

## ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

G. Civil



# PROJET DE FIN D'ETUDES

### S U J E T

PONT A POUTRES MULTIPLES  
EN BETON PRECONTRAIT PAR  
ADHERENCE

Proposé par : SAPTA

Etudié par : ANCER\_A  
CHERFA.M

Dirigé par : M<sup>r</sup> XANH

PROMOTION : Janvier 86

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR  
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DÉPARTEMENT : GENIE CIVIL

PROMOTEUR : M<sup>r</sup> XAHY

ÉLÈVES INGÉNIEURS : AMOR ABDELHAKIM  
CHERFA MOHAMED

وزارة التعليم العالي  
الدرسة الوطنية المتعددة التقنيات

القسم : الهندسة المدنية

الموجبة : سيد الكونسي

التلميذان المهندسان : شرفه محمد  
منصر عبد الحكيم

الموضوع : دراسة جسر متعدد الروافد بالاسمنت المسلح الصبوق الاجهاد  
بالالتحام

الملخص : ان هذا المشروع يعتمد على دراسة جسر متعدد الروافد  
بالاسمنت المسلح الصبوق الاجهاد بالالتحام ويقع بين العفرون و  
حجسوط حيث يعبر وادي جر وتعد هذه الناحية ذات تأثيرات زلزالية  
متوسطة حسب النظام الجزائري للزلزال ويتكون هذا الجسر من  
رافدين لكل منهما 24.40 م وبعرض الـ 07 م و هو يعمد من  
الطرف الاول ذو مسلكين اضافية الي وجود رصيفين .  
والتربة التي يقع عليها الجسر متوسطة الطبقات .

SUJET : ETUDE D'UN PONT ISOSTATIQUE A PONTS MULTIPLES EN BETON PRECONTRAINTE PAR ADHERENCE

RESUME : LE PRESENT PROJET CONSISTE A ETUDIER ET CALCULER LES ELEMENTS RESISTANTS D'UN  
PONT ISOSTATIQUE A PONTS MULTIPLES EN B.P PAR ADHERENCE. CE PONT SERA SITUE  
ENTRE EL APPROUN ET HADJOUT ET FRANCHIRA OUED DJER.

LE PONT COMPORTE 2 TRAVERS INDEPENDANTES DE MEME PORTEE EGALE A 24,40 M

LA LARGEUR ROULABLE EST DE 7 M AVEC 2 TROTTOIRS DE 1,05 M CHACUN.

LE SOL CONSTITUANT LE TERRAIN EST COMPOSE D'ALLUVIONS RECENTS.

SUBJECT : STUDY OF AN ISOSTATIC BRIDGE PRE - STRAINED CONCRETE BY ADHERENCE MULTIPLES  
GIRDERS.

ABSTRACT : THE AIM OF THIS PROJECT CONCERNS THE STUDY AND CALCULATION OF THE STRENGTH  
OF ELEMENTS OF AN ISOSTATIC BRIDGE PRE-STRAINED CONCRETE BY ADHERENCE WITH  
MULTIPLES GIRDERS WHICH WILL BE CONSTRUCTED BETWEEN EL APPROUN AND HADJOUT  
(AND CROSSING OUED DJER AT THE SAME TIME)

THE BRIDGE CONSISTS OF TWO INDEPENDANT SPANS OF 24,40 M IN LENGTH A TRAFFIC  
WAY OF 7 M IN WIDTH AND TWO WALKWAYS OF 1,05 M

الدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique



# SOMMAIRE

	Page
I . INTRODUCTION	1
II . CONTRAINTES ADMISSIBLES DES MATERIAUX	3
III . HYPOTHESES	6
IV . CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS	8
V . CALCUL DES FORCES DE PRECONTRAINTTE	12
VI . VERIFICATION DES ABOUTS A LA MISE EN PRECONTRAINTTE	24
VII . EFFORTS SOLLICITANT CHAQUE TRAVEE DU PONT	25
VIII . REPARTITION DES EFFORTS DANS LES POUTRES	33
IX . CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS	41
X . VERIFICATION DE LA FLEXION A L'ETAT LIMITE D'UTILISATION	45
XI . VERIFICATION DE LA FLEXION A L'ETAT LIMITE ULTIME	51
XII . VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT	54
XIII . CALCUL DU PLATELAGE	55
XIV . CALCUL DES DEFORMATIONS	65
XV . JOINTS DE CHAUSSEE	63
XVI . DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPLUIS	69
XVII . ETUDE DE LA PILE	72
XVIII . ETUDE DE LA CULEE	77

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail, nous tenons à remercier notre promoteur Monsieur XANH, Professeur à l'Ecole Nationale polytechnique, pour son aide et son soutien.

Nous remercions également Messieurs REZKALLAH et BENMAHDI, ingénieurs à la SAPTA pour les conseils qu'ils nous ont prodigués. Que tous les enseignants qui ont contribué à notre formation trouvent ici l'expression de notre vive reconnaissance.



## DEDICACES

Je dédie ce travail

- A mes parents
- A mes frères et soeur
- A tous mes amis

CHERFA Mohamed

Je dedie cetravail

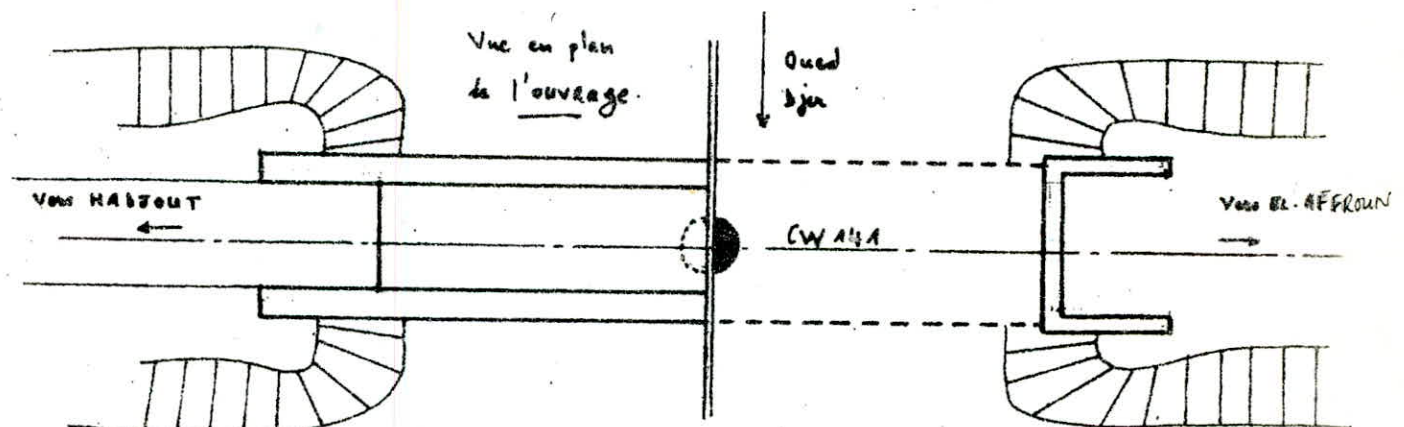
- . A ma famille
- . A tous mes amis

ANCER Abdelhakim

## I. INTRODUCTION

Le travail qui fera l'objet de notre projet de fin d'études consiste à étudier un pont à poutres multiples en béton précontraint à fils adhérents. Le pont sera situé à oued-Djez (w. de BLIDA). La portée du pont est de 49,45 m. Il est composé de 2 travées indépendantes ayant chacune une portée de 24,45 m. La largeur roulable est de 7 m. Les 2 trottoirs piétonniers (sans glissière) ont chacun une largeur de 1,05 m. Le pont est constitué par :

- Le tablier : constitué d'une hourdis, en BA coulé sur place, de 20 cm d'épaisseur présentant un dévers de 2,5 % de part et d'autre ; revêtu d'une couche de 8 mm d'asphalte torobé et de 10 poutres principales en béton précontraint préfabriquées dans une usine spécialisée. L'entre-axe des poutres est de 1 m. Le pont ne comporte pas d'entraitses.
- Les appareils d'appuis sont en élastomère fette fixés sur des dés d'appui en béton armé.
- La pile comporte un chevron de 9,90 m de long supporté par un fût de  $\phi = 2m$ . Ce dernier repose sur une semelle circulaire de 7,50 m de diamètre.
- les deux culées sont identiques (formes) et sont appareillées ayant 9,90 m de long.
- Le terrain de fondation est constitué d'alluvions récents. Nous avons opté pour des fondations profondes constituées de pieux battus jusqu'à refus ( $\phi = 610 mm$ ).



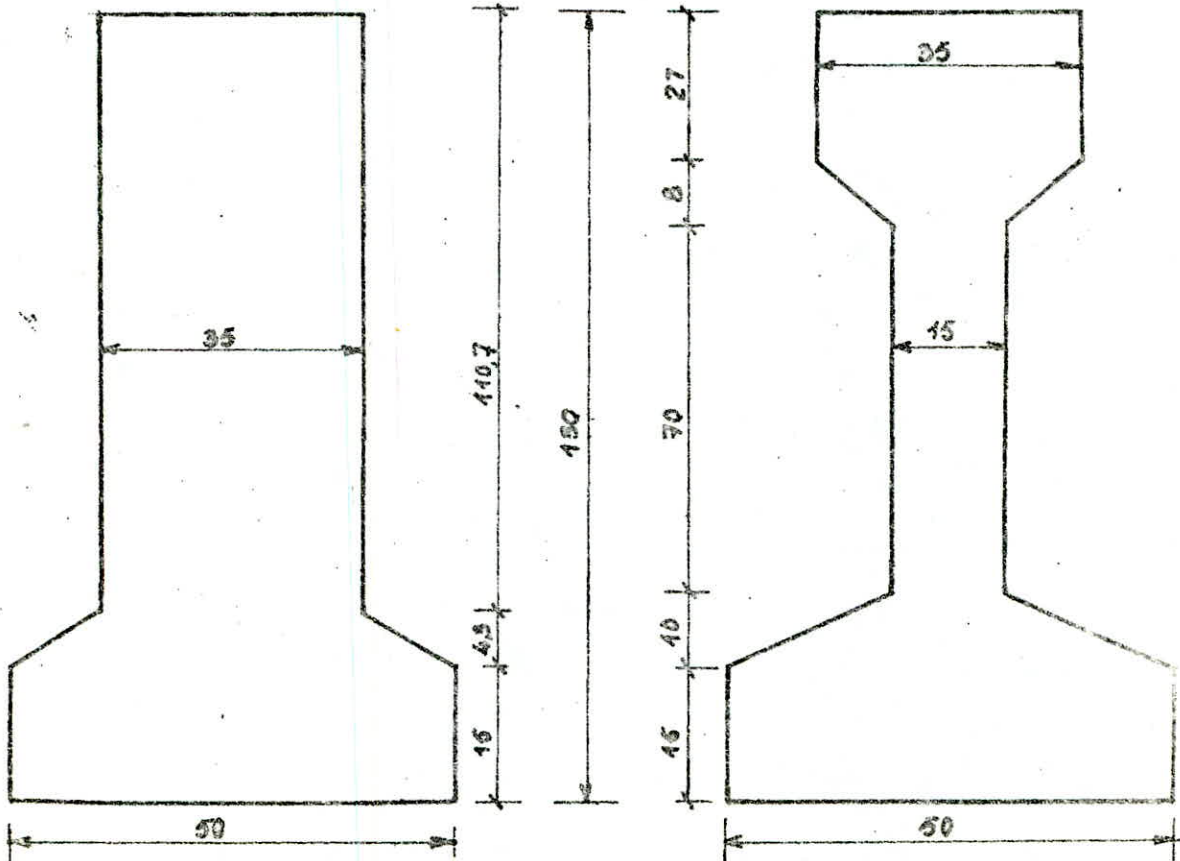
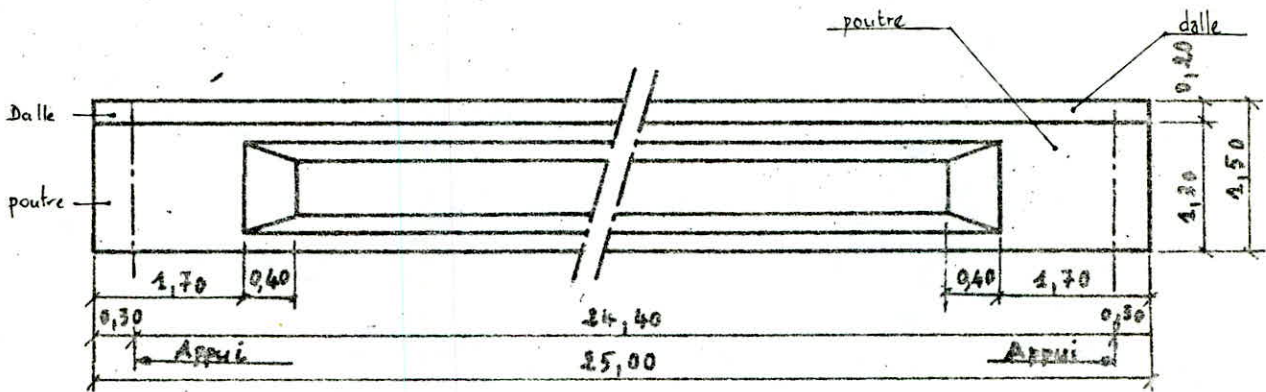
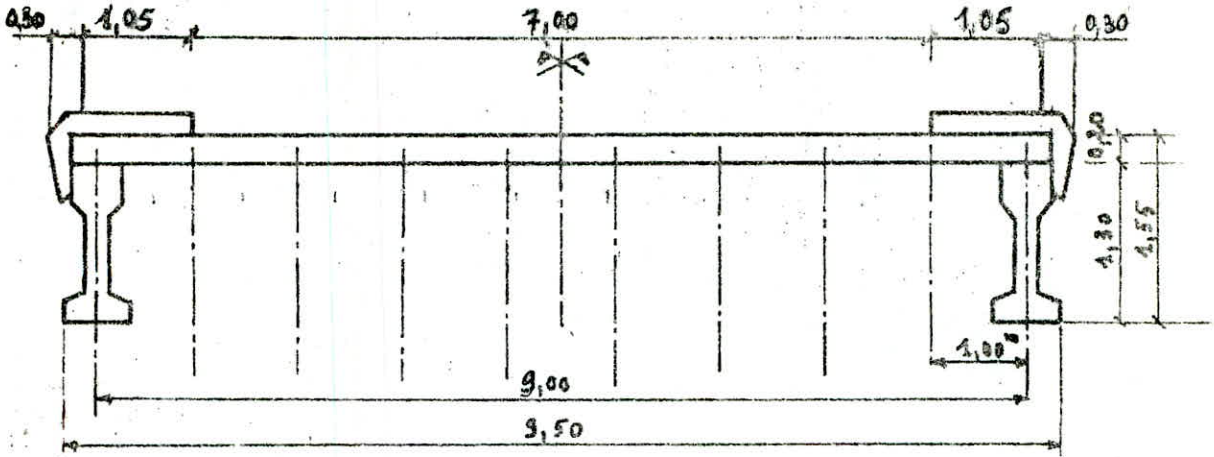
Définition de la précontrainte : précontraindre un élément c'est le soumettre, avant l'application des charges, à des forces additionnelles déterminant des contraintes telles que leur composition avec celles provenant des charges donne, en tous points, des résultantes inférieures aux contraintes limites que la matière peut supporter indéfiniment sans altération. Autrement dit de manière que le béton reste toujours comprimé ou ne subisse tout au moins que des contraintes de traction faibles et jugées alors admissibles.

Le procédé utilisé dans notre cas est la précontrainte par fils adhérents (pré-tension).

Il consiste en la réalisation de la mise en tension des fils ou de câbles avant le bétonnage des poutres. La tension des armatures se réalise en prenant appui et ancrage provisoires sur des massifs d'ancrage suffisamment stables et indéformables.

Le bétonnage est réalisé après mise en tension. Les fils n'étant pas sous gaine, c'est par adhérence que se constitue l'auto-ancrage des fils lorsqu'on libère leurs ancres provisoires et que l'effort de tension se reporte sur le béton durci, le mettant ainsi en précontrainte c'est pourquoi cette technique est aussi appelée précontrainte par adhérence.





Section zone about

Section en zone courante et debut de zone courante

## II. CONTRAINTES ADMISSIBLES DES MATÉRIAUX UTILISÉS



### I. Béton armé :

I. 1: Béton: Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage sera conforme aux prescriptions réglementaires CCBA 68.

- ciment CPA 325 ; dosage  $400 \text{ kg/m}^3$  ; contrôle strict ; diamètre des plus gros granulats  $C_g = 25 \text{ mm}$ .

I. 1.1: Contrainte admissible de compression : (art 94 CCBA 68)

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot E \cdot \sigma'_{28} \quad \text{avec } \sigma'_{28} = 300 \text{ bars.}$$

- $\alpha$  : dépend de la classe de ciment utilisée .....  $\alpha = 1$  (CPA 325).
- $\beta$  : dépend de la nature du contrôle .....  $\beta = 1$  (contrôle strict)
- $\gamma$  : dépend de l'épaisseur relative des éléments et des dimensions des granulats .....  $\gamma = 1$  ( $h_m > 4 C_g$ )
- $\delta$  : dépend de la nature des sollicitations .....  $\left. \begin{array}{l} \delta = 0,3 \text{ (comp. simple)} \\ \delta = 0,6 \text{ (flexion simple)} \end{array} \right\}$
- $E$  : dépend de la forme des sections .....  $E = 1$  (F.S pour section rectangulaire ou C.S  $\forall$  section).

→ En compression simple :  $\bar{\sigma}'_{b_0} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 300 = \boxed{90 \text{ bars}}$

En flexion simple :  $\bar{\sigma}'_b = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 300 = \boxed{180 \text{ bars}}$

I. 1.2: Contrainte admissible de traction :

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \sigma'_{28} \quad \text{avec } \theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} = 0,025 \rightarrow \boxed{\bar{\sigma}_b = 7,5 \text{ bars}}$$

### I. 2: Aciers :

\* Armatures longitudinales : on utilise des aciers HA

$$F_c E 40 \text{ HA} \rightarrow \sigma_{en} = \begin{cases} 4200 \text{ kg/cm}^2 & \text{si } \phi \leq 20 \text{ mm.} \\ 4000 \text{ kg/cm}^2 & \text{si } \phi > 20 \text{ mm.} \end{cases}$$

\* Armatures transversales :  $\phi \leq 20 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$



\* Contrainte de traction et de compression pour les armatures longitudinales:

- limite imposée par les caractéristiques mécaniques de l'acier.

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{cn} \rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2 & \text{si } \phi \leq 20 \text{ mm.} \\ \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot 4000 = 2670 \text{ kg/cm}^2 & \text{si } \phi > 20 \text{ mm.} \end{cases}$$

- limite imposée par la condition de fissuration du béton:

cette limite est la plus grande des deux valeurs  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  suivants:

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \cdot \bar{\omega}_f} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 24 \cdot \sqrt{k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}'_b} \quad ; \quad (\text{en bars ; } \phi \text{ en mm})$$

avec  $k = 10^6$  fissuration préjudiciable

$$\eta = 1,6 \quad (\text{aciers HA})$$

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

$\phi$  = diamètre de la plus grosse barre.

\* Contrainte admissible pour les armatures transversales:

$$\bar{\sigma}'_{at} = f_{at} \cdot \sigma_{cn} \quad \text{avec} \quad f_{at} = \begin{cases} 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}'_b} & \text{si } 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}'_b} > \frac{2}{3} \\ \frac{2}{3} & \text{sinon} \end{cases}$$

En outre, la contrainte de cisaillement du béton doit répondre aux exigences suivantes, sinon les formules ci-dessus ne seront plus applicables.

$$\begin{cases} \tau_b \leq 3,5 \cdot \bar{\sigma}'_b & \text{si } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0} \\ \tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \cdot \bar{\sigma}'_b & \text{si } \bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0} \end{cases}$$

\* Contrainte d'adhérence admissible:  $\bar{\tau}_d$ .

$$\bar{\tau}_d = \begin{cases} 2,4 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}'_b & \text{pour les ponts.} \\ 2,5 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}'_b & \text{pour les dalles et hourdis.} \end{cases}$$

avec  $\psi_d$  = coefficient de scellement droit ( $\psi_d = 1,5$  pour HA)

\* Contrainte d'adhérence admissible pour les ancrages:

$$\bar{\tau}_d = 1,25 \cdot \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}'_b$$

II. Béton Précontraint :

II 1: c'est un béton dosé à  $400 \text{ kg/m}^3$  ( $E/C = 0,42$ )

Résistance caractéristique en compression au relâchement:  $\sigma' = 300 \text{ bars.}$

Valeur caractéristique en traction au relâchement:  $\sigma = 6 + 0,06 \cdot \sigma' = 24 \text{ bars. (IP2)}$

Résistance caractéristique en compression à 28 jours :  $\sigma'_{28} = 420$  bars.

Valeur caractéristique en traction à 28 jours :  $\sigma'_{28} = 6 + 0,06 \cdot \sigma'_{28} = 31,2$  bars. (IP2)

Module d'élasticité instantané :

- A la mise en précontrainte, le module du béton est diminué de 30%

du fait de l'élevage :  $0,7 \cdot 24000 \sqrt{\sigma'_{28}} = 290985$  bars } (FR.AD)

- A 28 jours :  $24000 \cdot \sqrt{\sigma'} = 491854$  bars } (IP2)

Béton élevé, 70°C de température maximum dans le béton.

II.2: Armatures de précontrainte :

Les cables utilisés sont des torons T 12,4 III TBR dont les caractéristiques sont les suivants

Caractéristiques	Toron T 12,4 III TBR	
Section $A_p$	0,93	cm <sup>2</sup>
Force de tension garantie ( $F_{Tg}$ )	15400	daN
Force de rupture garantie ( $F_{Rg}$ )	17300	daN
Relaxation à 1000 heures ( $P_{1000}$ )	2,5	%
Relaxation à 3000 heures ( $P_{3000}$ )	3	%
Relaxation à 16 heures ( $P_{16}$ )	0,75	%
Coefficient de scellement $\eta_2$ (ou $\eta_3$ )	1,4	
Coefficient de fissuration $\eta$ (ou $\eta_A$ )	1,5	
Longueur de scellement ( $l_{en}$ )	1,00	mètre
Module d'élasticité ( $E_a$ )	1900000	bars.

Pour les armatures passives on utilise des Fe E 40 (HA) :  $d \leq 20$   $\sigma_{en} = 4,1$

$d > 20$   $\sigma_{en} = 3,9$



# III. HYPOTHESES

## 1) Designation des caracteristiques

- B = Section de la poutre ou de la section complète.
- I = Inertie de la poutre ou de la section complète
- V = Distance de la fibre neutre par rapport à la fibre supérieure de la poutre (ou de la section complète)
- V' = Distance de la fibre neutre par rapport à la fibre inférieure de la poutre (ou de la section complète)
- E = Excentricité des cables de précontrainte
- Z = Bras de levier du couple élastique
- $\frac{I}{V}$  = Module d'inertie par rapport à la fibre supérieure
- $\frac{I}{V'}$  = Module d'inertie par rapport à la fibre inférieure
- $e_m$  = épaisseur fictive est définie comme le quotient :  $\frac{B}{P/2} \Rightarrow B$  aire  $P$  = Perimetre.

$l_{sn}$  = longueur nominale de scellement : c'est la longueur le long de laquelle la tension de l'armature passe de la valeur  $\sigma_p = 0$  à la valeur  $\sigma_p$ . Dans notre cas  $l_{sn} = 100\text{cm}$

$l_e$  = longueur d'établissement de la précontrainte : c'est la distance séparant l'about de la poutre de la section au delà de laquelle l'effort normal de précontrainte interesse toute la hauteur de l'élément considéré.

L'IP2 définit (§ 34.2) La longueur d'établissement de la précontrainte par la formule

$$l_e = \sqrt{(32 \cdot l_{sn})^2 + h_p^2}$$

avec  $\alpha = 0,8$  valeur caractéristique minimale  
 $\alpha = 1,2$  valeur caractéristique maximale  
 $h_p$  = distance du barycentre des armatures de précontrainte à la fibre supérieure poutre

### Zone de régularisation de la précontrainte

L'IP2 (§ 34.4) définit sa longueur comme la plus grande des deux valeurs

- $l_e = \sqrt{(0,8 l_{sn})^2 + h_p^2}$
- $a$  = hauteur de la poutre

En général  $l_e > a$

## 2) Association poutre - dalle

Les deux bétons (celui de la poutre et celui du hourdis) ayant des modules d'élasticité différents, il devrait être tenu compte d'un coefficient d'équivalence. Par simplification et ceci dans le sens de la sécurité nous prendrons ce coefficient égal à 1  $\mu = 1$

## 3) Section homogénéisée (PRAD. Setra Doc 8 § 4.31)

Dans le calcul des sections résistantes pour la justification des contraintes normales, il est tenu compte des armatures longitudinales. La section des armatures est alors multipliée par un coefficient d'équivalence :

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

3.1 Action de la précontrainte et du poids propre  
 Le calcul se fait en section nette  $\Rightarrow n = 0$  (béton seul)

3.2 Action finale des charges permanentes  
 Le calcul se fait en section nette  $\Rightarrow n = 0$  (béton seul)

3.3 Action des charges d'exploitation intermittentes

$$n = \frac{E_s}{24000 \sqrt{\sigma_{25}}} = \frac{19.00000}{24000 \sqrt{420}} = 3,86 \Rightarrow n = 4$$

## 4) Genre de vérification à l'état-limite d'utilisation

Pour la plupart des ouvrages usuels en béton précontraint exposés aux intempéries et à des charges de courte durée  $Q_c$  (ponts), on applique le genre II. Ce genre est défini par un état limite des fissures ne doit être atteint en aucun point de la section

formalismes qui

d'enrobage et l'état limite de décompression ne doit être atteint en aucun point de la section d'enrobage sous l'effet des actions de longue durée. En dehors de la section d'enrobage les conditions à respecter conduisent à distinguer deux sous-genres dénommés IIa et IIb. D'après (PRAD, SOTRA) le genre à considérer est le genre IIb. La zone d'enrobage sera définie lors des calculs.

### 5) Valeurs caractéristiques des actions

#### 5.1) Valeurs caractéristiques de la précontrainte.

En raison de l'incertitude qui règne sur la valeur de la force de précontrainte, les calculs sont à effectuer avec les valeurs les plus défavorables déterminées à partir des valeurs caractéristiques maximale et minimale

$$P_{1 \max} = 1,02 \sigma_{p0} - 0,80 \Delta \sigma_p$$

$$P_{1 \min} = 0,98 \sigma_{p0} - 1,20 \Delta \sigma_p$$

$\sigma_{p0}$  = tension initiale

$\Delta \sigma_p$  = pertes de précontraintes

#### 5.2) Valeurs caractéristiques des actions de longue durée (charges permanentes) et des actions de courte durée (intermittentes)

Les valeurs caractéristiques seront définies lors des calculs suivant (PRAD - SOTRA)

### 6) Combinaisons d'actions - sollicitations de calcul

La sollicitation de calcul résulte de la combinaison la plus défavorable des sollicitations, majorée d'un coefficient de la forme  $\gamma_{S3}$

La sollicitation de calcul est de la forme suivante

$$\gamma_{S3} \left[ S(\gamma_{Q_L} Q_L) + S \left( \begin{matrix} P_1 \\ \text{ou} \\ P_2 \end{matrix} \right) + S(\gamma_{Q_C} Q_C) \right]$$

$\gamma_{S3} = 1,2$  (état limite ultime)

$\gamma_{S3} = 1$  (état limite d'utilisation)

avec :

$S(\gamma_{Q_L} Q_L)$  : sollicitation due aux actions de longue durée, dont la valeur caractéristique (maximale ou minimale) est  $Q_L$ , actions majorées du coefficient  $\gamma_{Q_L}$ .

$S \left( \begin{matrix} P_1 \\ \text{ou} \\ P_2 \end{matrix} \right)$  : sollicitations dues à la précontrainte en valeur caractéristique maximale ( $P_1$ ) ou minimale ( $P_2$ )

$S(\gamma_{Q_C} Q_C)$  : sollicitation due aux charges intermittentes (charges d'exploitation) l'action  $Q_C$  étant majorée du coefficient  $\gamma_{Q_C}$

Les coefficients  $\gamma_Q$  sont définis comme suit

Actions	Sollicitation ultime	Sollicitation d'utilisation
1) Actions de longue durée $\gamma_{Q_L}$	1,1	1
2) Actions intermittentes $\gamma_{Q_C}$		
A	1,33	1,2
B ( $B_c, B_t$ )	1,33	1,2
M	1,1	1
E	1,1	1
surchage trottoir	1,33	1

### 7) Phases de construction

La vérification du tablier est conduite conformément au schéma suivant

Phase ① : préfabrication et transport des poutres

Phase ② : stockage des poutres

Phase ③ : coulage de la dalle

Phase ④ : mise en place des superstructures et mise en service de l'ouvrage

Les sections résistantes des poutres varient en cours de construction :

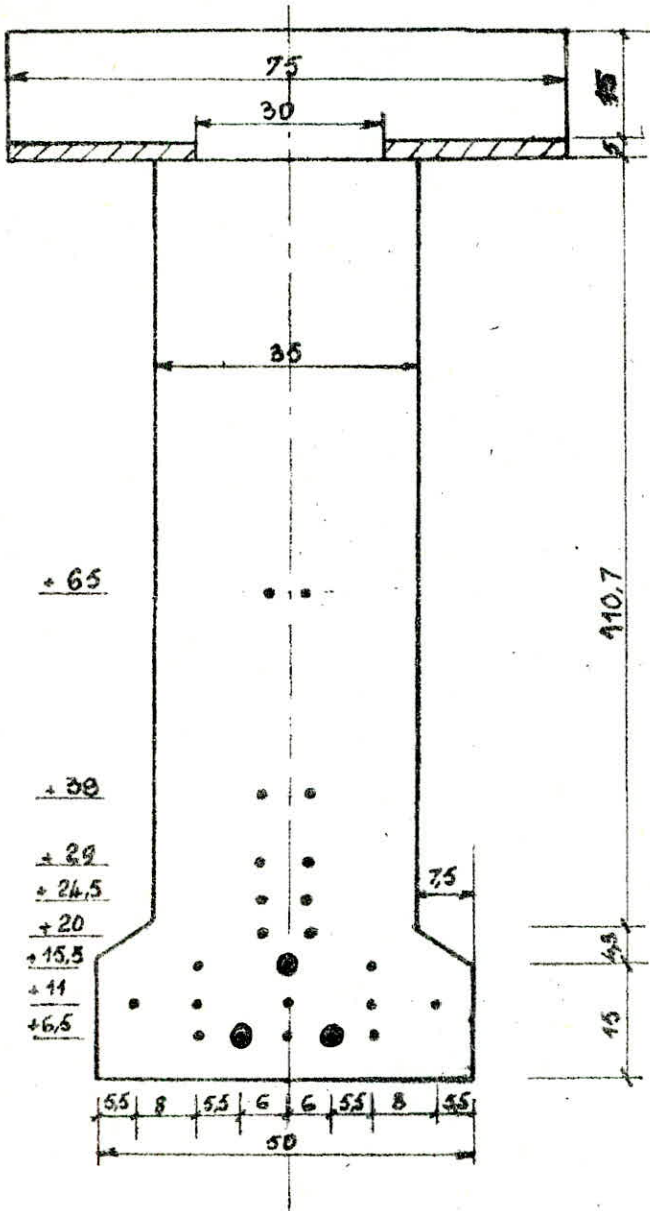
- En phase ①, ② et ③ l'ossature résistante est constituée par les poutres préfabriquées seules (en phase ③, en particulier, la dalle n'a pas encore durci elle n'est donc pas intégrée à la section résistante)

- Après durcissement de la dalle (phase ④) les sections résistantes sont constituées par l'ensemble monolithique poutre + dalle associé.



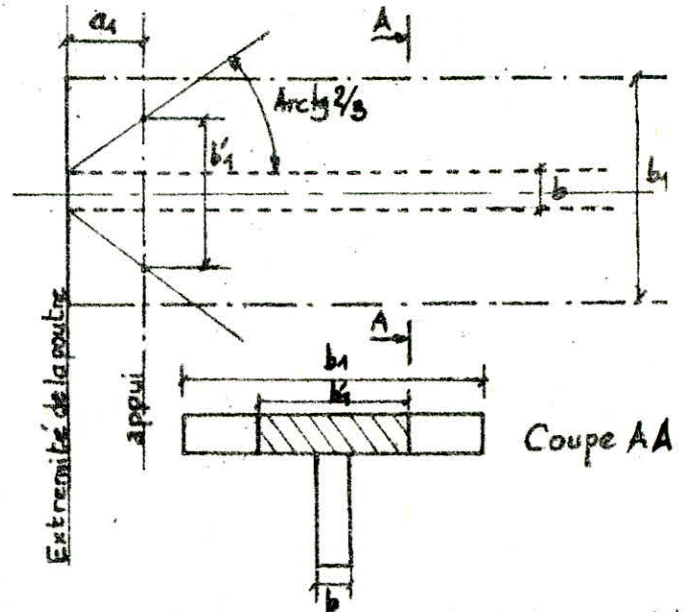
# III. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS

A) A l'about:



Section prise en compte à l'appui :

Pour le calcul, la section de dalle considérée est celle obtenue après réduction de la largeur dans les conditions qui suivent : (§ 49.2 I.P.2)



Si  $a_1 \leq \frac{b}{4} (b_1 - b)$  on prend  $b'_1 = \frac{4}{3} a_1 + b$  (1)

Si  $a_1 \geq \frac{3}{4} (b_1 - b)$  on prend  $b'_1 = b_1$  (2)

Dans notre cas  $a_1 = 0,30m$   $b_1 = 1,00m$   $b = 0,35$  finalement la (2) condition qui est vérifiée en  $b'_1$

## 1) Caractéristique de la poutre seule :

\* Centre de gravité des armatures actives

A l'about nous avons 20 armatures actives et 3 gainées (passives)

$$D' = \frac{458,5}{20} = 22,925 \text{ cm}$$

3 x 6,5	=	19,5 cm
5 x 11	=	55 cm
2 x 15,5	=	31 cm
2 x 20	=	40 cm
2 x 24,5	=	49 cm
2 x 29	=	58 cm
2 x 38	=	76 cm
2 x 65	=	130 cm
20 x D'	=	458,5 cm

\* Epaisseur fictive

$$e_m = \frac{B}{P/2} = \frac{2B}{P}$$

$$B = 35 \times 130 + 15 \times 7,5 + \frac{7,5 \times 4,9}{2} \times 2 = 4807,25 \text{ cm}^2$$

$$P = 2 \times (110,7 + 8,65 + 15) + 35 = 353,7 \text{ cm} \rightarrow e_m = \frac{4807,25 \times 2}{353,7} = 27,18 \text{ cm}$$

1.1) Caractéristiques avec  $N=0$

\* position de la fibre neutre.

N°	$A_i$ (cm²)	$x_i$	$y_i$	(cm²)	(cm²)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	$I_{x_i}$ (cm⁴)	$I_{y_i}$ (cm⁴)	$A_i e_i^2$ (cm⁴)	$A_i d_i^2$ (cm⁴)
1	$130 \times 85 = 11050$	0	65	0	295750			0	8,02	6407916,67	464479,17	0	41497,82
2	$7,5 \times 15 = 112,5$	-21,25	7,5	-2390,63	843,75			-21,25	-54,48	2109,875	527,34	50800,78	333907,92
3	112,5	+21,25	7,5	+2390,63	843,75	0	61,98	+21,25	-54,48	2109,875	527,34	50800,78	333907,92
4	$\frac{7,5 \times 4,3}{2} = 16,125$	-20	16,43	-322,5	264,93			-20	-45,55	16,56	50,39	6450	33456,19
5	16,125	+20	16,43	+322,5	264,93			+20	-45,55	16,56	50,39	6450	33456,19
$\Sigma$	4807,25			0	297967,56					642168,54			776226,04

$x_G = \frac{\Sigma A_i x_i}{\Sigma A_i}$  ;  $y_G = \frac{\Sigma A_i y_i}{\Sigma A_i}$  ;  $e_i = x_i - x_G$  ;  $d_i = y_i - y_G$

Pour les parties : 1.2.3  $I_{Gx} = \frac{bh^3}{12}$  (rectangles)  
 " " " : 4.5  $I_{Gx} = \frac{bh^3}{36}$  (triangles)

$I_{x_G} = \Sigma (I_{x_i} + A_i d_i^2) = 7188394,58 \text{ cm}^4$  (Moment d'inertie).

$V' = 61,98 \text{ cm} \rightarrow V = H - V' = 130 - 61,98 = 68,02 \text{ cm}$

\* Excentricité de la force de précontrainte.

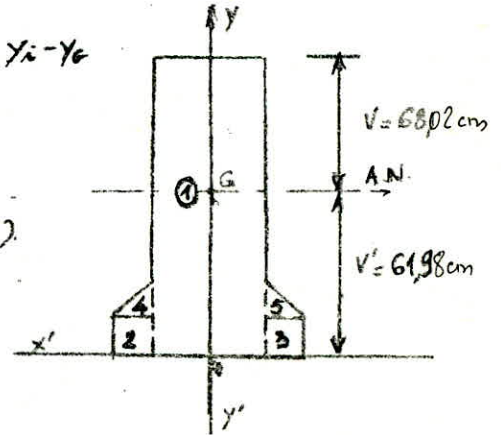
$E = V' - d' = 61,98 - 22,925 = 39,055 \text{ cm}$

\* Bras de levier du couple élastique  $z = \frac{I}{S}$   
 $S = m_t$  statique / fibre neutre

$S = 36 \times 61,98 \times \left( \frac{61,98 - 61,98}{2} \right) + 2 \times 7,5 \times 15 \times (61,98 - 7,5) + 2 \times \frac{7,5 \times 4,3}{2} [61,98 - (15 + \frac{1}{3} \cdot 4,3)]$

$S = 80953,49 \text{ cm}^2 \Rightarrow z = \frac{I}{S} = \frac{7188394,58}{80953,49} \Rightarrow z = 88,8 \text{ cm}$

\* Modules d'inertie:  $\frac{I}{V} = \frac{7188394,58}{68,02} \Rightarrow \frac{I}{V} = 105680,6 \text{ cm}^3$  ;  $\frac{I}{V'} = 115979,3 \text{ cm}^3$



1.2) Caractéristiques homogénéisées avec  $N=4$

\* section :  $B = 4807,25 + (4 \times 20 \times 0,93) = 4881,65 \text{ cm}^2$  ;  $B = 4881,65 \text{ cm}^2$

\* position de la fibre neutre:  $\Sigma N A = 4 \times 20 \times 0,93 = 74,4 \text{ cm}^2$

$V' = \frac{4807,25 \times 61,98 + 74,4 \times 22,925}{4881,65} \Rightarrow V' = 61,38 \text{ cm}$

$V = 130 - 61,38 = 68,62 \text{ cm} \Rightarrow V = 68,62 \text{ cm}$

\* Inertie

$I = 7188394,58 + 4807,25 \times (61,98 - 61,38)^2 +$

- $8 \times (61,38 - 6,5)^2 \times 4 \times 0,93 = 33611,65$
- $5 \times (61,38 - 11)^2 \times 4 \times 0,93 = 47209,48$
- $2 \times (61,38 - 15,5)^2 \times 4 \times 0,93 = 15661,01$
- $2 \times (61,38 - 20)^2 \times 4 \times 0,93 = 12739,54$
- $2 \times (61,38 - 24,5)^2 \times 4 \times 0,93 = 10419,40$
- $2 \times (61,38 - 29)^2 \times 4 \times 0,93 = 7800,58$
- $2 \times (61,38 - 33)^2 \times 4 \times 0,93 = 4066,89$
- $2 \times (61,38 - 65)^2 \times 4 \times 0,93 = 97,50$

$\Sigma : 20 \quad 131306,16 \text{ cm}^4$



$$I = 7188394,58 + 1730,61 + 131306,25$$

$$I = \underline{7321431,44 \text{ cm}^4}$$

\* Excentricité de la force de précontrainte:

$$E = V' - D' = 61,38 - 22,925 \Rightarrow E = 38,455 \text{ cm}$$

\* Bras de levier du couple élastique:  $z = \frac{I}{S}$

$$I = 7321431,44 \text{ cm}^4$$

$$S = 35 \times 61,38 + \frac{(61,38)^2}{2} + 2 \times 7,5 \times 15 (61,38 - 7,5) + 2 \times \frac{7,5 \times 4,3}{2} \left[ 61,38 - \left( 15 + \frac{4,3}{3} \right) \right] + 4 \times 20 \times 0,93 (61,38 - 22,925)$$

$$S = 82364,91 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow z = \frac{I}{S} \Rightarrow z = \underline{88,9 \text{ cm}}$$

$$\text{modules d'inertie } \frac{I}{V} = \underline{106695,3 \text{ cm}^3} \quad \frac{I}{V'} = \underline{11928,4 \text{ cm}^3}$$

## 2) Caractéristiques de la section complète

### 2.1) Caractéristiques avec $N=0$

\* Section  $B = 4807,25 + (75 \times 15) + (30 \times 5) \quad B = \underline{6082,25 \text{ cm}^2}$

\* position de la fibre neutre

$$V'_h = \frac{75 \times 15 \times (150 - 7,5) + 30 \times 5 \times (150 - 17,5) + 4807,25 \times 61,98}{6807,25} \Rightarrow V'_h = \underline{78,61 \text{ cm}}$$

$$V = H - V' = 150 - 78,61 \Rightarrow V = \underline{71,39 \text{ cm}}$$

\* Inertie: (I.A.N)

$$75 \times \frac{(15)^2}{12} + 75 \times 15 \times (150 - 7,5 - 78,61)^2 = 4613267,36 \text{ cm}^4$$

$$\frac{30 \times (5)^3}{12} + 30 \times 5 \times (150 - 17,5 - 78,61)^2 = 435932,32 \text{ cm}^4$$

$$7188394,58 + 4807,25 (78,61 - 61,98)^2 = \underline{8517872,74 \text{ cm}^4}$$

$$I = \Sigma I$$

$$\Rightarrow I = \underline{13567072,42 \text{ cm}^4}$$

\* Excentricité de la force de précontrainte

$$E = V' - D' = 78,61 - 22,925 \Rightarrow E = \underline{55,68 \text{ cm}}$$

\* Bras de levier du couple élastique:  $z = \frac{I}{S}$

$$S = 35 \times 78,61 + \frac{(78,61)^2}{2} + 2 \times \frac{7,5 \times 4,3}{2} (78,61 - 15 - \frac{4,3}{3}) + 2 \times 7,5 \times 15 \times (78,61 - 7,5)$$

$$S = 126146,76 \text{ cm}^2 \quad \text{d'où } z = \frac{I}{S} = \underline{107,55 \text{ cm}}$$

\* Modules d'inertie

$$\frac{I}{V} = \underline{190041,64 \text{ cm}^3} \quad \frac{I}{V'} = \underline{172587,11 \text{ cm}^3}$$

### 2.2) Caractéristiques homogénéisées avec $N=4$

\* Section  $B = 6082,25 + 4 \times 20 \times 0,93 \Rightarrow B = \underline{6156,65 \text{ cm}^2}$

\* position de la fibre neutre

$$V'_h = \frac{6082,25 \times 78,61 + 4 \times 20 \times 0,93 \times 22,925}{6156,65} \Rightarrow V'_h = \underline{77,94 \text{ cm}}$$

$$\text{d'où } V = H - V' = 150 - 77,94 \Rightarrow V = \underline{72,06 \text{ cm}}$$



\* Inertie: (VAN)

$$I = 13567072,42 + 6082,25 + (78,61 - 77,94)^2 + \left\{ \begin{array}{l} 3 * (77,94 - 6,5)^2 * 4 * 0,93 = 56857,00 \\ 5 * (77,94 - 11)^2 * 4 * 0,93 = 83345,92 \\ 2 * (77,94 - 15,5)^2 * 4 * 0,93 = 29006,73 \\ 2 * (77,94 - 20)^2 * 4 * 0,93 = 24976,40 \\ 2 * (77,94 - 24,5)^2 * 4 * 0,93 = 21247,40 \\ 2 * (77,94 - 29)^2 * 4 * 0,93 = 17819,72 \\ 2 * (77,94 - 38)^2 * 4 * 0,93 = 11868,31 \\ 2 * (77,94 - 65)^2 * 4 * 0,93 = 1245,78 \end{array} \right.$$

$$\Sigma = 246467,26 \text{ cm}^4$$

d'où  $I = 13816270 \text{ cm}^4$ 

\* Excentricité de la force de précontrainte

$$E = V' - D' = 77,94 - 22,925 \Rightarrow E = 55,02 \text{ cm}$$

\* Bras de levier du couple élastique:  $z = \frac{I}{S}$ 

$$S = 128231,97 \text{ cm}^2 \Rightarrow z = \frac{I}{S} \Rightarrow z = 107,76 \text{ cm}$$

\* Modules d'inertie.

$$\frac{I}{V} = 191732,86 \text{ cm}^3 \quad \frac{I}{V'} = 177268,03 \text{ cm}^3$$

\* Recapitulatif des caractéristiques pour la zone d'about

Caractéristiques		D' (cm)	B (cm <sup>2</sup> )	e <sub>m</sub> (cm)	V' (cm)	V (cm)	I <sub>x0</sub> (cm <sup>4</sup> )	E (cm)	VS (cm <sup>3</sup> )	Z (cm)	I/V (cm <sup>3</sup> )	I/V' (cm <sup>3</sup> )
poutre seule	N=0	X	4807,25	27,18	61,98	68,02	7188394,58	39,05	8095349	88,80	105680,60	115979,30
	N=4	22,925	4881,65	27,18	61,38	68,62	7321431,44	38,43	82364,91	88,90	106635,30	11928,40
section complète	N=0	X	6082,25	X	78,61	71,39	13567072,42	55,68	126166,76	107,55	190061,64	172589,11
	N=4	22,925	6956,65	X	77,94	72,06	13816270,00	55,02	128231,97	107,76	191732,86	177268,03

B] En zone courante

Le calcul des caractéristiques est identique à la zone d'about. Seulement dans la zone courante nous avons une section en I (voir page 2) et le nombre de câbles actifs est de 23 car les 3 câbles gainés deviennent actifs.

La largeur de la dalle considérée est égale à l'entre-axe entre les poutres  $b = 1,00 \text{ m}$ . Nous donnons ci-joint les caractéristiques pour cette zone:

Caractéristiques		D' (cm)	B (cm <sup>2</sup> )	e <sub>m</sub> (cm)	V' (cm)	V (cm)	I <sub>x0</sub> (cm <sup>4</sup> )	E (cm)	S (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	I/V (cm <sup>3</sup> )	I/V' (cm <sup>3</sup> )
poutre seule	N=0	X	3270,00	17,44	62,66	67,36	6420955,92	44,47	66731,02	97,09	95322,88	102505,68
	N=4	21,17	3355,56	17,44	61,58	68,42	6587554,20	40,41	67858,95	97,08	96281,12	106975,55
section complète	N=0	X	4920,00	X	89,12	60,88	13298696,29	67,95	114806,56	105,84	218441,13	149222,36
	N=4	21,17	5005,56	X	87,96	62,06	13710181,27	66,79	118168,51	116,02	220989,38	155868,36

C] En début de zone courante (x = 1,80 m)

Pour la rédaction nous préférons donner les caractéristiques de cette zone dans ce même chapitre. Ces caractéristiques sont définies après avoir calculé la longueur de gainage des 3 câbles gainés (passifs)

Cette longueur de gainage est déterminée ultérieurement et nous avons obtenu

$$L_g = l_e = 1,337 \text{ m} < x = 1,80 \text{ m}$$

Finalement pour cette zone nous avons les mêmes caractéristiques que celles obtenues pour la zone courante



# V. CALCUL DES FORCES DE PRECONTRAINTE

A) à l'about :

\* Retrait :  $\epsilon_r = K_b \cdot \epsilon_c \cdot K_{e1} \cdot K_p$  (§ 1 de l'IPZ AI). (pour un béton non étuvé).

-  $K_b$  dépend de la composition du béton et du rapport  $\frac{E}{E_c}$  (§ 1.1 IPZ AI)

pour un béton dosé à  $400 \text{ kg/m}^3$  et  $\frac{E}{E_c} = 0,42$  on a  $K_b = 1$ .

-  $\epsilon_c$  dépend des conditions climatiques (§ 1.2 IPZ AI)

pour une humidité de 70% on a  $\epsilon_c = 27,5 \cdot 10^{-5}$ .

-  $K_{e1}$  dépend de l'épaisseur fictive  $e_m$  (§ 1.3 IPZ AI) : on a  $e_m = 27,18 \text{ cm} \rightarrow K_{e1} = 0,6923$

-  $K_p$  dépend du pourcentage d'armatures (§ 1.4 IPZ AI) :  $K_p = \frac{1}{1 + 20w}$  avec  $w = \frac{A}{S}$

on a  $w = \frac{20 \cdot 0,93}{4807,25} \Rightarrow K_p = 0,9252$ .

$\Rightarrow$  Le retrait total, en tenant compte d'une réduction de 20% dû à l'élevage, est :

$$\epsilon_r = 0,8 \cdot (1 \cdot 27,5 \cdot 10^{-5} \cdot 0,6923 \cdot 0,9252) \rightarrow \epsilon_r = 1,414 \cdot 10^{-4}$$

\* Fluage :  $\epsilon_{fl} = \frac{\sigma_b}{E_{if}} \cdot K_{fl} \cdot \alpha(t)$  avec  $K_{fl} = K_b \cdot K_c \cdot K_d \cdot K_{e2}$  (§ 2 IPZ AI)

-  $K_b = 1$  (même chose que pour le retrait).

-  $K_c$  dépend de l'humidité relative (§ 2.2 IPZ AI) : humidité de 70%  $\rightarrow K_c = 4,3$

-  $K_d$  dépend du surcroissement du béton à la mise en charge (§ 2.2 IPZ AI)

Hypothèses : A la mise en précontrainte à 1 jour réel sur un béton non étuvé

correspond un âge de 7 jours fictifs sur un béton normal  $\rightarrow K_d$  (7 jours) = 1,4.

Au coulage de la dalle, à 20 jours réels correspond un âge fictif de 23 jours

d'où  $K_d$  (23 jours) = 1,1.

-  $K_{e2}$  dépend de l'épaisseur fictive  $e_m$  :  $e_m = 27,18 \text{ cm} \rightarrow K_{e2} = 0,7752$  (IPZ AI)

Du fait des deux valeurs de  $K_d$  nous avons deux valeurs de  $K_{fl}$  :

$$\left\{ \begin{array}{l} K_{fl}(7) = 2,51 \text{ (à la mise en précontrainte).} \\ K_{fl}(23) = 1,97 \text{ (Au moment du coulage de la dalle).} \end{array} \right.$$

I/ Pertes sur banc :

1) Tension initiale :  $\sigma_{p0} = \min \begin{cases} 0,85 \cdot F_{T0} = 0,85 \cdot 17300 = 14705 \text{ daN} \\ 0,95 \cdot F_{T0} = 0,95 \cdot 15400 = 14630 \text{ daN} \end{cases}$  (valeur retenue)

2) Pertes d'ancrage (longueur du banc  $l = 60 \text{ m}$ )

$$\Delta \sigma_a = E_a \cdot \frac{g}{l} \cdot A_p \text{ avec } g = 0,005 \text{ m ; } E_a = 19 \cdot 10^5 \text{ bare ; } A_p = 0,93 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \Delta \sigma_a = 147,25 \text{ daN.}$$

3) Pertes par retrait instantané sur banc :

$$\text{Retrait total } \epsilon_r = 1,414 \cdot 10^{-4}$$

Le béton étuvé, à la mise en précontrainte à 1 jour, est équivalent à un béton non étuvé à 7 jours  $\Rightarrow$  le retrait sur banc est  $\epsilon = \epsilon_r \cdot \alpha(t)$  (§ 1.5 IPZ AI)

$$t_{\text{réel}} = 7 \text{ jours} \rightarrow t_{\text{fictif}} = 6 \text{ jours et on a } \alpha(t) = 0,20$$

$$\Delta \sigma_r = 0,20 \cdot \epsilon_r \cdot E_a \cdot A_p = 0,20 \cdot 1,414 \cdot 10^{-4} \cdot 19 \cdot 10^5 \cdot 0,93 = 49,96 \text{ daN.}$$

4) Pertes thermiques : Coefficient de dilatation  $\alpha = 10^{-5} / \text{oc}$ .

$$\Delta \sigma_{\theta} = \frac{\Delta L}{L + \Delta L} \cdot E_a \cdot A_p \approx \frac{\Delta L}{L} \cdot E_a \cdot A_p \text{ avec } \Delta L = \alpha \cdot \Delta \theta \cdot L ; \Delta \theta = 70^\circ - 20^\circ = 50^\circ \text{C}$$

$$\rightarrow \Delta \sigma_{\theta} = \alpha \cdot \Delta \theta \cdot E_a \cdot A_p = 10^{-5} \cdot 50 \cdot 19 \cdot 10^5 \cdot 0,93 \rightarrow \Delta \sigma_{\theta} = 88,5 \text{ daN.}$$

5) Pertes par relaxation Aux bords:  $\sigma_{1c} = 0,75\%$  (T 12.24 IP2)

$$\Delta\sigma_s = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_a) \cdot \frac{S_{1c}}{100} = (14630 - 147,25) \cdot \frac{0,75}{100} \rightarrow \Delta\sigma_s = 108,62 \text{ daN}$$

$$\text{Finalement la tension avant relâchement est: } 14630 - (147,25 + 108,62 + 43,96 + 883,5) \\ = \underline{13440,67 \text{ daN}}$$

II/ Pertes instantanées: (calcul fait avec la longueur béton de la poutre et les caractéristiques de la poutre seule,  $n=0$ ).

A l'about ces pertes sont calculées à la longueur d'établissement de la précontrainte. Cette dernière est la longueur ou la valeur de l'abscisse au-delà de laquelle la compression due à la précontrainte intéresse toute la section (T 94.2 de l'IP2).

$$l_{e \min} = \sqrt{(\delta_p \cdot l_{sn})^2 + l_p^2} \quad \text{avec } \begin{cases} l_p = 130 - 22,925 = H - D' = 107,10 \text{ cm} \\ \delta_p = 0,8 ; l_{sn} = 1,00 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rightarrow l_{e \min} = 1,337 \text{ m}$$

Calcul du moment dû au poids propre de la poutre:

a) Calcul du poids propre:  $S_{\text{équiv. de la poutre}} = 365 \text{ cm}^2 \rightarrow P_{\text{moy}} = 935 \text{ daN/m} = q_G$

$$M_{(l_e=1,337)} = q_G \cdot \frac{l_e}{2} \cdot (l - l_e) = 935 \cdot \frac{1,337}{2} \cdot (25 - 1,337) = 14790,50 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

Le calcul de ces pertes est itératif et vaut:  $\Delta\sigma_i(l_e) = \sigma'_{bj} \cdot \frac{E_a}{E_{ij}} \cdot A_p$

$\sigma'_{bj}$  = contrainte de compression finale, au niveau du CGS des armatures, due à la précontrainte et à la décompression due au poids propre.

$$E_{ij} = 0,7 \cdot 24000 \cdot \sqrt{\sigma'_{bj}} \text{ (bars)} ; \sigma'_{bj} = \text{contrainte de compression au relâchement} = 300 \text{ bars}$$

$A_p$  = section de l'armature de précontrainte =  $0,93 \text{ cm}^2$ .

$E_a$  = Module d'élasticité de l'armature =  $19 \cdot 10^5 \text{ bars}$ .

Calcul itératif: (par simplification nous prenons directement la bonne valeur).

valeur estimée =  $606,20 \text{ daN}$ .

Tension probable  $P = 13440,67 - 606,20 = 12834,47 \text{ daN}$ . (Tension par câble)

précontrainte due au poids CBS des axes:  $\sigma'_b = \frac{F}{S} + \frac{M \cdot E}{I}$  avec  $F = n \cdot P$  et  $M = (n \cdot P) \cdot E$

$n$  = nombre de câbles = 20;  $E$  = excentricité des axes;  $P$  = tension probable.

$$\rightarrow \sigma'_b = \frac{20 \cdot 12834,47}{4807,25} + \frac{20 \cdot 12834,47 \cdot (39,055)^2}{7188394,58} = 107,86 \text{ bars}$$

Décompression due au poids propre:  $\sigma'_b = -n \cdot \frac{F}{I} = -1479050 \cdot \frac{39,055}{7188394,58} = -8,04 \text{ bars}$

Contrainte de compression résiduelle =  $107,86 - 8,04 = 99,82 \text{ bars}$ .

$$\rightarrow \Delta\sigma_i = \sigma'_{bj} \cdot \frac{E_a}{E_{ij}} \cdot A_p = 99,82 \cdot \frac{19 \cdot 10^5}{0,7 \cdot 24000 \cdot \sqrt{300}} \cdot 0,93 = 606,21 \text{ daN} \approx \text{valeur estimée}$$

Donc la tension probable au relâchement est égale à  $12834,47 \text{ daN}$ .

Valeurs caractéristiques des tensions à  $l_e = 1,337 \text{ m}$  (ou à  $x = 1,037$  à partir de l'appui)

$$P_{1 \max} = 1,02 \cdot \sigma_{p0} - 0,8 \cdot \Delta\sigma_{pj}(l_e) \quad (\text{T 12.4 de l'IP2})$$

$$P_{2 \min} = 0,98 \cdot \sigma_{p0} - 1,2 \cdot \Delta\sigma_{pj}(l_e)$$

avec  $\begin{cases} \sigma_{p0} = \text{tension initiale} \\ \Delta\sigma_{pj} = \text{pertes totales déjà effectuées} \end{cases}$

$$\rightarrow P_{1 \max} = 1,02 \cdot 14630 - 0,8 \cdot (147,25 + 108,62 + 43,96 + 883,50 + 606,20) = 13486,18 \text{ daN}$$

$$P_{2 \min} = 0,98 \cdot 14630 - 1,2 \cdot (147,25 + 108,62 + 43,96 + 883,50 + 606,20) = 12182,76 \text{ daN}$$



Contraintes dans le béton dues à la précontrainte à  $x = 1,037$  m :

Précontrainte max ( $P_1$  max) :

$$\begin{cases} \text{Fibre supérieure : } n_0 = \frac{n \cdot P_1 \text{ max}}{S} - \frac{n \cdot P_1 \text{ max} \cdot E}{I/v} = \frac{20 \cdot 13486,18}{4807,25} - \frac{20 \cdot 13486,18 \cdot 39,055}{105680,60} = -43,57 \text{ bars} \\ \text{Fibre inférieure : } n'_0 = \frac{n \cdot P_1 \text{ max}}{S} + \frac{M}{I/v} = \frac{20 \cdot 13486,18}{4807,25} + \frac{20 \cdot 13486,18 \cdot 39,055}{115979,30} = +146,93 \text{ bars} \end{cases}$$

Précontrainte min ( $P_2$  min) :

$$\begin{cases} \text{Fibre supérieure : } n_0 = -39,36 \text{ bars} \\ \text{Fibre inférieure : } n'_0 = +132,73 \text{ bars} \end{cases}$$

Convention de signe : (-) traction et (+) compression.

III/ Pertes différencielles à l'abscisse  $x = 1,037$  m : (calcul fait avec la portée de la poutre  $l = 25 - 0,60 \text{ m} = 24,40 \text{ m}$ )

a) Sur poutre seule au stockage :

1- Retrait différenciel : retrait total  $= \epsilon_r \cdot E_a \cdot A_p = 1,414 \cdot 10^{-4} \cdot 19 \cdot 10^5 \cdot 0,93 = 249,85 \text{ dan}$ .  
 retrait déjà effectué sur banc = 49,96 dan (voir pertes sur banc)  
 perte par retrait différenciel =  $249,85 - 49,96 = 199,89 \text{ dan}$ .

2- Relaxation différenciel :

$$\Delta \sigma_p(x) = \max \begin{cases} \frac{2,4 \times S_{1000}}{100} \times \frac{\sigma_{p_i}(x) - 0,55 \cdot F_{Rg}}{0,25 \cdot F_{Rg}} \times \sigma_{p_i}(x) & (1) \\ \frac{S_{3000} \times 2,5}{100} \times \frac{\sigma_{p_i}(x) - 0,55 \cdot F_{Rg}}{0,25 \cdot F_{Rg}} \times \sigma_{p_i}(x) & (2) \end{cases} \quad (\text{§ 9.2 IP2})$$

avec  $\sigma_{p_i}(x)$  = tension dans le câble après mise en précontrainte  $\rightarrow \sigma_{p_i}(l_c) = 12834,47 \text{ dan}$

$S_{1000} = 2,5$  ;  $S_{3000} = 3$  ;  $F_{Rg} = 17300 \text{ dan}$  (caractéristiques des câbles)

La valeur retenue est (1)  $\rightarrow \Delta \sigma_p(l_c) = 591,03 \text{ dan}$ .

3- Fluage : Le calcul de la perte par fluage se fait itérativement. Cette perte est donc estimée au début du calcul. Les pertes par retrait, fluage et relaxation étant concomitantes, on tient compte de ce fait en affectant les pertes différencielles d'une terme correcteur appelé terme de concomitance. Il est de la forme : (D'après § 12.3.1 IP2)

$$\Delta \sigma = \frac{\Delta \sigma_p \cdot (\Delta \sigma_r + \Delta \sigma_{fl})}{\sigma_{p_i}(x) - 0,55 \cdot F_{Rg}} \quad \text{avec} \begin{cases} \Delta \sigma_r = \text{pertes dues au retrait différenciel} \\ \Delta \sigma_{fl} = \text{ " " " fluage " } \\ \Delta \sigma_p = \text{ " " " à la relaxation " } \\ \sigma_{p_i}(x) = \text{tension à la mise en précontrainte} \end{cases}$$

Calcul itératif (par simplification nous prenons directement la bonne valeur)

- Valeur estimée :  $677,30 \text{ dan} = \Delta \sigma_{fl}$

- Terme de concomitance :  $\Delta \sigma = \frac{591,03 \cdot (199,89 + 677,30)}{12834,47 - 0,55 \cdot 17300} = 156,18 \text{ dan}$ .

- précontrainte au CG des aciers :  $\sigma'_b = 107,86 \text{ bars}$  (déjà calculée)

- Moment dû au poids propre :

$$M = q_G \cdot \frac{l_c}{2} \cdot (l - l_c) = 935 \cdot \frac{1,037}{2} \cdot (24,40 - 1,037) = 11326,32 \text{ dan} \cdot \text{m}$$

$$\Rightarrow \sigma' = \frac{M \cdot E}{I} = \frac{11326,32 \cdot 10^2 \cdot 39,055}{7188394,58} = 6,15 \text{ bars}$$

- Variation de précontrainte :  $\Delta \sigma^* = \frac{\sigma'_b \cdot (\text{E pertes différencielles} - \text{terme de concomitance})}{\text{tension au relâchement}}$

$$\Delta \sigma^* = \frac{107,86 \cdot (199,89 + 591,03 + 677,30 - 156,18)}{12834,47} = 11,03 \text{ bars}$$

- Contrainte résiduelle =  $\sigma'_b - \sigma' - \Delta \sigma^* = 107,86 - 6,15 - 11,03 = 90,68 \text{ bars}$ .

Vérification du fluage estimé :

$$E_{pe} = 0,7 \cdot K_{pl(7)} \cdot \frac{\sigma'_{bj}}{E_{ij}} \cdot \alpha(t) \quad \text{avec } 0,7 : \text{coeff. de minoration de 30\% à cause de l'étrépage.}$$

$$K_{pl(7)} = 2,51 \quad (\text{déjà calculé})$$

$$\sigma'_{bj} = \text{contrainte résiduelle} = 90,68 \text{ bars.}$$

$$E_{ij} = 24000 \cdot \sqrt{300}$$

$$\alpha(t) = \alpha(\infty) = 1.$$

$$\rightarrow E_{pe} = 0,7 \cdot 2,51 \cdot \frac{90,68}{24000 \cdot \sqrt{300}} \cdot 1 = 3,83 \cdot 10^{-4}$$

$$\rightarrow \Delta\sigma_{pe} = E_{pe} \cdot E_a \cdot A_p = 3,83 \cdot 10^{-4} \cdot 19 \cdot 10^5 = 0,93 = 677,25 \text{ daN} \approx \text{valeur estimée.}$$

La durée de stockage des ponts étant en moyenne de 20 jours, les pertes dans cette phase (d'après art 12.33 IP2) représentent 38% des pertes totales.

$$\text{Soit } \Delta\sigma_{diff} = 0,38 \cdot [\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{pe} - \Delta\sigma] = 0,38 \cdot [199,89 + 591,03 + 677,30 - 156,18] = 498,58 \text{ daN}$$

$$\text{finalement la tension avant coulage est : } 12834,47 - 498,58 = 12335,89 \text{ daN.}$$

D'où les valeurs caractéristiques des pertes au stockage :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pertes différenciées max} = 1,2 \cdot [\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{pe} - \Delta\sigma] = 1,2 \cdot 498,58 = 598,29 \text{ daN.} \\ \text{Pertes différenciées min} = 0,8 \cdot [\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_{pe} - \Delta\sigma] = 0,8 \cdot 498,58 = 398,86 \text{ daN.} \end{array} \right.$$

Donc les pertes de précontrainte dues aux pertes différenciées :

- pertes de précontrainte minimums :

$$\text{Fibre supérieure : } n_0 = - \left[ \frac{n \cdot P_{min}}{B} - \frac{n \cdot P_{min} \cdot E}{I/v} \right] = - \left[ \frac{398,86 \cdot 20}{4807,25} - \frac{20 \cdot 398,86 \cdot 39,055}{105680,60} \right] = +1,29 \text{ bars}$$

$$\text{Fibre inférieure : } n'_0 = - \left[ \frac{n \cdot P_{min}}{B} + \frac{n \cdot P_{min} \cdot E}{I/v} \right] = - \left[ \frac{398,86 \cdot 20}{4807,25} + \frac{398,86 \cdot 20 \cdot 39,055}{115979,30} \right] = -4,35 \text{ bars}$$

- Pertes de précontrainte maximums :

$$\text{Fibre supérieure : } n_0 = - \left[ \frac{P_{max} \cdot n}{B} - \frac{n \cdot P_{max} \cdot E}{I/v} \right] = - \left[ \frac{20 \cdot 598,29}{4807,25} - \frac{20 \cdot 598,29 \cdot 39,055}{105680,60} \right] = +1,93 \text{ bars}$$

$$\text{Fibre inférieure : } n'_0 = - \left[ \frac{n \cdot P_{max}}{B} + \frac{n \cdot P_{max} \cdot E}{I/v} \right] = - \left[ \frac{20 \cdot 598,29}{4807,25} + \frac{20 \cdot 598,29 \cdot 39,055}{115979,30} \right] = -6,52 \text{ bars}$$

b) Sur section complète au stade final : (caractéristiques section complète avec  $n=0$ )

$$\text{Perte par retrait total} = 249,85 \text{ daN.}$$

$$\text{Perte par retrait sur banc} = 49,96 \text{ daN}$$

$$\text{Perte par retrait différencié} = 199,89 \text{ daN}$$

$$\text{Perte par relaxation différencié} = 591,07 \text{ daN.}$$

Perte par fluage : Le calcul se fait par itération comme précédemment.

$$\text{- Perte estimée} = 680 \text{ daN.}$$

$$\text{- Terme de concomitance } \Delta\sigma_{co} = 456,66 \text{ daN.}$$

$$\text{- Pertes différenciées sur section complète} = 815,68 \text{ daN.}$$

$$\text{Variation de précontrainte sur section complète : } \Delta\sigma_n = - \left[ \frac{20 \cdot 815,68}{6082,25} + \frac{20 \cdot 815,68 \cdot (55,68)^2}{13567072,42} \right] = -6,41 \text{ bars}$$

- Décompression due à l'application du (hourdis + coffrage) ( $\sigma_{rel_{on}} = 2,5 \text{ t/m}^2$ )

$$G_1 = 20 \cdot 2,5 \cdot 0,981 = 0,75 = 367,88 \text{ daN/m} \rightarrow M_1 = 367,88 \cdot 1,037 = \frac{(24,40 - 1,037)}{2} = 4456,39 \text{ daN}$$

$$\sigma_1 = -4456,39 \cdot \frac{39,055}{7188394,58} = -2,42 \text{ bars.}$$

- Décompression due à l'application du revêtement de chaussée ( $\sigma_n = 225 \text{ daN/m}^2$ )

$$G_2 = 225 \cdot 0,75 = 187,50 \text{ daN/m} \rightarrow M_2 = 2271,32 \text{ daN} \cdot \text{m} \rightarrow \sigma_2 = -0,93 \text{ bars.}$$

$$\text{d'où } \Sigma \Delta\sigma = \Delta\sigma_n + \sigma_1 + \sigma_2 = -6,41 - 2,42 - 0,93 = -9,76 \text{ bars.}$$



contrainte due à la précontrainte :  $\sigma'_b = \frac{n \cdot P_c}{B_p} + \frac{n \cdot P_c \cdot e^2}{I_p}$  avec  $\left\{ \begin{array}{l} P_c = \text{tension avant coulage} \\ B_p = \text{section poutre seule} \\ I_p = \text{m}^4 \text{ d'inertie poutre seule} \end{array} \right.$

$$\rightarrow \sigma'_b = \frac{20 \times 19385,89}{4807,25} + \frac{20 \times 12335,89 \times (39,055)^2}{7488394,58} = 103,67 \text{ bars}$$

contrainte résiduelle =  $103,67 - 6,15 = 97,52 \text{ bars}$ .

↓ décompression due au poids propre.

d'où  $E_{pl} = \left[ 0,7 \cdot K_{pl(7)} \cdot \frac{\sigma'_{bj}}{E_{i(7)}} \cdot x(t-j) + K_{pl(28)} \cdot \frac{\Delta \sigma'_{bj}}{E_{i(28)}} \cdot x(t-i) \right]$

avec  $\left\{ \begin{array}{l} E_{i(7)} = 24000 \cdot \sqrt{300} \\ E_{i(28)} = 24000 \cdot \sqrt{420} \end{array} \right. \quad x(t-j) = x(20) = 1 \quad K_{pl(7)} = 2,51$

$x(t-i) = x(20-20) = 1 \quad K_{pl(28)} = 1,97$

$\sigma'_{bj}$  = contrainte résiduelle ;  $\Delta \sigma'_{bj}$  = variation de contrainte due :

- à la variation de contrainte amenée par les pertes par fluage
- à la décompression due à l'application du hourdis.
- à la décompression due à l'application du revêtement.

Finalment on a  $E_{pl} = 3,85 \cdot 10^{-4}$  d'où  $\Delta \sigma_{pl} = E_{pl} \cdot E_c \cdot A_p = 3,85 \cdot 10^{-4} \cdot 19 \cdot 10^5 \cdot 0,93 = 680,30 \text{ daN}$

Pour avoir les pertes différenciées sur section complète au stade final, il suffit de déduire les pertes déjà effectuées sur poutre seule.

pertes différenciées sur poutre seule =  $498,58 \text{ daN}$ .

les pertes différenciées sur section complète =  $\Delta \sigma_x + \Delta \sigma_s + \Delta \sigma_{pl} - \Delta \sigma_{co} - 498,58$

$$= 199,89 + 591,03 + 680,00 - 156,66 - 498,58 = 815,68 \text{ daN}$$

d'où les valeurs caractéristiques des pertes de précontrainte sur le montage à  $x = 1,037 \text{ m}$  :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{valeur min} = 0,8 \times 815,68 = 652,54 \text{ daN} \\ \text{valeur max} = 1,2 \times 815,68 = 978,82 \text{ daN} \end{array} \right.$$

Donc : 1) les pertes de précontrainte minimum (variation des contraintes dans le béton)

\* En fibre supérieure du hourdis (avec caractéristiques de la section complète) :

$$n_1 = - \left[ \frac{n \cdot P_{\text{min}}}{B_m} - \frac{n \cdot P_{\text{min}} \cdot E_m}{I_m/r} \right] = - \left[ \frac{20 \times 652,54}{6082,25} - \frac{20 \times 652,54 \times 55,68}{190041,64} \right] = +1,68 \text{ bars}$$

\* En fibre supérieure de la poutre :

$$n_2 = - \left[ \frac{n \cdot P_{\text{min}}}{B_m} - \frac{n \cdot P_{\text{min}} \cdot E_m (V_m - 20)}{I_m} \right] = - \left[ \frac{20 \times 652,54}{6082,25} - \frac{20 \times 652,54 \times 55,68 (71,39 - 20)}{13567072,42} \right] = +0,61 \text{ bars}$$

\* En fibre inférieure de la poutre :

$$n_3 = - \left[ \frac{n \cdot P_{\text{min}}}{B_m} + \frac{n \cdot P_{\text{min}} \cdot E_m}{I_m/r} \right] = - \left[ \frac{20 \times 652,54}{6082,25} + \frac{20 \times 652,54 \times 55,68}{172587,11} \right] = -6,36 \text{ bars}$$

2) Pertes de précontrainte maximum :

\* En fibre supérieure du hourdis :  $n'_1 = 1,68 \times \frac{978,82}{652,54} = 2,52$  ( $n'_1 = n_1 \cdot \frac{P_{\text{max}}}{P_{\text{min}}}$ )

\* En fibre supérieure de la poutre :  $n'_2 = 0,61 \times \frac{978,82}{652,54} = +0,92 \text{ bars}$

\* En fibre inférieure de la poutre :  $n'_3 = -6,36 \times \frac{978,82}{652,54} = -9,54 \text{ bars}$

valeurs caractéristiques des tensions à  $x = 1,037 \text{ m}$

Pertes totales à cette abscisse :

- Pertes totales sur banc =  $1189,33 \text{ daN}$

- Pertes instantanées =  $606,20 \text{ daN}$

- Pertes différenciées =  $1312,04 \text{ daN}$

$$\Sigma \text{ pertes} = \underline{\underline{3107,57 \text{ daN}}}$$



$$\text{Tension } P_{1 \max} = 1,02 \cdot \sigma_p - 0,8 \cdot \Sigma \text{ pertes} = 1,02 \cdot 14630 - 0,8 \cdot 3107,57 = 12436,54 \text{ das}$$

$$\text{Tension } P_{1 \min} = 0,97 \cdot \sigma_p - 1,2 \cdot \Sigma \text{ pertes} = 0,97 \cdot 14630 - 1,2 \cdot 3107,57 = 10608,32 \text{ das}$$

Contraintes finales dans la poutre dues à la précontrainte à  $x = 1,037 \text{ m}$ .

a) Contrainte minimum :

- Contrainte dans le béton au début du stockage (contrainte minimum)
- Pertes de précontrainte durant le stockage (pertes max).
- Perte sur section complète (pertes max)

	Fibre supérieure	Fibre inférieure
	-39,36 bars	+132,73 bars
	+1,93 bars	-6,52 bars
	+0,92 bars	-9,54 bars
$\Sigma =$	-36,51 bars	+116,67 bars
	-43,57 bars	+155,79 bars
	+1,29 bars	-4,35 bars
	+0,61 bars	-6,36 bars
$\Sigma =$	-41,67 bars	+145,08 bars

b) Contrainte maximum :

- Contrainte dans le béton au début du stockage (contrainte maximum)
- Pertes de précontrainte durant le stockage (pertes min)
- Pertes sur section complète (pertes min)

Vérification des contraintes normales à la mise en précontrainte :

Cette vérification doit être faite à la longueur d'établissement minimum de la précontrainte ( $l_{\min}$ ) car à cette abscisse, la précontrainte est maximum et la décompression due au poids propre est minimum.

À l'abscisse  $x = 1,037 \text{ m}$ , à la mise en précontrainte, la force de précontrainte maximum est  $P_2 = 13486,18 \text{ das/toron}$

Nous avons trouvé les contraintes suivantes dues à cette force :

- En Fibre supérieure :  $\sigma_0 = -43,57 \text{ bars}$ .
- En Fibre inférieure :  $\sigma'_0 = +146,93 \text{ bars}$ .

Calcul des ordonnées de la section d'encrage :

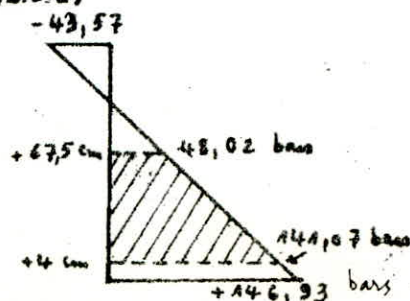
$$\begin{aligned} \text{ordonnée de la fibre inférieure} &= \text{ordonnée du 1}^{\text{er}} \text{ lit} - \left(\frac{\phi}{2} (\text{armat}) + m \times \text{distance minimale}\right) \\ &= 6,5 - \left(0,62 + \frac{2}{3} \cdot 3\right) \\ &= 3,88 \text{ cm} \approx 4 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ordonnée de la fibre supérieure} &= \text{ordonnée du dernier lit} + \left(\frac{\phi}{2} + m \times \text{distance minimale}\right) \\ &= 65 + \left(0,62 + \frac{2}{3} \cdot 3\right) \\ &= 67,62 \text{ cm} \approx 67,50 \text{ cm} \end{aligned}$$

avec  $m = \frac{2}{3}$  (C.P.S) et distance minimale = 3 cm. (f473.392)

D'où le diagramme des contraintes :

La partie hachurée est la section d'encrage.



Calcul des contraintes dues au poids propre de la poutre.

$$g_n = 935 \text{ daN/m}$$

Prenons une valeur caractéristique minimum  $= 0,98 \times 935 = 916,3 \text{ daN/m}$ .

Le moment à  $x = 1,037 \text{ m}$  est  $M = 14490,60 \text{ daN}\cdot\text{m}$

- Contraintes correspondantes :
- En fibre supérieure :  $+13,71 \text{ bars}$ .
  - Au niveau sup. de la section d'encrobage :  $+11,11 \text{ bars}$ .
  - Au niveau inf. de la section d'encrobage :  $-11,69 \text{ bars}$ .
  - En fibre inférieure :  $-12,49 \text{ bars}$ .

Vérification des contraintes :

- La contrainte de compression (fibre inf.) est limitée à  $\frac{\sigma'}{1,5} = \frac{300}{1,5} = 200 \text{ bars}$  (§ 21.3 IP2)
  - les contraintes de traction ne doivent pas dépasser les valeurs : (pour le genre II b)
    - \* section d'encrobage :  $\sigma = 24 \text{ bars}$ .
    - \* Hors section d'encrobage  $1,8 \cdot \sigma = 1,8 \cdot 24 = 43,20 \text{ bars}$ .
- avec  $\left\{ \begin{array}{l} \sigma' = \text{contrainte caractéristique en compression au relâchement} \\ \sigma = \text{ " " " en traction " " "} \end{array} \right.$

a) En F.S poutre :  $\sigma = -43,57 + 13,71 = -29,86 \text{ bars} < 43,20 \text{ bars}$

b) En F.S de la section d'encrobage :  $\sigma = 48,02 + 11,11 = 49,13 \text{ bars}$

En F.I " " " :  $\sigma = 141,07 - 11,69 = 129,38 \text{ bars}$ .

La section d'encrobage étant donc entièrement comprimée, la condition est vérifiée (pas de traction).

c) En F.I de la poutre :  $\sigma = 146,93 - 12,49 = 134,44 \text{ bars} < \bar{\sigma} = 200 \text{ bars}$ .

Règle particulière à l'about : (§ 34.61 IP2)

La contrainte fictive à l'about, calculée

sur la section S, est limitée à  $\frac{\sigma'_{28}}{1,3} = \frac{300}{1,3} = 230,76 \text{ bars}$

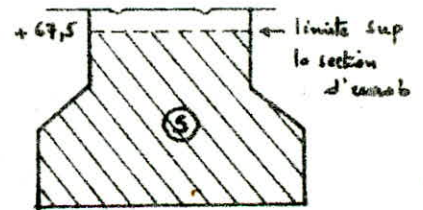
La surface S reçoit une force de  $(P \times 20 \text{ tonnes})$ .

$$S = (35 \times 67,5) + (2 \times 15 \times 7,5) + 2 \times \frac{7,5 \times 4,3}{2}$$

$$S = 2619,75 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma = \frac{F}{S} = \frac{20 \times 13486,18}{2619,75} = 102,96 \text{ bars} < \bar{\sigma} = 230,76 \text{ bars}$$

Donc toutes les conditions sont vérifiées.



Reprise conventionnelles de traction du béton dans la zone tendue : (§ 21.4.2 IP2)

Nous avons obtenu le diagramme suivant des contraintes :

La section d'armature nécessaire est :

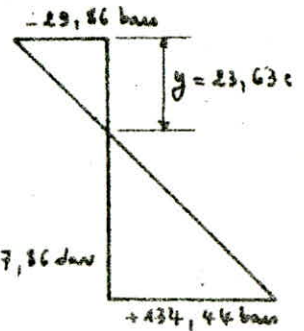
$$A_c \geq \frac{0,1}{100} \cdot B + \frac{F_B}{\sigma_e} \quad (\text{§ 21.4.2 IP2})$$

avec  $B = \text{aire de béton tendu} = 35 \times 23,63 = 827,05 \text{ cm}^2$

$F_B = \text{Effort de traction correspondant à cette aire} = 827,05 \times \frac{29,86}{2} = 12347,86 \text{ daN}$

$\sigma_e = 4120 \text{ bars}$  ( $F_e E 40$ ,  $d \leq 20 \text{ mm}$ )

$$\rightarrow A_c \geq \frac{0,1}{100} \times 827,05 + \frac{12347,86}{4120} \rightarrow A_c \geq 2,82 \text{ cm}^2. \quad (2T16 = 4,08 \text{ cm}^2 \text{ (R) voir dessin})$$





## c) En zone courante (milieu de la poutre).

Dans cette zone nous donnons uniquement les résultats car le calcul est similaire à la zone d'about.

- \* Retrait :  $\epsilon_r = 1,68 \cdot 10^{-4}$
- \* Fluage :  $k_{fl(3)} = 2,8935$   
 $k_{fl(28)} = 2,2735$

### 1. Pertes sur banc.

Tension initiale :  $\sigma_{p0} = 14630 \text{ daN}$ .

- Perte d'ancrage :  $\Delta\sigma_a = 147,25 \text{ daN}$
  - Perte par relaxation sur banc :  $\Delta\sigma_r = 108,62 \text{ daN}$
  - Perte par retrait instantané :  $\Delta\sigma_{r_i} = 59,37 \text{ daN}$
  - Perte thermique :  $\Delta\sigma_{\theta} = 883,5 \text{ daN}$
- Donc tension avant relâchement =  $13431,26 \text{ daN}$

### 2. Pertes instantanées

Après itération nous obtenons  $\Delta\sigma = 731,41 \text{ daN}$ .

D'où tension probable au relâchement =  $12700,26 \text{ daN}$ .

Donc les valeurs caractéristiques de cette tension à  $x = 12,20 \text{ m}$  (soit à  $\frac{l}{2}$ ) sont :

$$P_1 \text{ max} = 13378,81 \text{ daN}$$

$$P_2 \text{ min} = 12021,71 \text{ daN}$$

Contrainte de la béton due à la précontrainte à  $x = 12,20 \text{ m}$ .

Précontraint max

$$\text{Fibre supérieure } n_o = -39,77 \text{ bars}$$

$$\text{Fibre inférieure } n'_o = +218,59 \text{ bars}$$

Précontraint min

$$\text{Fibre supérieure } n_o = -35,73 \text{ bars}$$

$$\text{Fibre inférieure } n'_o = +196,42 \text{ bars}$$

### 3. Pertes différées à l'abscisse $x = 12,20 \text{ m}$ .

1) sur poutre seule au stockage

- retrait total =  $296,86 \text{ daN}$
- retrait déjà effectué sur banc =  $59,37 \text{ daN}$
- Perte par retrait différé =  $296,86 - 59,37 = 237,49 \text{ daN}$
- Perte par relaxation différée =  $561,21 \text{ daN}$
- Perte fluage

Après itération on trouve  $\Delta\sigma_{ff} = 887 \text{ daN}$

$$\text{d'où } \Delta\sigma_{ff} = 9,38 [E \text{ Pertes différées} - \Delta\sigma_c] = 565,12 \text{ daN}$$

Donc la tension probable avant coulage =  $12135,14 \text{ daN}$

Voici les valeurs caractéristiques de ces pertes différées à  $x = 12,20 \text{ m}$ .

$$\text{pertes max} = 678,14 \text{ daN}$$

$$\text{pertes min} = 452,10 \text{ daN}$$

d'où les pertes de précontraintes dues aux pertes différées

a) pertes de précontraintes minimum

$$\text{Fibre supérieure : } n_o = +1,34 \text{ bars}$$

$$\text{Fibre inférieure : } n'_o = -7,39 \text{ bars}$$

b) pertes de précontraintes maximum

$$\text{Fibre supérieure : } n_o = +302 \text{ bars}$$

$$\text{Fibre inférieure : } n'_o = -11,08 \text{ bars}$$

### 2) Sur section complète au stade finale

- retrait total :  $296,86 \text{ daN}$
- retrait déjà effectué sur banc :  $59,37 \text{ daN}$
- Perte par retrait différé =  $237,49 \text{ daN}$
- Perte par relaxation différée =  $561,21 \text{ daN}$

- Pertes par fluage

Après itération on trouve : 726 daN

$$\text{D'où } \sigma_{diff} = [\Sigma \text{ pertes diff de la section complète} - \Sigma \text{ Perte diff poutre seule}] = 789,12 \text{ daN}$$

Voici les valeurs caractéristiques de ces pertes diff à  $x = 12,20 \text{ m}$ .

$$\text{pertes min} = 639,86 \text{ daN}$$

$$\text{pertes max} = 947,78 \text{ daN}$$

d'où les pertes de précontrainte dues au pertes diffusées sur section complète.

a) pertes de précontrainte minimum

$$\text{Fibre supérieure du hourdis : } h_1 = +1,57 \text{ bar}$$

$$\text{Fibre supérieure poutre : } h_2 = +0,08 \text{ bars}$$

$$\text{Fibre inférieure poutre : } h_3 = -9,57 \text{ bars}$$

b) pertes de précontrainte maximum

$$\text{Fibre supérieure hourdis } h'_1 = +2,35 \text{ bars}$$

$$\text{Fibre supérieure poutre } h'_2 = +0,12 \text{ bars}$$

$$\text{Fibre inférieure poutre } h'_3 = -14,35 \text{ bars}$$

\* Valeurs caractéristiques des tensions à  $x = 12,20 \text{ m}$ .

Pertes totales à cette abscisse :

$$\text{- pertes totales sur banc} = 1198,74 \text{ daN}$$

$$\text{- pertes instantanées} = 731 \text{ daN}$$

$$\text{- pertes diffusées} = 1354,94 \text{ daN}$$

$$\Sigma = 3284,68 \text{ daN}$$

$$\text{Tension max } P_1 = 1,02 \times 14630 - 0,8 \times 3284,68 = 12294,86 \text{ daN}$$

$$\text{min } P_2 = 0,98 \times 14630 - 1,2 \times 3284,68 = 10395,78 \text{ daN}$$

\* Contraintes ds le béton dues à la précontrainte à  $x = 12,20 \text{ m}$ .

a) Contraintes minimum

	Fibre supérieure (bars)	Fibre inférieure
Contrainte ds le béton au début du stockage (cont <sup>te</sup> minimum)	- 35,73	+ 196,42
Pertes de précontraintes durant le stockage (perte max)	+ 2,02	- 11,08
Pertes sur section complète (pertes max)	+ 0,12	- 14,35
	- 33,59	+ 171,00

b) Contrainte maximum

Contrainte ds le béton au début du stockage (cont <sup>te</sup> maximum)	- 39,77	218,59
Pertes de précontraintes durant le stockage (pertes minimum)	+ 1,34	- 7,39
Pertes sur section complète (pertes min)	+ 0,08	- 9,57
	- 38,35	+ 201,63



### C] En debut de zone courante ( $x = 1,80m$ )

Dans cette zone nous donnons uniquement les résultats car le calcul est similaire aux autres zones.

- \* Retrait :  $\epsilon_r = 1,68 \cdot 10^{-4}$  (Idem zone courante)
- \* Fluage  $k_{f(0)} = 2,8935$   
 $k_{f(28)} = 2,2935$

#### 1. Pertes sur banc

Tension initiale :  $\sigma_{p0} = 14630 \text{ daN}$

- Perte d'ancrage :  $\Delta\sigma_a = 147,25 \text{ daN}$
  - Perte par relaxation sur banc  $\Delta\sigma_r = 108,62 \text{ daN}$
  - Perte par retrait instantané  $\Delta\sigma_r = 59,37 \text{ daN}$
  - Perte thermique  $\Delta\sigma_{\theta} = 883,5 \text{ daN}$
- } Idem section courante.

Donc tension avant relachement =  $13431,26 \text{ daN}$ .

#### 2. Pertes instantanées

Après iteration nous obtenons  $\Delta\sigma = 984 \text{ daN}$

D'où tension probable au relachement =  $12507,26 \text{ daN}$

Donc les valeurs caractéristiques de cette tension à  $x = 1,80m$  sont :

$$P_1 \text{ max} = 13826,41 \text{ daN}$$

$$P_2 \text{ min} = 11790,41 \text{ daN}$$

Contrainte de la béton due à la précontrainte à  $x = 1,80m$

- Précontrainte max
  - Fibre supérieure  $n_0 = -39,31 \text{ bars}$
  - Fibre inférieure  $n'_0 = +216,07 \text{ bars}$
- Précontrainte min
  - Fibre supérieure  $n_0 = -35,04 \text{ bars}$
  - Fibre inférieure  $n'_0 = +192,63 \text{ bars}$

#### 3) Pertes différées à l'abscisse $x = 1,80m$

1) Sur poutre seule au stockage

- retrait total =  $296,86 \text{ daN}$
- retrait déjà effectué sur banc :  $59,37 \text{ daN}$
- Perte par retrait différé =  $237,49 \text{ daN}$
- Perte par relaxation différée =  $\Delta\sigma_r = 519,20 \text{ daN}$
- Perte par fluage

Après iteration on trouve  $\Delta\sigma_{fe} = 1128 \text{ daN}$

$$\text{d'où } \Delta\sigma_{diff} = [\Sigma \text{perte diff} - \sigma_{c0}] \times 0,38 = 626,15 \text{ daN}$$

Donc la tension probable avant coulage =  $11881,11 \text{ daN}$

Voici les valeurs caractéristiques de ces pertes différées à  $x = 1,80m$ .

$$\text{perte max} = 715,88 \text{ daN}$$

$$\text{perte min} = 509 \text{ daN}$$

d'où les pertes de précontraintes dues aux pertes différées.

a) pertes de précontraintes minimum

$$\text{Fibre supérieure : } n_0 = +1,49 \text{ bars}$$

$$\text{Fibre inférieure : } n'_0 = -8,18 \text{ bars}$$

b) pertes de précontrainte maximum

$$\text{Fibre supérieure : } n_0 = +2,13 \text{ bars}$$

$$\text{Fibre inférieure : } n'_0 = -11,68 \text{ bars}$$

2) Sur section complète au stade finale

- retrait total =  $296,86 \text{ daN}$
- retrait déjà effectué sur banc :  $59,37 \text{ daN}$
- Perte par retrait différé =  $237,49 \text{ daN}$
- Perte par relaxation différée =  $519,20 \text{ daN}$
- Pertes par fluage

Après iteration on trouve  $\Delta\sigma_{fe} = 1125 \text{ daN}$

D'où les pertes différées  $\Delta \sigma_{diff} = [\Sigma \text{pertes diff section complète} - \Sigma \text{pertes diff poutre seule}] = 1019,13 \text{ daN}$   
 Voici les valeurs caractéristiques de ces pertes diff à  $x = 1,80 \text{ m}$

pertes min = 815,3 daN

pertes max = 1222,56 daN

d'où les pertes de précontrainte dues aux pertes différées sur section complète

a) pertes de précontrainte minimum.

Fibre supérieure hourdis :  $\sigma_1 = +2,02 \text{ bars}$

Fibre supérieure poutre :  $\sigma_2 = +0,10 \text{ bars}$

Fibre inférieure poutre :  $\sigma_3 = -12,35 \text{ bars}$

b) pertes de précontrainte maximum

Fibre supérieure hourdis :  $\sigma'_1 = +3,03 \text{ bars}$

Fibre supérieure poutre :  $\sigma'_2 = +0,15 \text{ bars}$

Fibre inférieure poutre :  $\sigma'_3 = -18,52 \text{ bars}$

\* Valeurs caractéristiques des tensions à  $x = 1,80 \text{ m}$ .

Pertes totales à cette abscisse

- pertes totales sur banc : 1198,74 daN

- pertes instantanées : 924 daN

- pertes différées : 1645,23 daN

$\Sigma \text{pertes} = 3768,02 \text{ daN}$

Tension max  $P_1 = 11908,18 \text{ daN}$

Tension min  $P_2 = 9815,77 \text{ daN}$

Contraintes de la béton dues à la précontrainte à  $x = 1,80 \text{ m}$ .

a) Contraintes minimum	F. Supérieure (bars)	F. Inférieure (bars)
Contraintes de la béton au début du stockage (contrainte min)	-35,04	+192,63
Pertes de précontrainte durant le stockage (pertes max)	+2,13	-11,68
Pertes sur section complète (pertes max)	+0,15	-18,52
	$\Sigma$ -32,76	$\Sigma$ 162,43
b) Contraintes maximum	F. Supérieure (bars)	F. Inférieure (bars)
Contraintes de la béton au début de stockage (contrainte maximum)	-39,31	+216,07
Pertes de précontrainte durant le stockage (pertes minimum)	+1,49	-8,18
Pertes sur section complète (pertes min)	+0,1	-12,35
	$\Sigma$ -37,72	+195,54

Verification des contraintes normales à la mise en précontrainte

Nous faisons une vérification dans cette zone à cause des caractéristiques mécaniques moindres de la section.

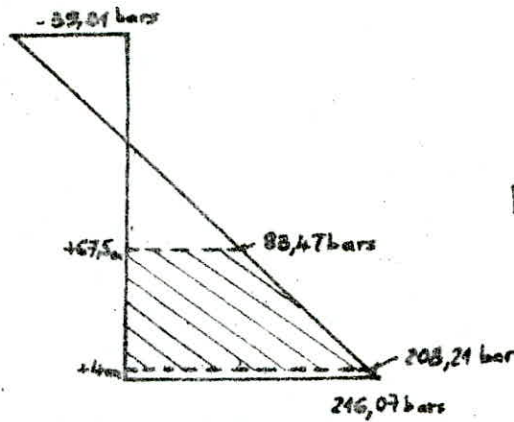
À  $x = 1,80 \text{ m}$ , à la mise en précontrainte (au relâchement) nous avons les valeurs maximum des contraintes suivantes :

en F.S :  $\sigma_0 = -39,31 \text{ bars}$

en F.I :  $\sigma_0 = +216,07 \text{ bars}$

Ce qui nous donne le diagramme suivant :





partie hachurée : section d'enrobage.

Calcul de contraintes dues au poids propre de la poutre à  $x = 1,80\text{ m}$

$$g_1 = 935 \text{ daN/ml}$$

d'où la valeur caractéristique minimum =  $916,3 \text{ daN/ml}$

$$\text{Le moment à } x = 1,80\text{ m} \Rightarrow M = 19132,34 \text{ daN.m}$$

d'où les contraintes correspondantes :

- en F. Supérieure poutre :  $+20,07 \text{ bars}$
- Niveau supérieur de la section d'enrobage :  $+1,45 \text{ bars}$
- Niveau inférieur de la section d'enrobage :  $-17,47 \text{ bars}$
- en F. Inférieure de la poutre :  $-18,66 \text{ bars}$

Vérification des contraintes (pour les contraintes admissibles voir (about)) :

$$\text{- en F.S de la poutre } \sigma = -39,31 + 20,07 = -19,24 < 48,2 \text{ bars}$$

- section d'enrobage :

$$\text{F.S : } \sigma = 88,47 + 1,45 = +89,92 \text{ bars}$$

$$\text{F.I : } \sigma = 208,21 - 17,47 = +190,74 \text{ bars}$$

La section d'enrobage étant donc entièrement comprimée, la condition est vérifiée (pas de traction)

$$\text{- en F.I de la poutre } \sigma = 216,07 - 18,66 = +197,41 \text{ bars} < 200 \text{ bars}$$

# VI. VERIFICATION DES ABOUTS A LA MISE EN PREC.<sup>TE</sup> 24

L'étude sera faite suivant (IP2. chap VII et Annexe IV)

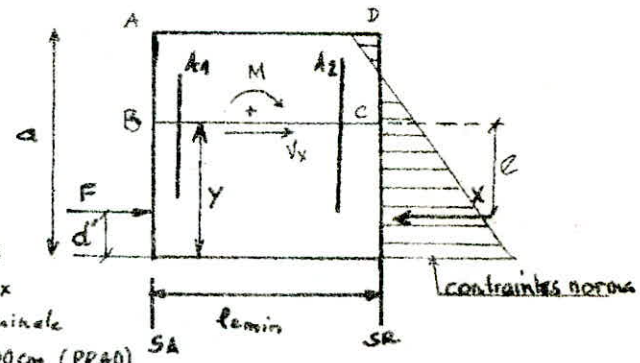
La méthode simplifiée proposée consiste à considérer la zone d'about de la pièce comme une poutre de repartition, élément auquel la R.D.M. ne s'applique pas.

L'équilibre général de tout élément de cette zone, isolé par un plan de coupe parallèle à l'axe longitudinal de la pièce, est obtenu en ajoutant aux efforts appliqués sur ses faces extérieures  $S_1$  et  $S_2$ , un effort tranchant  $V_x$  (cisaillements "longitudinaux" et un moment flechissant  $M_y$  (contraintes "transversales") appliquées au plan de coupe. Il en résulte sur ce plan des contraintes tangentielles  $\tau_x$  et des contraintes normales  $\sigma_y$  (flexion).

L'équilibre de l'élément ABCD conduits aux sollicitations suivantes, sur le plan de coupe BC parallèle à l'axe longitudinal de la pièce et défini par son ordonnée  $y$

$$\begin{cases} \text{effort tranchant} : V_x = F - X; \\ \text{Moment flechissant} : M_y = F(y-d) - X.e \end{cases}$$

L'étude de l'équilibre général de la zone de regularization des contraintes est menée comme ci-dessus. La longueur  $x$  de cette zone est la plus grande des 2 valeurs  $le_1$  et  $a$ .  
Calcul de la longueur de regularization des contraintes. (§ 34.2 IP2)



$$le = \sqrt{(\delta_p \cdot l_{sn})^2 + (h_p)^2}$$

avec  $\delta_p = 0,8$  pour le min  
 $\delta_p = 1,2$  pour le max  
 $l_{sn}$  = longueur nominale  
 de scellement = 100 cm (PRA0)  
 $h_p = H - d' = 130 - 27,926 = 102,075$  cm.

a) Longueur min :

$$le_1 = \sqrt{(0,8 \times 100)^2 + (102,075)^2}$$

$$le_1 = 133,70 \text{ cm.}$$

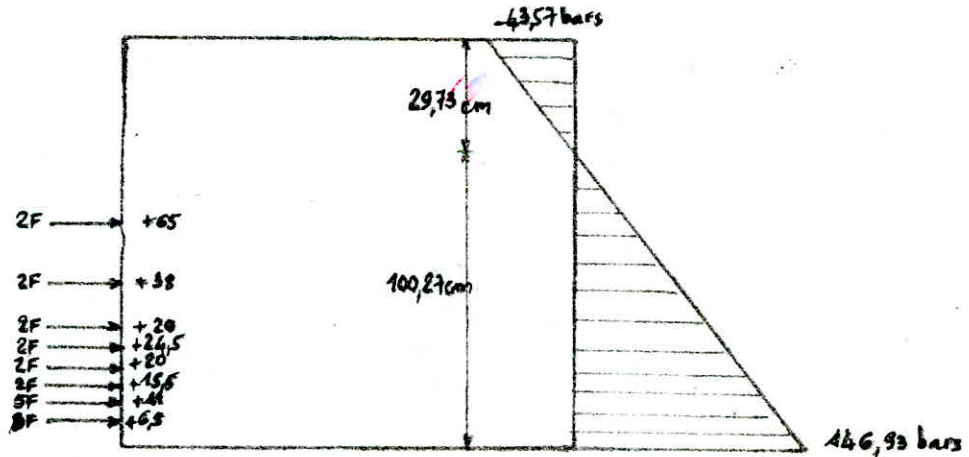
b) Longueur max :

$$le_2 = \sqrt{(1,2 \times 100)^2 + (102,075)^2}$$

$$le_2 = 160,83 \text{ cm.}$$

Pour l'étude nous prenons  $le_{min} = le_1$ . ( $le_1 = 133,7 \text{ cm} > a = \text{hauteur de la poutre} = 130 \text{ cm}$ ).

Donc la section SA de l'about reçoit l'effet de forces de précontrainte max (au relâchement)  
 $F = 13486,18 \text{ daN}$  / toron. La section SR subit l'effet du diagramme de précontrainte (voir about)



Nous allons faire une coupe tous les 4,5 cm c.à.d  $y$  varie suivant un pas de 4,5 cm

$M_1$  (Diagramme) = Aire du diagramme  $\times$  Largeur correspondante  $\times$  bras de levier

$M_2$  (Cable) = Effort  $\times$  bras de levier

$V_1$  (Diagramme) = Aire du diagramme  $\times$  Largeur correspondante

$V_2$  (Cable) = Effort des cables.

Pour chaque niveau nous calculons  $\sigma$  correspondante.

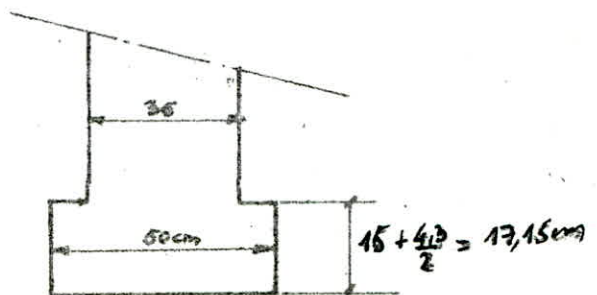
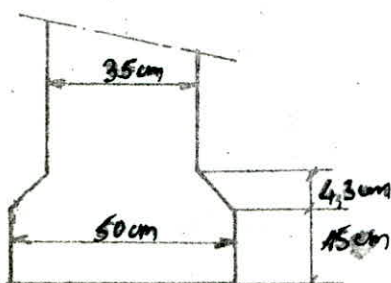
Tous ces calculs ont été faits par une calculatrice programmable HP 41 CV et nous donnons le résultat suivant le tableau ci-après :



y (cm)	T (bars)	M <sub>1</sub> (Diagramme) cm.dyn ⊕	M <sub>2</sub> (cable) cm.dyn ⊖	M = M <sub>1</sub> + M <sub>2</sub> cm.dyn	V <sub>1</sub> (Diagramme) cm.dyn (-)	V <sub>2</sub> (cable) cm.dyn (+)	V = V <sub>1</sub> + V <sub>2</sub>
6,5 - E	187,41	151842,88	0	+151842,88	46285,25	0	-46285,25
6,5 + E	"	151842,88	0	+151842,88	46285,25	40459	-5746,25
11 - E	130,31	428208,92	182063	+246145,92	76378,50	40459	-35919,5
11 + E	"	428208,92	182063	+246145,92	76378,50	107889	+31510,5
15,5 - E	124,22	837031,00	667566	+169465,00	105070,63	107889	+2818,37
15,5 + E	"	837031,00	667566	+169465,00	105070,63	134862	+29791,37
20 - E	117,62	1412984,40	1274444	+138540,4	129510,16	134862	+5351,84
20 + E	"	1412984,40	1274444	+138540,4	129510,16	161834	+32323,84
24,5 - E	111,03	2036685,02	2002698	+33987,02	147516,79	161834	+14317,21
24,5 + E	"	2036685,02	2002698	+33987,02	147516,79	188807	+41290,21
29 - E	104,44	2739080,87	2852327	-113246,13	164485,51	188807	+24321,49
29 + E	"	2739080,87	2852327	-113246,13	164485,51	215779	+51293,49
33,5	97,84	3515485,68	3829332	-307846,32	180443,44	215779	+35365,56
38 - E	91,25	4361250,22	4794337	-433086,78	195305,51	215779	+20473,49
38 + E	"	4361250,22	4794337	-433086,78	195305,51	242751	+47445,49
42,5	84,65	5271658,14	5886718	-615059,86	209155,23	"	+33595,77
47	78,06	6242099,27	6979098	-736998,73	221970,87	"	+20780,33
51,5	71,47	7267877,50	8071479	-808601,42	233748,18	"	+9002,82
56	64,87	8344234,37	9163859	-819624,63	244480,87	"	-1729,97
60,5	58,28	9466658,18	10256240	-789586,12	254181,85	"	-11430,85
65 - E	51,68	10630261,87	11348620	-718358,13	262836,43	"	-20025,43
65 + E	"	10630261,87	11348620	-718358,13	262836,43	269724	+6837,57
69,5	45,09	11830629,69	12562377	-731747,31	270460,66	"	-736,66
74	38,49	13062788,12	13776133	-718344,81	277037,03	"	-7213,03
78,5	31,90	14322412,54	14989889	-667496,46	282584,63	"	-12860,63
83	25,31	15604672,42	16203645	-598972,58	287094,31	"	-17070,31
87,5	18,71	16904608,40	17417401	-512792,60	290553,75	"	-20829,75
92	12,12	18218080,09	18631158	-413068,91	292986,79	"	-23262,79
96,5	5,52	19538828,51	19844914	-305090,39	294368,01	"	-24644,01
101	-1,07	20862663,24	21058670	-432086,76	292374,60	"	-22650,60
105,5	-7,66	21941274,65	22272426	-331115,15	291687,19	"	-21963,19
110	-14,26	23250368,86	23486182	-235813,14	289960,15	"	-20236,15
114,5	-20,85	24549368,07	24699939	-150575,73	287196,10	"	-17472,10
119	-27,45	25833564,56	25913695	-80130,44	283390,84	"	-13666,84
123,5	-34,04	27098302,57	27127451	-29118,43	278550,16	"	-8826,16
128	-40,64	28338990,78	28341207	-2267,22	272666,70	"	-2942,70
130	-43,57	28881065,75	28880654	711	269719,89	"	+4,11

Remarque: Puisque l'élément considéré est en équilibre c'est à dire que pour :  
 $y = 130 \text{ cm}$   $M = M_1 + M_2 = 0$  et  $V = V_1 + V_2 = 0$ .

Nous avons trouvé des valeurs proches de zéro mais différentes de zéro car on a fait une estimation suivante pour le calcul de la largeur:









$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_c = 2747 \text{ bars} ; l_e = \frac{l_c}{2}, b_0 = 35 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } A_t \geq \frac{\tau_c b_0 l_e}{\bar{\sigma}_a} = \frac{2222 \times 35 \times 66,85}{2747} = 18,92 \text{ cm}^2 \text{ (T10 voir dessin poutre : (A) et (B))}$$

Ces armatures sont à placer sur 66,85 cm de long à partir de l'about de la poutre

b) Pourcentage minimal

Il est égal à 0,3% de l'aire de la coupure horizontale de longueur  $l_{e_{\max}} = l_e = 160,83 \text{ cm}$

$$A = \frac{0,3}{100} \times 160,83 \times 35 = 16,89 \text{ cm}^2$$

c) Armatures pour effort d'éclatement:

- Coupure verticale - branches horizontales de frottes.

3 lits horizontaux  $\rightarrow \frac{8 \times 10\%}{20} = 4\% \text{ de } \Sigma F$

- Coupure horizontales - branches verticales de frottes

3 lits verticaux  $\rightarrow \frac{9 \times 10\%}{20} = 4,5\% \text{ de } \Sigma F$

- Loi générale  $\rightarrow 4\% \text{ de } \Sigma F$

Les frottes seront donc dimensionnées pour un effort de 4,5% de  $\Sigma F$  (Max)

$$\rightarrow F' = \frac{20 \times 13486,18 \times 4,5}{100} = 12437,56 \text{ daN}$$

$$\text{soit une section de } A = \frac{F'}{\bar{\sigma}_a} = \frac{12437,56}{\frac{2}{3} \times 4120} = 4,42 \text{ cm}^2 \text{ (T10 type (C)) (voir dessin poutre)}$$

Ces armatures sont à placer autour des torons sur une distance de  $\frac{l_{gn}}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$  à partir de l'about.

6) Calcul de la longueur de gainage:

Après plusieurs itérations nous avons trouvé que la longueur de gainage ( $l_g$ ) est inférieure à la longueur d'établissement de la précontrainte ( $l_e$ ). Or par hypothèse on  $l_g \geq l_e$ . Nous prenons  $l_g = l_e = 1,337 \text{ m}$ .

Nous présentons ci-après un calcul pour cette longueur

Soit la longueur de gainage  $l_g = 1,337 \text{ m}$ .

Abscisse de l'efficacité des armatures après le gainage:  $\frac{l_g}{2} + \frac{l_e}{2} = 2,674 \text{ m}$ .

A cette abscisse la poutre a une section en I (caractéristiques de la zone courante  $\mu = 0$ )

Calcul de la précontrainte dans cette abscisse: (2,674 m).

Les pertes sont:

- perte par ancrage: 147,25 daN
- relaxation sur banc: 108,62 daN
- retrait instantané: 59,37 daN
- perte thermique: 883,5 daN

Calcul de la perte instantanée.

Par simplification nous prenons tout de suite la bonne valeur = 897 daN

Donc la tension probable au relâchement  $13431,26 - 897 = 12534,26 \text{ daN}$ .

D'où la valeur caractéristique max de cette tension à 2,674 m.

$$F_{\max} = 13246 \text{ daN}$$

La précontrainte max (contre max de la béton)

$$\text{en F.S.} = -39,37 \text{ bars}$$

$$\text{en F.I.} = +216,42 \text{ bars}$$

Action du poids propre

$$M = 27351,43 \text{ mdaN}$$

D'où les contraintes de la béton dues au poids propre.

$$\text{en F.S.} : +28,69 \text{ bars}$$

$$\text{en F.I.} : -26,68 \text{ bars}$$

Vérification des contraintes

$$\text{en F.S.} : -39,37 + 28,69 = -10,68 \text{ bars} < 1,8 \cdot \sigma_c = 1,8 \times 24 = 43,2 \text{ bars}$$

$$\text{en F.I.} : 216,42 - 26,68 = 189,74 \text{ bars} < \frac{\sigma_{t1}}{1,5} = \frac{300}{1,5} = 200 \text{ bars}$$

# VII. EFFORTS SOLLICITANT CHAQUE TRAVÉE

Notre pont se compose de 2 travées indépendantes ayant chacune une portée  $L = 24,40\text{ m}$ . Nous allons donc faire l'étude pour une seule travée et uniquement pour le moment flechissant.

## 1) Calcul des efforts :

### 1.1 Sous charges permanentes G

poutres : $10 \times 0,3652 \times 2,5 \times 25$	= 228,25 t
dalle + pro-dalle : $2,5 \times 0,20 \times 9,35 \times 25$	= 116,87 t
Trottoirs + corniches : $2,5 \left[ 4,00 \times 0,20 + 0,175 \times 0,20 + \frac{0,475 \times 0,20}{2} + \frac{0,475 + 0,40}{2} \times 0,45 \right] \times 25$	= 39,30 t
Revêtement : $2,2 \times 0,08 \times 7 \times 25$	= 30,80 t
Garde-corps : $0,06 \times 25 \times 2$	= 3,00 t
<b>G =</b>	<b>418,23 t</b>

Remarque : Le calcul du moment due à G sera partagé en 2 parties : superstructures (trottoirs + revêtement) et poids propre (Hourdis + poutres). Nous allons présenter le calcul du moment pour les superstructures et nous verrons ultérieurement le moment dû au poids propre (Hourdis + poutres).

1.1.1 Revêtement : La travée est complètement chargée avec  $q = 1,292\text{ t/ml}$ . Le moment pour une abscisse "x" est donné par la formule  $M(x) = \frac{qx}{2}(L-x)$ .  
Moments flechissants :

SECTIONS	0	L/8	L/4	3L/8	"S" (x=10,475)	L/2
M (t.m)	0	40,41	68,76	85,96	89,85	91,68

1.1.2 Trottoirs (poids propre) : La travée est complètement chargée avec  $q = 1,316\text{ t/ml}$  (2 trottoirs).

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

SECTIONS	0	L/8	L/4	3L/8	"S" (x=10,475)	L/2
M (t.m)	0	42,84	73,45	84,82	85,93	97,94

### 1.2 Sous surcharge A(L)

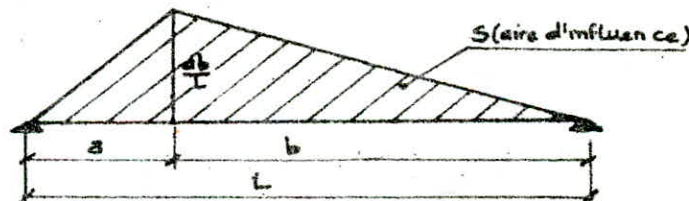
Caractéristiques du pont :  $L_1 = L_2 = 7,00\text{ m}$  ;  $N = E \left( \frac{L_1}{b} \right) = 2 \rightarrow$  nous avons un pont de 1<sup>re</sup> classe

$$L_v = \frac{L_1}{N} = 3,50\text{ m} ; L_c = 3,50\text{ m} \text{ (1<sup>re</sup> classe)}$$

$$A = K \cdot A_L \cdot \frac{L_c}{L_v} \text{ avec } K=1 \text{ pour 1 ou 2 voies chargées}$$

$$A_L = 230 + \frac{36000}{L+42} ; L \text{ a longueur de charge déterminée à partir de la ligne d'influence}$$

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



Le moment flechissant est max dans chaque section en chargeant toute la travée

$$\text{d'où } A_L = 230 + \frac{36000}{24,4 + 42} = 1249\text{ Kg/m}^2 \Rightarrow A = K \cdot A_L \cdot \frac{L_c}{L_v} = 1 \times 1249 \times \frac{3,50}{3,50} \Rightarrow A = 1249\text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Pour une voie chargée } q = A \cdot L_v = 1249 \times 3,50 = 4,267\text{ t/ml}$$

$$\text{Pour deux voies chargées } q = 2A \cdot L_v = 8,533\text{ t/ml}$$

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

SECTIONS	0	L/8	L/4	3L/8	"S" (x=10,475)	L/2	
M (t.m)	1 Voie chargée	0	136,928	238,168	247,703	311,202	317,650
	2 Voies chargées	0	277,824	476,326	595,406	622,404	635,100

### 1.3 Sous surcharges de trottoirs

L'effort déterminé dans ce chapitre sera distribué aux poutres et nous servira pour la justification de ces poutres. D'après le C.P.C art 11 la surcharge de trottoirs à prendre en compte pour la justification des poutres principales est uniformément répartie et vaut  $0,15\text{ t/ml}$



Moment flechissant:

On a la même ligne d'influence que pour  $A(L)$ .  
 Le moment flechissant est max dans chaque section en chargeant toute la travée  
 Ce qui donne une surface d'influence  $S = \frac{ab}{L}$ .  
 Pour un trottoir chargé :  $q = 0,15 \times \frac{L}{2} = 0,15 \times 1,05 = 0,1575 \text{ t/ml}$   
 Pour 2 trottoirs chargés :  $q = 0,15 \times 2 \text{ t} = 0,315 \text{ t/ml}$   
 $M = q \cdot S = q \cdot \frac{ab}{2}$

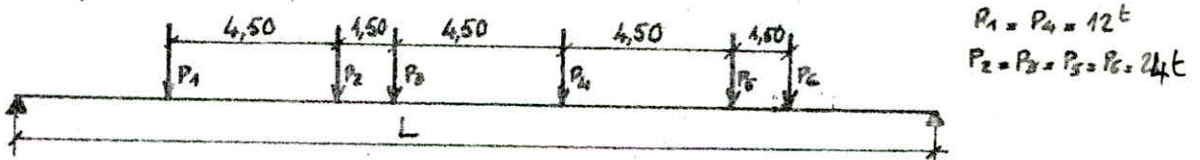
SECTIONS		0	$L/8$	$L/4$	$3L/8$	"s"	$L/2$
M(t.m)	1 Trottoir chargé	0	5,128	8,791	10,989	11,487	11,721
	2 Trottoirs chargés	0	10,256	17,582	21,978	22,974	23,442

1.4. Sous surcharge Bc

Calcul du coefficient dynamique  $\delta$  :  $\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{L}{5}}$   
 avec : L = portée de la travée  $L = 24,40 \text{ m}$   
 P = poids total du tablier correspondant à la travée  $P = 418,28 \text{ t}$   
 S = Surcharge maximale qu'on peut appliquer à cette travée  
 $S = b_c \times G_0 [t]$  où  $n$  = nombre de convois de camions Bc  
 $b_c$  = coefficient de pondération dépendant du nombre de convois  
 Got = poids d'un camion Bc  
 Pour un convoi Bc :  $b_c = 1,2$   $S = 1 \times 1,2 \times G_0 = 72 \text{ t}$   
 $\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 24,40} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{24,40}{5}} = 1,093$   
 Pour 2 convois Bc :  $b_c = 1,1$   $S = 2 \times 1,1 \times G_0 = 132 \text{ t}$   
 $\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 24,40} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{24,40}{5}} = 1,11$

Détermination de la section dangereuse :

Nous prenons 2 convois dans le sens transversal. Le convoi Bc est représenté sur le schéma ci-après :

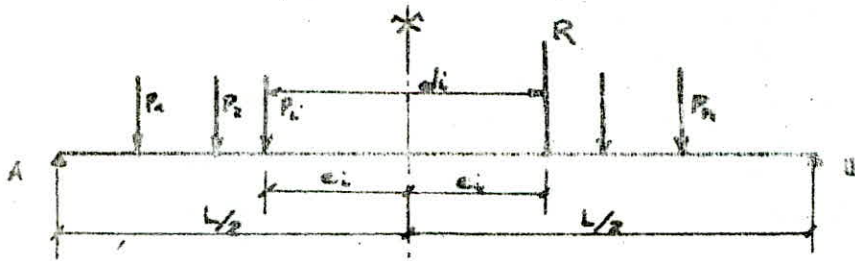


La charge  $P_k$  au droit de laquelle le moment est maximal à la section dangereuse doit satisfaire la double inégalité suivante :

$$\sum_{i=1}^k P_i \leq \frac{R}{2} \leq \sum_{i=1}^k P_i \quad \text{avec } R = \sum_{i=1}^6 P_i = 120 \text{ t} \quad \frac{R}{2} = 60 \text{ t}$$

CHARGE	$P_1$	$P_2$	$P_3$	$P_4$	$P_5$	$P_6$
Valeur(t)	12	24	24	12	24	24
Inégalité	$0 \leq 60 \leq 12$	$12 \leq 60 \leq 36$	$36 \leq 60 \leq 60$	$60 \leq 60 \leq 72$	$72 \leq 60 \leq 96$	$96 \leq 60 \leq 120$
Vérifiée	NON	NON	OUI	OUI	NON	NON

Les charges  $P_3$  et  $P_4$  qui sont donc susceptibles d'occasionner le moment maximal. Nous allons utiliser le théorème de Barré pour trouver la position de la section dangereuse.  
 Théorème de BARRÉ : Le moment flechissant  $M_i$  au droit d'une charge  $P_i$  dû à un ensemble de charges mobiles engagé sur une poutre AB sera maximum au droit de cette charge  $P_i$  lorsque cette charge et la résultante de toutes les charges sont symétriques par rapport au centre de la poutre.



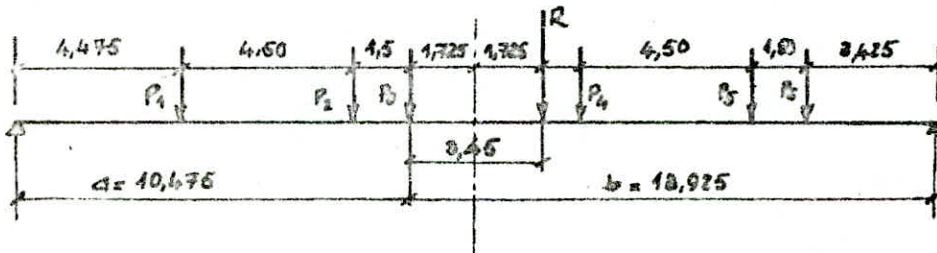
$$M_i = M_{\max} \text{ pour } e_i = e = \frac{a d_i}{L}$$

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

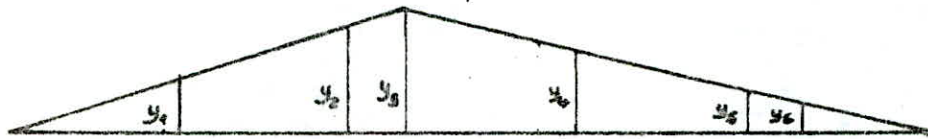
• Pour la charge  $P_3$ :

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

$$R \cdot x = -12 \times 6 - 24 \times 1,5 + 12 \times 4,5 + 24 \times 9 + 24 \times 10,5 \rightarrow x = \frac{414}{24} = \frac{414}{240} = 3,45 \text{ m}$$



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



$$y_3 = \frac{ab}{L} = \frac{10,475 \times 10,925}{24,4} = 5,978$$

$$y_1 = 2,554 ; y_2 = 5,122 ; y_4 = 4,046 ; y_5 = 2,114 ; y_6 = 1,470$$

$$M_{\max} = \sum_{i=1}^6 P_i y_i = 12 \times 2,554 + 24 \times 5,122 + 24 \times 5,978 + 12 \times 4,046 + 24 \times 2,114 + 24 \times 1,470 = 438,0 \text{ t.m.}$$

• Pour la charge  $P_4$ .

En suivant le même procédé de calcul, on trouve  $M_{\max} = 382,93 \text{ t.m.}$

En conclusion, c'est la charge  $P_3 = 24 \text{ t}$  qui occasionne le moment maximal. La section dangereuse pour le convoi  $Bc$  est située à une distance de  $10,475 \text{ m}$  de l'appui de gauche. Cette section a été appelée section "S".

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

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

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

$$(2) \cdot \frac{1}{a} \sum_{i=1}^{i-1} P_i < \frac{1}{b} \sum_{i=1}^n P_i \text{ (si on déplace } P_i \text{ à droite de la section)}$$

Nous allons présenter le procédé de calcul pour avoir le moment maximal au droit de la section située à  $L/8$  de l'appui de gauche. Pour les autres sections nous allons donner directement le résultat.

SECTION  $L/8$

$$a = 3,05 \text{ m}$$

$$b = 21,35 \text{ m}$$

Au droit de  $P_1 = 12 \text{ t}$

$$(1) : \frac{12}{3,05} > \frac{108}{21,35} \text{ Non}$$

$$(2) : \frac{0}{3,05} < \frac{120}{21,35} \text{ Oui}$$

Au droit de  $P_2 = 24 \text{ t}$

$$(1) : \frac{24}{3,05} > \frac{84}{21,35} \text{ Oui}$$

$$(2) : \frac{0}{3,05} < \frac{108}{21,35} \text{ Oui}$$

Au droit de  $P_3 = 24 \text{ t}$

$$(1) : \frac{48}{3,05} > \frac{60}{21,35} \text{ Oui}$$

$$(2) : \frac{24}{3,05} < \frac{84}{21,35} \text{ Non}$$

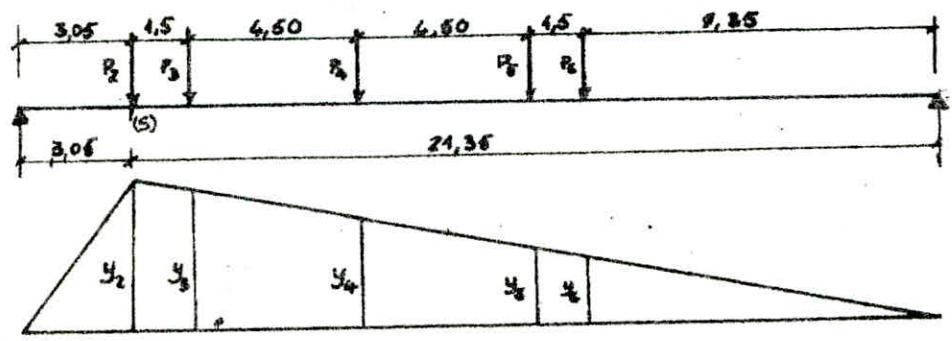


Au droit de  $P_4 = 12t$   
 (1)  $\frac{12}{3,05} > \frac{48}{21,35}$  OUI  
 (2)  $\frac{0}{3,05} < \frac{60}{21,35}$  OUI

Au droit de  $P_5 = 24t$   
 (1)  $\frac{24}{3,05} > \frac{24}{21,35}$  OUI  
 (2)  $\frac{0}{3,05} < \frac{48}{21,35}$  OUI

Au droit de  $P_6 = 24t$   
 (1)  $\frac{48}{3,05} > \frac{0}{21,35}$  OUI  
 (2)  $\frac{24}{3,05} < \frac{24}{21,35}$  NON

Donc Les charges  $P_2, P_4, P_5$  et susceptibles de produire le mt max au droit de la section  $L/8$ . Tout calcul fait on trouve que c'est la charge  $P_2 = 24t$  qui produit  $M_{max}$



$M_{max} = \sum_{i=2}^6 P_i y_i = 207,23 \text{ t.m}$

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

Section	Disposition la plus défavorable	$M_{max}$ [t.m]
$L/4$		346,50
$3L/8$		423,00
$L/2$		417,00

Moment flechissant:  $M = S \cdot bc \cdot M_{max}$   
 avec pour un convoi  $S = 1,093$   $bc = 1,2$   
 pour deux convois  $S = 1,11$   $bc = 1,1$

SECTIONS		0	$L/8$	$L/4$	$3L/8$	"S"	$L/2$
M [t.m]	1 convoi	0	185,528	226,611	276,642	282,277	272,718
	2 convois	0	263,028	423,077	516,483	527,003	509,167

1.5 Sous surcharge militaire Mc 120

La surcharge Mc 120 comporte deux chenilles. Elle a une masse totale égale à 110t uniformément répartie sur une longueur de 6,10m dans le sens longitudinal:

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

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

avec  $L = 24,40$  portées de la travée

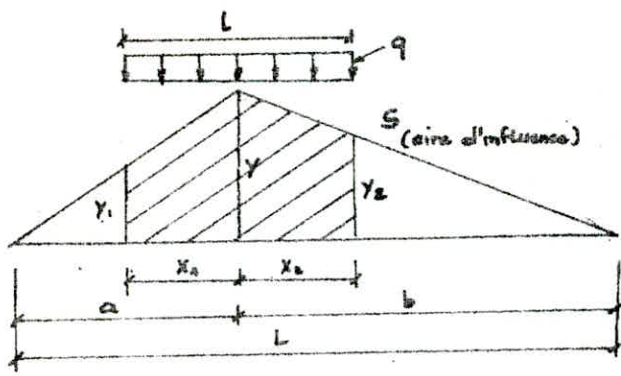
$P = 418,23t$  poids du tablier correspondant à la travée

$S = 110t$  surcharge maximale qu'on peut appliquer à cette travée

On trouve  $S = 1,105$

Moment flechissant:

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



Le moment dans une section distante de  $a$  de l'appui de gauche est:

$$M = S q S$$

Ce moment est maximal lorsque l'aire d'influence  $S$  atteint sa valeur maximale

L'aire d'influence  $S$  atteint sa valeur  $S_{max}$  lorsque  $y_1 = y_2$

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

$$y_1 = \frac{ab}{L} \quad y_1 = \frac{a-x_1}{a} y \quad y_2 = \frac{b-x_2}{b} y$$

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

On peut donc déterminer  $x_1$  et  $x_2$  à partir du système d'équations :  $\begin{cases} bx_1 - ax_2 = 0 \\ x_1 + x_2 = l \end{cases}$   
on trouve  $x_1 = a \frac{l}{L} \quad x_2 = b \frac{l}{L}$  d'où  $y_1 = y_2 = \frac{ab}{L} (1 - \frac{l}{L})$

finalment on a  $S_{max} = ab (1 - \frac{l}{2L}) \frac{l}{L}$  et  $M_{max} = S q S_{max}$

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

SECTIONS	0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
M [t.m]	0	283,797	486,509	608,126	635,707	648,668

1.6 Sous surcharge exceptionnelle D (Co)

La surcharge D a une masse totale de 240t répartie uniformément sur une longueur de 18,60m suivant le sens longitudinal :  $q = \frac{240}{18,60} = 12,903 \text{ t/ml}$

Moment flechissant:

Nous procédons de la même manière que la surcharge Mc120

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

$$l = x_1 + x_2$$

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

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

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

SECTIONS	0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
M [t.m]	0	396,368	679,488	849,360	887,872	905,984



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

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

$$r = \frac{n a^3}{2L} \sqrt{\frac{I_p}{I_E}} \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} n = \text{nombre total des poutres principales} \\ a = \text{distance entre 2 poutres principales} \\ L = \text{portée des poutres principales} \\ I_p = \text{moment d'inertie propre d'une poutre principale} \\ I_E = \text{moment d'inertie propre d'une entretoise} \end{array}$$

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

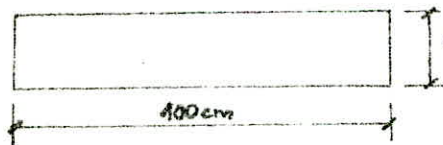
. Si  $r \geq 0,3$  on tient compte de la rigidité réelle de l'entretoise. La méthode de MM GUYON-MASSONNET est l'une des méthodes actuellement disponibles pour le calcul des ponts en tenant compte de la résistance du pont à la torsion.

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

$$n = 10 \quad a = 1,00 \text{ m} \quad L = 24,40 \text{ m} \quad I_p = 6420955,92 \text{ cm}^4 \text{ (section courante)}$$

Nous n'avons pas d'entretoise, c'est l'hourdis qui va assurer le rôle d'entretoise.

Pour le calcul de  $I_E$ , nous considérons une largeur de 1m d'hourdis.



$$I_E = \frac{100 \times 15^3}{12} = 28125 \text{ cm}^4$$

$$\text{d'où : } r = \frac{10 \times 1,00}{2 \times 24,40} \sqrt{\frac{6420955,92}{28125}} = 0,796 > 0,3$$

Nous utilisons donc la méthode de MM GUYON-MASSONNET

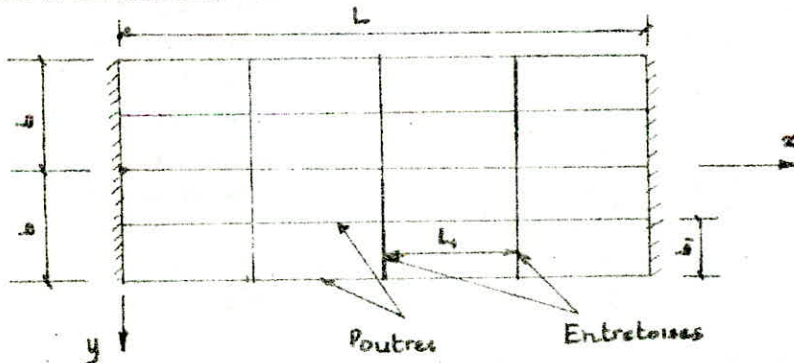
## 2. Principe de la méthode de GUYON-MASSONNET

La méthode consiste essentiellement :

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

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

Les 2 paramètres fondamentaux



Le pont est constitué de :

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

On désigne par

$B_p = EI_p$  la rigidité flexionnelle des poutres

$B_E = EI_E$  la rigidité flexionnelle des entretoises

$E$  étant le module d'élasticité longitudinal

$C_p = G I_p$  la rigidité torsionnelle des poutres

$C_E = G I_E$  la rigidité torsionnelle des entretoises

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

$$\beta_p = \frac{B_p}{b_1} \quad \text{et} \quad \beta_E = \frac{B_E}{l_1}$$

et pour rigidités torsionnelles par unités de longueur :  $\delta_p = \frac{C_p}{b_1}$  et  $\delta_E = \frac{C_E}{l_1}$

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

- Le paramètre d'entraxe

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt{\frac{J_p}{J_E}}$$

- Le paramètre de torsion

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \sqrt{J_p \cdot J_E}}$$

### 2.1 Le coefficient de répartition transversale:

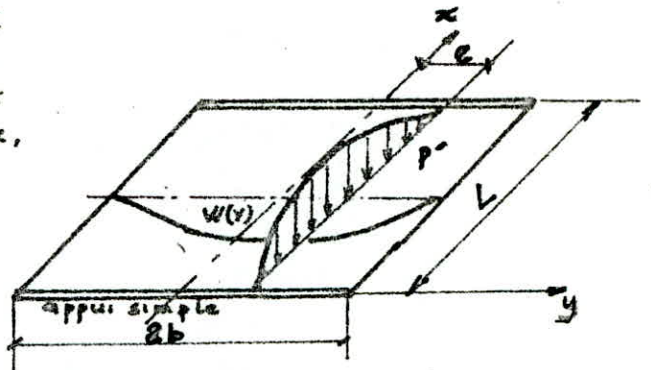
Sous l'effet d'une charge linéaire répartie sur une parallèle à l'axe du pont d'excentricité  $e$  et suivant la loi sinusoïdale  $p = p \sin \frac{\pi x}{L}$ , on peut montrer que le pont prend une déformée de la forme

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

Si la charge  $p$  au lieu d'être répartie sur une ligne était uniformément répartie sur  $2b$  tout en restant sinusoïdale dans le sens de l'axe  $x$ , le pont prendrait une déformée cylindrique d'équation  $w_m(x, y) = W_m \sin \frac{\pi x}{L}$

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

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



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

Des tables numériques à doubles entrées donnant les valeurs des fonctions  $k_0$  (correspondant à  $\alpha = 0$ ) et  $k_1$  (correspondant à  $\alpha = 1$ ) pour des valeurs de  $\theta$  sont présentées à l'annexe de l'ouvrage. Calcul des grillages des ponts et dalles orthotropes (Barros-Messonet). Connaissant  $\theta$  on peut avoir les valeurs des fonctions  $k_0$  et  $k_1$ . Pour avoir les valeurs de  $k$  correspondant à notre paramètre de torsion  $\alpha$ , nous utilisons la loi d'interpolation établie par SATTLES:

$$\begin{aligned} \text{Pour } 0 < \alpha < 0,1 & \quad k = k_0 + (k_1 - k_0) \alpha^{0,05} \\ \text{Pour } 0,1 < \alpha < 1 & \quad k = k_0 + (k_1 - k_0) \alpha \left(1 - e^{-\frac{0,05 - \alpha}{0,05}}\right) \\ \text{Pour } \alpha > 1 & \quad k = k_0 + (k_1 - k_0) \sqrt{\alpha} \end{aligned}$$

### 2.2 Calcul des paramètres $\theta$ et $\alpha$ .

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

ou  $I_0$  et  $I$  sont les moments d'inertie respectivement à l'appui et en travée de la section complète avec  $n = 0$

$$I_0 = 13567072,42 \text{ cm}^4 \text{ et } I = 13298696,29 \text{ cm}^4$$

$$\text{donc } I_m = 13567072,42 + \frac{b}{3\pi} (13298696,29 - 13567072,42) = 13339267,69 \text{ cm}^4$$

$$J_p = \frac{EI_p}{b_1} = \frac{13339267,69 \text{ cm}^4 \times E}{100} = 13339267 E$$

$$J_E = \frac{EI_E}{l_1} = \frac{28125 E}{100} = 281,25 E$$

Nous n'avons pas d'entraxe c'est le hourdis qui va jouer le rôle des entraxes intermédiaires. Nous considérons comme espacement fictif d'entraxes l'unité de longueur ( $l_1 = 100 \text{ cm}$ )

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt{\frac{J_p}{J_E}} = \frac{4,5}{24,40} \sqrt{\frac{13339267 E}{281,25 E}} \Rightarrow \boxed{\theta = 0,86}$$

avec  $b$  = demi-entraxe entre les poutres de rive  
 $L$  = portée de la poutre



2.3 Calcul de  $\gamma_p$  et  $\gamma_E$  : Pour le calcul des rigidités torsionnelle  $C_T$  nous décomposons la section en sections rectangulaires élémentaires

$$\text{on a } \alpha = \frac{\Gamma_p + \Gamma_E}{2\sqrt{I_p \cdot I_E}}$$

$$\text{avec } \Gamma_p = \frac{C_T}{b_1} = \frac{G \Gamma_p}{L_1} \quad \text{et } \gamma_E = \frac{C_E}{L_1} = \frac{G \Gamma_E}{L_1} \quad \text{et nous prenons } G = \frac{E}{2} \quad (\nu=0)$$

$$\text{nous avons } \alpha = \frac{\frac{\Gamma_p}{b_1} + \frac{\Gamma_E}{L_1}}{4\sqrt{\frac{I_p}{b_1} \cdot \frac{I_E}{L_1}}} \quad \text{avec } \Gamma_p = \text{Inertie de torsion de la poutre}$$

$$\Gamma_E = \text{ " " " " de l'entretoise}$$

Calcul de  $\Gamma_p$  et  $\Gamma_E$

L'inertie de torsion d'un rectangle de longueur  $b$  et de hauteur  $h$  est

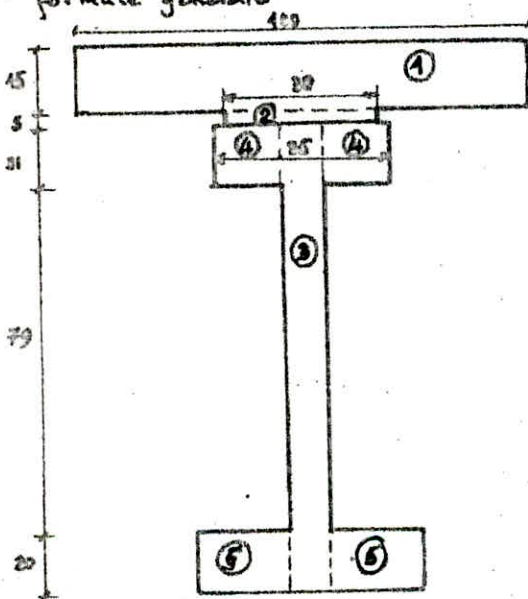
$$\Gamma = (k)_{b/h} \cdot b h^3 \quad \text{avec } b/h > 1$$

$k$  prenant les valeurs suivantes en fonction du rapport  $b/h$  (Dossier PRAD. SETRA)

rapport: $b/h$	1	1,2	1,5	1,75	2	2,25	2,50	3	4	5	10	$\infty$
$k$	0,141	0,165	0,196	0,213	0,229	0,240	0,249	0,263	0,291	0,292	0,312	0,333

Pour tenir compte de la distribution réelle des contraintes de cisaillement dans les sections de rapport  $b/h$  élevé, nous avons convenu d'appliquer les corrections suivantes dans l'application de la formule ci-dessus :

- pour l'âme des poutres, le coeff  $k$  est calculé avec une hauteur double de la hauteur réelle
- pour le hourdis, la valeur de  $\Gamma$  à retenir n'est que la moitié de celles données par la formule générale



$$\textcircled{1} \quad \frac{b}{h} > 10 \rightarrow k = 0,333$$

$$\Gamma_1 = 0,333 \times \frac{1}{2} \times 100 \times 15^3 = 56193,75 \text{ cm}^4$$

$\Delta$  coeff hourdis

$$\textcircled{2} \quad \frac{b}{h} = \frac{30}{5} = 6 \rightarrow k = 0,296 \text{ (après interpolation)}$$

$$\Gamma_2 = 0,296 \times 50 \times 5^3 = 1190 \text{ cm}^4$$

$$\textcircled{3} \quad \frac{b}{h} = \frac{2 \times 130}{15} > 10 \rightarrow k = 0,333$$

$$\Gamma_3 = 0,333 \times 130 \times 15^3 = 146103,75 \text{ cm}^4$$

$$\textcircled{4} \quad \frac{b}{h} = \frac{31}{35-30} = 1,55 \rightarrow k = 0,213 \text{ (on prend la borne supérieure)}$$

$$\Gamma_4 = 0,213 \times 31 \times 20^3 = 52824 \text{ cm}^4$$

$$\textcircled{5} \quad \frac{b}{h} = \frac{(50-15)}{20} = 1,75 \rightarrow k = 0,213$$

$$\Gamma_5 = 0,213 \times 35 \times 20^3 = 59640 \text{ cm}^4$$

$$\text{finalement } \Sigma \Gamma = \Gamma_p = 315871,5 \text{ cm}^4$$

Calcul de  $\Gamma_E$

$$\text{avec } b/h > 10 \rightarrow k = 0,333$$

$$\Gamma_E = 0,333 \times 100 \times \frac{15^3}{2} = 56193,75 \text{ cm}^4$$

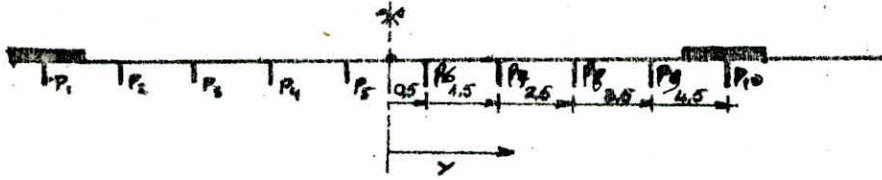
$\Delta$  coeff hourdis

$$\text{nous avons } \alpha = \frac{\frac{\Gamma_p}{b_1} + \frac{\Gamma_E}{L_1}}{4\sqrt{\frac{I_p}{b_1} \cdot \frac{I_E}{L_1}}} = \frac{\frac{315871,5}{100} + \frac{56193,75}{100}}{4\sqrt{\frac{133392,7}{100} \cdot \frac{28125}{100}}} \Rightarrow \alpha = 0,152$$

2.4. Les Lignes d'influences de  $K_0$  :

Les tables numériques établies par Massonnet nous donnent les valeurs des fonctions Koet pour  $\theta_1 = 0,85$  et  $\theta_2 = 0,90$ , et pour  $\theta = 0,86$  (après interpolation). Ces valeurs de  $K_0$  et  $K_1$  sont pour des excentricités des charges  $e = -b, -3b/4, -b/2, -b/4, 0, b/4, b/2, 3b/4, b$ , et pour des points  $y = 0, b/4, b/2, 3b/4, b$

Comme  $0,1 < B < 1$ ,  $K_x = K_0 + (K_1 - K_0) \times (1 - e^{-\frac{0,066 \cdot B}{0,003}}) = K_0 + (K_1 - K_0) \times 0,268$



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

y(m)	$-b$	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
$P_6$ $y = 0,5$	-0,1994	+0,2996	+0,8336	+1,3870	+1,7853	+1,7237	+1,2614	+0,6761	0,0917
$P_7$ $y = 1,5$	-2,903	+0,0667	+0,4694	+0,9564	+1,4896	+1,8436	+1,6909	+1,2182	+0,6777
$P_8$ $y = 2,5$	-0,2610	-0,0571	+0,1694	+0,5390	+1,0300	+1,6086	+2,0200	+1,9396	+1,6576
$P_9$ $y = 3,5$	-0,1702	-0,1096	-0,0378	+0,1360	+0,5382	+1,1532	+1,9509	+2,7376	+3,3222
$P_{10}$ $y = 4,5$	-0,0676	-0,1376	-0,1794	-0,1395	+0,0932	+0,6753	+1,7681	+3,4184	+6,4335

Ces valeurs de  $K_x$  représentées dans le tableau ci-dessus vont nous permettre de tracer sa ligne d'influence pour les ponts  $P_6, P_7, P_8, P_9, P_{10}$ .

2.5 Calcul des coefficients  $K_x$ .

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

$$K_x = \frac{\sum P_i y_i}{\sum P_i}$$

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

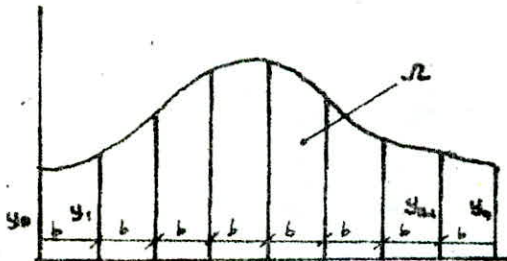
$$K_x = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i \quad \text{avec } n = \text{nombre de fils de roues ou chenilles}$$

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

$$K_x = \frac{\Omega}{l} \quad \text{avec } \Omega = \text{aire d'influence}$$

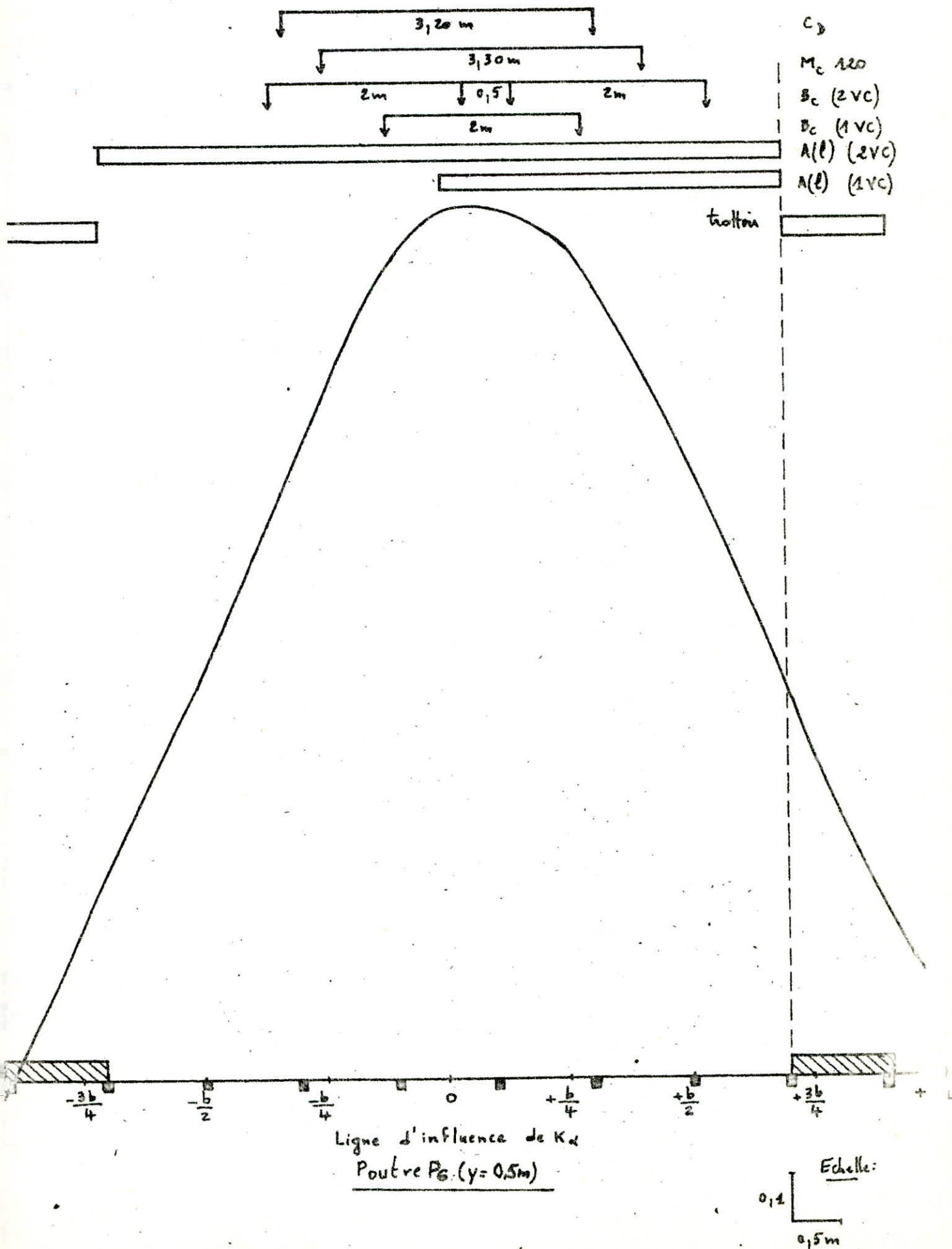
$l = \text{largeur chargée}$

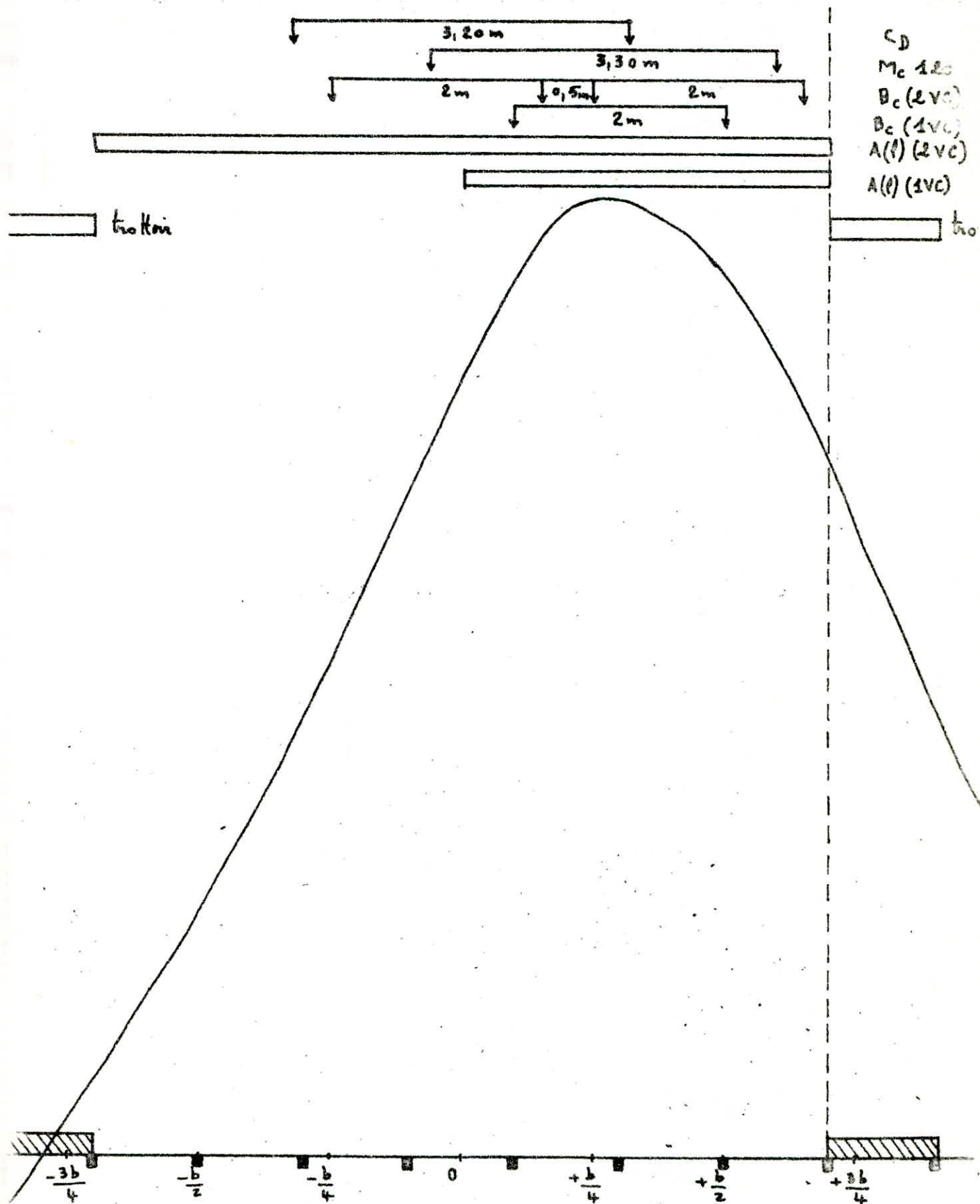
L'aire  $\Omega$  sera calculée par la méthode des trapèzes :  $\Omega = \frac{l}{2} [y_0 + 2(y_1 + y_2 + \dots + y_{n-1}) + y_n]$



Pour les 2 types de charges, nous allons envisager toutes les dispositions transversales des charges pour avoir le coefficient  $K_x$  maximal. Sur les graphes nous avons représenté uniquement la disposition défavorable qui donne le  $K_{x \max}$  pour charge surcharge.



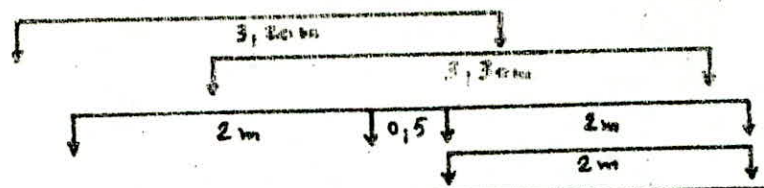




Ligne d'influence de  $K_d$   
 Poutre  $P_7$  ( $y = 1,5\text{ m}$ )

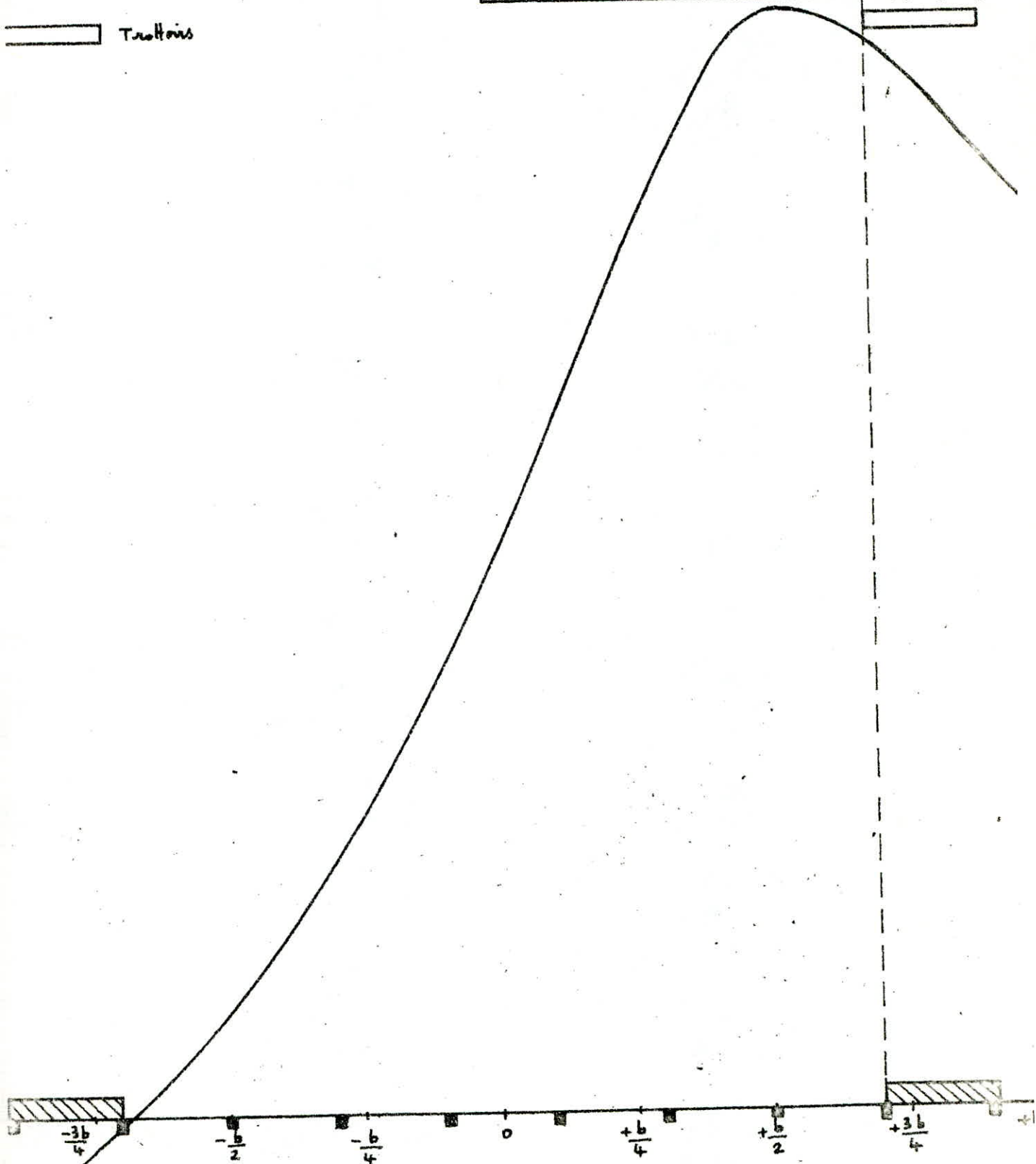
Echelle:  
 $0,1$   
 $0,5\text{ m}$



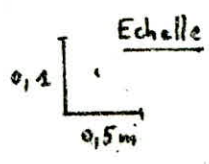


- C<sub>D</sub>
- M<sub>C</sub> 120
- B<sub>C</sub> (2VC)
- B<sub>C</sub> (1VC)
- A(ℓ) (2VC)
- A(ℓ) (1VC)

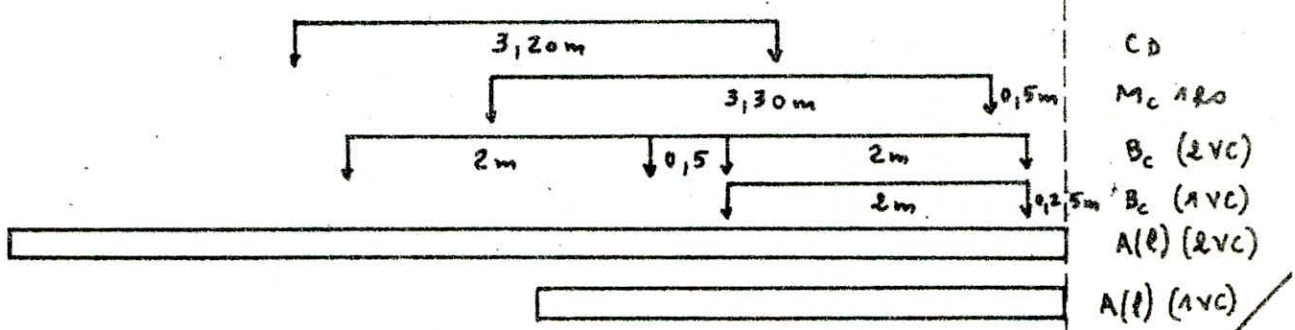
Tractions



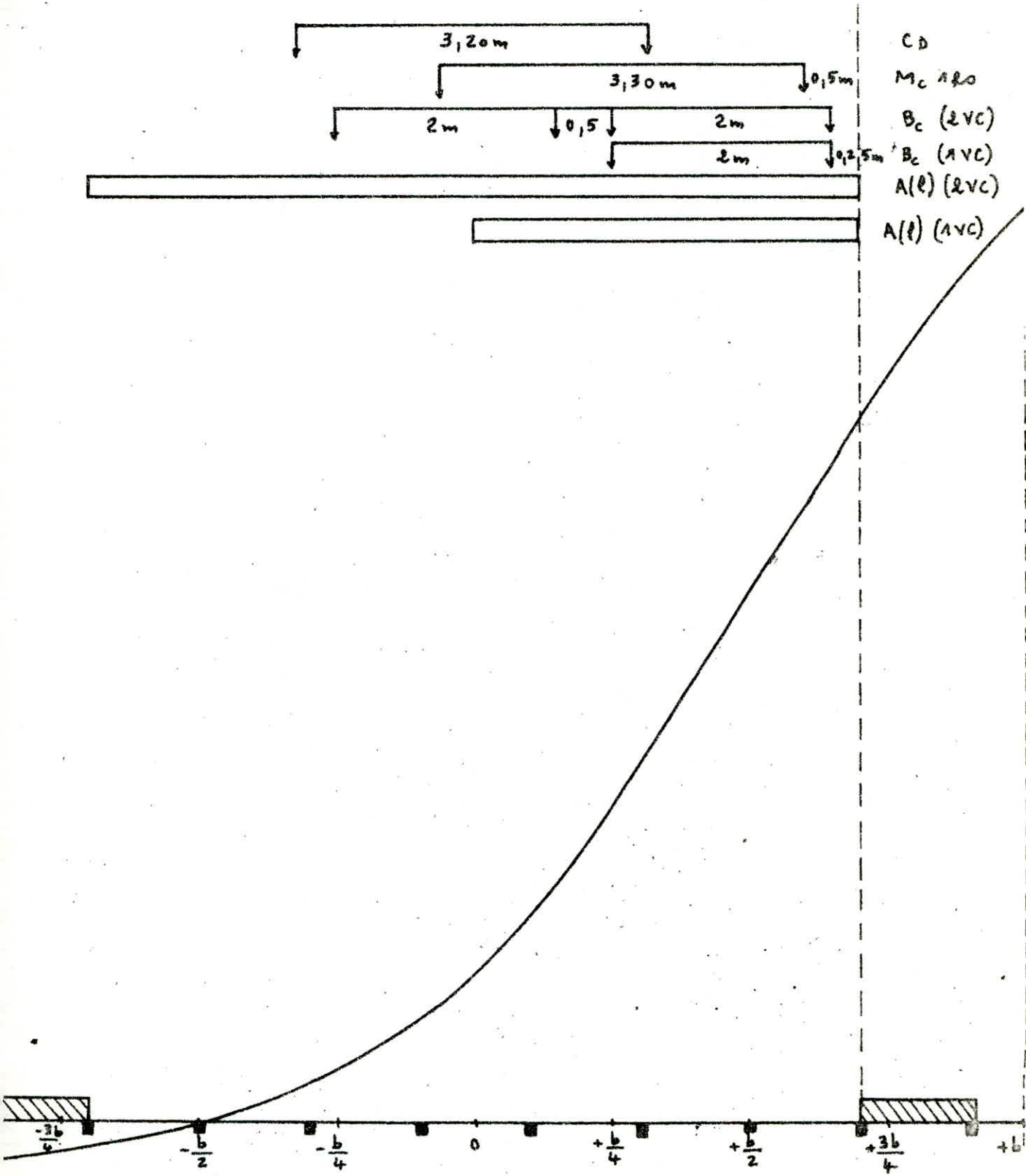
Ligne d'influence de  $K_x$   
Poutre P<sub>0</sub> ( $y_0 = 2,5m$ )



Trottoir



CD  
M<sub>c</sub> 120  
B<sub>c</sub> (2VC)  
B<sub>c</sub> (1VC)  
A(ℓ) (2VC)  
A(ℓ) (1VC)

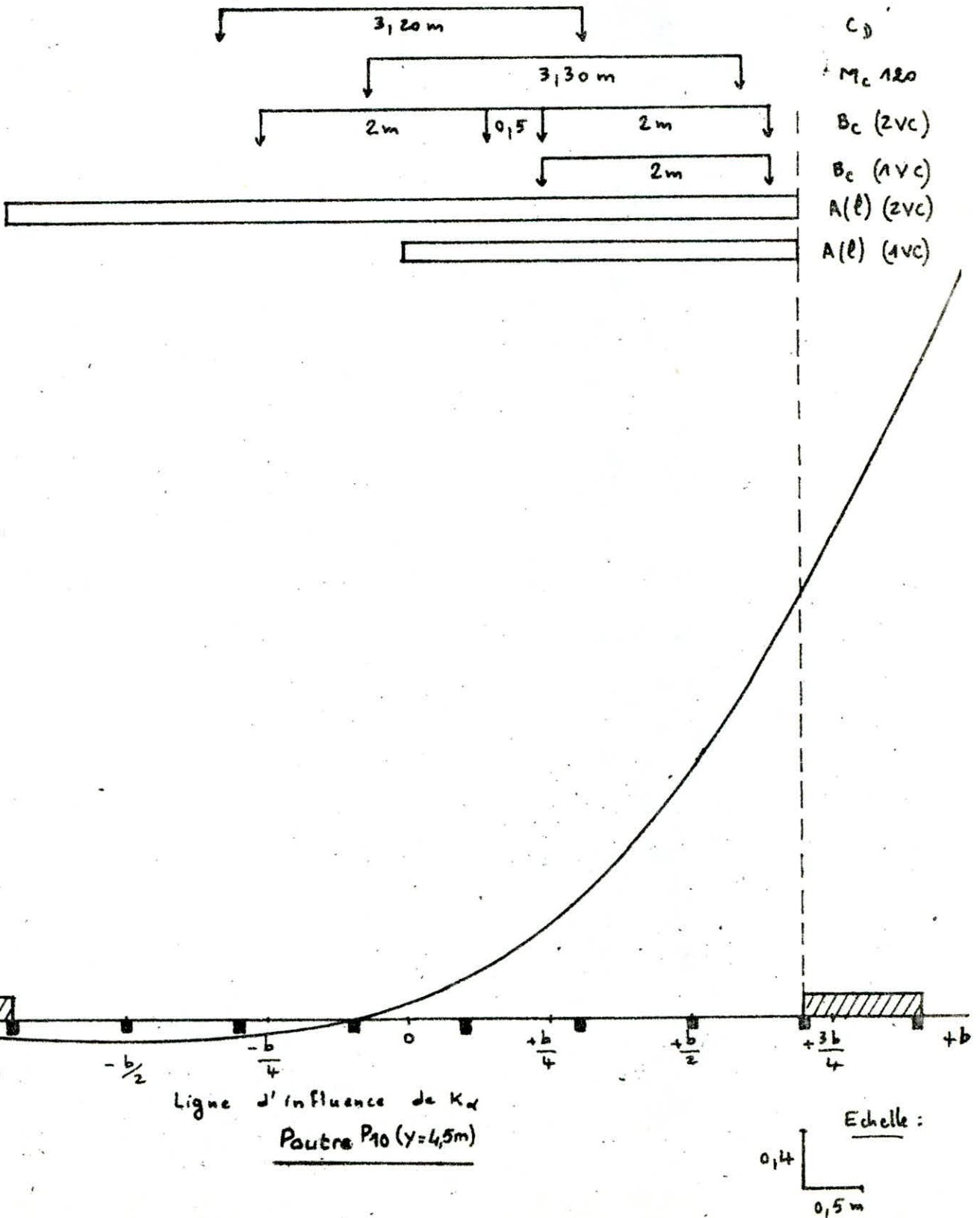


Ligne d'influence de  $K_x$   
Poutre P<sub>g</sub> ( $y = 3,5m$ )

Echelle.  
0,2  
0,5m



Trottoirs



### 3. Coefficients de repartition transversale $K_{r, \max}$

Nous donnons le resultat de ces coefficients dans le tableau suivant :

CHARGES ET SURCHARGES	MODE DE CHARGEMENT	POUTRE P <sub>6</sub> y = 0,5 m	POUTRE P <sub>7</sub> y = 1,5 m	POUTRE P <sub>8</sub> y = 2,5 m	POUTRE P <sub>9</sub> y = 3,5 m	POUTRE P <sub>10</sub> y = 4,5 m
TROTTOIRS	1 trottoir chargé L <sub>t</sub> = 1,05 m	0,555	1,092	1,876	2,877	3,843
	2 trottoirs chargés L <sub>t</sub> = 2,10 m	0,379	0,540	0,884	1,373	1,873
A(ℓ)	1 voie chargée L <sub>v</sub> = 3,50 m	1,475	1,682	1,704	1,483	1,116
	2 voies chargées 2 L <sub>v</sub> = 7,00 m	1,318	1,228	1,066	0,807	0,506
M <sub>C120</sub>	1 véhicule à 2 chenilles	1,430	1,455	1,4650	1,330	1,170
B <sub>c</sub>	1 voie chargée (1 convoi)	1,675	1,690	1,810	1,770	1,670
	2 voies chargées (2 convois)	1,483	1,501	1,395	1,147	0,895
C <sub>D</sub>	Un seul convoi	1,425	1,315	1,100	0,785	0,380

### 4. Calcul des moments flechissant dans les poutres

Le moment flechissant qui revient à chaque poutre sous les sollicitations, sera donné selon la méthode de GUYON-MASSONNET :

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

$K_{r_i}$  = coefficient de repartition transversale pour la poutre  $i$ , correspondant à la charge ou la surcharge considérée

$n$  = nombre de poutre

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

Après avoir les combinaisons (voies hypothèses), nous allons donner les valeurs des moments pour la poutre la plus défavorable : (poutre P<sub>6</sub>; y = 0,5 m)

#### a) Cas de charge ① : surcharge de trottoir.

Nous avons le cas le plus défavorable lorsque les 2 trottoirs sont chargés

$$K_{r, \max} = 0,379$$

Section	0	1/8	1/4	3/8	"s"	1/2
M [daN.m]	0	0,373	0,638	0,804	0,834	0,853

#### b) Cas de charge ② : surcharge A(ℓ)

Nous avons le cas le plus défavorable lorsque les 2 voies sont chargées  $K_{r, \max} = 1,318$

Section	0	1/8	1/4	3/8	"s"	1/2
M [daN.m]	0	35,914	61,587	76,979	80,471	82,110

#### c) Cas de charge ③ : surcharge B<sub>c</sub>.

Nous avons le cas le plus défavorable lorsque on a 2 convois  $K_{r, \max} = 1,483$

Section	0	1/8	1/4	3/8	"s"	1/2
M [daN.m]	0	36,830	61,580	75,170	76,710	74,110



d) Cas de charge (4) : convoi Mc 120

On a  $K_{max} = 1,430$

Section	0	L/8	L/4	3L/8	"5"	L/2
M [daN.m]	0	39,816	68,249	85,312	89,181	91,002

e) Cas de charge (5) : convoi C<sub>D</sub>

on a  $K_{max} = 1,425$

Section	0	L/8	L/4	3L/8	"5"	L/2
M [daN.m]	0	55,407	94,990	118,730	124,116	126,647

f) Cas superstructures (Revêtement + trottoirs)

1) Revêtement

Dans ce cas on a les 2 voies chargées nous prenons  $K_{max}$  de la surcharge A(2) 2 voies chargées  $\Rightarrow K_{max} = 1,318$

Section	0	L/8	L/4	3L/8	"5"	L/2
M [daN.m]	0	5,185	8,890	11,114	11,616	11,853

2) Trottoirs (poids propre)

Nous avons  $K_{max} = 0,374$  (2 trottoirs chargés)

Section	0	L/8	L/4	3L/8	"5"	L/2
M [daN.m]	0	1,184	2,031	2,539	2,654	2,708

Moment probable de superstructures:

Section	0	L/8	L/4	3L/8	"5"	L/2
M [daN.m]	0	6,369	10,921	13,653	14,270	14,561

Nous avons obtenu que la section "L/2" (mediane) qui est la plus défavorable.  
Récapitulatif des moments pour la poutre P<sub>6</sub> y = 0,5 m

POUTRE P <sub>6</sub> y=0,5m	M <sub>E</sub> à l'état limite ultime (daN.m)	M <sub>E</sub> à l'état limite d'utilisation (daN.m)
charges civiles et surcharges sur trottoirs	$\begin{aligned} &\nearrow Bc \quad \nearrow \gamma_{S3} \quad \nearrow \gamma_{QC} \\ 82110 \times 1,2 \times 1,33 &= 131046 \\ 853 \times 1,2 \times 1,33 &= 1361 \\ \hline \Sigma &= 132409 \end{aligned}$	$\begin{aligned} &\nearrow Bc \quad \nearrow \gamma_{QC} \\ 82110 \times 1 \times 1,2 &= 98532 \\ 853 \times 1 \times 1 &= 853 \\ \hline \Sigma &= 99385 \end{aligned}$
charges militaires (ou exceptionnelles) et surcharges sur trot.	$\begin{aligned} &\nearrow C0 \\ 126647 \times 1,2 \times 1,1 &= 167174 \\ 853 \times 1,2 \times 1,33 &= 1361 \\ \hline \Sigma &= 168535 \end{aligned}$	$\begin{aligned} 126647 \times 1 \times 1 &= 126647 \\ 853 \times 1 \times 1 &= 853 \\ \hline \Sigma &= 127500 \end{aligned}$
Superstructures	$\begin{aligned} &\nearrow \gamma_{S3} \quad \nearrow \gamma_{QL} \\ 14561 \times 1,2 \times 1,1 &= 23064,62 \end{aligned}$	$\begin{aligned} &\nearrow \gamma_{S3} \quad \nearrow \gamma_{QL} \\ 14561 \times 1,2 \times 1 &= 17473,20 \end{aligned}$

Pour les coefficients  $\gamma_{S3}, \gamma_{QC}$ , voir hypothèses.

Nous allons retenir le moment de charges d'exploitation entre charges civiles et militaire, qu'on augmente du moment provoqué par les superstructures finalement pour la poutre (P<sub>6</sub> y = 0,5m) on obtient

	M <sub>E</sub> à l'état limite ultime	à l'état limite d'utilisation
Actions intermittentes d'exploitation	168535 daN.m	127500,00 daN.m
Actions permanentes des superstructures	23064,62 daN.m	17473,20 daN.m



5. Moment de flexion transversale:

Le moment de flexion transversale se détermine selon la méthode de GUYON-MASSONNET. L'aide des coefficient  $\mu$ . Chaque charge réelle est remplacée par sa développée en série de Fourier. Pour avoir une bonne précision sur le moment, MASSONNET exige de prendre en compte les 3 premiers termes de la série de Fourier ( $m=1, 3, 5$ )

La détermination des coefficients  $\mu$  se fait de la manière que Ke. Des tables numériques donnant les valeurs de  $\mu_0$  et de  $\mu_1$  en fonction de  $\theta$ ,  $y$  et  $e$  ont été établies par MASSONNET. Pour avoir les valeurs de la fonction  $\mu$  (correspondant à  $\alpha$ ), nous utilisons la formule d'interpolation de SATTLER:

$$\text{Pour } 0,1 \leq \theta \leq 1,0 \rightarrow \mu = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \alpha^{(1 - e^{\frac{9005 - \theta}{9005}})} = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0) \times 0,268$$

Tableau des valeurs de la fonction  $\mu_1$ , (correspondant à  $\theta_1 = \theta = 0,86$ )  $m=1$  ( $\mu_1 \times 10^4$ )

$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
y = 0,5m	-487,87	-367,1	-181,31	175,57	905,38	674,99	-9,53	-432,29	-763,47
y = 1,5m	-262,36	-264,94	-208,91	-69,00	298,04	1029,96	385,63	-441,07	-1063,31
y = 2,5m	-119,54	-139,38	-156,72	-129,38	10,94	371,14	1098,20	-218,17	-1320,92
y = 3,5m	-45,73	-63,44	-80,10	-78,30	-37,44	99,80	404,87	465,89	-1229,09
y = 4,5m	-10,91	-17,78	-24,38	-24,71	-19,82	12,79	92,62	254,76	-482,45

Tableau des valeurs de la fonction  $\mu_3$ , (correspondant à  $\theta_3 = 3\theta = 2,58$ )  $m=2$  ( $\mu_3 \times 10^4$ )

$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
y = 0,5m	0,88	1,26	-15,73	-56,44	210,89	115,21	-47,04	-10,5	6,90
y = 1,5m	-0,66	1,03	1,23	-21,34	-66,22	306,53	18,74	-38,50	5,79
y = 2,5m	-0,19	-0,05	1,26	1,17	-26,96	-75,97	401,64	-80,08	-28,12
y = 3,5m	-0,02	-0,08	0,24	1,18	-5,10	-36,62	30,53	312,90	-270,95
y = 4,5m	0,009	-0,03	-0,007	0,472	0,15	-10,71	-24,90	164,46	-132,66

Tableau des valeurs de la fonction  $\mu_5$ , (correspondant à  $\theta_5 = 5\theta = 4,3$ )  $m=3$  ( $\mu_5 \times 10^4$ )

$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
y = 0,5m	0,002	-0,0258	0,800	-16,830	133,230	79,170	-10,760	0,540	-0,186
y = 1,5m	0,000	-0,012	-0,029	1,082	-22,890	187,240	25,110	-4,760	0,810
y = 2,5m	0,000	0,000	-0,015	-0,032	+1,360	-28,950	244,350	-29,400	5,950
y = 3,5m	0,000	0,000	-0,003	-0,018	+0,250	-4,700	25,110	200,470	-48,700
y = 4,5m	0,000	0,000	0,000	-0,006	-0,012	0,544	-11,680	+97,140	-22,440

Ces valeurs vont nous permettre de tracer les lignes d'influence de  $\mu_m$  ( $m=1, 3, 5$ ) pour les ordonnées ci-dessus. Les valeurs des coefficients de répartition  $\mu_{im}$  pour chaque surcharge seront déduites de la même manière que Ke à partir de ces lignes d'influence (lecture d'ordonnées au droit des charges concentrées, calcul des surfaces avec la formule des trapèzes pour les charges uniformément réparties). Toutefois, on envisagera le cas donnant les coefficients  $\mu_{im}$  maximaux positifs et négatifs pour chaque surcharge.

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

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

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



Tableau de valeur des coefficient  $\mu_{m}$  (m=1,3,5) les plus defavorables pour chaque surcharge.

		$M_{m1}$ (m=1)		$M_{m3}$ (m=3)		$M_{m5}$ (m=5)	
		$M_{m1}^+$	$M_{m1}^-$	$M_{m3}^+$	$M_{m3}^-$	$M_{m5}^+$	$M_{m5}^-$
TROTTOIR	1 Trottoir chargé	---	-0,0569	---	-0,0864	---	-0,0029
	2 Trottoirs chargés	---	-0,0453	---	-0,0852	---	-0,0044
A(L)	1 Voie chargée	+0,0045	-0,0012	+0,0073	-0,0018	+0,0057	-0,0004
	2 Voies chargées	+0,0018	---	+0,0027	---	+0,0026	---
Br	1 roue isolée	+0,0910	-0,0260	+0,0180	-0,008	+0,0130	-0,0030
Bt	1 convoi	+0,064	-0,012	+0,0180	-0,0040	+0,0110	-0,0020
	2 convois	+0,0306	---	+0,0086	---	+0,0050	---
Bc	1 convoi	+0,0610	-0,0160	+0,0180	-0,0040	+0,0110	-0,0020
	2 convois	+0,0370	---	+0,0079	---	+0,0056	---
Mc120		+0,0500	-0,0065	+0,0200	-0,0035	+0,0120	-0,0015
Cd		+0,0510	-0,0075	+0,0200	-0,0035	+0,0120	-0,0015

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

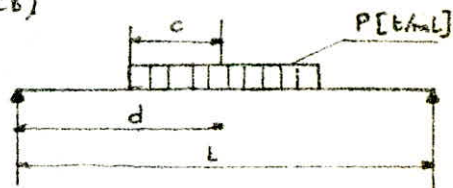
Le moment est donnée par metre lineaire par les formules suivantes :

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

$$M_y = \sum_{m=1}^5 \mu_{m1} \frac{4P}{\pi m} b \sin \frac{m\pi x}{L} \quad \text{avec } x = \frac{L}{2}$$

- Pour une charge lineairement repartie (cas de Mc120 et Cd)

$$M_y = \frac{4P}{\pi} b \sum_{m=1}^5 \frac{1}{m} \mu_{m1} \sin \frac{m\pi c}{L} \sin \frac{m\pi d}{L} \sin \frac{m\pi x}{L}$$

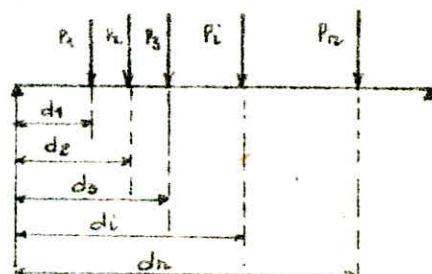


$$d = \frac{L}{2} \quad \text{et} \quad x = \frac{L}{2}$$

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

$$M_y = \frac{2}{L} b \sum_{m=1}^5 \sum_{i=1}^n P_i \mu_{m1} \sin \frac{m\pi d_i}{L} \sin \frac{m\pi x}{L}$$

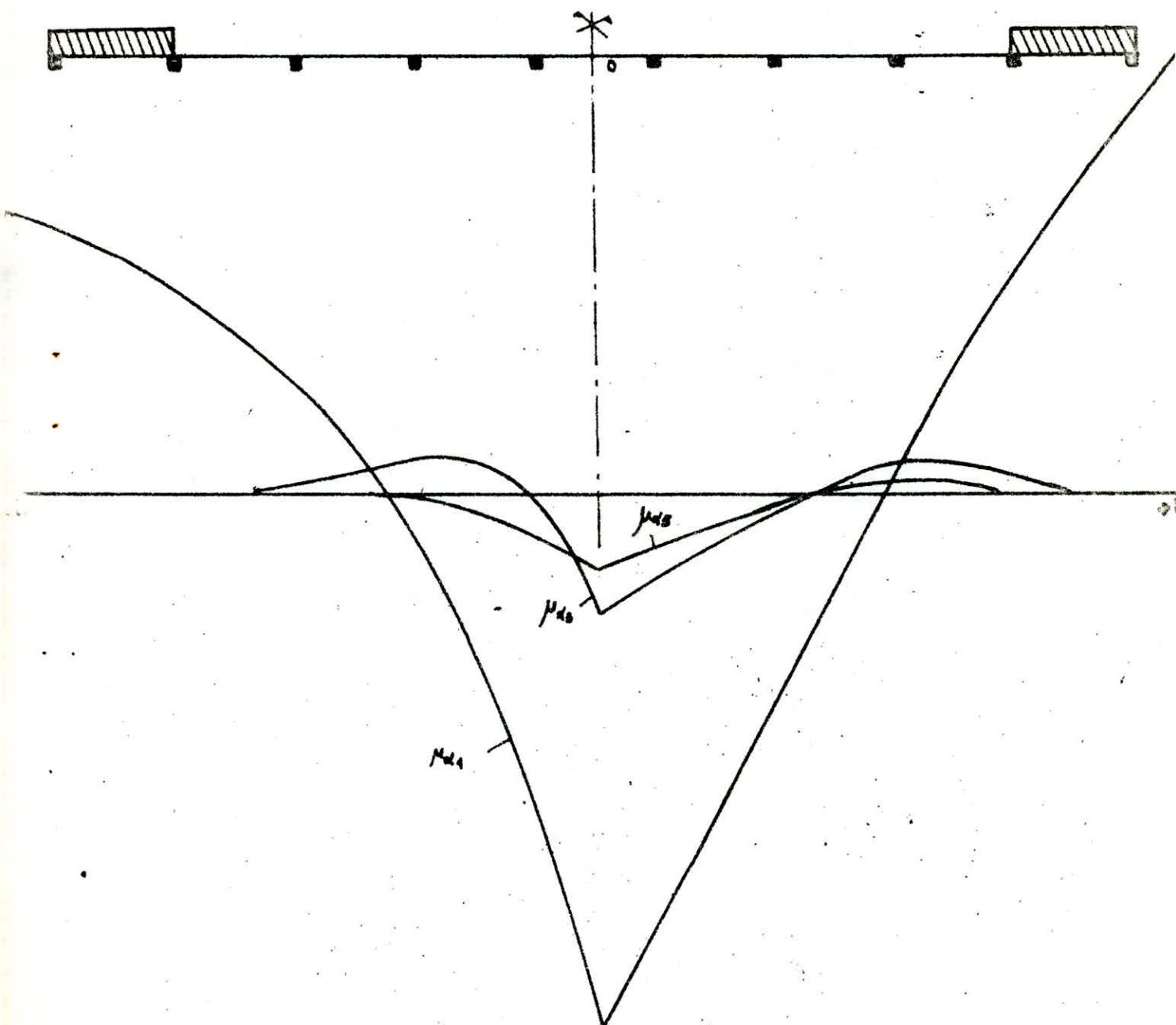
$$x = \frac{L}{2}$$



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

	TROTTOIR		A(L)		Bt		Bc		Br	Mc120	Cd
	1Trott	2trott	1voie	2voies	1tend	2tend	1cour	2conv			
$M_y^+$ tm/ml	/	/	0,339	0,153	1,16	1,145	1,042	+1,29	0,500	+1,580	1,130
$M_y^-$ tm/ml	-0,0527	-0,0424	-0,089	/	-0,232	/	-0,274	/	-0,152	-0,221	-0,164

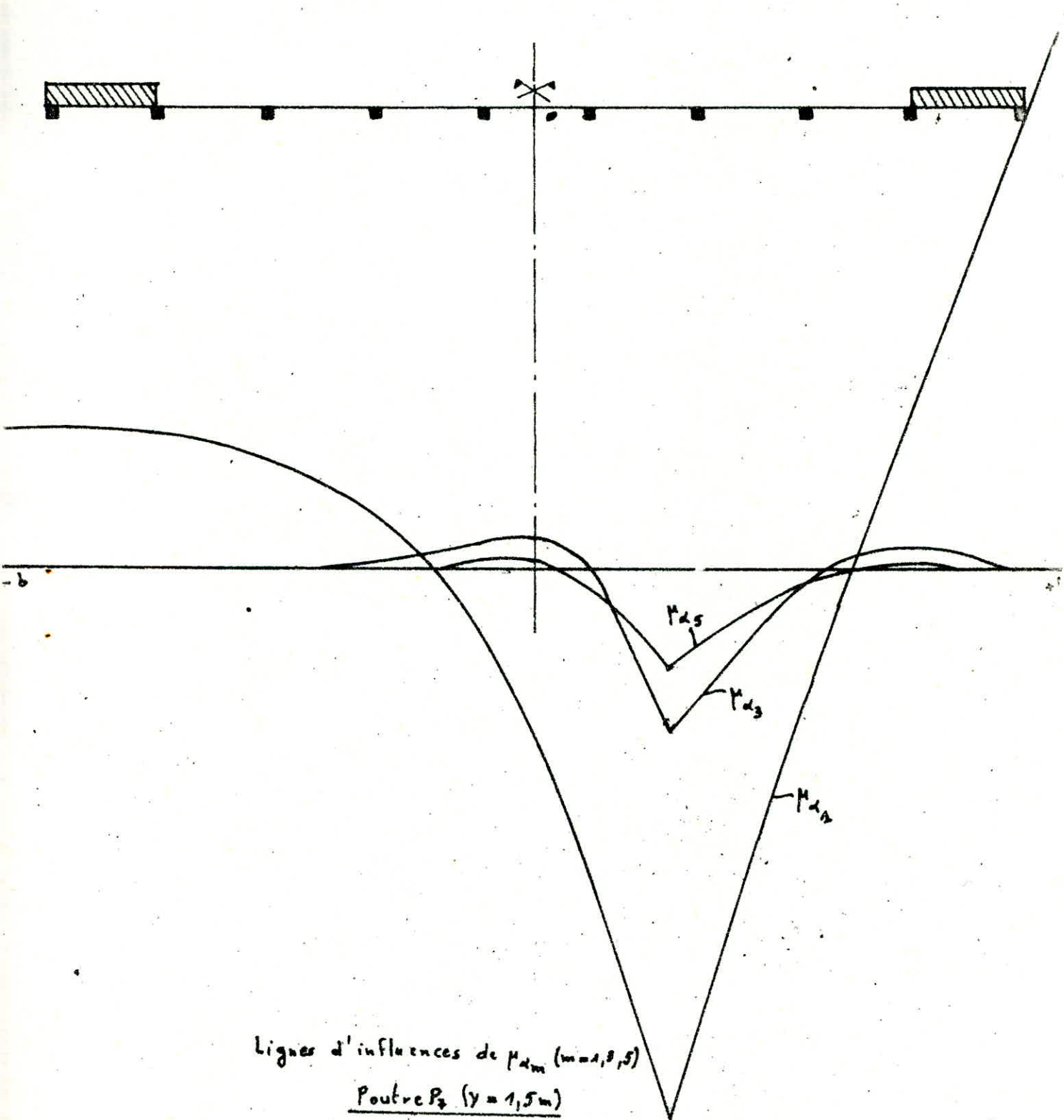
Ces moments vont être frappés par le coefficient de majoration dynamique  $\delta$  avant d'être ajoutés au moments dus à la flexion locale (cas des systèmes B et Mc120)

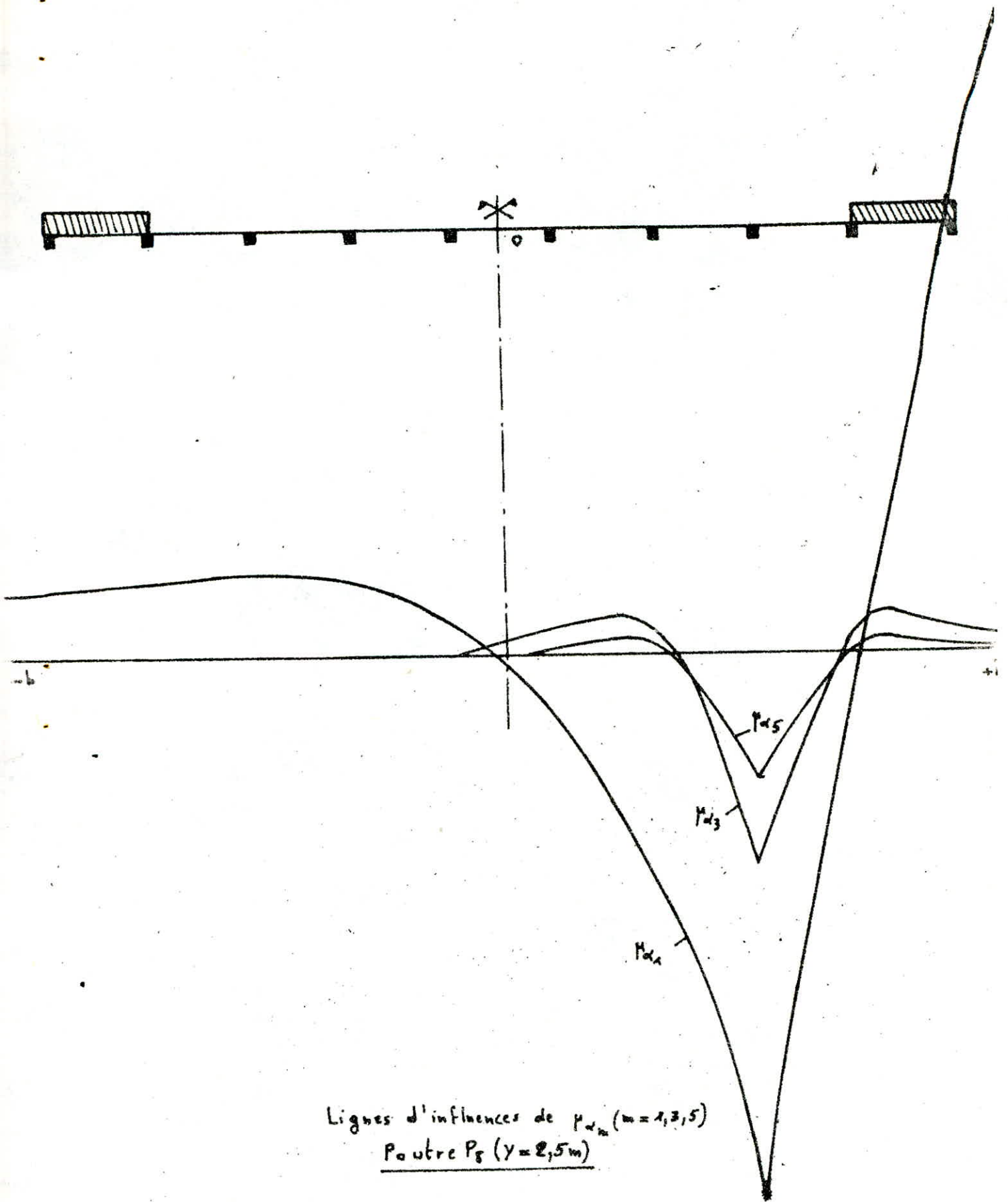


Ligne d'influence de  $M_{44}$  ( $m = 1,8,9$ )

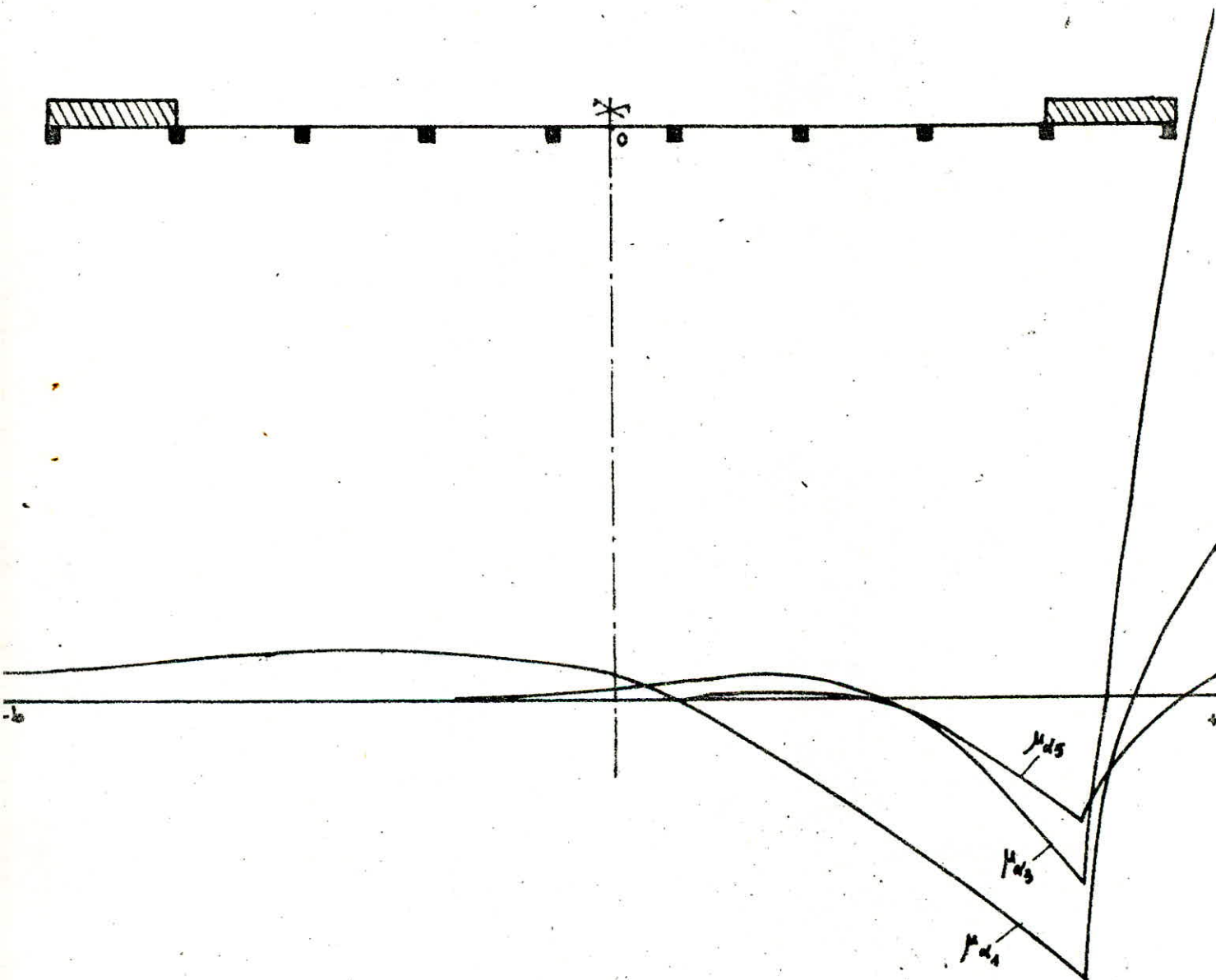
Poutre  $P_6$  ( $y = 0,5m$ )



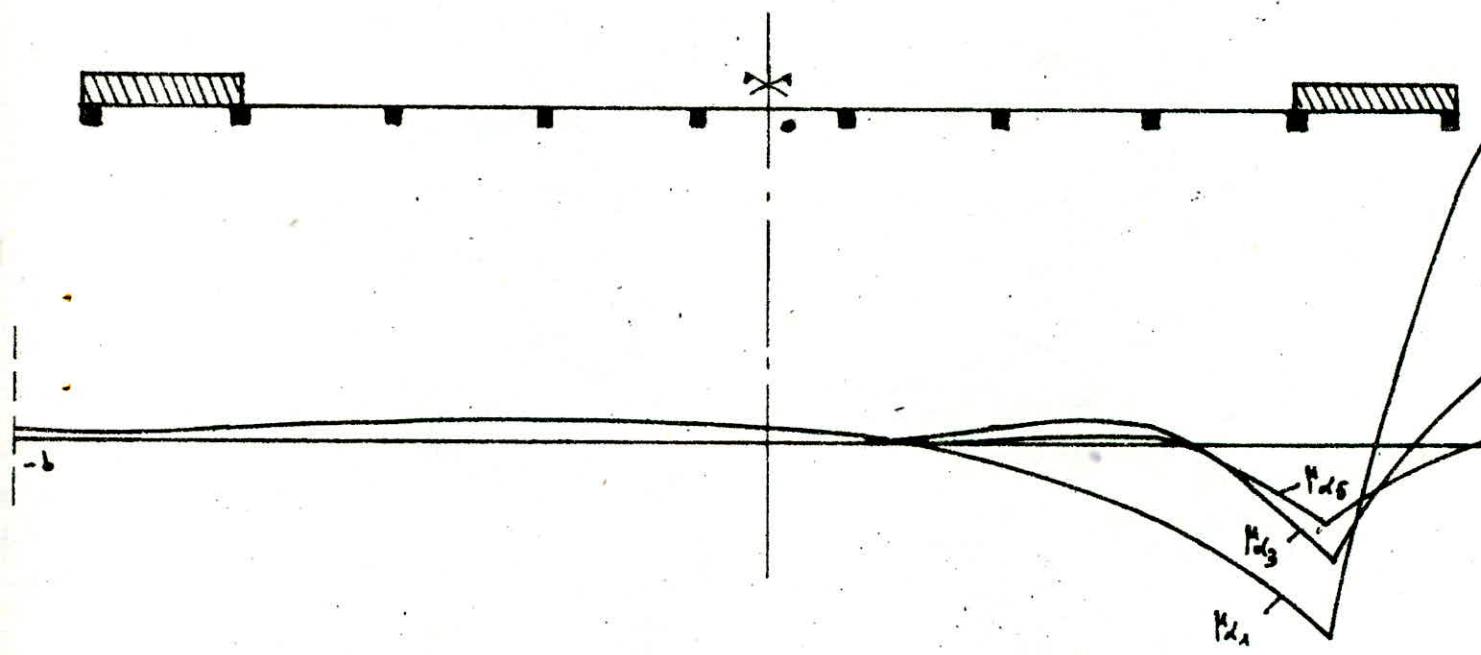








Ligne d'influence de  $M_{dm}$  ( $m=4,3,5$ )  
Poutre  $P_9$  ( $y=3,5m$ )



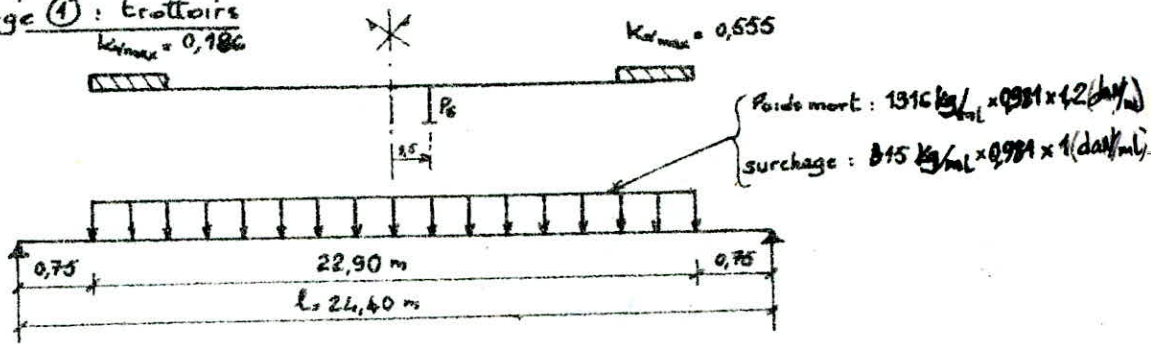
Lignes d'influences de  $P_{xm}$  ( $m = 1,3,5$ )  
Poutre  $P_{10}$  ( $y = 4,5\text{ m}$ )



# IX. CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS

1) Efforts tranchants à l'état limite d'utilisation (à l'appui  $x=0$ ).  
 Les calculs sont explicités pour la poutre ( $P_{200 \times 250}$ ) (la plus défavorable)  
 Pour les autres poutres nous donnons directement le résultat

1.1. Cas de charge (1) : trottoirs  
 $K_{e,max} = 0,186$



Remarque : Lorsque les  $K_e$  sont négatifs, les trottoirs sont supposés non chargés. Dans ce calcul les charges disposées entre l'appui et l'abscisse  $\frac{H_t}{2} = \frac{1.50}{2} = 0.75$  n'ont pas été prises en compte d'après l'article (§ 27.2.1. IP2).

1.1.1 Surcharges sur trottoir

$$V_1 = q_s \frac{(L - H_t)}{2} \times \frac{\sum K_{e,max}}{n} \times \gamma_{pc} = 30992 \times \frac{22,90}{2} \times \frac{[0,186 + 0,555]}{10} \times 1 \Rightarrow V_1 = 262,17 \text{ daN}$$

1.1.2 Poids mort du trottoir

$$V_2 = q \times \frac{(L - H_t)}{2} \times \frac{\sum K_{e,max}}{n} \times \gamma_{ol} = 1549,2 \times \frac{22,90}{2} \times \frac{[0,186 + 0,555]}{10} \times 1 \Rightarrow V_2 = 1316,18 \text{ daN}$$

1.2 Cas de charge (2) : surcharge A(L)

Cas défavorable avec 2 voies chargées  $K_{e,max} = 1,318$  et  $q = 0,981 \times 8533 \text{ kg/ml}$

$$V = q \times \frac{L - H_t}{2} \times \frac{\sum K_e}{n} \times \gamma_{pc} = 8370,87 \times \frac{22,90}{2} \times \frac{1,318}{10} \times 1,2 = 15158 \text{ daN}$$

1.3 Cas de charge (3) : convoi Bc

Nous allons utiliser la disposition suivant (PRAD 73 § 3.23)

L'essieu le plus proche est placé à une distance  $2H_t$  de cet appui

Calcul de l'effort tranchant:

soit  $a$  : l'abscisse longitudinale de la charge  $P$ , comptée à partir de l'axe d'appui et  $e$  : l'épacement entre poutres.

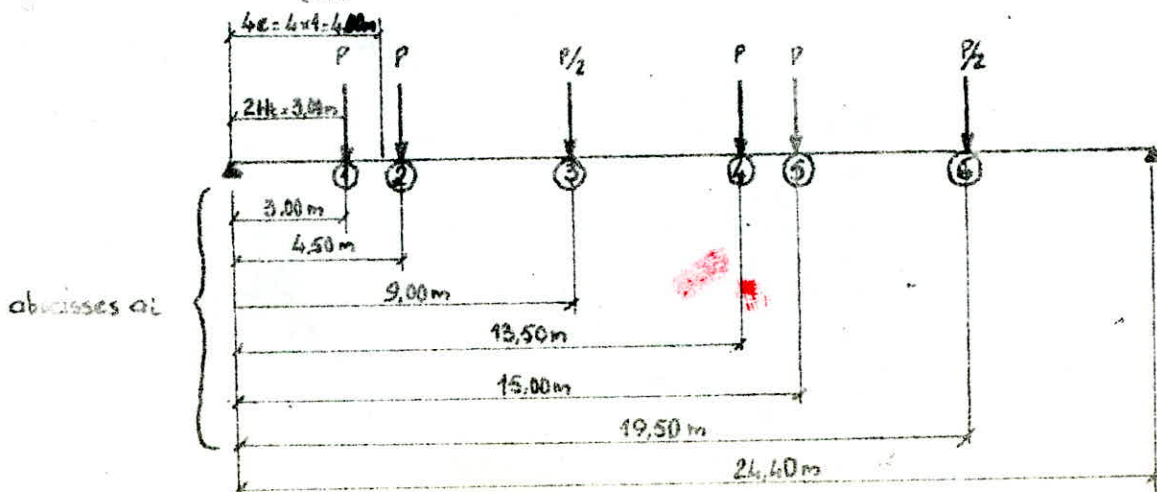
a) Si  $a = 0$ , la répartition transversale se fait en supposant le hourdis articulé sur les poutres

b) Si  $a \geq 4e$  la répartition obéit aux hypothèses Guyon - Massonnet

c) Si  $0 < a < 4e$ , la répartition se fait de la manière suivante:

- La fraction  $(1 - \frac{a}{4e})P$  se répartit en supposant le hourdis articulé sur les poutres ( $P = \text{poids d'une roue}$ )

- La fraction  $(\frac{a}{4e})P$  se répartit selon la méthode Guyon - Massonnet

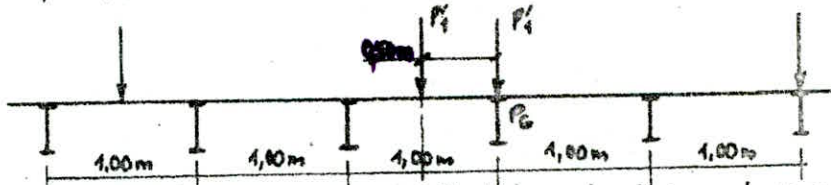


Les charges 2,3,4,5,6 sont réparties suivant les hypothèses de Guyon-Massonnet ( $a_i > 4e$ )  
 La charge 1 sera partagée en 2 parties car ( $0 < a_1 < 4e$ )

• Une part qui n'est pas répartie selon Guyon-Massonnet, égale à :  
 $P'_1 = P \left(1 - \frac{a_1}{4e}\right) = P \left(1 - \frac{b}{4}\right) = 0,25 P$

• Une part qui sera répartie selon Guyon-Massonnet  $P''_1 = 1 - 0,25 P = 0,75 P$

La part de la charge non répartie par Guyon-Massonnet ( $P'_1 = 0,25 P$ ) sera disposée selon le schéma ci-dessous. Par simplification et dans le sens de la sécurité cette disposition est adoptée pour toutes les autres poutres étudiées



Le hourdis est supposé articulé sur les poutres. L'effort tranchant pour la poutre étudiée est donc

$$P'_1 = 0,25 \times 6000 \times 0,981 = 1471,5 \text{ daN}$$

$$\text{donc la réaction sur la poutre } P_0 \quad R = 1471,5 \left(1 + \frac{0,5}{1}\right) = 2207,25 \text{ daN}$$

$$\text{finalement on a l'effort tranchant à l'appui de } P'_1 \Rightarrow V_1 = 2207,25 \times \frac{24,40 - 3,00}{24,40} = \underline{\underline{1935,9 \text{ daN}}}$$

Effort tranchant des charges réparties par Guyon-Massonnet.

- Pour une file de convoi Bc on a

$$P = 12000 \times 0,981 = 11772 \text{ daN}$$

Calculons la réaction à l'appui pour toutes les charges 2,3,4,5,6 et pour 0,75P (charge ①)  
 Si on fait le moment par rapport à l'appui de droite on a pour un convoi Bc.

$$R_0 = \frac{11772}{24,4} \left[ \underbrace{0,75 \times 21,4}_{\textcircled{1}} + \underbrace{19,9}_{\textcircled{2}} + \underbrace{\frac{15,4}{2}}_{\textcircled{3}} + \underbrace{10,9}_{\textcircled{4}} + \underbrace{9,4}_{\textcircled{5}} + \underbrace{\frac{4,9}{2}}_{\textcircled{6}} \right] = 32035,30 \text{ daN}$$

Nous avons le cas défavorable pour 2 voies chargées  $K_{max} = 1,483$

finalement

$$V_2 = R \times 2 \times \frac{\sum K_{max}}{n} = 32035,30 \times 2 \times \frac{1,483}{10} = \underline{\underline{9506,8 \text{ daN}}}$$

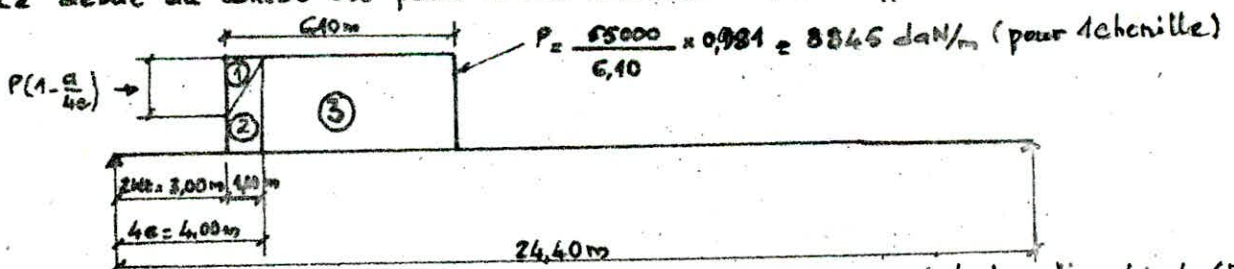
Donc l'effort tranchant total pour la surcharge Bc.

$$V = (V_1 + V_2) \cdot bc \cdot \delta Q_c \quad \begin{cases} bc = 1,1 \\ \delta = 1,1 \\ \delta Q_c = 1,2 \end{cases}$$

$$V = (1935,9 + 9506,8) \times 1,1 \times 1,1 \times 1,2 \Rightarrow \boxed{V = 16766 \text{ daN}}$$

#### 1.4 Cas de charge ④ : Convoi Mc 120

Le début du convoi est placé à une distance 2Ht de l'appui



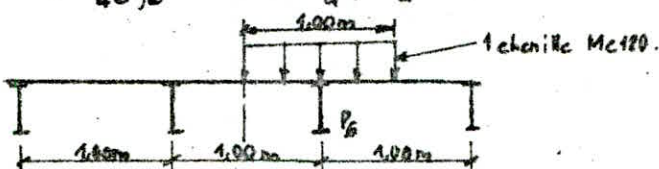
La charge 1 (fraction  $1 - \frac{a}{4e}$ ) P est répartie sur les poutres en supposant le hourdis articulé (P charge au ml pour une chenille)

La charge 2 (fraction  $\frac{3}{4e}$  P) est répartie selon Guyon-Massonnet (P charge au ml pour 2 chenilles)

La charge 3 (P) est répartie totalement selon Guyon-Massonnet (P charge au ml pour 2 chenilles)

Pour une chenille la part de charge 1 non répartie par GM vaut

$$P'_1 = P \left(1 - \frac{a}{4e}\right) \frac{1}{2} = 8845 \left(1 - \frac{3}{4}\right) \times \frac{1}{2} = 1105,6 \text{ daN}$$





reaction sur  $P_6$  :  $R = P_1 = 1105,60 \text{ daN}$

L'effort tranchant due à  $P_1$   $V_1 = 1105,6 \times \frac{24,40 - 3,00}{24,40} = 954,6 \text{ daN} \Rightarrow V_1 = 954,6 \text{ daN}$

Effort tranchant des parts 2 et 3 reparties selon Guyon-Rassonnel.

Poids total du convoi  $M_{c120} = 110000 \text{ kg} \times 0,981 = 107910 \text{ daN}$

Poids des parts de charges 2 et 3  $= 107910 - 2 \times 1105,6 = 105698,80 \text{ daN}$

Calcul de la reaction (Moment par rapport à l'appui de droite).

$$R = 105698,8 \times \frac{18,35}{24,40} = 79490,69 \text{ daN}$$

On a  $K_{max} = 1,43$  d'où  $V_2 = R \frac{K_{max}}{10} = 79490,69 \times \frac{1,43}{10} \Rightarrow V_2 = 11367,2 \text{ daN}$

Donc l'effort tranchant total pour la surcharge  $M_{c120}$

$$V = (V_1 + V_2) \times \delta \times \delta_{Q_c} \quad \left\{ \begin{array}{l} \delta = 1,105 \\ \delta_{Q_c} = 1 \end{array} \right.$$

$$V = (954,6 + 11367,2) \times 1,105 \times 1 \Rightarrow V = 13615,6 \text{ daN}$$

#### 1.5 Cas de charge (5) : Convoi exceptionnel D

Même calcul que précédemment ( $M_{c120}$ ) nous donnons directement les résultats:

$$\left. \begin{array}{l} V_1 = 427 \text{ daN} \\ V_2 = 25069,80 \text{ daN} \end{array} \right\} \Rightarrow V = 25488,8 \text{ daN}$$

#### 1.6 Poids mort poutre et dalle:

Poids mort poutre :  $935 \text{ daN/ml} \times 1,03 = 963 \text{ daN/ml}$  (valeur caractéristique max).

Hourdis :  $0,981 \times 2500 \text{ kg/m}^3 \times 0,20 \text{ m} \times 1,00 \text{ m} \times 1,06 = 520 \text{ daN/ml}$  (valeur caractéristique max)

Effort tranchant (en négligeant les charges entre 0 et  $H_t/2$ ).

$$V = q \frac{(L - H_t)}{2} \quad \text{avec } q = 963 + 520 = 1483 \text{ daN/ml}$$

$H_t = 1,30 \text{ m}$  = hauteur de la poutre seule (on suppose que le hourdis s'exerce sur la poutre).

$$\text{finalement on a : } V = 1483 \times \frac{(24,40 - 1,3)}{2} \Rightarrow V = 17129,00 \text{ daN}$$

#### 1.7. Revêtement

Poids mort du revêtement :  $q = 1,232 \text{ t/ml} \times 0,981 \times 1,2 = 1450,3 \text{ daN/ml}$  (valeur caractéristique maximale)

On a  $K_{max} = 1,318$  (identique à la surcharge A(e) : 2 voies chargées).

$$V = q \times \frac{L - H_t}{2} \times \frac{K_{max}}{10} \times \delta_{Q_c} = 1450,3 \times \frac{24,40 - 1,50}{2} \times \frac{1,318}{10} \times 1 \Rightarrow V = 2189 \text{ daN}$$

#### 1.8 Récapitulatif de l'effort tranchant pour la poutre défavorable à l'appui ( $P_6 \Rightarrow y = 0,5 \text{ m}$ )

Cas de charge et surcharges	Effort tranchant à l'état limite d'utilisation. (en daN)	Effort tranchant à l'état limite ultime. (en daN).
Surcharge sur trottoirs	$V = 262,17$	$V_u = 418,42$
Poids mort trottoirs	$V = 1316,18$	$V_u = 1737,36$
Surcharges		
A(e)	$V = 15158,00$	$V_u = 20160,44$
Bc	$V = 16766,00$	$V_u = 22298,80$
$M_{c120}$	$V = 13615,60$	$V_u = 17972,60$
D	$V = 25488,80$	$V_u = 33645,21$
Poids mort poutre + dalle	$V = 17129,00$	$V_u = 22610,30$
Revêtement	$V = 2189,00$	$V_u = 2889,50$
Combinaisons défavorables		
Poids mort poutre + dalle	$V = 17129,00$	$V_u = 22610,30$
Trottoirs + revêtement + surcharge D	$V = 29256,15$	$V_u = 38650,48$

Remarque:

L'effort tranchant à l'état limite ultime est obtenu en divisant l'effort tranchant à l'état limite d'utilisation par ( $\delta_{Q_c}$  ou  $\delta_{Q_s}$ ) correspondant et en le multipliant par ( $\delta_{Q_c}$  ou  $\delta_{Q_s}$ ) équivalent à l'état limite ultime et par  $\delta_s = 1,2$  (pour l'état limite ultime)



### 1.9 Tableaux de l'effort tranchant pour les poutres P<sub>7</sub>, P<sub>8</sub>, P<sub>9</sub>, P<sub>10</sub> à l'appui

Cas de charge et surcharge	Effort tranchant Poutre (P <sub>7</sub> y=1,5m)		Effort tranchant Poutre (P <sub>8</sub> y=2,5m)	
	Etat limite d'utilisation (daN)	Etat limite ULtime (daN)	Etat limite d'utilisation (daN)	Etat limite ULtime (daN)
Surcharges sur trottoir	V = 184,00	V <sub>u</sub> = 293,70	V = 316,00	V <sub>u</sub> = 504,30
Poids mort trottoir	V = 727,93	V <sub>u</sub> = 960,90	V = 1191,40	V <sub>u</sub> = 1572,60
Surcharges				
A (e)	V = 11580,00	V <sub>u</sub> = 15401,40	V = 12267,60	V <sub>u</sub> = 16316,60
B c	V = 16930,09	V <sub>u</sub> = 22517,00	V = 16987,00	V <sub>u</sub> = 19932,70
Mc 120	V = 13835,18	V <sub>u</sub> = 18262,40	V = 13923,00	V <sub>u</sub> = 18378,40
D	V = 23134,59	V <sub>u</sub> = 30537,70	V = 19773,00	V <sub>u</sub> = 26100,40
Poids mort poutre + dalle	V = 17129,00	V <sub>u</sub> = 22610,30	V = 17129,00	V <sub>u</sub> = 22610,30
Revêtement	V = 2040,00	V <sub>u</sub> = 2692,80	V = 1771,30	V <sub>u</sub> = 2338,10
Combinaisons defavorables				
Poids mort poutre + dalle	V = 17129,00	V <sub>u</sub> = 22610,30	V = 17129,00	V <sub>u</sub> = 22610,30
Trottoirs + revêtement + surcharge	V = 26086,50 (D)	V <sub>u</sub> = 34485,10	V = 23051,70 (D)	V <sub>u</sub> = 30515,40

Cas de charge et surcharge	Effort tranchant Poutre (P <sub>9</sub> y=3,5m)		Effort tranchant Poutre (P <sub>10</sub> y=4,5m)	
	Etat limite d'utilisation (daN)	Etat limite ULtime (daN)	Etat limite d'utilisation (daN)	Etat limite ULtime (daN)
Surcharges sur trottoirs	V = 484,67	V <sub>u</sub> = 773,50	V = 647,50	V <sub>u</sub> = 1033,40
Poids mort trottoir	V = 1849,80	V <sub>u</sub> = 2441,70	V = 2524,00	V <sub>u</sub> = 3331,70
Surcharges				
A (e)	V = 7606,24	V <sub>u</sub> = 10116,30	V = 6418,60	V <sub>u</sub> = 8536,70
B c	V = 12190,36	V <sub>u</sub> = 16218,20	V = 8482,00	V <sub>u</sub> = 11174,70
Mc 120	V = 12209,80	V <sub>u</sub> = 16116,90	V = 10277,00	V <sub>u</sub> = 13565,60
D	V = 13144,24	V <sub>u</sub> = 17350,40	V = 6683,20	V <sub>u</sub> = 8821,80
Poids mort poutre + dalle	V = 17129,00	V <sub>u</sub> = 22610,30	V = 17129,00	V <sub>u</sub> = 22610,30
Revêtement	V = 1339,86	V <sub>u</sub> = 1768,60	V = 840,70	V <sub>u</sub> = 1109,70
Combinaison				
Poids mort poutre + dalle	V = 17129,00	V <sub>u</sub> = 22610,30	V = 17129,00	V <sub>u</sub> = 22610,30
Trottoirs + revêtement + surcharge	V = 16818,60 (D)	V <sub>u</sub> = 22334,20	V = 14289,20 (Mc120)	V <sub>u</sub> = 19040,40

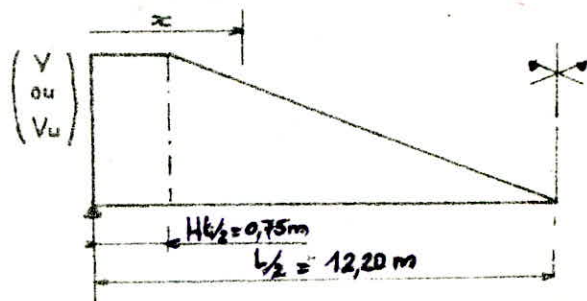
## 2] Enveloppes efforts tranchants

### 2.1 Enveloppe pour la combinaison poids mort (poutre + dalle)

pour :

$$x \leq 0,75m \quad V_x \text{ ou } V_{ux} = V \text{ ou } V_u \text{ à l'appui}$$

$$x > 0,75m \quad V_x \text{ ou } V_{ux} = \begin{bmatrix} V \\ \text{ou} \\ V_u \end{bmatrix} \left[ 1 - \frac{x - 0,75}{12,20 - 0,75} \right]$$



### 2.2 Enveloppe pour la combinaison "trottoirs + revêtement + charges"

Pour une poutre donnée, à une abscisse  $x$  les efforts tranchants correspondant aux trottoirs et revêtement seront calculés selon la formule précédente.



Pour  $0 \leq x \leq 3,00 \text{ m}$  (2Ht) l'effort tranchant du aux surcharges est constant car elles sont disposées d'une abscisse ( $x = 2Ht = 3,00 \text{ m}$ ) à partir de l'appui

### 3) Calcul de l'effort tranchant pour $x = 3,00 \text{ m}$ (2Ht) = $L/8$

#### 3.1) A l'état limite d'utilisation

##### 3.1.1 Combinaison poids mort "poutre + dalle"

A l'appui, pour toutes les poutres étudiées nous avons  $V = 17129,00 \text{ daN}$

D'après l'enveloppe de l'effort tranchant pour  $x > 0,75 \text{ m}$  nous avons  $V = V_{\text{appui}} \left[ 1 - \frac{x-0,75}{12,20-0,75} \right]$   
donc pour  $x = 3,00 \text{ m}$  nous avons  $V = 17129,00 \left[ 1 - \frac{3,00-0,75}{12,20-0,75} \right] = V = 13763,04 \text{ daN}$

##### 3.1.2 Combinaison "trottoirs + revêtement + surcharge"

Nous avons :  $\left[ 1 - \frac{x-0,75}{12,20-0,75} \right] = \left[ 1 - \frac{3,00-0,75}{12,20-0,75} \right] = 0,803$ .

Calculons les combinaisons pour les différentes poutres.

POUTRE P10 ( $Y = 4,5 \text{ m}$ ) :  $V = (647,60 + 2524,00 + 840,70) \times 0,803 + 10277,00 = 13498,80 \text{ daN}$

POUTRE P9 ( $Y = 3,5 \text{ m}$ ) :  $V = (484,70 + 1849,90 + 1339,90) \times 0,803 + 13144,20 = 16480,55 \text{ daN}$

POUTRE P8 ( $Y = 2,5 \text{ m}$ ) :  $V = (316,00 + 1191,40 + 1771,30) \times 0,803 + 19773,00 = 22405,80 \text{ daN}$

POUTRE P7 ( $Y = 1,5 \text{ m}$ ) :  $V = (184,00 + 727,90 + 2040,00) \times 0,803 + 23134,50 = 25505,00 \text{ daN}$

POUTRE P6 ( $Y = 0,5 \text{ m}$ ) :  $V = (262,17 + 1316,16 + 2189,00) \times 0,803 + 25488,80 = 28513,98 \text{ daN}$

(surcharge + poids) trottoirs + revêtement surcharge la plus défavorable

donc à  $x = 3,00 \text{ m}$ , la poutre la plus défavorable est P6 ( $Y = 0,5 \text{ m}$ ) avec  $V = 28513,98 \text{ daN}$

#### 3.2) A l'état limite ultime

##### 3.2.1) Combinaison poids mort "poutre + dalle"

$V_u = \frac{V}{\gamma_0} \times \gamma_{\text{Q}} \times \gamma_{\text{S}} = \frac{13763,04}{1} \times 1,1 \times 1,2 = V_u = 18167,21 \text{ daN}$

##### 3.2.2) Combinaison "trottoir + revêtement + surcharge"

POUTRE P10 ( $Y = 4,5 \text{ m}$ ) :  $V_u = (4033,40 + 3331,70 + 1109,70) \times 0,803 + 13565,60 = 17961,86 \text{ daN}$

POUTRE P9 ( $Y = 3,5 \text{ m}$ ) :  $V_u = (773,50 + 2441,70 + 1768,60) \times 0,803 + 17358,40 = 21352,39 \text{ daN}$

POUTRE P8 ( $Y = 2,5 \text{ m}$ ) :  $V_u = (504,30 + 1572,60 + 2338,10) \times 0,803 + 26100,40 = 29645,65 \text{ daN}$

POUTRE P7 ( $Y = 1,5 \text{ m}$ ) :  $V_u = (293,70 + 960,90 + 2692,80) \times 0,803 + 30537,70 = 33707,46 \text{ daN}$

POUTRE P6 ( $Y = 0,5 \text{ m}$ ) :  $V_u = (418,42 + 1737,36 + 2889,50) \times 0,803 + 33645,20 = 37696,56 \text{ daN}$

donc à  $x = 3,00 \text{ m}$  la poutre la plus défavorable est P6 ( $Y = 0,5 \text{ m}$ ) avec  $V_u = 37696,56 \text{ daN}$

### 4) Calcul de l'effort tranchant pour $x = \frac{L}{4} = 6,10 \text{ m}$

Pour  $x > 3,00$  (2Ht) nous devons disposer les surcharges à partir de  $x$  de l'appui et faire les combinaisons les plus défavorables à cette abscisse. Pour cette abscisse nous donnons uniquement les résultats

#### 4.1) A l'état limite d'utilisation

##### 4.1.1) Combinaison poids mort "poutre + dalle"

$V = 9125,49 \text{ daN}$

##### 4.1.2) Combinaison "trottoir + revêtement + surcharge"

La poutre la plus défavorable est la poutre P6 ( $Y = 0,5 \text{ m}$ ) avec  $V = 14385,45 \text{ daN}$

#### 4.2) A l'état limite ultime

##### 4.2.1) Combinaison poids mort "poutre + dalle"

$V_u = 12045,65 \text{ daN}$

##### 4.2.2) Combinaison "trottoir + revêtement + surcharge"

La poutre la plus défavorable est la poutre P6 ( $Y = 0,5 \text{ m}$ ) avec  $V_u = 19027,37 \text{ daN}$

### 5) Calcul de l'effort tranchant pour $x = \frac{3L}{8} = 9,15 \text{ m}$ .

Pour cette abscisse nous donnons uniquement les résultats.

#### 5.1) A l'état limite d'utilisation

##### 5.1.1) Combinaison poids mort "poutre + dalle"

$V = 4656,31 \text{ daN}$

##### 5.1.2) Combinaison "trottoir + revêtement + surcharge"

La poutre la plus défavorable est la poutre P6 ( $Y = 0,5 \text{ m}$ ) avec  $V = 9879,72 \text{ daN}$

#### 5.2) A l'état limite ultime

##### 5.2.1) Combinaison poids mort "poutre + dalle"

$V_u = 6094,33 \text{ daN}$

##### 5.2.2) Combinaison "trottoir + revêtement + surcharge"

La poutre la plus défavorable est la poutre P6 ( $Y = 0,5 \text{ m}$ ) avec  $V_u = 13949,24 \text{ daN}$



# X. VERIFICATION DE LA FLEXION A L'ELUTILISAT. 46

La verification de la flexion est faite pour la poutre la plus defavorable  $P_6 (y=0,5m)$  en section mediane ( $x=\frac{l}{2}$ ).

## 1) Valeurs caracteristiques des moments des actions de longue duree

- Poids propre de la poutre :  $q = 935 \text{ daN/m}$
- Poids propre de la dalle :  $q = 2500 \times 0,20 \times 1,00 \times 0,981 = 490,5 \text{ daN/ml}$

	Valeurs caracteristiques maximum	Valeurs caracteristiques minimum
Poids propre poutre	$935 \times 1,03 = 963,05 \text{ daN/ml}$	$935 \times 0,98 = 916,30 \text{ daN/ml}$
Poids propre dalle	$490,5 \times 1,06 = 519,93 \text{ daN/ml}$	$490,5 \times 0,96 = 470,88 \text{ daN/ml}$

## 1) Moments en valeurs caracteristiques des actions de longue duree pour ( $x = \frac{l}{2}$ ).

1.1) Poids propre de la poutre.

$$M = \frac{qL^2}{8} \quad \text{valeur maximum : } M = 963,05 \times \frac{24,40^2}{8} = 71670,20 \text{ daN.m}$$

$$\text{valeur minimum : } M = 916,30 \times \frac{24,40^2}{8} = 68191,00 \text{ daN.m}$$

1.2) Poids propre de la dalle.

$$M = \frac{qL^2}{8} \quad \text{valeur maximum : } M = 519,93 \times \frac{24,40^2}{8} = 38693,20 \text{ daN.m}$$

$$\text{valeur minimum : } M = 470,88 \times \frac{24,40^2}{8} = 35042,90 \text{ daN.m}$$

1.3) Superstructures :

$$\text{valeur maximum : } M = 17473,20 \text{ daN.m} \quad (\text{voir chap moments}).$$

$$\text{valeur minimum : } M = 17473,20 \times 0,8 = 14048,80 \text{ daN.m}$$

## 2) Contraintes dues aux charges et surcharges

Les charges et surcharges etant defavorables, on ne retiendra que les valeurs maximum.

### 2.1 Contraintes dues au poids propre poutre

Le calcul est fait avec les caracteristiques de la poutre seule ( $n=0$ ) en zone courante.

a) fibre inferieure de la poutre

$$\sigma = -\frac{M}{I} = -\frac{71670,20 \cdot 10^2}{102505,68} = -69,92 \text{ bars}$$

b) Niveau bas de la section d'enrobage.

$$\sigma = -\frac{M}{I} (V'-4) = -\frac{71670,20 \cdot 10^2}{6420955,92} (62,64 - 4) = -65,45 \text{ bars}$$

c) fibre superieure de la poutre

$$\sigma = +\frac{M}{I} = \frac{71670,20 \cdot 10^2}{95322,98} = 75,20 \text{ bars}$$

### 2.2 Contraintes dues au poids propre de la dalle.

Le calcul est fait avec les caracteristiques de la poutre seule ( $n=0$ ) en zone courante.

a) fibre inferieure de la poutre.

$$\sigma = -\frac{M}{I} = \frac{38693,20 \cdot 10^2}{102505,68} = -37,75 \text{ bars}$$

b) Niveau bas de la section d'enrobage

$$\sigma = -\frac{M}{I} (V'-4) = -\frac{38693,20}{6420955,92} (62,64 - 4) = -35,34 \text{ bars}$$

c) fibre superieure de la poutre.

$$\sigma = \frac{M}{I} = \frac{38693,20 \cdot 10^2}{95322,98} = +40,60 \text{ bars}$$

### 2.3 Contraintes dues aux superstructures.

Le calcul est fait avec les caracteristiques de la section complete ( $n=0$ ) en zone courante.

a) fibre inferieure poutre

$$\sigma = -\frac{M}{I} = -\frac{17473,20 \cdot 10^2}{149222,36} = -11,71 \text{ bars}$$

b) Niveau bas de la section d'enrobage

$$\sigma = -\frac{M}{I} (V'-4) = -\frac{17473,20 \cdot 10^2}{13298696,29} (89,42 - 4) = -11,18 \text{ bars}$$

c) fibre superieure de la poutre et fibre inferieure de la dalle:

$$\sigma = \frac{M}{I} (V-20) = \frac{17473,20 \cdot 10^2}{13298696,29} (60,88 - 20) = +9,37 \text{ bars}$$



d) fibre supérieure de la dalle

$$\sigma = \frac{M}{I} = \frac{17470,20 \cdot 10^2}{218441,43} = \underline{+8,00 \text{ bars}}$$

## 2.4 Contraintes dues aux surcharges d'exploitation :

Le calcul est fait avec les caractéristiques de la section complète avec n=4 en zone courante

M = 127500,00 daN.m. (voir chap moments).

a) fibre inférieure de la poutre

$$\sigma = -\frac{M}{I} = -\frac{127500,00 \cdot 10^2}{155868,36} = \underline{-81,80 \text{ bars}}$$

b) Niveau bas de la section d'enrobage

$$\sigma = -\frac{M}{I} (v' - 4) = -\frac{127500,00 \cdot 10^2}{13710181,27} \times (87,96 - 4) = \underline{-78,08 \text{ bars}}$$

c) fibre supérieure de la poutre et fibre inférieure de la dalle :

$$\sigma = \frac{M}{I} (v - 20) = \frac{127500,00 \cdot 10^2}{13710181,27} \times (62,04 - 20) = \underline{+39,10 \text{ bars}}$$

d) fibre supérieure de la dalle

$$\sigma = \frac{M}{I} = \frac{127500,00 \cdot 10^2}{220989,38} = \underline{+57,70 \text{ bars}}$$

Recapitulatif des contraintes dues aux charges et surcharges (total) :

- a) fibre inférieure de la poutre  $\sigma = \Sigma \sigma_i = -69,92 - 37,75 - 11,71 - 81,80 = \underline{-209,18 \text{ bars}}$   
 b) Niveau bas de la section d'enrobage  $\sigma = \Sigma \sigma_i = -65,45 - 35,34 - 11,18 - 78,08 = \underline{-190,05 \text{ bars}}$   
 c) fibre supérieure de la poutre  $\sigma = \Sigma \sigma_i = +75,20 + 40,60 + 5,37 + 39,10 = \underline{+160,27 \text{ bars}}$   
 d) fibre inférieure de la dalle  $\sigma = \Sigma \sigma_i = +5,37 + 39,10 = \underline{+44,47 \text{ bars}}$   
 e) fibre supérieure de la dalle  $\sigma = \Sigma \sigma_i = +8,00 + 57,70 = \underline{+65,70 \text{ bars}}$

## 3) Estimation des contraintes dues au retrait différentiel et au fluage gêné (PR. AD 73 - SETRA)

3.1) Retrait différentiel de la dalle par rapport à la poutre

Lorsque la dalle est coulée en place sur les poutres préfabriquées, les deux fibres de contact sont astreintes à subir les mêmes déformations : poutre et dalle forment alors un ensemble monolithique. Or, les déformations différées (retrait) de ces deux éléments ne sont pas les mêmes pour une raison essentielle, ils n'ont pas le même âge.

La valeur du retrait différentiel est donnée par la formule :  $\epsilon = \epsilon_{rh} - \epsilon_{rp} [1 - r(t_f)]$  où $\epsilon_{rh}$  = valeur du retrait total de la dalle $\epsilon_{rp}$  = valeur du retrait total de la poutre donnée par le calcul des pertes ( $\epsilon_{rp} = 1,68 \cdot 10^{-4}$ ).

$r(t_f)$  = valeur de la fonction  $r(t)$  pour un temps fictif correspondant à un temps réel  $t_0$  (temps de coulage de la dalle)  $t_f = t_0 \sqrt{\frac{40}{e_m}}$  ;  $e_m = \frac{2b}{p}$  = épaisseur fictive de la dalle ;  $t_0 = 20$  jours

$$e_m = \frac{2(400 \times 15 + 30 \times 5)}{100 + 2 \times 15 + 100 + 2 \times 5} = 13,75 \text{ cm} \Rightarrow t_f = 16,93 \text{ j} \Rightarrow r(t_f) = 0,33 \text{ (abaque IP2 A1)}.$$

Après un calcul similaire à  $\epsilon_{rp}$  (voir consistance du calcul au chap calcul des forces de précontrainte) nous avons trouvé  $\epsilon_{rh} = 2,93 \cdot 10^{-4}$  (avec hypothèse  $\bar{w}$  varié de  $0,25 \cdot 10^{-2}$  à  $0,4 \cdot 10^{-2}$  ce qui donne pour une variation de  $k_p$  entre 0,95 et 0,92).

$$\text{d'où } \epsilon = \epsilon_{rh} - \epsilon_{rp} [1 - r(t_f)] = 2,93 \cdot 10^{-4} - 1,68 \cdot 10^{-4} [1 - 0,33] \Rightarrow \boxed{\epsilon = 1,80 \cdot 10^{-4}}$$

\* Calcul des contraintes dues au retrait différentiel de la dalle par rapport à la poutre

Le calcul se fait avec les caractéristiques de la section complète avec n=0 (zone courante)

Module d'élasticité du béton de la dalle  $E_v = \frac{1}{3} E_c = \frac{1}{3} 24000 \sqrt{0,22} = \frac{1}{3} 24000 \sqrt{300} = 138564,06 \text{ bars}$ Caractéristiques de la dalle  $b = 100 \text{ cm}$   $h = 15 \text{ cm}$ .

a) fibre inférieure de la poutre

$$\sigma = E \cdot E_v \cdot b \cdot h \times \left[ \frac{1}{B} - \frac{(v - h_0/2)}{I} \cdot v' \right]$$

$$\sigma = 1,80 \cdot 10^{-4} \times 138564,06 \times 100 \times 15 \left[ \frac{1}{4820} - \frac{(60,88 - 45/2)}{13298696,26} \times 89,12 \right] = \underline{-5,77 \text{ bars}}$$

b) Niveau bas de la section d'enrobage

$$\sigma = E \cdot E_v \cdot b \cdot h \times \left[ \frac{1}{B} - \frac{(v - h_0/2)}{I} \cdot (v' - d) \right]$$

$$\sigma = 1,80 \times 138564,06 \times 100 \times 15 \left[ \frac{1}{4820} - \frac{(60,88 - 45/2)}{13298696,26} \times (89,12 - 4) \right] = \underline{-5,17 \text{ bars}}$$

c) fibre supérieure de la poutre

$$\sigma = E \cdot \epsilon_v \cdot b \cdot h \cdot \left[ \frac{1}{B} + \frac{(v - h/2)}{I} (H - v') \right] \quad ; H = \text{hauteur de la poutre } H = 130 \text{ cm}$$

$$\sigma = 1,80 \cdot 10^{-4} \times 138564,06 \times 100 \times 15 \left[ \frac{1}{4920} + \frac{(60,88 - 15/2)}{13298696,26} \times (130 - 89,12) \right] = +13,75 \text{ bars}$$

d) fibre inférieure de la dalle

$$\sigma = E \cdot \epsilon_v \cdot b \cdot h \cdot \left[ \frac{1}{B} + \frac{(v - h/2)}{I} (H - v' + h) \right] - E \cdot \epsilon_v \quad ; h = \text{épaisseur du coffrage}$$

$$\sigma = 1,80 \cdot 10^{-4} \times 138564,06 \times 100 \times 15 \left[ \frac{1}{4920} + \frac{(60,88 - 15/2)}{13298696,26} \times (130 - 89,12 + 5) \right] - 1,80 \cdot 10^{-4} \times 138564,06$$

$$\sigma = -10,44 \text{ bars}$$

e) fibre supérieure de la dalle

$$\sigma = E \cdot \epsilon_v \cdot b \cdot h \cdot \left[ \frac{1}{B} + \frac{(v - h/2)}{I} \cdot v \right] - E \cdot \epsilon_v$$

$$\sigma = 1,80 \cdot 10^{-4} \times 138564,06 \times 100 \times 15 \left[ \frac{1}{4920} + \frac{(60,88 - 15/2)}{13298696,26} \times 60,88 \right] - 1,80 \cdot 10^{-4} \times 138564,06 = -8,19 \text{ bars}$$

3.2] Fluage gêné de la poutre par la dalle.

La poutre soumise antérieurement à des efforts (poids propre, précontrainte) tend à subir des déformations différées par fluage. A partir de l'instant où on coule la dalle, ces déformations se trouvent être gênées par la présence de la dalle.

3.2.1] Hypothèses:

Si  $\alpha$  est la part de la déformation finale prise en compte par la poutre seule à  $j$  jours, tout ce qui passe comme si une part  $\alpha$  des efforts dus à la précontrainte et au poids mort de la poutre seule est prise en compte par la poutre seule et le complément par la section complète (montage)

$$\alpha \text{ est donné par la formule suivante: } \alpha = \frac{1 + r(t_j) \cdot (k_{FL})_e}{1 + (k_{FL})_e}$$

$$\text{avec } (k_{FL})_e = 0,5 k_{FL} = 0,5 \times 2,8935 = 1,447 \quad (k_{FL} = 2,8935 \text{ (voir calcul des forces de précontrainte)})$$

$$\text{pour un coulage à } 20 \text{ j } r(t_j) = r(t=20 \text{ j}) = 0,38$$

$$\text{d'où } \alpha = \frac{1 + 0,38 \times 1,447}{1 + 1,447} \Rightarrow \alpha = 0,639$$

La contrainte due au fluage gêné pour une fibre quelconque est donnée par la formule suivante:

$$\sigma = \alpha \left[ \frac{F}{B_p} + \frac{F \cdot e_p \cdot v_p}{I_p} + \frac{M}{I_p} \cdot v_p \right] + (1 - \alpha) \left[ \frac{F}{B_m} + \frac{F \cdot e_m \cdot v_m}{I_m} + \frac{M}{I_m} \cdot v_m \right] - \left[ \frac{(F+P)}{B_p} + \frac{(F+P) \cdot e_p \cdot v_p}{I_p} \right] - \frac{M}{I_p} v_p + \left[ \frac{P}{B_m} + \frac{P \cdot e_m \cdot v_m}{I_m} \right]$$

Le calcul est fait avec les valeurs probables au lieu des valeurs caractéristiques, en raison du caractère estimatif de ce calcul. Les caractéristiques des sections prises en compte sont avec ( $n=0$ ).

Notation:

B = section

I = Inertie

e = excentricité des aciers par rapport au centre de gravité de la section considérée.

v = Ordonnée de la fibre étudiée par rapport au centre de gravité de la section considérée

avec l'indice "p" pour la poutre seule et "m" pour la section complète (montage)

M = Moment probable à mi-portée du poids propre de la poutre

$$M = \frac{q \ell^2}{8} = \frac{935 \times (24,4)^2}{8} = 69582,70 \text{ daN.m} \quad q = 935 = \text{valeur probable}$$

F = Effort probable final de précontrainte

$$F = \frac{P_1 + P_2}{2} = \frac{12294,86 + 10395,78}{2} = F = 26942,36 \text{ daN} \quad (\text{voir calcul des forces de précontrainte})$$

P = Perte probable sur le montage seul (en valeur absolue)

$$P = 726 \text{ daN/cable} \text{ d'où } P = 726 \times 23 = 16698 \text{ daN} \quad (\text{voir calcul des forces de précontrainte})$$



$$\begin{aligned} \text{donc } \sigma &= 0,653 \left[ \frac{260942,36}{3270} + \frac{260942,36 \times (-41,47) \times V_p}{6420955,92} + \frac{69582,70 \cdot 10^2}{6420955,92} \times V_p \right] \\ &+ 0,367 \left[ \frac{260942,36}{3270} + \frac{260942,36 \times (-67,95) \times V_m}{13298696,29} + \frac{69582,70 \cdot 10^2}{13298696,29} \times V_m \right] \\ &- \left[ \frac{(260942,36 + 16698,00)}{3270} + \frac{(260942,36 + 16698) \times (-41,47) \times V_p}{6420955,92} \right] - \frac{69582,70 \cdot 10^2}{6420955,92} \times V_p \\ &+ \left[ \frac{16698,00}{4290} + \frac{16698,00 \times (-67,95) \times V_m}{13298696,29} \right] \end{aligned}$$

3.2.2) Calcul des contraintes dues au fluage gêné

a) fibre inférieure poutre :

$$\left. \begin{aligned} V_p &= V'_p = -62,64 \text{ cm} \\ V_m &= V'_m = -89,12 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \underline{\sigma = +1,95 \text{ bars}}$$

b) Niveau bas de la section d'enrobage

$$\left. \begin{aligned} V_p &= V'_p = -62,64 + 4 = -58,64 \text{ cm} \\ V_m &= V'_m = -89,12 + 4 = -85,12 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \underline{\sigma = +1,74 \text{ bars}}$$

c) fibre supérieure de la poutre :

$$\left. \begin{aligned} V_p &= V'_p = 67,36 \text{ cm} \\ V_m &= V'_m = (130 - 89,12) = 40,88 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \underline{\sigma = -5,03 \text{ bars}}$$

d) fibre inférieure de la dalle

Les 1<sup>er</sup>, 3<sup>es</sup>, et 4<sup>es</sup> termes de  $\sigma$  sont nuls par définition

$$V_m = 40,88 + 5 = 45,88 \text{ cm} \Rightarrow \underline{\sigma = +5,52 \text{ bars}}$$

e) fibre supérieure de la dalle

Les 1<sup>er</sup>, 3<sup>es</sup>, et 4<sup>es</sup> termes de  $\sigma$  sont nuls par définition

$$V_m = 60,88 \text{ cm} \Rightarrow \underline{\sigma = -0,41 \text{ bars}}$$

Récapitulatif des contraintes dues au retrait différentiel et au fluage gêné (total 2)

- a) fibre inférieure de la poutre  $\sigma = -5,77 + 1,95 = \underline{-3,82 \text{ bars}}$
- b) Niveau bas de la section d'enrobage  $\sigma = -5,17 + 1,74 = \underline{-3,43 \text{ bars}}$
- c) fibre supérieure de la poutre  $\sigma = +13,75 - 5,03 = \underline{+8,72 \text{ bars}}$
- d) fibre inférieure de la dalle  $\sigma = -13,22 + 5,52 = \underline{-7,70 \text{ bars}}$
- e) fibre supérieure de la dalle  $\sigma = -8,19 + 0,41 = \underline{-8,60 \text{ bars}}$

4) Contraintes dues aux forces de précontrainte

Nous avons obtenu les valeurs des contraintes finales dues à la précontrainte au chapitre (calcul des forces de précontraintes) qui sont les suivantes :

- a) fibre inférieure de la poutre  $\sigma = 196,42 \text{ bars}$
- b) fibre supérieure de la poutre  $\sigma = -35,73 \text{ bars}$
- c) Niveau bas de la section d'enrobage  $\sigma = 189,23 \text{ bars}$  (calculée à l'aide des valeurs ci-dessus)

Pour être plus défavorable nous avons pris les valeurs dues à la précontrainte minimum

- d) fibre inférieure de la dalle  $\sigma = +0,12 \text{ bars}$  (voir chapitre calcul de forces de précontrainte)
- e) fibre supérieure de la dalle  $\sigma = +2,35 \text{ bars}$  ( " " " " " " " )

5) Contraintes finales (précontrainte + total 1 + total 2) :

a) fibre inférieure de la poutre	$\sigma = +196,42 - 201,18 - 3,82 =$	$-8,58 \text{ bars}$
b) Niveau bas de la section d'enrobage	$\sigma = +189,23 - 190,05 - 3,43 =$	$-4,20 \text{ bars}$
c) fibre supérieure de la poutre	$\sigma = -35,73 + 160,27 + 8,72 =$	$+133,26 \text{ bars}$
d) fibre inférieure de la dalle	$\sigma = +0,12 + 44,47 - 7,90 =$	$+36,68 \text{ bars}$
e) fibre supérieure de la dalle	$\sigma = +2,35 + 65,70 - 8,60 =$	$+59,45 \text{ bars}$

6) Vérification des contraintes

Les contraintes admissibles sont les suivantes (d'après l'article § 2.13 de l'IP2) :

Genre	Traction		Compression
	hors zone d'enrobage	dans zone d'enrobage	
IIb	$-1,6 \sigma_{25}$	$-\sigma_{25}$	$\frac{\sigma_{25}}{4,8}$

### 6.1] Verification des contraintes pour la poutre

D'après les hypothèses on a  $\sigma_{28} = 31,2 \text{ bars}$  et  $\sigma'_{28} = 420 \text{ bars}$

a) Contrainte de traction hors zone d'enrobage.

plus grande traction hors zone d'enrobage est pour la F.I de la poutre  
 $\sigma = 3,58 \text{ bars} < \bar{\sigma} = 1,6 \times 31,2 = 49,9 \text{ bars}$  c'est vérifié

b) Contrainte de traction en zone d'enrobage

plus grande traction en zone d'enrobage est pour le niveau bas de la section d'enrobage

$\sigma = 4,20 \text{ bars} < \bar{\sigma} = 31,2 \text{ bars}$  c'est vérifié

c) Contrainte de compression

plus grande compression est pour la fibre supérieure de la poutre

$\sigma' = 133,26 \text{ bars} < \bar{\sigma}' = \frac{420}{1,8} = 233,33 \text{ bars}$  c'est vérifié.

### 6.2] Verification des contraintes pour la dalle

Pour la dalle nous avons  $\sigma'_{28} = 300 \text{ bars}$

Contrainte de compression

plus grande compression est pour la fibre supérieure de la dalle

$\sigma' = +59,45 \text{ bars} < \bar{\sigma}' = \frac{300}{1,8} = 166,67 \text{ bars}$  c'est vérifié

### 7] Armature du volume de traction

D'après l'article (§ 21.4.2 de l'IP2), il ya lieu de prévoir une section d'armature passive égale à la somme des deux termes suivants:

- 0,1% de l'aire de la partie de béton tendu.

- Le quotient du volume de contrainte de traction par la valeur minimum de:

-  $2600 \gamma = 2600 \times 1,6 = 4160 \text{ bars}$

-  $\sigma_e = 4120 \text{ bars}$

-  $\frac{T_g - P}{A_p}$  avec  $T_g = \text{Force de tension garantie} = 15400 \text{ daN}$

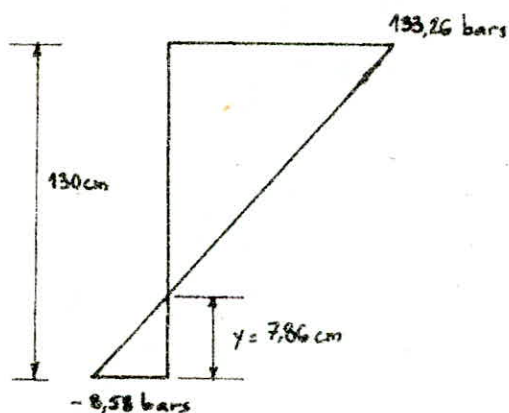
$P = \text{force probable finale de précontrainte} = \frac{P_1 + P_2}{2} = \frac{12294,86 + 10395,98}{2}$

$P = 11345,32 \text{ daN}$

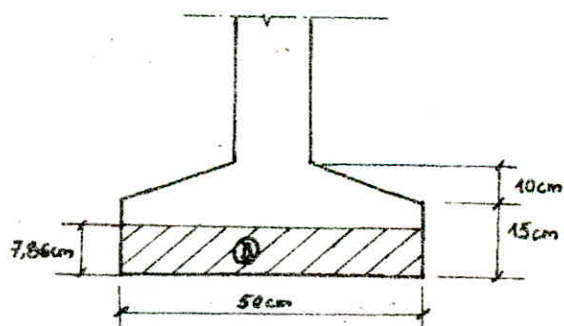
$A_p = \text{Section d'un câble } A_p = 0,93 \text{ cm}^2$

d'où  $\frac{T_g - P}{A_p} = 4360 \text{ bars}$

D'après le calcul des contraintes finales nous avons obtenu le diagramme suivant:



Aire de la partie tendue:



Calcul de la section d'armature passive

Aire de la partie tendue  $B = 50 \times 7,86 = 393,20 \text{ cm}^2$

Volume de contrainte  $V = \frac{8,58 \times 7,86}{2} \times 50 = 1685,87 \text{ daN}$

finalement nous avons la section d'armature passive  $A = \frac{0,1 \times B}{100} + \frac{V}{\sigma_e}$

$A = \frac{0,1 \times 393,20}{100} + \frac{1685,87}{4120} \Rightarrow A = 0,80 \text{ cm}^2$

Cette section est très faible, donc elle peut être reprise par les aciers de montage  
 Conclusion: Nous n'avons pas d'armatures passives dans la zone tendue



# XI. VERIFICATION DE LA FLEXION A L'E.L. ULTIME

La vérification de la flexion à l'état limite ultime se fait à mi-portée pour la poutre la plus défavorable  $P_8 (y=0,5m)$ . Elle est faite sur l'ouvrage terminé.

## 1) Hypothèses (f. 8.8 IP2)

- Matériau non linéaire
- La résistance du béton tendu est négligé
- Les matériaux béton et acier ne subissent aucun glissement relatif.
- Les sections restent planes
- Les diagramme des déformations d'une section correspondant à l'atteinte de l'état limite ultime, respecte la "règle des 3 pivots"

### 1.1] "Règle des 3 pivots"

Un état limite est caractérisé par le fait que le diagramme des déformations dans une section appartient à l'un des domaines définies par la figure ci après:

Plusieurs types de sollicitations sont à envisager.

#### - Cas d'une flexion composée de traction:

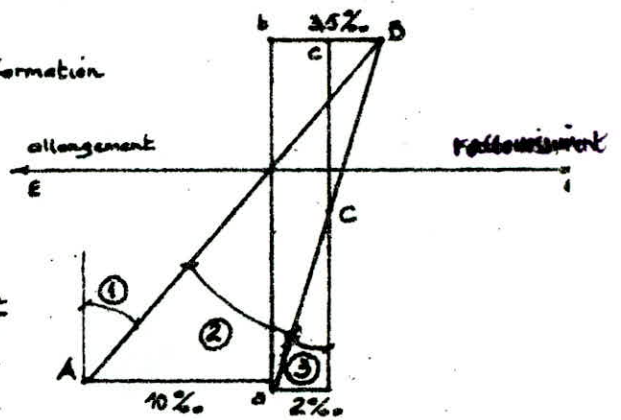
L'état limite ultime correspond à l'atteinte de la déformation limite sur les armatures les plus extérieures qu'elles soient passives ou actives; le diagramme de déformation passe alors par le pivot A correspond à une déformation de 10% par rapport à l'état d'origine de la section et se situe dans le domaine ①

#### - Cas d'une flexion composée n'entraînant pas une compression

complète de la section: L'état limite ultime correspond à l'atteinte de la déformation limite sur la fibre extrême où le béton est comprimé ( $\epsilon_b = 3,5\%$ ), le diagramme de déformation passe alors par le pivot B et se situe dans le domaine ②

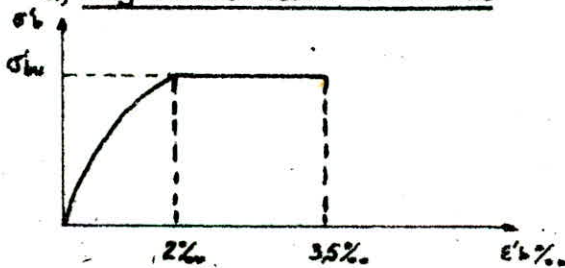
#### - Cas d'une flexion composée de compression telle que toute la section soit comprimée:

L'état limite ultime correspond à l'atteinte de la déformation limite en compression du béton qui suivant l'intensité de la flexion varie entre 3,5% et 2%. Le diagramme de déformation passe alors par le pivot C.



### 1.2] Diagrammes de calcul

#### a) Diagramme de béton de la dalle

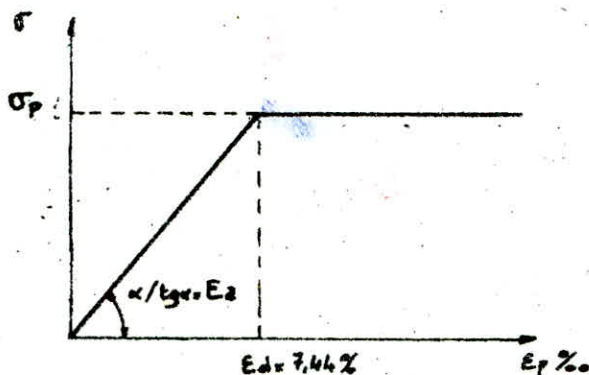


$\sigma'_{bu} = \frac{0,85 \sigma_{28}}{k_b \gamma_b}$  avec 0,85 : coeff pour les zones comprimées dont la largeur est croissante (ou constante) vers les fibres les plus comprimées.

$\sigma_{28} = 300 \text{ bars}$   
 $k_b = 0,85$  (charges roulantes)  
 $\gamma_b = 1,5$

d'où  $\sigma'_{bu} = 200 \text{ bars}$

#### b) Diagramme des aciers de précontrainte



$E_s = 19.10^4 \text{ bars}$       $A_p = 0,93 \text{ cm}^2$  (pour 1 beton)

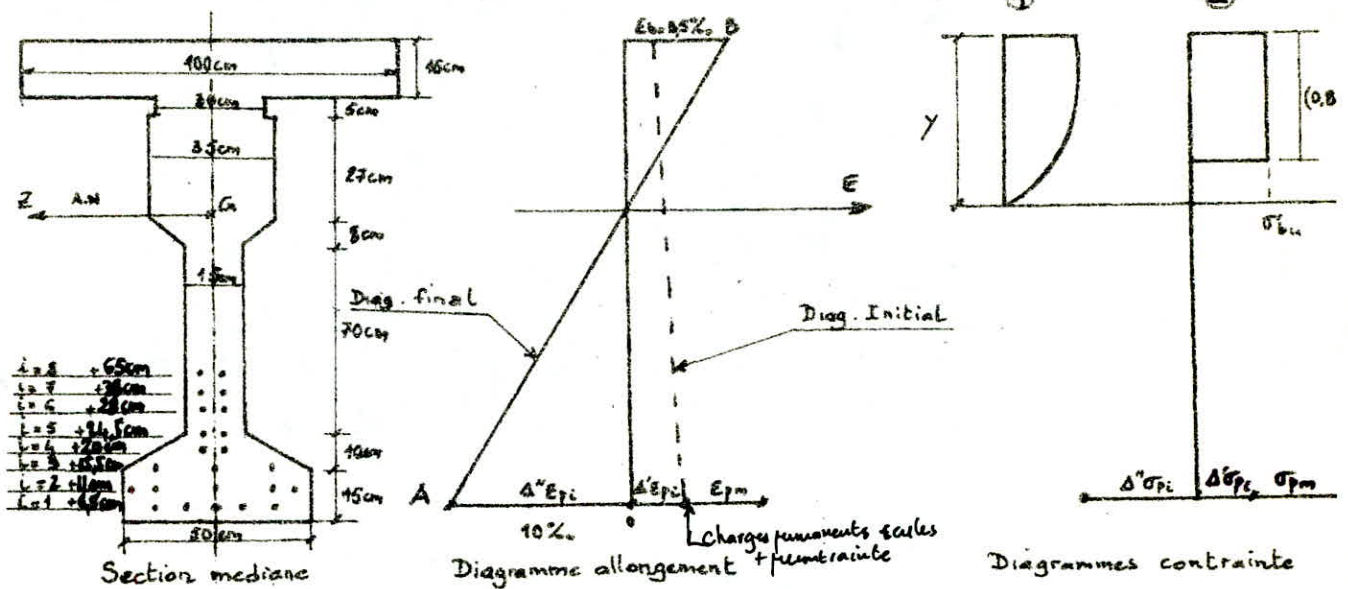
$\sigma_p = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{11 F_{T2}}{435 A_p} = 0,946 F_{T2} = 0,946 \times 15200 = 14372,04 \text{ bars} \\ \frac{0,95 F_{T2}}{435 A_p} = 0,977 F_{T2} \times 0,977 \times 14700 = 14437,63 \text{ bars} \end{array} \right.$

d'où  $\sigma_p = 14437,63 \text{ bars}$   
 $E_d = \frac{\sigma_p \times 1000}{\epsilon_p}$  (d'après le graphique)

#### c) Diagramme des aciers passifs

Dans notre cas nous n'avons pas d'acier passifs donc ils n'interviennent pas dans le calcul.

d) Diagramme allongements - contraintes



Notations:

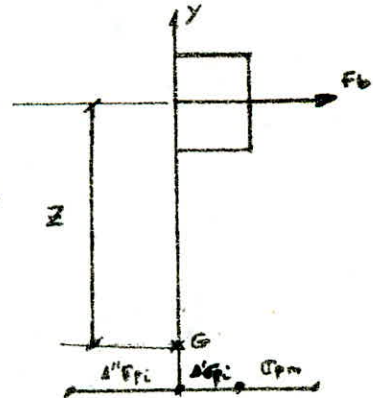
- $E_{pm}$  = c'est l'allongement des aciers de précontrainte tendus à leur tension caractéristique minimum après des charges permanentes (Hourdis + revêtement + poids propre poutre). Il est constant pour toutes les armatures.  
 $P_{min} = 10395,78 \text{ daN / tonne}$  (voir page 20)  $\rightarrow \sigma_{pm} = \frac{P}{A_p} = 11178,25 \text{ bars / tonne}$   
 d'où  $E_{pm} = 5,88\%$  (d'après le diagramme des aciers de précontrainte).
- $\Delta' E_{pi}$  = complément d'allongement accompagnant le retour à la déformation nulle du béton au niveau du lit  $i$ . Sa valeur étant très faible, il sera négligé dans notre calcul.
- $\Delta'' E_{pi}$  = complément d'allongement au delà de la valeur nulle. Il est déterminé par le diagramme des aciers de précontrainte pour chaque lit  $i$ .
- $\Delta' \sigma_{pi}$  et  $\Delta'' \sigma_{pi}$  = variation de contraintes relatives à  $\Delta' E_{pi}$  et  $\Delta'' E_{pi}$ .
- $\sigma_{pm}$  = contrainte relative à  $E_{pm}$ .

Pour le calcul du moment résistant  $M_{lim,max}$  nous utiliserons le diagramme rectangulaire simplifié (2) mais en considérant la contrainte  $\sigma'_b$  qui correspond au raccourcissement exact du béton suivant le diagramme de béton (diagramme parabole-rectangle).

1.3) Equation d'équilibre de la section

- $G$  = barycentre des forces des armatures
- $Z$  = bras de levier
- $F_b$  = Force béton =  $Bc \cdot \sigma_b$
- $Bc$  = section de la partie comprimée ( $B(0,y)$ )

La sollicitation est une sollicitation de flexion composée. On fixe donc l'un des paramètres de cette sollicitation en l'occurrence l'effort normal, soit  $P$  l'effort de précontrainte  $P_{min} = 10395,78 \text{ daN / tonne}$   
 d'où  $P = 10395,78 \times 23 \text{ tonnes} = 239102,94 \text{ daN}$   
 L'équation d'équilibre est donnée par l'équation:



(1)  $1,2P = F_b - \sum A_{pi} \Delta \sigma_{pi}$   
 avec  $A_{pi}$  = section d'armatures actives de lit d'indice  $i$   
 $\Delta \sigma_{pi}$  = surtension du lit d'indice  $i$   
 $\Delta \sigma_{pi} = \Delta' \sigma_{pi} + \Delta'' \sigma_{pi} = \sigma_{pi}(E_{pm} + \Delta' E_{pi} + \Delta'' E_{pi}) - \sigma_{pm}(E_{pm})$

L'équation (1) devient après simplification:

(2)  $1,2P = F_b - \sum A_{pi} \sigma_{pi}(E_{pm} + \Delta' E_{pi}) + n A_p \sigma_{pm}(E_{pm})$

- avec  $\Delta' E_{pi} = 0$  (négligé)
- $E_{pm} = \text{cst}$
- $n = n \cdot \text{nb de tonnes} = 23$
- $A_p$  = section d'un tonne

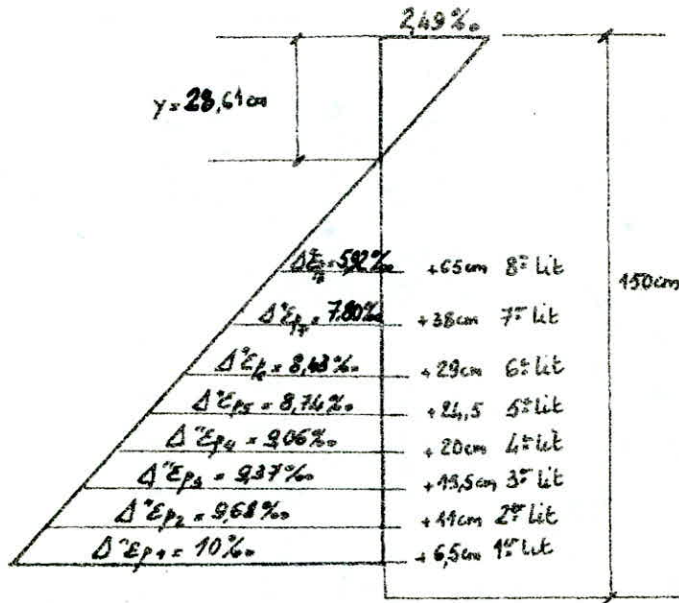
Une fois l'effort normal est fixé, la comparaison porte donc ensuite sur le moment fléchissant telle que :  $M_u \leq M_{u,lim,max}$  avec  $M_{u,lim,max} = F_b \times Z$

2] Calcul du moment résistant :  $M_{u,lim,max}$

Le calcul se fait par itération. La 1<sup>ère</sup> itération consiste à prendre un diagramme allongements qui passe par les 2 pivots (A et B) c'est à dire ( $\epsilon'_b = 3,5\%$  et  $\Delta' \epsilon_{pi} = 10\%$ ). Après cette première itération nous avons trouvé pour l'équation (2) que  $1,2P > F_b - \sum A_{pi} \sigma_{pi}(E_{pm} + \Delta' E_{pi}) + n A_p \sigma_{pm}(E_{pm})$



cela signifie que la section de béton comprimée est très grande (y grand). Pour diminuer y le diagramme doit pivoter autour de A. Nous sommes donc dans le domaine ① définie par la règle des 3 pivots. Nous donnons ci-joint le diagramme allongement final trouvé et montrons que l'équation d'équilibre (2) est vérifiée.



Verification de l'équation d'équilibre :

Nous avons :  $1,2 P = F_b - \sum A_{pi} \sigma_{pi} (\epsilon_{pm} + \Delta^i \epsilon_{pi}) + n A_p \sigma (\epsilon_{pm})$

$\epsilon_{pm} = 5,88\%$  = cst  $\Rightarrow$  contrainte correspondante sur le diagramme des aciers de précontrainte est

$\sigma_p = 11178,25$  bars  $\Rightarrow n A_p \sigma (\epsilon_{pm}) = 23 \times 0,93 \times 11178,25 = 239 102,76$  daN

Calcul du terme  $\sum A_{pi} \sigma_{pi} (\epsilon_{pm} + \Delta^i \epsilon_{pi})$ .

Le lit (i=8) le plus haut à un allongement total de  $(\epsilon_{pm} + \Delta^8 \epsilon_{p8}) = 5,88\% + 5,92\% = 11,80\% > \epsilon_d = 7,14\%$

donc son point d'allongement se trouve sur le palier du diagramme des aciers de précontrainte

donc la contrainte correspondante  $\sigma_p = \sigma_p = 14137,63$  bars

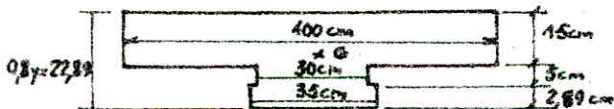
L'allongement du lit le plus haut se situant sur le palier, tous les lits plus bas se situent par définition ( $\Delta^i \epsilon_{pi} > \Delta^8 \epsilon_{p8}$ ) également sur le palier et leur contrainte correspondante est donc

$\sigma_p = 14137,63$  bars  
 finalement  $\sum A_{pi} \sigma_{pi} (\epsilon_{pm} + \Delta^i \epsilon_{pi}) = n \times A_p \times \sigma_p = 23 \times 0,93 \times 14137,63$  bars = 302 404,00 daN

Calcul de la force ( $F_b$ ) reprise par le béton

$y = 28,61$  cm  $0,8y = 22,89$  cm

La section  $B_c = 100 \times 15 + 30 \times 5 + 35 \times 2,89 \Rightarrow B_c = 1751,08$  cm<sup>2</sup>



et  $\sigma_{fu} = 200$  bars

d'où  $F_b = 200 \times 1751,08 = 350 216$  daN

$1,2 P = 1,2 \times 239 102,94 = 286 923,53$  daN =  $350 216 - 302 404 + 239 102,76 = 286 914,76$  daN

Donc l'équilibre est vérifié.

Calcul du centre de gravité de la force béton par rapport à la fibre supérieure

$d = \frac{\sum y_i S_i}{\sum S_i} = \frac{15 \times 100 \times (15/2) + 30 \times 5 \times (15 + 5/2) + 35 \times 2,89 \times (80 + 2,89/2)}{1751,08} \Rightarrow d = 9,16$  cm

Calcul du barycentre des forces des armatures de précontrainte

Les armatures étant toutes tendues à la même contrainte  $\sigma_p = 14137,63$  bars donc le barycentre de leur forces est confondu avec le centre de gravité des armatures :  $D' = 24,97$  cm (voir page)

Calcul du bras de levier  $z$  :

$z = H - 0,5 - d - D' = 150 - 0,5 - 9,16 - 24,97 = 113,17$  cm

Finalement le moment résistant  $M_{ulim,max} = F_b \times z = 350 216$  daN  $\times 1,13 \Rightarrow M_{ulim,max} = 396 339$  daN.m

Moment appliqué à l'EL ultime ( $M_u$ )

$M_u = 1,2 \times 1,1$  (71670,20 + 38693,20) + 23064,42 + 168535  $\Rightarrow M_u = 337 279$  daN.m

finalement  $M_u < M_{ulim,max}$  Condition vérifiée



# XII. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

## 1] Verification des contraintes de cisaillement à l'appui

Les vérifications des contraintes de cisaillement se font à l'état limite d'utilisation. A chaque niveau y on détermine les contraintes de cisaillement à l'état limite d'utilisation.

### 1.1] Pour le poids mort "poutre + dalle"

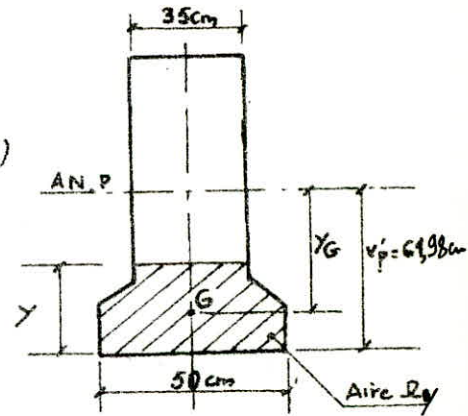
$$\tau_{03} = \frac{V_{PM}}{b_0 \cdot Z_p} \quad \text{avec } Z_p = \frac{I_p}{S_y}$$

$I_p$  : inertie de la poutre (calculé avec  $n=0$ ) ( $I_p = 7188394,58 \text{ cm}^4$ )

$$S_y = S_{y2} \cdot Y_G$$

$V_{PM}$  = effort tranchant à l'appui ( $V_{PM} = 17129,00 \text{ daN}$ )

$b_0$  = largeur correspondante à l'ordonnée y



### 1.2] Pour la combinaison "travail + revêtement + charge"

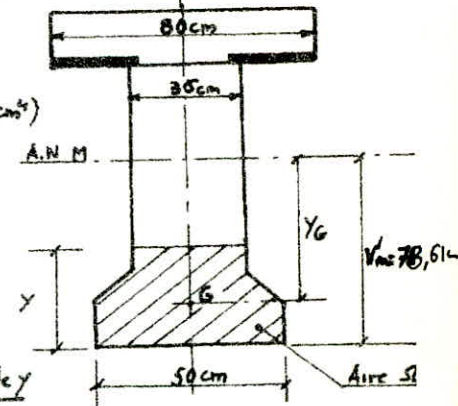
$$\tau_{04} = \frac{V_Q}{b_0 \cdot Z_m} \quad \text{avec } Z_m = \frac{I_m}{S_y}$$

$I_m$  = inertie du montage (calculé avec  $n=0$ ) ( $I_m = 13567072,42 \text{ cm}^4$ )

$$S_y = S_{y2} \cdot Y_G$$

$V_Q$  = effort tranchant à l'appui ( $V_Q = 29256,15 \text{ daN}$ )

$b_0$  = largeur correspondante à l'ordonnée y



### 1.3] Tableau donnant les valeurs $\tau_{03}$ et $\tau_{04}$ pour l'ordonnée variable y

y (cm)	$\tau_{03}$ (bars)	$\tau_{04}$ (bars)	$\tau_{03} + \tau_{04}$ (bars)	y (cm)	$\tau_{03}$ (bars)	$\tau_{04}$ (bars)	$\tau_{03} + \tau_{04}$ (bars)
6,5	0,909	1,056	1,965	69,5	5,614	7,683	13,297
11	1,479	1,734	3,213	74	5,507	7,750	13,257
15,5	2,000	2,368	4,368	78,5	5,350	7,773	13,123
20	3,52	4,069	7,589	83	5,140	7,752	12,892
24,5	3,963	4,616	8,579	87,5	4,886	7,688	12,574
29	4,352	5,119	9,471	92	4,580	7,579	12,159
33,5	4,690	5,579	10,269	96,5	4,224	7,427	11,651
38	4,979	6,000	10,979	101	3,819	7,232	11,051
42,5	5,219	6,367	11,586	105,5	3,360	6,993	10,353
47	5,409	6,695	12,104	110	2,859	6,710	9,569
51,5	5,549	6,980	12,529	114,5	2,305	6,384	8,689
56	5,640	7,221	12,861	119	1,7011	6,014	7,715
60,5	5,681	7,419	13,100	123,5	1,048	5,600	6,648
64,98	5,683	7,474	13,157	128	0,344	5,143	5,487
65	5,672	7,573	13,245	130	0,016 = 0	4,925	4,925

### Remarque:

Pour le calcul de  $\tau_{03}$  et  $\tau_{04}$  nous avons fait la même estimation pour la section qu'à l'about



1.4] Verification à l'ordonnée  $y = 29\text{cm}$  correspondant au niveau le plus défavorable pour le cumul des contraintes de cisaillement tranchant + about (§ 28.2P2)

pour  $y = 29\text{cm}$  on a  $\tau_{03} = 4,352\text{ bars}$   $\tau_{04} = 5,119\text{ bars}$   $\tau_{01} = 21,92\text{ bars}$  (voir about)

On doit vérifier :  $\delta \tau_{01} + \tau_{03} + \tau_{04} \leq 1,5 \sigma_{28}$

avec  $\delta = 0,89$  ( $\delta$  tient compte de la réduction de contraintes sous l'effet de pertes de les armatures entre le moment de relâchement et le moment où l'ouvrage est en service).

$$\delta \tau_{01} + \tau_{03} + \tau_{04} = 0,89 \times 21,92 + 4,352 + 5,119 \leq 1,5 \times 31,2\text{ bars}$$

$$28,98 < 46,8\text{ bars} \quad \text{c'est vérifié}$$

1.5] Verification à l'ordonnée  $y = 69,5\text{cm}$  correspondant au cumul maximum des contraintes de cisaillement d'effort tranchant. (§ 28.2P2)

pour  $y = 69,5\text{cm}$  on doit vérifier  $\tau_{03} + \tau_{04} \leq \bar{\tau}$  avec  $\bar{\tau} = 0,25 \sqrt{\frac{\sigma_{28}}{\delta_b} \cdot \sigma_{28} \cdot K}$

$$\sigma_{28} = 420\text{ bars} \quad \delta_b = 4,8 \text{ (en service)} \quad K = 1 \text{ (genre IIb)}$$

$$\bar{\tau} = 21,33\text{ bars} \quad \text{et} \quad \tau_{03} + \tau_{04} = 13,297\text{ bars}$$

$$\text{on a bien } \tau_{03} + \tau_{04} = 13,297\text{ bars} < \bar{\tau} = 21,33\text{ bars}$$

2] Verification des contraintes de cisaillement au début de la zone courante ( $x = 1,80\text{m}$ )

Dans le cas des poutres avec blochets aux extrémités, on doit faire cette vérification au début de la zone courante. Cette vérification est faite au niveau du centre de gravité de la section complète. A ce niveau il y a cumul de deux valeurs de contraintes de cisaillement  $\tau_1$  (contrainte de cisaillement sur poutre seule) et  $\tau_2$  (contrainte de cisaillement sur section complète)

2.1] Calcul de  $\tau_2$  (relative à la combinaison "trottoir + revêtement + surcharge")

$$\tau_2 = \frac{VQ}{b_0 \cdot z_M} \quad \text{avec } z_M = \frac{I_M}{S_{YM}} \quad \text{et } b_0 = 15\text{cm}$$

2.1.1 Calcul de  $z_M$ .

Le moment statique  $S_{YM}$  vaut :

$$\begin{cases} \textcircled{1} 50 \times 15 \times \left(89,12 - \frac{15}{2}\right) = 61215\text{ cm}^3 \\ \textcircled{2} 2 \left[ \frac{17,5 \times 10}{2} \times \left(64,12 + \frac{2}{3} \times 10\right) \right] = 12387,70\text{ cm}^3 \\ \textcircled{3} 15 \times (64,12 + 10) \times \frac{(64,12 + 10)}{2} = 41203,30\text{ cm}^3 \end{cases}$$

$$S_{YM} = \Sigma = 114806\text{ cm}^3$$

$$I_M = \text{Inertie de montage} \quad I_M = 13298696,29\text{ cm}^4 \quad \rightarrow \quad z_M = \frac{I_M}{S_{YM}} \Rightarrow z_M = 115,84\text{ cm}$$

2.1.2 Calcul de  $VQ$  ( $x = 1,80\text{m}$ )

$$\alpha = 1,80\text{m} \quad \text{on a d'après l'enveloppe : } \left[ 1 - \frac{x - 0,75}{12,2 - 0,75} \right] = \left[ 1 - \frac{1,80 - 0,75}{12,2 - 0,75} \right] = 0,908$$

$VQ$  = effort tranchant pour la combinaison "trottoir + revêtement + surcharge" à l'EL d'utilité

$$VQ = (262,17 + 1316,18 + 2189,00) \times 0,908 + 25488,80 \Rightarrow VQ = 28909,55\text{ daN}$$

finalement on a

$$\tau_2 = \frac{28909,55}{15 \times 115,84} \Rightarrow \tau_2 = 16,64\text{ bars}$$

2.2 Calcul de  $\tau_1$  (relative à la combinaison "poids mort poutre + dalle")

$$\tau_1 = \frac{V_{PM}}{b_0 \cdot z_P} \quad \text{avec } z_P = \frac{I_P}{S_{YP}} \quad \text{et } b_0 = 15\text{cm}$$

2.2.1 calcul de  $z_P$ :

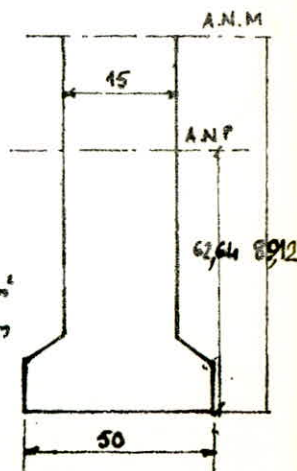
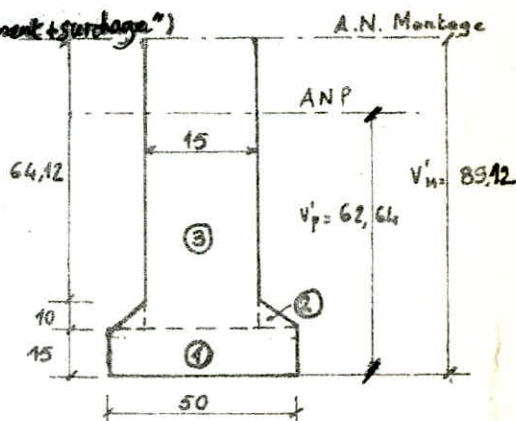
Le moment statique  $S_{YP}$  vaut :

D'après Huygens on a :  $S_{YP} = S_{YM} - \Omega \cdot d$  avec  $\Omega$  = Aire totale =  $2036,80\text{ cm}^2$   
et  $d = 89,12 - 62,64 = 26,48\text{ cm}$

$$\text{d'où } S_{YP} = 114806,00\text{ cm}^3 - 2036,80 \times 26,48 \Rightarrow S_{YP} = 60871,54\text{ cm}^3$$

$$I_P : \text{inertie de la poutre seule} \quad I_P = 6420955,92\text{ cm}^4$$

$$\text{d'où } z_P = \frac{I_P}{S_{YP}} \Rightarrow z_P = 105,48\text{ cm}$$



2.2.2 calcul de  $V_{PM}$  ( $x=1,80m$ )

$$V_{PM} = V_{appui} \left( 1 - \frac{x - 0,75}{12,1 - 0,75} \right) = 17129 \left( 1 - \frac{1,80 - 0,75}{12,1 - 0,75} \right) = V_{PM} = 15558,22 \text{ daN}$$

finalment on a:

$$\tau_1 = \frac{15558,22}{15 \times 105,82} \Rightarrow \tau_1 = 9,83 \text{ bars}$$

## 2.3] Calcul de La contrainte de cisaillement admissible

La contrainte de cisaillement admissible est donnée par l'expression suivante:

$$\bar{\tau} = 0,25 \left[ 1 + \frac{\sigma'_x}{\sigma'_{28}} \right] \sqrt{\left[ \frac{\sigma'_{28}}{\sigma_k} - \sigma'_x \right] \left[ k \sigma'_{28} + \sigma'_x \right]}$$

avec:  $\gamma_b = 1,8$  (en service)  $\sigma'_{28} = 420$  bars  
 $k = 1$  (genre IIb)  $\sigma'_{28} = 31,2$  bars

$\sigma'_x$ : contrainte normale au niveau de la fibre neutre de la section complète due:  
 - à la précontrainte min (si  $x \geq l_c - a$  ce qui est notre cas car  $1,80 > 1,337 - 0,30$ )  
 - au moment du au poids propre (poutre + dalle) (en valeur caractéristique minimale).

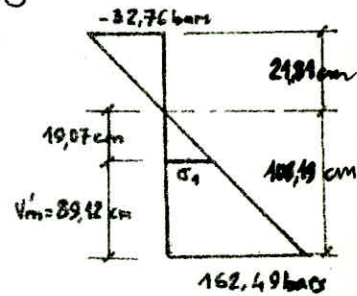
2.3.1 Calcul de  $\sigma'_x$ 

\* précontrainte (valeur minimum): Le calcul des pertes de la section au debut de la zone courante nous a donné pour la précontrainte minimum le diagramme suivant:

D'après le diagramme on a:

$$\frac{\sigma_1}{19,07} = \frac{162,49}{108,19}$$

d'où  $\sigma_1 = 28,64$  bars



\* moment du au poids propre (poutre + dalle)

$$q_0 = 916,3 \text{ daN/ml} + 470,98 = 1387,18 \text{ daN/ml (valeurs caractéristiques minimum)}$$

$$\bar{a} x = 1,80 \text{ m nous avons } M = \frac{q_0 \cdot x}{2} (L - x) = \frac{1387,18}{2} \times 1,80 (24,40 - 1,80) = 28215,24 \text{ daN.m}$$

$$\sigma_2 = \frac{M}{I_f} (v'_m - v'_p) = \frac{28215,24 \cdot 10^2}{6420955,92} \times (89,12 - 62,64) \Rightarrow \sigma_2 = 11,64 \text{ bars}$$

d'où  $\sigma'_x = \sigma_1 + \sigma_2 = 28,64 + 11,64 \Rightarrow \sigma'_x = 40,28$  bars

Tout calcul fait on trouve  $\bar{\tau} = 31,83$  bars

La verification à faire est:  $\tau_1 + \tau_2 \leq \bar{\tau}$   $9,83 + 16,64 = 26,97 \text{ bars} < \bar{\tau} = 31,83 \text{ bars}$

## 3) Calcul des armatures transversales (§ 31.1.2 de l'IP2)

Le calcul des armatures transversales se fait à l'état limite ultime. Les armatures transversales sont en acier de nuance (FE40 d < 20)  $\Rightarrow \sigma_e \leq 4120$  bars et  $\bar{\phi} = 10$  mm.

Nous explicitons le calcul pour  $x=0$  (à l'appui) et nous donnons uniquement les résultats pour les autres abscisses...

3.1] Calcul des armatures transversales à l'appui ( $x=0,00$  m)

On détermine les espacements des armatures transversales suivant cinq conditions.

Condition 1:

$$t_1 = \frac{A_t \cdot \sigma_e}{b_0 (\tau_{u, \text{tgb}} - 0,47 \sqrt{\sigma'_{28}})}$$

avec  $A_t = 1,57 \text{ cm}^2$  ( $2\phi 10$ )

$\sigma_e = 4120$  bars

$b_0$  = largeur de l'âme.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 z_M} \text{ (bars)}$$

$V_u$  = effort tranchant ultime sous poids mort "poutre + dalle" + effort tranchant ultime sous "trottoir + revêtement + surcharge"  
 $z_M$  = bras de levier au niveau de la fibre neutre de la section complète

$$t_2 = \frac{2 \tau_u}{\sigma'_x}$$

$\sigma'_{28}$  = contrainte de compression de la dalle à 28 jours  $\Rightarrow \sigma'_{28} = 300$  bars

$\sigma'_x$  = contrainte normale calculée au niveau de la fibre neutre de la section due:  
 - à la précontrainte min  
 - au moment du au poids propre (poutre + dalle) (en valeur caractéristique minimale)



Remarque : à l'appui ( $x=0$ ) on nous avons  $\theta'x=0 \Rightarrow \beta=45^\circ \rightarrow \text{tg}\beta=1$

$$\left. \begin{aligned} I_m &= 13567072,42 \text{ cm}^4 \text{ (Voir About n}^\circ\text{0)} \\ S_y &= 126146,76 \text{ cm}^3 \end{aligned} \right\} \Rightarrow z_m = \frac{I_m}{S_y} = 107,55 \text{ cm}$$

$$V_u = 22610,30 + 38690,48 = 61300,72 \text{ daN (Voir effort tranchant à l'appui)}$$

$$\text{d'où } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot z_m} = \frac{61300,72}{35 \times 107,55} = 16,285 \text{ bars}$$

finalement

$$t_1 = \frac{A_t \cdot \sigma_c}{b_0 (\tau_u \cdot \text{tg}\beta - 0,47 \sqrt{f_{t8}})} = \frac{1,57 \times 4120}{35 (16,285 \times 1 - 0,47 \times \sqrt{300})} \Rightarrow t_1 = 21,34 \text{ cm}$$

Condition 2 : Règle de minimum d'armatures.

Cette règle s'applique selon l'une ou l'autre des conditions

a) si  $\tau_u \geq 20 \text{ bars}$   $t_2 = \frac{A_t \cdot \sigma_c}{10 b_0}$

b) si  $\tau_u < 20 \text{ bars}$   $t_2 = \frac{2 A_t \cdot \sigma_c}{\tau_u \cdot b_0}$

Dans notre la condition (b) qui est vérifiée puisque  $\tau_u = 16,285 \text{ bars} < 20 \text{ bars} \Rightarrow t_2 = \frac{2 A_t \cdot \sigma_c}{\tau_u \cdot b_0}$

$$\text{d'où } t_2 = \frac{2 \times 1,57 \times 4120}{16,285 \times 35} \Rightarrow t_2 = 22,69 \text{ cm}$$

Condition 3:

$$t_3 \leq 0,8 H_t \quad H_t = \text{hauteur totale de la section} \quad H_t = 150 \text{ cm.}$$

$$t_3 \leq 0,8 \times 150 = 120 \text{ cm} \quad t_3 = 120 \text{ cm.}$$

Condition 4:

$$t_4 \leq 3 \cdot b_0 \quad t_4 \leq 3 \times 35 \text{ cm} = 105 \text{ cm} \quad t_4 = 105 \text{ cm}$$

Condition 5 : Couture de reprise poutre-dalle.

(En général, cette couture est réalisée par les armatures transversales eux-même).

$$t_5 \leq \frac{A_t \cdot \sigma_c}{1,1 \tau_u^* \cdot b} \quad \text{avec } b = \text{largeur de la reprise poutre-dalle, dans notre cas } b = 30 \text{ cm,}$$

$$\tau_u^* = \frac{V_u^*}{b \cdot z} \quad V_u^* = \text{effort tranchant à l'EL ultime "traité+revêtement+surdéclat"}$$

$$z = \text{bras de levier de la section complète calculé au niveau de la jonction poutre-dalle}$$

$$\text{nous avons } z = \frac{I_m}{S_y} \quad S_y = B_p (V_m - V_p) \quad \text{et } I_m = 13567072,42 \text{ cm}^4$$

$$S_y = 4807,25 \times (78,61 - 61,98) = 79944,57 \text{ cm}^3$$

$$\text{d'où } z = 169,71 \text{ cm.}$$

$$V_u^* = 38690,48 \text{ daN} \Rightarrow \tau_u^* = \frac{38690,48}{30 \times 169,71} = 7,600 \text{ bars} \quad \text{d'où } t_5 = \frac{1,57 \times 4120}{1,1 \times 7,600 \times 30} \Rightarrow t_5 = 25,77 \text{ cm}$$

$$\text{finalement nous avons } t = \min \{ t_1, t_2, t_3, t_4, t_5 \} = \min \{ 21,34, 22,69, 120, 105, 25,77 \}$$

$$t = 21 \text{ cm}$$

### 3.2 Tableau donnant les espacements pour les autres abscisses

Abcisses $\rightarrow$	$x = 1,80 \text{ m}$	$x = \frac{L}{3} = 3,00 \text{ m}$	$x = \frac{L}{4} = 4,50 \text{ m}$	$x = \frac{3L}{8} = 9,45 \text{ m}$
Condition 1 ( $t_1$ )	37,30 cm	42,82 cm	221,02 cm	$t_1 < 0$
Condition 2 ( $t_2$ )	43,12 cm	43,12 cm	49,31 cm	78,76 cm
Condition 3 ( $t_3$ )	120 cm	120 cm	120 cm	120 cm
Condition 4 ( $t_4$ )	45 cm	45 cm	45 cm	45 cm
Condition 5 ( $t_5$ )	24,28 cm	24,63 cm	45 cm	69,51 cm
$t = t_{\min}$	24 cm	24 cm	45 cm	45 cm

Remarque: Lorsque  $t_1 < 0$  on ne tient pas compte de cette condition

Pour les armatures transversales sont représentés sur le dessin de la poutre

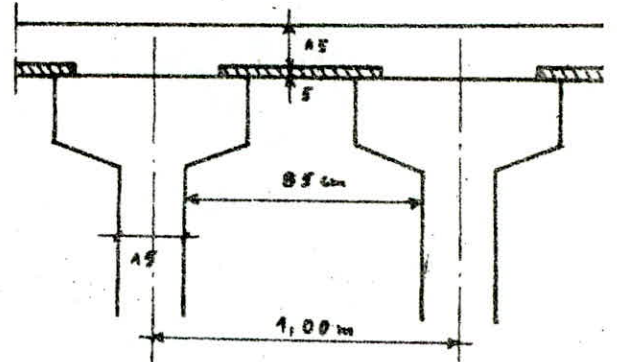
(type : (F)(G)(H)(I)(K))

# XIII - CALCUL DU PLATELAGE

Le platelage est constitué par une dalle en béton armé coulé sur place, d'épaisseur 20 cm (y compris la prédalle). Pour le calcul, on considère la dalle d'épaisseur 15 cm car la prédalle sert uniquement pour le coffrage.

## I - Dimensionnement du panneau :

$l_y = 2,5 \text{ m}$  (longueur d'une travée)  
 $l_x = 0,85 \text{ m}$  (entre axes des axes des poutres)  
 On a :  $\beta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{0,85}{2,5} = 0,34 \approx 0$   
 $\beta < 0,4$  donc le panneau travaille dans le sens de la petite portée  $l_x$  seulement.



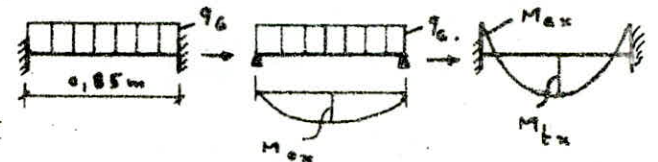
## II - Calcul des efforts :

1- Charges permanentes : Nous allons étudier une poutre de 1 m de large, de 15 cm d'épaisseur et de 0,85 m de longueur.

- Hourdis :  $2,5 \times 0,15 \times 1 = 0,375 \text{ t/ml}$

- Revêtement :  $2,5 \times 0,08 \times 1 = 0,176 \text{ t/ml}$

$q_c = 0,551 \text{ t/ml}$   
 $M_{ox} = \frac{q_c \cdot l_x^2}{8} = \frac{0,551 \cdot (0,85)^2}{8} = 0,050 \text{ t.m/ml}$



d'où :

$$\begin{cases} M_{ax} = -0,5 \cdot M_{ox} = -0,5 \cdot 0,050 = -0,025 \text{ t.m/ml} ; M_{ay} = M_{ax} = -0,025 \text{ t.m/ml} \\ M_{tx} = +0,8 \cdot M_{ox} = 0,8 \cdot 0,050 = +0,040 \text{ t.m/ml} ; M_{ty} = \frac{1}{4} \cdot M_{tx} = \frac{1}{4} \cdot 0,040 = 0,010 \text{ t.m/ml} \\ T_x = q_c \cdot \frac{l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = 0,230 \text{ t/ml} ; T_y = \frac{1}{2} \cdot q_c \cdot l_x = 0,156 \text{ t/ml} \end{cases}$$

## 2- Surcharges :

a) Surcharge A(l) :  $A = 1219 \text{ kg/m}^2 \rightarrow q_A = 1,219 \text{ t/ml}^2$  (2 voies chargées)

En utilisant le même procédé que précédemment on obtient :

$$\begin{cases} M_{ax} = -0,055 \text{ t.m/ml} ; M_{tx} = +0,088 \text{ t.m/ml} ; T_x = 0,509 \text{ t/ml} \\ M_{ay} = -0,055 \text{ t.m/ml} ; M_{ty} = +0,022 \text{ t.m/ml} ; T_y = 0,345 \text{ t/ml} \end{cases}$$

b) Système Bc : 0 Moments fléchissants : La position défavorable est représentée ci-dessous :

On a  $u' = v' = 15 + 25 + 1,5 \cdot 8 = 52 \text{ cm}$

Interférence : - suivant  $l_x$  :  $d = 50 \text{ cm} < u' = 52 \text{ cm}$

$\Rightarrow$  On a interférence suivant  $l_x$  ( $\Delta' = 2 \text{ cm}$ ).

- suivant  $l_y$  :  $d = 150 \text{ cm} > v' = 52 \text{ cm}$

$\Rightarrow$  pas d'interférence suivant  $l_y$ .

Contrainte de répartition :  $\sigma' = \frac{P}{u' \cdot v'} = \frac{6}{(0,52)^2} = 22,189 \text{ t/m}^2$

\* Surface  $ABB_1A_1$  :  $u'_1 = 2u' - \Delta' = 2 \cdot 52 - 2 = 102 \text{ cm} > 85 \text{ cm} = l_x$

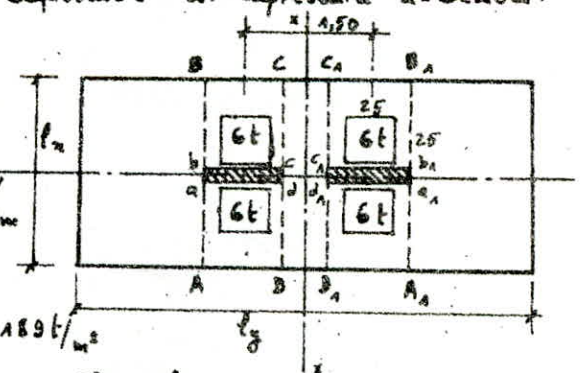
donc on travaille avec  $u'_1 = 0,85 \text{ m}$  et  $v'_1 = 1,50 + v' = 2,02 \text{ m}$ .

$\rightarrow P_1 = \sigma' \cdot u'_1 \cdot v'_1 = 22,189 \cdot 0,85 \cdot 2,02 = 38,100 \text{ t}$

$\beta = 0 \rightarrow \begin{cases} u'_1/l_x = 2 \\ v'_1/l_x = 2,376 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,0493 \\ M_2 = 0,0026 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{1x} = (M_1 + \gamma \cdot M_2) \cdot P_1 = 1,893 \text{ t.m/ml} \\ M_{1y} = (M_2 + \gamma \cdot M_1) \cdot P_1 = 0,381 \text{ t.m/ml} \end{cases}$

$\gamma = 0,15$  coefficient de Poisson

(et  $M_1$  et  $M_2$  sont déterminés à partir des tables de Pigeaud avec  $\beta = 0$ )





\* Surface  $cc_1b_1b$ :  $u'_2 = 0,85m$ ;  $v'_2 = 1,50 - 0,52 = 0,98m \rightarrow P_2 = 18,488t$

on trouve:  $M_{2x} = 1,424 t \cdot m/m$  et  $M_{2y} = 0,521 t \cdot m/m$

$$D'où \begin{cases} M_{xy} = M_{1x} - M_{2x} = 1,893 - 1,424 = 0,469 t \cdot m/m \\ M_{yy} = M_{1y} - M_{2y} = 0,384 - 0,521 = -0,140 t \cdot m/m \end{cases}$$

Moments dus à la zone d'interférence:

\* Surface  $abb_1a_1$ :  $u'_3 = 0,02m$ ;  $v'_3 = v'_1 = 2,02m \rightarrow P_3 = 0,896t$

$\rightarrow M_{3x} = 0,088 t \cdot m/m$  et  $M_{3y} = 0,017 t \cdot m/m$

\* Surface  $cc_1d_1d$ :  $u'_4 = \Delta' = 0,02m$ ;  $v'_4 = v'_2 = 0,98m \rightarrow P_4 = 0,435t$

$\rightarrow M_{4x} = 0,072 t \cdot m/m$  et  $M_{4y} = 0,023 t \cdot m/m$

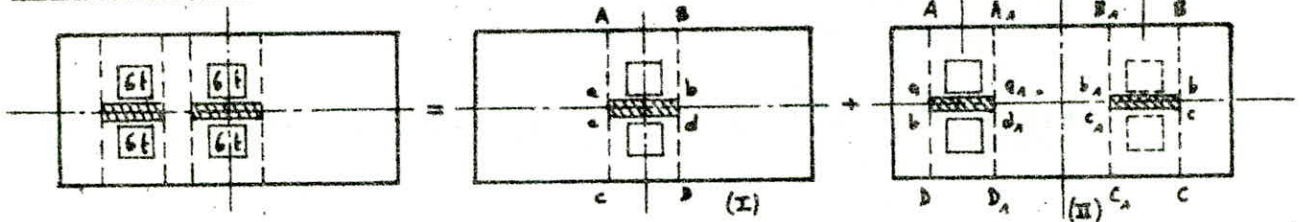
$$D'où \text{ les moments dus à l'interférence: } \begin{cases} M_{xp} = \pi_{3x} - \pi_{4x} = 0,088 - 0,072 = 0,016 t \cdot m/m \\ \pi_{yp} = \pi_{3y} - \pi_{4y} = 0,017 - 0,023 = -0,006 t \cdot m/m \end{cases}$$

D'où les moments finaux pour le système  $B_c$ :

$$\pi_x = \pi_{xp} + \pi_{xy} = 0,016 + 0,469 = \boxed{0,485 t \cdot m/m}$$

$$\pi_y = \pi_{yp} + \pi_{yy} = -0,006 - 0,140 = \boxed{-0,146 t \cdot m/m}$$

Efforts tranchants: La disposition défavorable est:



Le système initial est décomposé en deux systèmes (I) et (II) selon le procédé de Résal;

\* Système I: - Surface ABCD:  $u'_1 = 0,85m$ ;  $v'_1 = 0,52m \rightarrow P_1 = 9,808t$

On a  $u'_1 > v'_1 \Rightarrow T_{v'_1} = \frac{P_1}{3u'_1} = 3,846 t/m$  et  $T_{u'_1} = \frac{P_1}{2u'_1 + v'_1} = 4,418 t/m$

- Surface abcd:  $u'_2 = \Delta' = 0,02m$ ;  $v'_2 = 0,52m \rightarrow P_2 = 0,231t$

On a  $u'_2 < v'_2 \rightarrow T_{v'_2} = \frac{P_2}{u'_2 + 2v'_2} = 0,218 t/m$  et  $T_{u'_2} = \frac{P_2}{3v'_2} = 0,148 t/m$

D'où:  $T_{u'_1}^{(I)} = T_{u'_1} + T_{u'_2} = 4,566 t/m$ ;  $T_{v'_1}^{(I)} = T_{v'_1} + T_{v'_2} = 4,064 t/m$

\* Système II: (Dans on introduit une charge fictive symétrique à la charge réelle).

- Surface ABCD:  $u'_1 = 0,85m$ ;  $v'_1 = 3,52m \rightarrow P_1 = 66,389t$

On a  $u'_1 < v'_1 \Rightarrow T_{v'_1} = 8,414 t/m$  et  $T_{u'_1} = 6,287 t/m$

- Surface  $A_1B_1C_1D_1$ :  $u'_2 = 0,85m$ ;  $v'_2 = 2,48m \rightarrow P_2 = 46,774t$

$u'_2 < v'_2 \Rightarrow T_{v'_2} = 8,051 t/m$  et  $T_{u'_2} = 6,287 t/m$

D'où:  $T_{u'_1}^{(II)} = \frac{T_{u'_1} - T_{u'_2}}{2} = 0$  et  $T_{v'_1}^{(II)} = \frac{T_{v'_1} - T_{v'_2}}{2} = \frac{8,414 - 8,051}{2} = 0,182 t/m$

Zone d'interférence:

- Surface abcd:  $u'_1 = \Delta' = 0,02m$ ;  $v'_1 = 3,52m \rightarrow P_1 = 1,562t$

On a  $u'_1 < v'_1 \Rightarrow T_{v'_1} = 0,221 t/m$  et  $T_{u'_1} = 0,148 t/m$

- Surface  $a_1b_1c_1d_1$ :  $u'_2 = \Delta = 0,02m$ ;  $v'_2 = 2,48m \rightarrow P_2 = 1,101t$

$u'_2 < v'_2 \Rightarrow T_{v'_2} = 0,221 t/m$  et  $T_{u'_2} = 0,148 t/m$

D'où:  $T_{u'_1}^{(II)} = \frac{T_{u'_1} - T_{u'_2}}{2} = 0$  et  $T_{v'_1}^{(II)} = \frac{T_{v'_1} - T_{v'_2}}{2} = 0$

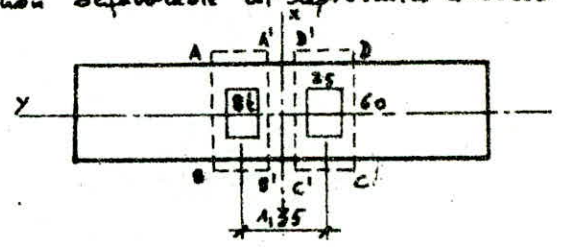
Donc pour le système (II) nous avons :  $T_{u'}^{II} = 0 + 0 = 0$  ;  $T_{v'}^{II} = 0,182 + 0 = 0,182 \text{ t/m}$   
 $\Rightarrow$  pour le système entier nous avons :  $T_{v'} = T_{v'}^I + T_{v'}^{II} = 4,066 + 0,182 = 4,248 \text{ t/m}$   
 $T_{u'} = T_{u'}^I + T_{u'}^{II} = 4,566 + 0 = 4,566 \text{ t/m}$

Finalement pour trouver  $T_x$  et  $T_y$  on majore  $T_{u'}$  et  $T_{v'}$  de 25% :

$T_x = 1,25 \cdot T_{u'} = 1,25 \cdot 4,566 = 5,708 \text{ t/m}$  et  $T_y = 1,25 \cdot T_{v'} = 1,25 \cdot 4,248 = 5,308 \text{ t/m}$

c) Système B<sub>f</sub> : \* Moments fléchissants : La disposition défavorable est représentée ci-dessous

$\begin{cases} u' = 0,60 + 0,15 + 1,5 \cdot 0,08 = 0,87 \text{ m} \\ v' = 0,25 + 0,15 + 1,5 \cdot 0,08 = 0,52 \text{ m} \end{cases}$



Comme  $v' < d = 1,35 \text{ m} \Rightarrow$  on n'a pas d'interférence.

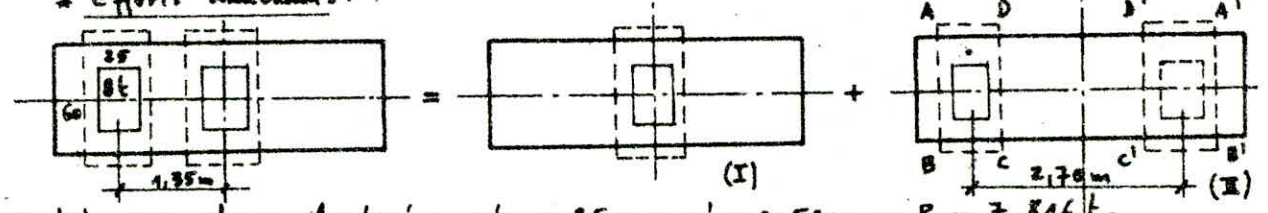
$\sigma = \frac{P}{u' \cdot v'} = \frac{8}{0,87 \cdot 0,52} = 17,683 \text{ t/m}^2$

- Surface ABCD :  $u'_1 = 0,85 \text{ m}$  ;  $v'_1 = 1,87 \text{ m} \rightarrow P_1 = 17,683 \cdot 0,85 \cdot 1,87 = 28,107 \text{ t}$   
 $\Rightarrow M_{x_1} = 1,505 \text{ t.m/m}$  et  $M_{y_1} = 0,327 \text{ t.m/m}$

- Surface A'B'C'D' :  $u'_2 = 0,85 \text{ m}$  ;  $v'_2 = 0,83 \text{ m} \rightarrow P_2 = 17,683 \cdot 0,83 \cdot 0,85 = 12,475 \text{ t}$   
 $\Rightarrow M_{x_2} = 1,012 \text{ t.m/m}$  et  $M_{y_2} = 0,408 \text{ t.m/m}$

D'où les moments des à B<sub>f</sub> :  $M_x = M_{x_1} - M_{x_2} = 0,493 \text{ t.m/m}$  et  $M_y = M_{y_1} - M_{y_2} = -0,081 \text{ t}$

\* Efforts tranchants :



- Système I : charge localisée :  $u'_1 = 0,85 \text{ m}$  ;  $v'_1 = 0,52 \text{ m} \rightarrow P_1 = 7,816 \text{ t}$

On a  $u'_1 > v'_1 \Rightarrow T_{u'_1}^I = \frac{P_1}{2u'_1 + v'_1} = \frac{7,816}{2 \cdot 0,85 + 0,52} = 3,521 \text{ t/m}$  et  $T_{v'_1}^I = \frac{P_1}{3u'_1} = \frac{7,816}{3 \cdot 0,85} = 3,065$

- Système II : o Surface AA'BB' :  $u'_2 = 0,85 \text{ m}$  ;  $v'_2 = 3,22 \text{ m} \rightarrow P_2 = 48,398 \text{ t}$

On a  $u'_2 < v'_2 \Rightarrow T_{u'_2} = \frac{P_2}{3v'_2} = 5,010 \text{ t/m}$  et  $T_{v'_2} = \frac{P_2}{2v'_2 + u'_2} = 6,638 \text{ t/m}$

o Surface BB'CC' :  $u'_3 = 0,85 \text{ m}$  ;  $v'_3 = 2,18 \text{ m} \rightarrow P_3 = 32,767 \text{ t}$

On a  $u'_3 < v'_3 \Rightarrow T_{u'_3} = \frac{P_3}{3v'_3} = 5,010 \text{ t/m}$  et  $T_{v'_3} = \frac{P_3}{2v'_3 + u'_3} = 6,289 \text{ t/m}$

Donc pour le système II on a :  $T_{u'}^{II} = \frac{1}{2} (T_{u'_2} - T_{u'_3}) = 0$  ;  $T_{v'}^{II} = \frac{1}{2} (T_{v'_2} - T_{v'_3}) = 0,175 \text{ t/m}$

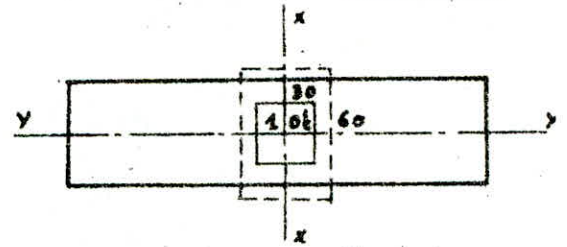
Et pour les 2 systèmes I et II on a :  $T_{u'} = T_{u'_1}^I + T_{u'}^{II} = 3,521 \text{ t/m}$  ;  $T_{v'} = T_{v'_1}^I + T_{v'}^{II} = 3,240 \text{ t/m}$

Finalement les efforts tranchants engendrés par B<sub>f</sub> sont :

$T_x = 1,25 \cdot T_{u'} = 1,25 \cdot 3,521 = 4,401 \text{ t/m}$  et  $T_y = 1,25 \cdot T_{v'} = 1,25 \cdot 3,240 = 4,050 \text{ t/m}$

d) Roue isolé B<sub>r</sub> : \* Moment fléchissant :

$\begin{cases} u' = 0,60 + 0,15 + 1,5 \cdot 0,08 = 0,87 \text{ m} \\ v' = 0,30 + 0,15 + 1,5 \cdot 0,08 = 0,57 \text{ m} \end{cases}$



$\sigma = \frac{10}{0,87 \cdot 0,57} = 20,165 \text{ t/m}^2$

Comme  $u' = 0,85 \text{ m} = l_x \Rightarrow P = 20,165 \cdot 0,85 \cdot 0,57 = 9,770 \text{ t}$  (après diffusion)

$\rightarrow M_x = 0,387 \text{ t.m/m}$  et  $M_y = 0,467 \text{ t.m/m}$

\* Efforts tranchants : on a  $u' > v' \Rightarrow T_{u'} = 4,304 \text{ t/m}$  et  $T_{v'} = 3,831 \text{ t/m}$

d'où  $T_x = 1,25 \cdot T_{u'} = 5,380 \text{ t/m}$  et  $T_y = 1,25 \cdot T_{v'} = 4,789 \text{ t/m}$



e) Convoi  $M_c 120$  : \* Moments fléchissants: on peut passer à seule chenille.

$$u' = 1,00 + 0,15 + 1,5 \times 0,08 = 1,27 \text{ m}$$

$$v' = 6,10 + 0,15 + 1,5 \times 0,08 = 6,37 \text{ m}$$

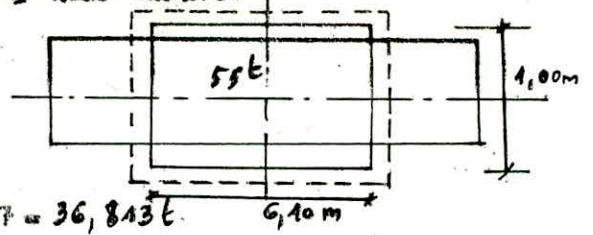
$$\rightarrow \sigma = \frac{P}{u' \cdot v'} = \frac{55}{1,27 \times 6,37} = 6,799 \text{ t/m}^2$$

Or on travaille avec  $u' = 0,85 \text{ m} \rightarrow P = 6,799 \times 0,85 \times 6,37 = 36,843 \text{ t}$

$$\Rightarrow M_x = 1,477 \text{ t.m/m} \quad \text{et} \quad M_y = 0,254 \text{ t.m/m}$$

\* Efforts tranchants:  $u' < v' \Rightarrow T_{u'} = 1,926 \text{ t/m}$  et  $T_{v'} = 2,709 \text{ t/m}$

$$\Rightarrow T_x = 1,25 \cdot T_{u'} = 2,408 \text{ t/m} \quad \text{et} \quad T_y = 1,25 \cdot T_{v'} = 3,386 \text{ t/m}$$



f) Convoi  $M_c 80$  : 1 chenille de 36t. Même raisonnement que précédemment  $\Rightarrow$

$$M_x = 1,097 \text{ t.m/m} \quad M_y = 0,189 \text{ t.m/m} \quad T_x = 2,208 \text{ t/m} \quad T_y = 3,053 \text{ t/m}$$

g) Convoi  $M_c 120$  : \* Moments fléchissants:

$$u' = 4,00 + 0,15 + 1,5 \times 0,08 = 4,27 \text{ m}$$

$$v' = 0,15 + 0,15 + 1,5 \times 0,08 = 0,42 \text{ m}$$

$$\rightarrow \sigma = \frac{33}{4,27 \times 0,42} = 18,401 \text{ t/m}^2$$

- Surface ABCD:  $u'_1 = 0,85 \text{ m}$ ;  $v'_1 = 2,22 \text{ m} \rightarrow P_1 = 34,723 \text{ t}$

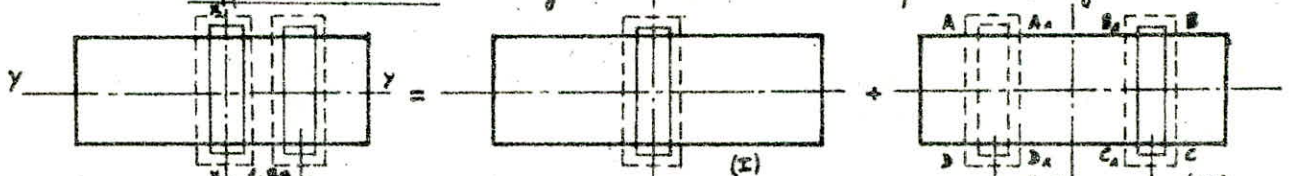
$$\Rightarrow M_{x_1} = 1,678 \text{ t.m/m} \quad \text{et} \quad M_{y_1} = 0,323 \text{ t.m/m}$$

- Surface  $A_1 B_1 C_1 D_1$ :  $u'_2 = 0,85 \text{ m}$ ;  $v'_2 = 1,38 \text{ m} \rightarrow P_2 = 21,584 \text{ t}$

$$\Rightarrow M_{x_2} = 1,419 \text{ t.m/m} \quad \text{et} \quad M_{y_2} = 0,386 \text{ t.m/m}$$

d'où  $M_x = M_{x_1} - M_{x_2} = 0,259 \text{ t.m/m}$  et  $M_y = M_{y_1} - M_{y_2} = -0,063 \text{ t.m/m}$

\* Efforts tranchants: le système initial se décompose en 2 systèmes I et II:



- Système I:  $u'_1 > v'_1 \Rightarrow T_{u'_1}^I = \frac{P_1}{2u'_1 + v'_1} = \frac{6,569}{2 \times 0,85 + 0,42} = 3,100 \text{ t/m}$

$$T_{v'_1}^I = \frac{P_1}{3 \cdot u'_1} = \frac{6,569}{3 \times 0,85} = 2,576 \text{ t/m}$$

- Système II: \* Surface ABCD:  $u'_2 = 0,85 \text{ m}$ ;  $v'_2 = 4,02 \text{ m} \rightarrow P_2 = 62,876 \text{ t}$

Or  $u'_2 < v'_2 \Rightarrow T_{u'_2} = 5,214 \text{ t/m}$  et  $T_{v'_2} = 7,073 \text{ t/m}$

\* Surface  $A_1 B_1 C_1 D_1$ :  $u'_3 = 0,85 \text{ m}$ ;  $v'_3 = 3,18 \text{ m} \rightarrow P_3 = 49,738 \text{ t}$

On a  $u'_3 < v'_3 \Rightarrow T_{u'_3} = 5,214 \text{ t/m}$  et  $T_{v'_3} = 6,898 \text{ t/m}$

D'où pour le système II:  $T_{u'_1}^{II} = \frac{1}{2} (T_{u'_2} - T_{u'_3}) = 0$  et  $T_{v'_1}^{II} = \frac{1}{2} (T_{v'_2} - T_{v'_3}) = 0,086 \text{ t/m}$

et pour les systèmes I et II on a:  $T_{u'_1} = T_{u'_1}^I + T_{u'_1}^{II} = 3,100 \text{ t/m}$

$$T_{v'_1} = T_{v'_1}^I + T_{v'_1}^{II} = 2,662 \text{ t/m}$$

Après majoration de 25% on trouve:  $T_x = 3,975 \text{ t/m}$  et  $T_y = 3,328 \text{ t/m}$

h) Après Convoi  $M_c 80$  : Même raisonnement que précédemment mais avec une charge de 22t pour chaque chenille; les résultats sont:

$$\begin{cases} M_x = 0,254 \text{ t.m/m} \\ M_y = -0,071 \text{ t.m/m} \end{cases} \quad ; \quad \begin{cases} T_x = 2,966 \text{ t/m} \\ T_y = 2,545 \text{ t/m} \end{cases}$$

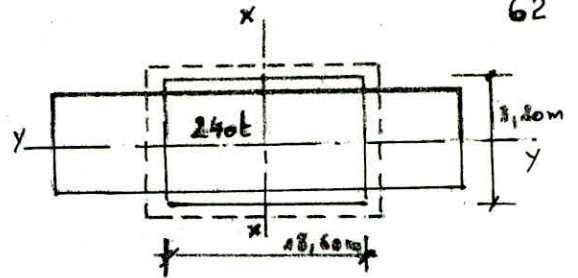


i) Convoi B:  $u' = 3,40 + 0,15 + 1,5 = 0,08 = 3,47$   
 $v' = 18,60 + 0,15 + 1,5 = 0,08 = 18,87$

$r = \frac{240}{3,47 + 18,87} = 3,6656/m$

Or on travaille avec  $u' = 0,85m \rightarrow P = 58,785t$

$M_x = 2,359 t \cdot m/m$	$T_x = 1,292 t/m$
$M_y = 0,406 t \cdot m/m$	$T_y = 1,908 t/m$



Coefficients de majoration dynamique pour les différentes surcharges:

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

avec  $\left\{ \begin{array}{l} L = \text{portée des poutres principales} = 24,40m \\ l = \text{entre-axes des poutres principales de rive} = 9,00 \\ l_x = 7m \end{array} \right.$

\*  $l_x = \max(l_x, l) = 3m < L = 24,40m \Rightarrow L^* = l_x = 3m$

\*  $P =$  poids total du tablier (sauf p. p. cles) compris dans la surface ( $L =$  largeur totale du pont (avec trottoirs)). Après calcul on trouve:

- trottoirs + corniches:  $\dots 9 \times 2 \times 2,5 \cdot [1 \times 0,20 + 0,175 \times 0,20 + \frac{0,175 \times 0,20}{2} + \frac{(0,175 + 0,10)}{2} \times 0,175] = 14,147t$
  - Grande - Corps:  $\dots 0,060 \times 9 \times 2 = 1,080t$
  - Revêtement:  $\dots 2,2 \times 0,08 \times 7 \times 9 = 11,088t$
  - Housses + prédalles:  $\dots 2,5 \times 0,20 \times 9,35 \times 9 = 42,075t$
- $P = 68,390t$

\*  $S =$  surcharge totale que l'on dispose sur la distance " $L^*$ ":

Cas de  $B_c$ : On peut disposer 2 convois ( $b_c = 1,1$ )  $\rightarrow S = 1,1 \times 2 = 30 = 66t$

Cas de  $B_t$ : On peut disposer 2 tandems ( $b_t = 1$ )  $\rightarrow S = 1 \times 2 \times 32 = 64t$

Cas de  $B_x$ : On peut placer une seule roue  $B_x \rightarrow S = 10t$

Surcharge	$B_x$	$B_t$	$B_c$	$M_{c120}$	$M_{c80}$	$M_{e120}$	$M_{e80}$
$S (t)$	10	64	66	110	72	66	44
$\delta$	1,164	1,257	1,259	1,315	1,268	1,259	1,226

Dans le tableau qui suit nous regroupons les valeurs des moments et des efforts tranchants qui sollicitent le panneau (valeurs déjà pondérées par les  $\delta$  et réparties suivant le procédé donné par le CCBA 68):

- suivant  $l_x$ :  $\left\{ \begin{array}{l} M_{lx} = 0,80 \cdot M_x \text{ et } \pi_{lx} = 0,5 \cdot \pi_x \text{ (pour charges réparties)} \\ M_{lx} = 0,75 \cdot \pi_x \text{ et } \pi_{lx} = 0,5 \cdot \pi_x \text{ (pour charges localisées)} \end{array} \right.$

- suivant  $l_y$ :  $\pi_{ly} = \frac{1}{4} \cdot \pi_{lx}$  et  $\pi_{ay} = \pi_{ax}$

Efforts	G	A(0)	$B_c$	$B_t$	$B_x$	$M_{c120}$	$M_{c80}$	$M_{e120}$	$M_{e80}$	D
$M_{lx} (\frac{t \cdot m}{m})$	0,040	0,088	0,458	0,465	0,774	1,457	1,043	0,245	0,234	1,587
$M_{ax}$	0,025	0,055	0,305	0,310	0,516	0,971	0,695	0,163	0,156	1,179
$M_{ly}$	0,010	0,022	0,115	0,116	0,194	0,364	0,251	0,061	0,058	0,472
$M_{ay}$	0,025	0,055	0,305	0,310	0,516	0,971	0,695	0,163	0,156	1,179
$T_x (t)$	0,230	0,509	7,186	5,532	6,262	3,166	2,793	4,879	3,636	1,238
$T_y (t)$	0,156	0,345	6,683	5,091	5,574	4,453	3,871	4,190	3,120	1,908



Comme nous l'avons déjà signalé, à ces moments calculés seront ajoutés les moments provenant de la flexion transversale.

### III. Sollicitations maximales:

a) Moments fléchissants: les combinaisons sont: \* (G+1,2S) pour les surcharges civiles  
\* (G+S) pour les surcharges M et except

o suivant  $l_x$ : c'est le convoi D qui est le plus défavorable.

$$\text{- Flexion locale: } \begin{cases} M_{t_x} = 0,040 \text{ t}\cdot\text{m/m} \text{ et } M_{a_x} = 0,025 \text{ t}\cdot\text{m} & \text{sous G.} \\ M_{t_x} = 1,887 \text{ t}\cdot\text{m/m} \text{ et } M_{a_x} = 1,179 \text{ t}\cdot\text{m} & \text{sous D.} \end{cases}$$

$$\text{- Flexion transversale: } M_{t_y} = 1,13 \text{ t}\cdot\text{m/m}; M_{a_y} = 0$$

$$\text{D'où } M_{t_x} = 3,057 \text{ t}\cdot\text{m/m} \text{ et } M_{a_x} = 1,204 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

o suivant  $l_y$ : (flexion locale uniquement). Le convoi D est défavorable

$$\Rightarrow M_{t_y} = 0,482 \text{ t}\cdot\text{m/m} \text{ et } M_{a_y} = 1,204 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

z) Efforts tranchants: L'effet défavorable est produit par Bc

$$\Rightarrow T_x = T_x(G) + 1,2 \cdot T_x(Bc) = 8,853 \text{ t/m} \text{ et } T_y = T_y(G) + 1,2 \cdot T_y(Bc) = 8,176 \text{ t/m}$$

### IV. Ferrailage de la dalle:

1) Suivant  $l_x$ : \* Armatures inférieures:  $M_{t_x} = 3,057 \text{ t}\cdot\text{m/m}$  On utilise des  $\phi 20$ .

$$h_x = h_t - e - \frac{\phi}{2} = 15 - 1 - 1 = 13 \text{ cm} \text{ et } h_y = h_x - \phi = 11 \text{ cm}$$

$$\text{On utilise la méthode de P. CHARON: } \mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h_x^2} = \frac{15 \cdot 3,057 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (13)^2} = 0,0969$$

$$\rightarrow \kappa = 25,3 \text{ et } \varepsilon = 0,8759 \rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h_x} = 9,59 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ soit } 4T20 = 12,56 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Condition de fissuration:  $\kappa = 10^6$ ;  $\eta = 1,6$ ;  $\bar{\sigma}_b = 7,5 \text{ kg/cm}^2$ .

$$\text{On trouve } \sigma_1 = 1911,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } \sigma_2 = 4859 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \min\left[\frac{2}{3} \cdot \sigma_{a1}; \max(\sigma_1, \sigma_2)\right]$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 1911,7 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A = 14,38 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{On choisit donc } 5T20 = 15,70 \text{ cm}^2/\text{m}; e = 20 \text{ cm}$$

\* Armatures supérieures:  $M_{a_x} = 1,204 \text{ t}\cdot\text{m/m}$

$$\mu = 0,0382 \rightarrow \kappa = 45 \text{ et } \varepsilon = 0,9167 \text{ d'où } A = 3,61 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ soit } 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Condition de fissuration:  $\sigma_1 = 1648 \text{ kg/cm}^2$  et  $\sigma_2 = 2400 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$ .

$$\text{d'où } A = 4,24 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ on choisit donc: } 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{m}; e = 20 \text{ cm}$$

2) Suivant  $l_y$ : \* Armatures supérieures: Nous prenons:  $A_{a_y} = 9T12/\text{m}; e = 11 \text{ cm}$

\* Armatures inférieures:  $M_{t_y} = 0,482 \text{ t}\cdot\text{m/m}$ . Ce moment donne une

section d'acier très petite, par conséquent nous prenons:

$$A_{t_y} = \frac{1}{3} A_{t_x} = \frac{15,70}{3} = 5,23 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ soit } 9T12 = 10,17 \text{ cm}^2/\text{m}; e = 11 \text{ cm}$$

### V. Vérifications:

1. Vérification au cisaillement:  $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = 8,63 \text{ kg/cm}^2$

\* Suivant  $l_x$ :  $T_x = 8,853 \text{ t/m}$ ;  $b = 100 \text{ cm}$ ;  $h_x = 13 \text{ cm}$ .

$$\Rightarrow \tau_b = \frac{8,853 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 13} = 7,78 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b \text{ vérifié}$$

\* Suivant  $l_y$ :  $T_y = 8,176 \text{ t/m}$ ;  $b = 100 \text{ cm}$ ;  $h_y = 11 \text{ cm}$

$$\Rightarrow \tau_b = \frac{8,176 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 11} = 8,49 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b \text{ vérifié}$$

2. Vérification du poinçonnement: Le poinçonnement est un phénomène qui est dû à l'application des charges localisées. Dans notre cas c'est les surcharges B qui peuvent provoquer le poinçonnement. D'après le CCBA 68 la contrainte de cisaillement due au poinçonnement est:  $\tau_p = 1,5 \cdot \frac{P}{l_c \cdot h_0}$  avec  $l_c =$  périmètre du contour de diffusion de la surcharge P sur le plan moyen de la dalle  
 $l_c = 2(u' + v')$ .

$\bar{\tau}_p = 1,2 \cdot \bar{\sigma}_b = 9 \text{ kg/cm}^2$

a) Sous  $B_c$ :  $l_c = 2 \cdot (52 + 52) = 208 \text{ cm}$  ;  $P = 6000 \text{ kg}$  ;  $h_0 = 15 \text{ cm}$ .

$\Rightarrow \tau_p = 1,5 \cdot \frac{6000}{208 \cdot 15} = 2,88 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_p$  vérifié

b) Sous  $B_f$ :  $l_c = 2 \cdot (52 + 87) = 278 \text{ cm}$  ;  $P = 8000 \text{ kg}$  ;  $h_0 = 15 \text{ cm}$

$\Rightarrow \tau_p = 1,5 \cdot \frac{8000}{278 \cdot 15} = 2,88 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_p$  vérifié

c) Sous  $B_r$ :  $l_c = 2 \cdot (87 + 57) = 288 \text{ cm}$  ;  $P = 10000 \text{ kg}$  ;  $h_0 = 15 \text{ cm}$

$\Rightarrow \tau_p = 1,5 \cdot \frac{10000}{288 \cdot 15} = 3,47 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_p$  vérifié

3. Condition de non-fragilité: pour les armatures inférieures en travée disposées selon  $l_x$  la section d'armatures qui résiste aux efforts est:

$A_0 = A_{t_x} = 15,70 \text{ cm}^2/\text{m}$

La section d'armatures qui résiste à la sollicitation de fissuration est:

$A_2 = b \cdot h_x \cdot 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 100 \cdot 13 \cdot 0,69 \cdot \frac{7,5}{4200} = 1,60 \text{ cm}^2/\text{m}$

Où on a donc  $A_0 > A_2 \Rightarrow$  la section choisie  $A_{t_x} = 15,70 \text{ cm}^2/\text{m}$  est correcte.

On doit en outre avoir dans les deux sens:  $\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} \geq \frac{1,2}{\sigma_{en} - 2200}$

$\bar{\omega}_f = \frac{15,70}{100 \cdot 2 \cdot 2} = 0,039 > \frac{1,2}{4200 - 2200} = 6 \cdot 10^{-4}$  vérifié

4. Vérification de l'adhérence acier-béton:

La contrainte d'adhérence est:  $\left\{ \begin{array}{l} \tau_d = \frac{T_x}{p \cdot z} \quad (\text{suivant } l_y) \\ \tau_d = \frac{T_y}{p \cdot z} \quad (\text{suivant } l_x) \end{array} \right.$

avec  $\left\{ \begin{array}{l} p = n \pi \phi \rightarrow p = 5 \cdot \pi \cdot 2 = 31,42 \text{ cm} \\ p = 3 \cdot \pi \cdot 1,2 = 33,93 \text{ cm} \\ T_x = 8,853 \text{ t/m} \quad \text{et} \quad T_y = 2,176 \text{ t/m} \end{array} \right.$

et  $z_x = \frac{7}{8} \cdot h_x = \frac{7}{8} \cdot 13 = 11,38 \text{ cm}$  (suivant  $l_x$ )

et  $z_y = \frac{7}{8} \cdot h_y = \frac{7}{8} \cdot 11 = 9,63$  (suivant  $l_y$ )

D'où  $\left\{ \begin{array}{l} \tau_{d(x)} = \frac{8,853 \cdot 10^3}{31,42 \cdot 11,38} = 24,76 \text{ kg/cm}^2 \\ \tau_{d(y)} = \frac{2,176 \cdot 10^3}{33,93 \cdot 9,63} = 25,02 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$

D'autre part  $\bar{\tau}_d = 2,5 \cdot \psi_s \cdot \bar{\sigma}_b = 2,5 \cdot 1,5 \cdot 7,5 = 28,13 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$  vérifié.

5. Vérification des espacements:

- suivant  $l_x$ :  $t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot h_x = 26 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow t \leq \bar{t} = 22 \text{ cm}$  vérifié

- suivant  $l_y$ :  $t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 3 \cdot h_y = 33 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow t \leq \bar{t} = 33 \text{ cm}$  vérifié



## XIV. CALCUL DES DEFORMATIONS

1- Déformation de flexion: Une pièce mise en tension subit des déformations telles que rotations d'appuis, raccourcissements, flèches. Ces déformations doivent se produire de manière à ne pas perturber l'état de précontrainte résultant dans les diverses sections.

2- Calcul des flèches:

2.1: Sous charge permanente: La flèche dans la section médiane est:  $f_G = \frac{5q \cdot l^4}{384 EI}$

avec  $q_G = 1,714 \text{ t/m} = 1,681 \cdot 10^3 \text{ dan/m}$ ;  $l = 24,40 \text{ m}$

$$E = E_r = \frac{1}{3} E_i = 8000 \cdot \sqrt{0,7} = 8000 \cdot \sqrt{420} = 163951 \text{ bars}$$

$$I = 6420955,92 \text{ cm}^4$$

$$\text{d'où } f_G = \frac{5 \cdot 1,681 \cdot 10^3 \cdot (2440)^4}{384 \cdot 163951 \cdot 6420955,92} = 7,37 \text{ cm}$$

2.2: flèche due à la précontrainte: La flèche dans la section médiane est: (Bresse)

$$f_P = \frac{1}{8} \int_0^{l/2} \frac{M}{EI} \cdot x \cdot dx + \frac{1}{2} \int_{l/2}^l \frac{M}{EI} \cdot (l-x) \cdot dx$$

Pour un diagramme de moments symétrique par rapport à l'axe de la poutre, l'expression de la flèche à mi-portée s'écrit:  $f_P = \int_0^{l/2} \frac{M}{EI} \cdot x \cdot dx$   
 Cette valeur représente le moment statique, à EI près, de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontrainte dans chaque section, et par l'axe horizontal de référence sur la demi-longueur par rapport à l'appui gauche.  
 Nous traçons le diagramme des moments de précontrainte à partir de 3 valeurs des moments à  $x = 1,037 \text{ m}$ ;  $1,80 \text{ m}$ ;  $12,20 \text{ m}$ .

- à  $x = 1,037 \text{ m}$ :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Tension maximale à la mise en précontrainte} = 13486 \text{ dan} \\ \text{" " en service} = 12437 \text{ dan} \end{array} \right.$

La tension prise en compte dans le calcul sera:  $P_1 = \frac{13486 + 12437}{2} = 12961$

- à  $x = 1,80 \text{ m}$ :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Tension maximale à la mise en précontrainte} = 13224,41 \text{ dan} \\ \text{" " en service} = 11908,18 \text{ dan} \end{array} \right.$

La tension prise en compte dans le calcul sera:  $P_2 = 12566 \text{ dan}$

- à  $x = 12,20 \text{ m}$ :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Tension maximale à la mise en précontrainte} = 13379 \text{ dan} \\ \text{" " en service} = 12295 \text{ dan} \end{array} \right.$

$\rightarrow P = 12837 \text{ dan}$

Sections	N ( $10^3 \text{ dan}$ )	E (m)	$M_P = N \cdot E$ ( $10^8 \text{ dan} \cdot \text{m}$ )
$x = 1,037 \text{ m}$	$20 \times 12961,5 = 259$	0,337	103
$x = 1,800 \text{ m}$	$23 \times 12566 = 289$	0,415	120
$x = 12,200 \text{ m}$	$23 \times 12837 = 295$	0,415	122

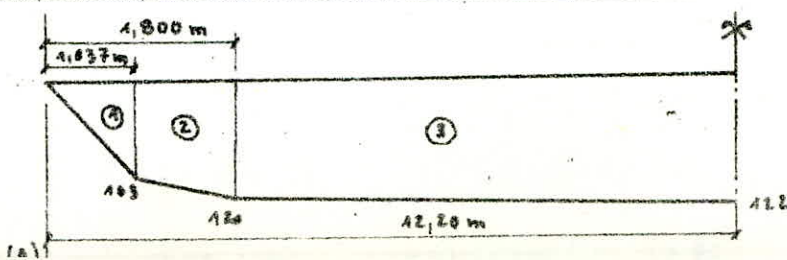


Diagramme de  $M_P$

\* Calcul des centres de gravité / 3 :  $x_{G1} = \frac{2}{3} \times 1,037 = 0,69 \text{ m}$ .

$$x_{G2} = 1,037 + \frac{2 \times 120 + 103}{120 + 103} \cdot \frac{(1,80 - 1,037)}{3} = 1,43 \text{ m}$$

$$x_{G3} = 1,80 + \frac{2 \times 122 + 120}{122 + 120} \cdot \frac{(12,20 - 1,80)}{3} = 6,97 \text{ m}$$

\* Aires des diagrammes :  $A_1 = -\frac{1,037 \times 103}{2} = -53,41 \cdot 10^3 \text{ dan} \cdot \text{m}^2$

$$A_2 = -\frac{(103 + 120) \cdot (1,80 - 1,037)}{2} = -85,07 \cdot 10^3 \text{ dan} \cdot \text{m}^2; A_3 = -\frac{(122 + 120) \cdot (12,20 - 1,80)}{2} = -1258,4 \cdot 10^3$$

→ Moment statique :  $S_{\Delta} = \sum x_{Gi} \cdot A_i = -(0,69 \cdot 53,41 + 1,43 \cdot 85,07 + 6,97 \cdot 1258,4) \cdot 10^3$

$$S_{\Delta} = -8929,55 \cdot 10^3 \text{ dan} \cdot \text{m}^3$$

$$\text{d'où } f_p = \int_0^L \frac{M}{EI} \cdot x \cdot dx = \frac{1}{EI} \sum x_{Gi} \cdot A_i = -\frac{8929,55 \cdot 10^3 \cdot 10^6}{163951 \times 6420955,92} = -8,48 \text{ cm}$$

R<sub>g</sub> : Le signe (-) indique que la flèche est vers le haut.

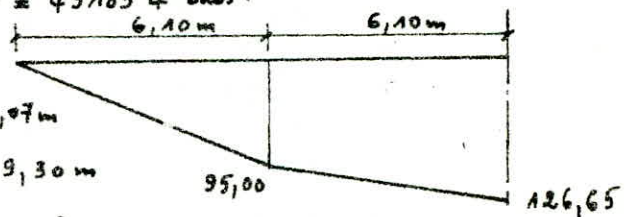
2.3 : flèche de construction :

$$f_c = \frac{3}{4} (f_p - f_G) = \frac{3}{4} (-8,48 + 7,37) = -0,83 \text{ cm}$$

2.4 : flèche due aux surcharges : C'est le convoi D qui est le plus défavorable.

Cette charge n'est pas uniforme, nous allons utiliser la même méthode que celle utilisée pour le calcul de la flèche de précontrainte.

$$E = E_i = 24000 \sqrt{f_c} = 24000 \cdot \sqrt{420} = 491854 \text{ bars}$$



\* Centres de gravité :  $x_{G1} = \frac{2}{3} \times 6,10 = 4,07 \text{ m}$

$$x_{G2} = 6,10 + \frac{2 \times 126,65 + 95}{126,65 + 95} \times \frac{6,10}{3} = 9,30 \text{ m}$$

\* Aires des diagrammes :  $A_1 = \frac{6,10 \times 95 \cdot 6^3}{2} = 289,75 \cdot 10^3 \text{ dan} \cdot \text{m}^2$

$$A_2 = \frac{(95 + 126,65) \cdot 6^3}{2} \times 6,10 = 676 \cdot 10^3 \text{ dan} \cdot \text{m}^2$$

→  $S_{\Delta} = \sum x_{Gi} \cdot A_i = 4,07 \times 289,75 \cdot 10^3 + 9,30 \times 676 \cdot 10^3 = 7466 \cdot 10^3 \text{ dan} \cdot \text{m}^3$

$$\text{d'où } f_Q = \frac{S_{\Delta}}{EI} = \frac{7466 \cdot 10^3 \cdot 10^6}{491854 \times 6420955,92} = 2,36 \text{ cm}$$

Donc la flèche totale à mi-travée est :

$$\text{— Service à vide : } f = f_G + f_p + f_c = 7,37 - 8,48 - 0,83 = -1,94 \text{ cm}$$

$$\text{— Service en charge : } f = f_G + f_p + f_c + f_Q = 7,37 - 8,48 - 0,83 + 2,36 = 0,42 \text{ cm}$$

3. Rotations d'appuis :

L'expression de la rotation est donnée par :  $\beta = \int_0^L \frac{M}{EI} \cdot x \cdot dx$

Dans le cas où le diagramme de moment est symétrique, cette expression devient :

$$\beta = \int_0^L \frac{M}{2EI} \cdot dx \quad \text{ou} \quad \int_0^L M \cdot dx = \text{aire comprise entre la courbe des moments et l'axe horizontal de référence.}$$

3.1 : Sous charges permanentes :  $\beta_G = \frac{q_0 \cdot l^3}{24EI} = \frac{1,681 \cdot 10^3 \cdot (2440)^3}{24 \times 163951 \times 6420955,92} = 0,0096 \text{ rad}$

3.2 : Sous l'effet de précontrainte :  $\int_0^L M \cdot dx = 2 \cdot (-53,41 - 85,07 - 1258,40) \cdot 10^3$   
 $= -2793,76 \cdot 10^3 \text{ dan} \cdot \text{m}^2$

$$\rightarrow \beta_p = \frac{1}{2EI} \int_0^L M \cdot dx = -\frac{2793,76 \cdot 10^3 \cdot 10^6}{2 \times 163951 \times 6420955,92} = -0,013 \text{ rad}$$



3.3 : Sous surcharges : convoi D plus défavorable,  $E = E_i = 491854 \text{ bars}$ .

$$\int M dx = 2 \cdot (289,75 + 676) \cdot 10^3 = 1931,5 \cdot 10^3 \text{ daN} \cdot \text{m}^2$$

$$\rightarrow \beta_Q = \frac{1}{2EI} \int M dx = \frac{1931,5 \cdot 10^3 \cdot 10^4}{2 \cdot 491854 \cdot 6420955,92} = 0,003 \text{ rad}$$

Donc la rotation totale est : \* service à vide :  $\beta = \beta_G + \beta_P = 0,0096 - 0,013 = -0,0034 \text{ rad}$ .

\* service en charge :  $\beta = \beta_G + \beta_P + \beta_Q = -0,0034 + 0,003 = 0,0004 \text{ rad}$

#### 4- Déplacements d'appuis :

Les déplacements horizontaux d'appuis sont dus à quatre causes principales qui provoquent chacune un déplacement de l'appui vers le milieu de la poutre.

4.1 : Déplacement dû à la rotation d'appui :

$$\Delta_\beta = \beta \cdot \frac{h_f}{2} \quad \text{où } \beta = \text{rotation d'appui ; } h_f = \text{hauteur totale de la poutre (avec dalle)}$$

$$\rightarrow \Delta_\beta = -0,0034 \cdot \frac{1,50 \cdot 10^3}{2} = -2,55 \text{ mm}$$

4.2 : Déplacement dû au retrait :  $\Delta_r = -\epsilon_r \cdot \frac{L}{2}$  avec  $\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_r = \text{retrait total} = 1,414 \cdot 10^{-4} \\ L = 24,40 \text{ m} \end{array} \right.$

$$\rightarrow \Delta_r = -1,414 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{24,40 \cdot 10^3}{2} = -1,73 \text{ mm}$$

4.3 : Déplacement dû au flage :  $\Delta_{ff} = -\epsilon_{ff} \cdot \frac{L}{2}$  ou  $\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_{ff} = 3,85 \cdot 10^{-4} \\ L = 24,40 \text{ m} \end{array} \right.$

$$\rightarrow \Delta_{ff} = -3,85 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{24,40 \cdot 10^3}{2} = -4,70 \text{ mm}$$

4.4 : Déplacement dû aux variations de température :

Nous prenons une valeur moyenne :  $\Delta_t = \pm \frac{L}{10000}$

$$\rightarrow \Delta_t = \pm \frac{24,40 \cdot 10^3}{10000} = \pm 2,44 \text{ mm}$$

Finalement on obtient :

$$\begin{cases} \Delta_{\max} = \frac{2}{3} (\Delta_\beta + \Delta_r + \Delta_{ff}) + \Delta_t = \frac{2}{3} (-2,55 - 1,73 - 4,70) + 2,44 = -8,43 \text{ mm} \\ \Delta_{\min} = +2,44 \text{ mm} \end{cases}$$

## XV JOINTS DE CHAUSSEE.

Le rôle des joints est d'assurer la continuité de surfaces de circulation entre divers éléments d'un ouvrage en dépit de leurs déplacements relatifs dus à l'effet des écarts de température, aux retraits différents et aux rotations.

Choix des joints:

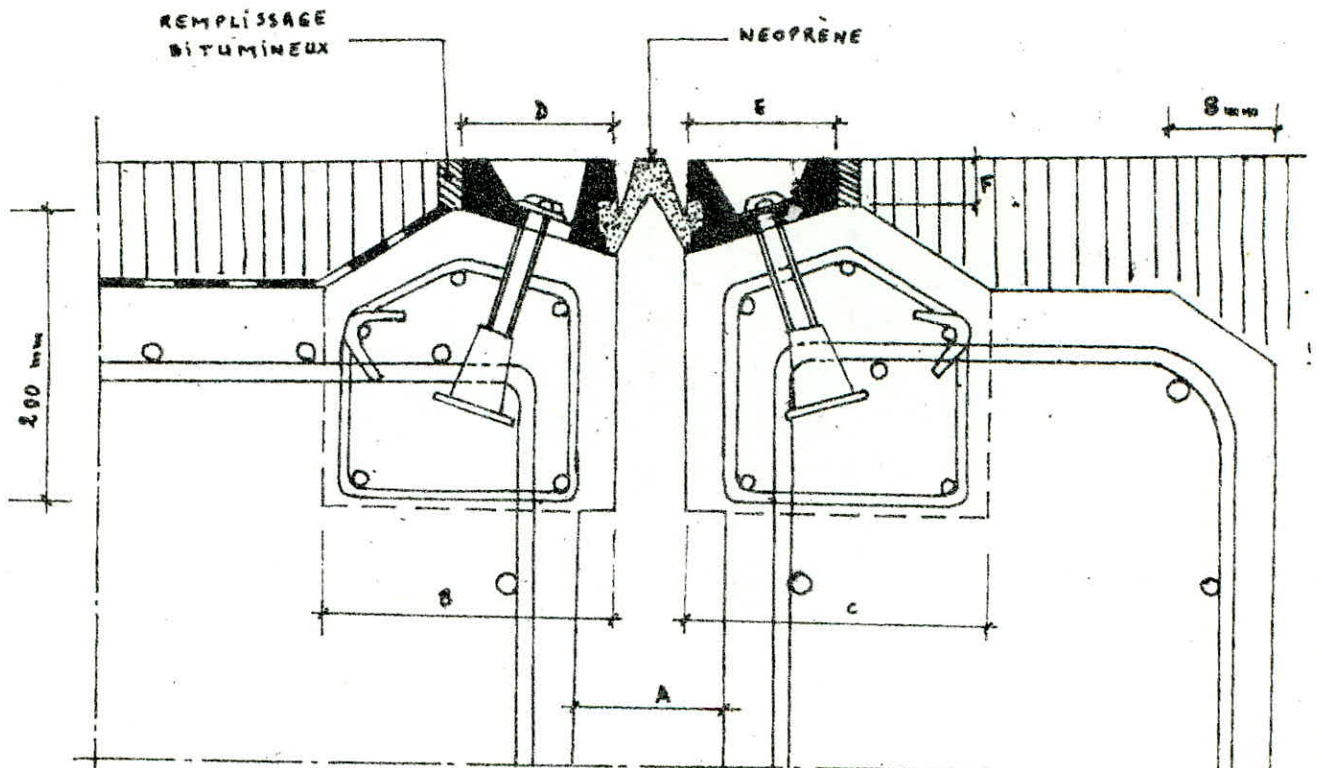
D'après le calcul des déformations, nous avons obtenu :

\* Souffle maximum =  $\Delta_{max} = 8,43$  mm.

\* Souffle minimum =  $\Delta_{min} = 2,44$  mm.

Nous allons donc adopter des joints type MONOBLOC 50 système Freyssinet, dont la fiche technique nous a donné les caractéristiques suivantes en fonction des souffles :

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



Joint de chaussée type monobloc 50



# XVI. DIMENSIONNEMENT DES APPREIS D'APPUI.

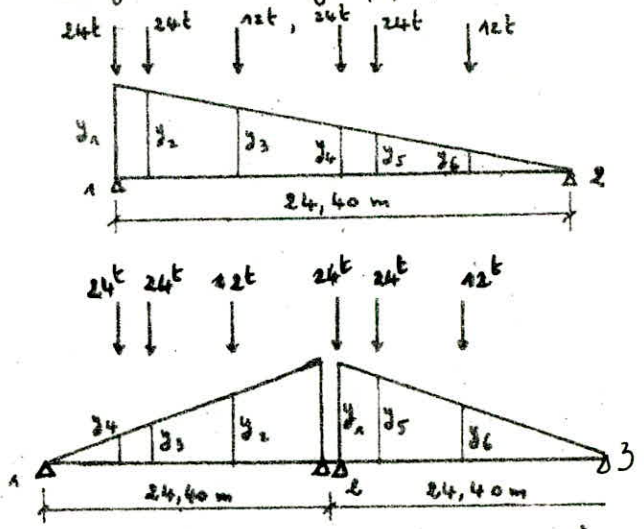
Pour déterminer les appareils d'appui, on doit calculer les efforts horizontaux et verticaux qui sollicitent l'ensemble de l'ouvrage.

## 1 - Charges sollicitant l'ouvrage :

1.1: Charges verticales: Notre tablier repose sur 2 culées extrêmes et 1 pile. Nous allons évaluer les efforts verticaux, dus aux charges et surcharges, qui sollicitent chaque culée et la pile.

\* Sous le système  $B_c$ :  
 • Culée:  
 $y_1 = 1$  ;  $y_2 = 0,938$  ;  $y_3 = 0,754$  ;  
 $y_4 = 0,570$  ;  $y_5 = 0,508$  ;  $y_6 = 0,324$   
 d'où  $V_1 = [24(1+0,938+0,570+0,508) + 12(0,754+0,324)] \cdot 1,1 = 111$   
 $V_1 = 104,176 \text{ t}$

• Pile:  
 $y_1 = 1$  ;  $y_2 = 0,816$  ;  $y_3 = 0,631$   
 $y_4 = 0,570$  ;  $y_5 = 0,939$  ;  $y_6 = 0,754$   
 d'où  $V_2 = [24(1+0,939+0,631+0,570) + 12(0,816+0,754)] \cdot 1,1 = 111$   
 $V_2 = 115,018 \text{ t}$



Le raisonnement est pratiquement identique pour les autres charges, par conséquent nous donnons directement les valeurs obtenues dans le tableau suivant :

charges et surcharges Appuis (t)	G	A(l)	Trotoirs	$B_c$	$CM_c 120$	$C_D$	seisme vertical $\frac{10}{100}$
Culée	209,115	106,663	3,84	104,176	106,358	148,523	$\pm 14,638$
Pile	418,230	213,325	7,68	115,018	113,954	194,231	$\pm 29,276$

Les accélérations sismiques verticale et horizontale sont égales respectivement à  $E_V = 0,07$  et  $E_H = 0,10$  (d'après le CPC).

## 1.2: Charges horizontales:

1.2.1: Vent: hypothèse simplificatrice du CPC: Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée. Il développe toute surface, frappée normalement, une pression  $P$ . Notre pont est situé dans la région II définie dans le CPC d'où  $P = 2500 \text{ N/m}^2 = 0,25 \text{ t/m}^2$ .  
 L'effort horizontal dû au vent est:  $H_V = P \cdot L_p \cdot h$  ;  
 $L_p = \text{portée du pont} = 49,40 \text{ m}$   
 $h = \text{hauteur du tablier} = 1,75 \text{ m}$

$\rightarrow H_V = 0,25 \cdot 1,75 \cdot 49,40 = 21,613 \text{ t}$

1.2.2: Freinage: Les culées 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.

\* Effort de freinage développé par A(l):  $F_A = \frac{A}{20 + 0,0035 \cdot L}$   
 avec  $L = \text{surface chargée} = L_1 \cdot l_3 = 24,40 \cdot 7$   
 $L = 170,8 \text{ m}^2$   
 $A = 1219 \text{ kg/m}^2$  (2 voies chargées)  $\rightarrow F_A = 10,108 \text{ t}$

\* Effort de freinage développé par  $B_c$ :  $F_{B_c} = 30 \text{ t}$

1.2.3: Seisme: La force sismique horizontale est:  
 $H_S = E_H \cdot G$  avec  $G = \text{poids total du tablier} = 17,14 \cdot 49,40 = 846,716$   
 $E_H = \text{accélération horizontale sismique} = 0,10$

$\rightarrow H_S = 84,672 \text{ t}$

1.2.4: Variations linéaires du tablier: Ce sont des déformations dues essentiellement au fluage, au retrait et aux variations de température. Ces déformations touchent les appuis de l'ouvrage et provoquent sur ces appuis des efforts horizontaux considérables.



\* Retrait: D'après le calcul des pertes on a trouvé que 58% du retrait s'effectue avant la mise en place des poutres préfabriquées (20% sur base et 38% au stockage).

$$\rightarrow \frac{\Delta l_r}{L_p} = - \frac{(100 - 58)}{100} \cdot \epsilon_r \quad \text{d'où} \quad \Delta l_r = -0,42 \cdot \epsilon_r \cdot L_p \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon_r = 1,4114 \cdot 10^{-4} \\ L_p = 49,40 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\rightarrow \Delta l_r = -0,42 \cdot 1,4114 \cdot 10^{-4} \cdot 49,40 = -2,934 \cdot 10^{-3} \text{ m} = -2,934 \text{ mm}$$

\* Fluage:  $\frac{\Delta l_f}{L_p} = - \frac{100 - 38}{100} \cdot \epsilon_{pl}$  d'où  $\Delta l_f = -0,62 \cdot \epsilon_{pl} \cdot L_p$  ;  $\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_{pl} = 3,83 \cdot 10^{-4} \\ L_p = 49,40 \text{ m} \end{array} \right.$

$$\rightarrow \Delta l_f = -0,62 \cdot 3,83 \cdot 10^{-4} \cdot 49,40 = -0,01173 \text{ m} = -11,73 \text{ mm}$$

\* Température:  $\Delta l_t = \pm \epsilon_{\Delta t} \cdot L_p$  ;  $\epsilon_{\Delta t}$  est estimé à 0,3‰.

$$\rightarrow \Delta l_t = \pm 0,0003 \cdot 49,40 = \pm 0,01482 \text{ m} = \pm 14,80 \text{ mm}$$

Donc les variations linéaires totales sont :

- Allongement :  $\Delta l_{\text{max}}^+ = \Delta l_t = +14,80 \text{ mm}$

- Retrait :  $\Delta l_{\text{max}}^- = -(2,934 + 11,73 + 14,80) = -29,464 \text{ mm}$

Remarque :

On suppose que le centre de déplacement (position de la section du tablier qui ne subit aucun déplacement) se situe au milieu de la longueur du pont.

Donc la variation linéaire engendre, sur les extrémités, un déplacement égal à la moitié de la variation linéaire totale. (pour la pile la variation linéaire est nulle).

$$u_L (\text{totale}) = 29,464 \text{ mm} \rightarrow u_L (\text{extré}) = \frac{29,464}{2} = 14,732 \text{ mm}$$

## 2. Détermination des appareils d'appui :

Reactions des appuis : - Sous charges permanentes :  $\frac{209,115}{10} = 20,912 \text{ t}$

- Sous la surcharge D (défavorable) :  $\frac{148,523}{10} = 14,852 \text{ t}$

$\Rightarrow$  Réaction maximale sur chaque appui :  $R_{\text{max}} = 20,912 + 14,852 = 35,764$

Réaction minimale sur chaque appui :  $R_{\text{min}} = 20,912 \text{ t}$

Les appareils d'appui sont choisis de telle façon qu'ils vérifient les 9 conditions suivantes :

2.1 : a. b  $\geq \frac{R_{\text{max}}}{\bar{\sigma}}$  { pour les appuis utilisés par la SAPTA,  $\bar{\sigma} = 150 \text{ kg/cm}^2$ .

$$\rightarrow a \cdot b \geq \frac{35764}{150} = 238,43 \text{ cm}^2$$

2.2 : Hauteur nette de l'élastomère :  $T_x \geq 2 \cdot u_L = 2 \cdot 14,732 = 29,464 \text{ mm}$   
soit  $T_x = 40 \text{ mm}$  c'est à dire 4 feuillets de 10 mm d'épaisseur chacun.

2.3 : Dimension en place de l'appareil d'appui :

$$\frac{a}{10} \leq T_x \leq \frac{a}{5} \quad \text{ou} \quad 5 T_x \leq a \leq 10 T_x \quad \text{cm} \rightarrow 200 \leq a \leq 400 \text{ mm}$$

Prendons  $a = 200 \text{ mm}$  et  $b = 250 \text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} a = \text{dimension parallèle à l'axe longitudinal du pont.} \\ b = \text{dimension perpendiculaire à l'axe } l_0. \end{array} \right.$$

2.4 : Déformation de l'élastomère :

- Sous l'effet des actions limitées : (dilatation, retrait).

$$\tau_{H_1} < 0,5 \cdot G \quad \text{avec} \quad \tau_{H_1} = G \cdot \tan \gamma_1 ; \quad G = \text{contrainte de distorsion} = 8,16 \text{ t}$$

$$\tan \gamma_1 = \frac{u_L}{T_x} = \frac{14,732}{40} = 0,368$$

$$\rightarrow \tau_{H_1} = 0,368 G < 0,5 \cdot G$$

- Sous l'effet d'un effort dynamique :

Dans notre cas c'est le freinage qui plus défavorable.

$$F = 30 \text{ t} \quad \text{donc on a} \quad \frac{30}{20} = 1,5 \text{ t/appui} = 1500 \text{ kg/appui}$$

On doit vérifier que :  $\tau_H = \tau_{H_1} + 0,5 \cdot \tau_{H_2} \leq 0,7 \cdot G = 5,71 \text{ kg/cm}^2$

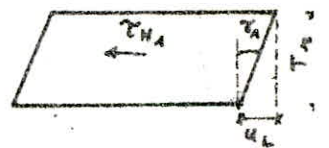
$$\tau_H = G \cdot \tan \gamma_1 + 0,5 \cdot \frac{H}{a \cdot b} = 8,16 \cdot 0,368 + 0,5 \cdot \frac{1500}{25 \cdot 20} = 4,50 \text{ kg/cm}^2 < 5,71 \text{ kg/cm}^2$$

2.5 : Vérification de la somme des contraintes de cisaillement :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_d < 5 \cdot G = 40,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_N = 1,5 \cdot \frac{F_{\text{max}}}{\beta} \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = \frac{a \cdot b}{2t(a+b)} = \frac{25 \cdot 20}{2 \cdot 1 \cdot (25+20)} = 5,56 ; \quad (t = 10 \text{ mm} = 1 \text{ cm}) \\ \tau_m = \frac{R_{\text{max}}}{a \cdot b} = \frac{35764}{200 \cdot 25} = 71,53 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\rightarrow \tau_N = 19,30 \text{ kg/cm}^2$$





\*  $\tau_H = 4,50 \text{ kg/cm}^2$  (déjà calculé).

\* Lorsqu'une fente solidaire d'un feuillet accompli une rotation à l'autre fente solidaire du même feuillet, la contrainte maximale apparaît généralement sur les bords parallèles à l'axe de rotation, et a pour valeur:

$$\tau_d = \frac{G}{2} \cdot \left(\frac{a}{t}\right)^2 \cdot \text{tg } \alpha_t \quad \text{avec } \alpha_t = \frac{\alpha_T}{n} : \text{angle de rotation d'un feuillet élémentaire, exprimé en radians.}$$

$n = \text{nombre de feuillets} = 4$

$$\alpha_T = \alpha_0 + \alpha \quad \left\{ \begin{array}{l} \alpha_0 = \frac{10}{1000} \text{ rad pour le béton précontraint.} \\ \alpha = 0,0004 \text{ rad (rotation déjà calculée)} \end{array} \right.$$

$$\alpha_T = 0,0004 + 0,01 = 10,14 \cdot 10^{-3} \text{ rad.} \quad \rightarrow \alpha_t = \frac{10,14 \cdot 10^{-3}}{4} = 2,535 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\text{d'où } \tau_d = \frac{8,16}{2} \cdot \left(\frac{20}{1}\right)^2 \cdot 2,535 \cdot 10^{-3} = 4,24 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{on prend } \text{tg } \alpha_t \approx \alpha_t)$$

Donc  $\tau = 19,30 + 4,50 + 4,24 = 28,04 \text{ kg/cm}^2 < 40,8 \text{ kg/cm}^2$

2.6 : Condition de non soulèvement :

$$\alpha_t \leq \frac{3}{\beta} \cdot \frac{t^2}{a^2} \cdot \frac{\sigma_m}{G} ; \quad \frac{3}{\beta} \cdot \frac{t^2}{a^2} \cdot \frac{\sigma_m}{G} = \frac{3}{5,56} \cdot \frac{1^2}{20^2} \cdot \frac{71,53}{8,16} = 0,0118 \text{ rad}$$

ou  $\alpha_t = 2,535 \cdot 10^{-3} \text{ rad} < 11,8 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$ .

2.7 : L'épaisseur des feuilts devra respecter deux conditions :

$$t_s \geq 2 \text{ mm} \quad \text{et} \quad t_s \geq \frac{a}{\beta} \cdot \frac{\sigma_m}{\sigma_c}$$

$$\frac{a}{\beta} \cdot \frac{\sigma_m}{\sigma_c} = \frac{20}{5,56} \cdot \frac{71,53}{2400} = 0,11 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } t_s = 2 \text{ mm}$$

2.8 : Condition de non-cheminement et de non-glissement :

\* Non-cheminement :  $\sigma'_m = \frac{R_{\min}}{a \cdot b} \rightarrow 20 \text{ kg/cm}^2$  ; or  $R_{\min} = 20912 \text{ kg}$   
 $\rightarrow \sigma'_m = 41,82 \text{ kg/cm}^2 > 20 \text{ kg/cm}^2$ .

\* Non-glissement :  $H < f \cdot R_{\min}$

Les faces de l'appareil en contact avec la structure sont des feuilts métalliques

$$\Rightarrow f = 0,12 + \frac{2}{\sigma'_m} = 0,12 + \frac{2}{41,82} = 0,168$$

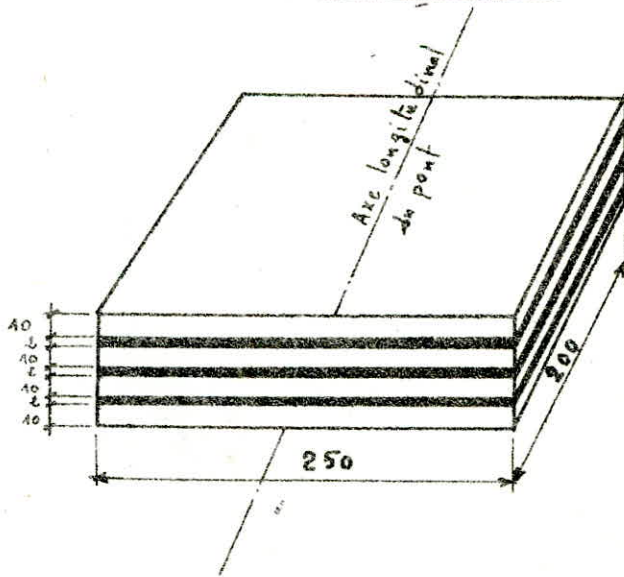
$$H_D = G \cdot a \cdot b \cdot \frac{u_L}{T} = 8,16 \cdot 20 \cdot 25 \cdot \frac{14,732}{40} = 1,515 \text{ t}$$

$$\rightarrow H = H_D + F_{\text{freinage}} = 1,515 + 1,500 = 3,015 \text{ t}$$

$$\text{et d'autre part } f \cdot R_{\min} = 0,168 \cdot 20,912 = 3,513 \text{ t} \quad \left. \begin{array}{l} \Rightarrow H < f \cdot R_{\min} \end{array} \right\}$$

2.9 : Stabilité : il faut que :  $\frac{a}{T} \geq 5$  ( $\Rightarrow \frac{200}{40} = 5 \geq 5$  vérifié)

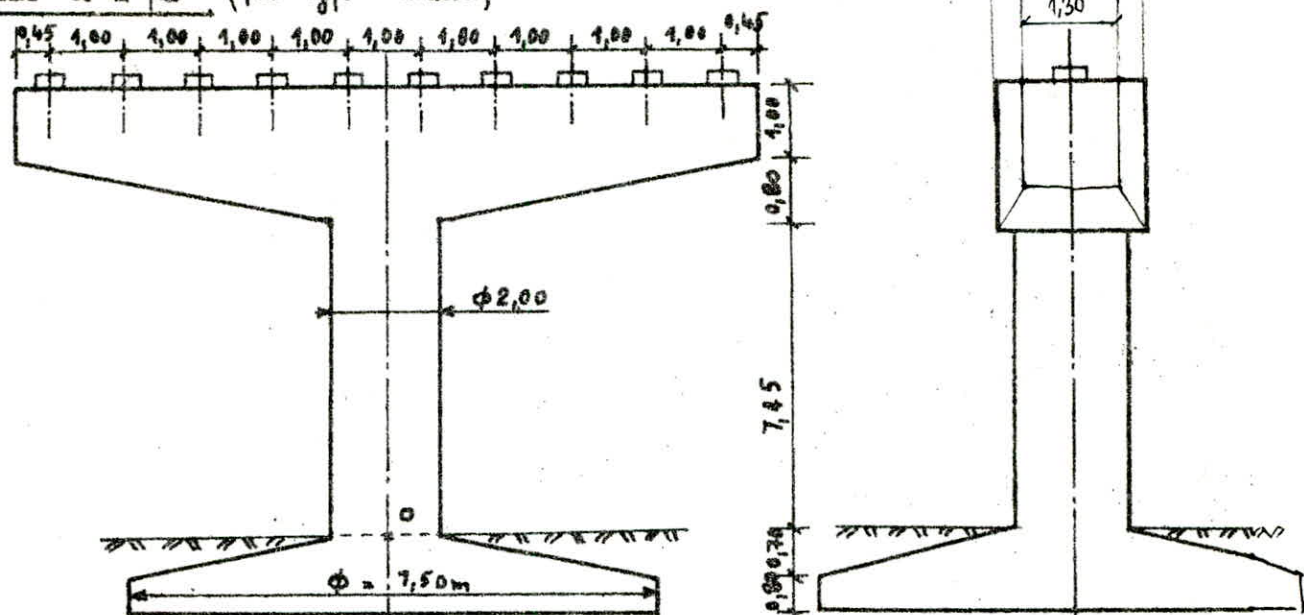
Conclusion : l'appareil d'appui qui sera utilisé pour la pile et les culées aura pour dimensions :  $200 \times 250 \times (4 \times 10) + (3 \times 2)$  (mm)



$$\begin{array}{l} 4 \times 10 \text{ mm} \\ 3 \times 2 \text{ mm} \\ \hline e = 46 \text{ mm} \end{array}$$

# XVII. ETUDE DE LA PILE.

Schéma de la pile: (pile type Marteau).



1. Etude du chevêtre: Le rôle du chevêtre est de transmettre les efforts provenant du tablier aux autres éléments de la pile, c'est-à-dire fûts et fondations. Le chevêtre doit être conçu pour pouvoir reprendre son poids propre et les efforts provenant du tablier. Il sera étudié comme une console encastree au fût.

1.1. Evaluation des efforts:

\* poids propre du chevêtre:

$$q_G = 2,5 \cdot \left[ 3,90 + 2,20 + 1,80 - 2 \cdot \frac{3,85 + 0,80}{2} - 2,20 - 4 \cdot \left[ \frac{3,85 + 0,45}{2} \cdot \left( 1 + \frac{0,80}{2} \right) \right] \right]$$

$$q_G = 68,94 \text{ t} \quad \text{ou} \quad q_G = \frac{68,94}{9,90} = 6,96 \text{ t/ml}$$

\* Effort provenant du tablier: Nous admettons que les efforts provenant du tablier sont répartis sur les pontes qui les transmettent à leur tour au chevêtre sous forme de charges concentrées.

- Poids propre du tablier: dans chaque poutre on a:  $P_G = \frac{418,23}{10} = 41,82 \text{ t}$

- Surcharge: C'est A(p) qui est la plus défavorable pour la pile  $\Rightarrow P_S = \frac{213,33}{10} = 21,33 \text{ t}$

d'où charge concentrée:  $P = P_G + 1,2 \cdot P_S = 41,82 + 1,2 \cdot 21,33 = 67,42 \text{ t}$

schéma statique de calcul: (En conditions normales)

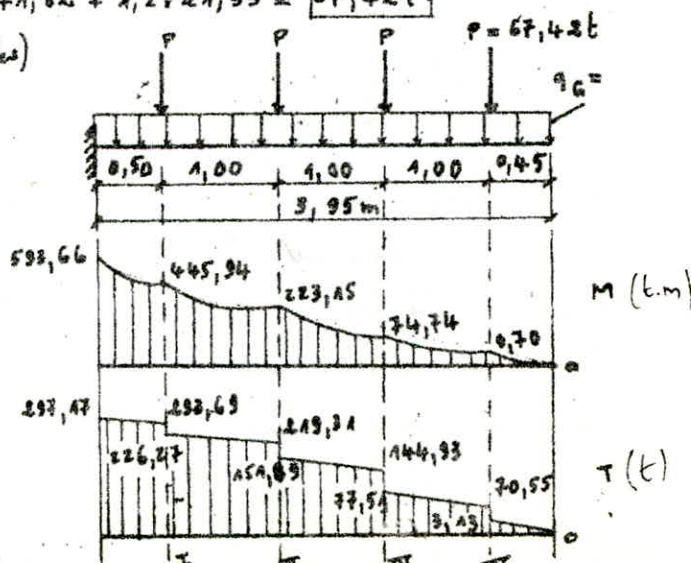
Le moment fléchissant ainsi que l'effort tranchant sont maximum au niveau de la section d'encastrement, donc le ferrailage du chevêtre sera effectué à l'aide de ces efforts.

En conditions sismique: Combinaison du 2<sup>e</sup> genre:

(G + P + S I); nous trouvons dans ce cas:

$$q_G = 7,45 \text{ t/ml} \quad \text{et} \quad P = 66,08 \text{ t}$$

Ces efforts donnent des moments et des efforts tranchants pratiquement identiques à ceux en conditions normales, par conséquent nous allons





ferrailler le chevron en conditions normales sans faire de vérifications en conditions séismiques

1.2: Ferraillage: On utilise la méthode de P. CHABREAU

$$M = 593,66 \text{ t.m} ; l = 180 - 8 = 172 \text{ cm} \rightarrow \mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$$

On utilise des  $\phi > 20 \text{ mm} \rightarrow \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 4000 = 2667 \text{ kg/cm}^2$

$$\rightarrow \mu = \frac{15 \cdot 593,66 \cdot 10^5}{2667 \cdot 220 \cdot (172)^2} = 0,0513 \rightarrow K = 37,6 \text{ et } \epsilon = 0,9049 \quad (\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} < \bar{\sigma}'_b)$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{593,66 \cdot 10^5}{2667 \cdot 0,9049 \cdot 172} = 143,02 \text{ cm}^2 \rightarrow 18 \text{ T } 32 = 144,72 \text{ cm}^2$$

Condition de fissuration:  $\omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{144,72}{220 \cdot 2 \cdot 8} = 0,0411$

$$\sigma'_1 = \frac{1,6 \cdot 10^6}{32} \cdot \frac{0,0411}{1 + 10 \cdot 0,0411} = 1456,40 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } \sigma'_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{1,6 \cdot 10^6}{32}} \cdot 7,5 = 1469,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}'_a = \min \{ 2667 ; \max(\sigma'_1, \sigma'_2) \} = 1469,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 593,66 \cdot 10^5}{1469,70 \cdot 220 \cdot (172)^2} = 0,0931 \rightarrow K = 25,9 \text{ et } \epsilon = 0,8777 \quad (\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b)$$

$$\text{d'où } A = \frac{593,66 \cdot 10^5}{1469,70 \cdot 0,8777 \cdot 172} = 267,57 \text{ cm}^2 \rightarrow \boxed{34 \text{ T } 32 = 273,36 \text{ cm}^2}$$

pour les armatures inférieures on place forfaitairement  $\boxed{11 \text{ T } 16 = 22,11 \text{ cm}^2}$

\* Effort tranchant:  $T_{\max} = 297,17 \text{ t}$

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{T_{\max}}{b \cdot \frac{7}{8} \cdot h} = \frac{297,17 \cdot 10^3}{220 \cdot \frac{7}{8} \cdot 172} = 8,97 \text{ kg/cm}^2$$

D'autre part:  $\sigma'_b = 56,75 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 90 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \cdot \bar{\sigma}'_b = 3,5 \cdot 7,5 = 26,25 \text{ kg/cm}^2$

On a donc  $\tau_b < \bar{\tau}_b \Rightarrow$  on utilise des barres droites.

$$f_{at} = \max \left[ \left( 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}'_b} \right) ; \frac{2}{3} \right] = 0,867 \Rightarrow \bar{\sigma}'_{at} = f_{at} \cdot \sigma_{cn} = 0,867 \cdot 4200 = 3641,40 \text{ kg}$$

$$A_t = 15,70 \text{ cm}^2 \quad (1 \text{ cadre} + 9 \text{ étriers}) \text{ T } 10$$

$$t \leq \frac{A_t \cdot 3 \cdot \bar{\sigma}'_{at}}{T_{\max}} = \frac{15,70 \cdot \frac{7}{8} \cdot 172 \cdot 3641,40}{297,17 \cdot 10^3} = 28,95 \text{ cm}$$

$$\text{et } \bar{t} = \min \left\{ 0,2 h ; \left( 1 - 0,3 \cdot \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) \cdot h \right\} = \min \{ 34,4 ; 110,29 \} = 34,4 \text{ cm} \Rightarrow \boxed{t = 28 \text{ cm}}$$

pour les autres sections les espacements sont regroupés dans le tableau suivant:

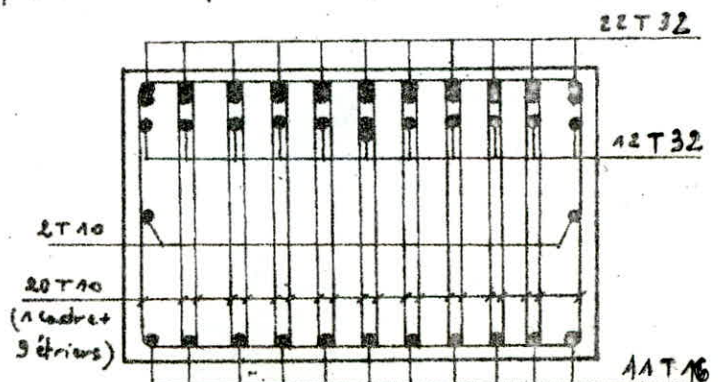
Section	Enestr.	I	II	III	IV
$T_{\max}$ (t)	297,17	293,69	219,31	144,93	70,55
$t$ (cm)	28	27	27	24	20

A noter que pour les différentes sections nous avons des hauteurs  $h$  et des largeurs  $b$  différents:   
 Section I:  $h = 1,62 \text{ m} ; b = 2,06 \text{ m}$  ; Section II:  $h = 1,42 \text{ m} ; b = 1,78 \text{ m}$    
 Section III:  $h = 1,21 \text{ m} ; b = 1,50 \text{ m}$  ; Section IV:  $h = 1,01 \text{ m} ; b = 1,23 \text{ m}$

Donc pour des facilités d'exécution, nous prenons un espacement constant sur toute la console

soit  $\boxed{t = 20 \text{ cm}}$

Dans la partie jointe au dessus du fût nous prenons un espacement de 30 cm.



2. Etude du fût: Le fût de la pile est sollicité par des charges verticales (poids de la pile, charges et surcharges du tablier venant à la pile) et par des charges horizontales (freinage, sisme). Les charges horizontales engendrent des moments à la base du fût.

2.1: Efforts à la base du fût:

CONDITIONS NORMALES	Effort horiz H (t)	Effort vertical N (t)	d (m)	Moments M/o (t.m)
Chevêtre	—	68,94	—	—
Fût: $2,5 \left[ \pi \frac{(2)^2}{4} \times 7,45 \right]$	—	58,51	—	—
Poids propre du tablier	—	418,23	—	—
Surcharge A (t)	—	213,33	—	—
Freinage	15,00	—	9,25	138,75

$$\text{Combinaison: } (G + 1,2 \cdot P + T) : \begin{cases} (1) \left\{ \begin{array}{l} N_{\min} = 545,68 \text{ t.} \\ H = 18 \text{ t.} \\ M = 166,50 \text{ t.m} \end{array} \right. & (2) \left\{ \begin{array}{l} N_{\max} = 759,01 \text{ t.} \\ H = 18,00 \text{ t.} \\ M = 166,50 \text{ t.m} \end{array} \right. \end{cases}$$

CONDITIONS SISMIQUES	H (t)	N (t)	d (m)	M/o (t.m)
Chevêtre: 68,94 $\begin{cases} 1,07 \\ 0,93 \end{cases}$	—	$\begin{cases} 73,77 \\ 64,11 \end{cases}$	—	—
Fût: 58,51 $\begin{cases} 1,07 \\ 0,93 \end{cases}$	—	$\begin{cases} 62,61 \\ 54,41 \end{cases}$	—	—
Tablier: 418,23 $\begin{cases} 1,07 \\ 0,93 \end{cases}$	—	$\begin{cases} 447,51 \\ 388,95 \end{cases}$	—	—
Surcharge A (t)	—	213,33	—	—
Freinage	15,00	—	9,25	138,75
Sisme: $0,1 \cdot (418,23 + 58,51 + 68,94)$	54,57	—	9,25	504,77

$$\text{Combinaison: } (G + P + T + SI) \begin{cases} (1) \left\{ \begin{array}{l} N_{\min} = 507,47 \text{ t.} \\ H = 69,57 \text{ t.} \\ M = 643,52 \text{ t.m} \end{array} \right. & (2) \left\{ \begin{array}{l} N_{\max} = 797,22 \text{ t.} \\ H = 54,57 \text{ t.} \\ M = 504,77 \text{ t.m} \end{array} \right. \end{cases}$$

2.2: Armature du fût: Le fût est sollicité par N, H et M, il sera donc calculé en flexion composée. C'est la combinaison sismique (1) qui donne la section d'armature la plus grande, par conséquent nous allons détailler le calcul seulement pour cette combinaison défavorable.

Nous allons utiliser des  $\phi > 20 \text{ mm} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{ca} = 4000 \text{ kg/cm}^2$  (condition extrême)

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{643,52}{507,47} = 1,27 \text{ m} > \frac{D}{8} = \frac{2,00}{8} = 0,25 \text{ m} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$e_0 > 0,375 \cdot D = 0,75 \text{ m} \rightarrow \delta = 0,6 \text{ (condition extrême)} \Rightarrow \bar{\sigma}'_{b(F.C.)} = 1,5 \cdot \bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 180 = 270 \text{ kg/cm}^2$$

2.2.1: Flambement du fût: La longueur de flambement du fût s'écrit:  $l_c = \beta \cdot l_0$

où  $\beta$  est le facteur de flambement qui dépend de la nature des liaisons aux extrémités du fût. Les liaisons sont difficiles à définir. Par conséquent pour être du côté de la sécurité nous supposons que le fût est encastré à son extrémité inférieure et articulé à son extrémité supérieure, ce qui donne  $\beta = 1,3 \Rightarrow l_c = 1,3 \cdot 7,45 = 9,69 \text{ m}$ .

$$\text{Nous avons un fût circulaire de diamètre } D = 2 \text{ m} \Rightarrow A = \frac{\pi D^2}{4} \text{ et } I = \frac{\pi D^4}{64}$$



$$\text{d'où } i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{b}{4} = 0,50 \Rightarrow \lambda = \frac{L}{i} = \frac{9,60}{0,50} = 19,20 < 35$$

Donc nous ne tenons pas compte du flambement

Pour le calcul de la section d'armature, nous allons utiliser le tableau 4,58 (p.194) de l'aide mémoire BA (DAVIDOVICI) établi pour des sections circulaires pleines avec armatures uniformément réparties (sections partiellement comprimées).

$$r = 1,00 \text{ m (rayon du fût)} ; d = 10 \text{ cm (enrobage)} \Rightarrow \frac{d}{r} = 0,05.$$

$$K_e = \frac{N \cdot r}{M} = \frac{507,47 \cdot 1,00}{643,52} = 0,789 ; K_a = \frac{M}{r^2 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{643,52 \cdot 10^5}{(1,00)^2 \cdot 4000} = 0,016.$$

Par interpolation on trouve :  $\bar{\omega}(\%) = 0,44$  et  $K = 25,66$

$$A = \frac{\bar{\omega} \cdot \pi \cdot r^2}{100} = \frac{0,44 \cdot \pi \cdot (1,00)^2}{100} = 138,23 \text{ cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{1}{K} \cdot \bar{\sigma}_a = \frac{1}{25,66} \cdot 4000 = 155,88 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 270 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifié.}$$

Nous adoptons  $A = 20 \text{ T } 32 = 160,80 \text{ cm}^2$  espacés de 29 cm.

2.2.2: Vérification des contraintes :  $K = 25,66$ .

$$\text{Position de l'axe neutre : } y_a = K_y \cdot \phi ; \frac{d}{\phi} = \frac{0,10}{2,00} = 0,05.$$

D'après le tableau on trouve :  $K_y = 0,35 \rightarrow y_a = 0,35 \cdot 200 = 70 \text{ cm}$

$$K' = 12,83 \rightarrow \sigma_a' = K' \cdot \bar{\sigma}_b' = 12,83 \cdot 155,88 = 2000 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a'$$

Vérification en conditions normales :

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot \bar{\sigma}_{a0} = \frac{2}{3} \cdot 4000 = 2667 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{\sigma}_b = 180 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 166,50 \text{ t}\cdot\text{m} ; N = 545,68 \text{ t} \rightarrow K_e = \frac{N \cdot r}{M} = \frac{545,68 \cdot 1}{166,50} = 3,28.$$

$$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{\pi \cdot r^2} = \frac{100 \cdot 160,80}{\pi \cdot (1,00)^2} = 0,51 \rightarrow K = 0,434 \text{ et } K_b = 0,476 \text{ (d'après le tableau)}$$

$$\sigma_b' = \frac{1}{K_b} \cdot \frac{M}{r^2} = \frac{1}{0,476} \cdot \frac{166,50 \cdot 10^5}{(1,00)^2} = 34,98 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 180 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_a = K \cdot \sigma_b' = 0,434 \cdot 34,98 = 15,18 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$K = 0,434 \rightarrow K' = 14,2 \text{ et } K_y = 0,32$$

$$\text{hauteur de la zone comprimée : } y_a = K_y \cdot \phi = 0,32 \cdot 200 = 64 \text{ cm}$$

$$\sigma_a' = K' \cdot \sigma_b' = 14,2 \cdot 34,98 = 496,72 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a'$$

2.3: Armatures transversales :

$$\text{zone courante : } t \leq \begin{cases} t_1 = (100 \phi_t - 15 \phi_{L \max}) \cdot \left(2 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_b'}\right) \\ t_2 = 15 \left(2 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_b'}\right) \cdot \phi_{L \min} \end{cases}$$

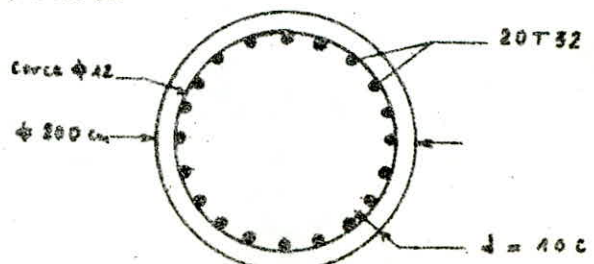
Pour les armatures transversales, nous prenons des cercles  $\phi 12$ .  $\Rightarrow \phi_t = 1,2 \text{ cm} ; \phi_{L \max} = \phi_{L \min} = 3,2$

$$\rightarrow t_1 = (100 \cdot 1,2 - 15 \cdot 3,2) \cdot \left(2 - \frac{34,98}{180}\right) = 116,02 \text{ cm}$$

$$t_2 = 15 \left(2 - \frac{34,98}{180}\right) \cdot 3,2 = 77,34 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$  soit  $t = 20 \text{ cm}$  en zone courante

Dans les zones de recouvrement nous prendrons  $t = 10 \text{ cm}$ .



### 3. Etude de la semelle sous pile:

La semelle sous pile est circulaire de diamètre 7,50 m.

sous laquelle on dispose 16 pieux de diamètre  $\phi = 610 \text{ mm}$

Vérifions d'abord si le nombre de pieux métalliques est suffisant. Soit  $S$  = surface d'un pieu,  $q = 100 \text{ t}$  (capacité probable)

$$\text{On a } d_1 = R \cdot \sin 45^\circ = 3,25 \times \frac{\sqrt{2}}{2} = 2,30 \text{ m.}$$

$$d_2 = r \cdot \sin 45^\circ = 1,50 \times \frac{\sqrt{2}}{2} = 1,06 \text{ m.}$$

$$I_y = 4S \cdot d_1^2 + 4S \cdot d_2^2 + 2S \cdot R^2 + 2S \cdot r^2$$

$$I_y = 2S(R^2 + r^2) \cdot [2 \sin^2(45^\circ) + 1] = 51,25 \cdot S$$

$$F = \frac{N}{16} \pm \frac{M \cdot y}{I} \quad (\text{Les } S \text{ se simplifient car } F = 0 \cdot S)$$

$$N = 797,22 + (p \cdot \text{semelle} + p \cdot \text{ramblai}) \cdot 1,07 \quad (N \text{ et } M \text{ d'après la condition statique (2)})$$

$$P_s = 2,5 \left[ \pi \cdot \frac{(7,50)^2}{4} \cdot 0,8 + \frac{\pi}{3} \cdot 0,7 \cdot \left( \frac{(7,50)^2}{4} + \frac{(2,20)^2}{4} + \frac{2,20 \times 7,50}{4} \right) \right] = 123,91 \text{ t}; P_{\text{ramblai}} = 1,82 \cdot 16,74 \text{ m} = 30,07 \text{ t}$$

$$\rightarrow N = 962 \text{ t} \quad \text{et} \quad M = \frac{504,77}{9,25} \cdot (3,25 + 1,50) = 586,62 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Pour le pieu le plus éloigné ( $n^\circ 9$ ) nous avons:  $F_9 = \frac{962}{16} + \frac{586,62 \cdot 3,25}{51,25} = 97,33 \text{ t} < 100 \text{ t} = q$

Donc le nombre de pieux suffit et leur disposition est bonne.

Calcul des autres réactions:

$$F_2 = \frac{962}{16} + \frac{586,62 \cdot 2,30}{51,25} = 86,45 \text{ t} = F_4 = F_6 = F_8$$

$$F_{10} = \frac{962}{16} + \frac{586,62 \cdot 1,06}{51,25} = 72,26 \text{ t} = F_{12} = F_{14} = F_{16}$$

$$F_{11} = \frac{962}{16} + \frac{586,62 \cdot 1,50}{51,25} = 77,29 \text{ t} = F_{15}$$

Calcul des moments correspondants: (Méthode R.D.M)

$$M_2 = F_2 \cdot (d_1 - 0,50) = 86,45 \cdot (2,30 - 0,50) = 155,61 \text{ t} \cdot \text{m} = M_4$$

$$M_{10} = F_{10} \cdot (d_2 - 0,50) = 72,26 \cdot (1,06 - 0,50) = 40,47 \text{ t} \cdot \text{m} = M_{12}$$

$$M_{11} = F_{11} \cdot (r - 0,50) = 77,29 \cdot (1,50 - 0,50) = 77,29 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_3 = F_3 \cdot (R - 0,50) = 97,33 \cdot (3,25 - 0,50) = 267,66 \text{ t} \cdot \text{m}$$

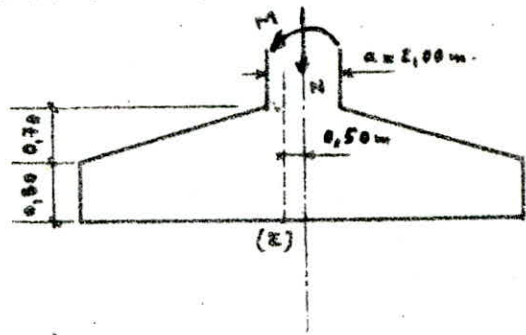
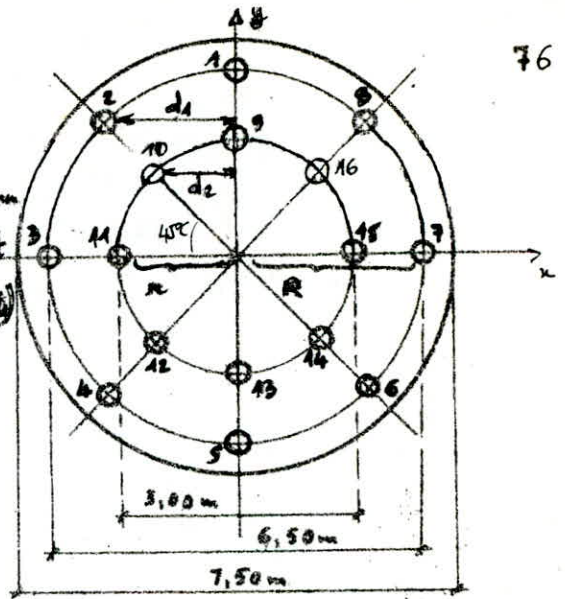
Donc le moment total qui sollicite la section à  $\frac{a}{4}$  de l'axe est:

$$M_{\frac{a}{2}} = 2 \times 155,61 + 2 \times 40,47 + 77,29 + 267,66 = 737,44 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$\text{Ferrailage: } A = \frac{M}{3 \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{737,44 \cdot 10^5}{0,85 \cdot 145 \cdot 4000} = 149,52 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 32 \text{ T } 25 = 156,80 \text{ cm}^2; c = 23$$

On dispose donc 32 T 25 dans chaque sens. (quadrillage).

pour les armatures supérieures on placera des barres T 12 comme indiqué sur le dessin de ferrailage.





# XVIII. ETUDE DE LA CULEE.

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ouvrage. Elle assure la liaison entre l'ouvrage et le terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont. Les culées utilisées dans notre projet sont du type "apparentes".

I-Stabilité de la culée: On doit vérifier la stabilité de la culée à vide, en service et en condition sismique. En plus des efforts ramenés par le tableau, on tiendra compte des poussées des terres, d'une surcharge de  $1 t/m^2$  et des actions verticales.

- Poussée des terres: En conditions normales:  $P_a = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot l$  avec  $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

En conditions sismiques:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta) \cdot \cos(\delta - \alpha) \cdot k}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta - \alpha - \theta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (1) \quad \text{(Formule de MONO-OKABE)}$$

avec  $\varphi$  = angle de frottement interne du remblai =  $30^\circ$ .

$\beta$  = inclinaison de la culée par rapport à la verticale =  $0$ .

$\alpha$  = angle que fait le talus naturel avec l'horizontal =  $0$ .

$\delta$  = angle de frottement sol-béton =  $0$ .

$\theta = \arctg\left(\frac{E_H}{1 \pm E_V}\right)$  ;  $\begin{cases} E_H = \text{coefficient sismique horizontal} = 0,1 \\ E_V = \text{coefficient sismique vertical} = 0,07 \end{cases}$  (d'après le CPS)

$$k = \sqrt{E_H^2 \pm (1 \pm E_V)^2}$$

la formule (1) devient donc:  $K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \theta) \cdot k}{\cos \theta \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos \theta}} \right]^2}$

Application numérique: En conditions normales:  $K_a = 0,333$ .

En conditions sismiques: SH:  $K_a = 0,395$

SV ↑ + SH:  $K_a = 0,374$

SV ↓ + SH:  $K_a = 0,420$

SV ↓ :  $K_a = 0,310$

SV ↑ :  $K_a = 0,357$ .

Rq: les moments sont calculés par rapport au point A.

Les vérifications à faire pour la stabilité sont:

\* Renversement:  $\frac{M_S}{M_R} \geq F_S$

\* Glissement:  $\frac{V}{H} \cdot \tan \varphi \geq F_S$

\* La résultante des forces agissantes passe par le tiers central:

$$e_1 = \frac{M_S - M_R}{V} \rightarrow e_0 = \frac{B}{2} - e_1 \leq \frac{B}{6}$$

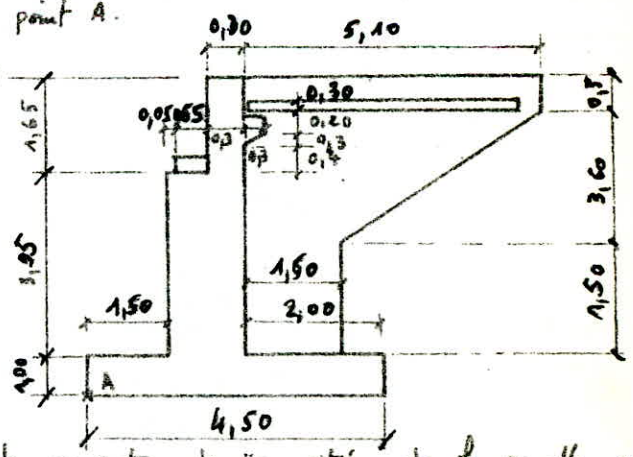
(B: largeur de la semelle)

\* Poingonnement: le moment par rapport au centre de "gravité" de la semelle est:

$$M_G = V \cdot e_0$$

les contraintes sous la semelle sont:  $\sigma_{1,2} = \frac{V}{S} \pm \frac{M_G \cdot y}{I}$  ; on doit vérifier que:

$$\sigma(B/4) = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4} \leq \bar{\sigma}_s$$



$F_s$ : Coefficient de sécurité pris égal à 1,5.

V: Effort vertical, H: Effort horizontale,  $M_s$ : moment stabilisant,  $M_r$ : moment renversant

Pour la contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma}_s$ , on suppose que le terrain de fondation est constitué d'alluvions récents (le rapport de sol ne nous est pas parvenu) et  $\bar{\sigma}_s$  est prise égale à  $2,5 \text{ kg/cm}^2$ .

1- Calcul à vide:

	Opérations	H (t)	V (t)	d (m)	$M_r$ (t.m)	$M_s$ (t.m)
Poussée des terres	CN: $P = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_a \cdot l$	129,24		3,20	413,57	
	SV ↓: $\frac{P \cdot 0,357}{0,333}$	138,55		3,20	443,36	
	SV ↓ + SH: $\frac{P \cdot 0,420}{0,333}$	174,75		3,20	559,20	
	SV ↑ + SH: $0,374$	145,15		3,20	464,48	
	SH: $P = 0,395 / 0,333$	153,30		3,20	490,56	
Poussée due à la surcharge $q = 1 \text{ t/m}^2$	CN: $P = q \cdot l \cdot R \cdot K_a$	21,73		4,30	93,65	
	SV ↓: $0,357$	23,35		4,30	100,41	
	SV ↓ + SH: $0,42$	27,44		4,30	118,00	
	SV ↑ + SH: $0,374$	24,44		4,30	105,09	
	SH: $0,395$	25,82		4,30	110,98	
Poids des terres	CN: $P_1$		285,14	3,40		969,48
	SV ↓: $P_1 \times 1,07$		305,10	3,40		1037,34
	SV ↑: $P_1 \times 0,93$		265,18	3,40		901,61
	SH: $P_1 \times 0,10$	28,51		4,30	122,59	
Poids des surcharges sur remblai	CN: $P_2 = q \cdot l \cdot l$		65,34	3,40		222,16
	SV ↓: $P_2 \times 1,07$		69,91	3,40		237,69
	SV ↑: $P_2 \times 0,93$		60,77	3,40		206,62
	SH: $P_2 \times 0,10$	6,53		4,30	28,08	
Poids du mur garde-grève	CN: $P_3$		122,25	2,35		28,79
	SV ↓: $P_3 \times 1,07$		13,11	2,35		30,81
	SV ↑: $P_3 \times 0,93$		11,39	2,35		26,77
	SH: $P_3 \times 0,10$	1,23		6,78	8,34	
Poids du mur frontal	CN: $P_4$		97,76	2,00		195,52
	SV ↓: $P_4 \times 1,07$		104,60	2,00		209,20
	SV ↑: $P_4 \times 0,93$		90,92	2,00		181,84
	SH: $P_4 \times 0,10$	9,78		3,48	34,03	
Poids de la dalle de transition	CN: $P_5$		23,63	4,75		112,24
	SV ↓: $P_5 \times 1,07$		25,28	4,75		120,08
	SV ↑: $P_5 \times 0,93$		21,98	4,75		104,41
	SH: $P_5 \times 0,10$	2,36		7,00	16,52	
Poids du mur en retour	CN: $P_6$		16,80	3,25		54,60
	SV ↓: $P_6 \times 1,07$		17,98	3,25		58,44
	SV ↑: $P_6 \times 0,93$		15,62	3,25		50,77
	SH: $P_6 \times 0,10$	1,68		4,30	7,22	
Poids de l'ossille de mur en retour	CN: $P_7$		124,42	5,20		64,58
	SV ↓: $P_7 \times 1,07$		13,23	5,20		69,11
	SV ↑: $P_7 \times 0,93$		11,55	5,20		60,06
	SH: $P_7 \times 0,10$	11,24		5,03	6,24	
Poids de la semelle	CN: $P_8$		123,00	2,25		276,75
	SV ↓: $P_8 \times 1,07$		131,61	2,25		296,12
	SV ↑: $P_8 \times 0,93$		114,39	2,25		257,38
	SH: $P_8 \times 0,10$	12,30		0,50	6,15	



A l'aide du tableau précédent, on obtient les résultats suivants en considérant les combinaisons défavorables:

Cas \ Efforts	V (t)	H (t)	M <sub>R</sub> (t.m)	M <sub>G</sub> (t.m)
a) SV ↑ + SH	598,80	227,22	798,74	1789,46
b) SH	636,34	243,56	830,71	1924,12
c) SV ↓ + SH	682,88	260,82	906,37	2058,79
d) CN	636,34	63,63	229,17	1924,12

Vérifications :

1) Renvolement :

a)  $\frac{M_S}{M_R} = 2,24 > 1,5$  | 2) Glissement : a)  $\frac{V}{H} \cdot \text{tg } \varphi = 1,52 > 1,5$   
 b)  $\frac{M_S}{M_R} = 2,32 > 1,5$  | b)  $\frac{V}{H} \cdot \text{tg } \varphi = 1,51 > 1,5$   
 c)  $\frac{M_S}{M_R} = 2,27 > 1,5$  | c)  $\frac{V}{H} \cdot \text{tg } \varphi = 1,52 > 1,5$   
 d)  $\frac{M_S}{M_R} = 8,40 > 1,5$  | d)  $\frac{V}{H} \cdot \text{tg } \varphi = 5,77 > 1,5$

3) Excentricité :

a)  $e_1 = \frac{M_S - M_R}{V} = 1,65 \text{ m} \rightarrow e_0 = \frac{B}{2} - e_1 = \frac{4,5}{2} - 1,65 = 0,60 < \frac{B}{6} = 0,75$

b)  $e_1 = 1,72 \text{ m} \rightarrow e_0 = 0,53 \text{ m} < 0,75 \text{ m}$

c)  $e_1 = 1,69 \text{ m} \rightarrow e_0 = 0,55 \text{ m} < 0,75 \text{ m}$

d)  $e_1 = 2,66 \text{ m} \rightarrow e_0 = -0,41 \text{ m} < 0,75 \text{ m}$

4) Poissonnement :

a)  $M_G = V \cdot e_0 = 598,80 \times 0,60 = 359,28 \text{ t.m.}$

b)  $M_G = 337,26 \text{ t.m.}$

c)  $M_G = 375,58$

d)  $M_G = -260,90$

Contraintes sous la semelle :

a)  $\sigma_1 = 2,20 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\sigma_2 = 0,24 \text{ kg/cm}^2$

b)  $\sigma_1 = 2,21 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\sigma_2 = 0,38 \text{ kg/cm}^2$

c)  $\sigma_1 = 2,41 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\sigma_2 = 0,37 \text{ kg/cm}^2$

d)  $\sigma_1 = 0,59 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\sigma_2 = 2,01 \text{ kg/cm}^2$

(avec  $S = 490500 \text{ cm}^2$  ;  $I = 8277,19 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$  ;  $y = 2,25 \text{ m}$ )

d'axe :

a)  $\sigma(B/4) = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4} = 1,71 < 1,33 \cdot \bar{\sigma}_s = 3,73 \text{ kg/cm}^2$

b)  $\sigma(B/4) = 1,75 \text{ kg/cm}^2 < 3,73 \text{ kg/cm}^2$

c)  $\sigma(B/4) = 1,90 \text{ kg/cm}^2 < 3,73 \text{ kg/cm}^2$

d)  $\sigma(B/4) = 0,95 \text{ kg/cm}^2 < 3,73 \text{ kg/cm}^2$

- Calcul au service (conditions normales) :

	V (t)	H (t)	d (m)	M <sub>R</sub> (t.m)	M <sub>S</sub> (t.m)
Tablier	209,12	—	1,88	—	393,15
Freinage	—	15	7,60	114,00	—
Variation linéaire	—	15,15	7,60	115,14	—
SurchARGE routière	148,52	—	1,88	—	279,22
Calée à vide	636,34	63,63	—	229,17	1924,12
Total	993,98	93,78	—	458,31	2596,49

- Vérifications:
- 1) Renversement:  $\frac{M_E}{M_R} = \frac{2596,49}{458,31} = 5,67 > 1,5$
  - 2) Glissement:  $\frac{V}{H} \cdot \tan \varphi = 6,12 > 1,5$
  - 3) Excentricité:  $e_A = \frac{M_S - M_R}{V} = 2,15 \text{ m} \rightarrow e_0 = \frac{b}{6} - e_A = 0,10 \text{ m} < \frac{b}{6} = 0,75$ .
  - 4) Poinçonnement:  $M_C = V \cdot e_0 = 999,98 \times 0,10 = 99,998 \text{ t.m}$   
 $\sigma_1 = \frac{999,98 \cdot 10^3}{490500} + \frac{99,40 \cdot 10^5 \cdot 225}{8277,19 \cdot 10^6} = 2,30 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\sigma_2 = 1,76 \text{ kg/cm}^2$   
 d'où  $\sigma(\sigma/4) = 2,17 < \sigma_3 = 2,80$

Donc la culée est stable en conditions normales.

3 - Culée en service en conditions sismiques:

	V (t)	H (t)	d (m)	M <sub>R</sub> (t.m)	M <sub>S</sub> (t.m)
Poussée des terres	—	174,75	2,90	559,20	—
Poussée due à la surcharge q	—	27,44	4,30	118,00	—
Poids des terres	305,10	—	3,40	—	1037,34
Poids des surch. sur rampes	69,91	—	3,40	—	237,69
Poids du mur en retour	SV SH	$\begin{cases} 17,98 \\ 13,29 \end{cases}$	$\begin{cases} 2,25 \\ 5,20 \end{cases}$	$\begin{cases} 7,22 \\ 6,24 \end{cases}$	$\begin{cases} 58,44 \\ 69,11 \end{cases}$
			$\begin{cases} 1,68 \\ 1,24 \end{cases}$		
Poids du mur garde-grève	SV SH	13,11	2,35	8,34	28,78
			1,23		
Poids du mur frontal	SV SH	104,60	2,00	34,03	209,20
			9,78		
Poids de la dalle de transition	SV SH	25,28	4,75	16,52	120,08
			2,36		
Poids de la semelle	SV SH	131,61	2,25	6,15	296,12
			12,30		
Poids du tablier	209,12	—	1,88	—	393,15
Poids des surch. routières	148,52	—	1,88	—	279,22
Freinage	—	15,00	7,60	114,00	—
Variation linéaire	—	15,15	7,60	115,14	—
Seisme	—	14,64	4,95	72,47	—
Total	1038,52	275,57	—	1057,31	2729,13



- Vérifications :
- 1) Renversement :  $\frac{M_E}{M_R} = \frac{2729,13}{1057,31} = 2,58 > 1,5$
  - 2) Glissement :  $\frac{V}{H} \cdot f_{g, \varphi} = \frac{1038,52}{275,57} \cdot 0,58 = 2,18 > 1,5$
  - 3) Excentricité :  $e_1 = \frac{M_S - M_R}{V} = \frac{2729,13 - 1057,31}{1038,52} = 1,64 \text{ m}$   
 $\rightarrow e_0 = \frac{b}{2} - e_1 = 0,64 \text{ m} < \frac{b}{6} = 0,75 \text{ m}$ .
  - 4) Poissonnement :  $M_G = V \cdot e_0 = 1038,52 \cdot 0,64 = 664,65 \text{ t}\cdot\text{m}$   
 $\sigma_1 = 3,92 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\sigma_2 = 0,31 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \sigma(3/4) = 3,02 < 4,33 \cdot \bar{\sigma}_s = 3,72$
- Donc : Toutes les conditions sont vérifiées et la culée est stable sous n'importe quel chargement.

## II. Calcul des éléments de la culée :

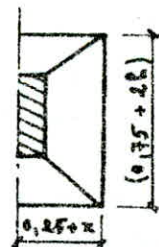
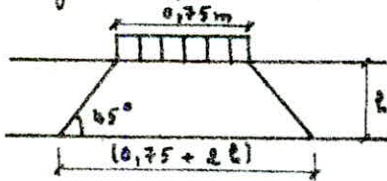
1. Mur garde-grève : il est supposé encastré dans le mur frontal. Il sera étudié suivant les documents SETRA. Dans ce cas on néglige les effets des forces verticales.

On tiendra compte de la poussée des terres, de la poussée des charges locales et de la force de freinage. Evaluation des effets à la section d'encastrement du mur garde-grève :

a) Poussée des terres :  $M_T = \frac{1}{6} K_a \cdot \gamma \cdot h^3$  ;  $\left\{ \begin{array}{l} K_a = \text{coefficient de poussée} = \frac{1}{3} \\ \gamma = \text{densité du remblai} = 1,8 \text{ t/m}^3 \\ h = \text{hauteur du mur garde-grève} = 1,65 \text{ m} \end{array} \right.$

$\rightarrow M_T = 0,45 \text{ t}\cdot\text{m/m}$

b) Poussée des charges locales : Pour  $0,5 \text{ m} \leq h \leq 3 \text{ m}$ , il a été vérifié que l'effet défavorable était dû au système Bc. L'effet le plus défavorable est produit par deux roues arrière de 6t de deux camions accolés de telle façon que les rectangles d'impact soient au contact de la face arrière du garde-grève. Les charges réelles (deux de 6t distants de  $0,5 \text{ m}$ ) sont remplacées par une charge uniforme équivalente de 12t répartie sur un rectangle de  $(0,25 \times 0,75) \text{ m}$ .



$$M_p = \frac{12 \cdot K}{0,75 + 2h} \int_{0,25+x}^h (h-x) \cdot dx$$

( $h = 1,65 \text{ m}$ )

avec  $K = K_a \cdot \gamma \cdot \delta \cdot b_c$  ;  $K_a = \frac{1}{3}$  ;  $b_c = 1,1$

$\delta =$  coefficient de majoration dynamique pour charges sur remblai  $\rightarrow \delta = 1$ .

$\gamma = 1,2$  (coefficient de pondération).

d'où  $K = 0,44$ , après intégration on trouve :  $M_p = 3,27 \text{ t}\cdot\text{m/m}$

c) Force de freinage : On considère l'effet de freinage d'une roue Bc (6t).

$$M_F = \frac{6h}{0,25+2h} \cdot \gamma = 3,35 \text{ t}\cdot\text{m/m} ; (\gamma = 1,2 \text{ et } h = 1,65 \text{ m})$$

Le moment total est donc :  $M = M_T + M_p + M_F = 6,67 \text{ t}\cdot\text{m/m}$

Rq : la formule approchée donne :  $M = 2,5(h+1) = 6,63 \text{ t}\cdot\text{m/m}$

Ferraillage : \* Verticalement :  $M = 6,67 \text{ t}\cdot\text{m/m} \rightarrow \mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 6,67 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (27)^2} = 0,0490$

d'où  $E = 0,9071$  et  $K = 38,8$  ( $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 72,16 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 180 \text{ kg/cm}^2$ )

$$\rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot L} = \frac{6,67 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9071 \cdot 27} = 9,73 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{soit } 4T20 = 12,56 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La condition de fissuration donne:  $\sigma_1 = 1085,6 \text{ kg/cm}^2$ ;  $\sigma_2 = 1859 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\sigma}_a = 1859 \text{ kg/cm}^2$

$$\Rightarrow A = 14,95 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{soit } 5T20/\text{m} = 50T20 = 157 \text{ cm}^2; e = 20 \text{ cm}$$

\* Horizontalement: On met forfaitairement des T12 tous les 20 cm.

$$\Rightarrow 9T12 \text{ sur face exterieure et } 9T12 \text{ sur face interieure; } e = 20 \text{ cm}$$

Rq: On ne fait pas de vérification en condition sismique car le moment obtenu dans ce cas est inférieur à  $6,67 \text{ t.m/m}$ .

2- Mur en retour: son rôle est d'assurer le soutènement des terres des remblais d'accès au pont.

Calcul des contraintes le long du mur:

a) Partie au-dessus de la dalle de transition (AA'BB')

$$\sigma = K(q + \gamma \cdot h); \quad K = \frac{1}{3}; \quad \gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$$

$$q = 1 \text{ t/m}^2 \quad (\text{on doit majorer } q \text{ par } \gamma = 1,3)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } h = 0 \rightarrow \sigma = \frac{1}{3}(1 \cdot 1,2 + 1,8 \cdot 0) = 0,40 \text{ t/m}^2 \\ \text{pour } h = 0,45 \text{ m} \rightarrow \sigma = \frac{1}{3}(1 \cdot 1,2 + 1,8 \cdot 0,45) = 0,67 \text{ t/m}^2 \end{array} \right.$$

b) Partie au-dessous de la dalle de transition (BB'BB')

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 0 \rightarrow \sigma = \frac{1}{3}(1 \cdot 1,2 + 1,8 \cdot 0) = 0,40 \text{ t/m}^2 \\ h = 3,60 \text{ m} \rightarrow \sigma = \frac{1}{3}(1 \cdot 1,2 + 1,8 \cdot 3,60) = 2,56 \text{ t/m}^2 \\ h = 5,10 \text{ m} \rightarrow \sigma = \frac{1}{3}(1 \cdot 1,2 + 1,8 \cdot 5,10) = 3,46 \text{ t/m}^2 \end{array} \right.$$

On travaille avec les contraintes moyennes et les longueurs moyennes.

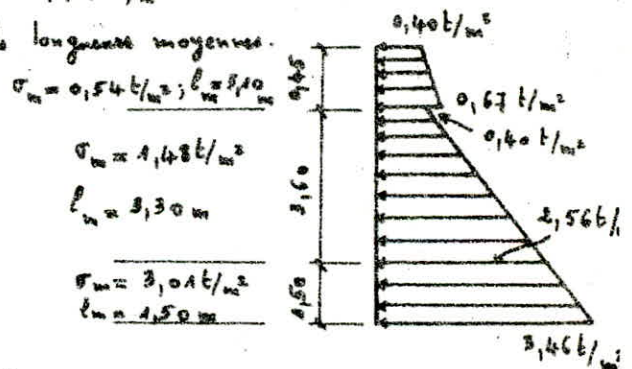
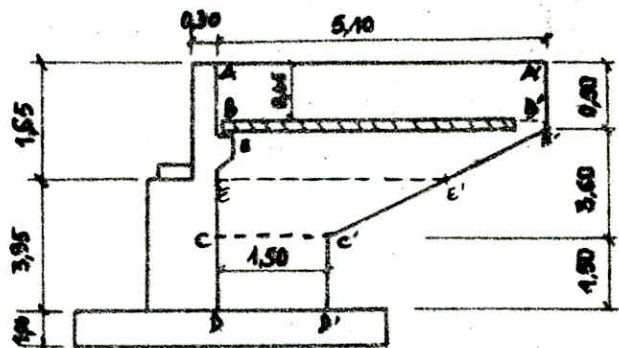
$$\sigma_m = 0,54 \text{ t/m}^2; \quad l_m = 5,10 \text{ m}$$

$$\sigma_m = 1,48 \text{ t/m}^2$$

$$l_m = 3,30 \text{ m}$$

$$\sigma_m = 3,04 \text{ t/m}^2$$

$$l_m = 1,50 \text{ m}$$



\* Tranche AA'BB': Encastrement le long de AB  $\rightarrow$

$$M_{AB} = \sigma_m \cdot l_m \cdot \frac{l_m}{2} = 0,54 \cdot \frac{(5,10)^2}{2} = 7,02 \text{ t.m/m}$$

$$\text{Au début du gousset: } M = 0,54 \cdot \frac{(0,45)^2}{2} = 4,54 \text{ t.m/m}$$

\* Tranche BB'CC': Encastrement le long de BC  $\rightarrow$

$$M_{BC} = 1,48 \cdot \frac{(3,30)^2}{2} = 8,06 \text{ t.m/m}$$

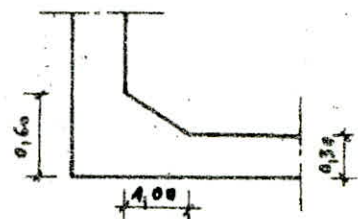
$$\text{Au début du gousset: } M = 1,48 \cdot \frac{(0,45)^2}{2} = 3,94 \text{ t.m/m}$$

\* Tranche CC'BB': Encastrement le long de CD  $\rightarrow M_{CD} = 3,04 \cdot \frac{(1,50)^2}{2} = 3,38 \text{ t.m/m}$

$$\text{Au début du gousset: } M = 3,04 \cdot \frac{(0,50)^2}{2} = 0,37 \text{ t.m/m}$$

Conclusion: - à la base on a:  $M_{\max} = 8,06 \text{ t.m/m}$

- Au début du gousset on a:  $M_{\max} = 4,54 \text{ t.m/m}$





Ferraillage à la base:  $\mu = \frac{15 \cdot 8,06 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (55)^2} = 0,0143 \rightarrow \epsilon = 0,9468 ; K = 79 (\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b)$   
 d'où  $A = \frac{8,06 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9468 \cdot 55} = 5,53 \text{ cm}^2/\text{m}$  soit 4 T 14 =  $6,16 \text{ cm}^2/\text{m}$  ;  $e = 35 \text{ cm}$

La condition de fissuration donne  $A = 7,01 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow$  on prend 5 T 14 =  $7,70 \text{ cm}^2/\text{m}$

Ferraillage du début de gousset:

$\mu = \frac{15 \cdot 4,54 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (27)^2} = 0,0334 \rightarrow \epsilon = 0,9216$  et  $K = 48,8 (\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b)$   
 d'où  $A = \frac{4,54 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9216 \cdot 27} = 6,52 \text{ cm}^2/\text{m}$  soit 5 T 14 =  $7,70 \text{ cm}^2/\text{m}$

Conclusion: On prendra comme armatures horizontales pour tout le mur la section suivante:

**5 T 14 =  $7,70 \text{ cm}^2/\text{m}$  ;  $e = 20 \text{ cm}$**

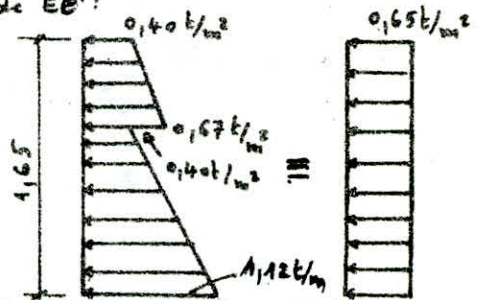
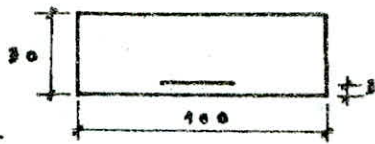
Aciers verticaux: On considère l'encastrement au niveau de  $EE'$ :

$M_{EE'} = 0,65 \cdot \frac{(4,65)^2}{2} = 0,88 \text{ t} \cdot \text{m}/\text{m}$

$\mu = \frac{15 \cdot 0,88 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (27)^2} = 0,0065$

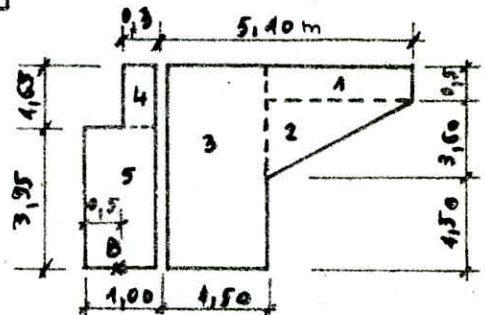
$\rightarrow K = 122$  et  $\epsilon = 0,9635$  d'où  $A = 1,21 \text{ cm}^2/\text{m}$

cette section étant très petite, on prendra pour les aciers verticaux des aciers de répartition  $\rightarrow$  **5 T 10/m =  $3,92 \text{ cm}^2/\text{m}$  ;  $e = 20 \text{ cm}$**



3- Mur frontal: Evaluation des efforts:

a) Calcul à vide:



charges	Opérations (/m)	H (t/m)	V (t/m)	d (m)	M/B (t-m/m)
$Q_1$	SH: $Q_1 = 0,10$	0,45	—	5,35	+2,41
$Q_2$	SH: $Q_2 = 0,10$	1,62	—	3,90	+6,32
$Q_3$	SH: $Q_3 = 0,10$	2,10	—	2,80	+5,88
Poussée des terres	CN: $P_1$	9,41	—	1,87	+17,56
	SH: $\frac{P_1 \cdot 0,42}{0,833}$	11,85	—	1,87	+22,16
Poussée d'eau à la sonde change $q_0 = 1 \text{ t/m}^2$	CN: $P_2 = 1,2 \cdot h$	2,24	—	2,80	+6,27
	SH: $\frac{P_2 \cdot 0,42}{0,833}$	2,82	—	2,80	+7,90
$Q_4$	CN: $Q_4$		1,20	0,35	-0,42
	SV: $Q_4 = 1,07$		1,28	0,35	-0,45
	SH: $Q_4 = 0,10$	0,12		4,78	+0,57
$Q_5$	CN: $Q_5$		9,90	0	0
	SV: $Q_5 = 1,07$		10,59	0	0
	SH: $Q_5 = 0,10$	0,59		1,98	+1,96

La combinaison des efforts donne:  $\left\{ \begin{array}{l} \text{En CM: } H = 11,65 \text{ t/m} ; V = 11,10 \text{ t/m} ; M/B = 23,41 \text{ t-m/m} \\ \text{En CS: } H = 13,95 \text{ t/m} ; V = 11,87 \text{ t/m} ; M/B = 46,75 \text{ t-m/m} \end{array} \right.$

b) Calcul au service :

	H (t)	V (t)	d (m)	M <sub>10</sub> (t·m)	M <sub>10</sub> (t·m/m)
charge permanente G	—	209,12	0,15	31,37	3,17
Surcharge S	—	148,52	0,15	22,28	2,25
Variation linéaire	15,15	—	3,95	-59,84	-6,04
Freinage	15,00	—	3,95	59,25	5,98
Seisme	14,64	—	3,95	57,83	5,84

Récapitulatif : - En CN : 
$$H = \frac{15,15}{9,90} + \frac{15}{9,90} + 14,65 = 14,70 \text{ t/m}$$

$$V = \frac{209,12}{9,90} + \frac{148,52}{9,90} + 11,10 = 47,23 \text{ t/m}$$

$$M = (3,17 + 2,25 + 5,98 - 6,04) + 23,41 = 28,77 \text{ t·m/m}$$

- En CS : 
$$H = \frac{14,64}{9,90} + \frac{15,15}{9,90} + 19,95 = 19,90 \text{ t/m}$$

$$V = \frac{209,12 + 1,07}{9,90} + \frac{148,52 + 1,07}{9,90} + 11,87 = 50,52 \text{ t/m}$$

$$M = (2,60 \times 0,15 + 16,05 \times 0,15 + 5,98 + 5,84 - 6,04) + 46,75 = 58,33 \text{ t·m/m}$$

La section sera sollicitée par V et M donc le mur frontal sera calculé en flexion

Composée  $\rightarrow e_0 = \frac{M}{V} = \frac{58,33}{50,52} = 1,15 \text{ m} > \frac{h_t}{6} = \frac{100}{6} = 0,17 \text{ m}$  (avec N et M de la CS)  
 donc la section est partiellement comprimée.

$$\rightarrow e_n = e_0 + \frac{h_t}{2} - d = 1,15 + 0,50 - 0,05 = 1,60 \text{ m} \rightarrow M' = V \cdot e_n = 50,52 \times 1,60 = 80,83 \text{ t·m/m}$$

$$\mu = \frac{15 \times 80,83 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times (95)^2} = 0,0480 \rightarrow E = 0,9077 ; K = 39,2 \quad (\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b)$$

d'où 
$$A' = \frac{80,83 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9077 \times 95} = 33,48 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow A = A' - \frac{V}{\bar{\sigma}_s} = 33,48 - \frac{50,52 \cdot 10^3}{2800}$$

$$A = 15,44 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ soit } \boxed{5T20/\text{m} = 15,70 \text{ cm}^2/\text{m} ; e = 20 \text{ cm}}$$

donc : 
$$\left[ \begin{array}{l} \text{Extérieur : } 5T20 \text{ sur } 9,90 \text{ m ; } e = 20 \text{ cm} \\ \text{Intérieur : } 5T20 \text{ sur } 9,90 \text{ m ; } e = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Horizontalement on place des armatures de répartition, soit  $\boxed{5T10/\text{m} = 3,92 \text{ cm}^2/\text{m} ; e = 20 \text{ cm}}$

Ferraillage du sommet d'appui :

\* Armatures de chaînage :  $R_{\max} = G + 1,2 \cdot P = \frac{209,12}{10} + 1,2 \cdot \frac{148,52}{10} = 38,73 \text{ t}$

On dispose sur la partie supérieure 5T16 (e = 20 cm), on vérifie ensuite si ces armatures suffisent pour reprendre d'éventuelles fissures dues aux efforts localisés.

$$A = 0,25 \cdot \frac{R_{\max}}{\bar{\sigma}_a} = 0,25 \cdot \frac{38,73 \cdot 10^3}{2800} = 3,46 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T16$$

donc les 5T16 choisies suffisent.

\* Armatures de surface d'éclatement : On disposera au droit de chaque appareil d'appui une frette supérieure de surface dont la section totale est capable de reprendre un effort égal à  $0,04 \cdot R_{\max}$ . 5T10 suffisent pour reprendre cet effort.

En profondeur on disposera 5T10 sur 25 cm (e = 5 cm)



4. Dalle de transition: Elle sert à éviter le dénivellement éventuel entre la chaussée courante et celle du pont en cas de tassement du remblai.

Note dalle a une largeur de 4,50m et une épaisseur de 30cm. Son calcul se fera suivant les documents SETRA.

\* Charges permanentes:  
 $p$  propre de la dalle:  $2,5 \times 0,30 \times 1,00 = 0,75 \text{ t/m}$   
 poids du remblai:  $2 \times 0,60 \times 1,00 = 1,20 \text{ t/m}$   
 revêtement de chaussée:  $2 \times 2 \times 0,08 \times 1,00 = 0,176 \text{ t/m}$   
 $2,126 \text{ t/m}$

\* Surcharges: c'est le système  $B_1$  qui est défavorable. On admet que les deux roues de rangée  $P_1$  et  $P_2$  sont équivalentes chacune à une charge répartie de  $5,5 \text{ t/m}$ , assimilable à un rouleau indéfini. La rangée  $P_1$  est affectée d'un coefficient de majoration dynamique égal à 2 (pour tenir compte du choc d'un essieu au voisinage de l'appui). La charge équivalente à la rangée  $P_2$  se répartit entre les 2 appuis de la dalle de transition et doit être affectée d'un coefficient de majoration égal à 1,2.

→  $P_1 = 2 \times 5,5 = 11 \text{ t}$  et  $P_2 = 1,2 \times 5,5 = 6,6 \text{ t}$

Évaluation des efforts: \* charges permanentes:

$$M_G = \frac{q(D-0,40)^2}{8} = \frac{2,126 \cdot (4,10)^2}{8} = 4,47 \text{ t.m/m}$$

$$T_G = \frac{q(D-0,40)}{2} = \frac{2,126 \cdot 4,10}{2} = 4,36 \text{ t/m}$$

\* Surcharges: D'après le théorème de Bresse on obtient:

$$M_S^{\max} = 11 \cdot 1,009 + 6,6 \times 0,448 = 13,857 \text{ t.m/m}$$

$$\text{et } T_S^{\max} = 11 \times 1 + 6,6 \times 0,671 = 15,429 \text{ t/m}$$

$$\text{d'où: } \begin{cases} M_T = M_G + M_S = 18,33 \text{ t.m/m} \\ T_T = T_G + T_S = 19,79 \text{ t/m} \end{cases}$$

Ferraillage:  $M = 18,33 \text{ t.m/m} \rightarrow \mu = 0,1347$

$$\rightarrow K = 20,3 \text{ et } E = 0,8584 \quad (\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b)$$

$$\text{d'où } A = 28,25 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ soit } \boxed{3T20/\text{m} = 28,26 \text{ cm}^2/\text{m}; e = 11 \text{ cm}}$$

Dans l'autre sens on prend des armatures de répartition:

$$\text{soit } A_{\perp} = \frac{A}{4} = \frac{28,26}{4} = 7,07 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow$$

Sur la partie supérieure on prend des TAO dans les deux sens.

Vérification du cisaillement:  $\tau = \frac{T}{b \cdot z} \leq 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = 8,60 \text{ kg/cm}^2$

$$\rightarrow \frac{19,79 \cdot 10^3}{100 \times \frac{7}{8} \cdot 27} = 8,38 \text{ kg/cm}^2 < 8,60 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

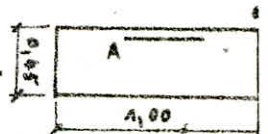
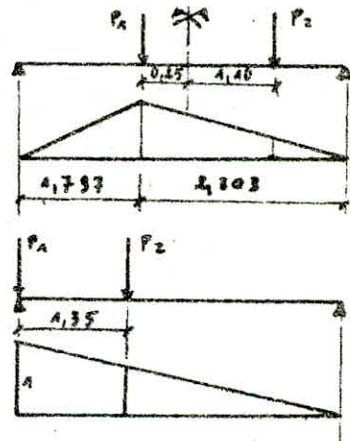
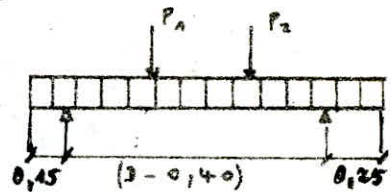
5. Corbeau: il est soumis à la réaction de la dalle de transition →

$T_{\max} = 19,79 \text{ t/m}$  d'où le moment à l'encastement du corbeau:

$$M = T_{\max} \cdot 0,15 = 19,79 \times 0,15 = 2,97 \text{ t.m/m}$$

La hauteur moyenne du corbeau est:  $h_m = \frac{0,30 + 0,60}{2} = 0,45 \text{ m}$

$$\rightarrow \mu = 0,0099 \rightarrow K = 97 \text{ et } E = 0,9554 \quad (\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b)$$



d'où  $A = 2,78 \text{ cm}^2/\text{m}$  soit  $4T10/\text{m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{m}$ ;  $e = 25 \text{ cm}$

Pour les armatures horizontales du corbeau on prendra 2T12 filants sur 7m.

Pour la liaison du corbeau avec la dalle de transition on placera des goujons T25 tous les 40 cm et cela sur 7m.

### 6. Etude de la semelle sous calée :

La semelle est rectangulaire de dimensions  $10,9 \text{ m} \times 4,50 \text{ m} \times 1,00 \text{ m}$ .

Etant donné que nous n'avons pas refus de rapport de sol, nous avons opté pour des pieux métalliques battus jusqu'à refus. ( $\Phi = 640 \text{ mm}$ ) (pieux utilisés par la SAPTA)

La capacité portante admissible d'un pieu est  $\bar{q} = 100 \text{ t}$ .

Efforts sollicitant la semelle : En CN :  $\begin{cases} N = 993,16 \text{ t} + \text{poids propre de la semelle } P_s \\ M = 99,40 \text{ t.m} \end{cases}$  (voir pages 79 et 80)

En CS :  $\begin{cases} N' = 1038,52 \text{ t} + P_s \\ M' = 664,65 \text{ t.m} \end{cases}$  (voir pages 80 et 81)

$P_s = 2450 \cdot 4,50 = 10,90 \cdot 1,00 = 122,63 \text{ t}$

Le nombre de pieux est déterminé ainsi :  $N_p = \frac{N + P_s}{100} = \frac{993,16 + 122,63}{100} = 11,16$

Après quelques essais, on trouve le nombre exact de pieux qui est 18 (3 files de 6)

Vérification en CS :  $R = \frac{N'}{18} + \frac{M'}{3,30 \cdot 6} = 98,10 \text{ t} < 100 \text{ t}$ .

Donc on a :

$R_d = \frac{N}{18} - \frac{M}{6 \cdot 3,30} = \frac{1115,79}{18} - \frac{99,40}{6 \cdot 3,30} = 56,97 \text{ t}$   
 $R_d = \frac{N}{18} + \frac{M}{6 \cdot 3,30} = 67,01 \text{ t}$

\* Ferraillage transversale inférieur : (R.D.M) En CN :

$M'/E = R_d \left( \frac{d}{2} - a \right) = 67,01 \cdot (1,65 - 0,125) = 102,19 \text{ t.m}$

d'où  $A_s = \frac{M}{3 \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{102,19 \cdot 10^5}{3 \cdot 0,85 \cdot 90 \cdot 2667} = 50,09 \text{ cm}^2$  soit 11T25 = 53,90 cm<sup>2</sup>.

Ces barres doivent être disposées au dessus de chaque file de pieux, c'est à dire qu'on aura

$6 \times 11 = 66 \text{ T}25$  mais pour ne pas avoir d'encroûtement au niveau des files de pieux, on place ces 66 barres uniformément avec un espacement de 16 cm, sur le long de la semelle.

Vérification en CS :  $R_d = \frac{N'}{18} + \frac{M'}{6 \cdot 3,30} = 98,08 \text{ t} \Rightarrow M'/E = R_d \left( \frac{d}{2} - a \right) = 149,57 \text{ t.m}$

d'où  $\sigma_s = \frac{M'/E}{3 \cdot A} = \frac{149,57 \cdot 10^5}{3 \cdot 0,85 \cdot 90 \cdot 53,90} = 3627,40 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{cu} = 4000 \text{ kg/cm}^2$  vérifié

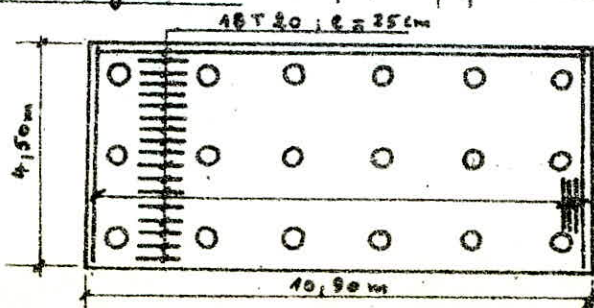
\* Armatures supérieures transversales :  $A_s = \frac{A_s}{5} = \frac{53,90}{5} = 10,78 \text{ cm}^2$  par file.

soit  $66 \text{ T}12 = 74,58 \text{ cm}^2$ ;  $e = 16 \text{ cm}$

\* Armatures inférieures longitudinales : On prend  $A_s = \frac{A_s}{3} = \frac{53,90}{3} = 18 \text{ cm}^2$  par file

$\Rightarrow 6 \text{ T}20 = 18,84 \text{ cm}^2$  par file ou  $3 \times 6 = 18 \text{ T}20 = 56,52 \text{ cm}^2$  sur 4,50 m;  $e = 25$

\* Armatures supérieures longitudinales : On prend forfaitairement  $18 \text{ T}12 = 20,34 \text{ cm}^2$ ;  $e = 25 \text{ cm}$



Ferraillage inférieur.

66T25; e=16cm



## BIBLIOGRAPHIE

17 R. BARRES et ch. MASSONNET :

"Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes" (BUNOD)

29 R. LACROIX et A. FUENTES :

"Le projet de béton précontraint" (EYROLLES)

37 G. BREUX ; J. MASARS et M. RIMBOEUF :

"COURS PRATIQUE DE BETON PRECONTRAINTE" règles BPEL (EYROLLES)

49 G. GRATTESAT :

"Conception des ponts"

59 M. BELAZOUGHI :

"Cours de béton Armé" Tome II (O.P.U)

69 P. CHARON :

"Calcul et vérification des ouvrages en B.A" (EYROLLES)

77 V. DAVIDOVICI :

"Aide-Mémoire - Béton Armé" (BUNOD)

87 SETRA (Division des ouvrages d'art B) (FRANCE)

"Poutres Précontraintes par Adhérence" (PR. AD 73) (OCTOBRE 1973)

97 SETRA (Service d'études techniques des routes et autoroutes, FRANCE)

"Appuis des tabliers PP 73, A. 3. 2 Calculs complémentaires, Ferrailage type" (1)

107 Ministère des travaux publics :

"Cahier des prescriptions communes"

119 Ministère de l'aménagement du territoire et de l'équipement (FRANCE) :

"Conception et calcul des béton précontraint ; Instruction provisoire N° 2" (1)

