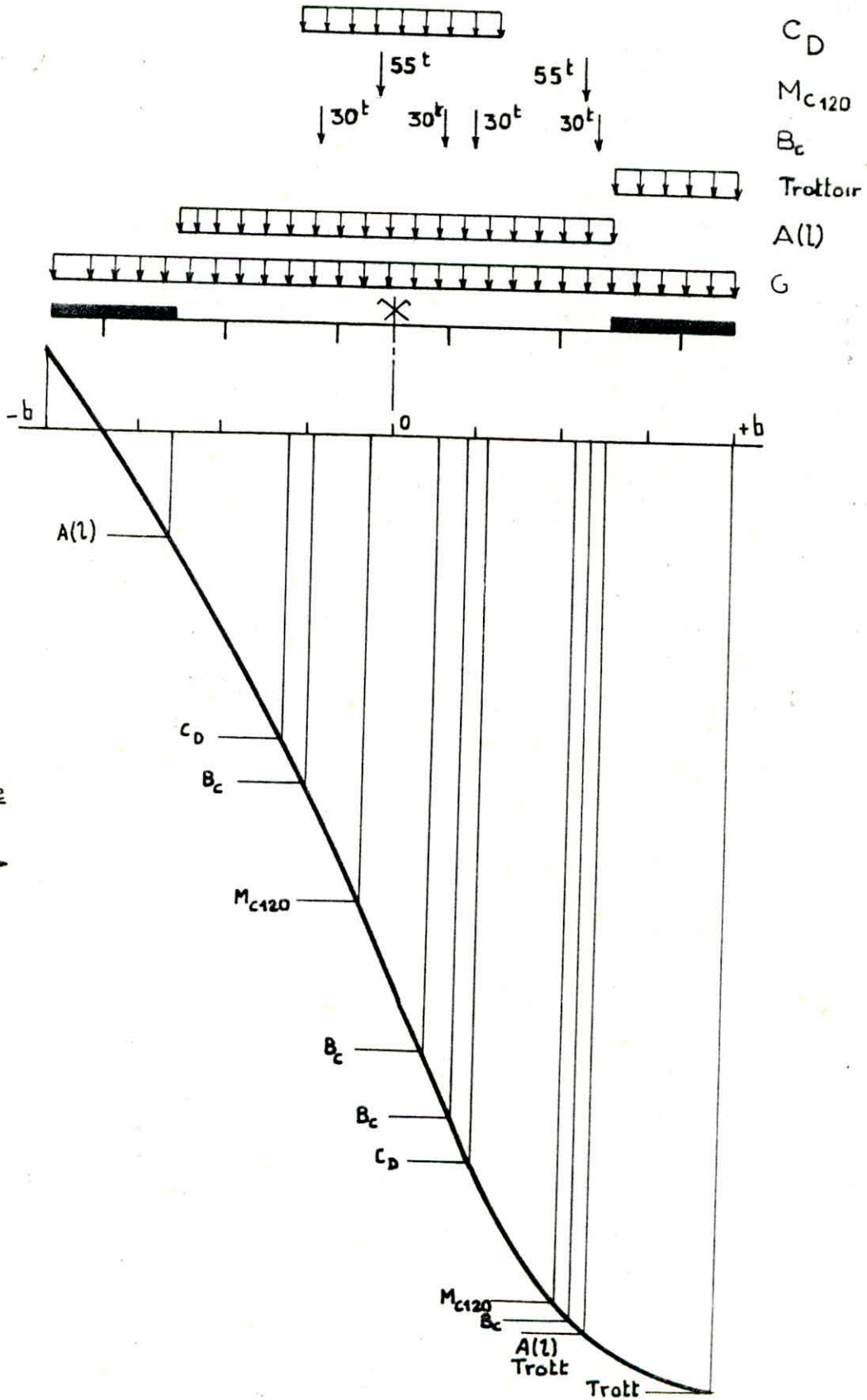
$B_c$   
 $B_c$

$C_D$



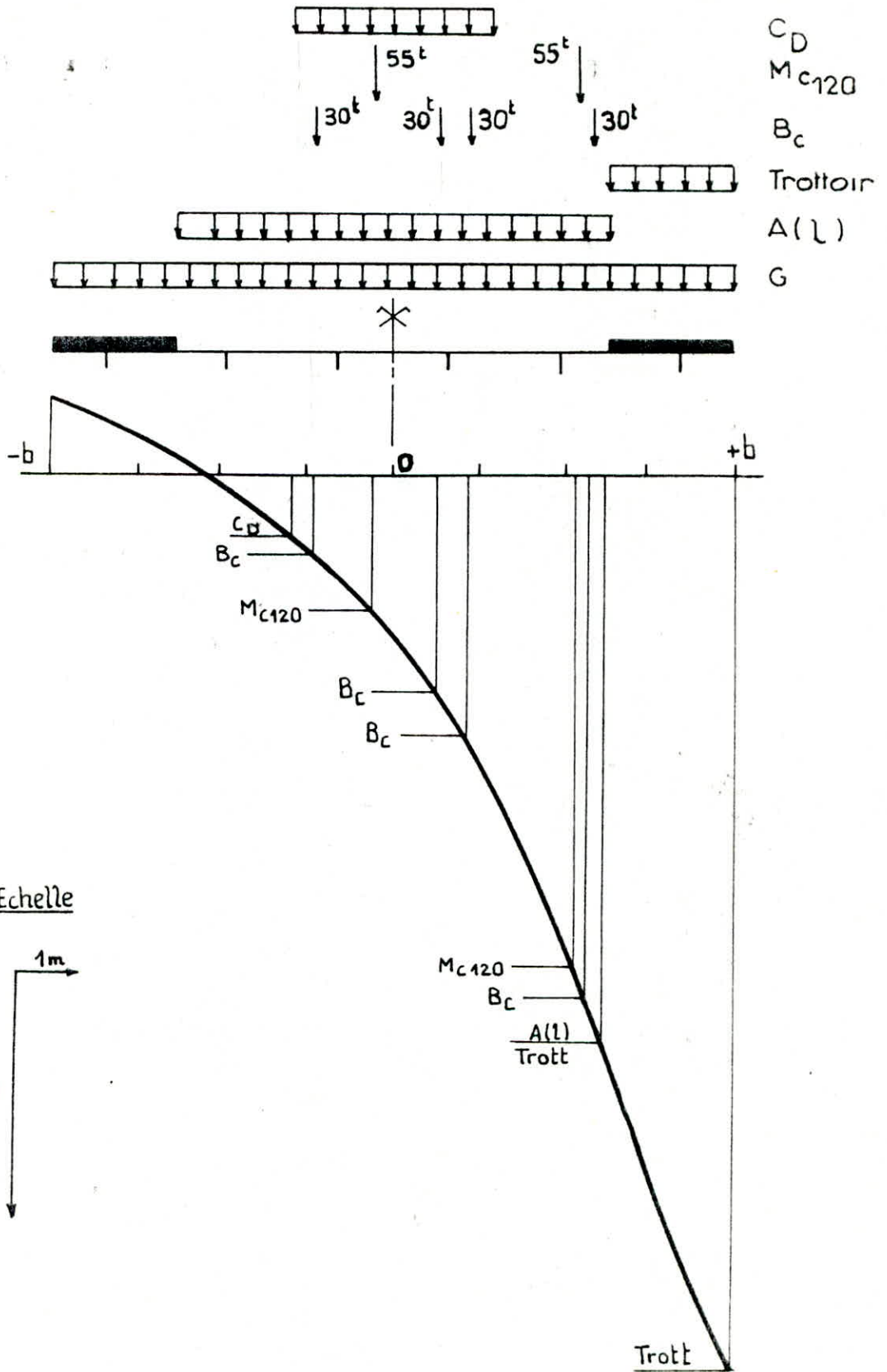
# LIGNE D INFLUENCE DE $K_\alpha$

Poutre  $P_5$  ( $y = 2.775m$ )



# LIGNE D INFLUENCE DE $K_{\infty}$

Poutre  $P_6$  ( $y = 4.625\text{m}$ )



COEFFICIENTS DE REPARTITION TRANSVERSALE  $K_{\alpha}^{\max}$

CHARGES ET SURCHARGES	MODE DE CHARGEMENT	POUTRE P <sub>4</sub> y = 0,925 m	POUTRE P <sub>5</sub> y = 2,775 m	POUTRE P <sub>6</sub> y = 4,625 m
G	Toute la largeur	0,993	0,996	0,987
TROTTOIRS	1 trottoir chargé l <sub>t1</sub> = 2,00 m	0,997	1,872	2,975
	2 trottoirs chargés l <sub>t2</sub> = 4,00 m	0,692	0,931	1,387
A(l)	1 voie chargée l <sub>v</sub> = 3,50 m	1,360	1,463	1,367
	2 voies chargées 2l <sub>v</sub> = 7,00 m	1,184	1,016	0,811
M <sub>C120</sub>	1 véhicule à 2 chenilles	1,275	1,350	1,275
B <sub>C</sub>	1 convoi 2 files de roues	1,337	1,587	1,600
	2 convois 4 files de roues	1,294	1,281	1,100
C <sub>D</sub>	un seul convoi	1,316	1,028	0,669

3- Calcul des moments flechissants dans les poutres

Le moment flechissant qui revient à chaque poutre sous la sollicitation de la charge permanente et de chaque surcharge sera donné selon la methode de GUYON-MASSONNET :

$$M_i = K_{\alpha_i} \frac{M_0}{n} \quad \text{avec} \quad M_i = \text{moment revenant à la poutre } i \text{ sous la sollicitation de la charge ou de la surcharge considerée}$$

$K_{\alpha_i}$  = coefficient de repartition transversale pour la poutre  $i$ , correspondant à la charge ou la surcharge considerée

$n$  = nombre total des poutres

$M_0$  = moment total sollicitant chaque travée du pont sous la charge ou surcharge considerée.

4- Calcul des efforts tranchants dans les poutres

La repartition peut se faire à l'aide du coefficient de repartition transversale  $K_{\alpha}$  :

$$T_i = K_{\alpha_i} \frac{T_0}{n} \quad \text{avec} : \quad T_i = \text{effort tranchant revenant à la poutre } i \text{ sous la charge ou surcharge considerée}$$

$T_0$  = effort tranchant total sollicitant chaque travée du pont sous la charge ou surcharge considerée.

Les valeurs des moments flechissants et des efforts tranchants dans chaque poutre sous la sollicitation de chaque charge sont regroupées dans les tableaux de la page suivante.

MOMENTS FLECHISSANTS DANS LA POUTRE  $P_4$  ( $\gamma = 0,925m$ ) EXPRIMÉS EN  $t_m$

SECTIONS		0	L/8	L/4	3L/8	S	L/2	
G	$K_{\alpha}$							
	0,993	0	122,17	209,46	262	274,17	279,85	
TROTTOIR	1 trottoir	0,997	0	1,77	3,04	3,80	3,98	4,05
	2 trottoirs	0,692	0	2,46	4,22	5,27	5,52	5,62
A(2)	1 voie	1,36	0	33,57	57,55	71,94	75,33	76,73
	2 voies	1,184	0	58,45	100,21	125,26	131,16	133,61
$B_c$	1 Convoi	1,337	0	31,96	53,84	65,86	67,31	65,28
	2 Convois	1,294	0	57,49	96,85	118,47	121,08	117,43
$M_{c120}$		1,275	0	62,83	107,73	134,63	141	143,65
$C_D$		1,345	0	93,19	159,85	199,75	209,18	213,13
COMBINAISONS	$G+1,1[A(2)+Trottoir]$		0	189,17	324,33	405,58	424,52	433
	$G+1,1[B_c+Trottoir]$		0	197,41	320,64	398,11	413,43	415,20
	$G + M_{c120}$		0	185	317,19	396,63	415,17	423,5
	$G + C_D$		0	245,36	369,31	462	483,35	493

EFFORTS TRANCHANTS DANS LA POUTRE  $P_4$  ( $\gamma = 0,925m$ ) EXPRIMÉS EN tonnes

SECTIONS		0	L/8	L/4	3L/8	L/2	
G	$K_{\alpha}$						
	0,993	43,81	32,86	21,90	10,96	0	
TROTTOIR	1 trottoir	0,997	0,64	0,49	0,36	0,16	
	2 trottoirs	0,692	0,88	0,68	0,49	0,22	
A(2)	1 voie	1,36	12,04	9,91	7,89	6,00	4,26
	2 voies	1,184	20,96	17,25	13,74	10,44	7,41
$B_c$	1 Convoi	1,337	12,59	10,42	8,24	6,10	4,15
	2 Convois	1,294	22,65	18,74	14,83	10,98	7,46
$M_{c120}$		1,275	22,55	19,33	16,13	12,94	9,74
$C_D$		1,346	33,43	26,85	20,27	13,69	7,12
COMBINAISONS	$G+1,1[A(2)+Trottoir]$		67,83	52,58	37,55	22,82	8,39
	$G+1,1[B_c+Trottoir]$		69,69	54,22	38,75	23,41	8,45
	$G + M_{c120}$		66,36	52,19	38,03	23,90	9,74
	$G + C_D$		77,24	59,71	42,17	33,78	7,12

MOMENTS FLECHISSANTS DANS LA POUTRE  $P_3$  ( $\gamma = 2,775m$ ) EXPRIMÉS EN  $\text{tm}$

SECTIONS			0	L/8	L/4	3L/8	S	L/2
G		$K_\alpha$						
		0,996	0	122,54	210,09	262,61	275	280
TROTTOIR	1 trottoir	1,876	0	3,33	5,7	7,13	7,47	7,61
	2 trottoirs	0,931	0	3,31	5,67	7,09	7,43	7,57
A(L)	1 voie	1,463	0	36,11	61,91	77,39	81,03	82,55
	2 voies	1,016	0	50,16	85,99	107,48	112,55	114,65
$B_c$	1 Convoi	1,587	0	37,94	63,91	78,17	79,89	77,48
	2 Convois	1,281	0	56,92	95,88	117,28	119,87	116,25
$M_{c120}$		1,35	0	66,52	114,07	142,55	149,30	152,10
$C_D$		1,028	0	72,82	124,9	156,08	163,45	166,54
COMBINAISONS	$G + 1,1 [A(L) + \text{Trottoir}]$		0	181,38	310,95	388,68	372,35	414,48
	$G + 1,1 [B_c + \text{Trottoir}]$		0	188,81	321,83	399,46	415,07	416,25
	$G + M_{c120}$		0	189,06	324,16	405,16	424,3	432,1
	$G + C_D$		0	195,36	335	418,7	438,45	446,54

EFFORTS TRANCHANTS DANS LA POUTRE  $P_3$  ( $\gamma = 2,775m$ ) EXPRIMÉS EN Tonnes

SECTIONS			0	L/8	L/4	3L/8	L/2
G		$K_\alpha$					
		0,996	43,94	32,96	21,97	10,99	0
TROTTOIR	1 trottoir	1,872	1,19	0,91	0,67	0,47	0,30
	2 trottoirs	0,932	1,19	0,91	0,67	0,47	0,30
A(L)	1 voie	1,463	12,95	10,66	8,49	6,45	4,58
	2 voies	1,016	17,98	14,80	11,79	8,96	6,36
$B_c$	1 Convoi	1,587	14,95	12,37	9,78	7,25	4,92
	2 Convois	1,281	22,43	18,55	14,68	10,87	7,38
$M_{c120}$		1,350	23,87	20,47	17,08	13,69	10,31
$C_D$		1,028	26,12	20,98	15,84	10,70	5,56
COMBINAISONS	$G + 1,1 [A(L) + \text{Trottoir}]$		65,03	50,24	35,68	21,36	7,33
	$G + 1,1 [B_c + \text{Trottoir}]$		69,92	54,37	38,85	23,46	8,45
	$G + M_{c120}$		67,81	53,43	38,05	24,68	10,31
	$G + C_D$		70,06	53,94	37,81	21,69	5,56



MOMENTS FLECHISSANTS DANS LA POUTRE  $P_6$  ( $\gamma = 4,625\text{ m}$ ), EXPRIMÉS EN tm

SECTIONS		0	L/8	L/4	3L/8	S	L/2
G	$K_{\alpha}$						
	0,987	0	121,49	208,30	260,37	272,65	277,74
TROTTOIR	1 trottoir	2,975	0	5,29	9,07	11,33	11,87
	2 trottoirs	1,387	0	4,93	8,46	10,57	11,07
A(L)	1 voie	1,367	0	33,76	57,87	72,33	75,74
	2 voies	0,811	0	40,04	68,64	85,79	89,84
$B_c$	1 Convoi	1,6	0	38,25	64,43	78,8	80,55
	2 Convois	1,1	0	48,87	82,33	100,71	102,93
$M_{c120}$		1,275	0	62,83	107,74	134,63	141
$C_D$		0,669	0	47,39	81,28	101,58	106,37
COMBINAISONS	$G + 1,1 [A(L) + \text{Trottoir}]$		0	170,96	293,11	366,37	383,65
	$G + 1,1 [B_c + \text{Trottoir}]$		0	181,07	308,84	383,61	398,93
	$G + M_{c120}$		0	184,32	316,1	395	413,65
	$G + C_D$		0	168,88	289,58	361,95	379,02

EFFORTS TRANCHANTS DANS LA POUTRE:  $P_6$  ( $\gamma = 4,625\text{ m}$ ), EXPRIMÉS EN tonnes

SECTIONS		0	L/8	L/4	3L/8	L/2
G	$K_{\alpha}$					
	0,987	43,57	32,68	21,78	10,90	0
TROTTOIR	1 trottoir	2,975	1,90	1,45	1,07	0,74
	2 trottoirs	1,387	1,77	1,35	0,99	0,69
A(L)	1 voie	1,367	12,1	9,96	7,94	6,03
	2 voies	0,811	14,36	11,81	9,41	7,15
$B_c$	1 Convoi	1,6	15,07	12,47	9,86	7,31
	2 Convois	1,1	19,26	15,93	12,60	9,34
$M_{c120}$		1,275	22,55	19,33	16,13	12,94
$C_D$		0,669	16,98	13,66	10,31	6,96
COMBINAISONS	$G + 1,1 [A(L) + \text{Trottoir}]$		61,46	47,27	33,31	19,58
	$G + 1,1 [B_c + \text{Trottoir}]$		66,85	51,79	36,82	21,99
	$G + M_{c120}$		66,12	52,01	37,91	23,84
	$G + C_D$		60,56	46,34	32,09	30,48

5- Moment de flexion transversale :

Le moment de flexion transversale se détermine selon la méthode de GUYON - MASSONNET à l'aide des coefficients  $\mu_{\alpha}$ . Chaque charge réelle est remplacée par sa développée en série de Fourier. Pour avoir une bonne précision sur la valeur du moment, MASSONNET exige de prendre en compte les 3 premiers termes de la série de Fourier ( $m=1,3,5$ ). La détermination des coefficients  $\mu_{\alpha}$  se fait de la manière que  $K_{\alpha}$ . Des tables numériques donnant les valeurs de  $\mu_0$  et de  $\mu_1$  en fonction de  $\theta$ ,  $y$  et  $e$  ont été établies par MASSONNET. Pour avoir les valeurs de la fonction  $\mu_{\alpha}$  (correspondant à  $\alpha$ ), nous utilisons la formule d'interpolation de SATTLER :

$$\text{Pour } 0,1 < \theta \leq 1,0 \rightarrow \mu_{\alpha} = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha \dots = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \times 0,392$$

Tableau de valeurs de la fonction  $\mu_{\alpha_1}$  (correspondant à  $\theta_1 = \theta = 0,65$ )  $m=1$

$y(m)$	$e$	$-b$	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	$b$
0,925		-0,0827	-0,0573	-0,0499	0,0255	0,0948	0,1486	0,0461	-0,0621	-0,1315
2,775		-0,0360	-0,0290	-0,0200	-0,0070	0,0450	0,0579	0,1206	-0,027	-0,1569
4,625		-0,0080	-0,0075	-0,0067	-0,0047	0,0043	0,0055	0,0192	0,0446	-0,0818

Tableau de valeurs de la fonction  $\mu_{\alpha_3}$  (correspondant à  $\theta_3 = 3\theta = 1,95$ )  $m=3$

$y(m)$	$e$	$-b$	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	$b$
0,925		0,0060	-0,0004	-0,0032	-0,0067	0,0117	0,0311	-0,0071	-0,0052	0,0004
2,775		-0,0004	0,0004	0,0000	-0,0045	-0,0065	-0,0068	0,0501	-0,0082	-0,0146
4,625		0,0000	0,0000	0,0004	0,0000	-0,0046	-0,0056	-0,0036	0,0480	-0,0472

Tableau des valeurs de la fonction:  $\mu_{\alpha_5}$  (correspondant à  $\theta_5 = 5\theta = 3,25$ )  $m=5$

$y(m)$	$e$	$-b$	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	$b$
0,925		0,0000	0,0000	0,0001	-0,0022	0,0065	0,0484	-0,0039	-0,0004	0,0002
2,775		0,0000	0,0000	0,0000	0,0004	-0,0006	-0,0055	0,0711	-0,0057	0,0006
4,625		0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0004	-0,0004	-0,0034	0,0206	-0,0108

Les valeurs vont nous permettre de tracer les lignes d'influence de  $\mu_{\alpha_m}$  ( $m=1,3,5$ ) pour les ordonnées ci-dessus.

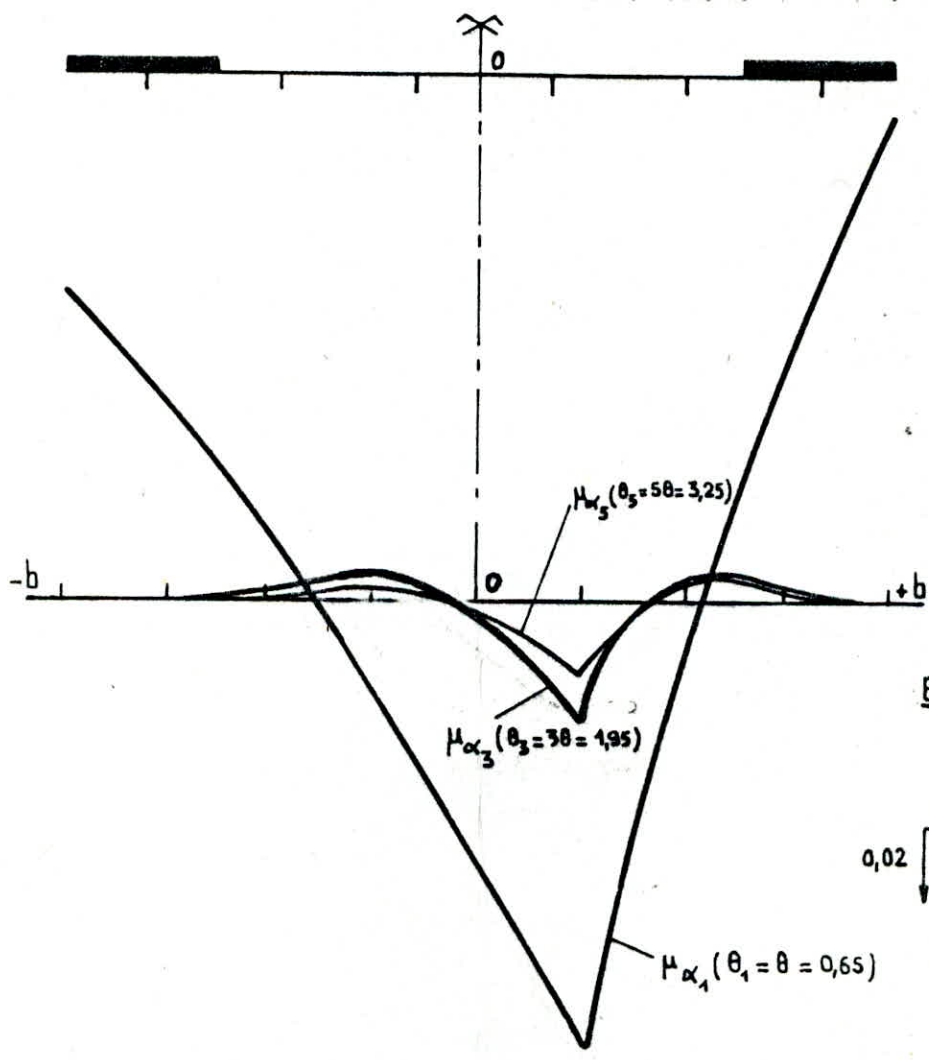
Les valeurs des coefficients de répartition  $\mu_{\alpha_m}$  pour chaque surcharge seront déduites de la même manière que  $K_{\alpha}$  à partir de ces lignes d'influence (lecture d'ordonnées au droit des charges concentrées, calcul des surfaces avec la formule des trapèzes pour les charges uniformément réparties). Toutefois, on envisagera les cas donnant les coefficients  $\mu_{\alpha_m}$  maximaux positifs et négatifs pour chaque surcharge.

Il est à noter que la charge permanente n'engendre pas une flexion transversale, elle ne sera pas tenue compte pour le calcul des moments transversaux.

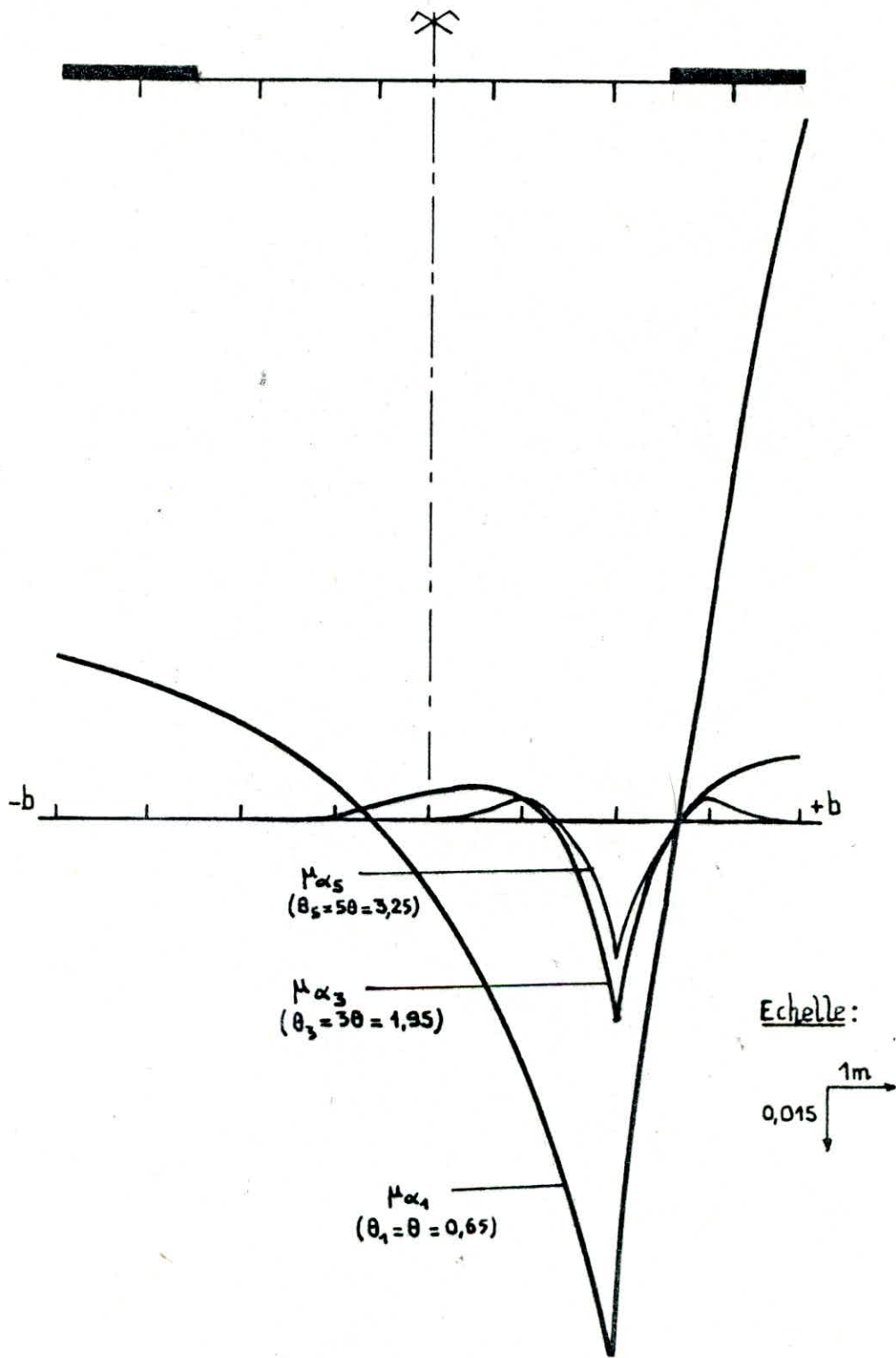
Le calcul de ces coefficients de répartition  $\mu_{\alpha_m}$  pour chaque surcharge au droit de chaque ordonnée  $y$  ci-dessus nous a permis d'avoir les coefficients  $\mu_{\alpha_m}^+$  et  $\mu_{\alpha_m}^-$  les plus défavorables (coefficients  $\mu_{\alpha_m}^+$  et  $\mu_{\alpha_m}^-$  maximaux).

Ce sont ces coefficients qui vont nous servir pour le calcul des moments transversaux. Les valeurs de ces coefficients sont regroupées dans le tableau suivant pour chaque cas de surcharge.

LIGNE D INFLUENCE DE  $\mu_{\alpha_m}$  ( $m=1,3,5$ )  
 $Y = 0,925 \text{ m}$



LIGNE D INFLUENCE DE  $\mu_{\alpha_m}$  ( $m=1,3,5$ )  
 $Y = 2,775 \text{ m}$



LIGNE D'INFLUENCE DE  $\mu_{\alpha_m}$  ( $m = 1, 3, 5$ )  
 $Y = 4.625 \text{ m}$

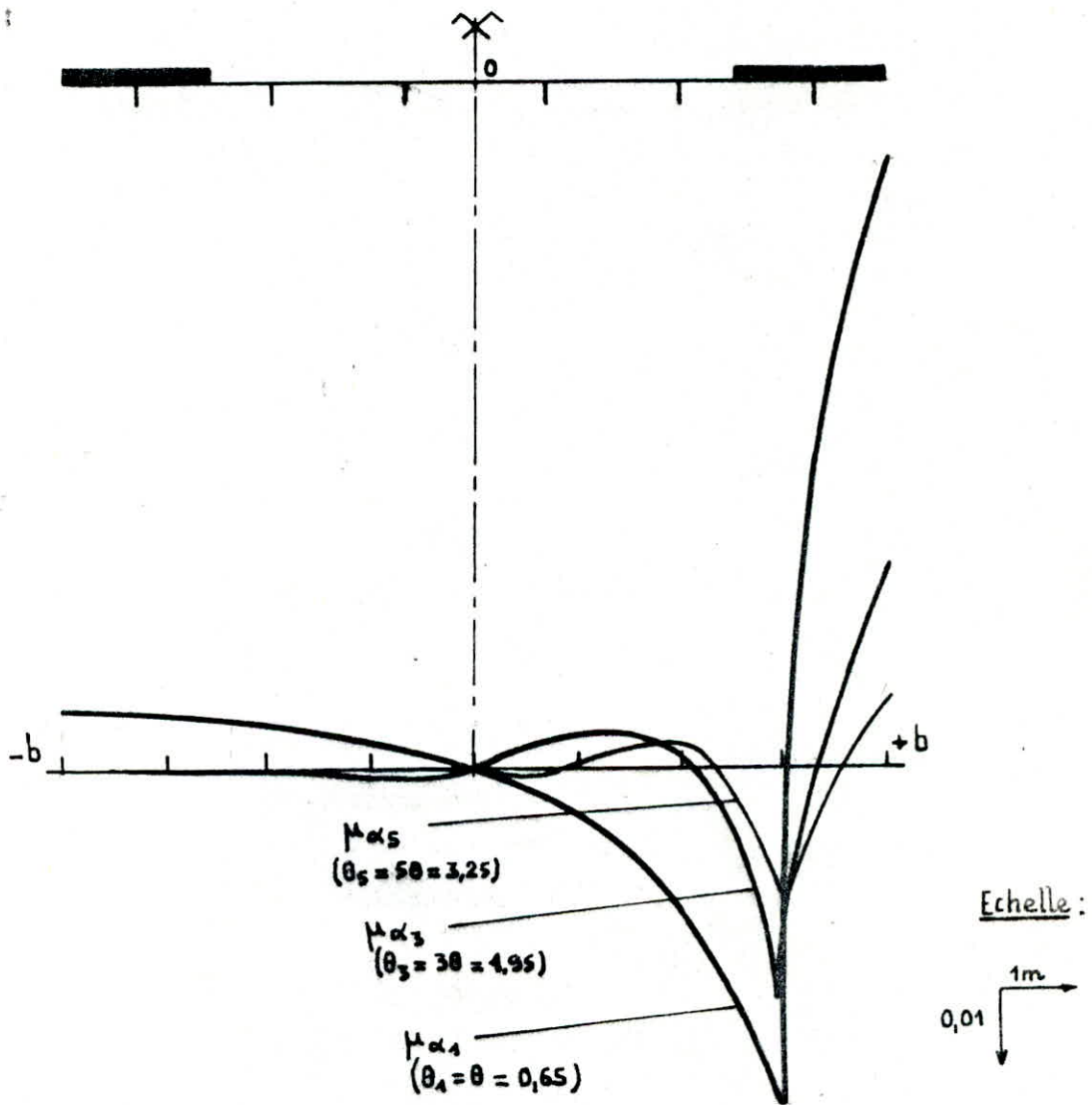


Tableau de valeur des coefficients  $\mu_{\alpha_m}$  ( $m=1,3,5$ ) les plus défavorables pour chaque surcharge

		$\mu_{\alpha_1}$		$\mu_{\alpha_3}$		$\mu_{\alpha_5}$	
		$\mu_{\alpha_1}^+$	$\mu_{\alpha_1}^-$	$\mu_{\alpha_3}^+$	$\mu_{\alpha_3}^-$	$\mu_{\alpha_5}^+$	$\mu_{\alpha_5}^-$
TROTTOIR	1 Trottoir chargé	—	-0,0810	—	-0,0042	—	-0,0025
	2 Trottoirs chargés	—	-0,0705	—	-0,0024	—	-0,0012
A(L)	1 voie chargée	0,0622	—	0,0108	-0,0026	0,0066	-0,0002
	2 voies chargées	0,0374	—	0,0076	—	0,0044	—
B <sub>r</sub>	1 roue isolée	0,1180	-0,0300	0,0220	-0,0080	0,0200	-0,006
B <sub>t</sub>	1 convoi	0,0940	-0,0210	0,0170	-0,0090	0,0100	-0,002
	2 convois	0,0420	—	0,0065	—	0,0025	—
B <sub>c</sub>	1 Convoi	0,0850	-0,0010	0,0180	-0,0040	0,0100	-0,0015
	2 Convois	0,0500	—	0,0095	—	0,0045	—
M <sub>C120</sub>		0,0640	—	0,0130	—	0,0090	-0,0020
C <sub>D</sub>		0,0662	—	0,0082	—	0,0050	—

Calcul du moment de flexion transversale ou moment dans les entretoises :

Le moment est donné par mètre-linéaire par les formules suivantes :

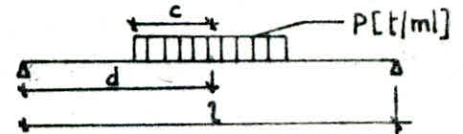
- Pour une charge uniforme (A(L) et surcharge de trottoir) :

$$M_y = \sum_{m=1}^5 \mu_{\alpha_m} \frac{4P}{\pi m} b \sin \frac{m\pi x}{l} \quad \text{avec } x = \frac{l}{2}$$

- Pour une charge linéairement répartie (Cas de M<sub>C120</sub> et de C<sub>D</sub>)

$$M_y = \frac{4P}{\pi} b \sum_{m=1}^5 \frac{1}{m} \mu_{\alpha_m} \sin \frac{m\pi c}{l} \sin \frac{m\pi d}{l} \sin \frac{m\pi x}{l}$$

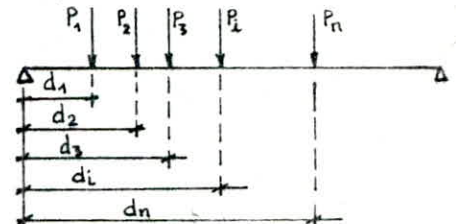
$$d = \frac{l}{2} \quad \text{et} \quad x = \frac{l}{2}$$



- Pour un système de charges concentrées (Cas de B<sub>r</sub>, B<sub>t</sub> et B<sub>c</sub>)

$$M_y = \frac{2}{l} b \sum_{m=1}^5 \sum_{i=1}^n P_i \mu_{\alpha_m} \sin \frac{m\pi d_i}{l} \sin \frac{m\pi x}{l}$$

$$x = \frac{l}{2}$$



Nous avons fait le calcul pour les différentes surcharges, les valeurs des moments de flexion transversale sont regroupées dans le tableau ci-dessous

	TROTTOIR		A(L)		B <sub>r</sub>		B <sub>c</sub>		B <sub>r</sub>	M <sub>C120</sub>	C <sub>D</sub>
	1Trott	2Trott	1voie	2voies	1tend	2tend	1conv	2conv			
M <sub>y</sub> <sup>+</sup> tm/ml	/	/	0,007	0,30	1,66	1,39	1,528	1,92	0,696	1,86	1,68
M <sub>y</sub> <sup>-</sup> tm/ml	-0,089	-0,075	/	/	-0,435	/	-0,04	/	-0,191	-0,024	/

Ces moments vont être frappés par le coefficient de majoration dynamique  $\delta$  avant d'être ajoutés aux moments dus à la flexion locale (Cas des systèmes B et M<sub>C120</sub>).

## VI- ETUDE DU PLATELAGE

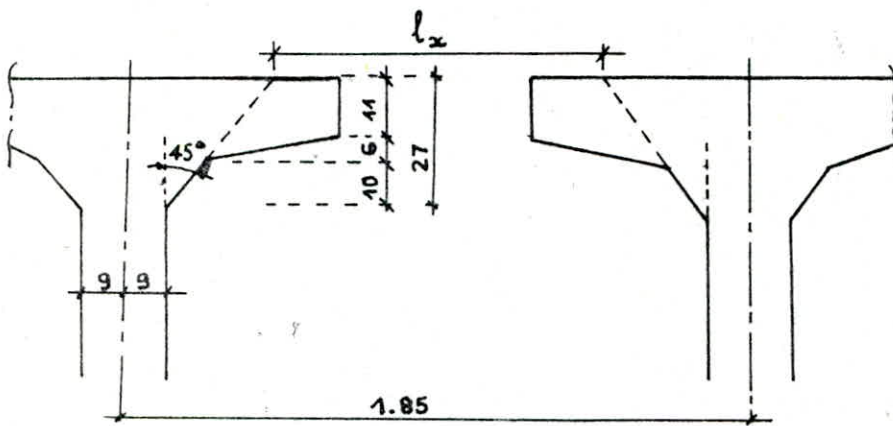
La dalle qui constitue le platelage de notre pont est en béton armé, coulée sur place. Elle sera ferrillée pour pouvoir reprendre les efforts provenant de la flexion locale calculés pour un panneau selon la méthode de PIGEAUD auxquels s'ajoutent les moments de flexion transversale (flexion généralisée de la grillage des poutres angendrée par l'entretoisement) calculés selon la méthode de GUYON ET MASSONNET.

### 1- CALCUL DES EFFORTS DÛS A LA FLEXION LOCALE

La dalle est assimilée à un assemblage de panneaux rectangulaires de dimensions  $l_x \times l_y$  ( $l_x < l_y$ ). Les panneaux sont portés suivant la direction  $l_x$  par les entretoises d'about et suivant  $l_y$  par les poutres principales. La dalle est continue dans les deux sens mais nous considérons les panneaux comme partiellement encastrés entre-eux dans le sens  $l_y$ .

calcul des dimensions d'un panneau

Le calcul de  $l_x$  se fait en suivant l'IP1



$$l_x = 185 - 2(9 + 27) = 113 \text{ cm}$$

$l_y$  : c'est la distance entre nu des deux entretoises d'about (épaisseur = 40 cm)

$$l_y = 2550 - 40 = 2510 \text{ cm}$$

$\beta = \frac{l_x}{l_y} = 0,045 < 0,4$  ; le panneau ne travaille que sur un seul sens (suivant  $l_x$ ).

La détermination des efforts se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD

#### 1.1- Sous charges permanentes :

Nous prenons au milieu de  $l_x$  une bande de 1m de large suivant  $l_y$ . Le calcul se fait alors comme une poutre de 1m de largeur, de hauteur  $h_0 = 25 \text{ cm}$  et de portée  $l_x = 1,13 \text{ m}$

Poids propre de la dalle  $2,5 \times 0,25 \times 1 = 0,625 \text{ t/ml}$

Poids propre du revêtement  $2,2 \times 0,08 \times 1 = 0,176 \text{ t/ml}$

$$g = 0,801 \text{ t/ml}$$

#### • Moments flechissants :

suivant  $l_x$  :  $M_{0x} = \frac{gl_x^2}{8} = \frac{801 \times (1,13)^2}{8} = 127,85 \text{ Kg m}$

En travée :  $M_{tx} = 0,8 M_{0x} = 102,3 \text{ Kg m}$

Sur appui :  $M_{ax} = 0,5 M_{0x} = 63,93 \text{ Kg m}$

suivant  $l_y$  : On prend forfaitairement  $M_{0y} = \frac{1}{4} M_{0x} = 31,96 \text{ Kg m}$

$$M_{ty} = \frac{1}{4} M_{tx} = 25,57 \text{ Kg m}$$

$$M_{ay} = M_{ax} = 63,93 \text{ Kg m}$$

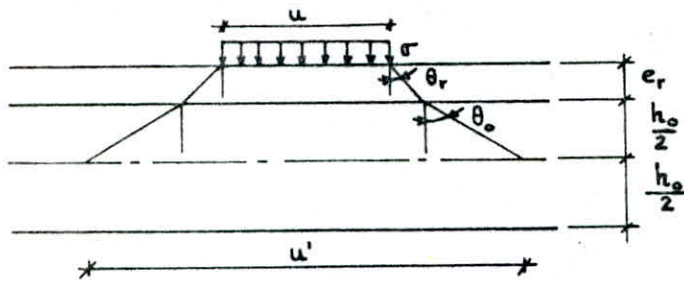
Efforts tranchants :

Au milieu de  $l_y$  :  $T_x = \frac{g l_x l_y}{2 l_y + l_x} = \frac{801 \times 1,13 \times 25,10}{2 \times 25,10 + 1,13} = 442,66 \text{ Kg}$

Au milieu de  $l_x$  :  $T_y = \frac{1}{3} g l_x = \frac{1}{3} 801 \times 1,13 = 301,70 \text{ Kg}$

1.2- Sous surcharges :

Phénomène de diffusion : Les contraintes dues à une surcharge localisée agissant sur la dalle se diffusent dans le plan moyen ( $\Pi$ ) situé à mi-hauteur de la dalle



- $e_r$  = épaisseur du revêtement
- $h_0$  = épaisseur de la dalle
- $u$  = largeur d'impact
- $u'$  = largeur d'impact après diffusion
- $\theta_r$  = angle de diffusion dans le revêtement
- $\theta_0$  = angle de diffusion dans la dalle

Pour une dalle en béton armé  $\theta_0 = 45^\circ$

Dans le cas d'un revêtement peu rigide (asphalte comme notre cas)  $\theta_r$  est tel que  $\tan \theta_r = 0,75$

Les dimensions d'impact après diffusion sont alors :

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

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

1.2.1- Roue isolée B<sub>r</sub>

Disposition défavorable :

$u' = 0,6 + 0,25 + 1,5 \times 0,08 = 0,97 \text{ m}$

$v' = 0,3 + 0,25 + 1,5 \times 0,08 = 0,67 \text{ m}$

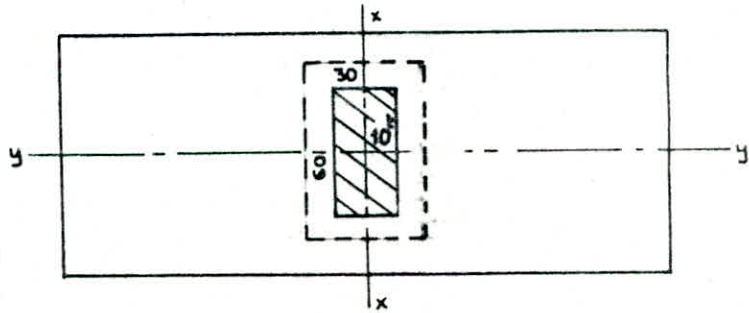
$f = 0,045 \approx 0$

$\frac{u'}{l_x} = 0,860$

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

$\frac{v'}{l_x} = 0,593$

$M_2 = 4,57 \cdot 10^{-2}$



Moments flechissants :  $M_x = (M_1 + \nu M_2) P = (9,9 + 0,15 \times 4,57) 10^{-2} \times 10 \cdot 10^3 = 1058,55 \text{ Kg m/ml}$   
 $M_y = (M_2 + \nu M_1) P = (4,57 + 0,15 \times 9,9) 10^{-2} \times 10 \cdot 10^3 = 605,5 \text{ Kg m/ml}$

Efforts tranchants :

$u' > v'$  | Au milieu de  $u'$  :  $T_{u'} = \frac{P}{2u' + v'} = \frac{10 \times 10^3}{2 \times 0,97 + 0,67} = 3831,4 \text{ Kg/ml}$   
 | Au milieu de  $v'$  :  $T_{v'} = \frac{P}{3u'} = \frac{10 \times 10^3}{3 \times 0,97} = 3436,43 \text{ Kg}$

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  $l_y$  :  $T_x = 1,25 \times 3831,4 = 4789,27 \text{ Kg/ml}$

Au milieu de  $l_x$  :  $T_y = 1,25 \times 3436,43 = 4295,53 \text{ Kg/ml}$

1.2.2- Sous la surcharge B<sub>t</sub>

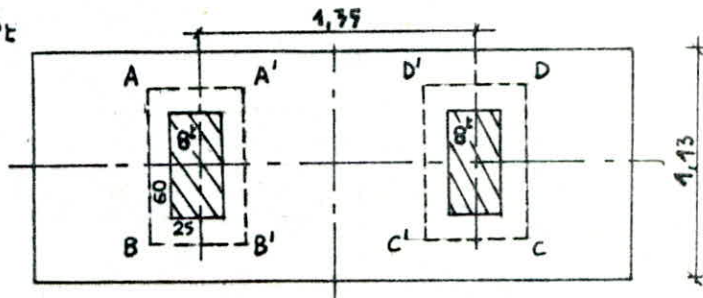
Moment flechissant

Disposition défavorable :

Le calcul des efforts se font selon l'artifice de RESAL :

$u' = 60 + 1,5 \times 8 + 25 = 97 \text{ cm}$

$v' = 25 + 1,5 \times 8 + 25 = 62 \text{ cm}$





$v' = 62 \text{ cm} < 135 \text{ cm} \Rightarrow$  il n'y a pas d'interférence suivant  $l_y$ .

La pression de repartition sur le plan moyen ( $\Pi$ ) de la dalle est :  $\sigma = \frac{P}{u' \cdot v'} = \frac{8}{0,97 \times 0,62} = 13,30 \text{ t/m}^2$

• Surface ABCD :

$$u' = 97 \text{ cm} \quad v' = 197 \text{ cm} \quad \rho = 0 \quad \begin{cases} u'/l_x = 0,86 \\ v'/l_x = 1,74 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 6,86 \cdot 10^{-2} \\ M_2 = 0,76 \cdot 10^{-2} \end{cases}$$

La charge fictive  $P_1 = \sigma \cdot u' \cdot v' = 13,30 \times 0,97 \times 1,97 = 25,41 \text{ t}$

$$M_{x_1} = (M_1 + \nu M_2) P_1 = (6,86 + 0,15 \times 0,76) 10^{-2} \times 25,41 \cdot 10^3 = 1772,1 \text{ Kg/m}$$

$$M_{y_1} = (M_2 + \nu M_1) P_1 = (0,76 + 0,15 \times 6,86) 10^{-2} \times 25,41 \cdot 10^3 = 454,58 \text{ Kg/m}$$

• Surface A'B'C'D'

$$u' = 97 \text{ cm} \quad v' = 73 \text{ cm} \quad \rho = 0 \quad \begin{cases} u'/l_x = 0,86 \\ v'/l_x = 0,65 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 9,70 \cdot 10^{-2} \\ M_2 = 4 \cdot 10^{-2} \end{cases}$$

Charge fictive  $P_2 = 13,30 \times 0,97 \times 0,73 = 9,42 \text{ t}$

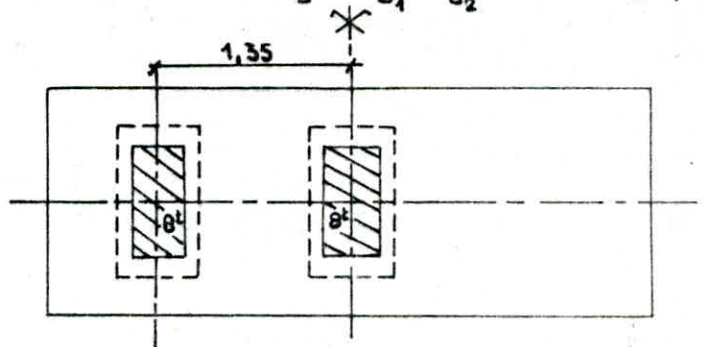
$$M_{x_2} = (M_1 + \nu M_2) P_2 = 970 \text{ Kg/m}$$

$$M_{y_2} = (M_2 + \nu M_1) P_2 = 513,86 \text{ Kg/m}$$

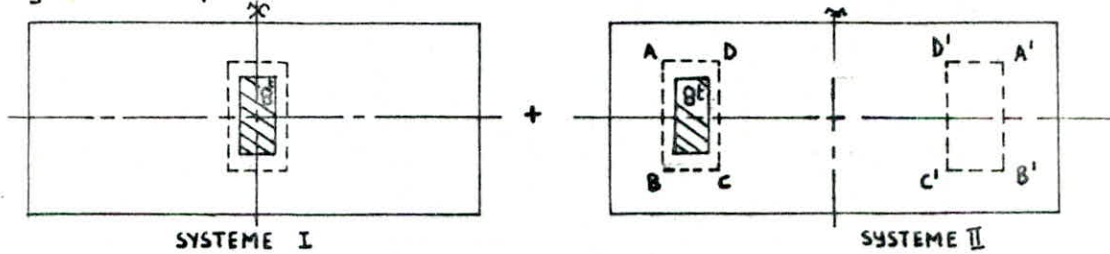
Les moments fléchissants dus à la surcharge  $B_t$  sont alors :  $M_x = M_{x_1} - M_{x_2} = 801,83 \text{ Kg/m}$   
 $M_y = M_{y_1} - M_{y_2} = -59,87 \text{ Kg/m}$

- Effort tranchant

Disposition défavorable :



Le système est équivalent



L'effort tranchant pour le système I se calcule de la même manière que  $B_t$ .

On trouve :  $T_{u_1} = 3,125 \text{ t/ml}$   $T_{v_1} = 2,75 \text{ t/ml}$

Système II : Nous utilisons l'artifice de RESAL :

• Surface AA'BB' :  $u' = 0,97 \text{ m}$   $v' = 3,32 \text{ m} \rightarrow P_2 = \sigma u' v' = 13,30 \times 0,97 \times 3,32 = 42,83 \text{ t}$

$$u' < v' \rightarrow T_{u_2}^* = \frac{P_2}{3v'} = 4,30 \text{ t/ml} \quad T_{v_2}^* = \frac{P_2}{2v' + u'} = 5,63 \text{ t/ml}$$

• Surface DD'C'C :  $u' = 0,97 \text{ m}$   $v' = 2,08 \text{ m} \rightarrow P_3 = 13,3 \times 0,97 \times 2,08 = 26,83 \text{ t}$

$$u' < v' \rightarrow T_{u_3}^* = \frac{P_3}{3v'} = 4,30 \text{ t/ml} \quad T_{v_3}^* = \frac{P_3}{(2v' + u')} = 5,23 \text{ t/ml}$$

Pour le système II :  $T_{u_2} = \frac{1}{2} (T_{u_2}^* - T_{u_3}^*) = 0$   $T_{v_2} = \frac{1}{2} (T_{v_2}^* - T_{v_3}^*) = 199,06 \text{ Kg/ml}$

Pour les systèmes I + II :  $T_u = T_{u_1} + T_{u_2} = 3125 \text{ Kg/ml}$   $T_v = T_{v_1} + T_{v_2} = 2948,27 \text{ Kg/ml}$

Finalement, les efforts tranchants engendrés par la surcharge  $B_t$  sont :

$$T_x = 1,25 T_u = 3,92 \text{ t/ml}$$

$$T_y = 1,25 T_v = 3,685 \text{ t/ml}$$

4.2.3-Surcharge  $B_c$

moment flechissant :  
Disposition defavorable

$u' = 25 + 25 + 1,5 \times 8 = 62 \text{ cm}$   
 $v' = 25 + 25 + 1,5 \times 8 = 62 \text{ cm}$

$\frac{u'}{2} = 31 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \rightarrow$  il y a interference suivant  $l_x$

$\frac{v'}{2} = 31 \text{ cm} < 75 \text{ cm} \rightarrow$  pas d'interference suivant  $l_y$ .

La largeur d'interference suivant  $l_x$  est  $\Delta = 12 \text{ cm}$

Le calcul des efforts se fait selon l'artifice de RESAL :

Soient :  $M_{1x}$  et  $M_{1y}$  les moments flechissants en considerant l'aire  $A_1ADD_1$

$M_{2x}$  et  $M_{2y}$  les moments flechissants en considerant l'aire  $BB_1C_1C$

$M_{3x}$  et  $M_{3y}$  les moments flechissants en considerant l'aire  $\alpha\alpha_1\delta_1\delta$

$M_{4x}$  et  $M_{4y}$  pour l'aire  $\beta\beta_1\gamma_1\gamma$ .

Le moment dans le panneau (isostatique) du à  $B_c$  est :  $M_x = M_{1x} - M_{2x} + M_{3x} - M_{4x} = 977,48 \text{ Kgm/ml}$

$M_y = M_{1y} - M_{2y} + M_{3y} - M_{4y} = -154,3 \text{ Kgm/ml}$

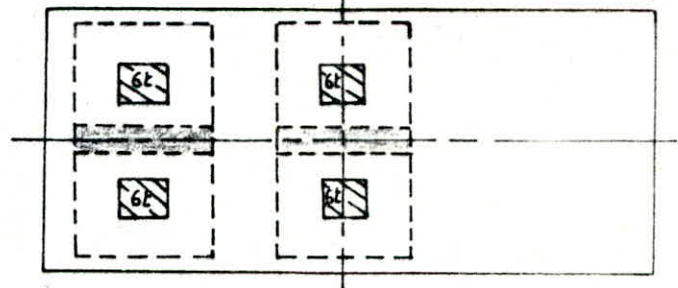
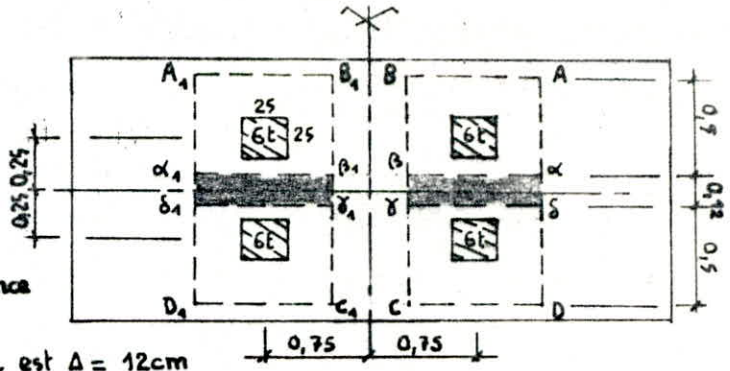
Nous avons tenu compte des effets des autres roues, le calcul donne  $M_x = 1091 \text{ Kgm/ml}$

Effort tranchant :

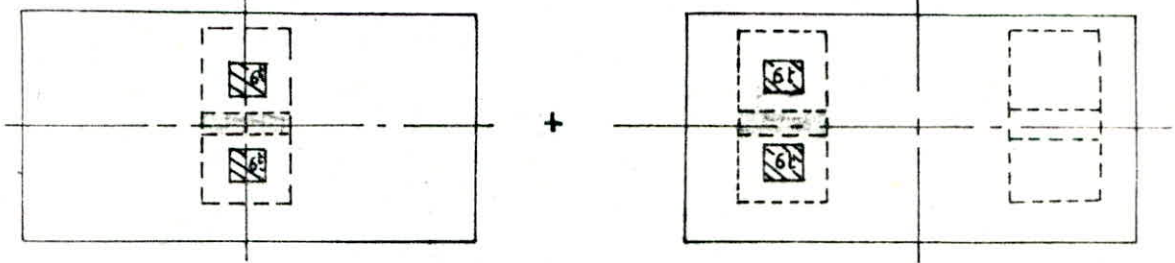
$M_y = -152,64 \text{ Kgm/ml}$

Disposition defavorable

Les effets des autres roues sont très negligables.



Le système est equivalent à :



Le calcul se fait de la même manière que la surcharge  $B_f$ , mais seulement on tient compte du phénomène d'interference. Le calcul nous donne : Au milieu de  $l_y$  :  $T_x = 9,51 \text{ t/ml}$

Au milieu de  $l_x$  :  $T_y = 5,4 \text{ t/ml}$

4.2.4-Surcharge militaire  $M_{c120}$

Disposition defavorable :

On ne peut placer qu'une seule chenille de 55t

$u' = 100 + 1,5 \times 8 + 25 = 137 \text{ cm}$

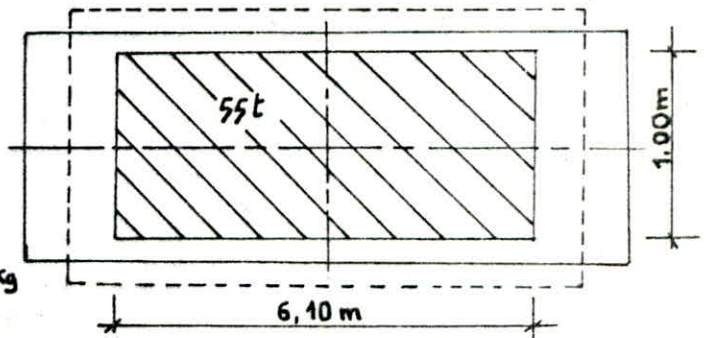
$v' = 610 + 1,5 \times 8 + 25 = 647 \text{ cm}$

$\sigma' = \frac{55 \times 10^3}{1,37 \times 6,47} = 6204,94 \text{ Kg/cm}^2$

$P = \sigma' u' v' = 6204 \times 1,37 \times 6,47 = 45364,9 \text{ Kg}$

Moments flechissants :

$\beta = 0 \quad u'/l_x = 1 \quad v'/l_x = 5,72 \rightarrow M_1 = 4 \times 10^{-2} \quad M_2 = 0,09 \times 10^{-2}$



$$M_x = (M_1 + \nu M_2) P = 1820,72 \text{ Kg/m/ml} \quad M_y = (M_2 + \nu M_1) P = 313,02 \text{ Kg/m/ml}$$

Effort tranchant

$$u' < v' \rightarrow T_{u'} = \frac{P}{3v'} = 2337,19 \text{ kg/ml} \quad T_{v'} = \frac{P}{2v'+u'} = 3170,15 \text{ kg/ml}$$

Au milieu de  $l_y$  :  $T_x = 1,25 T_{u'} = 2921,48 \text{ kg}$

$$T_y = 1,25 T_{v'} = 3962,7 \text{ Kg}$$

Surcharge militaire  $M_{c80}$  :

On ne peut disposer qu'une seule chenille de 36t, centrée au milieu du panneau (disposition défavorable), surface d'impact  $0,85 \times 4,90$ .

Le calcul est analogue à celui de  $M_{c120}$ , nous trouvons :

• Moment flechissant :  $M_x = 1338,27 \text{ Kg/m/ml} \quad M_y = 230,07 \text{ Kg/m/ml}$

• Effort tranchant :  $T_x = 2636 \text{ Kg/ml} \quad T_y = 3544 \text{ Kg/ml}$

1.2.5- Surcharge exceptionnelle (Convoi D)

C'est une surcharge de 240t dont la surface d'impacte est de  $3,20 \text{ m} \times 18,6 \text{ m}$ .

Le procédé de calcul est le même que pour les surcharges militaires.

Nous trouvons :  $M_x = 3,05 \text{ t/m/ml} \quad M_y = 0,76 \text{ t/m/ml}$

$$T_x = 1,670 \text{ t/ml} \quad T_y = 2,288 \text{ t/ml}$$

1.2.6- Surcharge A(U)

C'est une surcharge uniformément répartie. Le procédé de calcul est identique à celui de la charge permanente. Nous considérons les 2 voies chargées :  $A(l) = 1190 \text{ Kg/m}^2$

• Moments flechissants :  $M_x = \frac{q l^2 x}{8} = \frac{1190 \times (1,43)^2}{8} = 189,94 \text{ Kg/m/ml}$

$$M_y = \frac{1}{4} M_x = 47,48 \text{ Kg/m/ml}$$

• Efforts tranchants :  $T_x = q \frac{l_y \cdot l_x}{2l_y + l_x} = 0,658 \text{ t/ml} \quad T_y = q \cdot \frac{l_x}{3} = 0,448 \text{ t/ml}$

2- Coefficient de majoration dynamique :

Les efforts dus aux surcharges B et militaires seront majorés par le coefficient de majoration dynamique  $\delta$  défini par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4P/S} \quad \text{avec :}$$

- $L = \min(l_1, l)$   $l$  : portée des poutres principales ( $l = 25,50 \text{ m}$ )
- $l_1 = \max\{l_r, l_p\}$   $l_r = 7,00 \text{ m}$  (largeur roulable)
- $l_p$  : entre axe de 2 poutres principales de rive  $l_p = 9,25 \text{ m}$

On trouve  $L = l_1 = 9,25 \text{ m}$

- $P$  = poids total du tablier, à l'exception des poutres principales et entretoises, compris dans la surface  $L$  par la largeur totale du pont entier :

Garde corps	.....	$2 \times 0,1 \times 9,25$	=	1,85 t
Trottoir + corniche	.....	$2 \times 2,5 [1/2 \times 0,056 \times 2,25 + 0,2 \times 2,25 + 0,25 \times 0,35] \times 9,25$	=	27,77 t
Revêtement	.....	$2,2 \times 0,08 \times 7 \times 9,25$	=	11,396 t
Hourdis	.....	$2,5 \times 0,25 \times 10,8 \times 9,25$	=	62,44 t
Pré-dalle	.....	$2,5 \times 0,05 \times 0,95 \times 9$	=	5,49 t
Glissière	.....	$2 \times 0,06 \times 9,25$	=	1,11 t

$$P = 110 \text{ t}$$

- $S$  = surcharge totale que l'on peut disposer sur la distance  $L$

Cas de  $B_c$  : on peut disposer 2 convois de 1 camion ( $b_c = 1,1$ )  $S = 1,1 \times 2 \times 30 = 66 \text{ t}$

Cas de  $B_f$  : on peut disposer 2 tendrums ( $b_f = 1$ )  $S = 1 \times 2 \times 32 = 64 \text{ t}$

Tableau donnant les valeurs de  $\delta$

SURCHARGES	$B_r$	$B_f$	$B_c$	$M_{c80}$	$M_{c120}$
S [E]	10	64	66	72	110
$\delta$	1,154	1,216	1,218	1,225	1,260

Le panneau étant supposé semi-encasté et  $\beta = \frac{l_x}{l_y} < 0,4$ , nous prenons :

- Suivant  $l_x$  :  $M_{t_x} = 0,8 M_x$      $M_{a_x} = 0,5 M_x$  sous les charges uniformément réparties  
 $M_{t_x} = 0,75 M_x$      $M_{a_x} = 0,5 M_x$  sous les charges localisées

- Suivant  $l_y$  :  $M_{t_y} = \frac{1}{4} M_{t_x}$      $M_{a_y} = M_{a_x}$

Nous regroupons dans le tableau ci-dessous les valeurs de moments flechissants (en t.m/ml) et des efforts tranchants (en t/ml) qui sollicitent le panneau sous chaque charge (ces valeurs ont été déjà frappées par le coefficient de majoration dynamique  $\delta$ )

	G	A(L)	B <sub>c</sub>	B <sub>t</sub>	B <sub>r</sub>	M <sub>C120</sub>	M <sub>C80</sub>	C <sub>D</sub>
$M_{t_x}$ [tm/ml]	0,102	0,152	0,997	0,731	0,917	1,72	1,229	2,44
$M_{a_x}$ [tm/ml]	0,064	0,095	0,664	0,487	0,611	1,147	0,819	1,525
$M_{t_y}$ [tm/ml]	0,026	0,038	0,121	0,182	0,524	0,296	0,211	0,420
$M_{a_y}$ [tm/ml]	0,064	0,095	0,664	0,487	0,611	1,147	0,819	1,525
$T_x$ [t/ml]	0,443	0,658	6,71	4,767	5,527	3,680	3,229	1,670
$T_y$ [t/ml]	0,302	0,448	6,577	4,475	4,956	4,994	4,340	2,288

Comme nous avons déjà signalé au début, à ces efforts seront ajoutés les efforts provenant de la flexion transversale pour avoir les efforts pour le calcul de ferrailage.

### 3- Sollicitations maximales

- moment flechissants : nous avons fait les combinaisons pour toutes les surcharges :
  - surcharge civile :  $G + 1,25$  (G moment dû au poids propre  
S : somme des moments de flexion locale et transversale)
  - Surcharge militaire et exceptionnelle :  $G + S$

Suivant  $l_x$  : c'est le convoi D qui est le plus défavorable

Flexion locale :  $M_{t_x} = 0,102$  tm/ml     $M_{a_x} = -0,064$  tm/ml sous G  
 $M_{t_x} = 2,44$  tm/ml     $M_{a_x} = 1,525$  tm/ml sous C<sub>D</sub>

Flexion transversale :  $M_{t_x} = 1,68$  tm/ml     $M_{a_x} = 0$

Moments résultants :  $M_{t_x} = 4,222$  tm/ml     $M_{a_x} = 1,589$  tm/ml

Suivant  $l_y$  (flexion locale uniquement) : C<sub>D</sub> défavorable :

résultats :  $M_{t_y} = 0,446$  tm/ml     $M_{a_y} = 1,589$  tm/ml

- Efforts tranchants : la combinaison la plus défavorable est occasionnée par B<sub>c</sub>  
 $T_x = T_{xG} + 1,2 T_{xB_c} = 8,495$  t/ml     $T_y = T_{yG} + 1,2 T_{yB_c} = 8,19$  t/ml

### 4- Ferrailage :

#### 4.1- Suivant $l_x$ :

- Armatures inférieures :  $M_{t_x} = 4,222$  tm/ml

Aciers : T16 H.A    enrobage  $e = 1$  cm

$$h_x = h_t - e - \phi/2 = 25 - 1 - 0,8 = 23,2 \text{ cm}$$

$$h_y = h_x - \phi = 21,6 \text{ cm}$$

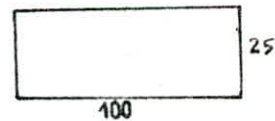
Nous utilisons la méthode de CHARON

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a \times b \times h^2} = \frac{15 \times 4,222 \times 10^5}{2800 \times 100 \times (23,2)^2} = 0,042 \rightarrow K = 42,4 \quad \epsilon = 0,9129$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = 7,12 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Soit } 5T16/\text{ml} (A = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml}) \text{ espacées de } 25 \text{ cm}$$

Condition de non fissuration :

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\sigma} \frac{\omega_f}{1 + 10 \omega_f} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \frac{\eta}{\phi} \sigma_b} \quad (\text{en bars})$$



$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{10,05}{100 \times 1,8 \times 2} = 0,028 \quad K = 10^6 \text{ (fissuration prejudiciable)} \quad \eta = 1,6 \quad \bar{\sigma}_b = 7,5 \text{ bars}$$

On trouve  $\sigma_1 = 1831 \text{ Kg/cm}^2$   $\sigma_2 = 2120 \text{ Kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{en}, \max \{ \sigma_1, \sigma_2 \} \right\} = 2120 \text{ Kg/cm}^2$$

Nous recalculons la section d'acier avec  $\bar{\sigma}_a = 2120 \text{ Kg/cm}^2$ , le calcul nous donne  $A = 7,61 \text{ cm}^2/\text{ml}$   
 La section  $A = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$  soit 5T16/ml espacées de 25 cm restent valables.

• Armatures superieures  $M_{ax} = 1,589 \text{ t/ml}$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,016 \rightarrow \epsilon = 0,9442 \quad \kappa = 74,5 \quad \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 35,6 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = 2,59 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit 5T12/ml (A = 5,65 cm}^2/\text{ml) espacées de 25 cm}$$

La condition de fissuration nous a donné une section d'acier  $A = 4,94 \text{ cm}^2/\text{ml} < 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$   
 Nous retenons  $A = 5T12/\text{ml}$

4.2-Suivant  $l_y$ :

• Armatures inferieures ( $M_{ty} = 0,446 \text{ tm/ml}$ )

La section d'armature trouvée est très faible. Par conséquent, nous prenons:

$$A_{ty} = \frac{1}{4} A_{tx} = \frac{1}{4} \times 10,05 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit 4T12/ml espacées de 33 cm}$$

• Armatures superieures

Nous prenons:  $A_{ay} = A_{ax} = 5T12/\text{ml}$

5- Verifications:

5.1 - Verification au cisaillement:  $\tau_b = \frac{T}{b \bar{z}} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 8,8 \text{ Kg/cm}^2$

Suivant  $l_x$ :  $T_x = 8,495 \text{ t/ml}$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\bar{z} = \frac{7}{8} h_x = 20,3 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \tau_b = 4,2 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

Suivant  $l_y$ :  $T_y = 8,19 \text{ t/ml}$

$$\tau_b = \frac{T_y}{b \frac{7}{8} h_y} = 4,33 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

5.2 - Verification au poinçonnement

Pour les charges localisées, une vérification au non poinçonnement est nécessaire.

Condition de non poinçonnement:  $\frac{1,5P}{P_c \cdot h_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b = 9,18 \text{ Kg/cm}^2$

$P$  = 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

• Cas de  $B_f$ :  $P = 10t$   $P_c = 2(97 + 67) = 328 \text{ cm} \rightarrow \frac{1,5P}{P_c \cdot h_t} = 1,83 \text{ Kg/cm}^2 < 9,18 \text{ Kg/cm}^2$

• Cas de  $B_f$ :  $\frac{1,5P}{P_c \cdot h_t} = 1,51 \text{ Kg/cm}^2 < 9,18 \text{ Kg/cm}^2$

• Cas de  $B_c$ :  $\frac{1,5P}{P_c \cdot h_t} = 1,45 \text{ Kg/cm}^2 < 9,18 \text{ Kg/cm}^2$

5.3 - Condition de non fragilité du beton

La section réelle  $A$  des armatures longitudinales tendues doit être égale (ou supérieure) à:

$$A = \max \{ A_0, \min [A_1, A_2] \} \quad \text{avec}$$

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

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

Pour une dalle:  $A_2 = 0,69 \times \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} b h \frac{2-\beta}{2}$  suivant  $l_x$   $\beta = l_x/l_y$

$A_2 = 0,69 \times \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} b h \frac{1+\beta}{4}$  suivant  $l_y$

Suivant  $l_x$  :  $A_0 = 10,05 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_1 = 1,2 A_0 = 12,06 \text{ cm}^2$   $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,045$   
 $A_2 = 0,69 \times \frac{7,65 \times 100 \times 23,1 \left( \frac{1-0,045}{2} \right)}{3124} = 3,764 \text{ cm}^2$   
 $A = \max \{ A_0, \min [ A_1, A_2 ] \} = 10,05 \text{ cm}^2 = A_0$

Suivant  $l_y$  :  $A_0 = 4,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_1 = 1,2 A_0 = 5,42 \text{ cm}^2$   
 $A_2 = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} bh \frac{1+\rho}{4} = 0,94 \text{ cm}^2$   
 $A = \max \{ A_0, \min [ A_1, A_2 ] \} = 4,52 \text{ cm}^2 = A_0$

] n'y a pas de risque de rupture de type fragile .

5-4 - Verification à l'adhérence :

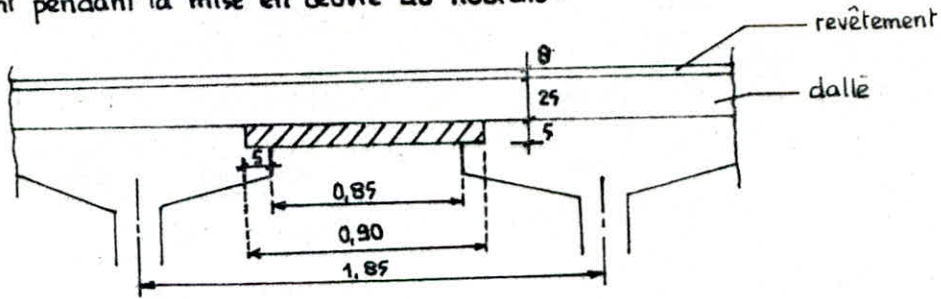
$$\bar{\tau}_d = 2,5 \gamma_d \bar{\sigma}_b = 2,5 \times 1,5 \times 7,65 = 28,7 \text{ Kg/cm}^2$$

Suivant  $l_x$  :  $\tau_d = \frac{T_x}{n p_x \bar{\alpha}_x}$   $T_x = 8,495 \text{ t/ml}$   $n = 5$   $p_x = \pi \phi = \pi \times 1,6 = 5 \text{ cm}$   $\bar{\alpha}_x = \frac{7}{8} h_x = 20,3 \text{ cm}$   
 $\tau_d = 16,74 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d$

Suivant  $l_y$  :  $\tau_d = \frac{T_y}{n p_y \bar{\alpha}_y}$   $T_y = 8,19 \text{ t/ml}$   $n = 4$   $p_y = \pi \phi = \pi \times 1,2 = 3,77 \text{ cm}$   $\bar{\alpha}_y = \frac{7}{8} h_y = 18,9 \text{ cm}$   
 $\tau_d = 28,6 < \bar{\tau}_d$

6- ETUDE DE LA PRÉDALLE :

6.1- Rôle de la prédalle : Le rôle essentiel de la prédalle est de servir comme coffrage de la dalle . Le coffrage ne sera plus récupérable (coffrage perdu) . La prédalle permet aussi aux ouvriers de circuler plus facilement pendant la mise en œuvre du hourdis .



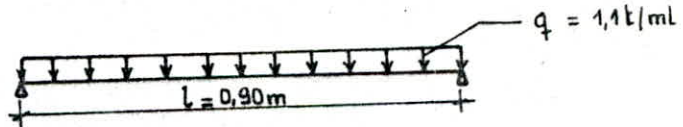
6.2 - Charges et surcharge de la prédalle

- charges :
    - Revêtement . . . . .  $2200 \times 0,08 = 176$
    - Poids du hourdis . . . . .  $2500 \times 0,25 = 625$
    - Poids propre de la prédalle . . . . .  $2500 \times 0,05 = 125$
- $G = 926 \text{ Kg/m}^2$

- Surcharges : - Surcharge des ouvriers . . . . .  $S = 150 \text{ Kg/m}^2$

Combinaison de calcul :  $q = G + 1,25 S = 1,1 \text{ t/ml}$

La prédalle travaille dans un seul sens (suivant sa largeur  $L = 0,90 \text{ m}$ ) . Elle se calcule comme une poutre simplement appuyée .



$$M_0 = \frac{qL^2}{8} = 0,111 \text{ tm/ml}$$

6.3 - Ferrailage :

Nous utilisons la méthode de CHARON

Acier :  $\phi \leq \frac{h_f}{10} = \frac{50}{10} = 5 \text{ mm}$  HA

$h = h_f - d = 5 - (1 + 0,25) = 3,75 \text{ cm}$

$\mu = \frac{15 M_0}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0422 \rightarrow K = 42,4 \quad \epsilon = 0,2613 \quad \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 66 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

$A_1 = \frac{M_0}{\epsilon h \bar{\sigma}_a} = 1,16 \text{ cm}^2$  soit 6 T5/ml ( $A = 1,17 \text{ cm}^2$ )

Dans l'autre sens, nous prenons  $A_2 = \frac{1}{4} A_1 = 0,29 \text{ cm}^2$  soit 3 T5

## VII - ETUDE DE LA PRECONTRAINTÉ DES POUTRES

### 1- Notations utilisées :

$B$  = Aire de la section droite

$V_s$  = distance du centre de gravité de la section à la fibre supérieure

$V_i$  = distance du centre de gravité de la section à la fibre inférieure

$h_t$  = hauteur totale de la section

$h$  = hauteur utile d'une section :  $h = h_t - d'$

$e$  = Excentricité : distance du centre de gravité de la section au point de passage de la résultante des forces de précontrainte (+ vers le haut, - vers le bas)

$P$  = sollicitation développée par les forces de précontrainte

$\bar{\sigma}'$  = contrainte admissible en compression pour le béton

$I$  = moment d'inertie de la section droite

$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$  rayon de giration

$g = \frac{i^2}{V_s V_i}$  rendement géométrique de la section

$d'$  = distance du point de passage de la résultante des forces de précontrainte à la face la plus voisine.

$M_G$  = moment fléchissant développé par les charges permanentes

$M_Q$  = moment fléchissant développé par les surcharges

$\bar{\sigma}$  = contrainte admissible en traction pour le béton

### 2- Hypothèses :

Tous les points d'une poutre qui se trouvent avant déformation dans une section plane, perpendiculaire à l'axe, se trouvent après déformation dans une section plane perpendiculaire à l'axe déformé. La répartition des contraintes se fait donc, dans une section quelconque, suivant le diagramme linéaire classique. En conséquence, les règles habituelles de la résistance des matériaux sont applicables.

Le béton précontraint est considéré comme un matériau homogène non fissuré.

### 3- Détermination de l'effort de précontrainte :

L'effort de précontrainte sera déterminé de manière à ce qu'il n'y ait pas des contraintes de traction dans chaque section

- Calcul des contraintes engendrées par les charges et surcharges

Nous considérons la poutre  $P_4$  qui est la poutre la plus sollicitée. La section médiane qui est la plus sollicitée :

Caractéristiques géométriques de la section (poutre + dalle)

$$B = 8550,95 \text{ cm}^2 \quad I = 18053209,58 \text{ cm}^4 \quad V_s = 44,587 \text{ cm} \quad V_i = 110,413 \text{ cm}$$

$$i^2 = 2111,25 \text{ cm}^2 \quad e = -110,413 + 10 = -100,413 \text{ cm}$$

Sous charges permanentes :  $M_G = 279,85 \text{ tm}$

$$\text{Fibre supérieure : } \sigma'_G = \frac{M_G}{I} V_s = \frac{279,85 \times 10^5}{18053209,58} 44,587 = 69,12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Fibre inférieure : } \sigma_G = -\frac{M_G}{I} V_i = -\frac{279,85 \times 10^5}{18053209,58} 110,413 = -171,16 \text{ Kg/cm}^2$$

Sous surcharge :  $M_Q = 213,13 \text{ tm}$  (Convoi exceptionnel)

$$\text{Fibre supérieure : } \sigma'_Q = \frac{M_Q}{I} V_s = \frac{213,13 \times 10^5}{18053209,58} 44,587 = 52,66 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Fibre inférieure : } \sigma_Q = -\frac{M_Q}{I} V_i = -\frac{213,13 \times 10^5}{18053209,58} 110,413 = -130,39 \text{ Kg/cm}^2$$

La contrainte de traction totale sur la fibre inférieure est :  $\sigma = -171,16 - 130,39 = -301,2 \text{ Kg/cm}^2$



La poutre est sollicitée en flexion composée sous l'action de l'effort de précontrainte P :

$$\text{Fibre supérieure} : \sigma_p = \frac{P}{B} \left( 1 + \frac{e \cdot v_i}{i^2} \right) \quad \text{traction}$$

$$\text{Fibre inférieure} : \sigma'_p = \frac{P}{B} \left( 1 - \frac{e \cdot v_i}{i^2} \right) \quad \text{compression}$$

Pour qu'il n'y ait pas de traction à la fibre inférieure, nous devons avoir :

$$\sigma'_p = \frac{P}{B} \left( 1 - \frac{e \cdot v_i}{i^2} \right) \geq 301,2 \Rightarrow \frac{P}{8550,95} \left( 1 + \frac{100,413 \times 110,413}{2411,25} \right) \geq 301,2$$

Ce qui donne  $P \geq 417,2 \text{ t}$

#### 4- Détermination du nombre de câbles

Les pertes de tensions sont estimées à 25%. L'intensité de la force de précontrainte à donner est alors  $P_0 = 1,25P = 521,5 \text{ t}$

L'additif à l'I.P.1 limite la contrainte du câble à la mise en tension à l'origine (ancrage) ;  $\sigma_0 = \min(0,85R_g ; 0,95T_g) = 14060 \text{ Kg/cm}^2$

Le nombre de câbles est  $n = \frac{P_0}{\omega \sigma_0} = 3,8$

Nous prenons 4 câbles type 7T15 III TBR DYWIDAG.

#### 5- Relevage des câbles :

Vu la symétrie de la poutre et le type d'ancrage utilisé (type actif-actif), nous allons faire uniquement la description sur une demi-portée :

Au niveau de la section médiane (section dangereuse), les armatures de précontrainte doivent travailler à leur capacité maximale, les 4 câbles doivent être placés pour avoir une excentricité maximale (négative).

Entre la section médiane et l'appui, les câbles doivent être relevés progressivement pour diminuer l'excentricité (valeur absolue de l'excentricité). Ainsi, on diminue l'intensité de l'effort de précontrainte.

À l'about, les câbles qui y arrivent doivent être relevés de manière à ce que le centre de gravité de ces câbles coïncide avec celui de la section droite de la poutre à l'about.

#### Dispositions

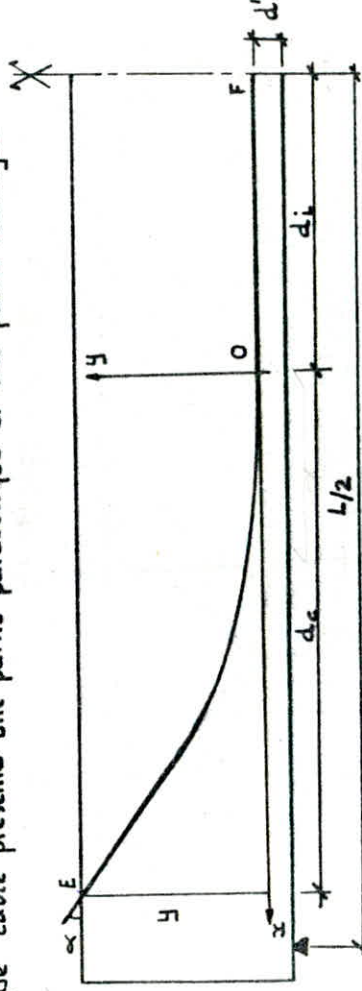
- La zone de relevage des câbles est définie par la longueur  $L_0$  :  $\frac{L}{4} \leq L_0 \leq \frac{L}{3}$   
( $L$  = portée du pont)

- L'angle de sortie des câbles émergents est standardisé et vaut  $\alpha = 24,23^\circ$

- L'angle de sortie des câbles d'about  $\alpha$  est telle que :  $0 \leq \alpha \leq 20^\circ$

- Le rayon de courbure  $R$  des câbles est tel que :  $R \geq 800 \phi$  avec  $\phi$  = diamètre du fil constituant le câble

- Chaque câble présente une partie parabolique et une partie rectiligne.



OF : zone rectiligne de longueur  $d_i$

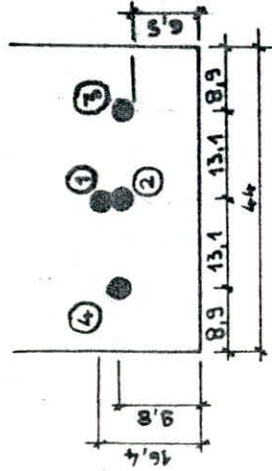
$d_i$  : distance comprise entre le milieu de la poutre et le commencement du relevage

OE : zone parabolique d'équation  $y = a \cdot x^2$

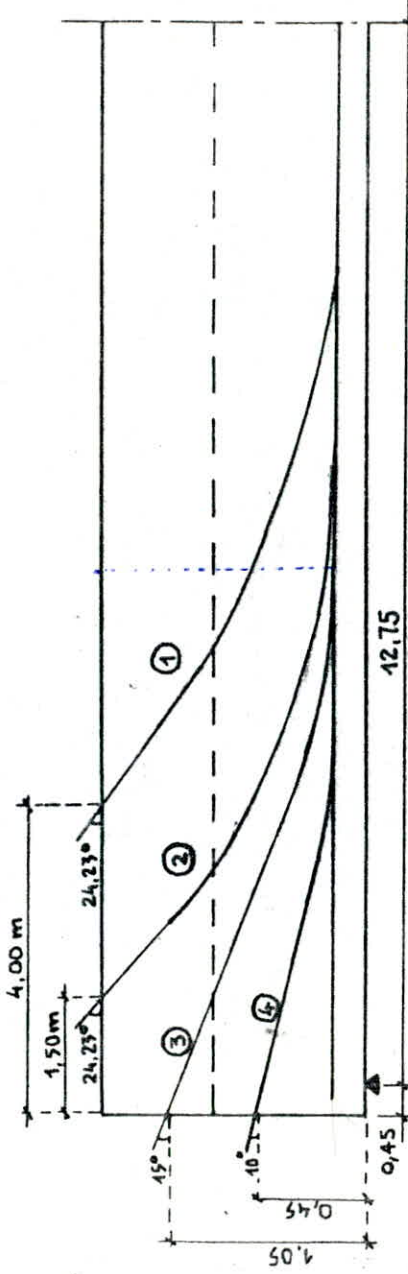
$d_c$  : projection horizontale de la partie parabolique.

Soient  $x$  l'abscisse d'un point de la parabolique (O étant l'origine) et  $y$  son ordonnée, on a :  
 $y = ax^2 \Rightarrow \frac{dy}{dx} = 2ax$  ; pour  $x = d_c$  on a :  $y = ad_c^2$  et  $\tan \alpha = 2ad_c$   
 ce qui donne :  $a = \frac{tg^2 \alpha}{4y}$   $d_c = \frac{tg \alpha}{2a}$

Disposition des câbles dans la section médiane :



Tracé schématique des câbles



valeurs de  $d_c$  et  $d_i$  pour chaque câble

CABLES	$\alpha$ [°]	$d'$ [cm]	$y$ [cm]	$a$	$d_c$ [cm]	$d_i$ [cm]
①	24,23	16,40	113,60	4,454	505	415
②	24,23	9,80	120,20	4,210	534	636
③	15	9,80	95,20	1,885	711	609
④	10	9,80	35,20	2,208	399	921

6- Calcul des caractéristiques géométriques nettes des sections et des excentricités du câble équivalent dans chaque section :

- Caractéristiques géométriques nettes : c'est la section Boulre + Dalle qui est prise en compte  
 $S_{net} = B_{net} \cdot V_s \Rightarrow V_s = \frac{S_{net}}{B_{net}} = \frac{S_{br} - S(\phi)}{B_{br} - B(\phi)}$   $d' = \frac{\sum B_i(\phi) \cdot d_i'}{\sum B_i(\phi)}$   $S(\phi) = B(\phi) \cdot (h_c - d')$

$$I_{\Delta}^{net} = I_{\Delta}^{br} - I_{\Delta}(\phi) \quad I_{\Delta}(\phi) = I_G^{net} = I_{\Delta}^{net} - S_{\Delta}^{net} \cdot V_s \quad V_L = h_c - V_s$$

avec :  $S_{br}$  : moment statique de la section brute par rapport à la fibre supérieure (axe  $\Delta$ )  
 $S(\phi)$  : moment statique des trous par rapport à la fibre supérieure

$B_{net}$  : section nette

$B_{br}$  : aire de la section brute

$B(\phi)$  : section des câbles

$I_{\Delta}^{br}, I_{\Delta}^{net}$  : moments d'inertie respectivement de la section brute et section nette par rapport à la fibre supérieure

$I_G^{net}$  : moment d'inertie de la section nette par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la section nette

$V_s, v_i$  : distance respectivement entre le centre de gravité de la section nette et la fibre supérieure, et le c.d.g de la section nette et la fibre inf.

- Excentricité du câble équivalent dans une section

L'effort de précontrainte total au droit de chaque poutre se décompose en 2 composantes :

$$N = \sum p \cos \alpha_i \quad \text{et} \quad V = \sum p \sin \alpha_i \quad (N \text{ composante horizontale, } V \text{ composante verticale)}$$

$p$  = effort de précontrainte d'un seul câble

Soient :  $z_i$  = la distance du point d'application du câble  $i$  à la fibre supérieure de la section

$Z$  = la distance du point d'application du câble équivalent à la fibre supérieure

$$\text{Nous avons : } Z \cdot N = \sum z_i p \cos \alpha_i \Rightarrow Z = \frac{p \sum z_i \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i} = \frac{\sum z_i \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i}$$

L'excentricité du câble équivalent par rapport au centre de gravité de la section nette est :

$$e = V_s - Z$$

Nous présentons ci-dessous un exemple de calcul pour la section du quart ( $\frac{L}{4} = 6,375 \text{ m}$ )

$$x_i (L/4) = \frac{L}{4} - d_i \quad y_i (L/4) = a_i x_i^2 \quad \alpha_i = \text{Arctg}(2a_i x_i) \quad z_i = h_i - (y_i + d_i)$$

CABLES	$\alpha_i$ °	$y_i$	$z_i$	$\cos \alpha_i$	$z_i \cos \alpha_i$	$z_i^2$
①	11,21	22,05	116,55	0,981	114,34	13584
②	0,072	0	145,20	1	145,20	21083
③	0,62	0,15	145	1	145	21025
④	0	0	145,2	1	145,20	21083

$$\sum \cos \alpha_i = 3,981 \quad \sum z_i \cos \alpha_i = 549,74 \quad \sum z_i^2 = 76775$$

$$Z = \frac{549,74}{3,981} = 138 \text{ cm}$$

Caractéristiques de la section nette (section  $L/4$ )

$$B_{br} = 9001 \text{ cm}^2 \quad S_{\Delta}^{br} = 414418,3 \text{ cm}^3 \quad I_{\Delta}^{br} = 38947405,59 \text{ cm}^4$$

$$\text{Aire des trous des câbles : } B(\phi) = 4 \times \frac{\pi \phi^2}{4} = 4 \times \frac{\pi \times (6,6)^2}{4} = 136,78 \text{ cm}^2$$

$$S_{\Delta}(\phi) = B(\phi) \times Z = 136,78 \times 138 = 18875,42 \text{ cm}^3$$

$$I_{\Delta}(\phi) = I_o(\phi) + \sum B_i(\phi) z_i^2 = \frac{\pi \times (6,6)^4}{64} + \frac{\pi \times (6,6)^2}{4} \times 76775 =$$

$$I_{\Delta}(\phi) = 2625662,82 \text{ cm}^4$$

$$\text{D'où : } B^{net} = B_{br} - B(\phi) = 8864 \text{ cm}^2 \quad S_{\Delta}^{net} = S_{\Delta}^{br} - S_{\Delta}(\phi) = 395542,88 \text{ cm}^3$$

$$I_{\Delta}^{net} = I_{\Delta}^{br} - I_{\Delta}(\phi) = 36321742,77 \text{ cm}^4$$

$$V_s = \frac{S_{\Delta}^{net}}{B^{net}} = 44,62 \text{ cm} \quad V_i = h_f - V_s = 110,38 \text{ cm}$$

$$I = I_G = I_{\Delta}^{net} - S_{\Delta}^{net} V_s = 18672619,5 \text{ cm}^4 \quad i^2 = \frac{I}{B} = 2106,6 \text{ cm}^2$$

$$e = V_s - Z = 44,62 - 138 = -93,38 \text{ cm}$$

Pour les autres sections, nous regroupons dans le tableau de la page suivante les résultats :

Tableau donnant les caractéristiques géométriques des sections nettes et l'excentricité de câble équivalent :

SECTIONS	$V_s$ [cm]	$V_i$ [cm]	B [cm <sup>2</sup> ]	I [cm <sup>4</sup> ]	$i^2$ [cm <sup>2</sup> ]	e [cm]
Section d'about	49,74	105,26	10041	21782299,45	2169	-40,1
Section juste avant l'émergence du câble N°2	49,68	105,32	10006,4	21663032,68	2165	-32,67
Section juste après l'émergence du câble N°2	49,61	105,39	10040,6	21669665,5	2158	-59,29
Section juste avant l'émergence du câble N°1	45,15	109,85	8864	19181412	2164	-58,60
Section juste après l'émergence du câble N°1	45	110	8898,4	19193708,6	2157	-83
Section à L/4	44,62	110,38	8864	18672619,5	2106,6	-93,38
Section médiane	44,54	110,46	8864	18542839	2092	-99

### 7- Fuseaux limites - Câble équivalent

7.1- Définitions : Le fuseau limite est une zone limitée par deux courbes généralement paraboliques dans laquelle doit toujours se situer le centre de pression des forces dans les sections pour que ces dernières soient toujours comprimées. Ce fuseau limite résulte du tracé des deux fuseaux limites élémentaires :

7.1.1- Premier fuseau limite : C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le câble équivalent pour qu'il n'y ait pas de traction (quel que soit le cas de charge) sur l'une ou l'autre des fibres extrêmes. Il est limité au niveau de chaque section par :

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

avec :  $a' = -\frac{i^2}{V_s}$       $a = \frac{i^2}{V_i}$  (a et a' sont les limites du noyau central)

$$N = p \sum \cos \alpha_i$$

7.1.2- Deuxième fuseau limite : C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le câble équivalent pour que la contrainte maximale reste inférieure ou égale à  $\bar{\sigma}$  (contrainte maximale admissible en compression), sur l'une ou l'autre des fibres extrêmes et quel que soit le cas de charge. Ce fuseau est défini par les 2 valeurs limites suivantes :

$$s = \left( \frac{\bar{\sigma} B}{N} - 1 \right) \frac{i^2}{V_s} - \frac{M_G + M_A}{N}$$

$$s' = - \left( \frac{\bar{\sigma} B}{N} - 1 \right) \frac{i^2}{V_i} - \frac{M_G}{N}$$

7.2- Câble équivalent : Dans une section de béton précontraint traversée par plusieurs câbles, on peut remplacer fictivement l'ensemble des forces de précontrainte par leur résultante P appliquée en un point E ; l'ensemble des câbles en question peut donc être assimilé pour la section considérée à un câble unique passant au point E tangent à la ligne d'action de P et dont la tension au point E serait égale à P ; le lieu de tous les points E le long de la poutre donne le tracé du câble dit « câble équivalent ».

Les valeurs de  $e_1$ ,  $e_2$ , s et s' pour les sections d'about, médiane et du quart sont regroupées dans les tableaux de la page suivante. Ces valeurs vont nous servir pour tracer le fuseau limite.

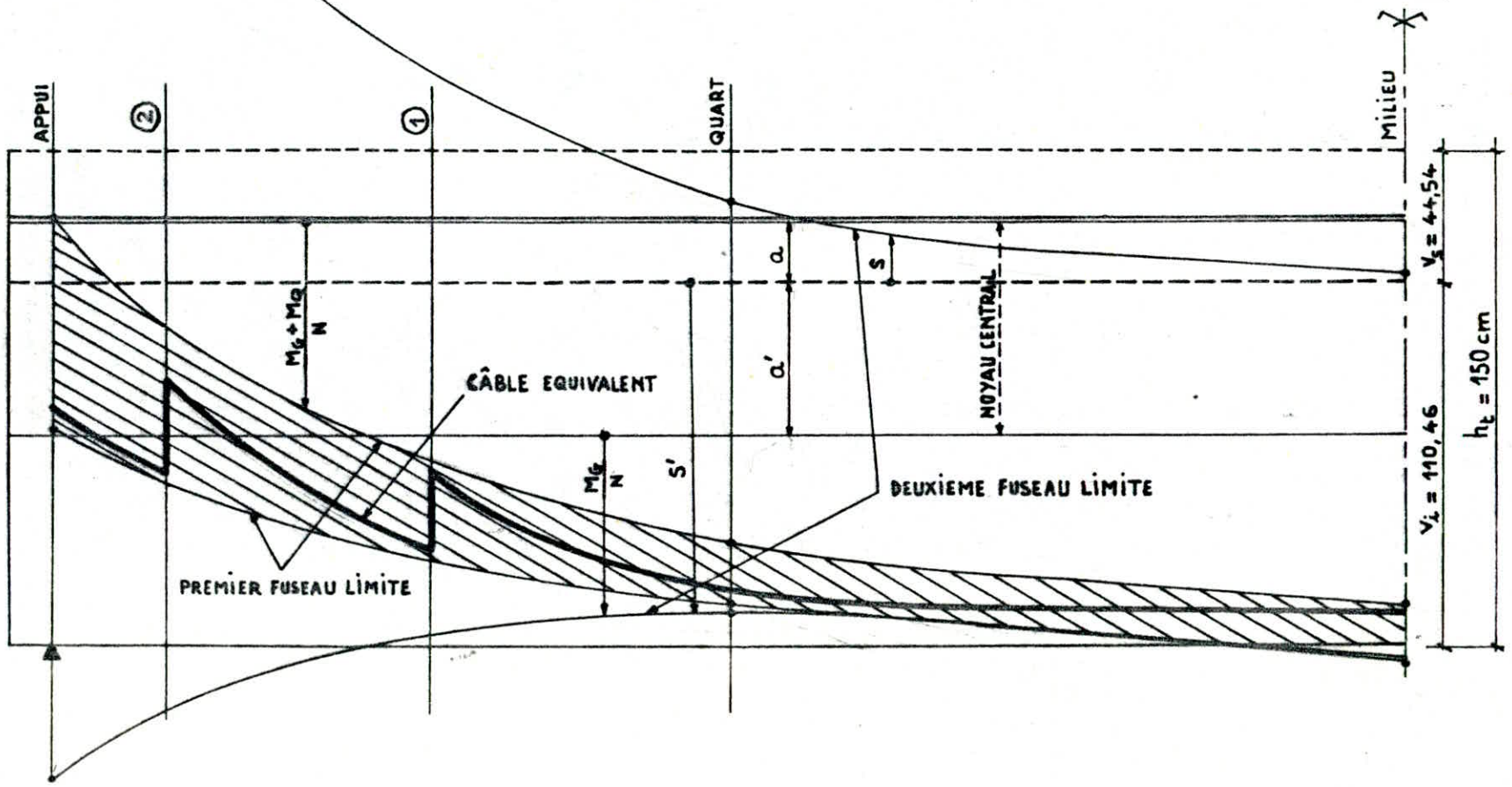
Premier fuseau Limite


SECTION	$M_G$ [t.m]	$M_Q$ [tm]	$N = P \cos \alpha_i$ [t]	$M_G/N$ [cm]	$(M_G + M_Q)/N$ [cm]	$a$ [cm]	$a'$ [cm]	$e_1$ [cm]	$e_2$ [cm]
Médiane	279,85	213,13	417,2	67	118,2	18,94	-46,97	-113,97	-99,26
Quart	209,46	199,75	415,22	50	98,6	19,08	-47,21	-97,21	-79,52
About	0	0	203,5	0	0	20,61	-43,60	-43,6	20,61

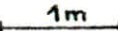

Deuxième fuseau Limite

SECTION	$B$ [cm <sup>2</sup> ]	$N$ [t]	$-a' = \frac{l^2}{V_s}$ [cm]	$a = \frac{l^2}{V_i}$ [cm]	$\frac{\bar{F} B}{N}$	$\frac{M_G}{N}$ [cm]	$\frac{M_G + M_Q}{N}$ cm	$S$ [cm]	$S'$ [cm]
Mediane	8864	417,2	46,97	18,94	3,57	67	118,2	2,51	-115,67
Quart	8864	415,22	47,21	19,08	3,59	50	98,6	23,67	-99,42
About	10041	203,5	43,60	20,61	0,29	0	0	317,84	-150

# FUSEAUX LIMITES ET CABLE EQUIVALENT



 ZONE COMMUNE AUX DEUX FUSEAUX LIMITES (ET A LA POUTRE)

ECHELLE LONGUEUR  1m  
 ECHELLE HAUTEUR  1m

## VIII- PERTES ET CHUTES DE TENSION

### 1- Definition

La perte de Précontrainte est la différence entre la force exercée par le vérin sur le câble lors de sa mise en tension et la force qui s'exerce en un point d'une armature à une époque donnée.

Il existe deux sortes de perte de précontrainte dans le cas de la précontrainte par post-tension :

- Les pertes instantanées :

- . Frottement
- . Recul d'ancrage
- . Raccourcissement instantané du béton

- Les pertes différées :

- . Fluage du béton
- . Retrait du béton
- . Relaxation des aciers

### 2- Pertes instantanées :

2.1 - Frottement : Les pertes dues aux frottements peuvent être évaluées par la relation suivante :  $\Delta\sigma_{fr} = \sigma_0 [f \cdot \alpha + \varphi l]$  avec :

$f$  = coefficient de frottement câble-gaine  $f = 0,18$

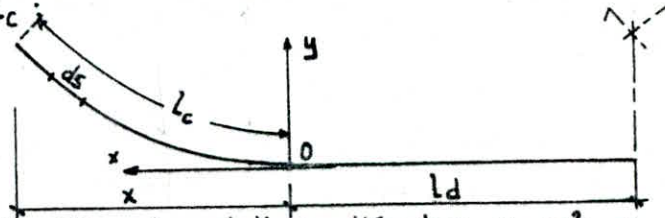
$\alpha$  = angle de relevage de câble en radian

$\varphi$  = coefficient de perte en ligne  $\varphi = 0,002$  rd/m

$\sigma_0$  = contrainte initiale à la mise en tension  $\sigma_0 = \min(0,85 R_g ; 0,95 T_g) = 14850$  Kg/cm<sup>2</sup>

$l$  = longueur du câble  $l = l_d + l_c$

Calcul de  $l_c$  :



Le tronçon courbe du câble est parabolique d'équation  $y = ax^2 \Rightarrow dy = 2ax dx$

$$l_c = \int ds = \int \sqrt{(dx)^2 + (dy)^2} = \int \sqrt{1 + (2ax)^2} dx$$

En effectuant un changement de variable, on obtient  $l_c = \frac{1}{4a} [\ln(2ax + \sqrt{1+(2ax)^2}) + 2ax\sqrt{1+(2ax)^2}]$

Nous regroupons dans les tableaux suivants les pertes par frottement :

- . Pertes par frottement entre la section d'about et la section médiane

CABLE	$\alpha$ [°]	$\alpha$ [rd]	$x$ [m]	$l_c$ [m]	$l_d$ [m]	$l$ [m]	$\Delta\sigma_{fr}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]
①	24,23	0,423	5,05	5,216	4,15	9,40	1410
②	24,23	0,423	5,34	5,525	6,36	11,89	1484
③	15	0,262	3,11	3,194	6,09	9,284	1095
④	10	0,174	3,99	4,010	9,21	13,22	858

$$\Delta\sigma_{fr}^{moy} = 1181 \text{ Kg/cm}^2$$

Perte de frottement entre la section d'about et la section d'émergence du câble ②

CABLE	$\alpha$ [°]	$\alpha$ [rd]	$x$ [m]	$l_c$ [m]	$l_d$ [m]	$l$ [m]	$\Delta\sigma_{fr}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]
①	—	—	—	—	—	—	—
②	—	—	—	—	—	—	—
③	11,94	0,208	1,50	1,584	0	1,584	603
④	6,27	0,109	1,50	1,50	0	1,50	336

$$\Delta\sigma_{fr}^{moy} = 469,5 \text{ Kg/cm}^2$$

Pertes par frottements entre la section d'about et la section d'emergence du câble ①

CABLE	$\alpha^\circ$	$\alpha$ [rd]	X [m]	$l_c$ [m]	$l_d$ [m]	L [m]	$\Delta\sigma_{fr}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
①	—	—	—	—	—	—	—
②	13,45	0,235		2,66	0	2,66	707
③	6,69	0,117		4,08	0	4,08	434
④	0	0		4,010	0	4,01	119

$$\Delta\sigma_{fr}^{moy} = 420 \text{ Kg/cm}^2$$

2.2 - Recul d'ancrage : Les pertes sont dues à l'enfoncement de l'appareil d'ancrage. Soit X la longueur de l'armature sur laquelle s'effectue la perte par recul d'ancrage (X est mesurée à partir de l'extrémité de la poutre)

$$X = \sqrt{\frac{9 E_a}{\sigma_0 (f \frac{\alpha}{2} + \varphi)}}$$

La perte par recul d'ancrage est évaluée par la formule :

$$\Delta\sigma_{recul} = 2 \sigma_0 [f \alpha + \varphi] \frac{X}{2} = 2 \frac{g}{X} E_a$$

En un point quelconque de l'armature, d'abscisse x (origine prise à l'ancrage)  $x < X$ , on a :

$$\Delta\sigma_{recul}(x) = \Delta\sigma_{recul} \times \frac{X-x}{X} = 2 g E_a \frac{X-x}{X^2}$$

Le tableau suivant donne les pertes par recul d'ancrage pour quelques sections

CABLE	X [m]	SECTION			
		APPUI	1,50m	4,00m	mediane
①	10,95	—	—	3285	0
②	12,00	—	2995	1997	0
③	14,78	2437	2190	1777	335
④	16,65	2161	1966	1642	506
$\Delta\sigma_{recul}^{moy}$	Kg/cm <sup>2</sup>	2299	2384	2175	420,5

### 2.3 - Raccourcissement instantané du béton

Les pertes par raccourcissement instantané du béton sont données par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_{racc} = \frac{1}{2} \frac{E_a}{E_i} \sigma'_{bj} \quad \text{où}$$

$\sigma'_{bj}$  = contrainte propable du béton au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée sous l'effet de toutes les actions de longue durée :

$$\sigma'_b = \frac{N}{B} + \frac{N e^2}{I} + \frac{M_G \cdot e}{I} \quad \text{Pour la section mediane, on trouve } \sigma'_b = 118 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Pour la section à } \frac{L}{4}, \text{ on trouve } \sigma'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Nous prendrons } \sigma'_{bj} = \sigma'_{b,moy} = \frac{118 + 137}{2} = 127,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_a = 2 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2 \quad E_i = 21000 \sqrt{\sigma'_{28}} = 420000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{On trouve } \Delta\sigma_{racc} = 304 \text{ Kg/cm}^2$$

### 3 - Pertes différées

3.1 - Fluage :  $\Delta\sigma_{fluage} = 2 \frac{E_a}{E_i} \sigma'_{bj} = 2 \frac{2 \cdot 10^6}{42 \cdot 10^4} \times 127,5 = 1214 \text{ Kg/cm}^2$

3.2 - retrait :  $\Delta\sigma_{retrait} = \epsilon_r \cdot E_a$  Nous prenons  $\epsilon_r = 4 \cdot 10^{-4}$

$$\Delta\sigma_{retrait} = 800 \text{ Kg/cm}^2$$

3.3 - Relaxation des aciers : D'après l'I.P.2, on a :

$$\Delta\sigma_{rel} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{2,4 S_{1000}}{100} \frac{\sigma_{Pi} - 0,55 R_G}{0,25 R_G} \sigma_{Pi} \\ \frac{S_{3000} + 2,5}{100} \frac{\sigma_{Pi} - 0,55 R_G}{0,25 R_G} \sigma_{Pi} \end{array} \right.$$

$$S_{1000} = 0,03$$

$$S_{3000} = 0,076$$

$$R_G = 18500 \text{ Kg/cm}^2$$



$$\sigma_{P_i} = \sigma_0 - \sum \Delta \sigma_{\text{instantanées}} \quad \sigma_0 = 14850 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{A l'about : } \sigma_{P_i} = 14850 - 0 - 2299 - 304 = 12247 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{A la section d'emergence du cable : } \sigma_{P_i} = 14850 - 469,5 - 2384 - 304 = 11693 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{A la section d'emergence du cable } \sigma_{P_i} = 14850 - 420 - 2175 - 304 = 11951 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{A la section mediane } \sigma_{P_i} = 14850 - 1181 - 420,5 - 304 = 12944,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{P_i \text{ moy}} = 12209 \text{ Kg/cm}^2$$

Nous adoptons  $\sigma_{P_i} = 12209 \text{ Kg/cm}^2$  pour toutes les sections, d'où :

$$\Delta \sigma_{\text{rel}} = 386,6 \text{ Kg/cm}^2 \text{ pour toutes les sections}$$

Toutefois, L.I.P. N°2 propose de prendre les pertes différentes égales à :

$$\Delta \sigma_{\text{diff}} = \begin{cases} \Delta \sigma_{\text{retrait}} + \Delta \sigma_{\text{fluage}} + \Delta \sigma_{\text{rel}} - \frac{\Delta \sigma_{\text{rel}} [\Delta \sigma_{\text{retrait}} + \Delta \sigma_{\text{fluage}}]}{\sigma_{P_i} - 0,55 R_g} & \text{si } \Delta \sigma_{\text{ret}} + \Delta \sigma_{\text{flu}} < \sigma_{P_i} - 0,55 R_g \\ \Delta \sigma_{\text{retrait}} + \Delta \sigma_{\text{fluage}} & \text{sinon} \end{cases}$$

$$\Delta \sigma_{\text{retrait}} + \Delta \sigma_{\text{fluage}} = 1214 + 800 = 2014 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{P_i} - 0,55 R_g = 12209 - 0,55 \times 18500 = 2034 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \Delta \sigma_{\text{diff}} = \Delta \sigma_{\text{ret}} + \Delta \sigma_{\text{flu}} + \Delta \sigma_{\text{rel}} - \frac{\Delta \sigma_{\text{rel}} [\Delta \sigma_{\text{ret}} + \Delta \sigma_{\text{flu}}]}{\sigma_{P_i} - 0,55 R_g}$$

$$\Delta \sigma_{\text{diff}} = 2018 \text{ Kg/cm}^2$$

## IX- VERIFICATIONS DES CONTRAINTES NORMALES

Les verifications se feront suivant les phases d'exécution ci-après :

- Phase 1 : La poutre est coulée. Lorsque le beton atteint une resistance suffisante, on met en tension une première série de câbles (les 2 câbles d'about ③ et ④). Ces operations sont exécutées au sol. La section resistente est la section de la poutre seule. Les contraintes à considerer sont celles produites par le poids propre de la poutre et la precontrainte de la première serie de câbles mis en tension.
- Phase 2 : Apres la mise des poutres prefabriquées sur ses appuis, on coule la dalle et les entretoises. La section resistente est toujours la poutre seule. Les contraintes à tenir compte dans le calcul sont celles engendrées par le poids propre de la poutre, le poids de la dalle et d'entretoises revenant à la poutre et la precontrainte residuelle de câbles ③ et ④.
- Phase 3 : La dalle a atteint le durcissement necessaire, elle participe pleinement à la resistance d'ensemble. La section resistente est alors la section complète (poutre + dalle). On met en tension la deuxième série de câbles (câbles emergeants ① et ②). Les contraintes à considerer sont celles produites par le poids propre de la poutre, le poids de la dalle et entretoises revenant à la poutre, la precontrainte residuelle de la 1<sup>ere</sup> serie de câbles après consommation de pertes et la precontrainte de la 2<sup>e</sup> serie de câbles.
- Phase 4 : On met en place la superstructure (trottoirs, garde-corps, ...). Les contraintes à tenir compte dans le calcul sont celles produites par le poids propre de la poutre, le poids de la dalle et d'entretoises revenant à la poutre, le poids propre de la superstructure revenant à la poutre et les precontraintes residuelles des 2 series d'armatures après consommation de toutes les pertes. La section resistente est toujours la section complète (poutre + dalle).
- Phase 5 : c'est une phase de verification en service. On applique la surcharge la plus defavorable ( $C_D$  dans notre cas).

### 1- Determination de la contrainte initiale de calcul

Nous allons effectuer les verifications de contraintes normales au droit de la section médiane. Le tableau suivant va nous permettre de deduire la contrainte initiale de calcul à la section mediane :

CABLE	①	②	③	④
Contrainte de mise en tension $\sigma_a$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	14850	14850	14850	14850
Perte par frottement $\Delta\sigma_{fr}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	1410	1484	1095	858
Perte par recul d'ancrage $\Delta\sigma_{rec}$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	0	0	335	506
Perte par raccourcissement instantané	304	304	304	304
Contrainte juste après la mise en tension	13136	13062	13116	13182

Nous prendrons comme contrainte initiale de calcul la moyenne des contraintes juste après la mise en tension :  $\sigma_i = 13124 \text{ Kg/cm}^2$

Caracteristiques geometriques nettes de la section médiane :

SECTION	B [cm <sup>2</sup> ]	I [cm <sup>4</sup> ]	$i^2$ [cm <sup>2</sup> ]	$V_s$ [cm]	$V_L$ [cm]	e [cm]
Poutre seule	4239	8560924	2020	54,49	75,51	-64
Poutre + dalle	8864	18542839	2092	44,54	110,46	-99

### 2- Verification des contraintes :

- Phase 1 : Contrainte initiale dans chaque câble :  $\sigma_i = 13124 \text{ Kg/cm}^2$

L'effort de precontrainte de 2 câbles d'about :  $N = 13124 \times 2 \times 9,73 = 255393 \text{ Kg}$

• Contrainte engendrée par l'effort de précontrainte :

Fibre supérieure (F.S.)  $\sigma_{ps} = \frac{255393}{4239} \left( 1 - \frac{64 \times 54,49}{2020} \right) = -43,76 \text{ Kg/cm}^2$

Fibre inférieure (F.I.)  $\sigma_{pi} = \frac{255393}{4239} \left( 1 + \frac{64 \times 75,51}{2020} \right) = 204,4 \text{ Kg/cm}^2$

• Contrainte produite par le poids propre de la poutre :

F.S.  $\sigma_{Gs} = \frac{104 \times 10^5 \times 54,49}{8560924} = 66,2 \text{ Kg/cm}^2$

F.I.  $\sigma_{Gi} = -\frac{104 \times 10^5 \times 75,51}{8560924} = -91,73 \text{ Kg/cm}^2$

• Contraintes effectives :

F.S.  $\sigma_s = \sigma_{Gs} + \sigma_{ps} = 22,44 \text{ Kg/cm}^2$

F.I.  $\sigma_i = \sigma_{Gi} + \sigma_{pi} = 112,67 \text{ Kg/cm}^2$

A la fin de la 1<sup>ère</sup> phase, la première série de câbles va subir une perte de tension estimée à  $\frac{1}{3} \Delta \sigma_d$  ( $\Delta \sigma_d$  : perte différée totale). La contrainte de service devient :  $13124 - \frac{1}{3} \times 2018 = 12451 \text{ Kg/cm}^2$

L'effort de précontrainte de 2 câbles :  $12451 \times 2 \times 9,73 = 242296,5 \text{ Kg}$

FIBRE	Contrainte engendrée par la précontrainte $\text{Kg/cm}^2$	Contrainte due au poids propre de la poutre $\text{Kg/cm}^2$	Contrainte effective $\text{Kg/cm}^2$
F.S.	-41,52	66,2	24,68
F.I.	194	-91,73	102,27

- Phase 2 : Les câbles d'about vont encore subir une perte estimée à  $\frac{1}{3} \sigma_d$

La contrainte de service est :  $12451 - \frac{1}{3} \times 2018 = 11778 \text{ Kg/cm}^2$

Effort de précontrainte :  $2 \times 11778 \times 9,73 = 229206,4 \text{ Kg/cm}^2$

Contraintes engendrées par la force de précontrainte : F.S.  $\sigma_{ps} = \frac{229206,4}{4239} \left( 1 - \frac{64 \times 54,49}{2020} \right) = -39,3 \text{ Kg/cm}^2$

F.I.  $\sigma_{pi} = \frac{229206,4}{4239} \left( 1 + \frac{64 \times 75,51}{2020} \right) = 183,43 \text{ Kg/cm}^2$

Contrainte produite le poids propre de la poutre, de la dalle et entretoise revenant à la poutre :

F.S.  $\sigma_{Gs} = \frac{207 \times 10^5 \times 54,49}{8560924} = 132 \text{ Kg/cm}^2$

F.I.  $\sigma_{Gi} = -\frac{207 \times 10^5 \times 75,51}{8560924} = -182,6 \text{ Kg/cm}^2$

• Contraintes effectives : F.S.  $\sigma_s = \sigma_{ps} + \sigma_{Gs} = 92,7 \text{ Kg/cm}^2$

F.I.  $\sigma_i = \sigma_{pi} + \sigma_{Gi} = 0,8 \text{ Kg/cm}^2$

- Phase 3 : Section résistante = Poutre + dalle . On met en tension les deux câbles émergents

① et ② : contrainte initiale  $\sigma_i = 13124 \text{ Kg/cm}^2$

Force de précontrainte de 2 câbles ① et ② :  $2 \times 13124 \times 9,73 = 255393 \text{ Kg}$

La première série de câbles ③ et ④ va subir une perte de  $\frac{1}{3} \sigma_d$

Contrainte de service des câbles ③ et ④ :  $11778 - \frac{1}{3} \times 2018 = 11105 \text{ Kg/cm}^2$

Force de précontrainte des câbles ③ et ④ :  $11105 \times 2 \times 9,73 = 216103 \text{ Kg}$

L'effort de précontrainte total est :  $255393 + 216103 = 471496 \text{ Kg}$

• Contrainte engendrée par la précontrainte : F.S.  $\sigma_{ps} = \frac{471496}{8864} \left( 1 - \frac{99 \times 110,46}{2092} \right) = -58,9 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_{pi} = \frac{471496}{8864} \left( 1 + \frac{99 \times 110,46}{2092} \right) = 331 \text{ Kg/cm}^2$

• Contrainte produite par les poids propres (poutre + dalle + entretoise)

F.S.  $\sigma_{Gs} = \frac{207 \times 10^5 \times 44,54}{18542839} = 49,72 \text{ Kg/cm}^2$

F.I.  $\sigma_{Gi} = -\frac{207 \times 10^5 \times 110,46}{18542839} = -123,3 \text{ Kg/cm}^2$

Contraintes effectives : F.S.  $\sigma_s = \sigma_{ps} + \sigma_{Gs} = -9,18 \text{ kg/cm}^2$   
 F.I.  $\sigma_i = \sigma_{pi} + \sigma_{Gi} = 207,7 \text{ kg/cm}^2$

A la fin de cette phase, la deuxième série de câbles (1) et (2) vont subir une perte estimée à  $1/3 \sigma_d$  :

Contrainte de service des câbles (1) et (2) :  $\sigma = 13424 - 1/3 \times 2018 = 12451 \text{ kg/cm}^2$

Effort de précontrainte de 2 câbles (1) et (2) :  $P = 242296,5 \text{ kg}$

Effort de précontrainte total :  $216103 + 242296,5 = 458399,5 \text{ kg}$

Contrainte engendrée par la précontrainte :

F.S.  $\sigma_{ps} = -57,3 \text{ kg/cm}^2$

F.I.  $\sigma_{pi} = 322 \text{ kg/cm}^2$

Contraintes effectives : F.S.  $\sigma_s = 49,72 + 57,8 = -7,58 \text{ kg/cm}^2$   
 F.I.  $\sigma_i = -423,3 + 322 = 198,7 \text{ kg/cm}^2$

Phase 4 : On met en place la superstructure (trottoirs, revêtement, glissière + garde corps)  
 $\rightarrow M_G = 279,85 \text{ tm}$

Contraintes engendrées par les charges permanentes : F.S.  $\sigma_{Gs} = \frac{279,85 \cdot 10^5}{18542839} \times 44,54 = 67,22 \text{ kg/cm}^2$   
 F.I.  $\sigma_{Gi} = -\frac{279,85 \cdot 10^5}{18542839} \times 110,46 = -166,7 \text{ kg/cm}^2$

La 1<sup>ère</sup> série de câble a subi toutes les pertes, l'effort de précontrainte de 2 câbles

(3) et (4) est :  $P = 216103 \text{ kg}$

La 2<sup>e</sup> série de câble va subir une perte estimée à  $2/3 \sigma_d$ .

La contrainte de service des câbles (1) et (2) est :  $\sigma = 12451 - 2/3 \times 2018 = 11106 \text{ kg/cm}^2$

L'effort de précontrainte de cette 2<sup>e</sup> série de câbles est :  $P = 216103 \text{ kg}$

L'effort de précontrainte total est :  $2 \times 216103 = 432206 \text{ kg}$

Contraintes engendrées par la précontrainte :

F.S.  $\sigma_{ps} = \frac{432206}{8864} \left(1 + \frac{99 \times 44,54}{2092}\right) = -54 \text{ kg/cm}^2$

F.I.  $\sigma_{pi} = \frac{432206}{8864} \left(1 + \frac{99 \times 110,46}{2092}\right) = 330,64 \text{ kg/cm}^2$

Contraintes effectives : F.S.  $\sigma_s = 67,22 - 54 = 13,22 \text{ kg/cm}^2$   
 F.I.  $\sigma_i = -166,7 + 330,64 = 163,92 \text{ kg/cm}^2$

Phase 5 : C'est la phase de service en charge. On applique les surcharges. Dans notre cas, c'est la surcharge exceptionnelle  $C_D$  qui est la plus défavorable :  $M_Q = 213,13 \text{ tm}$ .

Contraintes engendrées par les charges permanentes + surcharge :

F.S.  $\sigma_{(G+Q)s} = 118,42 \text{ kg/cm}^2$

F.I.  $\sigma_{(G+Q)i} = -293,68 \text{ kg/cm}^2$

Tous les câbles ont déjà subi toutes les pertes.

Contraintes engendrées par la précontrainte :

F.S.  $\sigma_p = -54 \text{ kg/cm}^2$

F.I.  $\sigma_{pi} = 330,64 \text{ kg/cm}^2$

Contraintes effectives : F.S.  $\sigma_s = 118,42 - 54 = 64,42 \text{ kg/cm}^2$   
 F.I.  $\sigma_i = -293,68 + 330,64 = 36,96 \text{ kg/cm}^2$

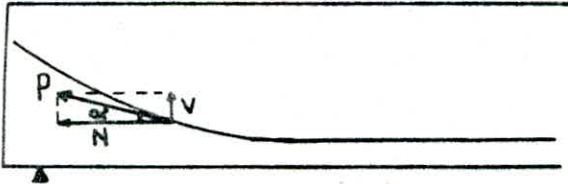
Toutes les contraintes sont admissibles.

## X- VERIFICATIONS DES CONTRAINTES TANGENTES

### 1- Effort tranchant réduit :

L'effort de précontrainte peut se décomposer au droit de chaque section en deux composantes :

- Une composante horizontale  $N = \sum p \cos \alpha_i$        $p$  : effort de précontrainte par câble
- Une composante verticale  $V = \sum p \sin \alpha_i$        $\alpha_i$  : angle de relevage du câble  $i$  au niveau de la section considérée



Designons par  $T_Q$  l'effort tranchant dû aux sollicitations extérieures

L'effort tranchant réduit est :  $T_r = T_Q - V = T_Q - \sum p \sin \alpha_i$

### 2- Contrainte de cisaillement :

Elle est donnée par la formule classique de la R.D.M. :  $\tau = \frac{T_r}{b_0 \bar{z}}$

$b_0$  = largeur nette de l'âme

$\bar{z} = \frac{I}{S}$        $I$  = moment d'inertie de la section

$S$  = moment statique par rapport à l'axe horizontal passant par le centre de gravité de la section

### 3- Contrainte de cisaillement admissible :

Elle se détermine par la formule de MM CHALOS et BÉTEILLE :  $\bar{\tau}^2 = \frac{\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}'}$  ( $\bar{\sigma}' - \sigma_g$ ) ( $\bar{\sigma} + \sigma_g$ )

avec  $\bar{\sigma}$  et  $\bar{\sigma}'$  sont respectivement les contraintes admissibles de traction et compression

$\sigma_g$  = contrainte au niveau du centre de gravité de la section

En phase de construction :  $\bar{\sigma} = 0,55 \times 31 = 17,05 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}' = 0,55 \times 400 = 220 \text{ Kg/cm}^2$

En phase de Service :  $\bar{\sigma} = 0,42 \times 31 = 13 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}' = 0,42 \times 400 = 168 \text{ Kg/cm}^2$

### 4- Vérification des contraintes tangentielles

Le principe consiste à vérifier pour chaque phase que  $\tau \leq \bar{\tau}$  au niveau de chaque section

Section d'about :

Les caractéristiques géométriques nettes de la section d'about et les paramètres qui vont nous servir pour le calcul sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

SECTION	B [cm <sup>2</sup> ]	I [cm <sup>4</sup> ]	V <sub>s</sub> [cm]	V <sub>i</sub> [cm]	i <sup>2</sup> [cm <sup>2</sup> ]	e [cm]	$\sum \cos \alpha_i$	$\sum \sin \alpha_i$
Poutre seule	5415,6	9666312	56,57	73,43	1785	-8,27	1,951	0,433
Poutre avec dalle	10041	24782299	49,74	105,26	2469	-40,1	1,951	0,433

Contrainte initiale dans chaque câble à l'about (après les pertes instantanées)

$$\sigma_i = \sigma_0 - \sum \sigma_{inst} = 14850 - 2299 - 304 = 12247 \text{ Kg/cm}^2$$

Phase 1 :

Contrainte de service :  $12247 - \frac{1}{3} \times 2018 = 11574 \text{ Kg/cm}^2$

Précontrainte par câble :  $P = 11574 \times 9,73 = 112618 \text{ Kg}$

$N = \sum P \cos \alpha_i = 112618 \times 1,951 = 219718 \text{ Kg}$

$V = \sum P \sin \alpha_i = 112618 \times 0,433 = 48764 \text{ Kg}$

$T_r = T_G - V = \frac{1,28 \times 25,5}{2} - 48,764 = -32,444 \text{ t}$

$b_0 = 32 - 6,6 = 25,4 \text{ cm}$

$S = 32 \times \frac{(73,43)^2}{2} + 2 \times 6 \times 18(73,43 - 9) + 2 \times 6 \times \frac{9}{2} (73,43 - 18 - 3) - 34,2 \times 28,43 = 102047 \text{ cm}^3$

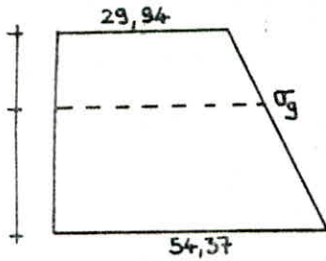
$\bar{z} = \frac{I}{S} = \frac{9666312}{102047} = 94,72 \text{ cm}$

$\tau = - \frac{32,444 \times 10^3}{25,4 \times 94,72} = -13,485 \text{ Kg/cm}^2$

Calcul de  $\bar{\tau}$  :

Contrainte produite par N : F.S.  $\frac{249718}{54 \cdot 15,6} \left(1 - \frac{8,27 \times 56,57}{1785}\right) = 29,94 \text{ Kg/cm}^2$   
 F.I.  $\frac{249718}{54 \cdot 15,6} \left(1 + \frac{8,27 \times 73,43}{1785}\right) = 54,37 \text{ Kg/cm}^2$

Contrainte au niveau du centre de gravité de la section :



$$\sigma_g = 29,94 + (54,37 - 29,94) \frac{56,57}{130} = 40,57 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{D'où : } \bar{\tau}^2 = \frac{\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}'} (\bar{\sigma}' - \sigma_g) (\bar{\sigma} + \sigma_g) = \frac{17,05}{220} (220 - 40,57) (17,05 + 40,57)$$

$$\bar{\tau} = 28,31 \text{ Kg/cm}^2$$

On a bien :  $|\tau| = 13,485 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau} = 28,31 \text{ Kg/cm}^2$

Phase 2 :

Contrainte résiduelle :  $11574 - \frac{1}{3} \times 2018 = 10901 \text{ Kg/cm}^2$   
 Précontrainte par câble :  $10901 \times 9,73 = 106070 \text{ Kg}$   
 $N = 106070 \times 1,951 = 206943 \text{ Kg}$   
 $V = 106070 \times 0,433 = 45928 \text{ Kg}$

$$T_r = T_{\text{poutre}} + T_{\text{dalle}} - V = 16320 + 16256,25 - 45928 = -13352 \text{ Kg}$$

$$\tau = -\frac{13352}{25,4 \times 94,72} = -5,55 \text{ Kg/cm}^2$$

Calcul de  $\bar{\tau}$  :

Contrainte normale engendrée par N : F.S.  $\frac{206943}{54 \cdot 15,6} \left(1 - \frac{8,27 \times 56,57}{1785}\right) = 28,2 \text{ Kg/cm}^2$   
 F.I.  $\frac{206943}{54 \cdot 15,6} \left(1 + \frac{8,27 \times 73,43}{1785}\right) = 51,2 \text{ Kg/cm}^2$

$$\sigma_g = 28,2 + \frac{56,57}{130} (51,2 - 28,2) = 38,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}^2 = \frac{17,05}{220} (220 - 38,2) (17,05 + 38,2) \rightarrow \bar{\tau} = 27,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$|\tau| = 5,55 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau} = 27,9 \text{ Kg/cm}^2$$

Phase 3 : section résistante = Poutre + dalle

Contrainte résiduelle dans chaque câble d'about :  $10901 - \frac{1}{3} \times 2018 = 10228 \text{ Kg/cm}^2$   
 L'effort de précontrainte par câble :  $10228 \times 9,73 = 99522 \text{ Kg}$   
 $N = 99522 \times 1,951 = 194167 \text{ Kg}$   
 $V = 99522 \times 0,433 = 43093 \text{ Kg}$

$$S = 32 \times \frac{(105,26)^2}{2} + 2 \times 6 \times 18 (105,26 - 9) + 2 \frac{6 \times 9}{2} (105,26 - 18 - 3) - 34,2 (11,86 + 67,79) = 199893 \text{ cm}^3$$

$$z = \frac{I}{S} = 108,97 \text{ cm}$$

$$T_r = 16320 + \frac{1,275 \times 10^3 \times 25,5}{2} - 43093 = -10517 \text{ Kg}$$

$$\tau = -\frac{10517}{25,4 \times 108,97} = -3,4 \text{ Kg/cm}^2$$

Contrainte produite par N : F.S.  $\frac{194167}{10041} \left(1 - \frac{40,1 \times 49,74}{2169}\right) = 1,6 \text{ Kg/cm}^2$

F.I.  $\frac{194167}{10041} \left(1 + \frac{40,1 \times 105,26}{2169}\right) = 56,97 \text{ Kg/cm}^2$

$$\sigma_g = 1,6 + \frac{49,74}{155} (56 - 1,6) = 19,07 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}^2 = \frac{17,05}{220} (220 - 19,07) (17,05 + 19,07) \rightarrow \bar{\tau} = 23,72 \text{ Kg/cm}^2$$

$$|\tau| = 3,4 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau} = 23,72 \text{ Kg/cm}^2$$

Phase 4 :

Toutes les pertes ont été déjà consommées :  $N = 194167 \text{ Kg}$      $V = 43093 \text{ Kg}$   
 $T_r = T_{\text{poutre}} + T_{\text{dalle}} + T_{\text{trottoir+corniche}} - V = 43810 - 43093 = 717 \text{ Kg}$   
 $\tau = \frac{717}{25,4 \times 108,97} = 0,26 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau} = 23,72 \text{ Kg/cm}^2$

Phase 5 :

$N = 194167 \text{ Kg}$      $V = 43093 \text{ Kg}$   
 $T_r = T_G + T_{\text{surch}} - V = 717 + 33430 = 34147 \text{ Kg}$   
 $\tau = \frac{34147}{25,4 \times 108,97} = 12,34 \text{ Kg/cm}^2$   
 $\bar{\tau}^2 = \frac{13}{168} (168 - 38,2) (13 + 38,2) \rightarrow \bar{\tau} = 22,68 \text{ Kg/cm}^2$   
 $\tau < \bar{\tau}$

Pour les sections d'emergence des câbles ① et ②, les valeurs de  $|\tau|$  et  $\bar{\tau}$  sont regroupées dans les tableaux ci-dessous :

Section d'emergence du câble ①

	PHASE 1	PHASE 2	PHASE 3	PHASE 4	PHASE 5
$ \tau  [\text{Kg/cm}^2]$	1,04	20,31	21,43	17	6,5
$\bar{\tau} [\text{Kg/cm}^2]$	30,28	29,90	30,60	28,54	20

Section d'emergence du câble ②

	PHASE 1	PHASE 2	PHASE 3	PHASE 4	PHASE 5
$ \tau  [\text{Kg/cm}^2]$	8,68	1,33	15,86	10,46	0,3
$\bar{\tau} [\text{Kg/cm}^2]$	29,89	29,15	24	23,8	19,39

Dans tous les cas, nous avons  $|\tau| < \bar{\tau}$

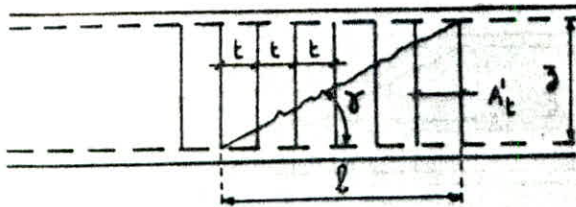
5-Armatures transversales :

Les armatures transversales ont essentiellement pour rôle de couvrir les fissures qui peuvent être produites par le retrait et le reprise de bétonnage.

La justification de ces armatures se base sur la théorie de RITTER-MORSCH :

Espacement des armatures transversales t

On admet que les fissures qui peuvent se produire font un angle  $\gamma$  avec la parallèle à la fibre moyenne de la poutre. L'angle  $\gamma$  est tel que :  $\text{tg } 2\gamma = \frac{2\tau}{\sigma}$



Soit  $n$  le nombre de cadres de section  $A'_t$  espacés de  $t$  :

On a :  $n = \frac{l}{t} = \frac{z}{t \text{tg } \gamma}$

On doit avoir :  $\frac{T_r}{n A'_t} \leq \bar{\sigma}'_{at}$

$\bar{\sigma}'_{at} = S'_a \sigma_{ant}$  avec  $S'_a = \begin{cases} 2/3 & \text{s'il y a} \\ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\tau}{\bar{\tau}}\right)^2 & \text{reprise de bétonnage} \end{cases}$  sinon

$\frac{T_r}{n A'_t} = \frac{T_r}{A'_t} \times \frac{t \text{tg } \gamma}{z} \leq \bar{\sigma}'_{at}$  d'où  $t \leq \frac{\bar{\sigma}'_{at} A'_t}{T_r} \times \frac{z}{\text{tg } \gamma}$

Toutefois on doit avoir  $t \leq \bar{t}$

avec :

$$\bar{t} = \inf \begin{cases} h_t (1,25 - 0,95 \frac{\tau}{\bar{\sigma}}) \\ b_o (5 - 2 \frac{\tau}{\bar{\sigma}}) \\ 4b_o \end{cases}$$

Application :

$\sigma_{en_t} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$        $A'_t = 1,57 \text{ cm}^2$  (2T10)       $h_t = 130 \text{ cm}$

$S'_a = 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{\tau}{\bar{\sigma}} \right)^2$       pas de reprise de bétonnage

Section d'about :

$T_r = 32444 \text{ Kg}$        $\tau = 13,5 \text{ Kg/cm}^2$        $\bar{\tau} = 28,3 \text{ Kg/cm}^2$        $\sigma = 40,57 \text{ Kg/cm}^2$        $\bar{z} = 94,72 \text{ cm}$

$S'_a = \left[ 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{13,5}{28,3} \right)^2 \right] = 0,924$        $\bar{\sigma}'_{at} = 0,924 \times 4200 = 3881 \text{ Kg/cm}^2$

$\text{tg } 2\gamma = \frac{2\tau}{\sigma} = \frac{2 \times 13,5}{40,57} = 0,6655 \rightarrow \gamma = 16,82^\circ$        $\text{tg } \gamma = 0,3$

$t \leq \frac{3881 \times 1,57 \times 94,72}{32444 \times 0,3} = 59 \text{ cm}$

$\bar{t} = \inf \begin{cases} 130 (1,25 - 0,95 \frac{13,5}{28,3}) = 103,6 \text{ cm} \\ 25,4 (5 - 2 \times \frac{13,5}{28,3}) = 102,8 \text{ cm} \\ 4 \times 25,4 = 102 \text{ cm} \end{cases}$

Pourcentage minimal :

$\bar{\omega}_t = 0,25 \frac{h_t}{h_t + 3b_o} = 0,25 \times \frac{130}{130 + 3 \times 25,4} = 0,16\%$

Nous avons bien :  $0,1\% < \bar{\omega}_t < 0,2\%$

$\bar{t} = \frac{A'_t}{\bar{\omega}_t \cdot b_o} = \frac{1,57 \times 100}{25,4 \times 0,16} = 39 \text{ cm}$

Nous prenons un espacement  $t = 20 \text{ cm}$

Section d'émergence du câble ①

$\tau = 21,4 \text{ Kg/cm}^2$        $\bar{\tau} = 30,6 \text{ Kg/cm}^2$        $T_r = 49434 \text{ Kg}$        $\sigma = 46,22 \text{ Kg/cm}^2$        $\bar{z} = 90,83 \text{ cm}$

$\bar{\sigma}'_{at} = \left( 1 - \frac{1}{3} \left[ \frac{21,4}{30,6} \right]^2 \right) \times 4200 = 3515 \text{ Kg/cm}^2$

$\text{tg } 2\gamma = \frac{2 \times 21,4}{46,22} = 0,926 \rightarrow \gamma = 21,4^\circ$        $\text{tg } \gamma = 0,392$

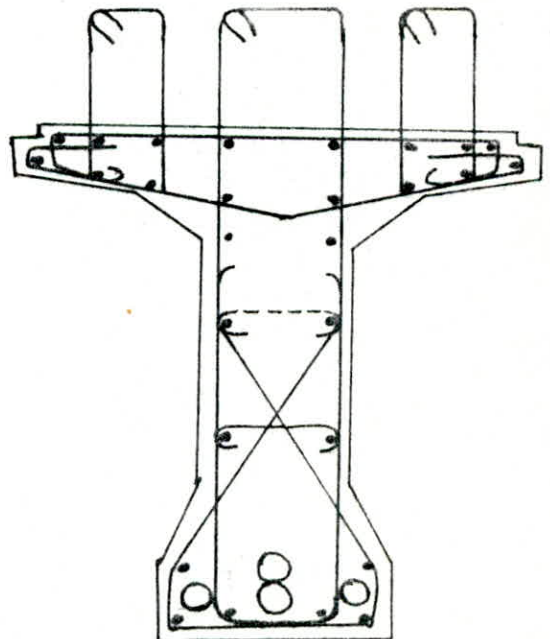
$t \leq \frac{3515 \times 1,57 \times 90,83}{49434 \times 0,392} = 25,87 \text{ cm}$

$\bar{t} = \inf \begin{cases} 130 (1,25 - 0,95 \times \frac{21,4}{30,6}) = 76 \text{ cm} \\ 25,4 (5 - 2 \times \frac{21,4}{30,6}) = 91,5 \text{ cm} \\ 4 \times 25,4 = 102 \text{ cm} \end{cases}$

$0,1\% < \bar{\omega}_t = 0,16\% < 0,2\%$

Nous prenons  $t = 25 \text{ cm}$

SECTION MEDIANE





e- Armatures longitudinales :

Les armatures vont jouer le rôle des armatures de construction et des armatures de peau. D'après l'I.P.1 (article 18), le pourcentage minimal des armatures longitudinales à mettre doit être pris égal à la moitié du pourcentage des armatures transversales :

$$\tilde{\omega}_l = 0,5 \tilde{\omega}_t = 0,5 \times 0,16 = 0,08 \%$$

La section minimale des armatures longitudinales est :

$$A_{min} = B_{âme} \times \tilde{\omega}_l \quad B_{âme} = 32 \times 130 = 4160 \text{ cm}^2 \text{ (section de l'âme à l'about)}$$

$$A_{min} = \frac{4160 \times 0,08}{100} = 3,33 \text{ cm}^2$$

Nous prenons de T12 comme armatures longitudinales.

Ces armatures vont être placées le long de l'âme, dans le talon et dans la table de la poutre.

Cadres du talon

D'après les dispositions de l'I.P.1, les cadres du talon doivent être choisis de manière à satisfaire la relation suivante :

$$\frac{\tilde{\omega}_t}{f} \geq c \cdot \frac{\sigma_{28}}{\sigma_{en}} \times 100$$

$\tilde{\omega}_t$  : pourcentage des  $A_f$  (cadres du talon)

f : espacement des cadres du talon

c : entourage

Nous utilisons des T12 comme cadre du talon ( $\sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$   $A_f = 1,13 \text{ cm}^2$ )

$$\sigma_{28} = 31 \text{ Kg/cm}^2$$

• Section médiane :

$$c \geq 6,5 \text{ cm} \quad \frac{\tilde{\omega}_t}{f} \geq 6,5 \times \frac{31}{4200} \times 100 = 4,8 \Rightarrow f \leq \frac{\tilde{\omega}_t}{4,8} = \frac{1,13}{4,8} \times 100 = 23,54 \text{ cm}$$

Nous prenons  $f = 20 \text{ cm}$

• Section d'about :

$c \geq 4,3D$  (D : diamètre d'une gaine)

$$c \geq 4,3 \times 6,6 = 8,58 \text{ cm} \quad \text{ nous prenons } c = 9 \text{ cm}$$

$$\frac{\tilde{\omega}_t}{f} \geq 9 \times \frac{31}{4200} \times 100 = 6,64 \Rightarrow f = \frac{\tilde{\omega}_t \times 100}{6,64} = 17 \text{ cm}$$

Nous prenons  $f = 15 \text{ cm}$ .

# XI- VERIFICATION A LA RUPTURE

L'I.P. 1 exige de vérifier que l'ouvrage ne perit pas par rupture lorsque les valeurs des surcharges réglementaires augmentent de 80 %.

## 1- Rupture en flexion

### 1.1- Sécurité par rapport au béton

condition à vérifier :  $M_G + 1,8 M_Q \leq 0,7 M_{RB}$

$M_G = 279,85 \text{ tm}$  (moment sous le poids propre)      $M_Q = 213,13 \text{ tm}$  (moment sous  $C_D$ )

$M_{RB}$  = moment de rupture du béton      $M_{RB} = M_{RB_1} + M_{RB_2}$      avec :

$M_{RB_1} = 0,35 b_0 h^2 \sigma_n'$  (relatif à l'âme)

$M_{RB_2} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 (b-b_0) h_0 \left( h - \frac{h_0}{2} \right) \sigma_n' \\ 0,35 (b-b_0) h^2 \sigma_n' \end{array} \right.$  (relatif à l'hourdis)

$h = h_f - d' = 155 - 11,45 = 143,55 \text{ cm}$  (à mi-travée) ;  $b = 185 \text{ cm}$  ;  $b_0 = 18 \text{ cm}$  ;  $\sigma_n' = 400 \text{ kg/cm}^2$

$M_{RB_1} = 0,35 \times 18 \times (143,55)^2 \times 400 = 5,2 \times 10^7 \text{ Kg cm} = 520 \text{ tm}$

$M_{RB_2} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 (185-18) \times 25 \times \left( 143,55 - \frac{25}{2} \right) \times 400 = 17,5 \times 10^7 \text{ Kg cm} = 1750 \text{ tm} \\ 0,35 (185-18) \times (143,55)^2 \times 400 = 48,2 \times 10^7 \text{ Kg cm} = 4820 \text{ tm} \end{array} \right.$

$M_{RB} = 520 + 1750 = 2270 \text{ tm}$       $0,7 M_{RB} = 1589 \text{ tm}$

$M_G + 1,8 M_Q = 279,85 + 1,8 \times 213,13 = 663,5 \text{ tm} < 0,7 M_{RB} = 1589 \text{ tm}$

### 1.2- Sécurité par rapport aux aciers

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

$M_{RA} = 0,9 h \omega R_G$  (Moment de rupture de l'acier)      $\omega = 4 \times 9,73 = 38,92 \text{ cm}^2$

$\omega$  (section des câbles) ;  $R_G = 18500 \text{ Kg/cm}^2$  (contrainte de rupture garantie)

$M_{RA} = 0,9 \times 143,55 \times 38,92 \times 18500 = 930 \text{ tm}$

$M_f$  = moment de fissuration calculé avec une traction ultime  $2\sigma_n = 2 \times 31 = 62 \text{ Kg/cm}^2$

Pour la fibre inférieure, on prend  $\sigma = \sigma_p + 2\sigma_n$  ( $\sigma_p$  = contrainte due à la précontrainte)

$\sigma_p = 303,64 \text{ Kg/cm}^2$  ,  $\sigma = 303,64 + 62 = 365,64 \text{ Kg/cm}^2$

$M_f = \sigma \frac{I}{u_2} = 365,64 \times \frac{18542839}{110,46} = 61379718 \text{ Kg cm} \approx 614 \text{ tm}$

$M_f < M_{RA}$ , la condition à vérifier est :  $M_G + 1,8 M_Q \leq 0,9 M_{RA}$

$M_G + 1,8 M_Q = 663,5 \text{ tm} < 0,9 M_{RA} = 837 \text{ tm}$

## 2- Sécurité à la rupture par l'effort tranchant (section d'about)

### 2.1- Compression des bielles :

Condition de sécurité :  $\sigma = \frac{2T}{\sin 2\gamma} \leq 0,5 \sigma_{28}'$

L'effort tranchant réduit est :  $T_r = T_G + 1,8 T_Q - V$

$T_G = 43810 \text{ Kg}$  (sous charges permanentes) ;  $T_Q = 33430 \text{ Kg}$

$V = 43093 \text{ Kg}$  (sous précontrainte)

$T_r = 43810 + 1,8 \times 33430 - 43093 = 60891 \text{ Kg}$

$\tau = \frac{T_r}{b_0 z} = \frac{60891}{25,4 \times 108,97} = 22 \text{ Kg/cm}^2$

$\text{tg } 2\gamma = \frac{2\tau}{\sigma_g}$  avec  $\sigma_g = 38,2 \text{ Kg/cm}^2$  (contrainte au Cdg des armatures due à la précontrainte)

$\text{tg } 2\gamma = \frac{2 \times 22}{38,2} = 1,152 \rightarrow \gamma = 24,5^\circ$       $\sin 2\gamma = 0,755$

$\sigma = \frac{2 \times 22}{0,755} = 58,3 \text{ Kg/cm}^2$      On a bien  $\sigma = 58,3 \text{ Kg/cm}^2 < 0,5 \sigma_{28}' = 0,5 \times 400 = 200 \text{ Kg/cm}^2$

### 2.2- Résistance des armatures transversales :

Condition de sécurité :  $\sigma_a' = \frac{k \cdot T_r \cdot \text{tg } \gamma}{A_f \cdot z} \leq 1,2 \sigma_{ent}$

$\text{tg } \gamma = \text{tg } 24,5^\circ = 0,456$

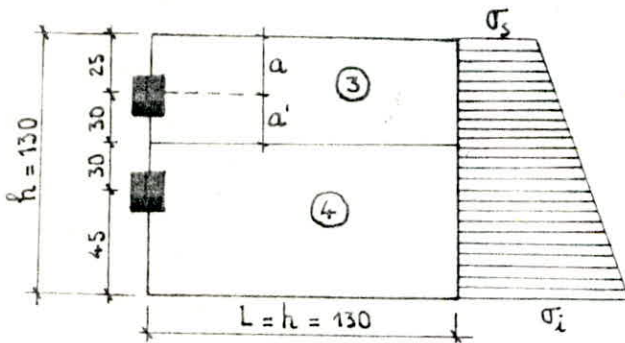
$\sigma_a' = \frac{25 \times 60891 \times 0,456}{1,57 \times 108,97} = 4057 \text{ Kg/cm}^2 < 1,2 \times 4200 = 5040 \text{ Kg/cm}^2$

## XII- ETUDE DE LA ZONE D ABOUT

### 1- Introduction :

Au niveau de la zone d'about, les contraintes ne se répartissent régulièrement (selon l'hypothèse de NAVIER-BERNOULLI) qu'au-delà d'une zone appelée zone de régularisation des contraintes. Cette zone est le siège de phénomènes complexes, il est donc nécessaire d'effectuer un certain nombre de justifications concernant la résistance du béton et le choix de sections d'armatures à prévoir.

### 2- Détermination des efforts :



- ③ : prisme associé à l'ancrage du câble ③
- ④ : prisme associé à l'ancrage du câble ④
- $a, a'$  : distances de l'ancrage aux bords du prisme qui lui est associé.
- $L$  : zone de régularisation des contraintes supposée égale à la hauteur de la poutre.

### 2.1- Effort de surface $T_s$ et calcul des frettes

L'effort de surface  $T_s$  est donné par la formule établie selon la théorie de GUYON :

$$T_s = \left[ 0,04 + 0,2 \left| \frac{a-a'}{a+a'} \right|^3 \right] F$$

$F$  = Force utile du câble. Dans le cas d'un ancrage incliné comme le nôtre, on majore  $F$  de 10% à l'about, la contrainte du câble est :  $\sigma = 11574 \text{ kg/cm}^2$  (contrainte après pertes instantanées)

$$\Rightarrow F = 1,1 \times 11574 \times 9,73 = 124 \text{ t}$$

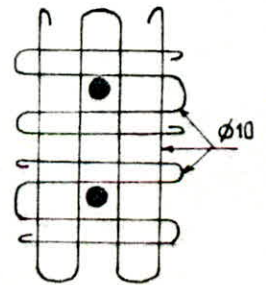
Les valeurs de  $T_s$  sont regroupées dans le tableau suivant :

PRISME	$a$ [cm]	$a'$ [cm]	$F$ [t]	$0,04 F$ [t]	$0,2 \left  \frac{a-a'}{a+a'} \right ^3 F$ [t]	$T_s$ [t]
③	25	30	124	4,96	0,02	4,98
④	30	45	124	4,96	0,2	5,16

### 2.1.1- Calcul de frette : nous utilisons des aciers doux : $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$

$$T_s^{\max} = 5,16 \text{ t} \quad A = \frac{T_s^{\max}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{5,16 \times 10^3}{1600} = 3,225 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons une frette verticale en  $\phi 10$ , formée par 4 branches. Cette frette, commune aux 2 ancrages, sera placée le plus près possible de la face d'about tout en respectant les conditions d'enrobage. Nous ajoutons également une frette horizontale formée de 4 branches à chaque ancrage.



### 2.2- Effort d'éclatement $T_e$

Designons par :  $a_1$  = largeur de l'ancrage

$2a$  = largeur du prisme fictif avec  $a < a'$ , si  $a > a'$  on prend  $2a'$

$k$  = coefficient de réduction ;  $F$  = force utile du câble ;  $s$  = surface du prisme fictif

$p$  = contrainte moyenne d'éclatement ;  $\sigma_{y \max}$  = contrainte maximale d'éclatement.

Posons :  $y = \frac{a_1}{2a}$   $P = \frac{F}{s}$  ; on a :  $\sigma_{y \max} = 0,65 p (1-y)$  [en  $\text{kg/cm}^2$ ] et  $k = 1 - \left( \frac{8}{\sigma_{y \max}} \right)^2$

La valeur de l'effort d'éclatement est évalué approximativement à partir du règle du prisme symétrique (prisme fictif) :

$$T_e = \frac{F}{3} (1-y) k$$

Dimensions à prendre en compte : . Prisme symétrique :  $2a \times a$   
 . Plaque d'ancrage :  $24 \times 24$  [cm<sup>2</sup>]  $F = 124t$

PRISME	$2a$ [m]	$\gamma$	$\frac{F}{3}(1-\gamma)$ [t]	$2a \times a = \delta$ cm <sup>2</sup>	$P = \frac{F}{\delta}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_y$ [kg/cm <sup>2</sup> ] max	$T_e = \frac{F}{3}(1-\gamma)K$ [t]
③	0,500	0,48	21,5	1250	99,2	33,52	20,27
④	0,600	0,40	24,8	1800	68,9	26,87	22,59

$$T_e^{\max} = 22,59t$$

Les armatures nécessaires pour reprendre cet effort ont une section de :  $A = \frac{22,59 \times 10^3}{1600} = 14,12 \text{ cm}^2$   
 Nous adoptons  $10 \phi 14$  ( $A = 15,39 \text{ cm}^2$ )

Nous prévoyons aussi des armatures pour reprendre la poussée au vide :  $\tilde{\omega} = 0,3\%$

$$B_{\text{âme}} = 32 \times 130 = 4160 \text{ cm}^2 \quad A_t = \frac{0,3}{100} \times 4160 = 12,48 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons 8 cadres  $\phi 10$  ( $A = 12,56 \text{ cm}^2$ )

### 3- Contrainte maximale sous l'ancrage

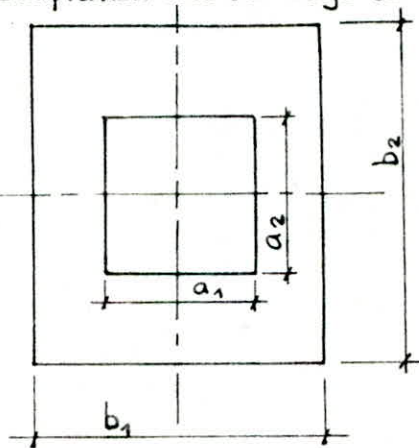
Le règlement admet comme contrainte admissible de compression sous l'ancrage la valeur :

$$\bar{\sigma}'_{\text{Lim}} = \frac{1}{1,6} \sigma'_j K \text{ avec :}$$

$$K = 1 + \left(3 - \frac{a_1}{b_1} - \frac{a_2}{b_2}\right) \sqrt{\left(1 - \frac{a_1}{b_1}\right) \left(1 - \frac{a_2}{b_2}\right)}$$

$a_1, a_2$  : dimensions de la plaque d'ancrage

$b_1, b_2$  : dimensions de la section du prisme ayant même centre de gravité que la plaque.

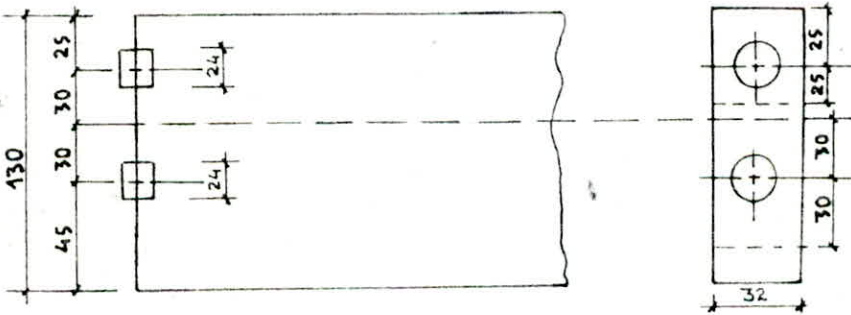


### 4- Verification des contraintes :

Dans notre cas, les plaques d'ancrage sont circulaires, de diamètre  $\phi = 24 \text{ cm}$ . Le diamètre de la gaine des armatures est :  $\phi_g = 6,6 \text{ cm}$ . La section nette de la plaque d'ancrage est :

$$\delta = \frac{\pi}{4} [24^2 - (6,6)^2] = 418 \text{ cm}^2$$

Contrainte admissible de compression :  $\bar{\sigma}' = \frac{1}{1,6} \times 400 \times K = 250 K$  [kg/cm<sup>2</sup>]



Prisme ③ : On prend  $a_1 = a_2 = 24 \text{ cm}$   $b_1 = 32 \text{ cm}$   $b_2 = 50 \text{ cm} \rightarrow K_3 = 1,64$

$$\bar{\sigma}'_3 = 250 \times 1,64 = 410 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_3 = \sigma'_4 = \frac{F}{\delta} = \frac{124 \times 10^3}{418} = 296,65 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_3$$

Prisme ④ :  $a_1 = a_2 = 24 \text{ cm}$   $b_1 = 32 \text{ cm}$   $b_2 = 60 \text{ cm} \rightarrow K_4 = 1,72$

$$\bar{\sigma}'_4 = 250 \times 1,72 = 430 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_4 = 296,65 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_4$$

### XIII CALCUL DES DEFORMATIONS

1- Deformation de flexion

Une pièce mise en tension subit des déformations telles que : flèches , rotations d'appuis, raccourcissement .

Ces déformations doivent se produire de manière à ne pas perturber l'état de précontrainte résultant dans les divers sections .

2- Calcul des flèches :

2.1- sous charge permanente : la flèche à la section médiane est :  $f_G = \frac{5q_G L^4}{384 EI}$

$q_G = 3,44 \text{ t/ml}$

$L = 25,50 \text{ m}$

$E = E_{pr} = \frac{1}{3} E_i = 140\,000 \text{ Kg/cm}^2$        $I = 18542839 \text{ cm}^4$

D'où :  $f_G = \frac{5 \times 3,44 \times 10 \times (2550)^4}{384 \times 140\,000 \times 18542839} = 7,3 \text{ cm}$

2.2- flèche due à la précontrainte : La flèche à la section médiane est :

$$f_p = \frac{1}{2} \int_0^{L/2} \frac{M}{EI} x dx + \frac{1}{2} \int_{L/2}^L \frac{M}{EI} (L-x) dx$$

Pour un diagramme de moments symétrique par rapport à l'axe de la poutre, l'expression de la flèche à mi-portée s'écrit :

$$f_p = \int_0^{L/2} \frac{M}{EI} x dx$$

Cette valeur représente le moment statique à EI près de l'aire limitée par le diagramme de moments de précontrainte dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur la demi-longueur par rapport à l'appui de gauche .

Nous nous contentons de tracer le diagramme de moment de précontrainte à partir de trois valeurs de moment ( $x=0$  ,  $x = \frac{L}{4}$  ,  $x = \frac{L}{2}$  )

. Contrainte initiale à la mise en tension :  $13124 \text{ Kg/cm}^2$

. Contrainte en service :  $11106 \text{ Kg/cm}^2$

La contrainte moyenne à prendre en compte dans le calcul est :

$$\sigma = \frac{13124 + 11106}{2} = 12115 \text{ Kg/cm}^2$$

La précontrainte par câble est :  $P = 12115 \times 9,73 = 117879 \text{ Kg}$

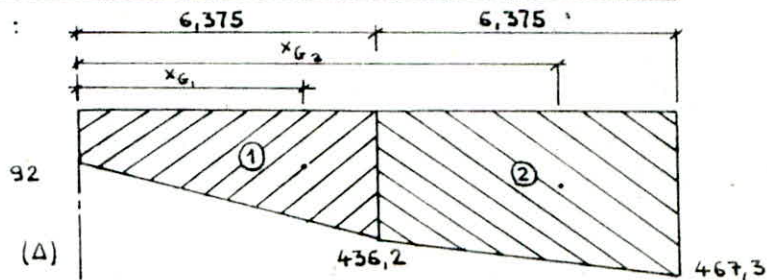
section médiane :  $N = P \sum \cos \alpha = 117879 \times 4 = 471516 \text{ Kg}$

section du quart :  $N = P \sum \cos \alpha = 117879 \times 3,981 = 469276 \text{ Kg}$

section d'about :  $N = P \sum \cos \alpha = 117879 \times 1,951 = 229982 \text{ Kg}$

SECTION	N [t]	e [m]	M <sub>p</sub> = N.e [tm]
Milieu	472	-0,99	-467,3
Quart	469	-0,93	-436,2
About	230	-0,40	-92

Diagramme de M<sub>p</sub> :



$$x_{G_1} = \frac{2 \times 436,2 + 92}{436,2 + 92} \times \frac{6,375}{2} = 3,88 \text{ m}$$

$$x_{G_2} = \frac{2 \times 467,3 + 436,2}{467,3 + 436,2} \times \frac{6,375}{2} + 6,375 = 9,60 \text{ m}$$

- Aires des diagrammes

$$A_1 = - \frac{92 + 436,2}{2} \times 6,375 = - 1684 \text{ tm}^2$$

$$A_2 = - \frac{436,2 + 467,3}{2} \times 6,375 = - 2880 \text{ tm}^2$$

- Moment statique :  $S_{\Delta} = \sum x_{G_i} A_i = - 1684 \times 3,88 - 2880 \times 9,60 = - 34182 \text{ tm}^3$

$$f_p = \int_0^{L/2} \frac{M}{EI} x dx = \frac{1}{EI} \sum x_{G_i} A_i = - \frac{34182 \times 10^3 \times 10^6}{140000 \times 18542839} = - 13,2 \text{ cm}$$

Le signe (-) veut dire que la flèche est vers le haut

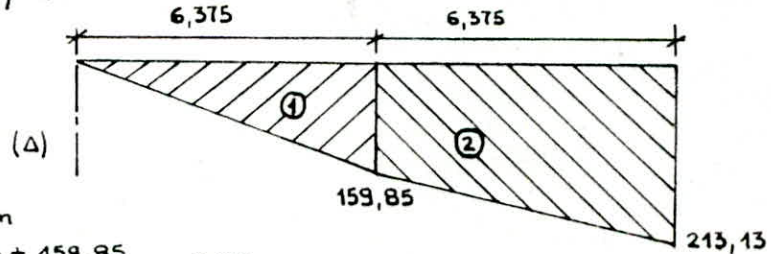
2.3- Flèche de construction :

$$f_c = \frac{3}{4} (f_p - f_G) = \frac{3}{4} (13,2 - 7,3) = 4,425 \text{ cm}$$

2.4- Flèche due aux surcharges :

C'est la surcharge  $C_D$  qui est la plus defavorable. La charge n'est pas uniforme nous allons utiliser la même methode que celle utilisée pour le calcul de fleche de precontrainte.

$$E = E_i = 420000 \text{ Kg/cm}^2$$



$$x_{G_1} = \frac{2}{3} \times 6,375 = 4,25 \text{ m}$$

$$x_{G_2} = 6,375 + \frac{2 \times 213,13 + 159,85}{213,13 + 159,85} = 7,95 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{6,375 \times 159,85}{2} = 509,52 \text{ tm}^2$$

$$A_2 = \frac{159,85 + 213,13}{2} \times 6,375 = 1189 \text{ tm}^2$$

$$S_{\Delta} = \sum x_{G_i} A_i = 4,25 \times 509,52 + 7,95 \times 1189 = 11618 \text{ tm}^3$$

$$f_Q = \frac{S_{\Delta}}{EI} = \frac{11618 \times 10^3 \times 10^6}{420000 \times 18542839} = 1,5 \text{ cm}$$

Flèche totale à mi-travée :

. Service à vide :  $f = f_G + f_p + f_c = 7,3 - 13,2 + 4,42 = - 1,47 \text{ cm}$

. Service en charge :  $f = f_G + f_p + f_c + f_Q = - 1,47 + 1,5 = 0,03 \text{ cm}$

3- Rotation d'appuis :

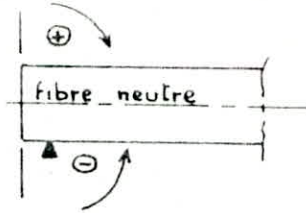
L'expression de la rotation est donnée par :  $\beta = \int_0^L \frac{M}{EIL} x dx$

Dans le cas où le diagramme de moment est symétrique, cette expression devient :

$$\beta = \int_0^L \frac{M}{2EI} dx$$

$\int_0^L M dx$  : représente l'aire comprise entre la courbe de moments et l'axe horizontal de reference

convention de signe :



3.1- sous charge permanente :

$$\beta_G = \frac{q_G L^3}{24 EI} = \frac{3,44 \times 10 \times (2550)^3}{24 \times 140000 \times 18542839} = 0,0092 \text{ rd}$$

3.2- sous l'effort de precontrainte

$$\int_0^L M dx = 2(-1684 - 2880) = -9128 \text{ t.m}^2$$

$$\beta_P = \frac{1}{2EI} \int_0^L M dx = - \frac{9128 \times 10^3 \times 10^4}{2 \times 18542839 \times 140000} = -0,018 \text{ rd}$$

3.3- sous surcharge  $C_D$  :

$$E = E_i = 420000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\int_0^L M dx = 2(509,52 + 1189) = 3397 \text{ t.m}^2$$

$$\beta_Q = \frac{1}{2EI} \int_0^L M dx = \frac{3397 \times 10^3 \times 10^4}{2 \times 420000 \times 18542839} = 0,0022 \text{ rd}$$

Rotation totale :

Service à vide :  $\beta = \beta_G + \beta_P = 0,0092 - 0,018 = -0,0088 \text{ rd}$

Service en charge :  $\beta = \beta_G + \beta_P + \beta_Q = -0,0088 + 0,0022 = -0,0066 \text{ rd}$

4- Deplacement d'appuis :

Les déplacements horizontaux d'appuis sont dus à quatre causes principales qui provoquent chacune un déplacement de l'appui vers le milieu de la poutre.

4.1- Deplacement dû à la rotation d'appui

$$\Delta_\beta = \beta \frac{h_t}{2} \quad \begin{array}{l} \beta = \text{rotation d'appui} \\ h_t = \text{hauteur de la poutre} \end{array}$$

$$\Delta_\beta = -0,0088 \times \frac{1,55}{2} \times 10^3 = -6,82 \text{ mm}$$

4.2- Deplacement dû au retrait

$$\Delta_r = -\epsilon_r \frac{L}{2} \quad \epsilon_r = 4 \cdot 10^{-4} \quad L = 25,5 \text{ m}$$

$$\Delta_r = -4 \cdot 10^{-4} \times \frac{25,5}{2} \times 10^3 = -5,1 \text{ mm}$$

4.3- Deplacement dû au fluage

On doit considerer le fluage de la membrure inferieure sous la contrainte de compression du beton  $\sigma'$ ; on prendra en compte la valeur moyenne entre la contrainte de compression de la fibre inferieure au milieu  $\sigma'_M$  et celle de l'appui  $\sigma'_A$ . On prendra pour  $\sigma'_A$  et  $\sigma'_M$  la moyenne entre d'une part la contrainte en service et d'autre part la contrainte à la mise en tension :  $\sigma'_m = \frac{\sigma'_M + \sigma'_A}{2}$ .

$$\Delta_f = -\frac{L}{2} \cdot \frac{\sigma'_m}{E_c}$$

	$\sigma'_A$ (à l'appui)	$\sigma'_M$ (au milieu)
En service	62 Kg/cm <sup>2</sup>	136,92 Kg/cm <sup>2</sup>
A la mise en tension	65 Kg/cm <sup>2</sup>	198,7 Kg/cm <sup>2</sup>
	63,5 Kg/cm <sup>2</sup>	167,8 Kg/cm <sup>2</sup>

$$\sigma'_m = \frac{63,5 + 167,8}{2} = 115,65 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_v = 140000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta_f = \frac{-25,5}{2} \times \frac{115,65}{140000} = -0,0105 \text{ m} = -10,5 \text{ mm}$$

#### 4.4 - Deplacement dû aux variations de température

Nous prenons une valeur moyenne :  $\Delta_t = \pm \frac{L}{1000}$

$$\Delta_t = \pm \frac{25,5}{1000} \cdot 10^3 = \pm 2,55 \text{ mm}$$

##### - Deplacement maximal

Comme les poutres sont prefabriquées et ne sont posées sur ses appuis qu'après un certain temps et après mise en precontrainte, on a :

$$\Delta_{\max} = \frac{2}{3} (\Delta_p + \Delta_r + \Delta_f) + \Delta_t = \frac{2}{3} (-6,82 - 5,81 - 10,5) - 2,55 = -17,5 \text{ mm}$$

- Deplacement minimal :  $\Delta_{\min} = 2,55 \text{ mm}$



# XIV- JOINTS DE CHAUSSEE

1- Rôle des joints : Les joints sont réalisés pour assurer la continuité de surface de circulation entre deux éléments d'un ouvrage en dépit de leurs déplacements relatifs dus à l'effet des écarts de température, aux retraités différents et aux rotations .

2- choix du joint

D'après le calcul des déformations, nous avons :

- Souffle max =  $\Delta_{max} = 17,5 \text{ mm}$

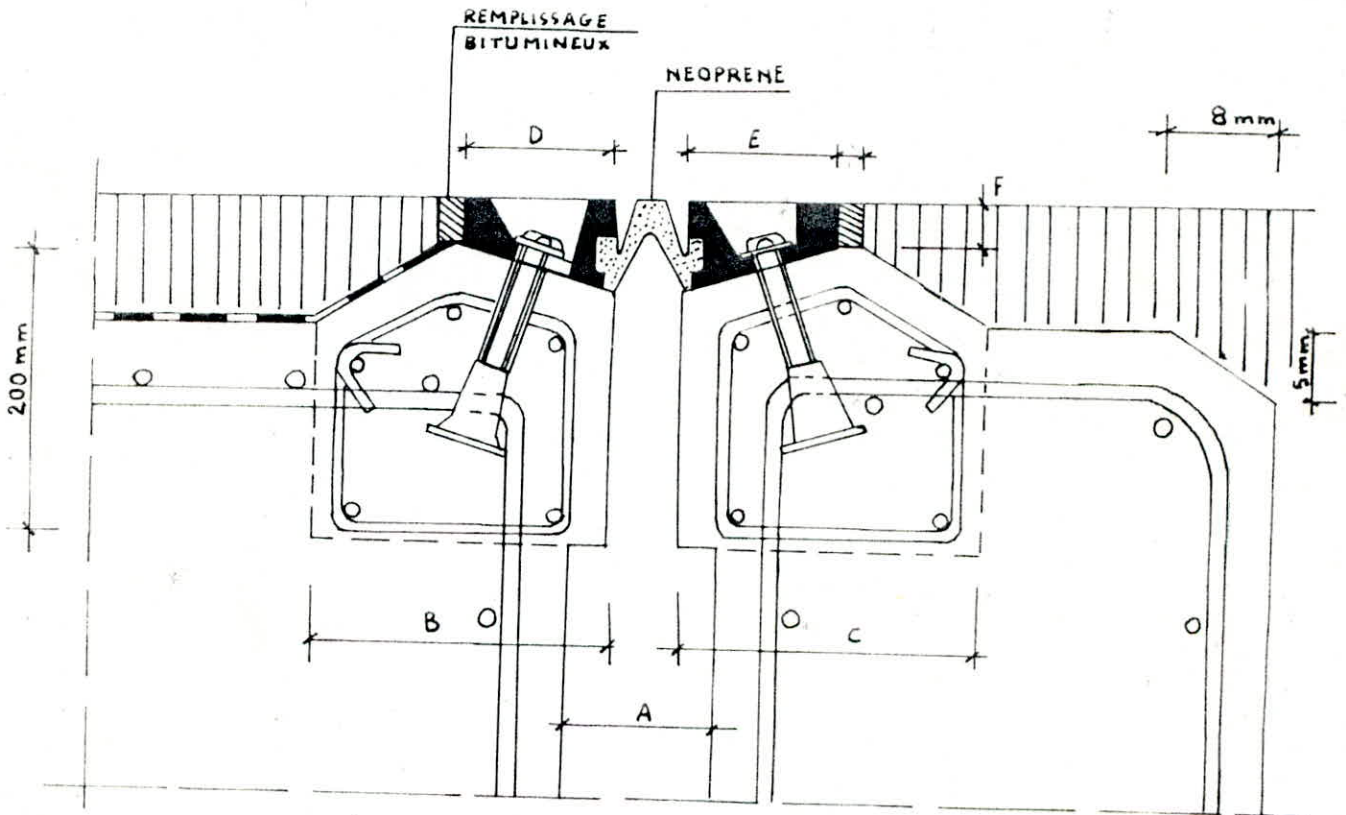
- Souffle min =  $\Delta_{min} = 2,55 \text{ mm}$

Nous choisissons des joints type MONOBLOC 50 système FREYSSINET (La société nous a présentée une fiche technique FREYSSINET INTERNATIONAL qui donne les caractéristiques des joints en fonction de souffle).

Les caractéristiques de ces joints sont les suivantes :

A [mm]		B	C	D	E	F
min	max	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
20	70	200	200	100	100	30

$\Delta l \leq 50 \text{ mm}$



JOINT DE CHAUSSEE TYPE MONOBLOC 50

# XV- ETUDE DES ENTRETOISES D ABOUT

1- Rôle des entretoises d'about :

Les entretoises d'about sont nécessaires pour ancrer les poutres à la torsion. Mais leur rôle principal est de servir d'assise aux verins de soulèvement du tablier dans l'éventualité du remplacement d'un appareil d'appui rompu. En effet, sous l'action des forces horizontales, les appareils d'appuis sont les premiers à encaisser une part notable d'efforts avant de les transmettre aux autres éléments de l'infrastructure. Une fois rompus, leur remplacement est indispensable.

L'entretoise d'about est une poutre rectangulaire dont l'épaisseur est choisie supérieure à celle de l'âme de la poutre et dont la hauteur est égale à la hauteur de la poutre seule diminuée de celle du talon et de l'épaisseur de la prédalle.

L'entretoise d'about se calcule comme une poutre continue dont les appuis sont les verins.

2- Disposition de verins :

Les verins seront disposés sous l'entretoise de manière à ne pas gêner les appareils d'appuis et de ne pas créer un effet de console aux extrémités de l'entretoise lors du soulèvement.

Nous choisissons 3 verins du type SICET, de charge admissible de 100 t ; disposés comme suit :



3- Calcul des efforts dans l'entretoise :

L'entretoise est sollicitée d'une part par son poids propre, d'autre part par la moitié des poids propres du hourdis, poutres, revêtement, glissière et trottoir. Ces derniers sont transmis à l'entretoise par les poutres en charges concentrées :

Schéma statique de l'entretoise :

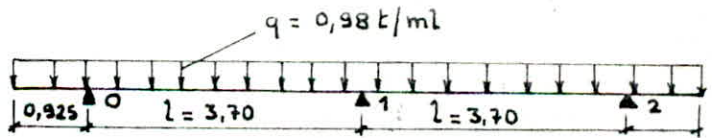
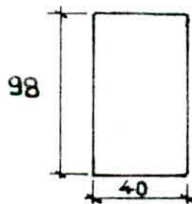


Nous envisagerons successivement la charge uniforme et les charges concentrées

• charge uniformément répartie

Poids propre de l'entretoise .....  $2,5 \times 0,4 \times 0,98 = 0,98 \text{ t/ml}$

section de l'entretoise :



Nous appliquons la formule de 3 moments :  $M_0 l + 2M_1(l+l) + M_2 l = -6 \left[ \frac{\Omega_1 \alpha_1}{l} + \frac{\Omega_2 \beta_2}{l} \right]$   
 $M_0 = M_2 = -0,98 \times \frac{(0,925)^2}{2} = -0,76 \text{ tm}$      $\Omega_1 \alpha_1 = \Omega_2 \beta_2 =$

D'où :  $M_1 = -1,297 \text{ tm}$

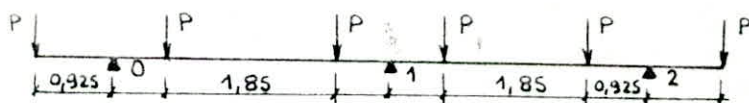
Connaissant  $M_1$ , les réactions d'appuis se déduisent facilement. Tout calcul fait, nous avons

trouvé :  $R_0 = 2,888 \text{ t}$      $R_1 = 3,916 \text{ t}$      $R_2 = R_0$

• charges concentrées :

Nous supposons que chaque poutre transmet la même charge  $P$  à l'entretoise :

D'où :  $P = \frac{G/2}{6}$     où  $G$  = poids propre total du tablier sans les entretoises d'about par travée  
 $P = \frac{530}{2 \times 6} = 44,2 \text{ t}$



Nous appliquons également la formule de 3 moments :  $M_0 l + 2M_1(l+l) + M_2 l = -6 \left[ \frac{\Omega_1 \alpha_1}{l} + \frac{\Omega_2 \beta_2}{l} \right]$

$$M_0 = M_2 = -44,2 \times 0,925 = -40,885 \text{ tm} \quad \Omega_1 = \Omega_2 = 40,885 \times 1,85 + 0,925 \times 40,885 = 113,46 \text{ tm}^2$$

$$\alpha_1 = \beta_2 = 1,85 \text{ m}$$

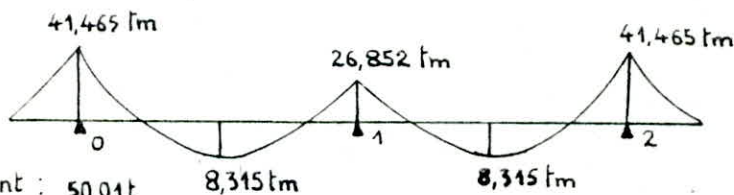
Tout calcul fait, on trouve :  $M_1 = -25,555 \text{ tm}$

Reactions d'appuis :  $R_0 = R_2 = 92,543 \text{ t}$      $R_1 = 80,114 \text{ t}$

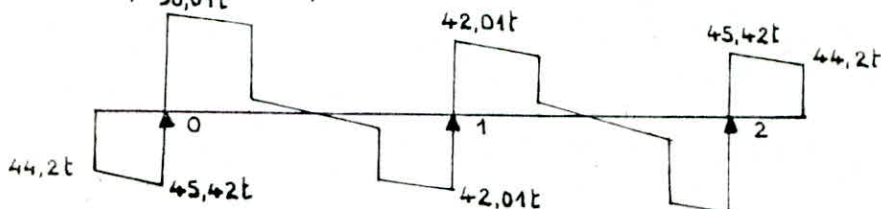
Cumul des efforts

Nous représentons ci-dessous les diagrammes resultants (après cumul des efforts dus à la surcharge uniformément répartie et aux charges concentrées).

Moment flechissant :



Effort tranchant : 50,01t



Reactions d'appuis totales :

$$R_0 = R_2 = 45,42 + 50,011 = 95,431 \text{ t} < 100 \text{ t}$$

$$R_1 = 42,015 + 42,015 = 84,03 \text{ t} < 100 \text{ t}$$

Le choix du type de verins était bon.

4-Ferraillage de l'entretoise :

Armatures longitudinales : Nous utilisons la methode de CHARON

4.1-Section sur appui :

$$M = -41,465 \text{ tm} \quad \mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,069 \rightarrow K = 31,4 \quad \epsilon = 0,8922$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 89,17 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 184 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{41,465 \times 10^5}{2800 \times 0,8922 \times 90} = 18,52 \text{ cm}^2$$

Nous prenons  $A = 6 \text{ T } 20 = 18,84 \text{ cm}^2$

• Verification à la fissuration

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1+10\tilde{\omega}_f} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{K \frac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} \quad \text{avec } \eta = 1,6 \quad K = 10^6 \text{ (fissuration prejudiciable)}$$

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{18,84}{40 \times 7 \times 2} = 0,034$$

$$\bar{\sigma}_b = 7,5b \quad \phi = 20 \text{ mm}$$

$$\text{On trouve } \sigma_1 = 2030 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma_2 = 1859 \text{ Kg/cm}^2$$

$\sigma_1 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow$  nous refaisons le calcul de A avec  $\bar{\sigma}_a = 2030 \text{ Kg/cm}^2$

Nous avons trouvé  $A = 10 \text{ T } 16 = 20,10 \text{ cm}^2$

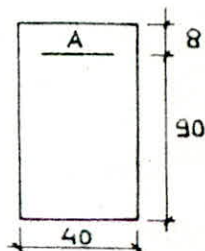
Dans ce cas, la verification à la fissuration est satisfaite. Nous gardons  $A = 10 \text{ T } 16$

4.2-Section en travée

$$M = 8,315 \text{ tm} \quad h = 98 - 4 = 94 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,013 \rightarrow K = 83,5 \quad \epsilon = 0,9492$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 33,53 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$



$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = 3,33 \text{ cm}^2$$

Nous prenons 5T12 = 5,65 cm<sup>2</sup>

$$\tilde{\omega}_f = \frac{5,65}{40 \times 4 \times 2} = 0,018$$

$$\sigma_1 = 2075 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2448 \text{ Kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 > \sigma_2 = 2448 \text{ Kg/cm}^2$ . Nous refaisons le calcul

avec  $\bar{\sigma}_a = 2448 \text{ Kg/cm}^2$ . Ce qui nous donne  $A = 4,94 \text{ cm}^2$ , nous prenons la même section d'acier que précédemment  $A = 5T12$

#### 4.3 - Armatures transversales

Contrainte de cisaillement maximale :  $\tau_b = \frac{T_{max}}{b \bar{z}}$

$$T_{max} = 50t \quad b = 40 \text{ cm}$$

$$\bar{z} = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} 94 = 82,25 \text{ cm}$$

$$\tau_b = 15,87 \text{ Kg/cm}^2$$

Au niveau de l'appui 0,  $\sigma_b' = 89,17 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 92 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \tau_b = 26,8 \text{ Kg/cm}^2$

Nous avons bien :  $\tau_b < \bar{\tau}_b$ . Donc nous pouvons utiliser des armatures d'âme droites.

Nous choisissons comme armatures transversales 2 cadres + 1 étrier T10 ( $A_t = 4,71 \text{ cm}^2$ )

$$\text{Espacement } t : t \leq \frac{A_t \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = 21,69 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \sigma_{en} = \frac{2}{3} \times 2800 = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (car il y a reprise de bétonnage)}$$

$$\bar{t} = \max \left\{ 0,2h ; \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) h \right\} = 34 \text{ cm} \quad \text{Nous prenons } t = 20 \text{ cm}$$

#### 5 - Vérifications diverses

5.1 - Condition de non fragilité : On doit avoir  $A > A_{min} = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} b h = 4,52 \text{ cm}^2$

Nous avons bien  $A_s = 20,61 \text{ cm}^2 > A_{min}$   $A_l = 5,65 > A_{min}$

#### 5.2 - Adhérence

$$\tau_d = \frac{T}{n p \bar{z}}$$

$$p = \pi \times \phi = \pi \times 1,16 = 5,024 \text{ cm}$$

$$T = 50t \quad n = 10$$

$$\bar{z} = 82,25 \text{ cm} \quad p' = \pi \phi + 2d = 5,024 + 2 \times 8 = 21 \text{ cm}$$

$$\tau_d = \frac{50 \cdot 10^3}{82,25 \times 21} \times \frac{2}{10} = 5,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 7,65 = 22,95 \text{ Kg/cm}^2$$

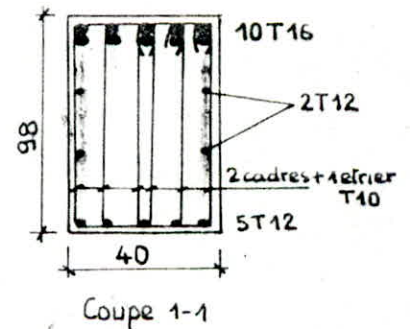
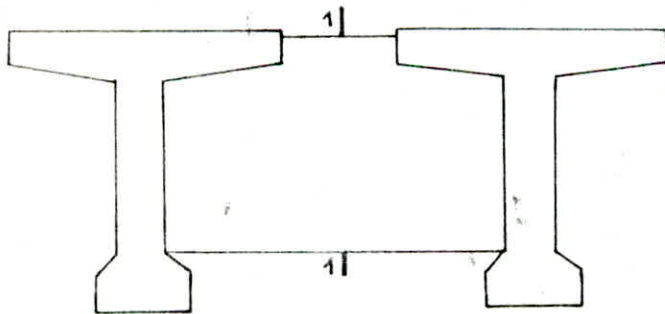
$$\tau_d < \bar{\tau}_d$$

#### 5.3 - Vérification des appuis

Appui 0 : On doit avoir  $A \bar{\sigma}_a \gg T + \frac{M}{\bar{z}}$   
 $\Rightarrow$  L'appui 0 est vérifié.

$$T + \frac{M}{\bar{z}} = 50 + \frac{-41,46 \cdot 10^2}{82,25} = -0,40t < 0$$

Appui 1 :  $T + \frac{M}{\bar{z}} = 42 - \frac{26,85 \cdot 10^2}{82,25} = 9,35t < A \bar{\sigma}_a = 5,65 \times 2800 = 15,8t$



## XVI- DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D APPUIS

Pour pouvoir déterminer convenablement les appareils d'appui, il nous faut calculer les charges horizontales et verticales qui sollicitent l'ensemble de l'ouvrage.

### 1- Charges sollicitant l'ensemble de l'ouvrage :

#### 1.1- Charges verticales :

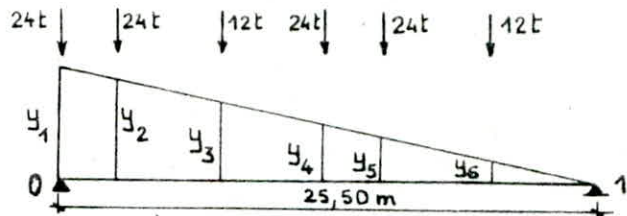
Le tablier de notre pont se repose sur 2 culées et 2 piles. Nous évaluerons les efforts verticaux dus aux charges et surcharges, qui sollicitent chaque pile et chaque culée.

- Sous la surcharge  $B_C$

. Culée

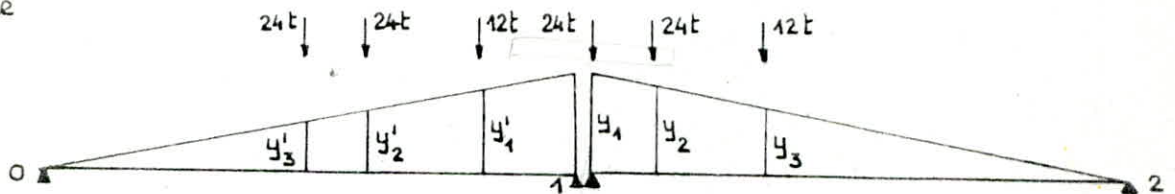
$$y_1 = 1 \quad y_2 = 0,941 \quad y_3 = 0,765$$

$$y_4 = 0,588 \quad y_5 = 0,529 \quad y_6 = 0,353$$



$$R_0 = 24(1 + 0,941 + 0,588 + 0,529) + 12(0,765 + 0,353) = 86,81 \text{ t}$$

. Pile



$$y_1 = 1 \quad y_2 = 0,941 \quad y_3 = 0,765 \quad y'_1 = 0,824 \quad y'_2 = 0,647 \quad y'_3 = 0,588$$

$$R_1 = 24(1 + 0,941 + 0,647 + 0,588) + 12(0,765 + 0,824) = 95,29$$

Nous avons procédé de la même manière pour la charge permanente et les autres surcharges. Les valeurs sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

APPUIS	CHARGES ET SURCHARGES						
	G	A(1)	Trottoir	$B_C$	$M_{C120}$	$C_D$	Seisme vertical 0,076
CULÉE	265	106,2	7,65	86,81	122	152,5	$\pm 18,55$
PILE	530	212,4	15,3	95,29	130	196	$\pm 37,10$

Les valeurs sont exprimées en tonnes

Les accélérations sismiques verticale et horizontale sont prises respectivement :  $\epsilon_V = 0,07$   
 $\epsilon_H = 0,1$  conformément aux recommandations du C.P.S.

#### 1.2- Charges horizontales

1.2.1- Vent : Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée. Il développe sur toute surface frappée normalement une pression  $P$ . Notre pont est situé dans la région II définie dans le C.P.C, d'où  $P = 0,25 \text{ t/m}^2$

L'effort horizontal dû au vent est  $H_V = PL_p \times h = 0,25 \times 1,90 \times 78,55 = 37 \text{ t}$

$L_p = 78,55 \text{ m}$  portée du pont       $h = 1,90 \text{ m}$  hauteur du tablier

1.2.2- Freinage : Les charges de chaussées A(1) et  $B_C$  sont susceptibles de développer des réactions de freinage, la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

- Effort de freinage développé par A(1) :  $F_A = \frac{A}{20 + 0,0035 \Omega} \Omega$  avec  $\Omega = L \times L_s$  (surface chargée)

$A = 1190 \text{ Kg/m}^2$  (2 voies chargées)

On trouve :  $F_A = 10,3 \text{ t}$

- Effort de freinage développé par  $B_C$  : Un seul camion est supposé freiné et développe

une force de freinage égale à son poids :  $F_{Bc} = 30t$

1.2.3 - Seisme :  $H_s = \epsilon_H G$  avec  $\epsilon_H = 0,10$  coef d'accélération horizontale du seisme  
 $G = 20,76 \times 78,55 = 1630t$  (Poids total du tablier)

On trouve  $H_s = 163t$

1.2.4 - Variations linéaires du tablier :

Ce sont des déformations dues essentiellement au fluage, au retrait et aux variations de température. Ces déformations affectent les appuis de l'ouvrage et provoquent sur ces appuis des efforts horizontaux considérables.

- Retrait : On admet que 60% du retrait se sont produits avant la mise en place des poutres préfabriquées :  $\frac{\Delta l_r}{L_p} = -\frac{100-60}{100} \epsilon_r \Rightarrow \Delta l_r = -0,40 \times \epsilon_r \times L_p = -0,40 \times 4 \cdot 10^{-4} \times 78,55$

$\epsilon_r =$  coefficient de retrait évalué à  $4 \cdot 10^{-4}$

On trouve  $\Delta l_r = -12,57 \text{ mm}$

- Fluage :  $\frac{\Delta l_f}{L_p} = 3 \epsilon_i = 3 \frac{\sigma'_m}{E_v}$   $\sigma'_m = 48,77 \text{ Kg/cm}^2$  (contrainte au niveau de la fibre moyenne)  
 $E_v = 140000 \text{ Kg/cm}^2$  (module de déformation lente du béton)  
 $\Delta l_f = 3 \frac{\sigma'_m}{E_v} L_p = 3 \frac{48,77}{1,4 \times 10^5} \times 78,55 \times 10^3 = -32,84 \text{ mm}$

- Température :  $\Delta l_t = \pm \epsilon_{\Delta t} \times L_p$   $\epsilon_{\Delta t}$  est estimé à  $0,3\text{‰}$

D'où  $\Delta l_t = \pm 0,0003 \times 78,55 = \pm 23,56 \text{ mm}$

Total des variations linéaires dues au retrait, au fluage et aux variations de température:

- Allongement :  $\Delta l_{\text{max}}^+ = \Delta l_t = 23,56 \text{ mm}$

- Retrecissement :  $\Delta l_{\text{max}}^- = -(12,57 + 32,84 + 23,56) = -68,97 \text{ mm}$

2 - Détermination des appareils d'appuis :

Reaction des appuis :

Sous charge permanente . . . . .  $\frac{265}{6} = 44,17t$

Sous la surcharge  $C_D$  (défavorable) . . . . .  $\frac{152,5}{6} = 25,42t$

Reaction maximale sur chaque appui :  $R_{\text{max}} = 44,17 + 25,42 = 69,59t$

Reaction minimale sur chaque appui :  $R_{\text{min}} = 44,17t$

2.1 - Choix des appareils d'appuis :

Nous choisissons (sous réserve des vérifications ultérieures) :

Pour les piles : un appareil d'appui 300/400/52/37 - données par le catalogue GUMBA .

Pour les culées : un appareil d'appui 300/400/85/61

Ces appareils d'appui ont chacun une capacité de 100t et sont en élastomère fretté

3 - Vérification des contraintes normales :

On doit vérifier que  $\sigma_{\text{max}} < \bar{\sigma}_m$   $\bar{\sigma}_m = \frac{100 \times 10^3}{30 \times 40} = 83 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_m$  : contrainte de compression admissible de l'élastomère

$\sigma_{\text{max}} = \frac{R_{\text{max}}}{a \cdot b} = \frac{69,59 \times 10^3}{30 \times 40} = 58 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_m$

## XVII- REPARTITION DES EFFORTS HORIZONTAUX SUR L'INFRASTRUCTURE

### 1- Calcul des rigidités

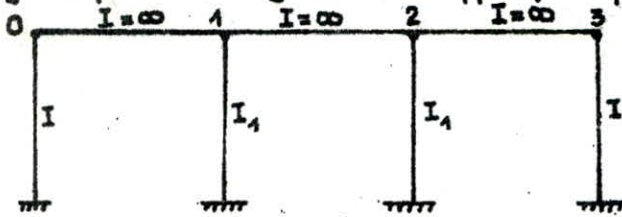
Pour la repartition des efforts horizontaux sur l'infrastructure, nous assimilons notre structure à un portique. Le tablier est supposé infiniment rigide. L'effort horizontal sera donc reparti entre les appuis (piles et culées) en fonction de leurs rigidités.

Les rigidités de ces appuis sont calculées à partir des constantes de ressort (ou amortissement) des éléments constituant ces appuis (appareils d'appuis, fûts, fondations).

Nous appelons par  $\delta$  la déformation d'un élément d'appuis sous l'action d'un effort horizontal unitaire ( $H=1$ ), c'est  $\delta$  qu'on désigne sous le nom de **CONSTANTE DE RESSORT**. La déformation d'une pile ou d'une culée sous l'effet d'un effort horizontal unitaire est :

$$\sum \delta_i = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \quad \text{avec : } \begin{aligned} \delta_1 &= \text{déformation de l'élastomère} \\ \delta_2 &= \text{déformation des fûts de la pile ou des voiles de la culée} \\ \delta_3 &= \text{déformation de la fondation.} \end{aligned}$$

Désignons par  $k$  la rigidité d'un appui (une pile ou une culée) :  $k = \frac{1}{\sum \delta_i}$



#### 1.1- Déformation de l'élastomère

$$\delta_1 = \frac{T_r}{nGA} \quad \text{avec } \begin{aligned} T_r &= \text{hauteur de l'élastomère} \\ G &= \text{module de cisaillement de l'élastomère (G = 10 Kg/cm}^2\text{)} \\ A &= a \times b = 30 \times 40 = 1200 \text{ cm}^2 \text{ aire de l'élastomère} \\ n &= \text{nombre d'appareils d'appui} \end{aligned}$$

Appareils d'appui au niveau de la culée :  $n = 6$   $T_r = 8,5 \text{ cm}$   $\rightarrow \delta_{40} = \delta_{13} = 1,18 \text{ mm}$

Appareils d'appui au niveau de la pile :  $n = 12$   $T_r = 5,2 \text{ cm}$   $\rightarrow \delta_{41} = \delta_{42} = 0,36 \text{ mm}$

#### 1.2 Déformation de la culée et de la pile

Les rigidités des voiles de la culée sont assez grandes. Par conséquent, nous pouvons admettre que la déformation de la culée est nulle (rigidité infinie) :  $\delta_{20} = \delta_{23} = 0$

La déformation d'un fût de la pile est :

$$\delta_{21} = \delta_{22} = \frac{h^3}{3EI n}$$

$$h = 9,5 \text{ m} \quad I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi \times (1,20)^4}{64} = 0,102 \text{ m}^4 \quad n = 3$$

$$E = 21000 \sqrt{\sigma_{28}} = 363731 \text{ kg/cm}^2$$

$I$  = inertie d'un fût de la pile

$E$  = module d'élasticité du béton

$n$  = nombre de fût

$h$  = hauteur de la pile

$$\text{On trouve : } \delta_{21} = \delta_{22} = 0,3 \text{ mm}$$

#### 1.3- Déformation de la fondation

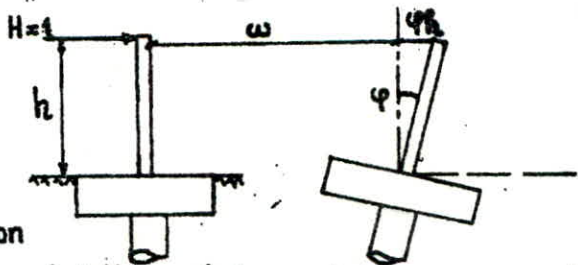
La déformation d'une fondation sur une file de pieux est comme l'indique la figure ci-contre :

$$\delta(H=1) = \omega + \varphi h \quad \text{où :}$$

$\omega$  = déplacement en tête de pieux

$\varphi h$  = déplacement dû à la rotation de la fondation

Ce déplacement et cette rotation dépendent des caractéristiques de la fondation sur pieux et aussi



de la réaction du sol où les pieux sont plantés. Ce déplacement et cette rotation, tenant compte de la structure et du sol peuvent être évalués à l'aide des tables de Henrich WERNER dans l'ouvrage "BETON UND STAHLBETONBAU".

Les déformations en tête de pieux sont données par les relations:

$$EI\omega = \frac{\chi_{\omega M^*}}{\lambda^2} M^* + \chi_{\omega P^*} \frac{P^*}{\lambda^3}$$

$$EI\varphi = \chi_{\varphi M^*} \frac{M^*}{\lambda} + \chi_{\varphi P^*} \frac{P^*}{\lambda^2} \quad \text{où :}$$

$P^*$  = effort tranchant en tête de pieu engendré par la charge unitaire. Pour une fondation sur  $n$  pieux, on a pour chaque pieu :  $P^* = \frac{1}{n}$

$M^*$  = moment flechissant en tête de pieu engendré par la charge unitaire

Pour chaque pieu, on a :  $M^* = \frac{1 \cdot b}{n}$

$\lambda$  = paramètre dépendant du module de réaction du sol  $C_u$  et des caractéristiques de pieu :  $\lambda = \frac{1}{\alpha}$

$\alpha$  étant la longueur élastique du pieu :  $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u \cdot b}}$

$b$  = diamètre du pieu  
 $C_u$  = module de réaction du sol de la fondation  
 $I$  = moment d'inertie du pieu  
 $E$  = module de déformation instantanée du béton.

$\chi_{\omega M^*}$ ,  $\chi_{\omega P^*}$ ,  $\chi_{\varphi M^*}$ ,  $\chi_{\varphi P^*}$  sont des coefficients donnés par les tables de Werner en fonction du produit  $\lambda \cdot l$  ( $l$  : longueur du pieu), de la variation du module de réaction du sol le long du pieu et enfin du mode d'appui du pied du pieu (libre ou articulé)

Application au projet:

### 1.3.1 - déformation de la fondation de la pile :

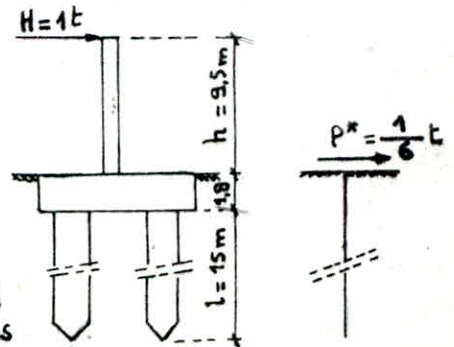
La semelle de liaison est sur 2 files de 3 pieux ( $n=6$ ).

Dans le cas où l'on a une fondation sur 2 files de pieux, la rotation en tête du pieu est considérée égale à 0 ( $\varphi=0$ ).

L'effort tranchant en tête dans chaque pieu est :  $P^* = \frac{1}{6} = 0,17t$

Le module de réaction du sol est estimé à  $C_u = 6000 t/m^3$ .

Nous admettons que la variation du module de réaction du sol le long du pieu est l'indique la figure ci-dessous (ce qui correspond au cas ② des variations de  $C_u$  le long du pieu présentées dans l'ouvrage "Beton und Stahlbetonbau". Le pied du pieu est supposé libre.



$$E = 3,64 \times 10^6 t/m^2 \quad b = 1,20m \quad I = \frac{\pi b^4}{64} = 0,102 m^4 \quad \text{On trouve } \alpha = 3,80m$$

$$3\alpha = 3 \times 3,8 = 11,4m \quad \text{on a bien } l = 15m > 3\alpha$$

$$\lambda = \frac{1}{\alpha} = 0,263 m^{-1}$$

$$\lambda l = 0,263 \times 15 = 4 \quad \text{D'après les tables de H. WERNER, on a : } \chi_{\omega M^*} = -1,26 \quad \chi_{\omega P^*} = -1,68$$

La rotation en tête du pieu nulle ( $\varphi=0$ )

$$EI\varphi = \chi_{\varphi M^*} \frac{M^*}{\lambda} + \chi_{\varphi P^*} \frac{P^*}{\lambda^2} = 0 \Rightarrow M^* = - \frac{\chi_{\varphi P^*}}{\chi_{\varphi M^*}} \frac{P^*}{\lambda} = -0,53 tm$$

$$EI\omega = \chi_{\omega M^*} \frac{M^*}{\lambda^2} + \chi_{\omega P^*} \frac{P^*}{\lambda^3} \Rightarrow \omega = 1,62 \times 10^{-5} m$$

$$\text{Le déplacement en tête du pieu est } \omega = \delta_{31} = \delta_{32} = 1,62 \times 10^{-5} m$$

### 1.3.2 - déformation de la fondation de la culée :

La semelle de liaison de la fondation de la culée est sur 2 files de 4 pieux ( $n=8$ )

L'effort tranchant en tête du pieu est :  $P^* = \frac{1}{8} = 0,125t$

La rotation en tête du pieu est nulle :

$$\varphi=0 \Rightarrow M^* = - \frac{\chi_{\varphi P^*}}{\chi_{\varphi M^*}} \frac{P^*}{\lambda} = -0,4 tm$$

$$EI\omega = \chi_{\omega M^*} \frac{M^*}{\lambda^2} + \chi_{\omega P^*} \frac{P^*}{\lambda^3} \Rightarrow \omega = 1,14 \times 10^{-5} m$$

$$\text{La déformation de la fondation de la culée est } \delta_{30} = \delta_{33} = 1,14 \times 10^{-5} m$$



Variation du module de réaction du sol le long du pieu.



2- Repartition des efforts horizontaux aux piles et aux culées

Le pourcentage d'effort repris par chaque appui est donné par l'expression suivante :

$$H_i \% = \frac{k_i}{\sum k_i}$$

L'effort repris par chaque appui est :  $H_i = H \frac{k_i}{\sum k_i}$

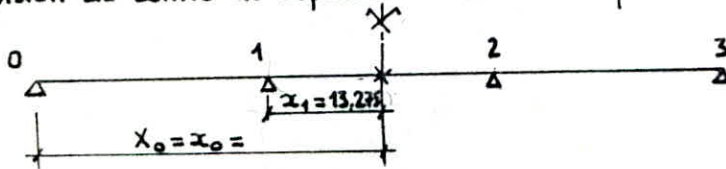
Nous récapitulons dans le tableau ci-dessous, les rigidités de chaque appui et les efforts horizontaux repris par chaque appui

	Abscisse $x_i$ [m]	Elastomère $\delta_{1i}$ $10^{-5}$ m	Pile, culée $\delta_{2i}$ $10^{-5}$ m	Fondation $\delta_{3i}$ $10^{-5}$ m	Deformat° $\sum \delta_i$ $10^{-5}$ m	Rigidité $k_i$ $10^5$ m <sup>-1</sup>	$k_i x_i$	$H_i$ %	Freinage $H_{fr}$ [t]	Seisme $H_{seisme}$ [t]
culée 0	0	118	0	1,14	119,14	0,008	0	17,4	5,22	28,76
Pile 1	26	36	30	1,62	68,42	0,015	0,39	32,6	9,78	53,14
Pile 2	52,55	36	30	1,62	68,42	0,015	0,79	32,6	9,78	53,14
culée 3	78,55	118	0	1,14	119,14	0,008	0,63	17,4	5,22	28,76
					$\sum$	0,046	1,81	100	30	163

3- Effort horizontal engendré par la variation linéaire du tablier :

Détermination du centre de déplacement  $x_0$  : Le centre de déplacement définit la position de la section du tablier qui ne subit aucun déplacement.

La position du centre de déplacement est donnée par :  $x_0 = \frac{\sum k_i x_i}{\sum k_i} = \frac{1,81}{0,046} = 39,347 \text{ m} = \frac{L}{2}$



$$x_0 = x_3$$

$$x_1 = x_2 = 13,275 \text{ m}$$

La variation linéaire d'un point distant de  $x_i$  au centre de déplacement s'écrit :

$$u_{Li} = \Delta L_{max} \frac{x_i}{L} \quad \Delta L_{max} = 68,97 \text{ mm (variation linéaire maximale due à la température, au fluage et au retrait)}$$

Cette variation linéaire engendre sur l'appui un effort horizontal :  $H_{vLi} = \frac{n G u_{Li} a \cdot b}{T_r}$

$a, b, T_r, G$  : caractéristiques des appareils d'appui  
 $n$  : nombre d'appareils d'appuis

• Pour chaque pile :  $x_i = 13,275 \text{ m} \rightarrow u_L = 68,97 \times \frac{13,275}{78,55} = 11,66 \text{ mm}$

$a \times b = 30 \times 40 = 1200 \text{ cm}^2$

$G = 10 \text{ kg/cm}^2$

$T_r = 52$

$n = 12$

On trouve  $H_{vL} = 32,3 \text{ t}$

• Pour chaque culée :  $x_i = 39,275 \text{ m} \rightarrow u_L = 34,485 \text{ mm}$

$a \times b = 30 \times 40$

$T_r = 85$

$n = 6$

On trouve  $H_{vL} = 29,21 \text{ t}$

# XVIII - VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS

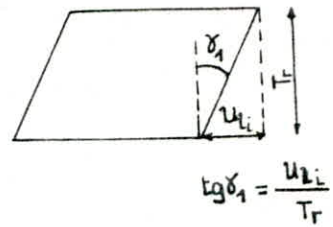
## 1 - Verification au cisaillement

### 1.1 - Sous variation lineaire

Condition à verifier :  $\tau_{H_1} = G \operatorname{tg} \delta_1 \leq 0,5G \Leftrightarrow \operatorname{tg} \delta_1 \leq 0,5$

Pour la pile :  $T_r = 52 \text{ mm} \rightarrow \operatorname{tg} \delta_1 = \frac{11,66}{52} = 0,22 < 0,5$   
 $u_{Li} = 11,66 \text{ mm}$

Pour la culée :  $T_r = 85 \text{ mm}$   
 $u_{Li} = 34,485 \text{ mm} \rightarrow \operatorname{tg} \delta_1 = \frac{u_{Li}}{T_r} = 0,406 < 0,5$



### 1.2 - Sous variation lineaire + freinage

Condition à verifier :  $G \operatorname{tg} \delta_1 + \frac{H_{fr}}{nab} \leq 0,7G \Leftrightarrow \operatorname{tg} \delta_1 + \frac{H_{fr}}{n \cdot G \cdot ab} \leq 0,7$

Pile :  $n = 12$  ;  $H_{fr} = 9,78 \text{ t}$   $\operatorname{tg} \delta_1 + \frac{H_{fr}}{n \cdot G \cdot ab} = 0,254 < 0,7$

Culée :  $n = 6$   $H_{fr} = 5,22 \text{ t}$   $\operatorname{tg} \delta_1 + \frac{H_{fr}}{n \cdot G \cdot ab} = 0,44 < 0,7$

### 1.3 - Sous variation lineaire + freinage + seisme :

Condition à verifier :  $G \operatorname{tg} \delta_1 + \frac{H_{fr}}{2nab} + \frac{H_s}{2nab} \leq 1,3G \Leftrightarrow \operatorname{tg} \delta_1 + \frac{H_{fr}}{2n \cdot G \cdot ab} + \frac{H_s}{2n \cdot G \cdot ab} \leq 1,3$

Pile :  $H_s = 53,14 \text{ t}$   $\operatorname{tg} \delta_1 + \frac{H_{fr}}{2n \cdot G \cdot ab} + \frac{H_s}{2n \cdot G \cdot ab} = 0,44 < 1,3$

Culée :  $H_s = 28,36 \text{ t}$   $\operatorname{tg} \delta_1 + \frac{H_{fr}}{2n \cdot G \cdot ab} + \frac{H_s}{2n \cdot G \cdot ab} = 0,64 < 1,3$

### 1.4 - Sous charge verticale + charge horizontale + rotation d'appui

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

$\tau_H = 1,5 \frac{\sigma_{\max}}{\beta}$  (contrainte de cisaillement due à la charge verticale)  $\sigma_{\max} = 58 \text{ kg/cm}^2$

$\beta = \frac{a \cdot b}{2t(a+b)}$  (coefficient de forme de l'appareil d'appui)

$t =$  épaisseur d'un feuillet élémentaire de l'élastomère ( $t = 9 \text{ mm}$ )  $\rightarrow \beta = 9,524$

On trouve  $\tau_H = 9,135 \text{ kg/cm}^2$

$\tau_H = G \operatorname{tg} \delta_1 + \frac{H_{fr}}{2nab} + \frac{H_s}{2nab} = 11,676 \text{ kg/cm}^2$

$\tau_\alpha = \frac{1}{2} \frac{a^2}{t^2} \frac{\alpha_T + \alpha_0}{n} G$   $\alpha_0 =$  rotation due aux imperfections de l'appareil d'appui et aux défauts d'exécution  $\alpha_0 = \frac{1}{100} \text{ rd}$

$\alpha_T =$  rotation d'appui en service  $\alpha_T = 0,0066 \text{ rd}$

$n =$  nombre de feuillets d'élastomère par appareil d'appui  $n = 7$

$t = 9 \text{ mm}$   $\tau_\alpha = \frac{1}{2} \left( \frac{40}{0,9} \right)^2 \frac{0,0066 + 0,01}{7} \times 10 = 23,4 \text{ kg/cm}^2$

$\tau = 9,135 + 11,676 + 23,4 = 44,23 \text{ kg/cm}^2 < 5G = 50 \text{ kg/cm}^2$

## 2 - Condition de non glissement

La condition de non glissement s'écrit :  $H \leq f \cdot N$

avec  $f =$  coefficient de frottement total  $f = 0,1 + \frac{6}{\sigma_{\max}} + 0,15 = 0,353$   $N = R_{\min} = 44,17 \text{ t}$

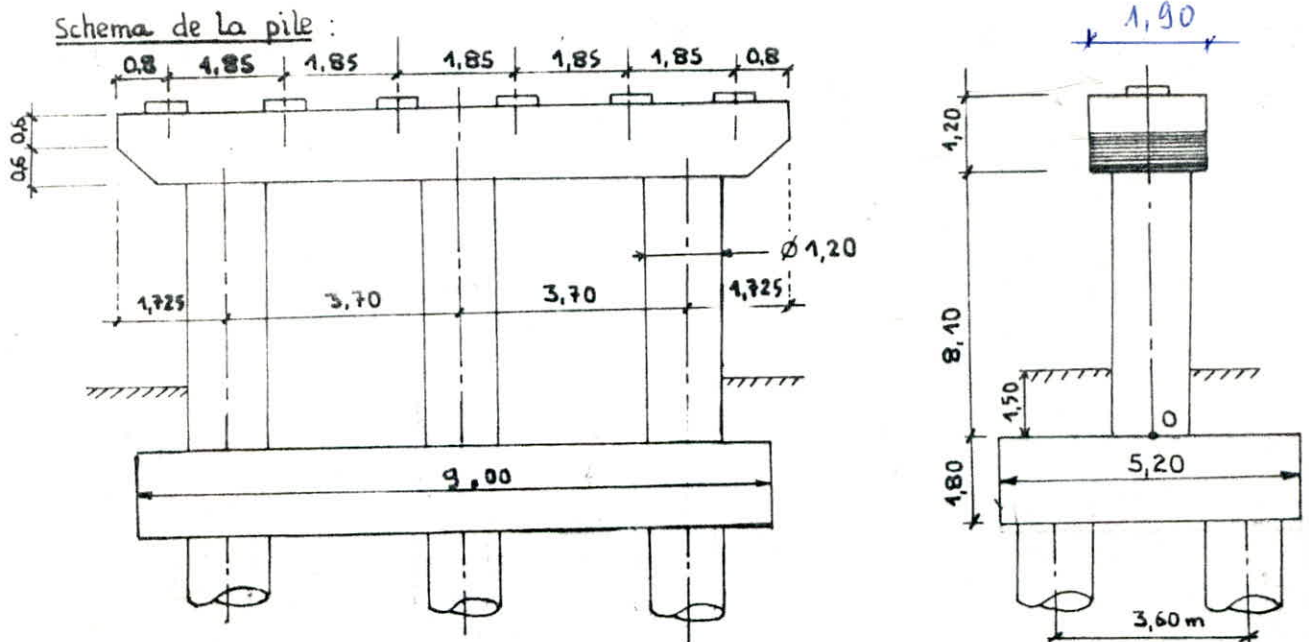
Pour la culée :  $H = \frac{1}{6} [H_{fr} + H_s + H_{vl}] = \frac{1}{6} [5,22 + 28,36 + 29,21] = 10,465 \text{ t} < f \cdot N = 15,6 \text{ t}$

Pour la Pile :  $H = \frac{1}{12} [H_{fr} + H_s + H_{vl}] = \frac{1}{12} [9,78 + 53,14 + 32,3] = 7,935 \text{ t} < f \cdot N = 15,6 \text{ t}$

Toutes les verifications sont satisfaites, le choix de nos appareils d'appui était correct.

-11-

## XIX- ETUDE DE LA PILE



### 1- Etude du chevetre

Le rôle du chevetre est de transmettre les efforts provenant du tablier aux autres éléments de la pile tels que les fûts, la fondation. Le chevetre doit être conçu pour pouvoir reprendre son poids propre et les efforts provenant du tablier. Il sera étudié comme une poutre dont les appuis sont les fûts.

#### 1.1- Evaluation des efforts :

• Poids propre du chevetre :  $q_G = 2,5 \times 1,90 \times 1,20 = 5,7 \text{ t/ml}$

• Efforts provenant du tablier : Nous admettons que les efforts provenant du tablier sont également répartis aux poutres qui les transmettent à notre chevetre en charges concentrées.

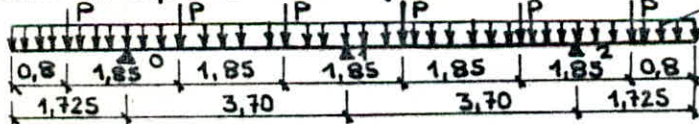
Poids propre du tablier : dans chaque poutre on a :  $P_G = \frac{530}{6} = 88,33 \text{ t}$

Surcharge : le cas de A(U) qui est le plus défavorable pour la pile, chaque poutre transmet :

$$P_s = \frac{212,4}{6} = 35,4 \text{ t}$$

Charge concentrée :  $P = P_G + 1,2 P_s = 133,54 \text{ t}$

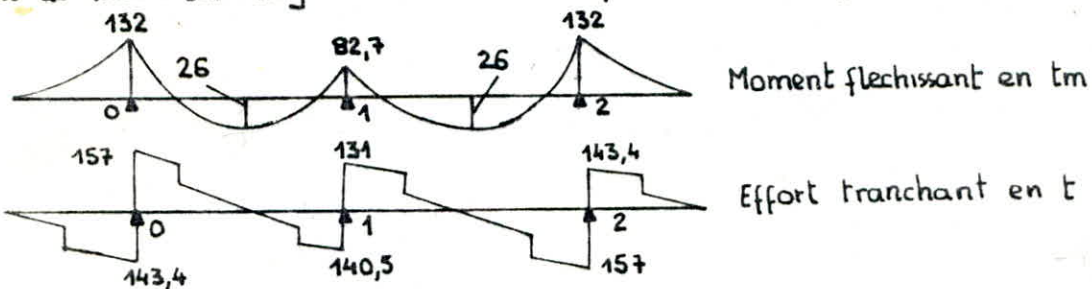
Schéma statique du chevetre (condition normale) :



$$q_G = 5,7 \text{ t/ml}$$

$$P = 133,54 \text{ t}$$

Nous avons utilisé la formule de 3 moments pour avoir les moments sur appuis. Ce qui nous a permis de tracer les diagrammes de moment fléchissant et de l'effort tranchant suivants :



En condition sismique (combinaison du 2<sup>e</sup> genre :  $S'_2 = G + P + SI$ )

Nous avons trouvé :  $q = 6,1 \text{ t/ml}$   $P = 132,13 \text{ t}$

Les charges donnent presque les mêmes valeurs de moment flechissant et de l'effort tranchant que dans le cas de la condition normale. Par conséquent, nous allons ferrailer le chevre en condition normale et nous n'allons pas effectuer les verifications en condition sismique.

1.2- Ferrailage :

Nous utilisons la methode de CHARDON

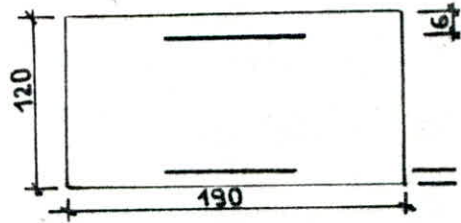
1.2-1-Sur appui :  $M = 132 \text{ tm}$

$$h = 120 - 6 = 114 \text{ cm} \quad \mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 132 \times 10^5}{2800 \times 190 \times (114)^2}$$

$$\mu = 0,0286 \rightarrow \kappa = 53,4 \quad \varepsilon = 0,9270$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 52,4 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{132 \times 10^5}{2800 \times 0,927 \times 114} = 44,6 \text{ cm}^2$$



Nous prenons 15T20 = 47,41 cm<sup>2</sup>

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta \kappa \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

Condition de non fissuration :  $\sigma_1 = \kappa \frac{\eta \bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$

$$\kappa = 10^6 \quad \eta = 1,6 \quad \bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = 0,021$$

On trouve :  $\sigma_1 = 1416 \text{ Kg/cm}^2$   $\sigma_2 = 1896 \text{ Kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{en} ; \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\} = 1896 \text{ Kg/cm}^2$$

Nous recalculons la section d'acier avec  $\bar{\sigma}_a = 1896 \text{ Kg/cm}^2$  :

$$\rightarrow \mu = 0,042 \rightarrow \kappa = 42,4 ; \quad \varepsilon = 0,9129 \quad \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 44,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 66,9 \text{ cm}^2 \quad \text{Nous choisissons } A = 22 \text{ T}20 = 69,1 \text{ cm}^2$$

1.2-2-Armatures inferieures :  $M = 26 \text{ tm}$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 26 \times 10^5}{2800 \times 190 \times (115)^2} = 0,0055 \rightarrow \kappa = 129 \quad \varepsilon = 0,967$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 21,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{26 \times 10^5}{2800 \times 0,967 \times 115} = 8,35 \text{ cm}^2$$

Nous choisissons  $A = 11 \text{ T}14 = 16,93 \text{ cm}^2$

1.2.3 Effort tranchant :

$$T^{\max} = 157 \text{ t}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{T}{b \cdot \frac{7}{8} h} = \frac{157 \times 10^3}{190 \times 99,75} = 8,3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 44,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0} \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 26,8 \text{ Kg/cm}^2$$

Nous avons bien  $\tau_b < \bar{\tau}_b$ , nous utilisons des armatures d'âme droites.

$$\rho_{at} = \max \left[ \left( 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}'_b} \right) ; \frac{2}{3} \right] = 0,88$$

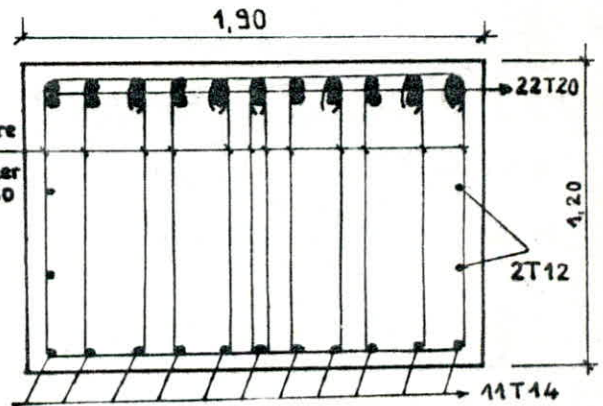
$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \sigma_{en} = 3696 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$A_t = 9,36 \text{ cm}^2 \text{ (5 cadres + 1 etrier) T10}$$

$$t \leq \frac{A_t}{\rho_{at}} = 21,97 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \min \left\{ 0,2 h ; \left( 1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) h \right\} = 22,8 \text{ cm}$$

Nous prenons  $t = 20 \text{ cm}$



2- Etude des fûts

Les fûts de la pile sont sollicités par des charges verticales ( poids de la pile, charges et surcharges du tablier qui revient à la pile) et des charges horizontales ( variation lineaire du tablier, freinage, seisme). Les charges horizontales engendrent à la base des fûts des moments flechissants.

2.1 Efforts à la base des fûts :

CONDITION NORMALE	Efforts horizont. H [t]	Efforts verticaux N [t]	d [m]	Moments M/o [tm]
Chevêtre : 2,5 (1,9 x 1,2 x 10,85)	—	61,85	—	—
Fûts : 2,5 [ $\pi \frac{1,2^2}{4} \times 8,1$ ] x 3	—	68,7	—	—
Poids propre du tablier	—	530	—	—
Surcharge C <sub>D</sub>	—	227,7	—	—
Variation lineaire du tablier	32,3	—	9,30	300
Freinage	9,78	—	9,30	90,95

Combinaison : (G) + 1,2 (P) + (T)

(1)  $\left\{ \begin{array}{l} N_{min} = 660,55t \\ H = 44t \\ M = 409,14 tm \end{array} \right.$

(2)  $\left\{ \begin{array}{l} N_{max} = 888,25t \\ H = 32,3t \\ M = 300tm \end{array} \right.$

Effort à la base de chaque fût :

(1)  $\left\{ \begin{array}{l} N^*_{min} = \frac{689}{3} = 229,7t \\ H^* = \frac{44}{3} = 14,7t \\ M^* = \frac{409,14}{3} = 136,4 tm \end{array} \right.$

(2)  $\left\{ \begin{array}{l} N^*_{max} = 296t \\ H^* = 10,76t \\ M^* = 100tm \end{array} \right.$

CONDITION SISMIQUE	H [t]	N [t]	d [m]	M/o [tm]
chevêtre : 61,85 $\left\{ \begin{array}{l} 1,07 \\ 0,93 \end{array} \right.$	—	66,174 57,52	—	—
Fûts : 68,7 $\left\{ \begin{array}{l} 1,07 \\ 0,93 \end{array} \right.$	—	73,5 64	—	—
Tablier : 530 $\left\{ \begin{array}{l} 1,07 \\ 0,93 \end{array} \right.$	—	567 493	—	—
Surcharge C <sub>D</sub>	—	227,7	—	—
Variation lineaire du tablier	32,3	—	9,30	300
Freinage	9,78	—	9,30	90,954
Seisme : 53,14 + (61,85 + 97,2) x 0,1	69	—	8,23	568

Combinaison : (G) + (P) + (T) + SI

(1)'  $\left\{ \begin{array}{l} N_{min} = 615t \\ H = 111t \\ M = 958,95 tm \end{array} \right.$

(2)'  $\left\{ \begin{array}{l} N_{max} = 934,4t \\ H = 101,3t \\ M = 868 tm \end{array} \right.$

Efforts à la base de chaque fût

(1)'  $\left\{ \begin{array}{l} N^*_{min} = 205t \\ H^* = 37t \\ M^* = 319,65 tm \end{array} \right.$

(2)'  $\left\{ \begin{array}{l} N^*_{max} = 311,46t \\ H^* = 33,77t \\ M^* = 289,33 tm \end{array} \right.$

2.2 Ferrailage du fût :

Chaque fût est sollicité en flexion composée. C'est la condition sismique, combinaison (1)' qui a donné la section d'armatures la plus grande. Nous allons présenter uniquement le detail de calcul de ferrailage pour cette combinaison defavorable.

Acier utilisé :  $\phi > 25 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2$

condition extrême  $\rightarrow \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2$

$$e_0 = \frac{M^*}{N^*} = \frac{319,65}{205} = 1,56 \text{ m} > \frac{D}{8} = \frac{1,20}{8} = 0,15 \text{ m} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

$$e_0 > 0,375D = 0,45 \text{ m} \rightarrow \delta = 0,6 \quad \text{condition extrême} \Rightarrow \bar{\sigma}'_{b.f.c} = 1,5 \times \bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 184 = 276 \text{ Kg/cm}^2$$

### 2.2.1-Flambement du fût :

La longueur de flambement s'écrit :  $l_c = \beta l_0$  où  $\beta$  est le facteur de flambement qui dépend de la nature des appuis aux extrémités du fût. La nature des appuis aux extrémités du fût est difficile à définir. En effet, si on considère l'extrémité inférieure du fût comme encastree à la semelle, cet encastrement n'est pas parfait car la semelle est sur le sol qui est supposé élastique (le sol se déforme). D'autre part, le mode d'appui à l'extrémité supérieure du fût est délicat à argumenter. Par conséquent, pour nous placer du côté de la sécurité, nous prenons  $\beta = 1,3$  (Cas intermédiaire entre une console et le fût considéré encastree à son extrémité inférieure et articulé à son extrémité supérieure).

$$l_0 = 8,1 \text{ m} \rightarrow l_c = 1,3 \times 8,1 = 10,53 \text{ m}$$

Nous avons un fût circulaire de diamètre  $D = 1,20 \text{ m}$  :  $A = \frac{\pi D^2}{4} = 1,13 \text{ m}^2$   $I = \frac{\pi D^4}{64} = 0,102 \text{ m}^4$

$$\lambda = \sqrt{\frac{I}{A}} = 0,3 \quad \lambda = \frac{l_c}{\lambda} = 35,10$$

Nous avons  $35 < \lambda < 50$  : le fût se calcule en flexion composée avec une excentricité fictive

$$e = e_0 + f_{1c} \quad \text{avec } f_{1c} = 0,16(\lambda - 35) e_0 = 0,025 \text{ m}$$

$$d'où e = 1,56 + 0,025 = 1,58 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M = N \times e = 205 \times 1,58 = 324 \text{ tm}$$

Pour le calcul de section d'armatures, nous allons nous servir du tableau 4.58. (page 194) de l'aide memoire de B.A (DAVIDOVICI) établi pour des sections circulaires pleines avec armatures uniformément réparties (sections partiellement comprimées)

$$r = 0,60 \text{ m (rayon du fût)} \quad d = 12 \text{ cm} \Rightarrow \frac{d}{2r} = 0,10$$

$$K_e = \frac{Nr}{M} = \frac{205 \times 0,60}{324} = 0,4 \quad \left| \begin{array}{l} \text{en effectuant des interpolations} \\ \text{à partir des valeurs du tableau} \end{array} \right.$$

$$K_a = \frac{M}{r^3 \bar{\sigma}_a} = \frac{324}{(0,60)^3 \times 4000} \approx 0,4 \quad \left| \begin{array}{l} \text{nous trouvons : } \tilde{\omega} [\%] = 2,104 \\ K = 18,68 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{\tilde{\omega} \pi r^2}{100} = 237,84 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{1}{K} \bar{\sigma}_a = \frac{1}{18,68} \times 4000 = 214 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 276 \text{ Kg/cm}^2$$

Nous adoptons  $A = 30 \text{ T} 32 = 241 \text{ cm}^2$  espacées de 13 cm

### 2.2.2-Verification des contraintes

$$K = 18,68$$

Position de l'axe neutre  $y_1$  :  $y_1 = k_y \phi$

$$\text{D'après le tableau, on trouve } \left| \begin{array}{l} k_y = 0,403 \\ k' = 11,23 \end{array} \right. \Rightarrow y_1 = 0,403 \times 120 = 48,36 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \sigma'_a = k' \sigma'_b = 11,23 \times 214 = 2403 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a$$

-Verification en condition normale

$$\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = \frac{2}{3} \times 4000 = 2667 \text{ Kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}'_b = 184 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M = 136,4 \text{ tm}$$

$$N = 229,7 \text{ t}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,594 \text{ m} \quad f_{1c} = 0,16(\lambda - 35) e_0 = 0,0095 \text{ m}$$

$$e_0 = e_0 + f_{1c} = 0,6 \text{ m} \quad M = N \times e = 137,8 \text{ tm}$$

$$K_e = \frac{Nr}{M} = 1$$

$$\tilde{\omega} = \frac{100 A}{\pi r^2} = 2,13 \rightarrow k_b = 0,71 \quad K = 11,59$$

$$\sigma'_b = \frac{1}{k_b} \frac{M}{r^3} = \frac{1}{0,71} \frac{137,8 \times 10^5}{(60)^3} = 89,85 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 184 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = k \sigma'_b = 11 \times 89,85 = 988,35 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a$$

$$k = 11,59 \xrightarrow{\text{Tableau 4.60}} k' = 12,15 \quad k_{y_1} = 0,525$$

Hauteur de la zone comprimée :  $y_1 = k_{y_1} \phi = 0,525 \times 120 = 63 \text{ cm}$

$$\sigma'_a = k' \sigma'_b = 12,15 \times 89,85 = 1091,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a$$

2.3- Armatures transversales :

zone courante :

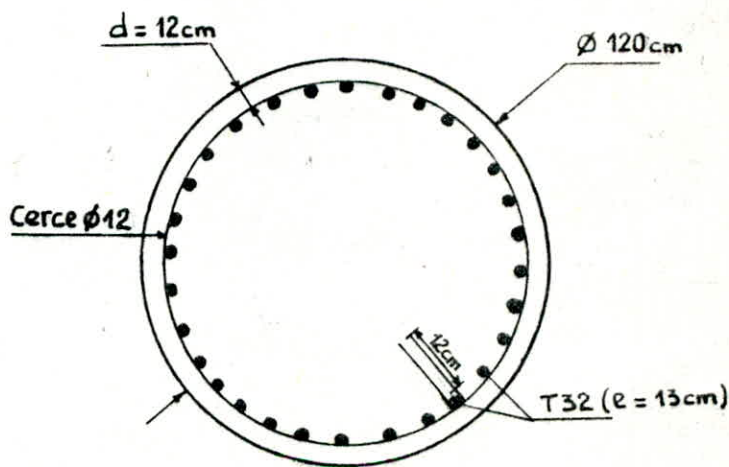
$$t \leq \begin{cases} t_1 = (100 \phi_t - 15 \phi_{l_{\max}}) \left( 2 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}} \right) \\ t_2 = 15 \left( 2 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}} \right) \phi_{l_{\min}} \end{cases}$$

Nous prendrons comme armatures transversales des cerces  $\phi 12$   
 $\phi_t = 1,2 \text{ cm}$      $\phi_{l_{\max}} = \phi_{l_{\min}} = 3,2 \text{ cm}$      $\sigma'_b = 89,85 \text{ Kg/cm}^2$      $\bar{\sigma}'_{b_0} = 92 \text{ Kg/cm}^2$

On trouve  $t_1 = 73,68 \text{ cm}$      $t_2 = 49 \text{ cm}$

Nous prenons  $t = 20 \text{ cm}$  en zone courante

Pour la zone de recouvrement nous prenons  $t = 10 \text{ cm}$



Remarque : les appareils d'appui sont placés sur des dés d'appuis carrés  $60 \times 60$ , d'épaisseur  $10 \text{ cm}$ . Des frettes seront disposées sur la partie supérieure et la partie inférieure des dés.

Calcul des frettes [ref 10] :

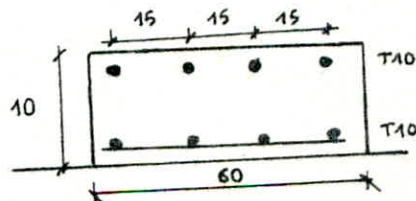
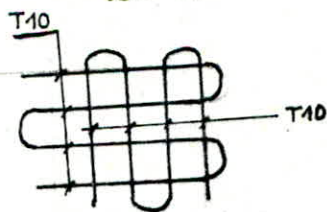
Frette supérieure :  $A = 0,04 \times \frac{R_{\max}}{\bar{\sigma}'_a}$

On trouve  $A = 1,91 \text{ cm}^2$  soit 4T10

$R_{\max} = 133,54 \text{ t}$  (effort apporté par chaque poutre, provenant du tablier).  
 $\bar{\sigma}'_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

Frette inférieure :  $A = 0,1 \frac{R_{\max}}{\bar{\sigma}'_a} = 4,77 \text{ cm}^2$

Soit une double frette de 4T10



# XX- ETUDE DE LA CULÉE

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont. Elle sert comme appui extrême au tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain, de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

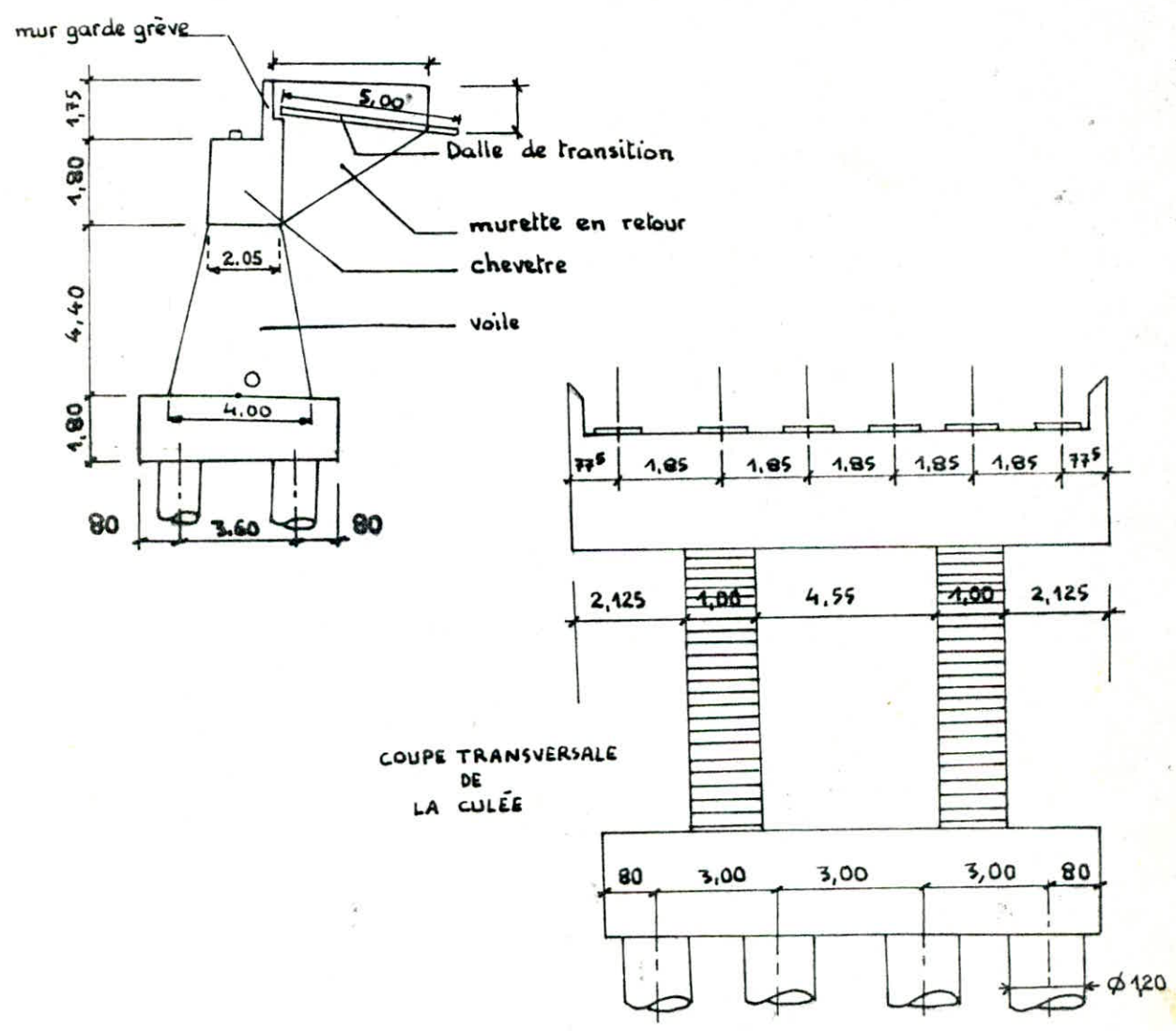
Il existe deux types de culée qui sont les plus utilisés actuellement :

- La culée à mur de front (on l'appelle encore culée apparente)
- La culée enterrée (on l'appelle encore culée noyée ou culée perdue)

Le choix du type de culée à mettre dépend essentiellement de sa hauteur. Pour un ouvrage de hauteur modérée, qui nécessite une culée de hauteur inférieure à 6 m, la culée à mur frontal est la plus commode. Par contre, pour un ouvrage nécessitant une culée de hauteur élevée (supérieure à  $(6 \div 7)m$ ), la culée à mur de front n'est pas économique à cause de l'importance de la force de poussée exercée sur le mur de front, par le retenu des terres en arrière de l'ouvrage. Dans ce cas, le choix de la culée enterrée est très bénéfique.

Dans notre cas, la culée aura une hauteur de l'ordre de 8 m. Par conséquent nous choisissons une culée enterrée (pour les 2 culées).

Schema



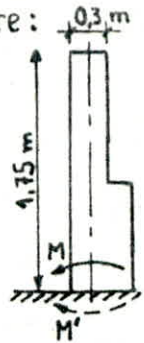
COUPE TRANSVERSALE DE LA CULÉE



Etude des éléments de la culée :

1- Mur garde grève : Le mur garde-grève est supposé encastré dans le chevetre : Il sera étudié en suivant les hypothèses de chargement du bulletin de SETRA :

- On néglige les effets de forces verticales
- Forces horizontales : poussée des terres, poussée des charges locales, force de freinage



Evaluation des efforts à la section d'encastrement du mur garde-grève :

• Poussée des terres :

$$M_T = \frac{1}{6} K_a \gamma h^3 \quad \text{avec :} \quad K_a = 0,3 \text{ (coefficient de poussée)}$$

$$\gamma = 2 \text{ t/m}^3 \text{ (masse volumique du remblai)}$$

$$h = 1,75 \text{ m (hauteur du mur garde-grève)}$$

On trouve  $M_T = 0,54 \text{ tm/ml}$

• Poussée des charges locales :

Il a été vérifié que la sollicitation totale due aux camions  $B_c$  (poussée de charges locales + freinage) était la plus défavorable pour le mur garde-grève pour  $0,5 \text{ m} \leq h \leq 3 \text{ m}$ . L'effet le plus défavorable est produit par les 2 roues arrière, de 6t chacune, de deux camions accolés placés de telle manière que les rectangles d'impact soient au contact de la face arrière du mur garde-grève. Compte tenu des incertitudes sur la transmission des efforts, les charges réelles, soient 2 roues de 6t distantes de 0,5m sont remplacées par une charge uniforme équivalente de 12t répartie sur un rectangle de  $0,25 \times 0,75 \text{ m}$ .

On admet que la pression sur le rectangle d'impact ainsi définie se répartit à  $45^\circ$  latéralement et en arrière du mur de façon uniforme.

Le moment à l'encastrement a pour expression :  $M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx$

avec  $K = K_a \gamma \delta b_c$   $K_a = 0,3$  (coefficient de poussée)  $\gamma = 1,2$  (coefficient de pondération)

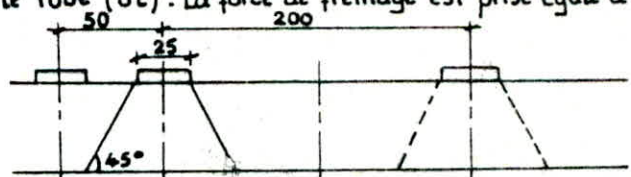
$\delta = 1$  (coefficient de majoration dynamique pour charges sur remblai)

$b_c = 1,1$  (coefficient de réduction pour pont de 1<sup>er</sup> classe, 2voies chargées)

On trouve  $M_p = 2,685 \text{ tm/ml}$ .

• Force de freinage :

On considère un essieu lourd au contact du garde-grève et l'on néglige l'effet de l'essieu situé à 1,50m en arrière. Compte tenu de l'écartement des roues et pour une hauteur courante du garde-grève, on ne considère que l'effort d'une seule roue (6t). La force de freinage est prise égale à 6t.



Le moment à l'encastrement est :

$$M_F = \frac{6h}{0,25 + 2h} \gamma \quad \gamma = 1,2 \quad h = 1,75 \text{ m}$$

On trouve  $M_F = 3,36 \text{ tm/ml}$

Le moment total est :

$$M = M_T + M_p + M_F = 6,585 \text{ tm/ml}$$

Le moment d'encastrement dans le sens opposé est évalué à :

$$M' = 3,2 \text{ t.m/ml}$$

- Ferrailage :

• Ferrailage vertical

Face arrière (côté du remblai) :  $M = 6,585 \text{ tm/ml}$

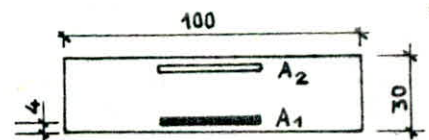
$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 6,585 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 26^2} = 0,0522 \rightarrow k = 37,4 \quad \xi = 0,9046$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 74,87 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A_1 = \frac{6,585 \times 10^5}{2800 \times 0,9046 \times 26} = 10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 9T12/ml ( $A = 10,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ) espacées de 10 cm

- Face avant :  $M' = 3,2 \text{ tm/ml}$



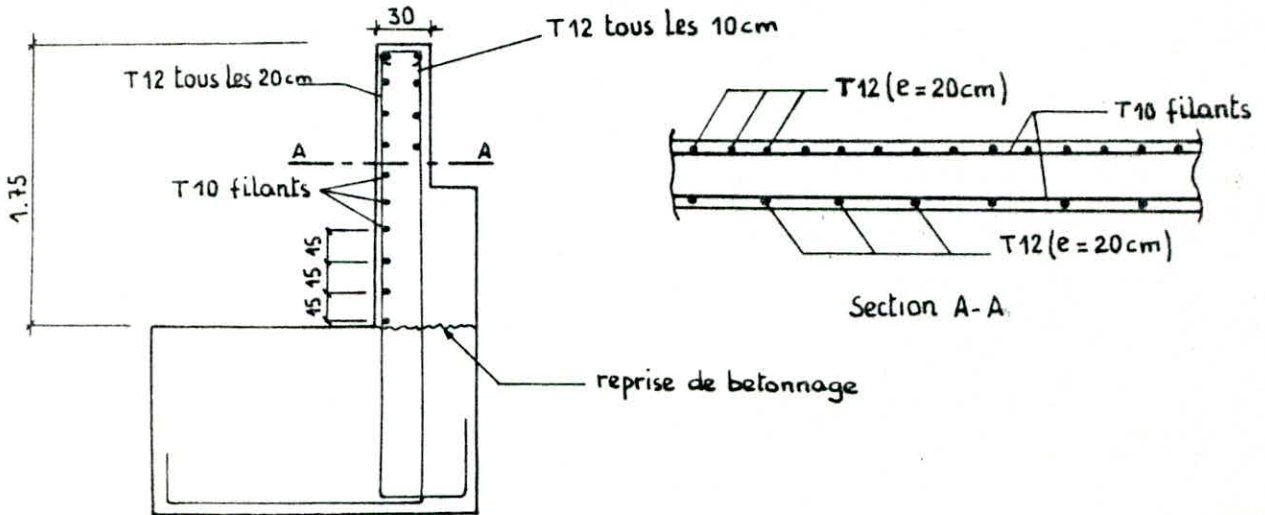
$$\mu = \frac{15 \times 3,2 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 26^2} = 0,0254 \rightarrow \kappa = 57,5 \quad \varepsilon = 0,9310$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 48,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \quad A_2 = \frac{3,2 \times 10^5}{2800 \times 0,931 \times 26} = 4,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 5T12/ml espacement 20 cm

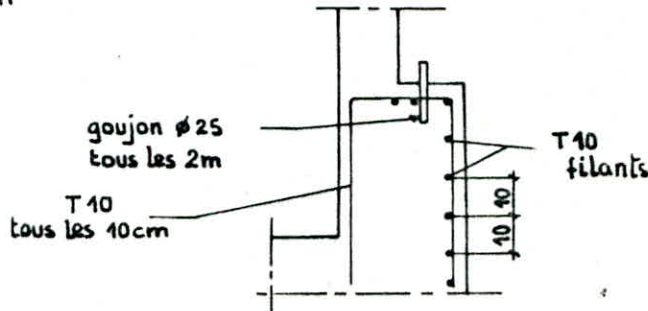
Ferraillage horizontal :

Pour  $1\text{m} \leq h \leq 2\text{m}$ , on peut prévoir des T10 tous les 15 cm



### 2-Corbeau d'appui

Pour le ferraillage du corbeau d'appui de la dalle de transition, nous adoptons celui donné dans le bulletin SETRA. Il est défini en coupe transversale au schéma ci-dessous et règne sur toute la largeur de la dalle de transition



### 3-Murette en retour

La murette en retour sera étudiée en suivant les hypothèses de chargement exposés dans le bulletin SETRA: Chaque murette en retour est soumise aux charges suivantes, qui peuvent être appliquées ensemble :

- Poids propre du mur :  $P_m = 2,5 \frac{l \times h_t}{2} \times e$  [t]
- Poids des superstructures :  $P_s = 0,3l$  [t]
- Poussée horizontale répartie :  $q_r = (\frac{h_t}{3} + 0,5)$  en t/m<sup>2</sup>
- Charges concentrées verticale  $F_v = 4t$  et horizontale  $F_h = 2t$  appliquées comme l'indique le schéma ci-contre.

#### Evaluation des efforts :

L'évaluation des efforts se fera par rapport à la section d'encastrement ( $e \times h_t = 0,60 \times 3,55$ )

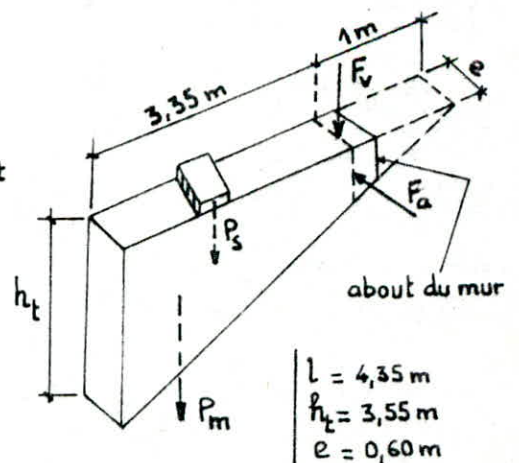
- charges verticales

• L'effort tranchant à l'encastrement est :

$$T_v = 2,5 \frac{l h_t}{2} e + 0,3l + 4 = 17t$$

• Le moment d'axe horizontal à l'encastrement est :

$$M_v = 2,5 \frac{l^2 h_t}{6} \times e + 0,3 \frac{l^2}{2} + 4 \times (l-1) = 33 \text{ tm}$$



Charges horizontales :

• L'effort tranchant à l'encastrement est :  $T_H = \left(\frac{h_t}{3} + 0,5\right) \frac{1h_t}{2} + 2 = 15t$

• Le moment d'axe vertical à l'encastrement est :  $M_H = \left(\frac{h_t}{3} + 0,5\right) \frac{1^2 h_t}{6} + 2(L-1) = 25,55 \text{ tm}$

Ferraillage :

Axe vertical :  $M_H = 25,55 \text{ tm}$

$$\mu = \frac{15 \times 25,55 \times 10^5}{2800 \times 355 \times 55^2} = 0,013 \rightarrow k = 83,5 \quad \varepsilon = 0,9492$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 33,53 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A_H = \frac{25,55 \times 10^5}{2800 \times 0,9492 \times 55} = 17,5 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons  $A_H = 10T16 = 20,10 \text{ cm}^2$

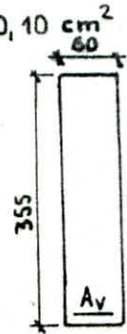
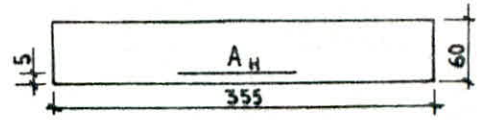
Axe horizontal :  $M_V = 33 \text{ tm}$

$$\mu = \frac{15 \times 33 \times 10^5}{2800 \times 60 \times (350)^2} = 0,024 \rightarrow k = 205 \quad \varepsilon = 0,9773$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 13,66 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

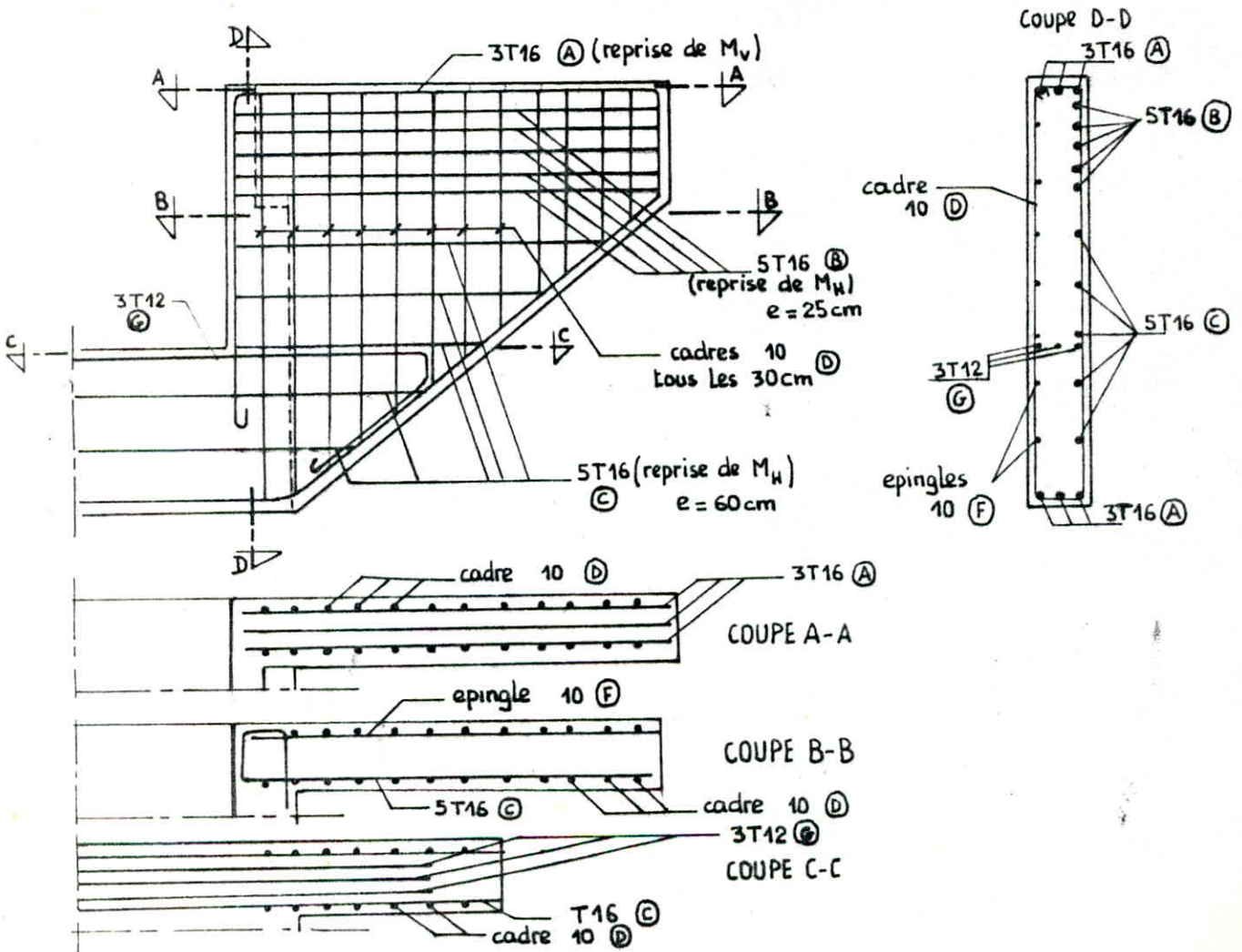
$$A_V = \frac{33 \times 10^5}{2800 \times 0,9773 \times 350} = 3,44 \text{ cm}^2$$

Nous prenons  $A_V = 3T16 = 6,03 \text{ cm}^2$



Dispositions constructives

Nous placerons sur les deux faces et dans les deux directions horizontale et verticale des cadres T 10.  
 A la section d'attache chevette-murette en retour nous renforçons le ferraillage par 3T12  
 Le ferraillage  $A_H$  (reprise de  $M_H$ ) sera disposé comme suit : une moitié soit 5T16 sera disposée en haut sur une hauteur de  $\frac{h_1}{4}$ , l'autre moitié sera répartie sur la hauteur qui reste (voir schéma)



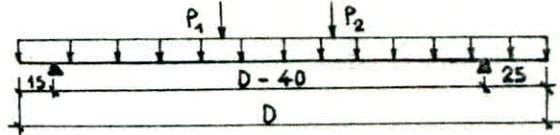
4- Dalle de transition :

La dalle de transition est prévue pour éviter le dénivellement qui se produit entre la chaussée courante et celle du pont en cas de tassement du remblai. Elle est placée sous la chaussée à l'entrée du pont. Notre dalle de transition a une longueur  $l = 5,00$  m et une épaisseur  $e = 30$  cm. L'étude de la dalle de transition se fera en suivant les hypothèses de chargement exposés dans le bulletin SETRA.

Charges et surcharges :

Schéma statique :

On considère une bande de 1 m de large



$D = 5,00$  m

charges permanentes :

remblai . . . . .	$2 \times 0,60 \times 1 = 1,2$ t/ml
Poids propre . . . . .	$2,5 \times 0,3 \times 1 = 0,75$ t/ml
revêtement + chaussée . . . . .	$2,2 \times 0,08 \times 1 = 0,176$ t/ml
	$q = 2,126$ t/ml

Surcharges : Le système  $B_f$  le plus défavorable, les roues sont placées comme il est indiqué sur le schéma ci-dessus. On admet que les roues de rangées  $P_1$  et  $P_2$  sont équivalentes chacune à une charge répartie de 5,5 t/ml, assimilable à un rouleau indéfini. La rangée  $P_1$  est affectée d'un coefficient de majoration dynamique égal à 2 pour tenir compte du choc d'un essieu. La charge équivalente à la rangée  $P_2$  se répartit entre les 2 appuis de la dalle de transition et doit être affectée d'un coefficient de majoration dynamique qu'on peut estimer à 1,2 :

$P_1 = 2 \times 5,5 = 11$  t                       $P_2 = 1,2 \times 5,5 = 6,6$  t

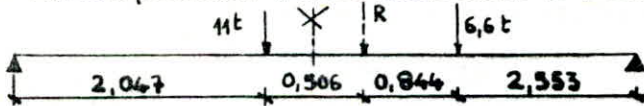
Evaluation des efforts

Nous négligeons les 2 petites consoles dans nos calculs.

charge permanente :  $M_G = \frac{q(D-0,40)^2}{8} = 5,623$  tm/ml                       $T_G = \frac{q(D-0,40)}{2} = 5$  t/ml

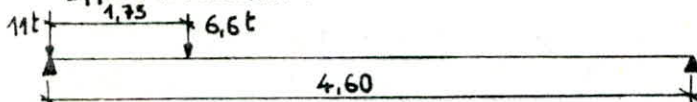
Surcharges :

- Moment flechissant : Nous avons utilisé le théorème de Barré pour avoir le moment maximal :



On trouve  $M_{max}^S = 16$  tm/ml

- Effort tranchant :



$T_{max}^S = 15,7$  t/ml

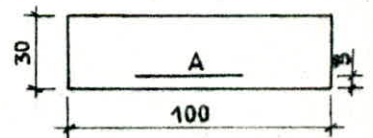
Efforts maximaux :  $M = M_G + M_S = 5,623 + 16 = 21,62$  tm/ml  
 $T = T_G + T_S = 5 + 15,7 = 20,7$  t/ml

Ferraillage :

$M = 21,62$  tm/ml                       $\mu = \frac{15 \times 21,62 \times 10^5}{2800 \times 100 \times (27)^2} = 0,1853$

$\rightarrow \kappa = 16,3$        $\xi = 0,8403$        $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = 172$  Kg/cm<sup>2</sup> <  $\bar{\sigma}'_b$

$A = \frac{21,62 \times 10^5}{2800 \times 0,8403 \times 27} = 36,76$  cm<sup>2</sup>/ml      soit 12 T20/ml ( $A = 37,68$  cm<sup>2</sup>/ml) espacées de 9cm



Dans l'autre sens, nous prenons des armatures de répartition  $A_r = \frac{A}{4} = 9,42$  cm<sup>2</sup>/ml

Soit  $A_r = 5T16$ /ml ( $A_r = 10,52$  cm<sup>2</sup>/ml) espacées de 25 cm.

Vérification au cisaillement

On doit vérifier que  $\tau = \frac{T}{b \cdot z} \leq 1,15 \bar{\sigma}_b = 8,8$  Kg/cm<sup>2</sup>

$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 27 = 23,63$  cm       $b = 100$  cm       $T = 20,7$  t       $\Rightarrow \tau = \frac{20,7 \cdot 10^3}{100 \times 23,63} = 8,76$  Kg/cm<sup>2</sup> <  $1,15 \bar{\sigma}_b$

5- chevêtre :

L'étude du chevêtre se fera en suivant les hypothèses de chargement exposés dans le bulletin SETRA. Comme la culée est noyée dans le remblai, le chevêtre est soumis, en plus de son poids propre, aux efforts provenant des actions suivantes : mur garde-grève, dalle de transition, murettes en retour et tablier

Evaluation des charges :

- Poids propre (y compris mur garde-grève) :  $q_{G_1} = 2 \times 2,5 \times S = 5S$

S : surface latérale du chevêtre y compris le mur garde-grève.

Le coefficient 2 tient compte du poids moyen de la partie du tablier située au droit du chevêtre au moment de la construction.

$S = 1,80 \times 2,05 + 1,75 \times 0,55 = 4,65 \text{ m}^2$

On trouve  $q_{G_1} = 23,25 \text{ t/ml}$

- Surcharge transmise par le garde-grève

. Les charges verticales ne sont pas considérées

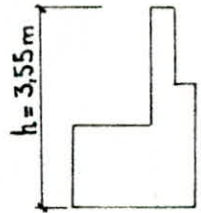
. Charges horizontales

Poussée des terres :  $H_p = \frac{1}{2} k_a \gamma h^2 = \frac{1}{2} \times 0,3 \times 2 \times (3,55)^2 = 3,78 \text{ t/ml}$

Poussée de la charge localisée située en arrière du mur garde grève :

$H_L = \frac{12K}{0,75 + 2h}$

. Freinage :  $H_f = \frac{7,2}{0,25 + 2h} = 0,98 \text{ t/ml}$



- Dalle de transition :

Pour le calcul du chevêtre on prend en compte les effets locaux de la dalle de transition

$h_R = 0,70 \text{ m}$  hauteur moyenne de la chaussée sur la dalle de transition

$h_D = 0,30 \text{ m}$  hauteur de la dalle de transition

. Reaction de charge permanente :

$q_{G_2} = D(1,25 h_D + 1,1 h_R) = 5,725 \text{ t/ml}$

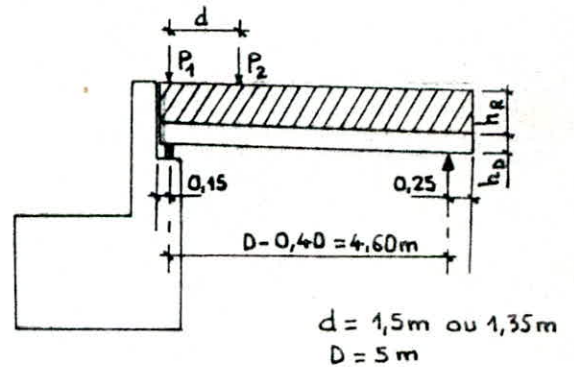
. Reaction des charges  $B_c$  ou  $B_t$  :

$B_c : q'_{B_c} = 2 \times 5,5 + 1,2 \times 5,5 \frac{4,60 - 1,5}{4,6} = 15,45 \text{ t/ml}$

$B_t : q'_{B_t} = 2 \times 5,5 + 1,2 \times 5,5 \frac{4,6 - 1,35}{4,6} = 15,66 \text{ t/ml}$

$B_t$  est le plus défavorable

total :  $q_2 = q_{G_2} + q'_{B_t} = 21,4 \text{ t/ml}$



- Murettes en retour :

Les actions transmises par les murettes en retour au chevêtre sont très diverses et aléatoires. Les plus importantes sont dues à des charges variables concentrées appliquées aux murettes :

verticalement :  $F_v = 4 \text{ t}$

Horizontalement :  $F_H = 2 \text{ t}$

Poids propre d'une murette en retour :  $G_{mr} = 11,58 \text{ t}$

- Tablier :

Les efforts provenant du tablier sont transmis sur le chevêtre par les poutres. Chaque poutre transmet une charge concentrée de 69,6 t

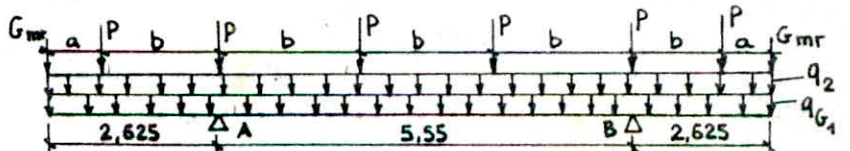
Calcul des efforts :

schema statique du chevêtre :

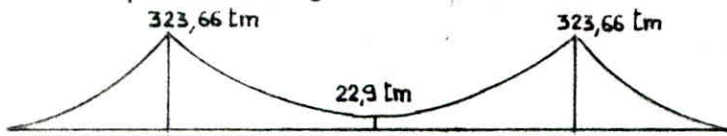
$a = 0,775 \text{ m}$   $b = 1,85 \text{ m}$

$G_{mr} = 11,58 \text{ t}$   $P = 69,6 \text{ t}$   $q_2 = 21,4 \text{ t/ml}$

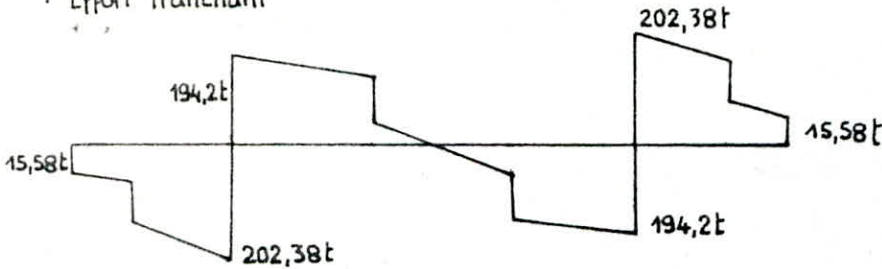
$q_{G_1} = 23,25 \text{ t/ml}$



Diagrammes des efforts sollicitant le chevêtre  
 - moment flechissant longitudinal



Effort tranchant



Ferraillage

$$M = -323,66 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 \times 323,66 \times 10^5}{2800 \times 205 \times 175^2} = 0,0276 \rightarrow \begin{cases} k = 54,5 \\ \xi = 0,9281 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 51,38 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \quad A = \frac{323,66 \times 10^5}{2800 \times 0,9281 \times 175} = 71,2 \text{ cm}^2$$

Prise en compte de la torsion :

Les sections d'armatures calculées précédemment sont majorées de 15% :

Armatures supérieures :  $A = 1,15 \times 71,2 = 81,88 \text{ cm}^2$  soit 26T20 ( $A = 81,64 \text{ cm}^2$ )

Armatures inférieures : à chaque extrémité, nous mettrons 4T16 ; Au milieu on mettra 5T14. ces 13 barres vont servir aussi comme armatures de construction

Prise en compte des actions horizontales :

Nous placerons des barres filantes horizontales T14 le long des parois latérales pour améliorer la non fragilité du chevêtre

Effort-tranchant :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad T = 202,38 \text{ t} \quad z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 175 = 153,125 \text{ cm} \quad b = 205 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \tau_b = 6,45 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \tau_b = 22,575 \text{ Kg/cm}^2$$

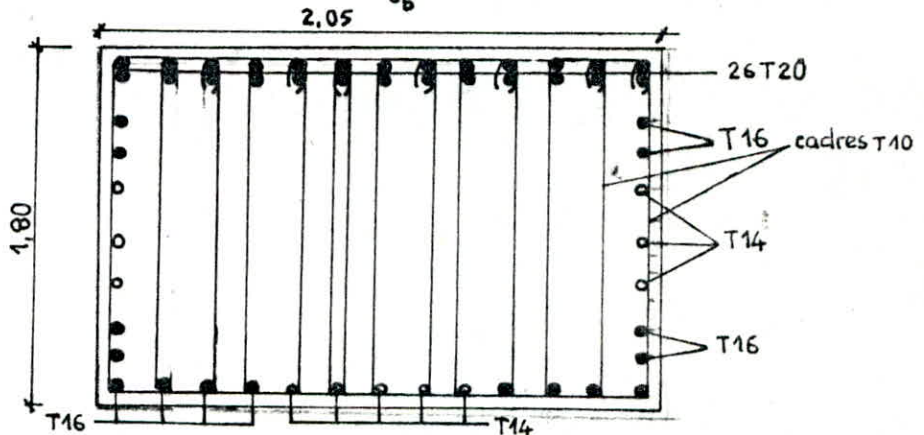
$\tau_b < \bar{\tau}_b$ , nous pouvons utiliser des armatures d'âme droites.

Nous utiliserons 6 cadres + 1 étrier (T10)  $A_f = 10,92 \text{ cm}^2$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \sigma_{ent} \quad \text{avec} \quad \rho_{at} = \max \left\{ \frac{2}{3} ; \left( 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}'_b} \right) \right\} = 0,91 \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 3822 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t \leq \frac{A_f \bar{\sigma}_{at}}{T} = 31 \text{ cm} \quad \bar{E} = \min \left\{ 0,2h ; \left( 1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) h \right\} = 35 \text{ cm}$$

Nous prenons  $t = 30 \text{ cm}$



6- Etude des voiles de la culée :

Les 2 voiles de la culée jouent le rôle des poteaux : elles transmettent les efforts provenant du tablier à la fondation.

Sollicitations à prendre en compte :

- Actions verticales : réactions du tablier, poids propre et surcharges routières
- Actions horizontales : variations linéaires, freinage, seisme et poussée des terres.
- Poussée de terre :

Notre culée est noyée dans le remblais, nous considérons uniquement la poussée sur le chevetre et le mur garde-grève.

Condition normale :

$$H_n = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 L \quad K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0,33 \quad (\varphi = 30^\circ) \quad \gamma = 2t/m^3 \quad L = 10,8 m$$

$$H = 1,75 + 1,80 = 3,55 m$$

Nous trouvons :  $H_n = 44,92t$

La distance entre le point d'application de cette poussée et la base du voile est :

$$d = 4,41 + \frac{3,55}{3} = 5,59 m$$

Condition sismique :

Le coefficient de poussée  $K_a$  est donné par la formule de MONO-OKABE :

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \nu - \beta)}{\cos \nu \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \nu) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \nu - \alpha)}{\cos(\delta + \beta + \nu) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

avec :

$\varphi = 30^\circ$  (angle de frottement pour le remblai)

$\beta = 0$  (inclinaison de la culée par rapport à la verticale)

$\alpha = 0$

$\delta = 0$  (angle de frottement remblai-culée)

$\nu = \text{Arctg}(\varepsilon_H / (1 \pm \varepsilon_V))$        $\varepsilon_H = 0,1$      $\varepsilon_V = \pm 0,07$

On trouve  $K_a = 0,4$  et  $H_s = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 L = 54,44t$        $d = 5,59 m$

Evaluation des efforts à la base de la culée :

Condition normale :

	H [t]	R [t]	d [m]	M/o [tm]
chevetre : $2,5 \times 2,05 \times 1,80 \times 10,8$	—	99,63	—	—
Mur garde grève + corbeau : $2,5 \times 0,55 \times 1,75 \times 10,8$	—	25,98	0,75	19,9
Murettes en retour : $2,5 \times \frac{1}{2}(0,7 + 3,55) \times 3,45 \times 1 \times 2 \times 0,6$	—	22	2,364	52
Poids du remblai : $3,85 \times 9,6$	—	36,96	0,925	34,2
Dalle de transition : $2,5 \times \frac{1}{2} \times 5 \times 0,3 \times 9,6$	—	18	0,925	16,65
Poids propre du tablier	—	265	0,325	- 86,125
Voiles : $2,5 \times \frac{1}{2}(2,05 + 4,2) \times 4,41 \times 1 \times 2$	—	68,9	—	—
Surcharges routières $C_D$ :	—	152,5	0,325	- 49,56
Poussée des terres :	44,92	—	5,59	- 251
Variation linéaire du tablier :	29,21	—	6,21	- 181,4
Freinage	5,22	—	6,21	- 32,42

Efforts à la base de la culée : (combinaison du 1<sup>er</sup> genre)

(1)  $N_{\min} = 536,48t$      $H = 80,39t$      $M = -435 tm$  ;    (2) :  $N_{\max} = 688,98t$      $H = 74,13t$      $M = -445,6 tm$

Efforts à la base de chaque voile :

(1)  $N_{\min} = \frac{1}{2} 536,48 = 268,24t$   
 $H = \frac{1}{2} 80,39 = 40,20t$   
 $M = \frac{1}{2} 435 = 217,5 tm$

(2)  $N_{\max} = \frac{1}{2} 688,98 = 344,5t$   
 $H = \frac{1}{2} 74,13 = 37t$   
 $M = -222,83 tm$

Condition sismique

	H [t]	R [t]	d [cm]	M/o [tm]
Chevêtre : $99,63 \times \frac{1,07}{0,93}$	—	106,6 92,66	—	—
mur garde-grève + corbeau : $25,99 \times \frac{1,07}{0,93}$	—	27,81 24,17	0,75	20,86 18,13
murettes en retour : $22 \times \frac{1,07}{0,93}$	—	23,54 20,46	2,364	55,65 48,37
Surcharge du remblai : $36,96 \times \frac{1,07}{0,93}$	—	38,55 34,37	0,925	36,98 31,78
dalle de transition : $18 \times \frac{1,07}{0,93}$	—	19,26 16,74	0,925	17,82 15,48
Poids propre du tablier : $265 \times \frac{1,07}{0,93}$	—	283,55 246,45	0,325	-92,15 -80,09
Voiles : $68,9 \times \frac{1,07}{0,93}$	—	73,72 64,1	—	—
Surcharges routières : $C_D$	—	152,5	0,325	-49,56
Poussée des terres :	54,44	—	5,59	-304
Variation lineaire du tablier	29,21	—	6,21	-56,84
Freinage	5,22	—	6,21	-32,42
Seisme : $28,36 + 0,1 \times 271,48$	55,5	—	5,69	-315,8

A la base de chaque voile, nous avons :

(1) 
$$\begin{aligned} N_{\min} &= \frac{1}{2} 498,95 = 249,5 \text{ t} \\ M &= \frac{1}{2} 675,4 = 337,7 \text{ tm} \\ H &= \frac{1}{2} 144,4 = 72,2 \text{ t} \end{aligned}$$

(2) 
$$\begin{aligned} N_{\max} &= \frac{1}{2} 726,53 = 363 \text{ t} \\ M &= \frac{1}{2} 719,9 = 360 \text{ tm} \\ H &= \frac{1}{2} 139,15 = 69,58 \text{ tm} \end{aligned}$$

Ferraillage de la voile :

C'est la section de base de la voile qui est la plus sollicitée.

Nous allons ferrailler avec les efforts de la condition sismique (très défavorable), combinaison (1)

$N_{\min} = 249,5 \text{ tm} \quad M = 337,7 \text{ tm} \quad H = 72,2 \text{ t}$

La voile est sollicitée en flexion composée :

$e_0 = \frac{M}{N} = 135 \text{ cm} > \frac{h}{6} = 34 \text{ cm}$

⇒ la section est partiellement comprimée.

Acier :  $\phi \leq 20 \text{ mm} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$  (2<sup>e</sup> genre)

$e_0 = 135 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 102,5 \text{ cm} \quad \bar{\sigma}'_b = 1,5(2\bar{\sigma}'_b) = 276 \text{ kg/cm}^2$

Nous calculons d'abord la section en flexion simple avec

un moment fictif :  $M = N \times f$

$f = e_0 + \frac{1}{2} h_t - d \quad d = 5 \text{ cm} \Rightarrow h = 200 \text{ cm}$

$f = 232,5 \text{ cm} \Rightarrow M = 249,5 \times 2,325 = 580 \text{ tm}$

$M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \bar{\alpha} \bar{\gamma} b h^2 \quad \bar{\alpha} = \frac{15 \bar{\sigma}'_b}{15 \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = 0,496 \quad \bar{\gamma} = 1 - \frac{1}{3,1} \quad \bar{\gamma} = 0,834$

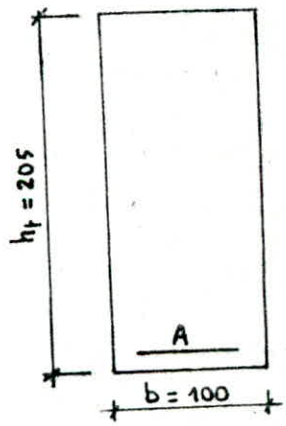
$\Rightarrow M_{rb} = 2170 \text{ tm} > M \Rightarrow A' = 0$

$A = \frac{M}{\bar{\gamma} \bar{\sigma}_a h} = \frac{580 \times 10^5}{0,834 \times 4200 \times 200} = 83 \text{ cm}^2$

La section d'acier réelle nécessaire est :  $A = A - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 83 - \frac{249,5 \times 10^3}{4200} = 23,6 \text{ cm}^2$

Soit 8T20 ( $A = 25,13 \text{ cm}^2$ )

Comme le moment peut agir dans les 2 sens, nous allons mettre en place des





armatures symétriques  $A = A' = 8T20$ .

Nous avons fait le calcul pour les efforts en condition normale (1):  $M = 217,5 \text{ tm}$ ;  $N_{\min} = 268,24 \text{ t}$ , nous avons trouvé une section d'acier  $A$  de l'ordre de  $6 \text{ cm}^2$  qui est nettement inférieure à la section donnée par la condition extrême ( $A = 25,13 \text{ cm}^2$ ). Par conséquent, il n'est pas nécessaire de faire une vérification en condition normale.

Armatures transversales :

En condition normale, nous avons  $T = H = 40,20 \text{ t}$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad b = 100 \text{ cm} \quad z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 200 = 175 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \tau_b = 2,29 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 26,7 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{On a } \tau_b < \bar{\tau}_b$$

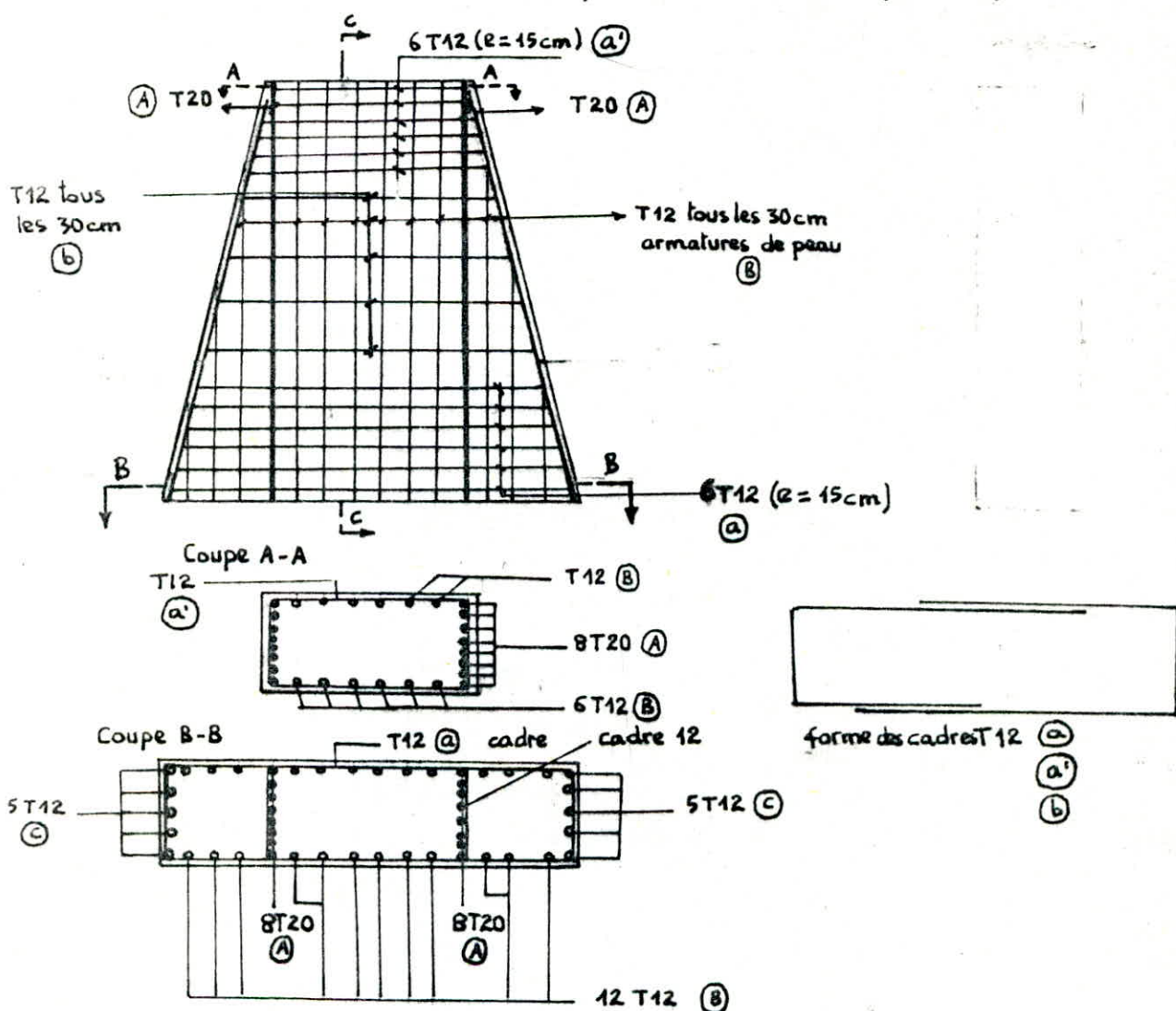
Nous prenons un cadre T12 ( $A_f = 2,26 \text{ cm}^2$ )

$$\bar{\sigma}_{at} = \bar{\sigma}_{at} \text{ avec } \bar{\sigma}_{at} = \max \left\{ \frac{2}{3}; \left( 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} \right) \right\} = 0,96 \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 4032 \text{ kg/cm}^2$$

$$t \leq \frac{A_f \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = 39 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \min \left\{ 0,2h; \left( 1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) h \right\} = 40 \text{ cm}$$

Nous mettons un cadre T12 tous les 15 cm aux zones nodales, un cadre T12 ( $e = 30 \text{ cm}$ ) en zone courante.  
 Nous mettons aussi des armatures de peau tous les 30 cm (des T12)



## XXI ETUDE DES FONDATIONS

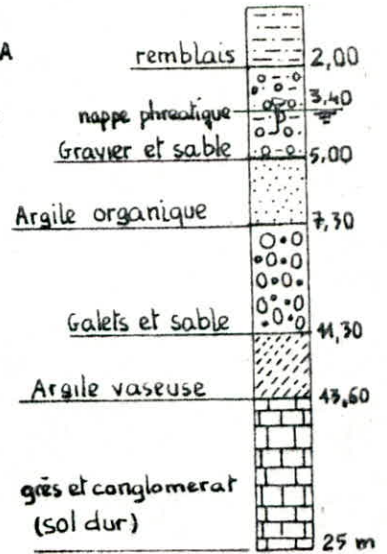
Le sondage effectué sur le terrain où sera fondé l'ouvrage a mis en évidence les différentes couches qui constituent le sol :

Nous signalons qu'il ne nous a pas été possible de récupérer chez l'ENGOA les résultats de différents essais effectués pour ces couches. Par conséquent, pour pouvoir continuer notre étude, nous avons demandé les caractéristiques ( $\gamma$ ,  $\gamma'$ ,  $\varphi$  et  $c$ ) qui correspondent à chaque couche auprès du laboratoire de mécanique de sol de l'école. Nous allons utiliser ces valeurs pour nos calculs.

La présence de ces 2 couches compressibles (argile organique et argile vaseuse) nous a conduit à opter des fondations profondes : fondations sur pieux forés, de 1,20 m de diamètre.

Les piles seront fondées sur 6 pieux repartis en 2 files de 3 pieux. Les pieux seront liés par une semelle.

Chaque culée sera bâti sur 8 pieux repartis en 2 files (chaque file comporte 4 pieux). Les pieux sont liés par une semelle.



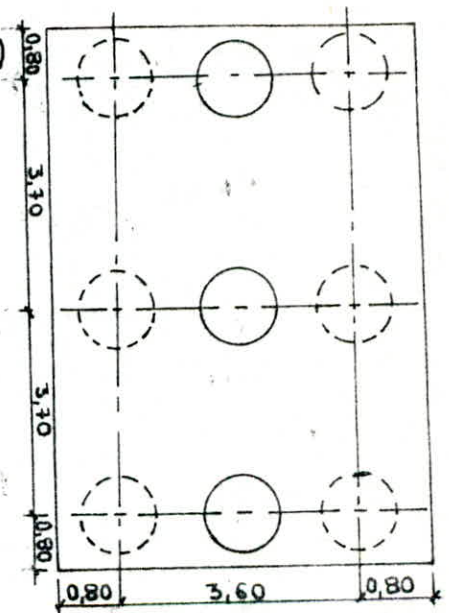
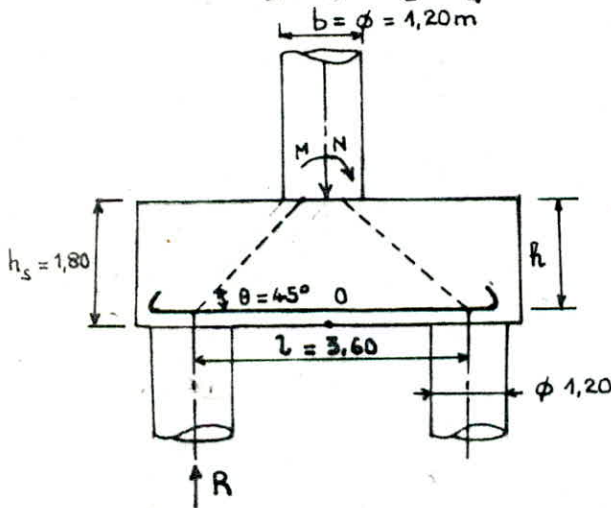
### Calcul des éléments des fondations :

#### 1- Semelle de liaison des pieux de la fondation de la pile :

Nous utilisons la méthode des bielles (document SETRA, ref [1])

- La semelle est un massif indeformable
- Epaisseur de la semelle :  $h_f = 1,80$  m
- La bielle forme un angle de  $45^\circ$  avec la base de la semelle

On doit avoir  $h \geq \frac{l}{2} - \frac{b}{4} = \frac{3,6}{2} - \frac{1,2}{4} = 1,5$  m



La section  $A_s$  d'armatures inférieures transversales relatives à un couple de pieux est :  $A_s = \frac{R_{max}}{\sigma_a} \frac{(l/2 - b/4)}{h}$

Calcul de  $R_{max}$  :

Poids propre de la semelle :  $2,5 \times 5,2 \times 1,8 \times 9 = 210,6$  t

Surcharge du remblai sur la semelle :  $2 \times [5,2 \times 9 - 3 \times \pi \times (1,2)^2] \times 1,5 = 130$  t

Valeur de M et N (pour un seul fût) à la base de la semelle (par rapport à 0)

condition normale :  $N_{max} = \frac{1}{3} [888,25 + 210,6 + 130] = 409,6$  t

$M = \frac{1}{3} \times 358,53 = 119,51$  tm

condition sismique :  $N_{max} = \frac{1}{3} (934,4 + 1,07 \times 210,6 + 130) = 429,9t$

$M = \frac{1}{3} 1050,6 = 350,2tm$

En condition normale :  $R_{max} = \frac{N}{2} + \frac{M}{3,6} = 238t$   $R_{min} = \frac{N}{2} - \frac{M}{3,6} = 471,6t$

En condition sismique :  $R_{max} = \frac{N}{2} + \frac{M}{3,6} = 312,2t$   $R_{min} = \frac{N}{2} - \frac{M}{3,6} = 117,67t$

Ferraillage

Dans le sens transversal :

Armatures inferieures :

$$A_1 = \frac{R_{max} \cdot (l/2 - b/4)}{\bar{\sigma}_a} = \frac{238 \cdot 10^3 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 3,60 - \frac{1}{4} \cdot 1,20) \cdot 10^2}{2667 \cdot 170} = 78,74 cm^2$$

$\Rightarrow A_1 = 78,74 cm^2$  soit 18 T25 ( $A = 88,34 cm^2$ )

Ces armatures vont être placées dans des bandes axées sur les pieux (poutres incorporées) de largeur égale à  $(\phi + h_f) = (1,2 + 1,8) = 3,0m$

Entre les différentes "poutres incorporées" on placera des armatures de repartition

$A'_1 = \frac{1}{3} A_1 = 29,44 cm^2$  soit 6 T25 ( $A'_1 = 29,45 cm^2$ )

Armatures superieures : Nous prenons forfaitierement  $A_{s1} = \frac{A_1}{5} = 15,74 cm^2$  soit 18 T14 ( $A_{s1} = 27,7 cm^2$ )

$A'_{s1} = \frac{A_{s1}}{5} = 6,87 cm^2$  soit 6 T14 ( $A'_{s1} = 9,23 cm^2$ )

Verification des contraintes en condition sismique :

$R_{max} = 312,2t$   $\sigma_a = \frac{R_{max} \cdot (l/2 - b/4)}{A_1} = 3118 kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4000 kg/cm^2$

Armatures longitudinales

Des armatures longitudinales  $A_2$  seront disposées dans le sens de la longueur de la semelle.

Nous prenons :

Armatures inferieures :  $A_2 = \frac{A_1}{3} = 29,44 cm^2/ml$

Armatures superieures :  $A_{r2} = \frac{1}{3} A_{s1} = 5,25 cm^2/ml$

Ces armatures vont jouer le rôle des armatures de repartition.

Verification des contraintes de compression des bielles

. Au niveau du poteau :  $\sigma'_b = \frac{N}{B \sin^2 \theta} \leq 0,6 \sigma'_j$

$N = 296t$

$B = 11304 cm^2$  section du poteau (fût)

$0,6 \sigma'_j = 0,6 \times \sigma'_{28} = 184 kg/cm^2$

$\sigma'_b = \frac{296 \times 10^3}{11304 \times [\sin 45^\circ]^2} = 52,37 kg/cm^2 < 0,6 \sigma'_j = 184 kg/cm^2$

. Au niveau du pieu :  $\sigma'_{b1} = \frac{N}{2B_1 \sin^2 \theta} \leq 0,6 \sigma'_j$

$N = 296t$

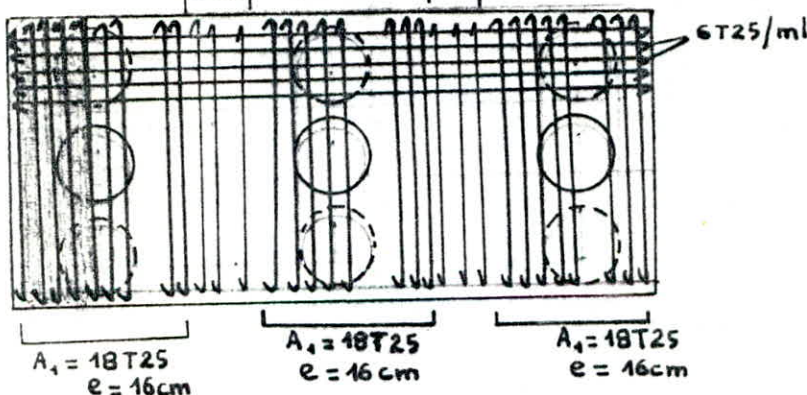
$B_1 = B = 11304 cm^2$  section du pieu

$\theta = 45^\circ$

$\sigma'_{b1} = 26,18 kg/cm^2 < 0,6 \sigma'_j$

Effort tranchant : on peut en general se dispenser, pour des raisons mecaniques, de disposer des atriens dans les semelles de liaison des pieux lorsque les armatures inferieures de ces semelles ont été determinées par application de la methode des bielles :

$A_2 = 6T25 (e = 32cm)$   $A_{r2} = 6T25 (e = 32cm)$

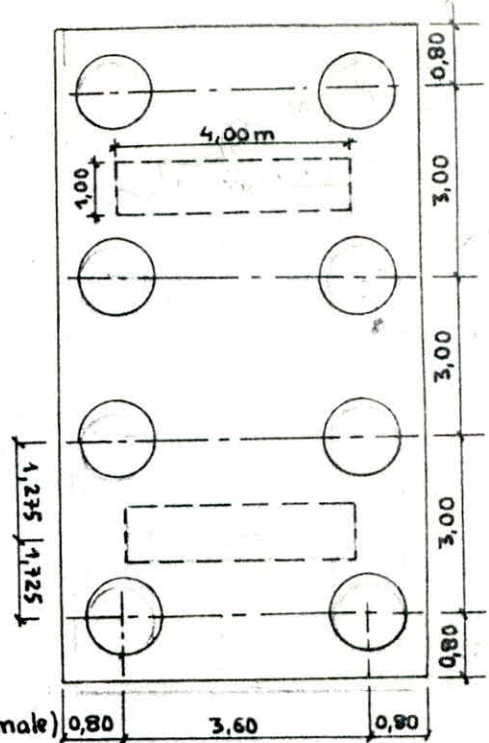
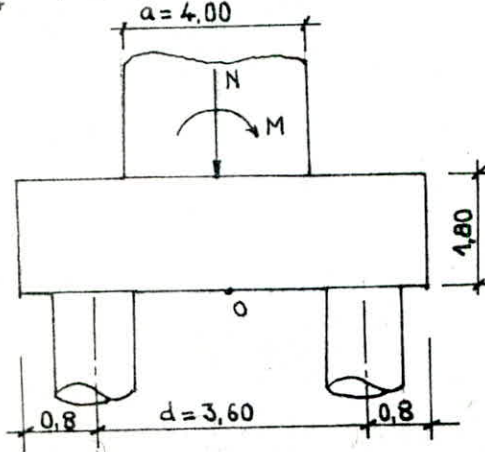


2 - Semelle de liaison des pieux sous culée :

Pour le calcul de cette semelle, nous utilisons la méthode de la R.D.M.

Suivant la largeur :

On calcule le moment dans la section située à une distance  $\frac{a}{4}$  de l'axe du voile



Efforts réduits à la base de la culée :

$$M_{tot} = 557,04 \text{ tm} \quad N_{tot} = 1455,68 \text{ t (condition normale)}$$

$$Q_{max} = \frac{N_{tot}}{8} + \frac{M}{4d} = \frac{1455,68}{8} + \frac{557,04}{4 \times 3,6} = 220,64 \text{ t}$$

$$M(a/4) = Q_{max} \left[ \frac{d}{2} - \frac{a}{4} \right] = 220,64 \left[ 3,6/2 - 1 \right] = 176,5 \text{ tm}$$

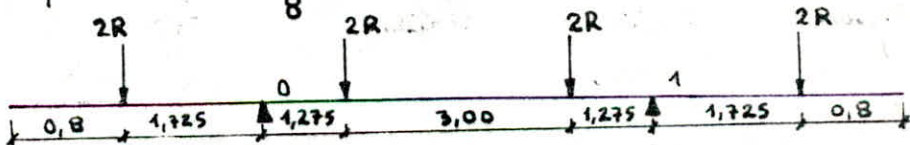
$$A = \frac{M}{\delta \bar{\sigma}_a} \quad \delta = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} (1,8 - 0,40) = 1,70 \text{ m} \quad \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ Kg/cm}^2 (\phi = 25 \text{ mm})$$

On trouve  $A = 38,9 \text{ cm}^2$  Soit 9T25 = ~~44,2~~  $\text{cm}^2$ . Ces armatures seront disposées sur une largeur de  $(\phi + h_f) = 3,00 \text{ m}$  axée sur chaque couple de pieux. Entre chaque couple de pieux, on mettra 3T25.

Suivant la longueur :

Nous considérons la semelle comme une poutre s'appuyant sur les 2 voiles et sollicitée par les réactions des pieux

$$\text{Reaction d'un pieux : } R = \frac{1455,68}{8} = 181,96 \text{ t}$$



$$M_0 = -2 \times 181,96 \times 1,725 = -627,76 \text{ tm (sur appui)}$$

$$M_f = -164 \text{ tm}$$

Ferraillage :

- Armatures supérieures :  $A = \frac{M_0}{\delta \bar{\sigma}_a} = 141,36 \text{ cm}^2$  soit 29T25 =  $142,1 \text{ cm}^2$  ( $e = 18 \text{ cm}$ )

en travée :  $A = \frac{M_t}{\delta \bar{\sigma}_a} = 36,87 \text{ cm}^2$  soit 20T16 =  $40,16 \text{ cm}^2$  ( $e = 26 \text{ cm}$ )

- Armatures inférieures : nous prenons 20T14 ( $e = 26 \text{ cm}$ )

Verification au non poinçonnement de la semelle de la culée :

Condition à verifier :

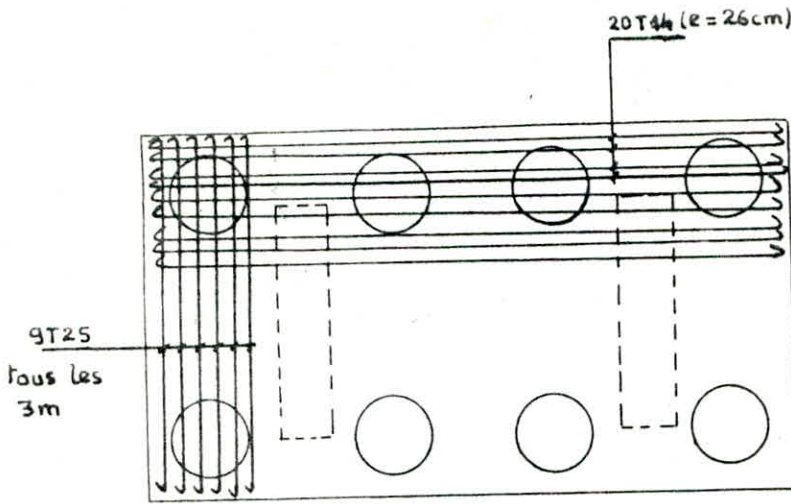
$$\tau = \frac{P}{b \cdot z} < \bar{\sigma}_b \quad \text{ref [10]}$$

avec  $b = h_s + \phi$   
 $h_s = 1,80 \text{ m} \rightarrow b = 300 \text{ cm}$   
 $\phi = 1,20 \text{ m}$   
 $P = R_{\text{max}} = 220,64 \text{ t}$

$$\tau = \frac{220,64 \times 10^3}{300 \times \frac{2}{3}(180-10)} = 5 \text{ kg/cm}^2$$

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

⇒ Pas de risque de poinçonnement



Armatures inferieures

### 3- Etude des pieux :

#### 3.1- Capacité portante des pieux :

Hypotheses :

- Les pieux sont ancrés dans un sol dur, par conséquent ils travaillent en pointe.
- Pour nous placer du côté de la sécurité, nous n'allons pas tenir compte de la résistance par frottements dans le calcul de la force portante des pieux.
- Les pieux sont donc considérés comme travaillant uniquement en pointe.

La force portante admissible d'un pieux est alors :

$$\bar{Q}_p = \frac{Q_p}{F_s} \quad \text{avec :}$$

$F_s$  : coefficient de sécurité, nous prenons  $F_s = 2$

$Q_p$  = résistance en pointe du pieux

$$Q_p = \frac{\pi B^2}{4} \left[ N_q \sum_i \gamma_i D_i + 1,3 c N_c \right] \quad \text{ref [5]}$$

avec :

$B = 1,2 \text{ m}$  diamètre du pied

$\gamma_i$  = la masse volumique de la couche  $i$  traversée par le pieux

$D_i$  = l'épaisseur de chaque couche  $i$  traversée par le pieux

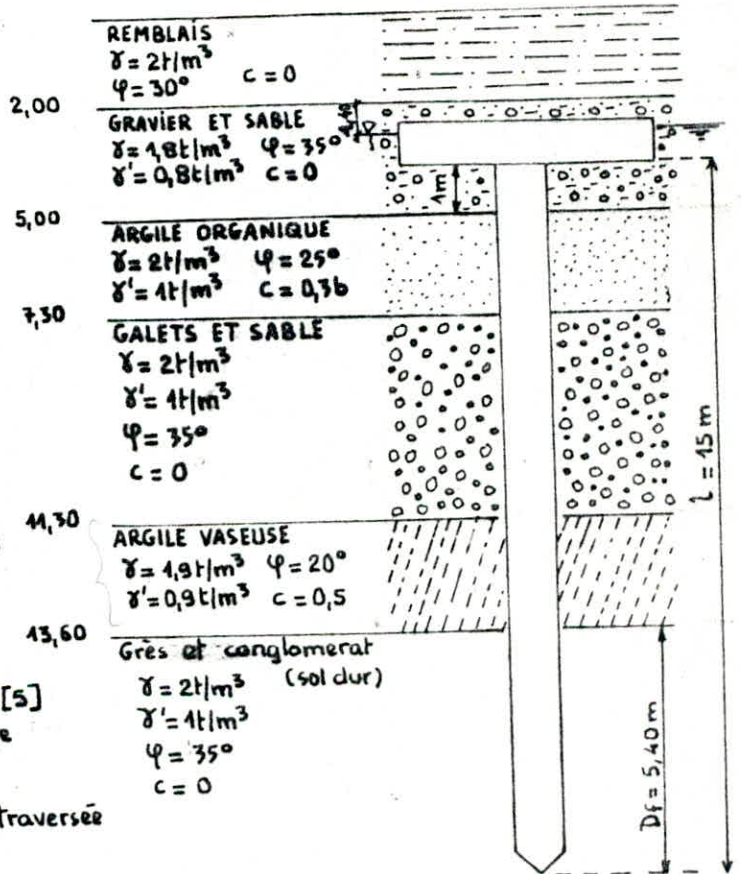
$c$  : c'est la cohésion de la couche où le pieux est ancré  $c = 0$

$N_q, N_c$  : coefficients dependant des

caracteristiques mécaniques de la couche où le pieux est ancré

D'après le tableau de CAQUOT - KERISEL : Pour  $\varphi = 35^\circ \rightarrow N_q = 33,3 \quad N_c = 46,10$

Calcul de la hauteur critique  $h_c$  :  $h_c = \frac{B}{4} N_q^{2/3} = 3,10 \text{ m} < D_f = 5,40 \text{ m}$



$$Q_p = \frac{\pi \times (1,2)^2}{4} [33,3(0,8 \times 1 + 2,3 \times 1 + 1 \times 4 + 0,9 \times 2,30 + 1 \times 5,4) + 1,3 \times 0] = 548,7 \text{ t}$$

L'expérience montre que la valeur de  $Q_p$  calculée à l'aide de cette formule est sous estimée, ce qui nous place d'autant plus du côté de la sécurité.

La force portante admissible du pieu est alors :  $\bar{Q}_p = \frac{Q_p}{F_s} = \frac{548,7}{2} = 274,4 \text{ t}$

3-2 - Justification des pieux :

3.2.1 - Pieux sous piles : nous avons 6 pieux repartis en 2 files (3 pieux par file)

Condition à vérifier :  $Q_G + Q_S \leq \bar{Q}_p$  ( $Q_G$  et  $Q_S$  sont respectivement les efforts normaux dans le pieu sous charges permanentes et surcharges routières)

Pour le pieu le plus sollicité, on a :  $Q_G + Q_S = R_{\max} = 238 \text{ t}$  (en condition normale, voir paragraphe 1 "semelle de liaison des pieux sous la pile").

Nous avons bien :  $Q_G + Q_S = 238 \text{ t} < \bar{Q}_p = 274,4 \text{ t}$

En condition sismique :  $Q_G + Q_S = R_{\max} = 312,2 \text{ t} < 1,33 \bar{Q}_p = 365 \text{ t}$

3.2.2 - Pieux sous culée :

Nous avons 8 pieux repartis en 2 files (4 pieux par file).

Au niveau de la culée, nous avons une surcharge de remblai de hauteur plus ou moins importante. Ce remblai est sur un sol qui se compose de couches compressibles, les couches vont donc subir de tassement. Par conséquent, il y a lieu de tenir compte du phénomène de frottement négatif.

- Caractères généraux du phénomène :

- Le frottement négatif est un phénomène à long terme lié aux contraintes intergranulaires ou effectives. Il s'ajoute intégralement aux charges permanentes agissant sur le pieu, lorsqu'elles agissent seules.
- Comme le frottement négatif est un phénomène lié au tassement, il est donc nécessaire d'évaluer le tassement de couches de notre fondation sous la surcharge du remblai.

- Evaluation du tassement

Comme nous n'avons pas les résultats de différents essais effectués au laboratoire pour chaque couche, nous allons calculer le tassement en utilisant la méthode classique. Nous admettons donc que le sol est élastique, homogène et isotrope, c'est qui nous ramène à un calcul d'élasticité linéaire.

Dans notre cas, la charge à considérer est la charge du remblai. C'est une surcharge uniformément répartie sur une largeur  $B = 12 \text{ m}$  et une longueur infinie (bande rectangulaire).

La contrainte  $\sigma$  en un point situé à une profondeur  $z$  à la verticale du centre de la bande est :  $\sigma = \frac{q}{\pi} (2\theta_0 + \sin 2\theta_0)$

avec  $\text{tg} \theta_0 = \frac{B}{2z}$  ;  $q = \gamma h = 1,8 \times 8 = 14,4 \text{ t/m}^2$  ( $h$  : hauteur du remblai)

couche ② :  $z_1 = 3,5 \text{ m} \rightarrow \text{tg} \theta_{01} = \frac{12}{2 \times 3,5} = 1,71 \Rightarrow \theta_{01} = 59,74^\circ =$

$$\sigma_1 = \frac{14,4}{\pi} (2 \times 59,74 + \frac{\pi}{180} + \sin 2(59,74)) 10^1 = 1,36 \text{ Kg/cm}^2$$

$$z_2 = 5,8 \text{ m} \rightarrow \text{tg} \theta_{02} = 1,034 \Rightarrow \theta_{02} = 45,97^\circ \Rightarrow \sigma_2 = 0,83 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Tassement de la couche ② : } \Delta h_2 = \frac{h_2 (\sigma_1 + \sigma_2)}{E_{\text{oed}}} = \frac{2,3 \times (1,36 + 0,83)}{100} = 5,037 \text{ cm}$$

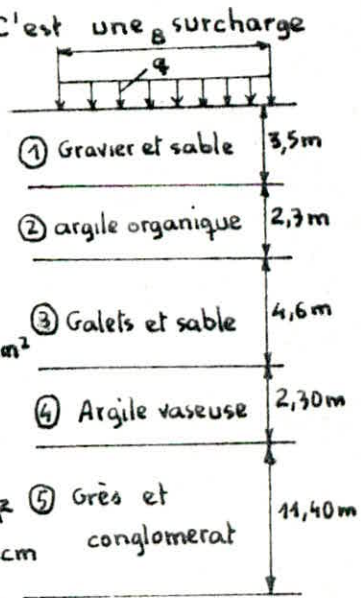
$$\text{Couche ④ : } z_1 = 10,40 \text{ m} \rightarrow \text{tg} \theta_{01} = \frac{12}{2 \times 10,4} = 0,577 \Rightarrow \theta_{01} = 30^\circ \rightarrow \sigma_1 = 0,88 \text{ Kg/cm}^2$$

$$z_2 = 12,70 \text{ m} \rightarrow \text{tg} \theta_{02} = 0,472 \Rightarrow \theta_{02} = 25,3^\circ \rightarrow \sigma_2 = 0,76 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Tassement de la couche ④ : } \Delta h_4 = \frac{h_4 (\sigma_1 + \sigma_2)}{E_{\text{oed}}} = \frac{2,3 (0,88 + 0,76)}{100} = 3,772 \text{ cm}$$

Tassement total du sol de fondation  $\Delta h = \Delta h_1 + \Delta h_2 = 8,8 \text{ cm}$

Remarque : nous avons pris  $E_{\text{oed}} = 10 \text{ MPa} = 100 \text{ kg/cm}^2$  pour les 2 couches compressibles (valeur correspondant à l'argile molle)  
 Nous avons  $2 \text{ cm} < \Delta h < 10 \text{ cm}$ , selon le document SETRA (ref 141), on tient compte uniquement du frottement négatif sur une longueur de 3m de pieux.



Evaluation des frottements négatifs :

Dans notre cas, les pieux sont espacés de  $3\phi$ , il convient donc de prendre en compte l'effet d'accrochage du sol sur le groupe de pieux.

Nous allons utiliser la méthode proposée par ZEEVART DE BEER et WALLAYS qui est exposée dans le document SETRA.

Cette méthode évalue approximativement les efforts produits dans les pieux par le frottement négatif.

Elle donne la charge supplémentaire de chaque pieu sous la forme :  $Q'_f = \theta_1 A_1 \gamma h + \theta_2 A_2 \gamma' H$  avec :  
 $\theta_1$  et  $\theta_2$  sont des coefficients donnés par des abaques  
 $A_1$  et  $A_2$  sont les aires d'influence relative au pieu considéré et ont les valeurs suivantes :

Aire  $A_1$  :

- Pieux d'angle  $A_1 = \frac{(a+0,9H)(b+0,9H)}{4}$
- Pieux extérieur ou intermédiaire  $A_1 = \frac{a(b+0,9H)}{2}$  ou  $\frac{(a+0,9H)b}{2}$
- Pieu intérieur  $A_1 = ab$

Les valeurs attribuées à  $a$  et  $b$  sont limitées à  $0,9H$

Aire  $A_2$  :

On remplace  $0,9H$  par  $0,45H$  dans les formules précédentes. Les valeurs attribuées à  $a$  et  $b$  sont limitées à  $0,45H$ .

Application : Comme nous avons un tassement  $2 < \Delta h < 10\text{cm}$ , nous considérons le frottement négatif sur une longueur de  $3\text{m}$  de pieu :  $H = 3\text{m}$

Dans notre cas :  $a = 3,6\text{m}$   
 $b = 3,0\text{m}$

Nous prenons  $K \tan \psi' = 0,25$

Calcul de  $A_1$  :  $a$  et  $b$  sont supérieures à  $0,9H = 2,7\text{m}$

Nous prenons  $a = b = 0,9H = 2,7\text{m}$

- d'où :
- Pieux d'angle  $A_1 = 7,29\text{m}^2$
  - Pieux extérieurs  $A_1 = 7,29\text{m}^2$
  - Pieux intérieurs  $A_1 = 7,29\text{m}^2$

Calcul de  $A_2$  :  $a = b = 0,45H = 1,35\text{m}$

$A_2 = 1,8225\text{m}^2$  (pour tous les pieux)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_1}{\phi H} = \frac{7,29}{1,20 \times 3} = 2,025 \\ K \tan \psi' = 0,25 \end{array} \right. \xrightarrow{\text{abaque}} \theta_1 = 0,32$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_2}{\phi H} = 0,5 \\ K \tan \psi' = 0,25 \end{array} \right. \xrightarrow{\text{abaque}} \theta = 0,44$$

$$Q'_f = \theta_1 A_1 \gamma h + \theta_2 A_2 \gamma' H \quad \gamma = 2\text{t/m}^3 \quad \gamma' = 1\text{t/m}^3 \quad h = 6\text{m}$$

$$Q'_f = 0,32 \times 7,29 \times 2 \times 6 + 0,44 \times 1,8225 \times 1 \times 3 = 30,4\text{t}$$

Justification des pieux de la culée :

- $Q_G + Q_S < \bar{Q}_p$
- $Q_G + Q'_f < \bar{Q}_p$
- $Q_G + Q'_f = 235\text{t} < \bar{Q}_p$
- $Q_G + Q_S = R_{\text{max}} = 225\text{t} < \bar{Q}_p$

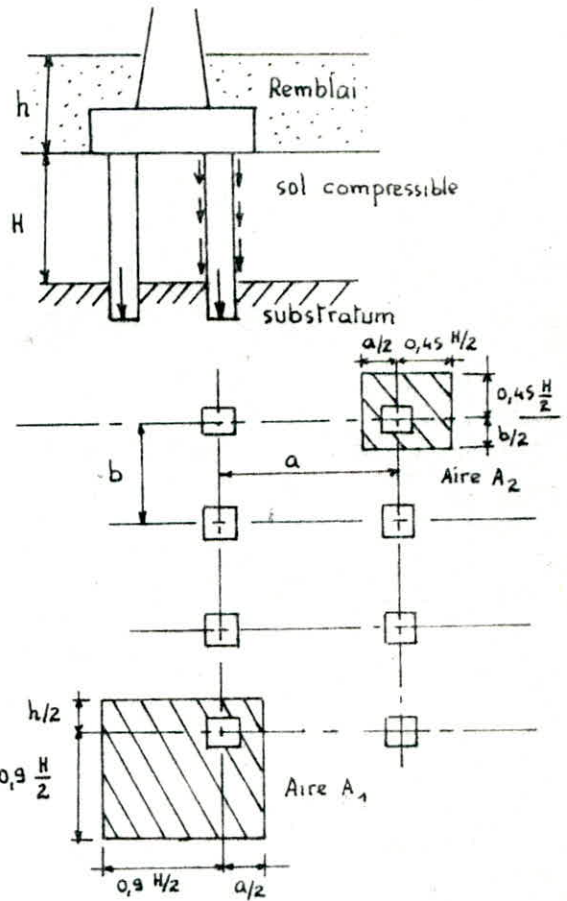
$Q_G$  : effort normal revenant à chaque pieu sous  $G$  (charge perm)  
 $R_{\text{max}} = Q_G = \frac{N}{8} + \frac{M}{4 \times d} = \frac{1333,76}{8} + \frac{555,8}{4 \times 3,6} = 205,3\text{t}$

Pour les valeurs  $202,2\text{t}$  et  $224,4\text{t}$  voir la page suivante.

$Q_S$  : effort dans un pieu sous surcharge routière

Les conditions sismiques ne sont pas prépondérantes.

Tous les pieux sont justifiés.



3.3- Ferrailage des pieux sous culée

- Efforts en tête de pieu  
condition normale

	H [t]	N [t]	d [m]	M/0 [tm]
chevêtre	—	99,63	—	—
Mur garde grève + corbeau	—	29,99	0,75	19,5
Murettes en retour	—	22	2,364	52
Surcharge du remblai sur la dalle de transition	—	36,96	0,925	34,2
Dalle de transition	—	18	0,925	16,65
Poids propre du tablier	—	265	-0,325	-86,125
Voiles	—	68,9	—	—
Surcharges routières (C <sub>p</sub> )	—	152,5	-0,325	-49,56
Poussée des terres	44,92	—	7,09	-318,5
Variation linéaire du tablier	29,21	—	7,71	-225,21
Freinage	5,22	—	7,71	-40,25
Semelle 2,5 x 5,20 x 1,8 x 10,6	—	248	—	—
Terre sur semelle	—	518,7	—	—

Reduction des efforts en 0 : (Combinaison du 1<sup>er</sup> genre)

$$(1) \begin{cases} H = 80,39 \text{ t} \\ N_{\text{min}} = 1303,18 \text{ t} \\ M = -555,78 \text{ tm} \end{cases} \quad (2) \begin{cases} H = 74,13 \text{ t} \\ N_{\text{max}} = 1455,68 \text{ t} \\ M = -557,04 \text{ tm} \end{cases}$$

Le moment est transmis aux pieux en effort normal  
A la tête d'un pieu, nous avons :

$$(1) \begin{cases} H^* = \frac{80,39}{8} = 10 \text{ t} \\ R_{\text{max}} = \frac{1303,18}{8} + \frac{555,78}{4 \times 3,6} = 201,49 \text{ t} \\ R_{\text{min}} = \frac{1303,18}{8} - \frac{555,78}{4 \times 3,6} = 124,30 \text{ t} \end{cases} \quad (2) \begin{cases} H^* = 9,27 \text{ t} \\ R_{\text{max}} = 220,64 \text{ t} \\ R_{\text{min}} = 143,27 \text{ t} \end{cases}$$

Moments le long du pieu :

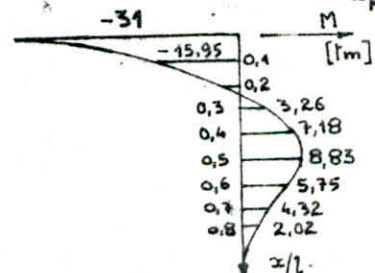
Les moments sont déterminés par la méthode du Dr WERNER  
Les pieux sont considérés comme encastres dans la semelle rigide. La rotation en tête du pieu est nulle ( $\varphi = 0$ ). Le moment en tête est :  $M^* = -\frac{X_{\varphi_{H^*}} H^*}{X_{\varphi_{H^*}} \lambda}$  les paramètres  $X_{\varphi_{H^*}}$ ,

$X_{\varphi_{H^*}}$  et  $\lambda$  ont été déjà défini dans le chapitre : Répartition des efforts horizontaux sur l'infrastructure. Connaissant  $M^*$ , on peut avoir les moments le long du pieu par l'expression suivante :  $M(x) = M^* X_{\omega_{M^*}}(x) + \frac{H^*}{\lambda} X_{\omega_{H^*}}(x)$

$X_{\omega_{M^*}}(x)$  et  $X_{\omega_{H^*}}(x)$  sont aussi données par les tables de WERNER.

$$H^* = 10 \text{ t} \Rightarrow M^* = \frac{X_{\varphi_{H^*}}(0) \cdot H^*}{X_{\varphi_{H^*}}(0) \cdot \lambda} = -\frac{1,26}{1,54} \frac{10}{0,263} = -31 \text{ tm} \Rightarrow M(x) = -31 \cdot X_{\omega_{M^*}}(x) + 37,72 X_{\omega_{H^*}}(x)$$

x	0,1l	0,2l	0,3l	0,4l	0,5l	0,6l	0,7l	0,8l
$X_{\omega_{H^*}}$	0,38	0,60	0,66	0,60	0,48	0,30	0,18	0,07
$X_{\omega_{M^*}}$	0,98	0,88	0,70	0,50	0,30	0,18	0,08	0,02
M [tm]	-15,95	-4,56	3,26	7,18	8,83	5,75	4,32	2,02





Condition extrême

	H [t]	N [t]	d [m]	M <sub>0</sub> [tm]
chevêtre $99,63 \times \begin{matrix} 1,07 \\ 0,93 \end{matrix}$	—	106,60 92,66	—	—
Mur garde grève + corbeau : $25,99 \times \begin{matrix} 1,07 \\ 0,93 \end{matrix}$	—	27,84 24,17	0,75	20,86 18,13
Murette en retour : $22 \times \begin{matrix} 1,07 \\ 0,93 \end{matrix}$	—	23,54 20,46	2,364	55,65 48,37
Poids du remblai sur la dalle de transition : $36,96 \times \begin{matrix} 1,07 \\ 0,93 \end{matrix}$	—	39,55 34,37	0,925	36,60 31,79
Dalle de transition : $18 \times \begin{matrix} 1,07 \\ 0,93 \end{matrix}$	—	19,26 16,74	0,925	17,82 15,48
Poids propre du tablier : $265 \times \begin{matrix} 1,07 \\ 0,93 \end{matrix}$	—	283,55 246,45	0,325	-92,15 -80,10
Poids des voiles : $68,9 \times \begin{matrix} 1,07 \\ 0,93 \end{matrix}$	—	73,72 64,10	—	—
Surcharges routieres	—	152,50	0,325	-49,56
Poussée des terres	54,44	—	7,09	-386
variation lineaire du tablier	29,21	—	7,71	-225,20
Freinage	522	—	7,71	-40,25
Semelle : $248 \times \begin{matrix} 1,07 \\ 0,93 \end{matrix}$	—	265,36 230,64	—	—
Poids de terre sur semelle $518,7 \times \begin{matrix} 1,07 \\ 0,93 \end{matrix}$	—	555 482,4	—	—
Seisme : $28,36 + 0,1 \times 1010$	129,4	—	6,44	-833,34

Combinaison du 2<sup>e</sup> genre :

(1) :  $H = 218\text{t}$      $N_{\min} = 1242\text{t}$      $M = -1451\text{tm}$     (2) :  $H = 213\text{t}$      $N_{\max} = 1546\text{t}$      $M = -1455\text{tm}$

A la tête d'un pieu nous avons :

(1) :  $H^* = 27,25\text{t}$   
 $R_{\max} = \frac{1242}{8} + \frac{1451}{4 \times 3,6} = 252\text{t}$   
 $R_{\min} = \frac{1242}{8} - \frac{1451}{4 \times 3,6} = 50,7\text{t}$

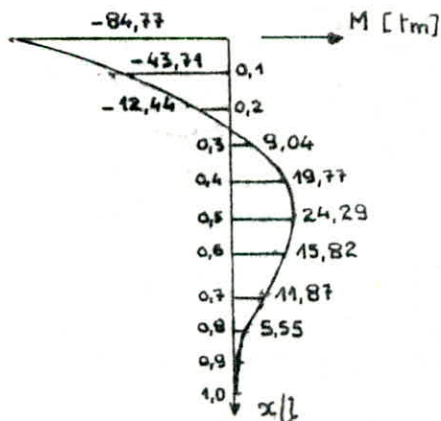
(2) :  $H^* = 26,62\text{t}$   
 $R_{\max} = 294,29\text{t}$   
 $R_{\min} = 92,2\text{t}$

Moments le long de pieux :

$$H^* = 27,25\text{t} \Rightarrow M^* = -\frac{\chi_{\varphi H^*}}{\chi_{\varphi M^*}} \frac{H^*}{\lambda} = -\frac{1,26}{1,54} \frac{27,25}{0,263} = -84,77\text{tm}$$

$$\Rightarrow M(x) = -84,77 \chi_{\omega_{M^*}}(x) + 103,6 \chi_{\omega_{H^*}}(x)$$

x	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
$\chi_{\omega_{H^*}}$	0,38	0,60	0,66	0,60	0,48	0,30	0,18	0,07
$\chi_{\omega_{M^*}}$	0,98	0,88	0,70	0,50	0,30	0,18	0,08	0,02
M [tm]	-43,71	-12,44	9,04	19,77	24,29	15,82	11,87	5,55



Calcul des armatures :

Nous allons ferrailer les pieux avec la combinaison (1) de la condition normale :  
 la section en tête du pieux qui est la plus sollicitée :  $M^* = 30,9 \text{ tm}$   $R_{\min} = 126,97 \text{ t}$   $H^* = 9,92 \text{ t}$   
 Le pieux est sollicité en flexion composée (moment  $M^* = 30,9 \text{ tm}$ , effort normal  $R_{\min} = 123,52 \text{ t}$ )  
 Le calcul des sections se fera à l'aide des tables de DAVIDOVICI.

$d = 6 \text{ cm} \Rightarrow \delta = \frac{d}{D} = \frac{6}{120} = 0,05$  (D : diamètre du pieux)

$e = \frac{M}{N} = \frac{30,9}{123,52} = 0,25 \text{ m} > \frac{R}{4} = 0,15 \text{ m}$  (R : rayon du pieux)

$\Rightarrow$  la section est partiellement comprimée

$e = 0,25 \text{ m} < 0,375 D = 0,45 \text{ m} \Rightarrow \delta = 0,3(1 + 2,667 \frac{e}{D}) = 0,47$  ;  $\bar{\sigma}'_b = 1 \times 1 \times 1 \times 0,47 \times 1 \times 300 = 141 \text{ kg/cm}^2$   
 $k_e = \frac{N \cdot r}{M} = 2,4$  ;  $k_a = \frac{M}{r^3 \bar{\sigma}'_a} = 0,005$   $\rightarrow$  La table donne un pourcentage d'acier  $\omega < 0,05\%$

Ce pourcentage d'acier est inférieur au pourcentage minimal donné par le D.T.U ( $\omega = 0,50\%$ )

Par conséquent, nous prenons une section d'acier A correspondant à ce pourcentage minimal, soit 18T20 ( $A = 56,52 \text{ cm}^2$ )  $\rightarrow \omega = \frac{100 A}{\pi r^2} = 0,5\%$

Verification des contraintes

Condition normale :  $M = 30,9 \text{ tm}$   $N = R_{\min} = 123,52 \text{ t}$

$k_e = 2,4$   $\rightarrow k_b = 0,52$   $K = 3,58$   $\sigma'_b = \frac{M}{k_b r^3} = 235 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$  ;  $\sigma'_a = K \sigma'_b = 98,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a$   
 $\omega = 0,5\%$

Condition extrême :  $M^* = 84,77 \text{ tm}$   $N = R_{\min} = 49,6 \text{ t}$

$e = \frac{M}{N} = 1,71 \text{ m} > \frac{r}{4} = 0,15 \text{ m} \rightarrow$  section partiellement comprimée

$k_e = \frac{N \cdot r}{M} = 0,35 \rightarrow k_b = 0,3975$   $\sigma'_b = \frac{M}{k_b r^3} = 98,73 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 141 = 211,5 \text{ kg/cm}^2$   
 $\omega = 0,5\%$   $K = 34,245$   $\sigma'_a = K \sigma'_b = 3378 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$

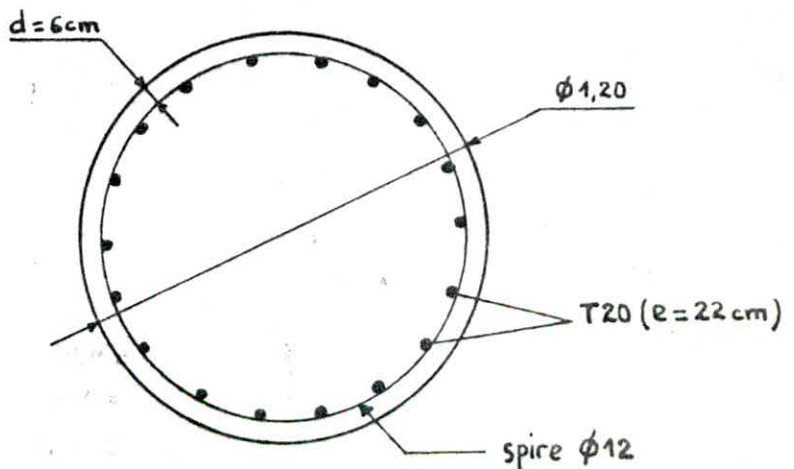
Nous adoptons donc comme ferrailage 18T20 espacées de 22 cm

Armatures transversales :

Nous allons mettre des spires  $\phi 12$  comme armatures transversales (cerces helicoidales)

- En zone de recouvrement : 1 spire  $\phi 12$  tous les 10 cm
- En zone courante : 1 spire  $\phi 12$  tous les 15 cm.

Les pieux des piles sont moins sollicités que ceux des culées, ils seront ferrailés comme les pieux des culées



## XXII- BIBLIOGRAPHIE

- [1] BARÈS R., MASSONNET Ch.  
"Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes"  
DUNOD, 1966.
- [2] CHARON P.  
"Le calcul et la vérification des ouvrages en B.A."  
Editions EYROLLES, 1981
- [3] DAVIDOVICI V.  
"Béton Armé", Collection "Aide mémoire"  
DUNOD, 1974
- [4] DREUX G.  
"Pratique du béton précontraint"  
Editions EYROLLES, 1979
- [5] FORNI M.  
"Fondations spéciales et reprises en sous-œuvre"  
Editions EYROLLES, 1981
- [6] LACROIX R., FUENTES A.  
"Le projet du béton précontraint"  
Editions EYROLLES, 1981
- [7] MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS  
"Cahier des prescriptions Communes"
- [8] MINISTÈRE DE TRANSPORT (Paris)  
"Instructions provisoires N°1 et N°2 sur l'emploi du béton précontraint"
- [9] PICARD A.  
"Béton précontraint, tome I (Principes fondamentaux et dimensionnement)"  
Gäetan Morin éditeur, 1983
- [10] SETRA (Service d'études techniques des routes et autoroutes [FRANCE])  
"Appuis des tabliers PP73, 1.3.2 Calculs complémentaires, Ferrailage types"  
Publication SETRA, Octobre 1977
- [11] SETRA  
"Fondations courantes d'ouvrages d'art FOND 72"  
Publication SETRA, Octobre 1972
- [12] WERNER H.  
"Beton und Stahlbetonbau"  
H.B.F. Bauaktiengesellschaft, MÜNCHEN 1970

