

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Éducation Nationale

École Nationale Polytechnique

G. Civil



Étude d'un pont - poutre en béton précontraint

Proposé par :

D.T.P. M'sila

Étudié par :

YELLES Mostapha Yacine

ADJISSI Fouzi

Dirigé par :

Mr BALI

Promotion Octobre 1996

Edité par : Tebbakh Laouari (Informatique Générale)

13/96

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Éducation Nationale

École Nationale Polytechnique



Étude d'un pont - poutre en béton précontraint

Proposé par :

D.T.P. M'sila

Étudié par :

YELLES Mostapha Yacine

ADJISSI Fouzi

Dirigé par :

Mr BALI

Promotion Octobre 1996

Étudié par : Tebbakh Laouari (Informatique Générale)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Dedicaces

Je dédie ce mémoire de fin d'études à

Mon respectueux père,

Ma très chère mère,

Mes frères et mes sœurs,

Mon oncle et son épouse

A tous mes amis qui m'ont encouragés à réaliser ce travail

A toute personne qui puisera de ce travail.

Mr YELLES M.Y.

Je didie ce modeste mémoire a mon très
cher père qui nous a appris
ce qu'est "le sacrifice"

A ma tendre et courageuse mère.

A tous mes frères et sœurs surtout: wahiba-leila

A. Aziz

A ma sœur Nadjet et son mari.

A mes proches.

A tous ceux que j'aime et respecte.

A tous.

Mr ADJISSI.F.

Remerciements

Je tiens à remercier toutes les personnes qui ont participées de près ou de loint à l'élaboration et la réalisation de ce mémoire, et les personnes qui ont fait que ce jour soit :

Mon promoteur Mr Bali pour sa grande compréhension,

Mr Minasri pour aide majeure,

A tous le corps enseignant qui ma donné son savoir sans aucune contre partie.

Mr YELLES M.Y.

Je tiens à exprimer mon vif remerciement et ma gratitude à tous les enseignants de notre Département.

Je remercie plus particulièrement mon promoteur Mr Bali et Mr kennane du service ponts et ouvrages d'arts SONATRO

Je tiens à remercier également tous ceux qui ont participé de près ou de loint à l'élaboration de ce travail.

Mr ADJISSI F.

Sommaire

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

I	Présentation du projet	- 01
	Introduction	
	Description de l'ouvrage existant	
	Présentation de l'ouvrage à réaliser	
II	Etude hydrologique	- 03
	Calcul du débit de l'oued	
	Calcul de la hauteur des eaux	
III	Charges et surcharges	- 06
	Prédimensionnement des éléments du pont	
	Caractéristiques géométriques de la poutre	
	Charges permanentes	
	Surcharges	
	Détermination de la section critique et de la charge critique	
IV	Repartition des efforts longitudinaux sur les poutres	- 22
	Domaine d'application de la méthode de GUYOIN - MASSONET	
	Principe de la méthode	
	- Application	
	- Conclusion	
V	Calcul des entretoises	- 71
	- Calcul des sollicitations	
	- Calcul des réactions	
	- Ferrailage de l'entretoises	
VI	Etude du platelage	- 41
	- Flexion transversale	
	- Flexion locale	
VII	Etude de la précontrainte	- 75
	- Dimensionnement de l'effort de précontrainte	
	- Evaluation des efforts dans les armatures : pertes instantanées pertes différées	
	- Calcul justificatif réglementaire en section courante	
	- Ferrailage passif de la poutre	
VIII	Appareils d'appuis et joint de chaussée	- 100
	- Calcul des appareils d'appuis	
	- Ferrailage des Dés d'appui	
	- Calcul des joints de chaussée	
IX	Etude de la culée	- 108
	- Ferrailage de la culée	
	- Ferrailage de la semelle	

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Chapitre I



Présentation du projet

1.1 INTRODUCTION

Notre travail consiste à faire le calcul du pont franchissant Oued Zouabi sur la route nationale n° 28 qui présente actuellement une dégradation assez importante.

En se basant sur les paramètres qui se présentent, techniques, économiques et autres cités ultérieurement nous avons opté pour un pont poutre en béton précontraint.

1-2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE EXISTANT :

D'après l'expertise réalisée par une équipe du C.T.T.P, l'ouvrage est un pont à poutres en béton armé, droit franchissant Oued Zouabi sur une longueur de 26,40 mètres

La chaussée est à deux voies de circulation et de largeur roulable de 6,00 mètres, bordée par deux trottoirs de 0,90 m chacun.

Le tablier, à sept (07) poutres en béton armé, est hyperstatique et auto-stable présentant un hourdis inférieur.

Les longueurs respectives des trois travers sont de 4,80 m, 15,70 m et 4,80 m.

L'ouvrage repose sur deux piles de type piles-voiles et deux culées remblayées.

CONSTATATIONS :

La visite de l'ouvrage a fait ressortir les dégradations suivantes :

- La chaussée présente des joints défoncés facilitant l'infiltration des eaux pluviales aux abouts des poutres et des culées; de même le tapis d'enrobé présente un désenrobage et des ondulations.

- La partie haute de la jonction mur en aile, mur de front en amont est détruite.

- La culée côté Barika présente une fissure à 45° prenant naissance du haut du mur du front côté aval, se terminant à sa base

- La culée côté Magra présente également une fissure presque de même allure que celle de culée côté Barika

- Des vibrations importantes affectent le tablier ainsi que les piles au passage de véhicules lourdes.

- La configuration du terrain sous l'ouvrage favorise l'assouillement des fondations des piles du fait du rétrécissement du lit d'oued dont les effets commencent à se manifester entre les deux piles.

La sous face et les bords inférieurs du tablier présentent beaucoup de traces de calcites qui sont le signe d'une infiltration d'eau à travers le tablier où le béton y est très affecté et a perdu par endroit la couche d'enrobage ; les armatures y sont corrodées.

- Les appuis extrêmes des poutres, au niveau des culées présentent une désagrégation prononcée du béton, laissant les travers du rive sans appui.

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS :

La détérioration de l'étanchéité et des joints de chaussée a eu une influence très fâcheuse (négative) sur le béton du tablier par la pénétration des eaux pluviales dans le corps du tablier.

L'extension de la dégradation a touché tout le tablier où le béton s'effrite facilement et l'acier présentant une corrosion avancée. Les appuis des poutres sont atteints et la sous face du tablier très affectée. Le hourdis inférieur cache les dégradations subies par l'intérieur du tablier.

- A la lumière des considérations de coût et de délai de réparation, l'équipe préconise la reconstruction d'un ouvrage neuf.

1-3 PRESENTATION DE L'OUVRAGE A REALISER :

CONTRAINTES ET ASPECT DU TERRAIN :

D'après le rapport étude de sol établie pour le L.N.H.C. sur le terrain destiné à recevoir le pont en question qui recommande :

- Une fondation semi-profonde
- Un ancrage minimum de 3 m par rapport au lit de l'oued.
- Une capacité portante admissible moyenne de 3 bars.
- Le sol étant hétérogène, il est conseillé de prévoir un pont à travées indépendantes (isostatiques),

Et vu les paramètres:

- Ouvrage situé en dehors d'une agglomération
 - Urgence de réalisation .
 - Solution économique et a long terme .
- On a opté pour un pont en poutres précontraintes qui présente des avantages suivants :
- Pas de piles entre les deux culées (économique de matériaux et durée de réalisation)
 - Une seule ouverture de 27m
 - Léger (vue la capacité moyenne de sols)
 - Ne demande pas beaucoup d'entretien
 - Coffrage réduit
 - La préfabrication de certains éléments du pont.

PRESENTATION DE L'OUVRAGE A REALISER :

- L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un pont à poutres multiples en béton précontraint.

- Ce pont est implanté à

Il est constitué d'une seule travée isostatique de 26,50m de portée et de 9m de largeur.

- Le tablier est constitué de 06 poutres en double T de 27 m de longueur et de 1,60 m de hauteur, leur entre-axe est de 1,60 m; ces poutres sont préfabriquées et mises en précontrainte par post-tension, elles sont liées à un hourdis de 16 cm d'épaisseur, en béton armé coulé sur place.

La largeur roulable est de 7 m réalisée par une couche bitumineuse 8 cm d'épaisseur sur les bords de la largeur roulable on a deux trottoirs latéraux de 1 m de largeur chacun supportant un garde-corps et une glissière de sécurité.

- Cette superstructure prend appui sur des éléments suivants :

Des appareils d'appui en élastomère fretté posés sur des dés d'appui en béton armé.

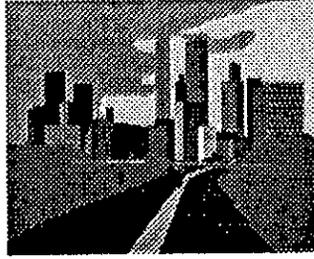
- Deux culées (appui d'extrémité) constituées chacune d'un mur garde-grève servant d'écran entre le tablier et le remblai, et permet la fixation des joints de chaussée; de deux murs en retours assurant le soutènement du remblai, d'une dalle de transition limitant la déformation d'un mur frontal servant d'appui au tablier et assure le soutènement des terres.

- Les fondations des appuis sont superficielles massives de 0,90 m de hauteur et de 4,50 m de largeur de semelle.

- La contrainte admissible du sol est limitée à 3 bars.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Chapitre II



Etude Hydraulique

2.1 - INTRODUCTION

Cette étude consiste à fixer différents paramètres pour estimer la surface libre de l'eau et assurer sa circulation, la section du pont, surtout en période de crûe. Pour cela, on doit déterminer :

- Le débit de oued Zouabi (région de BELAIBA) à la section du pont.
- Le niveau d'eau de cet oued en période de crûe

2.2 - CALCUL DU DEBIT

D'après le B.H.M (bilan hydrologique et météorologique), le débit décénal Q_{10} est donné par la formule de GIANDOTTI $Q_{10} = \frac{\lambda C I S}{k \tau_c} \times 278$

Q_{10} : Débit de la crûe décénale en m³/s

λ : Rapport entre le débit maximum et le débit moyen des crûes.

C : Coefficient de ruissellement

S : Surface du bassin versant en Km² évaluée sur la cart d'état major à l'échelle (1/50000).

K : Coefficient tenant compte de la forme de la crûe.

τ_c : Temps de concentration (en heures) donné par la formule : $\tau_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{H_m}}$

avec :

L : Longueur du Thalweg principal en amont de l'ouvrage en (km)

H_m : Hauteur moyenne du Thalweg principal en amont de l'ouvrage.

2.2.1 - Application numérique

S = 25.8 km²

S < 300 km² → $\lambda = 10$ (B H M P 13)

S < 500 km² → k = 04 (B H M P 13)

- Le coefficient de ruissellement C .

C : C1 + C2 + C3

C1 : dépendant de la pente I

C2 : dépendant de la perméabilité du sol.

C3 : dépendant de la nature du sol (végétation, roche...etc..)

. La pente moyenne du bassin est de 1,8% < 3,5% → 0,01 < C₁ < 0,05

. Sol peu perméable → 0,10 < C₂ < 0,20

. La végétation présente 15 % de la surface du bassin → 0,17 < C₃ < 0,25

C_{min} = 0,01 + 0,10 + 0,17 = 0,28

C_{max} = 0,02 + 0,20 + 0,25 = 0,47

C_{moy} = 0,38

- Le temps de concentration τ_c

La hauteur moyenne du bassin

$$\frac{776 + 500}{2} = 638\text{m}$$

La longueur du Thalweg principal L = 10,6 km

$$\tau_c = \frac{4\sqrt{25.8} + 1.5 \times 10.6}{0.8\sqrt{638}}$$

$$\tau_c = 1.79\text{h}$$

- La hauteur de pluie decennale

La hauteur de pluie décennale en 24h pour la région de BELAIBA, $H_{10/24} = 50\text{mm}$

et pour passer de la hauteur de pluie de 24h à celle relative à un temps différent.

$$H = H_{24} \left[\frac{\tau_c}{24} \right]^\beta$$

avec :

$$\beta = 0.346e^{-(0.000566h)}$$

$$h = 638\text{m}, \quad \beta = 0.346e^{-(0.000566 \times 638)} = 0.24$$

$$H = 50 \left[\frac{1.79}{24} \right]^{0.24} = 26.8\text{mm}$$

$$H = 0.027\text{m}$$

- Le débit décenal maximal :

$$Q_{10} = \frac{10 \times 0.38 \times 0.027 \times 25.8}{4 \times 1.79} \times 278 = 102.78\text{m}^3 / \text{S}$$

- Le débit centenal

$$Q_{100} = Q_{10} \times \frac{\sqrt{9 - \text{Log}5}}{\sqrt{5 - \text{Log}5}}$$

$$\text{D'où : } Q_{100} = 102.78 \times 1.45 = 149.46\text{m}^3 / \text{S}$$

2.3 - CALCUL DE LA HAUTEUR DES EAUX DE L'OUED A LA SECTION DU PONT

On doit fixer une débouchée le long de la section de l'oued et calculer la hauteur par tâtonnement en tenant compte du débit centenal déjà calculé.

On utilisera la formule de Manning Strickler (BHM .P 16)

$$Q = \frac{1}{n} \sqrt{i} R^{2/3} A \quad \text{avec :}$$

Q : Débit maximum centenal (m^3/s)

i : Pente moyenne du lit d'oued.

R : Rayon hydrologique à la section moyenne du pont (m)

A : Aire de la section moyenne mouillée (m^2)

n : coefficient de Rigosite du lit d'oued

- i = 1,8%

- Coefficient de rigosité $\frac{1}{n} = 30$

Sur le profil en long, on s'est fixé différentes hauteurs des plus hautes eaux : 3 ; 2 ; 1,7 ; 1,5m et après tâtonnement la valeur 1,7m concordait , les sections mouillées limitées par le niveau 1.7 sont :

$$S1 : 5.55 \times 1.53 / 2 = 4.24 \text{ m}^2$$

$$S2 : (1.5 + 1.53) \times 7.8 / 2 = 12.59 \text{ m}^2$$

$$S3 : (1,7+1,14) \times 7/2 = 9,94\text{m}^2$$

$$S4 : (1,14+0,53) \times 6,1/2 = 6,7\text{m}^2$$

Les périmètres mouillés limités par le niveau 1,7 sont :

$$P_1 = \sqrt{5,55^2 + 1,53^2} = 5,75\text{m}$$

$$P_2 = \sqrt{0,17^2 + 7,8^2} = 7,8\text{m}$$

$$P_3 = \sqrt{0,03^2 + 7^2} = 7\text{m}$$

$$P_4 = \sqrt{1,14^2 + 6,1^2} = 6,2\text{m}$$

$$P_5 = 0,53\text{m}$$

- Le rayon hydrologique sera :

$$R = \frac{\sum S_i}{\sum P_i} = \frac{33,49}{27,29} = 1,22\text{m}$$

$$\text{Le débit } Q \text{ sera : } Q = 30 \cdot (0,018)^{1/2} \cdot (1,23)^{2/3} \cdot 33,49 = 153,9\text{m}^3/\text{S}$$

La différence de débit est :

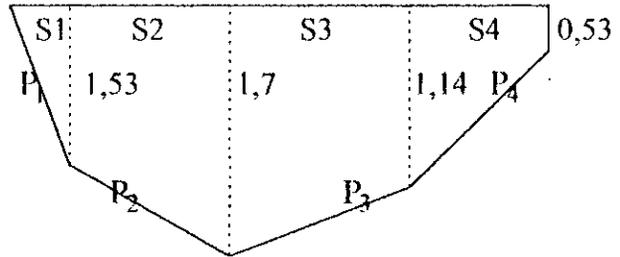
$$\frac{\Delta Q}{Q} = \frac{153,9 - 149,03}{149,03} = 0,032 = 3,2\% < 5\%$$

La différence est tolérable.

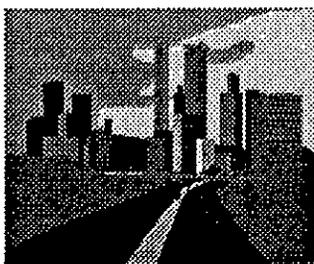
2.4 CONCLUSION

En ajoutant à la hauteur des plus hautes eaux déjà calculée, un tirant d'air de 1 mètre, le gabarit minimal du pont sera : $1,7 + 1 = 2,7$ m ; et, en y ajoutant 2 mètres que le tablier occupera, nous obtenons la hauteur minimale : $h_{\min} = 2,7 + 2 = 4,7$ m.

Le profil en long de l'ancien pont présente une hauteur de 5,66 mètres ce qui est largement supérieur à la valeur minimum h_{\min} donnant ainsi une marge de sécurité plus large.



Chapitre III



Charges et Surcharges

3.1 PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DU PONT EN BETON PRECONTRAINTE :

- La portée :

On a opté pour une portée de 26,50 m .

2- Dimensions de la poutre :

. ht : hauteur totale de la poutre.

. L : portée

$$L/20 - 0,2 < ht < L/20 + 0,5 \quad (\text{Dreux. P. 135})$$

On prend ht = 1,6 m

3 - Epaisseur de l'ame b_0 :

$$\text{Valeur au milieu : } b_0 = 9\text{cm} + \frac{h_t(\text{cm})}{40} \quad (\text{Dreux P 136}).$$
$$9 + 4 = 13 \text{ cm}$$

. On prend b_0 au milieu = 18 cm.

. On prend au section d'about = 30 cm

4 - Nombre de poutres :

- On supposera un espacement de 1,60 m donc le nombre de poutres est 6.

5 - L'épaisseur du hourdis : prise égale à 16 cm

6 - Table de compression : b :

$$0,6 ht < b < 0,8 ht \quad (\text{dreux})$$

$$96 < b < 128 \text{ cm}$$

On prend b = 1,00 m

7 - Talon : La largeur du talon est de 50 cm (en fonction du nombre de cables).

- hauteur du gousset supérieur : $g = 8$ cm.

- hauteur du gousset inférieur $g' = 18$ cm

- hauteur du talon $t = 20$ cm

8 - Entretoises :

- Nombre d'entretoises est : 2

- Hauteur des entretoises = 1,40m

- Epaisseur des entretoises = 30 cm

3.2 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA POUTRE :

On fixera l'axe par rapport auquel on basera les calculs au niveau de l'arête inférieure de la poutre. On décomposera la poutre en section simple (rectangles et triangle) et on évaluera =

- . B : La section brute de la poutre
- . Z : Distance de l'axe considéré au centre de gravité de la section.
- . $S \Delta$: Moment statique par rapport à l'axe considéré.
- . $I \Delta$: Moment d'inertie par rapport à l'axe considéré.
- . I_G : Moment d'inertie par rapport à son CDG.
- . $I \Delta' = I_G + I \Delta$
- . $Z' = 2/3h$ si l'axe considéré passe par l'elt considéré.
- . V' : position de la fibre inférieure par rapport au C.D.G.

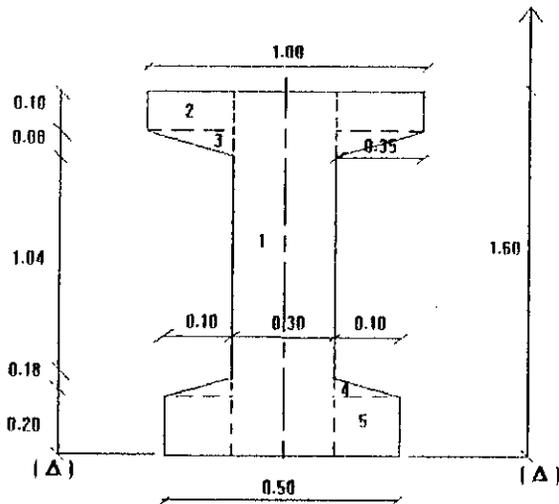


Fig : 3.4

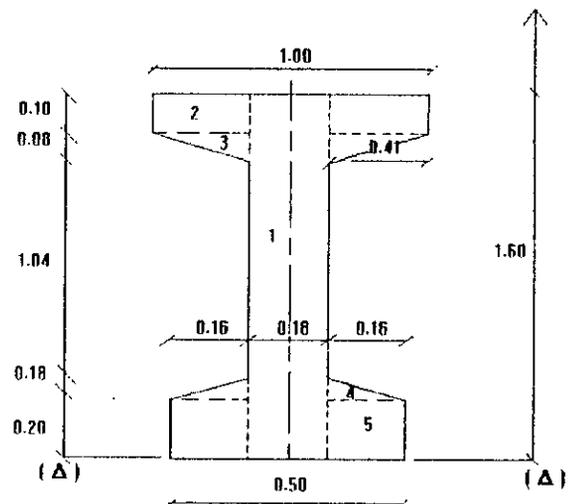


Fig : 3.5

Tableau 3.1: Poutre sans dalle - Section mediane . (voir fig 3.5)

N°	B (cm ²)	Z (cm)	Z' (cm)	$S \Delta$ (cm ³)	$I \Delta$ (cm ⁴)	I_G (cm ⁴)	$I \Delta'$ (cm ⁴)
01	2880	80	161,7	230400	24576000	-	24576000
02	820	155	155	127100	19700500	6833.3	19707333
03	328	147,3	147,3	48314,4	7116711.1	1166.2	7117877.3
04	288	26	26	7488	194688	5184	199872
05	680	10	13,3	6400	85333.3	-	85333.3
Σ	4956	-	-	419702,4	-	-	51686416

$$V' = S \Delta / B = 419702,4 / 4956 = 84,69 \text{ m}$$

$$V = 160 - 84,69 = 75,31 \text{ m}$$

(Position de la fibre sup / G)

I_G : moment d'inertie de toute la section /G

$$I_G = I \Delta - B \cdot V^2 = 61684116 - 4956 \times (84,69)^2$$

$$I_G = 16137720,93 \text{ cm}^4$$

- rendement de la section :

$$\ell = \frac{I_G}{B \cdot V \cdot V'} = 51\%$$

Tableau 3.2 : poutre avec dalle - siction mediane .

N°	B (cm ²)	Z (cm)	Z' (cm)	$S \Delta$ (cm ³)	$I \Delta$ (cm ⁴)	I_G (cm ⁴)	$I \Delta'$ (cm ⁴)
Poutre	4956	-	-	419702.4	-	-	51684116
Dalle	2560	168	168	430080	72253440	54613.33	72308053.33
Σ	7516	-	-	849782.4	-	-	123992169.3

$$V' = S \Delta / B = 113,06 \text{ cm}$$

$$V = 176 - 113,06 = 62,94 \text{ cm}$$

$$I_G = 123992169,9 - 7516 \times (113,06)^2$$

$$I_G = 27918421,88 \text{ cm}^4$$

$$\ell = 52 \%$$

Tableau 3.3 : poutre sans dalle - section d'about. (voir fig 3.4)

N°	B (cm ²)	Z (cm)	Z' (cm)	S Δ (cm ³)	I Δ (cm ⁴)	I _G (cm ⁴)	I Δ' (cm ⁴)
01	4800	80	106.7	384000	40960000	-	40960000
02	700	155	155	108500	16817500	5833.33	16823333
03	280	147.3	147.3	41244	6075241.2	995.6	6076236.8
04	180	25	26	4680	121680	3240	124920
05	400	10	13.33	4000	53320	-	53320
Σ	6360	-	-	542424	-	-	64037810

$$V' = S \Delta / B = 85,29 \text{ cm}$$

$$V = 160 - 85,29 = 74,71 \text{ cm}$$

$$I_G = I \Delta - B.V^2 = 17772642,10 \text{ cm}^4$$

$$\ell = 44 \%$$

Tableau 3.4: poutre avec dalle - section d'about..

	B (cm ²)	Z (cm)	Z' (cm)	S Δ (cm ³)	I Δ (cm ⁴)	I _G (cm ⁴)	I Δ' (cm ⁴)
Poutre	6360	-	-	542424	-	-	64037810
Dalle	2560	168	168	430080	72253440	54613.33	72308063.33
Σ	8920	-	-	972504	-	-	136345863.3

$$V' = S \Delta / B = 109,03 \text{ cm}$$

$$V = 66,97 \text{ cm}$$

$$I_G = I \Delta - B.V^2 = 30308998,47 \text{ cm}^4$$

$$\ell = 47 \%$$

Tableau 3.5 : Tableau recapitulatif des caracteristiques geometriques des poutres (sections brutes).

Section		B (cm ²)	S Δ (cm ³)	I _G (cm ⁴)	V(cm)	V'(cm)	ℓ (%)
Section mediane	poutre seule	4956	419702.4	16137720.93	75.31	84.69	1
	poutre+dalle	7516	849782.4	27918421.9	62.94	113.06	52
Section d'about	poutre seule	6360	542424	17772642.1	74.71	85.29	44
	poutre+dalle	8920	972504	30308998.5	66.97	109.03	47

Remarque :

V' , V sont dans l'ordre : la distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure, fibre supérieure jusqu'à l'extrémité de la dalle.

4.1 CHARGES PERMANENTES

4.4.1 Poids propres des poutres :

Longueur des poutres = 27 m

- La section de la poutre varie en longueur, pour cela, on calcula pour chaque tronçon la section et son poids correspondant par : $P = SL \gamma_b$

- Ensuite, on fera la somme sur toute la longueur.

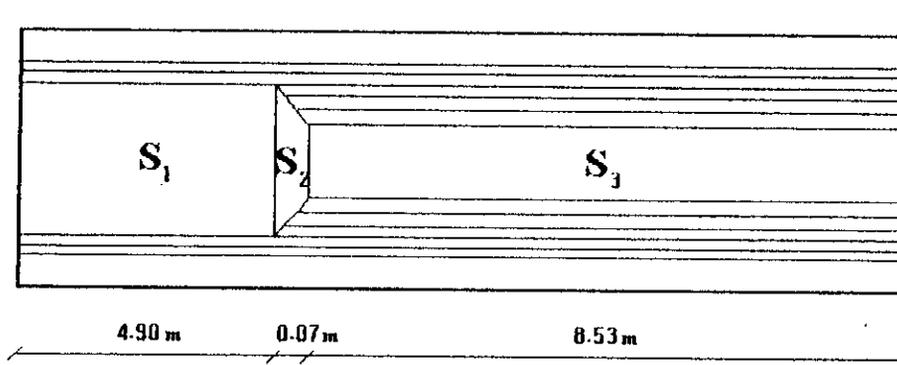


fig 4.1 description de la poutre

Section d'appui : $S_1 = 6360 \text{ cm}^2$,

$$P_1 = 0,6360 \times 4,9 \times 2,5 = 7,791 \text{ t.}$$

Section médiane : $S_3 = 4956 \text{ cm}^2$,

$$P_3 = 0,4956 \times 853 \times 2,5 = 10,569 \text{ t}$$

Section moyenne : $S_2 = (S_1 + S_3) / 2 = 5658 \text{ cm}^2$,

$$P_2 = 0,5658 \times 0,07 \times 2,5 = 0,099 \text{ t.}$$

$$-P_{\text{tot}} = (\sum_1^3 P_i) \times 2 = 36,918 \text{ t} \rightarrow P_{\text{tot}} = 1,367 \text{ t/ml.}$$

- Poids de toutes les poutres :

$$P_1 = n.P \quad ; \quad P_1 = 6 \times 1,367 = 8,204 \text{ t/ml}$$

$$P_1 = 8,204 \text{ t/ml}$$

4.4.2 Poids des autres éléments :

- Dalle en B.A : $e = 0.16 \text{ m}$

$$P_2 = 0.16 \times 2.5 \times 9 = 3,6 \text{ t/ml}$$

- Prédalle : $P_3 = 0,7 \times 0,05 \times 2,5 \times 5 = 0,44 \text{ t/ml}$

- Revêtement : $P_4 = 0,08 \times 2,2 \times 7 = 1,23 \text{ t/ml}$

- Garde corps : D'après l'article 17,23 du C.P.C., pour les barrières normales lourdes.

$$1,05 < h < 1,30$$

On prend $h = 1,10 \text{ m}$

$$P_5 = 2 \times 1,1 \times 0,24 = 0,53 \text{ t/ml}$$

- Corniche $[(0,4 \times 0,24) + (0,46 \times 0,15)] \times 2,5 \times 2 = 0,825 \text{ t/ml}$

- Trottoir et dalette : $[(0,64 \times 0,24) - (0,36 \times 0,19)] \times 2 \times 45 = 0,43 \text{ t/ml}$

- Bordure granit : $(0,12 \times 0,24) \times 2 \times 2,5 = 0,144 \text{ t/ml}$

- Sable : $0,36 \times 0,19 \times 1,60 \times 2 = 0,22 \text{ t/ml}$

- Entretoise : $S = (1,6 \times 1,4) - [2 \times 0,10 \times 0,35 + 0,08 \times 0,35 + 0,3 \times 1,4 + 0,18 \times 0,1] = 1,704 \text{ m}^2$

Poids de l'entretoise : $1,704 \times 5 \times 2,5 \times 0,3 \times 2 = 12,78 \text{ t}$

On répartit le poids de l'entretoise sur toute la longueur de la poutre

$$L = 27 \text{ m} \dots\dots\dots 12,78/27 = 0,47 \text{ t/ml.}$$

D'où le chargement permanent total :

$$8,204 + 3,6 + 0,44 + 1,23 + 0,53 + 0,825 + 0,43 + 0,144 + 0,22 + 0,47$$

$$G = 16,093 \text{ t/ml}$$

4.2 SURCHARGES :

4.2.1 Introduction

Les surcharges prises en compte sont celles citées dans le chaper des prescriptions communes (C.P.C) recommandé par le ministère des travaux public.

les charges considérées sont :

- surcharge A.
- surcharges B (Bc , Bt , Br).
- surcharges militaires (Mc , Me).
- surcharges exceptionnelles.
- surcharges des trottoirs.

4.2.1 Caractéristiques du pont :

- Largeur changeable = 7,00 m avec deux trottoirs
- Largeur roulable = 7,00 m
- Nombre de voie : N = ENTIER(7/3)
N = 2 voies.
- Largeur de voie 7/2 = 3,5 m
- Classe du pont :
La largeur roulable \geq 7m \implies le pont est de 1ère classe.

4.2.2 Surcharges de chaussée :

-Surcharges A :

$$A = a_1 \cdot a_2 \cdot A(L) : (\text{kg/m}^2).$$

a1 : coefficient qui dépend du nombre de voies .

$$a_1 = 1$$

$$a_2 = L_0/l_a ; \quad l_0 = 3,5\text{m (1er classe)}$$

$$a_2 = \frac{3,5}{3,5} = 1$$

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12}$$

$$L = \text{Portée} = 26,50 \text{ m}$$

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{26,50+12}$$

$$\text{On aura :} \quad A = A(l) = 1.165 \text{ t/m}^2$$

$$\text{-La charge linéaire :} \quad Q_a = A \cdot n \cdot l_v .$$

-Surcharges B :

Elles consistent en trois systèmes distinctes qu'il faut étudier indépendamment pour chaque élément du pont.

a/° - Le système Bc comprenant deux camions types.

b/° - Le système Bt comprenant une roue isolée.

c/° - Le système Bt comprenant un groupe de deux essieux appelée essieux tendems.

Les deux premiers systèmes Bc et Br s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe, alors que le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de 1ère et 2ème classe.

a° - Système Bc : (Art. 6. 2. 1 C.P.C)

On dispose sur la chaussée au plus autant de files de camions qu'elle comporte de voies de circulation dans le sens longitudinal. le nombre de camions par file est limité par deux et la distance entre deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

Pour le pont qu'on étudie, il nous faut multiplier les valeurs des surcharges du systèmes Bc par les coefficients donnés par le tableau :

Nombre de file	01	02	03	04	05
bc	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7

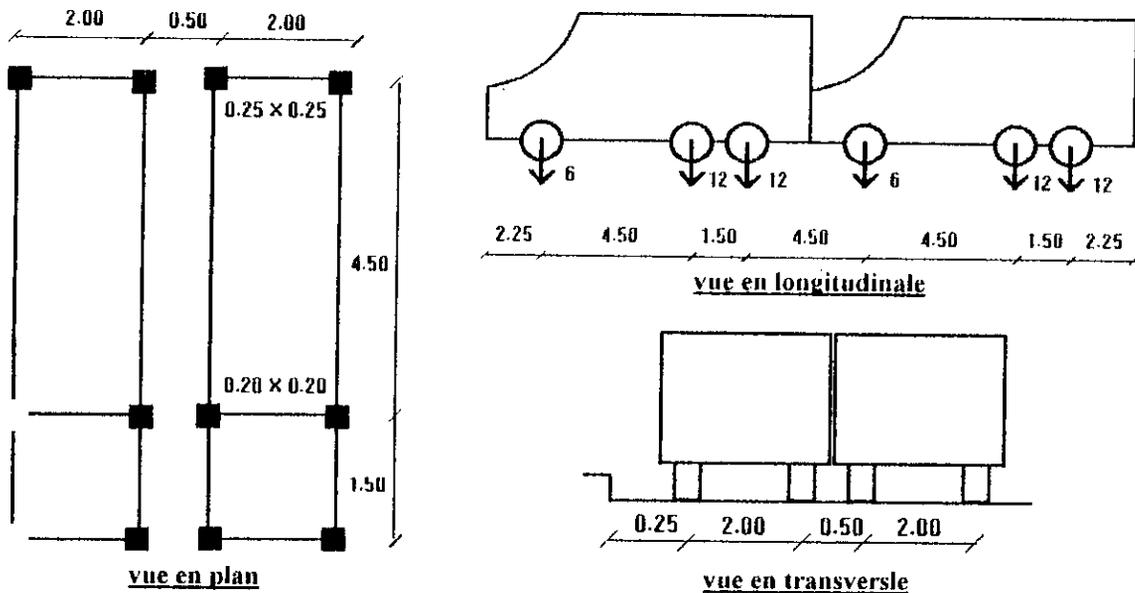


Fig 4.2 : Surchage Bc

b° - Système Br :

La roue isolée qui compose le système Br pèse 10 t, sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,6m et du côté longitudinal 0,3m. Cette surface pourra être disposée n'importe où sur la chaussée.

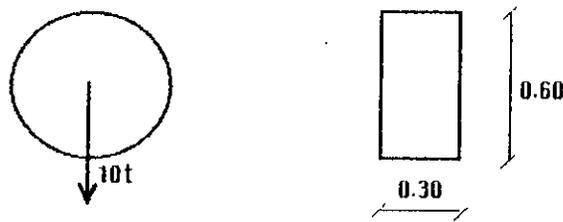


Fig 4.3 : Surchage Br

c° - Système Bt : (Art 4. C.P.C)

Un tendem du système Bt comporte deux essieux à roues pneumatiques, la masse de chaque essieux est de 16t. Chaque tendem est supposé circuler dans une boucle de trois (03) mètres de large pour les ponts à doubles voies. Deux tendeurs au maximum sont placés de front sur la chaussée.

Les surcharges Bt sont pondérées par un coefficient bt

bt = 1 Pour les ponts de 1er classe

bt = 0,9 Pour les ponts de 2ème classe

- Coefficient de majoration dynamique : (Art 5. C.P.C)

Du fait que les surcharges appliquées sont dynamiques à la fois lentes et rapides, il y a lieu de multiplier leurs effets par un coefficient de majoration dynamique qui pour un élément d'ouvrage est :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4.P/S}$$

tel que :

L : Longueur de l'élément (m).

P : Charges permanentes.

S : Surcharges maximales.

Surcharges Bc : $G = 16,093 \times 26,5 = 46,5 \text{ t}$

Pour une file : $S1 = bc \times 2 \times 30 \times 1$
 $= 1,2 \times 2 \times 30 \times 1 = 72 \text{ t}$
 $G/S1 = 5,92 \text{ t}$
 $\alpha = 0,0635 ; \beta = 0,024$
 $\Rightarrow \delta = 1,087$

Pour deux files : $S2 = bc \times 2 \times 30 \times 2$
 $= 1,1 \times 2 \times 30 \times 2 = 132 \text{ t}$
 $G/S2 = 3,23 \text{ t}$
 $\alpha = 0,0635 ; \beta = 0,043$
 $\Rightarrow \delta = 1,107$

Surcharges militaires : Art 09 C.P.C.)

Les ponts doivent être conçus pour supporter les véhicules militaires de type M80 et M120, chaque type se compose de deux systèmes distincts Mc et Me. Chacun est exclusif de toute autre surcharge routière. Le système Mc se compose de véhicules à chenilles. Le système Me se compose d'un groupe de deux essieux. Les effets du système M120 étant plus défavorable que le système M80, On ne considéra donc que le système M120.

Disposition

Système Mc :

1 - Longitudinalement :

Les véhicules circulent parallèlement à l'axe longitudinal de la chaussée et dans la bande de la largeur roulable. Le nombre de véhicules n'est pas limité. Cependant la distance entre deux véhicules doit être telle qu'elle produit l'effet de charge le plus défavorable.

La distance minimale entre axes de deux véhicules successifs sera de 35,40 m pour Mc80 et de 36,60m pour Mc120 au minimum.

2 - Transversalement :

On considèrera les deux systèmes Hc et Mc quelle que soit la largeur de la chaussée.

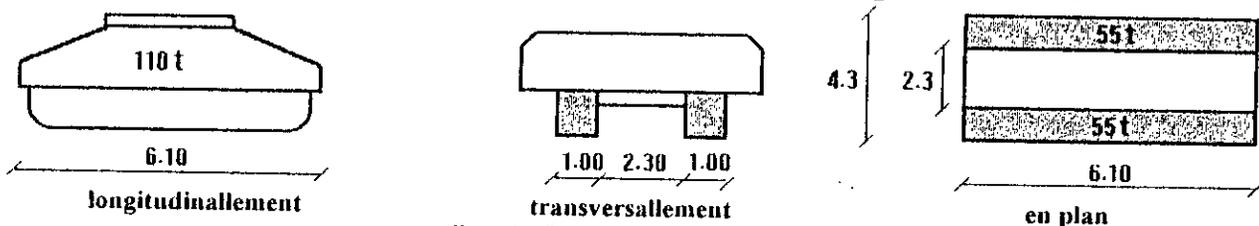


Fig 4.4 : Surcharge Aype Mc 120

Coefficient de majoration dynamique Mc :

Mc120 : longitudinalement : 1 convoie
 transversalement : 1 convoie

donc $S = 110t$. $\beta = 0,036$
 $\alpha = 0,063$
 $\delta = 1,1$

Mc 120 : Longitudinalement : 1 convoie
transversalement : 1 convoie

$S = 66t$ $\beta = 0,022$
 $\alpha = 0,063$
 $\delta = 1,085$

Surcharge exceptionnelle E :

Le convoi de type E comporte une remorque de 03 éléments de 04 lignes à 03 essieux de 360t de poids total. Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,10m de large et 18,60m de long.

Surcharges des trottoirs : (Art 11)

Elles ne sont pas affectées de coefficients de majoration dynamiques. Les surcharges à considérer sont suivant le cas de :

- Surcharges locales :

Pour le calcul du tablier, une charge de 450 kg/m² disposée tout en longueur qu'en largeur pour produire l'effet maximal, ces effets pourront se cumuler avec ceux du système B.

Une roue isolée de 03t (sur les trottoirs en bordure des chaussées seulement dont la surface d'impact sera un carré de 0,25 de côté et qui sera disposé dans la position la plus défavorable, les effets de cette surcharge ne se cumuleront pas avec ceux des autres surcharges de chaussée des trottoirs.

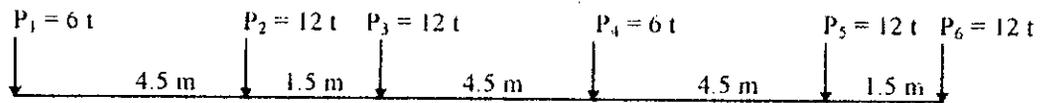
-Surcharges générales :

Pour le calcul des poutres, une surcharge de 150 kg/m² sera appliquée sur le trottoirs de manière à créer l'effet maximal.

5.1 DETERMINATION DE LA SECTION CRITIQUE ET DE LA CHARGE CRITIQUE

Le moment fléchissant est maximal au droit d'une section d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale du convoi occupent des positions symétriques par rapport au milieu de la poutre.

- Calcul de la résultante R des charges du convoi BC :



gig : 5.1

$$R = \sum P_i = 4 \times 12 + 2 \times 6 = 60 \text{ t}$$

- Position de la résultante R par rapport à l'une des extrémités du convoi :

$$X = \frac{\sum P_i d_i}{R}$$

$$X = (12 \times 4,5 + 12 \times 6 + 10,5 + 12 \times 15 + 12 \times 16,5) / 60$$

$$X = 9.45 \text{ m}$$

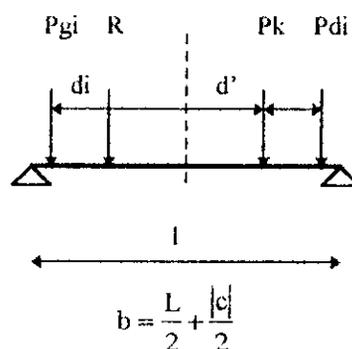
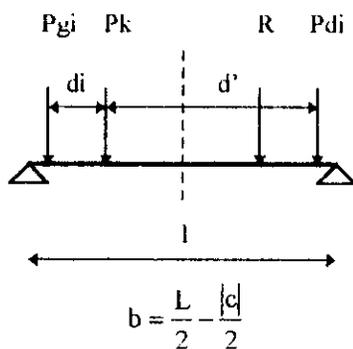
- On positionnera le convoi Bc de telle façon que la charge critique considérée et la résultante R soient symétriques par rapport au milieu de la poutre et que les inégalités suivantes soient vérifiées.

$$\bullet \sum_{i=1}^{i=k-1} P_i \leq R / 2$$

$$\bullet \sum_{i=1}^{i=k} P_i \geq R / 2$$

$i = 1$	$0 < 30 < 60$	N.V
$i = 2$	$6 < 30 < 6 + 12$	N.V
$i = 3$	$6 + 12 < 30 < 6 + 12 + 12$	V
$i = 4$	$6 + 12 + 12 < 30 < 6 + 12 + 12 + 6$	V
$i = 5$	$6 + 12 + 12 + 6 < 30 < 6 + 12 + 12 + 6 + 12$	N.V
$i = 6$	$6 + 12 + 12 + 6 + 12 < 30 < 6 + 12 + 12 + 6 + 12 + 12$	N.V

Donc P3 et P4 sont des charges critiques, on calculera alors les moments respectif en appliquant le théorème de Barré.



b : distance entre Pk et l'appui A .

le moment au droit d'une section Σ :

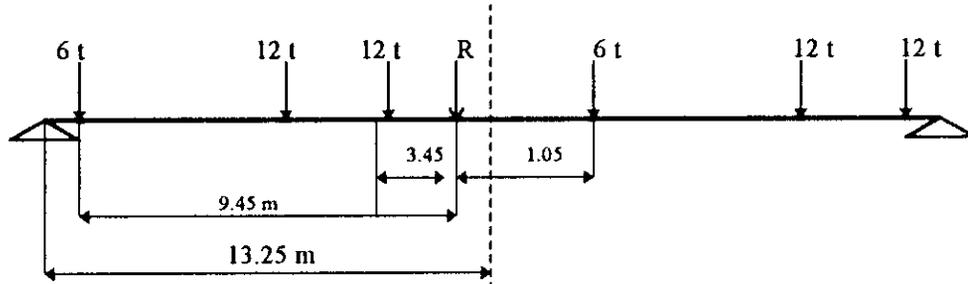
$$M_{\Sigma} = \frac{R \cdot b^2}{L} - \sum P g_i \cdot d_i$$

- Pour P3 : $M_{\max} = \frac{R}{4l} \cdot (1 - |c|)^2 - \sum P g_i \cdot d_i$

A . N : $M_{\max} = 216.55 \text{ tm}$

- Pour P4 : $M_{\max} = \frac{R}{4l} \cdot (1 + |c|)^2 - \sum P g_i \cdot d_i$

A . N : $M_{\max} = 209.90 \text{ tm}$



On déduit que P3 est la charge critique d'où la section critique S qui est :

$$G = X - 6 = 9,45 - 6 = 3,45 \text{ m}$$

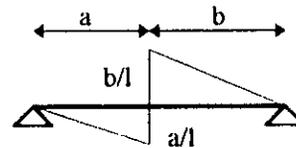
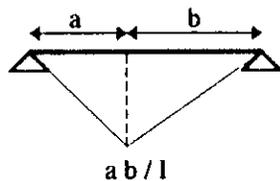
$$B = L/2 - C/2 = 11,52 \text{ m} \quad (L = 26,5 \text{ m})$$

La section critique. S se trouve à 11,52 de l'appui A

2/ . Evaluation des efforts pour les convois Bc

Afin de provoquer l'effort maximal M ou T au niveau d'une section donnée, il suffit de disposer les convois Bc et Bt de telle façon que l'une des charges qui se trouve au droit de la section considérée soit critique.

Pour évaluer les efforts, on utilisera les lignes d'influence au niveau de la section considérée.



2/° - Calcul de l'aire d'influence sous le convois Mc 120

Moment fléchissant

$$M = \delta(Mc_{120}) Q \Omega$$

Avec Q : charge linéaire

$$Q = \frac{110}{6.1} = 18.03 \text{ t / ml}$$

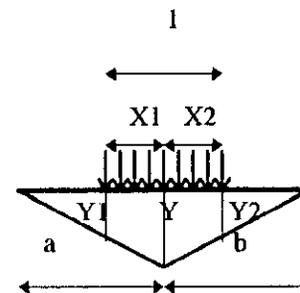
Ω : aire d'influence hachuré.

$$\Omega = \frac{y_1 + y}{2} \cdot x_1 + \frac{y_2 + y}{2} \cdot x_2$$

avec $X_2 = 1 - X_1$

$$\frac{d\Omega}{dx_1} = 0 \Rightarrow \frac{y_1 - y_2}{2} = 0 \Rightarrow y_1 = y_2$$

avec : $y = \frac{a \cdot b}{l}$, et $a + b = l$



$$\text{On a : } \frac{y}{a} = \frac{y_1}{a - x_1} \quad \text{et} \quad \frac{y}{b} = \frac{y_2}{b - x_2}$$

$$\text{d'où : } y_1 = y_2 \Rightarrow \frac{y}{a} (a - x_1) = \frac{y}{b} (b - x_2)$$

$$\frac{a - x_1}{a} = \frac{b - x_2}{b} \quad \text{avec} \quad x_2 = l - x_1$$

$$\frac{a - x_1}{a} = \frac{b - l + x_1}{b} \quad \text{on tire} \quad x_1 = \frac{a \cdot l}{L} \quad \text{d'où : } x_2 = \frac{b \cdot l}{L}$$

donc :

$$\Omega = \frac{y_1 + y}{2} \left(\frac{a \cdot l}{L} \right) + \frac{y_2 + y}{2} \left(\frac{b \cdot l}{L} \right)$$

$$\bullet y_1 = \frac{y}{a} \left(a - \frac{a \cdot l}{L} \right) = \left(1 - \frac{l}{L} \right) \cdot y$$

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

$$\Omega = \frac{\left(1 - \frac{l}{L} \right) + 1}{2} \left(\frac{a \cdot b}{L} \right) \cdot \left(\frac{a \cdot l}{L} \right) + \frac{\left(1 - \frac{l}{L} \right) + 1}{2} \left(\frac{a \cdot b}{L} \right) \cdot \left(\frac{a \cdot l}{L} \right)$$

$$\Omega = \left(1 - \frac{l}{2L} \right) \cdot \left(\frac{a \cdot b}{L} \right) \cdot \left[\frac{a \cdot l}{L} + \frac{b \cdot l}{L} \right]$$

$$\Omega = a \cdot b \cdot \left(1 - \frac{l}{2L} \right) \cdot \frac{l}{L}$$

Effort tranchant :

$$T = \delta(M_{C120}) Q \Omega$$

$$y_1 = \frac{b}{L} \quad \text{ET} \quad y_2 = \frac{b - l}{L}$$

$$\Omega_{\text{max}} = \frac{y_1 + y_2}{2} \cdot l$$

$$\Omega = \left[\frac{b}{L} + \frac{(b - l)}{L} \right] \cdot \frac{l}{2}$$

$$\Omega = \left[\frac{b}{L} + \frac{b - l}{L} \right] \cdot \frac{l}{2}$$

$$\Omega = \left[\frac{b}{L} - \frac{l}{2L} \right] \cdot l$$

N.B. : On dressera des tableaux des efforts maximums majorés par les coefficients et en fonction du nombre de voies chargées « n » .

3/° - Calcul des efforts longitudinaux dus aux charges permanentes et aux surcharges :

Le moment maximum dans la section du milieu de la travée est produit par l'effet des charges permanentes, surcharges, surcharges trottoirs, militaire et exceptionnelle E, appliquées symétriquement et uniformément sur le pont.

Mais les surcharges dues à B qui sont concentrées, excentrées et mobiles, le moment maximum se produira dans une section appelée section dangereuse.

Le calcul des efforts sera fait dans différentes sections d'abscisses : 0 , L/8 , L/4 , L/2 .

Sous le poids propre :

- Moment fléchissant

Le calcul se fait pour une travée de longueur 26,5m

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

section	0	L/8	L/4	3L/8	« s »	L/2
moment (t.m)	0.00	618.04	1059.50	1324.37	1388.72	1412.66

Efforts tranchants :

$$T(x) = g \cdot \left(\frac{L}{2} - x\right)$$

section	0	L/8	L/4	3L/8	« s »	L/2
T (t)	213.23	159.92	106.61	53.30	27.76	0.00

b - Sous la surcharge A :

Moment fléchissant :

$$A = 1,165 \cdot 3,50 = 4,08 \text{ t/ml}$$

$q_A = 4,08 \text{ t/ml}$ pour une voie chargée

$q_A = 8,16 \text{ t/ml}$ pour deux voies chargées.

section	0	L/8	L/4	3L/8	« s »	L/2
moment 1 voie	0.00	156.70	268.61	335.76	350.00	358.15
moment 2 voie	0.00	313.40	537.22	671.53	700.01	716.30

Efforts tranchants

$$T(x) = q_A \cdot \left(\frac{L}{2} - x\right)$$

section	0	L/8	L/4	3L/8	« s »	L/2
T(x) : 1voie	54.06	40.55	27.03	13.52	7.04	0.00
T(x) : 2voie	108.12	81.10	54.06	27.03	14.08	0.00

c - Sous les surcharges Bc :

• Disposition :

longitudinalement :

D'après le règlement en vigueur, on doit disposer au maximum deux camions.

Transversalement :

La disposition des convois est fonction du nombre de voies. Dans notre cas, on a deux voies, donc deux convois.

Le moment fléchissant dépend uniquement de la position des charges dans le sens longitudinal la disposition des véhicules dans le sens transversal n'a pas d'importance pour une section donnée.

• Comme le système Bc

On va le considérer seul

Moment fléchissant sous Bc :

$$M_{\max} = n. bc. Sbc mj.$$

$$mj = \sum_{i=1}^{i=6} P_i y_i$$

Section	y_i (m)	Moment initial	Mmax par voie (tm)	
L/8	$y_1 = 2.89$	$m_1 = 120.84$	1 voie	157.62
	$y_2 = 2.71$		bc = 1.2	
	$y_3 = 2.15$		$\delta_{bc} = 1.087$	294.29
	$y_4 = 1.59$		2 voie	
	$y_5 = 1.35$		bc = 1.1	
	$y_6 = 0.83$		$\delta_{bc} = 1.107$	
L/4	$y_1 = 1.59$	$m_2 = 196.78$	1 voie	256.67
	$y_2 = 4.97$		bc = 1.2	
	$y_3 = 4.59$		$\delta_{bc} = 1.087$	479.23
	$y_4 = 3.47$		2 voie	
	$y_5 = 2.34$		bc = 1.1	
	$y_6 = 1.97$		$\delta_{bc} = 1.107$	
3L/8	$y_1 = 2.46$	$m_3 = 240.96$	1 voie	314.30
	$y_2 = 5.27$		bc = 1.2	
	$y_3 = 6.21$		$\delta_{bc} = 1.087$	586.83
	$y_4 = 4.52$		2 voie	
	$y_5 = 2.84$		bc = 1.1	
	$y_6 = 2.27$		$\delta_{bc} = 1.107$	
« s »	$y_1 = 3.12$	$m_4 = 246.74$	1 voie	321.84
	$y_2 = 5.67$		bc = 1.2	
	$y_3 = 6.51$		$\delta_{bc} = 1.087$	600.91
	$y_4 = 4.56$		2 voie	
	$y_5 = 2.60$		bc = 1.1	
	$y_6 = 1.95$		$\delta_{bc} = 1.107$	
l/2	$y_1 = 3.63$	$m_5 = 240.06$	1 voie	313.13
	$y_2 = 5.18$		bc = 1.2	
	$y_3 = 6.63$		$\delta_{bc} = 1.087$	584.64
	$y_4 = 4.38$		2 voie	
	$y_5 = 2.12$		bc = 1.1	
	$y_6 = 1.37$		$\delta_{bc} = 1.107$	

Efforts tranchants sous Bc :

$$T_{\max} = n. bc. Sbc tj.$$

$$tj = \sum_{i=1}^{i=6} P_i y_i$$

Section	y_1 (m)	Moment initial	Mmax par voie (tm)	
0	$y_1 = 1.000$	$t_1 = 44.22$	1 voie	57.68
	$y_2 = 0.950$		bc = 1.2	
	$y_3 = 0.780$		$\delta_{bc} = 1.087$	107.69
	$y_4 = 0.610$		2 voie	
	$y_5 = 0.550$		bc = 1.1	
	$y_6 = 0.370$		$\delta_{bc} = 1.107$	
L/8	$y_1 = 0.875$	$t_2 = 36.53$	1 voie	47.65
	$y_2 = 0.818$		bc = 1.2	
	$y_3 = 0.648$		$\delta_{bc} = 1.087$	88.96
	$y_4 = 0.479$		2 voie	
	$y_5 = 0.422$		bc = 1.1	
	$y_6 = 0.252$		$\delta_{bc} = 1.107$	
L/4	$y_1 = 0.750$	$t_3 = 29.02$	1 voie	37.85
	$y_2 = 0.693$		bc = 1.2	
	$y_3 = 0.524$		$\delta_{bc} = 1.087$	70.70
	$y_4 = 0.354$		2 voie	
	$y_5 = 0.297$		bc = 1.1	
	$y_6 = 0.127$		$\delta_{bc} = 1.107$	
3L/8	$y_1 = 0.625$	$t_4 = 21.51$	1 voie	28.05
	$y_2 = 0.568$		bc = 1.2	
	$y_3 = 0.399$		$\delta_{bc} = 1.087$	52.38
	$y_4 = 0.228$		2 voie	
	$y_5 = 0.172$		bc = 1.1	
	$y_6 = 0.002$		$\delta_{bc} = 1.107$	
« s »	$y_1 = 0.565$	$t_5 = 18.28$	1 voie	23.83
	$y_2 = 0.508$		bc = 1.2	
	$y_3 = 0.338$		$\delta_{bc} = 1.087$	44.50
	$y_4 = 0.169$		2 voie	
	$y_5 = 0.112$		bc = 1.1	
	$y_6 = 0.000$		$\delta_{bc} = 1.107$	
L/2	$y_1 = 0.500$	$t_6 = 14.77$	1 voie	19.27
	$y_2 = 0.443$		bc = 1.2	
	$y_3 = 0.274$		$\delta_{bc} = 1.087$	35.97
	$y_4 = 0.104$		2 voie	
	$y_5 = 0.047$		bc = 1.1	
	$y_6 = 0.000$		$\delta_{bc} = 1.107$	

C/. Sous le convoi militaire Mc 120 :

- Moment fléchissant : $M_{max} = \delta M_{c120} \cdot Q.a.b. (1-1/2L) 1/L$

- Effort tranchant : $T_{max} = \delta M_{c120}.Q (b/L - 1/2L) 1$

Section	0	L/8	L/4	3L/8	« S »	L/2
Mmax(tm)	0.00	310.04	531.50	664.37	696.68	708.67
T (t)	107.05	91.95	76.82	61.70	54.45	46.58

e. Surcharges sur les trottoirs :

Pour le calcul des poutres principales, on applique une surcharge uniforme de 150kg/m².

. Pour une voie du trottoir chargée la valeur de la surcharge est :

$Q = 0,15 \text{ t/m}^2 \cdot 1,00 = 0,15 \text{ t/ml}$

Pour un trottoir chargé, les valeurs des moments sont réparties dans le tableau. On a qu'à multiplier par deux pour les deux voies.

$$M(x) = q \cdot L \cdot \frac{x}{2} - q \cdot \frac{x^2}{2}$$

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

Section		0	L/8	L/4	3L/8	« s »	L/2
M(tm)	1 trottoir	0.00	5.76	9.87	12.34	12.94	13.17
	2 trottoir	0.00	11.52	19.74	24.68	25.88	26.34
T (t)	1 trottoir	1.99	1.49	0.99	0.49	0.25	0.00
	2 trottoir	3.98	2.98	1.98	0.98	0.50	0.00

2 - Sous la charge exceptionnelle E

- Longitudinalement :

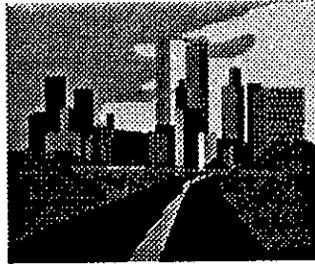
Le poids du convoi E est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 5,1 m de large et de 18,6 m de long donc, on ne peut placer qu'un convoi.

- Transversalement :

Un seul convoi est supposé circuler quel que soit la longueur de la chaussée.

Section	0	L/8	L/4	3L/8	« S »	L/2
Mmax(tm)	0.00	744.27	1275.90	1594.87	1672.36	1701.20
T (t)	257.34	207.85	158.36	108.87	85.15	59.38

Chapitre IV



Répartition des efforts longitudinaux sur les poutres

REPARTITION DES EFFORTS LONGIUDINAUX SUR LES POUTRES :

I - INTRODUCTION :

Après avoir évalué les efforts les plus défavorables en différentes sections de la travée, il reste à trouver un moyen de calcul afin de répartir ces efforts sur les différentes poutres et entretoises que comporte une travée du pont pour cela nous avons choisi la méthode de GUYON-MASSONET, vu que les conditions s'adaptent bien avec les caractéristiques de notre ouvrage.

II - DOMAINE D'APPLICATION DE LA METHODE :

Cette méthode dépend essentiellement de la rigidité de l'entretoise " r " qui est donnée par la formule suivante :

$$r = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{I_p}{I_e}}$$

$$* b = \frac{m \cdot b_1}{2} : m : \text{nombre de poutres}$$

: b₁ : entre avec des poutres

* L : portée de la travée

* I_p : Inertie moyenne de la poutre

* I_e : Inertie de l'entretoise en considérant une bande de 1m.

N.B : La dalle est subdivisée transversalement en bandes de 1 mètre qui représentent les entretoises.

- si $r < 0,3$: L'entretoise est infiniment rigide, il n'est pas tenu compte à la torsion d'un pont, généralement c'est la méthode de Courbon qui est utilisée.

- si $r \geq 0,3$: La rigidité de l'entretoise est prise en compte la méthode de Guyon-Massonet est l'une des méthodes actuellement efficace pour le calcul des ponts à poutres multiples en tenant compte de l'effet de la résistance à la torsion.

• Calcul de la rigidité de l'entretoise :

$$r = \frac{n \cdot b_1}{2L} \sqrt[4]{\frac{I_p}{I_e}} \quad \text{avec} \quad n = 6$$

$$b_1 = 1,6$$

$$L = 26,5$$

$$I_p = I_0 + (I - I_0) \cdot \frac{8}{3 \cdot \pi} \quad I : \text{moment d'inertie à mi-travée (poutre + dalle)}$$

$$I_0 : \text{moment d'inertie à l'about (poutre + dalle)}$$

$$I = 27918421,9 \text{ cm}^2$$

$$I_p = 28279814,06 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 30308998,5 \text{ cm}^2$$

$$I_e = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 16^3}{12} = 34133,33 \text{ cm}^4$$

$$r = \frac{6 \cdot 1,6}{2 \cdot 26,5} \sqrt[4]{\frac{28279814,06}{34133,33}} = 0,971 \geq 0,3$$

- Donc la méthode de Guyon-Massonet est applicable.

III/ PRINCIPE DE LA METHODE :

On considère une travée indépendante de portée L, de largeur 2b dont l'ossature est constituée par une poutre croisée de 'n' poutres longitudinales (portée L, espacement L₁) et 'm' entretoises (portée 2b, espacement b₁), intermédiaires, disposées transversalement.

Toutes les poutres sont identiques et caractérisées par :

- leur rigidité de flexion : B_p = E . I_p

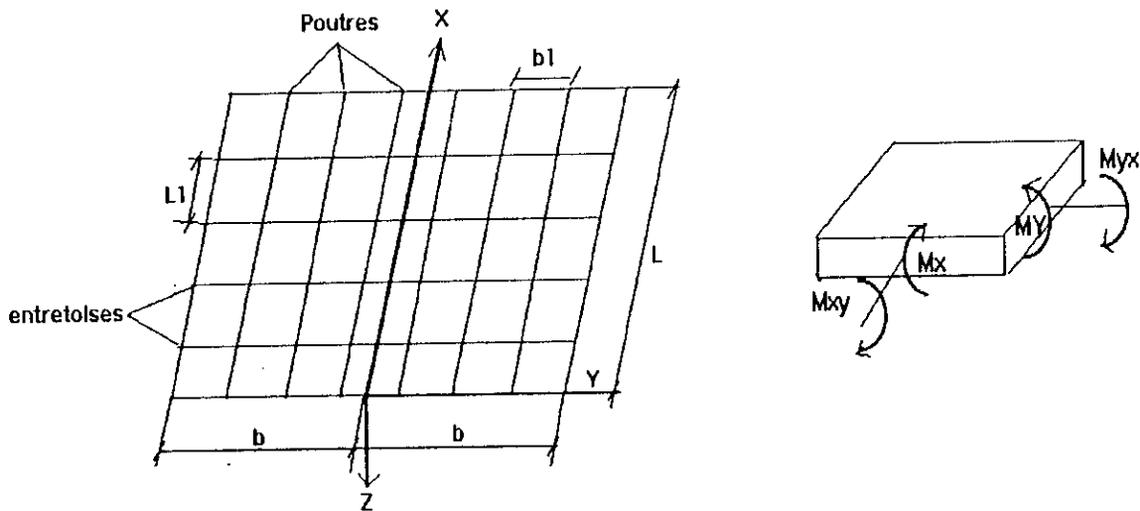
- leur rigidité de traction : C_p = G . K_p

De même, toutes les entretoises sont identiques, et également caractérisées par :

- leur rigidité de flexion : B_e = E . I_e

- leur rigidité de traction : C_e = G . K_e

La structure est rapportée au repère oxy tel que la figure ci-dessous le montre .



- Ce réseau de poutres est assimilé à une dalle droite orthotrope formant une travée indépendante, possédant donc deux bords libres (selon oy) et deux bords simplement appuyés (selon ox). L'hypothèse de base de la méthode consiste à admettre que le coefficient de Poisson du matériau constitutif, supposé homogène, est nul.
- Cette hypothèse est plus ou moins contestable, mais dans la mesure où le but de la méthode est de déterminer la répartition des efforts dans différentes parties de la structure et où les variations de ces efforts ne sont pas très importantes, l'erreur qui en résulte peut être considérée comme négligeable.
- L'équation différentielle des dalles orthotropes, dans le cas du problème considéré, peut se mettre sous la forme :

$$\rho_p \cdot \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + (\gamma_p + \gamma_e) \cdot \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \rho_e \cdot \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} = P(x, y)$$

dans cette expression, $w(x, y)$ représente la déformée de la dalle, comptée positivement suivant l'axe oz. $P(x, y)$ est la densité par unité de surface de la charge transversale répartie, comptée positivement suivant l'axe oz.

$\gamma_p = \frac{C_p}{b_1}$: rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur.

$\gamma_e = \frac{C_e}{L_1}$: rigidité torsionnelle de l'entretoise par unité de longueur.

$\rho_p = \frac{B_p}{b_1}$: rigidité flexionnelle de la poutre par unité de longueur.

$\rho_e = \frac{B_e}{L_1}$: rigidité torsionnelle de l'entretoise par unité de longueur.

L'hypothèse de nullité du coefficient de poisson s'implifie beaucoup l'expression des sollicitations puisque :

• moment de flexion unitaire : $M_x = \rho_p \cdot \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2}$ et $M_y = \rho_e \cdot \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2}$

• moment de torsion unitaire : $M_{xy} = \gamma_p \cdot \frac{\partial^2 \omega}{\partial x \partial y}$ et $M_{yx} = \gamma_e \cdot \frac{\partial^2 \omega}{\partial x \partial y}$

• Ainsi on remplace la structure réelle discontinue par une structure fictive continue ayant pour rigidités les valeurs moyennes qu'ont les rigidités dans la structure réelle. Les précédentes notations (M_x, M_y, M_{xy}, M_{yx}) sont les notations habituelles de la théorie des plaques.

• Si le tablier est formé de poutres dont la résistance à la torsion est négligeable, le coefficient $(\gamma_p + \gamma_e)$ est pratiquement nul dans le cas contraire, si le pont est une dalle isotrope, on a :

$$\rho_p = \rho_e = \rho \quad \text{et} \quad \gamma_p + \gamma_e = 2\rho$$

Les structures réelles ayant un comportement intermédiaire entre ces deux comportements particuliers.

- l'équation différentielle de la dalle orthotrope est mise sous la forme :

$$\rho_p \cdot \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2\alpha \sqrt{\rho_p \cdot \rho_c} \cdot \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \rho_c \cdot \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} = P(x, y)$$

avec $\alpha = (\gamma_p + \gamma_c) / 2\sqrt{\rho_p \cdot \rho_c}$: paramètre de torsion

par ailleurs, on peut montrer que le fonctionnement du tablier est complètement défini par le paramètre α et

le paramètre d'entretoisement θ qui est définie par : $\theta = \frac{b}{L} \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_c}}$

IV - ETAPES DE CALCUL

1°/ détermination de la largeur active du pont et des positions actives des poutres .

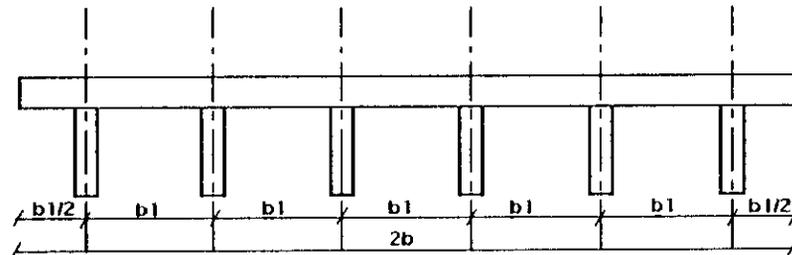
2°/ détermination des paramètres d'entretoisement θ et de torsion α .

3°/ tracé des lignes d'influences de K_α (pour les poutres) et de μ_α (pour la dalle) déduites des tableaux de Guyon-Massonet , à partir de la formule d'interpolation .

4°/ disposition des charges suivant les lignes d'influence pour avoir l'effet le plus défavorable et en déduire la poutre la plus sollicitée et les efforts lui revenant .

1°/ a : Largeur active :

On considère une largeur égale à $2b$ de la construction supérieure à l'écartement des poutres $n \cdot b_1$, à savoir d'une moitié de l'écartement de poutre $b_1/2$ sur chacun des bords :



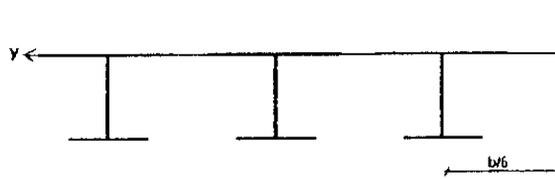
$2b = n \cdot b_1$ = largeur active

n = nombre de poutres = 6

b_1 : entre-axe droit des poutres = 1.60 m

$2b = 6 \times 1.60 = 9.6$ m

1°/ b : positions actives :



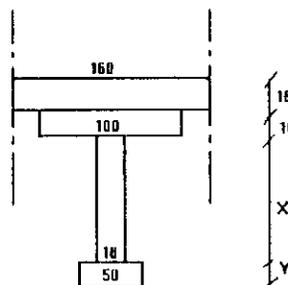
- 1ere poutre située à $y = b/6$; [0 , b/4]

- 2eme poutre située à $y = b/2$; [b/2]

- 3eme poutre située à $y = 5b/6$; [3b/2 ; b]

2)/ Détermination des paramètres d'entretoisement θ et de torsion α :

a° Calcul de la section équivalente :



On arrive à deux équations à deux inconnues :

1 - $16 + x + y = 160$
 2 - $16 + 100 + x \cdot 18 + 50 y = 4956$

on aura :

$x = 120,125 \text{ cm}$

$y = 23,875 \text{ cm}$

b°/ Calcul des rigidités flexionnelles ρ :

• $\rho_p = \frac{B_p}{b_1} = \frac{E \cdot I_p}{b_1} = \frac{28279814,06 \cdot E}{160}$

$\rho_p = 176748,83 \cdot E$

(rigidité flexionnelle / unité de longueur de la poutre).

• $\rho_e = \frac{B_e}{L_1} = \frac{E \cdot I_e}{L_1} = \frac{34133333 \cdot E}{100}$

$\rho_e = 341,33 \cdot E$

(rigidité flexionnelle / unité de longueur de l'entretoise).

c°/ Calcul des rigidités torsionnelle γ :

• $\gamma_e = \frac{C_e}{L_1} = \frac{G}{3 \cdot L_1} \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot 100 \cdot 16^3 \right] = \frac{E}{3 \cdot 2,3} \cdot (0,5 \cdot 16^3)$ avec :

$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \eta)} = \frac{E}{2,3} ; \eta = 0,15$

$\gamma_e = 296,81 \cdot E$

(rigidité torsionnelle / unité de longueur de l'entretoise).

• $\gamma_p = \frac{C_p}{b_1}$ avec : $C_p = \frac{G}{3} \cdot \left[\sum b_i \cdot a_i^3 + \frac{1}{2} b' \cdot d^3 \right]$

- $a_i < b_i$.

- b' : longueur de la dalle .

- d : hauteur de la dalle .

a	16	18	23.875
b	100	120.125	44
$b a^3$	409600	700569	598801.41
$\frac{1}{2} b' \cdot d^3$	327680		

$\gamma_p = \frac{295166,72 \cdot E}{160}$

$\gamma_e = 1844,792 \cdot E$

(rigidité torsionnelle / unité de longueur de la poutre).

d°/ Calcul des parametres :

• Parametre de torsion α :

$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_e}{2 \sqrt{\rho_p + \rho_e}}$

$\alpha = \frac{1844,792 \cdot E + 296,81 \cdot E}{2 \sqrt{176748,83 \cdot E + 341,33 \cdot E}}$

$\alpha = 0,137$

• Parametre d'entretoisement θ :

$\theta = \frac{b}{L} \cdot \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_e}}$ avec : $b = \frac{n \cdot b_1}{2} = \frac{6 \cdot 16}{2} = 1,8 \text{ m}$

- Pour le calcul des poutres :

$$b = 4,8 \text{ m}$$

$$L = 26,5 \text{ m}$$

$$\theta = \frac{4,8}{26,5} \sqrt{\frac{176748,83 \cdot E}{341,33 \cdot E}}$$

$$\theta = 0,864$$

Comme notre tablier est composé de poutres et de l'hourdis, il sera étudié deux cas de repartition :

- . 1cas : repartition des efforts sur les poutres.
- . 2cas : repartition des efforts sur l'hourdis (étude de platelage). voir chapitre .

3°/ Tracé des lignes d'influence de K_α :

La valeur du paramètre d'entretoisement θ étant connue on déterminera les valeurs de K_0 K_1 .

En faisant une interpolation entre les valeurs de K_0 pour $\theta = 0,85$ et $\theta = 0,90$, de K_1 pour $\theta = 0,85$ et $\theta = 0,90$.

au moyen de la formule d'interpolation suivante :

$$K_i = K_{i1} + (K_{i2} - K_{i1}) \cdot \frac{\theta_i - \theta_{i1}}{\theta_{i2} - \theta_{i1}}$$

- Pour le calcul de K_α dans le cas où $0 < \alpha < 1$ et $0,1 < \theta < 1$

On utilise la formule suivante :

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \alpha^{\left(1 - e^{-\frac{0,065 \cdot \theta}{0,464}}\right)}$$

- On établira les valeurs de K_α Pour les positions ' y ' données par les tableaux , on ajustera les valeurs pour les positions exactes de nos poutres , en faisant des interpolations.

y \ e		e								
		- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	$\theta = 0,85$	-0.3753	0.3351	1.0539	1.7160	2.0493	1.7160	1.0539	0.3351	-0.3753
	$\theta = 0,9$	-0.4715	0.2743	1.0436	1.7771	2.1592	1.7771	1.0436	0.2749	-0.4715
	$\theta = 0,864$	-0.4022	0.3182	1.0510	1.7331	2.0800	1.7331	1.0510	0.3182	-0.4022
b/4	$\theta = 0,85$	-0.5289	-0.029	0.5074	1.1126	1.716	2.0259	1.6839	1.0113	0.2705
	$\theta = 0,9$	-0.5493	-0.0646	0.4700	1.1070	1.7771	2.1334	1.7309	0.9565	0.1129
	$\theta = 0,864$	-0.5346	-0.038	0.4969	1.1110	1.7331	2.056	1.6970	0.9959	0.2263
b/2	$\theta = 0,85$	-0.4412	-0.1858	0.1081	0.5074	1.0539	1.6839	2.1214	2.0271	1.7181
	$\theta = 0,9$	-0.4042	-0.1851	0.0792	0.4700	1.0436	1.7309	2.1980	2.0203	1.5843
	$\theta = 0,864$	-0.4308	-0.1856	0.1000	0.4969	1.0510	1.6970	2.1428	2.02511	1.6806
3b/4	$\theta = 0,85$	-0.2663	-0.2409	-0.1858	-0.029	0.3351	1.0113	2.0271	3.1979	4.1963
	$\theta = 0,9$	-0.1919	-0.2028	-0.1851	-0.0646	0.2749	0.9565	2.0203	3.2519	4.2579
	$\theta = 0,864$	-0.2454	-0.2302	-0.1856	-0.0389	0.3182	0.9959	2.0251	3.2130	4.2135
b	$\theta = 0,85$	-0.0733	-0.2663	-0.4412	-0.5289	-0.3753	0.2705	1.7181	4.1963	7.5588
	$\theta = 0,9$	-0.0299	-0.1919	-0.4042	-0.5493	-0.4715	0.1129	1.5843	4.2579	8.0034
	$\theta = 0,864$	-0.0444	-0.2452	-0.4308	-0.5346	-0.4022	0.2263	1.6806	4.2135	7.6832

$K_0 (\theta = 0.864)$ Ref : tableaux I 17, I 18 page 311 BARES

107

y \ e		- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
		0	$\theta = 0,85$	0.5852	0.7432	0.9723	1.2604	1.4420	1.2604	0.9723
	$\theta = 0,9$	0.5452	0.7119	0.9631	1.2903	1.5028	1.2903	0.9631	0.7119	0.545
	$\theta = 0,864$	0.5740	0.7344	0.9697	1.2687	1.4590	1.2687	0.9697	0.7344	0.5740
b/4	$\theta = 0,85$	0.3524	0.4703	0.6517	0.9242	0.2604	1.4941	1.3716	1.1478	0.9678
	$\theta = 0,9$	0.3155	0.4335	0.6224	0.9164	1.2903	1.5534	1.3996	1.1380	0.9359
	$\theta = 0,864$	0.3420	0.460	0.6434	0.9220	1.2687	1.5107	1.3794	1.1450	0.958
b/2	$\theta = 0,85$	0.2170	0.3009	0.4343	0.6517	0.9723	1.3716	1.6897	1.6753	1.5660
	$\theta = 0,9$	0.1864	0.2663	0.3987	0.6224	0.9631	1.3996	1.7493	1.7094	1.5677
	$\theta = 0,864$	0.2084	0.2912	0.4243	0.6434	0.9697	1.3794	1.7063	1.6848	1.5664
3b/4	$\theta = 0,85$	0.1409	0.2019	0.3009	0.4703	0.7432	1.1478	1.6753	2.1851	2.4385
	$\theta = 0,9$	0.1166	0.1722	0.2663	0.4335	0.7119	1.1380	1.7094	2.2658	2.5180
	$\theta = 0,864$	0.1340	0.1935	0.2912	0.4600	0.7344	1.1450	1.6848	2.2076	2.4607
b	$\theta = 0,85$	0.0949	0.1409	0.2170	0.3524	0.5852	0.9678	1.5660	2.4385	3.5623
	$\theta = 0,9$	0.0762	0.1166	0.1854	0.3155	0.5452	0.9359	1.5677	2.5180	3.7710
	$\theta = 0,864$	0.0896	0.1340	0.2084	0.3420	0.5740	0.9598	1.5664	2.4607	3.6207

$K_1 (\theta = 0.864)$ Ref : tableaux I 17, I 18 page 311 BARES

$y \backslash e$	- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.1582	0.4223	1.0307	1.6170	1.9248	1.6170	1.0307	0.4223	-0.1582
b/4	-0.3155	0.0865	0.6032	1.1504	1.6775	1.9197	1.6176	1.0332	0.4092
b/2	0.2710	-0.0664	0.1811	0.5335	1.0307	1.6176	2.0337	1.9400	1.6521
3b/4	-0.1506	-0.1243	0.0664	0.0858	0.4223	1.0332	1.9400	2.9617	3.7753
b	-0.0109	-0.1504	-0.2710	-0.3155	-0.1582	0.4097	1.6521	3.7753	6.6676

$$K_{\alpha} = K_0 + [K_1 - K_0] \cdot 0.25$$

Positions exactes des poutres :

$y \backslash e$	- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
b/6	-0.2635	0.1973	0.7442	1.3043	1.7591	1.8198	1.4239	0.8316	0.2219
b/2	-0.2710	-0.0664	0.1811	0.5335	1.0307	1.6176	2.0337	1.9400	1.6521
5b/6	-0.1044	-0.1329	-0.1339	-0.0466	0.2307	0.8274	1.8449	3.2301	4.7297

- 1 er interval : [0 , b/4]

$$K_{\alpha'(b/6)} = K_{\alpha(0)} + (K_{\alpha(b/4)} - K_{\alpha(0)}) \cdot 2/3$$

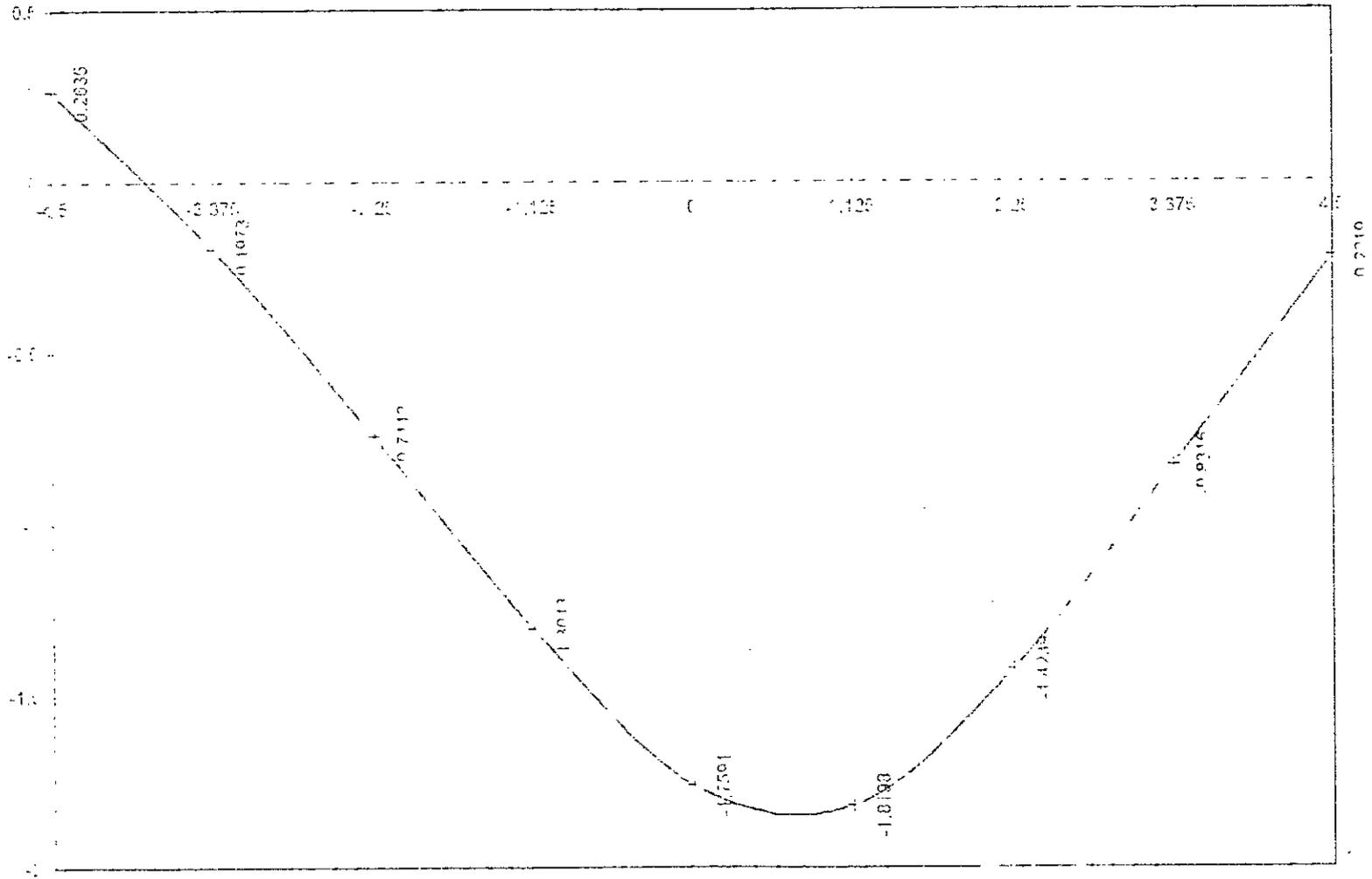
- 2 eme interval : [b/2]

$$K_{\alpha(b/2)}$$

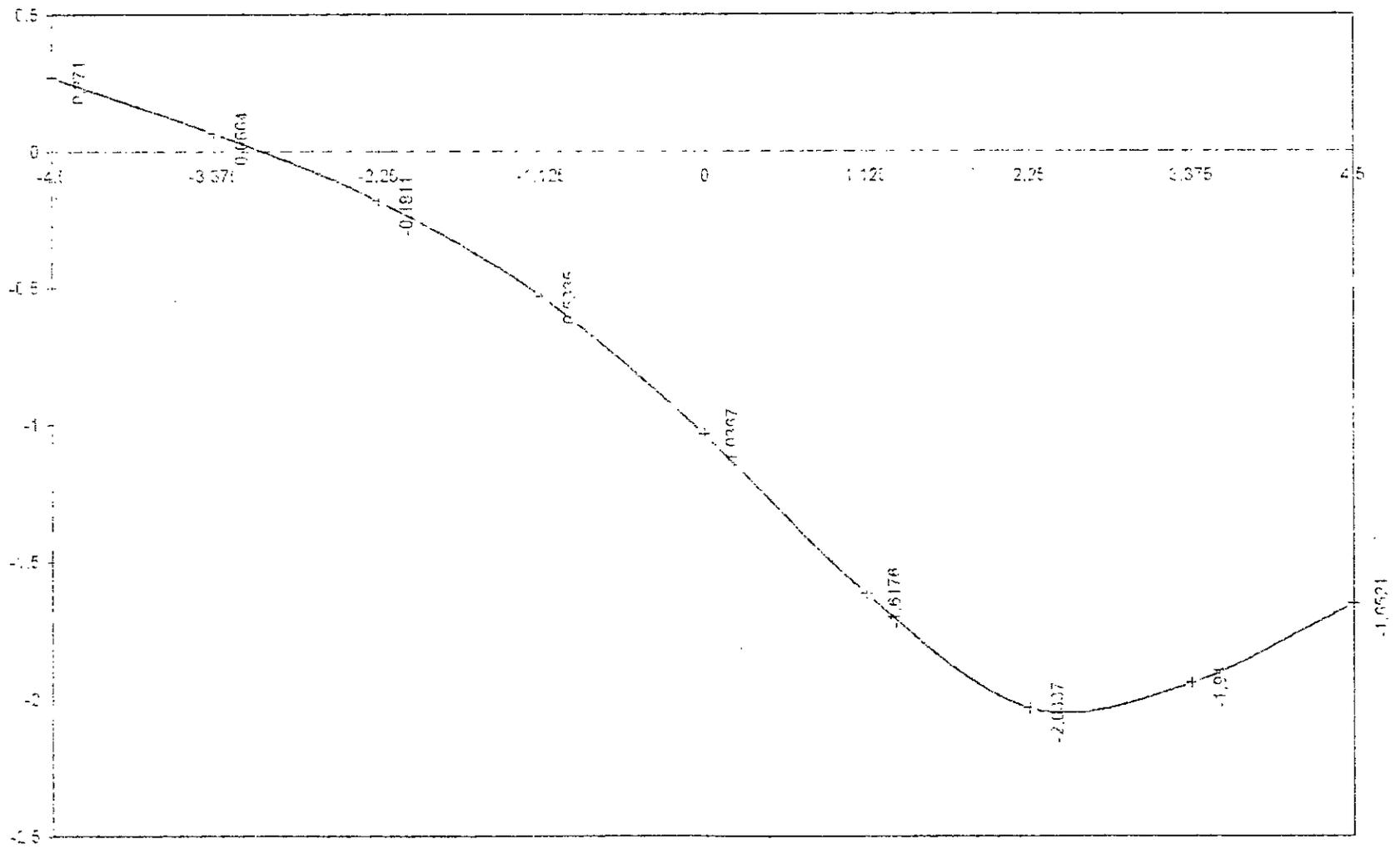
- 3 eme interval : [3b/4 , b]

$$K_{\alpha'(5b/6)} = K_{\alpha(3b/4)} + (K_{\alpha(b)} - K_{\alpha(3b/4)}) \cdot 1/3$$

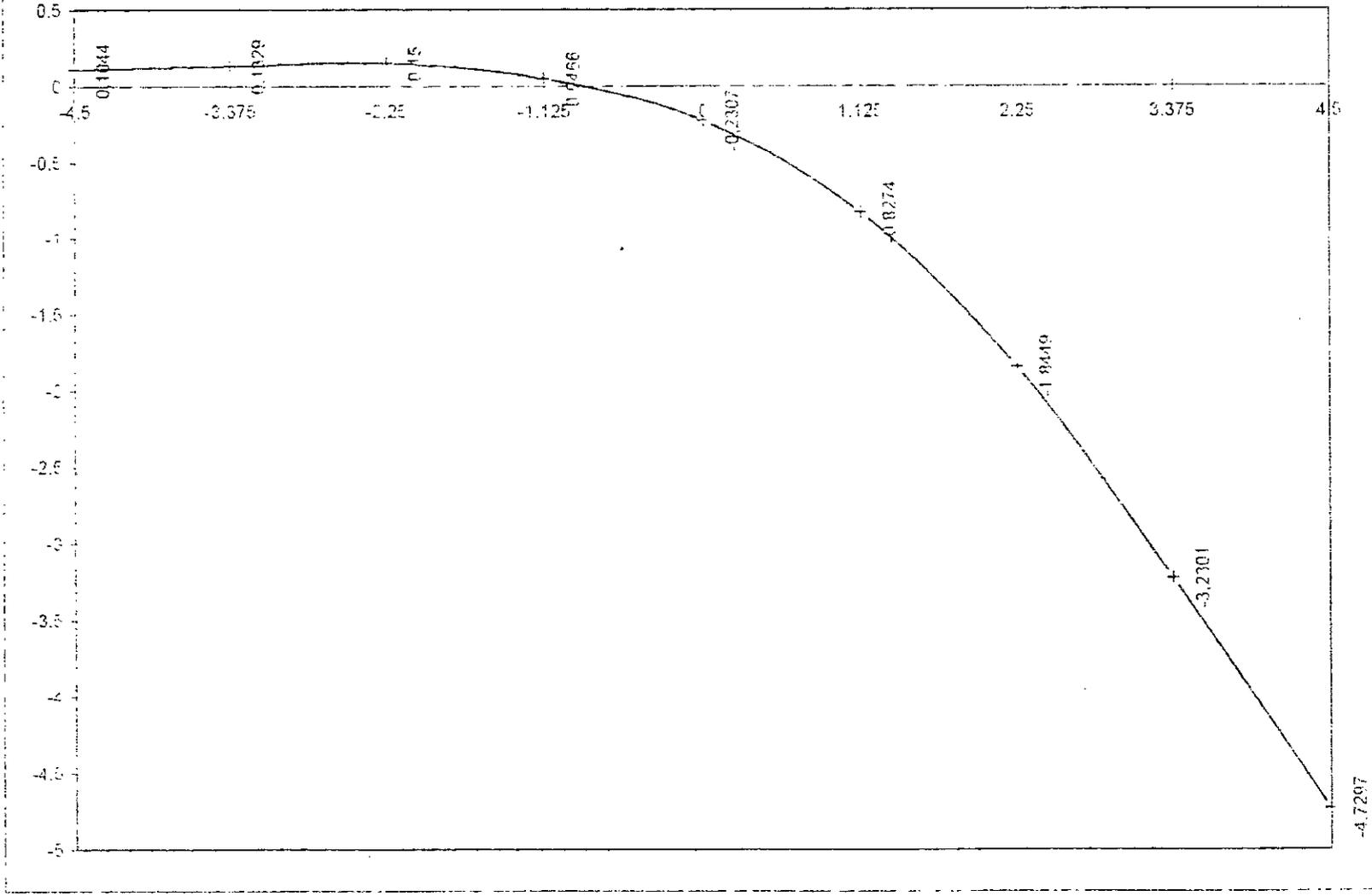
Graphé N° (Poutre intermédiaire située à $Y=b/6$.)



Graph N° (Poutre intermédiaire située à $Y=b/2$)



Graphe N° (Poutre de rive située à $Y=5b/6$)



4°/ Evaluation des coefficients de repartition $K_{\alpha \text{ max}}$:

Après avoir tracer les lignes d'influence de K_{α} et positionner les charges dans le sens transversal , nous calculons les coefficients $K_{\alpha \text{ max}}$ de la manière suivante :

- Charges concentrées :

On calcul lers ordonnées y_i au droit des charges pour pouvoire ensuite en deduire K_{α} par la formule suivante :

$$K_{\alpha} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n P_i}$$

Dans le sens transversal les P_i ont la même valeur et la formule devient ainsi : $K_{\alpha} = \frac{\sum_{i=1}^n y_i}{n}$ avec :

n : nombre de files , de roues ou de chenilles selon le cas .

Chargss uniformes :

On divise notre aire d'influence Ω en petites aires ω_i ainsi on calcule Ω par la formule suivante :

$$\Omega = \sum_{i=1}^n \omega_i$$

La formule la plus utilisée est celle des trapezes qui consiste à subdiviser la surface totale Ω en ' n ' surfaces élémentaires ω_i de largeur b .

$$\sum_{i=1}^n \omega_i = \frac{b}{2} [(y_0 + y_n) + 2(y_1 + y_2 + \dots + y_{n-1})]$$

On aura : $K_{\alpha} = \frac{\Omega}{L}$ L : largeur chargée .

On dressera dans ce que suit les valeurs de $K_{\alpha \text{ max}}$ correspondantes pour chaque chargement et ceci pour les différentes poutres.

- Calcul des coefficients de repartitions K_{α} maximales :

- Valeur de $K_{\alpha \text{ max}}$ pour le poids propre G :

$$S = \frac{1,125}{2} [0,18 + 2(0,1937 + 0,7442 + 1,3043 + 1,7591 + 1,8198 + 1,4239 + 0,8316) + 0,78] = 9,623$$

$$K_{\alpha} = \frac{S}{2b} = \frac{9,623}{2 \cdot 4,5} = 1,05$$

$K_{\alpha \text{ max}} = 1$

- Valeurs de $K_{\alpha \text{ max}}$ pour le systeme A(I) :

On cherche $K_{\alpha \text{ max}}$ pour une voie puis pour deux voies et anisi on calcule l'aire de la ligne d'influence correspondant à la largeur chargée.

$K_{\alpha \text{ max}}$ est donnée par :

$$K_{\alpha \text{ max}} = \frac{\Omega}{l} = \text{surface surchargée/Largeur surchargée}$$

es	Nbre de voies	Largeur chargée (m)	Ω	$K_{\alpha i}$
P ₀	1	3,5	6,0129	1,7179
	2	7,00	9,6	1,3747
P ₁	1	3,5	7,283	2,081
	2	6,573	8,667	1,319
P ₂	1	3,5	8,68	2,48
	2	4,25	8,81	2,07

- Valeurs de $K_{\alpha \text{ max}}$ pour le systeme Bc :

- On placera le maximum de roues au droit des ordonnées maximales pour avoir l'effet maximal, $K_{\alpha \text{ max}}$ est donnée par :

$$K_{\alpha \text{ max}} = \frac{\sum K_{\alpha i}}{n}$$

- On laisse une distance de 0.25 m entre la roue et la bordure des trottoir.

Poutres	Nbre de file	Nbre de roues	$\sum K_{\alpha i}$	$K_{\alpha bc}$
P ₀	01	2	2.7	1.35
	02	4	5.805	1.451
P ₁	01	2	3.675	1.838
	02	3	5.085	1.695
P ₂	01	2	4.02	2.01
	02	3	4.62	1.54

• Valeurs de K_{α} max pour la surcharge Mc 120:

- On ne place qu'un seul char à 2 chenilles de 55 tonnes dans le sens transversal espacées de 3.30 m d'axe en axe et à partir de 0.5 m des bordures des trottoirs .

- les coefficients $K_{\alpha i}$ sont pris lorsque les 2 chenilles sont au droit des ordonnées maximales des lignes d'influences , apres avoir trouver les $K_{\alpha i}$, K_{α} max est donné par : $K_{\alpha} \max = \frac{\sum K_{\alpha i}}{n}$

poutres	$\sum K_{\alpha i}$	K_{α} max
P ₀	2.6025	1.30
P ₁	4.257	2.129
P ₂	4.2434	2.1217

• Valeurs de K_{α} max pour les surcharges des trottoirs :

Nous cherchons K_{α} max , pour nu trottoir chargé , puis pour 2 tél que la valeur de K_{α} max qui sera prise pour un trottoir chargé est celle qui a la valeur la plus grande .

$$K_{\alpha} \max = \frac{\Omega}{l} = \text{surface surchargée/Largeur surchargée}$$

Poutres	Nbr de trottoirs	L (m)	Ω	K_{α} max
P ₀	01	1.00	0.5	0.5
	02	2.00	0.536	0.268
P ₁	01	1.00	1.793	1.793
	02	2.00	1.6125	0.806
P ₂	01	1.00	4.06	4.06
	02	2.00	3.93	3.93

• Valeurs de K_{α} max pour la surcharges exceptionnelles E :

Le convois type E compste une remorque de 3 éléments à 4 lit de trois essieux d'un poids total de 360 t , ce poids est supposé reparti sur la chaussée sur un rectangle uniformement chargé de 5.10 m de large et 18.60 m de long.

et à partir de 0.5 m des bordures des trottoirs .

K_{α} max est donné par :

$$K_{\alpha} \max = \frac{\Omega}{l} = \text{surface surchargée/Largeur surchargée}$$

Poutr	Ω	L	K_{α} max
P ₀	8.15	5.10	1.598
P ₁	7.133	5.10	0.715
P ₂	4.81	4.25	1.13

5°/ Evaluation des Moments flechissants et des efforts Tranchants dans les poutres :

a°/ Moment flechissant :

$$M(x) = M_{\text{moy}} \cdot K_{\alpha} \max \quad \text{avec}$$

- $M_{\text{moy}} = Ml/n$

. Ml : moment longitudinal total sollicitant les poutres .

. n : nombre de poutres .

- $M(x)$: moment flechissant réel dans les poutres .

b°/ Effort tranchant :

$$T(x) = T_{\text{moy}} \cdot K \alpha \max \quad \text{avec :}$$

- $T_{\text{moy}} = Tl/n$

. Tl : effort tranchant longitudinal sollicitant les poutres .

. n : nombre des poutres .

- $T(x)$: Effort tranchant correspondant à la poutre .

N B : Les tableaux suivants nous donnent les efforts réels $M(x)$, $T(x)$ pour chaque poutre et en chaque section .

- Tableau récapitulatif des efforts moyens :

$$M_{\text{moy}} = \frac{M}{6}$$

et

$$T_{\text{moy}} = \frac{T}{6}$$

Section		Efforts		0	1/8	1/4	3/8	S	1/2
		M	T						
G		M	0	103.00	176.58	220.728	231.45	235.44	
		T	35.538	26.653	17.768	8.883	4.626	0	
A(1)	1 voie	M	0	26.116	44.768	55.96	58.33	59.631	
		T	9.01	6.758	4.505	2.2525	1.173	0	
	2 voies	M	0	52.233	89.536	111.921	116.668	119.383	
		T	18.02	13.516	9.01	4.505	2.346	0	
Bc	1 file	M	0	26.27	42.778	52.383	53.64	52.188	
		T	9.613	7.941	6.308	4.675	3.971	3.211	
	2 files	M	0	49.048	79.805	97.805	100.15	97.44	
		T	17.948	14.826	11.783	8.73	7.416	5.995	
Be	1 tandem	M	0	124.045	212.65	265.811	278.726	283.533	
		T	42.89	34.641	26.393	18.145	14.191	9.896	
M_{C120}	1 char	M	0	51.673	88.583	110.72	116.113	118.111	
		T	17.841	15.324	12.803	10.283	9.075	7.7628	
Trott	1 trott	M	0	0.96	1.645	2.056	2.156	2.195	
		T	0.331	0.248	0.165	0.081	0.041	0	
	2 trott	M	0	1.92	3.29	4.113	4.313	4.39	
		T	0.663	0.496	0.33	0.163	0.083	0	

Section			Efforts		0	L/8	L/4	3L/8	S	L/2
			G	K _α	M	0	103.00	176.58	220.72	231.45
			1.00	T	35.538	26.65	17.768	8.883	4.626	0
A (0)	1 Voie	1.72	M	0	44.92	77.00	96.25	100.33	102.67	
			T	15.49	11.62	7.75	3.87	2.02	0	
	2 voie	1.37	M	0	71.56	122.66	153.33	159.83	163.55	
			T	24.69	18.52	12.34	6.17	3.21	0	
Bc	1 file	1.35	M	0	35.46	57.75	70.72	72.41	70.45	
			T	12.98	10.72	8.52	6.31	5.36	4.33	
	2 files	1.45	M	0	71.12	115.81	141.82	145.22	141.29	
			T	26.02	21.50	17.09	12.66	10.75	8.69	
Trott	1 trottoir	0.50	M	0	0.48	0.8225	1.028	1.078	1.0975	
			T	0.1655	0.124	0.083	0.041	0.021	0	
	2 trottoirs	0.268	M	0	0.515	0.882	1.102	1.156	1.177	
			T	0.178	0.133	0.088	0.044	0.022	0	
Mc120	1 Char	1.30	M	0	67.178	115.158	143.93	150.94	153.54	
			T	23.193	19.921	16.644	13.368	11.738	10.092	
E	1 convoie	1.6	M	0	3.072	5.264	6.5808	6.90	7.024	
			T	1.0608	0.7936	0.528	0.2608	0.1328	0	

Efforts réels :

Poutre : h/2 (P₁)

Efforts		Section		0	L/8	L/4	3L/8	S	L/2
		K α	M						
G		1.00	M	0	103	176.58	220.728	231.45	235.44
			T	35.538	26.653	17.768	8.883	4.626	0
A (l)	1 Voie	2.08	M	0	54.321	93.117	116.40	121.32	124.157
			T	18.74	14.05	9.370	4.6852	2.44	0
	2 voie	1.32	M	0	68.94	118.187	147.73	154.00	157.585
			T	23.78	17.841	11.89	5.946	3.096	0
Bc	1 file	1.84	M	0	48.336	78.71	96.38	7.306	96.02
			T	17.68	14.611	11.606	8.602	98.70	5.908
	2 files	1.7	M	0	83.38	135.78	166.26	170.25	165.64
			T	30.511	25.204	20.031	14.841	12.601	10.191
Trott	1 trottoir	1.8	M	0	1.728	2.961	3.7008	3.880	3.951
			T	0.595	0.446	0.297	0.145	0.073	0
	2 trottoirs	0.80	M	0	1.536	2.632	3.290	3.450	3.512
			T	0.5304	0.396	0.264	0.130	0.066	0
Mc120	1 Char	2.13	M	0	110.06	188.68	235.83	247.32	251.57
			T	38.00	32.64	27.27	21.90	19.32	16.534
E	1 convoie	0.715	M	0	88.692	152.04	190.05	199.28	202.72
			T	30.67	24.76	18.870	12.97	10.14	7.075

Section			0	L/8	L/4	3L/8	S	L/2	
Efforts									
G		K α	M	0	103.00	176.58	220.728	231.45	235.44
		1.00	T	35.538	26.653	17.768	8.883	4.626	0
A (l)	1 Voie	2.48	M	0	64.768	111.026	138.781	144.658	147.885
			T	22.345	16.760	11.172	5.586	2.909	0
	2 voie	2.07	M	0	108.122	185.340	231.676	241.53	247.123
			T	37.301	27.978	18.651	9.325	4.856	0
Bc	1 file	2.01	M	0	52.803	85.984	105.290	107.816	104.898
			T	19.322	15.961	12.679	9.397	7.982	6.454
	2 files	1.54	M	0	75.534	123.003	150.620	154.231	150.058
			T	27.640	22.832	18.146	13.444	11.421	9.232
Trott	1 trottoir	4.06	M	0	3.898	6.679	8.347	8.753	8.912
			T	1.344	1.007	0.70	0.329	0.166	0
	2 trottoirs	3.93	M	0	7.546	12.93	16.164	16.950	17.253
			T	2.606	1.949	1.297	0.641	0.326	0
Mc120	1 Char	2.12	M	0	109.54	187.795	234.72	246.15	250.395
			T	37.822	32.486	27.142	21.73	19.239	16.457
E	1 convoie	1.13	M	0	140.170	240.29	300.36	314.96	320.39
			T	48.46	39.144	29.824	20.50	16.035	11.182

• Les combinaisons vis a vis l'état limite de service (E L S) définis par les B A E L sont :

. G + 1.2 (A + tr)

. G + 1.2 (Bc + tr)

. G + Mc 120

./ Moments flechissants :

Combinaison	poutre	p ₀	p ₁	p ₂
G + 1.2 (A + tr)		433.11	429.28	552.69
G + 1.2 (Bc + tr)		411.11	444.48	441.22
G + Mc 120		388.98	487.01	485.835

./ Efforts tranchants :

Combinaison	poutre	p ₀	p ₁	p ₂
G + 1.2 (A + tr)		65.3796	64.788	83.426
G + 1.2 (Bc + tr)		66.975	72.865	71.83
G + Mc 120		58.731	73.639	83.998

• Les combinaisons vis à vis l'état limite de service (E L U) définis par les B A E L sont :

. 1.35 G + 1.6 (A + tr)

. 1.35 G + 1.6 (Bc + tr)

. 1.35 G + 1.35 Mc 120

. / Moments flechissants :

Combinaison \ poutre	p ₀	p ₁	p ₂
1.35 G + 1.6 (A + tr)	581.40	576.30	140.84
1.35 G + 1.6 (Bc + tr)	552.07	596.56	592.21
1.35 G + 1.35 Mc 120	525.123	657.46	655.87

. / Efforts tranchants :

Combinaison \ poutre	p ₀	p ₁	p ₂
1.35 G + 1.6 (A + tr)	87.765	86.976	11.82
1.35 G + 1.6 (Bc + tr)	89.89	97.745	96.369
1.35 G + 1.35 Mc 120	79.286	99.41	113.397

Conclusion :

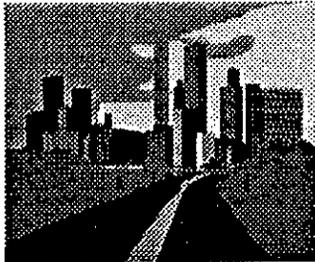
D'après les tableaux précédents on voit que :

La poutre la plus sollicitée est donnée par le chargement G + 1.6 (A + tr) de la poutre p₂ pour le moment flechissant , et G + Mc 120 de la poutre p₂ pour l'effort tranchant .

E L S : - M max = 553 tm
 - T max = 84 t

ELU : - M max = 741 tm
 - T max = 113.4 t

Chapitre V



Etude du Platelage

ETUDE DU PLATELAGE :

Introduction :

Le platelage de notre ouvrage se constitue d'une dalle en béton armé, coulée sur place .

Cette dernière assure deux fonctions :

a/ : Celle d'entretoisement des poutres en l'absence d'entretoise .

b/ : Elle recevra les charges permanentes engendrées par la couche de roulement ainsi que les charges appliquées sur cette dernière afin de les transmettre aux poutres .

- * Il sera donc étudié sous deux types de sollicitations
- * Flexion transversale .
- * Flexion locale .

1/ Flexion transversale :

Elle sera calculée par la méthode de Guyon Massonet, il sera d'abord tracé les lignes d'influence du coefficient de répartition $\mu\alpha$ et ainsi on déterminera $\mu\alpha$ pour chaque type de chargement considéré .

Pour plus de précisions, nous considérons les deux premiers termes de développement en série de Fourier de chaque surcharge, c'est pourquoi l'on calculera $\mu\alpha$ pour θ (1^{er} terme) et $\mu\alpha$ pour 3θ (2^e terme) :

Les calculs de $\mu\alpha$ se feront de la même manière que pour $K\alpha$ avec la formule :

$$\mu\alpha (0,15) = (\mu_1) 0,15 + [(\mu_1) 0,15 - (\mu_0) 0] \sqrt{\alpha}$$

* Les valeurs de μ_0 et μ_1 ont été déduites après interpolation

pour : θ : $0,8 < \theta < 0,9$.

3θ : $2,4 < 3\theta < 2,7$.

Il a été tenu compte également du coefficient de poisson $\nu = 0,15$ pour l'établissement des valeurs de μ_1 .

* Pour le calcul de $\mu\alpha$ max, on utilise pour :

- Charges concentrées : (B_c , B_t , B_p , $M_c 120$)

$$\mu\alpha_{\max} = \frac{\sum_{i=1}^n \mu\alpha_i}{n}$$

n = nombre de charge sur la chaussée .

- Charge réparties : (trottoirs, $A(l)$)

$\mu\alpha_{\max} = \Omega / L$; Ω : aire surchargée et déduite .

* Calcul des paramètres d'entretoisement et de torsion

$\alpha = 0,137 \quad \rightarrow \sqrt{\alpha} = 0,370$.

$\beta = 0,864$.

Dans ce qui suit, on établira les tableaux des coefficients $\mu\alpha_{\max}$ et le tracé des lignes d'influence .

NB: Pour le poids propre G on a $\mu\alpha = 0$.

Coefficient $\mu_0 10^4$

$\theta = 0,864 \quad \alpha = 0,137$

y/e	θ	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
0	0.8	-926.82	-571.43	-145.54	+496.56	+1517.67	+496.56	-145.54	-571.43	-926.82
	0.9	-622.31	-435.63	-169.83	+346.79	+1317.88	+346.79	-169.83	-435.63	-622.31
	0.864	-731.93	-484.52	-161.09	525.55	1389.80	400.71	-161.09	-484.52	-731.93
b/4	0.8	-485.14	-385.68	-245.89	+27.23	+561.62	+1474.16	+287.63	-624.5	-1437.49
	0.9	-264.93	-272.56	-241.08	-70.41	+393.92	+1311.73	+230.84	-503.78	-1113.99
	0.864	-344.22	-313.28	-242.81	-35.26	454.29	1370.24	251.28	-547.24	-1230.45
b/2	0.8	-190.26	-191.09	-174.58	-96.49	+112.98	+535.32	+1228.84	-335.40	-1793.25
	0.9	-73.57	-123.99	-160.52	-140.44	+16.72	+420.82	+1167.25	-262.75	-1547.25
	0.864	-115.58	-148.15	-165.58	-124.62	+51.37	+462.04	1189.42	-288.90	-1635.81
3b/4	0.8	-40.26	-51.62	-58.87	-50.49	-6.18	+101.29	+298.48	+593.82	-1550.08
	0.9	-6.89	-30.64	-51.90	-60.77	-34.93	+61.70	+270.98	+614.66	-1453.58
	0.864	-18.90	-38.19	-54.41	-57.07	-24.58	+75.95	+280.88	+607.16	-1488.32

$$\mu_0 = \mu_{01} + (\mu_{02} - \mu_{01}) \frac{\theta - \theta_1}{\theta_2 - \theta_1}$$

$$\mu_0 = 0,36 \mu_{01} + 0,64 \mu_{02}$$

Coefficient $\mu_1 10^4$

$\theta = 0,864 \quad \alpha = 0,137$

$y \setminus e$	0	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,8	-221,09	-154,49	-31,11	288,9	1110,96	288,9	-31,11	-154,49	-221,09
	0,9	-160,81	-125,59	-45,08	216,89	997,69	216,89	-45,08	-125,59	-160,81
	0,864	-182,51	-135,99	-40,05	242,81	1038,47	242,81	-40,05	-135,99	-182,5
b/4	0,8	-147,91	-134,55	-106,51	-7,39	294,94	1099,63	253,45	-108,08	-309,36
	0,9	-99,61	-99,47	-91,91	-28,84	220,55	989,00	190,64	-102,57	-243,64
	0,864	-117	-112,10	-97,17	-21,12	247,33	1028,83	213,25	-104,55	-267,30
b/2	0,8	-92,62	-97,24	-102,38	-88,19	-2,00	282,26	1052,61	133,51	-385,46
	0,9	-58,32	-66,72	-78,88	-80,83	-26,61	-210,16	953,24	97,37	-328,74
	0,864	-70,67	-77,71	-87,34	-83,48	-17,75	236,12	989,01	110,38	-349,16
3b/4	0,8	-47,97	-54,99	-65,73	-75,42	-67,5	1,55	236,31	876,33	-360,71
	0,9	-28,92	-36,01	-47,74	-62,08	-66,76	-22,62	-178,43	814,11	-333
	0,864	-35,78	-42,84	-54,22	-66,88	-67,03	-13,92	199,27	836,51	-342,98

$\mu_1 = 0,36 \mu_{01} + 0,64 \mu_{02}$

Coefficient $\mu_\alpha 10^4$

$\theta = 0,864$ $\alpha = 0,137$

$y \mid e$	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
0	20,775	-7,034	4,734	138,196	908,478	184,387	4,734	-7,034	20,789
$b/4$	-32,928	-37,663	-43,28	-15,888	170,75	902,51	199,178	59,24	89,065
$b/2$	-54,053	-51,647	-58,39	-68,25	-43,324	152,529	914,85	258,11	126,90
$3b/4$	-42,02	-44,56	-54,15	-70,851	-82,73	-47,17	169,07	921,37	80,792

$\mu_\alpha = 1,37 \mu_{1(0,15)} - 0,370 \mu_0$

oefficient $\mu_0 10^4$

$36 = 2,592$, $\alpha = 0,137$

$v \setminus e$	$-b$	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
0	2,4	7,39	1,00	-44,21	-91,07	468,94	-91,07	-44,21	1,00	7,39
	2,6	2,61	3,31	-29,42	-88,41	432,85	-88,41	-29,42	3,31	2,61
	2,592	2,8012	-3,217	-30,01	-88,51	434,29	-88,516	-30,01	3,217	2,801
$b/4$	2,4	-0,89	3,28	0,97	-43,9	-90,92	468,78	-92,97	-45,48	26,00
	2,6	-1,02	1,90	3,22	-29,38	-88,35	432,85	-89,48	-30,58	21,13
	2,592	-1,014	1,95	3,13	-29,96	-88,45	434,28	-89,61	-31,176	21,32
$b/2$	2,4	-0,62	0,34	3,19	0,85	-43,92	-90,65	469,45	-95,62	-59,76
	2,6	-0,21	-0,07	1,83	3,16	-29,35	-88,22	432,32	-92,3	-24,2
	2,592	-0,226	-0,053	1,884	3,06	-29,93	-88,31	433,80	-92,43	-25,62
$3b/4$	2,4	-0,04	-0,15	0,4	2,77	-0,81	-41,32	-62,18	482,96	480,71
	2,6	0,04	-0,10	-0,02	1,76	2,14	-29,23	-69,72	450,13	-405,32
	2,592	0,036	-0,102	$-3,2 \times 10^{-3}$	-1,80	-2,022	-29,71	-69,41	451,44	-369,87

$\mu_0 = 0,04 \mu_{01} + 0,96 \mu_{02}$

Coefficient $\mu_i \cdot 10^4$

$3\theta = 2,592$ $\alpha = 0,137$

$v \setminus e$	0	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	2,4	-1,43	-4,45	-15,76	-22,78	381,30	-22,78	-15,76	-4,45	-1,43
	2,6	-0,77	-2,81	-11,91	-23,27	351,98	-23,27	-11,99	-2,81	-0,77
	2,592	-0,796	-2,87	-12,06	-23,25	353,15	-23,25	-12,14	-2,87	-0,796
b/4	2,4	-0,27	-0,97	-4,25	-15,71	-22,78	381,26	-23,01	-16,71	-7,08
	2,6	-0,12	-0,52	-2,72	-11,97	-23,27	351,96	-23,38	-12,53	-4,42
	2,592	-0,126	-0,538	-2,781	-12,119	-23,25	353,132	-23,365	-12,69	?
b/2	2,4	-0,05	-0,19	-0,93	-4,25	-15,74	-22,95	380,37	-27,03	-31,10
	2,6	-0,02	-0,09	-0,5	-2,72	-11,98	-23,36	351,43	-26,06	-22,72
	2,592	-0,021	-0,094	-0,517	-2,78	-12,130	-23,34	352,58	-26,09	-23,05
3b/4	2,4	0	-0,04	-0,19	-0,93	-4,29	-16,00	-24,67	369,00	-102,43
	2,6	0	-0,01	-0,09	-0,51	-2,74	-12,15	-24,58	342,72	-87,54
	2,592	0	-0,011	-0,094	-0,526	-2,802	-12,304	-24,583	343,77	-88,135

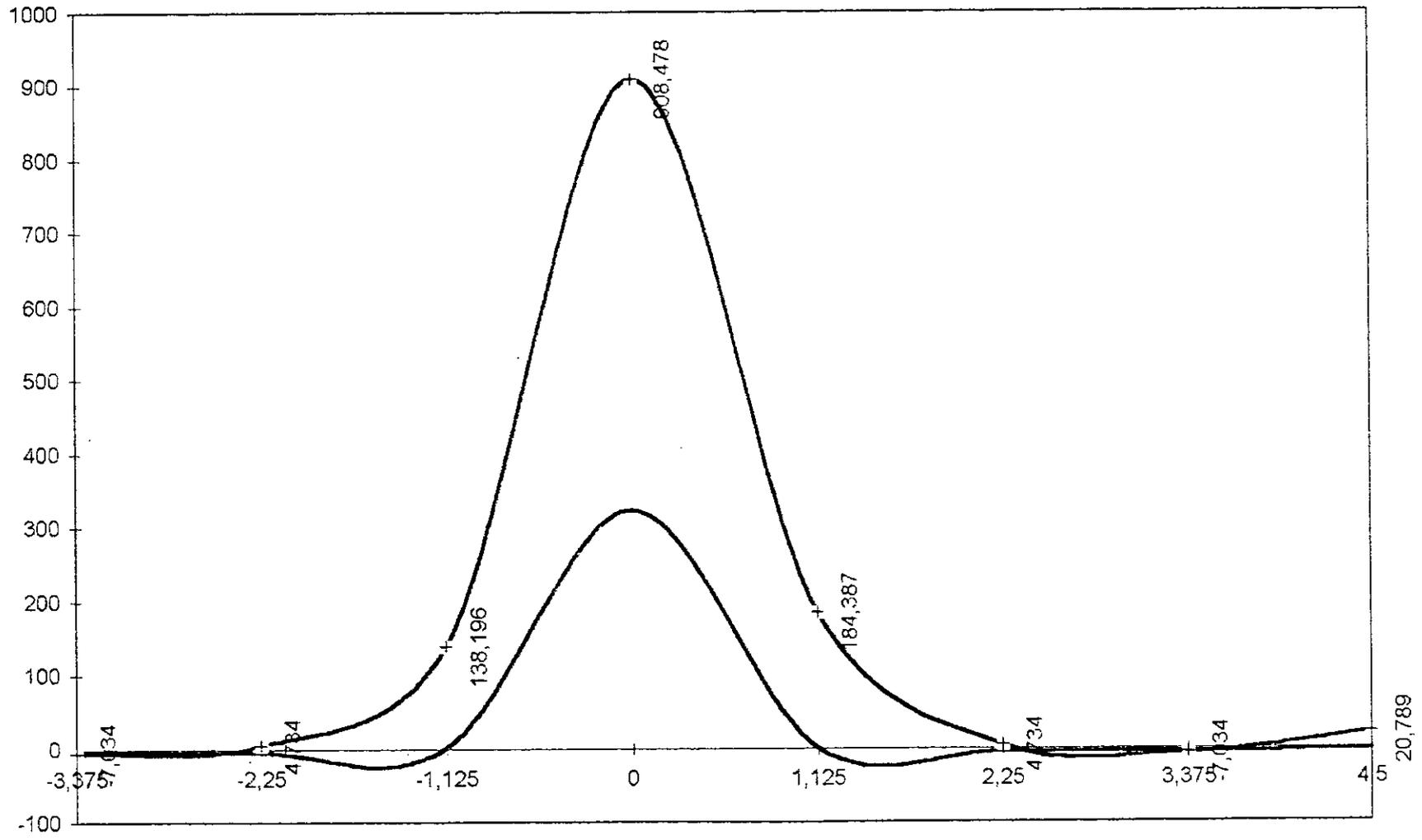
Coefficient $\mu \alpha 10^4$

$3\theta = 2,592$, $\alpha = 0,137$

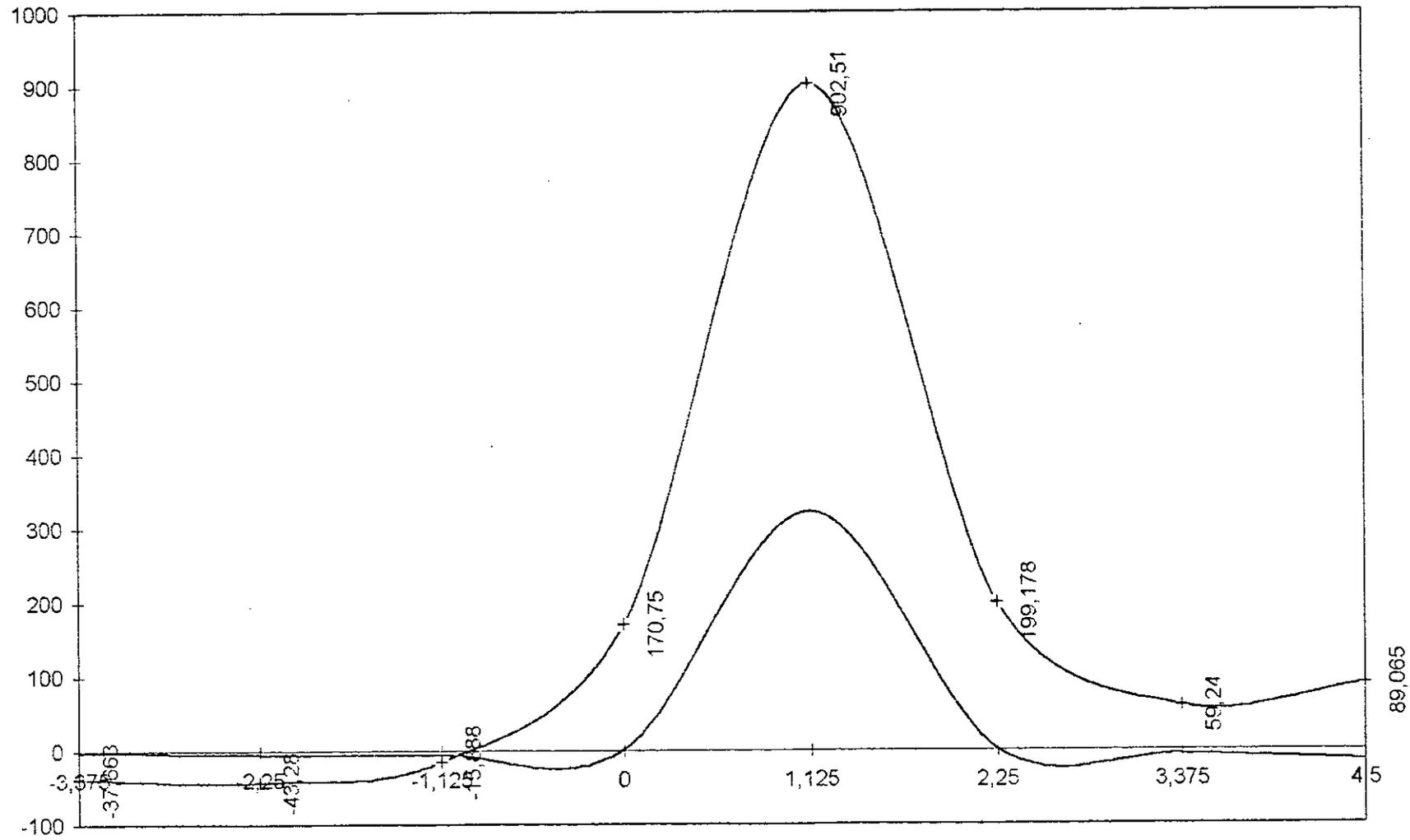
$v \mid e$	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
0	-2,126	-2,74	-5,418	0,8962	323,128	0,898	-5,528	-5,12	-2,126
$b/4$	0,202	-1,458	-4,968	-5,517	0,874	323,10	1,145	-5,850	-14,09
$b/2$	0,054	-0,109	-1,405	-4,940	-5,544	0,698	322,52	-1,544	-22,05
$3b/4$	-0,028	-0,091	-0,719	-1,386	-4,586	-5,863	-7,99	303,93	16,106

$\mu \alpha = 1,37 \mu_1 (0,15) - 0,370 \mu_0$

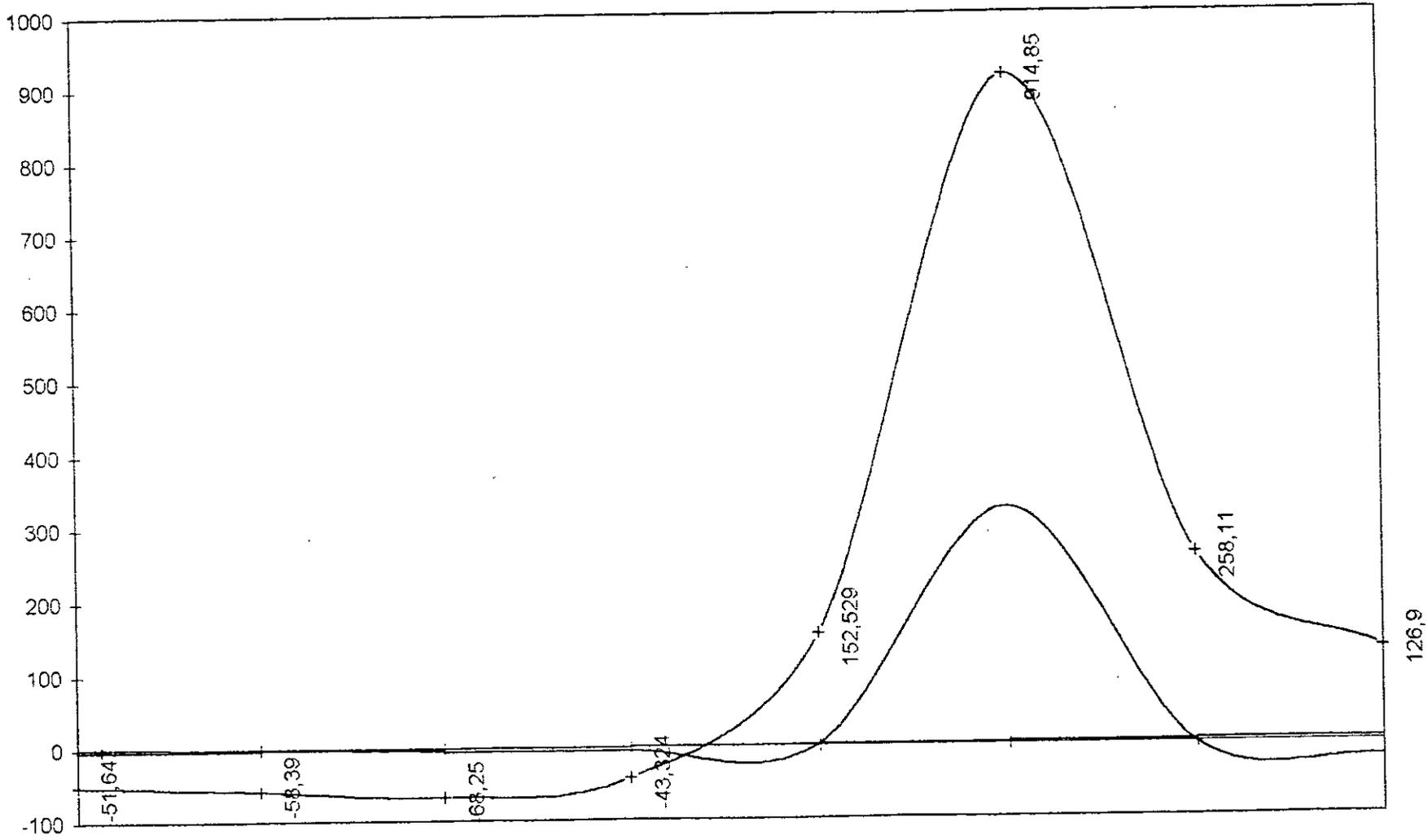
Graphe N° (Ligne d'influence Y=0)



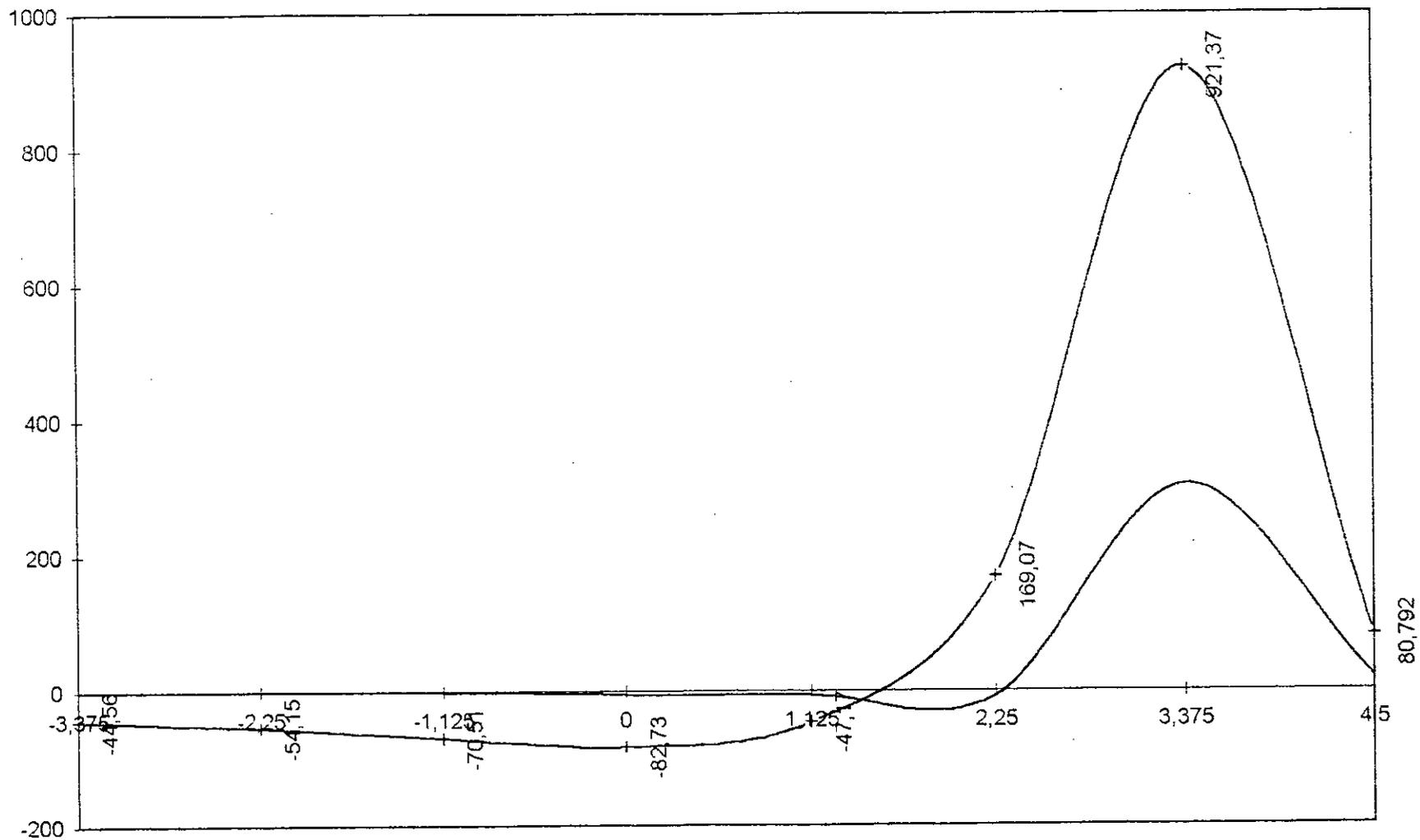
Graphe N° (Ligne d'influence $Y=b/4$)



Graphe N° (Ligne d'influence $Y=b/2$)



Graphe N° (Ligne d'influence $Y=3b/4$)



Coefficient $\mu\alpha$:

$Y = 0$

		$\mu\alpha_1$		$\mu\alpha_3$		
		$\mu\alpha_1^+$	$\mu\alpha_1^-$	$\mu\alpha_3^+$	$\mu\alpha_3^-$	
SURCHAS	Trott	1 trott	0,00045	/	/	0,0003
		2 trott	0,00045	/	/	0,0003
	Bc	1 conv	0,051	/	0,012	/
		2 conv	0,041	/	0,011	/
	Bt	1 tand	0,051	/	0,02	/
		2 tand	0,008	/		/
	A(l)	1 voie	0,043	/	0,007	/
		2 voies	0,0273	/	0,004	/
	Br	/	0,0918	0,0001	0,033	0,0006
	Mc120	/	0,0424	/	0,0093	/

$y = b/4$

		$\mu\alpha_1$		$\mu\alpha_3$		
		$\mu\alpha_1^+$	$\mu\alpha_1^-$	$\mu\alpha_3^+$	$\mu\alpha_3^-$	
SURCHAS	Trott	1 trott	0,009	0,004	/	0,0011
		2 trott	0,005	/	/	0,0013
	Bc	1 conv	0,0502	0,0008	0,0163	0,004
		2 conv	0,0246	/	0,008	/
	Bt	1 tand	0,0502	0,001	0,0163	/
		2 tand	/	/	0,0162	/
	A(l)	1 voie	0,034	/	0,008	0,002
		2 voies	0,020	/	0,0037	/
	Bt	/	0,092	0,0045	0,034	0,0006
	Mc120	/	0,0443	/	0,0162	/

Coefficient $\mu\alpha$

$y=b/2$

			$\mu\alpha 1$		$\mu\alpha 3$	
			$\mu\alpha 1^+$	$\mu\alpha 1^-$	$\mu\alpha 3^+$	$\mu\alpha 3^-$
SURCHAS	Trott	+1 trott	0,0294	0,0234	/	0,00134
		2 trott	/	/	/	0,00149
	Bc	1 conv	0,043	0,0061	0,0061	0,006
		2 conv	0,015	0,002	0,002	0,0013
	Bt	1 tand	0,042	0,0062	0,0062	0,0012
		2 tand	0,02	/	/	/
	A(l)	1 voie	0,0044	0,0023	0,006	0,0006
		2 voies	0,00209	/	0,0053	/
	Br	/	0,0913	0,0072	0,0072	0,0005
	Mc120	/	0,041	0,004	0,009	0,0004

$y = 3b/4$

			$\mu\alpha 1$		$\mu\alpha 3$	
			$\mu\alpha 1^+$	$\mu\alpha 1^-$	$\mu\alpha 3^+$	$\mu\alpha 3^-$
SURCHAS	Trott	1 trott	0,05	0,005	0,0113	0,00237
		2 trott	0,045	/	0,00854	0,00274
	Bc	1 conv	0,0275	0,007	0,0003	0,0002
		2 conv	0,003	0,008	/	0,0003
	Bt	1 tand	0,0145	0,013	/	0,0006
		2 tand	0,0035	0,00331	/	0,0005
	A(l)	1 voie	0,004	0,0071	/	0,001
		2 voies	/	0,0031	/	0,0006
	Br	/	0,0285	0,0073	0,0008	0,00082
	Mc120	/	0,005	0,007	/	0,0006

Tableau Récapitulatif des μ_{α} max :

			$\mu_{\alpha 1}$		$\mu_{\alpha 3}$	
			$\mu_{\alpha 1+}$	$\mu_{\alpha 1-}$	$\mu_{\alpha 3+}$	$\mu_{\alpha 3-}$
			S	Trott	1 trott	0,05
U		2 trott	0,045	/	0,00856	0,00274
R	Bc	1 conv	0,051	0,007	0,0163	0,006
C		2 conv	0,041	0,008	0,011	0,0013
H	Bt	1 tand	0,051	0,013	0,02	0,0012
A		2 tand	0,02	0,00331	0,0163	0,0005
R	A(l)	1 voie	0,043	0,0071	0,008	0,002
G		2 voies	0,0273	0,0031	0,0053	0,0006
E	Br	/	0,092	0,0073	0,034	0,00082
S	Mc120	/	0,0443	0,0443	0,0162	0,0006

Evaluation des moments transverseaux :

Les valeurs de $\mu_{\alpha \max}$ étant calculées, on procède ainsi au calcul de M^+ - "moments transverseaux" pour les différents cas de charges réglementaires .

M_y^+ : Moment en en travée .

M_y^- : // sur appui .

Le moment transversal par unité de largeur du haudis sera donné par la formule suivante :

$$M_y(w,y) = P.b [\mu_{\alpha 1} \cdot \sin + 1/3 \cdot \cdot \sin$$

EVALUATION DES MOMENTS TRANSVERSAUX :

Les valeurs de $\mu_{\alpha \max}$ étant calculées, on procède ainsi au calcul de Ly_{\pm} « moments transverseaux » pour les différents cas de charges réglementaire .

M_y^+ : moments en travée .

M_y^- : moments sur appui .

Le moments transversal par unité de largeur du haudis sera donné par la formule suivante :

$$M_y(x,y) = P.b[\mu_{\alpha 1} \cdot \sin \frac{\pi x}{L} + \frac{1}{3} \cdot \mu_{\alpha 3} \cdot \sin \frac{\pi \cdot x}{L}]$$

a°/ Pour une charge uniformément répartée :

$$P = \frac{4 \cdot q}{\pi} \sin \frac{\pi \cdot \mu}{L} \quad \text{or} \quad \mu = \frac{L}{2} \Rightarrow P = \frac{4 \cdot q}{\pi}$$

q = charge repartir lineairement [t / ml]

$$M_y = \frac{4q}{\pi} \cdot b \cdot [\mu_{\alpha 1} - \frac{1}{3} \mu_{\alpha 3}]$$

Pour une charge concentrée :

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

$n = 1,3 : n = L/2$ on aura

$$M_y = \frac{2b}{L} \left(\sum_{i=1}^n P_i \mu_{\alpha 1} \sin \frac{\pi \cdot d_i}{L} - \sum_{i=1}^n P_i \mu_{\alpha 3} \sin \frac{3 \cdot \pi \cdot d_i}{L} \right)$$

C°/ Pour une charge partiellement repartie :

$$P = \frac{4}{L} q \sin \cdot \frac{\pi \cdot n \cdot c}{L} \quad \text{on a } c : \text{ l'é talemende la longitudinalement.}$$

$$M_y = \frac{4 \cdot q}{\pi} \cdot b \cdot [\mu_{\alpha 1} \sin \cdot \frac{\pi \cdot c}{L} + \frac{\mu_{\alpha 3}}{3} \cdot \sin \cdot \frac{3 \cdot \pi \cdot c}{L}]$$

NB : Les moments seront majorées par les coefficients de majoration dynamique seulement pour les surcharges Mc_{120} , Bc et Br

*** Calcul des coefficients de majoration dynamique :**

(voir page 7.8 du même chapitre).

CALCUL DES MOMENTS TRANSVERSAUX :

***Pour la charge répartie A(l) :**

On utilisera l'expression $My^{\mp} = \frac{4 \cdot q}{\pi} \cdot b \cdot (\mu\alpha_1 - 1/3\mu\alpha_3)$ avec $b = 4,5m$

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{L + 12} \quad \text{avec } L = 26,5m$$

$$A(l) = 1,165 \text{ t/m}^2 \Rightarrow A = a_1 \cdot a_2 \cdot A(l) = 1,165 \text{ t/m}^2$$

***Une voie chargée :** $q = 1,165 \times 3,5 = 4,077 \text{ t/m}^2$

$$\left. \begin{array}{l} \mu\alpha_1^+ = 0,043 \\ \mu\alpha_3^+ = 0,008 \end{array} \right\} \rightarrow My^+ = 0,942t \cdot m / ml$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu\alpha_1^- = 0,0071 \\ \mu\alpha_3^- = 0,002 \end{array} \right\} \rightarrow My^- = -0,15t \cdot m / ml$$

***Deux voies chargées :** $q = 1,165 \times 7,5 = 8,7375 \text{ t/m}^2$

$$\left. \begin{array}{l} \mu\alpha_1^+ = 0,0273 \\ \mu\alpha_3^+ = 0,0053 \end{array} \right\} \rightarrow My^+ = 1,278t \cdot m / ml$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu\alpha_1^- = 0,0031 \\ \mu\alpha_3^- = 0,0006 \end{array} \right\} \rightarrow My^- = -0,145t \cdot m / ml$$

***Pour les surcharges des trottoirs :**

$Q = 0,45 \text{ t/m}^2$ " surcharge locale d'après le fascicule C1 pour le calcul des dalles "

Donc : $q = Q \cdot d$ avec $d = \text{largeur du trottoirs} = 1m$.

Un trottoir chargé : $q = 0,45 \text{ t/ml}$

$$\left. \begin{array}{l} \mu\alpha_1^+ = 0,05 \\ \mu\alpha_3^+ = 0,0113 \end{array} \right\} \rightarrow My^+ = 0,12tm / ml$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu\alpha_1^- = 0,0234 \\ \mu\alpha_3^- = 0,00237 \end{array} \right\} \rightarrow My^- = -0,058tm / ml$$

Deux trottoirs chargés : $q = 0,9 \text{ t/ml}$

$$\left. \begin{array}{l} \mu\alpha_1^+ = 0,045 \\ \mu\alpha_3^+ = 0,00856 \end{array} \right\} \rightarrow My^+ = 0,217tm / ml$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu\alpha_1^- = 0 \\ \mu\alpha_3^- = 0,00271 \end{array} \right\} \rightarrow My^- = 0$$

***Pour la surcharge Bc :**

Pour le moment transversal on utilisera :

$$My^{\mp} = \frac{2b}{L} \left[\mu\alpha_1^{\mp} \sum_{i=1}^n p_i \cdot \sin \frac{\pi \cdot d_i}{L} - \mu\alpha_3^{\mp} \sum_{i=1}^n p_i \cdot \sin \frac{3 \cdot \pi \cdot d_i}{L} \right]$$

***Pour une file de camions :**

$bc=1,2$

$Sbc = 1,33$.

Pi (t)	di (m)	$\sin \frac{\pi \cdot d_i}{L}$	$\sin \frac{3 \cdot \pi \cdot d_i}{L}$
6	4,5	0,549	0,985
12	9	0,918	-0,340
12	10,5	0,977	-0,799
6	15	0,934	-0,955
12	19,5	0,584	-0,955
12	21	0,416	0,960
$\sum P_i \sin n \cdot \pi \cdot d_i / L$		43,638	12,48

*** Pour deux fils de camions:**

$bc=1,1$; $Sbc = 1,33$

$$\left. \begin{array}{l} \mu\alpha_1^+ = 0,041 \\ \mu\alpha_3^+ = 0,011 \end{array} \right\} \rightarrow My^+ = 0,895 \text{ t.m/ml}$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu\alpha_1^- = 0,008 \\ \mu\alpha_3^- = 0,0013 \end{array} \right\} \rightarrow My^- = -0,180 \text{ t.m/ml}$$

***Pour la surcharge Bt :**

On utilise la même expression des moments que pour Bc :

-Pour un tandem : $bt=1$, $Sbt = 1,33$.

Pi(t)	di(m)	$\sin d_i / L$	$\sin 3 \cdot \pi \cdot d_i / L$
16	10,5	0,977	-0,799
16	11,85	0,999	-0,999
$\sum P_i \sin n \cdot \pi \cdot d_i / L$		31,616	-28,64

***Pour deux tandems :**

$bt = 1$; $Sbt = 1,33$

$$\left. \begin{array}{l} \mu\alpha_1^+ = 0,02 \\ \mu\alpha_3^+ = 0,0163 \end{array} \right\} \rightarrow My^+ = 0,496 \text{tm/ml}$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu\alpha_1^- = 0,00331 \\ \mu\alpha_3^- = 0,0005 \end{array} \right\} \rightarrow My^- = -0,053 \text{tm/ml}$$

***Pour la surcharge Br :**

P1 = 10t ; d1 = 10,5m ; Sbt = 1,19.

$$My^{\mp} = \frac{2b}{L} \left[\mu\alpha_1 \cdot p1 \cdot \sin \frac{\pi \cdot d}{L} - \mu\alpha_3 \cdot p1 \cdot \sin \frac{3\pi d}{L} \right]$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu\alpha_1^+ = 0,092 \\ \mu\alpha_3^+ = 0,034 \end{array} \right\} \rightarrow My^+ = 0,428 \text{t.m/ml}$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu\alpha_1^- = 0,0073 \\ \mu\alpha_3^- = 0,00082 \end{array} \right\} \rightarrow My^- = -0,031 \text{t.m/ml}$$

***Pour le convoi MC120 :**

S = 110t ; SMC120 = 1,40

$$My^{\mp} = \frac{4q}{\pi} \cdot b \cdot \left[\mu\alpha_1 \sin \frac{\pi \cdot c}{L} + \frac{\mu\alpha_3}{3} \sin \frac{3\pi \cdot c}{L} \right]$$

$$q = \frac{110}{2 \cdot c} = \frac{110}{6,1} = 18,032 \text{ t/ml} ; c = 3,05 \text{m} ; b = 4,5 \text{m} ; L = 26,5 \text{m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu\alpha_1^+ = 0,0443 \\ \mu\alpha_3^+ = 0,0162 \end{array} \right\} \rightarrow My^+ = 2,95 \text{tm/ml}$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu\alpha_1^- = 0,007 \\ \mu\alpha_3^- = 0,0006 \end{array} \right\} \rightarrow My^- = -0,382 \text{tm/ml}$$

Tableau Récapitulatif des moments transversaux :

charges	Nombre de convoies	My ⁺	My ⁻	E L S		E L U	
				en travée My ⁺	sur appui My ⁻	My ⁺	My ⁻
A(l)	1voie	0,942	0,15	1,1304	0,18	1,507	0,24
	2voies	1,287	0,145	1,544	0,174	2,059	0,232
Bc	1convoie	1,09	0,125	1,308	0,150	1,744	0,2
	2convoies	0,895	0,180	1,074	0,216	1,432	0,288
Bt	1tandem	0,987	0,201	1,184	0,2412	1,579	0,321
	2tandems	0,496	0,053	0,595	0,0636	0,793	0,084

Br	IRoue	0,428	0,03	0,513	0,036	0,684	0,48
MC120	Iconvoie	2,95	0,328	2,95	0,328	3,982	0,442
Trott	1trott	0,12	0,058	0,144	0,069	0,192	0,092
	2trotts	0,217	0	0,260	0	0,347	0

II-étude de la flexion localisée :

Le calcul des moments flechissants dûs à la flexion localisée sera fait en utilisant les abaques de Pigeaud.
 Pour une dalle supposée appuyée simplement sur ses quatre côtés.

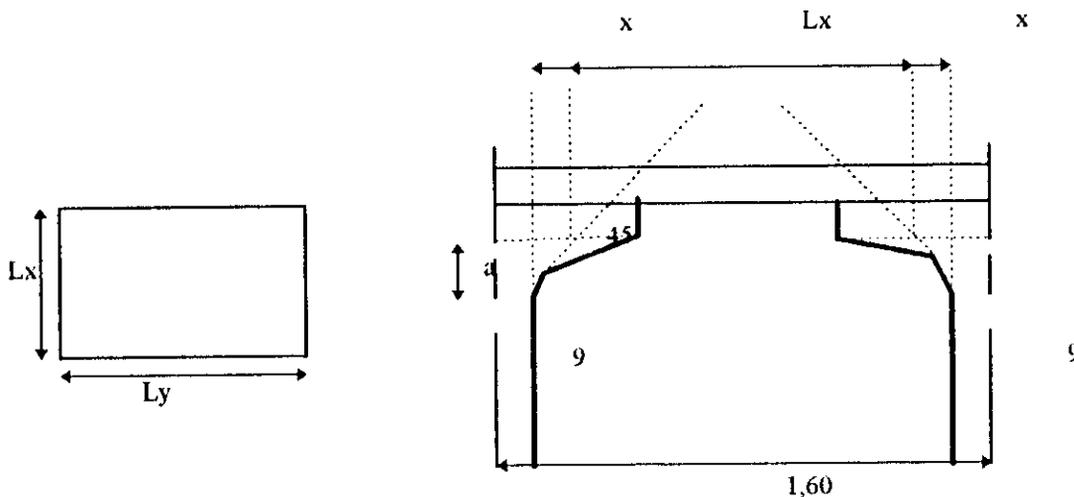
-Moments M_a et M_b au centre de la dalle :

M_a : Moment flechissant unitaire s'exercant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la petite portée c'est à dire parallèlement à l'axe longitudinal ox . C'est un moment transversal.

M_b : Moment flechissant unitaire s'exercant au centre de la dalle dans une bande découpée parallèlement à l'axe transversal oy c'est un moment longitudinal.

-Détermination de l_x , l_y :

La dalle sera assimilée à un ensemble de panneaux rectangulaires de dimension l_x et l_y tel que $l_x < l_y$.



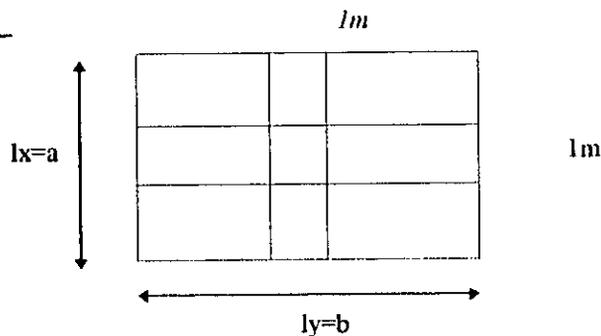
La dalle étant appuyée sur des poutres comportant des goussets, les dimensions du panneau à prendre en compte sont alors les suivantes :

***Calcul de L_x :**

• $L_x = 1,60 - 2 \cdot (0,09 + X)$ avec $X = a \cdot \text{tg } 45 = 18\text{cm}$
 $L_x = 1,06 \text{ m.}$

***Calcul de L_y :**

$L_y = b = 26,5\text{m}$



D'où $\delta = \frac{L_x}{L_y} = 0,04 < 0,4 \rightarrow$ dalle appuyée sur 2 cotés $\delta' = \frac{1}{\delta} = 25$

D'où les moments dans le sens de la grande portée L_y sont faibles. C'est à dire : le panneau travaille dans un seul sens (L_x).

- Méthode utilisée :

Lorsqu'une charge est appliquée à la surface de la dalle, les contraintes dues à cette charge sont diffusées dans le béton jusqu'au plan moyen de la dalle sur une surface $U \times V$ ($U // L_x$ et $V // L_y$).

$$U = U_0 + h + x \cdot h_1$$

$$V = V_0 + h + x \cdot h_1$$

Sachant que:

$h = 16\text{cm}$: épaisseur de la dalle.

$h_1 = 8\text{cm}$: épaisseur du revêtement.

$x = 1,5$: pour l'enrobé (revêtement moins résistant que le béton).

Moment flechissants :

Pour la détermination des différents moments, on utilise les abaques de Mr PIGEAUD. Qui considère deux cas de charges :

a/° Dalle sollicitée entièrement par une charge uniforme.

b/° Dalle sollicitée par une charge concentrée.

• Cette méthode consiste à calculer $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$, ensuite on consulte les abaques qui donnent les valeurs

m_1 et m_2 afin de calculer le moment M_{ox} au milieu de la bande L_x par :

avec :

$$U=0,2(\text{ELS}) \quad ; \quad U=0(\text{ELU})$$

L'effort tranchant :

C'est un effort par unité de longueur est donné par les formules suivantes.

* Pour une charge P uniformément répartie sur la surface de la plaque.

** au milieu de L_y :
$$V_x = \frac{P}{2L_y + L_x}$$

** au milieu de L_x :
$$V_x = \frac{P}{3L_y}$$

* Pour une charge total uniformément répartie sur un rectangle de dimension $U \times V$ concentrique de la plaque.

• / au milieu de U
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{si } U > V \rightarrow V_x = \frac{P}{2U + V} \\ \text{si } U < V \rightarrow V_y = \frac{P}{3V} \end{array} \right.$$

• / au milieu de V
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{si } U > V \rightarrow V_x = \frac{P}{3U} \\ \text{si } U < V \rightarrow V_y = \frac{P}{2V + U} \end{array} \right.$$

2/ Evacuation des efforts :

2-1/Calcul des moments M_a et M_b :

a / Sous charges permanentes :

-Poids propre de la dalle :
 $0,16 \times 1 \times 1,25 = 0,4 \text{ t/ml}$

-Poids propre du revêtement :
 $0,08 \times 1 \times 2,2 = 0,176 \text{ t/ml}$
 d'où $g = 0,4 + 0,176$

$g = 0,576 \text{ t/ml}$

$\delta = 0,04 \Rightarrow M_1 = 0,005$, $M_a = 0,088 \text{ t.m / ml}$
 $\delta' = 25 \Rightarrow M_2 = 0,003$, $M_b = 0,061 \text{ t.m / ml}$

b / Système A(l) :

A(l) est maximale pour deux voies chargées
 $P = 8,156 \times 1,06 \times 26,5 \Rightarrow$

$P = 229,10 \text{ t}$

$M_a = 1,25 \text{ t.m / ml}$; $M_b = 0,86 \text{ t.m / ml}$

c / Système Bc :

$M_b = 1,3 \text{ t.m / ml}$
 $M_a = 2,48 \text{ t.m / ml}$ (abaque n° 25 et 09 document SETRA)

d / Système Mc120 :

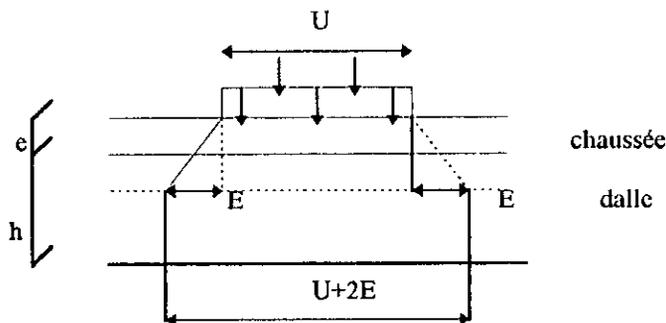
Abaque n°35 $M_a = 2,23 \text{ t.m / ml}$
 On supposera que la dalle travaille dans le sens transversal uniquement .

e / Système E :

Calcul de E :

Selon le fascicule 61 c.p.c titre ,la hauteur de repartition des charges au plan moyen de la dalle,(E) est donnée par :

$$E = \frac{3}{4} * (\text{épaisseur de la chaussée}) + \frac{1}{2} * (\text{épaisseur de la dalle}).$$



$$E = \frac{3}{4} * e + \frac{h}{2}$$

$$E = 14 \text{ cm}$$

Utilisation des abaques de PIGEAUD :

$$E = 14 \text{ cm}$$

$$U = 2 * E + a = 1,34 \text{ m}$$

$$V = 2 * E + b_1 = 18,88 \quad (b_1 : \text{la largeur du convoi } E)$$

$$\frac{\mu}{a} = 1,26 \quad , \quad \frac{V}{a} = 17,81 \quad , \quad V/b = 0,71$$

$$M_a = (M_1 + 0,15 * M_2) * P$$

M_1 et M_2 : les moments unitaires pour une charge concentrée $P=1$ s'exerçant sur une surface réduite $U*V$; On utilisera les tables de PIGEAUD pour obtenir M_1 et M_2 .

• $\delta = 0,04$: valeur qui ne figure pas dans les tables donc on interpole entre 0,2 et 0,0.

*On aura : $M_1 = 0,036$; $M_2 = 0,0003$

***Calcul de P :**

$$P = \frac{360 * a}{\text{largeur du convoi}} = 74,82 \text{ t}$$

$$M_a = 2,69 ; M_b = 0,426$$

***Coefficient de pondération a prendre en compte :**

- Coefficient de majoration dynamique δ
- Coefficient bc et bt.
- Coefficient pondération des surcharges pour B.A ; 1,2.
- Coefficient de réduction tenant compte de l'encastrement partiel de la dalle (0,5 sur appui et 0,8 en travée).

On adapte en general les valeurs suivantes pour les poutres :

$$\begin{aligned} * \text{Moment en travée : } M_{tx} &= 0,8 M_x & ; & & M_{ty} &= 0,85 M_y \\ * \text{Moment aux appuis : } M_{ax} &= 0,5 M_x & ; & & M_{ay} &= 0,4 M_y \end{aligned}$$

***Coefficient de majoration :**

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

L : inf [sup (entre axe des poutres de rive, largeur roulable), portée de la travée e]

G : poids total de la section de couverture sur un carré de côté L.

L : inf [sup (8m, 7m), 27m] = 2m

G : 36,86 t.

Systeme Bc :

Dans un carré de $8 \text{ m} \times 8 \text{ m}$ on peut disposer deux canions de 30 t chacun pour une voie.

$$bc=1,1 \Rightarrow \delta=2.30 \cdot 1,1=66 \text{ t}$$
$$\delta=1,33$$

- Système BT :

Dans ce cas aussi on peut disposer deux tandems de 32 t. Chacun sur un carré de ($8 \text{ m} \times 8 \text{ m}$).

$$bt=1,0 \Rightarrow \delta=1.2.32=64 \text{ t}$$
$$St=1,33.$$

- Système Mc120 :

$$S=110 \text{ t}$$
$$SM120=1,40$$

- Système Br :

$$S=10 \text{ t}$$
$$SBr=1,19.$$

Calcul des moments majorés :

1^o - Charges permanents :

a^o - moment longitudinal :

- * en travée : 0,8 . Mb = 0,049 t.m/ml .
- * sur appui : 0,5 . Mb = 0,031 t.m/ml .

b^o Moment transversal :

- * en travée : 0,8 . Ma = 0,071 t.m/ml .
- * sur appui : 0,5 . Ma = 0,044 t.m/ml .

2^o Système A(h) :

a^o - MOment longitudinal :

- * en travée : 0,8 . Mb = 0,688 t.m/ml .
- * sur appui : 0,5 . Mb = 0,43 t.m/ml .

b^o Moment transversal :

- * en travée : 0,8 . Ma = 1 t.m/ml .
- * sur appui : 0,5 . Ma = 0,625 t.m/ml .

3^o Système Bc :

a^o moment longitudinal :

$$Mb \text{ maj} = Mb \cdot Sbc \cdot bc \cdot 1,2$$

- * en travée : 0,8 . Mb = 1,95 t.m/ml .

b^o Moment transversal :

- * en travée : 0,8 . Ma = 3,72 t.m/ml .

4^o Système Mc 120 :

Moment transversal :

- * en travée : 1,4x0,8.Ma = 3,528 t.m/ml .

5^o Canvoï exceptionnel E :

a^o Moment transversal :

- * en travée : 0,8 . Ma = 2,157 t.m/ml .

b^o Moment longitudinal :

- * en travée : 0,8 . Mb = 0,341 t.m/ml .

- Combinaison pour le moment flechissant (ELS) :

1^o G+1,2 Bc :

***Moment transversal :**

* entravée : 2,41 t.m/ml .

* sur appui : 1,832 t.m/ml .

2/° G+Mc120 :

***Moment transversal :**

* en travée : 3,599 t.m/ml .

* sur appui : 2,540 t.m/ml.

COMBINAISON POUR LE MOMENT FLECHISSANT : (ELU)

1- 1,35 G + 1,6 Bc

***Moment transversal**

en travée : 3,21 t.m
sur appui : 2,45 t.m

2- 1,35 (G+Mc₁₂₀) :

***Moment transversal :**

en travée : 4,85 t.m
sur appui : 3,43 t.m

les efforts M_x dus à la flexion locale étant évalué et on tiendra compte aussi des efforts M_y à la flexion M_y dus à la flexion transversale .
pour évaluer l'effort final on aura :

$$M_{\text{finl}} = M_y \mp + M_x \begin{cases} \text{travée} \\ \text{appui} \end{cases}$$

RECAPITULATION DES MOMENTS A PRENDRE EN COMPTE POUR LE FERRAILLAGE DU HOURDIS:

a/ Calcul à l'ELS :

- * **G + 1,2 Bc**
En travée : 3,718 tm/ml
sur appui : 2,048 tm/ml
- * **G+Mc₁₂₀**
En travée : 6,549 tm/ml
Sur appui : 2,868 tm/ml

b) calcul à l'ELU :

- * **1,35G+1,6 Bc**
En travée : 4,954 tm/ml
Sur appui : 2,738 tm/ml
- * **1,35(G+Mc₁₂₀).**
En travée : 8,832 tm/ml
Sur appui : 3,872 tm/ml

• Conclusion :

- L'effet le plus défavorable est induit par la combinaison (G , Mc₁₂₀)

$$\text{En travée} \begin{cases} \text{ELU} = 1,35G + 1,35Mc_{120} = 8,832 \text{tm} / \text{ml} \\ \text{ELS} = G + Mc_{120} = 6,549 \text{m} / \text{ml} \end{cases}$$

$$\text{En appui} \begin{cases} \text{ELU} : 1,35G + 1,35Mc_{120} = 3,872 \text{tm} / \text{ml} \\ \text{ELS} : G + Mc_{120} = 2,868 \text{tm} / \text{ml} \end{cases}$$

CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT AGISSANT SUR LA DALLE

1/ POIDS PROPRE:

$$P = 0,576 \times 1,06 \times 26,5 = 16,18 \text{ t}$$

* D'ou l'effort tranchant par unité de longueur .

TRANSVERSALEMENT :

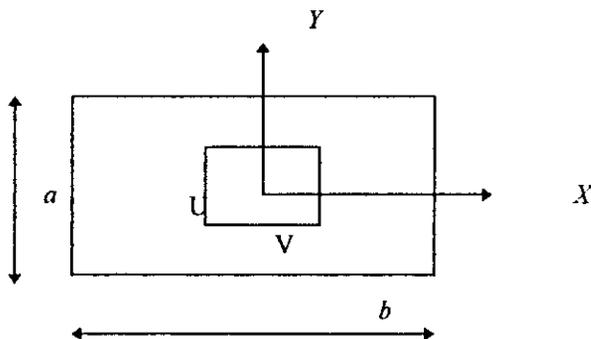
(au milieu de côté a):

$$Vu = \frac{P}{3.b} = 0,204 \text{ t / ml}$$

LONGITUDINALEMENT:

(au milieu du grande côté b)

$$Vx = \frac{P}{2.b+a} = 0,299 \text{ t / ml}$$



2/SURCHARGE A(L) :

$$A(L) = 8,156 \times 1,06 \times 26,5 = 229,1 \text{ t}$$

$$Vy = 2,88 \text{ t/ml} ; Vx = 4,23 \text{ t/ml}$$

*Charge total P uniformement répartie sur le rectangle concentrique :

3/SURCHARGE Bt :

Impact réel : $0,6 \times 0,25 \text{ m}^2$

Impact diffusé : $U' = 60 + 14 + 2 = 88 \text{ cm}$

$V' = 25 + 28 = 53 \text{ cm}$

$$Vy = \frac{P}{2.U'+V'} = 2,29 \text{ t / ml} \quad Vy = \text{pondéré} : 3,26 \text{ t/ml}$$

$$Vx = P/3.U' = 3,035 \quad Vx \text{ pondéré} : 4,31 \text{ t/ml}$$

4/SURCHARGES Bc :

Impact réel $0,25 \times 0,25 \text{ m}^2$

Impact diffusé : $U' = U + 2E = 25 + 2 \times 14 = 53 \text{ cm}$

$V' = V + 2E = 25 + 2 \times 14 = 53 \text{ cm}$

$$Vx = Vy = 3,77 \text{ t/ml} \Rightarrow Vx \text{ pond} = Vy \text{ pond} = 5,33 \text{ t/ml}$$

5/ ROUE ISOLEE :

impact de la roue : $0,6 \times 0,3$

$U' = U + 2E = 0,58 \text{ cm}$

$V' = V + 2E = 0,88 \text{ m}$

impact diffusé sur le plan moyen :

$$Ty = 3,78 \text{ t/ml} ; Tx = 4,27 \text{ t/m}$$

$$\Rightarrow Ty \text{ maj} = 5,41 ; Tx \text{ maj} = 6,11 \text{ t/ml}$$

6/ CONVOIE :

$$P = 360 \text{ t}$$

impact réel $U \times V = 1,06 \times 18,6$

impact diffusé $U' = U + 2E = 1,34$

$V' = V + 2E = 18,88$

$$Ty = 1,32 \text{ t/ml} ; Tx = 1,91 \text{ t/ml}$$

7/SYSTEME Mc 120 :

$$Ty = 2,87 \text{ t/ml} ; Tx = 3,92 \text{ t/ml}$$

- Les efforts tranchants produits par la flexion locale sont donnés par :

$$Tx = 1,25 Vx ; Ty = 1,25 Vy$$

charges \ T(t)	G	Bc	Bt	Mc120	Br
Vx	0,299	5,33	4,31	3,92	6,11
Vy	0,204	5,33	3,26	2,87	5,41
Tx	0,373	6,6625	5,38	4,9	7,63
Ty	0,255	6,6625	4,075	3,58	6,67

***Combinaison des efforts :**

Combinaisons	Ty(t)	Ty(t)
1,35 G + 1,6 Bc	11,16	11,00
1,35 G + 1,6 Bt	9,11	6,86
1,35 G + 1,6 Br	12,71	11,01
1,35 (G + Mc120)	7,11	5,17

Conclusion :

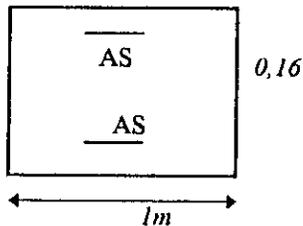
L'effort tranchant maximal est donnée par la combinaison 1,3 G+1,6 Br .

$$\begin{cases} Tx(t) = 12,71t \\ Ty(t) = 11t \end{cases}$$

CALCUL DES ARMATURES (B.A.E.L 83) :

Données :

$f_{c28} = 20 \text{ MPa}$; Fiss est prej
 $F_e = 400 \text{ Mpa}$; $b = 1 \text{ m}$
 $f_{t28} = 1,8 \text{ Mpa}$; $h = 0,16 \text{ m}$



* Ferrailage inférieur (travée) \Rightarrow 1er lit

* Ferrailage supérieure (appui) \Rightarrow 2 eme lit

En travée : $\begin{cases} Mu = 8,832t. \text{ m / ml} \\ Ms = 6,549t. \text{ m / ml} \end{cases}$

$Tu = 12,71t$

En appui : $\begin{cases} Mu = 3,872t. \text{ m / ml} \\ Ms = 2,868t. \text{ m / ml} \end{cases}$

*** Calcul à L' E.L.U (en travée) :**

$$U_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$u_{bu} = 0,30 < 0,32 \text{ (pas d'acier comprimé)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) = 0,46$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,130m$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{su}} = \frac{8,832 \times 10^{-2}}{0,130 \times 348} = 19,43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5 \text{ } \varnothing 26 \Rightarrow A = 26,54 \text{ cm}^2$$

*** Vérification des contraintes :**

$$M_s = 6,549 \text{ m}$$

$$s = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = 1,658$$

$$\begin{cases} K = 0,066 \\ B_1 = 0,834 \end{cases}$$

$$\delta_s = \frac{M_{ser}}{B_1 \cdot d \cdot A} \Rightarrow \delta_s = 184,92 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

(bon)

$$\delta_b = K \cdot \delta_s = 11,09 \leq 12 \text{ MP}$$

*** Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{12,71 \times 10^{-2}}{1 \times 0,16} = 0,79$$

$$\tau_u = 0,79 < 2 \text{ Mpa (le cisaillement est vérifié)}$$

*** Armature de répartition :**

$$A_r = 25\% \cdot 26,54 = 6,635 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 6 \text{ } \varnothing 12 \Rightarrow A = 6,78 \text{ cm}^2$$

- CALCUL A L' ELU (en appui) :

$$*u_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3,872 \times 10^{-2}}{1 \times 0,16 \times 11,33} = 0,133 < 0,32$$

$$A' = 0 \text{ (pas d'acier comprimé)}$$

$$* \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) = 0,179$$

$$*Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,148 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{su}} = \frac{3,872 \times 10^{-2}}{0,148 \times 348} = 7,5 \text{ lcm}^2$$

$$\text{Soit } 5 \text{ } \varnothing 16 \Rightarrow 10,05 \text{ cm}^2$$

Vérification des contraintes :

$$M_s = 2,868 \text{ t.m/ml}$$

$$s = \frac{100.A}{b.d} = 0,628$$

$$\begin{cases} K = 0,036 \\ B_1 = 0,884 \end{cases}$$

$$\delta s = \frac{M_{ser}}{B_1.d.A} \Rightarrow \delta s = 201,76 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

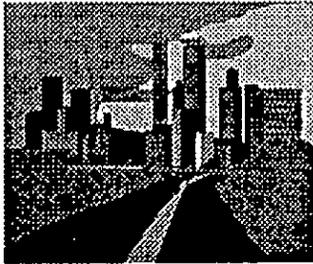
$$\delta b = K.\delta s = 7,26 < 0,6 f_{c28} = 12 \text{ Mpa}$$

Armature de répartition : 2eme lit

$$A_r = 25 \% 10.05 = 2,512 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5 \text{ } \varnothing 8 \Rightarrow A = 2,513 \text{ cm}^2.$$

Chapitre VI



Calcul des Entretoises

1/ CALCUL DES ENTRETOISES :

Les entretoises sont perpendiculaires aux poutres qu'elles relient entre elles . Elles ont un double rôle :

- 1- Celui de contreventement transversal de l'ouvrage en s'opposant au déversement des poutres .
- 2- Et celui de solidarisation, en répartissant les surcharges et le poids propre sur les poutres .

Les entretoises d'abouts sont utilisées pour permettre le verinage du pont. L'effet des vérins est toujours défavorable .

Dans cette condition, l'entretoise d'about par l'intermédiaire des poutres principales ne supporte que la charge permanente du tablier .

1-1 DIMENSION DE LA SECTION DROITE DE L'ENTRETOISE :

* **Hauteur :** C'est la hauteur de la poutre diminuée de celle du talon :
 $H.T. = 176 - 20 = 156 \text{ cm}$

* **EPAISSEUR DE L'AME :** $b_0 = 30 \text{ cm}$

*** TABLE DE COMPRESSION :**

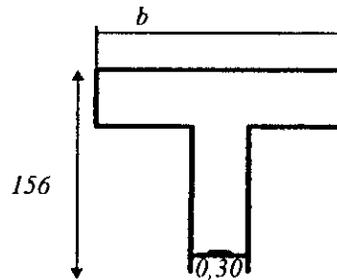
$$b = \min \left(\frac{d}{2}, \frac{D}{6}, \frac{2l}{3} \right) \text{ tel que}$$

d : distance entre axe de deux entretoises successives .

D : distance entre axe des poutres de rive $D = 8 \text{ m}$.

l : porte des poutres

$$b : \min (1,33 \text{ } 18) \implies b = 1,33$$



1-2 CALCUL DES SOLLICITATIONS :

a- Charges permanentes :

* poids de la nervure comprise entre les nus des âmes des poutres :

$$g_1 = 2,5 \times 0,3 \times 1,4 = 1,05 \text{ t/ml}$$

* Poids de la partie de la chaussée qui se trouve sur l'entretoise .

$$* \text{ hourdis : } 2,5 \times 0,3 \times 0,16 = 0,12 \text{ t/ml}$$

$$* \text{ bitume : (Revêtement) } 2,2 \cdot 0,3 \cdot 0,08 = 0,053 \text{ t/ml} .$$

$$g_2 = 0,12 + 0,053 = 0,17 \text{ t/ml}$$

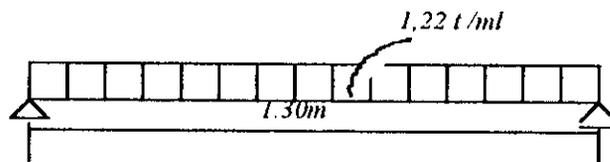
$$\text{d'ou } g \text{ total} = 1,22 \text{ t/ml}$$

$$M_0 = 0,26 \text{ t.m}$$

$$T = 0,79 \text{ t}$$

$$M_t = 0,8 \text{ } M_0 = 0,21 \text{ t.m}$$

$$M_a = - 0,5 M_0 = 0,13 \text{ t.m}$$

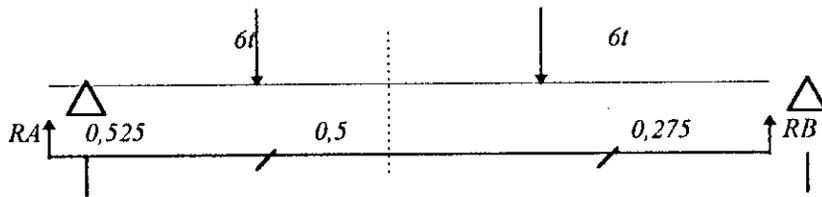


b) Sur charges :

Nous ne considérons que les camions bc, car il provoquent la sollicitation la plus défavorable .

MOMENT FLECHISSANTS :

D'après le théorème de barré, la disposition des charges qui donne le moment maximal dans l'entretoise est représentée cidessous :

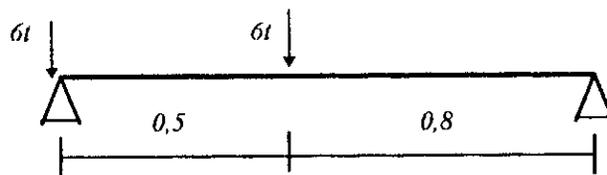


$R_A = 4,85 \text{ t}$
 $R_B = 7,15 \text{ t}$
 $M_o = 2,25 \text{ t.m}$
 $M_t = 0,8 \times M_o = 2,04 \text{ t.m}$
 $M_a = 0,5 \times M_o = -1,275 \text{ t.m}$

Effort tranchant

L'effort tranchant est maximal à l'appui A, pour la position des charges représentée ci-dessous.

$R_A = 9,69 \text{ t}$
 $R_A = T_{\max} = 9,69 \text{ t}$



Efforts résultants :

Compte tenu de la majoration de 20% et du coefficient de majoration dynamique ($\delta = 1,088$) du coefficient $bc = 1,1$.
 Nous aurons pour effort maximaux les valeurs suivantes
 $M_t = 3,14 \text{ t.m}$ $M_a = -1,96 \text{ t.m}$ $T = 14,71 \text{ t.m}$

c/ Moments dues au verinage :

- charge totale du tablier $P = 434,52 \text{ t}$

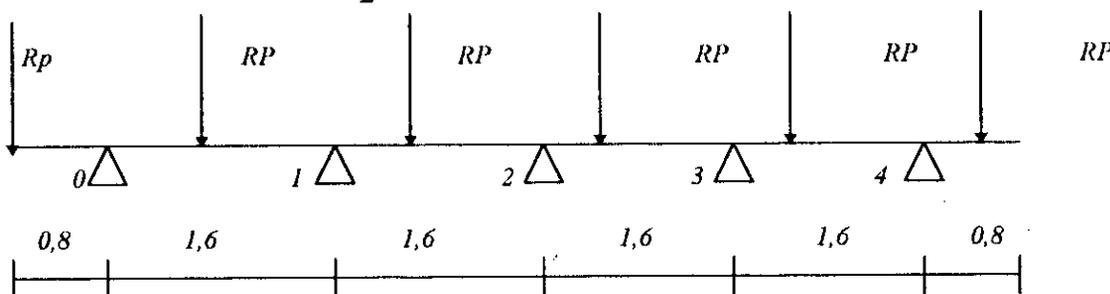
Cette charge doit être multiplier par « 1,32 » coefficient de pondération .

Pour charge de longue durée .

$$P = 434,52 \times 1,32 = 573,55 \text{ t}$$

Cette charge est répartie sur les deux entretoises d'abouts d'où

$$R = \frac{P}{2} = 286,77 \text{ t}$$

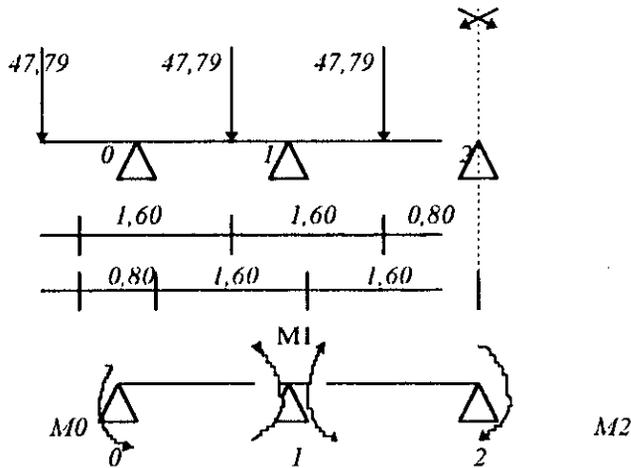


$$R_p = \frac{R}{6} = 47,796 \text{ t} = R_p$$

L'entretoise repose sur cinq appuis (verins)

CALCUL DES REACTIONS :

La détermination des réactions au niveau des appuis (les verins) se fait par l'utilisation du théorème des trois moments, vu la symétrie le schéma statique sera le suivant :



Pour les moments sur les appuis 0 et 4 :

$$M_0 = M_4 = - 38,24 \text{ t.m} = - 47,79 \cdot 0,8 = -38,24 \text{ t.m}$$

$$* M_0 l_1 + 2 M_1 (L_1 + L_2) + M_2 \cdot L_2 = -6 \left(\Omega_1 \frac{a}{L_1} + \frac{\Omega_2 \cdot b}{L_2} \right)$$

* Le calcul donne les moments et les réactions suivantes :

• MOMENT :

$$M_0 = M_4 = - 38,24 \text{ t.m}$$

$$M_1 = M_3 = - 1,365 \text{ t.m}$$

$$M_2 = - 13,656 \text{ t.m}$$

• REACTIONS :

$$R_0 = R_4 = 94,738 \text{ t}$$

$$R_1 = R_3 = 17,070 \text{ t}$$

$$R_2 = 63,106 \text{ t}$$

- Donc le moment pris en compte pour le ferrailage de l'entretoise est celui du verinage :

$$M_{max} = 38,24 \text{ t.m}$$

$$T_{max} = 94,74 \text{ t}$$

Calcul des armatures : (B.A.E.L 83)

Données :

$$F_{c28} = 20 \text{ MPa} \quad f_{iss} \text{ est préjudiciable} \quad H = 1,56 \text{ m}$$

$$F_e = 400 \text{ Mpa} \quad b_0 = 0,30 \text{ m} \quad d' = 6 \text{ cm}$$

$$F_t 28 = 1,8 \text{ Mpa} \quad b = 1,33 \text{ m} \quad (\text{enrobage})$$

$$M_U = 1,35 \times 38,24 = 51,624 \text{ t.m}$$

$$\mu b v = \frac{M v}{b d^2 f_{b v}}$$

$$T v = 1,35 \times 94,74 = 127,89 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = 38,24 \text{ t.m}$$

$$\mu b v = 0,0152 < 0,32 \implies A' = 0 \text{ (pas d'acier comprimé)}$$

$$*\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu b v})$$

$$\alpha = 0,019$$

$$Z_b = d (1 - 0,4\alpha) = 1,49 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M v}{2b \cdot f_{s v}} = \frac{51,624}{1,49 \times 348} \cdot 10^{-2} = 9,95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4 \text{ } \varnothing 20 \implies A = 12,56 \text{ cm}^2$$

Vérification des contraintes :

$$M_s = 38,24 \text{ t.m}$$

$$s = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = 0,062$$

$$K = 0,01$$

$$B = 0,957$$

$$\delta s = \frac{M_{ser}}{B \cdot d \cdot A} = 212 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

$$t_b = K \cdot \delta s = 2,21 < 0,6 F_{c28} = 12 \text{ Mpa}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T v}{b \cdot d} = \frac{127,89 \times 10^4}{1,33 \times 1,5}$$

$$\bar{\tau} = \min[0,10 F_{c j}, 3 \text{ MPa}] \implies \bar{\tau} = 2 \text{ MPa}$$

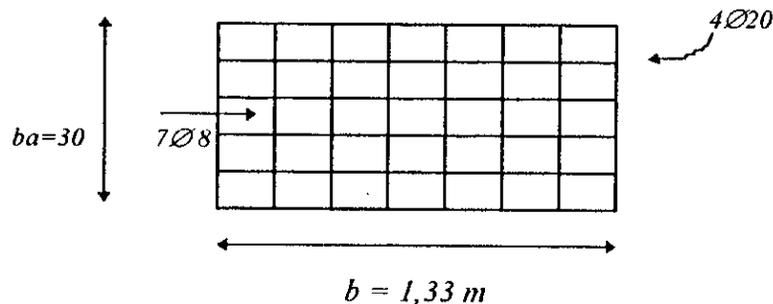
$$\tau_u = 0,64 < 2 \text{ Mpa}$$

(le cisaillement est vérifié)

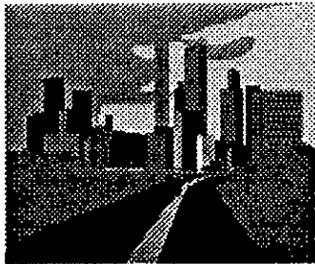
Armature de répartition :

$$A_r = 25\% \times 12,56 = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 7 \text{ } \varnothing 8 \implies A = 3,51 \text{ cm}^2$$



Chapitre VII



Etude de la Précontrainte

LA PRECONTRAINTTE

I. DEFINITION :

C'est une technique de mise en oeuvre qui consiste à soumettre à l'avance le matériau à des efforts destinés à créer des contraintes de sens favorable et par conséquent à créer des contraintes de compressions dans les zones qui seront ultérieurement tendues .

• Application de la précontrainte dans le béton :

. Pour précontraindre le béton , il faut lui appliquer un système de force artificielles et permanent donnant la compression par des aciers (cables) de haute résistance .

. Le mode de précontrainte choisi est la poste-tention , elle repose sur le principe que la mise en tension des cables s'effectue après le coulage et le durcissement du béton .

. Le béton précontraint permet la réalisation d'ouvrages de plus grandes portées qu'en béton armé .

. La réalisation est beaucoup plus soignée , encore les matériaux utilisés sont de qualités nettement supérieure à ceux du béton armé .

II. DIMENSIONNEMENT DE L'EFFORT DE PRECONTRAINTTE :

Le nombre de cables est donné en fonction de la précontrainte , pour des raisons économiques , on utilise une précontrainte minimale qui donne un nombre de cables le plus faible .

. Cette précontrainte est donnée par la formule suivante :

$$P_{\min} = \sup (P_I, P_{II}) = \sup \begin{cases} P_I = \overline{\sigma}_m \cdot B_n + \frac{M_M - M_m}{\rho \cdot h} \\ P_{II} = (\overline{\sigma}_m \cdot \frac{I_n}{V} + M_M) / (C + V - t') \end{cases}$$

. Cette précontrainte minimale doit être respecter à tout instant de la vie de l'ouvrage .

- en section mediane : (poutre + hourdis)

$$B_{\text{net}} = 0,95 B_{\text{brut}} = 0,95 \times 75,16 = 7140,2 \text{ cm}^2$$

$$I_{\text{net}} = 0,9 I_{\text{brut}} = 0,9 \times 27918421,9 = 25126579,71 \text{ cm}^4$$

$$V = 62,94 \text{ cm} \rightarrow C = \rho \cdot V = 0,327 \text{ m}$$

$$V' = 113,06 \text{ cm} \rightarrow C' = \rho \cdot V' = 0,587 \text{ m}$$

$$\text{avec : } \rho = \frac{I_n}{B_b V V'} = 52\%$$

. Contraintes limites dans le béton :

$$f_{C28} = 35 \text{ MPa}$$

$$f_{Cj} = 0,685 f_{C28} \cdot \text{Log}_{10}(g + 1)$$

- en construction :

$$\sigma_{Mj} = 0,6 f_{Cj}$$

$$\sigma_{nj} = -1,5 f_{tj} = -1,5 (0,6 + 0,06 f_{Cj})$$

- en exploitation :

$$\sigma_M = 0,6 f_{C28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = -f_{t28} = - (0,6 + 0,06 f_{C28})$$

Les poutres les plus sollicité est la poutre P₂.

- en service : (E L S)

$$. M_{\text{max}} = M (\text{charges permanentes}) + M (\text{surcharges}) = 5,53 \text{ Mnm}$$

$$. M_{\text{min}} = M (\text{charges permanentes}) = 2,35 \text{ Mnm}$$

$$. t' \leq h/10 = (1,60 + 0,16) / 10 = 0,176 \quad \text{soit : } t' = 0,10 \text{ m}$$

$$P_I = -2,7 \times 0,71402 + \frac{5,53 - 2,35}{0,52 \times 1,76} = 1,54 \text{ MN}$$

$$P_{II} = (-2,7 + \frac{25126579,71 \cdot 10^{-8}}{11306} + 5,53) / (0,327 + 1,1306 - 0,10) = 3,63 \text{ MN}$$

On voit que $P_{II} > P_I \Rightarrow P_{\min} = P_{II} = 3,63 \text{ MN}$

- Détermination du nombre de câbles :

En estimant les pertes (instantanées et différées) à 32 % donc on doit augmenté cette à 32 %.

$$P \leq 0,68 P_0 \quad \text{avec } P_0 = n p_0$$

$$n \geq \frac{P_n}{0.68P_0}$$

P_0 : tension à l'origine d'un seul câble :

$$P_0 = \min \begin{cases} 0.9f_{peg} \cdot A_p = 1.3847 \text{ MN} \\ 0.8f_{prg} \cdot A_p = 1.3877 \text{ MN} \end{cases}$$

$$P_0 = \min (1.3847 , 1.3877) = 1.3847 \text{ MN}$$

$$\bullet \quad n \geq \frac{P_n}{0.68P_0} = \frac{3.63}{0.68 \times 1.3847} = 3.85$$

$$n \geq 3.85 \quad \Rightarrow \text{on prend } n = 4$$

- on prendra 4 câbles de 7 T15

- Donc la précontrainte appliqué sera égale à : $P_0 = n p_0 = 5.5388 \text{ MN}$

- Vérification rapide des contraintes :

Elle nous permet d'estimer les contraintes dans le béton lors de la mise en tension des câbles qui s'effectuera à j jours après le coulage du béton de la poutre dont la résistance maximale n'est pas encore acquise entièrement .

en construction : Poutre seule sans poids propre : $P_1 = 0.94 P_0 = 5.206 \text{ MN}$

$$\text{Fibre supérieur : } \frac{P_1}{B_n} + (P_1 \cdot ep + Mg) \cdot \frac{V}{I_n} \geq \bar{\sigma}_{mj}$$

$$\text{Fibre inférieur : } \frac{P_1}{B_n} - (P_1 \cdot ep + Mg) \cdot \frac{V}{I_n} \geq \bar{\sigma}_{Mj}$$

$$\text{avec : } Mg = gL^2/8 = 1.367 \times 26.5^2/8 = 1.20 \text{ Mm}$$

$$B_n = 0.95 \cdot B_{brut} = 0.95 \times 4956 \cdot 10^{-4} = 0.4708 \text{ m}^2$$

$$I_n = 0.9 \cdot I_{brut} = 0.9 \times 16137720.93 \cdot 10^{-8} = 0.14523 \text{ m}^4$$

$$V = 75.31 \text{ cm} \quad ; \quad V' = 84.69 \text{ cm} \quad ; \quad ep = -V' + i' = -74.69 \text{ cm}$$

à 7 jours : pour n = 4 câbles

$$\text{F.S : } \frac{5.206}{0.4708} + (5.206 \cdot (-0.7469) + 1.20) \cdot \frac{0.7531}{0.14523} = -2.88 \geq 2.85 \quad \text{n'est pas vérifier}$$

$$\text{F.I : } \frac{5.206}{0.4708} - (5.206 \cdot (-0.7469) + 1.20) \cdot \frac{0.8469}{0.14523} = 25 \geq 12.99 \quad \text{n'est pas vérifier}$$

- à 7 jours : Pour n = 3 câbles : $P_1 = 3 \times 0.94 \times 1.3847 = 3.904 \text{ MN}$

$$\text{F.S : } -0.60 > -2.85 \quad \text{vérifier}$$

$$\text{F.I : } 17.19 > 12.99 \quad \text{n'est pas vérifier}$$

- à 7 jours : pour n = 2 câbles : $P_1 = 2 \times 0.94 \times 1.3847 = 2.603 \text{ MN}$

$$\text{FS : } 1.67 > -2.85 \quad \text{vérifier}$$

$$\text{FI : } 9.387 < 12.99 \quad \text{vérifier}$$

- à 21 jours pour n = 4 câbles : $P_1 = 5.206 \text{ MN}$

$$\text{F.S : } -2.88 > -3.797 \quad \text{vérifier}$$

$$\text{F.I : } 25 > 19.31 \quad \text{n'est pas vérifier}$$

-à 21 jours : pour n = 3 câbles :

$$\text{FS : } -0.60 > -3.797 \quad \text{vérifier}$$

$$\text{FI : } 17.91 < 19.31 \quad \text{vérifier}$$

- à 28 jours : pour n = 4 câbles :

$$\text{F.S : } -2.88 > -4.05 \quad \text{vérifier}$$

$$\text{F.I : } 25 > 21 \quad \text{n'est pas vérifier}$$

- à 28 jours : pour n= 3 câbles :

F.S : -0.60 > -4.05 vérifier

F.I : 17.91 < 21 vérifier

• Donc il faut tirer deux câbles en extradados , le nombre de câbles à l'about sera égale à deux .

en exploitation : $P_2 = 0,68 \cdot P_0 = 0,68 \times 1.3847 \times 4$
 $P_2 = 3,766 \text{ MN}$

Poutre + dalle

$$FS : \frac{P_2}{B} + (P_2 \cdot ep + M) \frac{V}{I} \leq \bar{\sigma}M$$

$$FI : \frac{P_2}{B} - (P_2 \cdot ep + M) \frac{V'}{I} \geq \bar{\sigma}M$$

B = 0.71402 m

I = 0.2512657971 m⁴

V = 62.94 cm

V' = 113.06 cm

ep = 103.06 cm

$$FS : \frac{3,766}{0,71402} + (3,766 \cdot (-1,0306) + 5,53) \cdot \frac{0,6294}{1,1306} \cdot 6,19 \leq 21$$

$$FI : \frac{3,766}{0,71402} - (3,766 \cdot (-1,0306) + 5,53) \cdot \frac{0,6294}{1,1306} = 4,357 - 2,7$$

Les contraintes limite sont respectées, donc les phases de constructions choisies sont bonnes :

- 2 Câbles à l'about .

- 2 Câbles en extradados .

- Dispositions et tracé des câbles :

La disposition des câbles de précontrainte le long de la poutre se fera en respectant les conditions d'encombrement des plaques d'ancrage données par le constructeur pour les câbles à l'about , ainsi que l'enrobage des groupements de câbles en section courante .

Après la détermination du nombre de câbles , on doit faire le tracé de telle façon que les contraintes de cisaillement soient minimales à l'appui et pour cela on doit agir sur l'angle de relevage α .

a/° angle de relevage 'α' :

$$\alpha_1 \leq \alpha_r \leq \alpha_2$$

$$\alpha_1 = \text{Arcsin}\left(\frac{V_m - \bar{V}}{P}\right) \leq \alpha_r \leq \alpha_2 = \text{Arcsin}\left(\frac{V_m + \bar{V}}{P}\right)$$

V_m : effort tranchant maximal en suite (charge permanente + surcharge).

V_m : effort tranchant minimal. (charges permanente + surcharge) .

\bar{V} : effort tranchant limite au niveau de l'appui .

$$\bar{V} = \bar{\tau} \cdot b_n \cdot 0,8 h$$

$$\text{avec } \bar{\tau} = \sqrt{0,4f_{ij} \cdot (f_{ij} + \sigma_x)} \quad : \text{contrainte tangentielle limite à l'ELS .}$$

$$\sigma_x = \frac{P_2}{B_n} \text{ (en service) avec : } P_2 = 0,68 \cdot P_0 = 0,68 \cdot n \cdot P_0$$

- n : nombre de câbles à l'about .

- P_0 : tension à l'origine d' lscul câble .

- B_n : section nette = 0,95 B brute .

F_{ij} : résistance caractéristique à la traction du béton âgé de Jours, et comme on est service on prend

j = 28 jours $\Rightarrow F_{i28} = 2,7 \text{ MPa}$

b_n : largeur nette de l'ame à l'about = $b - 0,5 \phi$

h : hauteur de la poutre + dalle .

P : $P_2 = 0,68 \cdot P_0 = 0,68 \cdot n \cdot P_0$

- Application numérique :

$$V_M = 0,84 \text{ MN} ; \quad V_m = 0,35538 ; \quad P_2 = 1,883 \cdot \text{MN}$$

$$B_n = 0,8474 \text{ m}^2 ; \quad \phi = 0,067 \text{ m} ; \quad h = 1,76 \text{ m} .$$

b = 0,30 m .

$$\text{on aura : } \sigma_x = \frac{1,883}{0,8474} = 2,222 \text{ MN} / \text{m}^2$$

$$\Rightarrow \bar{\tau} = \sqrt{0,427 \cdot (2,7 + 2,222)} = 2,545 \text{ MPa}$$

$$\bar{V} = 2,545 \times 0,2665 \times 0,8 \times 1,76$$

$$\bar{V} = 0,955 \text{ MN}$$

$$\left. \begin{array}{l} \alpha_1 = -3,50^\circ \\ \alpha_2 = 44,10^\circ \end{array} \right\} \Rightarrow -3,50 < \alpha_r < 44,10^\circ$$

La valeur optimal de l'angle de relevage étant : $\alpha_{opt} = \text{Arcsin}\left(\frac{VM + Vm}{2P}\right) = 18,51^\circ$

-Tracé du câble moyen :

On fixe un angle $\alpha_{cm} : 14,4^\circ$

pour tracer une probable respectant l'angle fixé au niveau de l'about on peut utiliser l'expression suivante :

$$Xk = 2 \cdot ep / \text{tg}\alpha \quad \text{avec : } ep = 85,29 - t \quad \text{on aura : } Xk = 5,86 \text{ m}$$

- Tracé individuel des câbles :

Dans notre cas , on a deux câble à l'about et deux câbles en extrados , nous allons opter pour la solution suivante :

On va considérer le centre de gravité des 3 câbles avec celui de la section d'about (poutre seule : phase de construction) .

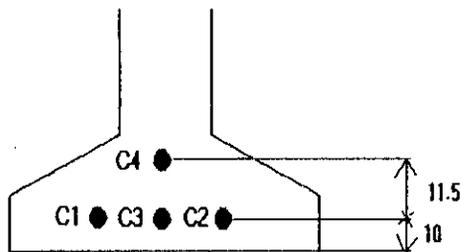
Tout en essayant d'assurer une excentricité proche de la valeur nulle au droit de la section de façon à minimiser localement le moment de précontrainte .

- On fixe les angles des câbles dans ce qui suit , comme on a pris $\alpha_{cm} : 14,4^\circ$, on choisit α_1 et α_2 tq :

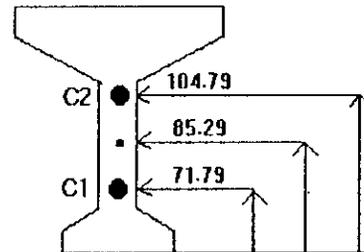
$$\frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2} = \alpha_{cm}$$

- Dans votre cas , on aura $\alpha_1 = 12,71^\circ$ et $\alpha_2 = 16,03^\circ$

- pour le C3 on fixe $\alpha_3 = 25,92^\circ$
- pour le C4 on fixe $\alpha_4 = 25,92^\circ$



(section mediane)



(section d'about)

Evaluation des tension dans les armatures de précontrainte :

Les tensions des câbles de précontrainte ne conservent pas leur intensités lors la mise en tension, elle subissent des pertes selon le position des câble en différentes sections considérées et en fonction de temps .

On chasse ces pertes en deux familles .

1/° Les pertes instantanées :

qui se produisent dans un temps relativement court au moment de la mise en tension qui résultant de la technologie utilisées ainsi que des propriétés des matériaux .

2/° Les pertes différées :

Qui se produisent pendant un temps plus au mois long après que la structure ait été précontrainte et qui proviennent de l'évolution dans le temps des caractéristiques des matériaux lorsqu'ils sont soumis à des actions permanentes .

1° Pertes instantanées :

A. 1° Pertes par frottement :

Elle résultent du contact du câble avec la gaine qui l'entoure, pendant la mise en tension des câbles, le frottement au niveau des courbes se conçoit fort bien et il fait intervenir un coefficient de frottement $-f$ et un angle de relevage du câble $-\alpha$ par contre, le frottement en ligne droite se conçoit moins bien, car si le câble est parfaitement rectiligne; Il n'y a théoriquement pas de frottement mais pratiquement les câbles droits pressentent toujours dans leur tracé des imperfections - déviations parasites φx - ou φ représente un pseudo - coefficient de frottement en ligne par mètre linéaire.

• On définit ainsi les pertes comme suit :

$$\Delta\sigma_{fr} = \sigma_{p0} - \sigma(x) \quad \text{avec : } \begin{cases} \sigma p(x) = \sigma p_0 \cdot e^{-f\alpha(x) - \varphi x} \\ \sigma p_0 = \frac{P_0}{A_p} = 1413 \text{MPa} \end{cases}$$

$$\int \frac{dp}{p} = \int -f d\alpha \Rightarrow \log p \Big|_{p_0}^p = -f\alpha$$

$$\log \frac{p}{p_0} = -f\alpha \Rightarrow \frac{p}{p_0} = e^{-f\alpha} \Rightarrow \sigma p = \sigma p_0 e^{-f\alpha} \dots (1)$$

plus l'existence des déviations parasites l'expression (1) devient : $\sigma p = \sigma p_0 e^{-f\alpha - \varphi x}$

$e_1 > 0$; $e_0 < 0$ (les excentricités)

$$e(x) = k x (x - L) + e_1$$

$$e(L/2) = e_0 = k L/2 \cdot (-L/2) + e_1 \Rightarrow k = 4 \cdot (e_1 + e_0) / L^2$$

On pose : $a = (e_1 - e_0) > 0$

$$\bullet e(x) = \frac{4a}{L^2} x(x - L) + e_1$$

$$\bullet e'(x) = \frac{4a}{L^2} (2x - L) \rightarrow e'(0) = -\frac{4a}{L}$$

$$\bullet \alpha(x) = \theta(x) - \theta_0 = e'(x) - e'(0) = \frac{8ax}{L^2}$$

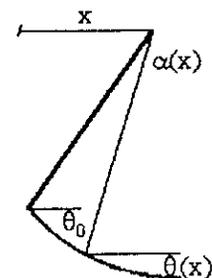
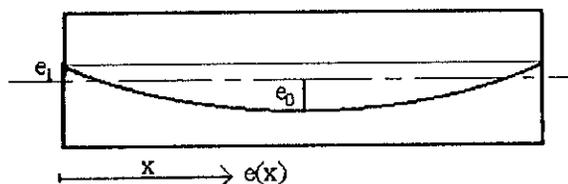
$$\bullet e'(0) = \theta_0 = -\frac{4a}{L} \Rightarrow a = \frac{-\theta_0 L}{4} = \frac{|\theta_0 L|}{4}$$

$$\Rightarrow \alpha(x) = \frac{2|\theta_0|}{L} x$$

On aura : $\sigma p(x) = \sigma p_0 \cdot e^{-f\alpha(x) - \varphi x}$

On pose : $\lambda = \frac{2f|\theta_0|}{L} + \varphi \Rightarrow \sigma p(x) = \sigma p_0 \cdot e^{-\lambda x} = \sigma p_0 (1 - \lambda x)$

avec : $f = 0.22$; $\varphi = 2 \cdot 10^{-3} \text{ rd}$



A. 2° Pertes par recul d'ancrage :

Cette chute de tension est due au jeu existant dans l'ancrage qui permet un léger glissement du câble avant son blocage lors de la mise en tension. ce glissement entraîne un raccourcissement du câble donc une chute de tension qui se fera ressentir sur une distance bien définie - d - .

$$\begin{aligned}\sigma_p(x) &= \sigma_{p_0} \cdot e^{-\lambda x} \\ \bar{\sigma}_p(x) &= \sigma_p(d) \cdot e^{-\lambda(d-x)} \\ \bar{\sigma}_p(x) &= \sigma_{p_0} e^{-\lambda d} \cdot e^{-\lambda(d-x)} \\ \bar{\sigma}_p(x) &= \sigma_{p_0} \cdot e^{(-2\lambda d - \lambda x)} \\ \bar{\sigma}_p(x) &= \sigma_{p_0} \cdot (1 - 2\lambda d + \lambda x)\end{aligned}$$

avant blocage des câbles : $\zeta_p(x) = \frac{\sigma_p(x)}{E_p}$

après blocage des câbles : $\bar{\zeta}_p(x) = \frac{\bar{\sigma}_p(x)}{E_p}$

$$\Delta\zeta = \frac{\Delta(dx)}{dx} \Rightarrow \int \Delta(dx) = \int \Delta\zeta dx = \int [\zeta_p(x) - \bar{\zeta}_p(x)]$$

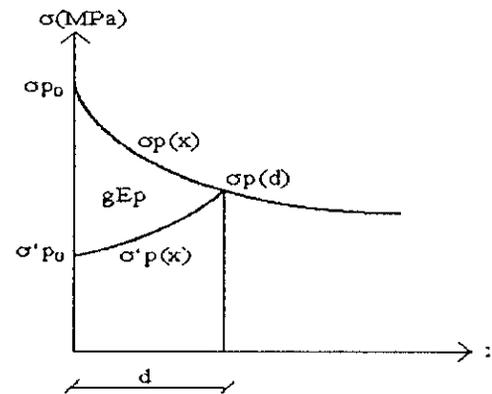
$$g = \int \frac{\sigma_p(x) - \bar{\sigma}_p(x)}{E_p} dx$$

$$g \cdot E_p = \int [\sigma_p(x) - \bar{\sigma}_p(x)] dx$$

$$\bar{\sigma}_p(0) = \sigma_{p_0} (1 - 2\lambda d)$$

$$g \cdot E_p = \frac{1}{2} [\sigma_{p_0} - \bar{\sigma}_p(0)] \cdot d$$

$$g \cdot E_p = \frac{1}{2} [\sigma_{p_0} - \sigma_{p_0} + 2\lambda d \sigma_{p_0}] \cdot d = \lambda d^2 \sigma_{p_0} \Rightarrow d = \sqrt{\frac{g \cdot E_p}{\lambda \sigma_{p_0}}}$$



g : glissement total de l'ancrage .

A.3/°. Pertes par raccourcissement du béton :

Ces pertes se produisent juste après la mise en tension , une fois que les armatures sont relâchées. elles exercent des efforts de compression diffusées , à partir des plaques d'ancrages qui compriment la poutre , engendrant un raccourcissement de celle-ci ; Comme la mise en tension se fera pour deux familles de câbles , en premier temps on étudiera l'effet des pertes de la première famille (deux câbles à l'about) ensuite l'effet des pertes de la deuxième famille (les deux câbles émergent) sur la première famille .

Étude de la 1^{ère} famille :

- à 7 jours on tire que les deux câbles à l'about :

$$\Delta\sigma_{ib} = \frac{n-1}{2n} \cdot \frac{E_p}{E_{bi}} \cdot \sigma_b$$

on pose : $A = \frac{n-1}{2n} \cdot \frac{E_p}{E_{bi}}$

$$\sigma_b = \frac{(Mg \cdot ep) / I + [\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_{p_{tot}} - \Delta\sigma_{p_{acc}}] \cdot A p \left(\frac{1}{B} + \frac{ep^2}{I} \right)}{2 \cdot \left[1 + A \cdot A p \left(\frac{1}{B} + \frac{ep^2}{I} \right) \right]}$$

avec : n : nombre de câbles = 2
 E_{bi} : module d'élasticité à 7 jours = 30658.53 Mpa
 E_p : 2.10⁵ Mpa
 σ_b : contrainte dans le béton .
 ep : excentricité du câble moyen .
 Mg : moment fléchissant de la poutre seule .
 Ap : 2.Ap' = 2 x 980 . 10⁻⁶ m²

- à 14 jours on tire toujours les deux câbles .

Ebi : module d'élasticité estimé à 14 jours = 33480.549 Mpa

$$\sigma_b = \frac{(M g \cdot ep) / I + [\sigma p_0 - \Delta \sigma p_{\text{frott}} - \Delta \sigma p_{\text{racc}}] \cdot Ap \left(\frac{1}{B} + \frac{ep^2}{I} \right)}{2 \cdot \left[1 + A \cdot Ap \left(\frac{1}{B} + \frac{ep^2}{I} \right) \right]}$$

Etude de la 2^{ème} famille :

- L'effet de la 2^{ème} famille sur elle-même est nul .
- L'effet de la 2^{ème} famille sur la 1^{ère} famille : à 28 jours

$$\Delta \sigma p_i(x) = Ep \cdot \frac{\Delta \sigma_{\text{bp}}(x)}{E_{\text{bi}}} \quad ; \quad \Delta \sigma_{\text{bp}}(x) = \sigma p_i(x) \cdot Ap \left(\frac{1}{B} + \frac{ep^2}{I} \right)$$

$$\sigma p_i(x) = \sigma p_0 - \Delta \sigma_{\text{inst}}$$

$$\Rightarrow \Delta \sigma p_i = 5.55838 \cdot \frac{Ap \left(\frac{1}{B} + \frac{ep^2}{I} \right) \cdot (\sigma p_0 - \Delta \sigma_{\text{frott}} - \Delta \sigma_{\text{racc}})}{\left[1 + 5.55838 \cdot \left(\frac{1}{B} + \frac{ep^2}{I} \right) \right]}$$

Ebi = 35981.729 Mpa

Ep = 2 . 10⁵ Mpa

(voir tab A 3.3)

B/° Pertes différées :

B.1/° Pertes par retrait :

Elles sont dues à l'évaporation de l'eau des le durcissement du béton , ainsi résultant une diminution du volume du béton .

Le retrait du béton occasionne une déformation en raccourcissement qui est en général , pour le nord de l'Algérie , évaluée à $\epsilon_r = \Delta L/L = 3 \cdot 10^{-4}$ (en moyenne) .

Les câbles qui suivent cette même déformation ϵ_r subissent donc de ce fait une chute de tension telle que :

$$\Delta \sigma_{\text{ret}} = (\zeta_r - r(t_0)) \cdot Ep$$

$$r(t_0) = \frac{t_0}{t_0 + 9rm}$$

Ep = 2 . 10⁵ Mpa; t_0 : jours - j -

rm : rayon moyen de la section ou se développe le retrait .

$$rm = \frac{B_{\text{nette}} (\text{poutre} + \text{hourdis})}{\text{Périmètre} (\text{poutre} + \text{hourdis})}$$

-Pour la section d'about ; le périmètre vaut : 684 cm

-Pour la section médiane ; le périmètre vaut : 702 cm

B.2/° Pertes par relaxation des armatures :

Ce phénomène consiste à la diminution dans le temps de la tension des armatures et se manifeste de façon sensible que si la tension initiale est relativement élevée .

La formule donnant ces pertes est :

$$\Delta \sigma_p(x) = 0.06 \rho_{1000} (\mu - \mu_0) \sigma p_i(x)$$

$$\text{avec : } \mu = \mu(x) = \frac{\sigma p_i(x)}{f_{\text{prg}}} = \frac{\sigma p_0 - \Delta \sigma_{\text{inst}}}{f_{\text{prg}}}$$

$$\mu_0 = 0.43 (\text{TBR}) \quad ; \quad \rho_{1000} = 2.3 \% \quad ; \quad 0.55 < \mu < 0.75$$

B.3/° Pertes par fluage :

c'est un phénomène de raccourcissement progressif du béton sous charge fixe indéfiniment appliquée ce phénomène est lié à l'émigration de l'eau dans le béton la formule simplifiée est donnée par :

$$\Delta\sigma_{flu} = (\sigma_M + \sigma_b) \frac{Ep}{Ebij} \rightarrow (1)$$

avec: $\frac{Ep}{Ebij} = 5.5684$

σ_M : contrainte maximale de compression dans le béton, elle est obtenue à la mise en tension

$$\sigma_M = \frac{Mg \cdot ep}{I} + Ap(\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_{inst}) \cdot \left(\frac{1}{B} + \frac{ep^2}{I}\right)$$

Mg : moment fléchissant du au poids propre de la poutre seule.

σ_b : contrainte finale de ces pression dans la béton, c'est la contrainte obtenue quant toutes les pertes différées se sont produites son expression est :

$$\sigma_b = \frac{Mg' \cdot ep'}{I'} + Ap(\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_{tot}) \cdot \left(\frac{1}{B'} + \frac{ep'^2}{I'}\right)$$

$M'g$: moment fléchissant du au poids propre du tablier.

pour, ep' , b' , et I' prendre les caractéristiques géométriques homogènes de la poutre + dalle.

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{flu} + 5/6\Delta\sigma_p$$

Détermination de $\Delta\sigma_{flu}$:

$$\sigma_b = \frac{Mg' \cdot ep'}{I'} + Ap(\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_{tot}) \cdot \left(\frac{1}{B'} + \frac{ep'^2}{I'}\right)$$

on. pose.: $C = \left(\frac{1}{B'} + \frac{ep'^2}{I'}\right)$

$$\sigma_b = \frac{Mg' \cdot ep'}{I'} + Ap(\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_{tot}) \cdot C$$

$$\sigma_b = \frac{Mg' \cdot ep'}{I'} + C \cdot Ap \cdot (\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_{inst} - \Delta\sigma_{ret} - \frac{5}{6}\Delta\sigma_p) - C \cdot Ap \cdot \Delta\sigma_{flu}$$

on. pose.: $A = \frac{Mg' \cdot ep'}{I'} + C \cdot Ap \cdot (\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_{inst} - \Delta\sigma_{ret} - \frac{5}{6}\Delta\sigma_p)$

$$B = -C \cdot Ap$$

$$\Rightarrow \sigma_b = A + B \cdot \Delta\sigma_{flu}$$

on remplace dans (1) on aura :

$$\Delta\sigma_{flu} = (\sigma_M + A + B \cdot \Delta\sigma_{flu}) \frac{Ep}{Ebij}$$

avec : $Ebij/Ep = 0.18$

(voir tab B.3)

$$\Delta\sigma_{flu} = \frac{(\sigma_M + A)}{(0.18 - B)}$$

- On dressera dans ce qui suit les tableaux récapitulatifs des pertes en différentes sections de la poutre .

- Tableau donnant le tracé des câbles :

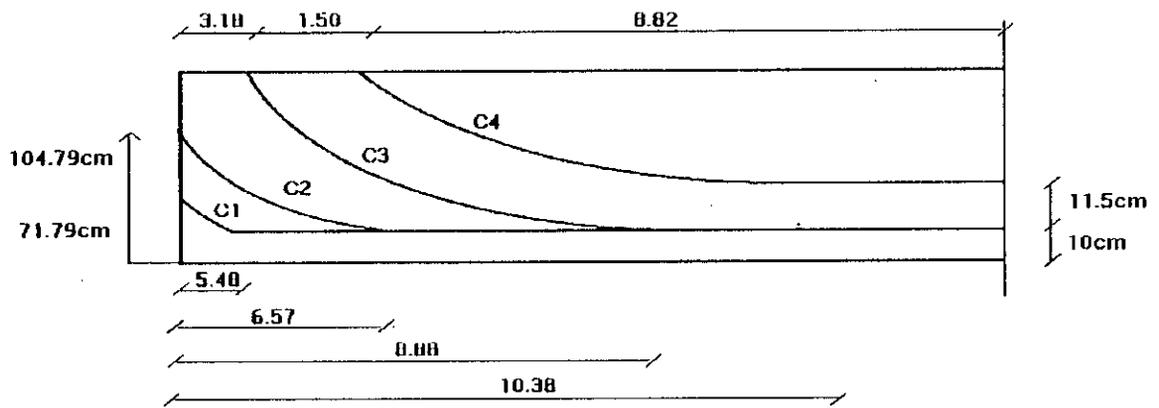
c_i	y_i (m)	ep_i (m)	α_i (°)	xk_i (m)	A_i (cm ⁻¹).10 ⁻²
c_1	0.7179	0.6179	12.71	5.48	2.058
c_2	1.0479	0.9479	16.09	6.57	2.196
cm	0.8529	0.7529	14.40	5.86	2.219
c_3	1.6000	1.3850	25.92	5.70	4.263
c_4	1.6000	1.3950	25.92	5.70	4.263

$$ep_i = t_i - t'$$

avec : $xk_i = \frac{2 \cdot |ep_i|}{\text{tg}\alpha_i}$

A_i : pente de la courbure

$$A_i = \frac{ep_i}{xki^2}$$



- Tableau donnant les valeurs des positions des câbles par rapport à la fibre inférieure et les angles d'inclinaison pour différentes sections.

	C1		C2		C3		C4		Cm	
	$y_i(\text{m})$	$\alpha_i(^{\circ})$								
-0.25	0.7179	12.71	1.0479	16.09	/	/	/	/	0.852	14.4
0	0.663	12.15	0.977	15.51	/	/	/	/	0.798	13.98
2.93	0.234	5.99	0.391	9.08	1.60	25.92	/	/	0.29	7.41
L/8	0.191	4.95	0.324	7.99	1.392	25.14	/	/	0.24	6.29
4.43	0.123	2.47	0.201	5.37	0.944	20.78	1.60	25.92	0.145	3.63
L/4	0.1	0	0.1	0	0.293	10.29	0.662	17.20	0.289	0
L/2	0.1	0	0.1	0	0.1	0	0.215	0	0.129	0

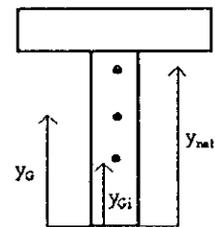
Caractéristiques géométriques des sections :

1° Caractéristiques géométriques nettes :

$$B_{net} = b_{brut} - \sum \frac{\pi \phi^2}{4}$$

$$y_{net} = \frac{B_{brut} \cdot y_G - \sum B(\phi) \cdot y_{Gi}}{B_{net}}$$

$$I_{net} = I_{brut} + B_{brut} \cdot (y_{net} - y_G)^2 - \left[N \cdot I(\phi) - \sum B(\phi) \cdot (y_{net} - y_{Gi})^2 \right]$$

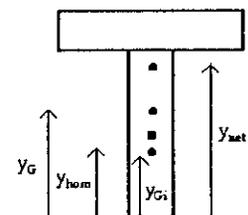


Caractéristique géométrique homogènes :

$$B_{hom} = B_{net} + n \cdot A_p$$

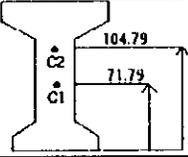
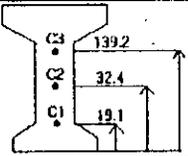
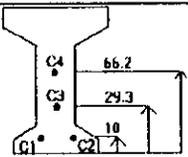
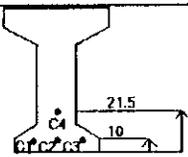
$$y_{hom} = \frac{B_{net} \cdot y_{net} + n \cdot A_p \cdot \sum y_{Gi}}{B_{hom}}$$

$$I_{hom} = I_{net} + B_{net} \cdot (y_{hom} - y_{net})^2 + n \cdot A_p \cdot \sum (y_{Gi} - y_{hom})^2$$



- N : nombre de câbles .
- n : coefficient d'équivalence .
- A_p : section des câbles .
- A'p : section d'un seul câble .

- Tableau donnant les positions des câbles par rapport à la fibre inférieure à différentes sections et les caractéristiques homogènes de la poutre :

sections	position des câbles	poutre seul	poutre + dalle
About		Bh = 6387.5 V'h = 85.42 Vh = 74.58 Ih = 17819721.9 $\rho = 43.80\%$	Bh = 8947.48 V'h = 108.11 Vh = 67.89 Ih = 30426220.6 $\rho = 46.33\%$
L/8		Bh = 6401.22 V'h = 83.74 Vh = 76.26 Ih = 18616539.4 $\rho = 45.54\%$	Bh = 8996.84 V'h = 107.54 Vh = 68.46 Ih = 31554157.5 $\rho = 47.63\%$
L/4		Bh = 5010.96 V'h = 81.69 Vh = 78.31 Ih = 17301849.7 $\rho = 53.97\%$	Bh = 7570.96 V'h = 110.34 Vh = 65.66 Ih = 30419688.4 $\rho = 55.45\%$
L/2		Bh = 5010.96 V'h = 81.52 Vh = 78.48 Ih = 17827178.7 $\rho = 55.60\%$	Bh = 7570.96 V'h = 112.34 Vh = 63.66 Ih = 31414912.3 $\rho = 58.02\%$

• **Fuseau limite :**

-Fuseau limite de traction : C'est le domaine à l'intérieur duquel doit se trouver le câble moyen pour que les contraintes de traction ne soit pas dépassées

$$-a - \frac{M_m}{p} \leq ep \leq a - \frac{M_M}{p} \quad \text{avec:}$$

$$(1) \quad \begin{cases} -a = \frac{\bar{\sigma}_m \cdot I}{\rho \cdot V} - c \\ a = \frac{-\bar{\sigma}_M \cdot I}{\rho \cdot V} + c \end{cases}$$

-Fuseau limite de compression : C'est le domaine à l'intérieur duquel doit se trouver le câble moyen pour que les contraintes limites de compression soient respectées .

$$-a - \frac{M_m}{p} \leq ep \leq a - \frac{M_M}{p} \quad \text{avec:}$$

$$(2) \quad \begin{cases} -a = \frac{\bar{\sigma}_M \cdot I}{\rho \cdot V} - c \\ a = \frac{-\bar{\sigma}_m \cdot I}{\rho \cdot V} + c \end{cases}$$

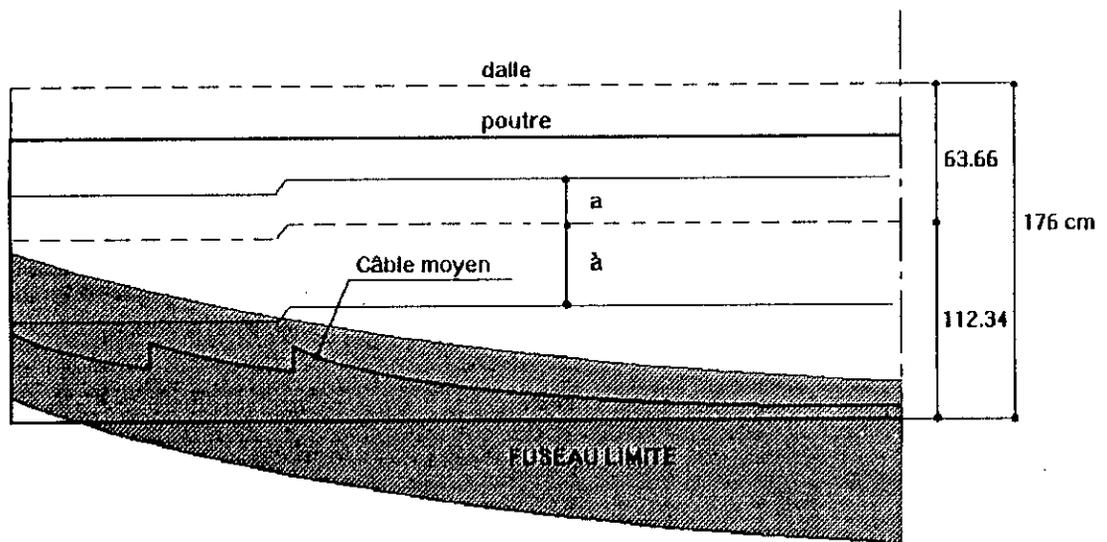
de (1) et (2) on déduit que :

$$-a = \sup \left\{ \begin{array}{l} \frac{\bar{\sigma}_m \cdot I}{\rho \cdot V} - c \\ \frac{-\bar{\sigma}_M \cdot I}{\rho \cdot V} + c \end{array} \right. \quad \dots \text{et} \dots \quad a = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{\bar{\sigma}_M \cdot I}{\rho \cdot V} - c \\ \frac{-\bar{\sigma}_m \cdot I}{\rho \cdot V} + c \end{array} \right.$$

section	about	L/8	L/4	L/2
V (m)	0.6789	0.6846	0.6566	0.6366
V' (m)	1.0811	1.0754	1.1034	1.1234
ρ	0.4633	0.4763	0.5545	0.5802
$C = \rho \cdot V$	0.314	0.3260	0.3640	0.40
$C' = \rho \cdot V'$	0.50	0.512	0.611	0.651
I (m ⁴)	0.304262206	0.315541567	0.30419688	0.314149123
$\sum \cos \alpha_i$	1.936	2.892	3.939	4
P (MN)	1.7569	2.6245	3.574	3.63
M _m (MN.m)	/	1.03	1.765	2.354
M _M (MN.m)	/	2.418	4.145	5.53
$\frac{\bar{\sigma}_m \cdot I}{\rho \cdot V} - c'$	-1.1887	-0.9862	-0.9699	-1.0181
$\frac{-\bar{\sigma}_m \cdot I}{\rho \cdot V} + c$	-3.050	-2.0217	-1.2560	-1.2177
$\frac{\bar{\sigma}_m \cdot I}{\rho \cdot V} - c'$	4.8560	3.1760	2.1119	2.2038
$\frac{-\bar{\sigma}_m \cdot I}{\rho \cdot V} + c$	0.7465	0.8002	0.5723	0.6079
- à - M _m /P	/	-1.378	-1.463	-1.66
a - M _M /P	/	-0.121	-0.587	-0.915

$\sigma'_M = 21 \text{ Mpa}$

$\sigma'_m = -2.7 \text{ Mpa}$



Câble équivalent et fuseau limite

Pertes par frottement : (tab : A.1)

câble n°1 : $\lambda = 5.62 \cdot 10^{-3}$

sections	about	0	2.93	L/8	4.43	L/4	L/2	L
$\sigma_p(x)$	1413	1411.01	1387.75	1386.20	1375.84	1359.40	1305.80	1198.59
$\Delta\sigma_{fr}$	0	1.99	25.25	26.80	37.16	53.60	107.20	214.41

câble n°2 : $\lambda = 6.58 \cdot 10^{-3}$

sections	about	0	2.93	L/8	4.43	L/4	L/2	L
$\sigma_p(x)$	1413	1410.66	1383.43	1381.62	1369.49	1350.24	1287.48	1161.97
$\Delta\sigma_{fr}$	0	2.34	29.57	31.38	43.51	62.76	125.52	251.03

câble n°3 : $\lambda = 1.16 \cdot 10^{-2}$

sections	about	0	2.93	L/8	4.43	L/4	L/2	L
$\sigma_p(x)$	/	/	1413	1409.80	1388.41	1354.48	1243.85	/
$\Delta\sigma_{fr}$	/	/	0	3.20	24.59	58.52	169.15	/

câble n°4 : $\lambda = 1.33 \cdot 10^{-2}$

sections	about	0	2.93	L/8	4.43	L/4	L/2	L
$\sigma_p(x)$	/	/	/	/	1413	1374.10	1247.25	/
$\Delta\sigma_{fr}$	/	/	/	/	0	38.90	165.75	/

Pertes par recul d'ancrage : (tab : A.2)

câble n°1 : $\lambda = 5.62 \cdot 10^{-3}$; $d_1 = 13.28$

sections	about	0	2.93	L/8	4.43	L/4	L/2
$\sigma_p(x)$	1202.03	1204.07	1227.34	1228.87	1239.25	1255.69	1309.29
$\Delta\sigma_{rec}(x)$	210.91	206.94	160.41	157.33	136.59	103.71	3.49

câble n°2 : $\lambda = 6.58 \cdot 10^{-3}$; $d_2 = 12.57$

sections	about	0	2.93	L/8	4.43	L/4	L/2
$\sigma_p(x)$	1184.84	1187.16	1214.40	1216.22	1228.35	1247.60	1310.36
$\Delta\sigma_{rec}(x)$	228.16	223.5	169.03	165.4	141.14	102.64	22.88

câble n°3 : $\lambda = 1.16 \cdot 10^{-2}$; $d_3 = 9.24$

sections	about	0	2.93	L/8	4.43	L/4	L/2
$\sigma_p(x)$	/	/	1110.10	1113.29	1134.68	1168.61	1279.25
$\Delta\sigma_{rec}(x)$	/	/	302.9	296.51	253.73	185.87	35.40

câble n°4 : $\lambda = 1.33 \cdot 10^{-2}$; $d_4 = 8.63$

sections	about	0	2.93	L/8	4.43	L/4	L/2
$\sigma_p(x)$	/	/	/	/	1088.64	1127.54	1254.39
$\Delta\sigma_{rec}(x)$	/	/	/	/	324.36	246.56	7.14

Pertes par raccourcissement du béton de la 1^{re} famille : (tab A.3.1)

sections	0	2,93	L/8	4,43	L/4	L/2	L
ep (m)	-0.056	-0.540	-0.597	-0.672	-0.681	-0.686	-0.056
I (m ⁴)	0.1782	0.1782 / 0.1862	0.1862	0.1862 / 0.1730	0.1730	0.1783	0.1782
B (m ²)	0.6388	0.6388 / 0.6401	0.6401	0.6401 / 0.5011	0.5011	0.5011	0.6388
$\Delta\sigma_{rec}$ (MPa)	215.22	210.78	206.43	213.96	159.70	17.23	/
$\Delta\sigma_{rot}$ (Mpa)	2.17	27.41	20.46	35.09	53.45	114.91	232.72
$\sigma_{p0} - \Sigma\Delta\sigma$	1195.61	1174.81	1186.11	1163.95	1199.85	1280.86	1180.25
mg (Mnm)	0	0.51	0.53	0.70	0.91	1.20	0
$\Delta\sigma_{rb}$ (7 jours)	3.008	7.195 / 7.006	7.883	9.353 / 10.623	11.707	13.325	2.968
$\Delta\sigma_{rb}$ (14 jours)	2.751	6.582 / 6.410	7.214	9.276 / 9.723	10.720	12.197	2.716

Tableau par raccourcissement du béton de la 2^{ème} famille : (tab A 3.2)

Section	0	2,93	L/8	4,43	L/4	L/2	L
ep(n)	/	/	/	0.800	-0.138	-0.585	/
I(m ⁴)	0.1782	0.1782 / 0.1862	0.1862	0.1862 / 0.1730	0.1730	0.1783	0.1782
B(m ²)	0.6388	0.6388 / 0.6401	0.6401	0.6401 / 0.5011	0.5011	0.5011	0.6388
$\Delta\sigma_{rec}$ (MPa)	215.22	210.78	206.43	213.96	159.70	17.23	/
$\Delta\sigma_{rot}$	2.17	27.41	20.46	35.09	53.45	114.91	232.72
$\sigma_{Po} - \Sigma\Delta\sigma$	1195.61	1174.81	1186.11	1163.95	1199.85	1280.86	1180.25
$\Delta\sigma_{rb}$ à 28 jours	/	/ 4.518	5.037	18.811/21.013	27.106	32.180	/

Tableau récapitulatif des pertes par raccourcissement du béton : (tab A.3.3)

Section	0	2,93	L/8	4,43	L/4	L/2	L
$\Delta\sigma_{Pi}$ 1 sur 1 à 7 jours	3.008	7.195/7.006	7.883	9.353/10.623	11.707	13.325	2.968
$\Delta\sigma_{Pi}$ 1 sur 1 à 14 jours	2.751	6.582/6.410	7.214	9.276/9.723	10.720	12.197	2.716
$\Delta\sigma_{Pi}$ 1 sur 2 à 28 jours	2.751	6.382/10.928	12.251	28.027/30.736	37.826	44.377	2.716

Tableau récapitulatif des pertes instantanées :

$$\Delta\sigma_{\text{tot}} = \Delta\sigma_{\text{frott}} + \Delta\sigma_{\text{rec}} + \Delta\sigma_{\text{fb}}$$

Section		0	2,93	L/8	4,43	L/4	L/2	L
About ⇒	Δσinst 7 jours	220.398	245.385/245.196	234.77	258.403/259.673	224.857	145.465	235.688
	Δσinst 14 jours	220.142	244.772/244.6	234.104	258.326/258.773	223.87	144.337	235.436
	Δσinst 28 jours	220.141	244.772/249.118	239.141	277.137/279.786	250.976	176.517	235.436
	%	15.57	17.32/17.63	16.92	19.61/19.80	17.76	12.49	16.66
extrados ⇒	Δσinst 28 jours	/	/268.89	257.449	283.165/284.437	275.252	159.245	242.753
	%	/	/19.03	18.22	20.04/20.13	19.48	11.27	17.18
	Δσinst câble moyen	220.141	244.772 / 259.004	248.29	267.261 / 250.771	247.564	167.881	239.09

Tableau des pertes par retrait du béton : (tab B.1)

Section	about	2,93	L/8	4,43	L/4	L/2	L
r _s (14)	12.94	12.94 / 12.89	12.89	12.89 / 10.83	10.51	10.51	12.94
r (28)	0.194	9.194 / 0.194	0.194	0.194 / 0.223	0.233	0.233	0.194
Δσ _{ret}	48.36	48.36	48.36	48.36 / 46.62	46.02	46.02	48.36

Tableau des pertes par relaxation des armatures : (tab B.2)

Section	0	2,93	L/8	4,43	L/4	L/2	L
ΔP ₀ - Δσ _{inst}	1192.85	1168.22/1153.99	1164.70	1132.84/1130.89	1149.88	1245.11	1173.91
μ	0.673	0.66 / 0.651	0.658	0.64 / 0.638	0.65	0.70	0.663
Δσ _p (Mpa)	43.48	40.30 / 38.254	39.83	35.68 / 35.28	37.94	50.42	41.02

Tableau des pertes par fluage : (Tab B.3)

Sections	0	2.93	L/8	4.43	L/4	L/2	L
ep' (m)	-0.2831	-0.7911 / -0.7854	-0.8354	-0.9304 / -0.9584	-0.8185	-0.9944	-0.2831
In' (m ⁴)	0.304262206	0.3042 / 0.3155	0.31554	0.3155 / 0.3041	0.30413	0.31415	0.304262
Bn' (m ²)	0.8947	0.8947 / 0.8996	0.8996	0.8996 / 0.7570	0.7570	0.7571	0.8947
mg (MNm)	0	0.51	0.53	0.70	0.91	1.20	0
mg' (MNm)	0	0.93	1.05	1.31	1.79	2.35	0
σ_a (Mpa)	3.70	8.87 / 8.55	9.63	10.38 / 12.92	12.12	16.26	3.642
C	1.38	3.17 / 3.06	3.32	3.85 / 4.34	3.52	7.54	1.38
A	2.99	4.32 / 7.34	7.79	8.07 / 11.81	9.97	21.08	2.95
B . (10 ⁻³)	-2.70	-6.21 / -9	-9.76	-11.32 / -17.01	-13.79	-29.55	-2.70
$\Delta\sigma_{na}$	36.62	70.83 / 84.07	91.80	95.21 / 119.81	116.54	178.19	36.08

Tableau récapitulatif des pertes totales

Section	0	2,93	L/8	4,43	L/4	L/2	L
$\Delta\sigma_{inst}$	220.141	244.772 / 259.004	248.29	267.261 / 250.771	247.564	167.881	239.09
$\Delta\sigma_{ret}$	48.36	48.36	48.36	48.36 / 46.62	46.02	46.02	48.36
$\Delta\sigma_{na}$	36.62	70.83 / 84.07	91.80	95.21 / 119.81	116.54	178.19	36.08
$\Delta\sigma_{relax}$	43.48	40.30 / 38.254	39.83	35.68 / 35.28	37.94	50.42	41.02
$\Delta\sigma_{diff}$	128.46	159.22 / 170.68	179.99	179.25 / 201.71	200.50	274.63	125.46
$\Delta\sigma_{tot}$	348.6	403.99 / 429.68	428.28	446.51 / 452.48	448.06	442.51	364.55
$\% \Delta\sigma_{tot}$	24.67	28.59 / 30.41	30.31	31.60 / 32.02	31.71	31.32	25.80

CALCUL JUSTIFICATIF REGLEMENTAIRE EN SECTION COURANTE :

• JUSTIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES :

Nous vérifions que les contraintes engendrées par l'effort de précontrainte et le chargement extérieur sont toujours inférieure aux contraintes admissible en traction et en compression et toutes les vérifications seront faites dans la section médiane, qui est la section la plus sollicitée.

• HYPOTHESES FONDAMENTALES :

- Les contraintes dans les matériaux restent proportionnelles aux déformations .
- Les sections droites restent planes.
- Les armatures passives et actives ne subissent aucun glissement relatif par rapport au béton.
- En section fissurée, le béton tendu résiste à la traction.

• PRINCIPE DE DETERMINATION DES CONTRAINTES NORMALES :

Il s'agit de faire le calcul en flexion composé.

La contrainte normale qui s'exerce dans une section droite sur une fibre de matière d'ordonnée y s'exprime par la relation : $\sigma(y) = \frac{P}{B} \pm (P \cdot e_p + M) \cdot \frac{Y}{I}$

Les contraintes sur les armatures étant vérifiées au début, il reste donc à effectuer une vérification des contraintes de béton dans les fibres extrêmes pour chaque phase de construction.

Vue la variation des charges d'exploitations et des charges permanentes, on est conduit à considérer dans chaque situation pour la précontrainte, une valeur caractéristique max(P1) et min (P2).

* Les justifications à l'ELS font intervenir les deux valeurs probables de la précontrainte P1 et P2.

$$P1 = (1.02 \sigma_{P0} - 0.8 \Delta\sigma_p) \cdot A_p.$$

$$P2 = (0.98 \sigma_{P0} - 1.2 \Delta\sigma_p) \cdot A_p.$$

avec :

σ_{P0} : contrainte à l'origine.

$\Delta\sigma_p$: $\Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_{diff}$.

Toutes les vérifications se font avec le câble moyen.

* Phase 1 : A 7 jours on tire les deux câbles à 50 %, poutre seule.

$$\Delta\sigma_{inst} = 167.881 / \text{Mpa}.$$

$$P1 = (1,02 \cdot \sigma_{p0} - 0,8 \cdot \Delta\sigma_p) \cdot A_p = 2,562 \text{ MN}$$

$$\text{donc } P = 0,5 \cdot P1 = 1,281 \text{ MN}.$$

$$\bar{\sigma}_M = 12,99 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_m = -2,85 \text{ MPa}$$

$$B_n = 0,5011 \text{ m}^2 ; \quad I_n = 0,1783 \text{ m}^4 ; \quad V' = 0,8152 \text{ m}$$

$$V = 0,7848 \text{ m} ; \quad m_g = 1,20 \text{ MNL} ; \quad e_p = -0,686 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{P}{Bh} + (P \cdot e_p + Mg) \cdot \frac{Y}{I_n}$$

$$\sigma(y) = 2,56 + 1,8y \dots \begin{cases} \sigma(v) = 3,97 \text{MPa} < \bar{\sigma}_M = 12,99 \\ \sigma(\bar{v}) = 1,09 \text{MPa} < \bar{\sigma}_M = 12,99 \end{cases}$$

. **Phase 2** : A 21 jours, on tire les deux câbles à 100 %,
poutre seul.

$$\Delta\sigma_{inst} = 167,881 \text{ Mpa} \quad ; \quad 2/5 \Delta\sigma_{diff} = 109,85 \text{ Mpa}.$$

$$P1 = [1,02 \cdot 1413 - 0,8 \cdot (167,881 + 109,85)] \cdot 2 \cdot 980 \cdot 10^{-6} \Rightarrow P1 = 2,39 \text{ MN}.$$

$$\sigma(y) = 4,77 + 2,47y \dots \begin{cases} \sigma(v) = 2,88 \text{MPa} < \bar{\sigma}_M = 19,21 \\ \sigma(\bar{v}) = 6,78 \text{MPa} < \bar{\sigma}_M = 19,21 \end{cases}$$

. **Phase 3** : On tire les deux câbles relevés en extrados, la section résistante sera poutre + l'ourdis au 25ème jours.

$$\Delta\sigma_{inst} = 167,881 \text{ Mpa} \quad ; \quad \Delta\sigma_{diff} = 4/5 \cdot 274,63 = 219,63 \text{ Mpa}.$$

$$mg = 2,35 \text{ Mnm} \quad ; \quad Bh = 0,7571 \text{ m}^2 \quad ; \quad lh = 0,3141492 \text{ m}^2$$

$$V = 0,64 \text{ m} \quad ; \quad V' = 1,1234 \text{ m} \quad ; \quad ep = 0,9944 \text{ m}.$$

$$P1 = [1,02 \cdot 1413 - 0,8 (167,881 + 219,63)] \times 2 \times 980 \times 10^{-6} = 2,21 \text{ MN}$$

$$P1' = [1,02 \cdot 1413 - 0,8 (167,881)] \times 2 \times 980 \times 10^{-6} = 2,56 \text{ MN} \quad (\text{pour câbles extrados}).$$

$$P = P1 + 0,5 P1' = 3,49 \text{ MN}$$

$$\sigma(y) = 4,61 + 3,57y \dots \begin{cases} \sigma(v) = 2,33 \text{MPa} < \bar{\sigma}_M = 20,35 \\ \sigma(\bar{v}) = 8,62 \text{MPa} < \bar{\sigma}_M = 20,35 \end{cases}$$

. **Phase 4** : Les câbles relevés sont tirés à 100 % :

$$\text{pour les deux câbles} \begin{cases} \Delta\sigma_{inst} = 167,881 \text{MPa} \\ \Delta\sigma_{diff} = 274,63 \text{MPa} \end{cases}$$

$$\text{pour les deux câbles relevés} \begin{cases} \Delta\sigma_{inst} = 167,881 \text{MPa} \\ \Delta\sigma_{diff} = 2 / 5 \cdot 274,63 = 109,85 \text{MPa} \end{cases}$$

$$P1 = [1,02 \cdot 1413 - 0,8 (167,881 + 274,63)] \times 2 \cdot 980 \cdot 10^{-6} = 2,13$$

$$P1' = [1,02 \cdot 1413 - 0,8 (167,881 + 109,85)] \times 2 \cdot 980 \cdot 10^{-6} = 2,32$$

$$P = P1 + P1' = 4,51 \text{ MN}.$$

$$\sigma(y) = 5,96 - 6,8y \dots \begin{cases} \sigma(v) = 1,61 \text{MPa} < \bar{\sigma}_M = 21 \\ \sigma(\bar{v}) = 13,6 \text{MPa} < \bar{\sigma}_M = 21 \end{cases}$$

. **Phase 5** : Etat de service :

$$\Delta\sigma_{inst} = 167,881 \text{ Mpa} \quad ; \quad mg = 2,35 \text{ Mnm}$$

$$\Delta\sigma_{diff} = 274,63 \text{ Mpa}$$

$$P2 = [0,98 \cdot 1413 - 1,2(167,881 + 274,63)] \cdot 4,980 \cdot 10^{-6}$$

$$P2 = 3,34 \text{ MN}$$

$$\sigma(y) = 4,42 - 3,09y \dots \begin{cases} \sigma(v) = 2,44 \text{MPa} < \bar{\sigma}_M = 21 \\ \sigma(\bar{v}) = 7,89 \text{MPa} < \bar{\sigma}_M = 21 \end{cases}$$

. **Conclusion** : En chaque phase de construction les contraintes étant respectés.

VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES

Le but de cette justification est de montrer que les effets d'un effort tranchant cumulé aux effets du moment fléchissant et ceux de l'effort normale ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage en favorisant notamment la création de fissures d'âme inclinées par rapport à la fibre moyenne de la poutre, on doit vérifier que quelle que soit la section considérée, on est en tout point à l'intérieur du domaine de sécurité.

$$\begin{cases} \tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 0,4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_t + \sigma_x) & \text{si } \sigma_x > 0 \\ \tau^2 \leq 0,4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x) \end{cases}$$

$$\tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t) (f_{tj} + \sigma_x + \sigma_t)$$

(Résistance du béton à la combinaison 'compression - traction').

En générale, c'est dans l'âme de la poutre et dans les zones d'appuis que l'effort tranchant est le plus défavorable.

De ce fait, ce sera au voisinage des appuis et au niveau du centre de gravité des sections que la vérification doit être effectuée.

Dans notre cas, on a pas de contraintes normales transversales $\sigma_t = 0$. (poutre sans étriers actifs).

donc les inégalités deviennent :

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0,4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x) \\ \tau^2 \leq 0,4 f_{tj} \\ \tau^2 \leq 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \cdot (0,6 f_{cj} - \sigma_x) \cdot (f_{tj} + \sigma_x) \end{cases}$$

* Les vérifications des contraintes tangentielles doivent se justifier en toutes phase de construction citées précédemment.

• Détermination de l'état de contrainte :

* Calcul de τ 'contrainte tangentielle' :

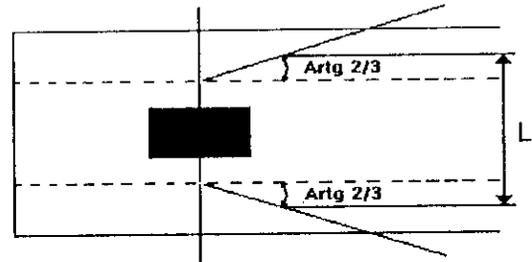
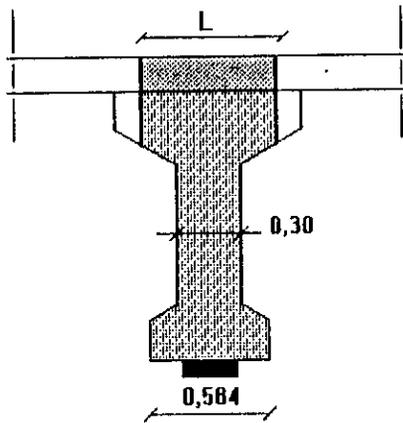
$$\tau = (V_{red} \cdot S(y)) / (I \cdot b_n)$$

. V_{red} : Effort tranchant réduit.
 . $S(y)$: Moment statique au C.D.G.
 . b_n : Largeur nette de la section.

* ou : $b_n = b_0 - 0,5 \phi$.

$V_{red} = V - P \sin \alpha$.

Section à prendre en compte (au niveau de l'appui.)



* On supposera que l'appui est de dimension 25 x 30, donc la longueur de compression sera :

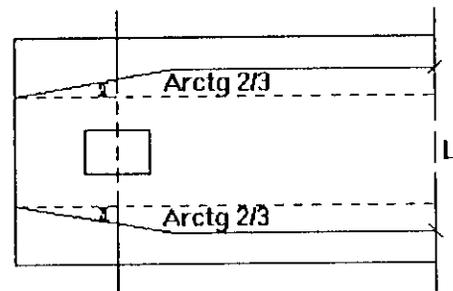
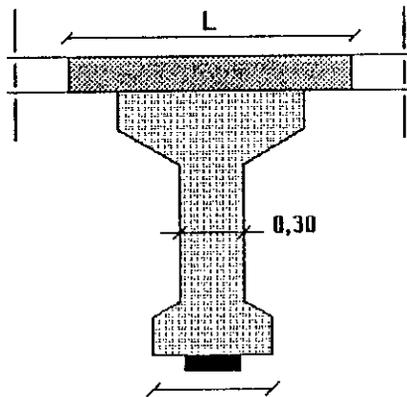
$$L = 0,30 + 2 \cdot \left(\frac{0,25}{2} \cdot \frac{2}{3} \right) = 0,47\text{m}$$

* Nous évaluons la contrainte en différentes phases citées auparavant mais au niveau de l'appui où l'effort tranchant est le plus défavorable ($V = g.l/2$).

Phase	Poutre	P	V	Psid	Vred	S(y)	I	bn	σ (Mpa)
I	Seule	1.24	0.1846	0.30	-0.1154	0.515477	0.1529	0.2665	-0.142
II	Seule	2.399	//	0.58	-0.3954	//	//	//	-0.486
III	+ dalle	2.319	0.2656	0.56	-0.2944	0.81755	0.2035	//	-0.513
IV	+ dalle	2.278	//	0.55	-0.2844	//	//	//	-0.495
V	exploit	1.894	0.84	0.45	0.382	//	//	//	+0.664

* Calcul de σ_x 'contrainte normale' :

Largeur de la table de compression 'L'.



$$L = 0,30 + 2 \cdot \frac{2}{3} \cdot 0,5 = 0,97$$

$\sigma_x = (P \cos \alpha) / B_n$; B_n : Section nette au niveau de l'appui.

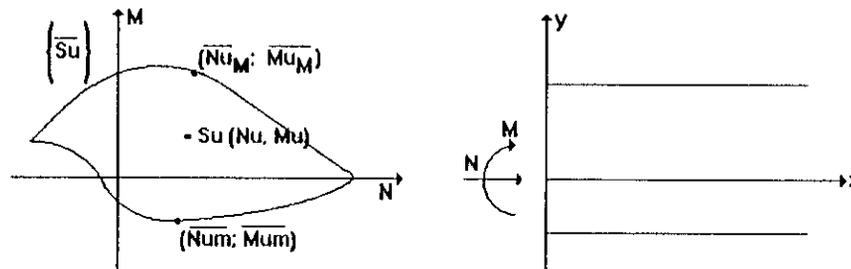
Phases	$P \cos \alpha$	B_n	σ_x
I	1.203	0.6300	1.910
II	2.328	0.6300	3.695
III	2.250	0.79	2.848
IV	2.211	//	2.799
V	1.838	//	2.327

- Les sollicitations de calcul S_u , par lesquelles se développent des contraintes normales sont caractérisées par :

- Un effort normal N_u .
- Un moment fléchissant M_u .

Compte tenu de la résistance des matériaux qui constituent la structure, il est possible de définir pour la section droite considérée un domaine résistant dont la frontière est constituée par l'ensemble des sollicitations résistantes S_u (N_u , M_u).

- Un point de cette frontière est défini par une flexion composée non déviée par :
 - Un effort normal résistant \bar{N} .
 - Un moment fléchissant résistant ultime \bar{M} .



La justification doit montrer que dans le plan (M , N), le point correspondant à la sollicitation de calcul S_u est à l'intérieur du domaine résistant défini par $\{\bar{S}_u\}$.

Pour éviter le tracé du domaine résistant qui est généralement long et fastidieux, la méthode de justification proposée est la suivante :

- On fixe \bar{N} égal à N_u qui est développé par la sollicitation de calcul S_u .
- On détermine les (02) moments résistant ultimes \bar{M}_{u_m} et \bar{M}_{u_M} correspond a : $M_u \Rightarrow \bar{M}_{u_m} \leq \bar{M}_u \leq \bar{M}_{u_M}$

Pour simplifier les calculs, il est courant de s'intéresser non pas aux composantes N et M définies au centre de gravité de la section mais aux composantes N et M définies au point de passage du câble moyen et ce pour ne pas faire intervenir le moment crée par l'effort de précontrainte et sa surtension.

• **Méthode de résolution :**

Les équations d'équilibres :

$$N_u = Bc \cdot \frac{0,85f_{cj}}{1,5} - A_p \cdot \Delta\sigma_p - A_s \cdot \sigma_s \quad (1)$$

$$M_{u_m} = Bc \cdot \frac{0,85f_{cj}}{1,5} z + A_s(d_s - d_p)\sigma_s \quad (2)$$

* N_u : effort normal sollicitant.

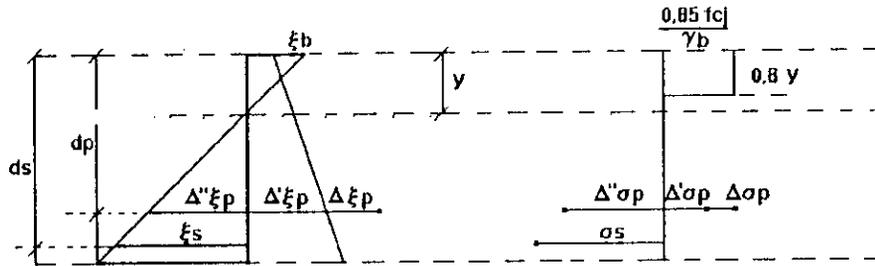
* $A_p \sigma_p$: Surtension de précontrainte.

* $A_s \sigma_s$: Tension des armatures passives.

* $Bc = \frac{0,85f_{cj}}{1,5}$: Compression du béton ($b c$: section du béton comprimé de hauteur $0,8 y$)

* z : Bras de levier du moment de compression par rapport au câble moyen.

*** Equations liées à l'hypothèse des sections planes :**



$$\frac{\Delta''\xi_p}{\xi_b} = \frac{dp - y}{y} \quad (3)$$

$$\frac{\Delta\xi_s}{\xi_b} = \frac{dp - y}{y} \quad (4)$$

*** Equation traduisant le comportement de l'acier :**

Pour les armatures passives : $\sigma_s = g(\xi_s)$ (5)

Pour les armatures actives : $\Delta\sigma_p = f(\xi_{pm} + \Delta'\xi_p + \Delta''\xi_p) - f(\xi_{pm})$ (6)

- $\xi_{pm} = \frac{G_{pm}}{E_p}$: avec G_{pm} : Contrainte probable dans les armatures de précontraintes sous les actions permanentes.
- $\Delta'\xi_p = \frac{5G_{bpm}}{E_p}$: accroissement $\delta\alpha\lambda\lambda\omicron\nu\gamma\epsilon\mu\epsilon\nu\tau$ accompagnant le retour à la déformation nulle du béton au niveau du câble moyen .
- G_{bpm} contrainte dans le béton , au niveau du câble moyen , sous l'effet des actions permanentes et de la contrainte .

*** Equations traduisant l'atteinte d'un état ultime**

Il existe deux possibilités suivant que cet état est atteint sur le béton ou sur l'acier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \xi_b = \xi_{bu} \\ \text{ou} \\ \xi_s = \xi_{su} (\xi_{su} = 10\%) \end{array} \right. \quad (\xi_{bu} : \text{prend une valeur entre } 2\% \text{ et } 3,5\%)$$

on constate qu'on a 7 équations à 7 inconnues :

$$\Delta\sigma_p \quad ; \quad \sigma_s \quad ; \quad y \quad ; \quad \Delta''\xi_p \quad ; \quad \xi_b \quad ; \quad M_{uM}$$

- le problème est résolu par approximation successives à partir d'un diagramme de déformation choisi à priori , par exemple celui passant par les pivots A et B ce qui impose :

$$\xi_s = 10\% \text{ et } \xi_b = 3,5\%.$$

on se fixe ξ_s et $\xi_b \Rightarrow$ 4 - donne y

3 - donne $\Delta''\xi_p$

5 - donne σ_s

6 - donne $\Delta\sigma_p$

1 - donne N_{ui}

(i : itération)

ensuite , on compare N_{ui} et N_u

- Si $N_{ui} > N_u \Rightarrow$ la section comprimée est trop grande , on doit pivoter autour du pivot A .
- Si $N_{ui} < N_u \Rightarrow$ on doit pivoter autour du pivot B .
- Un calcul itératif permet de trouver le diagramme d'équilibre ($N_{ui} = N_u$) et c'est a ce moment que l'équation (2) peut être utilisée pour déterminer \bar{M}_{um}

Il ne reste plus alors qu'à effectuer la vérification :

$$\bar{M}_{um} \geq M_u .$$

* **Dans notre cas :**

$$N_u = NU = (\sigma_{po} - \Delta\sigma_p) \cdot A_p$$

$$N_u = [1413 \cdot (167,881 + 274,63)] \times 4.980 \cdot 10^{-6}$$

$$N_u = 3,804 \text{ MN}$$

$$A_p = 4 \times 980 \cdot 10^{-6} = 3,92 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2.$$

$$A_s = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$$\sigma_{pm} = p_m / A_p = 3,804 / (3,92 \cdot 10^{-3}) = 970,408 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{pm} < (0,9 \cdot f_{peg}) / 1,15 = 1228,7 \text{ Mpa.}$$

avec $f_{peg} = 1570 \text{ Mpa.}$

$$\xi_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = \frac{970,404}{2 \cdot 10^5} = 4,85 \text{ ‰}$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{P_m}{B_h} + (P_m \cdot e_p + M_G) \cdot \frac{e_p}{I_h}$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{3,804}{0,7571} + (3,804 \cdot (-49944) + 2,35) \cdot \frac{(-0,9944)}{0,31415} = 9,55 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\Delta}\xi_p = \frac{5\sigma_{bpm}}{E_p} = \frac{5 \times 9,55}{2 \cdot 10^5} = 0,24 \text{ ‰}$$

$$O_n \text{aura } \xi_{pm} \neq \bar{\Delta}\xi_p = 5,09 \text{ ‰}$$

1ère itération : pour $\xi_s = 10 \text{ ‰}$ et $\xi_b = 3,5 \text{ ‰}$

on aura $y = 0,44 \Rightarrow \Delta'' \xi_p = 9,47 \text{ ‰} \Rightarrow \xi_p = \Delta'' \xi_p + \xi_{pm} + \Delta' \xi_p = \xi_p = 9,47 + 4,85 + 0,24 = 14,56 \text{ ‰}$

après itération dans la formule $\xi_p = \frac{\sigma_p}{\xi_p} + 100 \cdot \left[\frac{\sigma_p \cdot 1,15}{f_{peg}} - 0,9 \right]^5$

on obtient : $\sigma_p(\xi_p) = 1432,41 \text{ Mpa} \Rightarrow \Delta_j p = \sigma_p(\xi_p) - \sigma_{pm} = 1432,41 - 970,41$.

$\xi_s \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$; $\Delta\sigma_p = 462 \text{ Mpa.}$

Pour la section comprimée :

Comme la hauteur est égale à 0,8 y à partir de la fibre supérieur 0,8 y = 0,8 \cdot 0,44 = 0,352 m.

Donc on doit considérer que la section de la dalle est complètement comprimée et une certaine hauteur de la poutre pour cela $B_c = B_{cd} + B_{cp}$.

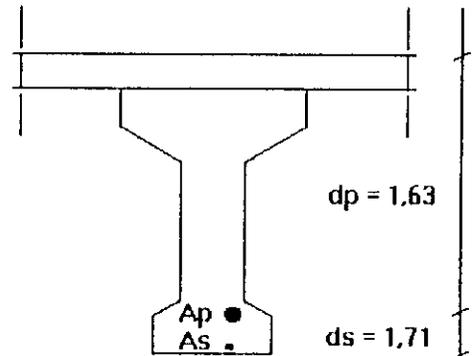
$$B_{cd} = 0,16 \times 1,6 = 0,256 \text{ m}^2 ; B_{cp} = 1 \times 0,192 = 0,192 \text{ m}^2.$$

$$\Rightarrow N_{U1} = [B_{cd} + B_{cp}] \cdot \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{1,5} - A_p \cdot \Delta\sigma_p - A_s \sigma_s$$

$$= \left[0,256 \times \frac{0,85 \times 25}{1,5} + 0,192 \cdot \frac{0,85 \cdot 35}{1,5} \right] - 980 \cdot 10^{-6} \cdot 4 \times 462 - 1,57 \cdot 10^{-4} \cdot 348$$

$$N_{U1} = 5,57 \text{ MN} > N_u$$

La section comprimé est trop grande



2ème itération : pour $\xi_s = 10 \text{ ‰}$ et $\xi_b = 2,2 \text{ ‰}$

On aura $y = 0,31\text{m} \Rightarrow \Delta''\xi_p = 9,37 \text{ ‰}$ $\xi_p = 14,46 \text{ ‰}$.

$\Rightarrow \sigma_p(\xi_p) = 1431,90 \text{ Mpa}$. $\Rightarrow \Delta\sigma_p = 461,49 \text{ Mpa}$.

La hauteur de la section comprimée est égale à $0,24\text{m} = 0,8 y$

$$\begin{cases} B_{cd} = 0,16 \times 1,6 = 0,256\text{m}^2 \\ B_{cp} = 1 \times 0,088 = 0,088\text{m}^2 \end{cases}$$

$$NU2 = \left[0,256 \times \frac{0,85.25}{1,5} + 0,088 \cdot \frac{0,85.35}{1,5} \right] - 980.10^{-6} \times 4.461,49$$

$$NU2 = 3,51\text{MN} < NU = 3,80\text{MN}$$

3ème itération : Pour $\xi_s = 10 \text{ ‰}$ et $\xi_b = 2,24 \text{ ‰}$

On aura $y = 0,32\text{m} \Rightarrow \Delta''\xi_p = 9,42 \text{ ‰}$ $\xi_p = 14,51 \text{ ‰}$.

$\Rightarrow \sigma_p(\xi_p) = 1432,15 \text{ Mpa}$. $\Rightarrow \Delta\sigma_p = 461,74 \text{ Mpa}$.

La hauteur de la section comprimée est égale à $0,256\text{m} = 0,8 y$

$$\begin{cases} B_{cd} = 0,16 \times 1,6 = 0,256\text{m}^2 \\ B_{cp} = 1 \times 0,096 = 0,096\text{m}^2 \end{cases}$$

$$NU3 = \left[0,256 \times \frac{0,85.25}{1,5} + 0,096 \cdot \frac{0,85.35}{1,5} \right] - 980.10^{-6} \times 4.461,74 - 1,57.10^{-4} \cdot 348$$

$$NU3 = 3,83\text{MN} \approx NU = 3,80\text{MN}$$

Donc on estime que le diagramme de déformation est atteint pour :

$y = 0,32\text{m}$ et $B_c = 0,352\text{m}$.

$$M_{UM} = \frac{B_c \cdot 0,85 \cdot f_{cj}}{1,5} (d_p - 0,4 \cdot y) + A_s (d_s - d_p) \cdot \sigma_s$$

$$M_{UM} = \left[\frac{0,256 \cdot 0,85 \cdot 25}{1,5} + \frac{0,096 \cdot 0,85 \cdot 35}{1,5} \right] (1,63 - 0,4 \cdot 0,32) + 1,57 \cdot 10^{-4} \cdot 4 \cdot (1,71 - 1,63) \cdot 348$$

$$M_{UM} = 8,31\text{MNm} \geq 6,133\text{MNm}$$

La résistance à l'E.L.U. est vérifiée.

FERAILLAGE DE LA POUTRE

Pour cela on doit étudier séparément les armatures transversales et les armatures longitudinales.

1°/ Armatures transversales :

Bien que l'état de contrainte en chaque section de la poutre est située dans le domaine de la sécurité, il convient de prévoir des étriers dans l'âme.

$$W\% = 0,25 (ht / (ht + 3h_0))$$

$$W\% = 0,25 (1,60 / (1,60 + 3,24)) = 0,173\%$$

espacement minimal des étriers :

$$t' \leq ((A_i \times 100) / (b_0 \times W)) = 37,81 \quad (A_i = 1,57).$$

Donc $t' \leq 37,81$ cm.

Soit des cadres de T12.

On adopte : $t = 30$ cm. en travée.

$t = 20$ cm. à l'about.

2°/ Armatures longitudinales :

Le pourcentage d'armatures longitudinales pourra être fixé à la moitié du pourcentage d'armatures transversales et cela pour résister aux efforts secondaire de l'âme.

$$W_l = 0,5 \quad W_t = 0,5 \times 0,173 \% = 0,0864 \%$$

. La section de l'âme au niveau de l'appui est 4800 cm^2 .

donc :

$$A_l = (0,0864 / 100) \times 4800 = 4,15 \text{ cm}^2.$$

On prendra : $3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$.

. La section de l'âme à mi - travée est de : 2880 cm^2 .

$$\text{Donc : } A_l = (0,0864 / 100) \times 2880 = 2,49 \text{ cm}^2$$

On prendra : $3T12 \Rightarrow 3,39 \text{ cm}^2$.

3° / Cadre de talon :

D'après l'article 98 de l'I.P.I., les cadres de talon sont en continuité avec les armatures transversales de l'âme de poutre. $\sigma_{cn} = 4000 \text{ Kg/cm}^2$ $\sigma_{28} = 25 \text{ Kg/cm}^2$.

Soit C l'enrobage nécessaire de la section à mi - portée de la poutre ($C = 5$ cm).

$$\text{d'où } W_t / t = c \cdot \frac{\sigma_{28}}{\sigma_{cn}} \cdot 100 = 5 \cdot \frac{25}{4000} \times 100 = 3,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Si on choisit des cadres T10 l'espacement sera :

dans la zone centrale :

$$t = at / 3,13 \times 100 = 1,57 / 3,13 \cdot 100 = 30,16 \text{ cm.}$$

On prendra $t = 30$ cm.

dans la zone d'appui :

On doit avoir $c \geq 1,3 D$. avec le D le diamètre des gaines = $6,7$ cm.

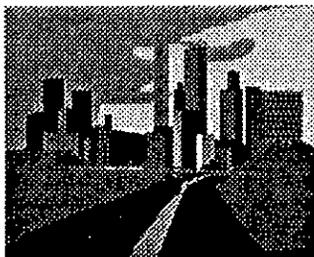
$$c \geq 8,71 \text{ cm.}$$

L'espacement sera : $A_t / t = \sigma_{28} / \sigma_{cn} \cdot 100 = 5,44 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$$\text{d'où } t = A_t / 5,44 \cdot 100 = 28,84 \text{ cm}$$

On prendra : $t = 20$ cm.

Chapitre VIII



Appareils d'appuis et **Joints de chaussée**

CALCUL DES APPAREILS D'APPUIS

Introduction :

Les tabliers des ponts non ancastrés reposent sur les piles et les culées par l'intermédiaire des appareils d'appui destinés à transmettre aux appuis les actions provenant du tablier et à permettre au pont la liberté des mouvements de translation et de rotation du tablier.

On utilise des appareils d'appui en élastomère, constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de toles d'acier jouant le rôle de frette.

Le phénomène de vieillissement du néoprène n'est pas à craindre à condition que soient respectées les règles de dimensionnement et de calcul aussi et surtout les précautions à prendre pendant la pose des appareils de manière qu'ils soient bien placés, qu'ils ne s'enfoncent pas dans le béton (fretage de la zone d'appui) et que leur fonctionnement ne soit pas entravé par des corps étrangers.

Les appareils devant reposer par l'intermédiaire d'un mortier de calage sur la zone frettée. Dans tous les cas, il est indispensable que des possibilités de relevage du tablier soient prévues dans le projet, soit pour changer ou réparer les appareils d'appui, soit pour rattraper les tassements d'un appui, ... etc.

Il suffit pour cela de reverser l'emplacement de quelques vérins, et de dimensionner les appuis pour supporter les efforts.

* Dimensionnement :

Voir bulletin technique S.E.T.R.A.

Le bulletin nous impose les sollicitations de calcul suivantes :

. $G' + 1,2 P'$: Pour les systèmes Bc et A(l).

. $G' + P'$: Pour les charges exceptionnelles.

Où G désigne la réaction due aux charges permanentes

P' désigne la réaction due aux surcharges d'exploitation.

$$G' = 35,46t$$

Surcharges :

a/ Système A(l) : $P' \cdot A(l) = 18,02t$

b/ Système Bc : $P' \cdot Bc = 10,68t$

c/ Système Mc120 : $P' \cdot Mc120 = 16,22t$

La réaction la plus défavorable due aux surcharges est celle de E.

$$R_{max} = G' + P' = 35,35 + 38,94 = 74,4t$$

* Dimensionnement de l'appareil d'appui :

1°/ Aire de l'appareil d'appui : $a \times b$

a : Côté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

b : Côté perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

Les contraintes limite de compression de l'appareil est de 150 Kg/cm^2 .

$$\text{Donc : } \frac{R_{max}}{a \times b} < 150 \quad \text{d'où } a \times b > 496 \text{ cm}^2$$

2°/ Hauteur nette de l'élastomère :

On a la condition : $T \geq \frac{\Delta \max}{0,5}$: Δ : Déformation de l'appareil.

$\Delta \max = \Delta B + \Delta r + \Delta t$

. ΔB : Déformation sous poids et sous la surcharge E $\Delta B = 0,0065m.$

. Δr : Déformation due au retrait $\Delta r = 5.10^{-4}.l/2 = 0,0045m.$

. Δt : Déformation due à la variation de la température $\Delta t = 2.10^{-4}.l/2 = 0,0018m$

$\Delta \max = 0,0128m.$

soit $T \geq \frac{\Delta \max}{0,5} = 2,56cm.$

On prend 04 plaques (feuillets) de 8mm d'où $T = 40mm.$

3°/ Dimension en plan de l'appareil :

Condition de non flambement :

$a/10 \leq T \leq a/5$ avec $a < b.$

$5T \leq a \leq 10T$; On prend $a = 30cm.$

$a \times b = 496 \text{ cm}^2 \Rightarrow b = 35cm.$

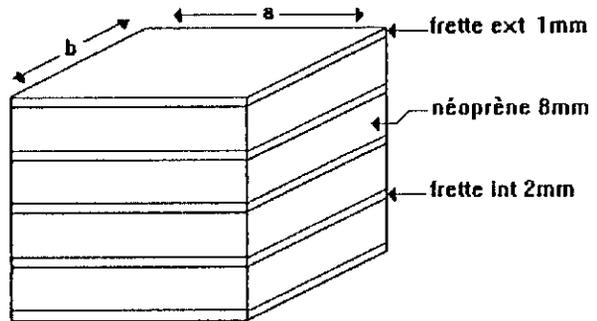
d'où $a \times b = 1050\text{cm}^2.$

Donc les dimensions de l'appareil d'appui sont :

$a = 300mm$

$b = 350mm.$

$T = 40mm.$



4. Répartition transversale des efforts horizontaux :

1°/effort de freinage : CPC art 06.

Les charges de chaussée des systèmes A et Bc sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

a°/ Système A(l) : C.P.C. art 62 :

$FA(l) = \frac{l}{20 + 0,0035.S} \times PA(l)$

S : Surface chargée en $m^2 = 7 \times 27 = 189\text{cm}^2.$

$PA(l) = 27 \times 8,1155 = 220,185t \Rightarrow FA(l) = 10,66t.$

Le nombre d'appuis étant 06 donc :

$HA(l) = \frac{FA(l)}{2 \times 6} = 0,8883t.$

$HA(l) = 888,30Kg$

b°/ Système Bc : C.P.C. 63

$Hbc = (\text{Poids du camion}) / (2 \times n) = 2,5t$ avec $n = 6$

$Hbc = 2500 \text{ Kg.}$

2°/ Efforts dus au séisme :

Intensité due au séisme :

* Horizontalement : $\xi H = 0,10 \times G$

* Verticalement : $\xi V = 0,07 \times G$.

G : étant le poids propre du tablier = 425,52t.

$$\xi H = 42,552t$$

$$\xi V = 29,786t$$

3°/ Efforts dus aux déformations :

$$\xi = \Delta_{max} = 1,28cm.$$

$$\xi = \frac{H \times T}{G \times a \times b} : G : \text{Module d'élasticité transversal.}$$

$$H = \frac{1,28 \times 8 \times 30 \times 35}{4} \Bigg\| G = \begin{cases} 8Kg / cm^2 \text{ effet - long} \\ 16Kg / cm^2 \text{ effet - instantan é} \end{cases}$$

$$H = 2688Kgs$$

4°/ Effort dû au vent : C.P.C. Art 14 :

Le vent souffle horizontalement suivant une direction normale à l'axe longitudinal du pont. Il peut être plus défavorable lors de la construction qu'en période de service (car la surface change), notre ouvrage est classé dans la zone 01 où $P = 300 daN/m^2$

$$S = 26,5 \cdot (1,6 + 0,16 + 0,08) = 48,76 m^2.$$

$$d'où P = 300 \times 48,76 = 14628 Kgs.$$

$$H_{vent} = \frac{14628}{2 \times 6} = 1219Kgs$$

Contrainte de cisaillement :

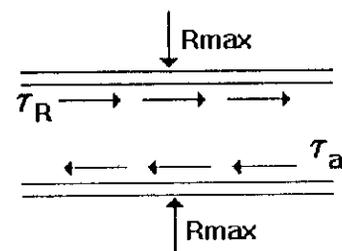
a°/ Sous charge verticale :

$$R_{max} = 84t.$$

$$\tau_R = \frac{1,5 \times \sigma_m}{B} < \bar{\tau} = 3 \times G$$

$$B = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)}$$

$$\sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b}$$



avec τ_R = Contrainte de cisaillement qui apparaît au niveau du frettage.

σ_m : Contrainte de compression sous R_{max} .

t : épaisseur d'un feuillet élémentaire.

B : Coefficient de forme.

$$\sigma_m = \frac{R \max}{axb}$$

$$\sigma_m = \frac{84 \times 10^3}{30 \times 35} = 80 \text{ Kg/cm}^2$$

$$B = \frac{axb}{2 \times t \times (a+b)} \Rightarrow B = 8,077$$

$$\text{d'où } \tau_R = \frac{1,5 \times 80}{8,077} = 14,86 < \bar{\tau} = 24 \text{ Kg/cm}^2$$

b°/ Sollicitation dues à un déplacement ou à un effort horizontal :

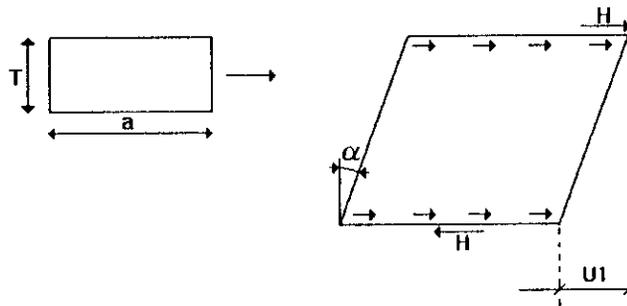
- Sous déformation lente U_1 (retrait + fluage + température) :

U_1 : Distorsion sous l'effet de H.

La contrainte de cisaillement correspond à :

$$\tau_{H1} = \frac{H}{axb} = G \cdot \frac{U_1}{T} \quad ; \quad G = 8 \text{ Kg/cm}^2$$

G : Module de déformation transversal du Néoprène.



$$U_1 = 1,28 \text{ cm}, \quad T = 4 \text{ cm}.$$

$$\text{d'où } \tau_{H1} = 2,56 \text{ Kg/cm}^2 < 0,5 \cdot G = 4 \text{ Kg/cm}^2.$$

Sous l'effet dynamique (freinage) H_2 :

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{axb} = \frac{2500}{30 \times 35} = 2,38 \text{ Kg/cm}^2$$

Sous déformation lente + rapide :

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5 \tau_{H2} = 3,75 \text{ Kg/cm}^2 < 0,7 \cdot G = 8,6 \text{ Kg/cm}^2.$$

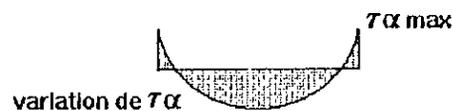
Contrainte dû à la rotation :

Lorsqu'une frette solidaire d'un feuillet à complet une rotation par rapport à l'autre frette solidaire du même feuillet.

La répartition des contraintes de cisaillement s'établit suivant la figure ci- dessous.

- La contrainte maximale a pour valeur : $\tau \alpha = G/2 \left(\frac{a}{t} \right)^2 \cdot \alpha t$

$$\text{avec } \alpha t = \frac{\alpha T}{n} \text{ et } \alpha T = \alpha + \alpha_0$$



α : rotation due au poids propre et à la précontrainte.

• / à vide : $\alpha = -3,65.10^{-3}$ rd.

• / en charge : $\alpha = -0,35.10^{-3}$ rd.

α_0 : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de contact appareil-support.

($\alpha_0 = 10.10^{-3}$ rd); le tablier en béton préfabriqué.

• / à vide : $\alpha_T = 10.10^{-3} - 3,65.10^{-3} = 6,35.10^{-3}$ rd.

• / en charge : $\alpha_T = 10.10^{-3} - 0,35.10^{-3} = 9,65.10^{-3}$ rd.

Finalemment on trouve :

• / à vide : $\tau\alpha = 2,38$ Kg/cm².

• / en charge : $\tau\alpha = 3,62$ Kg/cm².

Limitation de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G$$

$$22,23 \leq 40 \text{ (vérifier).}$$

Condition de non cheminement et glissement :

On a deux conditions à vérifier :

$$a^\circ / \sigma_{\min} \geq 2\text{Mpa.}$$

$$b^\circ / H \leq f \cdot N.$$

$$\sigma_m : \text{contrainte normal due au poids propre du tablier} = \frac{N_{\min}}{a \times b}$$

$$\text{avec } N_{\min} = 35,46\text{t} \quad \Rightarrow \sigma_{\min} = \frac{35460}{30 \times 35} = 33,77 > 20\text{Kg/cm}^2$$

H : effort horizontal correspondant a Rmin.

$$\text{On a : } H = 3546 \text{ Kgs} = \frac{\xi H}{6 \times 2}$$

$$f : \text{coefficient de frottement qui dépend selon la configuration de l'appareil d'appui} = 0,12 + \frac{0,2}{\sigma_{\min}} = 0,126$$

N : effort normal minimal = 35,46 t.

$$\text{d'où } H = 3,546 < 0,126 \times 35,46 = 4,468 \text{ t.}$$

Condition de non soulèvement :

$$\alpha t \leq \frac{3}{B} \cdot \left(\frac{t}{a}\right)^2 \cdot \frac{\sigma_m}{G}$$

$$3/B \cdot (t/a)^2 \cdot \frac{\sigma_m}{G} = 0,0279$$

$$\text{d'où } \alpha t = 0,00965 < 0,0279$$

Dimensionnement des frettes :

Les frettes sont en acier ordinaire : On vérifie si :

$$t_s \geq \frac{a}{B} \cdot \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_e} \quad \text{et} \quad t_s \geq 2\text{mm. avec } \sigma_e = 2200\text{Kg/cm}^2$$

$$t_s \geq 0,057\text{cm} = 0,57\text{mm}$$

On prend $t_s = 2\text{mm}$.

- frettes extérieurs : $t_s = 1\text{mm}$.
- frettes intérieurs : $t_s = 2\text{mm}$.

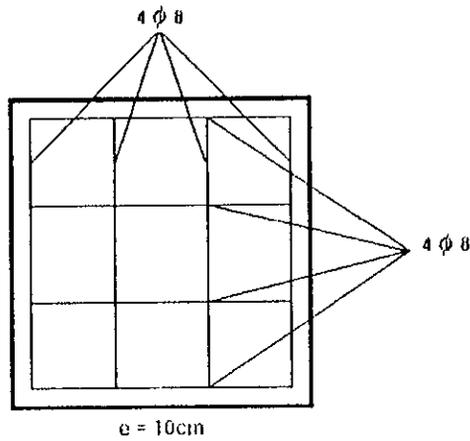
Notre appui est dit : $300 \times 350 \times 4 (8+2)$.

Ferraillage des dés d'appui :

La section totale doit reprendre un effort égale à : $R = 0,04 \times R_{\max} = 0,04 \times 84 = 3,36\text{t}$

L'aire d'une nappe est donc : $S = \frac{3,36 \cdot 10^3}{2200} = 1,53\text{cm}^2$

On prendra $4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$.



CALCUL DU JOINT DE CHAUSSEE

1. DEFINITION :

Les joints de chaussée sont des organes placés entre le tablier et les murs garde grève. Ils sont destinés à assurer une continuité à la chaussée et peuvent également remplir les conditions suivantes :

- Liberté de dilatation des tabliers.
- Absence de bruit et de secousse pour les usagers qui les franchissent.
- Bonne étanchéité, ou à défaut, compter un dispositif qui recueille et évacue les eaux de ruissellement.

* CALCUL DU JOINT :

Le calcul du joint de chaussée se base sur les deux conditions suivantes :

- Déplacement dûs aux variations linéaires (retrait, flage, T°) + déplacement dû au freinage < W.
 - Déplacements dûs aux variations linéaires + déplacement dû au séisme) inférieur à 1,3 x W.
- . W : étant le type de joint.

* CALCUL DES DEPLACEMENT D'APPUI :

Quatre causes principales provoquent le déplacement horizontal de l'appui vers le milieu de la poutre :

1. Déplacement dû au retrait :

$$\Delta r = 2 \cdot 10^{-4} \cdot L/2 = 2,65 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Δr sur chaque appui = 0,265 cm

2. Déplacement dû au fluage :

$$\zeta_{fL} = \frac{2\sigma_b}{E_i} \text{ avec } \sigma_b : \text{ contrainte du béton au niveau du cable moyen sous Pint + Mg.}$$

$$\text{on a : } \sigma_b = \frac{P}{Bh} + (Mg + P \cdot ep) \cdot \frac{ep}{I_h}$$

$$P = (\sigma_{p_0} - \Delta \sigma_{inst}) \cdot A_p = (1413 - 167,881) \times 4 \times 980 \cdot 10^{-6}$$

$$\Rightarrow P = 4,88 \text{ MN}$$

$$\sigma_b = \frac{4,88}{0,7571} + (2,35 + 4,88(-0,9944)) \cdot \frac{-0,944}{0,314145}$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 14,36 \text{ Mpa}$$

$$\text{d'où : } \zeta_{fL} = \frac{2 \cdot 14,36}{12000 \sqrt[3]{35}} = 8,70 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta L_{flu} = \zeta_{fL} \cdot \frac{L}{2} \Rightarrow \Delta L_{flu} = 1,07 \text{ cm}$$

3 - Déplacement dû a la variation de la temperature :

On admet en général, que les variations de températures entrainent une variation de $\pm 2 \cdot 10^{-4}$ (pour une variation de $\pm 20^\circ$), on prendra donc sur chaque appui une valeur de déplacement égale à :

$$\Delta t = + 2 \cdot 10^{-4} \times 2/2 = 2,65 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta t = 0,265 \text{ cm.}$$

A°/ Déplacement dû aux variations linéaires :

$$\Delta l = \frac{2}{3} \times (\Delta r + \Delta f) + \Delta t$$

$$\Delta l = \frac{2}{3} (0,265 + 1,07) + 0,265$$

$$\Delta l = 1,155 \text{ cm}$$

B°/ Déplacement dû au freinage :

$$\Delta l_f = (T \times \text{effort de freinage d'un seul camion } B_c) / G \times S.$$

$$\Delta l_f = \frac{40 \times 2500}{16 \times 30 \times 35} = 5 \times 95 \text{ mm}$$

C°/ Déplacement dû au séisme :

$$\Delta l_s = \frac{\zeta H \times T}{G \times S} = \frac{4,2552 \times 40 \times 10^3}{16 \times 30 \times 35} = 10 \times 13 \text{ mm}$$

1ère condition :

$$11,55 + 5,95 < W \Rightarrow W > 17,5 \text{ mm}$$

2ème condition :

$$11,55 + 10,13 < 1,3 \cdot W \Rightarrow W > 16,67 \text{ mm}$$

Le soufflé qui répond à ces deux conditions est W30

$$\left. \begin{array}{l} 30 > 17,5 \text{ mm} \\ 1,3 \times 30 > 21,68 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{on opte pour un joint semi lourd mono-bloc W30.}$$

Chapitre IX



Etude de la Cullée

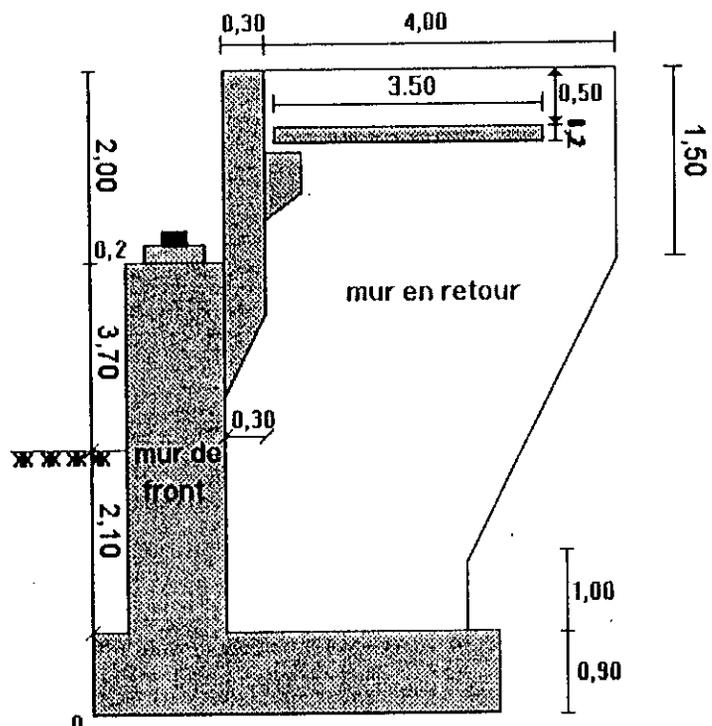


Fig. N° 01 : LA CULEE : COUPE LONGITUDINALE

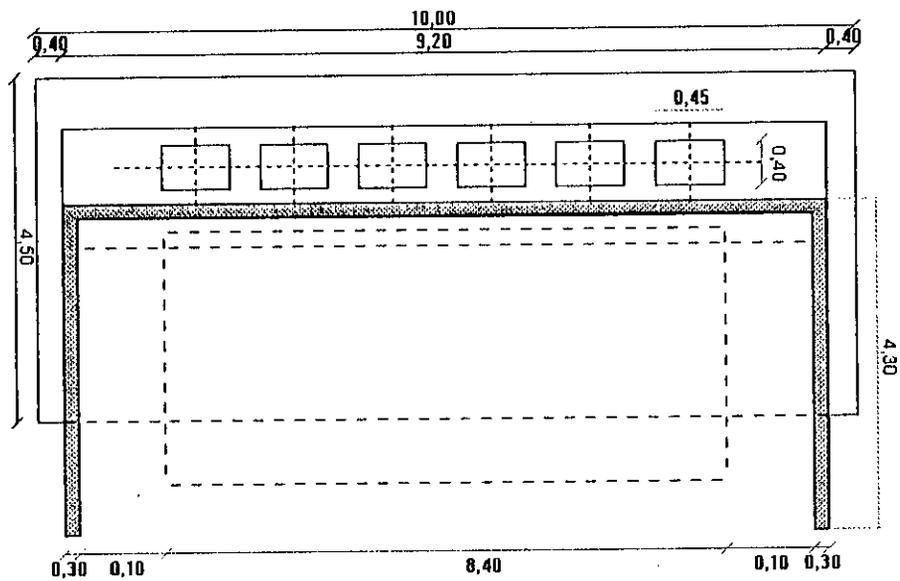


Fig. N° 02 : LA CULEE : VUE EN PLAN

ETUDE DE LA CULEE

Le rôle de la culée est à la fois :

- De constituer un appui extrême au pont.
- D'assurer le soutènement des terres du remblai.
- De raccorder l'ouvrage au terrain.

Stabilité de la culée :

Elle est vérifiée au renversement et au glissement, dans les différentes phases de la construction de l'ouvrage ainsi qu'à sa mise en service.

Détermination des paramètres de la culée :

- Densité du béton armé : 2.5 t/m^3
- densité du remblai : 1.8 t/m^3
- Angle de frottement interne : $\varphi = 30^\circ$
- Coefficient de poussée horizontale : $K_H = \text{tg}^2 \left[\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right] = 0.333$
- Surcharge sur remblai : 1.2 t/m^2
- $\bar{\sigma}_s = 3 \text{ bars}$; $\gamma_s = 1.8 \text{ t/m}^3$

Etude de la stabilité à sec :

Nous allons vérifier pour chaque cas les conditions de stabilité, à savoir :

- La stabilité au renversement $M_s/M_r > 1,5$.
- La stabilité au glissement $M/N < \text{tg}\varphi/1,5$.
- La non rupture du sol $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$.

La vérification de ces conditions se fera avec les combinaisons les plus défavorables.

Vérification de la stabilité :

Les moments sont calculés par rapport au point 0.

Charges permanentes :

Désignation	V(t)	H(t)	Z(m)	Ms(t.m)	M _R
Mur garde grève	15.87		2.05	32.53	
Dés d'appui	0.27		1.45	0.39	
Corbeau arrière	1.29		2.30	2.97	
Mur de front	120.06		1.45	174.09	
Mur en retour 01	9.00		4.2	37.80	
02	25.44		3.53	89.80	
03	3.60		3.10	11.16	

½ dalle de transition	7.35		3.95	29.03	
Semelle	101.25		2.25	227.81	
Réaction du tablier	217.26		1.45	315.03	
Poussée du remblai		156.85	2.6		407.71
Poids des terres	37.80		0.50	18.90	
	84.52		3.20	270.46	
	206.97		3.23	668.51	
Trottoir sur culée	3.70		4.05	14.99	
Total	834.38	156.85		1893.47	407.71

Surcharges :

Désignation	V(t)	H(t)	Z(m)	Ms	M _R
Surcharge trottoir sur culée	1.29		4.05	5.22	
Surcharge trottoir sur tablier	4.05		1.45	5.87	
Poussée des surcharges sur remblai		26.80	3.9		104.54
Poids des surcharges sur remblai	26.83		3.2	85.86	
Surcharges A(l) 2 VC	110.10		1.45	159.65	
Freinage Bc		18	6.8		122.40
Séisme horizontal		42.552	6.8		289.35
Effet de la température		16.128	6.8		109.67

Moment stabilisateur : Ms = 1893,47 tm

Moment de renversement M_R = 407,71 t.m

Effort vertical : N = 834,38 t

Effort horizontal : H = 156,85 t

Combinaison des surcharges :

Cas N° 01 :

Surcharges	N	H	Ms	M _R
Al(2VC)	110.10		159.65	
Trottoir : culée	1.29		5.22	
Trottoir : tablier	4.05		5.87	
T°		16.128		109.67
Total	115.44	16.128	170.74	109.67

Cas N° 02 :

Surcharges	N	H	Ms	M _R
Al(2VC)	110.10		159.65	
Trottoir : culée	1.29		5.22	

Trottoir : tablier	4.05		5.87	
Poids des surcharges sur remblais	26.83		85.86	
Poussée des surcharges sur remblais		26.80		104.54
T°		16.128		109.67
Total	142.27	42.928	256.6	214.21

Cas N° 03 :

Surcharges	N	H	Ms	M _R
Trottoir culée	1.29		5.22	
Trottoir tablier	4.05		5.87	
Poussée sur remblai		26.80		104.54
Freinage BC		18		122.40
T°		16.128		109.67
Poids sur remblai	26.83		85.86	
Total	32.17	60.928	96.95	336.61

Cas N° 04 :

Surcharges	N	H	Ms	M _R
Surcharges sur remblai	26.83		85.86	
Poussée des surcharges sur remblai		26.80		104.54
Séisme horizontal		42.552		289.35
Total	26.83	69.352	85.86	393.89

Vérification de la stabilité de la culée :

Nous considérons 04 cas où l'on doit vérifier la stabilité :

1er cas : Charges permanentes + cas N° 01 des surcharges :

- Effort normal : $834,38 + 115,44 = 949,82$ t.
- Effort horizontal : $156,85 + 16,13 = 172,98$ t.
- Moment stabilisateur : $1893,47 + 170,74 = 2064,21$ t.m.
- Moment renversant : $407,71 + 109,67 = 517,38$ t.m.
- Σ moments = $\Sigma Ms - \Sigma M_R = 1546,83$ t.m.

• **Condition de renversement :**

$M_s/M_R = 3,98 > 1,5$; pas de risque de renversement.

• **Condition de glissement :**

$\Sigma H/\Sigma N = 0,182 < 0,38$; pas de risque de glissement

• Condition du tier central :

$$e_0 = \Sigma M/V = 1,62 \quad ; \quad B = 4,5 \text{ m} \quad ; \quad B/6 = 0,75.$$

$$e_0 = B/2 - e_0 = 0,63 < b/6 = 0,75. \text{ (pas de zone tendue dans la semelle).}$$

• Calcul des contraintes :

$$\sigma = \frac{\Sigma N}{S} \times \left[1 \pm \frac{6 \cdot e_G}{B} \right]$$

$$\sigma_{\max} = 38,83 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 3,38 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 2,99 < 3 \text{ bars}$$

2ème cas : charges permanentes + cas N° 02 des surcharges :

$$\Sigma N = 834,38 + 142,27 = 976,65 \text{ t}$$

$$\Sigma H = 156,85 + 42,93 = 199,78 \text{ t}$$

$$\Sigma M_s = 1893,47 + 256,6 = 2150,07 \text{ t.m}$$

$$\Sigma M_R = 407,71 + 214,21 = 621,92 \text{ t.m}$$

$$\Sigma M = 1528,15 \text{ t.m}$$

• Condition de renversement :

$$M_s/M_R = 3,45 > 1,5$$

pas de risque de renversement.

• Condition de glissement :

$$\Sigma H/\Sigma N = 0,20 < 0,38$$

pas de risque de glissement.

• Condition du tier central :

$$e_0 = \Sigma M/V = 1,56$$

$$e_0 = B/2 - e_0 = 0,69 < b/6 = 0,75$$

pas de zone tendue dans la semelle.

• Calcul des contraintes :

$$\sigma = \frac{\Sigma N}{S} \cdot \left[1 \mp \frac{6 \cdot e_G}{B} \right]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 39,07 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{\min} = 1,73 \text{ t/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 2,97 < 3 \text{ bars}$$

3ème cas : Charges permanentes + cas N° 03 des surcharges :

$$\begin{aligned}\Sigma N &= 834,38 + 32,17 = 866,55t \\ \Sigma H &= 156,85 + 60,93 = 217,78t \\ \Sigma M_s &= 1893,47 + 96,95 = 1990,42t.m \\ \Sigma M_r &= 407,71 + 336,61 = 744,32t.m \\ \Sigma M &= 1346,lt.m\end{aligned}$$

• Condition de renversement :

$$M_s/M_r = 2,67 > 1,5 \quad \text{pas de risque de renversement.}$$

• Condition de glissement :

$$\Sigma H/\Sigma N = 0,25 < 0,38 \quad \text{pas de risque de glissement.}$$

• Condition du tier central :

$$e_o = \Sigma M/V = 1,55$$

$$e_G = B/2 - e_o = 0,70 < b/6 = 0,75 \quad \text{pas de zone tendue dans la semelle.}$$

• Calcul des contraintes :

$$\sigma = \frac{\Sigma N}{S} \left[1 \mp \frac{6 \cdot e_G}{B} \right]$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 37,23t/m^2 \\ \sigma_{\min} = 1,28t/m^2 \end{cases}$$

$$\frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 2,82 < 3bars$$

4ème cas : Charges permanentes + cas N° 04 des surcharges :

$$\begin{aligned}\Sigma N &= 834,38 + 23,83 = 861,21t \\ \Sigma H &= 156,85 + 69,352 = 226,2t \\ \Sigma M_s &= 1893,47 + 85,86 = 1979,33t.m \\ \Sigma M_r &= 407,71 + 393,89 = 801,6t.m \\ \Sigma M &= 1177,73t.m\end{aligned}$$

• Condition de renversement :

$$M_s/M_r = 2,47 > 1,5 \quad \text{pas de risque de renversement.}$$

• Condition de glissement :

$$\Sigma H/\Sigma N = 0,26 < 0,38 \quad \text{pas de risque de glissement.}$$

• Condition du tier central :

$$e_o = \Sigma M/V = 1,53$$

$$e_G = B/2 - e_o = 0,72 < b/6 = 0,75 \quad \text{pas de zone tendue dans la semelle.}$$

• **Calcul des contraintes :**

$$\sigma = \frac{\Sigma N}{S} \left[1 \mp \frac{6 \cdot e_G}{B} \right]$$

$$\begin{cases} \sigma \text{ max} = 37,5 \text{ t/m}^2 \\ \sigma \text{ min} = 0,77 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

$$\frac{3\sigma \text{ max} + \sigma \text{ min}}{4} = 2,83 < 3 \text{ bars}$$

FERAILLAGE DE CULEE :

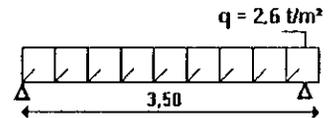
1°/Ferraillage de la dalle de transition :

La dalle est supposé horizontale simplement appuyée sur deux côtés .

dimensions : L = 8,40m, l = 3,50m, e = 0,20m

Calcul des sollicitations :

- 1°/ Poids propre : 8,4 x 3,5 x 0,2 x 2,5 = 14,7 t.
 2°/ Poids des terres : 1,8 x 3,5 x 8,4 x 0,5 = 26,46 t.
 3°/ Surcharge sur remblai : 1,2 x 8,4 x 3,5 = 35,28 t.



Soit au total en t/ml : 9,1 t/ml.

La dalle de transition repose sur le corbeau arrière et le remblai des terres, pour l'étude du ferraillage, on suppose une poutre sur deux appuis :

Donc : M = 3,98 t.m/ml.

T = 4,55 t/ml.

$\mu b_0 = 0,0658 \rightarrow B = 0,8943, \quad K = 32,3.$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\sigma_a}{K} = 86,69 < 120 \text{ Kg/cm}^2 \quad A' = 0$$

A = 8,83 cm², soit 6 T 14 = 9,23 cm²/ml.

La vérification de non fissuration n'est pas nécessaire parce que réellement la dalle repose sur le remblai sur toute sa surface et ce dernier joue le rôle d'un appui élastique.

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = 2,88 \text{ Kg/cm}^2 < 20 \text{ Kg/cm}^2$$

Aciers de répartition : 25 % x 9,23 = 2,30 cm².

Soit 5 T 10 = 4,71 cm².

- Longitudinalement : 6 T 14/ml . Inférieur.
- 6 T 14/ml . Supérieur.
- Transversalement : 5 T 10/ml . Inférieur.
- 5 T 10/ml . Supérieur.

Ferraillage du mur garde grève :

Il est calculé en flexion simple.

Les sollicitation à la base du mur sont en mètre linéaire.

Force verticale :

- Le poids propre de la dalle de transition.
- Réaction d'une charge directement appliquée au mur garde grève.
- Le poids propre du mur garde grève.

Les forces verticales sont supposées centrées ne créant pas de moment au niveau du mur garde grève donc, il sont favorable à la flexion, pour cela on néglige l'effet vertical.

Force horizontale :

L'effet maximal est obtenu en supposant toutes les forces dirigées de l'arrière vers l'avant, ces efforts sont :

- Poussées des terres et surcharges sur remblai.
- Poussées d'une charge locale derrière le mur.
- Force de freinage d'un essieu du système Bc.

• **Poussée des terres :**

$$M_t = K_a \cdot \gamma \cdot h^3 / 6 = 0,333 \times 1,8 \times 2^3 / 6 = 0,80 \text{ t/ml}$$

• **Poussée des surcharges sur remblai :**

$$M_s = K_a \cdot q \cdot h^2 / 2 = 0,333 \times 1,2 \times 2^2 / 2 = 0,80 \text{ t/ml}$$

Poussée d'une charge localisée derrière le mur :

L'effet le plus défavorable est produit par 02 roues de 6t de deux camions accolés placés de telle manière que la surface d'impact soit en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les roues de 6 tonnes sont remplacées par une charge de 12 t, ayant une surface d'impact de (0,25m x 0,75m)

Le moment au point A, à la profondeur h, à pour expression :

$$M_A = \frac{12xK}{0,75 + 2xh} \times \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx$$

avec : $K = i \times \alpha \times \delta \times bc$

tel que :

i : Coefficient de poussée : 0,333.

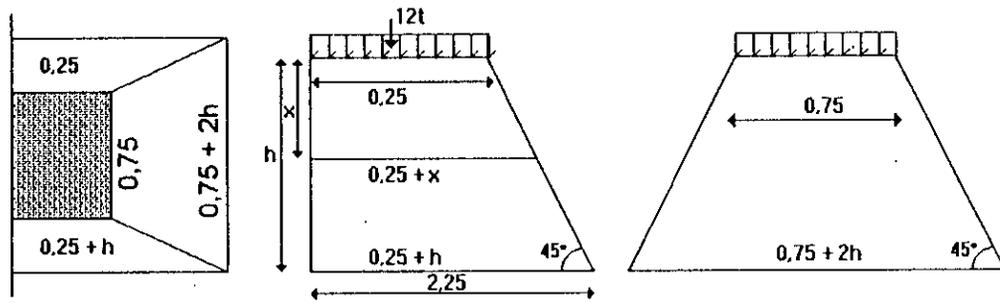
α : Coefficient de pondération : 1,2.

δ : Coefficient de majoration dynamique : 1,08.

bc : Coefficient en fonction du nombre de voies chargées : 1,1.

$K = 0,47$.

d'où : $M_A = 3,49 \text{ t.m/ml}$.



Force de freinage d'un essieu de 12 t du système Bc :

Compte tenu de l'écartement de l'essieu (02m) et de la hauteur courante, on ne considère que l'effet d'une seule roue, alors la répartition se fait sur la longueur LF.

$$LF = 0,25 + h + 1,75 / 2 = 3,025 \text{ m.}$$

$$MF = \frac{P \cdot h \cdot \alpha}{LF} = 4,6 \text{ lt. m / ml}$$

d'où le moment totale : $M = M_t + M_s + M_A + M_F$

$$M = 9,75 \text{ t.m/ml}$$

Calcul de la section d'armature :

Le calcul de la section se fait en flexion :

$$\mu = 0,0831 \rightarrow B = 0,8834 \quad ; \quad K = 27,90.$$

$$\sigma_b = 100,38 < 120 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow \text{pas d'armatures comprimées.}$$

$$A = 15,69 \text{ cm}^2. \text{ Soit } 8 \phi 16 = 16,13 \text{ cm}^2.$$

Pour les armatures de répartition nous prendrons :

$$A_t = 25\% \times 16,13 = 4,03 \text{ cm}^2.$$

* Nous prendrons $A_t = 6,78 \text{ cm}^2$.

Nous disposons deux nappes de ferrailage.

Condition de non fragilité :

$$A \begin{cases} A_o = 16,13 \text{ cm}^2 \\ 1,2 \cdot A_o = 19,36 \text{ cm}^2 \\ 0,69 \cdot 7,1 / 4000 \times 100 \times 25 = 3,06 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Soit $A = 16,13 \text{ cm}^2$.

Ferrailage du corbeau arrière :

Le corbeau arrière est soumis à la réaction de la dalle de transition des poids des terres et surcharges des terres. $P = 4,55 \text{ t/ml}$.

M doit vérifier la formule suivante :

$$M \leq \bar{\sigma}_a \cdot n \cdot A_t \cdot Z$$

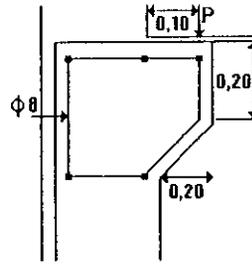
$$M = 4,55 \cdot 0,1 = 0,455 \text{ t.m / ml}$$

$A_t \geq 1,03 \text{ cm}^2$ soit 04 cadres $\phi 8 / \text{ml}$ espacés de 25 cm.

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{4,55 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 18} = 2,88 \text{ Kg / cm}^2 < 20 \text{ Kg / cm}^2$$

Nous prévoyons donc les aciers $\phi 8$.



FERRAILLAGE DU MUR EN RETOUR

* Hypothèse de calcul :

On considère le mur retour comme étant encasté d'une part sur la semelle et d'autre part sur le mur de front (surmonté du mur garde grève) pour simplifier le calcul, on divise le mur en retour en 3 tranches et on calculera chacune d'elles comme étant encastées sur 02 cotés et à chaque fois sollicitées par les pressions dues au remblai et aux surcharges, on domine les moments d'encastrement qui nous aide pour le ferrailage de chaque section.

* Calcul des pressions :

$$P = K_a \times (q + \gamma \cdot h) \text{ avec : } K_a = 0,33.$$

$$q = 1,2 \text{ t/m}^2.$$

$$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3.$$

$$h = 0 \text{ m}$$

$$P_0 = 0,6 \text{ t/m}^2.$$

$$h = 2 \text{ m}$$

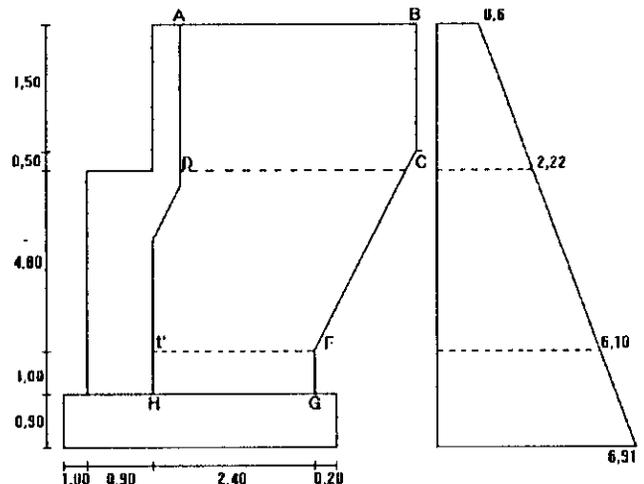
$$P_1 = 2,22 \text{ t/m}^2.$$

$$h = 6,80 \text{ m}$$

$$P_2 = 6,10 \text{ t/m}^2.$$

$$h = 7,80 \text{ m}$$

$$P_3 = 6,91 \text{ t/m}^2.$$



* Ferrailage de la tranche ABCD :

1°/ Encastrement le long de AD :

- Pression moyenne = $\frac{0,6 + 2,22}{2} = 1,41$

- Longueur moyenne = $\frac{4 + 3,85}{2} = 3,92$

$$M_u = 1,41 \times \frac{3,92^2}{2} = 10,83 \text{ t.m / ml}$$

* Encastrement le long de CD :

$$M = 0,6 \cdot \frac{2^2}{2} + (2,22 - 0,6) \cdot \frac{2^2}{6} = 2,28 \text{ t.m / ml}$$

*** Calcul des armatures :**

Caractéristiques de la section : $b = 100 \text{ cm}$, $d = 30 \text{ cm}$.

Horizontalement :

$$M_u = 10,83 \text{ t.m / ml.}$$

$$\mu_{bu} = 0,105 < 0,32 \quad (A' = 0 : \text{pas d'acier comprimé}).$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,13$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 28,33 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{Z_b \cdot f_{su}} = \frac{10,83}{0,2833 \times 348} \cdot 10^{-2} = 10,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 6T16 \Rightarrow A = 12,06 \text{ cm}^2$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_s = 8,02 \text{ t.m}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = 0,402$$

$$\rho = 0,402 \Rightarrow \begin{cases} K = 36,12 \\ B = 0,902 \end{cases} \rightarrow \sigma_s = \frac{M_{ser}}{B \cdot d \cdot A}$$

$$*\sigma_s = 110,86 \text{ Mpa} < 240 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{OK})$$

$$*\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K} = 3,06 \text{ Mpa} < 0,6f_{c28} = 12 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{OK})$$

D'où A nécessaire = 12,06 cm², soit 6T16.

Verticalement :

$$M_u = 2,28 \text{ t.m/ml}$$

$$\mu_{bu} = 0,02 \quad (A' = 0)$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,02$$

$$2b = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 29,69 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M}{Z_b \cdot f_{su}} = \frac{2,28}{0,2969 \times 348} \cdot 10^{-2} = 2,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 4T10 \Rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_s = 1,68 \text{ t.m/ml.}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = 0,104$$

$$\rho = 0,104 \Rightarrow \begin{cases} K = 77,6 \\ B = 0,946 \end{cases} \rightarrow \sigma_s = 56,55 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s < 240 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{OK})$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K} < \sigma_{b,adm} \dots \dots \dots (\text{OK})$$

d'où A nécessaire = 3,14 cm². Soit 4T10.

*** Ferrailage de la tranche CDEF :**

a/ Calcul des moments fléchissants :

- Encastrement le long de CD :

$$\text{Pression moyenne : } \frac{2,22 + 6,10}{2} = 4,16 \text{ t / m}^2$$

$$\text{Longueur moyenne : } \frac{3,85 + 2,0}{2} = 2,92 \text{ t / m}^2$$

$$M = 17,74 \text{ tm/ml.}$$

- **Encastrement le long de EF :**

$$2,22 \cdot \frac{4,8^2}{2} \cdot (6,10 - 2,22) \cdot \frac{4,8}{6} = 30,47 \text{ tm / ml}$$

b/ Calcul des armatures :

Horizontalement :

$$M_u = 17,74 \text{ t.m/ml.}$$

$$\mu_{bu} = 0,173 < 0,32 \text{ (A' = 0).}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,24$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 27,1 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{Z_b \cdot f_{su}} = 18,80 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } A = 10T16 \rightarrow A = 20,10 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELS :

$$M_s = 13,14 \text{ tm/ml.}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = 0,67$$

$$\rho = 0,67 \rightarrow \begin{cases} B = 0,880 \\ K = 26,67 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{B \cdot d \cdot A} = 74,28 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{(OK)}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K} = 2,78 < 12 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(OK)}$$

$$\text{D'où } A \text{ nécessaire} = 20,10 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 10T16$$

Verticalement : $M = 30,47 \text{ tm/ml}$.

$$\mu_{bv} = 0,29$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bv}}) = 0,43$$

$$Z_b = \alpha \cdot (1 - 0,4\alpha) = 24,72 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{Z_b \cdot f_{su}} = 35,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit: } 8T25 \rightarrow A = 38,26 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELS : $M_s = 22,57 \text{ tm/ml}$.

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = 1,27$$

$$\rho = 1,27 \rightarrow \begin{cases} B = 0,840 \\ K = 17,89 \end{cases}$$

$$\sigma_s = 69,56 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots (\text{bon})$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K} < \bar{\sigma}_b \dots \dots \dots (\text{bon})$$

$$\sigma_b = 3,88 \text{ Mpa} < 12 \text{ Mpa}$$

D'où A nécessaire = 38,26 cm². soit : 8T25

Ferraillage de la tranche EFGH :

a/ Calcul des moments fléchissants :

* Encastrement le long EH :

- Pression moyenne : $\frac{6,10 + 6,91}{2} = 6,50 \text{ t/m}^2$

- Longueur moyenne : 2 m.

- Moment = $6,50 \times 2^2/2 = 13,01 \text{ tm/ml}$.

* Encastrement le long de HG :

$$M = 6,10 \times \frac{1^2}{2} + (6,91 - 6,10) \cdot \frac{1^2}{6} = 3,18 \text{ tm / ml}$$

b/ Calcul des armatures :

Horizontalement : $M_u = 13,01 \text{ tm}$

$$M_v = 13,01 \text{ tm}$$

$$\mu_{bv} = 0,127 < 0,32 (A' = 0)$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bv}}) = 0,170$$

$$Z_b = \alpha \cdot (1 - 0,42\alpha) = 27,95 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{Z_b \cdot f_{su}} = \frac{13,01 \cdot 10^{-2}}{0,2795 \times 348} = 13,37 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit: } 7T16 \Rightarrow A = 14,07 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELS : $M_{ser} = 9,63 \text{ t.m / ml}$

$$\rho = \frac{100A}{b.d} = 0,469$$

$$\rho = 0,469 \Rightarrow \begin{cases} B = 0,897. \\ K = 33,54. \end{cases}$$

$$\sigma_s = 76,30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots (\text{OK})$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K} 2,27 < \bar{\sigma}_b \dots \dots \dots (\text{OK})$$

D'où A nécessaire = 14,07 cm² soit 7T16

Verticalement : $M_u = 3,18 \text{ t.m}$

$$\mu_{bu} = 0,031$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,04.$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,42) = 29,52 \text{ cm}.$$

$$A_s = \frac{M}{Z_b \cdot f_{su}} = 3,09 \text{ cm}^2.$$

Soit 3T12 $\Rightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2$.

Vérification à l'ELS : $M_{ser} = 2,35 \text{ t.m / ml}$

$$\rho = \frac{100A}{b.d}$$

$$\rho = 0,113 \Rightarrow \begin{cases} B = 0,944. \\ K = 74,29. \end{cases}$$

$$\sigma_s = 73,43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots (\text{OK})$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K} 0,98 < \bar{\sigma}_b \dots \dots \dots (\text{OK})$$

D'où A nécessaire = 3,39 cm² Soit 3T12

Ferraillage du mur de front

le mur de front est soumis à la flexion à la flexion composée , les moments sont calculés par rapport à la base et à l'axe du mur

Désignation	N(t)	H(t)	A(cm)	Ms	Mr
Poids propre du tablier	217,26		0,00	0,00	
Poids propre du mur garde grève	15,87		0,60	9,52	
Des d'appui	0,27		0,00	0,00	
Poids du corbeau arrière	1,29		0,85	1,10	
½ P.P de la dalle de transition	7,35		2,50	18,38	
PP du mur de front	120,06		0,00	0,00	
Poussée du remblai		156,85	2,6		407,71
Poussée des surcharges sur remblai		26,80	3,9		104,54
Effort de freinage		18	6,8		122,40
Effort de la température		16,13	6,8		109,67
Total	362,1	217,78		29,00	744,32
				ΔM= 715,32	

Hypothèse de calcul :

On considère le mur comme encasté à la base sur la semelle de fonction et pour avoir l'effet le plus défavorable à la flexion on prendra en compte seulement le poids propre de la structure et tous les efforts horizontaux qui créent un moment versant à la base du mur.

Ferraillage :

$\Delta M = 715,32 \text{ t.m}$; $N = 362,1 \text{ t}$; $H = 217,78 \text{ t}$

Condition du tier central ,

$e_0 = \Sigma M / \Sigma N = 1,97 > e_0 = B/6 = 0,15 \text{ m}$

Caractéristiques de la section :

$h_t = 0,9 \text{ m}$

$h = h_t - 5 = 85 \text{ cm}$.

$b = 9,20 \text{ m}$

D'après " le calcul et la vérification des ouvrages en BA" (P.Charon).

le moment de flexion par rapport à la section des armatures tendues :

$M / A_t = M / G + N \left(\frac{h_t}{2} - d \right) = 843,87 \text{ tm}$

Calcul en flexion simple :

$$M = \frac{M}{bd^2f_{bu}} = 0,11$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2Mbu}) = 0,146.$$

$$Zb = \alpha \cdot (1 - 0,42) = 80,03\text{cm}.$$

$$A_s = \frac{M}{Zb \cdot f_{su}} = 32,93\text{cm}^2.$$

Soit . 8T25 A = 39,26 cm²

Vérification à l'ELS :

Mscr = 67,94t . m/ml.

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = 0,461$$

$$\rho = 0,461 \Rightarrow \begin{cases} B = 0,897 \\ K = 33,54 \end{cases}$$

$\sigma_s = 226,96 < 240\text{MPo}$ (OK)

$\sigma_b = 6,76 < 12\text{MPo}$ (OK)

Pour la contrainte tangentielle conventionnelle τ_u nous avons :

$$N = \Sigma H = 217,78\text{t}.$$

$$\tau_u = \frac{2 - 17,78 \cdot 10^3}{85 \times 920} = 0,2\text{MPa} < 2\text{MPa} .$$

Il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures transversales.

Armatures de répartition :

$A_r = 25\% \times 39,26 = 9,81 \text{ cm}^2.$ Soit 5T16 A=10,05 cm².

Férrailage de la semelle :

Condition de non poinçonnement du sol :

La vérification des contraintes se fait avec les sollicitations les plus défavorables données par le cas de surcharge N° 02 qui donne les contraintes les plus importantes.

$\sigma_{max} = 38,83 \text{ t/m}^2$.

$\sigma_{min} = 3,38 \text{ t/m}^2$.

Soit la contrainte moyenne $\sigma_{moy} = (3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}) / 4$

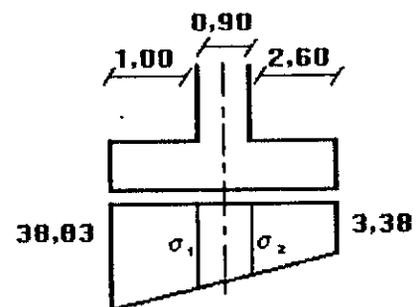
$\sigma_{moy} = 29,93 \text{ t/m}^2$.

$\sigma_{moy} = 2,99 \text{ bars} < 3 \text{ bars}$ (OK)

Evaluation des efforts :

$\sigma_1 = 30,95 \text{ t/m}^2$

$\sigma_2 = 23,86 \text{ t/m}^2$

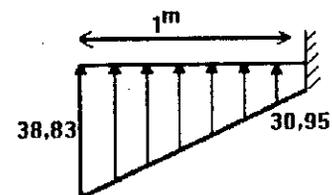


Férrailage du patin avant :

Le moment d'encastrement est égale à :

$M = (30,95 \times 1) \cdot \frac{1}{2} + (1/2 \cdot (38,83 - 30,95) \cdot 1) \cdot \frac{2}{3} \cdot 1$

$M = 18,10 \text{ t.m}$



$\mu_{bu} = \frac{10,10 \times 10^5}{113,3 \times 100 \times 85^2} = 0,022$

$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 84,082 \text{ cm}$.

$A_s = \frac{M}{Z_b \cdot f_{su}} = 6,18 \text{ cm}^2$.

Soit . 2T25 A = 9,82 cm²

Vérification à l'ELS :

$M_{ser} = 13,40 \text{ t.m/ml}$.

$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = 0,115$

$\rho = 0,115 \Rightarrow \begin{cases} B = 0,944 \\ K = 74,29 \end{cases}$

$\sigma_s = 170,06 < 240 \text{ MPo}$ (OK)

$\sigma_b = 2,28 < 12 \text{ MPo}$ (OK)

Pour la contrainte tangentielle conventionnelle τ_u nous avons :

$$\tau_u = \frac{N}{b \cdot d} \text{ avec } N = \frac{38,83 + 30,95}{2} \times 2 = 69,78 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{69,78 \times 10^3}{100 \times 85} = 0,82 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 2 \text{ Mpa} \dots \dots (\text{OK})$$

Il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures transversales.

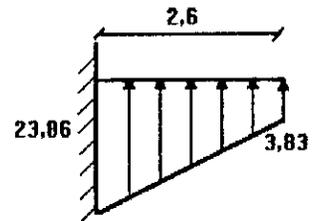
Armatures de répartition :

$$A_r = 25\% \times 9,82 = 2,455 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit } 3T12 \quad A = 3,39 \text{ cm}^2.$$

Férrailage du patin arrière :

$$M = (3,38 \times (2,60^2 / 2)) + (1/2 \times (23,86 - 3,38) \times 2,6) \times 2/3 \times 2,6$$

$$M = 57,57 \text{ t.m}$$



$$\mu_{bu} = \frac{57,57 \times 10^5}{113,3 \times 100 \times 85^2} = 0,071$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,092 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M}{Z_b \cdot f_{su}} = 20,20 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } 7T20 \quad A = 21,99 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELS : $M_{ser} = 42,64 \text{ t.m /ml.}$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = 0,295$$

$$\rho = 0,258 \Rightarrow \begin{cases} B = 0,919 \\ K = 46,73 \end{cases}$$

$$\sigma_s = 217,21 < 240 \text{ MPa} \dots \dots (\text{OK})$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} < 12 \text{ MPa} \dots \dots (\text{OK})$$

Pour la contrainte tangentielle conventionnelle τ_u nous avons : $N = 27,24 \text{ t}$

$$\tau_u = \frac{N}{b \cdot d} = 0,32 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 2 \text{ Mpa} \dots \dots (\text{OK})$$

Il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures transversales.

Armatures de répartition :

$$A_r = 25\% \times 25,13 = 6,28 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit } 6T12 \quad A = 6,78 \text{ cm}^2.$$

Bibliographie

- Le projet de béton précontraint R-Lacrois & A-Fuentes
- Calcul et vérification des ouvrages en B-A P-Charon
- Bilan hydrologique et météorologique (B H M) L.N.R.H.C
- pratique du béton précontraint G-Dreux
- Calcul des grillage des poutres et des dalles orthotropes R-Barres & G-Massonet
- Cahier des prescriptions communes (C P C) fascicul V.P.P M-T-P
- Bulletin technique S.E.T.R.A
- Mémoires de fin d'études