

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

RÉPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

15/88

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

1EX

# ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

## PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

**Pont a Poutres en Beton  
Précontraint**

5 PLANCHES

Proposé par :

ENGOA

Etudié par :

Ndoussa J. P.

Dirigé par :

ZOUKH M.

PROMOTION : JANVIER 1988

3-21

1-2

1-2

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

»O«

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

»O«

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

# ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

## PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

**Pont a Poutres en Beton  
Précontraint**

Proposé par :

ENG O A

Etudié par :

Ndoussa J. P.

Dirigé par :

ZOUKH M.

PROMOTION : JANVIER 1988

# Remerciements

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

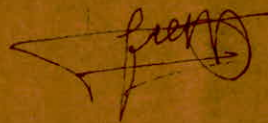
Pour son inestimable assistance et pour m'avoir fait bénéficier de ses conseils avisés et de sa grande expérience, je tiens à adresser mes vifs remerciements à M<sup>r</sup> Zoukh Mohamed mon Promoteur.

Je remercie également M<sup>rs</sup> Semai Farid, Boune Ffa Mouloud ingénieurs à E.N.G.O.A.

M<sup>rs</sup> Hadbi Morad, Setbel Malek ingénieurs à la société maritime.

Que tous les enseignants de l'ENPA trouvent en ces lignes, l'expression de ma profonde gratitude.

NDoussa J. P.



# Dedicaces

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

Je dédie ce modeste travail .

- à mon épouse H<sup>me</sup> NDOUSSA Monique pour avoir su m'aider à attendre ce moment .

- à mon père NDOUSSA Xavier et à ma mère H<sup>me</sup> NDOUSSA Alphonsine pour avoir accepté notre longue séparation .

à mon frère NDOUSSA Ferdinand, à ma sœur NDOUSSA Marie .

à tous les enfants NDOUSSA que mon exemple soit leur aux amis et parents qui me sont restés très sincères et aimables durant cette vie étudiante :

- Motandeau Monghot Yves
- Botino Aimé
- Zoula Emmanuel
- NDOUSSA J. Baron
- Entcha EBia
- Kiessaga - Lepfoundzou
- MBONGO Théophile
- Nianga Philippe
- Gannier Bruno

NDOUSSA J. P.



# TABLE DES MATIERES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

- chapitre 1 : Introduction.
- chapitre 2 : caractéristiques des matériaux utilisés.
- chapitre 3 : calcul pratique des caractéristiques de la poutre.
- chapitre 4 : efforts sollicitants chaque travée de pont.
- chapitre 5 : calcul des efforts dans les poutres
- chapitre 6 : calcul des moments fléchissants dans les entretoises
- chapitre 7 : calcul du platelage
- chapitre 8 : étude de la précontrainte des poutres
- chapitre 9 : calcul des pertes et chutes de tension
- chapitre 10 : vérification des contraintes normales.
- chapitre 11 : vérification des contraintes tangentes.
- chapitre 12 : Vérification à la rupture
- chapitre 13 : étude de la zone d'about.
- chapitre 14 : calcul des déformations
- chapitre 15 : joints de chaussée
- chapitre 16 : dimensions des appareils d'appui
- chapitre 17 : vérification des appareils d'appui
- chapitre 18 : répartition des efforts horizontaux sur l'infrastructure.
- chapitre 19 : étude de la pile.
- chapitre 20 : étude de la culée
- chapitre 21 : étude des fondations.

# Présentation de l'ouvrage

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

## I. Caractéristiques et l'utilité de l'ouvrage

L'ouvrage d'art qui est l'objet de notre projet de fin d'étude est un pont droit à poutres multiples en béton précontraint, pont qui permettra de relier le village Zénina à la R-N-5.

Il sera situé sur l'Oued ISSER, dans la commune d'ARKAL (wilaya de Boumerdes).

### Le tablier composite

- 2 voies de 3,25 m de largeur chacune.
- 2 trottoirs de 1 m de largeur chacun.

La largeur totale du tablier est de 3,00 m. Le pont est composé de 4 travées identiques et isostatiques de 33 m chacune, la longueur totale du pont d'axe en axe est de 133 m.

## II Structure du pont

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

Le tablier: il est constitué par

- Le platelage: formé par un hourdi de 20 cm, recouvert d'une chape d'étanchéité de 2 cm et d'un revêtement d'asphalte enrobé de 8 cm d'épaisseur totale. Le hourdi présente un ripage de 2,5%.
  - La poutraison: elle supporte le platelage composé de 7 poutres principales en béton précontraint. Les hourdis sont coulés sur place, pour cela des barres d'armure sont prévues sur la table et sur les flancs des poutres pour la liaison poutre-dalle.
- L'entraxe des poutres est de 1,28 m.

### Les appuis

Ils comprennent les culées (non identiques), les piles et les appareils d'appui.

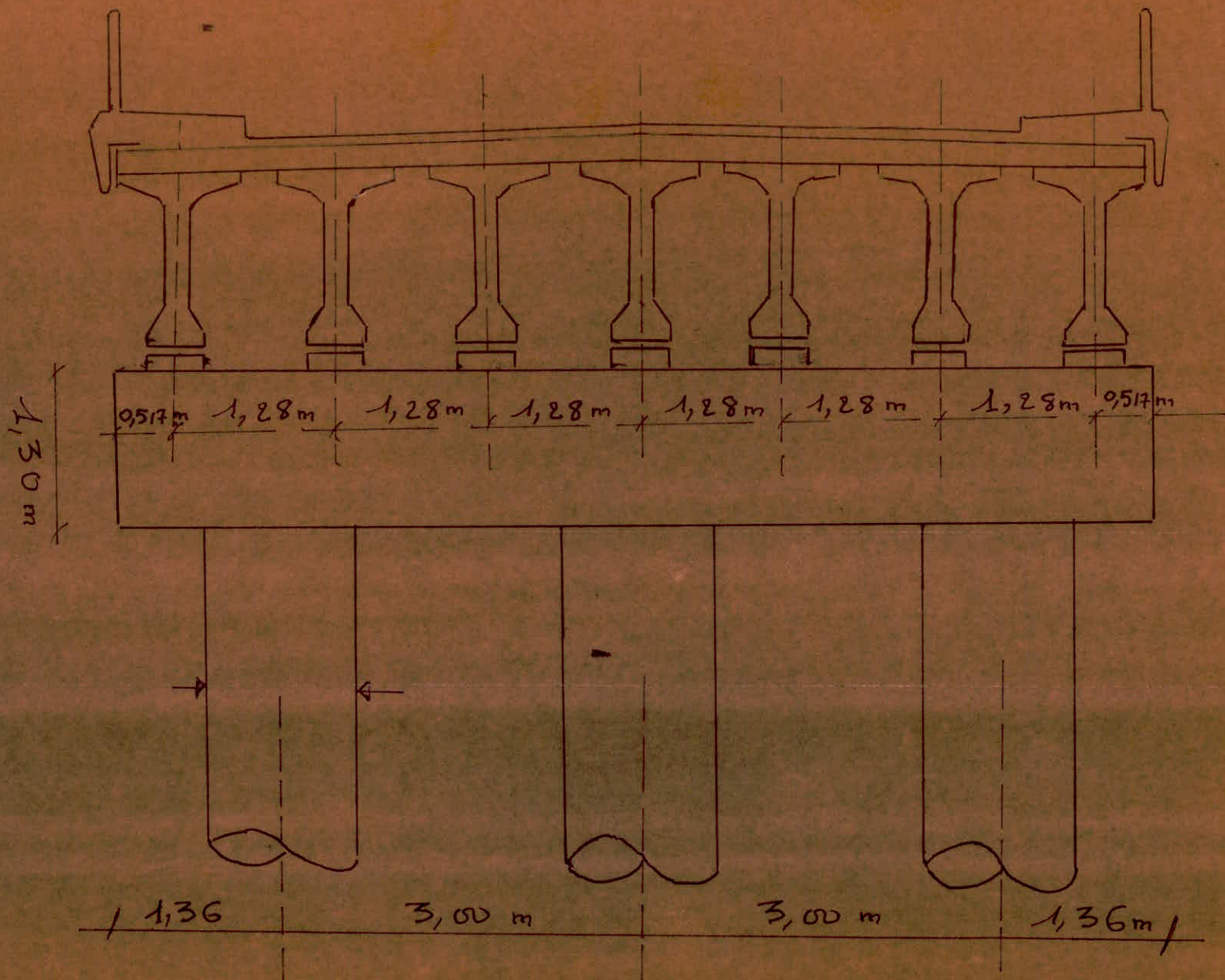
— La culée: elle est constituée par des éléments qui résistent aux différentes sollicitations, les réactions de la travée, la poussée des terres, les actions de freinage des véhicules, les chocs.

— La pile: elle est formée par 3 fûts de forme carrée, de côté 1,60 m. Ces fûts sont réunis en tête par une poutre chevêtre, en bas par une nervure permettant le bon encastrement des fûts sur la semelle.

— Les appareils d'appui: ce sont des plaques en élastomère frettées du type C.I.P.E.C., fixées sur des dés en béton armé (boilage prismatique).

### Les fondations

Les nombreux sondages effectués dans le sol d'implantation et les analyses des prélèvements du laboratoire ont montré que le sol est composé de grès et conglomérats d'où les fondations profondes du type pieux forés de 1,20 m de diamètre et de force de portance évaluée à  $Q_p = 622,54 \text{ t}$ .



COUPE - TRANSVERSALE



# Caractéristiques des matériaux utilisés

## I Béton armé

1. Béton : Le béton utilisé sera conforme aux règles C C B A 68.  
Le dosage du béton est de  $400 \text{ kg/m}^3$ , la résistance nominale de compression exigée est de 270 bars à 28 jours.

### a) Contrainte admissible de compression

$\alpha$  = Coefficient tenant compte de la vitesse de prise et par conséquent de la classe du ciment ( $\alpha = 1$  pour le ciment de classe 325).

$\beta$  = Coefficient dépendant de la nature du contrôle ;  $\beta = 1$  pour un contrôle strict.

$\gamma$  = Coefficient dépendant de l'épaisseur relative des éléments et de grosseur des granulats  $\gamma = 1$   
max

$\delta$  : dépend de la distribution de la contrainte dans la section étudiée.

$\delta = 0,3$  en compression simple

$\delta = 0,6$  en flexion simple

$\epsilon$  : dépend de la forme de la section étudiée

$\epsilon = 1$  en compression simple de même pour les sections rectangulaires quelque soit l'état de sollicitation.

D'où les contraintes admissibles :

en compression simple :  $\bar{\sigma}'_{b0} = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \sigma'_{28} = 1 \times 1 \times 1 \times 0,3 \times 270 = 81 \text{ bars}$

en flexion simple :  $\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \sigma'_{28} = 1 \times 1 \times 1 \times 0,6 \times 270 = 162 \text{ bars}$

### b) Contrainte de référence de traction

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \sigma'_{28} \quad \text{avec} \quad \theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} \quad (\sigma'_{28} \text{ en bars c.c.B.A.68 est } 95)$$

Les coefficients  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  ont les mêmes significations que pour la compression.

$$\bar{\sigma}_b = 1 \times 1 \times 1 \left( 0,018 + \frac{2,1}{270} \right) \times 270 = 6,96 \text{ bars}$$

2. Acier : Les aciers travailleront à la traction dans le béton armé. Dans le béton précontraint, ils auront un rôle de construction ou éventuellement de résistance aux excédents d'effort de traction repris par le câble.

$\bar{\sigma}_a$  = contrainte de traction admissible  $\bar{\sigma}_a = f_a \cdot \sigma_{en}$

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

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

$f_a = 1$  pour les sollicitations du second genre

Les aciers utilisés sont les HA de classe Fe E A 40

Diamètre	$\phi \leq 20 \text{ mm}$	$\phi > 20 \text{ mm}$
$\bar{\sigma}_{en} [\text{Kg/cm}^2]$	4200	4000
$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} [\text{Kg/cm}^2]$	2800	2667

## II Béton précontraint

### 1. Introduction

Le béton armé présente une faible résistance à la traction (de l'ordre de  $1/12^e$  de sa résistance à la compression).

Pour remédier à ce défaut, on dispose dans toutes les zones qui peuvent être tendues, des armatures d'acier dirigées suivant la direction des forces de traction et capables d'y résister. Mais le matériau obtenu présente plusieurs défauts qui en limitent l'emploi :

- Le béton qui enrobe les armatures est tendu en même temps qu'elles.
- Il en résulte des fissures dont on ne peut limiter l'ouverture par un choix de diamètre des aciers.
- Par des fissures, les armatures sont en contact direct avec le milieu ambiant.
- Le béton armé est lourd, les parties tendues du béton ne sont utilisées que pour enrober les aciers. Leur poids constitue un handicap.

Donc il faut chercher à utiliser à plein la résistance du béton en le comprimant à l'avance, de telle façon que la variation de contrainte qui fait naître des tractions, ne provoque qu'une décompression du matériau.

Aujourd'hui, la plupart des ponts sont réalisés avec la technique du béton précontraint depuis une dizaine de mètres de portée jusqu'à 150 m et plus. Ce matériau est répandu dans plusieurs constructions, poutrelles préfabriquées, de planchers de bâtiments, réservoirs, piers de fondation, ouvrages maritimes et depuis peu les plates-formes d'exploitation pétrolières en mer.

Le béton précontraint employé dans les ponts, comporte une précontrainte totale de manière à n'être soumis à aucune contrainte de traction, c'est le béton précontraint intégral. C'est la condition essentielle si l'on veut éviter toute fissuration.

### 2. Avantages du béton précontraint :

Le béton précontraint permet :

- d'éviter en principe les fissurations.

- d'obtenir des structures plus légères.
- d'employer des éléments préfabriqués.
- de constituer des portées de portée plus grande et de moindre épaisseur qu'un béton armé.
- de réaliser des ouvrages plus économiques.

### 3 - Réalisation de la précontrainte

Les systèmes de précontrainte, généralement employés dans les ouvrages d'art, comportent des armatures post-tendues c'est à dire mise en tension après durcissement du béton.

L'effet de compression est obtenu par l'intermédiaire des câbles ou fils tendus entre des ancrages dont les réactions d'appuis sur le béton de la pièce provoquant sa mise en compression.

#### a) Câbles :

Composés de fils d'acier dur de diamètre 5,7 ou 8 (en général) à parallèles ou toronnés, pour ce dernier cas le diamètre des fils constitutifs est plus faible.

#### b) Gaines :

Les câbles sont mis en tension après durcissement du béton. Puisqu'ils ne doivent pas être adhérents et pour cela, on les place dans les gaines tubulaires en acier. Le diamètre supérieur à celui des câbles de façon à réduire les frottements internes qui sont une source de perte de tension.

#### c) Ancrages :

ont pour but de maintenir la tension du câble après l'opération de mise en tension du câble qui se fait à l'aide des verins.

#### d) Injection :

L'injection a pour but d'assurer l'adhérence des fils au béton mais surtout de les protéger contre la corrosion. Un fil fortement tendu a tendance à se corroder rapidement. On injecte le mortier "coules d'injection" après lavage de la gaine à l'eau, suivi de soufflage à l'air comprimé.

### 4. Contraintes admissibles

Elles seront conformes à l'IPI et l'UPI. Nos vérifications seront faites en genre I (l'état limite de décompression ne doit pas être atteint).

En réalité cette règle d'une grande sécurité concernant la

limitation de la contrainte à la mise en tension, est surtout pratiquée à des cas d'ouvrages exceptionnels :

(exemple constructions escopées à la corrosion, structures soumises à la traction pure ou celles sujettes pendant longtemps à des sollicitations maximales).

Dans notre cas, nous adapterons ce genre afin de nous placer en sécurité surtout vis à vis de la réalisation de l'ouvrage, celle-ci doit se faire avec une grande rigueur et beaucoup de soins le béton précontraint ne souffrant d'aucune négligence ou mal façon.

### a) Resistance nominale

- en compression  $\sigma_m' = \sigma_{28}' = 350 \text{ Kg/cm}^2$
- en traction  $\sigma_n' = \sigma_{28}' = 7 + 0,06 \sigma_{28}' = 28 \text{ Kg/cm}^2$

### b) Contrainte de compression admissible en service

$$\bar{\sigma}' = 0,42 \times \sigma_m' = 0,42 \times 350 = 147 \text{ Kg/cm}^2$$

### c) Contrainte de compression admissible en construction

$\bar{\sigma}' = \bar{\sigma}_s = 0,55 \sigma_s$  pour un âge supérieur à 28 jours, on prend  $\sigma_s = \sigma_{28} = 350 \text{ Kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}' = 192,5 \text{ Kg/cm}^2$$

### d) Contrainte de traction admissible en service

$$\bar{\sigma} = 0,42 \times \sigma_n = 0,42 \times 28 = 11,76 \text{ Kg/cm}^2$$

### e) Contrainte de traction admissible en construction

$$\bar{\sigma} = 0,55 \times \sigma_n = 0,55 \times 28 = 15,4 \text{ Kg/cm}^2$$

### f) Modules de déformation longitudinale :

Le module de déformation longitudinale est donné par les formules suivantes :

- sous charge de courte durée  $E_i = 21000 \sqrt{\sigma_n} = 392,874 \text{ Kg/cm}^2$
- sous charge de longue durée  $E_v = \frac{1}{3} E_i = 130,958 \text{ Kg/cm}^2$

### g) Armatures de précontraintes

Les caractéristiques des câbles donnés par le constructeur sont les suivantes :

	Armature de grande puissance	Armature de faible puissance
- Module d'élasticité	$E_a = 1,95 \times 10^6 \text{ t/cm}^2$	$1,95 \times 10^6 \text{ t/m}^2$
- contrainte de rupture garantie	$R_g = 184\,900 \text{ t/m}^2$	$184\,900 \text{ t/m}^2$
- section utile d'un câble	$W = 9,73 \text{ cm}^2$	$9,73 \text{ cm}^2$
- contrainte caractéristique de déformation garantie	$T_g = 147\,900 \text{ t/m}^2$	$100.000 \text{ t/m}^2$
- diamètre extérieur de la gaine	$\phi_e = 0,07 \text{ m} = 7 \text{ cm}$	$7 \text{ cm}$
- coefficient de frottement en courbe	$f = 0,18$	$0,18$
- Perte de tension relative par mètre	$\varphi = 0,002$	$0,002$
- recul d'ancrage	$g = 0,06 \text{ (m)}$	$0,06 \text{ (m)}$
- décalage du câble dans la gaine	$0,006 \text{ (m)}$	$0,006 \text{ (m)}$
- angle courant des sorties des câbles relevés en travers	$27,78$	$27,78$
- profondeur de l'encoche	$0,35 \text{ m}$	$0,35 \text{ m}$
- largeur moyenne de l'encoche	$0,30 \text{ m}$	$0,30 \text{ m}$

# Calcul pratique des caractéristiques de la poutre

## Dimensionnement des poutres

### - hauteur de la poutre

Pour une poutre de  $L > 20$  m, la hauteur est délimitée par :

$$\frac{L}{20} - 0,20 \leq h_t \leq \frac{L}{20} + 0,5 \text{ (m)}$$

### - Épaisseur de l'âme de la poutre

elle sera de telle sorte que  $e \geq \frac{h_t}{10} + 9 \text{ (cm)}$

Le prédimensionnement de la hauteur de la poutre doit permettre un bétonnage correct et doit être en sorte que, le bras de levier des câbles de précontrainte par rapport au centre de gravité de la poutre soit suffisant pour équilibrer les efforts extérieurs.

quant à l'épaisseur de l'âme, elle doit assurer la résistance à l'effort tranchant. Elle sera augmentée dans le dernier cinquième de la portée de manière à avoir une résistance suffisante aux efforts tranchants et aux contraintes locales, sous les ancrages à l'about. L'épaisseur de l'âme est imposée par la largeur de la plaque de répartition sur laquelle vient s'affuyer le socle de verin de mise en tension.

la largeur du talon doit suffire à loger les câbles de précontrainte, la membrure inférieure doit présenter des pentes suffisantes au raccordement avec l'âme de façon à permettre un bétonnage précis.

- la largeur de la table de compression sera prise à 1 m.

- le module existant à la société de réalisation satisfaisant à ces coercitions a pour dimension :

- hauteur totale :  $h_f = 1,50$  m

- largeur de la table  $b = 1,03$  m

- épaisseur de l'âme

}	en travée $e_t$	= 21 cm
	à l'about $e_a$	= 35 cm

- largeur du talon  $b = 47$  cm.

## Dimensionnement du hourdis

L'épaisseur du hourdis varie en fonction de l'espacement des poutres. Dans le cas de notre pont, le hourdis assure le rôle d'entretoise du tablier, au vu de cette considération et pour pallier aux défauts d'exécution éventuels nous prendrons une épaisseur de hourdis de 25 cm.

## 8 Caractéristiques des sections brutes

vous envisagerons successivement le cas de la poutre seule et avec hourdis à mi-travée et à l'about.

Les moments d'inertie des sections ainsi que les moments statiques seront toujours calculés par rapport à un axe ( $\Delta$ ) passant par la fibre supérieure.

On notera :  $I_{\Delta}$  =  $m_t$  d'inertie par rapport à l'axe ( $\Delta$ )

$S_{\Delta}$  =  $m_t$  statique par rapport à l'axe ( $\Delta$ )

Les sections seront subdivisées en rectangle et en triangle  
Les moments d'inertie d'un rectangle (respectivement le moment statique) /  $\Delta$  dont le côté adjacent à l'axe  $\Delta$  est :

$$I_{\Delta} = \frac{bh^3}{12} ; \quad S_{\Delta} = \frac{bh^2}{2}$$

$$\text{d'où } I_{\Delta} = \frac{bh^3}{12} = \frac{bh^2}{2} \cdot \frac{bh}{3} = S_{\Delta} z' \text{ avec } z' = \frac{2}{3}h$$

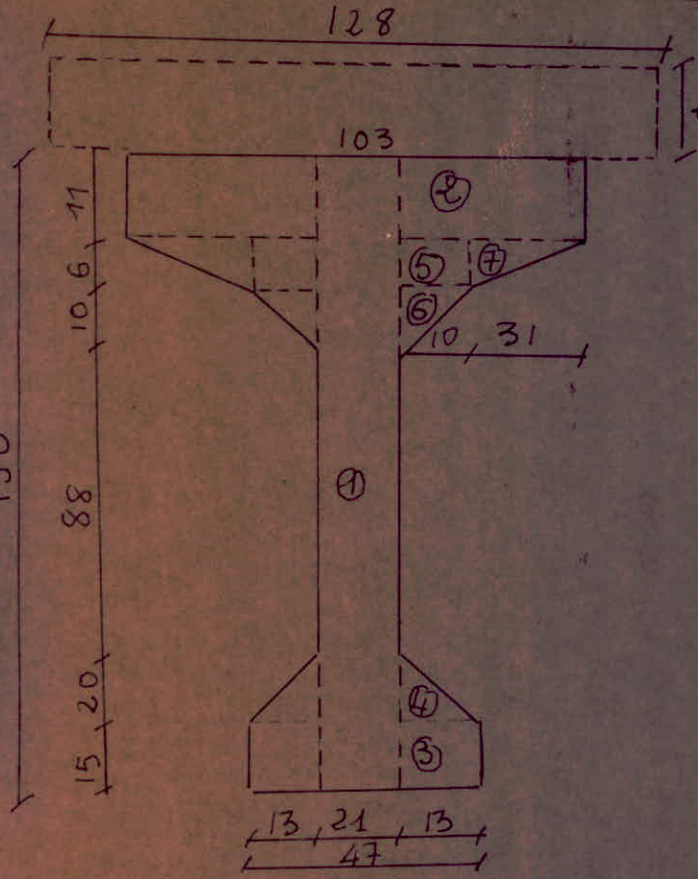
Pour les autres rectangles et triangles  
 $I_{\Delta} = I_0 + B_0 z^2$  (Théorème de Steiner)

avec  $I_0$  = moment d'inertie par rapport au centre de gravité de la section envisagée.

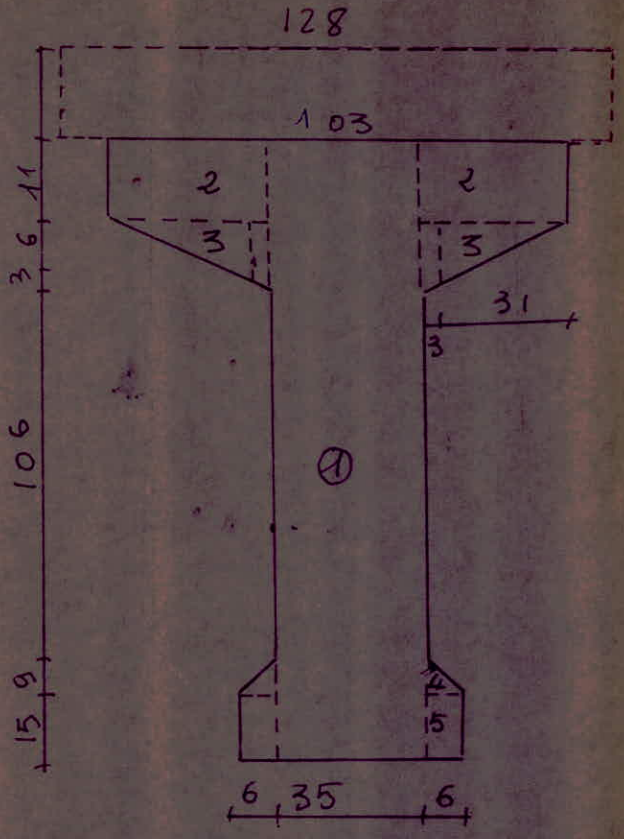
$B_0$  = aire de la section.

$z$  = distance du centre de gravité à l'axe ( $\Delta$ )

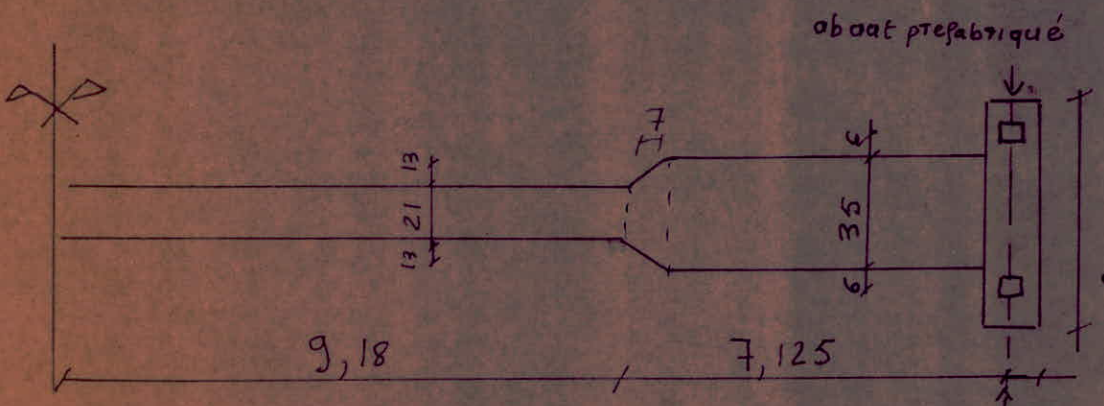
SECTIONS DE CALCUL



Section à mi-travée



Section d'about



Demi-poutre vue en plan

Ligne d'appui



# 9

caractéristique géométriques de la poutre avec dalle en travée

Sections	Dimensions	avec $B_0$	$z$ (cm)	$S_{\Delta} = B_0 z$	$z'$	$I_{\Delta} = z_{\Delta} z'$
ame rect (1)	21 x 150	3150	95	299250	95	28428750
table rect (2)	(11 x 41) z	902	25,5	23001	25,5	586525,5
talon rect (3)	(13 x 15) z	390	162,5	63375	162,5	10258437,5
rect (5)	(10 x 6) z	120	33,5	4020	33,5	134670
triangle (4)	13 x 20	260	148,33	38566,667	148,33	5720533,667
triangle (6)	10 x 10	100	40,33	4033	40,33	1626,6433
triangle (7)	31 x 6	186	33	6138	33	202554
$I_0 3$	$\left(\frac{13 \times 15^3}{12}\right) z$					7312,5
$I_0 4$	$\left(\frac{13 \times 20^3}{36}\right) z$					5777,778
$I_0 5$	$\left(\frac{10 \times 6^3}{12}\right) z$					360
$I_0 6$	$\left(\frac{10 \times 10^3}{36}\right) z$					555,556
$I_0 7$	$\left(\frac{31 \times 6^3}{36}\right) z$					376
$I_0 1$	$\frac{21 \times 150^3}{12}$					5906250
$I_0 2$	$\left(\frac{41 \times 11^3}{12}\right) z$					9095,1667
I dalle	128 x 20	2560	10	25000	13,333	3413248
I Brut		7668		463983,667		54716132,31
I nette		7284,6				49244519,08

$$I_{\Delta \text{ nette}} = 49244519,08 \quad ; \quad B_{\text{ nette}} = 7284,6 \quad ; \quad v = 58,6 \quad ; \quad v' = 111,4$$

$$S_{\text{ nette}} = 426864,9736 \quad ; \quad I_{G \text{ net}} = I_{\Delta \text{ nette}} - S_{\Delta \text{ nette}} v$$

$$i^2 = 3326,226 \quad ; \quad f = 0,5095 \quad I_{G \text{ net}} = 24230231,63 \text{ cm}^4$$

Tableau récapitulatifs des caractéristiques des sections  
caractéristiques géométriques de la poutre sans dalle en travée

Sections	Dimensions	aires $B_0, \text{cm}^2$	$Z (\text{cm})$	$S_{\Delta} = B_0 Z, \text{cm}^3$	$Z' (\text{cm})$	$I_{\Delta} = S_{\Delta} Z'$
ame (1)	21 x 150	3150	75	236250	100	23625000
table rect (2)	(11 x 41) 2	902	5,5	4961	7,33	36380,66
talon rect (3)	(13 x 15) 2	390	142,5	55575	142,5	7919437,5
rect (5)	(10 x 6) 2	120	14	1680	14	23520
triangle (4)	(13 x 20) 2	260	128,33	33365,8	128,33	4281833,14
triangle (6)	(10 x 10) 2	100	20,33	2033	20,33	41330,89
triangle (7)	(31 x 6) 2	186	13	2418	13	31434
$I_0 3$	$2 \frac{(13 \times 15^3)}{12}$					7312,5
$I_0 4$	$2 \frac{(13 \times 20^3)}{36}$					5777,778
$I_0 5$	$2 \frac{(10 \times 6^3)}{12}$					360
$I_0 6$	$2 \frac{(10 \times 10^3)}{36}$					555,556
$I_0 7$	$2 \frac{(31 \times 6^3)}{36}$					372
$S_{\Delta}$ brut $I_{\Delta}$ brut $B$ brut		5108		336282,8		35973314,02
$S_{\Delta}$ net $I_{\Delta}$ net $B$ brut		4852,6		309380,17		33375882,62

$$V = 63,75$$

$$V' = 86,25$$

$$I_{G \text{ net}} = 12652894,87$$

$$i^2 = 2607,44$$

$$f = 0,4742$$

# 11

Caractéristiques géométriques de poutre avec dalle à l'about

Sections	Dimensions	Aires $B_0$	$Z$ (cm)	$S_0 = B_0 Z$	$Z'$	$I_0 = S_0 Z'$
rect (1)	35 x 150	5250	95	498750	95	47381250
rect. (2)	(11 x 34) x 2	748	30	22440	30	673210
triangle (3)	6 x 31	186	33	6138	33	202554
triangle (4)	6 x 9	54	158	8208	158	1247616
rect (5)	(6 x 15) x 2	180	162,5	29250	162,5	4753125
dalle (6)	128 x 20	3200	10	32000	13,33	426666,66
rect (7)	(3 x 6) x 2	36	34	1224	34	41616
triangle (8)	3 x 3	9	38	342	38	13996
$I_0$ (1)						9843750
$I_0$ (2)						6876,8334
$I_0$ (3)						372
$I_0$ (4)						243
$I_0$ (5)						3374
$I_0$ (7)						364,5
brute		9663		598352		64594098
nette		9179,85		5048384		

$V = 59,96$        $V' = 110,04$        $T_{Gnet} = 25127596,6$

$i^2 = 2737,25$        $f = 0,4148$

Caractéristique géométrique de la poutre en section d'about sans dalle:

Sections	Dimensions (cm)	Aires $B_0$ (cm <sup>2</sup> )	$z$ (cm)	$S_{\Delta} = B_0 z$	$z'$	$I_{\Delta} = S_{\Delta} z'$
rect (1)	35 X 150	5250	75	393750	100	39375000
rect (2)	(11 X 34) X 2	748	5,5	4114	7,33	30155,62
rect (5)	(15 X 6) X 2	180	142,5	25650	142,5	365512,5
Triangle (4)	$\frac{(9 \times 6)}{2} \times 2$	54	132	7128	132	940896
Triangle 8	$\frac{(3 \times 3)}{2} \times 2$	9	18	162	18	2916
rect (7)	(6 X 3) X 2	36	14	504	14	7056
Triangle (3)	$\frac{(31 \times 6)}{2} \times 2$	186	13	2418	13	31434
$I_{05}$	$\frac{(6 \times 15^3)}{2} \times 2$					3375
$I_{04}$	$\frac{(6 \times 9^3)}{36} \times 2$					243
$I_{08}$	$\frac{(3^4)}{36} \times 2$					4,5
$I_{07}$	$\frac{(3 \times 6^3)}{12} \times 2$					108
$I_{03}$	$\frac{(31 \times 6^3)}{36} \times 2$					372
brute		6463		433726		44046685,12
nette		6139,85		399027,92		39642016,61

$$v = 64,989 \quad ; \quad v' = 85,011$$

$$I_{G_{net}} = 13709591,12 \quad ; \quad i^2 = 2232,88 \quad ; \quad f = 0,4041$$

## Efforts sollicitants chaque travée de pont

on étudie une seule travée qui a une portée de 33,00 m

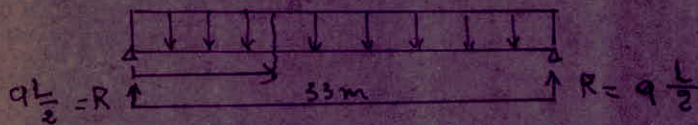
### I Calcul des efforts

- Poutres	---	7 x 48,8915	342,241 t
- dalle + pré-dalle	---	0,2 x 6,5 x 33,4 x 2,5	108,55 t
- revêtement	---	0,08 x 6,5 x 33,4 x 2,2	38,209 t
- trottoirs + corniches	---	---	21,114 t
- garde corps + glissière	---	---	3,34 t
			$G = 513,454 t$

### Moments fléchissants:

$$q = \frac{G}{L} = \frac{513,454}{33} = 15,558 \text{ t/ml}$$

### schéma statique



à une distance  $x$   $M_0(x) = q \frac{L}{2} x - q \frac{x^2}{2}$

Sections	0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	$\frac{L}{2}$
$M_0$ [tm]	0	926,598	1528,456	1925,57	2117,942

Efforts tranchants  $T(x) = q \frac{L}{2} - qx = q \left( \frac{L}{2} - x \right)$

Sections	0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	$\frac{L}{2}$
$T$ (t)	256,719	192,539	157,519	64,179	0

### II Sous surcharges $A(l)$

#### Caractéristique du pont:

- largeur roulable:  $l_r = l_s = 6,5 \text{ m}$ ; nombre de voies  $N = \frac{l_0}{3} = 2,166 \Rightarrow N = 2$
- largeur d'une voie:  $l_v = \frac{l_0}{N} = 3,25 \text{ m}$ , classe du pont  $5,5 < l_r < 7 \text{ m}$  et  $N = 2 \Rightarrow$  pont de 2<sup>e</sup> classe

La masse  $A(l)$  est donnée par la formule suivante:  $A(l) = 230 + \frac{36000}{L+12}$

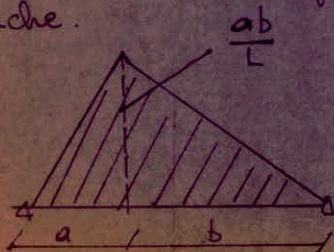
$A(l)$ : exprimé en  $\text{kg/m}^2$ .  $L$  = longueur chargeable déterminée par la LI

$A = k \cdot A(l) \cdot \frac{l_0}{l_s}$  avec  $k$  dépendant du nombre de voies chargées et de la classe du pont

$k = 1$  pour une voie chargée,  $k = 0,9$  pour 2 voies chargées.  $l_0$  est donnée selon la classe du pont:  $l_0 = 3 \text{ m}$  pour le pont de 2<sup>e</sup> classe

#### Moments fléchissants

Tracéons la LI du moment fléchissant pour une section distante de "a" de l'appui de gauche.



Le moment est maximum si on charge toute la travée  $L = 33 \text{ m}$ .

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{33+12} = 1030 \text{ kg/m}^2$$

Pour une voie chargée  $A(L) = 1 \times 1030 \times \frac{3}{3,25} = 950,769 \text{ kg/ml}$

$q = A \times l_v = 950,769 \times 3,25 = 3,09 \text{ t/ml}$

Pour deux voies chargées:  $A(L) = 0,9 \times 1030 \times \frac{3}{3,25} = 855,692 \text{ kg/ml}$

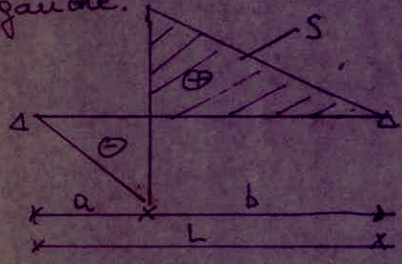
$q = A \times e \times l_v = 855,692 \times 3,25 \times 2 = 5,562 \text{ t/ml}$

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

Sections		0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	"S" $a = 14,775$	$\frac{L}{2}$
H [Em]	1 Voie	0	184,024	315,47	394,34	416,0283	420,63
	2 Voies	0	331,243	567,845	709,845	748,85	757,127

L'effort tranchant

La ligne d'influence de l'effort tranchant pour une section distante de "a" de l'appui de gauche.



$S_{max} = \frac{b^2}{2L}$

$T = q \cdot S = q \frac{b^2}{2L}$

Sections		0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	"S" $a = 14,775$	$\frac{L}{2}$
T (t)	1 voie chargée	50,985	39,035	28,684	19,92	15,551	12,746
	2 voies chargées	91,771	70,263	51,62	35,85	27,991	22,943

III Sous surcharges des trottoirs

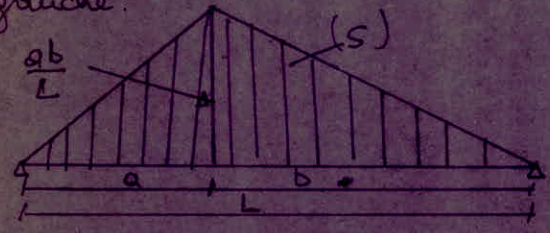
- La charge uniformément répartie  $q = 0,150 \text{ t/ml}$

- 1 trottoir chargé:  $q_b = 0,15 \times l_t = 0,15 \text{ t/ml}$

- 2 trottoirs chargés:  $q_t = 0,15 \times l_t = 0,3 \text{ t/ml}$

Moments fléchissants:

La ligne d'influence du moment fléchissant au droit de la section distante "a" de l'appui gauche.



$S = \frac{ab}{2}$

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

Sections		0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	"S" $a = 14,775$	$\frac{L}{2}$
T (t)	1 trottoir	0	8,93	15,31	19,14	20,195	20,42
	2 trottoirs	0	17,86	30,62	38,28	40,391	40,84

Sections		0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	"5" $a = 14,725$	$\frac{L}{2}$
T(t)	1 trottoir chargé	2,47	1,89	1,39	0,96	0,75488	0,618
	2 trottoirs chargés	4,94	3,78	2,78	1,92	1,50977	1,236

IV Sous surcharges Bc

calcul du coefficient de majoration dynamique "S" pour la poutre principale

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

avec L: portée la travée ; L = 33 m

P: Poids total du tablier correspondant à la travée P = G = 528,245 t.

S: surcharge maximale qu'on peut appliquer à cette travée

$$S = n b_c \times 60 \text{ (t)}$$

n = nombre de convois ; b<sub>c</sub>: coefficient de pondération.

Pour un convoi B<sub>c</sub>:

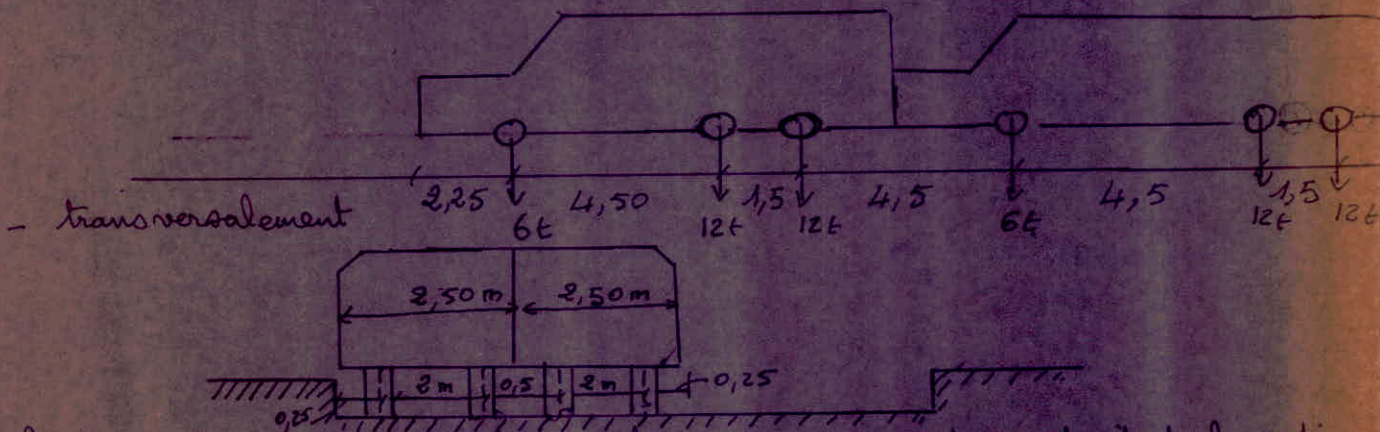
$$S = 1 \times 60 \times 1 = 60 \text{ t} ; b_c = 1 ; S = 1,0696$$

Pour 2 convois B<sub>c</sub>:

$$S = 2 \times 60 \times 1 = 120 \text{ t} ; b_c = 1 ; S = 1,0857$$

On peut disposer sur notre pont 2 convois de 2 camions chacun, la disposition des camions est comme suite:

- longitudinalement (masse relative à une file de camion).

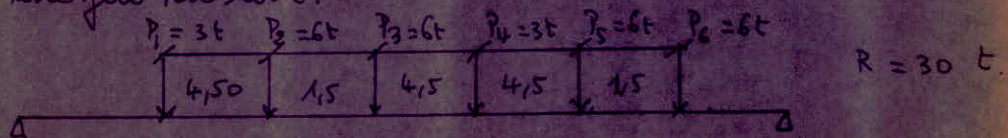


La charge P<sub>k</sub> qui provoque le moment maximum sur niveau droit de la section dangereuse répond à :

$$\sum_{k=1}^{K-1} P_k \leq \frac{R}{2} \leq \sum_{k=1}^K P_k$$

où R est la résultante de charge  $R = \sum_{d=1}^n P_d$

on s'intéresse à une file de roue.



$$P_k = P_1 \quad 0 \leq \frac{30}{2} \leq 3 \quad \text{non} ; \quad P_k = P_2 \quad 3 \leq \frac{30}{2} \leq 9 \quad \text{non}$$

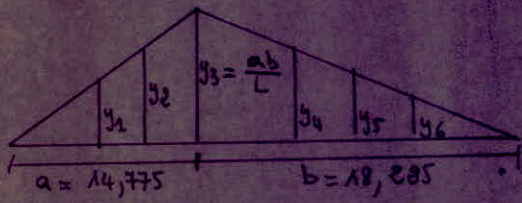
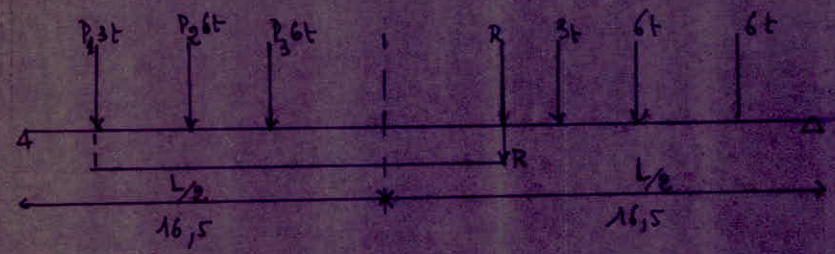
$$P_k = P_3 \quad 9 \leq \frac{30}{2} \leq 15 \quad \text{oui} ; \quad P_k = P_4 \quad 15 \leq \frac{30}{2} \leq 18 \quad \text{oui}$$

$P_K = P_5 \quad 18 \leq \frac{30}{2} \leq 24 \text{ non} ; \quad P_K = P_6 \quad 24 \leq \frac{30}{2} \leq 30 \text{ non}$

$P_3$  et  $P_4$  provoquent le moment maximum. On utilise le théorème de Barres pour trouver la position de la section dangereuse.

Théorème de Barres

Le moment fléchissant dû aux charges mobiles au droit de la charge  $P_i$  sera maximum lorsque cette charge  $P_i$  et la résultante  $R$  de toutes les charges seront symétrique par rapport au centre de la poutre.

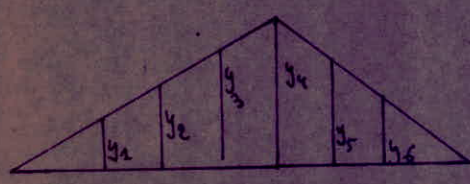


$y_1 = 4,85 ; y_2 = 7,34$   
 $y_3 = \frac{ab}{L} = 8,159 \approx 8,16 ; y_4 = 6,145$   
 $y_5 = 4,13 ; y_6 = 3,458$

$M = \sum_{\alpha=1}^6 P_{\alpha} y_{\alpha}$

$M = 3 \times 4,85 + 6 \times 7,34 + 6 \times 8,16 + 3 \times 6,145 + 6 \times 4,13 + 6 \times 3,458 = 171,513 \text{ t.m}$

Pour la charge  $P_4$



$y_1 = 3,158 ; y_2 = 5,337 ; y_3 = 6,063$   
 $y_5 = \frac{ab}{L} = 8,2416 ; y_5 = 5,922 ; y_6 = 5,146$

$M = \sum_{\alpha=1}^6 P_{\alpha} y_{\alpha} = 3 \times 3,158 + 6 \times 5,337 + 6 \times 6,063 + 3 \times 8,2416 + 6 \times 5,922 + 6 \times 5,146$   
 $M = 169,0068 \text{ t.m}$

Le moment maximum est provoqué par la charge  $P_3$ .  
 $M_{max} = 171,513 \text{ t.m}$  pour une file de roue. La section dangereuse se trouve a une distance  $a = 14,775 \text{ m}$  de l'appui de gauche.

calcul des moments en différentes sections

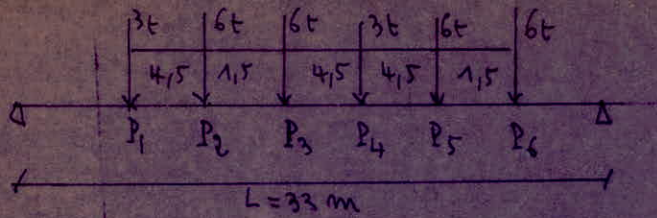
Le moment fléchissant dans une section distante de "a" de l'appui de gauche de a un ensemble de charge est maximum au droit d'une charge  $P_i$  si la situation suivante est vérifiée -

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

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



1er cas : section  $\frac{L}{8}$   $a = 4,125 \text{ m}$  ;  $b = 28,875 \text{ m}$



1 Pour la charge  $P_1$  à  $\frac{L}{8}$

$$\frac{3}{4,125} > \frac{27}{28,875} \longrightarrow 0,7272 > 0,935$$

$$\frac{0}{4,125} < \frac{30}{28,875} \longrightarrow 0 < 1,389$$

} non

Pour la charge  $P_2$  à  $\frac{L}{8}$

$$\frac{9}{4,125} > \frac{21}{28,875} \longrightarrow 2,1818 > 0,7272$$

$$\frac{3}{4,125} < \frac{27}{28,875} \longrightarrow 0,7272 < 0,935$$

} oui

au droit de  $P_3$

$$\frac{15}{4,125} > \frac{15}{28,875} \longrightarrow 3,636 > 0,5194$$

$$\frac{9}{4,125} < \frac{21}{28,875} \longrightarrow 2,1818 < 0,7272$$

} non

au droit de  $P_4$

$$\frac{18}{4,125} > \frac{12}{28,875} \longrightarrow 4,3636 > 0,4158$$

$$\frac{15}{4,125} < \frac{15}{28,875} \longrightarrow 3,636 < 0,5194$$

} non

au droit de  $P_5$

$$\frac{25}{4,125} > \frac{6}{28,875} \longrightarrow 5,818 > 0,207$$

$$\frac{18}{4,125} < \frac{12}{28,875} \longrightarrow 4,3636 < 0,4158$$

} non

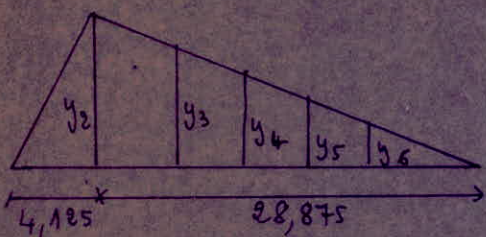
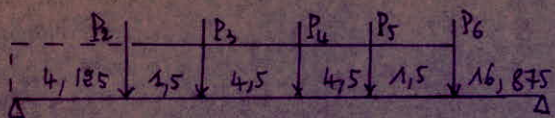
au droit de  $P_6$

$$\frac{30}{4,125} > \frac{0}{28,875} \longrightarrow 7,272 > 0$$

$$\frac{24}{4,125} < \frac{6}{28,875} \longrightarrow 5,818 < 0,207$$

} non

$P_2$  donne le moment maximum,  $P_2 = 6t$



$y_2 = \frac{ab}{L} = 3,609$  ;  $y_3 = 3,42$

$y_4 = 2,852$  ;  $y_5 = 2,296$  ;  $y_6 = 2,109$

$M_2 = \sum P_i y_i = 77,16 t.m$

à  $\frac{L}{8}$   $M_{max} = 77,16 t.m$  pour une file de roue.  
 Les dispositions des charges les plus défavorables donnant les moments fléchissants maximum au droit de chacune des sections sont groupés dans le tableau suivant:

Sections	Disposition la plus défavorable	$M_{max}$
$\frac{L}{4}$		135 t.m
$\frac{3L}{8}$		166,21875 t.m
$\frac{L}{2}$		168,7 t.m

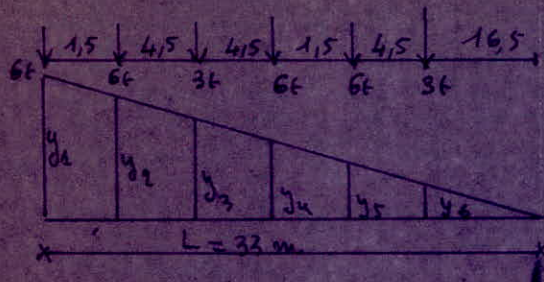
Efforts tranchants

Nous traçons la ligne d'influence de l'effort tranchant pour chaque section et

nous disposons le convoi, de manière à produire l'effort tranchant maximum.

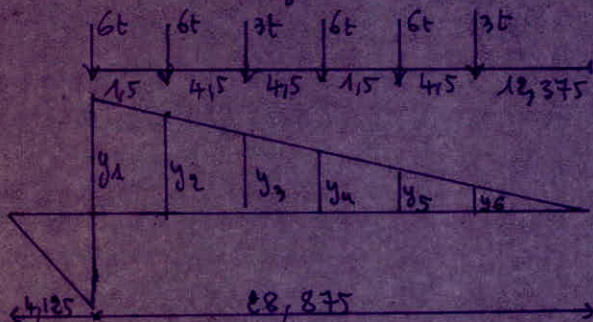
$$T_{max} = \sum P_{\alpha} y_{\alpha}$$

1er cas



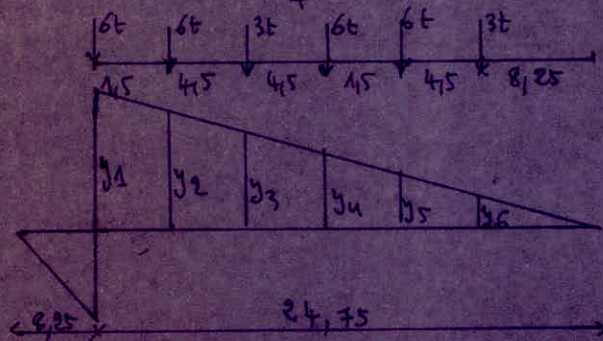
Section à l'appui :  
pour une file de roue,  
 $T_{max} = 23,5905 t.$

2e cas : Section à  $\frac{L}{8} = 4,125 m$



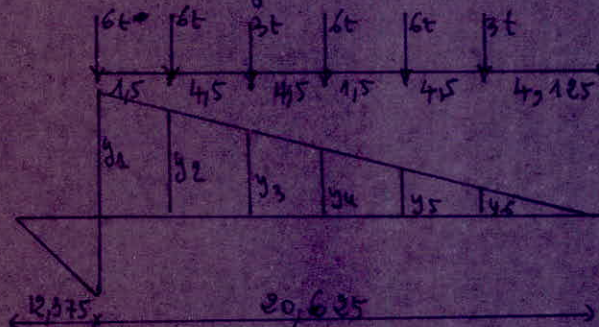
Pour une file de roue,  
 $T_{max} = 20,137851 t.$

3e cas : Section à  $\frac{L}{4} = 8,25$



Pour une file de roue;  
 $T_{max} = 16,0908 t.$

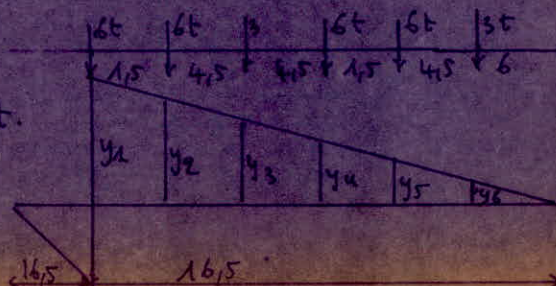
4e cas : Section à  $\frac{3L}{8} = 12,375$



Pour une file de roue,  
 $T_{max} = 12,3376 t.$

5e cas : Section à  $\frac{L}{2} = 16,5$

Pour une file de roue  $T_{max} = 8,5908 t.$



- Moments fléchissants maximum au droit de chaque section produit par la surcharge  $B_c$ ,  $M = S b_c M_{max}$   
 Pour un convoi  $S = 1,0836$ ;  $b_c = 1$ ; pour 2 convois  $S = 1,0857$ ;  $b_c = 1$

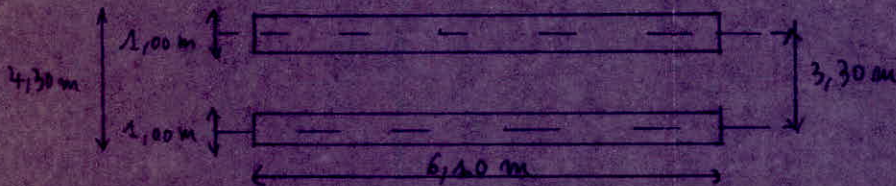
Section		0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	$\frac{L}{2}$
M [t.m]	1 convoi	0	165,07	288,79	355,54	358,73
M [t.m]	2 convois	0	334,81	586,27	721,81	732,85

Efforts tranchants maximum au droit de chaque section:  $T = S b_c T_{max}$

sections		0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	$\frac{L}{2}$
T [t]	1 convoi	50,467	43,1117	34,420	26,394	18,378
T [t]	2 convois	102,44	86,16	69,879	53,577	37,30

## I Surcharge militaire $M_c 120$

Vue en plan du convoi  $M_c 120$



La surcharge  $M_c 120$  comporte 2 chenilles. Chaque chenille a une surface d'impact de  $6,10 \text{ m} \times 1,00 \text{ m}$ .  
 $q = \frac{110}{6,10} = 18,033 \text{ t/ml}$

Coefficient de majoration dynamique:

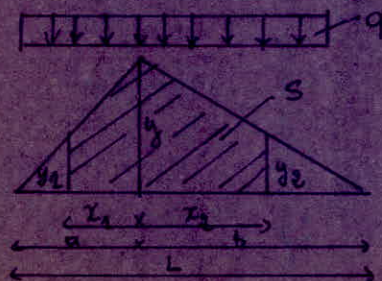
$$S = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{P}{S}} ; L = 33 \text{ m portée de la travée}$$

$P = 528,245 \text{ t}$  poids total du tablier correspondant à la travée;  $S = 110 \text{ t}$

$$S = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 33} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{513,454}{110}} = 1,0831$$

## - Moments fléchissants

Tracés la ligne d'influence du moment fléchissant au droit d'une section distante de "a" de l'appui de gauche.



Le moment est maximal lorsque l'aire d'influence  $S$  atteint sa valeur maximal de la ligne.

Déterminons  $S_{max}$

$$S = \frac{(y_1 + y_2) x_1}{2} + \frac{(y_1 + y_2) x_2}{2}$$

$$y = \frac{a \cdot b}{L} ; y_1 = \frac{a - x_1}{a} \cdot y ; y_2 = \frac{b - x_2}{b} \cdot y ; l = x_1 + x_2$$

$$y_1 = y_2 \Rightarrow \frac{a - x_1}{a} = \frac{b - x_2}{b} \Rightarrow b x_1 = a x_2$$

On détermine  $x_1$  et  $x_2$  à partir du système d'équation suivant:

$$\begin{cases} b x_1 - a x_2 = 0 \\ x_1 + x_2 = l \end{cases}$$

$$x_1 = \frac{a \cdot l}{L} ; x_2 = \frac{b \cdot l}{L} \text{ d'où } y_1 = y_2 = \frac{a \cdot b}{L} \left(1 - \frac{l}{L}\right)$$

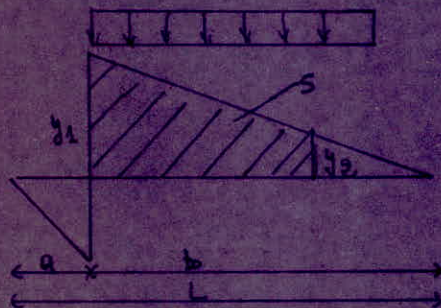
$$S_{max} = \frac{a \cdot b}{L} l \left(1 - \frac{l}{2L}\right) \text{ et } M_{max} = 5 q S_{max}$$

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

Sections	0	$\frac{l}{8}$	$\frac{l}{4}$	$\frac{3l}{8}$	$\frac{l}{2}$
$M$ [t.m]	0	389,99	668,56	855,703	891,405

### Effort tranchant

La ligne d'influence de l'effort tranchant pour une section située à une distance "a" de l'appui de gauche.



$$y_1 = \frac{b}{L} ; y_2 = \frac{b-l}{L}$$

$$S_{max} = (y_1 + y_2) \frac{l}{2} = \frac{lb}{L} - \frac{l^2}{2L}$$

L'effort tranchant maximal dans chaque section est :  $T = q S_{max}$

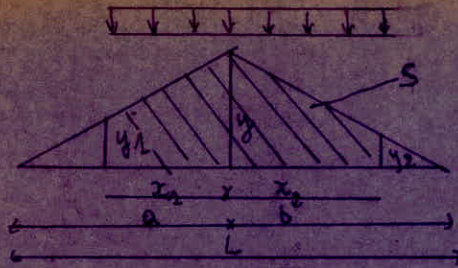
Sections	0	$\frac{l}{8}$	$\frac{l}{4}$	$\frac{3l}{8}$	$\frac{l}{2}$
T (t)	108,05	93,169	78,287	63,405	48,52

### II Sous surcharge exceptionnelle (b)



cette surcharge a une masse de 240t répartie uniformément sur une longueur de 18,60m suivant le sens de la longueur

- Moments fléchissants: nous procédons de la même manière que la surcharge  $M_{c120}$



$$l = x_1 + x_2$$

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

$$q = 12,903 \text{ t/ml}$$

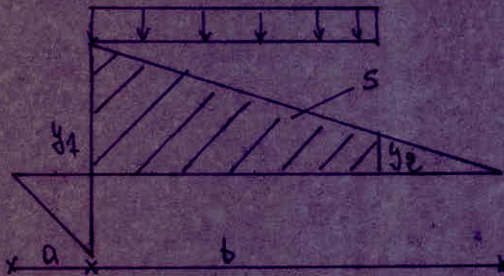
$$M_{\max} = q \times S_{\max} ; \quad S_{\max} = a \cdot b \frac{l}{L} \left( 1 - \frac{l}{2L} \right)$$

Les valeurs des moments maximum pour chaque section :

Sections	0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	"5"	$\frac{L}{2}$
M [t.m]	0	622,114	1066,48	1333,10	1406,43	1421,975

Effort tranchant :

On procède de la même manière que la surcharge Mc 120



$$S_{\max} = l \frac{b}{2} - \frac{l}{2L}$$

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

Les valeurs des efforts tranchants maximum pour chaque section

Sections	0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	"5"	$\frac{L}{2}$
T [t]	172,360	142,361	112,36	82,362	64,907	52,627

Tableau donnant les moments fléchissants pour chaque section

Sections	0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	"5"	$\frac{L}{2}$	
charge permanente G	0	926,598	1588,456	1985,57		2117,941	
A (L)	1 voie chargée	0	184,024	315,47	394,34		420,63
	2 voies chargées	0	331,243	567,845	709,206		757,127
Trottoirs	1 trot. chargé	0	8,93	15,31	19,14		20,42
	2 trot. chargé	0	17,86	30,62	38,28		40,84
Bc	1 Couvoi	0	165,07	288,79	355,59	358,73	361,01
	2 Couvois	0	334,81	586,27	721,85		732,85
Mc 120	0	389,99	668,56	835,703	728,170	891,405	
Couvoi D CD	0	622,114	1066,48	1333,10		1421,975	

Tableau donnant les efforts tranchants pour chaque section.

Sections		0	L 8	L 4	3L 8	S	L 2
charge permanente		256,719	192,539	154,519	64,179		0
A(L)	1 voie chargée	50,985	39,035	28,684	19,92		12,746
	2 voies chargées	91,771	70,263	51,62	35,85		22,942
Trottoirs	1 trottoir chargé	2,47	1,89	1,39	0,96		0,618
	2 trottoirs chargés	4,94	3,78	2,78	1,92		1,236
B <sub>c</sub>	1 convoi	50,467	43,117	34,420	26,394		18,487
	2 convois	102,44	86,16	69,879	53,577		37,45
K <sub>c</sub> 120		108,05	93,169	78,287	63,405	54,746	48,52
S <sub>o</sub> convoi D (C.D)		172,360	142,36	112,36	82,362	64,907	52,3627

## calcul des efforts dans les poutres

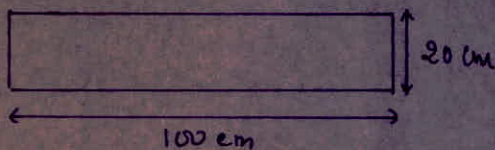
### I calcul de la raideur de flexibilité d'une entretoise

elle est définie par Guyon  $T = \frac{n \cdot a}{2 \times L} \sqrt[4]{\frac{I_P}{I_E}}$

$n$  = 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  $T < 0,3$ , 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 "Courbon".
- Si  $T \geq 0,3$  on tient compte de la rigidité réelle de l'entretoise - la méthode de "Guyon Hassonnet" est la plus utilisée pour le calcul des ponts, en tenant compte de l'effet de résistance du pont à la torsion.

Pour notre pont :  $n = 7$  .  $a = 1,28$  m .  $L = 33$  m .  $I_P = 35973314,02$  cm<sup>4</sup>  
 Nous n'avons pas d'entretoises intermédiaires, c'est l'hourdis qui assure le rôle d'entretoisement, nous considérons 1 m d'hourdis pour le calcul de  $I_E$



$$I_E = \frac{100 \times (20)^3}{12} = 66666,667$$

$$T = \frac{7 \times 1,28}{2 \times 33} \sqrt[4]{\frac{35973314,02}{66666,667}} = 0,67$$

avec  $T = 0,65 > 0,3$

$T > 0,3$  on applique la méthode de "Guyon Hassonnet".

Cette méthode permet de déterminer le coefficient de répartition transversale "K" qui est fonction de la rigidité torsionnelle du tablier et du paramètre d'entretoisement. Les deux hypothèses de base de cette méthode sont les suivantes :

- 1- A substituer au pont réel un pont à structure continue qui a même rigidités moyennes à la flexion et à la torsion que l'ouvrage réel, mais qui est analysable rigoureusement par le calcul différentiel.
- 2- 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 selon l'axe du pont était sinusoïdale de la forme :

$$P(x) = P_1 \sin \frac{\pi x}{L} \quad \text{où} \quad P_1 = \text{valeur constante du chargement.}$$

$L = \text{portée du pont.}$

### II Les deux paramètres fondamentaux

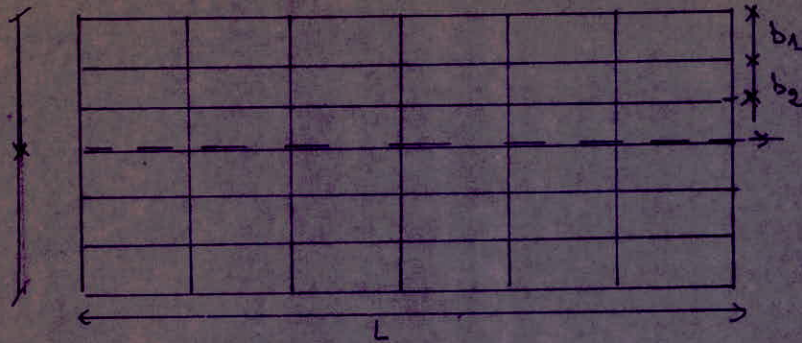
Désignons par :

$$\begin{cases} B_P = EI_P & \text{rigidité flexionnelle des poutres.} \\ B_E = EI_E & \text{rigidité flexionnelle des entretoises.} \end{cases}$$

$E$  : module d'élasticité longitudinale.



$C_P$  et  $C_E$  : rigidité torsionnelle respectivement des poutres et des entretoises.



Le tablier est constitué de  $n$  poutres espacées de  $b_1$  [m] et de  $m$  entretoises espacées de  $l_1$  [m].  $l_1$  = espacement fictif.  
Sa rigidité flexionnelle par unité de longueur de la structure équivalente.

$$J_P = \frac{B_P}{b_1} \quad (\text{poutres}) ; \quad J_E = \frac{B_E}{l_1} \quad (\text{entretoises})$$

Les rigidités torsionnelles par unité de longueur

$$\delta_P = \frac{C_P}{b_1} \quad (\text{poutres}) \quad \text{et} \quad \delta_E = \frac{C_E}{l_1} \quad (\text{entretoises})$$

Paramètre d'entretoisement :  $\Theta = \frac{b}{L} \sqrt{\frac{J_P}{J_E}}$

Paramètre de torsion :  $\alpha = \frac{\delta_P + \delta_E}{2 \sqrt{J_P \cdot J_E}}$

### III Coefficient de répartition transversale

Sous l'effet d'une charge linéaire appliquée sur une parallèle à l'axe du pont ( $x$ ) d'extrémité  $e$  suivant la loi sinusoïdale :  $P_x = P_0 \sin \frac{\pi x}{L}$

Le pont prend une déformée :  $W(x, y) = W(y) \sin \frac{\pi x}{L}$

Si la charge  $P(x)$  au lieu d'être répartie sur une droite est uniformément étalée sur la largeur  $e$  du pont tout en restant sinusoïdale dans le sens longitudinal, le pont prend une déformée en surface cylindrique d'équation

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

Par définition le coefficient de répartition transversale est un rapport sans dimension

$$K(y) = \frac{W(x, y)}{W_m(x)} = \frac{W(y)}{W_m(b)}$$

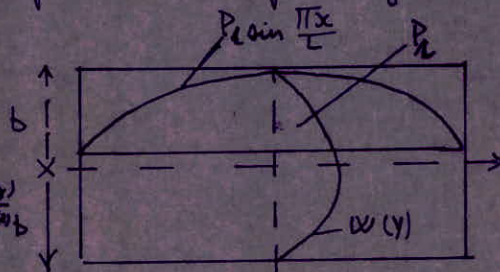
Il dépend de :

- du paramètre d'entretoisement  $\Theta$
- du paramètre de torsion  $\alpha$
- l'excentricité relative  $\frac{e}{b}$  de la charge linéaire
- l'ordonnée relative  $\frac{y}{b}$  du point considéré du pont.

Pour éviter de faire le calcul de  $K$  pour chaque valeur de  $\alpha$ , "Hassonnet" a établi la formule d'interpolation suivante :

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}$$

où  $K_0$  et  $K_1$  représentent les valeurs que prendrait  $K_\alpha$  respectivement pour



$$\alpha = 0 \text{ et } \varphi = 1$$

cette formule ne représente pas tout à fait exactement les variations du coefficient  $K$  en fonction de  $\alpha$  pour tous les  $\varphi$ . Pour cela nous appliquons les formules établies par Sattler et qui dépendent aussi de la valeur de  $\varphi$ .

$$\text{Pour } 0 < \varphi \leq 0,1 \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0,05}$$

$$\text{Pour } 0,1 < \varphi \leq 1,0 \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{1 - e^{-\frac{(0,065 - \varphi)}{0,665}}}$$

$$\text{Pour } \varphi > 1 \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}$$

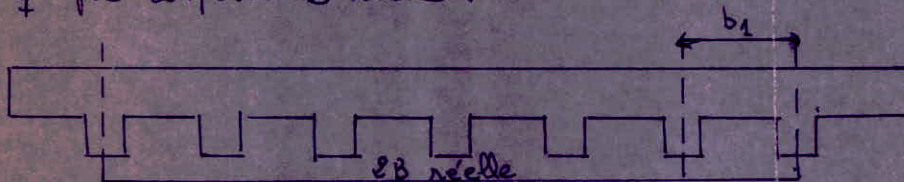
### Largeur active - Position active

Comme notre dalle ne débord pas de part et d'autre des deux poutres de rive, on aura alors  $2b = 8,72$  donc  $b = 4,36$  m.;  $b'$ : demi largeur active

### Position active des poutres

La position active d'une poutre est égale à  $\frac{n-1}{n}$  fois la position réelle de la poutre. Les positions actives dans notre cas sont:

$$\frac{7-1}{7} = \frac{6}{7} \text{ fois les positions réelles.}$$



### IV Calcul des paramètres $\varphi$ et $\alpha$

Comme notre poutre est en inertie variable, nous utiliserons pour le calcul du paramètre d'entretoisement, le moment d'inertie équivalent.

$I = I_0 + (I_M - I_0) \frac{8}{3\pi}$  où  $I_0$  et  $I_M$  sont les moments d'inertie respectivement à l'appui et en travée.

$$I_0 = 58134607,65 \text{ cm}^4 \text{ et } I_M = 49244519,08; \quad I = 50588466,1 \text{ cm}^4$$

$$f_p = \frac{EI_p}{b_1} = \frac{50588466,1 E}{128} = 395222,3914 E$$

$$f_E = \frac{EI_E}{l_1} = \frac{66666,667 E}{100} = 666,66667 E$$

$$\varphi = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{f_p}{f_E}} = \frac{4,36}{33} \sqrt[4]{\frac{395222,3914 E}{666,66667 E}} = 0,6508$$

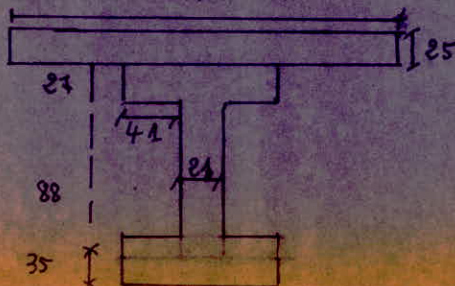
### Calcul de $f_p$ et $f_E$

Nous décomposons la section en surface rectangulaire élémentaire.

Rigidité torsionnelle  $C_p$ :

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

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



$$C_P = \frac{G}{3} [128 \times 25^3 + 41 \times 27^3 + \frac{88}{3} \times 21^3 + 47 \times 35^3]$$

$$C_P = 174320 G \quad ; \quad G = \frac{E}{(1+\nu)} \epsilon \quad \nu = 0,15 \text{ d'où } G = 0,45 E \quad ; \quad C_P = 78293,74 E$$

$$C_E = \frac{G}{3} \times \frac{1}{2} \times 100 \times h_0^3 = \frac{G}{3} \left( \frac{1}{3} \times 20^3 \times 100 \right) = 133333,3333$$

$$\left. \begin{aligned} \delta_P &= \frac{C_P}{b_1} = 5924,169 E \\ \delta_E &= \frac{C_E}{h_1} = 1333,333 E \end{aligned} \right\} \alpha = \frac{\delta_P + \delta_E}{2\sqrt{\delta_P \cdot \delta_E}} = 0,2235 \text{ d'où } \alpha = 0,2235; \quad \theta = 0,65$$

V Détermination des coefficients de répartition  $K_\alpha$  ( $\frac{0,065 - \alpha}{0,665}$ )

On utilise la formule d'approximation  $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{1 - \frac{0,065 - \alpha}{0,665}}$   
 $K_0$  et  $K_1$  sont données par les tableaux de "Kassonnet" en fonction de  $\alpha$ , des excentricités des charges.

$$e = -b, \frac{-3b}{4}, \frac{-b}{2}, \frac{-b}{4}, 0, \frac{b}{4}, \frac{b}{2}, \frac{3b}{4}, b \text{ et des positions } y$$

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times 0,415481564$$

VI Disposition des charges donnant le coefficient  $K_\alpha$  maximum pour chaque pontre.

Après avoir tracé la ligne d'influence pour les pontres :  $P_4; P_5; P_6;$  et  $P_7$  nous concluons  $K_\alpha \text{ max}$ .

VI-1 Cas des charges localisées:

On calcule les données  $y_i$  de ligne d'influence de  $K_\alpha$  sous chaque surcharge, le coefficient  $K_\alpha \text{ max}$  sera obtenu par la formule :  $K_\alpha = \frac{\sum P_i y_i}{\sum P_i}$

Dans le sens transversal, les  $P_i$  ont même valeur, la formule devient alors :  
 $K_\alpha \text{ max} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i$   $n =$  nombre de fil de roue ou chenille.

VI-2 Cas des surcharges et charges uniformément répartie dans le sens transversal.

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

L'aire  $w$  sera calculée par la méthode des trapèzes

$$w = \frac{b}{2} [y_0 + e (y_1 + y_2 + \dots + y_{n-1}) + y_n]$$

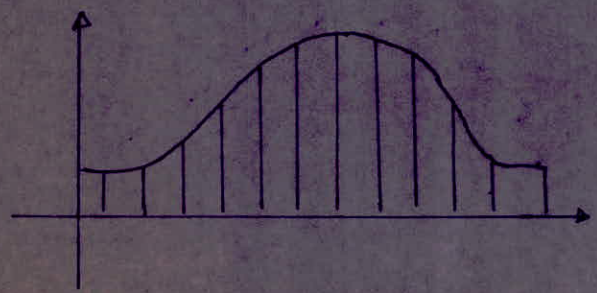
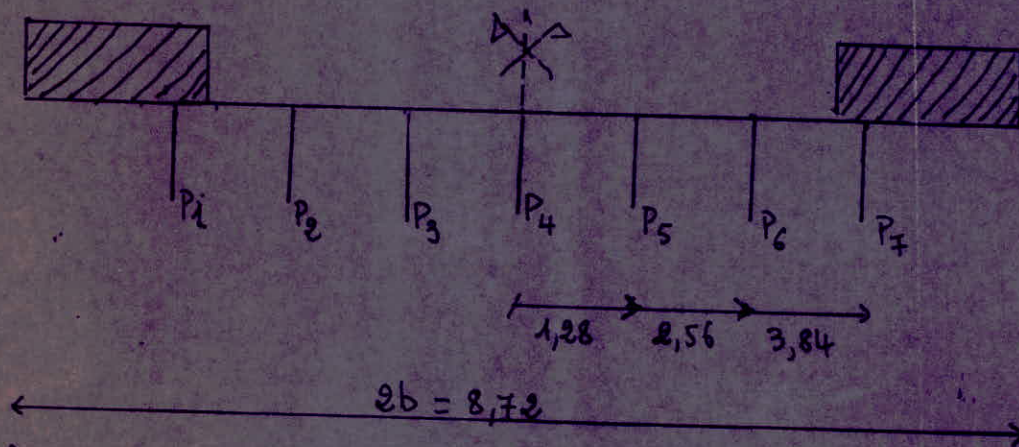


Tableau de  $K_\alpha$  :  $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \times 0,415481564$

$y \backslash e$	$-b$	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	$0$	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	$b$
$0$	0,41418	0,72056	1,0292	1,3018	1,4322	1,3018	1,0292	0,72056	0,41418
$b/4$	0,06011	0,3579	0,6715	0,99915	1,30187	1,47615	1,40727	1,214785	0,99986
$b/2$	-0,1455	0,0979	0,3633	0,67153	1,0292	1,3963	1,71232	1,83422	1,88289
$3b/4$	-0,2723	-0,0999	0,0979	0,357925	0,72056	1,21478	1,8242	2,4994	3,09167
$b$	-0,37057	-0,2723	-0,1455	0,060116	0,41418	0,99988	1,88289	3,09167	4,54597

Les positions réelles des poutres sont représentées ci-dessous :



Les valeurs de  $K_\alpha$  correspondants aux positions réelles de nos poutres de la moitié droite du pont. Pour avoir ces valeurs, on fait interpolation linéaire suivant la formule :

$$K_i = K_{i_1} + (K_{i_2} - K_{i_1}) \frac{y_i - y_{i_1}}{y_{i_2} - y_{i_1}}$$

$e$ $y$ [cm]	$-b$	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	$0$	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	$b$
$P_4$ $y = 0$	0,41418	0,72056	1,0292	1,3018	1,4322	1,3018	1,0292	0,72056	0,41418
$P_5$ $y = 1,28$	0,024269	0,31257	0,6076	0,94204	1,2543	1,46223	1,4604	1,32275	1,15295
$P_6$ $y = 2,56$	-0,1676	0,06342	0,3170	0,61626	0,9754	1,364658	1,73356	1,9502	2,09359
$P_7$ $y = 3,84$	-0,28943	-0,03005	0,05547	0,3060	0,66726	1,17713	1,84268	2,6026	3,34517

## Coefficient de répartition transversale

charges et surcharge	Mode de chargement	Poutre P <sub>4</sub> y=0	Poutre P <sub>5</sub> y=1,28	Poutre P <sub>6</sub> y=2,56	Poutre P <sub>7</sub> y=3,84
G	toute la largeur	1,013	0,91184	0,979	0,949
Trottoirs	1 trottoir chargé	0,584	1,225	2,0125	2,975
	2 trottoirs chargés	0,584	0,681	1,945	2,813
A(2)	1 voie chargée	1,428	1,3538	1,4978	1,473
	2 voies chargées	1,179	1,01365	1,00385	0,84
B <sub>c</sub>	1 convoi	1,325	1,375	1,675	1,8
	2 convois	1,2625	1,25	1,243	1,187
M <sub>c</sub> 120		1,175	1,393	1,462	1,7
Convoi D		1,3445	1,1949	1,331	1,558

## VII Calcul des moments fléchissants et des efforts tranchants dans les poutres.

Le moment fléchissant revenant à une poutre (i) sous la sollicitation de la charge permanente et de chaque surcharge sera donné selon la méthode de "Massonet".

$$M_i = K_{\alpha i} \frac{M_0}{n}$$

$M_i$  : moment qui revient à la poutre i sous la sollicitation de la charge ou de la surcharge considérés.

$K_{\alpha i}$  : Coefficient de répartition transversale pour la poutre (i).

n : nombre total des poutres.

L'effort tranchant est donné par :  $T_i = K_{\alpha i} \frac{T_0}{n}$

La répartition est faite à l'aide du coefficient de répartition transversale  $K_{\alpha}$  avec  $T_i$ .

$T_i$  : effort tranchant revenant à la poutre i sous la charge considérée.

Les valeurs des moments fléchissants et des efforts tranchants de chaque poutre sous la sollicitation de chaque charge sont regroupés dans les tableaux suivants.

- Moments fléchissants dans la poutre  $P_4$   $y=0$  en [t.m]

Sections		0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	S	$\frac{L}{2}$
		$K_2$					
G		1,013	0	137,95	236,49	295,62	
Trottoirs	1 trottoir chargé	0,584	0	0,745	1,277	1,526	315,32
	2 trottoirs chargés	0,584	0	1,49	2,55	3,193	3,407
A(2)	1 voie chargée	1,428	0	37,54	64,35	80,44	85,808
	2 voies chargées	1,179	0	55,79	95,64	119,55	127,52
B <sub>c</sub>	1 convoi	1,325	0	31,43	54,98	67,70	68,30 68,74
	2 convois	1,2635	0	60,67	106,16	139,70	131,85 132,69
M <sub>c</sub> 120		1,175	0	65,46	112,22	140,27	<del>144,99</del> 149,63
Convoi D		13445	0	119,5	204,84	256,05	<del>270,13</del> 273,120
Combinaisons	G + 1,1 (A+T)		0	200,95	344,49	430,63	459,34
	G + 1,1 (B <sub>c</sub> +T)		0	206,326	356,011	442,90	465,0267
	G + M <sub>c</sub> 120		0	203,41	348,71	435,29	464,95
	G + D		0	257,45	441,33	551,67	588,44

- Efforts tranchants dans la poutre  $P_4$   $y=0$  en [t]

Sections		$K_\alpha$	0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{4}$	$\frac{L}{2}$
G		1,013	38,22	28,66	23,45	9,555	0
Trottoirs	1 trottoir chargé	0,584	0,206	0,157	0,1159	0,0801	0,0515
	2 trottoirs chargés	0,584	0,412	0,315	0,232	0,160	0,103
A(l)	1 voie chargée	1,428	10,40	7,963	5,85	4,063	2,6
	2 voies chargées	1,178	15,45	11,83	8,69	6,38	3,864
B <sub>c</sub>	1 convoi	1,325	9,609	8,208	6,55	5,025	3,49
	2 convois	1,205	18,55	15,235	12,653	9,70	6,75
M <sub>c</sub> 120		1,175	18,136	15,64	13,14	10,64	8,144
Convoi D		1,345	33,105	27,34	21,58	17,14	10,057
Combinaisons	G + 1,1 (A+T)		55,668	42,02	33,26	16,373	4,3637
	G + 1,1 (B <sub>c</sub> +T)		59,078	46,425	37,6235	20,40	7,538
	G + M <sub>c</sub> 120		56,356	44,3	36,59	20,195	8,144
	G + D		71,325	56	45,03	27,295	10,057

- Moments fléchissants dans la poutre P<sub>5</sub>  $y = 1,28$  m en [t.m]

Sections		0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	S	$\frac{L}{2}$
	$K_{\alpha}$	0					
	G	991184	0	124,178	212,877	266,096	283,836
Trottoirs	1 trottoir chargé	1,215	0	1,563	2,679	3,349	3,574
	2 trottoirs chargés	0,681,25	0	1,738	2,979	3,725	3,975
A(L)	1 voie chargée	1,3538	0	3,590	61,012	76,265	81,349
	2 voies chargées	1,01365	0	47,96	82,228	102,785	109,637
B <sub>C</sub>	1 convoi	1,375	0	32,617	57,064	70,263	70,883
	2 convois	1,25	0	60,075	105,107	129,413	130,554
	M <sub>C</sub> 120	1,393	0	77,608	133,043	166,305	177,385
	Convoi D	1,1949	0	106,195	182,048	227,560	242,731
Combinaisons	G + 1,1 (A + T)		0	178,845	306,605	383,257	408,809
	G + 1,1 (B <sub>C</sub> + T)		0	192,272	331,177	412,548	432,731
	G + M <sub>C</sub> 120		0	201,786	345,92	432,401	461,225
	G + D		0	230,373	394,925	493,656	586,567



- Effets tranchants dans la poutre  $P_5$   $y = 1,28$  en [t]

Sections		$K_\alpha$	0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{4}$	S	$\frac{L}{2}$
G		0,91184	34,404	25,803	21,110	8,601		0
Trottoirs	1 trottoir chargé	1,225	0,432	0,3307	0,243	0,168		0,757
	2 trottoirs chargés	0,68125	0,481	0,367	0,270	0,187		0,120
A(2)	1 voie chargée	1,3538	9,86	7,55	5,55	3,85		2,465
	2 voies chargées	1,01365	13,289	10,174	7,475	5,19		3,322
Bc	1 convoi	1,375	9,972	8,518	6,801	5,215		3,631
	2 convois	1,25	18,366	15,678	12,527	9,605		6,687
Kc 120		1,393	21,502	18,540	15,579	12,617		9,655
Convoi D		1,25	30,778	25,421	20,064	14,707		9,350
G + 1,1 (A+T)			49,551	37,398	29,629	14,5157		3,786
G + 1,1 (Bc+T)			55,136	43,452	35,187	19,372		7,487
G + Kc 120			55,906	44,243	36,689	21,218		9,655
G + D			65,182	51,224	41,174	23,308		9,35

- Moments fléchissants dans la poutre P<sub>6</sub> y = 2,56 en [t.m]

Sections		0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	S	$\frac{L}{2}$
		$K_{\alpha}$					
G		0,9795	0	133,303	228,673	283,323	304,898
Trottoirs	1 trottoir chargé	2,0125	0	2,567	4,4016	5,503	5,870
	2 trottoirs chargés	1,4506	0	4,963	8,508	10,636	11,348
A(l)	1 voie chargée	1,4978	0	39,375	67,502	84,377	90,003
	2 voies chargées	1,00385	0	47,503	81,433	101,79	108,577
B <sub>c</sub>	1 Convoi	1,675	0	39,733	69,515	85,59	86,896
	2 Convois	1,243	0	59,738	104,52	128,68	130,648
M <sub>c</sub> 120		1,462	0	81,452	139,633	174,54	186,176
Convoi D		1,331	0	118,290	208,783	253,479	270,378
Combinaison	G + 1,1 (A+T)		0	191,105	327,608	406,99	436,815
	G + 1,1 (B <sub>c</sub> +T)		0	204,564	353,004	436,57	461,094
	G + M <sub>c</sub> 120		0	214,845	368,306	457,863	491,074
	G + D		0	251,683	431,456	536,802	575,276

— Efforts tranchants dans la poutre  $P_6$  en [t]

Sections		$0$	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	$S$	$\frac{L}{2}$
	$K_\alpha$						
$G$	0,9795	36,957	27,777	22,676	9,24		0
Trottoirs	1 trottoir chargé	20,125	0,710	0,543	0,3996	0,276	0,177
	2 trottoirs chargés	1,94506	1,3726	1,050	0,7724	0,5335	0,3434
$A(2)$	1 voie chargée	1,4978	10,909	8,352	6,137	4,2623	2,7272
	2 voies chargées	1,00385	13,1606	10,0762	7,4026	5,1024	3,290
$B_c$	1 convoi	1,675	12,147	10,377	8,28	6,353	4,423
	2 convois	1,243	18,263	15,590	12,457	9,5515	6,650
$M_c 120$	1,463	22,567	19,459	16,35	13,242		10,1337
Convoi D	1,331	32,773	27,068	21,364	15,660		9,956
	$G + 1,1 (A + T)$	52,943	39,985	31,6685	15,439		3,996
	$G + 1,1 (B_c + T)$	58,556	46,021	37,228	20,335		7,692
	$G + M_c 120$	59,524	47,176	39,026	22,482		10,1337
	$G + D$	69,73	54,785	44,04	24,9		9,996

— Moments fléchissants dans la poutre  $P_7$   $y = 3,84$  m en [E.m]

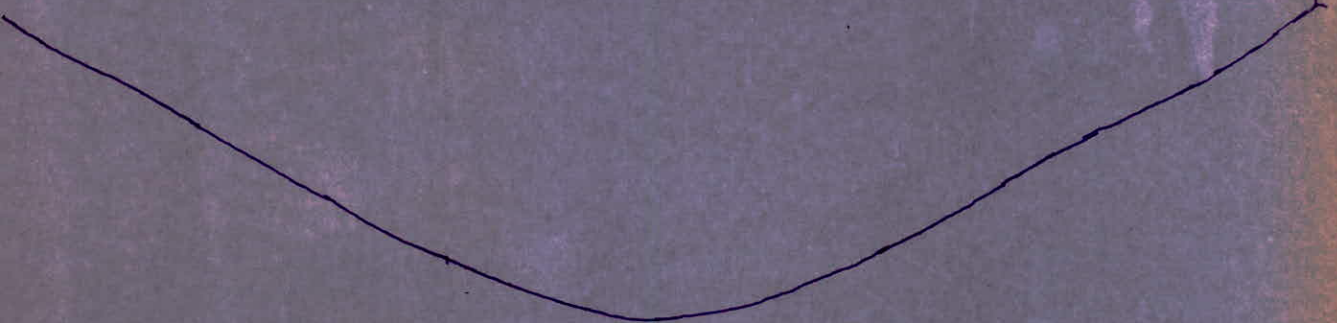
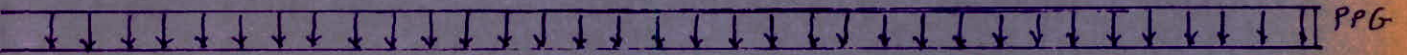
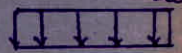
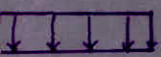
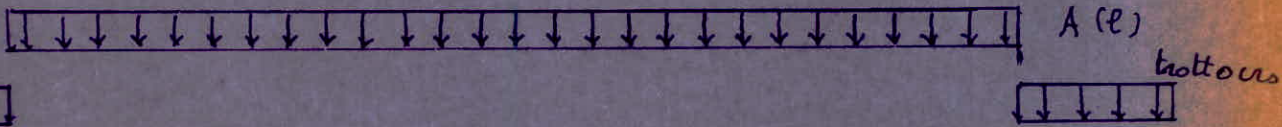
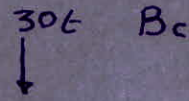
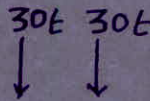
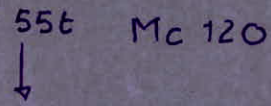
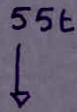
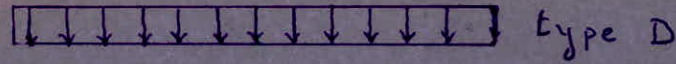
Section		0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	S	$\frac{L}{2}$
		$K_x$					
G		0,949	0	129,24	221,55	276,94	295,40
Trattoirs	1 trattoir chargé	2,975	0	3,78	6,51	813	8,68
	2 trattoirs chargés	2,813	0	7,22	12,30	15,38	16,41
A (l)	1 voie chargée	1,473	0	38,72	66,38	82,98	88,51
	2 voies chargées	0,84	0	39,75	68,14	85,17	90,85
$B_c$	1 convoi	1,8	0	42,69	74,70	91,98	92,79
	2 convois	1,187	0	57,05	99,81	122,89	123,97
$M_c$ 120		1,7	0	94,71	162,36	202,96	216,48
Convoi D		1,558	0	138,46	237,37	296,71	316,49
Combinaison	G + 1,1 (A + T)		0	180,91	310,03	387,54	413,38
	G + 1,1 ( $B_c$ + T)		0	199,94	344,87	429,04	450,68
	G + $M_c$ 120		0	223,95	383,91	479,9	511,88
	G + D		0	267,7	458,92	573,65	611,89

- Efforts tranchants dans la poutre  $P_7$  en [t]

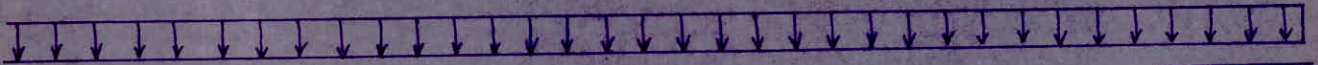
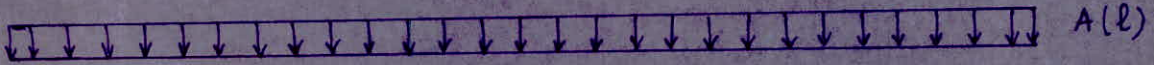
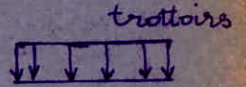
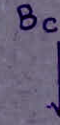
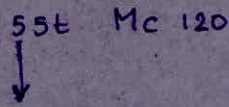
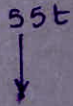
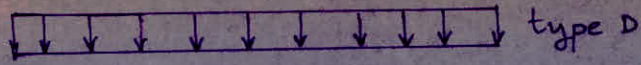
Sections			0	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	$\frac{L}{2}$
		$K_\alpha$					
G		0,949	35,816	26,85	21,97	8,95	0
Trottoirs	1 trottoir chargé	2,975	1,049	0,803	0,5907	0,408	0,263
	2 trottoirs chargés	2,813	1,985	1,519	1,172	0,7715	0,49669
A(2)	1 voie chargée	1,473	10,73	8,21	6,036	4,19	2,68
	2 voies chargées	0,84	11,01	8,43	6,194	4,302	2,753
B <sub>c</sub>	1 convoi	1,8	13,05	11,05	8,9035	6,827	4,7538
	2 convois	1,187	17,44	14,88	11,896	9,12	6,35045
M <sub>c</sub> 120		1,7	26,24	22,626	19,0125	15,398	11,7834
Convoi D		1,558	38,36	31,68	25,008	18,33	11,65428
Combinaison	G + 1,1 (A + T)		50,10	37,79	30,01	14,53	3,57
	G + 1,1 (B <sub>c</sub> + T)		57,17	44,88	36,28	19,83	7,53
	G + M <sub>c</sub> 120		62,046	49,47	40,99	24,35	11,7834
	G + D		74,16	58,53	46,98	27,28	11,65428

3/A

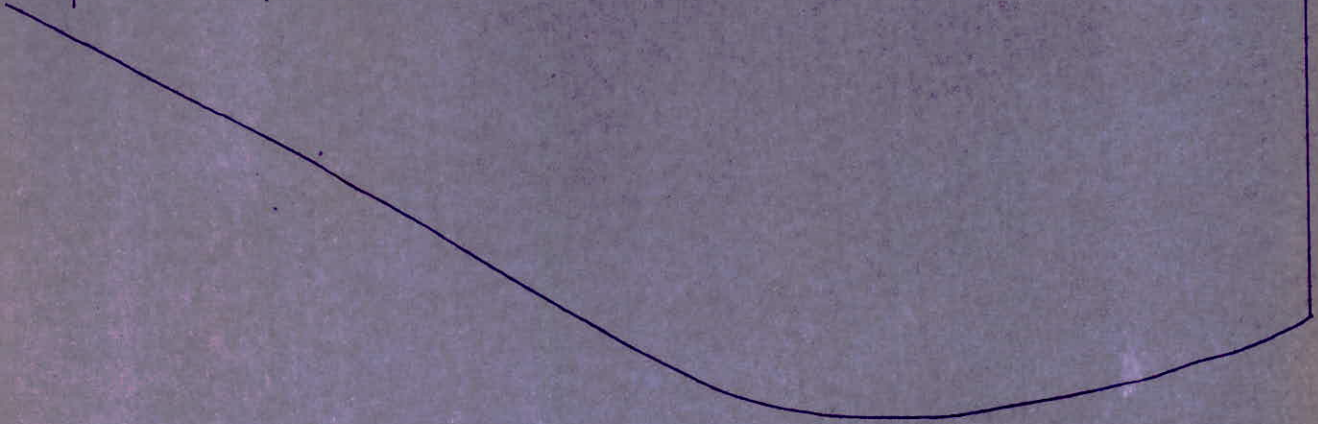
Poutu P4  $y=0$



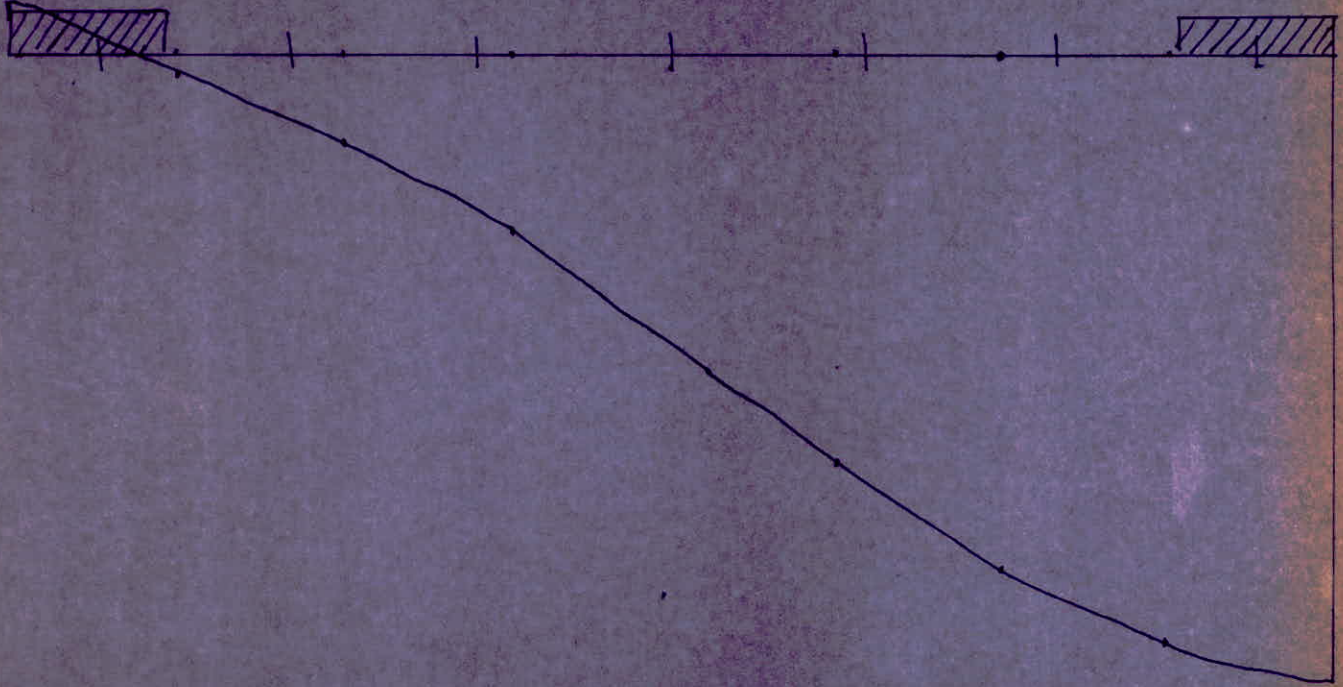
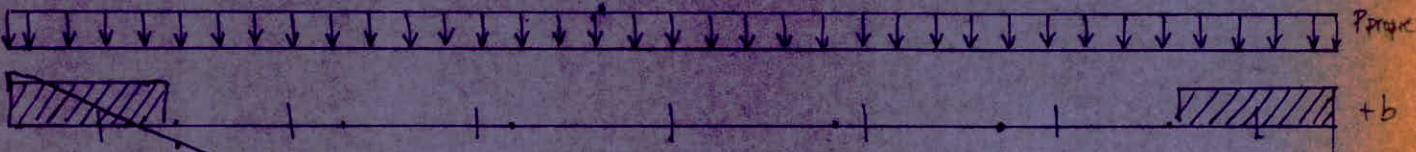
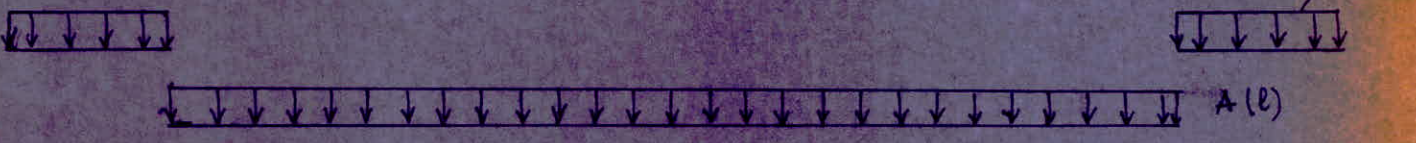
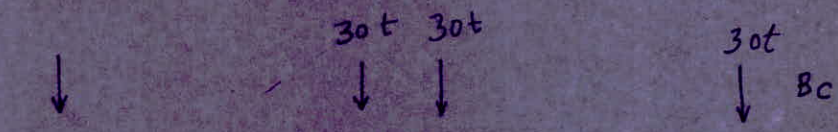
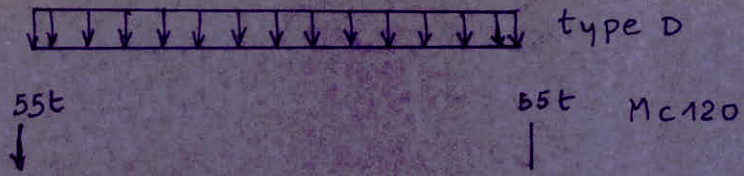
37B Poutre P5  $y = 1,28 \text{ m}$



G

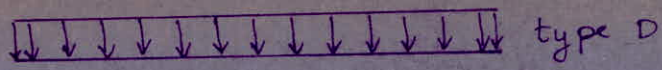


370 Poutre  $P_6$   $y=2,56$





3/D Poutre P7  $l = 3,84 \text{ m}$



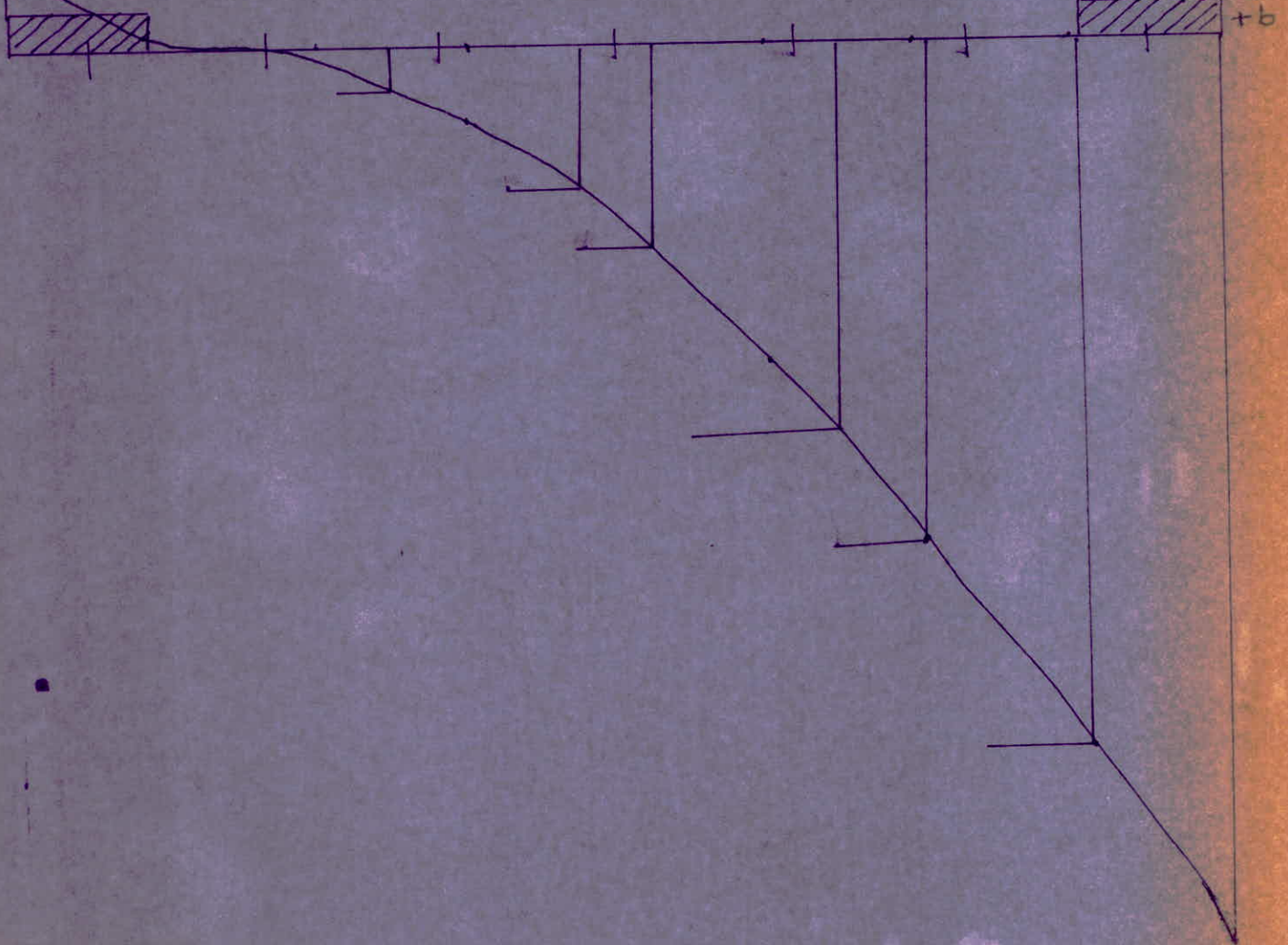
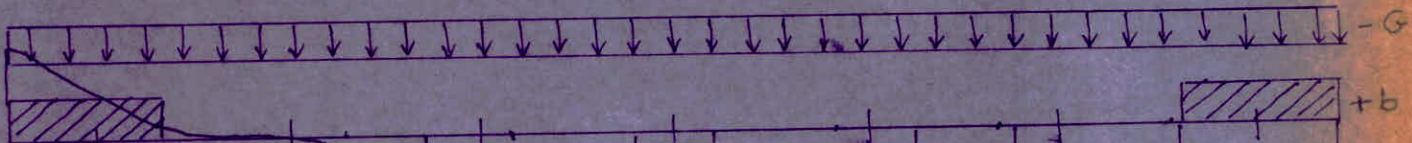
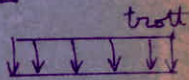
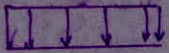
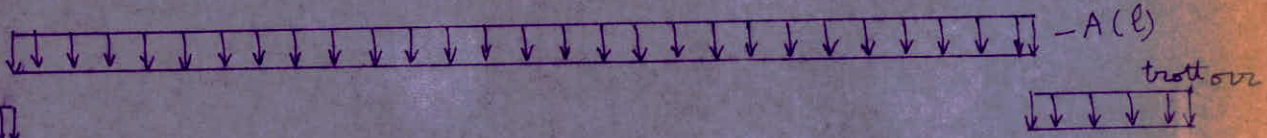
55t  
↓

55t  $M_c 120$   
↓

30t  
↓

30t  
↓ ↓

30t  $B_c$   
↓



## Calcul des moments fléchissants dans les entretoises

Le moment fléchissant par unité de largeur est donné par l'expression :

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

Le coefficient  $M_{\alpha m}$  s'exprime en fonction de  $M_0$  et  $M_1$  par la relation suivante :

$$M_{\alpha m} = M_0 + (M_1 - M_0) \alpha \left[ 1 - e^{-\frac{0,065 - \theta}{0,665}} \right]$$

Car  $0,1 < \theta \leq 1$  ;  $M_{\alpha m}$  dépend de  $(\theta, \alpha, \frac{e}{b}, \frac{y}{b})$

Pour avoir une bonne précision sur la valeur du moment (la charge réelle est remplacée par une charge de enveloppée en série de Fourier), Massonnet exige de prendre en compte les trois premiers termes de série correspondante.

$$M_{\alpha 1} \longrightarrow \ominus$$

$$M_{\alpha 3} \longrightarrow 3 \ominus$$

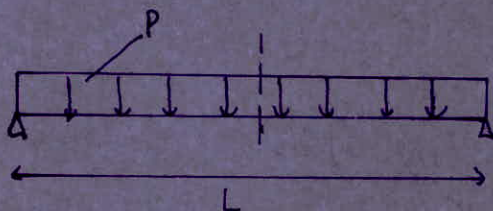
$$M_{\alpha 5} \longrightarrow 5 \ominus$$

### Les moments fléchissants pour chaque cas de chargement

a) Pour une charge linéaire uniforme complète (A(2), trottoir)

$$P_m = \frac{4P}{\pi m} \sin^2 \frac{m\pi}{2}$$

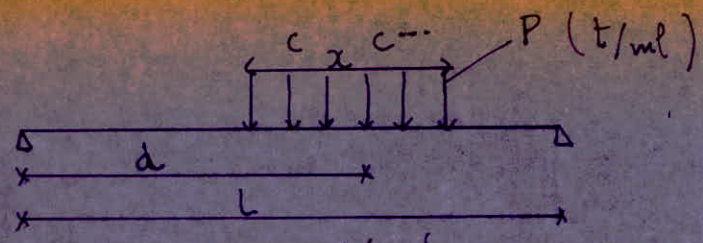
$$M_y = M_{\alpha m} \frac{4P}{\pi m} b \sin^2 \frac{m\pi}{2} \sin \frac{m\pi x}{L} \quad \text{avec } x = \frac{L}{2}$$



b) Pour une charge linéairement répartie (cas de  $M_c 120$  et convois)

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

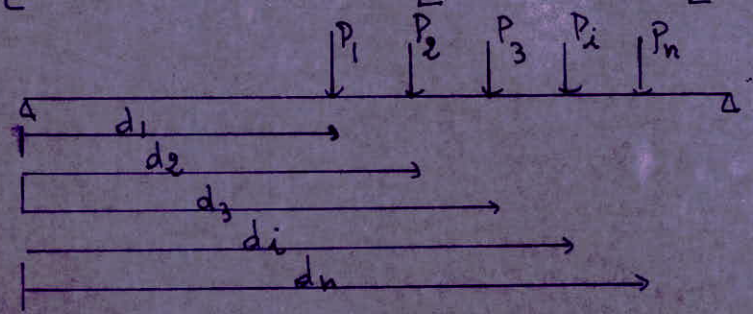
$$M_y = \sum_{m=1}^5 \frac{4P}{\pi} b \frac{1}{m} M_{\alpha m} \sin \frac{\pi c}{L} \sin \frac{m\pi d}{L} \sin \frac{\pi x}{L}$$



c) Pour un système de charges concentrées (cas B ; B<sub>t</sub> et B<sub>c</sub>)

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

$$M_y = \sum_{m=1}^5 \sum_{i=1}^n \frac{2b}{L} P_i M_{\alpha m} \sin \frac{m\pi d_i}{L} \sin \frac{m\pi x}{L}$$



La disposition dans le sens longitudinal est telle que la résultante de toutes les charges ponctuelles correspondant aux essieux B<sub>c</sub> passe par  $x = \frac{L}{2}$  (pour les deux sens de circulation).  
 La charge permanente n'engendre pas une flexion transversale.

Ligne d'influence de  $M_{\alpha}$ :

- $0,1 < \alpha \leq 1$   $M_{\alpha m} = M_0 + (M_1 - M_0) \alpha^{1-e \frac{0,065 - \alpha}{0,665}}$
- on prendra les trois premiers termes de la série de Fourier ( $m=1; 3; 5$ )
- Tableau des valeurs de  $M_{\alpha m}$  suivant les positions des poutres ( $m=1; \alpha_1 = \alpha = 0,65$ )

$M_{\alpha i} \times 10^{-4}$

$y \backslash e$	-b	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
$P_4$ $y=0$	-1060,467	-619,005	-118,37	556,96	1563,43	553,46	-118,37	-619,002	-1060,467
$P_5$ $y=1,28$	-627,528	-443,80	-233,479	-37,84	534,28	1315,21	454,015	-543,176	-1420,30
$P_6$ $y=2,56$	-275,713	-225,832	-122,483	-78,196	81,4	371,019	881,154	67,158	-1416,828
$P_7$ $y=3,84$	-58,783	-54,013	13,31	-37,578	-13,734	36,744	136,216	322,677	-573,016

- Les valeurs de  $M_{\alpha m}$  suivant les positions des poutres  
( $m = 3$ ,  $\theta_3 = 30$ ).

$$3\theta = 1,95$$

$$M_{\alpha} \times 10^{-4}$$

$y \backslash e$	$-b$	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	$0$	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	$b$
$P_4$ $y = 0$	19,165	-19,085	-81,379	-72,612	536,95	-72,612	-81,379	-19,085	19,165
$P_5$ $y = 1,28$	5,134	1,939	-15,768	-70,049	-73,107	430,809	32,429	-83,699	-33,534
$P_6$ $y = 2,56$	1,24	<del>1,762</del>	1,674	-17,044	-58,179	-66,121	349,193	133,635	-303,901
$P_7$ $y = 3,84$	0,0706	0,225	0,845	-0,13	-9,189	-29,636	-6,626	245,826	-240,726

- Les valeurs de  $M_{\alpha m}$  suivant les positions des poutres  
( $m = 5$ ,  $\theta_5 = 5\theta$ )

$$\theta_5 = 5\theta = 3,27$$

$y \backslash e$	$-b$	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	$0$	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	$b$
$P_4$ $y = 0$	-0,648	1,573	-4,687	-59,793	325,55	-59,79	-4,69	1,573	-0,648
$P_5$ $y = 1,28$	-0,0486	-0,0508	1,235	1,509	-50,186	256,742	6,935	-14,837	4,69
$P_6$ $y = 2,56$	$2,51 \times 10^{-3}$	-0,0215	-0,05	0,969	-2,555	-40,697	190,541	75,249	-50,868
$P_7$ $y = 3,84$	0	0	-0,0229	0,699	0,701	-31,19	124,191	143,972	-92,589

Les valeurs de  $M_{\alpha m}$  ( $m = 1, 3, 5$ ) vont nous permettre de tracer la ligne d'influence pour les poutres  $P_4$ ,  $P_5$ ,  $P_6$  et  $P_7$ .  
Pour déterminer les valeurs maximales des moments fléchissants transversaux, il faut chercher la position la plus efficace du chargement dans le sens transversal en se basant sur les lignes d'influence.

Les valeurs des coefficients de répartition  $M_{\alpha m}$  pour chaque surcharge seront réduites de la même manière que  $K_{\alpha}$  ( $M_{\alpha} = \frac{1}{n} \sum P_i$ ) pour les charges concentrées et  $M_{\alpha} = \frac{W}{l}$  pour les charges "uniformément réparties").

- Le calcul de ces coefficients pour chaque surcharge au droit de chaque poutre nous a permis d'avoir les valeurs de  $M_{\alpha m}^+$  et  $M_{\alpha m}^-$  les plus défavorables.

- Ces valeurs sont regroupés dans les tableaux suivants

- Les valeurs de  $M_{\alpha m}$  les plus défavorables:

		m=1		m=3		m=5	
		$M_{\alpha m}^+$	$M_{\alpha m}^-$	$M_{\alpha m}^+$	$M_{\alpha m}^-$	$M_{\alpha m}^+$	$M_{\alpha m}^-$
Trottoirs	1 trottoir chargé	0	0,08	0	0	0	0
	2 trottoirs chargés	0	0,16	0	0	0	0
A(l)	1 voie chargée	0,048	0,0032	0,0069	0,0036	0,0036	0,0007
	2 voies chargées	0,096	0,0032	0,0138	0,0036	0,0072	0,0014
B <sub>c</sub>	1 convoi	0,0137	0,0137	0,0085	0,002	0	0,0002
	2 convois	0,0225	0,0685	0,0088	0,0087	0,01	0
B <sub>E</sub>	1 convoi	0,0217	0,0095	0,0134	0,002	0	0,0022
	2 convois	0,029	0,00612	0,0252	0,00175	0,004	0,0005
B		0,078	0,0475	0,0268	0,004	0,016	0,0025
M <sub>c</sub> 120		0,0225	0,01125	0,002	0,001	0,001	0
Convoi D		0,0931	0,0065	0,0142	0,00425	0,0075	0

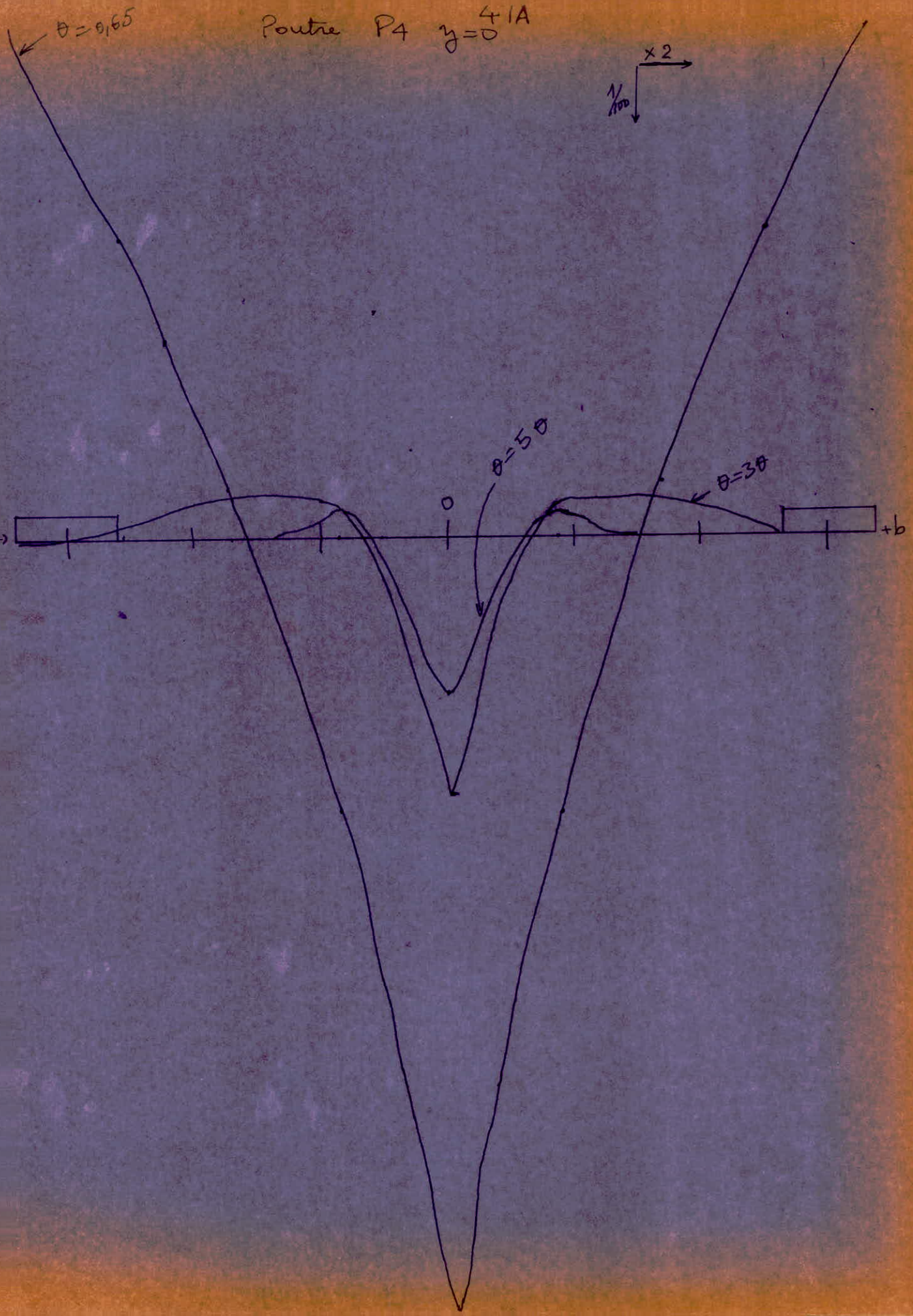
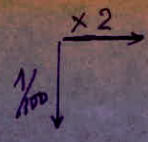
- Les valeurs sont données en  $t/m/ml$  (sans majoration)

	Trois fois		A(2)		Bc		Be			M <sub>c</sub> 120	convoi D
	1 Tratt.	2 Tratt.	1 Voie	2 Voies	1 Conv.	2 Conv.	1 Conv.	2 Conv.			
M <sup>+</sup>	0	0	1,619	2,864	0,138	0,15	0,045	0,222	0,238	0,366	3,264
M <sup>-</sup>	0,066	0,264	0,0364	0,0696	0,46	1,525	0,050	0,054	0,130	0,176	0,297

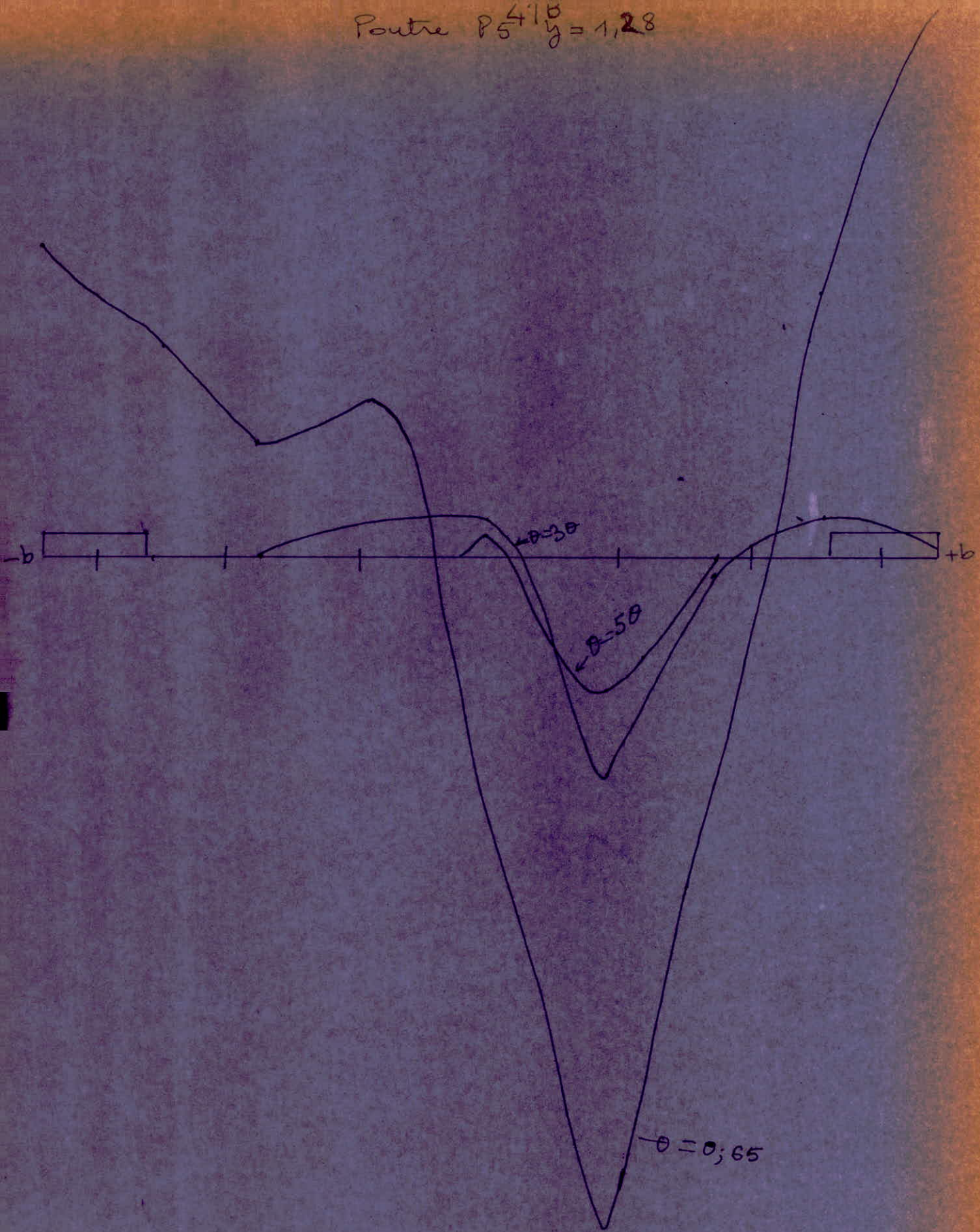
Les valeurs avec majoration

$$\text{d'où } \begin{cases} M_{\max} = 3,264 \text{ t/m/ml} \\ M_{\min} = 1,90998 \text{ t/m/ml} \end{cases}$$

Poutre P4  $y=0$   $\frac{4}{1A}$



Poutre P5  $\frac{410}{y} = 1,28$

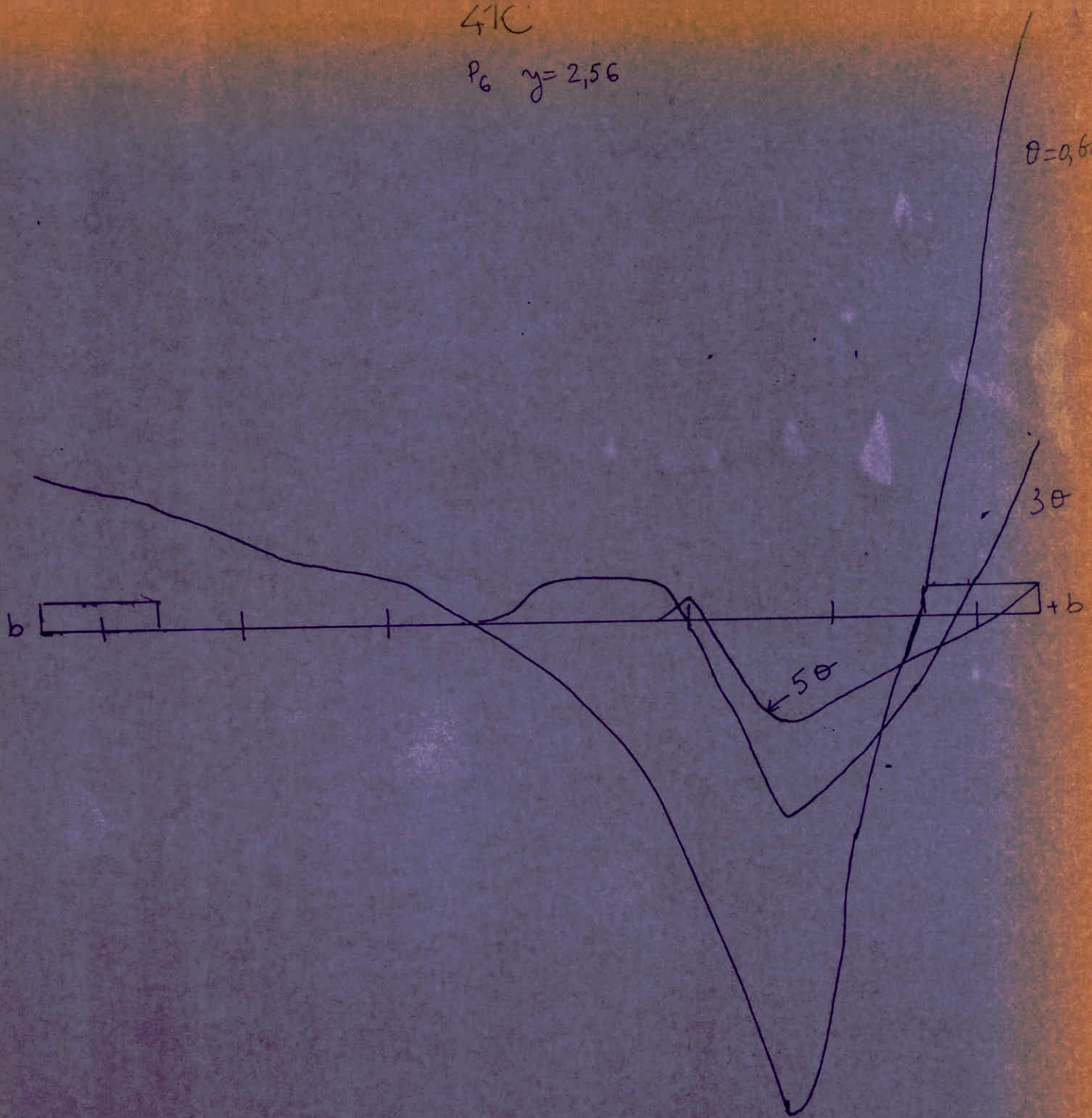




41C

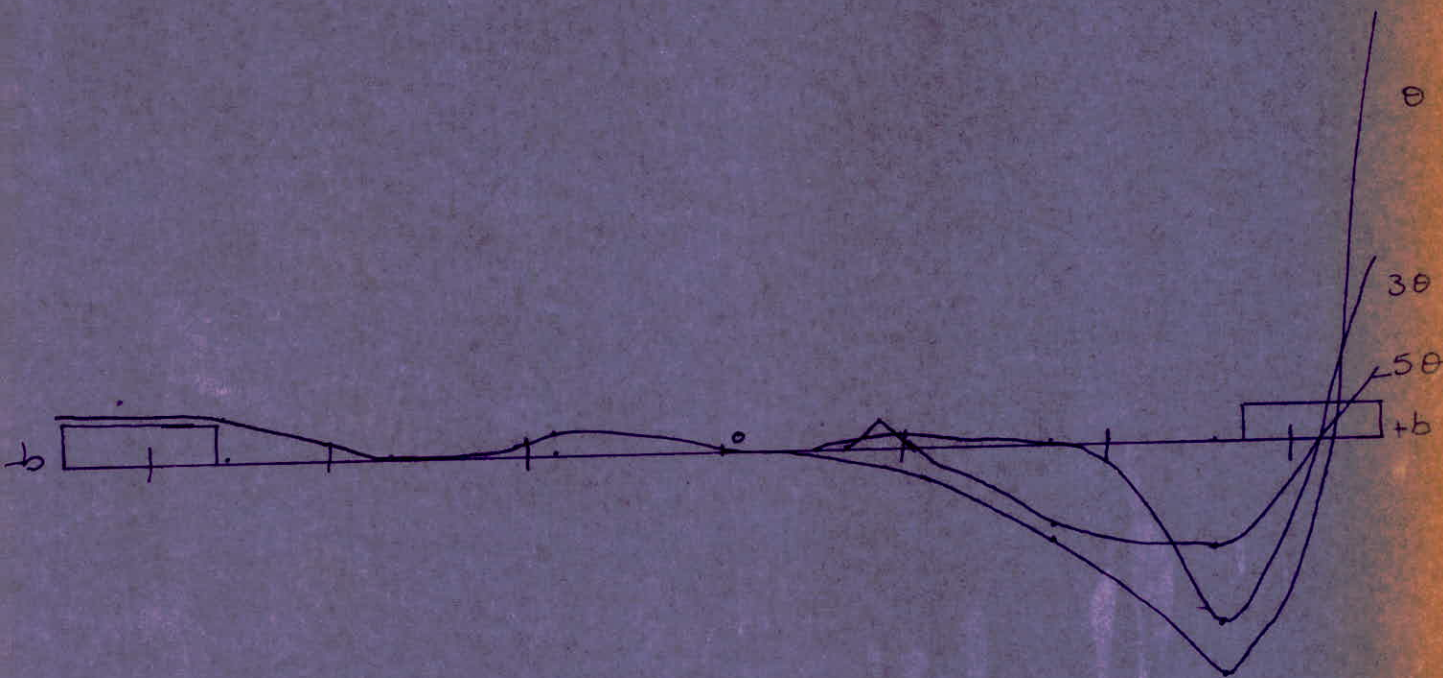
$$p_0 \quad y = 2,56$$

$$\theta = 0,65$$



$\times 2$   
 $\frac{4}{100}$

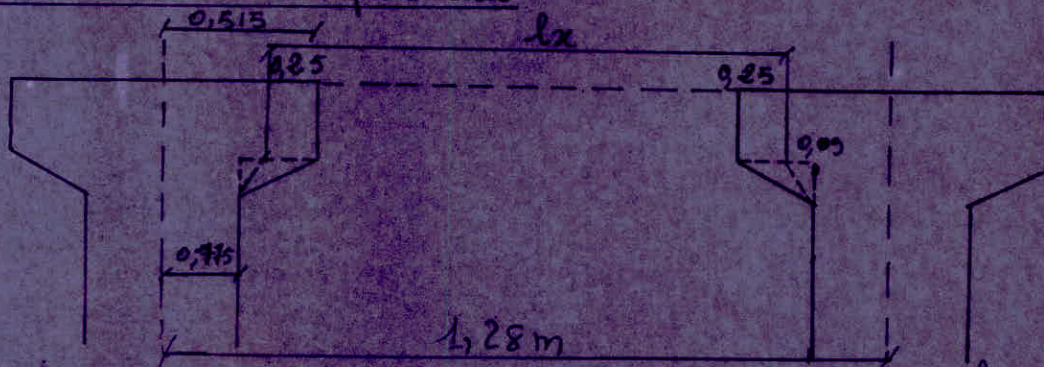
P7  $y = 3,84$



# 42 Etude du Platelage

La dalle qui constitue le platelage du pont est en béton armé, coulé sur place. Elle peut être assimilée à un assemblage de panneaux rectangulaires, de dimension  $l_x \times l_y$  telle que  $l_x < l_y$ . Les panneaux sont portés suivant la direction  $l_x$  par les entretoises d'about, et suivant  $l_y$  par les poutres principales. La dalle entière est continue dans les deux sens mais, nous considérons les panneaux comme partiellement encastrés entre-eux dans le sens  $l_y$ .

## I. Les dimensions du panneau



$l_x = 128 - 103 + 2 \times 25 = 75 \text{ cm} = 0,75 \text{ m}$  ;  $l_y = 33 - 0,25$  ;  $f = \frac{l_x}{l_y} = 0,023 < 0,4$   
 $f < 0,4$ , la plaque sera donc considérée travailler seulement suivant la plus petite dimension ( $l_x$ ). Le calcul des efforts sera effectué en considérant une poutre continue de largeur  $1,00 \text{ m}$  ; de hauteur  $h_0$  ; l'épaisseur de la dalle dont la portée de chaque travée sera égale à  $l_x$ .



## Calcul des efforts

vous utilisons la méthode par les abaques de Pigeaud

### Sous charges permanentes

On prend au milieu de  $l_x$  une bande de  $1 \text{ m}$  de large suivant  $l_y$ . L'étude est alors ramené à un calcul d'une poutre de  $1 \text{ m}$  de largeur, de hauteur  $h_0 = 20 \text{ cm}$  et de portée de  $0,75 \text{ m}$ .

• Poids propre de la dalle	---	$2,5 \times 1 \times 0,2$	$= 0,5$
• Poids propre du revêtement	---	$2,2 \times 1 \times 0,08$	$= 0,176$
• Poids propre de la chape	---	$0,02 \times 1 \times 2,2$	$= 0,044$
			$q = 0,72 \text{ t/ml}$

### - Moments fléchissants

$$M_{0x} = \frac{q l_x^2}{8} = \frac{0,72 \times 0,75^2}{8} = 0,0506 \text{ t.m} ; M_{tx} = 0,2 M_{0x} = 0,0101 \text{ t.m}$$

$$M_{ax} = 0,5 M_{0x} = 0,0253 \text{ t.m}$$

Dans le sens longitudinal, ( $l_y$ ) on prendra les armatures forçées sous les efforts suivants :

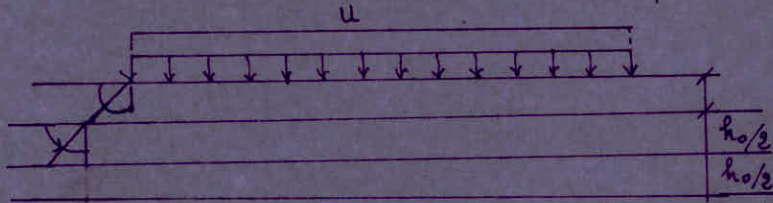
$$M_{ty} = \frac{1}{4} M_{tx} = 0,00253 \text{ t.m} ; M_{ay} = M_{ax} = 0,0253 \text{ t.m}$$

Efforts tranchants

- Au milieu de  $l_y$  :  $T_x = \frac{q l_x l_y}{2 l_y + l_x} = \frac{0,72 \times 0,75 \times 33,75}{2 \times 33,75 + 0,75} = 0,267 t$ .
- Au milieu de  $l_x$  :  $T_y = \frac{1}{3} q l_x = \frac{1}{3} \times 0,72 \times 0,75 = 0,18 t$ .

Sous surcharges

Diffusion : Lorsqu'une charge localisée s'exerce sur la dalle, les contraintes dues à cette surcharge sont diffusées dans le plan moyen ( $\Pi$ ), situé à mi-hauteur de la dalle. Il en est de même pour la surface d'impact



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

comme sous-somme, dans le cas d'une dalle en béton armée, alors  $\theta_0 = 45^\circ$  et d'un revêtement peu rigide (asphalte).

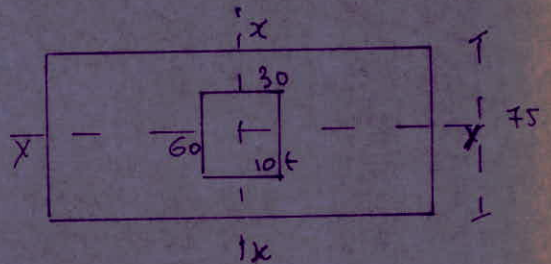
$\theta_r = \text{Arctg} \frac{3}{4}$

$u' = u + 1,5 e_r + h_0$   
 $v' = v + 1,5 e_r + h_0$

$v' \parallel l_y$   
 $u' \parallel l_x$

Roue isolée BT

$u' = 60 + 1,5 \times 8 + 20 = 92$   
 $v' = 30 + 1,5 \times 8 + 20 = 62$   
 $u' = 92 > l_x \Rightarrow u' = l_x = 0,75 \text{ m}$



$f = 0,02320 \left\{ \begin{array}{l} \frac{u'}{l_x} = 1 \\ \frac{v'}{l_x} = 0,82 \end{array} \right.$

$l_x = 75 \text{ cm} ; \quad \sigma = \frac{P}{u'v'} = 17,53$

Moments :

$M_1 = 0,0824 \quad M_2 = 0,0272$   
 $M_x = (M_1 + v M_2) P = (0,0824 + 1,5 \times 0,0272) \times 17,53 \times 0,75 \times 0,62 = 1,0043 \text{ t.m}$   
 $M_y = (M_2 + v M_1) P = (0,0272 + 1,5 \times 0,0824) \times 17,53 \times 0,75 \times 0,62 = 1,2292 \text{ t.m}$

Efforts tranchants

$u' > v' \left\{ \begin{array}{l} \text{au milieu de } u' : T_{u'} = \frac{P}{2u' + v'} = \frac{17,53 \times 0,75 \times 0,62}{2 \times 0,75 + 0,62} = 3,845 \text{ t/ml} \\ \text{au milieu de } v' : T_{v'} = \frac{P}{3v'} = \frac{17,53 \times 0,75 \times 0,62}{3 \times 0,75} = 3,6228 \text{ t/ml} \end{array} \right.$

Pour avoir les efforts tranchants max au milieu de  $l_x$  et  $l_y$ , on majora  $T_{u'}$  et  $T_{v'}$  de 25%

$T_x = 1,25 \times 3,845 = 4,8063$

$T_y = 1,25 \times 3,6228 = 4,5285$

Surcharge Bt

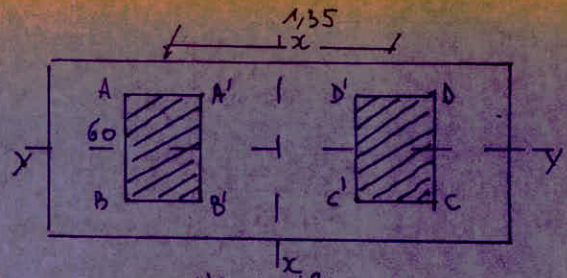
On ne peut disposer qu'une file de trous sur la plaque

$$u' = 1,5 \times 8 + 20 = 32 \text{ cm}$$

$$v' = 25 + 1,5 \times 8 + 20 = 57 \text{ cm}$$

comme  $v' = 0,57 \text{ m} < \alpha = 1,35 \text{ m}$ , il n'y pas d'interférence

$$\text{contrainte } \sigma' = \frac{P}{u' v'} = \frac{8}{0,32 \times 0,57} = 35,25 \text{ t/m}^2$$

Moments fléchissants

$$\text{Surface ABCD} \quad \begin{cases} u' = 32 \text{ cm} \\ v' = 192 \text{ cm} \end{cases}$$

$$f = 0 \quad \begin{cases} u > l_x \Rightarrow u' = l_x \\ v = 192 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{u'}{l_x} = 1 \\ \frac{v'}{l_x} = 2,56 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,048 \\ M_2 = 0,00218 \end{cases}$$

• charge fictive :  $P_1 = 0,75 \times 1,92 \times 15,25 = 21,96 \text{ t}$ .

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) P_1 = 1,1258 \text{ tm/ml} ; M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) P_1 = 1,6289 \text{ tm/ml}$$

• surface A'B'C'D'

$$\begin{cases} u' = 32 \text{ cm} > l_x \Rightarrow u' = l_x = 75 \text{ cm} \\ v' = 78 \text{ cm} \end{cases}$$

$$f = 0 \quad \begin{cases} \frac{u'}{l_x} = 1 \\ \frac{v'}{l_x} = 1,04 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,0772 \\ M_2 = 0,0198 \end{cases}$$

$$P = 15,25 \times 0,75 \times 0,78 = 8,92 \text{ t} ; M_{x2} = 0,9535 \text{ tm/ml} ; M_{y2} = 1,2095 \text{ t.m/ml}$$

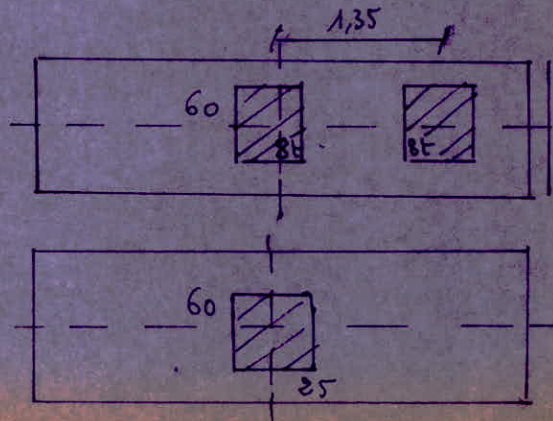
$$\text{Finalement: } \begin{cases} M_x = M_{x1} - M_{x2} = 1,1258 - 0,9535 = 0,1723 \text{ tm} \\ M_y = M_{y1} - M_{y2} = 1,6289 - 1,2095 = 0,4194 \text{ tm} \end{cases}$$

Efforts tranchants

La position défavorable est celle-ci  
Dans ce cas nous appliquons le principe de la superposition

Systeme ①

$$\begin{cases} u' = 32 \text{ cm} \\ v' = 57 \text{ cm} \end{cases}$$



$u' > l_x \Rightarrow u' = l_x = 75 \text{ cm}$   
 $v' = 57$   $u' > v'$

$P_1 = 15,25 \times 0,75 \times 0,57 = 6,52 \text{ t}$

$T_{1u} = \frac{6,52}{2 \times 0,75 + 0,57} = 3,15 \text{ t/ml}$  ;  $T_{1v} = \frac{6,52}{3 \times 0,75} = 2,89 \text{ t/ml}$

Système ②

$\sigma' = 15,25 \text{ t/m}^2$



• Surface AA'B'B'

$u' = 92 \text{ cm} > l_x$  ; charge fictive on prend  $u' = 75 \text{ cm}$ .

$v' = 327 \text{ cm}$

$P_2 = 15,25 \times 0,75 \times 3,27 = 37,40 \text{ t}$

$u' < v' \rightarrow T_{2u'} = \frac{P_2}{3v'} = 3,81 \text{ t/ml}$  ;  $T_{2v'} = \frac{P_2}{2v' + u'} = 5,13 \text{ t/ml}$

• Surface DD'C'C'

$u' = 92 \text{ cm} > l_x$ , on prend  $u' = l_x = 75 \text{ cm}$

$v' = 213$

charge fictive:  $P_3 = 15,25 \times 2,13 \times 0,75 = 24,36 \text{ t}$ .

$u' < v' \rightarrow T_{3u'} = \frac{24,36}{3 \times 2,13} = 3,81 \text{ t/ml}$  ;  $T_{3v'} = \frac{24,36}{2 \times 2,13 + 0,75} = 4,86 \text{ t/ml}$

Pour le système ②  $T_{2u'} = \frac{1}{2} (3,81 - 3,81) = 0$  ;  $T_{2v'} = \frac{1}{2} (5,13 - 4,86) = 0,135 \text{ t/ml}$

Pour l'ensemble :  $T_{u'} = 3,15 \text{ t/ml}$  .  $T_{v'} = 2,89 + 0,135 = 3,025 \text{ t/ml}$   
 Compte tenu de la majoration de 125% nous avons finalement :

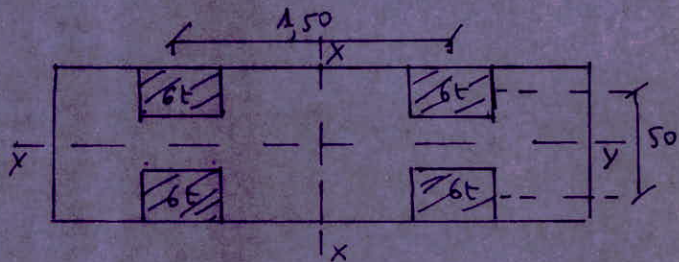
- au milieu de  $l_y$   $T_x = 1,25 \times 3,15 = 3,9375 \text{ t/ml}$ .
- au milieu de  $l_x$   $T_y = 1,25 \times 3,025 = 3,78125 \text{ t/ml}$ .

Surface Bc

Moments fléchissants

$u' = 25 + 1,5 \times 8 + 20 = 57$

$v' = 25 + 1,5 \times 8 + 20 = 57$



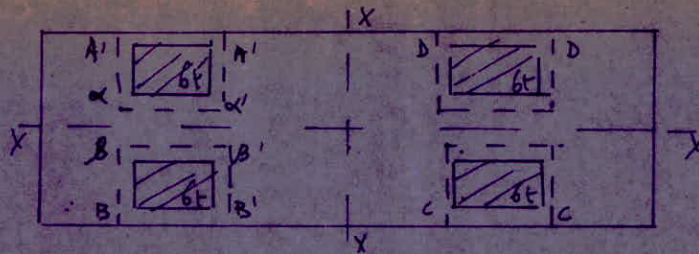
Interférence

Sens  $l_x = u' = 57 \text{ cm}$  }  $\alpha = 50 \text{ cm}$  }  $u' > \alpha \Rightarrow$  il y a interférence  $\Delta = u' - \alpha = 7 \text{ cm}$  (zone d'interférence)

Sens  $l_y = v' = 57$  }  $\alpha = 150$  }  $v' < \alpha \Rightarrow$  pas d'interférence

Contraintes :

$\sigma = \frac{P}{u'v'} = \frac{6}{(0,57)^2} = 18,46 \text{ t/m}^2$



Il y a donc lieu de distinguer les surfaces  $\Omega I$  non touchées par l'interférence et les surfaces intéressées par l'interférence.

- Surface  $\Omega I$

• Surface ABCD:  $u'_1 = 2u' - \Delta = 2 \times 57 - 7 = 107 > 0,2x \Rightarrow u'_1 = 0,2y = 75 \text{ cm}$   
 $v'_1 = 207 \text{ cm}$  ;  $P_1 = 0,75 \times 207 \times 18,46 = 28,66 \text{ t}$ .

$$f=0 \begin{cases} \frac{u'_1}{l_y} = 1 \\ \frac{v'_1}{l_x} = 3,76 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,0448 \\ M_2 = 0,00162 \end{cases}$$

$$M_{x1} = (0,0448 + 0,15 \times 0,00162) \times 28,66 = 1,29093 \text{ tm/ml}$$

$$M_{y1} = (0,00162 + 0,15 \times 0,0448) \times 28,66 = 0,23902 \text{ t-m/ml}$$

• Surface A'B'C'D'

$$\begin{cases} u'_2 = 75 \text{ cm} \\ v'_2 = 93 \text{ cm} \end{cases} \quad P_2 = 0,75 \times 93 \times 18,46 = 12,875$$

$$f=0 \begin{cases} \frac{u'_2}{l_x} = 1 \\ \frac{v'_2}{l_y} = 1,24 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,0718 \\ M_2 = 0,0152 \end{cases} \quad \begin{cases} M_{x2} = 0,95378 \text{ t-m/ml} \\ M_{y2} = 0,33436 \text{ t-m/ml} \end{cases}$$

$$M_x^I = M_{x1} - M_{x2} = 1,29093 - 0,95378 = 0,33715 \text{ tm/ml}$$

$$M_y^I = M_{y1} - M_{y2} = 0,23902 - 0,33436 = -0,09534 \text{ tm/ml}$$

- Surface  $\Omega II$

• Surface  $\alpha\beta\delta\delta$  :  $u'_1 = 7 \text{ cm}$   
 $v'_1 = 207 \text{ cm}$  ;  $P_1 = 0,07 \times 207 \times 18,46 = 2,675$  ;  $P_2 = 2,675$

$$f=0 \Rightarrow \begin{cases} \frac{u'_1}{l_x} = 0,093 \approx 0,1 \\ \frac{v'_1}{l_y} = 3,76 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,0838 \\ M_2 = 0,00266 \end{cases}$$

$$M_{x1} = 0,22523 \text{ tm/ml} ; M_{y1} = 0,04074 \text{ tm/ml}$$

• Surface  $\alpha'\beta'\delta'\delta'$

$$\begin{cases} u'_2 = 7 \text{ cm} \\ v'_2 = 93 \text{ cm} \end{cases} \quad P_2 = 0,07 \times 93 \times 18,46 = 1,2017 ; P_2 = 1,2017 \text{ t}$$

$$\int = 0 \begin{cases} \frac{u'_2}{l_x} = 0,093 \approx 0,1 \\ \frac{v'_2}{l_x} = 1,24 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,1472 \\ M_2 = 0,0244 \end{cases}$$

$$M_{x2} = 0,18128 \text{ tm/ml} \quad , \quad M_{y2} = 0,05585 \text{ tm/ml}$$

$$M_x^{\text{II}} = M_{x1} - M_{x2} = 0,22523 - 0,18128 = 0,04395 \text{ tm/ml}$$

$$M_y^{\text{II}} = M_{y1} - M_{y2} = 0,04074 - 0,05585 = -0,01511 \text{ tm/ml}$$

En définitive, les moments fléchissants résultants sont :

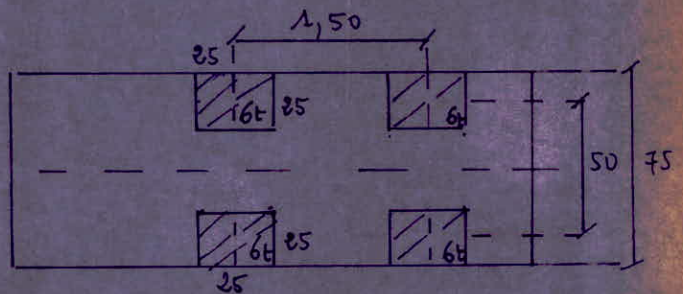
$$M_x = M_x^{\text{I}} + M_x^{\text{II}} = 0,33715 + 0,04395 = 0,3811 \text{ tm/ml}$$

$$M_y = M_y^{\text{I}} + M_y^{\text{II}} = -0,09534 - 0,01511 = -0,11045 \text{ tm/ml}$$

### Efforts tranchants

La position défavorable est la suivante :

Ce système est la superposition de deux systèmes élémentaires si nous utilisons l'artifice de M Résal

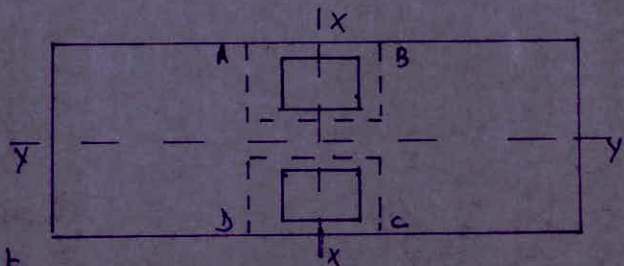


- Système ①

• Surface ABCD

$$\begin{cases} u'_1 = 75 \text{ cm} \\ v'_1 = 57 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} u'_1 = 75 \text{ cm} \\ v'_1 = 57 \text{ cm} \end{cases}$$



$$P_1 = 0,75 \times 0,57 \times 18,46 = 7,8916 \text{ t.}$$

$$u'_1 > v'_1 \begin{cases} T_{u'_1} = \frac{P_1}{2u_1 + v_1} = \frac{7,8916}{2 \times 0,75 + 0,57} = 3,81236 \text{ t/ml} \\ T_{v'_1} = \frac{P_1}{3u_1} = \frac{7,8916}{3 \times 0,75} = 3,507377 \text{ t/ml} \end{cases}$$

• Surface  $\alpha$  B  $\delta$   $\delta$

$$\begin{cases} u'_2 = 7 \text{ cm} \\ v'_2 = 57 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} u'_2 = 7 \text{ cm} \\ v'_2 = 57 \text{ cm} \end{cases}$$

$$P_2 = 0,07 \times 0,57 \times 18,46 \quad ; \quad P_2 = 0,73655 \text{ t.}$$

$$u'_2 < v'_2 \Rightarrow \begin{cases} T_{u'_2} = \frac{P_2}{3v'_2} = \frac{0,73655}{3 \times 0,57} = 0,32735 \text{ t.} \\ T_{v'_2} = \frac{P_2}{2v'_2 + u'_2} = \frac{0,73655}{2 \times 0,57 + 0,07} = 0,60872 \text{ t.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_{u'_2} = \frac{P_2}{3v'_2} = \frac{0,73655}{3 \times 0,57} = 0,32735 \text{ t.} \\ T_{v'_2} = \frac{P_2}{2v'_2 + u'_2} = \frac{0,73655}{2 \times 0,57 + 0,07} = 0,60872 \text{ t.} \end{cases}$$

Pour le système ① donc :

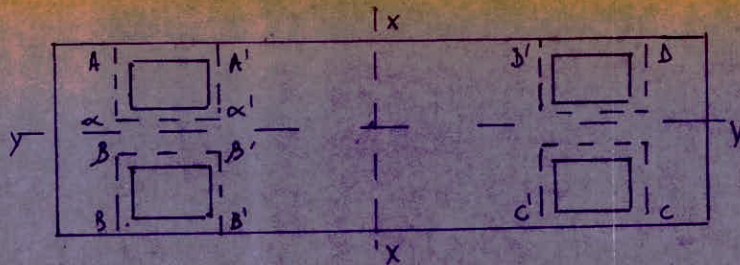
$$\begin{cases} T_{u_1}^{\text{I}} = T_{u'_1} + T_{u'_2} = 3,81236 + 0,32735 = 4,14 \text{ t.} \\ T_{v_1}^{\text{I}} = T_{v'_1} + T_{v'_2} = 3,507377 + 0,60872 = 4,12 \text{ t.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_{u_1}^{\text{I}} = T_{u'_1} + T_{u'_2} = 3,81236 + 0,32735 = 4,14 \text{ t.} \\ T_{v_1}^{\text{I}} = T_{v'_1} + T_{v'_2} = 3,507377 + 0,60872 = 4,12 \text{ t.} \end{cases}$$



- Système (2)  
 • Surface ABCD

$$\begin{cases} u_1 = 75 \text{ cm} \\ v_1 = 357 \text{ cm} \end{cases}$$



$$P_1 = 0,75 \times 3,57 \times 18,46 = 49,43 \text{ t/m}$$

$$Tu_1 = \frac{P_1}{3v_1} = \frac{49,43}{3 \times 3,57} = 4,615 \text{ t}$$

$$Tv_1 = \frac{P_1}{2 \times v_1 + u_1} = \frac{49,43}{2 \times 3,57 + 0,75} = 6,265 \text{ t}$$

- Surface A'B'C'D'

$$\begin{cases} u_2 = 75 \text{ cm} \\ v_2 = 243 \text{ cm} \end{cases}$$

$$P_2 = 0,75 \times 2,43 \times 18,46 = 33,643 \text{ t}$$

$$Tu_2 = \frac{P_2}{3v_2} = \frac{33,643}{3 \times 2,43} = 4,615 \text{ t}$$

$$u_2 < v_2 \Rightarrow Tv_2 = \frac{P_2}{2v_2 + u_2} = \frac{33,643}{2 \times 2,43 + 0,75} = 5,997 \text{ t}$$

Par conséquent nous avons

$$T_u^{\text{II}} = \frac{1}{2} (Tu_1 - Tu_2) = \frac{1}{2} (4,615 - 4,615) = 0$$

$$T_v^{\text{II}} = \frac{1}{2} (Tv_1 - Tv_2) = \frac{1}{2} (6,265 - 5,997) = 0,134 \text{ t}$$

Zones d'interférence

- Surface  $\alpha$  B  $\delta$  5 :  $\begin{cases} u_1 = 7 \text{ cm} \\ v_1 = 357 \text{ cm} \end{cases} \quad P_1 = 0,07 \times 3,57 \times 18,46 = 4,613 \text{ t}$

$$u_1 < v_1 \Rightarrow \begin{cases} Tu_1 = \frac{P_1}{3v_1} = \frac{4,613}{3 \times 3,57} = 0,431 \text{ t} \\ Tv_1 = \frac{P_1}{2 \times v_1 + u_1} = \frac{4,613}{2 \times 3,57 + 0,07} = 0,64 \text{ t} \end{cases}$$

- Surface  $\alpha'$  B'  $\delta'$  5'

$$\begin{cases} u_2 = 7 \text{ cm} \\ v_2 = 243 \text{ cm} \end{cases} \quad P_2 = 0,07 \times 2,43 \times 18,46 = 3,14 \text{ t}$$

$$u_2 < v_2 \Rightarrow Tu_2 = \frac{P_2}{3v_2} = \frac{3,14}{3 \times 2,43} = 0,431 \text{ t}$$

$$Tv_2 = \frac{P_2}{2v_2 + u_2} = \frac{3,14}{2 \times 2,43 + 0,07} = 0,637 \text{ t}$$

nous avons alors :

$$T_u^{\text{II}} = \frac{1}{2} (Tu_1 - Tu_2) = \frac{1}{2} (0,431 - 0,431) \times \frac{1}{2} = 0$$

$$T_v^{\text{II}} = \frac{1}{2} (Tv_1 - Tv_2) = \frac{1}{2} (0,640 - 0,640) = 0$$

Pour le système (2) donc :

$$T_{u_1}^{\text{II}} = T_{u_1}^{\text{II}_1} + T_{u_1}^{\text{II}_2} = 0 + 0 = 0$$

$$T_{v_1}^{\text{II}} = T_{v_1}^{\text{II}_1} + T_{v_1}^{\text{II}_2} = 0,134 + 0 = 0,134 \text{ t/ml.}$$

Pour le système entier :

$$T_{u'} = T_{u_1}^{\text{I}} + T_{u_1}^{\text{II}} = 4,14 + 0 = 4,14 \text{ t.}$$

$$T_{v'} = T_{v_1}^{\text{I}} + T_{v_1}^{\text{II}} = 4,12 + 0,134 = 4,254 \text{ t.}$$

En tenant compte d'une majoration de 25%, nous avons finalement pour la surcharge  $B_c$  :  $T_{u'} = 1,25 \times 4,14 = 5,2 \text{ t/ml}$  ;  $T_{v'} = 1,25 \times 4,254 = 5,32 \text{ t/ml}$ .

### Surcharge A (L)

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+18} \quad [\text{kg/ml}]$$

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{33+12} = 1030 \text{ kg/ml} \quad ; \quad A = K \cdot \frac{l_0}{l_v} \times A(L)$$

Nombre de voie :  $N = \frac{l_0}{3} = \frac{6,5}{3} = 2,16 \Rightarrow N = 2 \text{ voies}$

$$l_v = \frac{l_0}{N} = \frac{6,5}{2} = 3,25 \text{ m.} \quad ; \quad 5,5 < l_r < 7 \text{ et } N = 2 \text{ Pont de 2e classe}$$

$$l_0 = 3,00 \text{ m} \quad ; \quad K = 0,9 \quad ; \quad A = 0,90 \times \frac{3}{3,25} \times 1030 = 855,69 \text{ kg/m}^2$$

Dans le calcul des efforts nous prenons une bande de 1 m de largeur.

### - Moments fléchissants

$$M_x = \frac{q l_x^2}{8} = \frac{855,69 \times (0,75)^2}{8} = 60,266 \text{ kg.m/ml} \quad ; \quad M_y = \frac{1}{4} \times M_x = 15,0415 \text{ kg.m/ml}$$

### Efforts tranchants

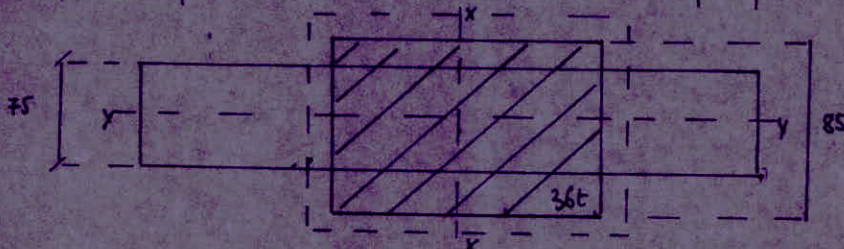
$$T_x = q \frac{l_x - l_y}{2l_y + l_x} = 855,69 \times \frac{0,75 \times 32,75}{2 \times 32,75 + 0,75} = 317,251 \text{ kg/ml.}$$

$$T_y = q \frac{l_x}{3} = \frac{855,69 \times 0,75}{3} = 213,92 \text{ kg/ml.}$$

Soit :  $T_x = 0,3172 \text{ t/ml}$  ;  $T_y = 0,2139 \text{ t/ml}$ .

### Surcharge militaire Mc 80

On ne peut placer qu'une seule chenille sur la plaque considérée.



$$\begin{cases} u' = 85 + 1,5 \times 8 \times 20 = 117 \text{ cm} \\ v' = 490 + 1,5 \times 8 + 20 = 522 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} u' = 117 \text{ cm} \\ v' = 522 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \sigma' = \frac{36}{1,17 \times 5,22} = 5,8345 \text{ t/m}^2$$

$$P = 0,75 \times 5,22 \times 5,8945 = 23,077 \text{ t.}$$

- Moments fléchissants

$$f = 0 \begin{cases} \frac{u_x}{l_x} = 1 \\ \frac{v'}{l_x} = 6,96 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,040 \\ M_2 = 0,0009 \end{cases}$$

$$M_x = (0,04 + 0,15 \times 0,0009) \times 23,077 = 0,9262 \text{ tm/ml}$$

$$M_y = (0,0009 + 0,15 \times 0,040) \times 23,077 = 0,15323 \text{ tm/ml}$$

- Efforts tranchants

$$u' < v' \Rightarrow T_{u'} = \frac{P}{3v'} = \frac{23,077}{3 \times 5,22} = 1,4736 \text{ t/ml.}$$

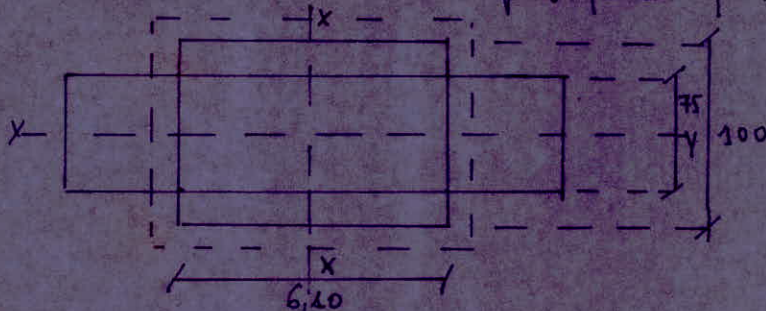
$$T_v' = \frac{P}{2 \times v' + u'} = \frac{23,077}{2 \times 5,22 + 0,75} = 2,0623 \text{ t/ml.}$$

On a donc :

- au milieu de  $l_y$   $T_x = 1,25 T_{u'} = 1,25 \times 1,4736 = 1,842 \text{ t/ml}$   $T_x = 1,842 \text{ t/ml}$

- au milieu de  $l_x$   $T_y = 1,25 T_{v'} = 1,25 \times 2,0623 = 2,5778$  ;  $T_y = 2,5778 \text{ t/ml.}$

Surcharge militaire  $n_c 120$  : on ne peut placer qu'une seule chenille



$$\begin{cases} u' = 100 + 1,5 \times 8 + 20 = 132 \text{ cm} \\ v' = 640 + 1,5 \times 8 + 20 = 642 \text{ cm} \end{cases}$$

$$P = 0,75 \times 6,42 \times 6,49 = 31,25 \text{ t.}$$

$$\sigma' = \frac{55}{1,32 \times 6,42} = 6,49 \text{ t/m}^2$$

- Moments fléchissants

$$f = 0 \Rightarrow \begin{cases} \frac{u'}{l_x} = 1 \\ \frac{v'}{l_x} = 8,56 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,04 \\ M_2 = 0,0009 \end{cases}$$

$$M_x = (0,04 + 0,15 \times 0,0009) \times 31,25 = 1,2542 \text{ tm/ml}$$

$$M_y = (0,0009 + 0,15 \times 0,04) \times 31,25 = 0,2156 \text{ tm/ml}$$

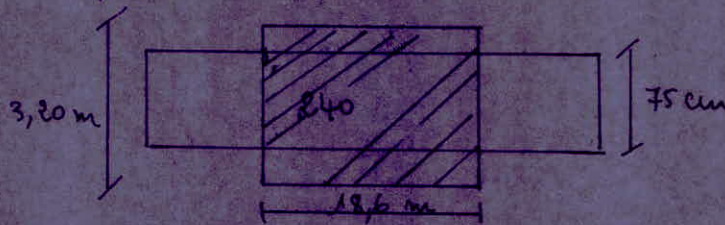
- Efforts tranchants

$$u' < v' \Rightarrow \begin{cases} T_{u'} = \frac{31,25}{3 \times 6,42} = 1,6225 \text{ t.} \\ T_{v'} = \frac{31,25}{2 \times 6,42 + 0,75} = 2,2995 \text{ t.} \end{cases}$$

On a donc :

- au milieu de  $l_y$   $T_x = 1,25 \times 1,6225 = 2,028 \text{ t/ml}$ .
- au milieu de  $l_x$   $T_y = 1,25 \times 2,2995 = 2,8744 \text{ t/ml}$ .

### Surcharge due au convoi D



$$\begin{cases} u' = 320 + 1,5 \times 8 + 20 = 352 \\ v' = 1860 + 1,5 \times 8 + 20 = 1892 \end{cases}$$

$$\sigma' = \frac{240}{3,52 \times 18,92} = 3,604 \text{ t/ml}$$

$$f = 0 \begin{cases} \frac{u'}{L} = 1 \\ \frac{v'}{L_x} = 270 \rightarrow 3 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,04 \\ M_2 = 0,0009 \end{cases}$$

$$P = 0,75 \times 18,92 \times 3,604 = 51,167 \text{ t}$$

$$M_x = (0,04 + 0,15 \times 0,0009) \times 51,167 = 2,0536 \text{ tm/ml}$$

$$M_y = (0,0009 + 0,15 \times 0,04) \times 51,167 = 0,35305 \text{ tm/ml}$$

### calcul de l'effort tranchant

$$T_u' = \frac{P}{3v'} = \frac{51,167}{3 \times 18,92} = 0,90156 \text{ t/ml}$$

$$T_v' = \frac{P}{2 \times v' + u'} = \frac{51,167}{2 \times 18,92 + 0,75} = 1,3259 \text{ t/ml}$$

On a donc :

- au milieu de  $l_y$  :  $T_x = 1,25 \times 0,90156 = 1,1269 \text{ t/ml}$ .
- au milieu de  $l_x$  :  $T_y = 1,25 \times 1,3259 = 1,6574 \text{ t/ml}$ .

### calcul du coefficient de majoration

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

$$l = 6,50 \text{ m} \quad l_1 = 7,68 \text{ m} \quad L = 33 \text{ m}$$

$$l_1 = \max(l, l_1) = 7,68 \text{ m} \quad l_1 < L \quad \text{on prendra } L = l_1 = 7,68 \text{ m}$$

P: Poids total du tablier à l'exception des poutres principales et entretoises correspondant à la surface  $L$  (après comparaison)  $\times$  la largeur du pont

- dalle + prédalle	- - - - -	$2,5 \times 0,2 \times 6,5 \times 33,4$	$\rightarrow$	108,55 t
- revêtement	- - - - -	$0,08 \times 6,5 \times 33,4 \times 22$	$\rightarrow$	38,209
- garde corps	- - - - -	$0,2 \times 33,4$	$\rightarrow$	6,68
- glissière	- - - - -	$0,2 \times 33,4$	$\rightarrow$	6,68

S: Surcharge maximum que l'on peut avoir sur une distance  $L$   $P = 160,119 \text{ t}$

$$- \text{ Pour le système Bc ; } b_c = 1 \quad = 60 \quad ; \quad b = 60 \quad ; \quad = 1,209$$

- Pour le système  $B_t$  :  $b_t = 0,9$  ;  $S = 64$  ;  $S \cdot b_t = 57,6$  ;  $\xi = 1,207$
- Pour le système  $B_r$  :  $S = 10t$  ;  $\xi = 1,1669$
- Pour  $M_c 120$  :  $S = 110$  ;  $\xi = 1,2456$
- Pour  $M_c 80$  :  $S = 72$  ;  $\xi = 1,2184$

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

- Suivant  $l_x$  :  $M_{tx} = 0,8 M_x$  ;  $M_{ax} = 0,5 M_x$  pour les charges uniformément réparties
- Suivant  $l_y$  :  $M_{tx} = 0,75 M_x$  ;  $M_{ax} = 0,5$  pour les charges localisées
- $M_{ty} = \frac{1}{4} M_{tx}$  ;  $M_{ay} = M_{ax} = 0,5 M_x$

Efforts	G	A (E)	B <sub>c</sub>	B <sub>t</sub>	B	M <sub>c</sub> 80	M <sub>c</sub> 120	Comb D
$M_{tx}$ (tm/ml)	0,0405	0,04813	0,3455	0,1559	0,8789	0,907	1,2497	1,6428
$M_{ax}$	0,0253	0,03008	0,23037	0,10338	0,5859	0,5642	0,7873	1,0268
$M_{ty}$	0,010125	0,01203	0,08639	0,03899	0,2197	0,22569	0,3124	0,4107
$M_{ay}$	0,0253	0,03008	0,23037	0,10338	0,5859	0,5642	0,7873	1,0268
$T_x$ (t/ml)	0,267	0,3172	6,2868	4,7525	5,6085	2,2443	2,5260	4,1269
$T_y$	0,18	0,2139	6,4318	4,5639	5,2843	3,3847	3,5803	4,6574

### Sollicitation maximale

#### Moments fléchissants

- surcharge civile  $G + 1,2 S$
- surcharge militaire et exceptionnelle  $G + S$
- S : somme des moments de flexion locale et transversale
- G : moment dû au poids propre.

- Suivant  $l_x$  : le couvoi D est le plus défavorable

$$\text{Flexion locale} \begin{cases} M_{tx} = 1,6428 \text{ tm/ml} ; & M_{ax} = 1,0268 \\ M_{tx} = 0,0405 \text{ tm/ml} ; & M_{ax} = 0,0253 \end{cases}$$

$$\text{Flexion transversale} : M_{tx} = 3,264 \text{ tm/ml} ; M_{ax} = -0,29 \text{ tm/ml}$$

$$\text{Moments résultants} : M_{tx} = 4,9473 \text{ tm/ml} ; M_{ax} = 0,7551 \text{ tm/ml}$$

- Suivant  $l_y$  : flexion locale uniquement (couvoi D est le plus défavorable).

$$\text{Moments résultants} : M_{ty} = 0,010125 + 0,4107 = 0,4208 \text{ tm/ml}$$

$$M_{ay} = 0,0253 + 1,0268 = 1,0521 \text{ tm/ml}$$

#### Efforts tranchants

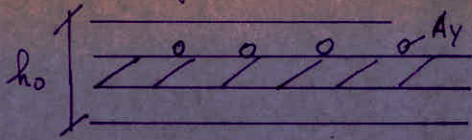
La combinaison la plus défavorable est occasionnée par B<sub>c</sub>

$$T_x = T_{xG} + 1,2 T_{xB_c} = 7,8112 \text{ t/ml} ; T_y = T_{yG} + 1,2 T_{yB_c} = 7,8982 \text{ t/ml}$$

#### Ferraillage de la dalle

$$\text{suivant } l_x \quad M_{tx} = 4,9473 \text{ tm/ml}$$

- armatures inférieures : on utilise la méthode forfaitaire



$$h_0 = 20 \text{ cm} \quad e = 1 \text{ cm} \quad \text{construction protégée}$$

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} = 20 \text{ mm}, \text{ on prend } \phi = 16 \text{ mm}$$

$$d_1 = e + \frac{\phi}{2} = 1 + 0,8 = 1,8 \text{ cm}$$

$$h_x = h_0 - d_1 = 20 - 1,8 = 18,2 \text{ cm}$$

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{\frac{7}{8} \times h_x \times \bar{\sigma}_a} = \frac{4,9473 \times 10^5}{\frac{7}{8} \times 18,2 \times 2800} = 11,096 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on prendra 6T16  $\rightarrow$  13,10 cm<sup>2</sup>/ml

- armatures supérieures :  $M_{ax} = 0,7551 \text{ tm/ml}$

$$A_x^a = \frac{0,7551 \times 10^5}{\frac{7}{8} \times 18,2 \times 2800} = 1,6934 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ on prendra 3T10 } \rightarrow A_x = 2,35 \text{ cm}^2$$

Suivant l<sub>y</sub>

- armatures inférieures :  $M_{ly} = 0,4208 \text{ tm/ml}$

$$d_2 = 1 + \phi + \frac{\phi}{2} = 3,4 \text{ cm} \quad h_y = 20 - 3,4 = 16,6 \text{ cm}$$

$$A_y^t = \frac{M_{ly}}{\frac{7}{8} \cdot h_y} = \frac{0,4208 \times 10^5}{\frac{7}{8} \times 16,6 \times 2800} = 1,035 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend  $A_y^t = \frac{A_x^t}{4} = 3,025 \text{ cm}^2/\text{ml}$  . donc 6T12  $\rightarrow$  6,7 cm

- armatures supérieures :  $M_{ay} = 1,052 \text{ tm/ml}$

$$A_y^a = \frac{M_{ay}}{\frac{7}{8} \times 16,6 \times 2800} = \frac{1,052 \times 10^5}{\frac{7}{8} \times 16,6 \times 2800} = 2,586 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ on prend : 3T12 } \rightarrow 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification

Vérification à la fissuration

suivant l<sub>x</sub>

- armatures inférieures :

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{e}{3} \sigma_{en} ; \max(\sigma_1 ; \sigma_2) \right\}$$

$$\sigma_1 = k \frac{n}{\phi} \cdot \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10 \tilde{w}_f} ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{n}{\phi} k \bar{\sigma}_b}$$

$$k = 10^6 \text{ (fissuration préjudiciable)} \quad n = 1,6 \quad \phi = 16 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_b = 6,82 ; \quad \tilde{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{12,10}{2 \times 100 \times 1,8} = 0,0336$$

$$\sigma_1 = 2514,97 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1984,99 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} 2800 \\ 2514,97 \end{array} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2514,97 \text{ kg/cm}^2$$

On doit recalculer les armatures :

$$A_x^t = \frac{12,1 \times 2800}{2514,97} = 13,47 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend 7T16 } \rightarrow 14,07 \text{ cm}^2$$

- armatures supérieures

$$\tilde{w}_f = \frac{2,35}{2 \times 100 \times 1,8} = 0,006527$$

$$\sigma_1 = 980,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2507,052$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ 2800, 2507,052 \right\} = 2507,052$$

On doit recalculer  $A_x^a = \frac{2,35 \times 2800}{2507,052} = 2,624 \text{ cm}^2$  on prend 4T10  $\rightarrow 3,14 \text{ cm}^2$

Suivant  $l_y$

- armatures inférieures

$$\sigma_a = \min \left\{ \frac{e}{3} \sigma_{en}; \max(\sigma_1; \sigma_2) \right\}$$

$$= 632,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 2288,615 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 6,82$$

$$= \min \{ 2800, 2288,615 \} = 2288,615 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_y^t = \frac{6,78 \times 2800}{2288,615} = 8,2949 \text{ cm}^2 \rightarrow 9T12 \rightarrow 10,17 \text{ cm}^2$$

- armatures supérieures

$$A_y^a = 3,39; \quad = \frac{3,39}{2 \times 100 \times 3,4} = 0,00498$$

$$\sigma_1 = 632,50 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2288,615 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_a = \min \{ 2800, 2288,615 \} \Rightarrow = 2288,615$$

On doit recalculer les armatures  $A_y^a$  :  $A_y^a = \frac{3,39 \times 2800}{2288,615} = 4,147 \rightarrow 4T12 \rightarrow 4,52 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité

La section réelle A des armatures longitudinales tendues doit être égale ou supérieure

$$a: A = \max \{ A_0; \min(A_1, A_2) \}$$

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

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

$$A_1 = 1,2 A_0$$

$$A_2 = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} b \times h \frac{e-f}{e} \text{ suivant } l_x; \quad A_2 = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} b \times h \frac{1+f}{4} \text{ suivant } l_y$$

Suivant  $l_x$

$$A_0 = 12,10; \quad A_1 = 14,52; \quad = 0,023$$

$$A_2 = 0,69 \frac{6,82}{4200} \times 100 \times 18,2 \times \frac{e - 0,023}{e} = 2,015$$

$$A = \max \{ A_0, A_2 \} = A_0 \text{ la condition est vérifiée}$$

Suivant  $l_y$

$$A_0 = 10,17; \quad A_1 = 12,204 \text{ cm}; \quad A_2 = 0,69 \times \frac{6,82}{4200} \times 100 \times 16,6 \times \frac{1+0,023}{4} = 0,475 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{ 10,17; 0,475 \} = A_0 \text{ la condition est vérifiée}$$

Vérification au cisaillement

$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b \times z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \times \bar{\sigma}_b = 7,84 \text{ kg/cm}^2$$

Suivant  $l_x$

$$T_x = 7,8112 \text{ t}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad z = \frac{7}{8} \times 18,2 = 15,92 \text{ cm}; \quad \bar{\tau} = 4,91 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

Suivant  $l_y$

$$T_y = 7,8982 \text{ t}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h_y = 16,6; \quad z = \frac{7}{8} h_y = 14,52; \quad \bar{\tau} = 5,44 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

Vérification au poinçonnement

Pour les charges localisées, une vérification au poinçonnement est nécessaire

$\frac{1,5P}{P_c \times h_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b$     P: valeur de la charge localisée  
 $h_t$ : périmètre de la dalle  
 $P_c$ : périmètre du contour de diffusion sur le plan moyen

• Pour  $B_f$ :  $P = 10t$   
 $P_c = (0,92 + 0,62) \times 2 = 3,08 \text{ cm}$   
 $\rightarrow \frac{1,5 \times 10 \times 10^3}{3,08 \times 20 \times 10^2} = 2,435 < 1,2 \times 6,82 = 8,18 \text{ kg/cm}^2$

• Pour  $B_t$ :  $\frac{1,5 \times 8 \times 10^3}{1,49 \times 20} = 4,026 < 8,18 \text{ kg/cm}^2$

• Pour  $B_c$ :  $\frac{1,5 \times 6 \times 10^3}{20 \times 114} = 3,947 < 8,18 \text{ kg/cm}^2$

Vérification à l'adhérence

$\bar{\sigma}_d = 2,5 \psi_d \times \bar{\sigma}_b = 2,5 \times 1,5 \times 6,82 = 25,575 \text{ kg/cm}^2$

• Suivant  $l_x$ :

$\bar{\sigma}_d = \frac{T_x}{n P_x \gamma_x}$      $T_x = 7,8112t$  ;  $n = 7$  ;  $\gamma_x = \frac{7}{8} h_x = 15,92$   
 $P_x = \pi \phi = \pi \times 16 = 50 \text{ cm}$

$\bar{\sigma}_d = \frac{7,8112 \times 10^3}{15,92 \times 35} = 14,02 < \bar{\sigma}_d = 25,575 \text{ kg/cm}^2$

• Suivant  $l_y$

$\bar{\sigma}_d = \frac{T_y}{n P_y \gamma_y}$      $T_y = 7,8982t$  ;  $n = 9$  ;  $\gamma_y = 14,52$   
 $P_y = \pi \phi = \pi \times 12 = 37$

$\bar{\sigma}_d = \frac{7,8982 \times 10^3}{9 \times 37 \times 14,52} = 16,33 < \bar{\sigma}_d = 25,575 \text{ kg/cm}^2$

• choix des espacements

Pour la direction la plus sollicitée     $t \leq (3 h_t, 33 \text{ cm})$   
 Pour la direction  $\perp$      $t \leq (4 h_t, 45 \text{ cm})$

- armatures inférieures

suivant  $l_x$ :  $T_x = 12,5 \text{ cm}$  ;  $T_y = 25 \text{ cm}$

- armatures supérieures

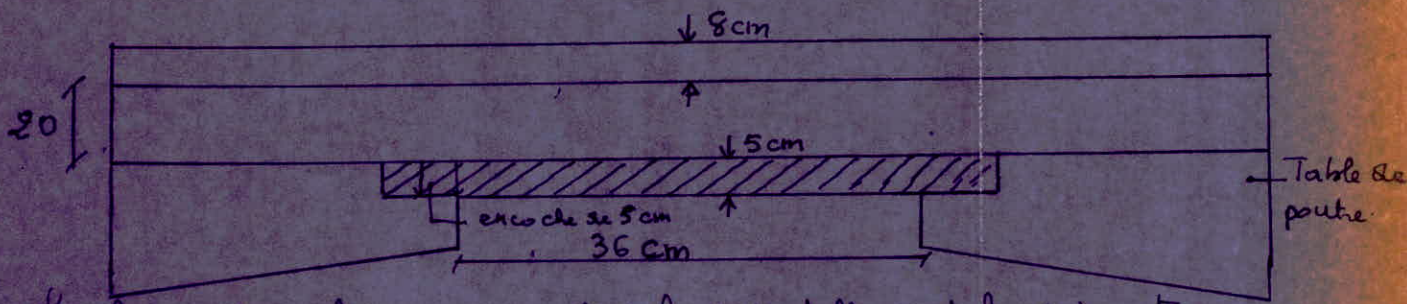
$T_x = T_y = 18 \text{ cm}$



# Etude de la Pré-dalle

## Rôle, charges et surcharges

Le rôle essentiel de la pré-dalle est de servir comme coffrage de la dalle. Le coffrage ne sera plus récupérable (Coffrage perdu). De plus, la pré-dalle permet aux ouvriers de circuler plus facilement pendant la mise en œuvre du hourdis.

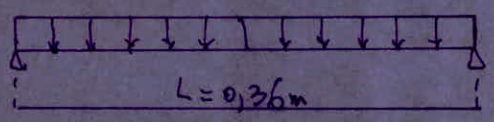


Les charges et surcharges revenant à la pré-dalle sont les suivantes :

- Poids du revêtement  $2,2 \times 0,08 = 0,176$
  - Poids du hourdis  $2,5 \times 0,20 = 0,5$
  - Poids de la pré-dalle  $2,5 \times 0,05 = 0,125$
- $G = 0,801 \text{ t/m}^2$
- surcharges des ouvriers  $P = 0,150 \text{ t/m}^2$

Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre  $G + 1,2P = 0,981 \text{ t/m}^2$

Comme la largeur de la pré-dalle (0,36 m) est faible devant sa longueur, elle travaillera essentiellement dans le sens de la largeur et peut donc être assimilée à une poutre de longueur 0,36 sur deux appuis simples soumise à une charge uniformément répartie :  $q = 0,981 \text{ t/m}^2$

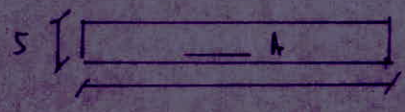


$q = 0,981 \text{ t/m}^2$   
 $M_0 = q \frac{L^2}{8} = 0,01589 \text{ tm/m}$   
 $\bar{\sigma}' = 165 \text{ kg/cm}^2$   
 $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

## Ferrailage

Acier:  $\phi \leq \frac{h_t}{10} = \frac{50}{10} = 5 \text{ mm}$       $\phi = 5 \text{ mm}$ ,  $h = h_t - d = 5 - (1 + 0,25) = 3,75 \text{ cm}$

## Méthode de P. Charon



$k = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = \frac{2800}{165} = 17,0 \Rightarrow M' = 0,196$  (moment résidant du béton)  
 $M_{RB} = M' \times \bar{\sigma}_b' \times b \times h^2$   
 $M_{RB} = 0,1962 \times 162 \times 100 \times 3,75^2 = 44696,81 \text{ kg.cm}$   
 $M_{RB} = 44696,81 \text{ kg.cm} > M = 1589 \text{ kg.cm} \Rightarrow A' = 0$

Soit donc:  $M = \frac{\eta M}{b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 1589}{2800 \times 100 \times 3,75^2} = 0,0064$

$\Rightarrow \begin{cases} k = 1,26 \\ \xi = 0,9645 \end{cases}$

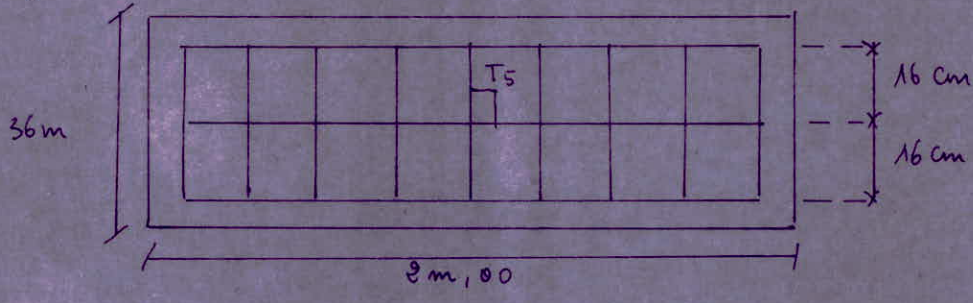
$A = \frac{M}{\xi \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{1589}{0,9645 \times 3,75 \times 2800} = 0,1569 \text{ cm}^2$

$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{1,26} = 22,22 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$

La section étant très faible nous prenons 3T5 (A = 0,59 cm<sup>2</sup>) par mètre.

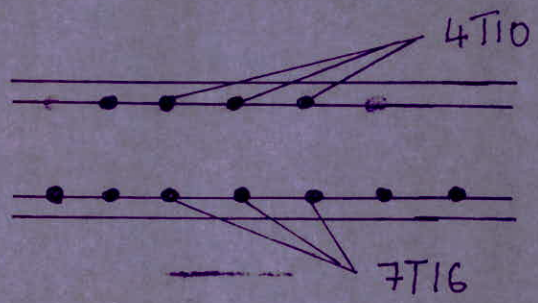
### Disposition constructive

Dans le sens de la longueur, nous mettons 3 T5 également. La pré-dalle a une longueur d'environ 2 m.

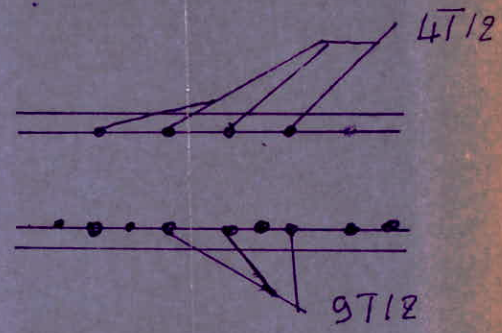


### Schema du Ferrailage de la dalle

Suivant l'axe



Suivant l'y



# Etude de la Précontrainte des poutres

## I Qu'est ce que la précontrainte

Le béton armé est un matériau hétérogène formé de 2 constituants : le béton et l'acier, ce dernier étant convenablement choisi et disposé dans le béton.

Dans ce matériau hétérogène, on assigne aux 2 constituants un rôle distinct. Le béton étant chargé de résister aux contraintes de compression et l'acier aux contraintes de traction, on accepte alors la défaillance du béton dans des zones étendues, et on pare à cette défaillance par des armatures convenablement disposées.

Le béton précontraint, entendez là par précontraint total n'est pas un matériau mixte. C'est un matériau que l'on a rendu homogène sur le plan fonctionnel grâce à un traitement mécanique préalable apte à résister aux deux sens de sollicitations (compression et traction). Le traitement mécanique consiste à soumettre à l'avance le béton à des efforts destinés à créer des contraintes de compression dans des zones qui seront ultérieurement tendues. En conséquence, en service toutes les sections le long de la poutre sont comprimées. Il existe deux manières différentes pour contraindre une poutre :

la pré-tension et la post-tension.

### I-1 Précontrainte par pré-tension

Définition : La précontrainte par pré-tension ou à armatures adhérentes consiste à tendre à l'avance les aciers en les fixant sur les culées solidement ancrés.

Domaine d'application : la précontrainte par pré-tension est essentiellement un procédé industriel, elle demande un investissement

### I-2 Précontrainte par post-tension

Définition : La précontrainte par post-tension consiste à tendre les armatures en prenant appui sur la pièce à précontraindre.

### I-3 Différents procédés de post-tension

- Les procédés S.E.E.E (société d'étude et d'équipement d'entreprises)
- le système coignet
- les procédés Baudin - chateau neuf
- les procédés B.B.R. Baussion (C.I.P.E.C) compagnie industrielle de la précontrainte et d'équipement des constructions
- les procédés DYWIDAG
- les procédés Freyssinet - (S.T.U.P) société technique pour l'utilisation

de la précontrainte.

C'est le dernier procédé qui sera utilisé dans notre projet.

## I-4 Les armatures :

Les armatures de précontraintes sont constituées de files de barre de torons ou câbles toronnés ou torades en acier à haute adhérence qui doivent satisfaire aux prescriptions du fascicule titre II du C.C.G intitulé « armature en acier à haute résistance pour construction en béton précontraint par pré ou post tension » rendu obligatoire par le décret N° 73 - 439 du 26 Mars 1973.

Par ailleurs, les armatures de précontraintes sont soumises à l'agrément du ministère de l'équipement, ce qui conduit pour chaque type d'armature à des dénominations codifiées qui sont les suivantes pour le type d'armature que nous allons utiliser dans notre projet une suite de 5 symboles indiquant dans l'ordre :  
type d'armature, diamètre nominal, classe de résistance, sous classe de  $\sigma$ , le fabriquant.

## I-5 Ancrages

Les ancrages sont destinés à transmettre au béton, les forces exercées dans les armatures. Ils ont une surface de répartition telle que le béton localement puisse résister à la contrainte de compression correspondante.

## II Hypothèses de calcul.

Au cours de la déformation d'une poutre sous l'action d'un système quelconque de forces extérieures, toute section normale à la ligne moyenne reste plane et conserve ses dimensions tant que les limites d'élasticité du matériau ne sont pas dépassées. Il s'en suit une répartition linéaire des contraintes dans une section quelconque.

En conséquence, les règles habituelles de la R.D.M. en particulier celles de la flexion sont applicables contrairement au B.A. matériau hétérogène, le béton précontraint sera considéré comme un matériau homogène non fissuré.

### II-1 Notation utilisées

- B : aire de la section droite
- $v$  : distance du centre de gravité de la section à la fibre supérieure.
- $v'$  : 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 la section au point de passage de la résultante des forces de précontrainte.
- P : sollicitation développée par les forces de précontrainte.

$\bar{\sigma}$ : contrainte admissible en compression pour le béton.  
 $\bar{\sigma}$ : contrainte admissible en traction pour le béton.

$f = \frac{i^2}{VV'}$  rendement géométrique de la section

$i = \frac{I}{S}$  rayon de giration

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

$d'$ : distance du point de passage de la résultante des forces de précontrainte à la fibre voisine

$M_G$ : moment fléchissant développé par les charges permanentes

$M_{\phi}$ : moment fléchissant développé par les surcharges

## II-2 Détermination de l'effort de précontrainte

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

## II-3 Calcul des contraintes dues aux charges et surcharges

Nous considérons la poutre qui est la plus sollicitée ( $P_7$ ). Cette poutre nous donne des efforts max à  $\frac{L}{2}$ .

• caractéristiques géométriques de la section (Poutre + dalle).

$$B = 7284,6 \quad I = 24\,230\,231,63 \text{ cm}^4 \quad V = 58,6$$

$$i^2 = 3336,826 \quad V' = 111,4$$

$$h_0 = -v' + d = 96,4 \text{ cm.}$$

## II-4 Sous charges permanentes: $M_G = 295,4$

• fibre supérieure 
$$\sigma_G' = \frac{M_G}{I} V = \frac{295,4 \times 10^5}{24\,230\,231,63} \times 58,6 = 71,44 \text{ kg/cm}^2$$

• fibre inférieure 
$$\sigma_G = \frac{M_G}{I} V' = - \frac{295,4 \times 10^5}{24\,230\,231,63} \times 111,4 = -135,81 \text{ kg/cm}^2$$

## II-5 Sous surcharges: $M_{\phi} = 316,49$ (Cauvoi D)

• fibre supérieure 
$$\sigma_{\phi}' = \frac{M_{\phi}}{I} V = \frac{316,49 \times 10^5}{24\,230\,231,65} \times 58,6 = 76,54 \text{ kg/cm}^2$$

• fibre inférieure 
$$\sigma_{\phi} = - \frac{M_{\phi}}{I} V' = - \frac{316,49 \times 10^5}{24\,230\,231,65} \times 111,4 = -145,51 \text{ kg/cm}^2$$

La contrainte de traction totale sur la fibre inférieure est:

$$\sigma = -135,81 - 145,51 = -281,32 \text{ Kg/cm}^2$$

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

• fibre supérieure :  $\sigma_p = \frac{P}{B} \left( 1 + \frac{e v}{i^2} \right)$  traction

• fibre inférieure :  $\sigma_p' = \frac{P}{B} \left( 1 - \frac{e v'}{i^2} \right)$  compression

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

$$\sigma_p' = \frac{P}{B} \left( 1 - \frac{e v'}{i^2} \right) \geq \sigma \longrightarrow \frac{P}{7224,6} \left( 1 + \frac{96,4 \times 111,4}{3326,226} \right)$$

$$\longrightarrow P \geq 281,32$$

$$P \geq 484,63 \text{ t.} \longrightarrow P = 485 \text{ t.}$$

### III Détermination du nombre de câbles

On estime les pertes de tension à 25%. L'intensité de la force de précontrainte à donner est:  $P_0 = 1,25 P = 606,25 \text{ t.}$

La contrainte à la mise en tension à l'origine

$$\sigma_0 = \min (0,85 R_g ; 0,95 T_g) \text{ d'après L'I.P.1}$$

le nombre de câble

$$n = \frac{P_0}{W \times \sigma_0} = \frac{606,25}{0,000973 \times 140505} = 4,432$$

$$\Rightarrow n = 5 \quad \text{on prend 5 câbles}$$

### IV Tracé des câbles

#### IV-1 Disposition du câblage

On donne aux câbles, une excentricité maximale dans la partie centrale et on relève progressivement en allant vers les appuis. On adoptera les dispositions de câblage suivantes:

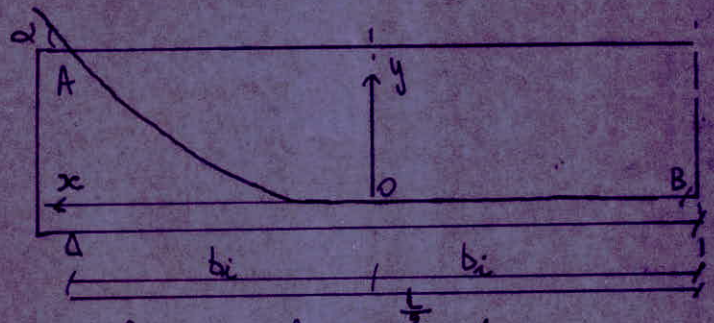
- dans la partie centrale, la totalité des câbles est placée à l'excentricité maximale.
- entre la section médiane et celle de l'about, on a une zone de relevage des câbles et une suppression de câbles qui émergent à la partie supérieure de la poutre.

- A l'appui, les câbles restants sortent et sont ancrés dans la plaque d'about suivant une disposition uniforme, telle que le centre de gravité des câbles coïncide avec le centre de gravité de la section d'about de façon à avoir un moment de précontrainte faible à l'about.

IV-2 Relevage des câbles

Le relevage des câbles se base sur les données suivantes:

- $l_0$  : zone de relevage des câbles :  $\frac{l}{4} \leq l_0 \leq \frac{l}{3}$
  - $\alpha$  : angle de relevage des câbles :  $0 < \alpha \leq 20^\circ$  à l'about
  - $R$  : rayon de courbures des câbles  $R \geq 800 \phi$  avec  $\phi$  diamètre du fil constituant le câble
- et  $\alpha = 27,78$   $T_g \alpha = 0,52679$
- Les câbles présentent une partie parabolique et une partie rectiligne.



OB : zone rectiligne de longueur  $b_i$

OA : zone parabolique  $y = ax^2$

$b_i$  : projection horizontale de la partie parabolique

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

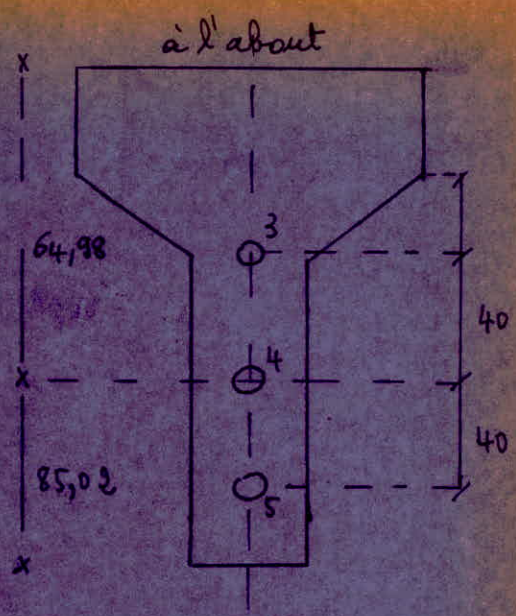
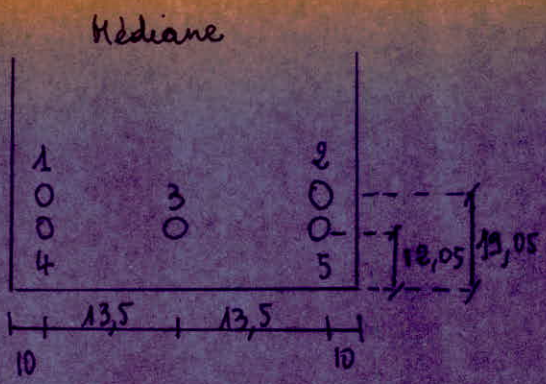
Soient  $x$  l'abscisse d'un point de la partie parabolique (O l'origine) et  $y$  son ordonnée.

L'équation de la partie parabolique s'écrit:

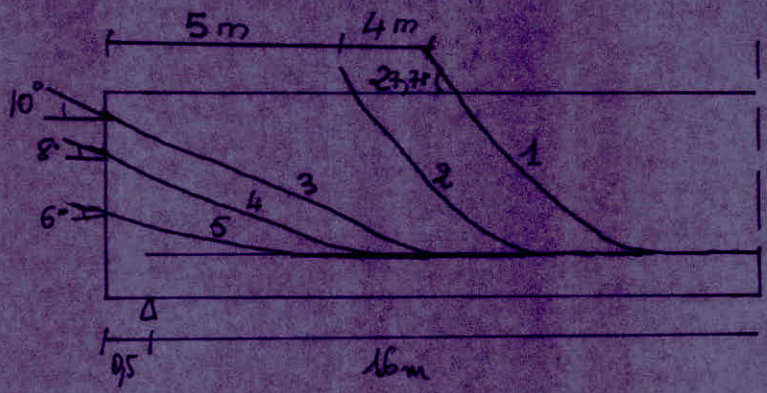
$$y = ax^2 = f(x) \quad \frac{dy}{dx} = 2ax \text{ pour } x = b_i \text{ nous aurons}$$

$$\text{d'où nous aurons encore : } a_i = \frac{tg^2 \alpha}{4 y_i} \quad b_i = \frac{tg \alpha}{2 a_i}$$

Dispositions des dalles dans la section



IV-3 Tracé schématique des câbles



Câbles	$d_i$ [cm]	$\alpha_i$ [°]	$y_i$ [cm]	$a_i$ [m <sup>-1</sup> ]	$b_i$ [m]	$b'_i$ [m]
5	12,05	6	32,97	$8,37 \times 10^{-3}$	6,27	10,83
4	12,05	8	72,97	$6,76 \times 10^{-3}$	10,39	6,11
3	12,05	10	112,97	$6,88 \times 10^{-3}$	12,81	3,63
2	19,05	27,78	130,95	$5,29 \times 10^{-3}$	4,97	6,03
1	19,05	27,78	130,95	$5,29 \times 10^{-3}$	4,97	2,03

V Calcul des caractéristiques géométrique des sections et des excentricités du câble équivalent.

On remplace fictivement l'ensemble des forces de précontraintes (appliquées



dans la section par chacun des câbles) par leur résultante P.  
L'ensemble des câbles en question peut donc être assimilé pour la section considérée à 1 câble unique (câble moyen fictif équivalent).

### V-1 Caractéristiques géométriques nettes

C'est la section poutre + dalle qui est prise en compte, on déterminera les caractéristiques à l'about à  $\frac{L}{2}$ , à  $\frac{L}{4}$  et aux sections d'émergence des câbles.

$$B_{\text{nette}} = B_{\text{brute}} - B(\phi)$$

$$S_{\Delta \text{nette}} = B_{\text{nette}} \cdot V \longrightarrow V = \frac{S_{\Delta \text{nette}}}{B_{\text{nette}}} \quad V' = h_t - V$$

$$S_{\Delta \text{nette}} = S_{\Delta \text{brute}} - S_{\Delta}(\phi) \longrightarrow S_{\Delta}(\phi) = B(\phi) \cdot Z$$

$$I_{\Delta \text{nette}} = I_{\Delta \text{brute}} - I_{\Delta}(\phi) \longrightarrow I_{\Delta}(\phi) = I_0(\phi) + B_i(\phi)$$

$$I_G \text{nette} = I_{\Delta \text{nette}} - I_{\Delta \text{nette}} \cdot V \quad i^2 = \frac{I_G \text{nette}}{B_{\text{nette}}}$$

$B(\phi)$  : section des câbles

$B_{\text{brute}}$  : Section brute

$B_{\text{nette}}$  : Section nette

$S_{\Delta}(\phi)$  : moment statique des trous par rapport à la fibre supérieure.

$S_{\Delta \text{brute}}$  : moment statique de la section brute par rapport à la fibre supérieure.

$I_{\Delta \text{brute}}$ ;  $I_{\Delta \text{nette}}$  : moment d'inertie respectivement de la section brute et la section nette par rapport à la fibre supérieure.

$I_G \text{nette}$  : moment d'inertie par rapport au centre de gravité de la section nette.

$V, V'$  : distance respectivement entre le centre de gravité de la section nette et la fibre supérieure, et le centre de gravité de la section nette et la fibre inférieure.

### V-2 EXcentricité du câble équivalent dans une section

L'effort de précontrainte total dans une section peut se décomposer en deux composantes :

$$N = \sum F \cos \alpha_i \quad \text{et} \quad V = \sum F \sin \alpha_i$$

$F$  : effort de précontrainte d'un seul câble

$N$  : composante horizontale ;  $V$  : composante verticale.

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

$z$  : distance du point d'application du câble équivalent à la fibre supérieure.

On a :  $zV = \sum z_i F \cos \alpha_i \Rightarrow z = \frac{F \sum z_i \cos \alpha_i}{F \sum \cos \alpha_i} = \frac{\sum z_i \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i}$

section nette :  $e = v - z$

### V-3 Fuseaux limites

1<sup>er</sup> fuseau limite : c'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le tracé du câble équivalent pour qu'il n'y ait pas de traction (quelque soit le cas de charge) sur l'une ou l'autre des fibres extrêmes.

Les valeurs limites pour l'excentricité de la précontrainte (excentricité du câble équivalent).

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

$a'$  et  $a$  sont les limites du noyau central  $a' = -\frac{i^2}{V}$  et  $a = \frac{i^2}{V}$

2<sup>ème</sup> 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 quelque soit le cas de charge. Les valeurs limites de ce fuseau sont :

$$S = \left( \frac{\bar{\sigma}' \cdot B}{N} - 1 \right) \frac{i^2}{V} - \frac{M_G + M}{N}$$

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

### V-4 Calcul des sections et des excentricités

Nous présentons un exemple de calcul pour la section

$$\frac{L}{4} \quad x_i \left( \frac{L}{4} \right) = \frac{L}{4} - b y_i ; \quad y_i = a_i x_i^2 ; \quad \alpha_i = \text{Arctg} (2a_i x_i)$$

Cables	$\alpha$	$y$	$z$	$\cos \alpha$	$z \cos \alpha$	$z^2$
5	0	0	157,95	1	157,95	24948,2
4	1,46	2,41	155,54	0,999	157,38	24192,69
3	3,44	13,13	144,82	0,998	144,53	20972,83
2	11,77	48,56	102,39	0,978	100,137	10483,71
1	32,27	48,56	102,39	0,845	86,519	10483,71
				4,32	644,54	91081,14

$$Z = 149,2 \quad B = 7668 \text{ cm}^2 \quad S_{\Delta \text{ brute}} = 463983,667 \text{ cm}^3 \quad I_{\text{ brute}} = 54716132,31 \text{ cm}^4$$

$$B(\phi) = \frac{5\pi\phi^2}{4} = 192,46 \text{ cm}^2 \quad S_{\Delta}(\phi) = B(\phi) \times Z = 28709,664$$

$$I_{\Delta}(\phi) = \frac{5 \times \left(\frac{\phi}{6}\right)^4 \times \pi}{6} + \pi \times \phi^2 \times 91081,14 = 350580\phi,338 \text{ cm}^4$$

$$B_{\text{nette}} = 7475,58 \quad S_{\Delta \text{ nette}} = 435274,603 \quad I_{\Delta \text{ nette}} = 51210329,97$$

$$V = 58,23 \quad V' = 111,77 \quad I_G = 25864289,84$$

$$e^2 = 3459,83 \quad e = -90,97$$

Nous regroupons dans le tableau suivant les résultats pour les autres sections.

Sections	$B [\text{cm}^2]$	$I_G [\text{cm}^4]$	$e^2 [\text{cm}^2]$	$V [\text{cm}]$	$V' [\text{cm}]$	$e [\text{cm}]$
a $\frac{L}{4}$	7475,58	25864289,84	3459,83		111,77	-90,97
avant cable 2	7552,55	25942143,99	3434,85	59,44	110,56	-70,81
après cable 2	7514,06	25855186,4	3440,90	59,28	110,72	-60,92
après cable 1	7475,58	25249380,51	3377,58	58,65	111,35	-73,98
avant cable 1	7514,6	25444335,89	3386,23	58,73	111,27	-88,54
à l'about	9547,524	2790265,96	2922,49	61,64	108,36	-23,472
a $\frac{L}{2}$	7475,58	24871464,47	3227,028	58,07	111,93	-97,08

Les valeurs de  $e_1$ ,  $e_2$ ,  $S$  et  $S'$  pour les sections médiane quart et à l'about sont regroupés dans les tableaux suivants:

- Les limites du 1<sup>er</sup> fuseau

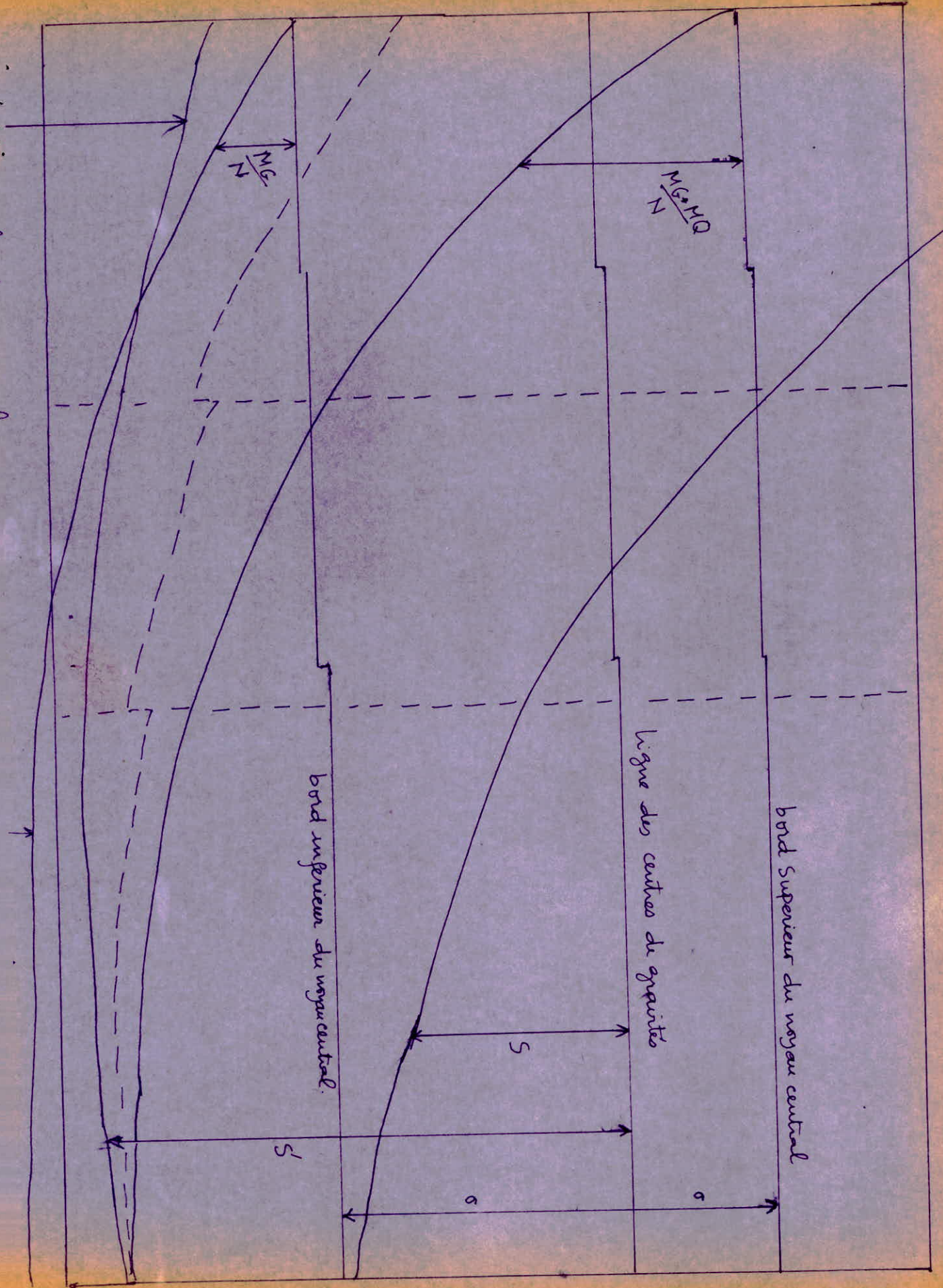
sections	$M_G$ [tm]	$M_Q$ [tm]	$N = F_{\text{carr}}$	$M_G$ (cm) N	$\frac{M_G + M}{N}$	$a$ [cm]	$a'$ [cm]	$e_1$ [cm]	$e_2$ [cm]
Médiane	295,4	316,49	485	60,91	126,16	29,73	57,29	-118,2	-26,43
Quart	221,55	237,37	419,04	52,87	109,52	30,95	-59,42	-112,29	-78,57
À bout	0	0	288,05	0	0	31,01	-47,41	-47,41	26,97

- Les limites du 2<sup>ème</sup> fuseau

Sections	$B$ [cm <sup>2</sup> ]	$N$ [t]	$-a' = \frac{c^2}{y}$	$\frac{B}{N}$	$\frac{M_G}{N}$	$\frac{M_G + M}{N}$	$S$ [cm]	$S'$ [cm]
Médiane	7475,58	485	57,29	2,26	60,91	126,16	-53,97	-98,37
quart	7475,58	419,04	59,42	2,62	52,87	109,52	-13,26	-103,009
À bout	9547,55	288,05	47,41	4,27	0	0	123,47	-104,37

FUSEAUX LIMITES et CABLE EQUIVALENT échelle

$\times 1,5$   
 $\downarrow$   
16



# Calcul des pertes et chutes de Tension

## I Définition

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. Les pertes et chutes de tension qui vont se produire entre l'instant de la mise en tension des câbles et la période dite de service sont dues aux :

- Pertes instantanées

- pertes dues aux frottements.
- pertes par recul d'ancrage.
- raccourcissement instantané du béton.

- Pertes différées :

- pertes dues au retrait du béton.
- pertes dues au fluage du béton.
- pertes dues à la relaxation des aciers.

## II Pertes instantanées

II-1 Frottements: il s'agit de la perte de tension qui se produit tout le long du câble par frottement dans la gaine. Ces pertes peuvent être calculées par la relation suivante:

$$\Delta \sigma_f = \sigma_0 (fd + \varphi l)$$

avec  $l = l_c + l_d$

$l$ : longueur du câble

$\varphi$ : coefficient de perte de ligne

$$\varphi = 0,002 \text{ rad/m}$$

$\sigma_0$ :  $\min(0,85 R_g, 0,95 T_g) = 14050 \text{ kg/cm}^2$

$d$ : angle de relevage des câbles en [radian]

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

### Calcul de la longueur courbe $l_c$

Le tronçon parabolique du câble est d'équation:

$$y = ax^2 \rightarrow dy = 2ax \, dx$$

$$l_c = \int ds = \int \sqrt{dx^2 + dy^2} = \int \sqrt{1 + (2ax)^2} \, dx \quad \text{: en effectuant un}$$

changement variable on obtient:

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

• Les pertes par frottements entre la section d'about et la section médiane.

Câbles	$\alpha$ [°]	$\alpha$ [rad]	$x$ [m]	$l_c$ [m]	$l_d$ [m]	$l$ [m]	$\Delta +$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]
5	6	0,10472	6,27	6,28	10,23	16,51	728,77
4	8	0,1396	10,39	10,42	6,11	16,53	817,54
3	10	0,1745	12,81	12,94	3,63	16,57	906,93
2	27,78	0,4848	4,97	5,19	6,03	11,22	1541,34
1	27,78	0,4848	4,97	5,19	6,03	7,22	1428,94

$$\Delta \sigma_f^{moy} = 1684,70 \text{ Kg/cm}^2$$

• Les pertes de frottements entre la section d'about et la section d'urgence du câble (2) :

Câbles	$\alpha$ [°]	$\alpha$ [ ]	$x$ [m]	$l_c$ [m]	$l_d$ [m]	$l$ [m]	$\Delta +$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]
5	6	0,10472	1,27	1,27010	10,23	11,5001	587,98
4	8	0,1396	5,39	5,39477	6,11	11,50477	676,33
3	10	0,1745	7,87	7,88535	3,63	11,51535	764,89

$$\Delta \sigma_f^{moy} = 676,40 \text{ Kg/cm}^2$$

• Pertes de frottement entre la section d'about et section d'urgence du câble (1).

Câbles	$\alpha$ [°]	$\alpha$ [ ]	$x$ [m]	$l_c$ [m]	$l_d$ [m]	$l$ [m]	$\Delta +$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]
5	0	0	0	0	10,23	10,23	287,463
4	1,46	0,025482	1,39	1,39008	6,11	7,50008	275,2
3	3,44	0,06004	3,87	3,87183	3,63	7,50183	362,642
2	11,77	0,205425	1,47	1,47590	6,03	7,5059	730,435

$$\Delta \sigma_f^{moy} = 41,935 \text{ Kg/cm}^2$$

## II-2 Pertes par recul d'ancrage.

Elles sont dues au relâchement de la tension du verin ; ces pertes sont calculées par la formule suivante :

$$\Delta \text{ recul} = \varepsilon \sigma_0 [f\alpha + \varphi l] \frac{x}{l}$$

$x$  étant la longueur du câble sur laquelle s'effectue la perte de recul d'ancrage.

$$x = \sqrt{\frac{g E a}{\sigma_0 [f\alpha + \varphi]}} \quad \text{d'où } \Delta \sigma_{\text{recul}} = \varepsilon g \frac{t_0}{x}$$

$$g = 6 \text{ mm}$$

$$\sigma_0 = 14050 \text{ kg/cm}^2$$

$$E a = 1,95 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = 0,18$$

$$\varphi = 0,002$$

Pour un point de l'armature situé à une distance  $x$  de tel que  $x < X$

$$\Delta \sigma_{\text{recul}} = \varepsilon g E a \frac{X-x}{x} \quad [\text{kg/cm}^2]$$

Le tableau donnant les pertes par recul d'ancrage pour différentes sections est le suivant :

Câbles	$x$ [m]	à l'appui	à 5 m	à 9 m	à $\frac{L}{3}$
5	16,28	1437,34	995,9	642,74	24,72
4	15,38	1521,45	1026,83	631,13	—
3	14,38	1627,26	1061,53	608,8	—
2	9,22	—	—	60,56	—
1	7,68	—	—	3046,8	—
$\Delta \sigma_{\text{recul}}$		1538,68	1061,45	998,00	24,72

## II-3 Raccourcissement instantané du béton

Formule suivante

$$E a = 1,95 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta \sigma_{\text{racc}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{E a}{E_i} \sigma_{b8}$$

$$E_i = 21000 \sqrt{\sigma'_{28}} = 392874,025 \text{ kg/cm}^2$$



$\sigma_{bj}$  = contrainte probable du béton au niveau du centre de gravité des câbles dans la section considérée sous l'effet de toutes les actions de longues durées.

$$\sigma'_b = \frac{N}{S} + \frac{Ne^2}{I} + n_G \frac{e}{I}$$

à  $\frac{L}{8}$  
$$\sigma'_b = \frac{485 \times 10^3}{7475,58} + \frac{485 \times 97,08^2 \times 10^3}{24871464,47} - \frac{295,4 \times 10^5 \times 97,08}{24871464,47}$$

$$\sigma'_b = 133,35 \text{ kg/cm}^2$$

à  $\frac{L}{4}$  
$$\sigma'_b = \frac{419,04 \times 10^3}{7475,58} + \frac{419,04 \times 10^3 \times 90,97^2}{25864289,84} - \frac{221,55 \times 10^5 \times 90,97}{25864289,84}$$

$$\sigma'_b = 112,20 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{bj} = \sigma'_{b \text{ moy}} = 122,78 \text{ kg/cm}^2 ; \Delta \sigma_{rocc} = 304,70 \text{ kg/cm}^2$$

### III Les pertes différentes

III-1 Fluage:  $\Delta \sigma_{fi} = \frac{e \epsilon_a}{E_i} = 1218,81 \text{ kg/cm}^2$

III-2 Retrait:  $\Delta \sigma_{ret} = \epsilon_r \cdot E_a$  nous prenons  $\epsilon_r = 310^{-4}$

$$\Delta \sigma_{ret} = 585 \text{ kg/cm}^2$$

### III-3 Relaxation des aciers

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

$$f_{1000} = 0,035$$

$$f_{3000} = 0,003$$

$$R_c = 18490 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{pi} = \sigma_0 - \sum \Delta \sigma_{instantanées} \quad \sigma_0 = 14050 \text{ kg/cm}^2$$

à l'about 
$$\sigma_{pi} = 14050 - 0 - 1528,68 - 304,7 = 12216,62$$

Section d'émergence du câble (e):

$$\sigma_{pi} = 14050 - 676,40 - 1061,45 - 304,7 = 12333,36$$

$$\sigma_{pi} = 12333,36$$

Section médiane

$$\sigma_{p_i} = 14934 - 1084,70 - 2472 - 304,7$$

$$\sigma_{p_i} = 12635,88$$

$$\text{moyenne} = 12298,33 > 0,55 R_G = 10169,50 \text{ kg/cm}^2$$

Nous prenons  $\sigma_{p_i}$  moyenne = 12298,33 kg/cm<sup>2</sup> pour toutes les sections

$$\Delta \sigma_{\text{rel}} = \max \begin{cases} 3,40 \\ 141,76 \end{cases} \quad \Delta \sigma_{\text{rel}} = 141,76 \text{ kg/cm}^2$$

Les pertes différées à prendre d'après L'IPN = 2

$$\Delta \sigma_{\text{rel}} \begin{cases} \Delta \sigma_{\text{net}} + \Delta \sigma_{\text{FL}} + \Delta \sigma_{\text{rel}} - \Delta \sigma_{\text{rel}} & \left( \frac{\Delta \sigma_{\text{net}} - \Delta \sigma_{\text{FL}}}{\sigma_{p_i} - 0,55 R_G} \right) \\ \quad \text{si } \Delta \sigma_{\text{net}} + \Delta \sigma_{\text{FL}} < \sigma_{p_i} - 0,55 R_G \\ \Delta_{\text{net}} + \Delta_{\text{L}} & \text{sinon} \end{cases}$$

$$\Delta \sigma_{\text{net}} + \Delta \sigma_{\text{FL}} = 1803,81 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{p_i} - 0,55 R_G = 2129,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta \sigma_{\text{net}} + \Delta \sigma_{\text{FL}} < \sigma_{p_i} - 0,55 R_G$$

$$\Delta \sigma_{\text{diff}} = 1987,78 \text{ kg/cm}^2$$

## Vérification des contraintes normales

On vérifiera toutes les contraintes qui vont apparaître au cours des cinq phases d'exécution.

Phase 1: coulage de la poutre. Après durcissement suffisant du béton, on met, en tension, une première série de câbles (5,4,3). ces opérations seront exécutées au sol. Les contraintes qui se développent au niveau de la section résistante (Poutre seule): Poids propre de la poutre et la précontrainte de la 1<sup>ère</sup> série de câble.

Phase 2: exécution de la dalle et des entretoises coulées en place. Les contraintes qui apparaissent au cours de cette phase au niveau de la section de la poutre seule: le poids de la dalle et de l'entretoise, la précontrainte de la 1<sup>ère</sup> série de câble.

Phase 3 La dalle participe pleinement à la résistance de l'ensemble après avoir atteint le durcissement nécessaire.

La section résistante est alors la section complète (Poutre + dalle), mise en tension de la 2<sup>ème</sup> série de câbles (2,1). Les contraintes à prendre en compte sont celles produites par le poids propre de la poutre, le poids de la dalle et des entretoises, la précontrainte de la 1<sup>ère</sup> série de câbles après consommation de pertes et la précontrainte de la 2<sup>ème</sup> série de câbles.

Phase 4: mise en place de la superstructure (trottoirs, garde-corps, corniches, ...) la section résistante (Poutre + dalle). Les contraintes à considérer sont celles induits par: le poids de la poutre et les précontraintes de deux séries de câbles après consommation de toutes les pertes.

Phase 5: phase de vérification en service. on procédera à la vérification sous surcharge la plus défavorable (Convoi D) (1000 kg/m<sup>2</sup>)

### I Détermination de la contrainte initiale

La mise en tension des différents câbles au droit de la section médiane est résumée dans le tableau ci-après.

Câbles	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
Contrainte de mise en tension	14050	14050	14050	14050	14050
Perte par raccourcissement	304,7	304,7	304,7	304,7	304,7
Perte par frottement	1428,94	1547,34	906,93	817,54	728,77
Perte par recul d'ancrage	0	0	0	0	24,72
Contrainte juste après la mise en tension	12316,36	12203,96	12838,37	12927,76	12391,81

On prendra comme contrainte initiale de calcul moyenne des contraintes juste après la mise en tension.

$$\sigma_{pi} = 12655,65 \text{ kg/cm}^2$$

## II caractéristiques des sections:

	B [cm <sup>2</sup> ]	I [cm <sup>4</sup> ]	i <sup>2</sup> [cm <sup>2</sup> ]	V [cm]	V' [cm]	e [cm]
Poutre dalle	7475,58	24871464,47	3327,028	58,07	111,93	-97,08
Poutre seule	4915,54	12871404,73	2618,51	63,12	86,88	-72,03

## III Calculs

Phase 1: Avant la mise en tension la contrainte initiale est:

$$\sigma_{pi} = 12655,65 \text{ kg/cm}^2$$

La précontrainte des 3 câbles d'about est:  $3 \times 12665 \times 9,73 = 369418,42 \text{ kg}$ .  
La contrainte engendrée par les câbles est:

$$FI: \sigma_{pi} = \frac{N_1}{B} \left( 1 - \frac{eV'}{i^2} \right) = \frac{369418,42}{4915,54} \left( 1 + \frac{72,03 \times 86,88}{2618,51} \right)$$

$$\sigma_{pi} = 254,76 \text{ kg/cm}^2$$

$$FS: \sigma_{ps} = \frac{N_1}{B} \left( 1 + \frac{eV}{i^2} \right) = \frac{369418,42}{4915,54} \left( 1 - \frac{72,03 \times 63,12}{2618,51} \right)$$

$$\sigma_{ps} = -55,33 \text{ kg/cm}^2$$

Les contraintes dues au poids propre de la poutre:

$$M_{G0} = 201,67 \text{ tm}$$

$$FS: \sigma_{Gs} = \frac{M_{G0}V}{I} = \frac{201,67 \times 10^5 \times 63,12}{12871404,73} = 98,89 \text{ kg/cm}^2$$

$$FI: \sigma_{Gi} = -\frac{M_{G0}V'}{I} = -\frac{201,67 \times 10^5 \times 86,88}{12871404,73} = -136,124 \text{ kg/cm}^2$$

Les contraintes effectives sont:

$$FI: 254,76 - 136,124 = 118,64 \text{ kg/cm}^2$$

$$FS: -55,33 + 98,89 = 43,56 \text{ kg/cm}^2$$

A la fin de cette 1<sup>ère</sup> phase, la 1<sup>ère</sup> série des câbles vont subir une perte de tension estimée à  $\frac{1}{3} \Delta \sigma_{diff}$   
 La contrainte en service est alors :  $12655,65 - \frac{1}{3} \times 1987,78 = 11993,05 \text{ Kg}$   
 L'effort de précontrainte :  $3 \times 9,73 \times 11993,05 = 350077,13 \text{ Kg}$ .

Les contraintes développées sont :

Fibres	Contraintes		Kg/cm <sup>2</sup>
	éléments		
	1 <sup>ère</sup> série	Poutre (M <sub>00</sub> )	
FS	-52,44	98,89	46,45
FI	241,42	-136,124	105,296

Phase 2 : La 1<sup>ère</sup> série de câbles va encore subir des pertes estimées à  $\frac{1}{3} \Delta \sigma_{diff}$ , la contrainte de service est :  
 $11993,05 - \frac{1}{3} \times 1987,78 = 11330,45 \text{ Kg}$ .

L'effort de précontrainte est :  $11330,45 \times 3 \times 9,73 = 330736,03 \text{ Kg}$ .  
 Les contraintes engendrées par la précontrainte  $\sigma_{ps}$  (FS) ;  $\sigma_{pi}$  (FI).  
 Les contraintes produites par le poids propre de la poutre, de la dalle et d'entretoises revenant à la poutre :

$$M_{G1} = 296,38$$

Fibres	contraintes		[ Kg/cm <sup>2</sup> ]
	éléments		
	série de 1 <sup>ère</sup> câble	M <sub>G1</sub>	
F.S	-49,59	145,36	95,77
F.I	228,085	-200,05	-28,035

Phase 3 : La mise en tension de la 2<sup>ème</sup> série de câbles (câbles émergents (1) et (2)). Section résistante : Poutre + dalle.  
 Contraintes  $\sigma_{pi} = 12655,65 \text{ Kg/cm}^2$   
 La précontrainte de la 2<sup>ème</sup> série de câbles :  
 $12655,65 \times 2 \times 9,73 = 246278,95 \text{ Kg}$ .

La 1<sup>ère</sup> série de câbles va subir une perte de  $\frac{1}{3} \Delta \sigma_{diff}$   
 La contrainte de service de la 1<sup>ère</sup> série :  
 $11330,45 - \frac{1}{3} (1987,78) = 10667,85 \text{ Kg/cm}^2$

La précontrainte totale :  $24\,6272,95 + 10667,85 \times 3 \times 9,73 = 55\,7673,68 \text{ Kg}$

- contraintes engendrées par la précontrainte :

F.I  $\sigma_{pi} = 318,24 \text{ Kg/cm}^2$

F.S  $\sigma_{ps} = -51,8$

- contraintes engendrées par le poids propre (Poutre + dalle + entretoise)

F.I :  $\sigma_{Gi} = -133,38 \text{ Kg/cm}^2$

F.S :  $\sigma_{Gs} = 69,19 \text{ Kg/cm}^2$

- contrainte effective

F.S  $\sigma_s = 17,39 \text{ Kg/cm}^2$

F.I  $\sigma_i = 184,86 \text{ Kg/cm}^2$

A la fin de cette phase, la 2<sup>e</sup> série de câbles va subir une perte estimée

à  $\frac{1}{3} \Delta \sigma_{diff}$

La contrainte de service des câbles (1) et (2)

$$\sigma_1 = 18655,65 - \frac{1}{3} (1987,78) = 11993,05 \text{ Kg/cm}^2$$

Effort de précontrainte de la série : câbles (1) et (2)

$$\sigma_2 = 11993,05 \times 2 \times 9,73 = 233384,88 \text{ Kg}$$

Effort de précontrainte totale :

$$233384,88 + 311394,54 = 544779,42 \text{ Kg}$$

Fibres	Contraintes		[Kg/cm <sup>2</sup> ]
	éléments		effectives
	les deux séries de câbles	$\sigma_{ci}$	
F.S	-50,6	69,19	18,59
F.I	310,88	-133,38	177,5

Phase 4 : mise en place de la superstructure (traitois, revêtements, glissière)

$$H_{G2} = 908,57 \text{ tm}$$

L'effort de précontrainte de la 1<sup>ère</sup> série est : 311394,54 (après toutes pertes)

La 2<sup>e</sup> série va subir une perte estimée à  $\frac{2}{3} \Delta \sigma_{diff}$

La contrainte de service de (2) et (1) devrnt :

$$\sigma_1 = 11993,05 - \frac{1}{3} \times 1987,78 = 11330,45 \text{ Kg/cm}^2$$

Effort de la précontrainte de la 2<sup>e</sup> série : câbles (1) et (2)

$$\sigma_2 = 11330,45 \times e \times 9,73 = 220490,68 \text{ Kg}$$

Effort total de précontrainte :  $311394,54 + 220490,68 = 531885,226 \text{ Kg}$ .

Fibres	Contraintes [Kg/cm <sup>2</sup> ]		effectives
	éléments		
	les 2 séries de câbles	M <sub>G2</sub>	
F.S	-49,41	70,64	21,23
F.I	303,52	-136,16	167,36

Phase 5: On applique les surcharges; dans notre cas la surcharge la plus défavorable est la surcharge exceptionnelle D.  
 Contraintes dues aux charges et aux surcharges

$$M_Q = 316,49 \text{ tm}$$

$$F.S : \sigma_S = \frac{M_G + M_Q}{I} ; F.I : \sigma_i = \frac{M_G + M_Q}{I} \sqrt{I}$$

Les câbles ont subit toutes les pertes

Fibres	Contraintes [Kg/cm <sup>2</sup> ]		effectives
	éléments		
	les 2 séries de câbles	M <sub>G</sub> + M <sub>Q</sub>	
F.S	-49,41	142,86	93,45
F.I	303,52	-275,37	28,15

• Contrainte admissible en construction (phase 1, 2, 3, 4)

$$\sigma' = 0,55 \times \sigma_n' = 192,5 \text{ Kg/cm}^2$$

• Contrainte admissible en service (phase 5) =  $0,45 \sigma_n' = 147 \text{ Kg/cm}^2$

Conclusion:

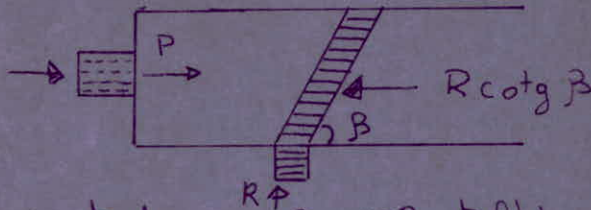
Toutes les contraintes, à chaque phase en construction comme en service sont inférieures aux contraintes admissibles.

# Vérification des contraintes tangentes

## I Introduction

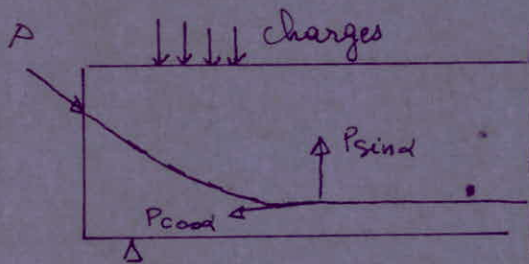
En post-tension l'équilibre de la bielle de l'effort tranchant est assuré par les armatures de précontraintes lorsque les corps d'ancrage sont convenablement disposés sur l'about.

À l'appui d'une pièce précontrainte on admet que l'effort tranchant est équilibré par une bielle unique inclinée de  $\beta$  sur l'axe (horizontal longitudinal) de la pièce.



Pour la post-tension  $\beta = 45^\circ$  et l'équilibre de la bielle est assuré par les armatures passives d'une part et par les armatures adhérentes d'autre part.

L'effort tranchant à prendre en compte dans les calculs est l'effort tranchant réduit  $T_R$ . Le relevage des câbles introduit deux composantes pour la force précontrainte.



$$N = \sum P \cos \alpha$$

$$V = \sum P \sin \alpha$$

$P$  = force de précontraintes

Il en résulte dans la section étudiée, un effort tranchant réduit

$$T_R = T_G - V$$

$T_G$  = effort tranchant dû aux sollicitations extérieures

$V$  = composante verticale de la force de précontrainte  $P$

$N$  = composante horizontale de la force de précontrainte  $P$

## II Evaluation des contraintes

• Contrainte de cisaillement

avec  $T_R$  = effort tranchant réduit

$b_0$  = largeur nette de l'âme

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

$I$  : moment d'inertie de la section

$S$  : moment statique par rapport à un axe horizontal passant par le centre de gravité

$$\tau = \frac{T_R}{b_0 z}$$



• contrainte de cisaillement admissible :  
la contrainte de cisaillement admissible

est donnée par la formule

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

avec  $\sigma_g$  = contrainte normale au niveau du centre de gravité.

- on fera la vérification suivante pour chaque phase  $\bar{\tau} < \bar{\tau}$
- calcul des contraintes admissibles

$$\text{en phase de service} \begin{cases} \bar{\sigma}' = 0,42 \sigma'_{28} = 147 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma} = 0,42 \sigma_{28} = 11,76 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{en phase de construction} \begin{cases} \bar{\sigma}' = 0,55 \sigma'_{28} = 192,5 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma} = 0,55 \sigma_{28} = 15,4 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

### III Vérifications

Les vérifications se feront suivant les 5 phases d'exécution

#### • Section d'about

les caractéristiques géométriques nettes de la section d'about :

Section	B [cm <sup>2</sup> ]	I <sub>G</sub> [cm <sup>4</sup> ]	V	V'	e <sup>2</sup>	Z <sub>cosα</sub>	Z <sub>sinα</sub>
Poutre seule	6347,55	14820023,22	67,14	82,86	2334,76	2,969589	0,417349
Poutre + dalle	9547,5	27902651,36	61,64	108,36	2922,49	2,969589	0,417349

#### Phase 1

- mise en tension de la 1<sup>ère</sup> série de câbles :
- la précontrainte de mise en tension est :  $\sigma_0 = 14050 \text{ kg/cm}^2$
- la précontrainte initiale dans chaque câble à l'about

$$\sigma_i = \sum \sigma_{inst.}$$

$$\sigma_i = 14050 - 0 - 1528,68 - 304,7 = 12216,62 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{la contrainte de service : } 12216,62 - \frac{1}{3} (1987,48) = 11554,026 \text{ Kg}$$

$$\text{la force de précontrainte par câble : } 11554,026 \times 9,73 = 112420,68$$

$$N = \sum P_{cos\alpha} = 112420,68 \times 2,969589 = 333843,21 \text{ Kg}$$

$$V = \sum P_{sin\alpha} = 46918,66 \approx 46,92 \text{ t}$$

$$T_R = T_G - V = 34,45 - 46,92 = -22,47 \text{ t}$$

$$b_0 = 35 - 7 = 28 \text{ cm} \longrightarrow z = \frac{I}{S} = 110,4 \text{ cm}$$

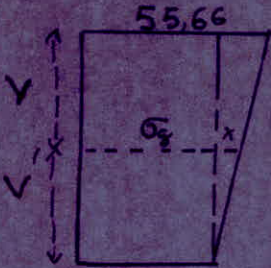
$$I = 14820023,22 \quad \text{et} \quad S = 134224,263$$

$$\bar{z} = \frac{22,47 \times 10^3}{28 \times 110,04} = -7,30 \text{ Kg/cm}^2$$

Les contraintes dans cette section

$$\text{F.S: } \sigma' = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{eV}{i^2}\right) = 55,66 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{F.I: } \sigma = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{eV'}{i^2}\right) = 48,88 \text{ Kg/cm}^2$$



$$\sigma_g = 48,88 + V' \frac{55,66 - 48,88}{15} = 52,62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{z}^2 = \frac{48,88}{192,5} (192,5 - 52,62) (15,4 + 52,62) = 761,17 \text{ Kg}^2/\text{cm}^2$$

$$\bar{z} = 27,69 \text{ Kg/cm}^2$$

$$|\bar{z}| = 7,3 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{z} = 27,6 \text{ Kg/cm}^2$$

Phase 2 : Poutre + dalle

$$\text{La contrainte résiduelle} = 11554,026 - \frac{1}{3} (1987,72) = 10891,43 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{La précontrainte d'un câble} : 10891,43 \times 3,73 = 105973,65 \text{ Kg}$$

$$N = \sum P_{\text{câbles}} = 314692,18 \text{ Kg}$$

$$V = \sum P_{\text{dalle}} = 44227,99 \text{ Kg}$$

$$T_R = T_G - V = T_{\text{poutre}} + T_{\text{dalle}} - V = 24,45 + 10,68 - 44,227 = -9,09 \text{ t}$$

$$T_R = -9,09 \text{ t}$$

$$\bar{z} = \frac{-9,09 \times 10^3}{28 \times 110,04} = 2,95 \text{ Kg/cm}^2$$

Les contraintes engendrées par N:

$$\text{F.S } \sigma' = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{eV}{i^2}\right) = 52,47 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{F.I } \sigma = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{eV'}{i^2}\right) = 46,006 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_g = 49,57 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{z}^2 = \frac{15,4}{192,4} (192,5 - 49,57) (15,4 + 49,57) = 742,89$$

$$\bar{z} = 27,25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$|\bar{z}| = 2,95 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{z} = 27,25 \text{ Kg/cm}^2$$

Phase 3

- Section résistante poutre + dalle + entretoise,
- contrainte résiduelle dans chaque câble d'about:

$$10291,43 - \frac{1}{3} (1987,78) = 10228,84 \text{ Kg/cm}^2$$

- l'effort de précontrainte par câble:

$$P = 10228,84 \times 9,73 = 99526,64 \text{ Kg}$$

$$N = \sum P \cos \alpha_i = 99526,64 \times 2,969589 = 295553,13 \text{ Kg}$$

$$V = \sum P \sin \alpha_i = 41537,33 \text{ Kg}$$

$$z = \frac{I}{S} = 124,62 \text{ cm} \quad \text{Car} \begin{cases} I = 27902651,96 \text{ cm}^4 \\ S = 223910,028 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

$$T_R = 37,9 - 41,54 = -3,64 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma} = \frac{-3,64 \times 10^3}{28 \times 124,62} = -1,043 \text{ Kg/cm}^2$$

Les contraintes engendrées par N

$$\text{F.S} \quad \sigma' = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{eV}{I^2}\right) = 15,63 \quad \longrightarrow \quad \sigma_g = 30,95 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{F.I} \quad \sigma = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{eV'}{I^2}\right) = 57,89$$

$$\bar{\sigma}^2 = \frac{15,4}{192,5} (192,5 - 30,95) (15,4 + 30,95) = 599,027$$

$$\bar{\sigma} = 24,47 \text{ Kg} \quad |z| = 1,043 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma} = 24,47 \text{ Kg/cm}^2$$

Phase 4

Toutes les pertes ont été consommées

$$N = 295553,13 \text{ Kg}$$

$$V = 41537,33 \text{ Kg}$$

$$T_R = T_{\text{poutre}} + T_{\text{dalle}} + T_{\text{entretoise}} + T_{\text{tratt.}} - V = 22,144 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma} = \frac{22,144 \times 10^3}{28 \times 124,62} = 6,346 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{On a bien} \quad \bar{\sigma} = 6,346 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma} = 24,47 \text{ Kg/cm}^2$$

Phase 5

$$N = 295553,13 \text{ Kg}$$

$$V = 41537,33 \text{ Kg}$$

$$T_R = T_G + T_\varphi - V = T_G - V + T_\varphi = 22,144 \text{ t} + 38,36 = 60,50 \text{ t}$$

$$T_R = T_G + T_{\text{surchage}} = T_G + T_{\text{convois}} - v = 60,50t$$

$$\bar{\sigma} = 17,57 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}^c = \frac{11,76}{147} (147 - 30,95) (11,76 - 30,95) = 336,5$$

$$\rightarrow \bar{\sigma} = 19,91 \text{ kg/cm}^2$$

on a bien  $\bar{\sigma} = 17,36 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma} = 19,91 \text{ kg/cm}^2$

- Section d'emergences du câble (2)  
caractéristique des sections nettes

Section	B [cm <sup>2</sup> ]	I <sub>G</sub> [cm <sup>4</sup> ]	V [cm]	V' [cm]	e [cm]	i <sup>2</sup>	Z [cm <sup>3</sup> ]	Z' [cm <sup>3</sup> ]
Poutre seule	6309,06	14912670,91	66,3	83,7	2363,69	-33,9	3,8977	0,5847
Poutre + dalle	9509,06	27525582,93	61,24	108,76	2894,64	-38,9	3,8977	0,5847

Tableau donnant les contraintes tangentés

Phase	1	2	3	4	5
$\bar{\sigma}$	-8,54	7,4	5,55	1,83	17,57
$\bar{\sigma}$	26,72	26,35	25,99	25,99	21,04

on a bien  $|\bar{\sigma}| < \bar{\sigma}$  à chaque phase

- Section d'emergence du câble (1)  
caractéristiques des sections nettes

Sections	B [cm <sup>2</sup> ]	I <sub>G</sub> [cm <sup>4</sup> ]	V [cm]	V' [cm]	e [cm]	i <sup>2</sup> [cm <sup>2</sup> ]	Z [cm <sup>3</sup> ]	Z' [cm <sup>3</sup> ]
Poutre	4915,58	12576153,31	63,23	86,78	26,2	2558,43	4,995	0,12006
Poutre + dalle	7475,6	25249380,51	58,65	111,35	-45,14	3377,58	4,995	0,12006

Tableau donnant les contraintes tangentés

Phase	1	2	3	4	5
$\bar{\sigma}_1$	17,74	20,68	24,36	22,7	8,38
$\bar{\sigma}$	27,8	27,5	27,42	26,01	24,02

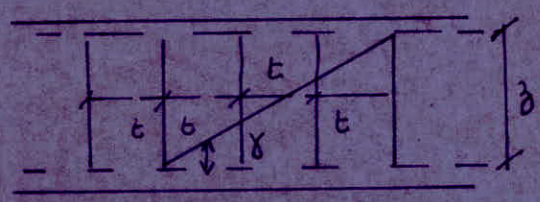
On a bien  $\bar{\sigma} < \bar{\sigma}'$

Armatures transversales

Les armatures doivent résister à l'effort tranchant compte tenu de l'action des bielles qui seraient découpées par des fissures éventuelle. La justification de ces armatures se base sur la théorie de RITTER MORSH.

• espacement des armatures  $t$

On admet que les fissures qui peuvent se produire font angle  $\gamma$  avec la parallèle à la fibre moyenne de la poutre.



l'angle  $\gamma$  est tel que

$$\text{tg } 2\gamma = \frac{2\bar{\sigma}}{\sigma_y}$$

$$\text{soit } n = \frac{l}{t} = \frac{3}{t \times \text{tg } \gamma}$$

on doit avoir  $\frac{T}{n A'_t} < \bar{\sigma}'_{at}$

$\bar{\sigma}'_{at} = f_a \bar{\sigma}_{en}$  avec  $f_a = \begin{cases} \frac{2}{3} & \text{si l'on a reprise de bétonnage} \\ 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}'_c} \right)^2 & \text{sinon} \end{cases}$

$$t \leq \frac{\bar{\sigma}'_{at} \times A'_t \times z}{T_R \times \text{tg } \gamma} \quad \text{on doit avoir } t < \bar{t}$$

avec  $\bar{t} = \begin{cases} h_t (1,35 - 0,95 \frac{\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}'_c}) \\ b_0 (5 - 2 \frac{\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}'_c}) \\ 4b_0 \end{cases}$

Calcul des espacements

$A_t = 1,57 \text{ cm}^2 = [2T10]$  ;  $f_a = 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}'_c} \right)^2$  pas de reprise de bétonnage

Section d'about

$$T_R = 60,50 \text{ t} \quad \bar{\sigma} = 17,34 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_g = 30,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma} = 19,91 \text{ kg/cm}^2 \quad Z = 124,62 \text{ cm}$$

$$I_a' = 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{Z}{\bar{\sigma}} \right)^2 = 0,7472 \longrightarrow \bar{\sigma}_{0t}' = 0,7472 \times 4200 = 3138,08 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{tg } 2\gamma = \frac{2 \times 17,34}{30,95} = 1,205 \longrightarrow \gamma = 24,13^\circ$$

$$\longrightarrow \text{tg } \gamma = 0,45$$

$$t \leq \frac{3138,08 \times 1,57 \times 124,62}{60,50 \times 10^3 \times 0,45} = 22,55$$

$$\bar{E} = \inf \begin{cases} 150 \left( 1,25 - 0,95 \times \frac{17,34}{19,91} \right) = 63,40 \\ 28 \quad 5 - 2 \times \frac{17,34}{19,91} = 91,23 \\ 4 \times 28 = 112 \text{ cm} \end{cases}$$

La valeur de  $\bar{E}$  est limitée par la plus faible de ces 3 valeurs (I-P.1)  
 $\longrightarrow \bar{E} = 63,4 \text{ cm}$ .

Pourcentage minimal

$$\tilde{\omega}_E = 0,25 \frac{h_t}{h_t + 3b_0} = 0,160256\%$$

$$\text{On a bien } 0,1 < \tilde{\omega}_E < 0,2 \longrightarrow \bar{E} = \frac{A_E}{\tilde{\omega}_E \times b_0} = \frac{1,57 \times 100}{28 \times 0,16025}$$

$$\longrightarrow \bar{E} = 34,98 \text{ cm. On prend un espacement } t = 15 \text{ cm}$$

Section d'émergence du câble (4)

$$T_R = 29,477 \text{ t} \quad \bar{\sigma} = 24,36 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma} = 27,42 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = 171,56 \quad \sigma_g = 51,07$$

$$I_a = 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{Z}{\bar{\sigma}} \right)^2 = 0,7369 \quad ; \quad \bar{\sigma}_{0t} = 30,95,037 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{tg } 2\gamma = \frac{2 \times 24,36}{51,07} = 0,95398 \longrightarrow \gamma = 21,82^\circ$$

$$\longrightarrow \text{tg } \gamma = 0,40048 \quad t = \frac{3095,037 \times 1,57 \times 171,56}{29,477 \times 10^3 \times 0,40048} = 70,61$$

$$t = \begin{cases} 150 \left( 1,25 - 0,95 \times \frac{24,36}{27,42} \right) = 60,90 \text{ cm} \\ 215 - 2 \times \frac{24,36}{27,42} = 67,68 \text{ cm} \\ 4 \times 21 = 84 \text{ cm} \end{cases}$$

La valeur de  $\bar{t}$  est limitée par la plus faible des 3 valeurs (IP1)

$$t = 60,90 \text{ cm}$$

Pourcentage minimal  $\tilde{\omega}_t = 0,25 \frac{h_t}{h_t + 3b_0} = 0,17605\%$

on a bien  $0,1 < \tilde{\omega}_t < 0,2 \rightarrow \bar{t} = \frac{A_t}{x b_0} = \frac{1,57 \times 100}{21 \times 0,17605}$

$$\bar{t} = 42,46 \text{ cm} \text{ on prend } t = 20 \text{ cm.}$$

### Armatures longitudinales

Les armatures jouent le rôle des armatures de construction et des armatures de peau (d'après d'IP1). Le pourcentage minimal des armatures longitudinales à mettre doit être pris égal à la moitié du pourcentage des armatures transversales

#### - à l'about

$$\tilde{\omega}_l = 0,5 \quad \omega_t = 0,08$$

Section minimale des armatures:  $A_{\min} = B_{\text{âme}}$

avec  $B_{\text{âme}} = 35 \times 150 = 5250 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} = \frac{5250 \times 0,08}{100} = 4,2 \text{ cm}^2$$

#### - en travée

$$\omega_l = 0,5 \times 0,17605 = 0,088025 \quad B_{\text{âme}} = 21 \times 150 = 3150$$

$$A_{\min} = B_{\text{âme}} \times \omega_l = \frac{3150 \times 0,088025}{100} = 2,77 \text{ cm}^2 \rightarrow$$

- Nous prenons  $T_{12}$  comme armatures longitudinales

#### Cadre du talon

Selon l'IP1, les cadres doivent vérifier les combinaisons suivantes :

$$\textcircled{1} \quad \frac{\tilde{\omega}_t}{t} \geq c \frac{\sigma_{28}}{\sigma_{\text{cn}}} \quad \text{avec} \quad \tilde{\omega}_t : \text{pourcentage des } A_t \text{ (cadres du talon)}$$

$t$  : espacement des cadres du talon

$$\textcircled{2} \quad \frac{\tilde{\omega}_t}{t} \geq 1,3 D \frac{\sigma_{28}}{\sigma_{\text{cn}}}$$

$$\textcircled{1} \quad \text{si } D \leq c \leq 1,3 D$$

$$\textcircled{2} \quad \text{si } c > 1,3 D$$

$D$  = diamètre de la gaine

$C$  = enrobage

Nous utilisons des  $T_{12}$  comme cadre du talon

$$\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_T = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{29} = 28 \text{ kg/cm}^2$$

$$D = 7 \text{ cm}$$

### Section médiane

$$C = 9 \text{ et } D < C < 1,3D = 9,1$$

$$\frac{w_t}{t} = C \times \frac{\sigma'_{28}}{\sigma_{en}} \times 100 \longrightarrow 9 \times \frac{28}{4200} \times 100 = 6$$

$$\bar{t} = \frac{w_t}{t} \times 100 = \frac{1,13}{6} \times 100 = 18,83 \text{ cm}$$

Nous prendrons  $t = 15 \text{ cm}$

### Section à l'about

à l'about,  $C$  est tel que :  $C \geq 1,3D$

$D$  = diamètre de la gaine  $D = 7 \text{ cm}$

$\Rightarrow 1,3D = 9,1$  nous prenons  $C = 9,5 \text{ cm}$

$$\Rightarrow C \times \frac{\sigma'_{28}}{\sigma_{en}} \times 100 \approx 6,33$$

$$\bar{t} = \frac{w_t \times 100}{6,33} = 17,85 \text{ cm}$$

Nous prenons  $t = 15 \text{ cm}$



## Vérification à la rupture

### I Introduction

Les vérifications précédentes ont été faites en considérant les charges et les surcharges réglementaires. L'ouvrage au cours de service peut voir ses surcharges augmentées, ce qui a pour effet une modification probable de certains éléments de l'ouvrage.

Partant de ces bases, l'IP1 a imposé une vérification de l'ouvrage à la rupture lorsque les surcharges réglementaires augmentent de 80%

### II Sécurité à la rupture en flexion

#### II-1 Sécurité par rapport au béton

On vérifie la condition  $M_G + 1,8 M_Q \leq 0,7 M_{RB}$

$$M_G = 302,54 \text{ t.m (sous le poids propre total)}$$

$$M_Q = 316,49 \text{ t.m (sous le convoi S)}$$

$$M_{RB} = \text{moment de rupture du béton} \quad M_{RB} = M_{RB1} + M_{RB2}$$

$$\text{avec } M_{RB1} = 0,35 b_0 h^2 \sigma_n \quad (\text{relatif à l'âme})$$

$$M_{RB2} = \min \begin{cases} 0,8 (b - b_0) h_0 (h - \frac{h_0}{2}) \sigma_n & (\text{hourdis}) \\ 0,35 (b - b_0) h^2 \sigma_n \end{cases}$$

$$h = h_E - d' = 170 - 15 = 155 \text{ cm} ; \quad h_0 = 20 \text{ cm} \quad b = 128 \text{ cm}$$

$$b_0 = 21 \text{ cm} \quad \sigma_n = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_{RB1} = 600,38 \text{ t.m} \quad M_{RB2} = \min \{ 868,84, 3149,076 \} \text{ t.m}$$

$$\text{donc } M_{RB} = 1469,22 \text{ t.m}$$

$$M_G + 1,8 M_Q = 302,54 + 1,8 \times 316,49 = 878,222 < 0,7 M_{RB} = 1028,45 \text{ t.m}$$

#### II-2 Sécurité par rapport aux aciers

La condition à vérifier est :

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

$$M_{RA} = 0,9 \cdot h \cdot \omega \cdot R_g \quad (\text{moment de rupture de l'acier})$$

$$\omega = 5 \times 9,73 = 48,65 \text{ cm}^2 \quad R_g = 18490 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{contrainte de rupture garantie})$$

$$M_{RA} = 1254,85 \text{ t.m}$$

$M_f$  = moment de fissuration pour la fibre inférieure

$$\sigma = \sigma_p + \epsilon \times \sigma_n \text{ avec } \sigma_p: \text{ due à la précontrainte}$$

$$\sigma = 303,52 + \epsilon \times 28 = 359,52 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rightarrow M_f = \sigma \times \frac{I}{v'} = 359,52 \times \frac{24871464,47}{111,83} = 798,87 \text{ t.m}$$

$$M_f = 798,87 \text{ t.m} < M_{RA} = 1254,85 \text{ t.m}$$

$$\text{donc } M_G + 1,8 M_G \leq 0,9 M_{RA}$$

$$872,222 < 1129,26 \text{ t.m}$$

### III Sécurité à la rupture par l'effort tranchant (section d'about)

#### III-1 Compression des bielles

- la condition de sécurité :  $\sigma = \frac{\epsilon \times \bar{\sigma}}{\sin 2\gamma} \leq 0,5 \sigma'_{28}$

- l'effort tranchant réduit est:

$$T_R = T_G + T_Q - V = 60,50 \text{ t} \cdot V = 41537,33 \text{ Kg}$$

$$\bar{\sigma} = \frac{T_R}{b_0 \times z} = \frac{60,50 \times 10^3}{28 \times 124,62} = 17,54 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tan 2\gamma = \frac{\epsilon \times \bar{\sigma}}{\sigma_g} = \frac{\epsilon \times 17,54}{30,95} = 1,133 \rightarrow \gamma = 24,28$$

$\sigma_g$  (contrainte au centre de gravité due à la précontrainte)

$$\sin 2\gamma = 0,75$$

$$\sigma = 46,78 \text{ Kg/cm}^2 < 0,5 \times \sigma'_{28} = 175 \text{ Kg/cm}^2$$

#### III-2 Résistance des armatures transversales

- condition de sécurité:

$$\sigma_{at} = \frac{t \cdot T_R \cdot \tan \gamma}{A_t \times z}$$

$$\tan \gamma = 0,45$$

$$\sigma_{at} = 2087,23 < 1,2 \sigma_{atn} = 5040 \text{ Kg/cm}^2$$

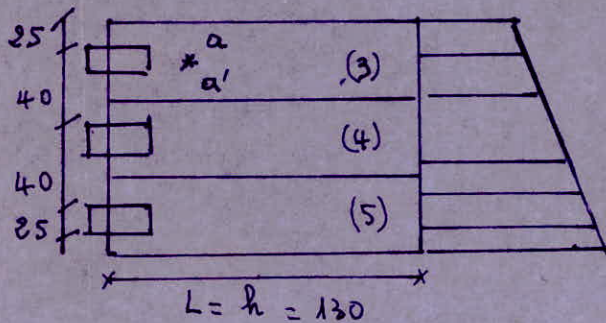
# Etude de la zone d'about

## I Introduction

La zone d'about est le siège de phénomènes complexes, il est donc utile d'exiger un certain nombre de justifications concernant la résistance du béton et le dimensionnement des armatures à prévoir compte tenu de la distribution des efforts unitaires de précontrainte ainsi que le mode d'introduction (ponctuel dans notre cas).

Il est aussi à noter que pour le sens de la diffusion considéré, les contraintes se répartissent selon l'hypothèse de M.M NAVIER et BERNOULLI, au delà de la zone de régularisation des contraintes

## II Détermination des efforts



$L$  = zone de régularisation des contraintes supposées égale à la hauteur de poutre.

$a, a'$  = distances de l'ancrage aux bords

- (3) associé à l'ancrage du câble (3)  
 (4) associé à l'ancrage du câble (4)  
 (5) associé à l'ancrage du (5)

### II-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":

$$T_s = \left[ 0,04 + 0,2 \left( \frac{a-a'}{a+a'} \right)^3 \right] F$$

avec  $F$ : force utile du câble.

Dans le sens d'un ancrage incliné comme le notre, on majoré  $F$  de 10% à l'about, la contrainte du câble est:

$$\sigma = 11554,026 \text{ kg/cm}^2 \text{ (après les pertes instantanées)}$$

$$\rightarrow F = 1,1 \times 11554,026 \times 9,73 = 123662,74 \text{ kg}$$

Les valeurs de  $T_s$  sont regroupées dans le tableau suivant

Prisme	a [cm]	a' [cm]			$0,2 \left( \frac{a-a'}{a+a'} \right)^3 F$	$T_s$ [t]
(3)	25	20			0,034	4,984
(4)	20	20			0	4,95
(5)	20	45			-1,41	3,54

## II-2 Calcul des frettes

$$T_s \text{ max} = 4,984$$

Nous utilisons des aciers doux :  $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$

$$A = \frac{T_s \text{ max}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{4,985}{1600} = 3,115$$

Nous adaptons une frette verticale en  $\phi 12$  formée par 3 branches

$$\rightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2$$

cette frette commune aux 3 ancrages, sera placée le plus près possible de la force d'about tout en respectant les conditions d'enrobage, nous ajoutons également une frette horizontale formée de 3 branches.

## III-3 Effort d'éclatement $T_e$

La valeur de l'effort d'éclatement est évaluée approximativement à partir de la règle du prisme symétrique (prisme fictif).

$$T_e = \frac{F}{3} (1-y) K \quad \text{avec} \quad K = 1 - \left( \frac{\delta}{\sigma_y \text{ max}} \right)^2$$

$$\sigma_y \text{ max} = 0,65 P (1-y) \quad [\text{kg/cm}^2]$$

$$y = \frac{a_1}{2a} \quad P = \frac{F}{s}$$

$a_1$  = largeur de l'ancrage.

$P$  = contrainte moyenne d'éclatement.

$\sigma_y \text{ max}$  = contrainte maximale d'éclatement.

$K$  = Coefficient de réduction.

$F$  = force utile du câble.  $s$  = surface du prisme fictif.

$2a$  : largeur du prisme fictif avec  $a < a'$  ; si  $a > a'$  on prend  $2a'$

Dimensions à prendre en compte :

• prisme symétrique :  $2a \times \delta$

• plaque d'ancrage :  $a_1 \times a_1 = 24 \times 24 \text{ [cm}^2]$

$$F = 123,66 \text{ t}$$

Prisme	$e_0[m]$	$y$	$\frac{F}{S}(1-y)[t]$	$e_0 \times \alpha = \Delta$	$P = \frac{F}{S} [kg/cm^2]$	$[kg/cm^2]$	$T_e[t]$
(3)	0,40	0,6	16,5	1000	123,66	32,15	15,47
(4)	0,40	0,6	16,5	800	154,57	40,18	15,84
(5)	0,40	0,6	16,5	800	154,57	40,18	15,84

$$T_e \text{ max} = 15,84 \text{ t}$$

La section d'armature qui reprend cet effort  $A = \frac{15,84 \times 10^3}{1600} = 9,9 \text{ cm}^2$   
 On prend 9  $\phi 12$  ( $A = 10,18 \text{ cm}^2$ )

On prévoit des armatures pour reprendre la poussée au vide

$$\tilde{\omega} = 0,3\%$$

$$\text{B\^ame} = 35 \times 150 = 5250 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{0,3 \times 5250}{100} = 15,75$$

On choisira 8 cadres  $\phi 12$  ( $A_L = 18,08$ ).

### III V\^erification des contraintes

Les plaques d'ancrage sont circulaires, de diam\^etre  $\phi = 24 \text{ cm}$   
 Le diam\^etre de la baine des armatures  $\phi_g = 7 \text{ cm}$   
 La section nette de la plaque d'ancrage est:

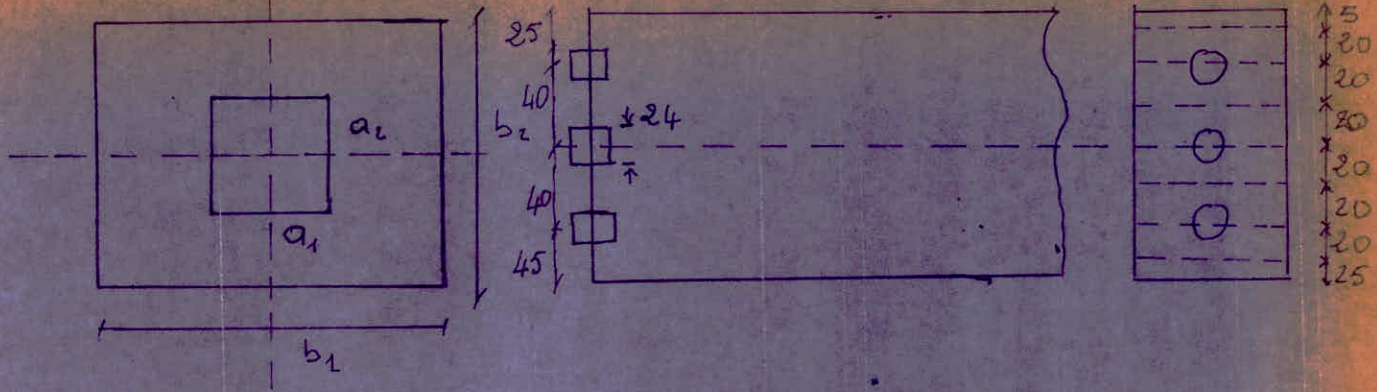
$$S = \frac{\pi}{4} (24^2 - 7^2) = 413,9 \text{ cm}^2$$

la contrainte<sup>4</sup> admissible de compression

$$\bar{\sigma}'_{\text{lim}} = \frac{1}{1,6} \times \sigma'_8 \times K \text{ avec } K = 1 + \left[ 3 - \frac{a_1}{b_1} - \frac{a_2}{b_2} \right] \sqrt{\left( 1 - \frac{a_1}{b_1} \right) \left( 1 - \frac{a_2}{b_2} \right)}$$

$a_1 ; a_2$  = dimension de la plaque d'ancrage

$b_1 ; b_2$  = dimension de la section du prisme ayant m\^eme centre de gravit\^e.



Prisme (3): on prend  $a_1 = a_2 = 24 \text{ cm}$

$$b_1 = 35 \text{ cm}$$

$$b_2 = 40$$

$$K_3 = 1,61$$

$$\sigma'_3 = \sigma'_4 = \sigma'_5 = \frac{F}{S} = \frac{123,66 \times 10^3}{413,9} = 298,76 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_3 = 352,18 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_3 = 298,76 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_3 = 352,18 \text{ kg/cm}^2$$

Les prisme (4) et (5) ont même valeurs que le prisme (3)

## Calcul des déformations

### I Déformation de flexion

La mise en tension d'une pièce engendre des déformations : flèches, rotations d'appui, raccourcissement.

Des positions doivent être prises pour que ces déformations se produisent librement sans modification des effets de précontrainte résultant dans les diverses sections de la pièce (les poutres seront posées sur des appuis en Néoprène permettant la liberté des déformations et déplacement d'appuis).

### II Calcul des flèches

#### II-1 Sous charge permanente

La flèche à la section médiane :

$$f_G = \frac{5q_G L^4}{384 EI} \quad \text{avec} \quad q_G = 2,22 \text{ t/ml}$$

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

$$E = E_V = \frac{1}{3} E_i$$

$$I = 24871464,47 \text{ cm}^4 \quad \text{d'où} \quad f_G = 9,84 \text{ cm}$$

$$E = E_V = \frac{1}{3} E_i = 140000 \text{ kg/cm}^2$$

#### II-2 flèche due à la précontrainte

La flèche à la section médiane est :  $f_p = \frac{1}{8} \int_0^{L/2} \frac{M}{EI} x dx + \int_{L/2}^L \frac{M}{EI} (L-x) dx$

Pour un diagramme des moments statiques à  $EI$  près de l'axe limitée par le diagramme des moments symétriques 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'axe limitée par le diagramme des moments de précontrainte dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur la demi-longueur par rapport à l'appui de gauche.

On trace le diagramme de moment de précontrainte à partir des trois valeurs de moment ( $x=0$ ,  $x=\frac{L}{4}$ ,  $x=\frac{L}{2}$ )

- La contrainte initiale à la mise en tension =  $12655,65 \text{ kg/cm}^2$
- La contrainte en service =  $10667,85 \text{ kg/cm}^2$
- La contrainte moyenne à prendre en compte est :

$$= \frac{1}{2} (12655,65 + 10667,85) = 11661,75 \text{ kg/cm}^2$$

La précontrainte par câble:  $P = 11661,75 \times 9,73 = 113468,23 \text{ kg}$

• Section médiane  $N = \Sigma P_{\text{cable}} = 113468,23 \times 5 = 567344,15$

• Section a  $\frac{L}{4}$   $N = \Sigma P_{\text{cable}} = 113468,23 \times 4,32 = 490125,34$

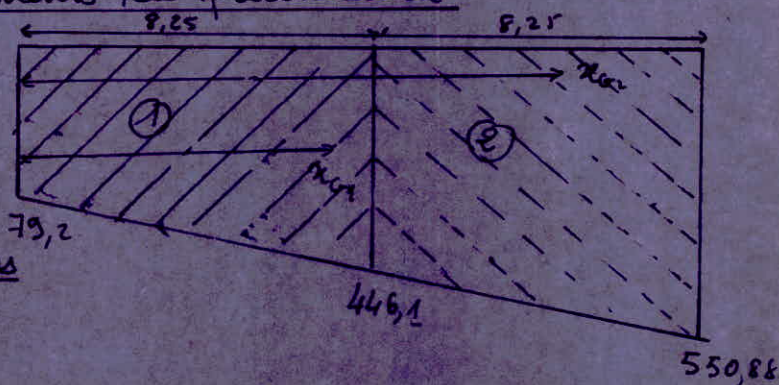
• Section d'about  $N = \Sigma P_{\text{cable}} = 113468,23 \times 2,969585 = 336955,79$

Section	N [t]	e [m]	M <sub>p</sub> = N.e [tm]
médiane	567,34	-0,971	-550,88
quart	490,2	-0,91	-446,1
About	337	-0,235	-79,2

Diagramme des moments de précontrainte

$$x_{G_1} = 5,08$$

$$x_{G_2} = 12,52$$



Aires des diagrammes

$$A_1 = -2166,86 \text{ tm}^2$$

$$A_2 = -4112,54 \text{ tm}^2$$

$$f_p = \int_0^{L/2} \frac{M}{EI} x dx = \frac{1}{EI} S_0 \quad \text{avec} \quad S_0 = \Sigma x_{G_i} \cdot A_i = 62414,43 \text{ tm}^3$$

donc  $f_p = -18$  (le signe (-) veut dire que la flèche est vers le haut)

II-3 La flèche de construction

$$f_c = \frac{3}{4} (f_p - f_0) = (18 - 9,84) \times \frac{3}{4} = 6,12 \text{ cm}$$

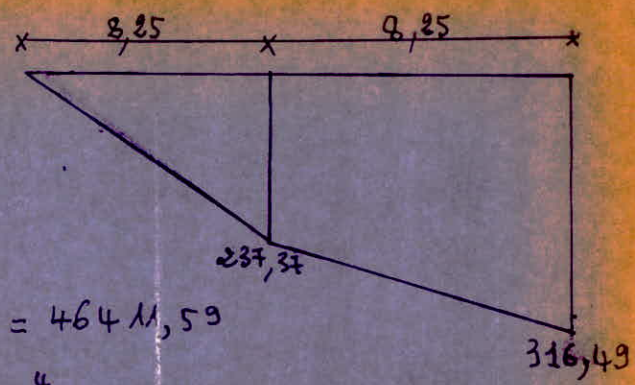
II-4 La flèche due aux surcharges

La surcharge de convoi D qui est la plus défavorable, la charge n'est pas uniforme nous allons utiliser la même méthode que celle utilisée pour le calcul de la flèche de précontrainte.

$$E = E_i = 420000 \text{ kg/cm}^2$$



$x_{G1} = 5,5$  ;  $x_{G2} = 12,57$



calcul des aires  $\left\{ \begin{array}{l} A_1 = 979,15 \text{ t m}^2 \\ A_2 = 3263,82 \text{ t m}^2 \end{array} \right.$

$f_q = \frac{S_\Delta}{EI}$  avec  $S_\Delta = \sum x_{Gi} A_i = 46411,59$   
 $I = 24871464,47 \text{ cm}^4$

$\rightarrow f_q = 4,44 \text{ cm}$

la flèche totale à mi-travée

à vide  $f = f_G + f_p + f_c = 9,84 - 18 + 6,12 = -3,72 \text{ cm}$

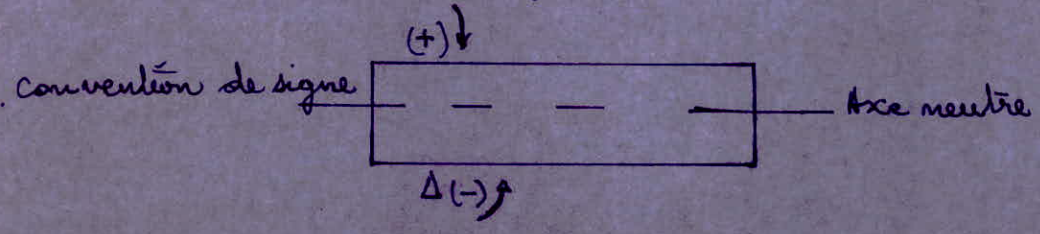
en charge  $f = f_G + f_p + f_G + f_q = -2,04 + 1,44 = -2,4 \text{ cm}$

III Rotation d'appuis

$\beta = \int_0^L \frac{M}{EIL} x dx$  l'expression de la rotation d'appui est donnée par:

Cette expression devient  $\beta = \int_0^L \frac{M}{2EI} dx$  dans le cas où le diagramme des moments est symétrique

$\int_0^L M dx$ : représente l'aire comprise entre la courbe de moments et l'axe horizontal de référence



III-1 Sous charges permanentes

$\beta_G = \frac{q_G L^3}{24 EI} = \frac{8,22 \times 10 (3300)^3}{24 \times 14000 \times 24871464,47} = 0,0095 \text{ rad}$

III-2 Sous l'effet de précontrainte:

$M dx = 2 (-2166,86 - 4112,5) = \text{t m}^3$

$\beta_P = \frac{1}{2EI} \int_0^L M dx = \frac{12558,72 \times 10^3 \times 10^4}{2 \times 14000 \times 24871464,47} = -0,0018 \text{ rad}$

### III-3 Sous surcharges (comvoi D)

$$E = E_i = 420\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 24871464,47 \text{ cm}^4$$

$$\beta_\varphi = \frac{1}{2EI} \int_0^L M dx \quad \text{avec} \quad \int_0^L M dx = 2(379,15 + 3263,8)$$

$$= 8485,9 \text{ t m}^2$$

$$\rightarrow \beta_\varphi = 0,00406 \text{ rad.}$$

#### Rotation totale

$$\text{à vide} : \beta = \beta_G + \beta_P = 0,0018 + 0,0095 = 0,0077 \text{ rad.}$$

$$\text{en charge} : \beta = \beta_G + \beta_P + \beta_\varphi = 0,0117 \text{ rad.}$$

### IV Déplacement d'appui

Les causes principales qui provoquent des déplacements horizontaux de l'appui vers le milieu de la poutre sont :

#### IV-1 Déplacement dû à la rotation d'appui

$$\Delta\beta = \beta \times \frac{ht}{2} ; \quad \Delta\beta = 0,0077 \times \frac{1,70}{2} \times 10^3 = 6,54 \text{ mm}$$

: rotation d'appui

#### IV-2 Déplacement dû au retrait

$$\Delta r = + \epsilon_r \frac{L}{2} \quad \epsilon_r = 3 \times 10^{-4} \quad L = 33 \text{ mm} \quad \Delta r = +4,95 \text{ mm}$$

#### IV-3 Déplacement dû au fluage

On considère le fluage de la membrure inférieure sous la contrainte de compression du béton  $\sigma'_c$ , on prendra en compte la valeur moyenne entre la contrainte de compression de la fibre inférieure du milieu  $\sigma'_M$  et celle de l'appui  $\sigma'_A$ .  
On prendra pour  $\sigma'_M$  et  $\sigma'_A$  la moyenne entre d'une part la contrainte en service, et d'autre part la contrainte à la mise en tension :

$$\sigma'_m = \frac{\sigma'_M + \sigma'_A}{2} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$\Delta f = + \frac{L}{2} \frac{\sigma'_m}{E_v}$$

	$\sigma_A'$ (à l'appui) $\text{kg/cm}^2$	$\sigma_M'$ (milieu) $\text{kg/cm}^2$
En service	57,89	177,5
À la mise en tension	57,89	167,36
contrainte moyenne	57,89	172,43
$\sigma_m' = (\sigma_M' + \sigma_A')/2$	115,16	

$$\Delta_f = + \frac{33 \times 10^3}{2} \times \frac{115,16}{140.000} = +13,57 \text{ mm}$$

#### IV-4 déplacement dû aux variations de températures :

Nous prenons une valeur moyenne :  $\Delta_E = \pm \frac{L}{10000}$   $\Delta_E = \pm 3,3 \text{ mm}$

• déplacement maximal :

Comme les poutres sont préfabriquées et ne sont pas posées sur les appuis qu'après un certain temps et après mise en précontrainte,

$$\Delta_{\max} = \frac{2}{3} (\Delta_B + \Delta_T + \Delta_f) + \Delta_E = 20 \text{ mm.}$$

• déplacement minimal

$$\Delta_{\min} = 3,3 \text{ mm.}$$

# Joints de chaussée

## 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 températures, aux retraits différés et aux rotations.

## choix du joint

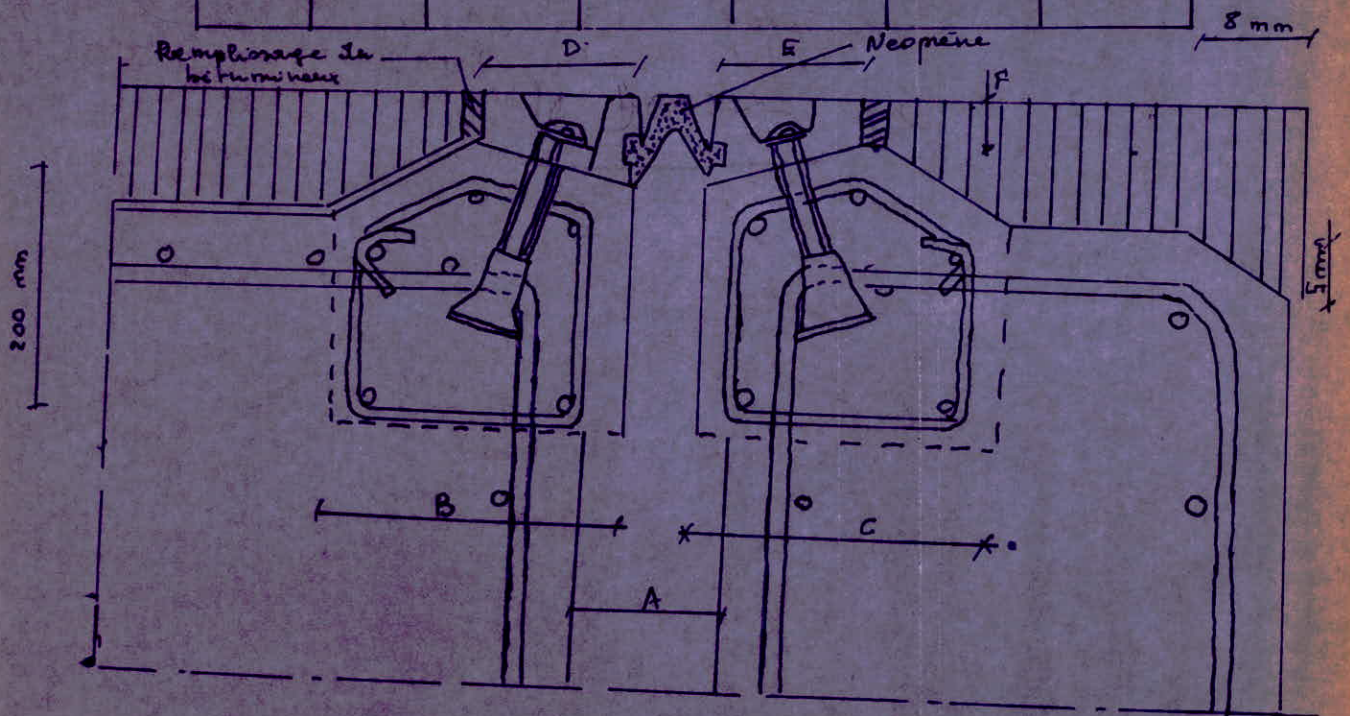
D'après le calcul des déformations on a :

- Souffle max :  $\Delta_{\max} = -15,28 \text{ mm}$

- Souffle min :  $\Delta_{\min} = 3,3 \text{ mm}$

Nous choisissons des joints type Monobloc 50 système Freyssinet et 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



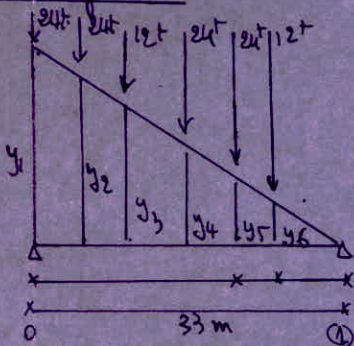
## Dimensionnement des appareils d'appui

### I Calcul des charges sollicitants l'ensemble de l'ouvrage

#### a) charges verticales

Le tablier de notre pont repose sur 2 culées et 3 piles. Les efforts verticaux dus aux charges et aux surcharges qui sollicitent chaque culée et chaque pile sont :

• Sous surcharge Bc : culées

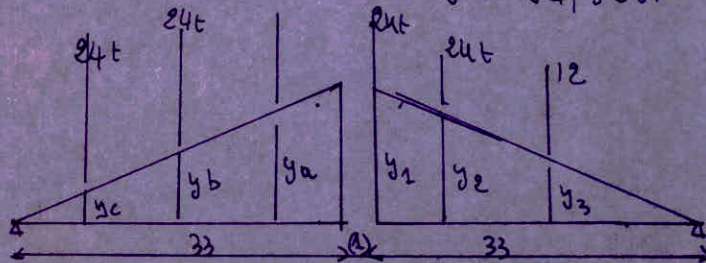


$$y_1 = 1 ; y_2 = 0,954 ; y_3 = 0,818 ; y_4 = 0,681$$

$$y_5 = 0,636 ; y_6 = 0,5$$

$$R_0 = 24(1 + 0,954 + 0,681 + 0,636) + 12(0,818 + 0,5) = 78,504 + 15,816 = 94,32t$$

$$R_0 = 94,32t.$$



$$y_1 = 1 ; y_2 = 0,954 ; y_3 = 0,818 ; y_a = 0,863 ; y_b = 0,727 ; y_c = 0,618$$

$$R_1 = 24 \times (1 + 0,954 + 0,727 + 0,618) + 12(0,863 + 0,818) = 99,35t.$$

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

Appuis / Charges et surcharge	G [t]	A (l) [t]	Trottoir [t]	Bc [t]	Mc 120 [t]	convoi [t]	Seisme vertical 0,07G [t]
culée	256,73	94,77	4,95	94,32	108,12	172,35	179,7
Pile	513,454	183,54	9,9	99,35	113,63	206,15	35,94

Ces valeurs sont exprimées en tonnes :

Les accélérations sismiques verticales et horizontales :

$$E_v = 0,07 ; E_H = 0,1$$

Ces valeurs sont prises conformément aux recommandations du C.P.S.

#### b) charges horizontales

• 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. La valeur de P est prise égale à  $0,25 \text{ t/m}^2$  (définie dans le C.P.C. Chap. III, article 14. Notre pont est situé dans la région II).

L'effort horizontal dû au vent :

$$H_V = P \cdot L_p \cdot h$$

$$H_V = 0,25 \times 133 \times 1,91 = 63,03 \text{ t} \quad ; \quad \text{avec } L_p = 133 \text{ m} \\ h = 1,91 \text{ m}$$

### Freinage

Les charges de chaussées  $A(l)$  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.

$$\text{L'effort de freinage développé par } A(l) \Rightarrow F_A = \frac{A}{2,0 + 0,003}$$

avec  $\Omega = L \times l_s$  surface chargée

$$\Omega = 6,5 \times 33 = 214,5 \text{ m}^2 \quad ; \quad A = 1030 \text{ kg/m}^2 \quad ; \quad F_A = 10,7 \text{ t}$$

L'effort de freinage développé par  $B_c$ :

Un seul camion est supposé freiner et développe une force de freinage égale à son poids.  $F_{B_c} = 30 \text{ t}$ .

• Seisme:  $H_s = E_H \cdot G \quad ; \quad G = 133 \times 15,558 = 2069,21 \text{ t} \quad ; \quad E_H = 0,1 \rightarrow H_s = 206,92 \text{ t}$

### Variation du tablier

Ce sont des déformations dues 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 produit avant la mise en place des poutres préfabriquées.

$$\frac{\Delta l_r}{L_p} = - \left( \frac{100 - 60}{100} \cdot \epsilon_r \right) = -0,40 \epsilon_r \Rightarrow \Delta l_r = -0,40 \cdot \epsilon_r \cdot L_p$$

On trouve  $\Delta l_r = -1,59 \text{ cm}$ .

— Fluage:  $\epsilon_{fl} = 3 \epsilon_i = \frac{3 \sigma_m}{E_V}$

avec  $\sigma_m =$  contrainte au niveau de la fibre moyenne.  
 $E_V =$  module de déformation lente du béton.

$$\Delta l_f = - \left( \frac{100 - 60}{100} \right) \cdot \epsilon_{fl} \cdot L_p \quad ; \quad \sigma_m = 62 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{fl} = \frac{3 \times 62}{14 \times 10^4} = 0,00132 \rightarrow \Delta l_f = -70,68 \text{ mm} = -7,06 \text{ cm}$$

— Température:

$$\Delta l_t = \pm \epsilon \cdot \Delta t \cdot L_p \quad \epsilon \Delta t \text{ estimé à } 0,3\%$$

d'où  $\Delta l_t = \pm 39,9 \text{ mm} = 3,99 \text{ cm} \approx 4 \text{ cm}$

Variation linéaire totale due au retrait, au fluage et aux variations de température.

— allongement  $\Delta l_{\max} = \Delta l_t = 4 \text{ cm}$ .

— retraiçissement  $\Delta l_{\max} = +12,65 \text{ cm}$

## II Détermination des appareils d'appui

- Réaction charge permanente :  $\frac{261,68}{7} = 37,38 \text{ t}$
- sous surcharge défavorable D :  $\frac{172,35}{7} = 24,62 \text{ t}$
- Réaction maximale sur chaque appui  $R_{\max} = 62 \text{ t}$ .
- Réaction minimale sur chaque appui  $R_{\min} = 37,38 \text{ t}$ .

### a) hauteur nette d'élastomère

$$T = 2 \cdot u_1 = 2 \times \Delta_{\max} = 2 \times 20 = 40 \text{ mm} \rightarrow \begin{cases} 4 \text{ feuillets de } 10 \text{ mm} \\ 5 \text{ feuillets de } 8 \text{ mm} \end{cases}$$

### b) Dimension en plan de l'appareil

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \text{ avec } a < b$$

$$5T \leq a \leq 10T \rightarrow 200 \leq a < 400 \rightarrow a = 330 \text{ mm et } b = 450 \text{ mm}$$

Ces appareils d'appui ont chacune une capacité de 300 t et sont de type CIPEC

### c) Vérification des contraintes normales:

$$R_{\max} = 62 \text{ t. on doit vérifier } \sigma_{\max} < \bar{\sigma}_m$$

$$\bar{\sigma}_m = \frac{300 \times 10^3}{33 \times 45} = 202,02 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{62 \times 10^3}{33 \times 45} = 41,75 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_m$$

## Vérification des appareils d'appui

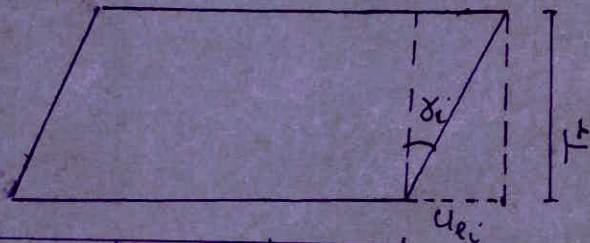
### I Vérification au cisaillement:

#### I-1 Sous variation linéaire:

condition à vérifier

$$= G \cdot \operatorname{tg} \delta_1 \leq 0,5 G \Rightarrow \operatorname{tg} \delta_1 \leq 0,5$$

$$\operatorname{tg} \delta_i = \frac{U_{ei}}{T_r}$$



	culée 0	Pile 1	Pile 2	Pile 3	culée 4
$T_r$	40	40	40	40	40
$U_e$	6,325	3,1625	0,455	3,1625	6,325
$\operatorname{tg} \delta_i$	0,158	0,079	0,0114	0,079	0,158

on a  $\operatorname{tg} \delta_i \leq 0,5$   
pour tous les appuis.

#### I-2 Sous variation linéaire et freinage

condition à vérifier:

$$G \cdot \operatorname{tg} \delta_1 + \frac{H_r}{n.a.b} \leq 0,7 G \quad \text{ou encore:}$$

$$\operatorname{tg} \delta_i + \frac{H_r}{G.n.a.b} \leq 0,7$$

	culée 0	Pile 1	Pile 2	Pile 3	culée 4
$\operatorname{tg} \delta_i^{(1)}$	0,158	0,079	0,0114	0,079	0,158
$H_r$	5,676	6,216	6,216	6,216	5,676
$\frac{H_r}{n.a.b \cdot G}$	0,055	0,0299	0,0299	0,0299	0,055
(1)+(2)	0,213	0,11	0,031	0,11	0,213

la condition est vérifiée.

#### I-3 Sous variation linéaire + freinage + séisme.

$$G \operatorname{tg} \delta_i + \frac{H_r}{2 \cdot 8 \cdot n \cdot a \cdot b} + \frac{H_s}{2 \cdot 9 \cdot n \cdot b} \leq 1,3 G \quad \text{ou encore:}$$

$$\operatorname{tg} \delta_i + \frac{H_r}{2 \cdot G \cdot n \cdot a \cdot b} + \frac{H_s}{2 \cdot 9 \cdot n \cdot b \cdot G} \leq 1,3$$

	culée 0	Pile 1	Pile 2	Pile 3	culée 4
$\operatorname{tg} \delta_i$	0,158	0,079	0,0114	0,079	0,158
$\frac{H_r}{2 \cdot G \cdot n \cdot a \cdot b}$	0,0273	0,0149	0,0149	0,0149	0,0273
$\frac{H_s}{2 \cdot 9 \cdot n \cdot b \cdot G}$	0,188	0,103	0,103	0,103	0,188
1+2+3	0,373	0,197	0,13	0,197	0,373

la condition est vérifiée



### I-4 Sous charges verticales + charges horizontales + rotation d'appui

condition à vérifier:  $\bar{\sigma} = \bar{\sigma}_N + \bar{\sigma}_H + \bar{\sigma}_\alpha < 5G$

avec  $\bar{\sigma}_N = 1,5 \frac{\sigma_m}{\beta}$  (contrainte de cisaillement due à la charge verticale).

$$\sigma_m = 30,64 \text{ kg/cm}^2; \quad \beta = \frac{a \times b}{2e(a+b)}; \quad e = 10 \text{ mm}; \quad \beta = 9,52$$

on trouve  $\bar{\sigma}_N = 3,22 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_H = G \cdot t_g \cdot \delta_i + \frac{H_{fr}}{2 \cdot n \cdot a \cdot b} + \frac{H_s}{2 \cdot n \cdot a \cdot b}; \quad \bar{\sigma}_\alpha = \frac{1}{2} \frac{a^2}{e} \frac{d_T + \alpha_0}{m} G$$

avec  $\alpha_0$  = rotation due aux imperfections de l'appareil d'appui et aux défauts d'érection.  $\alpha_0 = \frac{1}{100} \text{ rad}$

$\alpha_T$  = rotation d'appui en service (calculée);  $\alpha_T = 0,003 \text{ rad}$

m: nombre de feuilletts d'élastomère par appareil d'appui:

$$m = 40; \quad e = 10 \text{ mm} \Rightarrow \bar{\sigma}_\alpha = 17,96 \text{ kg/cm}^2$$

	culee 0	Pile 1	Pile 2	Pile 3	culee 4
	3,22	3,22	3,22	3,22	3,22
	0,373	0,197	0,13	0,187	0,373
	17,69	17,69	17,69	17,69	17,69
	21,3	21,11	21,04	21,11	21,3

La condition est vérifiée.

### II Condition de non glissement.

condition à vérifier:  $H < f \cdot N$

avec:  $f$ : coefficient de frottement total;  $N$  = effort normal provenant du tablier;

$$N = 37,38 \text{ t.}$$

$$H = \frac{1}{n} [H_{fr} + H_s + H_{qe}]$$

$$f = 0,2 + \frac{6}{\sigma_m} = 0,2 + \frac{6}{41,75} = 0,243; \quad f \cdot N = 9,083 \text{ t.}$$

	culee 0	Pile 1	Pile 2	Pile 3	culee 4
n	7	14	14	14	7
$H_{fr}$	5,676	6,216	6,216	6,216	5,676
$H_s$	39,15	42,87	42,87	42,87	39,15
$H_{qe}$	22,13	22,13	0,318	22,13	22,13
$\frac{\Sigma}{n}$	9	5,08	3,5	5,08	9

La condition est satisfaite

I-6 Condition de non soulèvement

$$\text{on vérifie : } \alpha_t = \frac{\alpha_T + \alpha_0}{m} < \frac{3}{B} \cdot \frac{e^2}{a} \cdot \frac{\sigma_{\max}}{G}$$

$$A : N = \alpha_t = 3,25 \times 10^{-4} < 18,08 \times 10^{-4}$$

La condition est satisfaite.

Conclusion : Les appuis reprennent les efforts auxquels ils sont confrontés. Ces appuis répondent à la sécurité de l'ouvrage.

# Repartition des efforts horizontaux sur l'infrastructure

## I Calcul des rigidités

La repartition des efforts sera faite en assimilant notre structure, à un portique. L'effort horizontal s'appliquant sur le tablier supposé infiniment rigide sera reparti entre les éléments d'appuis (culees, piles) en fonction de leurs rigidités lesquelles sont calculées à partir des constantes de ressort ou amortissement des éléments constituant ces appuis.

on définit par :  $\delta (H=1)$  : la déformation d'un élément pour un effort horizontal unitaire appelée constante de ressort

$k = H (\delta=1)$  : la force pour un déplacement unitaire d'un élément appelée rigidité.

La rigidité d'une structure à plusieurs éléments de constante de ressort est :  $k_i = \frac{1}{\sum \delta_i}$

ainsi la déformation de la pile ou de la culée pour un effort horizontal est : ( effort horizontal unitaire ).

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$$

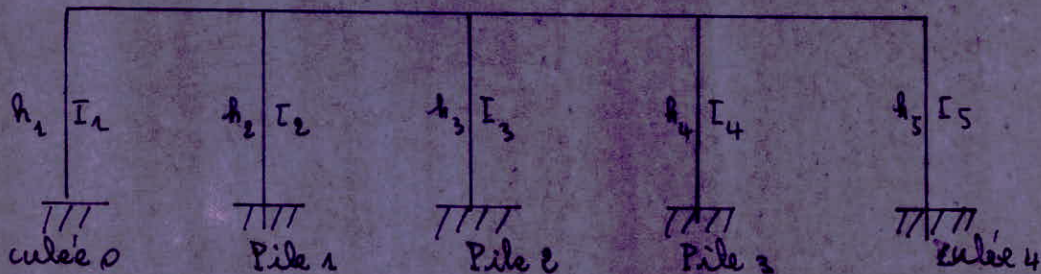
où

$\delta_1$  : déformation de l'élastomère.

$\delta_2$  : déformation des fûts des piles ou voiles de culée.

$\delta_3$  : déformation de la fondation.

## schéma statique



### I - 1 déformation de l'élastomère

$$\delta_1 = \frac{T_r}{n \cdot G \cdot A}$$

avec  $T_r$  = hauteur de l'élastomère

$G$  = module de cisaillement de l'élastomère

$A$  = surface

$n$  = nombre d'appareils d'appuis

A.N :  $G = 10 \text{ kg/cm}^2$

$A = 33 \times 45 = 1485 \text{ cm}^2$

$n$  = nombre d'appareils d'appuis

$T_r = 40 \text{ cm.}$

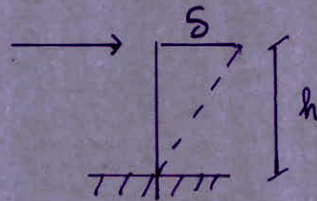
appareils d'appui	n	$\delta_1$ [ $10^{-7}$ m]
culée	7	14,9
Pile	14	7,46

### I-2 Déformation des culées et des piles

Les rigidités des voiles de la culée sont assez grandes. Par conséquent on peut admettre que la déformation de la culée est nulle.

La déformation d'un fût de la pile est :

$$\delta_{2p} = \frac{h^3}{3 \cdot E \cdot I \cdot n}$$

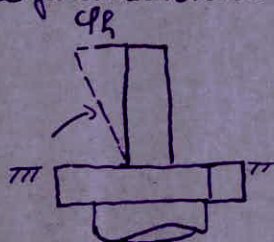
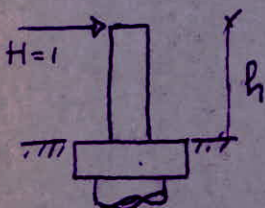


$$I = \frac{ba^3}{12} = \frac{b^4}{12} \text{ avec } b = 1,60 \text{ m} \quad E = 21 \times 10^3 \sqrt{\sigma_{28}} = 354834,65 \text{ kg/cm}^2$$

Piles	I (cm <sup>4</sup> )	E (kg/cm <sup>2</sup> )	n	3 E I n	h (m)	h <sup>3</sup> (10 <sup>6</sup> ) cm <sup>3</sup>	$\delta_{2p} \cdot 10^{-7}$ m
1	54613333,33	354831,65	3	1,744069 x 10 <sup>4</sup>	17,77	5611,28	32173
2	54613333,33	354831,65	3	1,744069 x 10 <sup>4</sup>	15,57	3774,55	2,1642
3	54613333,33	354831,65	3	1,744069 x 10 <sup>4</sup>	14,57	3092,99	1,773

### I-3 Déformation de la fondation

La déformation d'une fondation sur une file de pieux.



$$\delta_3 (H=1) = w + \phi \cdot h$$

déplacement en tête du pieu

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 évaluées à l'aide des tables de HENRICH WERNER, dans l'ouvrage intitulé Béton UND STAHL Beton.

Ces déformations en tête de pieu sont données par :

$$EI_w = \frac{\chi_{wm}^* \cdot M^*}{\lambda^2} + \frac{\chi_{wp}^*}{\lambda^3}$$

$$\text{et } EI_\varphi = \chi_{\varphi M}^* \cdot \frac{M^*}{\lambda} + \chi_{\varphi P}^* \cdot \frac{P^*}{\lambda^2}$$

avec  $P$  : effort tranchant en tête de pieu engendré par la charge unitaire  $H=1$  pour une fondation sur  $n$  pieux ou  $a$  pour chaque pieu

$$P^* = \frac{1}{n} \text{ [en tonne]}$$

$M$  : moment fléchissant en tête de pieu engendré par la charge horizontale  $H=1$  pour chaque pieu ou  $a$   $M^* = \frac{1}{n} h$  (t.m)

$\lambda$  : paramètre dépendant du mode de réaction du sol ( $c_u$ ) et des caractéristiques du pieu  $\lambda = \frac{1}{\alpha}$  : longueur élastique du pieu

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{c_u \cdot b}}$$

$E$  : module de déformation instantané du béton.

$I$  : moment d'inertie du pieu.

$c_u$  : module de la réaction du sol de la fondation

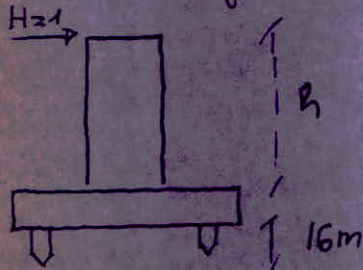
$b$  : diamètre du pieu.

Les coefficients  $\chi_{wm}^*$ ,  $\chi_{wp}^*$ ,  $\chi_{\varphi M}^*$ ,  $\chi_{\varphi P}^*$  sont donnés par les tables de WERNER en fonction du paramètre  $\lambda$ , de la longueur du pieu, du module de réaction du sol ( $c_u$ ) ainsi que de la forme de variation de ce module le long du pieu et enfin du mode d'appui du pied du pieu (libre ou articulé).

### II Application au projet

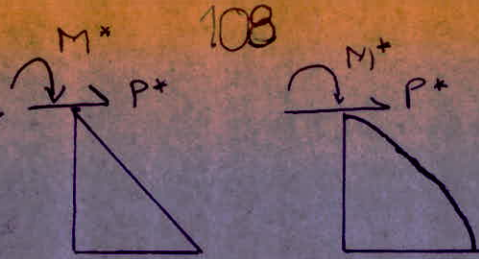
La semelle de la fondation s'appuie sur 3 files de 3 pieux ( $n=6$  pieux) et la rotation en tête est considérée nulle ( $\varphi=0$ )

Cas d'une fondation sur 3 files de pieux



module de réaction du sol et estimé  
à  $c_u = 6000 \text{ t/m}^3$

La variation de la réaction du sol est prise entre celle d'un sol très acquis (variation linéaire  $c_u(x) = c_u \cdot \frac{x}{e}$ ), et celle d'un sol présentant une réaction moyenne (variation parabolique). Le pied est supposé libre.



calcul du paramètre  $\lambda$

$E = 35\,483\,16,5 \text{ t/m}^2$  ;  $b = 1,2 \text{ m}$  ;  $I = 5,461333333$   
 $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4 \times E I}{\text{cub}}} = 10,18$

$\Rightarrow \lambda = \frac{1}{\alpha} \Rightarrow \lambda l = \frac{16}{10,18} = 1,57$

Les table de werner donnent après interpolation :

$\chi_{\omega M^*} = -1,87$  ;  $\chi_{\varphi P^*} = 1,87$   
 $\chi_{\omega P^*} = 1,91$  ;  $\chi_{\varphi M^*} = 2,43$

et  $E I \varphi = \chi_{\varphi M^*} \times \frac{M^*}{\lambda} + \chi_{\varphi P^*} \times \frac{P^*}{\lambda^2} = 0$  (car  $\varphi = 0$ )

alors  $M^* = -\frac{\chi_{\varphi P^*}}{\chi_{\varphi M^*}} \times \frac{P^*}{\lambda}$  ;  $P^* = \frac{1}{6} \Rightarrow M^* = \frac{-1,87}{2,43} \times \frac{1}{6} \times \alpha = -1,305$   
 $M^* = -1,305$

Pour la fondation ( $\varphi = 0$ )

$E I \omega = \frac{-1,87 (-1,305)}{0,009} + (-1,91) \frac{1}{6 \times 9,4788 \times 10^{-4}} = -64,68$

$\omega = \frac{-64,68}{E I} = -3,34 \times 10^{-6} \text{ m}$

$\delta_{3p} = -3,34 \times 10^{-6} \text{ m} = -33,4 \times 10^{-7} \text{ m}$

Repartition des efforts horizontaux aux piles et aux culées

Les efforts horizontaux agissant sur la superstructure seront repartis sur les différents appuis en fonction de leur rigidité ainsi pour chaque appui il lui revient en pourcentage :

$H_i \% = \frac{K_i}{\sum K_i}$  et l'effort sur chaque appui

$H_i = H \times \frac{K_i}{\sum K_i}$

abscisse (m)		élastomère $10^7 m$	Pile, culée $[10^{-7} m]$	Fondation $[10^{-7} m]$	Rigidité	$K_i x_i$	$H_i \%$	Freinage t	Séisme t	
culée	0	14,9	0	+33,4	48,3	0,021	0	18,92	5,676	39,15
Pile 1	33	7,46	3,217	+33,4	44,077	0,023	0,759	30,72	6,216	42,87
Pile 2	66,5	7,46	2,164	+33,4	43,024	0,023	1,529	30,72	6,216	42,87
Pile 3	100	7,46	1,773	+33,4	42,63	0,023	2,3	30,72	6,216	42,87
culée 4	133	14,9	0	+33,4	48,3	0,021	2,793	18,92	5,676	39,15
						0,111	7,381	100	30	306,91

### III Effort horizontal engendré par la variation linéaire du tablier

Les déplacements du tablier seront couplés à partir du centre de déplacement. Ce dernier est défini comme étant la position du tablier qui ne subit aucun déplacement.

$$\text{centre de déplacement } x_0 = \frac{\sum K_i x_i}{\sum K_i}$$

$$\text{A.N : } x_0 = \frac{7,381}{0,111} = 66,49 \text{ m.}$$

Les déplacements sont donnés par :

$$U_{Li} = \Delta l_{\max} \cdot \frac{x_i}{L} \quad \text{avec } \Delta l_{\max} : \text{déplacement maximal dû aux fluages, température et retrait.}$$

$L$  : portée du pont.

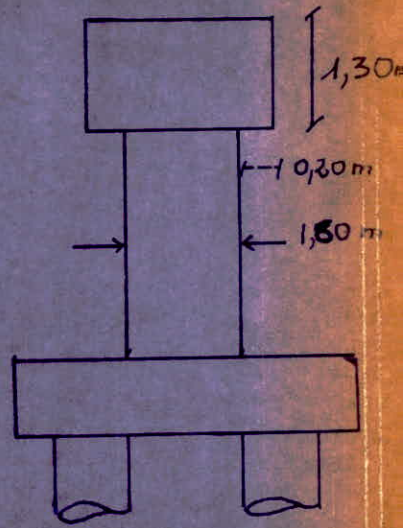
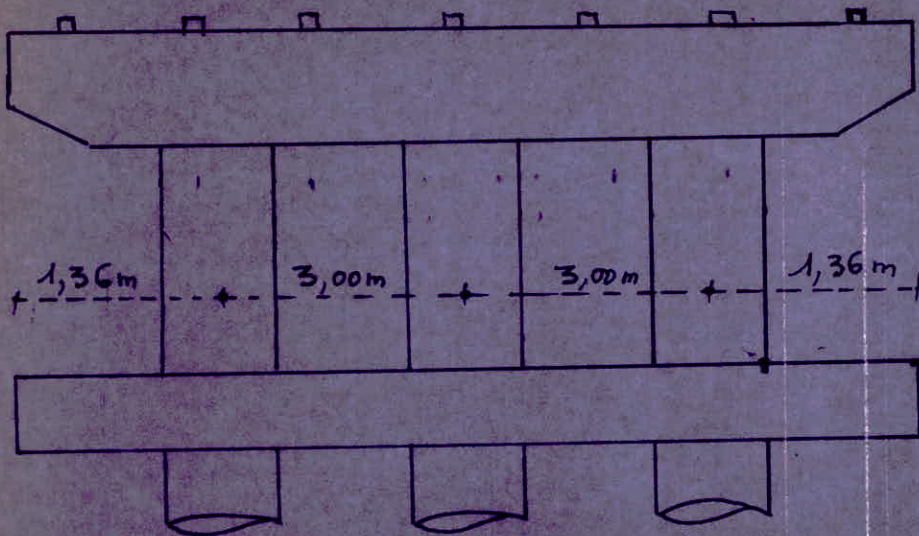
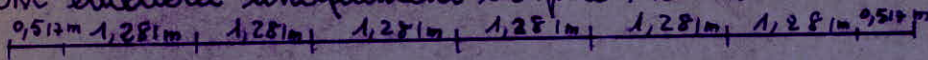
cette variation linéaire engendre sur l'appui un effort horizontal :

$$H_{VL} = \frac{n \cdot G \cdot U_e \cdot a \cdot b}{T_r} \quad \text{avec } G; a; b; : \text{caractéristiques d'appareils d'appuis.}$$

	$\Delta l_{\max}$ [mm]	$x_i$	$L$	$x_i/L$	$\Delta l_{\max} \frac{x_i}{L}$	$n$	$G \cdot a \cdot b$ (t)	$T_r$	$H_{VL}$
culée	12,65	66,49	133	0,5	6,325	7	14,85	40	22,13
Pile 1		33,49		0,25	3,1625	14	14,85	40	22,13
Pile 2		0,49		0,0036	0,0455	14	14,85	40	0,318
Pile 3		33,57		0,25	3,1625	14	14,85	40	22,13
culée 4		66,51		0,5	6,325	7	14,85	40	22,13

110  
Etude de la Pile

On étudiera uniquement la pile de hauteur  $h = 17,77 \text{ m}$



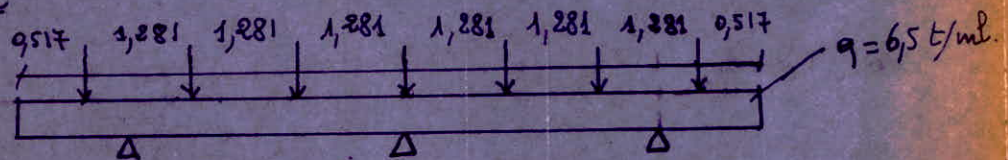
I Etude du chevêtre

Le chevêtre a pour rôle de transmettre les efforts provenant du tablier aux fûts qui à leurs tours les transmettent aux fondations. Le chevêtre est donc sollicité par :

- Poids propre  $2,5 \times 1,3 \times 2 = 6,5 \text{ t/ml}$ .
- effort provenant du tablier  $P_G \frac{513,454}{7} = 73,35 \text{ t}$
- $P_G$  est transmis par chaque poutre
- surcharge défavorable  $S = \frac{206,15}{7} = 29,45 \text{ t}$

La charge totale concentrée a considérée :  $P = P_G + 1,2 S = 108,69$

schéma statique



Sollicitation 1er genre

La résolution de ce système par les équations des 3 moments donne comme diagramme des efforts :

diagramme du moment fléchissant :

$M_0 = M_3 = -97,637 \text{ t.m.}$

$M_1 = -44,562 \text{ t.m.}$

$M_{tx} = 29,686 \text{ t.m.}$

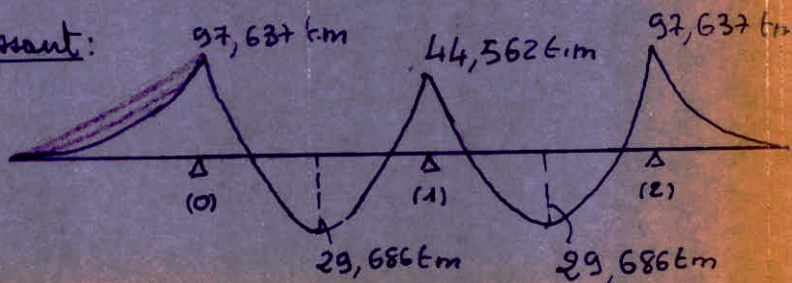
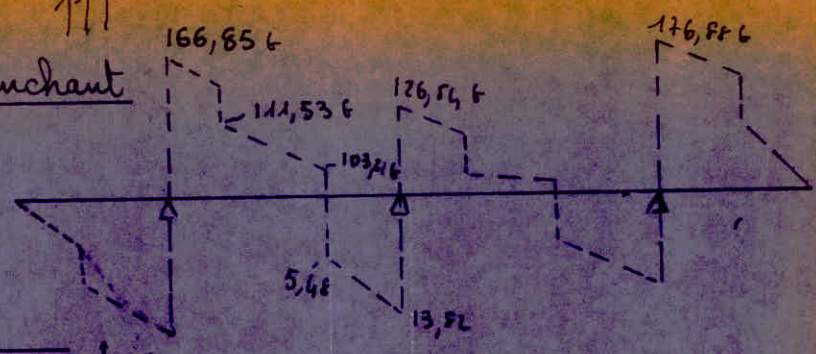




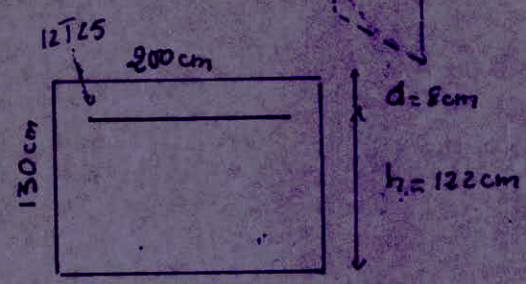
diagramme de l'effort tranchant

$R_0 = R_2 = 284,312 \text{ t.}$

$R_1 = 249,103 \text{ t.}$



Ferraillage



Zone d'appui 0

$M = -97,637 \text{ tm}$

$\bar{\sigma}'_b = 165 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_a = 2666,66 \text{ kg/cm}^2$

$M = 0,0185 \rightarrow \epsilon = 0,9401 ; k = 68,5$

$A = \frac{M}{\epsilon h \bar{\sigma}_a} = 31,99 \rightarrow 7 \text{ T } 25 = (34,36 \text{ cm}^2)$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 38,93 < \bar{\sigma}'_b ; w_f = 0,00132$

Vérification à la fissuration

$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{en} ; \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\} = 2666,66 \text{ kg/cm}^2$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 1618,68 \neq 2666,66 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$  la fissuration n'est pas vérifiée.

On doit recalculer A avec  $\bar{\sigma}_a = 1618,68 \text{ kg/cm}^2$   
On prend  $A = 12 \text{ T } 25 = 58,91 \text{ cm}^2$  ainsi la fissuration est vérifiée

Zone d'appui 1

$M = -44,562 \text{ t.m} \quad \mu = 0,00842 \rightarrow \epsilon = 0,9587 ; k = 106$

$A = 14,28 \text{ cm}^2$ , on prend  $A = 3 \text{ T } 25 = 14,73 \text{ cm}^2$

$\sigma'_b = 25,15 \text{ kg/cm}^2 < 165 \text{ kg/cm}^2 ; w_f = 0,0005665$

Appui 1  $A = 6 \text{ T } 25 = 39,45 \text{ cm}^2$

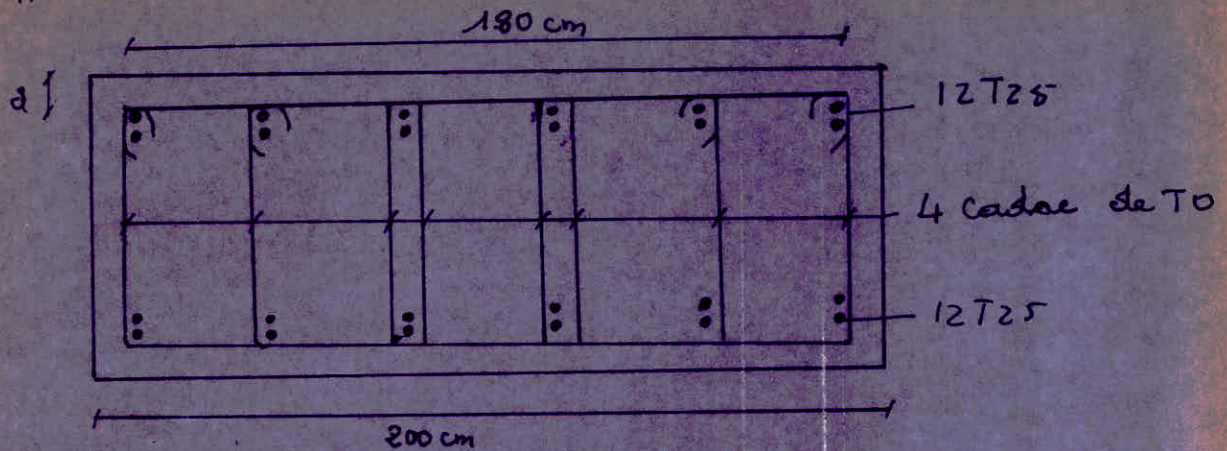
Effort tranchant

$T_{max} = 284,312 \text{ t}$

$\tau_b = \frac{T_{max}}{z_b} = 17,47 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 24,81 \text{ kg}$  ainsi  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

L'effort tranchant est amplement repris, on disposera des cadres droits.



Le chevêtre sera comme indiqué ci-dessus (d'après le chapitre 2.2.5.22. SETRA).

### Espacement des cadres

$$\bar{\sigma}_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{at} = \max \left\{ \left( 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9\sigma_b} ; \frac{2}{3} \right) = 0,726 \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = f_{at} \times \bar{\sigma}_{en}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 2904 \text{ kg/cm}^2 ; t \leq \frac{A + Z \bar{\sigma}_{at}}{T} = 5,2 \text{ cm.}$$

$$E = \min \left\{ 0,2 h ; \left( 1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_b} \right) h \right\} = 24,4 \text{ cm} ; t = 6 \text{ cm.}$$

### Vérification au séisme

#### Sollicitation 2<sup>e</sup> genre P + G + SI

$$G = 6,5 ; SI = \frac{42,87}{7} = 6,12$$

$P + SI = 79,47$  la combinaison  $P + G + SI$  n'est pas défavorable par rapport à  $G + P_0 + 1,2 S$ . donc la vérification au séisme n'est pas nécessaire

### II Etude des fûts

On détermine les sollicitations horizontales et verticales ainsi que les efforts qu'elles engendrent à la base du fût.

Condition normale	effort horizontal H [t]	effort vertical F [t]	bras de levier d [m]	Moment fléchissant M <sub>0</sub> [tm]
chevêtre 2,5 x 9 x 1,3 x 2		58,5		
Fûts : 2,5 x 1,6 x 17,77 x 3		341,184		
Poids propre du tablier		513,454		
Surcharge convoi D		206,15		
Freinage	6,216		17,77	110,50

- effort global :  $G + 1,2 P + T$   
 les efforts à la base de chaque fût

$$(1) \begin{cases} M_{\max} = \frac{M_T}{3} = 44,2 \text{ t.m} \\ N_{\max} = \frac{N_T}{3} = 304,379 \text{ t.} \\ T_{\max} = \frac{H}{3} = 2,486 \text{ t.} \end{cases} \quad (2) \begin{cases} M_{\min} = 0 \\ N = 373,096 \text{ t.} \\ T_{\min} = 0 \end{cases}$$

condition sismique	effort horizontal H [t]	effort vertical F [t]	bras de levier d [m]	Moment fléchissant % [t.m]
chevêtre 58,5	1,07 0,93	62,59 54,4	-	-
fûts 341,184	1,07 0,93	365,066 317,30	-	-
tablier 513,454	1,07 0,93	549,395 477,522	-	-
freinage	6,216	-	17,77	110,5
42,87	42,87	-	17,77	761,799
Séisme 58,5 x 0,1	5,85	-	17,18	100,152
341,184 x 0,1	34,1184	-	8,135	277,553
Surcharge convoi D	-	206,15	-	-
Variation linéaire	22,13	-	17,77	393,30

Combinaison  $G + P + T + S$   
 les efforts revenant à la base de chaque fût.

condition extrême  $M = 547,76 \text{ tm}$  ;  $N = 394,40 \text{ t.}$  ;  $T = 29,68 \text{ t.}$

On ferraille suivant la condition sismique extrême.

$M = 547,76 \text{ tm}$  ;  $N = 394,40 \text{ t.}$  ;  $T = 29,68 \text{ t.}$

on utilise des  $\phi > 20 \text{ mm} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$

$e_0 = \frac{M}{N} > \frac{a}{6} \rightarrow \text{A.N.}$  ;  $e_0 = 1,38 \text{ m} > 0,266 \Rightarrow$

$\Rightarrow$  section partiellement comprimée.

Flambement :  $l_c = \beta l_0$

$l_0$  : longueur réelle

$\beta$  : coefficient qui dépend du mode d'appuis.

On considère que le fût est encasté à la semelle et à la partie supérieure encastée élastiquement [on opte pour  $\beta = 1,3$ , en considérant que

le fût est un poteau flexible encastré élastiquement aux extrémités].

A.N:  $l_0 = 17,77 \text{ m}; \beta = 1,3 \Rightarrow l_c = 23,10 \text{ m}.$

rayon de gyration  $i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{a^4}{12a^2}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = \sqrt{\frac{1,6^2}{12}}$

$i = 0,46$ ; élancement:  $\lambda = \frac{l_c}{i} = 50,22 > 35$   
 donc le fût flambe, on doit armer en conséquence

- élancement fictif:

$\lambda'^2 = \lambda^2 + \frac{33 \times 10^3}{1 + 0,6} \times \frac{e}{h_t}$  A.N.  $\beta = 0$  (pour les poteaux)

Excentricité fictive

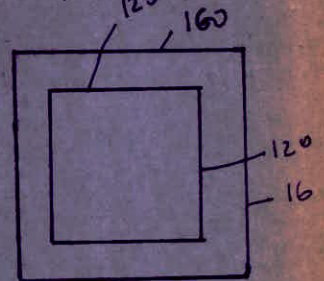
$f_{2c} = 8 \frac{i^2}{v} (1 + \beta) 10^{-3} (\lambda' - 50)^{\frac{3}{2}}$

$f_{2c} = 2,37 \text{ m}$

A.N.  $\beta = 0$

$\lambda' = 157,87$

$v = 0,8$



On détermine les armatures sous l'effet de

- effort normal  $N = 394,40 \text{ t}$

- moment de flexion:

$b = 1,6 \text{ m} = 160 \text{ cm}; h_t = 160 \text{ cm}$

$\bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2; M = f_{2c} \times N = 934,73 \text{ tm}$

Calculons  $K_e = \frac{N h_t}{M} = 0,67$  et  $K_a = \frac{M}{b h_t^2 \bar{\sigma}_a} = 0,006$

Après interpolation, les tables donnent:  $\omega = 0,56$  et  $K = 24,12$

d'où  $A = \frac{\omega b h_t}{100} = 143,36 \text{ cm}^2$  soit 18T33 répartie en deux nappes espacées de 10 cm.

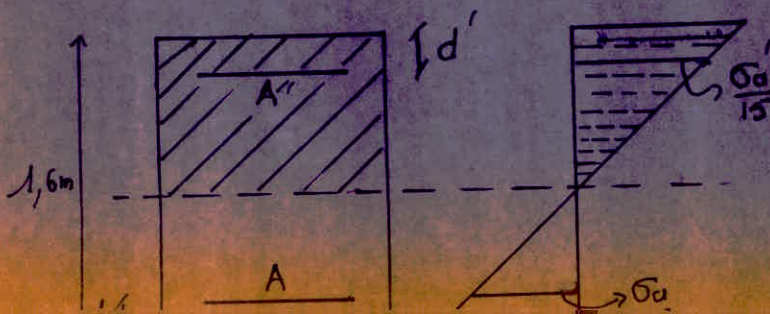
- Vérification des contraintes

• Pour le béton  $K = 24,12 \rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 165,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 247,5 \text{ kg/cm}^2$

• Pour les aciers  $K = 24,12$  après interpolation  $K' = 10,64; K_{y_1} = 0,365$

l'axe neutre  $y_1 = K_{y_1} \times h_t = 0,559 \text{ m} = 55,9 \text{ cm}.$

$\bar{\sigma}_a = K' \times \bar{\sigma}_b = 165,8 \times 10,64 = 1764,11 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$



Vérification des contraintes dans les conditions normales

$$M = 44,2 \text{ tm} \quad N = 304,379 \text{ t} \Rightarrow e_0 = \frac{M}{N} = 14,52 \text{ cm} < \frac{a}{6}$$

$$\Rightarrow e_0 = 14,52 \text{ cm} < \frac{a}{6} = 26,66 \text{ cm} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée}$$

$$\sigma'_{1,2} = \frac{N}{B+nA} \pm \frac{M \cdot v}{I}$$

$$AN: B + nA = 160 \times 160 + 15 \times 215,04 = 28825,6 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{a^4}{12} = 54643333,33 \text{ cm}^4$$

$$v = \frac{ht}{2} = 80 \text{ cm} \quad \text{et} \quad e_1 = \frac{ht}{6} = 26,66 \text{ cm}$$

$$\text{et} \quad \bar{\sigma}'_b = \sigma'_{b_0} \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) = 165 \left(1 + \frac{14,52}{3 \times 26,66}\right) = 194,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$= \begin{cases} \sigma'_1 = 17,03 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma'_2 = 4,08 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

donc  $\sigma'_{1,2} < \bar{\sigma}'_b$  c'est ce qu'il faut vérifier.

Calcul des armatures transversales

$$\text{Zone courante} \quad t \leq \begin{cases} t_1 = (100 \phi_t - 15 \phi_{L \max}) \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b_0}}\right) \\ t_2 = 15 \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b_0}}\right) \phi_{L \min} \end{cases}$$

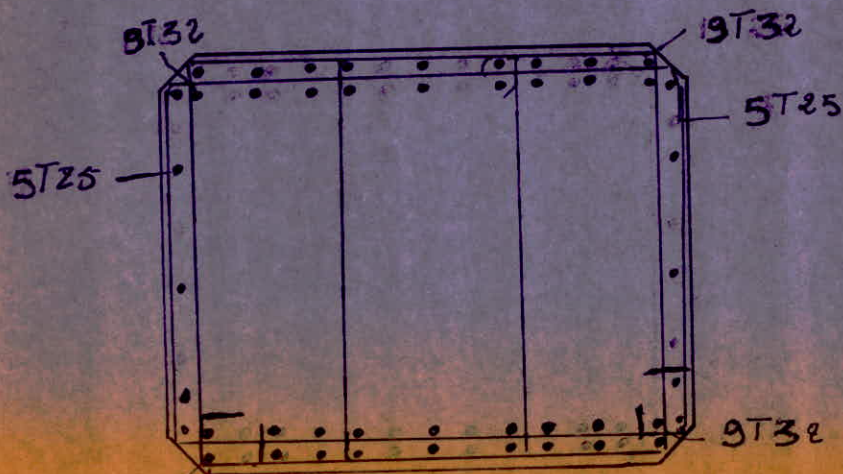
On prend comme armatures transversales les  $\phi 12$

$$\phi_t = 1,2 \text{ cm}; \quad \phi_{L \min} = 2,5; \quad \phi_{L \max} = 3,2 \text{ cm}; \quad = 17,03 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 82,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$AN \quad t \leq \begin{cases} t_1 = 129,13 \text{ cm} \\ t_2 = 67,25 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{on prend } t = 40 \text{ cm}$$

Zone de recouvrement, on prend  $t = 80 \text{ cm}$



calcul des frettes

Les appareils d'appuis sont placés sur des dés de  $\underset{e}{45} \times \underset{L}{46} \times \underset{e}{50}$

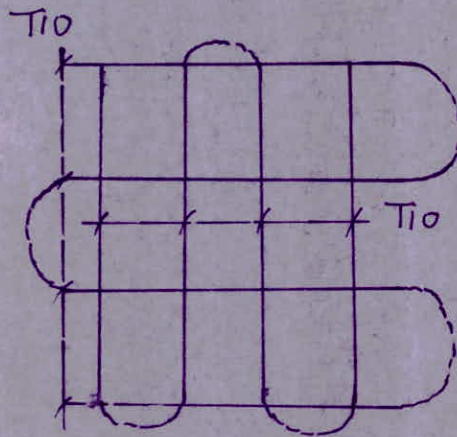
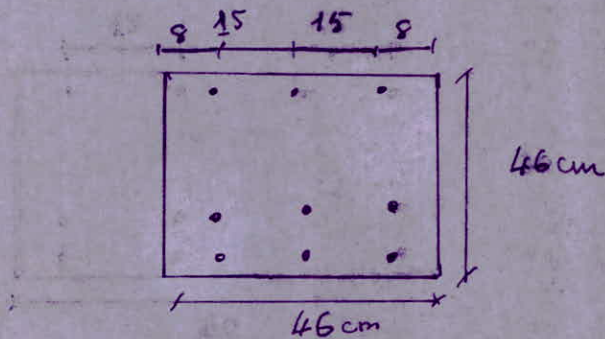
Frettes supérieures :  $A = 0,04 \frac{R_{max}}{\bar{\sigma}_a}$

AN :  $R_{max} = 108,69 \text{ t}$

$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg cm}^2$

$A = 1,55 \text{ cm}^2$  on prend 3 T10 ( $A = 2,35 \text{ cm}^2$ )

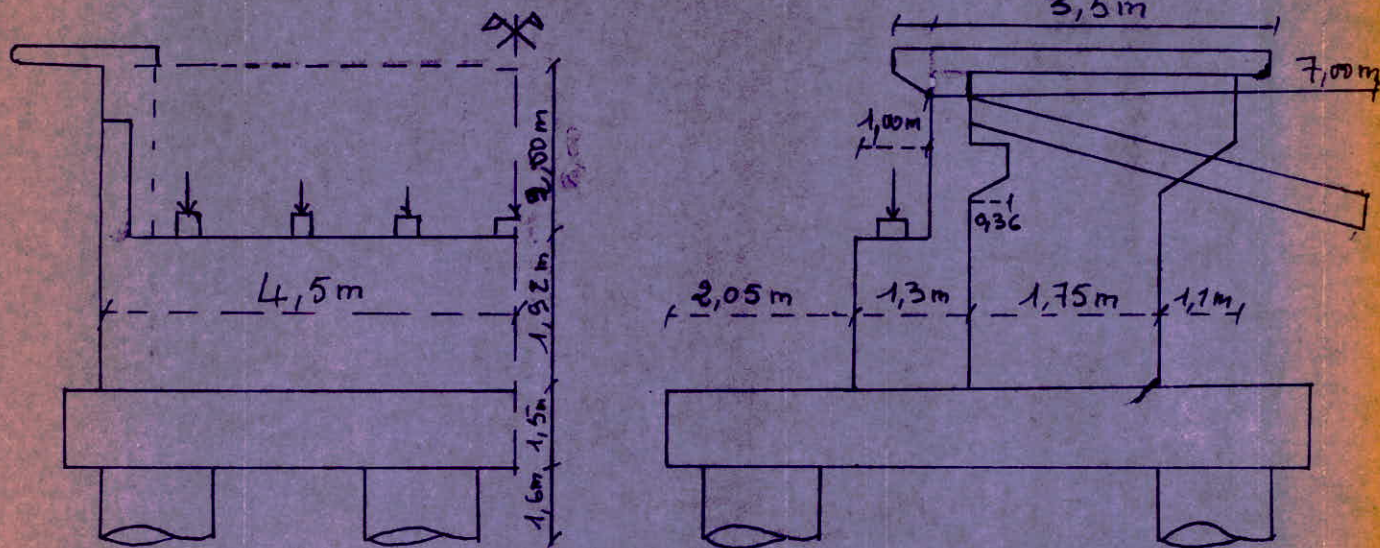
Frettes inférieures  $A = 0,1 \frac{R_{max}}{\bar{\sigma}_a} = 3,88 \text{ cm}^2$   
 soit une double frette de 3 T10



# 11,7 Etude de la culée

La culée constitue l'un des deux appuis extrêmes de l'ouvrage. elle est en quelque sorte la frontière entre la structure rigide du pont et les remblais formant la route. Elle retient les remblais et permet la jonction de ces deux constructions (pont + route).

La culée est composée d'un mur de front, d'un mur garde grève, d'un corbeau, de deux murs en aile et d'une dalle de transition.



Etude des éléments constituant la culée

## Mur garde grève

Le mur garde grève est supposé encastré dans le chevêtre. Il sera étudié en suivant les hypothèses du bulletin SETRA. On néglige les effets de forces verticales, des forces horizontales, poussée des terres, poussée des charges locales, force de freinage.

## Évaluation des efforts à la section d'encastrement du mur garde grève

### Poussée de terres

$$M_T = \frac{1}{6} K_a \gamma h^3 \quad \text{avec} \quad \begin{cases} K_a = 0,33 & \text{(Coefficient de poussée)} \\ \gamma = 2 \text{ t/m}^3 & \text{(masse volumique des remblais)} \\ h = 2,00 \text{ m} & \text{(hauteur du mur garde grève)} \end{cases}$$

$$M_T = 0,80 \text{ t.m/ul.}$$

### Poussée des charges locales

La sollicitation totale due aux camions Bc (poussée des charges locales + freinage) est la plus défavorable pour le mur garde grève dont  $0,50 \leq h \leq 3 \text{ m}$ . L'effet le plus défavorable est produit par les 3 roues arrière de 6t. chacune, de 2 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 3 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

repartit à 45° latéralement et en arrière du mur de façon uniforme.  
Le moment d'encastrement a pour expression:

$$M_p = \frac{12k}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx \text{ avec } k = K_a \gamma S b_c \quad K = K_a \gamma S b_c$$

$$K = 0,396$$

S = 1 (Coefficient de majoration dynamique pour charge sur remblais)

b<sub>c</sub> = 1 (Coefficient de réduction pont de 2<sup>e</sup> classe, 2 voies chargées)

γ = 12 (Coefficient de pondération) K<sub>a</sub> = 0,33 (Coefficient de poussée)  
d'où M<sub>p</sub> = 2,95 tm/ml

Force de freinage

On considère un essieu lourd au contact du mur garde grève et l'on néglige l'effet de l'essieu situé à 1,50m en arrière. Compte-tenu de l'encastrement des roues et pour une hauteur courante, on ne considère que l'effort d'une seule roue (6t). La force de freinage est prise égale à 6t.

$$M_F = \frac{6h}{0,25 + 2h} \gamma \quad \gamma = 1,2, h = 2m \text{ d'où } M_F = 3,39 tm/ml$$

Le moment total est M = M<sub>T</sub> + M<sub>p</sub> + M<sub>F</sub> = 7,1 tm/ml

Ferraillage

Ferraillage vertical arrière (côté du remblai)

$$M = 7,1 tm/ml \quad M = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} \quad \bar{\sigma}_a = 2800 kg/cm^2$$

$$M = 0,0422 \rightarrow \begin{cases} K = 42,4 \\ \epsilon = 0,9122 \end{cases} \quad A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 9,26 cm$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 66,037 kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b' = 165 kg/cm^2 \rightarrow A' = 0$$

A = 9,26 cm<sup>2</sup> → on prend 9T12 (A = 10,18 cm<sup>2</sup>/ml)

Ferraillage vertical avant:

quelque soit la hauteur du mur:

M<sub>min</sub> = 3,20 tm/ml, il sera adopté 5T12 par mètre linéaire

Ferraillage horizontal

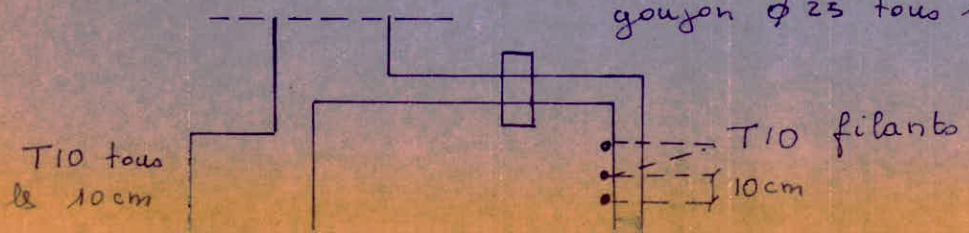
$$A/4 \leq A_r \leq A/2 \rightarrow 2,54 \leq \leq 5,09 cm^2$$

on prendra des T10, tous les 15 cm sur les deux faces

Ferraillage du corbeau de dalle de transition

Pour le ferraillage du corbeau d'appui de la dalle de transition, nous adapterons celui dans le bulletin SETRA: il est défini en coupe transversale au schéma ci dessous.

goujon ø 25 tous les 2m.





Mur de frontculée à vide

Poids propre de différents éléments

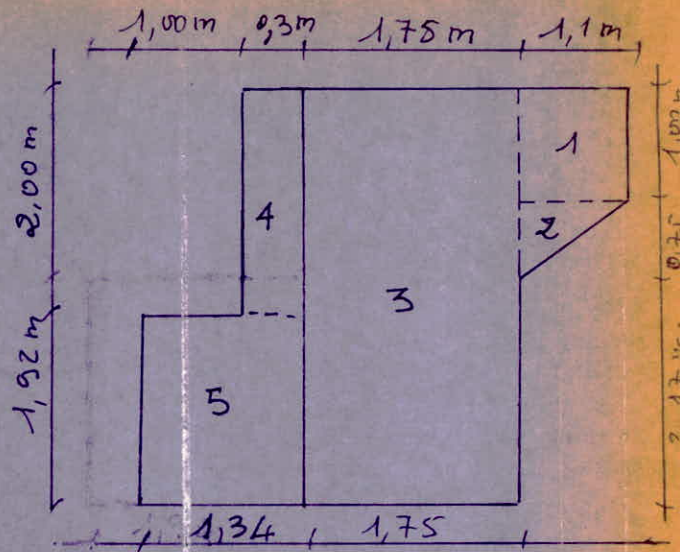
$$Q_1 = 1,1 \times 1 \times 2,5 \times 0,7 \times \frac{1}{3,92} = 0,49 \text{ t/ml}$$

$$Q_2 = \frac{1}{2} \times 0,75 \times 1,1 \times 2,5 \times 0,7 \times \frac{1}{3,92} = 0,18 \text{ t/ml}$$

$$Q_3 = 1,75 \times 3,92 \times 0,7 \times 2,5 \times \frac{1}{3,92} = 3,06 \text{ t/ml}$$

$$Q_4 = 0,3 \times 2 \times 2,5 = 1,5 \text{ t/ml}$$

$$Q_5 = 1,30 \times 4,92 \times 2,6 = 6,24 \text{ t/ml}$$



	calcul de l'effort	H (t/ml)	V (t/ml)	d (m)	M/B t.m/ml
Poussée de terres	C.N: $\frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 3,92^2 \cdot 0,33$	5,11	—	1,30	6,64
	S: 0,42	6,51	—		8,46
Poussée de surcharges	C.N: $1,2 \cdot 1 \cdot 3,92 \cdot 0,33$	1,56	—	1,96	3,05
	S: 0,42	1,91	—		3,86
Mise en retour	S.H: $Q_1 \cdot 0,1 \cdot 2$	0,10	—	3,42	0,342
	S.H: $Q_2 \cdot 0,1 \cdot 2$	0,036	—	2,67	0,1
	S.H: $Q_3 \cdot 0,1 \cdot 2$	0,612	—	1,96	1,2
Q <sub>4</sub>	C.N: 1,5	—	1,5	0,5	-0,75
	S.V: $1,5 \cdot 1,01$	—	1,6	0,5	-0,8
	S.H: $1,5 \cdot 0,1$	0,15	—	2,91	0,43
Q <sub>5</sub>	C.N: 6,24	—	6,24	0	0
	S.V: $6,24 \cdot 1,01$	—	6,61	0	0
	S.H: $6,24 \cdot 0,1$	0,624	—	0,36	0,6

Les efforts sismiques verticaux des éléments du mur en retour n'ont pas été pris en compte car d'une part ils ne sollicitent pas la section B, d'autre part les moments qu'ils induisent ne sont plus défavorables. Les combinaisons des efforts calculés ici dessus donnent:

$$\begin{aligned} \text{C.N: } H &= 6,67 \text{ t/ml} & V &= 7,77 \text{ t/ml} & M &= 8,94 \text{ t.m/ml} \\ \text{C.S: } H &= 10,32 \text{ t/ml} & V &= 8,27 \text{ t/ml} & M &= 14,2 \text{ t.m/ml} \end{aligned}$$

Culée en service

	H (t/ml)	V (t/ml)	d (m)	M/B
Tableau surcharge	—	68,017	0,30	20,40
Variation linéaire	5,64	—	2,92	16,47
Freinage	1,45	—	2,12	4,23
Total en C.N.	13,76	75,79	—	50,04
Total en C.S.	22,57	76,29	—	55,3

### Ferraillage

La section d'encastrement B se trouve sollicitée par l'effort vertical  $V$  et le moment de flexion  $M$ : Le calcul du mur de front se fera donc en flexion composée.

$$e_0 = \frac{M}{V} = \frac{50,04}{75,79} = 0,66 > \frac{ht}{6} = 0,32 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$e_1 = e_0 + \frac{ht}{2} - d = 157 \text{ cm d'où } M_{\text{fact}} = V \times e_1 = 76,29 \times 1,57 = 119,77 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,0094 \rightarrow K = 99,5 ; \epsilon = 0,9563 ; A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = 15,74 \text{ cm}^2$$

On prend  $6T20 = (18,85 \text{ cm}^2)$  avec un espacement de 16 cm.

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{K} = 40,20 < \bar{\sigma}_b = 165 \text{ kg/cm}^2.$$

Il sera disposé un ferraillage constructif de manière à former une cage d'où on adopte des T10 espacés de 10 cm.

### Ferraillage du sommet d'appui

La liaison tablier - appui est assurée par des appareils d'appui discontinus il y a risque de fissuration suivant le plan vertical et le plan oblique ( $45^\circ$ ), pour parer à ce risque nous prévoyons des armatures de chaînage et des armatures de surface et d'éclatement.

### Armature de chaînage

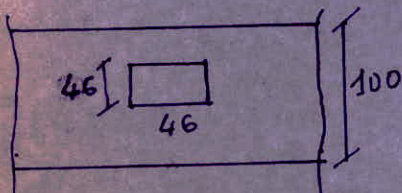
Les documents SETRA proposent une quantité d'acier pouvant équilibrer 0,85 fois la charge localisée la plus défavorable (la réaction d'appui max).

$$A = 0,25 R_{\text{max}} / \bar{\sigma}_a = 0,25 \times 61,29 \times 10^3 / 2800 = 5,472 \text{ cm}^2$$

On prendra 6  $\phi 10$  par nappe (il sera disposé 2 nappes). La propagation d'éventuelles fissures sera limitée par les armatures de flexion du mur frontal (Armature horizontale).

### Armature de surface et d'éclatement

Nous disposerons des frettes au droit des appareils d'appui. La section des frettes doit être suffisante pour reprendre un effort  $N = 0,25 (1 - \dots) R_{\text{max}}$ .



$$N = 0,25 \left(1 - \frac{46}{100}\right) 61,29 = 8,27 \text{ t d'où :}$$

$$A = \frac{N}{\sigma_a} = 2,95 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T10 \text{ ( } A = 3,14 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Nous disposerons une nappe de 4T10 dans les 2 directions sous chaque appareil d'appui, avec un enrobage de 2 cm en dessus et en dessous de la nappe.

### Dalle de Transition

C'est une dalle en béton armé appuyé à une extrémité sur la culée et à l'autre sur la terre. Elle est prévue pour éviter le dénivellement qui se produit entre la chaussée courante et celle du pont en cas de tassement du remblai.

Principe de calcul

La dalle de transition sera calculée comme étant une poutre appuyée simplement sur 2 extrémités.

Évaluation des efforts sur la dalle de transition- charges permanentes

$$\begin{aligned} \text{Poids propre de la dalle} &: 2,5 \cdot 0,3 \cdot 1 = 0,75 \text{ t/m}^2 \\ \text{Poids du remblai} &: 2 \cdot 0,9 \cdot 1 = 1,8 \text{ t/m}^2 \\ \text{revêtement de la chaussée} &: 2,2 \cdot 0,08 \cdot 1 = 0,176 \text{ t/m}^2 \\ \text{total} &= 2,676 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

- Surcharges

Le système  $B_1$  est le plus défavorable comme c'est indiqué dans le schéma ci-dessous, les 2 roues  $P_1$  et  $P_2$  sont équivalentes chacune répartie de  $5,5 \text{ t/ml}$ , assimilable à un rouleau indéfini. La charge  $P_1$  est affectée d'un coefficient dynamique égal à 2 pour tenir compte du choc d'un essieu au voisinage de l'appui de la dalle de transition et doit être affecté d'un coefficient de majoration de 1,2

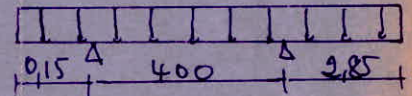
$$P_1 = 2 \times 5,5 = 11 \text{ t}; \quad P_2 = 1,2 \times 5,5 = 6,6 \text{ t}.$$

Évaluation des efforts

On néglige les 2 consoles dans son calcul

$$M_G = \frac{qL^2}{8} = 5,392 \text{ t.m/ml}$$

$$T_G = \frac{qL}{2} = 5,352 \text{ t/ml}$$



Remarque sur ?

• Moment fléchissant : on utilise le théorème de BARRES pour avoir le moment maximal.  $M_S^{\max} = 11,73 \text{ t.m/ml}$

• Effort tranchant :  $T_S = 15,53 \text{ t/ml}$

• Effort maximum :  $M = M_G + M_S = 17,08 \text{ t.m/ml}$  et  $T = T_G + T_S = 20,88 \text{ t/ml}$

Ferraillage :  $M = 17,08 \text{ t.m/ml}$

$$M = \frac{15 \times 17,08 \times 10^5}{2800 \times 400 \times 27} = 0,185 \rightarrow E = 0,8623; \quad K = 21,3$$

$$A = \frac{17,08 \times 10^5}{2800 \times 0,8623 \times 27} = 26,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 9T20 \quad (A = 28,27 \text{ cm}^2)$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 131,45 < \bar{\sigma}_b$$

Vérification de non fissuration

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 w_f}$$

$$\sigma_2 = e,4 \sqrt{\frac{K \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$$K = 10^6; \quad \eta = 1,6; \quad \phi = 20 \text{ mm}; \quad w_f = 0,034 \rightarrow \left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 2029 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1859,03 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en}, \max(\sigma_1; \sigma_2) \right\} = 2029,85 \text{ kg/cm}^2$$

d'où la section d'armature :

$$A = \frac{17,08 \times 10^5}{2029,85 \times 27 \times 0,8623} = 36,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } A = 9T20 \quad (A = 37,69 \text{ cm}^2).$$

Dans l'autre sens nous prendrons les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = 9,42 \text{ cm}^2 \text{ soit } 9T12.$$

Vérification au cisaillement

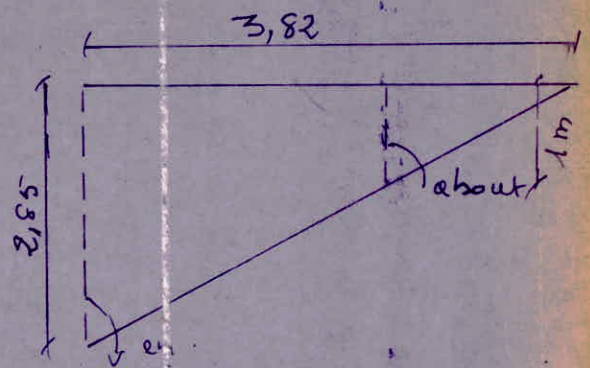
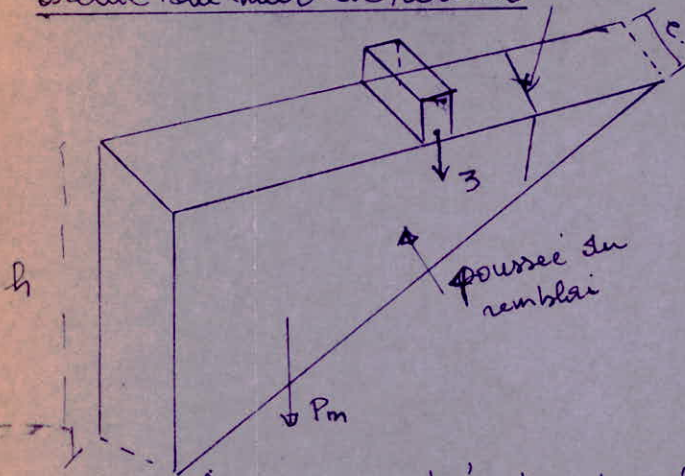
On doit vérifier que :  $\bar{\sigma} = \frac{T}{b \cdot z} \leq 1,15 \sigma_b = 8,8 \text{ kg/cm}^2$

avec  $T = 20,88 \text{ t/ml}$

$b = 100 \text{ cm}$

$z = \frac{7}{8} \cdot h = 23,63 \text{ cm}$

$$\Rightarrow \bar{\sigma} = 8,8 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma} = 8,8 \text{ kg/cm}^2$$

oreille du mur en retour

(1) une charge concentrée de 4 t à l'extrémité. Elle est accidentelle (conventionnelle), et permet de négliger les frottements verticaux sur le mur.

(2) une force accidentelle de 2 t.

(3) poids de la superstructure (corniche, garde corps) = 1,146 t

(4)  $\frac{h}{3} + 0,5 = \frac{2,85}{3} + 0,5 = 1,48 \text{ t}$ .

(5) poids du mur =  $\frac{2,94 + 1}{2} \times 2,85 \times 0,4 \times 2,5 = 5,614 \text{ t}$ .

Calcul des sollicitations

- effort tranchant (selon la verticale)  $T_V = 4 + 1,146 + 5,614 = 10,76 \text{ t}$

- Moment d'encastrement

$$M_V = 4 \times 2,85 + 1,146 \times \frac{2,85}{2} + 5,614 \times \frac{2,1 + 2,94}{3(2,34 + 1)} \times 2,85 = 19,72 \text{ t.m.}$$

- l'effort tranchant (selon l'horizontale) :  $T_H = 2 + 1,48 = 3,48 \text{ t}$ .

$$M_H = 2 \times 2,85 + 1,48 \times \frac{(3,82)^2}{6} \times 2,94 = 16,28 \text{ t.m.}$$

Ferraillage

calcul de  $A_H$  :  $M = \frac{15 \times 16,28 \times 10^5}{2800 \times 294 \times 40^2} = 0,0185 \rightarrow \epsilon = 0,9401 ; K = 68,5$

$$A_H = \frac{16,28 \times 10^5}{2800 \times 0,9401 \times 40} = 15,46 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 10 \text{ T14}$$

calcul de  $A_V$  :  $M = \frac{15 \times 19,72 \times 10^5}{2800 \times 45 \times 289^2} = 0,0028 \rightarrow \epsilon = 0,9758 ; K = 192$

$$A_V = \frac{19,72 \times 10^5}{2800 \times 0,9758 \times 289} = 2,5 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 2 \text{ T14}$$

## Etude des Fondations

## Calcul des efforts en tête des pieux

## 1- charges verticales

	éléments	dimensions	m <sup>3</sup>	Poids t	bras de levier	Moment/A	M <sub>1</sub> (t.m)	M <sub>2</sub> (t.m)	
1	Mur de Front	1,3 x 1,32 x 1,07 0,93	2246	60 56,12 52,19	0,1	5,6	6	5,2	
2	Mur garde grève	0,3 x 2 x 1,07 0,93	5,4	14,44 13,5 12,55	0,6	2,1	8,6	7,5	
3	Semelle	5,2 x 1,5 x 1,07 0,93	748	192 179,5 166,9	-	-	-	-	
4	Sés d'appui	7 x 0,46 <sup>2</sup> x 0,1 0,93	0,15	0,40 0,37 0,35	-0,20	0,074	-0,08	-0,07	
5	Mur en retour	2 x 1,75 x 0,7 x 1,07 0,93	9,6	25,68 24 22,3	1,62	38,88	44,6	36,12	
6	oreille du mur en retour	(2 + 0,96) x 1,1 x 0,7 0,93	2,28	6,1 5,7 5,3	2,98	17	12,17	15,8	
7	dalle de transition	7 x 0,3 x 10,25 x 0,5 0,93	10,76	28,7 26,9 25	0,93	25	26,7	23,25	
8	remblai sur la dalle de transition	7 x 0,9 x 10,25 x 0,5 0,93	32,28	64,57	0,93	60	60	60	
9	remblai sur la semelle	2 x 0,5 x 11 x 0,7 1,85 x 2,32 x 11,4	20,7 41	44,4 82	-1,57 1,67	-65 136,9	-65 136,9	-65 136,9	
10	trottoir	2 x 1,2 x 0,3 x 0,5 0,93	2,1	5,6 5,25 4,9	2,20	11,55	12,3	10,8	
Poids propre + remblais				520,9 499,25 477,9	0,44	238,10	247,9	230,5	
Les charges permanentes du tablier				1,07 0,93	274,7 256,72 238,75	-0,2	-51,34	-54,9	-47,75
Les charges permanentes verticales ent-semble				1070,3 1012,7	-	186,76	193	182,75	

2- charges horizontales

Effort	H (t)	d (m)	M (t.m)
Freinage	5,68	3,92	$\mp 22,30$
variation linéaire	22,13	3,92	-86,75
Poussées de terre	58,6	1,81	-106,6
Poussées de surcharges	17,7	2,71	-46,34
combinaison	104,11	-	-217,39

- valeur de M et N par rapport à A

- condition normale :  $N_{max} = 1012,7t$  ,  $M_{max} = 109,74t.m$ .

condition sismique

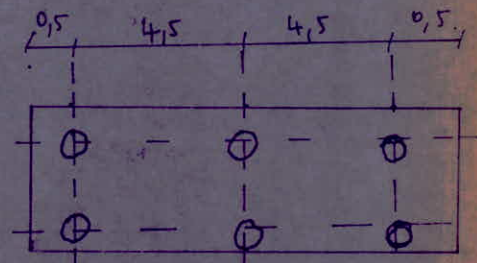
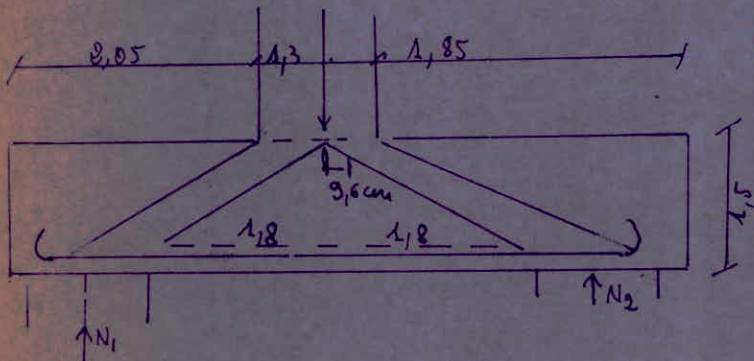
$$\begin{cases} N_{max} = 1070,3t & \text{et} & N_{min} = 955,41t \\ M_{max} = 103,5tm & & M_{min} = 113,75t.m \end{cases}$$

Reaction max et min en tête de pieux

- Le calcul des armatures se fait à l'aide de la forme :  $A = \frac{R_{max} \left( \frac{l}{e} - \frac{d}{4} \right)}{\sigma_a \cdot h}$

- calcul de  $R_{max}$  et  $R_{min}$  :

$$R_{max} = \frac{1070,3}{6} + \frac{103,5}{6 \times 1,8} = 188t. \quad ; \quad R_{min} = \frac{1070,3}{6} - \frac{103,5}{6 \times 1,8} = 168,83t.$$



$$e = \frac{103,5}{1070,3} = 0,096m \rightarrow e = 9,6cm ; N_1 = 168,83t ; N_2 = 188t.$$

L'effort In

$$T_1 = 168,83 \times \frac{1,70}{1,4} = 205t \quad ; \quad T_2 = 188 \times \frac{1,90}{1,4} = 255,14t$$

Ferrailage de la semelle

Armatures inférieures

$$A = \frac{255,14}{2667} = 95,66cm^2, \text{ on choisit } 12T32 \text{ (} A = 96,5cm^2 \text{)}.$$

les armatures vont être placées dans les bandes axées sur les pieux, poutres encastonnées de largeur  $\phi + h_t = 270cm$ . Donc on choisit un espacement

$t = 20$  cm entre les poutres incorporées ; on dispose des armatures de répartition :

$$A_1 = \frac{A}{3} = \frac{96,5}{3} = 32,16 \text{ on choisit } 4T32 \text{ (} 32,17 \text{ cm}^2 \text{) avec } t = 20 \text{ cm.}$$

En conclusion, on choisit les T32 sur toute la longueur de la semelle avec  $t = 20$  cm.

Armatures longitudinales :

Ces armatures sont placées dans le sens de la longueur de la semelle.

- armature inférieure :  $A_2 = \frac{A}{3} = \frac{96,5}{4} = 24,125 \text{ cm}^2$ , on prend 11 T20/ml

- armature supérieure  $A = \frac{A_2}{4} = 8,04$  ; on prend 8 T12/ml.

Calcul des pieux

L'étude du sol où sera fondé notre ouvrage a donné les caractéristiques ci-contre.

La présence de deux couches compressibles nous a poussé à opter pour les fondations profondes.

Les pieux de notre ouvrage sont fondés sur 6 pieux (2 files de pieux) et chaque pile est fondée sur 6 pieux également, liée par une semelle rectangulaire.

Capacité de portance des pieux :

Les pieux seront ancrés dans un seul dur. La force portante admissible d'un pieu est

$$Q_p = \frac{Q_p}{F_s}$$

$F_s$  : Coefficient de sécurité, on prendra  $F_s = 2$

$$Q_p : \frac{\pi \phi^2}{4}$$

avec  $Q_p$  = résistance en pointe du pieu.

$\phi$  : diamètre du pieu.

$d_i$  : longueur de pénétration du pieu dans la couche.

$\gamma_c$  : masse volumique de la couche ; traversée par le pieu.

$c$  : cohésion de la couche où le pieu est ancré

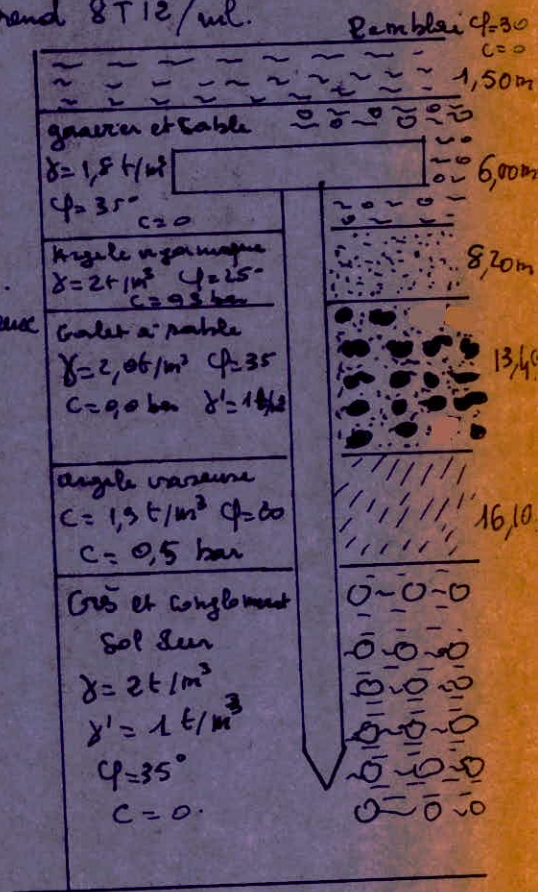
$N_q$  et  $N_c$  : Coefficient dépendant des caractéristiques mécaniques du sol où le pieu est ancré ( $\phi = 35^\circ \Rightarrow N_q = 33,3$  ;  $N_c = 46,1$ )

$$Q_p = \pi (1,2)^2 [0,8 \times 1 + 2,2 \times 1 + 1 \times 5,2 + 0,9 \times 2,7 + 1 \times 5,9] \times 33,3 = 622,54$$

La portance admissible du pieu sera alors :  $\bar{Q}_p = \frac{622,54}{2} = 311,27 \text{ t}$

Moment fléchissant le long du pieu

La répartition des moments le long du pieu sera déterminée par la méthode



de Werner, avec les mêmes paramètres calculés dans le chapitre : Répartition des efforts horizontaux.

Le moment est donné par la formule suivante :

$$M(x) = \chi_{\omega H} \cdot \frac{H^*}{\lambda} + \chi_{\omega M} \cdot M^* = 187,58 \chi_{\omega H} - 144,35 \chi_{\omega M}$$

$$\text{avec } M^* = \frac{\chi_{\varphi H^{(0)}}}{\chi_{\varphi M^{(0)}}} \cdot \frac{H^*}{\lambda} = -\frac{1,87}{2,43} \times \frac{104,11}{0,0925 \times 6} = -144,35 \text{ tm}$$

$$\text{et } \frac{H^*}{\lambda} = \frac{104,11}{0,0925 \times 6} = 187,58 \text{ t}$$

Les tables de Werner donnent les valeurs de  $\chi_{\omega H}$  et  $\chi_{\omega M}$  en fonction de  $\frac{x}{L}$

$\frac{x}{L}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
$\chi_{\omega H}$	0,975	0,87	0,69	0,485	0,28	0,135	0,06	0,015
$\chi_{\omega M}$	0,365	0,600	0,66	0,585	0,44	0,3	0,17	0,08
$M(x)$	-72,27	-13,03	24,20	79,72	42,117	36,78	23,23	12,84

### Ferraillage du pieu.

#### - Armatures longitudinales :

La section en tête de pieu est plus sollicitée aux conditions sismiques.

$$M = 144,35 \quad ; \quad N_{\max} = \frac{107013}{6} = 178,38 \quad ; \quad N_{\min} = \frac{955,41}{6} = 159,23 \text{ t}$$

$$e = \frac{M}{N_{\min}} = \frac{144,35}{159,23} = 0,906 > \frac{R}{4} = 0,15 \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

Le ferraillage sera donné par la méthode exposée dans l'aide mémoire Béton armé "Dunod" pour les sections circulaires pleines soumises à la flexion composée.

$$\text{On calcule } K_e \text{ et } k_a : \begin{cases} K_e = \frac{N_r}{M} = \frac{159,23}{144,35} = 1,1 \\ K_a = \frac{M}{r^3 \bar{\sigma}_a} = \frac{144,35}{60^3 \times 2,667} = 0,025 \end{cases}$$

Après interpolation :

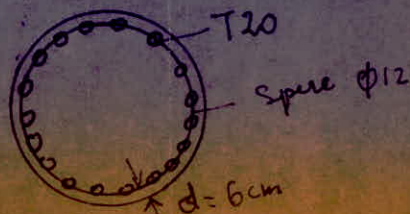
$$\omega = 0,50 \quad ; \quad K = 17,28 \quad ; \quad A = \frac{\tilde{\omega} \pi T^2}{100} = 56,54 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2667}{17,28} = 154 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b1}$$

$A = 56,54 \text{ cm}^2$ , on prendra 18 T20 (56,56 cm<sup>2</sup>)

#### - Armatures transversales :

On mettra des spires  $\phi 12$  comme armature transversales (hélicoidales)

- en zone de recouvrement : 1 spire  $\phi 12$  tous les 10 cm.
- en zone courante : 1 spire  $\phi 12$  tous les 15 cm.

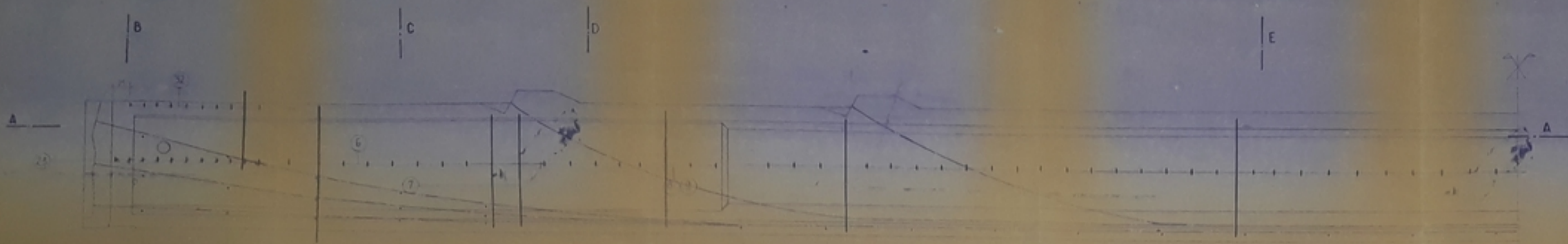




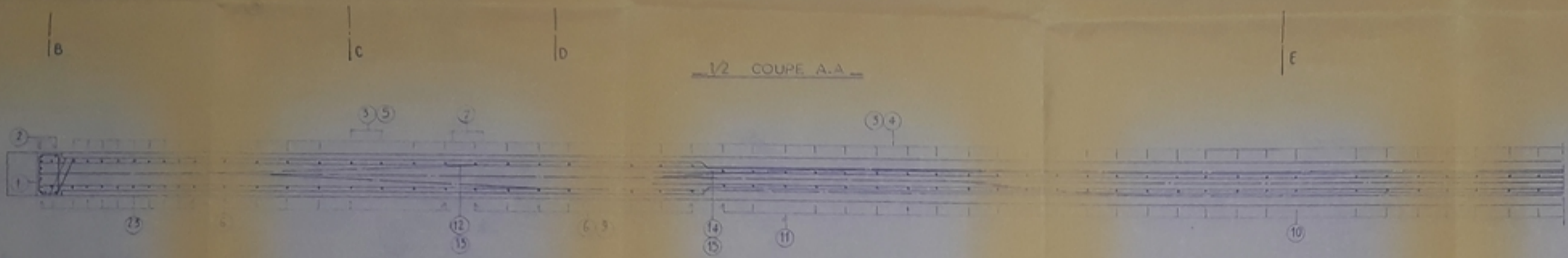
# BIBLIOGRAPHIE

Titre de l'ouvrage	Auteurs	Edition
Le calcul des grillage de poutres et dalle orthotropes.	R. Barres C. Massonnet	Dunod
Aide mémoire béton armé.	V. Davidovici	Dunod
Calcul et vérification des ouvrages en béton armé.	P. Charon	Eyrolles
Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé (C.C.BA 68).	Titre II du C.P.C. des marchés de l'état.	Eyrolles
Pratique du béton précontraint.	G. Dreux	Eyrolles
Fascicule Freyssinet.	Freyssinet	Eyrolles
Cahier des prescriptions communs.	Ministère des T. P.	Ministère des T. P.
Instructions provisoires N° 1 et N° 2 sur l'emploi du béton précontraint.	Ministère de transport	Paris
Appui des tabliers P.P 73 1.2.3 calculs complémentaires, Ferrailage type	Sétra	France
béton und Stahlbetonbar HSF	H. Werner	H&F. Bouaktien gesel. schaft. München
Fondations et ouvrage en terre	G. Philliponnet	Eyrolles
Les travaux publics	Hallard et Kienert	Eyrolles

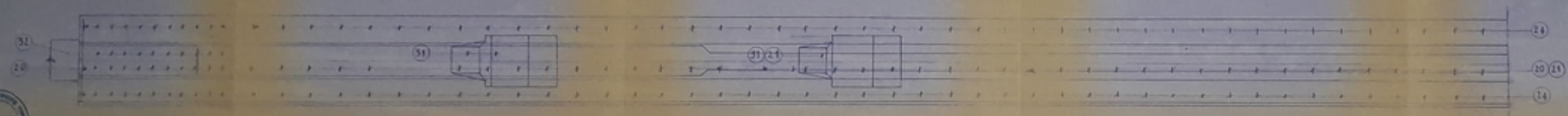
1/2 COUPE LONGITUDINALE



1/2 COUPE A.A.



1/2 VUE DE DESSUS



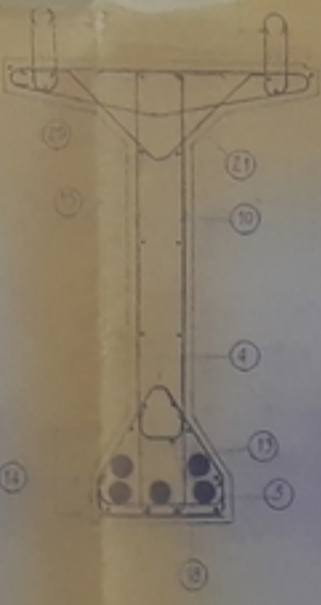
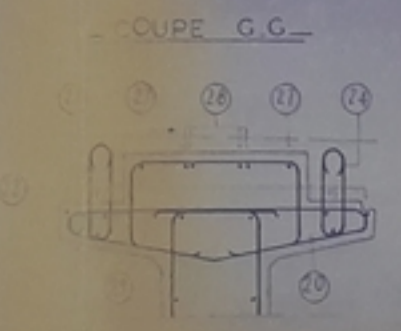
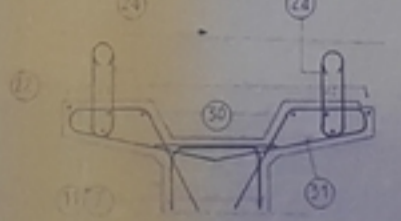
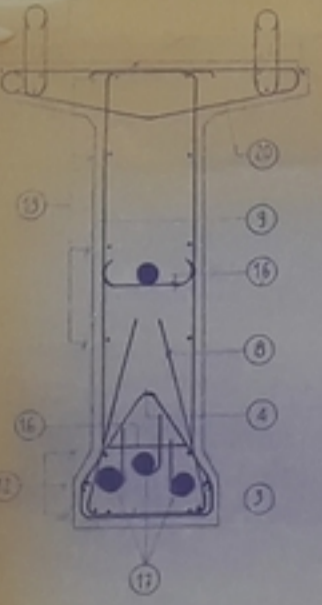
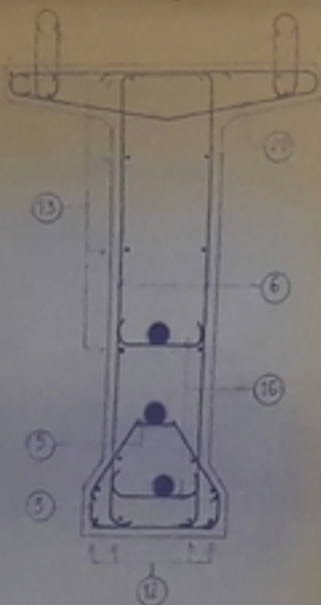
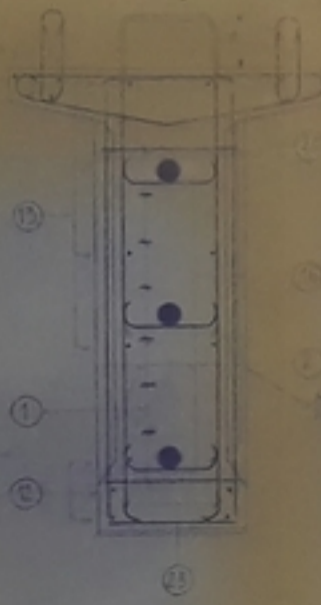
COUPE B.B.

COUPE C.C.

COUPE D.D.

DETAIL DES SORTIE

COUPE E.E.



SOMMAIRE DES ACIERS  
POUR UNE POUTRE

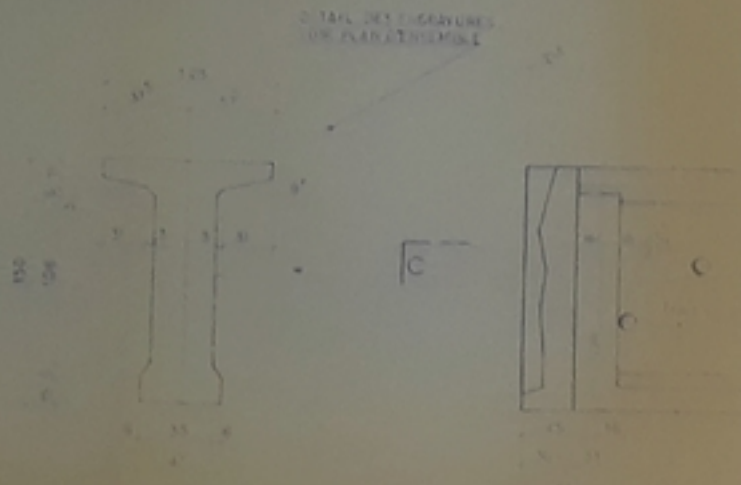
NO	DIAM	QUANTITE	REMARQUE
1	10	10	acier 10
2	10	10	acier 10
3	10	10	acier 10
4	10	10	acier 10
5	10	10	acier 10
6	10	10	acier 10
7	10	10	acier 10
8	10	10	acier 10
9	10	10	acier 10
10	10	10	acier 10
11	10	10	acier 10
12	10	10	acier 10
13	10	10	acier 10
14	10	10	acier 10
15	10	10	acier 10
16	10	10	acier 10
17	10	10	acier 10
18	10	10	acier 10
19	10	10	acier 10
20	10	10	acier 10
21	10	10	acier 10
22	10	10	acier 10
23	10	10	acier 10
24	10	10	acier 10
25	10	10	acier 10
26	10	10	acier 10
27	10	10	acier 10
28	10	10	acier 10
29	10	10	acier 10
30	10	10	acier 10
31	10	10	acier 10
32	10	10	acier 10

PROJET DE FIN D'ETUDES

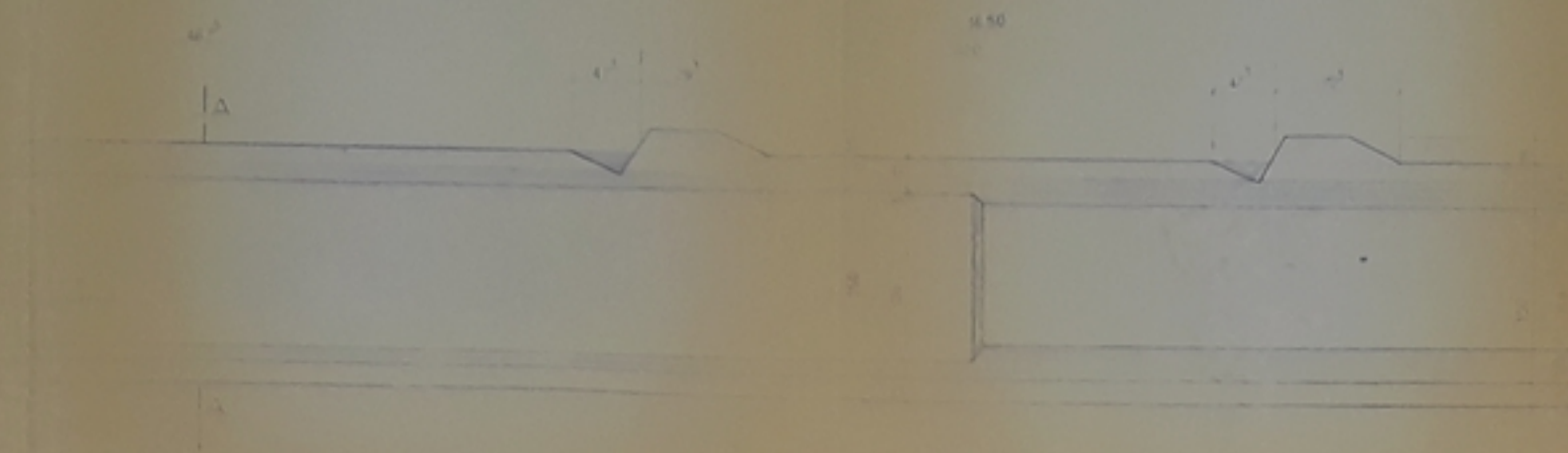




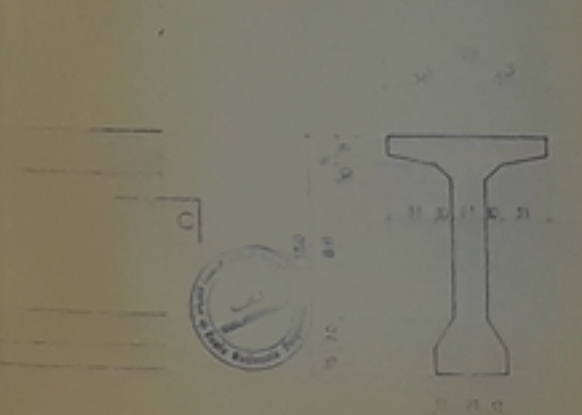
COUPE AA



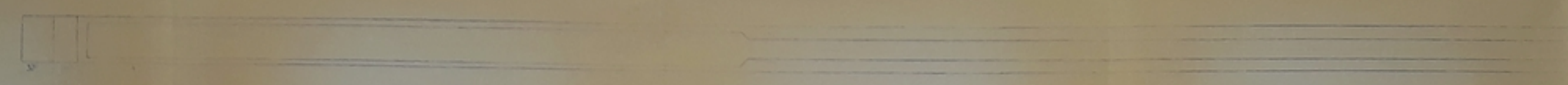
1/2 COUPE LONGITUDINALE



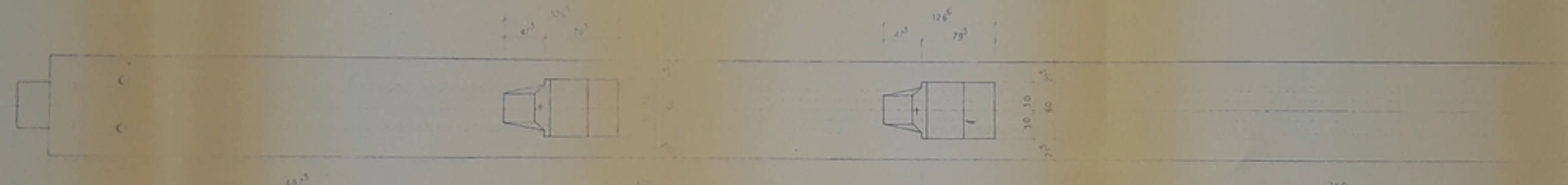
COUPE B.B



PLAN COUPE C.C



VUE DE DESSUS



NOTA: DANS LE CAS DES POUTRES DE RIVE, IL SERA PRÉVU UN ENDROIT RECOUVRE DE EXTREMITES D'ENTRÉE

PLAQUES D'ADOUX PRÉFABRIQUÉES

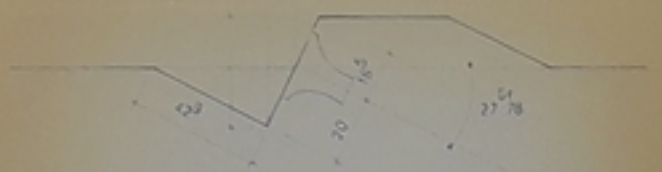
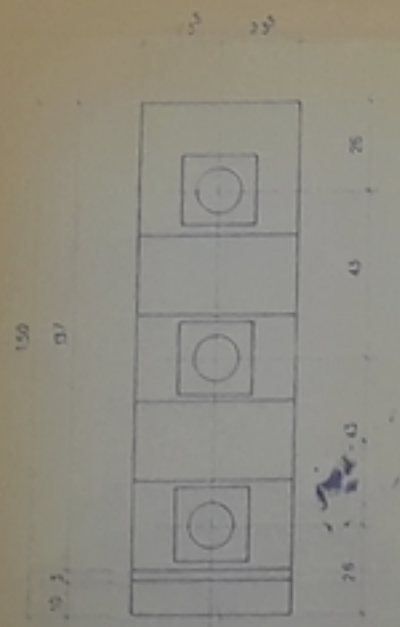
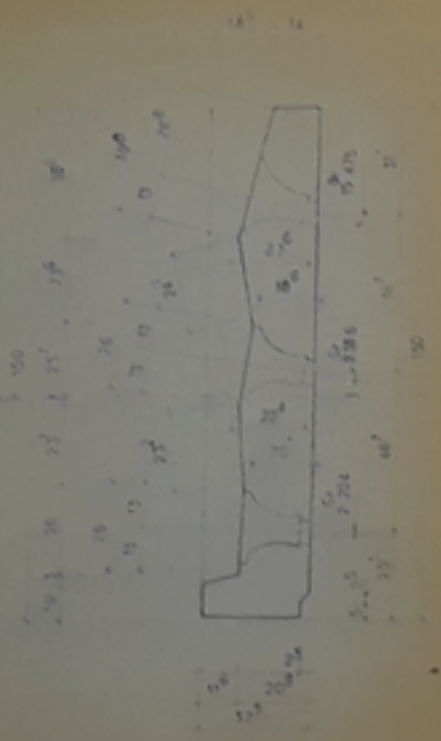
DETAIL DE SORTIE DE CABLE EN ENTRADOS

COUPE

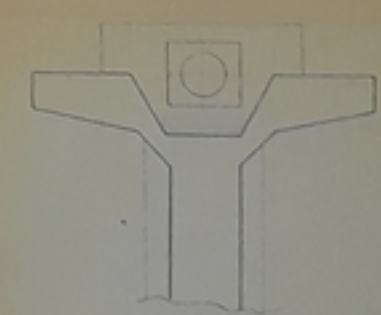
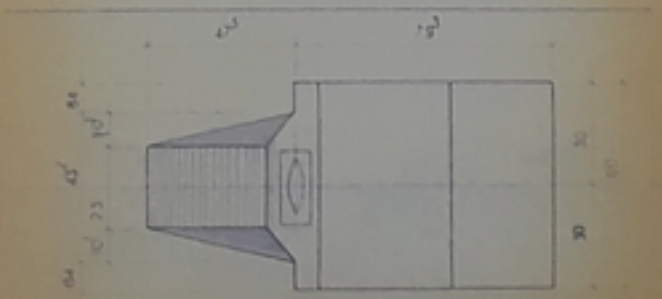
VUE DE FACE

COUPE LONGITUDINALE

COUPE TRANSVERSALE



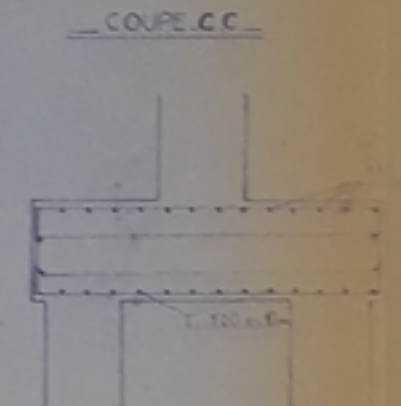
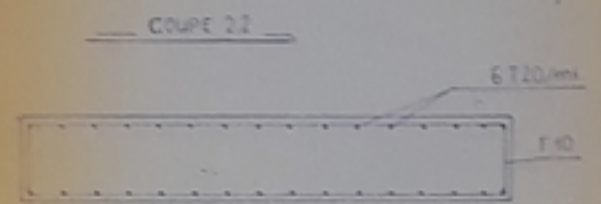
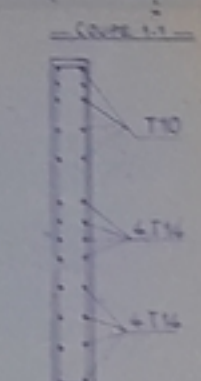
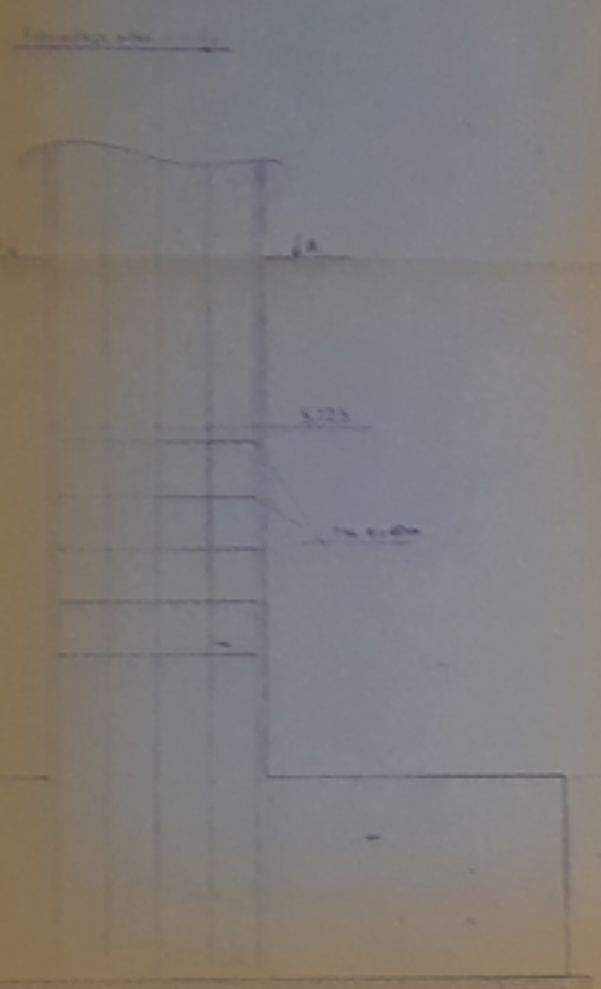
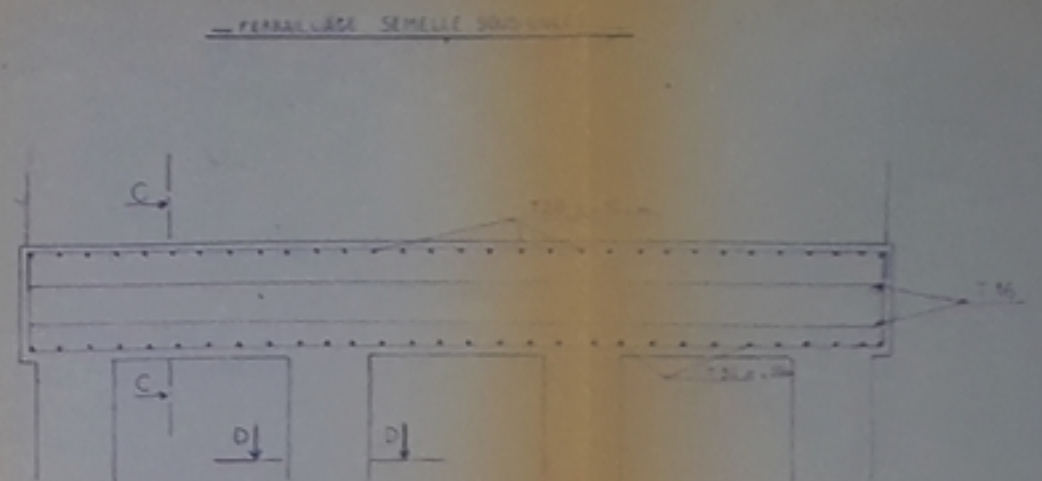
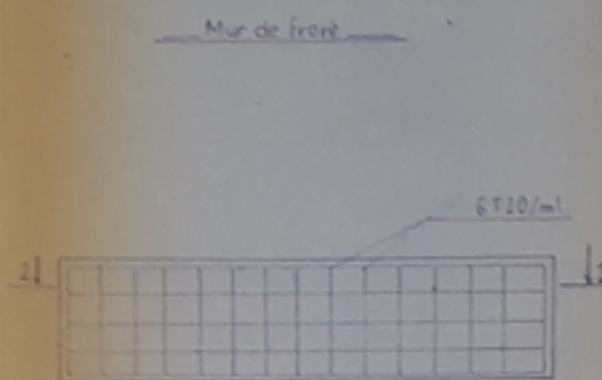
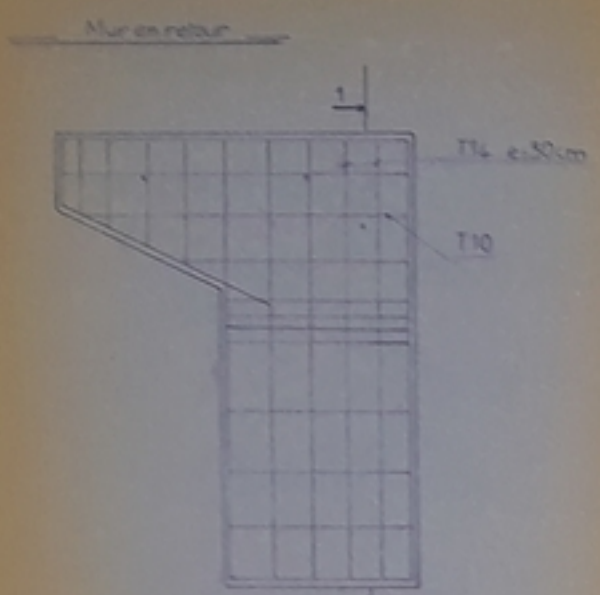
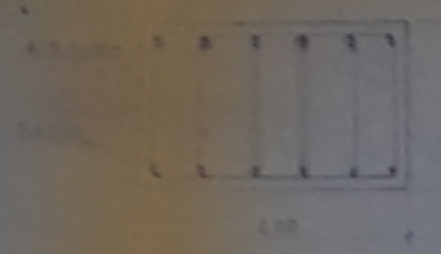
VUE DE DESSUS



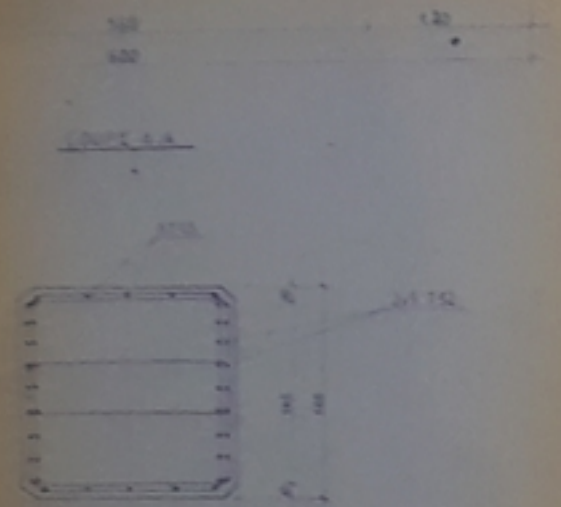
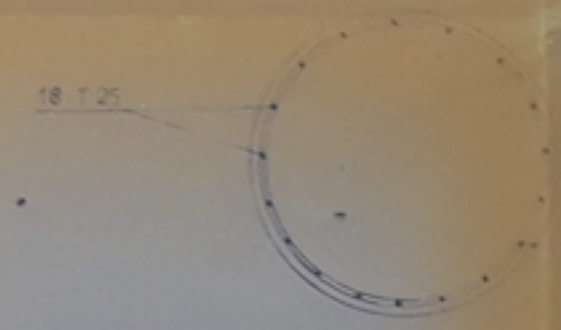
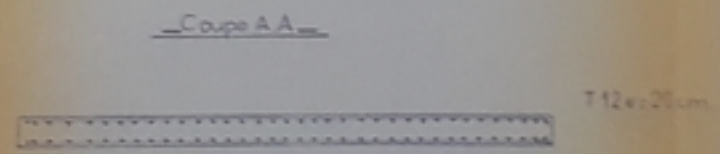
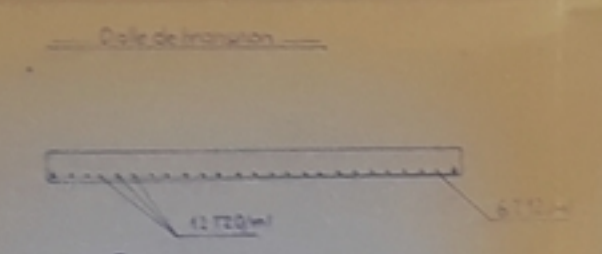
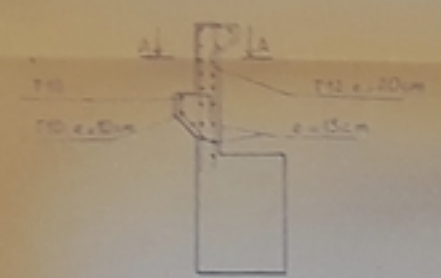
PB 015 82

-4-

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
DEPARTEMENT ALGER CENTRAL	
FONDATION JANVIER 88	
PROJET DE FIN D'ETUDES	
NOM & PRENOM MULTIPLES EN BREF PRECISEMENT	
NUMERO	PRENOM
PLANNING	DATE
PROFESSEUR	DATE
PROFESSEUR	DATE



Mur garde grave



PB 016 88  
-5-

ROYAUME ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
ALGER 88	
PROJET DE FIN D'ETUDES	
ETUDIANT	PROFESSEUR
DESSIN	DATE
NOTE	REMARQUES

