

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT G-C

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

PONT DALLE
EN
BETON PRECONTRAINTE

Proposé par : ENGOA Etudié par :

Dirigé par : XANU

E. M. DERROUZI

R. ADDAD

PROMOTION :

(/ /) E D I C A C E S
-----o-----

- . A la mémoire de mon père et mon grand père maternel qui ont toujours admiré le savoir et tant souhaité que nous soyons cultivé
- . A ma mère qui m'a encouragé durant toute mes études
- . A mes soeurs et mes neveux Karim, Yacine, Mehdi et Ryma
- . A tous mes amis

Je dedie cet ouvrage

M'hamed

II) E M E R C I E M E N T S

- . Nous tenons à remercier tous les professeurs qui ont contribué à notre formation.
- . Notre reconnaissance s'adresse à tous les responsables de l'Entreprise Nationale des Grands Ouvrages d'Art (E.N.G.O.A.) en particulier Monsieur GHERBI qui nous a donné un cadre de travail agréable ainsi que l'ingénieur KHALDI qui grâce à ses connaissances et son expérience nous a dirigé et conseillé pour pouvoir arriver à des résultats satisfaisants.
- . Nous remercions Monsieur KHAN qui nous a suivi de près

--- O M M A I R E

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبية — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

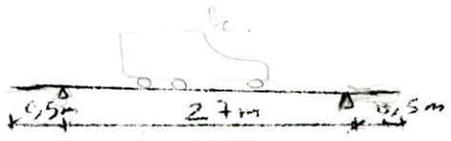
- CARCTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX	1
- CHARGES ET SURCHARGES	5
- LIGNES D'INFLUENCES, MOMENTS FLECHISSANT..... ET EFFORTS TRANCHANTS	7
- PRECONTRAINTTE	27
- PERTES ET CHUTES DE TENSION	33
- VERIFICATION DES CONTRAINTES	37
- DEFORMATIONS	46
- ETUDE AU SEISME	48
- CALCUL DES APPAREILS D'APPUIS	49
- FLEXION TRANSVERSALE.....	51
- ETUDE DE LA CULEE	67
- CALCUL DES FONDATIONS	81

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

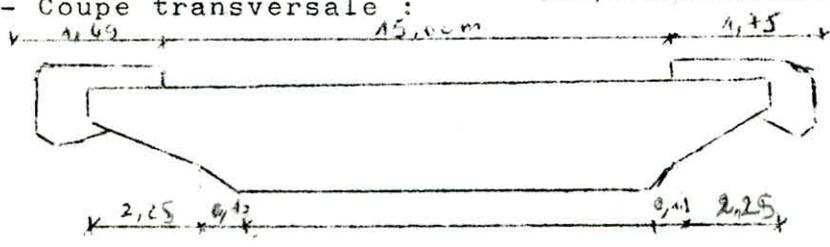
Le projet consiste en l'étude d'un pont dalle isostatique comportant 2 tabliers identiques indépendants, c'est un pont qui entre dans le cadre de la transformation du chemin de Wilaya CW 11 en autoroute, il se situe au tronçon CW 149 - BOUDOUAOU les tabliers sont en béton précontraint dans le sens longitudinal et ferrillés transversalement. La longueur de la travée est de 27m entre axe et la largeur totale d'une dalle est de 18,24m. La dalle est constituée d'une dalle centrale et de deux encorbellements (gauche et droit de 2,40m chacun.

Chaque dalle repose à ses deux extrémités libres sur 2 culées identiques.

- Schéma statique :



- Coupe transversale :



- Revêtement : asphalte enrobée de 8cm d'épaisseur

- Appareil d'appui : en élastomère fretté reposant sur des "dés" en béton armé

CARACTERISTIQUES MECANQUES
DES MATERIAUX

A- BETON ARME

1- Béton : Le béton est dosé à 400kg/m³ en ciment (PA325 avec un contrôle strict.

La résistance nominale de compression à 28 jours est : $\sigma'_n = 350$ bars pour les dalles ; et $\sigma'_n = 270$ bars pour les culées. Dans le cas de traction on a : pour les dalles $\sigma_n = 7 + \frac{6}{100} \sigma'_n = 28$ bars ; pour les culées on aura : $\sigma_n = 25$ bars.

a) Contrainte de compression admissible : (Art.9.4 CCBA68)

$\sigma'_b = f'_b \cdot \gamma_1$ f'_b étant défini comme suit : $f'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon$

$\alpha = 1$: dépend de la classe du ciment utilisé (C.P.A. 325)

$\beta = 1$: dépend de l'efficacité du contrôle (strict)

$\gamma = 1$: dépend des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des granulats (grosseur des granulats $C_g = 5/15$ mm)

δ : dépend de la nature de la sollicitation : compression simple $\delta = 0,3$ en flexion simple $\delta = 0,6$; en flexion composée on aura : $\delta = 0,6$ si l'effort normal est une traction.

$\epsilon = 1$: section rectangulaire soumise à la flexion simple

- Contraintes admissibles en compression simple :

Dalles : $\sigma'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma'_n = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 350 = 105$ bars

Culées : $\sigma'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma'_n = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 270 = 81$ bars

- Contraintes admissibles en flexion simple :

Dalles : $\bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma'_{28} = 1.1.1.0,6.1.350 = 210$ bars

Culées : $\bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma'_{28} = 1.1.1.0,6.1.270 = 165$ bars

- Contraintes admissibles de traction :

$\bar{\sigma}_b = f_b \cdot \sigma'_{28}$ Avec $f_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta$

α, β, γ ayant les mêmes significations et valeurs que précédemment et θ est liée à la résistance nominale du béton par la formule

$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} \Rightarrow$ - Dalles : $\theta = 0,024$
 - Culées : $\theta = 0,025$

Dalles : $\bar{\sigma}_b = 1.1.1.0,024.350 = 8,4$ bars

Culées : $\bar{\sigma}_b = 1.1.1.0,025.270 = 7$ bars

2. ACIERS :

On a utilisé deux catégories d'aciers

- Acier doux : F_e E 24 $\rightarrow \sigma_{en} = 2400$ kg/cm²

- Acier H.A : F_e E 40 $\rightarrow \sigma_{en} = 4200$ kg/cm² si $\phi \leq 20$ mm
 $\sigma_{en} = 4000$ kg/cm² si $\phi > 20$ mm

- Contrainte de traction imposée par la condition de fissuration :

Art. 49.22

La valeur maximale de la contrainte de traction est limitée à la plus grande des valeurs suivantes exprimées en bars

$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f}$ Contrainte de fissuration systématique

$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} K \cdot \bar{\sigma}_b}$ Contrainte de fissuration accidentelle

Avec :

$\eta = 1,6$: Coefficient de fissuration pour les armatures H.A

$K = 1,10^6$: pour une fissuration préjudiciable

ϕ : diamètre de la plus grosse barre tendue, exprimée en millimètres

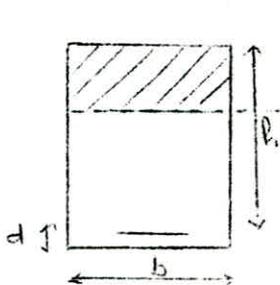
$\bar{\omega}_f$: pourcentage de fissuration défini par : $\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$
 où : A : section des armatures tendues ; B_f : aire de la section d'enrobage

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de traction de référence du béton.

Pour limiter la fissuration on doit avoir :

$\bar{\sigma}_a \leq \text{Min} \left\{ 2/3 \bar{\sigma}_{en}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\}$

Calcul des armatures d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple : méthode élastique :



$N'_b = \frac{1}{2} \sigma'_b \cdot b \cdot y$ appliqués à $y/3$ de la fibre supérieure

$M = N'_b \cdot z = \frac{1}{2} \sigma'_b \cdot b \cdot y \cdot (h - y/3)$

posons : $y = \alpha h$

$z = h - y/3 = (1 - \frac{\alpha}{3})h = \delta \cdot h$

$M = \frac{1}{2} \sigma'_b \cdot \alpha \cdot \delta \cdot b \cdot h^2$

D'après le diagramme des contraintes : $\frac{\sigma'_b}{\sigma'_a/n} = \frac{y}{h-y}$

D'où $y = h \left(\frac{n \sigma'_b}{n \sigma'_b + \sigma'_a} \right) = \alpha h$ d'où $\alpha = \frac{n \cdot \sigma'_b}{n \sigma'_b + \sigma'_a}$

lorsque $\sigma'_b = \bar{\sigma}'_b$ Alors.

$$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \sigma'_a} \quad ; \quad \bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \quad ; \quad M = M_{rB} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \cdot \bar{\alpha} \cdot \bar{\gamma} \cdot b \cdot h^2 = \bar{K} \cdot b \cdot h^2$$

$$\bar{K} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \cdot \bar{\alpha} \cdot \bar{\gamma}$$

Détermination des aciers :

Si $M > M_{rB} \Rightarrow$ prévoir des aciers comprimés ou modifier b et h ou diminuer $\bar{\sigma}'_a$

Si $M < M_{rB}$ pas d'armatures comprimées

$$\text{et } A = \frac{N'_b}{\sigma'_a} = \frac{M}{\sigma'_a \cdot \bar{\gamma}} = \frac{M}{\sigma'_a \cdot \bar{\gamma} \cdot h}$$

Vérification des contreintes :

- On calcule la position de l'axe neutre y d'après

$$\frac{b y_1^2}{2} + n A' (y_1 - d') - n A (h - y_1) = 0 \quad n = 15$$

Le moment d'inertie $I :$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + n A' (y_1 - d')^2 + n A (h - y_1)^2$$

On calcule après : $\theta = \frac{M}{I}$

On calcule alors les contraintes :

$$\sigma'_b = \theta \cdot y_1 \quad ; \quad \sigma'_a = n \theta (y_1 - d') \quad ; \quad \sigma_a = n \theta (h - y_1)$$

Et on doit vérifier que dans tous les cas on a :

$$\begin{aligned} \sigma'_b &\leq \bar{\sigma}'_b \\ \sigma'_a &\leq \bar{\sigma}'_a \\ \sigma_a &\leq \bar{\sigma}_a \end{aligned}$$

B) PROCÉDÉ PRECONTRAINTE :

Le procédé utilisé dans la précontrainte est dit en post tension c'est à dire que les cables sont tendus après durcissement du béton. Dès la mise en tension à l'aide de vérins, on bloque les armatures précontrainte contre le béton à l'aide d'ancrages.

Caractéristiques du béton :

1) Résistance nominale

- Compression : $\sigma'_n = \sigma'_{28} = 350$ bars
- Traction : $\sigma_n = \sigma_{28} = 28$ bars

2) Contraintes admissibles

- En service : $\bar{\sigma}' = 0,42 \sigma'_n = 147$ bars
- En période de construction : $\bar{\sigma}' = 0,55 \sigma'_n = 192,5$ bars

3) Traction :

- La traction n'est pas admise : $\bar{\sigma} = 0$

4) Modules de déformation du béton

- Courte durée : $E_i = 21000 \sqrt{350} = 4.10^5 \text{ kg/cm}^2$
- Longue durée : $E_v = \frac{1}{3} E_i = 1.33.10^5 \text{ kg/cm}^2$

- Caractéristiques des armatures de précontrainte

Les câbles utilisés sont du type 7 T 15 III T BR DYWIDAG tirés des 2 extrémités (actif - actif)

- Section utile d'un câble : $\omega = 9,73 \text{ cm}^2$
- Contrainte de rupture garantie : $R_g = 18000 \text{ kg/cm}^2$
- Contrainte caractéristique de déformation garantie :
 $T = 16000 \text{ kg/cm}^2$
- Diamètre extérieur de la gaine d'un câble : $\varnothing_e = 6,7 \text{ cm}$
- Diamètre intérieur de la gaine d'un câble : $\varnothing_i = 6 \text{ cm}$
- Coefficient de frottement : $f = 0,2$
- Perte de tension relative/mètre : $f = 0,0016 \text{ rd/m}$
- Perte par blocage d'ancrage : $g = 7 \text{ mm}$
- Relaxation à 1000h : $f_{1000} = 0,03$
- Relaxation à 3000h : $f_{3000} = 0,035$

CHARGES ET SURCHARGES

CHARGE PERMANENTE :

Le poids propre au mètre linéaire pour toute la dalle :

- Dalle : 45,2575 t/m
- Revêtement et chappe : 2,6400 "
- Trottoirs + Corniches : 2,2470 "
- Garde corps + glissière de sécurité : 0,4500 "

Le poids propre total sera donc : $G = 51,30 \text{ t/m}$

SURCHARGES

1- CARACTERISTIQUES PROPRES DU PONT

39,95

- Le pont possède 2 trottoirs dont la largeur roulable = largeur chargeable = 15m
- Le Nbre de voies de circulation: $N = E \left(\frac{L_s}{3} \right) = \frac{15}{3} = 5 \rightarrow N = 5 \text{ voies}$
- Classe du pont ($P_r = 15m > 7m$ \Rightarrow Pont de 1ère. classe
 ($N = 5m$)
- Largeur d'une voie : $P_r = \frac{L_s}{N} = \frac{15}{5} = 3m$

2- SURGACHES DE CHAUSSEE A CONSIDERER

Nous avons à considérer 2 systèmes de surcharges A et B ainsi que les surcharges militaires.

a)- SYSTEME DE SURCHARGE A - ART. 4 DU C.P.C.

C'est une surcharge uniformément répartie ; elle peut être disposée sur une ou plusieurs voies ainsi que sur une longueur L de façon à produire l'effort maximum. Cette longueur L est arrêtée par la ligne d'influence au droit de la section à étudier de façon à avoir l'aire max de la ligne d'influence

$$A = K \cdot A_1 \cdot \frac{P_0}{P_v} \text{ (Kg/m}^2\text{) Avec } A_1 = 230 + \frac{36000}{L + 12} \quad L = 27m$$

$P_0 = 3,5$ dépend de la classe du pont

K : Coefficient qui dépend du nbre. de voies chargées

$$A_1 = 1153,276 \text{ kg/m}^2$$

b)- SURCHARGES DE TROTTOIRS

Conformément à l'article 13 du C.P.C. La charge qu'il y a lieu d'appliquer sur les trottoirs est uniformément répartie sur toute la largeur du trottoir et vaut 150 kg/m^2 . Dans le sens longitudinal elle sera disposée comme pour le système. A pour créer l'effet le plus défavorable.

c) - SURCHARGES B : ART. 5

Le système de surcharge B comprend 3 systèmes distincts: Bc, Bt, Br :

1- SYSTEME Bc

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou de convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation. Dans le sens longitudinal le nombre de camions par file est limité à 2. Les camions homologues des diverses files sont disposés de front ; tous les camions étant orientés dans le même sens. Les surcharges Bc seront multipliées par le coefficient bc donné en fonction du nombre de voies chargées et de la classe du pont.

Dans notre cas, on a 5 voies de circulation donc on peut y disposer 5 convois de 2 camions du type Bc

2- SYSTEME Bt

Le pont supporte 5 voies de circulation → 2 tandems sont placés de front sur la chaussée. Les 2 bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être contiguës ou séparées de sorte à obtenir la situation la plus défavorable. La valeur de la surcharge Bt doit être pondérée par un coefficient bt qui est fonction de la classe du pont. Pour un pont de 1ere. classe bt = 1.

3- SYSTEME Br

C'est une roue isolée de 10 tonnes, dont le rectangle d'impact disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable pour avoir l'effet le plus défavorable.

d) - SURCHARGES MILITAIRES

Les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules du type M80 et Mc 120 et c. l.à sur les itinéraires classés pour permettre le passage de convois militaires lourds. Pour notre cas on ne fera que l'étude du système Mc120 comme il nous a été demandé, et dont les effets sont certainement plus défavorable que ceux des autres systèmes.

. SYSTEME Mc 120

Il se compose de 2 chenilles de 55 t chacune. Un seul convoi est supposé circuler dans le sens transversal quelque soit la largeur de la chaussée. Dans le sens longitudinal le nombre de véhicules du convoi n'est pas limité, cependant la distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée doit être $\geq 30,5m$.

. CALCUL DU COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE

La majoration pour effet dynamique est applicable pour les systèmes B ainsi que pour les surcharges militaires. Le coefficient de majoration dynamique étant

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

Avec : L = portée de la travée : 27m

P : poids propre total du tablier → 1385,4t

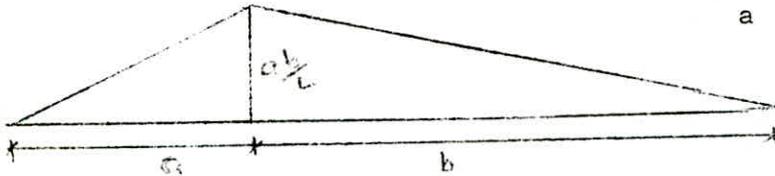
S : surcharge max que l'on peut disposer sur le tablier.

Cette surcharge étant frappés dans le cas du système B par bc ou bt.

.../...

LIGNES D'INFLUENCES

Lignes d'influences du moment fléchissant.



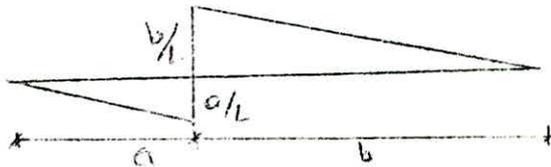
$a + b = L = 27 \text{ m}$

On considère les sections suivantes : qui ont pour "a")

- a = L/8
- a = L/4
- a = 3L/8
- a = L/2

a (m)	0	L/8 3,375	L/4 6,75	3L/8 10,125	L/2 13,5
b	L 27	7L/8 23,675	6L/8 20,25	5L/8 16,875	L/2 13,5
ab/L	0	7L/64 2,953	3L/16 5,0625	15L/64 6,328	L/4 6,75

Lignes d'influences de l'effort tranchant

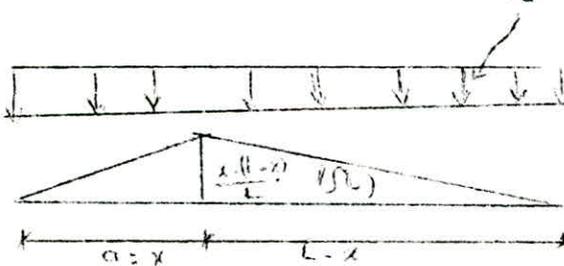


$a + b = L$

a/L	0	1/8	1/4	3/8	1/2
b/L	1	7/8	6/8	5/8	1/2

1) Calcul du moment fléchissant dû au poids propre G.

$q_G = 51,30 \text{ t/ml}$



$\Omega_G = \frac{x \cdot (L-x)}{L} \times \frac{L}{2}$

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

$M_G = q_G \times \Omega_G$

a=x (m)	0	1/8 3,375	L/4 6,75	3L/8 10,125	L/2 13,5
M _G (t.m)	0	2045,186	3506,034	4382,523	4674,713

2) Disposition des Surcharges :

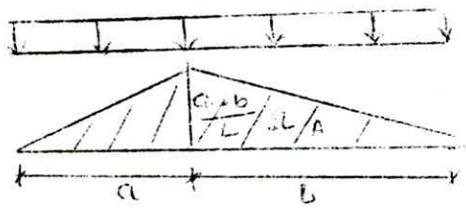
a) Surcharge A : sur toute la portée pour la détermination du moment fléchissant.

$$q = A \cdot Lc \quad \text{avec} \quad A = 941,68 \text{ kg/m}^2$$

$$q_A = 941,68 \text{ kg/m}^2 \times 15\text{m} = 14,125\text{t/ml}$$

$$q_A = 14,125\text{t/ml}$$

$$M_A = K_A \times q_A \times R_A \qquad M_A = 14,125 \cdot R_A \cdot K_A$$



$$R_A = \frac{ab}{L} \times \frac{L}{2} = \frac{axb}{2}$$

a (m)	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
S (m ²)	0	39,867	68,344	85,430	91,125
M _A /K _A (t·m)	0	563,121	965,359	1206,699	1287,141

b) Surcharge B_c

Pour avoir le cas le plus défavorable de disposition de charges, il faut que les relations (inégalités) soient vérifiées.

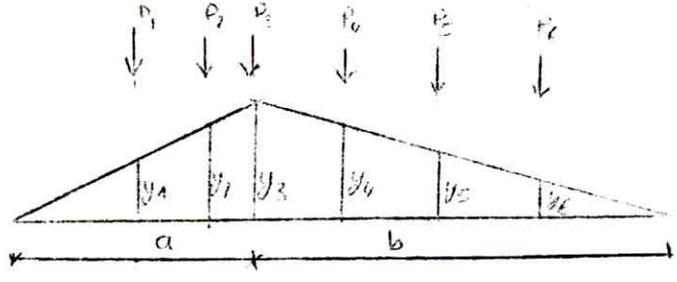
$$\frac{\sum_{j=1}^n P_j}{a} > \frac{\sum_{j=1}^n P_j}{b} \quad \text{et} \quad \frac{\sum_{j=1}^n P_j}{a} < \frac{\sum_{j=1}^n P_j}{b}$$

$$\delta_{BC} = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} \neq \frac{0,6}{1+4p/s}$$

$$L = 27\text{m} \quad ; \quad p = 1385,1 \text{ t} \quad ; \quad S = 0,7 \times 30 \times 10 = 210\text{t}$$

$$\delta_{BC} = 1,0844$$

- Cas général de disposition de charges et calcul des moments M_{Rc} sans tenir compte du coefficient de répartition transversale.

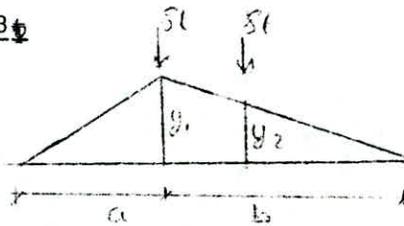


Sect.	L/8		L/4		3L/8		L/2	
	y_i (m)	P_{it}						
i = 1	2,953	6	3,938	6	5,391	6	1,5	6
i = 2	2,766	6	5,063	6	6,328	6	2,25	6
i = 3	2,203	3	3,938	3	4,641	3	4,5	3
i = 4	1,641	6	2,813	6	2,953	6	6,75	6
i = 5	1,453	6	2,438	6	2,391	6	6,00	6
i = 6	0,891	3	1,313	3	0,703	3	3,75	3
$\sum P_i y_i$ (t.m)	621,6		1012,65		1184,1		1237,5	

$$\sum P_i \cdot y_i = 10 [6 \cdot (y_1 + y_2 + y_4 + y_5) + 3 (y_3 + y_6)]$$

c) Surcharge B_t

$$S_{Bt} = 4,6650$$



$$b_t = 1$$

$$s = 1 \times (16 + 16) \times 2 = 64t$$

Sect.	L/8		L/4		3L/8		L/2	
	y_i (m)	P_i	y_i	P_i	y_i	P_i	y_i	P_i
i = 1	2,953	8	5,063	8	6,328	8	6,75	8
i = 2	2,784	8	4,725	8	5,822	8	6,075	8
$\sum P_i y_i$ (t.m)	183,6		313,216		388,8		410,4	

$$\sum P_i y_i = 4 [8(y_1 + y_2)]$$

d) Surcharge militaire M_c120

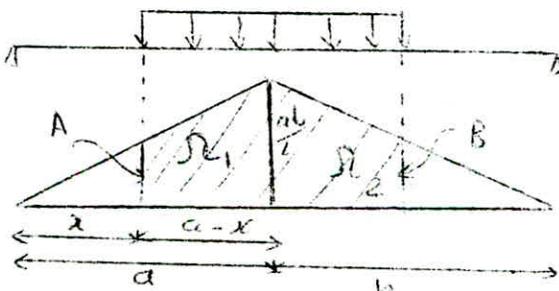
$$M_{c120} = 1,074$$

Transversalement : le nombre de véhicule est illimité
Longitudinalement : un seul véhicule M_c120 est supposée circuler

Distance minimale entre les axes de chenilles successives est de 36,6m

Le poids total des chenilles pour un véhicule est de 110t sur une longueur de 6,10m

$$q = \frac{110 \text{ t}}{6,10\text{m}} = 18,033 \text{ t/ml}$$



$$M_{M_{c120}} = q \times \Omega_{M_{c120}}$$

$$\Omega_{M_{c120}} = \Omega_1 + \Omega_2$$

On pose $ab/L = \alpha$

Pour chaque section (position "a") correspondant une disposition ("x") de la surcharge $M_c 120$ pour donner une section (Aire)
 $\Omega_{M_c 120} \Rightarrow$ moment plus grand \rightarrow M_{max} .

* Détermination de l'Aire $\Omega_{M_c 120}$

$$\Omega_1 = (A + ab/L) \left(\frac{a-x}{2}\right) \rightarrow \Omega_1 = (A + x) \left(\frac{a-x}{2}\right)$$

$$\Omega_2 = (B + ab/L) \left(\frac{x+6,1-a}{2}\right) \rightarrow \Omega_2 = (B + x) \left(\frac{x+6,1-a}{2}\right)$$

$$\frac{A}{x} = \frac{x}{a} \Rightarrow A = \frac{x}{a} \cdot x \rightarrow A = \frac{x \cdot x}{a}$$

$$\frac{B}{(L-6,1-x)} = \frac{x}{b} \Rightarrow B = \frac{x \cdot (L-6,1-x)}{b} \Rightarrow B = \frac{x \cdot (20,9-x)}{b}$$

$$\Omega_1 = \left(\frac{x \cdot x}{a} + x\right) \left(\frac{a-x}{2}\right) \rightarrow \Omega_1 = \frac{x}{2} \left[\frac{(a+x)(a-x)}{a}\right]$$

$$\Omega_2 = \left[\frac{x}{b}(20,9-x) + x\right] \left(\frac{x+6,1-a}{2}\right) \rightarrow \Omega_2 = \frac{x}{2} \left(\frac{20,9-x}{b} + 1\right)(6,1+x-a)$$

$$\Omega_{M_c 120} = \Omega_1 + \Omega_2$$

$$\Omega_{M_c 120} = \frac{x}{2} \left[\frac{a^2 - x^2}{a} + \frac{(20,9+b-x)}{b} \cdot (6,1+x-a) \right]$$

pour que $\Omega_{M_c 120}$ soit maximale il faut que $\frac{\partial \Omega}{\partial x} = 0$

$$\frac{\partial \Omega}{\partial x} = \frac{x}{2} \left[\frac{-2x}{a} + \frac{(20,9+b-x)}{b} - \frac{(6,1+x-a)}{b} \right]$$

$$\frac{\partial \Omega}{\partial x} = 0 \Rightarrow -\frac{2x}{a} + \frac{20,9+b}{b} - \frac{x}{b} - \frac{6,1-a}{b} - \frac{x}{b} = 0$$

$$x \left(\frac{2}{a} + \frac{2}{b}\right) = \frac{14,8 + (a+b)}{b}$$

$$x \left(\frac{2(a+b)}{ab}\right) = \frac{41,8}{b}$$

$$x = \frac{41,8}{b} \cdot x \cdot \frac{ab}{2(a+b)}$$

$$x = \frac{20,9 \cdot a}{a+b}$$

$$x = \frac{20,9}{1+b/a}$$

Calcul du moment fléchissant dû à la surcharge $M_c 120$ sans tenir compte du coefficient de repartition transversale

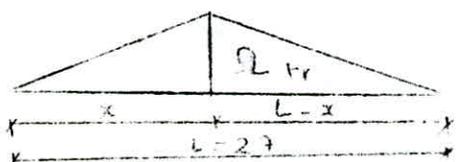
	L/8	L/4	3L/8	L/2
a (m)	3,375	6,75	10,125	13,5
b (m)	23,625	20,25	16,875	13,5
b/a	7	3	1,66	1
x	2,613	5,225	7,857	10,45
$\Omega_{M_c 120}$ (m ²)	15,979	27,400	34,240	36,524
M (t.m)	288,15	494,104	617,450	658,637

- e) Calcul moment fléchissant dû à la surcharge de trottoirs sans tenir compte du coefficient de repartition transversale :

Pour obtenir l'effet le plus défavorable, autrement dit le moment max, il faut charger les deux trottoirs.

La bande surchargée est celle comprise entre le garde corps et la glissière de sécurité soit une largeur totale de 1 mètre c à d (0,50m + 0,50m)

$$q_{tr} = 0,15t/m^2 \times 1m = 0,15t/ml$$



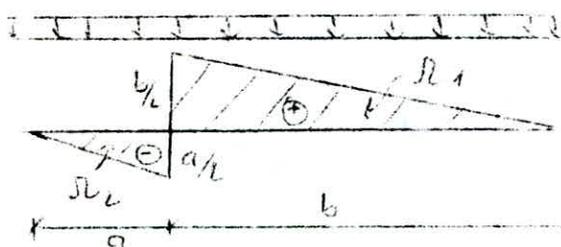
$$\Omega_{tr} = \frac{x(L-x)}{2}$$

$$M_{tr} = q_{tr} \times \Omega_{tr}$$

x (m)	L/8	L/4	3L/8	L/2
$\Omega_{tr}(m^2)$	39,87	68,34	85,43	91,125
$M_{tr}(t.m)$	5,98	10,25	12,81	13,67

- 2) Calcul de l'effort tranchant sans tenir compte du coefficient de repartition transversale

- a) - Charge permanente G = 51,3t/ml



$$51,3t/ml$$

$$T_G = G \times (\Omega_1 - \Omega_2)$$

$$\Omega_1 = \frac{1}{2} \frac{b^2}{L}$$

$$\Omega_2 = \frac{1}{2} \frac{a^2}{L}$$

a	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
Ω_1	13,5	10,336	7,594	5,273	3,375
Ω_2	0	0,211	0,844	1,898	3,375
$\Omega_1 - \Omega_2$	13,5	10,125	6,75	3,375	0
T (t)	692,550	519,413	346,275	173,138	0

b) Surcharge A

$$A = K \cdot AL \frac{f_c}{f_v}$$

$$f_c = 3,5 \quad K \cdot \frac{f_c}{f_v} = 0,817$$

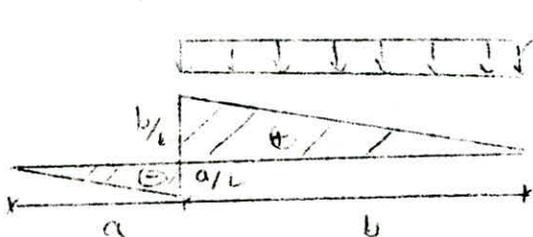
$$f_v = 3$$

$$K = 0,7$$

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

avec L: longueur chargeable

$$A = 0,817 \times A_c$$



Pour obtenir le cas le plus défavorable, on doit charger que la partie > 0

c à d $\Omega > 0$

$$T_A = q \cdot \Omega_A$$

$$\Omega_A = \frac{1}{2} \frac{b^2}{L}$$

a	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
L=b	27	23,625	20,25	16,875	13,5
AL	1153,076	1240,524	1346,277	1476,752	1641,762
A=0,817AL (kg/m ²)	942,063	1013,508	1099,908	1206,506	1341,320
q=A.P _s (t/ml)	14,130	15,202	16,497	18,098	20,120
$\Omega = \frac{1}{2} \frac{b^2}{L}$	13,5	10,336	7,594	5,273	3,375
T _A (t)	190,755	157,128	125,278	95,431	67,905

c) Surcharge de trottoirs

$$T_{rr} = q_{tr} \times \frac{(L-x)^2}{2L}$$

X (m)	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
T _{tr t}	2,03	1,55	1,14	0,79	0,51

d) Surcharge militaire M_c120

$$\Omega = \left(\frac{b}{L} + y\right) \times \frac{6,1}{2}$$

avec $y = 0,037 (b - 6,1)$

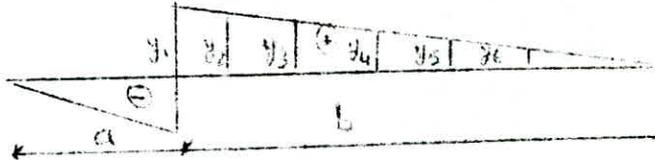
$$q_{M_c120} = \frac{110}{6,1} = 18,033 \text{ t/ml}$$

a	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
		3,375	6,75	10,125	13,5
ΣL	5,411	4,645	3,886	3,123	2,361
T_{tr} (t)	97,577	83,763	70,076	56,317	42,576

e) Surcharge B_c

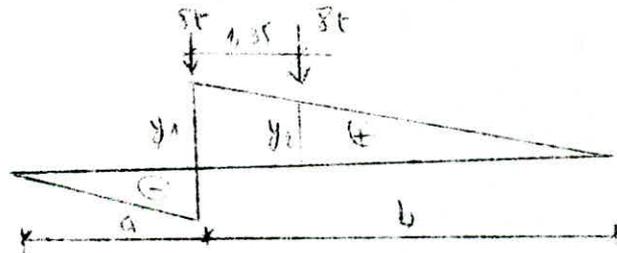


$L = a + b$



Sect.	0		L/8		L/4		3L/8		L/2	
	y_i	P_i	y_i	P_i	y_i	P_i	y_i	P_i	y_i	P_i
$i = 1$	1	6	0,875	6	0,75	6	0,625	6	0,5	6
$i = 2$	0,944	6	0,819	6	0,694	6	0,569	6	0,4444	6
$i = 3$	0,777	3	0,652	3	0,528	3	0,403	3	0,278	3
$i = 4$	0,611	6	0,486	6	0,362	6	0,236	6	0,111	6
$i = 5$	0,555	6	0,430	6	0,306	6	0,181	6	0,056	6
$i = 6$	0,389	3	0,264	3	0,139	3	0,014	3	-	-
$P_i y_i$ (t.m)	221,6		184,08		146,67		109,17		75	

f) Surcharge B_t



Section	0		L/8		L/4		3L/8		L/2	
	y_i	P_i								
$i = 1$	1	8	0,875	8	0,75	8	0,625	8	0,5	3
$i = 2$	0,95	8	0,825	8	0,70	8	0,575	8	0,45	8
$P_i y_i$ (t.m)	62,4		54,4		46,4		38,4		30,4	

on remarque que le système B_t est moins défavorable

REPARTITION TRANSVERSALE

REPARTITION TRANSVERSALE :

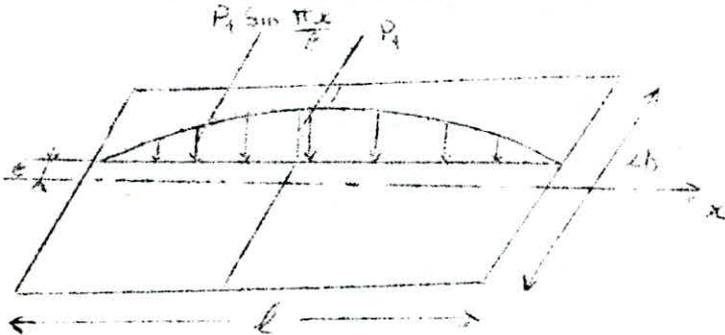
On applique la méthode de GUYON MASSONET à la dalle équivalente on obtient alors les lignes d'influence du coefficient de répartition transversal K_x et du coefficient de flexion transversal.

METHODE DE GUYON MASSONET

Cette méthode approximative est basée sur 2 hypothèses principales :

- La construction réelle est remplacée par une dalle orthotrope ayant les mêmes rigidités moyennes de flexion et de torsion) d'épaisseur constante ayant des modules d'Young E_x et E_y dans les sens x et y
- La répartition transversale réelle du chargement est remplacée par celle qui naît sous une charge répartie le long de l'axe X suivant la sinusoïde $P(x) = P_n \sin \frac{\pi x}{l}$ où P_n est la valeur constante du chargement les coefficients K, H, V, Z, θ sont utilisés pour la détermination en un pt les efforts M_x, M_y, T

DETERMINATION DU COEFFICIENT DE REPARTITION TRANSVERSALE



Sous l'effet de la charge linéaire répartie appliquée à la construction sur une parallèle à l'axe X d'excentricité " e " suivant la loi sinusoïdale $P(x) = P_n \sin \frac{\pi x}{l}$. La construction prend une déformée en demi-onde de sinusoïde selon l'équation $W(x, y) = W(y) \sin \frac{\pi x}{l}$

Si la charge $P(x)$ au lieu d'être répartie sur une droite est répartie uniformément sur la largeur $2b$ de la construction tout en restant sinusoïdale suivant le sens longitudinal la construction prend dès lors une déformée en surface cylindrique d'équation $W_0(x) = W_0 \sin \frac{\pi x}{l}$. Le coefficient de répartition transversale $K(y)$ sera défini comme étant le rapport entre le déplacement vertical $w(x, y)$ d'un point de la construction sous l'effet d'une charge linéaire $P(x)$ et celui $w_0(x)$ du même point mais sous l'effet de la charge $P_0(x)$ uniformément répartie sur la largeur du pont $K(y) = \frac{w(x, y)}{w_0(x)} = \frac{W(y)}{W_0}$

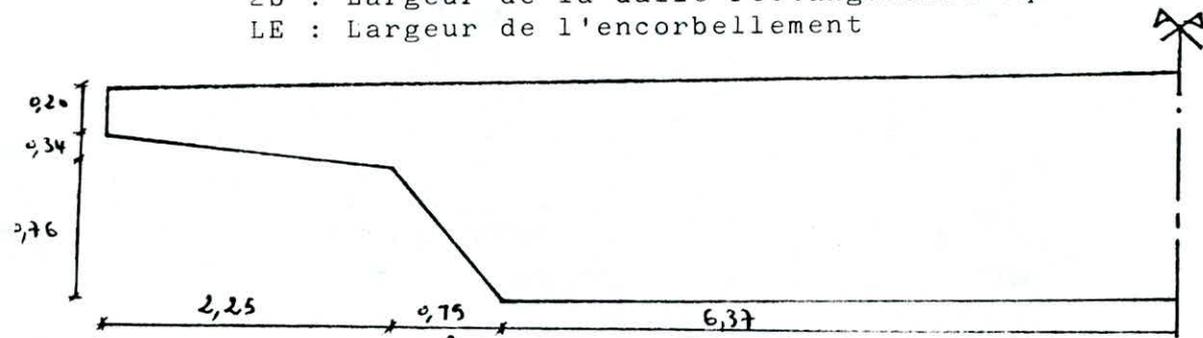
.../...

CALCUL DE LA LARGEUR DE LA DALLE EQUIVALENTE "2b"

La dalle équivalente est une dalle de forme rectangulaire et de telle sorte que son moment d'inertie I soit égal à celui de la dalle réelle à encorbellement.

Avec :

- L : Largeur de la dalle
- LN : Largeur de la nervure
- Lc : Largeur chargeable
- 2b : Largeur de la dalle rectangulaire équivalente
- LE : Largeur de l'encorbellement



$$I_y = \frac{1,3 \times 17,54}{12} - 2 \left(\frac{0,34 \times 2,25^3}{36} + 0,5 \times 0,34 \times 2,25 \times 8,02^2 \right) + \left(\frac{0,76 \times 2,25^3}{12} + 0,76 \times 2,25 \times 7,645^2 \right) + \left(\frac{0,76 \times 0,15^3}{36} + 0,15 \times 0,76 \times 6,47^2 \right)$$

$$I_y = 329,06813 = \frac{1,3 \times 8 \times b^3}{12}$$

$$b = \sqrt[3]{\frac{12 \times 329,06813}{8 \times 1,3}} = 7,24\text{m}$$

$$2b = 14,48 \text{ m}$$

Dans le cas de dalle à encorbellements on doit satisfaire 3 conditions :

- 1- La largeur de la nervure est supérieure à la moitié de la largeur totale de la dalle : $LN > 0,5 L$
 $12,74 > 0,5 \cdot 18,24\text{m}$ vérifiée
- 2- La largeur droite de l'encorbellement n'excède pas 1/5 de la portée du pont : $LE < 0,20 L$
 $2,4 < 0,2 \cdot 27 = 5,4\text{m}$ vérifiée
- 3- La dalle rectangulaire équivalente élargie de 5% de chaque côté recouvrira entièrement la largeur surchargeable : $2b \times 1,1 > l_c \rightarrow 14,48 \times 1,1 > 15$ vérifiée

LE COEFFICIENT K_α DEPEND DE :

- La valeur du paramètre d'entretoisement θ
- La valeur du paramètre de torsion α
- L'excentricité relative $\frac{e}{b}$ de la charge linéaire
- L'ordonnée relative y/b du point considéré de la construction

La flèche moyenne de la section transversale de la construction est donnée par $W_0 = \frac{1}{2b} \int_{-b}^{+b} W(y) dy \Rightarrow 1 = \frac{1}{2b} \int_{-b}^{+b} \frac{W(y)}{W_0} dy = \frac{1}{2b} \int_{-b}^{+b} K(y) dy$

Ce qui signifie que l'ordonnée moyenne de la ligne d'influence de $K_m = \frac{W}{W_0}$ doit être égale à 1 ou en d'autres termes que l'ordonnée moyenne de la ligne d'influence W doit être égale à l'ordonnée W_0 d'une construction chargée uniformément sur toute la largeur : $k_m = \frac{W}{W_0} = 1$

Pour faire un calcul rigoureux du coefficient de répartition K_α , on doit appliquer les formules établies par SATTLER et qui dépendent aussi de la valeur de θ :

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

Les valeurs $K_0 = K(\alpha = 0, \theta, \frac{e}{b}, y/b)$ et $K_1 = K(\alpha = 1, \theta, \frac{e}{b}, y/b)$ sont données par les tableaux de Massonnet établis pour $0,05 \leq \theta \leq 5$

DETERMINATION DES PARAMETRES SANS DIMENSIONS :

1°) Paramètre d'entretoisement : $\theta = \frac{b}{I} \left(\frac{f_p}{f_E} \right)^{1/4}$

. Rigidités fléxionnelles par unité de longueur



$$\begin{aligned} f_p &= \frac{C_p}{b_0} = \frac{I_p \cdot F}{b_0} = EI_p & \text{et } I_p &= I_p = \frac{b_0 \cdot h^3}{12} \\ f_E &= \frac{C_E}{b_0} = \frac{I_E \cdot E}{b_0} = EI_E \end{aligned}$$

D'où $\theta = \frac{b}{I} \left(\frac{f_p}{f_E} \right)^{1/4} = \frac{b}{I} \Rightarrow \theta = \frac{7,24}{27} = 0,265 \approx 0,27$

. Rigidités torsionnelles par unité de longueur :

- Paramètre de torsion : $\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 \sqrt{f_p f_E}}$

$$\begin{aligned} \gamma_p &= \frac{C_p}{b_0} = G \frac{I_p^t}{I} & \text{et } I_p^t &= I_p^t = \frac{b \cdot h^3}{6} \\ \gamma_E &= \frac{C_E}{b_0} = G \frac{I_E^t}{I} \end{aligned}$$

FLEXION LONGITUDINALE

Soit une charge répartie suivant la sinusïde $P(x) = P_1 \sin \frac{\pi x}{L}$ dans le sens de la portée et uniformément répartie sur la largeur de la construction, la surface de flexion de la construction est une surface sinusïdale cylindrique d'équation :

$w_0(x) = w_0 \sin \frac{\pi x}{L}$ Le moment fléchissant longitudinal par unité de largeur produit par cette charge dans la section x est dès lors :
 $M_0(x) = w_0(x) \frac{\pi^2}{12} f_0 = - f_0 \frac{d^2 w_0(x)}{dx^2}$ Et d'une façon analogue le moment fléchissant longitudinal unitaire pour une charge linéaire réelle sinusïdale dans le sens y et d'excentricité "e" sera donné par :

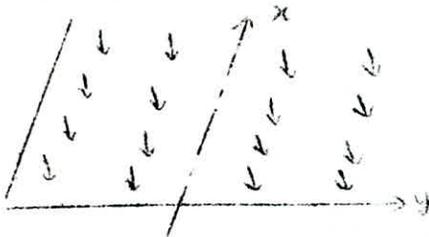
Le coefficient de répartition transversal sera égal au rapport du moment fléchissant réel sur le moment moyen

$$K(y) = \frac{w(x,y)}{w_0(x)} = \frac{w(y)}{w_0} = \frac{M(x,y)}{M_0(x)}$$

Si on a une construction chargée d'un système de n charges linéaires sinusïdales dans le sens x et définies par les expressions $P_1 \sin \frac{\pi x}{L}, \dots, P_n \sin \frac{\pi x}{L}$, le moment fléchissant longitudinal au droit du pt $p(x,y)$ est donné par :

$$M(x,y) = M_0(x) \frac{\sum P_i K_i(y)}{\sum P_i} = M_0(x) K(y) \quad \text{avec} \quad K(y) = \frac{\sum P_i K_i(y)}{\sum P_i}$$

1- Cas de charges concentrées :



Supposons le pont chargé de plusieurs files parallèles de charges concentrées P_1, \dots, P_n . Chaque file sera représentée par la sinusïdale de la forme

$$P(x) = P_k \sin \frac{\pi x}{L} \quad k \in [1, n]$$

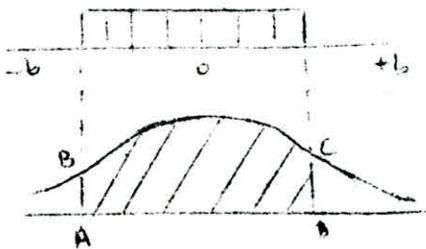
Dans notre cas présent, toutes les charges sont égales dans le sens transversal (système $B_c, B_t \dots$) donc

$$P_1 = P_2 = \dots = P_n = P \quad \text{d'où} \quad K(y) = \frac{\sum P_i K_i(y)}{\sum P_i} = \frac{P \sum K_i(y)}{nP} = \frac{\sum K_i(y)}{n}$$

2- Cas de charges uniformément réparties :

On calcule l'aire correspondant à l'intervalle d'application de la charge répartie. Ces calculs ont été obtenus à l'aide des approximations de SIMPSON effectués sur la T I 59.

On calculera $K(-b) ; K(-3b/4) ; K(-b/2) ; K(-b/4) ; K(0) ; K(b/4) ; K(b/2) ; K(3b/4) ; K(b)$



Exemple :

La ligne d'influence de K pour $y=0$ à l'allure ci-contre et on a :

$$K(0) = \frac{\text{Aire ABCD}}{AD}$$

FLE ION TRANSVERSALE :

Le moment fléchissant transversal est donné par unité de largeur

par :
$$M_y(x, y) = \sum_{m=1}^{\infty} M_{\alpha_m} P_m \sin \frac{m\pi x}{L}$$

Le moment fléchissant transversal maximal a lieu dans la bande

de 1 mètre située à mi-portée :
$$M_y(1/2, y) = \sum_{m=1}^{\infty} M_{\alpha_m}(x, y) = \sum_{m=1}^{\infty} M_{\alpha_m} \cdot P_m \sin \frac{m\pi}{L}$$

On ne va considérer que les 5 premiers termes de la serie de fourrier d'où :

$$M_y(1/2, y) = b (P_1 M_{\alpha_1} - P_3 M_{\alpha_3} + P_5 M_{\alpha_5})$$

Analogiquement aux coefficients K_x les coefficients M_x sont sonnées par :

$$\begin{aligned} 0 < \theta \leq 0,1 & \quad M_x = M_0 + (M_1 - M_0) x^{0,01} \\ 0,1 \leq \theta \leq 1 & \quad M_x = M_0 + (M_1 - M_0) x^{1 - e^{-\frac{0,061 - \theta}{0,003}}} \\ \theta > 1 & \quad M_x = M_0 + (M_1 - M_0) \sqrt{x} \end{aligned}$$

Les valeurs $M_0 = M(x=0, \theta, e/6, y/6)$ et $M_1 = M(x=1, \theta, e/6, y/6)$

sont données par les tableaux de MASSONNET en prenant θ pour le calcul de M_{α_1} , 3θ pour le calcul de M_{α_3} et 5θ pour calculer M_{α_5}

$$\theta = 0,27 \quad 3\theta = 0,81 \quad 5\theta = 1,35$$

Ainsi seront tracées les lignes d'influence de M_{α_1} , M_{α_3} et M_{α_5} les moments de fléxion transversale seront calculés dans la bande de 1 mètre transversale située à mi-portée de la travée.

1 - Cas de charges concentrées

On dispose les convois transversalement, dans un premier temps au droit des ordonnées positives des lignes d'influence de M_x pour avoir le moment max. Puis au droit des ordonnées négatives des lignes d'influence de M_x pour avoir le moment max négatif.

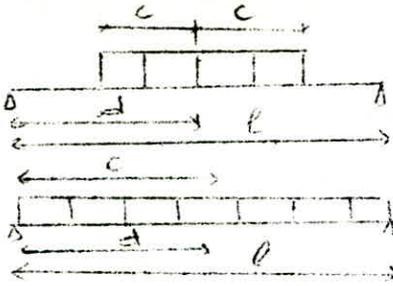
2 - Cas de charges uniformément réparties :

On emploie la même méthode que précédement (voir calcul de K_x) en prenant pour valeur de M l'aire de la partie correspondante de la L.F. de M .

3 - Cas de charges uniformément répartie sur un rectangle 2Cx2C'

On prend pour valeur de M l'ordonnée moyenne de la ligne d'influence correspondant à la largeur 2C'

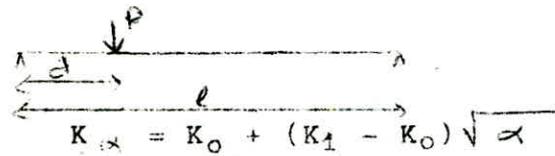
DETERMINATION DE P_m POUR LES DIFFERENTES CAS DE CHARGES



$$P_m = \frac{4P}{m\pi} \sin \frac{m\pi c}{2} \sin \frac{m\pi d}{l}$$

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

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



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

$$e = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{P}{fE}}$$

$$e = \frac{b}{l}$$

$$b = 7,24 \text{ m et } L = 27\text{m}$$

$$e = \frac{7,24}{27} = 0,268 = 0,27$$

$$e = 0,27$$

Par interpolation on a le tableau suivant donnant les valeurs de : K_{ix}

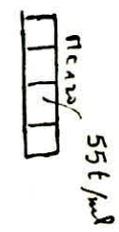
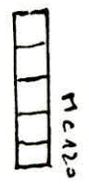
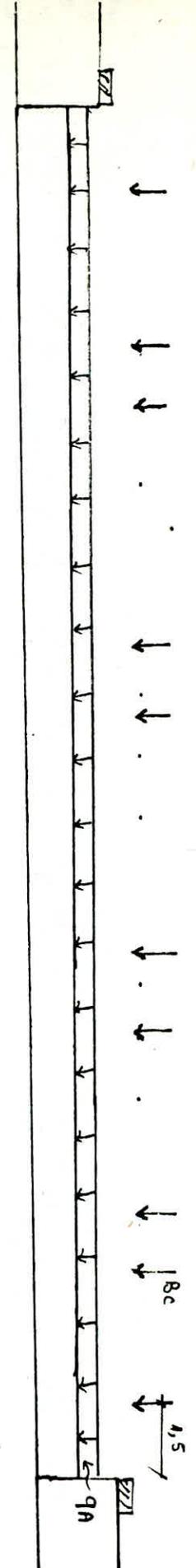
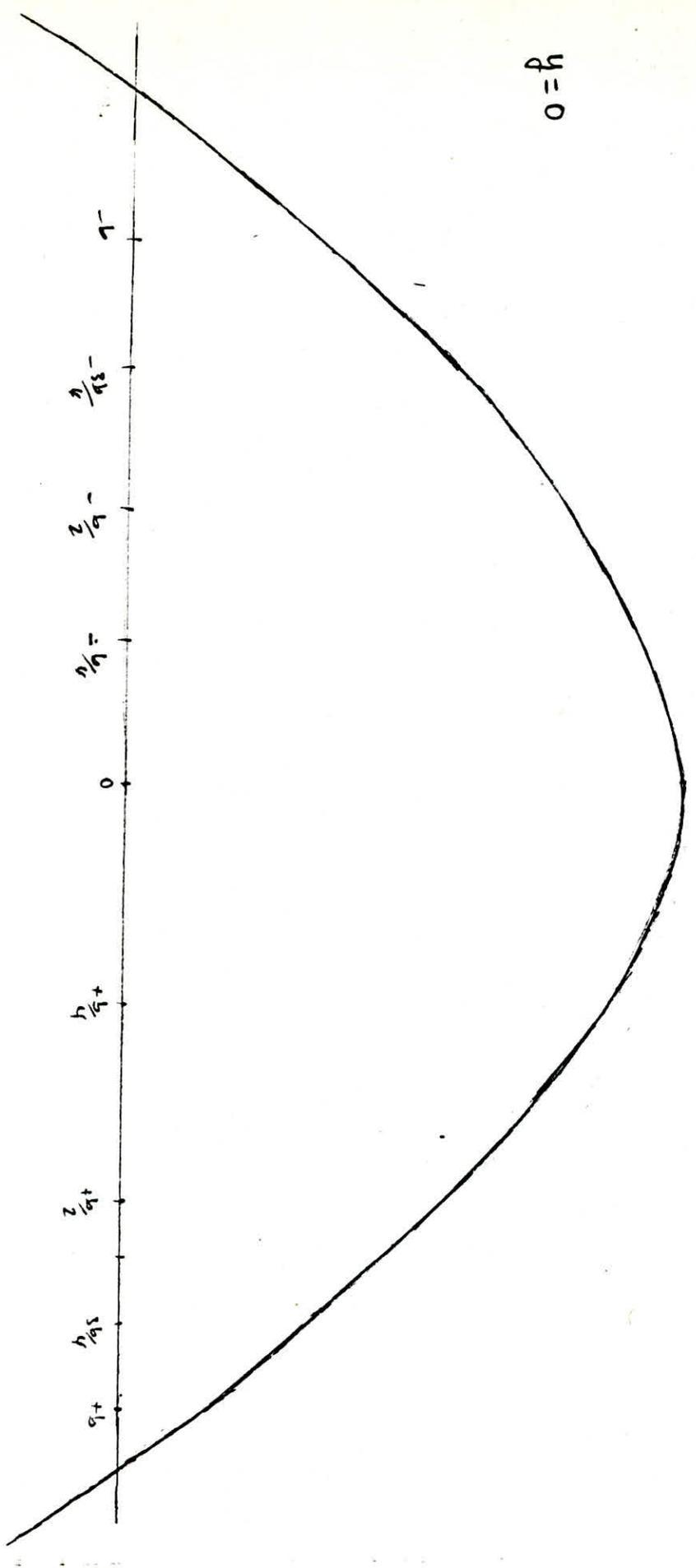
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	+b/4	+b/2	+3b/4	+b
0	0,9753	0,9883	1,0014	1,0126	1,0177	1,026	1,0014	0,9883	0,9753
b/4	0,9004	0,9271	0,9553	0,9845	1,0126	1,0353	1,0481	1,0551	1,0603
b/2	0,8346	0,8721	0,9119	0,9553	1,0014	1,0481	1,0907	1,1251	1,1552
3b/4	0,7761	0,8224	0,8721	0,9271	0,9883	1,0551	1,1251	1,1942	1,2585
b	0,7217	0,7761	0,8346	0,9004	0,9753	1,0603	1,1552	1,2585	1,3669

Les valeurs ci-dessus du coefficient K_{ix} vont nous permettre de tracer ses lignes d'influence pour les différentes valeurs de y

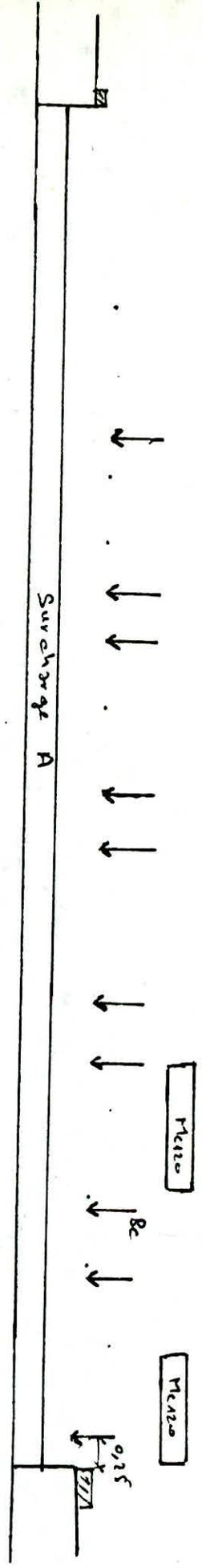
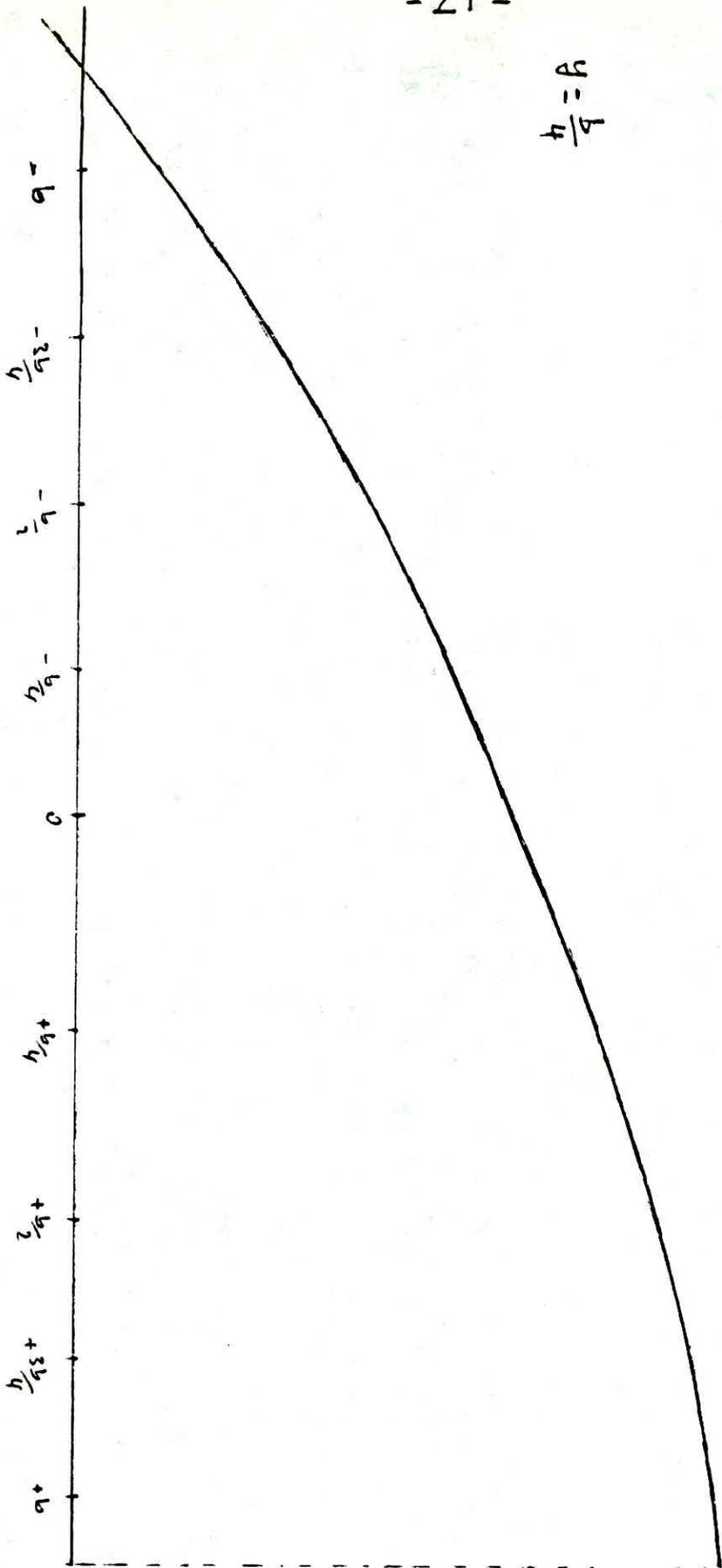
On disposera à chaque fois les charges puis les surcharges de la manière la plus défavorable afin d'obtenir les valeurs max du coefficient K_{ix}

Les positions transversales des différentes charges et surcharges sont représentées sur les graphes.

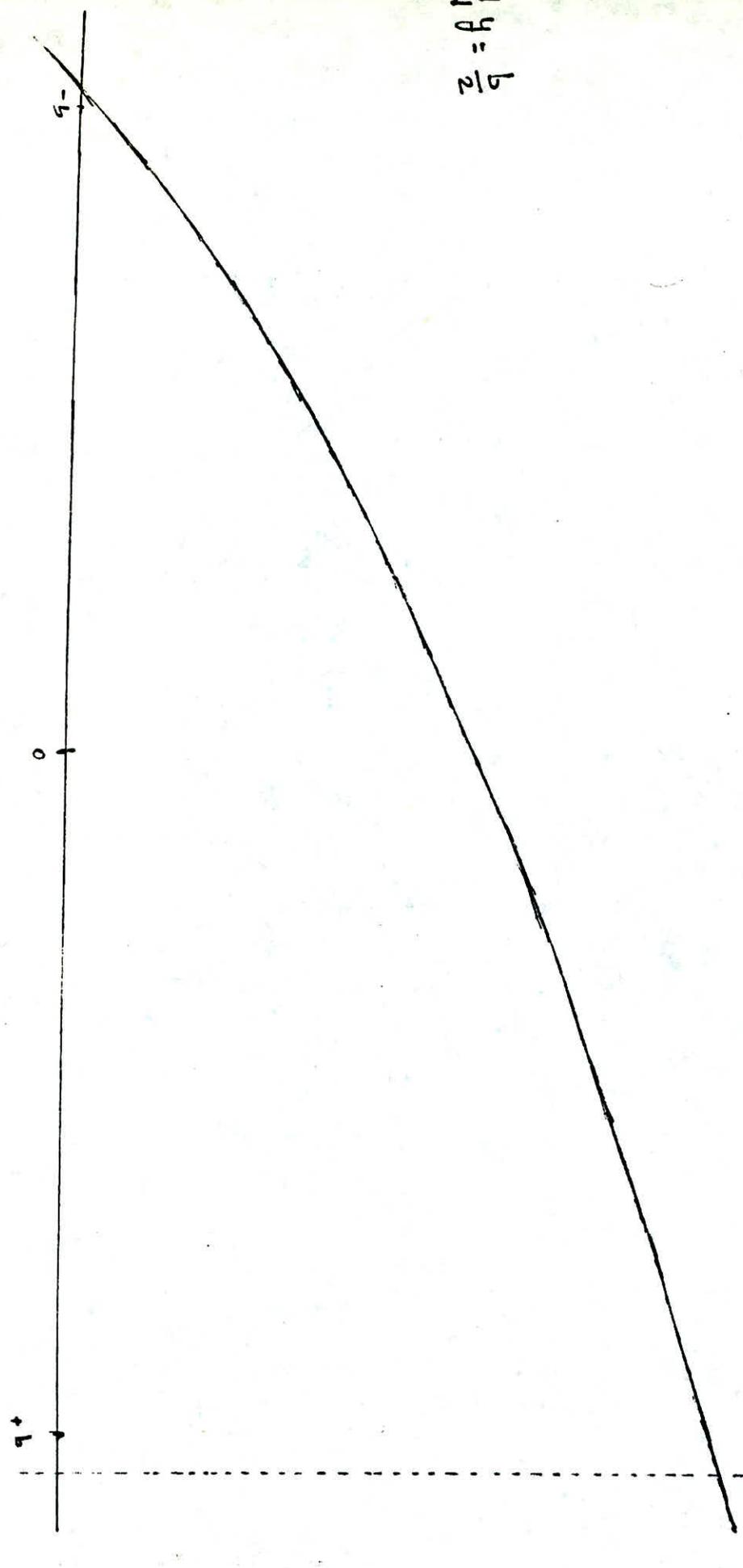
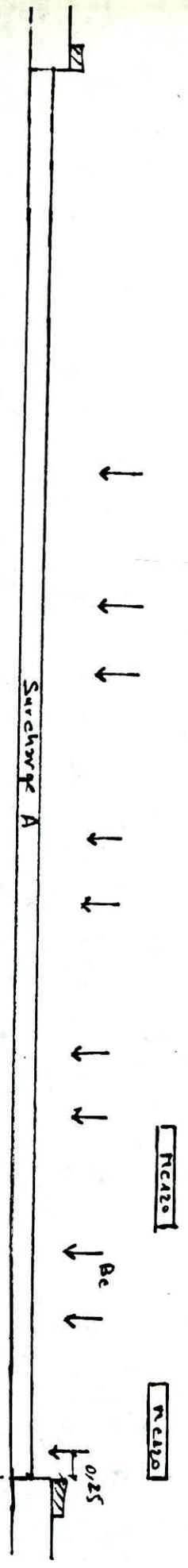
$y=0$



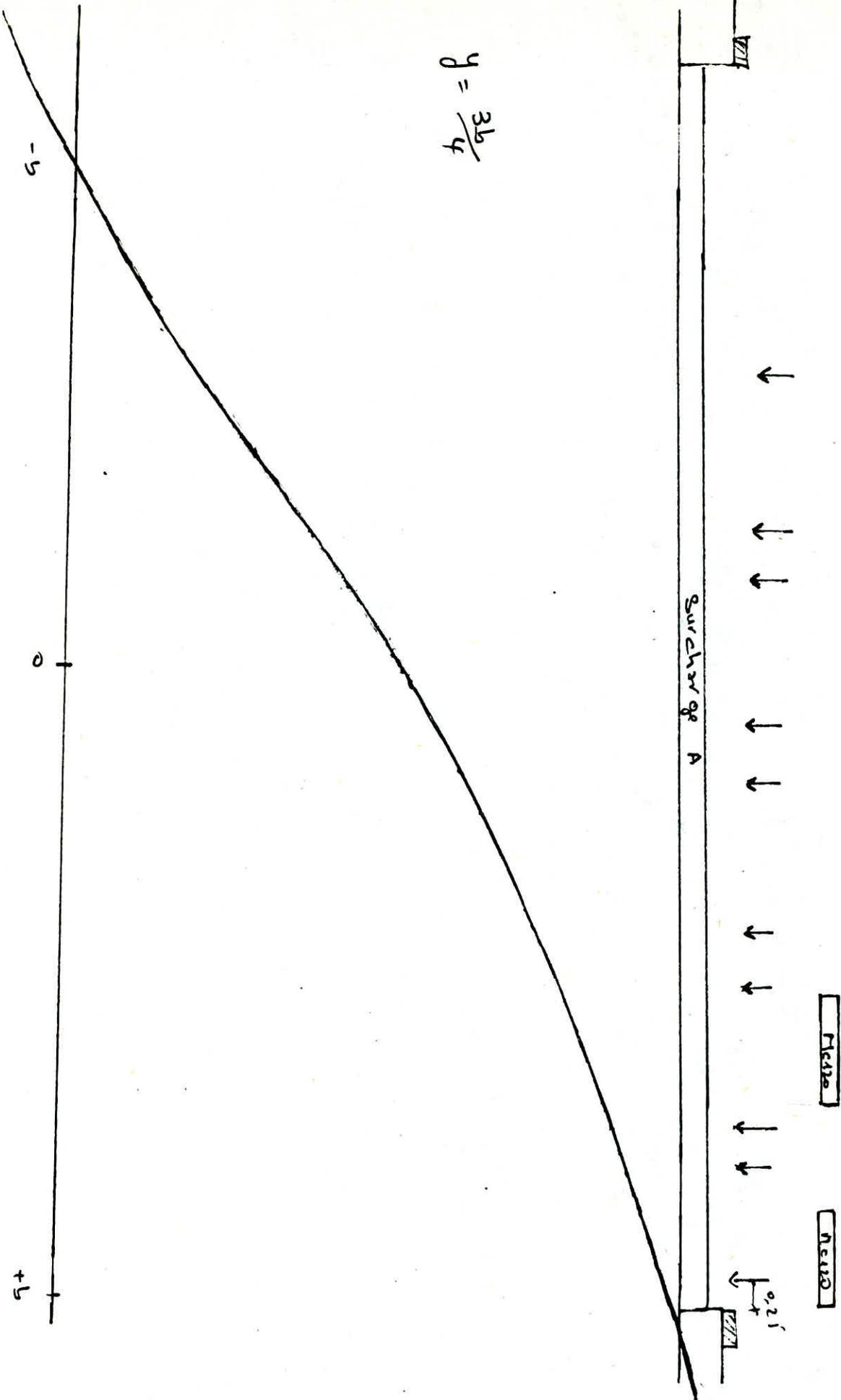
$$y = \frac{b}{4}$$



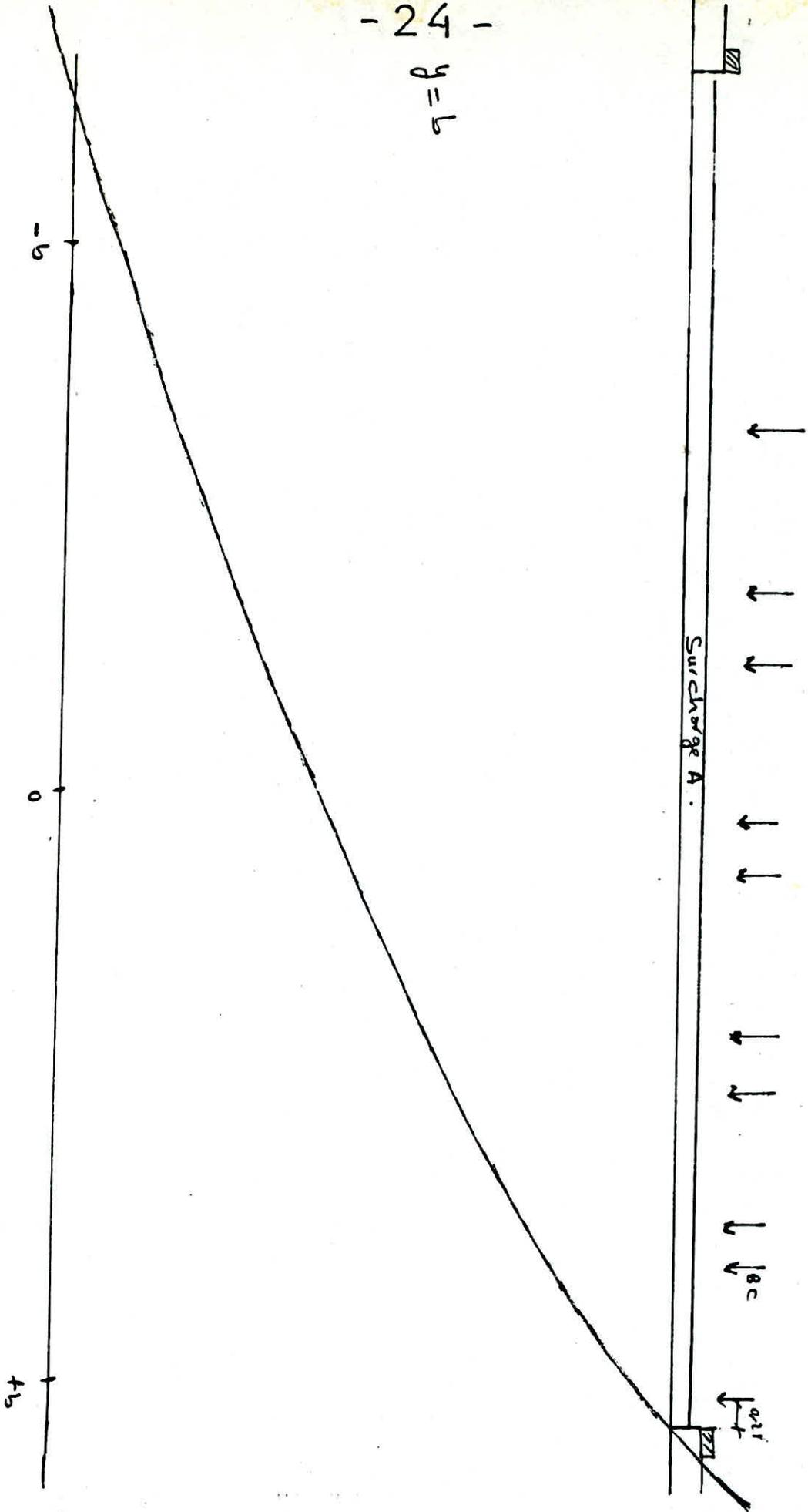
$$\gamma y = \frac{b}{2}$$



$$y = \frac{3b}{4}h$$



- 24 -
 $q = b$



N. 413

N. 410

$$\Omega = \frac{K_0^* + K^* + 2(K_1^* + K_2^* + \dots + K_{n-1}^*)}{2} \times a$$

C'est la formule des trapèzes pour déterminer " " l'aire des lignes d'influence.

x Charge uniformément répartie $\rightarrow K = \frac{\Omega}{a}$ n : nombre
 xx Charge concentrée $\rightarrow K = \frac{\sum K_i^*}{n}$ de files

Détermination de K pour les différents systèmes de surcharge.

Surcharge \ y	0	b/4	b/2	3b/4	b
Surcharge A	0,9975	0,9978	0,9984	0,9995	1,0007
Surcharge Militaire M _c 120	1,0127	1,0539	1,1216	1,1901	1,2550
Système B _c	1,0028	1,0157	1,0286	1,0398	1,0523
Surcharge au trottoir	0,9724	0,9776	0,9951	1,0121	1,0262

Moments fléchissants (t.m) en tenant compte du coefficient de répartition K.

SECTION	CHARGE PERMANENTE G	SURCHARGE A	SURCHARGE B _c	SURCHARGE TROTTOIRS	M _c 120	SURCHARGES CIVILES	SURCHARGE MILITAIRE
0	0	0	0	0	0	0	0
L/8	2045,18	676,22	595,83	7,36	467,4	2728,76	2519,94
L/4	3506,05	1159,24	970,66	12,62	799,19	4677,91	4317,86
3L/8	4382,56	1449,05	113500	15,77	998,7	5847,38	5397,03
L/2	4674,71	1545,65	118619	16,13	1065,31	6237,19	5756,85

Efforts tranchant (t) en tenant compte du coefficient de répartition K

SECTION	CHARGE PERMANENTE G	SURCHARGE A	SURCHARGE B _c	SURCHARGE TROTTOIRS	M _c 120	SURCHARGES CIVILES	SURCHARGE MILITAIRE
0	692,55	229,07	21248	2,50	127,980	924,12	852,82
L/8	519,41	188,69	17653	1,91	109,96	710,01	656,87
L/4	346,28	150,04	14059	1,40	91,92	497,72	461,00
3L/8	173,14	114,60	10464	0,97	73,88	288,71	265,19
L/2	0	81,54	7212	0,63	55,84	82,17	69,47

PRÉCONTRAINTE

INTRODUCTION

Pour exercer une précontrainte donnée dans une section, nous disposons de 2 paramètres : L'intensité de la précontrainte P et son excentricité e, il faudra s'efforcer d'établir une sorte d'équilibre entre d'une part, les moments MG et MQ dus au poids propre et aux surcharges éventuelles et, d'autre part, le moment de précontrainte $M_p = N.e$.

Dans notre cas nous avons une dalle, que l'on peut assimiler à une poutre en T reposant sur 2 appuis libres, les moments MG et MQ sont maximums positifs dans la zone centrale et vont en diminuant vers les appuis et ils s'annulent ; il convient donc dans ce cas, que le moment de précontrainte soit maximal et négatifs dans la zone centrale et diminue en allant vers les appuis où il devra s'annuler approximativement.

Les câbles peuvent être disposés en respectant les enrobages minimum ainsi que les entre axes imposés par les règlements et ce dans le but de pouvoir assurer le bétonnage jusqu'au fond du coffrage et la parfaite vibration ainsi qu'un parfait enrobage de chaque gaine afin de protéger le câble contre la corrosion et d'assurer aussi l'adhérence des gaines au béton.

Dans la partie centrale : La totalité des câbles est placée à l'excentricité maximale négative.

Entre la partie centrale et l'appui, une zone de relevage des câbles donc une diminution de la valeur absolue de l'excentricité par relevage du centre de gravité de l'ensemble des câbles, d'où une diminution progressive du moment de précontrainte $M_p = N.e$

A l'appuis: Les câbles sortent ordinairement sur la face d'about ; suivant une répartition à peu près uniforme de façon que leur centre de gravité coïncide approximativement avec le centre de gravité de la section, ainsi l'excentricité étant presque nulle, le moment de précontrainte s'annule à l'appui.

CALCUL DES DIFFERENTES CONTRAINTES

Il faut vérifier que dans tous les états de charges, les contraintes totales en tout point de la section restent comprises entre les limites admissibles $\bar{\sigma}$ (compression) et $\bar{\sigma}'$ (traction) D'où :

Service à vide	- Fibre supérieure	$\sigma = \sigma_p + \sigma_g$	} $\bar{\sigma} \leq \sigma \leq \bar{\sigma}'$
	- Fibre inférieure	$\sigma' = \sigma_p + \sigma_g$	
Service à charge	- Fibre supérieure	$\sigma = \sigma_p + \sigma_g + \sigma_q$	
	- Fibre inférieure	$\sigma' = \sigma_p + \sigma_g + \sigma_q$	

CALCUL DE LA PRELONTRAINTE

$$\left. \begin{aligned} I_x &= 2,6976 \text{ m}^4 \\ V_i &= 0,693 \text{ m} \\ V_s &= 0,607 \text{ m} \\ S &= 18,503 \text{ m}^2 \end{aligned} \right\}$$

$$i^2 = \frac{I}{S} = 0,1458$$

t/m²

Sous l'effet de G :

- Fibre supérieure $\sigma_G = \frac{M_G \cdot V_s}{I_x} \rightarrow \sigma_G = \frac{4674,71 \times 0,607}{2,6976} = 1051,879 \text{ t/m}^2$

- Fibre inférieure $\sigma'_G = \frac{M_G \cdot V_i}{I_x} \rightarrow \sigma'_G = - \frac{4674,71 \times 0,693}{2,6976} = - 1200,910 \text{ t/m}^2$

Sous l'effet de surcharge (Bc + t.c.c) $\rightarrow (1186,19 + 16,85)$

$$\sigma_\varphi = \frac{M \cdot V_s}{I_x} \rightarrow \sigma_\varphi = \frac{1203,02 \times 0,607}{2,6976} = 270,697 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma'_\varphi = - \frac{M \cdot V_i}{I_x} \rightarrow \sigma'_\varphi = - \frac{1203,02 \times 0,693}{2,6976} = - 309,05 \text{ t/m}^2$$

$$f = \frac{N}{S} \left(1 + \frac{e \cdot V_s}{i^2} \right)$$

$$p = \frac{N}{S} \left(1 - \frac{e \cdot V_i}{i^2} \right)$$

$$e = - (V_i - d') = - (0,693 - 0,115) = - 0,578 \text{ m}$$

$$\sigma'_p = \frac{N}{18,503} \left(1 + \frac{0,578 \times 0,693}{0,1458} \right) \quad 1200,91 + 309,05 = 1509,96 \text{ t/m}^2$$

$$N \geq 1509,96 \times \frac{18,503}{3,7473} \quad N = 7456 \text{ t}$$

on la majore de 25% en tenant compte des pertes

$$N = 9320 \text{ t}$$

$$P = \min (0,85 \times 176,4 \text{ t}; 0,92 \times 156,8 \text{ t}) = 144,256 \text{ t}$$

en prenant des 7 T 15 $\rightarrow w = 9,73 \text{ cm}^2$ (section d'un câble 7T15)

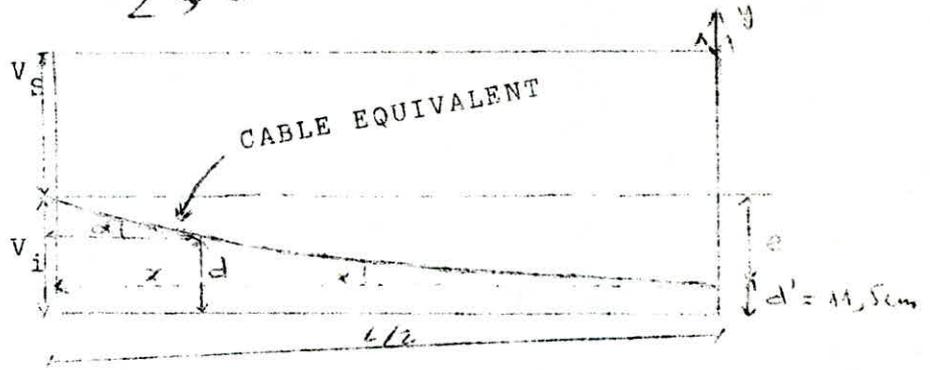
Nombre de câble : $n = \frac{N}{P}$

$$n = \frac{9320}{144,256} = 64,607$$

On prend 65 câble de 7 T 15 $\Rightarrow N = 9376,64 \text{ t} = 65 \times 144,256$

On suppose que le câble résultant passe le centre de gravité

$(M^t = 0)$



Parabole : $Y = A X^2$ $e = a \left(\frac{L}{2}\right)^2 \Rightarrow a = \frac{4e}{L^2}$
 $Y = \frac{4e}{L^2} X^2$ $= \text{Arctg} \frac{8e X}{L^2}$ $e = 0,578\text{m}$

$\frac{dy}{dx} = y' = \frac{8e x}{L^2} = \text{tg} \alpha \Rightarrow \alpha = \text{Arctg} \frac{8e X}{L^2}$

$d = y + 11,5 = \frac{4e X^2}{L^2} + 11,5$ avec $Y = \frac{4 \times 0,578}{27^2} X^2 = 31,7151 \cdot 10^{-4} X^2$

SECT	Sect 0,0L N=13,5	Sect (L/4) N=10,125	Sect L/4 N=6,75	3L/4 N=3,375	L/2 N=0
y (cm)	57,801	32,513	14,450	3,613	0,000
α°	4,894	3,675	2,452	1,226	0,000
d (cm)	69,301	44,013	25,950	15,113	11,500

On choisit 2 nappes de 33 câbles et 32 câbles chacune

- en travée on prend un enrobage minim de $d = 11,5\text{cm}$
- a l'about on doit avoir une excentricité = null $\Rightarrow M^t = 0$



$N_1 = 4616,192\text{t}$

$Nd = N_1 d_1 + N_2 d_2$ avec $N_1 = 32P$

$N_2 = 33P$

$N_2 = 4760,448 \text{ t}$

$d_2 = \frac{Nd - N_1 \cdot d_1}{N_2}$

$N_3 = 65P$

$d_2 = \frac{65d - 32 d_1}{33}$

.../...

A l'About on a $d = 69,301$ cm

On prend d_1 de telle sorte qu'il soit à l'intérieur du fuseau limité

On prend $d_1 = 50$ cm

$$d_2 = \frac{(65 \times 69,301) - (32 \times 50)}{33} \quad d_2 = 88,02 \text{ cm}$$

EQUATION DES CABLES DE LA PREMIERE NAPPE

$$y_1 = 4 \left(\frac{0,5 - 0,115}{27^2} \right) \cdot X^2 \rightarrow \boxed{y_1 = \frac{X^2}{473,37}} \quad \boxed{\alpha_1 = \text{Arctg} \frac{X}{236,69}}$$

EQUATION DES CABLES DE LA 2ème. NAPPE

$$y_2 = 4 \left(\frac{0,8802 - 0,115}{27^2} \right) \cdot X^2 \rightarrow \boxed{y_2 = \frac{X^2}{238,17}} \rightarrow \boxed{\alpha_2 = \text{Arctg} = \frac{X}{119,09}}$$

$$\boxed{N = N_1 \cos \alpha_1 + N_2 \cos \alpha_2}$$

SECT.	C x=13,5m	L/8 x=10,125m	L/4 x=6,75m	3L/8 x=3,375m	L/2 x=0,000m
y_1 (cm)	38,5	21,67	9,63	2,41	0,00
y_2 (cm)	76,52	43,04	19,13	4,78	0,00
α_1^c	3,26	2,45	1,63	0,817	0,00
α_2^c	6,467	4,860	3,244	1,623	0,00
$\cos \alpha_1$	0,9984	0,9990	0,9996	0,9999	1,0000
$\cos \alpha_2$	0,9936	0,9964	0,9984	0,9996	1,0000
$N_1 \cos \alpha_1$	4608,81	4611,58	4614,35	4615,73	4616,192
$N_2 \cos \alpha_2$	4729,98	4743,31	4752,83	4758,54	4760,448
N (t)	9338,79	9354,89	9367,18	9374,27	9376,64
d (cm)	69,301	44,013	25,950	15,113	11,500

TRACE DU CABLE

Calcul du fuseau limité

* Détermination du noyau central limite à l'About pour que la section soit comprimée entièrement si les efforts précontrainte dus au câbles sont à l'intérieur de ce dernier.

.../...

BETON : $S = 18,503 \text{ m}^2$
 $\sigma_{28} = 3500 \text{ t/m}^2$
 $= 0,42 \times \sigma_{28} = 0,42 \times 3500 = 1470 \text{ t/m}^2 = 147 \text{ kg/cm}^2$

$f = \frac{i^2}{V_S \cdot V_I}$: rendement géométrique de la section
 $f = 0,347$
 $V_S = 0,607 \text{ m}$
 $V_I = 0,6930 \text{ m}$

1er. Fuseau limite

$a = f \cdot V_S$
 $a = -f \cdot V_I$

$e_s = a - \frac{M_G + M_Q}{N} \rightarrow e_s = f V_S - \frac{M_G + M_Q}{N}$
 $e_i = a' - \frac{M_G}{N} \rightarrow e_i = -f V_I - \frac{M_G}{N}$

2ème. Fuseau limite

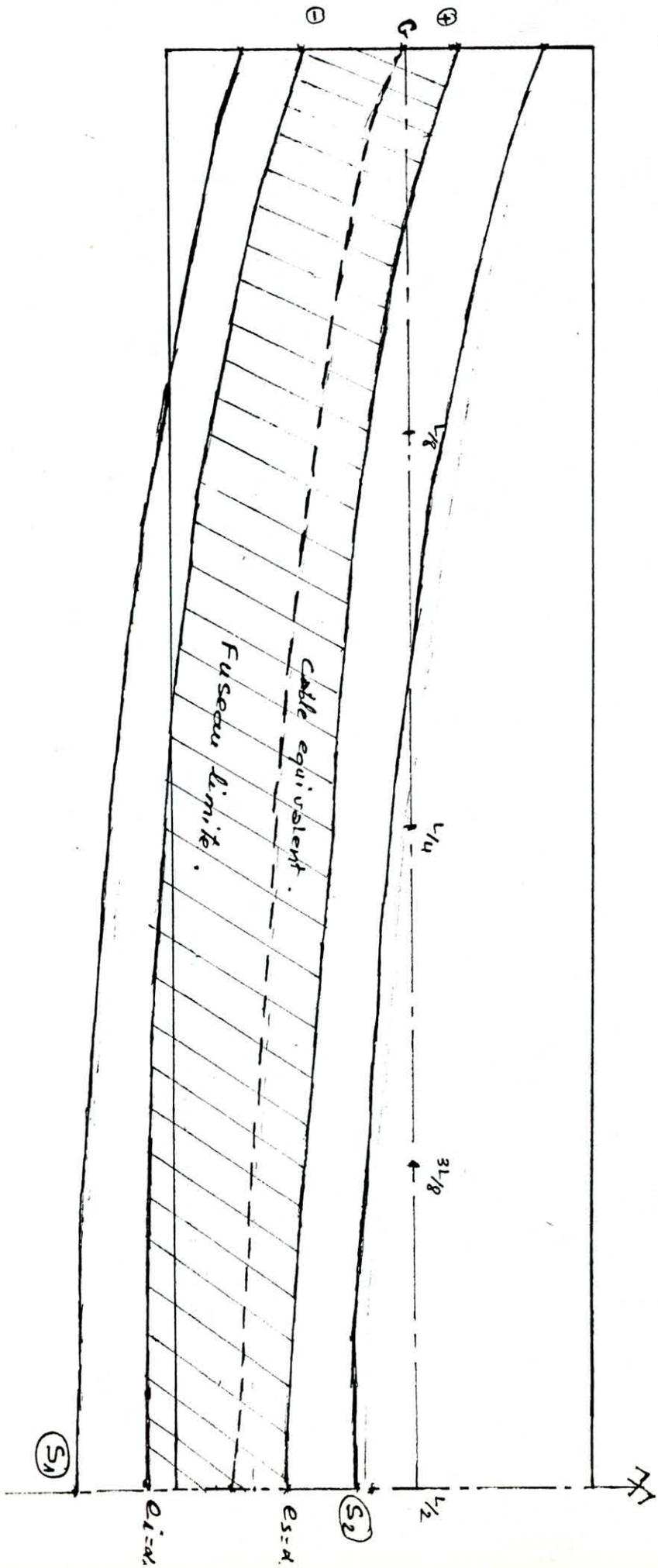
$S_2 = \left(\frac{\sigma_{l.S}}{N} - 1 \right) f \cdot V_I - \frac{(M_G + M_Q)}{N}$ limite supérieure
 $S_1 = - \left(\frac{\sigma_{b.S}}{N} - 1 \right) f \cdot V_S - \frac{(M_G)}{N}$ limite inférieure

TABLEAU DONNANT LES VALEURS LIMITES DU FUSEAU

SECTION	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
$e = d - V_I$ (cm)	0,00	-25,29	- 43,35	- 54,19	- 57,80
N (t)	9338,79	9354,89	9367,18	9374,27	9376,64
M_G (t.m)	0,00	2045,18	3506,05	4382,56	4674,71
$M_G + M_Q$ (t.m)	0,00	2728,76	4677,91	5847,38	6237,19
e_i (cm)	- 24,05	- 45,91	- 61,48	- 70,80	- 73,90
e_s (cm)	21,06	- 8,11	- 28,88	- 41,31	- 45,46
S_1 (cm)	- 40,28	- 62,04	- 77,53	- 86,80	- 89,89
S_2 (cm)	45,99	16,70	- 4,16	- 16,65	- 20,81
α_i (cm)	- 24,05	- 45,91	- 61,48	- 70,80	- 73,9
α_s (cm)	21,06	- 8,11	- 28,88	- 41,31	- 45,46

α_s : limite supérieure du fuseau résultant
 α_i : limite inférieure du fuseau résultant

On remarque que \forall la section $\alpha_i < \alpha_s$



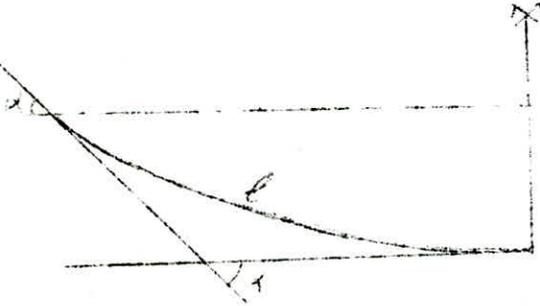
PERTES ET CHUTES DE TENSIONS

a) Pertes instantanées

1) Frottement

$$F_n = F_o (1 - f \cdot x - f \cdot l) \text{ en contrainte } \sigma_n = \sigma_o (1 - f \cdot x - f \cdot l)$$

$$\text{d'où } \Delta \sigma_f = \sigma_o (f \cdot x + f \cdot l)$$



- σ_o = contrainte à l'encrage
- $\sigma_o = \min (0,8R_g, 0,9 \cdot T_s) = 145 \text{ kg/mm}^2$
- x : déviation angulaire (rd)
- f : coefficient de frottement (file-gaine) = $f = 0,2$
- f : déviation angulaire parasite = $0,0016 \text{ rd/m}$
- l = largeur courbe donnée par la formule suivante.

$$l = \frac{1}{4e} [2ax \sqrt{1+(2ax)^2} + \ln (2ax + \sqrt{1+(2ax)^2})]$$

2) Recul d'encrage

$$q = \int_0^{l_g} \Delta \sigma_f dy = \int_0^{l_g} \Delta \sigma_f dy = \text{aire du triangle hachuré}$$

On peut écrire

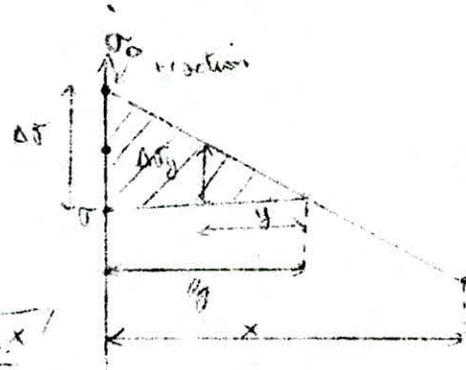
$$\Delta \sigma_y = \Delta \sigma_x \cdot \frac{y}{l_g}$$

$$\frac{\Delta \sigma_x}{x} = \frac{\sigma_a - \sigma_x}{x} = \frac{\sigma_a' - \sigma_y}{l_g}$$

$$\frac{\sigma_y - \sigma_a'}{l_g} = \frac{\sigma_a - \sigma_x}{x} = \frac{\Delta \sigma_x}{x} \Rightarrow l_g = \sqrt{\frac{g \cdot Pa \cdot x}{\Delta \sigma_x}}$$

a l'about : $\Delta \sigma_a = 2 \frac{l_g}{x} \cdot \Delta \sigma_x$

a une abscisse y : $\Delta \sigma_y = \Delta \sigma_a \cdot \frac{y}{l_g}$



distance de la section de vérinage

3) Raccourcissement.

$$\Delta \sigma_{racc} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_b' \cdot \frac{E_a}{E_s}$$

σ_b' = contrainte du béton au niveau du centre de gravité dans la section considérée.

$$\Delta \sigma_{racc} = \frac{1}{2} \cdot \sigma_b' \cdot \frac{E_a}{E_s} = 300 \text{ kg/cm}^2$$

Dans un premier temps on prendra $\Delta \sigma_{trac} = 300 \text{ kg/cm}^2$ sous réserve de vérification après calcul de σ_b' !

Evaluation numérique des pertes instantanées aux différentes sections.

1) FROTTEMENT :

$$\sigma_0 = 145 \text{ kg/mm}^2$$

	Section	0,00l x=0,00m	$\frac{p}{8}$ x=3,375m	$\frac{p}{4}$ x=6,75m	$\frac{3p}{4}$ x=10,125m	$\frac{p}{2}$ x=13,5m
Cable de la 1 ^{ère} nappe	l	0,00	3,375114	6,750915	10,128087	13,507316
	α (rd)	0,00	$1,43 \cdot 10^{-2}$	$2,84 \cdot 10^{-2}$	$4,28 \cdot 10^{-2}$	$5,69 \cdot 10^{-2}$
	$f_x + f_l$	0,00	$9,32 \cdot 10^{-3}$	$18,61 \cdot 10^{-3}$	$27,96 \cdot 10^{-3}$	$37,26 \cdot 10^{-3}$
	$\Delta \sigma_f$ [kg/mm ²]	0,00	1,35	2,70	4,05	5,40
Cable de la 2 ^{ème} nappe	l	0,00	3,375452	6,753613	10,137185	13,528859
	α (rd)	0,00	$2,83 \cdot 10^{-2}$	$5,66 \cdot 10^{-2}$	$8,48 \cdot 10^{-2}$	$11,29 \cdot 10^{-2}$
	$f_x + f_l$	0,00	$11,84 \cdot 10^{-3}$	$23,69 \cdot 10^{-3}$	$35,54 \cdot 10^{-3}$	$47,38 \cdot 10^{-3}$
	$\Delta \sigma_f$ [kg/mm ²]	0,00	1,72	3,44	5,15	6,87
	$\Delta \sigma_f$ moy	0,00	1,54	3,07	4,6	6,14

$$0,11 \leq f \leq 0,3$$

$$1,4 \cdot 10^{-2} \leq \alpha \leq 3,7 \cdot 10^{-2}$$

en pratique $f = 0,18$
 $\alpha = 0,002 \text{ rad/m}$

2) Recul d'encrage :

$$E_a = 2,110^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta \sigma_s = \Delta \sigma_{fr}$$

		S e c t i o n s					
		Lg	0,00m 0,01	$\frac{p}{8}$ 3,375m	$\frac{p}{4}$ 6,75m	$\frac{3p}{4}$ 10,125m	$\frac{p}{2}$ 13,5m
1ère. nappe	$\Delta \sigma_{\text{recul}}$ (kg/mm ²)	21,74m	17,38	14,68	11,98	9,29	6,59
2ème. nappe	$\Delta \sigma_{\text{recul}}$ (kg/mm ²)	19,27	19,60	16,17	12,73	9,30	5,87
	$\Delta \sigma_{\text{recul}}$ (moy)		18,49	15,43	12,36	9,30	6,23

B) Pertes différées :

1) Retrait du béton.

Le retrait du béton occasionne une déformation en raccourcissement qui est évaluée à $\frac{\Delta l}{l} = 2,5 \times 10^{-4}$ en moyenne. Les cables subiront alors une chute de tension.

$$\frac{\Delta \sigma_n'}{E \cdot a} = \frac{\Delta l}{l}$$

$$\Delta \sigma_n' = 2,5 \times 10^{-4} \times 31 \times 10^6 = 525 \text{ kg/cm}^2$$

2) FLUAGE DU BETON

Pour le fluage du béton on a approximativement une déformation différée moyenne pour l'ensemble des cables égale à $2 \frac{\Delta \sigma}{E_a}$ et la déformation instantanée du béton suit $\Delta \sigma_b$ la chute de tension des fils et σ_b la contrainte du béton au niveau des cables en kg/cm^2 .

$$\frac{\Delta \sigma_f'}{E_a} = 2 \frac{\Delta \sigma}{E} = 2 \frac{\sigma_b}{E_i} \quad \text{avec } F_i = 40 \times 10^4 = kg/cm^2$$

$$\sigma_b = 0,42 \times 25 = 103 kg/cm^2 \quad E_a = 2,1 \cdot 10^6 kg/cm^2$$

$$\Rightarrow \Delta \sigma_f' = \frac{2 \times 103 \times 2,1 \times 10^6}{40 \times 10^4} = 1081 kg/cm^2$$

3) Relaxation

$$\Delta \sigma_f = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{9,6}{100} \times P_{1000} \left(\frac{\sigma_{P_i}}{R_g} - 0,55 \right) \sigma_{P_i} \\ 4 \left(\frac{f_{300} + 2,5}{100} \right) \left(\frac{\sigma_{P_i}}{R_g} - 0,55 \right) \sigma_{P_i} \end{array} \right.$$

Majoration de 20% pour les armatures torsuées

σ_{P_i} : contrainte initiale après pertes instantanées

$$\sigma_{P_i} = \sigma_0 - \Delta \sigma_{frott.} - \Delta \sigma_{rect} - \Delta \sigma_{relax}$$

R_g = contrainte de rupture garantie = $18000 kg/cm^2$

$$\sigma_0 = \min (0,85 R_g, 0,9 T_g) = \min (154; 145) = 145 kg/cm^2$$

$$\Delta \sigma_{relax} = 300 kg/cm^2$$

$$f_{1000} = 3\%$$

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

Finalement la perte finale de tension différée sera égale à

$$\Delta \sigma_{diff} = \Delta \sigma_{rect} + \Delta \sigma_{flu} + \Delta \sigma_f - \Delta \sigma_f \frac{\Delta \sigma_{rect} + \Delta \sigma_{flu}}{\sigma_{P_i} - 0,55 R_g}$$

$$\text{Si } \Delta \sigma_{rect} + \Delta \sigma_{flu} < \sigma_{P_i} - 0,55 R_g$$

$$\Delta \sigma_{diff} = \Delta \sigma_{rect} + \Delta \sigma_{flu} \quad \text{Si non}$$

Sections	0,0L	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	$\frac{L}{2}$
$\Delta \sigma_{rect.}$	18,49	15,43	12,36	9,30	6,23
$\Delta \sigma_{frott.}$	0,00	1,54	3,07	4,60	6,14
$\sigma_{P_i} (kg/mm^2)$	123,51	125,03	126,57	128,10	129,63
$\Delta \sigma_f (kg/m^2)$	5,81	6,24	6,70	7,15	7,62
$\Delta \sigma_{diff} (kg/m^2)$	18,06	18,45	18,86	19,26	19,68

Ces résultats correspondent à la phase finale au temps infini

- Contraintes dans les armatures à considérer au cours des différentes phases.

Connaissant les contraintes dans les armatures au cours des différentes phases, nous en déduisons les forces de précontraintes correspondantes.

La réglementation nous impose à considérer 3 phases

- 1) phase initiale à la mise en tension : $\sigma_{pi} = \sigma_0 - \Delta\sigma_{inst}$
- 2) phase finale au temps infini : $\sigma_{pe} = \sigma_{pa} - \Delta\sigma_{diff}$
- 3) phase de mise en service au temps 90 jours

avec
$$\sigma_{pe,90} = \sigma_{pa} - \Delta\sigma_{diff,90}$$
$$\Delta\sigma_{diff,90} = \Delta\sigma_{p,90} + \Delta\sigma_{ret,90} + \Delta\sigma_{flu,90}$$

où relaxation à 90 jours $\Rightarrow \Delta\sigma_{p,90} = 0,55 \Delta\sigma_{pe}$
retrait à 90 jours $\Rightarrow \Delta\sigma_{ret,90} = 0,45 \Delta\sigma_{ret}$
fluage à 90 jours $\Rightarrow \Delta\sigma_{flu,90} = 0,45 \Delta\sigma_{flu}$

Les pertes au temps infini étant données dans le tableau ci-dessus on en déduit facilement les pertes au temps 90 jours. Les contraintes ainsi que les forces de précontraintes seront donnés dans le chapitre qui suit sous forme de tableau

VERIFICATION DES CONTRAINTES

Les vérifications des contraintes se feront suivant les différentes phases correspondant aux différents stades de la construction et sous divers cas de charges et surcharges les plus défavorables.

Phase 1

Immédiatement après la mise en tension des armatures de précontrainte, les contraintes sont celles engendrées par :

- la précontrainte des câbles
- le poids propre de la dalle à vide sans superstructure.

Phase 2

On met en place la superstructure et à 90 jours outre les contraintes engendrées par la précontrainte des câbles on prendra en compte celles dues au poids propre de la dalle avec superstructure.

Phase 3

Application à 90 jours des surcharges civiles.

Phase 4

Au temps infini les contraintes étant engendrées par :

- la précontrainte des câbles
- le poids propre de la dalle avec superstructure

Phase 5

Application au temps infini des surcharges civiles et militaires. On fera les vérifications au niveau des fibres extrêmes pour chaque section.

$$\text{Fibre supérieure } \sigma_s = \frac{N}{S} + \frac{V_s}{I} (M + N.e)$$

$$\text{Fibre inférieure } \sigma_i = \frac{N}{S} + \frac{V_i}{I} (M + N.e)$$

N : force de précontrainte au temps correspondant

M : moment fléchissant engendré aux différentes phases par les charges et surcharges appliquées (dalle vide, dalle + superstructure, dalle + superstructure + surcharge)

e : excentrement du câble moyen/fibre moyen

I : moment d'inertie net de la section.

Contraintes admissibles du béton :

- 1- A la mise en tension $\bar{\sigma}_b = 0,55 \sqrt{25} = 0,55 \times 3500 = 1925 \text{t/m}^2$
traction $\bar{\sigma}'_b = 0$
- 2- En service $\bar{\sigma}_b = 0,42 \sqrt{28} = 0,42 \times 3500 = 1470 \text{t/m}^2$
traction $\bar{\sigma}'_b = 0$
- 3 - A la Repture $\bar{\sigma}_b = 0,8 \times 3500 = 2800 \text{t/m}^2$
 $\sigma'_b = - 0,8 \times 280 = - 224 \text{t/m}^2$

Caractéristiques nettes des différentes sections :

$$I_{net} = I - S_{trac} \cdot d^2$$

$$S_{trac} = 65 \times S_{cable} = 0,1865 \text{ m}^2$$

d : distance du câble équivalent à la fibre moyenne

h : distance de la fibre inférieur au câble moyen

$$V_i(x) = \frac{(\sum S_i) V_i - S_{cable} \cdot h(x)}{\sum S_i - S_{cable}}$$

Section	d (cm)	I (m ⁴)	V _i (m)	V _s (m)	e (m)
0.0	0.0	2,6976	0,6930	0,6070	0,0
$\frac{L}{8}$	25,29	2,6857	0,6939	0,6061	0,2529
$\frac{L}{4}$	43,35	2,6626	0,6945	0,6055	0,4335
$\frac{3L}{4}$	54,19	2,6428	0,6949	0,6051	0,5419
$\frac{L}{2}$	57,80	2,6353	0,6950	0,6050	0,5780

- Tableau 1 : phase initiale M engendré par la dalle vide sans superstructure
- Tableau 2 : phase 90 jours M engendrée par la dalle vide + superstructure
- Tableau 3 : phase 90 jours M engendrée par la dalle vide + superstructure + surcharge civile
- Tableau 4 : phase au temps infini M engendré par la dalle vide + superstructure
- Tableau 5_a : Phase au temps infini M engendré par la dalle vide + superstructure + surcharge civile.
- Tableau 5_b : phase au temps infini M engendré par la dalle vide + superstructure + surcharge militaire.

Tableau 1

Section	OL	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	$\frac{L}{2}$
T_R	123,51	125,03	126,57	128,10	129,63
N (t)	7931,57	8029,18	8128,07	8226,33	8324,58
M(t.m)	0,000	1949,405	3341,838	4177,279	4455,785
\bar{V} (t/m)	428,664	415,431	397,970	380,355	368,216
\bar{V}_1 (t/m ²)	428,664	454,912	486,673	518,367	543,744

Tableau 2

Section	OL	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	$\frac{L}{2}$
$T_{D_{1,2}}$	113,62	114,94	116,27	117,60	118,91
N (t)	7296,45	7381,22	7466,63	7552,04	7636,16
M (t.m)	0,000	2045,186	3506,034	4382,523	4674,713
\bar{V} (t/m ²)	394,339	439,612	464,763	474,567	472,621
\bar{V}_1 (t/m ²)	394,339	352,808	333,306	331,880	343,816

Tableau 3

Section	O.L	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	$\frac{L}{2}$
$T_{D_{1,2}}$	113,62	114,94	116,27	117,60	118,91
N (t)	7296,45	7381,22	7466,63	7552,04	7636,16
M (t.m)	0,000	2728,76	4677,91	5847,38	6237,29
\bar{V}_2 (t/m ²)	394,339	595,468	663,028	809,961	831,328
\bar{V}_1 (t/m ²)	394,339	176,195	105,890	-53,289	-68,204

Tableau 4

Section	0.L	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	$\frac{L}{2}$
$\bar{U}_x - \Delta \bar{U}_{1x}$	105,45	106,58	107,71	108,84	110,37
N (t)	6771,79	5844,35	9616,92	6989,49	7087,77
M (t.m)	0,000	2045,186	3506,034	4382,523	4674,713
$\bar{U}_x (t/m^2)$	365,983	445,170	489,244	513,961	515,751
$\bar{U}_x (t/m^2)$	365,983	169,327	241,440	221,321	230,632

Tableau 5_a

Section	0. L	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	$\frac{L}{2}$
$\bar{U}_x - \Delta \bar{U}_{1x}$	105,45	106,58	107,71	108,40	110,370
N (t)	(6771,79)	6844,35	6346,92	6359,49	7087,77
M (t.m)	0,00	2728,76	4677,91	5847,38	6237,13
$\bar{U}_x (t/m^2)$	365,983	627,711	1070,310	849,355	947,558
$\bar{U}_x (t/m^2)$	365,983	144,719	-425,061	-163,848	-181,436

Tableau 5_b

Section	0.0L	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	$\frac{L}{2}$
	105,45	106,58	107,71	108,84	110,37
N (t)	6771,79	6844,35	6916,92	6989,49	7087,77
M (t.m)	0,000	2519,94	4317,86	5397,03	5756,85
(t/m ²)	365,983	595,413	988,434	746,243	764,183
(t/m ²)	365,983	144,719	-331,147	-45,433	-54,757

VERIFICATION DES CONTRAINTES
AU CISAILLEMENT

Contrainte de cisaillement :

la contrainte de cisaillement du béton au niveau du c.d.g. est donnée par la formule classique.

$$\tau_b = \frac{T_v \cdot S}{I \cdot b}$$



avec T_v : effort tranchant extrême réduit

$$T_v = T_G + T_q - T_p$$

I = moment d'inertie de la section nette

S = moment statique par rapport à un axe horizontal passant par le c.d.g. de la partie située au dessous .

b = largeur de la dalle au niveau du c.d.g.

- la contrainte admissible de cisaillement $\bar{\tau}$ est donnée par la formule de Charles - BETEILLE.

$$\bar{\tau} = \sqrt{\frac{\sigma_c}{\sigma_b} (\sigma_b - \sigma_G) (\sigma_b + \sigma_G)}$$

avec σ_G = contrainte de compression du béton au niveau du c.d.g. de la section $\rightarrow \sigma_G = \frac{M}{I}$

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}_b &= 0,42 \times \sigma_{28} = 0,42 \times 3500 = 1470 \text{ t/m}^2 \\ \bar{\sigma}_b &= 0,42 \times \sigma_{28} = 0,42 \times 280 = 117,6 \text{ t/m}^2 \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{En service} \\ \text{(temps infini)} \end{array}$$

Contrainte de traction admissible des étriers

$$\bar{\sigma}_a = f_a \cdot \sigma_{eb} \quad \sigma_{eb} = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 42000 \text{ t/m}^2$$

pas de reprise de bétonnage $f_a = 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b} \right)^2$

en cas de fissuration, on sait que la fissure délimitent des bielles de béton, l'angle γ que fait ces bielles avec la fibre s'exprime par :

$$\tan \gamma = \frac{2 \tau_b}{\sigma_c} \quad \tau_b = \text{contrainte de cisaillement au niveau du c.d.g.}$$

La section d'étriers au m² pour toute la largeur du pont est

- l'espacement t entre 2 cours successifs d'étriers sera

$$t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} h_t (1,25 - 0,95 \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b}) \\ b_{\min} (5 - 2 \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b}) \leq 4 b_{\min} \end{array} \right.$$

avec b_{\min} = largeur de la dalle au niveau du c.d.g.

h_t = hauteur totale de la section considérée

Section	Fsin	T _{G+}	T _r	b(m)	S(m ³)	I(m ⁴)	Z _b	T _G	Z _b	log δ	$\bar{\sigma}'_{a'} t/\omega^2$	ω	t _m
0.	577,608	92,412	346,512	130,139	30,811	26,976	30,412	365,983	206,666	0,0825	41,696,834	7,831	1,443
$\frac{L}{8}$	438,422	71,001	335,644	130,140	30,891	26,857	29,665	369,905	207,133	0,0797	41,712,843	7,376	1,448
$\frac{L}{4}$	295,954	49,772	201,766	130,141	30,945	26,626	18,018	373,827	207,594	0,0481	41,894,534	2,692	1,518
$\frac{3L}{8}$	149,564	28,871	139,146	130,143	30,981	26,428	12,534	377,749	208,047	0,0332	41,949,185	1,291	1,551
$\frac{L}{2}$	0,00	82,17	81,17	130,143	30,990	26,353	7,425	383,061	208,651	0,0194	41,982,271	0,447	1,581

RUPTURE PAR EFFORT TRANCHANT

Analogiquement à la rupture en flexion, nous avons une majoration de 80% de la contrainte de cisaillement les surcharges.

L'effort tranchant réduit sera : $T = T_G + 1,0 T_Q - T_p$

avec T_p : composante verticale de la force de précontrainte

- contrainte de cisaillement est $\tau_{br} = \frac{T.S.}{I..}$

- la contrainte admissible de cisaillement est

donnée par la formule de CHALOS et BETEILLE

$$\tau_{br} = \left[\frac{\sigma_{25}}{\sigma_{28}} (\sigma_{25} - \sigma_c) (\sigma_{25} + \sigma_c) \right]^{1/2}$$

σ_c : contrainte de con is t au niveau du c.d.g (majorée de 80% des surcharges)

$$\sigma_{25} = 3500 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma'_{25} = 280 \text{ t/m}^2$$

En calculant la contrainte de traction des étriers

$$\sigma'_a = \frac{b \cdot \tau_{br}}{w} \text{ avec } w: \text{ déjà calculée au chapitre vérification des contraintes de cisaillement.}$$

On remarque qua dans tous les cas et dans chaque section considérée la condition $\sigma'_a \leq 1,2 \sigma_{en}$ n'est pas vérifiée. Alors on recalcule en prenant $\sigma'_a = 1,2 \sigma_{en} = 50400 \text{ t/m}^2$

SEC-TION	$\sigma_{sup} / \sigma_{inf}$	σ_c	$\sigma_c + 1,1 T_p$	F_{smax}	T	τ_{br}	τ_{gr}	τ_{br}	$w_{(cm)}$
0,0	365,983 / 365,983	365,983	1109,376	577,608	531,768	46,670	0,1255	446,977	15,13
L / 8	595,468 / 144,783	385,003	862,49	438,422	488,124	43,141	0,1107	368,345	12,33
L / 4	938,434 / -331,147	372,439	618,872	295,954	322,918	28,838	0,077	443,580	5,74
3L / 8	746,213 / -45,433	376,457	381,166	149,164	231,602	20,862	0,055	405,016	2,96
L / 2	764,183 / -54,757	381,777	147,906	0,00	147,906	13,365	0,035	406,307	1,21

pour les espacement (t) on garde les valeurs trouvées dans l'étude au cisaillement et on prendra

$$t = 1,4 \text{ m pour tout le pont}$$

en travée on prendra 4T20 $\rightarrow A_t = 12,56 \text{ cm}^2$

zône d'about : $A_t = 1,4 \times 15,13 = 21,182 \Rightarrow 7T20 \Rightarrow A_t = 21,89 \text{ cm}^2$

- Armature longitudinale

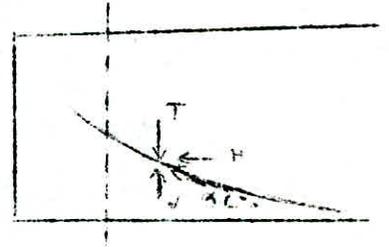
On prendra des T 12 espacées de 15cm pour servir d'armatures de construction qui reprendra d'éventuelle tractions dans la dalle

Effet du relevage des cables

$$V = F \sin \alpha \quad \alpha \text{ (rd)}$$

avec F : face de précontrainte
au temps infini

α : inclinaison de F



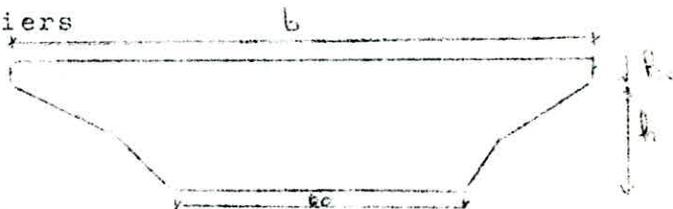
SECTION	α (rd)	F (t)	$V = F \sin \alpha$
$0,0L$	0,0854	6771,79	577,608
$\frac{L}{8}$	0,0641	6844,35	438,422
$\frac{L}{4}$	0,0428	6916,92	295,954
$\frac{3L}{4}$	0,0214	6989,49	149,564
$\frac{L}{2}$	0,000	7087,77	0

SECURITE A LA RUPTURE EN FLEXION

1) Moment de rupture par les aciers

$$z = 0,9 h$$

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



avec R_g : contrainte de rupture garantie
 w : section d'armatures

2) Moment de rupture par le béton

On assimilera la section transversale de la dalle à une partie en T on calculera le moment de rupture de cette section soit M_{rB1} et on ajoutera le moment de rupture des encorbellement M_{rB2}

$$M_{rB1} = 0,35 b_0 h_0^2 \sigma_n$$

$$M_{rB2} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 (b-b_0) h_0 \left(\frac{h_0}{2} - \frac{b_0}{2} \right) \sigma_n \\ 0,35 (b-b_0) h_0^2 \sigma_n \end{array} \right.$$

$$M_{rB} = M_{rB1} + M_{rB2}$$

3) Calcul du moment de fissuration M_f

M_f est le moment sous l'action duquel la contrainte de la fibre extrême tendue atteindra la valeur $2 \sigma_p$, en supposant une distribution plane des contraintes dans la section.

$$M_f = (\sigma_p + 2 \sigma_n') \frac{V_i}{I}$$

avec $\sigma_p = \frac{N}{S} \left(1 + \frac{V_{ce} \cdot e}{I} \right)$

σ_p : contrainte de compression sur la fibre inférieure due à la précontrainte

4) Vérification à la rupture

n doit avoir $M_G + 1,8 M_Q \leq \begin{cases} 0,9 M_{RA} & \text{si } M_f < M_{RA} \\ 0,9 M_{RA} & \text{si } M_f \geq M_{RA} \\ 0,7 M_{rB} \end{cases}$

M_G : M^f dû aux charges permanentes
 M_Q : moment dû aux surcharges
 $\sigma_{RA} = 3500 \text{ t/m}^2$
 $\sigma_{rB} = 70 + \frac{6}{100} \cdot \sigma_{RA} = 280 \text{ t/m}^2$

Section	0.0L	$\frac{L}{8}$	$\frac{L}{4}$	$\frac{3L}{8}$	$\frac{L}{2}$
M_{rB1}	5750,20	11539,88	16896,23	20585,79	21915,04
M_{rB2}	1362,82	2042,61	2518,06	2818,37	2916,48
M_{rB}	7113,02	13582,49	19424,29	23404,16	24831,52
$0,7 M_{rB}$	4979,11	9507,74	13597,00	16382,91	17382,06
M_{RA}	5168,99	7747,37	9588,63	10689,72	11061,85
$\sigma_p \cdot S \cdot (1 + \frac{V_{ce} \cdot e}{I})$	369,71	823,43	1157,42	1367,16	1453,12
M_f	3619,03	5354,49	6584,31	7329,25	7633,35
$M_G + 1,8 M_Q$	0,00	3275,62	5615,40	7019,24	7487,16
$0,9 M_{RA}$	4652,09	6972,63	8629,77	9620,75	9955,67

On remarque que dans toutes les sections $M_G + 1,8 M_Q < 0,9 M_{RA}$ donc la sécurité en flexion est assurée.

DEFORMATIONS

Liberté de déformation :

La mise en précontrainte d'une pièce engendre des déformations (flèches, rotations d'appuis, raccourcissement), il est essentiel que ces déformations puissent librement se produire sous peine de modifier les effets de la précontrainte, et par conséquent l'état de contraintes résultant dans les diverses sections de la pièce, les valeurs des déformations ne peuvent être calculées qu'approximativement étant donnée l'incertitude des hypothèses qu'il convient de faire sur les valeurs du module d'élasticité et des contraintes qui diminuent partiellement entre la mise en tension et la période de service, toute recherche de grande précision est donc illusoire, c'est pourquoi les méthodes pratiques de calcul sont conçues pour donner les résultats approchés par 2 cas ce qui est conforme à la sécurité.

I - Flèche est contre-flèche :

contre flèche de précontrainte :

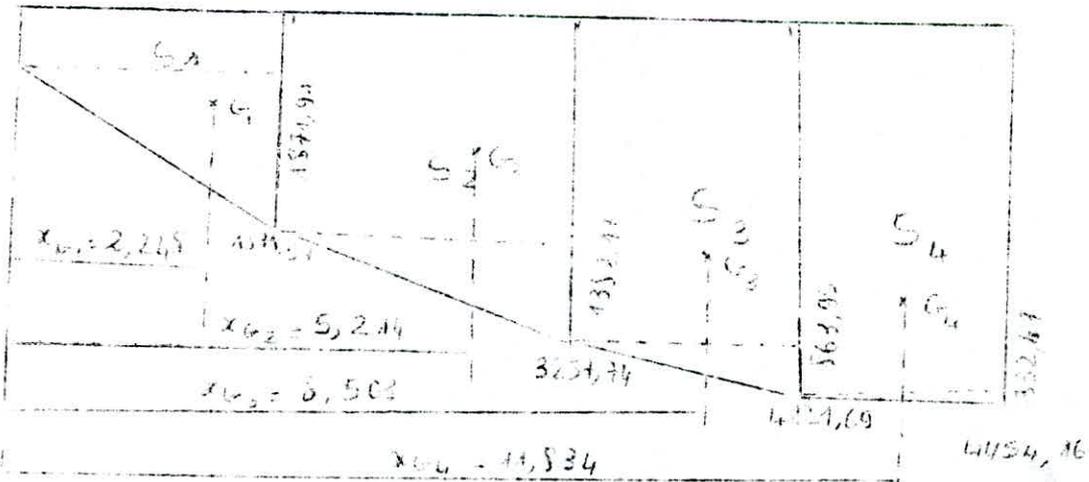
$M_p = N.e.$

$$N = \sum T'_{min} S \cos \alpha = (33 \cos \alpha_1 + 32 \cos \alpha_2) T'_{min} S$$

$$T'_{min} = \text{contrainte moyenne} = \frac{\sigma_{initial} + \sigma_{service}}{2}$$

e = distance cable-fibre moyenne

SECTION	COS 1	COS 2	e(m)	'm	N(t)	M _p	N.e.
O.L	0,9984	0,9936	0,0005	114,48	7322,27		3,66
L/8	0,9980	0,9964	0,2529	115,81	7416,26		1875,57
L/4	0,9996	0,9984	0,4335	117,14	7514,97		3257,74
3L/8	0,9999	0,9996	0,5419	118,47	7606,00		4121,69
L/2	1,000	1,000	0,578	120,00	7706,16		4454,16



i	1	2	3	4
X _{Gi}	2,248	5,214	8,503	11,834
S _i	3171,20	8662,46	12452,79	14471,75

donc $f_p = \frac{\sum_{i=1}^n S_i X_i}{E_v \cdot I} = 0,094m$ avec $E_v = 1,33 \times 10^6 t/m^2$
 $I = 2,6353 m^4$

2) Flèche due au poids propre :

à mi-travée : $f_G = \frac{5 q_G \cdot l^4}{384 EI} = 0,101m$

$q_G = 51,3 t/ml$

$I = 2,6353 m^4$

$E = E_v = 1,33 \times 10^6 t/m^2$

3) Flèche due aux surcharges :

à mi-travée : $f_Q = \frac{5 q_Q \cdot l^4}{384 E \cdot I} = 0,0094m$

$q_Q = 14,275 t/ml$

$E_i = 4 \times 10^6 t/m^2$

4) Flèche de construction :

$f_c = \frac{3}{4} [f_p - f_G] = \frac{3}{4} [0,094 - 0,101] = - 5,5 \times 10^{-4} m$

Cumul des flèches

avec

à vide = $f_v = f_p + f_G + f_c = 0,1136 m$

en service = $f_s = f_v + f_Q = 0,123 m$

Rotation d'appuis :

$$\alpha = \int_0^l \frac{M_x dx}{E \cdot I}$$

Poids propre : $\alpha_G = \frac{q_G \cdot l^3}{24 EI} = \frac{51,3 \times (27)^3}{24 \times 1,33 \times 10^6 \times 2,6353} = 0,012 rd$

Surcharges : $\alpha_Q = \frac{q_Q \cdot l^3}{24 EI} = \frac{14,275 \times (27)^3}{24 \times 4 \times 10^6 \times 2,6353} = 0,021 rd$

Précontrainte : $\alpha_p = \frac{1}{2EI} \int_0^l M_x dx = \frac{1}{2EI} [-2 \sum S_i] = -0,011 rd$

à vide : $\alpha_v = \alpha_G + \alpha_p = 0,001 rd$

en service : $\alpha_s = \alpha_v + \alpha_Q = 0,022 rd.$

ETUDE AU SEISME

Pour l'étude du tablier seulement la combinaison des actions de calcul à considérer ne tient compte que de la composante sismique verticale S_v du fait que cette action est accidentelle.

En effet, cet effort vertical peut être ascendant ou descendant (plus prépondérant). Suivant les recommandations sur les ponts, cet effort est donnée par l'expression :

$$S_v = \pm \varepsilon_v (G + 0,5Q) \quad \text{avec} \quad \varepsilon_v = \text{coefficient de sismicité vertical}$$

G : (ossature+Superstructure)
q = (surcharges civiles)

- La sollicitation tenant compte de S_v est celle du 2ème genre tel que :

$$S = G + Q + S_v = G + Q \pm \varepsilon_v (G + 0,5Q)$$

sous le moment max = $M_2 \rightarrow S = G + Q_2 + \varepsilon_v (G + 0,5 Q_2)$

sous le moment min = $M_1 \rightarrow S = G + Q_1 - \varepsilon_v (G + 0,5 Q_1)$

cù $Q_2 \rightarrow$ moment max. dans la section considérée

" M_{q2} "

$Q_1 \rightarrow$ moment min dans la section considérée

" $M_{q1} = \text{min.}$ "

Les contraintes dues à ces deux sollicitations ne doivent pas dépasser les contraintes admissibles suivantes

compression : $\bar{\sigma}_b = 0,42 \times 28 = 1470 \text{t/m}^2$

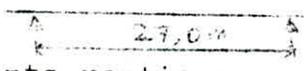
traction : $\bar{\sigma}'_o = 0$

SECTION	M_2	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}'_1$	M_1	$\bar{\sigma}_s$	$\bar{\sigma}'_1$
0	0	365,98	365,98	0	365,98	365,98
L/8	2888,23	630,31	- 72,60	1909,12	410,00	324,13
L/4	4951,29	813,19	-127,89	3272,8	435,50	303,31
3L/8	6189,11	918,12	-239,48	4091,00	445,72	299,51
L/2	6601,69	946,71	-260,45	4363,72	443,14	314,47

- 49 -
CALCUL DES APPAREILS D'APPUIS

Pour le type d'appuis utilisé dans notre cas : Appuis enrobés d'élastomère, les tôles de frettage sont complètement enrobées dans l'élastomère le néoprène constituant les appareils d'appuis est peu compressible mais très déformable par cisaillement, c'est cette propriété qui fait qu'il soit très souvent utilisé pour la réalisation des appuis semi-mobiles permettant la dilatation et la torsion de la section d'appui dans toutes les directions.

EVALUATION DES EFFORTS DANS LES APPUIS :

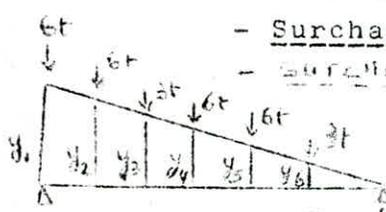


$$L_g = 1,0844$$

$$L_v = 0,7$$

1) Efforts verticaux :

- Poids propre : $F = \frac{27 \times 51,30}{2} = 692,55 \text{ t}$
- Surcharge A : $F = \frac{1}{2} [0,94168 \times 27 \times 15] = 190,69 \text{ t}$
- Surcharge BC



$$y_1 = 1 \qquad y_4 = 0,611$$

$$y_2 = 0,944 \qquad y_5 = 0,555$$

$$y_3 = 0,778 \qquad y_6 = 0,388$$

$$F = \int_{a,c} b.c \cdot \sum P_i \cdot y_i = 177,02 \text{ t}$$

- $M_c \frac{120}{120}$: $F = 131,52 \text{ t}$
- Surcharge des trottoirs : $F = 2,035 \times 1,0262 = 2,088 \text{ t}$
- Efforts sismique vertical $\div 0,07G \rightarrow F_v = 0,07 \times 692,55 = 48,479 \text{ t}$

2) Efforts horizontaux :

- a). Freinage $\rightarrow F_H = 30 \text{ t}$ correspondant à 1 camion B_c
- . Efforts sismique horizontal: $F_H = 0,1G \rightarrow F_H = 69,255 \text{ t}$

b) Efforts horizontaux engendrés par les déformations lentes du tablier

- Détermination des déformations lentes :

Elles sont essentiellement à 3 phénomènes à savoir :

- le retrait
- le fluage
- la température

1- Retrait $\frac{\Delta l_r}{l} = (2,5 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{1}{2} \Rightarrow \Delta l_r = 2,5 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{27}{2} = 3,375 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

2- Fluage $\frac{\Delta l_f}{l} = \frac{1}{2} \cdot \frac{l_r}{E_v} \Rightarrow \Delta l_f = \frac{27}{2} \cdot \frac{\sigma_m}{E_v}$

E_v : Module de déformation lentes du béton
 $E_v = 7000 \sqrt{0,28} = 7000 \sqrt{350} = 1,31 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$

σ_m : Contrainte moyenne de compression de la fibre neutre
 $\sigma_m = \frac{39,732 + 39,732}{2} = 39,732 \text{ kg/cm}^2$

$\Delta l_{f,c} = \frac{27}{2} \times \frac{39,732}{1,31 \cdot 10^5} = 4,09 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 4,09 \text{ mm}$

3) Température $\Delta l_t = (\pm 2 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{1}{2} \Rightarrow \Delta l_t = \pm 2,7 \cdot 10^{-3} \text{ m} \Rightarrow \Delta l_t = \pm 2,7 \text{ mm}$

d'où finalement :

$\Delta l_{max} = - 3,375 - 4,09 - 2,7 = - 10,165 \text{ mm} \Rightarrow |\Delta l_{max}| = 10,165 \text{ mm}$
 $\Delta l_{min} = 2,7 \text{ mm} \Rightarrow \Delta l_{min} = 2,7 \text{ mm}$

. Chaque appareil d'appui subira une distorsion U_g telle que

$U_g = \frac{\Delta l_{max}}{l} \cdot \frac{Y}{2} \rightarrow U_g = 5,0825 \text{ mm}$

. D'où l'effort horizontal sur chaque appui de la culée

$U_g = \frac{G \cdot U_g \cdot a \cdot b}{T_r} \rightarrow H_g = \frac{8,16 \times 0,50825 \times 30 \times 40}{5,2} = 957,074 \text{ kg}$

- T_r : épaisseur de l'appareil d'appui $T_r = 5,2 \text{ cm}$
- G : Module de cisaillement $= 0,8 \text{ Mpa} = 8,16 \text{ kg/cm}^2$
- $a \cdot b$: Section d'élastomère $a \times b = 30 \times 40$

.../...

3) VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUI :

a) Limitation de la compression :

le béton étant fretté donc doit avoir $\sigma_{max} < 150 \text{ kgs}/(\text{cm}^2)$

$$\sigma_{max} = \frac{F_{max}}{a \times b} \quad F_{max}: \text{réaction verticale maximale revenant à chaque appareil d'appui}$$

$$\sigma_{max} = \frac{F_{max} = \frac{F_G + F_Q}{6} \quad 6 \text{ appui}}{(692,55 + \frac{1}{6}(190,69 + 2,088) \cdot 10^3)} = 122,96 \text{ kg/cm}^2 < 150 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée}$$

A vide : $F_{min} = \frac{692,55t}{6} = 115,425 \text{ t}$

Si $\sigma_{min} < 20 \text{ kg/cm}^2$ → risque de glissement de l'appareil d'appui (support béton)

$$\sigma'_{min} = \frac{115,425 \cdot 10^3}{30 \times 40} = 96,19 \text{ kg/cm}^2 > 20 \text{ kg/cm}^2 \text{ pas de risque de glissement}$$

b) Stabilité (non diversement) :

$$\frac{a}{T_r} \geq 5 \Rightarrow a \geq 5T_r \quad a=30\text{cm} > 5 \times 5,2=26\text{cm} \text{ vérifiée}$$

c) Condition de non glissement :

on doit avoir $H < f \cdot F_{max}$

H : effort horizontal revenant à un appareil d'appui

f : coefficient de frottement pour élastomères extrêmes enrobés

$$f = 0,10 + \frac{60}{\sigma} \quad \sigma \text{ en t/m}^2$$

D'où $H = \frac{H_{\text{seisme}} + H_{\text{freinage}}}{3} + H_g < 0,1F_{max} + (60 \times a \times b)$

$$\frac{1}{6} \left[\frac{69,255}{2} + \frac{30}{2} \right] + 0,957 = 9,23t < (0,1 \times 147,55) + (60 \times 0,30 \times 0,40) = 21,955t \text{ vérifiée}$$

d) Distorsion :

- Sous l'effet des déformations lentes : $H_g \leq 0,5 \cdot G$

$$\sum H_g = G \cdot \frac{U_g}{T_r} \leq 0,5 \cdot G \Rightarrow \frac{U_g}{T_r} \leq 0,5 \quad \frac{5,0825}{52} = 0,0977 \leq 0,5 \text{ vérifiée}$$

- SOUS L'EFFET D'UN EFFORT INSTANTANE : Seisme freinage

$$\sum H_g + \sum H_i \leq 0,7G \quad G' = 2G = 2 \times 8,16 = 16,32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sum H_i = 2G \frac{U_i}{T_r} = \frac{H_i}{a \cdot b} \Rightarrow \frac{U_g}{T_r} + \frac{H_i}{2 \cdot G \cdot a \cdot b} \leq 0,7$$

$$H_g = G \cdot \frac{U_g}{T_r}$$

) Freinage : $H_i = \frac{H_f}{2 \times 6} = \frac{30 \cdot 10^3}{2 \times 6} = 2,5 \cdot 10^3 \text{ kg} = 2,5t$

$$\frac{5,0825}{52} + \frac{2,5 \cdot 10^3}{2 \times 8,16 \times 30 \times 40} = 0,225 < 0,7 \text{ vérifiée}$$

) Seisme

$$H_i = \frac{H_s}{2 \times 6} = \frac{69,255 \cdot 10^3}{12} = 5,77 \cdot 10^3 \text{ kg}$$

$$\frac{5,0825}{52} + \frac{5,77 \cdot 10^3}{2 \times 8,16 \times 30 \times 40} = 0,392 < 0,7 \text{ vérifiée}$$

SOUS L'EFFET SIMULTANE DU SEISME, FREINAGE ET DEFORMATIONS LENTES :

$$H_g + H + H_s \leq 1,3G \quad \frac{U_g}{T_r} + H + H_s \leq 1,3G \cdot a \cdot b$$

e) Cisaillement du néoprène : $3 \cdot t \cdot F_{max} (a+b)$

$$\tau_{max} \leq 3G \quad \text{avec } \tau_{max} = \frac{3 \cdot t \cdot F_{max}}{(a+b)}$$

t : épaisseur d'un feuillet de néoprène = 10mm = 1cm

$$\tau_{max} = \frac{3 \times 1 \times 147,55(30+40) \cdot 10^3}{(30 \times 40)^2} = 21,518 \text{ kg/cm}^2 < 3 \times 8,16 = 24,48 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée}$$

ROTATION :

La rotation totale pour l'ensemble des feuillets est égale à :

$$\alpha_s = \alpha_1 + \alpha_2$$

$\alpha_0 = 10/1000 \text{rd}$ pour le béton précontraint

α = est la rotation total : $0,00091 \text{rd}$.

$$\alpha_s = 0,01 + 0,00091 = 10,91 \cdot 10^{-3} \text{rd}$$

$$\alpha'_s = 10,91 \cdot 10^{-3} = 2,73 \cdot 10^{-3} \text{rd}$$

$$\tau_x = \frac{G \cdot 16}{2} \left(\frac{30}{1} \right)^2 \cdot 2,73 \cdot 10^{-3} = 10,024 \text{ kg/cm}^2 < \tau_x = 12,24 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_x = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{b} \right)^2 \cdot \alpha_s$
 $\tau_x = 12,24 \text{ G}$

FLEXION TRANSVERSALE

On considère les 2 encorbellement à droite et à gauche de la dalle centrale comme encastrés

1) Calcule des Mts. flechissant et effort tranchant aux sections d'encastrement.

1)- Diffusion des surcharges

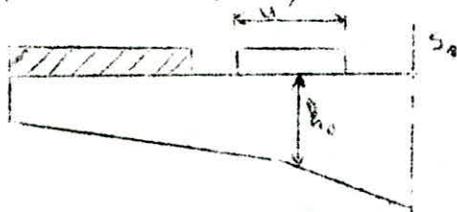
Soient U et V, les côtés du rectangle d'impact d'une surcharge ponctuelle B_c et B_r avec $V //$ à l'axe longitudinal de la dalle et $U \perp$ à ce dernier.

a)- Diffusion verticale.

Le rectangle d'impact est diffusé sur la fibre moyenne de l'encorbellement selon un rectangle de côtés U' et V' où

$$\begin{aligned} (U' &= U + h_0 + 1,5er \\ (V' &= V + h_0 + 1,5er \end{aligned}$$

où h_0 = hauteur de la structure au milieu du côté $U \perp$ l'axe longitudinal.
 er = épaisseur du revêtement



Poids au mètre linéaire de la super structure

	P (t/ml)	Distance du Pt d'application de P à S_1 (m)
Garde corps	0,1	2,5
Glisière de sécurité	0,05	2,0
Trottoir	1,123	1,875
Revêtement	0,176	0,5
Encorbellement	2,426	0,955

Poids de l'ensemble

$$G_1 = 3,875 \text{ t/ml}$$

Calcul du Pt. d'application de l'ensemble / S_1

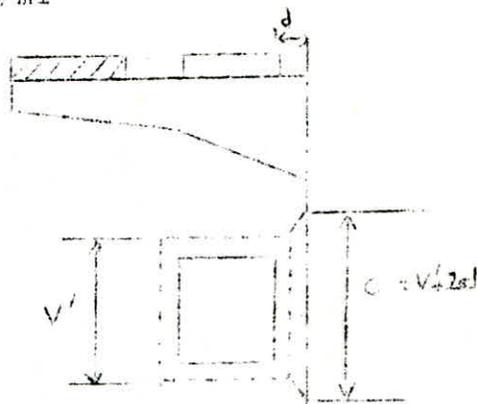
$$X = \frac{(0,1 \times 2,5) + (0,05 \times 2) + (1,123 \times 1,875) + (0,176 \times 0,5) + (2,426 \times 0,955)}{3,875} = 1,25 \text{ m}$$

$$X = 1,25 \text{ m}$$

$$M_G = - 3,875 \times 1,25 = - 4,84 \text{ t.m/ml}$$

$$T_G = - 3,875 \text{ t/ml}$$

b)- Diffusion longitudinale



2)- Calcul des efforts dans la section d'encastrement sous la charge permanente et les cas de surcharge (sur trottoir et sur la dalle)

a)- Effort dû poids propre et à la super-structure

$$M_G = - 4,84 \text{ t/ml}$$

$$T_G = - 3,875 \text{ t/ml}$$

b)- Efforts dûs aux surcharge de trottoir



α) Surcharge uniforme de 450 kg/m² = 0,45t/m²

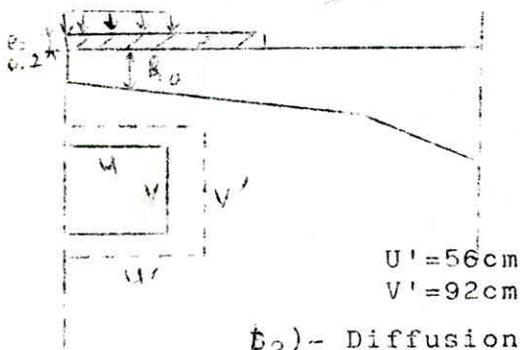
$$M_{S_1} = (-0,45 \times 0,5 \times 1) \times 2,25 = - 0,506 \text{ tm/ml}$$

$$T_{G_1} = - 0,45 \times 0,5 \times 1 \rightarrow T_{G_1} = - 0,225 \text{ t/ml}$$

B) ROUE ISOLEE DE 6t

Pour avoir un moment max. on la place à l'extrémité du trottoir et à d contre le garde corps.

On diffuse cette surcharge sur un plan dont la distance à la fibre supérieure de l'encorbellement est déterminée par la position de la charge concentrée équivalente (milieu de la surcharge répartie).



β1)- Diffusion verticale :

$$h_0 = 0,2 + \frac{0,25}{2} \times 0,34 = 0,2188 = 0,22$$

$$U' = U + e + \frac{h_0}{2} \rightarrow U' = 25 + 20 + 22/2$$

$$V' = V + 2e + h_0 \rightarrow V' = 30 + (2 \times 20) + 22$$

$$U' = 56 \text{ cm}$$

$$V' = 92 \text{ cm}$$

β2)- Diffusion longitudinale



$$d = l_t - u' \quad d = 2,4 - 0,56 = 1,84 \text{ m}$$

$$c = v' + 2d \quad c = 0,92 + (2 \times 1,84)$$

$$d = 1,84 \text{ m} \quad M_S = - \frac{6t}{c} \left(d + \frac{u'}{2} \right)$$

$$c = 4,6 \text{ m} \quad M_S = - 2,76 \text{ tm/ml}$$

$$T_S = - \frac{6t}{c} \rightarrow T_S = - 1,3 \text{ t/ml}$$

c) Efforts dûs aux surcharges de chaussé

α) Surcharge Bc

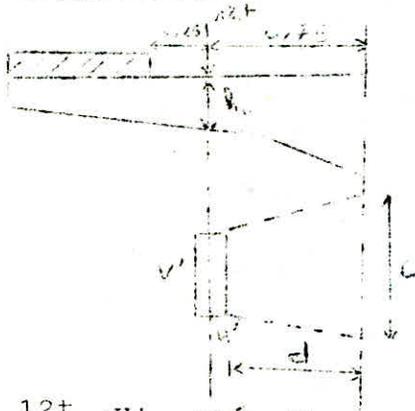
La distance entre la section d'encastrement de l'encorbellement et le bord intérieur du trottoir est égale à 1,00m d'où l'insuffisance de placer plus d'une seule file de roues sur l'encorbellement.

Donc on ne peut placer qu'une seule file de roues à partir de 0,25m du bord intérieur du trottoir.

On prendra en compte les essieux les plus lourds c'est à dire les deux (02) essieux arrières du camion Bc.

* Cette file de roues est assimilée à un impact de 1,75m de longueur (sens longitudinal) et de 0,25m de largeur dans le (sens transversal)

12t → 2 roues de 2 essieux arrière



$$h_0 = 44,73 \text{ cm}$$

$$h_0 = 0,4473 \text{ m}$$

$$U' = 25 + 44,73 + (1,5 \times 8) = 81,73 \text{ cm}$$

$$V' = 175 + 44,73 + (1,5 \times 8) = 231,73 \text{ cm}$$

$$d = 75 - \frac{U'}{2} \rightarrow d = 75 - \frac{81,73}{2} = 34,135$$

$$d = 34,135 \text{ cm}$$

$$C = V' + 2d \rightarrow C = 231,73 + (2 \times 34,135)$$

$$C = 300 \text{ cm}$$

$$M_s = - \frac{12t}{C} \left(\frac{U'}{2} + d \right) \delta_{nc} \times bc$$

avec $\delta_{nc} = 1,0844$

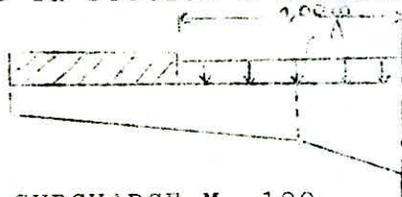
$bc = 1,2$ pont de 1ère. classe et une seule voie chargée

$$M_s = - 3,9 \text{ tm/ml}$$

$$T_s = - \frac{12t}{C} \times bc \delta_{nc} \rightarrow T_s = - 5,2 \text{ t/ml}$$

B) SURCHARGE A :

Cette surcharge est appliquée entre le bord intérieur du trottoir et la section d'encastrement:



$$A = 941,68 \text{ kg/m}^2 \rightarrow 0,942 \text{ t/m}^2$$

$$M_s = - (0,942 \times 1 \times 1) \times \frac{100}{2} =$$

$$M_s = - 0,471 \text{ t.m/ml}$$

$$T_s = - 0,942 \text{ t/ml}$$

C) SURCHARGE M_c 120

L'effet le plus défavorable est obtenu en plaçant la chenille contre le bord intérieur du trottoir. On prendra en compte l'impact 1m dans le sens transversal et 6,1m dans le sens longitudinal.

$$h_0 = 0,494 \text{ m}$$

$$U' = U + 0,75 \text{ er} + h_0/2$$

$$V' = V + h_0 + 1,5 \text{ er}$$

pas de diffusion longitudinale

$$C = V'$$

$$U' = 130,7 \text{ cm}$$

$$V' = 671,4 \text{ cm}$$

$$C = 671,4 \text{ cm}$$

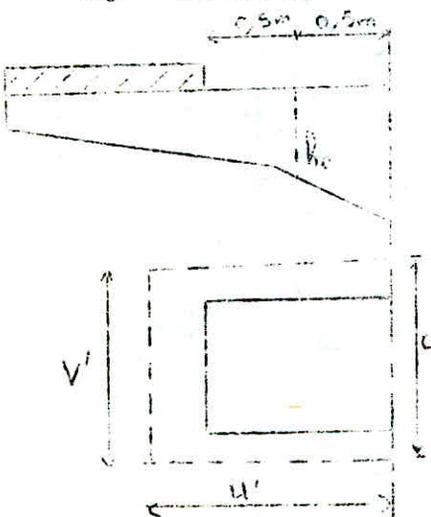
$$M_s = - \frac{P}{C} \frac{U'}{2} \delta_{nc} \quad \text{avec } P=55 \text{ t}$$

$$\delta_{nc} = 1,074$$

$$M_s = - 5,75 \text{ t.m/ml}$$

$$T_s = - \frac{P}{C} \delta_{nc}$$

$$T_s = - 8,80 \text{ t/ml}$$



5) SURCHARGE E_r Roue isolée de 10 tonnes

Pour obtenir le cas le plus défavorable (M_{max}) il faut placer cette roue contre le bord intérieur du trottoir. La surface d'impact de 60cm dans le sens transversal et de 30cm dans le sens longitudinal.



$$h_0 = 0,2 + 0,257$$

$$h_0 = 0,457 \text{ m}$$

$$V' = V + h_0 + 1,5er$$

$$V' = 0,60 + 0,457 + (1,5 \times 0,08)$$

$$V' = 0,877 \text{ m}$$

$$U' = U + h_0 + 1,5er$$

$$U' = 0,60 + 0,457 + (1,5 \times 0,08)$$

$$U' = 1,177 \text{ m}$$

$$d = 0,11 \text{ m}$$

$$C = V' + 2d \quad C = 0,877 + (2 \times 0,11)$$

$$C = 1,097 \text{ m}$$

$$M_s = -\frac{10}{1,097} \times \frac{1,177}{2} = -5,36 \text{ t.m/ml}$$

$$M_s = -5,36 \text{ t.m/ml}$$

$$T_s = -\frac{10 \text{ t}}{1,097} = -9,11 \text{ t/ml}$$

TABEAU DONNANT LES LIGNES D'INFLUENCE DES COEFFICIENTS DE REPARTITION TRANSVERSAL M

Fibre y = 0

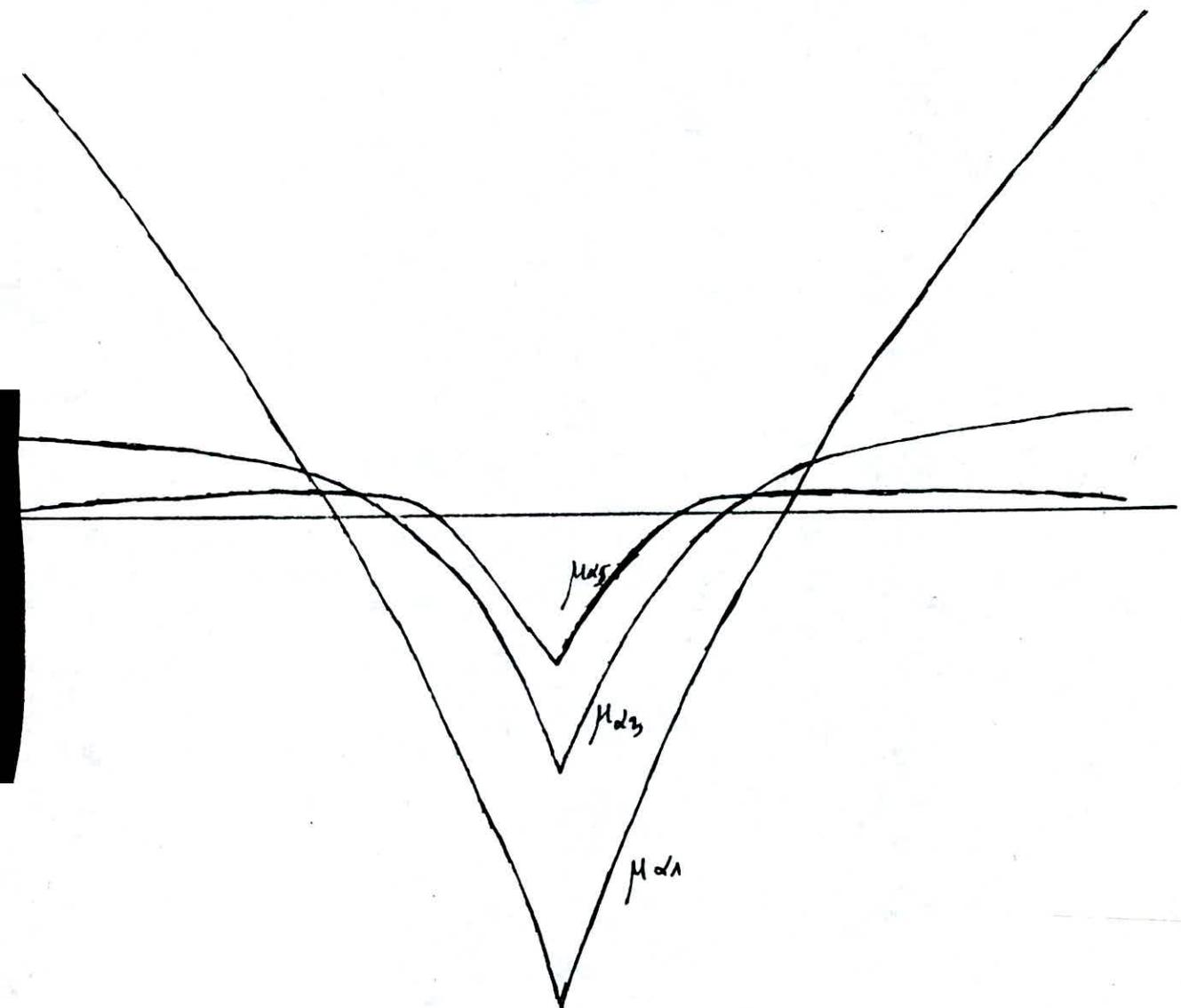
e	-b	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
1	-0,1401	-0,0787	-0,0102	+0,0734	+0,1820	+0,0734	+0,0102	-0,0787	-0,1401
3	-0,0274	-0,0237	-0,0143	+0,0144	+0,0947	+0,0144	-0,0143	-0,0237	-0,0274
5	-0,0041	-0,0059	-0,0021	-0,0021	+0,0066	-0,0023	-0,0021	-0,0059	-0,0041

Fibre 2 y = b/2

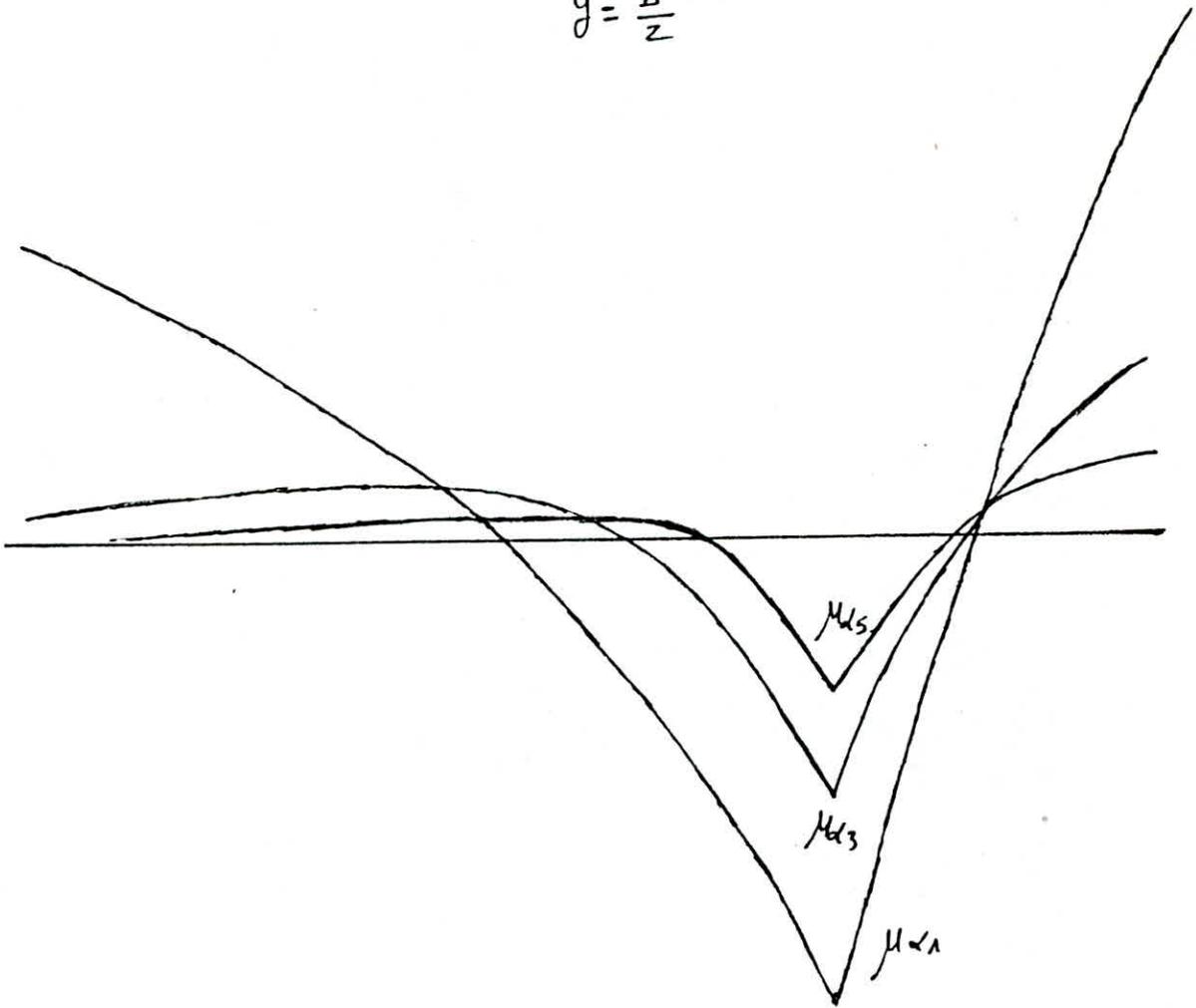
e	-b	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$\frac{3b}{4}$	b
1	-0,0933	-0,0766	-0,0513	-0,0200	+0,0212	+0,0776	+0,1560	+0,0108	0,1195
3	-0,0116	-0,0134	-0,0154	-0,0163	-0,0107	+0,0141	+0,0892	-0,0005	-0,0476
5	-0,0007	-0,0012	-0,0025	-0,0049	-0,0078	-0,0026	+0,0549	-0,0066	-0,0184

.../....

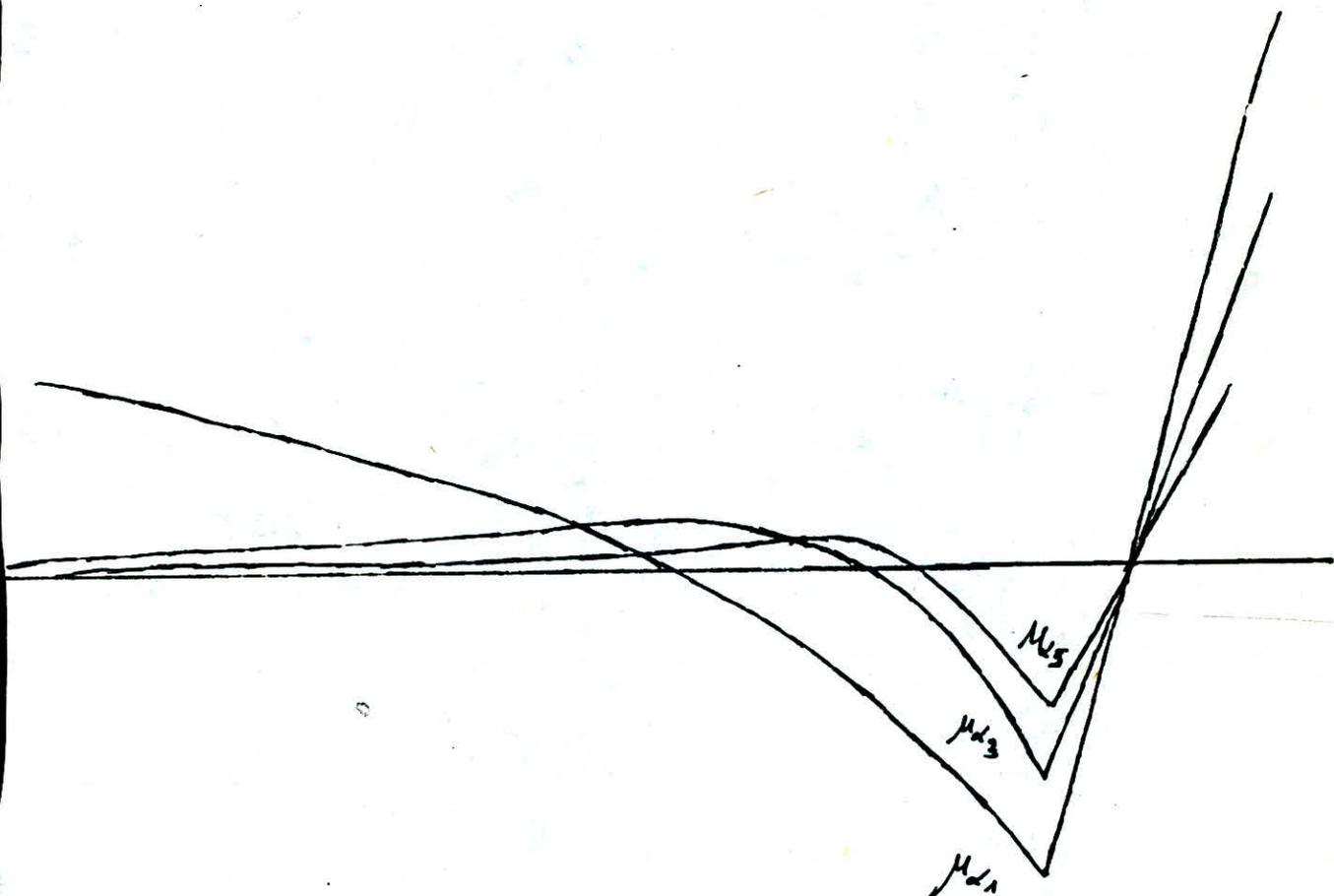
$$y=0$$



$$y = \frac{b}{z}$$



$$y = \frac{3}{4} b$$



Fibre 3 $y = \frac{3b}{4}$

y	$-L$	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{3b}{4}$	b
1	-0,0480	-0,0480	-0,0369	-0,0230	-0,0046	+0,0208	-0,0567	0,0762
3	-0,0061	-0,0075	-0,0094	-0,0117	-0,0129	-0,0086	+0,0122	+0,0754
5	-0,0002	-0,0005	-0,0010	-0,0024	-0,0049	-0,0079	-0,0035	+0,0500

3) Si M_1 et T_1 sont respectivement les moments fléchissants et les efforts tranchants dans les sections d'encastrement "S₁" le moment transversal dans une fibre quelconque de la dalle est donné par :

a) pour les charges disposées dans l'encorbellement de gauche.

$$M(x,y) = \frac{4b}{n} \left[M_{1G} \sum \frac{1}{n} \left(\frac{dM_1}{dy} \right)_{b_0} \sin \frac{n\pi c}{2a} + T_{1G} \sum \frac{1}{n} \left(\frac{dM_1}{dy} \right)_{b_0} \sin \frac{n\pi c}{2a} \right]$$

b) Pour les charges disposées dans l'encorbellement de droite

$$M(x,y) = \frac{4b}{n} \left[M_{1D} \sum \frac{1}{n} \left(\frac{dM_1}{dy} \right)_{b_0} \sin \frac{n\pi c}{2a} + T_{1D} \sum \frac{1}{n} \left(\frac{dM_1}{dy} \right)_{b_0} \sin \frac{n\pi c}{2a} \right]$$

avec b : demi - largeur de la dalle équivalente

y : ordonnée de la ligne d'influence du coefficient transversal pour la fibre considéré

$\frac{dM_1}{dy}$: pente de la tangente à (au point b_0 ou $-b_0$)

c : demi-diffusion longitudinal de la surcharge considérée

d : position longitudinal du centre de gravité de la surcharge dans la section considérée.

x : abscisse de la section étudiée

$2a$: portée équivalente $2a = 1/\sqrt{4}$

$$B = \frac{\sin \frac{n\pi c}{2a} \cdot \sin \frac{n\pi d}{2a}}{2a}$$

a) Moments apportées dans la dalle sous la charge permanente disposée sur les encorbellement de gauche et de droite :

α) Encorbellement droit :

$$T_{1D} = +3,875 \text{ t/m}$$

$$a = c = d = x = 13,5 \text{ m}, M_{1D} = -4,84 \text{ t.m/ml}$$

$$b = 7,24$$

			Fibre 1	Fibre 2	Fibre 3	
	$\frac{1}{n} \sin \frac{n\pi}{2a} x$	$\sin \frac{n\pi c}{2a} \sin \frac{n\pi d}{2a}$	Pente	Pente	Pente	
1	1	1	-0,11	-0,0374	-0,065	
3	-0,3333	1	-0,03	-0,0061	-0,028	
5	0,2	1	-0,01	-0,0009	-0,016	
			-0,083	-0,025	-0,010	
			+0,02	+0,012	+0,0075	
			-0,117	-0,068	-0,029	
			Moments (T.m)	- 2,0575	+1,243	+ 5,0928

β) Encorbellement gauche

$$M_{1G} = -4,84 \text{ T.m/ml}$$

$$T_{1G} = - 3,875 \text{ T/ml}$$

			Fibre 1	Fibre 2	Fibre 3	
	$\frac{1}{n} \sin \frac{n\pi}{2a} x$	$\sin \frac{n\pi c}{2a} \sin \frac{n\pi d}{2a}$	Pente	Pente	Pente	
1	1	1	-0,11	-0,0374	-0,09	
3	-0,333	1	-0,03	+0,0061	-0,012	
5	0,2	1	-0,01	+0,0009	-0,002	
			+0,0148	0	0	
			-0,0537	0	0	
			Moments (t.m)	+ 2,0575	+2,4259	+ 1,5017

- b) - Moment apportés dans la dalle sous les surcharges A₁(.)
 x) - Encorbellement droit. : a = c = d = x = 13,5 m

$M_{A10} = - 0,471 \text{ tm/ml}$ $T_{A10} = +0,942 \text{ t/ml}$ $b = 7,24 \text{ m}$

		Fibre 1		Fibre 2		Fibre 3	
$\frac{1}{4} \sin \frac{n\pi}{2a} x$	$\sin \frac{n\pi c}{2a} \cdot \sin \frac{n\pi d}{2a}$	M_n	Pente	M_n	Pente	M_n	Pente
1	1	- 0,11	-0,0374	-0,065	-0,083	+0,02	-0,117
-0,3333	1	- 0,03	-0,0061	-0,028	-0,012	+0,012	-0,068
0,20	1	- 0,01	-0,0009	-0,016	-0,010	+0,0075	-0,029
Moments (t.m)		- 0,7314		-0,1783		+ 0,5867	

- B. Encorbellement gauche : a = c = x = 13,5

$M_{A10} = - 0,471 \text{ T.m/ml}$ $T_{A10} = - 0,942 \text{ t/ml}$

		Fibre 1		Fibre 2		Fibre 3	
$\frac{1}{4} \sin \frac{n\pi}{2a} x$	$\sin \frac{n\pi c}{2a} \cdot \sin \frac{n\pi d}{2a}$	M_n	Pente	M_n	Pente	M_n	Pente
1	1	- 0,11	-0,0374	-0,09	+0,0148	-0,0537	+0,008
-0,3333	1	- 0,03	-0,0061	-0,012	0	-0,005	0
0,2	1	- 0,01	-0,0009	-0,002	0	0	0
Moments (t.m)		+ 0,7314		+ 0,6860		+ 0,4166	

- c) - Moments apportés dans la dalle sous les surcharges B₀

- x) Encorbellement droit. : a = d = x = 13,5 m

$c = 1,5 \text{ m}$

$M_{A10} = - 3,9 \text{ tm/ml}$ $T_{A10} = + 5,2 \text{ T/ml}$

		Fibre 1		Fibre 2		Fibre 3	
$\frac{1}{4} \sin \frac{n\pi}{2a} x$	$\sin \frac{n\pi c}{2a} \cdot \sin \frac{n\pi d}{2a}$	M_n	Pente	M_n	Pente	M_n	Pente
1	0,1736	- 0,11	-0,0374	-0,065	-0,083	+0,02	-0,117
-0,3333	- 0,5	- 0,03	-0,0061	-0,028	-0,025	+0,012	-0,068
0,2	0,7660	- 0,01	-0,0009	-0,016	-0,010	+0,0075	-0,029
Moments (t.m)		-0,9535		- 0,1592		+ 1,6146	

- B. Encorbellement gauche : M_{A10} = - 3,9 tm/ml T_{A10} = - 5,2 t/ml

		Fibre 1		Fibre 2		Fibre 3	
$\frac{1}{4} \sin \frac{n\pi}{2a} x$	$\sin \frac{n\pi c}{2a} \cdot \sin \frac{n\pi d}{2a}$	M_n	Pente	M_n	Pente	M_n	Pente
1	0,1736	- 0,11	-0,0374	-0,065	-0,083	+0,02	-0,117
-0,3333	- 0,5	- 0,03	-0,0061	-0,028	-0,025	+0,012	-0,068
0,2	0,7660	- 0,01	-0,0009	-0,016	-0,010	+0,0075	-0,029
Moments (t.m)		+ 1,5033		+ 1,6049		+ 0,980	

- d) - Moments apportés dans la dalle sous la surcharge M_c 120

- x) Encorbellement droit : a = d = x = 13,5 c = 3,35 m

$M_{A10} = - 5,75 \text{ Tm/ml}$ $T_{A10} = 8,8 \text{ T/ml}$

		Fibre 1		Fibre 2		Fibre 3	
$\frac{1}{4} \sin \frac{n\pi}{2a} x$	$\sin \frac{n\pi c}{2a} \cdot \sin \frac{n\pi d}{2a}$	M_n	Pente	M_n	Pente	M_n	Pente
1	0,380	- 0,11	-0,0374	-0,065	-0,083	+0,02	-0,117
-0,3333	- 0,9205	- 0,03	-0,0061	-0,028	-0,025	+0,012	-0,068
0,2	0,9293	- 0,01	-0,0009	-0,016	-0,01	+0,0075	-0,029
Moments (t.m)		- 3,427		- 0,765		+ 4,776	

β. Encorbellement gauche : $a = d = x = 13,5$ $c = 3,35$
 $M_{1G} = - 5,75 \text{ Tm/ml}$ $T_{1G} = - 8,8 \text{ T/ml}$

$M_n \sin \frac{n\pi x}{2a}$	$\sin \frac{n\pi c}{2a} \sin \frac{n\pi d}{2a}$	Fibre 1		Fibre 2		Fibre 3	
		M_n	Pente	M_n	Pente	M_n	Pente
1	0,380	- 0,11	+0,0374	-0,09	+00148	-00537	+0008
- 0,3333	- 0,9205	- 0,03	+0,0061	-0012	0	-0,005	0
0,2	0,9293	- 0,01	+0,0009	-0002	0	0	0
Moments (t.m)		+ 3,427		+ 2,804		+ 1,618	

e) Moments apportés dans la dalle sous la charge des trottoirs
 α) Encorbellement droit : $a = c = d = x = 13,5$ $b = 7,24$
 $M_{1G} = - 0,506 \text{ Tm/ml}$ $T_{1G} = 0,225 \text{ T/ml}$

$M_n \sin \frac{n\pi x}{2a}$	$\sin \frac{n\pi b}{2a} \sin \frac{n\pi d}{2a}$	Fibre 1		Fibre 2		Fibre 3	
		M_n	Pente	M_n	Pente	M_n	Pente
1	1	- 0,11	-0,0374	-0,065	-0,083	+0,02	-0117
- 0,3333	1	- 0,03	-0,0061	-0,028	-0,025	+0012	-0068
0,2	1	- 0,01	-0,0009	-0,016	-0,010	+00075	-0029
Moments (t.m)		- 0,046		+0,2355		+ 0,5033	

β) Encorbellement gauche : $M_{1G} = - 0,506 \text{ Tm/ml}$ $T_{1G} = -0,225 \text{ T/ml}$

$M_n \sin \frac{n\pi x}{2a}$	$\sin \frac{n\pi c}{2a} \sin \frac{n\pi d}{2a}$	Fibre 1		Fibre 2		Fibre 3	
		M_n	Pente	M_n	Pente	M_n	Pente
1	1	- 0,11	+00374	-0,09	+00148	-00537	+0008
- 0,3333	1	- 0,03	+00061	-0012	0	-0005	0
0,2	1	- 0,01	+00009	-0002	0	0	0
Moments (t.m)		+ 0,3773		+ 0,1101		+0,0706	

Nous remarquerons que :

- Les effets dûs aux charges placées sur l'encorbellement de droite ne sont cumulés à ceux dûs aux mêmes charges placées sur l'encorbellement de gauche que s'ils sont de même signe (négatif)

- Les effets dûs au M_{C120} sur l'encorbellement gauche et sur celui de droite ne sont pas cumulés puisqu'il est exclu de disposer transversalement 2 Charges militaires.

TABLEAU RECAPITULATIF DES MOMENTS APPORTÉS DANS LA DALLE CENTRALE PAR LES SURCHARGES DISPOSÉES SUR LES ENCORBELLEMENTS

Fibre	Charge permanente	Surcharge A _C	Surcharge B _C	M _C 120	Surcharge de trottoir
1	0	- 0,731	- 0,953	-3,427	- 0,046
2	+ 3,669	- 0,178	-0,159	-0,765	+ 0,235
3	+ 6,594	+ 0,586	+1,614	+4,776	+ 0,503

4. MOMENTS DUS AUX SURCHARGES EMPIETANT SUR LA DALLE CENTRALE

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

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

Pour la section à mi-travée c'est à dire à $l/2$:

$$M_y(x,y) = b [M_{\alpha 1} P_1 - M_{\alpha 3} P_3 + M_{\alpha 5} P_5]$$

On prendra $l = 27,0m$

a) Calcul des P_i (P_1, P_3, P_5)

1) Surcharge A :

$$P_m = \frac{4P}{m \pi^2} \sin^2 \left(\frac{m \pi}{2} \right) \quad (T/ml)$$

Pour 4 voies chargées : $P = 0,942 \times 12,74 = 11,982 T/ml$
d'où :

$$P_1 = 15,256 T/ml \quad P_3 = 5,085 T/ml \quad P_5 = 3,051 T/ml$$

Pour 3 voies chargées : $P = 0,442 \times 950 = 8,950 T/ml$

$$P_1 = 11,395 T/ml \quad P_3 = 3,798 T/ml \quad P_5 = 2,279 T/ml$$

Pour 2 voies chargées : $P = 0,942 \times 6,35 = 5,981 T/ml$

$$P_1 = 7,615 T/ml \quad P_3 = 2,538 T/ml \quad P_5 = 1,523 T/ml$$

Pour 1 voie chargée : $P = 0,942 \cdot 3 = 2,826 T/ml$

$$P_1 = 3,598 T/ml \quad P_3 = 1,199 T/ml \quad P_5 = 0,719 T/ml$$

b) Surcharge B_c

La disposition dans le sens horizontal est telle que la résultante de toutes les charges ponctuelles correspond aux essieux B_c passant par $x = l/2$. On envisagera le sens de droite à gauche



- $d_1 = 4,05 m$
- $d_2 = 8,55 m$
- $d_3 = 10,05 m$
- $d_4 = 14,55 m$
- $d_5 = 19,05 m$
- $d_6 = 20,55 m$

$$P_m = \frac{2}{l} \left[P \sin \frac{m \pi d_1}{l} + 2P \sin \frac{m \pi d_2}{l} + 2P \sin \frac{m \pi d_3}{l} + P \sin \frac{m \pi d_4}{l} + 2P \sin \frac{m \pi d_5}{l} + 2P \sin \frac{m \pi d_6}{l} \right]$$

Pour une file de roues :

$$P_1 = 1,761 T/ml \quad P_3 = 0,427 T/ml \quad P_5 = -0,975 T/ml$$

Deux files de roues :

$$P_1 = 3,522 T/ml \quad P_3 = 0,854 T/ml \quad P_5 = -1,96 T/ml$$

SURCHARGE M_c 120



$$P = \frac{110t}{6,1m} = 18,03 \text{ T/ml.}$$

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

$$P_m = \frac{4P}{m\pi} \sin \frac{m\pi c}{L} \sin \frac{m\pi d}{L}$$

$$P_1 = 7,977 \text{ T/ml} \quad P_3 = -6,692 \text{ T/ml} \quad P_5 = 4,496 \text{ T/ml}$$

CHARGES PERMANENTES : $P = 2,5.1,3 \times 12,74 = 41,405 \text{ T/ml}$

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

$$P_1 = 52,718 \text{ T/ml} \quad P_3 = 17,573 \text{ T/ml} \quad P_5 = 10,543 \text{ T/ml}$$

- CALCUL DE M_x

a) Charge permanente :

<u>Fibre 1 (y=0)</u>	<u>Fibre 2 (y=b/2)</u>	<u>Fibre 3 (y=3b/4)</u>
M _{x1} = +0,235	M _{x1} = +0,0162	M _{x1} = 0,01125
M _{x3} = +0,0095	M _{x3} = +0,0075	M _{x3} = 0,003
M _{x5} = +0,0063	M _{x5} = +0,004	M _{x5} = 0,0021

b) Surcharge A :

Fibre 1 2 voies centrales chargées :

$$\begin{aligned} M_{x1} &= + 0,091 \\ M_{x3} &= + 0,0423 \\ M_{x5} &= + 0,027 \end{aligned}$$

1 Voie centrale chargée :

$$\begin{aligned} M_{x1} &= + 0,13 \\ M_{x3} &= + 0,05 \\ M_{x5} &= + 0,031 \end{aligned}$$

2 Voies latérales chargées :

$$\begin{aligned} M_{x1} &= - 0,053 \\ M_{x3} &= - 0,021 \\ M_{x5} &= - 0,0075 \end{aligned}$$

Fibre 2 : 1 Voies centrale chargée 2 Voies centrales chargées

$$\begin{aligned} M_{x1} &= + 0,1012 \\ M_{x3} &= + 0,0425 \\ M_{x5} &= + 0,0237 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{x1} &= + 0,078 \\ M_{x3} &= + 0,037 \\ M_{x5} &= + 0,02 \end{aligned}$$

1 Voie latérale chargée (gauche)

$$\begin{aligned} M_{x1} &= - 0,069 \\ M_{x3} &= - 0,0125 \\ M_{x5} &= - 0,0025 \end{aligned}$$

2 Voies latérales chargées (gauche)

$$\begin{aligned} M_{x1} &= -0,042 \\ M_{x3} &= -0,012 \\ M_{x5} &= -0,004 \end{aligned}$$

.../...

Fibre 3

2 Voies latérales gauches chargées :

$$\begin{aligned} M_{\alpha 1} &= - 0,0275 \\ M_{\alpha 3} &= - 0,011 \\ M_{\alpha 5} &= - 0,0025 \end{aligned}$$

2 Voies droites chargées :

$$\begin{aligned} M_{\alpha 1} &= + 0,05 \\ M_{\alpha 3} &= + 0,027 \\ M_{\alpha 5} &= + 0,018 \end{aligned}$$

1 Voie droite chargée :

$$\begin{aligned} M_{\alpha 1} &= + 0,067 \\ M_{\alpha 3} &= + 0,033 \\ M_{\alpha 5} &= + 0,0255 \end{aligned}$$

SURCHARGE B_c

Fibre 1

Deux voies excentrées :

$$\begin{aligned} M_{\alpha 1} &= - 0,145 \\ M_{\alpha 3} &= - 0,046 \\ M_{\alpha 5} &= - 0,015 \end{aligned}$$

Deux voies centrées :

$$\begin{aligned} M_{\alpha 1} &= + 0,216 \\ M_{\alpha 3} &= + 0,075 \\ M_{\alpha 5} &= + 0,043 \end{aligned}$$

Fibre 2 :

Deux convois à côté gauche :

$$\begin{aligned} M_{\alpha 1} &= - 0,056 \\ M_{\alpha 3} &= - 0,016 \\ M_{\alpha 5} &= - 0,004 \end{aligned}$$

Deux convois sur l'aire positive

$$\begin{aligned} M_{\alpha 1} &= + 0,076 \\ M_{\alpha 3} &= + 0,026 \\ M_{\alpha 5} &= + 0,010 \end{aligned}$$

Un seul convoi avec une file de roues au droit de la fibre + $\frac{b}{2}$

$$\begin{aligned} M_{\alpha 1} &= + 0,114 \\ M_{\alpha 3} &= + 0,051 \\ M_{\alpha 5} &= + 0,026 \end{aligned}$$

Fibre 3 :

3 convois disposés à gauche :

$$\begin{aligned} M_{\alpha 1} &= - 0,0273 \\ M_{\alpha 3} &= - 0,0123 \\ M_{\alpha 5} &= - 0,0045 \end{aligned}$$

Deux convois à droite :

$$\begin{aligned} M_{\alpha 1} &= + 0,0437 \\ M_{\alpha 3} &= + 0,0134 \\ M_{\alpha 5} &= + 0,006 \end{aligned}$$

Un seul convoi avec une file de roues au droit de la fibre $\frac{3b}{4}$:

$$\begin{aligned} M_{\alpha 1} &= + 0,0817 \\ M_{\alpha 3} &= + 0,0433 \\ M_{\alpha 5} &= + 0,231 \end{aligned}$$

SYSTEME M_c 120 :

Fibre 1 (y=0) Un axe de la chenille au niveau de l'extrémité de la dalle centrale : (M^{max})

$$\begin{aligned} M_{\alpha 1} &= - 0,0447 \\ M_{\alpha 3} &= - 0,0152 \\ M_{\alpha 5} &= - 0,0075 \end{aligned}$$

L'axe des chenilles au droit de la fibre y=0 (M⁺max)

$$\begin{aligned} M_{\alpha 1} &= + 0,1185 \\ M_{\alpha 3} &= + 0,0484 \\ M_{\alpha 5} &= + 0,025 \end{aligned}$$

Fibre 2 (y= $\frac{b}{2}$) Un axe de la chenille au niveau de l'extrémité gauche de la dalle centrale : (M⁻max)

$$\begin{aligned} M_{\alpha 1} &= - 0,0355 \\ M_{\alpha 3} &= - 0,015 \\ M_{\alpha 5} &= - 0,004 \end{aligned}$$

Extrémité de la chenille au droit de la fibre $y = \frac{b}{2}$ (M^+ max)

$$\begin{aligned} M_{x1} &= + 0,0852 \\ M_{x3} &= 0,0486 \\ M_{x5} &= 0,0192 \end{aligned}$$

Fibre 3 ($y = \frac{3}{4} b$). L'axe de la chenille au niveau gauche de la dalle centrale :

$$\begin{aligned} M_{x1} &= - 0,0318 \\ M_{x3} &= - 0,01125 \\ M_{x5} &= - 0,0039 \end{aligned}$$

L'extrémité de la chenille au droit de la fibre $y = \frac{3}{4} b$

$$\begin{aligned} M_{x1} &= + 0,0654 \\ M_{x3} &= + 0,0421 \\ M_{x5} &= + 0,0271 \end{aligned}$$

Calcul des moments transversaux : M_y (sur la dalle centrale)

$$M_y(x,y) = \sum M_{xm} P_n b \sin \frac{m\pi x}{l}$$

Pour la section à mi-travée c'est à dire à $l/2$

$$M_y\left(\frac{l}{2}, y\right) = (M_{x1} P_1 - M_{x3} P_3 + M_{x5} P_5) b.$$

charge et		G	A	B _c	M _c 120
Fibre					
1	M ⁺	8,241	+ 4,537	+ 5,651	+ 10,002
	M ⁻	0	- 2,618	- 3,200	- 3,562
2	M ⁺	5,534	+ 3,841	+ 1,636	+ 7,893
	M ⁻	0	- 2,139	- 1,272	- 1,453
3	M ⁺	4,072	+ 2,453	+ 0,941	+ 6,696
	M ⁻	0	- 1,336	- 0,834	- 1,392

Tableau des moments transversaux max et min par mètre de largeur cumulés (encorbellements + dalle centrale) dans les fibres étudiées pour la section 0,5 l et $v = 0$

charge et		G	A	B _c	Trottoirs	M _c 120
Fibre						
1	Mmax	8,241	+ 4,537	+ 5,651	0	10,002
	Mmin	0	- 3,349	- 4,153	-0,046	- 6,989
2	Mmax	9,203	+ 3,841	+ 1,636	+0,235	+ 7,893
	Mmin	0	- 2,317	- 1,431	0	- 2,218
3	Mmax	10,666	+ 3,044	+ 2,555	+0,503	+11,472
	Mmin	0	- 1,336	- 0,834	0	- 1,392

FERRAILLAGE TRANSVERSAL :

Pour ferrailer la dalle transversalement on doit tenir compte des moments donnant le cas le plus défavorable à mi-travée (0,5l).

On a un moment positif M_y max et un moment négatif M_y min

M_y max = + 22,642.t.m et M_y min = - 7,035 t.m.

On a à étudier une section rectangulaire (1m x 1,3,30m) et on devra trouver une section d'acier par mètre linéaire

1er. Armatures supérieures :

δ cm
 130 $M=7,035$ t.m $M_y = 7,035$ t.m. $b=210$ kg/cm² $a = 2800$ kg/cm²
 100 $=0,529$; $=0,824$; $K=4577$ kg/cm²
 $M_{RB}=k.b.h^2=45,77 \times 100 \times 124=703,76$ t.m $M_y=7,035$ tm $A'=0$

D'où $A = \frac{M}{a \cdot h} = \frac{7,035 \cdot 10^5}{2800 \times 0,824 \times 124} = 2,459$ cm²

Soit : 4010 $A = 3,14$ cm²

Vérification à la fissuration :

$\frac{A}{B_y} = \frac{3,14}{12 \times 100} = 0,0026$

$1 = 405,4$ kg/cm²

$2 = 2782,34$ kg/cm²

= 0,531 ; = 0,823 ; $K = 45,88$ kg/cm²

$A_o = \frac{7,035 \cdot 10^5}{2782,34 \times 0,823 \times 124} = 2,478$ cm² $A_o = 2,478$ cm²

Conditions de non fragilité :

$A_1 = 1,2 A_o$ $A_1 = 1,2 \times 2,478$ cm² + 2,974 cm²

$A_2 = 0,69 \cdot b \cdot h$ $A_2 = 0,69 \times 100 \times 124 \times \frac{8,4}{4200} = 17,11$ cm²

A $A_o = 2,478$ cm²
 $\min(A_1, A_2) = 2,974$ cm² = 2,974cm²

Soit : 4010 $A = 3,14$ cm²/ml

2ème. Armatures inférieures:

$M_y^+ = 22,641$ t.m

$A_o = \frac{22,641 \cdot 10^5}{2782,34 \times 0,823 \times 124} = 7,97$ cm²

Conditions de non fragilité :

$A_1 = 1,2 \times 7,97 = 9,564$ cm²

$A_2 = 0,69 \times 100 \times 124 \times \frac{8,4}{4200} = 17,11$ cm²

A $A_o = 7,97$ cm²
 $\min(A_1, A_2) = 9,564$ cm² = 9,564cm²

$A = 9,564$ cm²/ml. on prend 5 T 16 $A=10,05$ cm²/ml

- FERRAILLAGE DE LA SECTION D'ENCASTREMENT :

6 Le moment au niveau de l'encastrement est négatif, car il est dû à l'encorbellement qui est considéré comme une console.

130 M On prend l'encorbellement qui donne le moment le plus défavorable.

100 $|M| = M_c + 1,2 (M \text{ trottoir} + M_c \text{ 120})$

$$|M| = 4,84 + 1,2 (0,506 + 5,75) = \boxed{12,35 \text{ t.m}}$$

$$a = 2800 \text{kg/cm}^2 = 0,529 ; = 0,824$$

$$A = \frac{12,35 \cdot 10^5}{2800 \times 0,824 \times 124} = 4,32 \text{cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit } 3T14 \quad A = 4,62 \text{cm}^2/\text{ml}$$

- Vérification à la fissuration :

$$= \frac{A}{B_y} = \frac{4,62}{12 \times 100} = 0,00385$$

$$\boxed{1 = 423,6 \text{kg/cm}^2}$$

$$\boxed{2 = 2351,51 \text{kg/cm}^2}$$

$$a = 2 = 2351,51 \text{kg/cm}^2 = 0,80$$

$$A = \frac{12,35 \cdot 10^5}{2351,51 \times 0,80 \times 124} = 5,23 \text{cm}^2$$

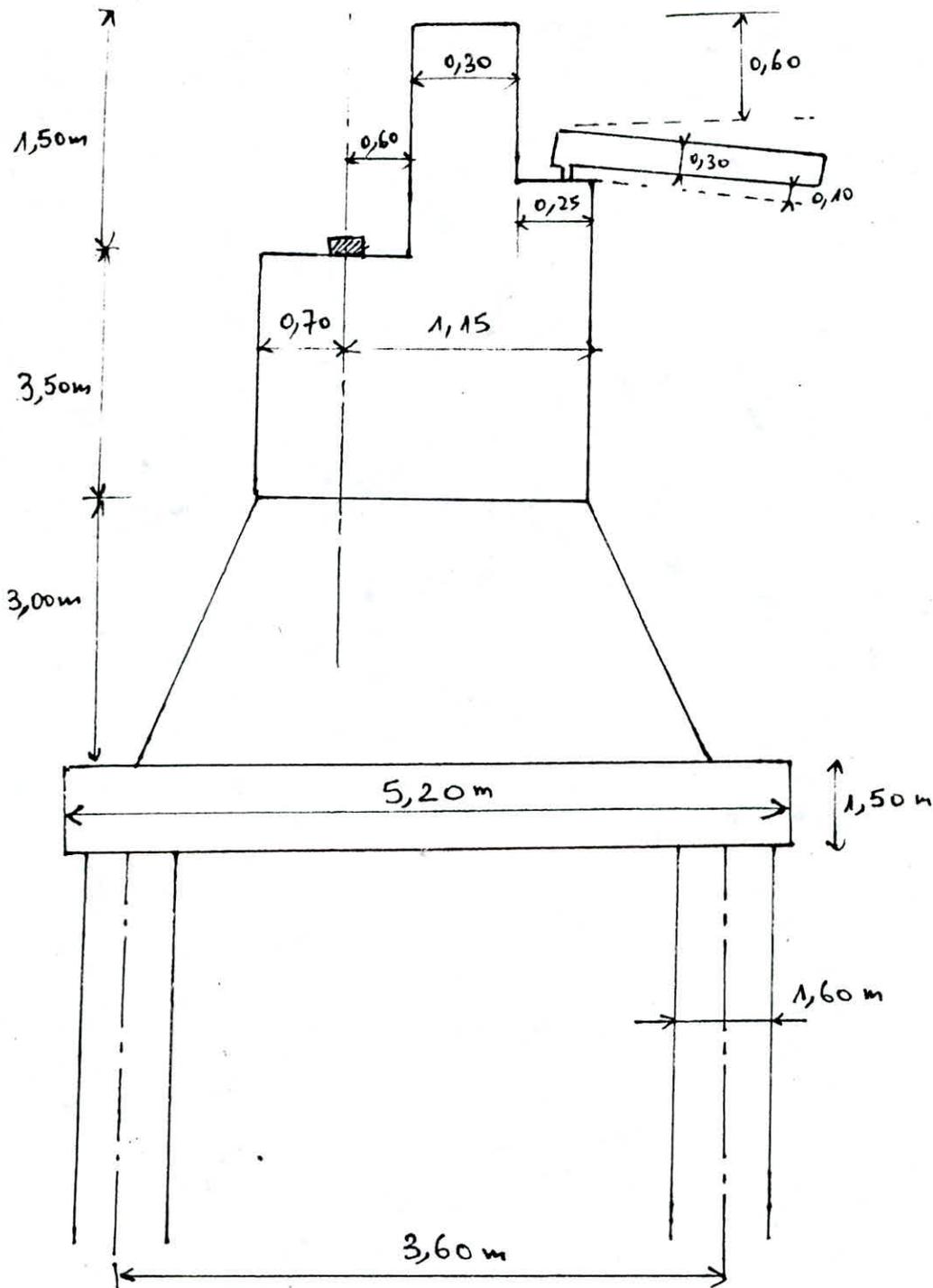
$$A = 5,23 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\boxed{4 \text{ T } 14 \quad A = 5,16 \text{cm}^2/\text{ml}}$$

- Dans le sens longitudinal on prend des aciers constructifs HA 12 tous les 14 cm.

ÉTUDE DE LA CULÉE

La culée assure la transmission des efforts jusqu'aux pieux, elle est constituée d'un mur en retour, d'une dalle de transition, d'un mur garde grève, d'un chevetre et de quatre voiles qui reposent sur la semelle.



CALCUL DES MURS

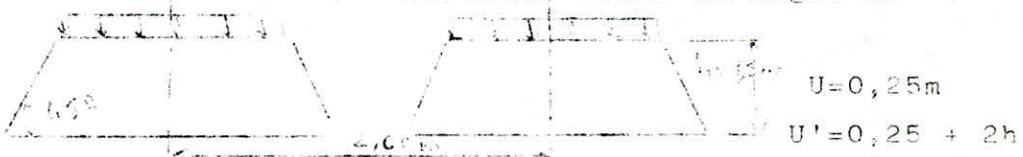
A) MUR GARDE GREVE

Il est soumis aux charges horizontales qui s'appliquent sur la face arrière du mur, on aura ainsi un moment au niveau de l'encastrement (mur - chevetre)

- Action horizontales :

1- Force de freinage d'un essieu type B_C.

L'essieu arrière du camion type B_C est considéré sur le mur, on prendra l'effet d'une roue diffuser selon un angle de 45°



La force de freinage est égale au poids d'une roue de 6 t
Soit $F_R = 6 \text{ t}$ → force diffuser

$$F_{rd} = \frac{F_R}{U'}$$

Le moment engendré par cette force est $M_f = \gamma \cdot m \cdot F_{rd} \cdot h \text{ (t.m/ml)}$

$\gamma \cdot m$: coefficient de sécurité = 1,2

D'où

$$M_f = \gamma \cdot m \cdot \frac{F_R \cdot h}{0,25 + 2h}$$

$$M_f = 1,2 \cdot \frac{6 \times 1,5}{0,25 + 2 \times 1,5} = 3,323 \text{ t.m/ml}$$

2- Poussée des terres :

Les terres se trouvant derrière le mur provoquent une poussée située à h/3 de l'encastrement

$$P = \frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma \cdot h^2 \quad k_a : \text{coefficient de poussée} = 1/3$$

$$\gamma : \text{densité du remblai} = 2,0 \text{ t/m}^3$$

$$M_t = P \cdot h/3 = \frac{1}{6} \cdot k_a \cdot \gamma \cdot h^3$$

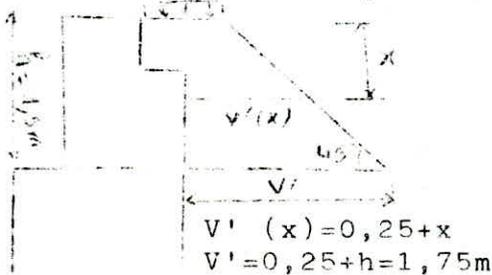
$$M_t = \frac{1}{6} \times \frac{1}{3} \times 2 \times 1,5^2 = 0,375 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_T = 0,375 \text{ t.m/ml}$$

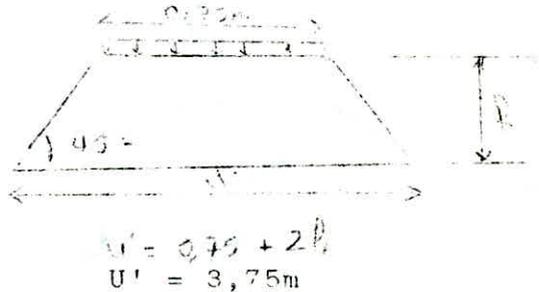
3- Poussée d'une charge locale située en arrière du Mur :

Pour $0,5 \text{ m} \leq h \leq 3 \text{ m}$ il a été vérifié que la sollicitation totale due aux camions types B_C (poussée des charges locales + freinage) était plus défavorable pour le mur garde grève. L'effet le plus défavorable est produit par roues arrière de 6t de deux camions accolés placés de telle manière que les rectangles d'impact soient au contact de la face arrière du mur garde-grève.

Ces charges réelles soient 2 roues de 6t distantes de 0,50m sont remplacées par une charge uniforme équivalente de 12 t répartie sur un rectangle de $(0,25 \times 0,75 \text{ m}^2)$ d'où le schéma de la diffusion à 45° de la charge de 12



Diffusion longitudinale



Diffusion transversal

Moment M_p crée par la poussée de cette charge au niveau de l'encastrement A.

$$M_p = \frac{12 k}{0,75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx$$

On pose $I = \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx = (h+0,25) [\log(0,25+h) - \log(0,25)] - h$

pour $h=1,5m \rightarrow I = 1,91$

$$K = K_a \cdot \gamma_m = 0,333 \times 1,2 \times 1,0844 \times 0,7$$

$$K = 0,3033$$

D'où $M_p = \frac{12 \times 0,3033}{0,75+2 \cdot 1,5} \times 1,91$

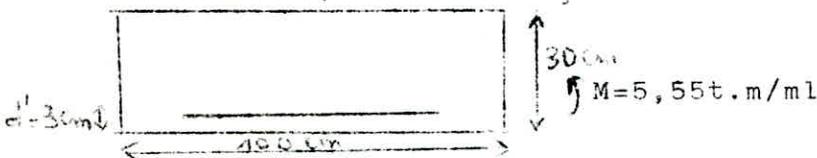
$$M_p = 1,854 \text{ t.m/ml}$$

On combine ces efforts horizontaux de telle sorte à obtenir l'effet le plus défavorable, il faut donc considérer qu'ils agissent dans le même sens.

$$M = M^t \text{ total} = M_f + M_t + M_p$$

$$M = 3,323 + 0,375 + 1,854$$

$$M = 5,552 \text{ t.m/ml}$$



(Suivants la largeur du pont).

$$h = h_t - d' \quad h = 27 \text{ cm}$$

FERRAILLAGE DU MUR GARDE-GREVE : face arrière

$$d' = 3 \text{ cm}$$

$$h_t = 30 \text{ cm}$$

$$h = 27 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma} = \frac{15 \bar{\sigma}'_b}{15 \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = 165 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma} = \frac{15 \times 165}{(15 \times 165) + 2800} = 0,469$$

$$\bar{\sigma} = 0,844$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma} \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{5,552 \cdot 10^5}{0,844 \times 27 \times 2800} = 8,70 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend } 8 \text{ 12} \rightarrow A = 9,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Delta M = M - M_{rB}$$

$$M_{rB} = K \cdot b \cdot h^2 \quad \text{avec} \quad K = \frac{1}{2} \bar{\sigma} \bar{\sigma}_b = 32,656 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{rB} = 23,8 \text{ t.m}$$

$$\Delta M = 5,552 - 23,8 < 0 \rightarrow \text{Pas besoin d'acier comprimé} \rightarrow A' = 0$$

- Vérification à la fissuration :

$$\bar{\sigma}_a = \max \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_1 = 1749,2 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_2 = 2335,123 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow \bar{\sigma}_a = 2335,123 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 7,1 \text{ kg/cm}^2$$

donc on refait les calculs avec $\bar{\sigma}_a = 2335,123 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma} = 0,829$

$$A = \frac{5,552 \cdot 10^5}{0,829 \times 27 \times 2335,123} = 10,62 \text{ cm}^2 \rightarrow 7 \text{ T14} \rightarrow A = 10,77 \text{ cm}^2$$

- Vérification des contraintes :

Axe neutre: $b x \frac{x}{2} + n A' (x-d') - n A (h-x) = 0 \Rightarrow 50 \cdot x^2 - (15 \times 10,77)(27-x) = 0$

$$50 \cdot x^2 + 161,55x - 4361,85 = 0$$

$$x = 7,86 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n A' (x-d')^2 + n A (h-x)^2 = 7,537 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{5,552 \cdot 10^5}{7,537 \cdot 10^4} = 73,57,90 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifié} \quad \text{car } 73,90 \text{ kg/cm}^2 < 1165 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = n \frac{M}{I} (h-x) = 15 \frac{5,552 \cdot 10^5}{7,537 \cdot 10^4} (27 - 7,86)$$

$$\bar{\sigma}_a = 2114,87 \text{ kg/cm}^2 < 2335,123 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_a \quad \text{vérifié}$$

Sur la face avant du mur on prendra la moitié des armatures

Armature arrière $\rightarrow A_v = \frac{9,04 \text{ cm}^2}{2} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

DALLE DE TRANSITION :

Cette dalle empêche le tassement éventuel du remblai se trouvant derrière le chevre qui entrainerait une dénivellation entre la chaussée du pont et celle du remblai la dalle de transition s'appuie sur l'extrémité du chevre et sur le remblai compacte.

* Evaluation des charges et surcharges/ml

- Poids propre $2,5 \times 0,3 \times 1 = 0,75 \text{ t/ml}$
- Remblai $2,0 \times 0,6 \times 1 = 1,2 \text{ t/ml}$
- Revêtement $2,2 \times 0,08 \times 1 = 0,176 \text{ t/ml}$

Charge totale : $q_G = 2,126 \text{ t/ml}$

- Surcharges :

Dans ce cas on assimile les roues arrières et avant du système Bt (le plus défavorable) à un rouleau de charge répartie de 5,5t/ml chacun.

Pour tenir compte de l'effet de choc d'un essieu près d'un appui on pondérera la 1er. charge par 2 et la 2ème. qui se répartie entre les appuis par 1,2

$P_1 = 2 \times 5,5 = 11 \text{ t/ml}$
 $P_2 = 1,2 \times 5,5 = 6,6 \text{ t/ml}$

l: longueur de la dalle de transition
 $l = 5,00 \text{ m}$

- CALCUL DES EFFORTS SOLLICITANT LA DALLE :



1) Moment Max :

* P. propre : $M_G = \frac{q_G \cdot l^2}{8} = \frac{2,126 \times 4,70^2}{8} = 5,87 \text{ tm/ml}$

* Surcharge :

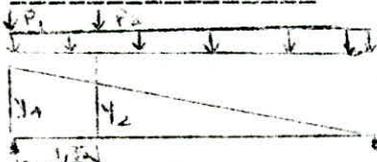
$y_1 = \frac{2,35 \times 2,35}{4,7} = 1,175$
 $y_2 = 0,5$

$M_S = (11 \times 1,175) + (6,6 \times 0,5) = 16,225 \text{ t.m/ml}$

$M_{\text{max}} = 16,225 + 5,87 = 22,095 \text{ t.m/ml}$

$M_{\text{max}} = 22,095 \text{ t.m/ml.}$

2) Effort tranchant :



$T_G = q_G \cdot \frac{l}{2}$

$T_G = 2,126 \times \frac{4,7}{2} = 4,996 \text{ t/ml}$

$y_1 = 1 \quad y_2 = \frac{3,35}{4,7} = 0,713$

$T_S = (11 \times 1) + (6,6 \times 0,713) = 15,706 \text{ t/ml.}$

$T_{\text{max}} = 15,706 \text{ t/ml} + 4,996 \text{ t/ml}$

$T_{\text{max}} = 20,702 \text{ t/ml}$

$M_{\text{max}} = 22,095 \text{ t.m/ml.}$

FERRAILLAGE DE LA DALLE DE TRANSITION :

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \times 165}{15 \times 165 + 2800} = 0,469 \quad \rightarrow \quad \bar{\gamma} = 0,844$$

$$A = \frac{M}{\bar{\gamma} a \times h \times \bar{\alpha}} = \frac{22,095 \cdot 10^5}{2800 \times 27 \times 0,844} = 34,63 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 11\emptyset 20 \rightarrow A = 34,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Delta M = M - M_{rB} \quad M_{rB} = \bar{K} \cdot b \cdot h^2 \quad \text{avec} \quad \bar{K} = \frac{1}{2} \bar{\alpha} \cdot \bar{\gamma} \cdot \bar{\sigma}_b = 32,656 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{rB} = 32,616 \times 100 \times 27^2$$

$$M_{rB} = 23,8 \text{ t.m}$$

$$\Delta M = 22,095 - 23,8 < 0 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas besoin d'armatures comprimées}$$

- Vérification à la fissuration :

$$\bar{\sigma}_a = \max \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_1 = 2923,38 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_2 = 1808,78 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2923,38 \text{ kg/cm}^2$$

$2800 \text{ kg/cm}^2 < 2923,38 \text{ kg/cm}^2$
La fissuration est vérifiée

- Vérification des contraintes :

$$\text{Axe neutre: } \frac{b \cdot x^2}{2} - 15 A (h - x) = 0$$

$$50x^2 - 15 \times 34,55 (27 - x) = 0$$

$$50x^2 + 518,25x - 13992,75 = 0$$

$$x = 12,33 \text{ cm}$$

$$I = 17,4016 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{M}{I} \cdot x \rightarrow \bar{\sigma}'_b = \frac{22,095 \cdot 10^5}{17,4016 \cdot 10^4} \times 12,33 = 156,55 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}'_b = 165 \text{ kg/cm}^2$$

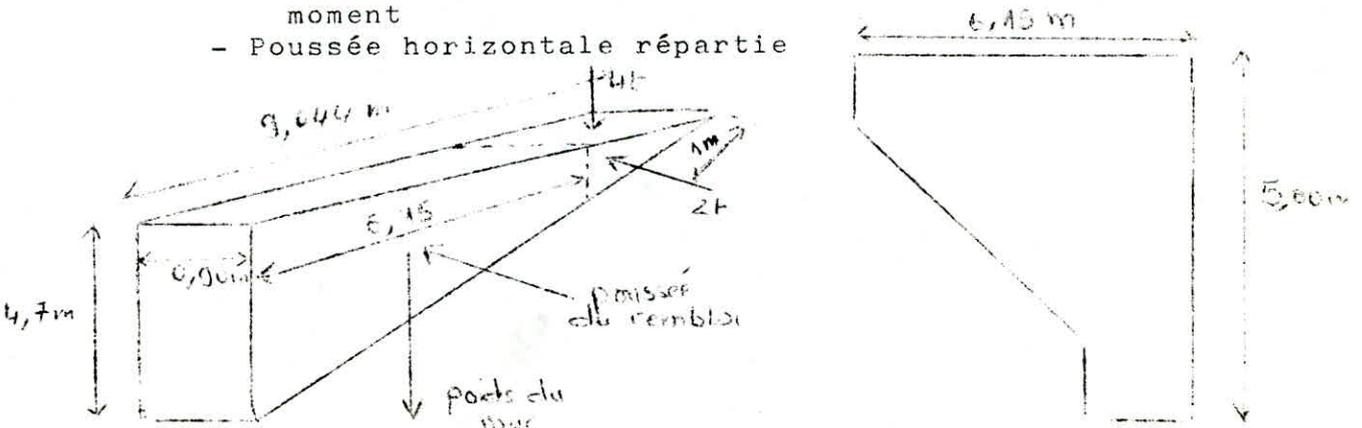
$$\bar{\sigma}_a = \frac{1522,095}{17,4016 \cdot 10^4} (27 - 12,33) = 2793,99 \text{ kg/cm}^2 < 2923,38 \text{ kg/cm}^2$$

MUR EN RETOUR :

Le mur en retour sert essentiellement à soutenir les remblais situés en arrière de la culée.

En plus de la poussée des remblais il sera susceptible de reprendre

- Son poids propre, y compris le poids de la superstructure (action verticale)
- Charge de 4t concentrée (verticale) à son extrémité appliquée à 1 m de celle-ci.
- Charge horizontale de 2t appliquée au même niveau (Ces charges sont conventionnelles).
 - * elles représentent des efforts survenus pendant la construction.
 - * des charges accidentelles qui peuvent arriver à tout moment
- Poussée horizontale répartie



EVALUATION DES EFFORTS :

a) - Charges horizontales

- Charge de 2t à 1m de l'extrémité théorique et perpendiculaire au mur
 - Poussée des terres uniforme égale à $(h/3+0,5)t/m^3$, la valeur de cette poussée uniforme étant celle qui s'exercerait au niveau du centre de gravité du mur sous l'effet du poids des terres ($\gamma=2t/ml$) et d'une charge concentrée 2 tonnes.
- Ces efforts horizontaux créent des moments/l'axe vertical de la section d'encastrement.

$$M_H = \left(\frac{h}{3} + 0,5\right) \frac{\gamma^2 \cdot h}{6} + (\gamma - 1)$$

$$= \left(\frac{4,7}{3} + 0,5\right) \frac{9,044 \times 4,7}{6} + 2(9,044 - 1)$$

$M_H = 148,5 t.m$

$$T_H = \left(\frac{h}{3} + 0,5\right) \frac{\gamma \cdot h}{2} + 2 \rightarrow T_H = 45,92 t$$

b) Charges verticales

- Poids propre du Mur = $2,5 [9,044 \times 0,9 \times 4,7] \times \frac{1}{2} = 47,82 t.$
 - Poids de la superstructure = $0,3 \gamma \rightarrow g_2 = 0,3 \times 9,044 = 2,71 t.$
 - Charge concentrée de 4t à 1m de l'extrémité théorique.
- Ces charges vont créer un moment/l'axe horizontal de la section d'encastrement

$$M_V = \left(\frac{1}{3} \times 9,044 \times 47,82\right) + (2,71 \times \frac{9,044}{2}) + 4(9,044 - 1)$$

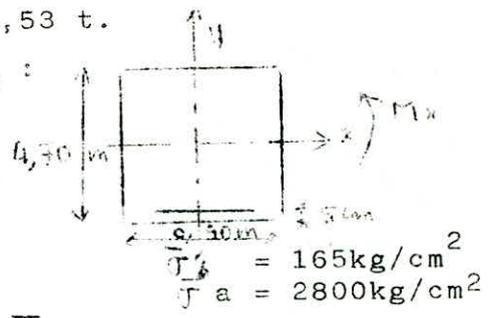
$$M_V = 188,592 t.m$$

$$T_V = 47,82 + 2,71 + 4 = 54,53$$

$$T_V = 54,53 t.$$

FERRAILLAGE DU MUR EN RETOUR :

a) Moment/axe horizontal x



$$M_x = M_V = 188,592 t.m$$

$$T_x = T_V = 54,53 t.$$

$$\bar{\alpha} = 0,469 \rightarrow \bar{\xi} = 0,844 \rightarrow K = 32,656 kg/cm^2$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \bar{\xi} \cdot h} = \frac{188,592 \cdot 10^5}{2800 \times 0,844 \times 465} = 17,162 cm^2 \rightarrow 9016 \rightarrow A = 18,09 cm^2$$

$$\Delta M = M - M_{rB}$$

$$M_{rB} = K \cdot b \cdot h^2 \rightarrow M_{rB} = 32,656 \times 90 \times 365^2 = 6354,9 t.m$$

$$\Delta M < 0 \Rightarrow A' = 0$$

- Vérification à la fissuration

$$\bar{\omega}_s = \frac{18,09}{10 \times 90} = 0,0201$$

$$\bar{\sigma}_a = \max \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_1 = 1673,6 kg/cm^2 \\ \bar{\sigma}_2 = 2022,27 kg/cm^2 \end{array} \right\} \rightarrow \bar{\sigma}_a = 2022,27 kg/cm^2$$

.../...

On calcule de nouveau la section d'armature A.

$$\bar{x} = \frac{15 \times 165}{(15 \times 165) + 2022,27} = 0,55 \quad \rightarrow \quad \bar{y} = 0,817 \quad \rightarrow \quad K = 37,07$$

$$A = \frac{188,592 \cdot 10^5}{0,817 \times 2022,27 \times 465} = 24,55 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow 13 \text{ } \emptyset 16 \quad \rightarrow A = 26,13 \text{ cm}^2$$

- Vérification des contraintes :

Axe-neutre. $\frac{bx^2}{2} - 15 A (h - x) = 0$
 $45x^2 - 15 \times 26,13 (465 - x) = 0$
 $45x^2 + 391,95x - 182256,75 = 0$

$$x = 59,43$$

$$I = 707,67 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

$$\bar{\sigma}'_b = 15,84 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 165 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérifié}$$

$$\bar{\sigma}'_a = 1621,25 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a = 2022,27 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérifié}$$

- Vérifier au cisaillement :

$$z = 7/8h = 7/8 \times 465 = 406,875 \text{ cm.}$$

$$\tau = \frac{54,53 \cdot 10^3}{90 \times 406,875} = 1,489 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = 3,5 \cdot \bar{\tau}_b = 3,5 \times 7,1 = 24,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b$$

b) Moment/Axe y.

$$M_y = M_H = 148,5 \text{ t.m}$$

$$T_y = T_H = 48,92 \text{ t.m}$$

$$\bar{x} = 0,469 \quad \rightarrow \quad \bar{y} = 0,844 \quad \rightarrow \quad K = 32,656$$

$$A = \frac{148,5 \cdot 10^5}{2800 \times 0,844 \times 85} = 73,93 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow 24 \text{ } \emptyset 20 \quad \rightarrow A = 75,38 \text{ cm}^2$$

$$M_{rB} = K \cdot b \cdot h^2 = 32,65 \times 470 \times 85^2 = 1108,9 \text{ t.m}$$

$$\Delta M = M - M_{rB} < 0 \Rightarrow A' = 0$$

- Vérifier à fissuration:

$$\omega = \frac{75,38}{5 \times 2 \times 470} = 0,016$$

$$\bar{\sigma}'_a = \max \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}'_1 = 1103,4 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_2 = 1808,78 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}'_a = 1808,78 \text{ kg/cm}^2$$

On recalcule A de nouveau.

$$\bar{x} = \frac{15 \times 165}{(15 \times 165) + 1808,78} = 0,578 \quad \rightarrow \quad \bar{y} = 0,807$$

$$A = \frac{148,5 \cdot 10^5}{0,807 \times 85 \times 1808,78} = 119,69 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow 39 \text{ } \emptyset 20 \quad \rightarrow A = 122,5 \text{ cm}^2$$

- Vérification des contraintes :

Axe Neutre :

$$235x^2 - 15 \times 122,5 (85 - x) = 0$$

$$235x^2 + 1837,5x - 156187,5 = 0$$

$$x = 22,165 \text{ cm}$$

$$I = 896,088 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{148,5 \cdot 10^5}{896,088 \cdot 10^4} \times 22,165 = 36,73 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 155 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

$$\bar{\sigma}'_a = 15 \frac{148,5 \cdot 10^5}{896,088 \cdot 10^4} - (85 - 22,165) = 1561,96 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a = 1808,78 \text{ kg/cm}^2$$

- Vérification au cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad \text{avec} \quad z = 7/8h$$

.../...

$$\bar{\sigma}_b = \frac{45,92 \cdot 10^5 \times 8}{470 \times 7 \times 85} = 1,3 \text{ kg/cm}^2 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} \bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b \text{ vérifier}$$

$$\bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot \bar{\sigma}_b = 24,85 \text{ kg/cm}^3$$



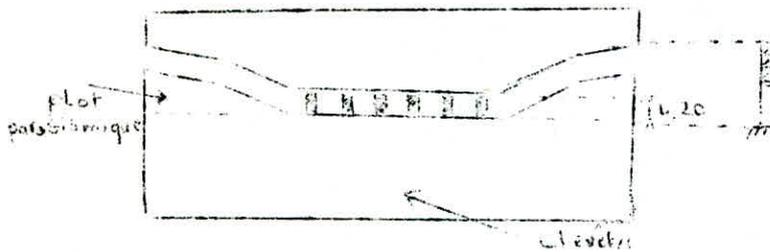
D) PLOTS PARASISMIQUE :

Ce sont 2 masses en béton situées aux extrémités du chevêtre elles sont destinées à empêcher le déplacement du tablier sous l'effet d'un seisme transversal. Les 2 plots sont encastrés au chevêtre.

La force sismique horizontale qui agit sur le plot est $F_H = 0,1G$ G : étant le poids propre du tablier revenant à la culée

$$G = 692,55 \text{ t} \quad F_H = 0,1 \times 692,55 = 69,255 \text{ t}$$

Cette force (F_H) sera répartie sur la partie du plot qui sera en contact avec le tablier en cas de seisme.

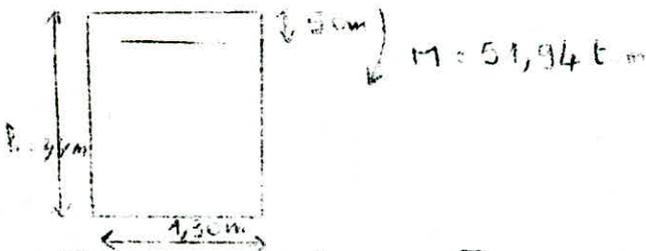


$$q = \frac{69,255}{1,1} = 62,96 \text{ t/m}$$

$$M / \text{mètre couronné} = q \times 1,1 \left[\frac{1,1}{2} + 0,2 \right] = 51,94 \text{ t.m}$$

$$T = q \times 1,1 = 69,255 \text{ t}$$

Ferraillage



$$\bar{\sigma}_b = 165 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad h = 235 \text{ cm}$$

$$\bar{\alpha} = 0,469 \rightarrow \bar{\delta} = 0,844 \rightarrow K = 32,656 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{rB} = K \cdot b \cdot h^2 = 2344,456 \cdot 10^5 \text{ kg.cm} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} \\ \end{array}$$

$$M = 5194000 \text{ kg.cm}$$

$$M - M_{rB} = \Delta M < 0 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \bar{\delta} \cdot b} = \frac{51,94 \cdot 10^5}{2800 \times 0,844 \times 235} = 9,35 \text{ cm}^2 \rightarrow 9T12 \rightarrow A = 10,1 \text{ cm}^2$$

- Vérification à la fissuration :

$$\bar{\sigma}_a = \max \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 964,7 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2335,123 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \quad \bar{\omega}_j = \frac{10,17}{2 \times 5 \times 130} = 0,0078$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2335,123 \text{ kg/cm}^2$$

On refait les calculs avec $\bar{\sigma}_a = 2335,123 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{x} = \frac{15 \times 165}{(15 \times 165 + 2335,123)} = 0,514 \quad \bar{y} = 0,829$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \bar{y} \cdot h} \quad A = \frac{51,94 \cdot 10^5}{2335,123 \times 0,829 \times 235} = 11,42 \text{ cm}^2$$

$$A = 12,43 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 11 \text{ T } 12$$

- Vérification des contraintes :

Axe neutre :

$$x = 24,57 \text{ cm}$$

$$I = 88,98895 \cdot 10^5$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{51,94 \cdot 10^5}{88,98895 \cdot 10^5} \times 24,57 = 14,34 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 165 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 15 \cdot \frac{51,94 \cdot 10^5}{88,98895 \cdot 10^5} \cdot (235 - 24,57) = 1842,32 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2335,123 \text{ kg/cm}^2$$

vérifier

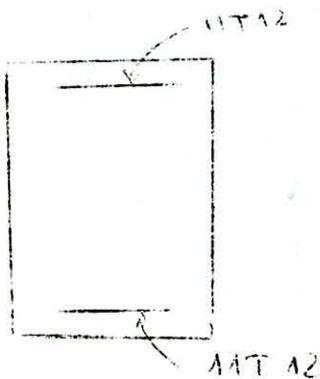
- Vérification au cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z}$$

$$\tau_b = \frac{69,255 \cdot 10^3 \times 8}{130 \times 7 \times 235} = 2,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\tau}_b = 24,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_b < \bar{\tau}_b \end{array} \right\} \text{vérifier}$$



CHEVETRE :

Le chevêtre est soumis en plus de son poids propre, à certaines actions à savoir celles provenant du :

- Mur garde grève, corbeau - dalle de transition - Mur en retour, tablier.

A- Evolution des charges et surcharges :

1) Poids propre : $q_G = 2,5 \times 2 \times S = 5S$

S: représente la section du chevêtre y compris le mur garde-grève et le corbeau le poids propre est pris avec un coefficient de sécurité égal à "2" et ceci pour tenir compte du poids moyen de la partie du tablier situe au droit du chevêtre pendant la construction.

$$S = (1,85 \times 3,5) + (1,5 \times 0,3) + (0,25 \times 0,5) = 7,05m^2$$

d'où $q_G = 5 \times 7,05 = 35,25 \text{ t/ml}$

2) Surcharges transmises par le mur garde grève :

- Surcharges verticales ; - Surcharges horizontales

l'effet maximum est obtenu en considérant les actions agissant de l'arrière vers l'avant, c à d dans le même sens.

a) Poussée des terres :

$$q_t = \frac{\gamma a \cdot h^2}{2} \quad \text{avec } k_a = \frac{1}{3}, \quad \gamma = 2 \text{ t/ml}^3, \quad h = 5 \text{ m}$$

$$q_t = 8,33 \text{ t/ml}$$

b) Poussée de la surcharge localisée :

$$q_L = \frac{12 K}{0,75 + 2 h} \quad \text{avec } K = K_a \cdot \gamma \cdot a \cdot b$$

$$K = 0,3033$$

$$q_L = \frac{12 \times 0,3033}{0,75 + (2 \times 5)} = 0,4853 \text{ t/ml}$$

c) Force de freinage :

On prend la force équivalente au poids d'une roue de 6 tonnes diffusée au niveau de la fibre supérieure du chevêtre.

$$q_f = \frac{6 \cdot \gamma \cdot m}{0,25 + 2 h} = \frac{6 \times 1,2}{0,25 + (2 \times 5)} = 0,70 \text{ t/ml}$$

3) Dalle de transition :

- Charge permanente :

$$q_{G0} = K (1,25 \cdot e_b + 1,1 \text{ hr}) \quad \text{avec}$$

$$l = 5 \text{ m}$$

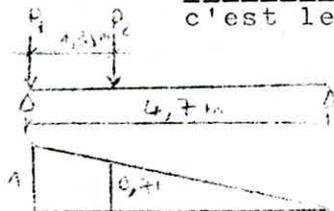
$$e_D = 0,3 \text{ m}$$

$$hr = 1,09 \text{ m}$$

$$q_{G0} = 7,87 \text{ t/ml}$$

- Surcharge Bt

c'est le système le plus défavorable/Bc



$$\text{avec } P_1 = 11 \text{ t}$$

$$P_2 = 6,6 \text{ t}$$

$$q_{Bt} = (1 \times P_1) + \left(P_2 \frac{4,7 - 1,35}{4,7} \right)$$

$$q_{Bt} = 11 + 6,6 \frac{3,35}{4,7} = 15,7 \text{ t/ml}$$

$$q_{Bt} = 15,7 \text{ t/ml}$$

Finalemment : $q_D = q_{GD} + q_{Bt} = 23,57 \text{ t/ml}$

$$q_D = 23,57 \text{ t/ml}$$

- 4) Mur en retour :
- Poids propre $P = 47,82 \text{ t}$
 - Surcharges :
 - * Horizontale 2 t
 - ** vertical 4 t

- 5) Tablier
- Poids propre : On le repartie sur la longueur du chevêtre
 - $q_{Gt} = \frac{692,55 \text{ t}}{17,89} = 38,71 \text{ t/ml}$
 - Surcharges : On la repartie aussi sur la longueur du chevêtre
 - $q_{sr} = \frac{231,57}{17,89} = 12,94 \text{ t/ml}$ (surcharge A+ trottoirs)
 - En tenant compte de la majoration de 20%
 - $q_t = q_{Gt} + 1,2 q_s = 54,24 \text{ t/ml}$
 - $q_t = 54,24 \text{ t/ml}$

A) Calcul des efforts sollicitant le chevêtre



avec $P = 47,82 + 4 = 51,82 \text{ t}$

$q = q_D + q_G + q_{Gt}$

$q = 23,57 + 35,25 + 54,24 = 113,06 \text{ t/ml}$

$P = 51,82 \text{ t}$

$q = 113,06 \text{ t/ml}$

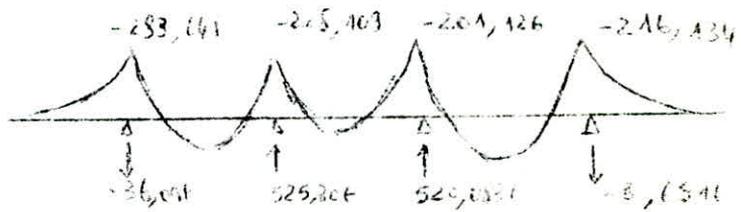
Pour calculer les réactions d'appui R_0, R_1, R_2 et R_3 ainsi que les moments sur appuis M_0, M_1, M_2 et M_3 et les moments en travées M_{01}, M_{12}, M_{23} . On applique la méthode des trois moments

$L_1 = L_2 = L_3 = 4,70 \text{ m}$

$L_0 = 2,24 \text{ m}$

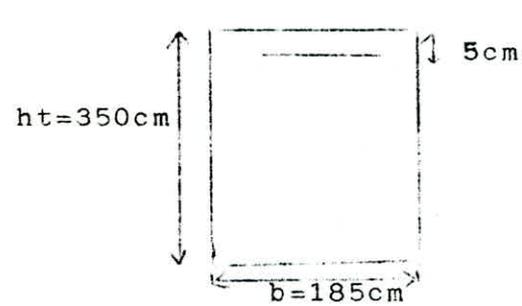
$L_4 = 1,55 \text{ m}$

$M_0 = -283,645 \text{ t.m}$	$M_{01} = + 198,132 \text{ t.m}$	$R_0 = - 36,09 \text{ t}$
$M_1 = -228,109 \text{ t.m}$	$M_{1-2} = + 95,57 \text{ t.m}$	$R_1 = 525,30 \text{ t}$
$M_2 = -201,126 \text{ t.m}$	$M_{2-3} = + 216,62 \text{ t.m}$	$R_2 = 520,083 \text{ t}$
$M_3 = -216,134 \text{ t.m}$		$R_3 = - 3,651 \text{ t}$



FERRAILLAGE EN FLEXION

- Armatures supérieures (appuis) $M^m = 283,645 \text{ t.m}$



$\bar{\sigma}_c = 165 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\alpha} = 0,469$

$\bar{\delta} = 0,844$

$\bar{K} = 32,656$

$M_{rB} = \bar{K} \cdot b \cdot h^2 = 7190,73 \text{ t.m} > M^m \Rightarrow A' = 0$

$A = \frac{M}{j \cdot \bar{\sigma}_c \cdot h} = \frac{283,645 \cdot 10^5}{2800 \times 0,844 \times 345} = 34,79 \text{ cm}^2$

Soit 12 T 20 $\rightarrow A = 37,69 \text{ cm}^2$

* Vérification à la fissuration

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}_1 &= 1355 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_2 &= 1808,78 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \bar{\sigma}_a = 1808,78 \text{ kg/cm}^2$$

D'où : $\bar{\alpha} = 0,577$ $\bar{\gamma} = 0,807$

$$A = \frac{283,645 \cdot 10^5}{1808,78 \times 0,807 \times 345} = 56,32 \text{ cm}^2 \rightarrow 18T20 \rightarrow A = 56,54 \text{ cm}^2$$

** Vérification des contraintes

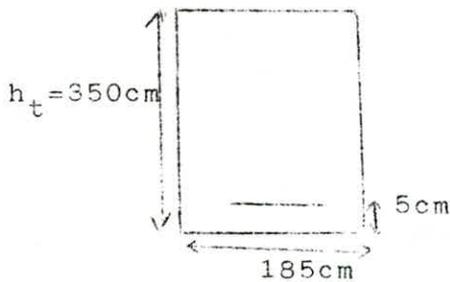
$$x = 51,85 \text{ cm} \quad I = 8,148 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma'_b = 18,05 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b'} = 165 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_{b'} \quad \text{vérifier}$$

$$\sigma_a = 1530,75 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 1808,78 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifier}$$

- Armatures inférieures (en travée)

$$M^t = 216,62 \text{ t.m}$$



$$\bar{\sigma}_a = 1808,78 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{216,62 \cdot 10^5}{1808,78 \times 0,807 \times 345} = 43,015 \text{ cm}^2$$

Soit 14T20 \rightarrow $A = 43,97 \text{ cm}^2$

* Vérification des contraintes :

$$x = 46,16 \text{ cm}$$

$$I = 6,5 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma'_b = 15,38 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b'} = 165 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifier}$$

$$\sigma_a = 1493,88 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 1808,78 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifier}$$

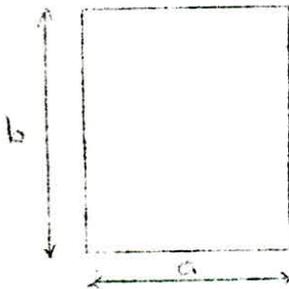
CALCUL A LA TORSION

Les différentes charges qui s'appliquent sur le chevêtre sont excentrées (à l'exception du poids propre). Elles vont donc créer des moments de torsion dans le chevêtre.

Les résultats seront groupés dans le tableau suivant :

CHARGES	EXCENTRICITE (m)	MOMENTS DE TORSION (t.m)	
		CHEVETRE EN CONSOLE	EN TRAVEE
Poids propre	0,000	0,000	0,000
Dalle de transition	0,800	42,237	88,623
Mur garde grève	0,525	1,323	2,776
Corbeau	+ 0,800	0,56	1,175
Tablier	- 0,225	-26,032	- 54,62
Charge de 4t	9,969	39,876	0,000
mur en retour	3,940	188,411	0,000
TOTAL		246,375	37,954

Le ferrailage sera calculé par le méthode de Mr. P. CHARON



$$\begin{aligned}
 b &= 350\text{cm} & \text{bm: Contrainte tangente} \\
 a &= 185\text{cm} & \text{de torsion maximale} \\
 \frac{b}{a} &= 1,89 \rightarrow \text{tableau P.CHARON} \Rightarrow K = 4,12 \\
 \tau_{bm} &= \frac{K \cdot M_t}{a^2 \cdot b} & \tau_{bm} &= \frac{4,12 \cdot M_t \cdot 10^5}{185^2 \times 350} \\
 & & \tau_{bm} &= 0,0344 M_t \quad (\text{kg/cm}^2)
 \end{aligned}$$

Calcul des Armatures longitudinales et des cadres (transversale)

$$\frac{C \cdot C \cdot B \cdot A}{l} = \frac{\text{Section des } A_1}{\text{Section du béton de la pièce}} = \frac{A_1}{B}$$

$$t = \frac{\text{Volume des } A_t}{\text{Volume du béton de la pièce}}$$

section rectangulaire - (b > a)

$$\frac{b}{a} = 1,89 < 3,5 \rightarrow \bar{\omega}_L = \bar{\omega}_t = \frac{a + b}{3b} \cdot \frac{\tau_{bm}}{\sqrt{a}}$$

avec $a = 2800 \text{ kg/cm}^3$

$$\bar{\omega}_L = \bar{\omega}_t = \frac{350 + 185}{3 \times 350} \times \frac{0,0344 \text{ Mt}}{2800} = 62,610^{-7} \text{ Mt}$$

$$\bar{\omega}_L = \bar{\omega}_t = 62,6 \cdot 10^{-7} \text{ Mt}$$

$$\bar{\omega}_L = \bar{\omega}_t = 62,6 \cdot 10^{-7} \text{ Mt}$$

A : Partie console

$$M_t = 246,375 \text{ t.m} \quad \bar{\omega}_L = \bar{\omega}_t = 1,542 \cdot 10^{-3}$$

* Armatures longitudinale : A_L

$$\bar{\omega}_L = \frac{A_L}{B} = \frac{A_L}{b \times a} \quad A = \bar{\omega}_L \times b \times a$$

$$A_L = 1,542 \cdot 10^{-3} \times 350 \times 185$$

$$A_L = 99,84 \text{ cm}^2$$

$$A_L = 100,51 \text{ cm}^2 \rightarrow 32 \text{ T } 20$$

** Armatures transversale :

On prend de T₁₂ \rightarrow 1T₁₂ \rightarrow $A_t = 1,13 \text{ cm}^2$

- Volume par centimètre = $1,542 \cdot 10^{-3} \times 350 \times 185 \times 1 = 99,84 \text{ cm}^3/\text{cm}$

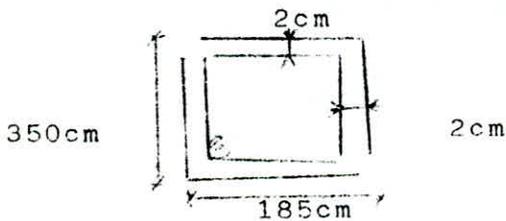
- le volume d'un cadre à pour valeur :

$$1,13 (346+181) \times 2 = 1191,02 \text{ cm}^3$$

- Espacement des cadres t :

$$t = \frac{1191,02}{99,84} = 11,93 \text{ cm}$$

On prend $t = 12 \text{ cm}$



B) Partie en travé :

$$M_t = 37,954 \text{ t.m} \quad \bar{\omega}_L = \bar{\omega}_t = 2,376 \cdot 10^{-4}$$

D'où :

* Armatures longitudinale :

$$A_L = a \cdot b \cdot \bar{\omega}_L \quad A_L = 15,38 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \text{ T } 20 \rightarrow A_L = 15,70 \text{ cm}^2$$

** Armatures transversales :

On prend toujours des T₁₂

- Volume par centimètre = $2,376 \cdot 10^{-4} \times 350 \times 185 \times 1 = 15,385 \text{ cm}^3$

$$t = \frac{1191,02}{15,385} = 77,414 \text{ cm}$$

$t = 80 \text{ cm}$

(CALCUL DU VOILE

Sous chaque chevêtre de la culée existent quatre (04) voiles qui servent à transmettre les charges provenant du tablier à la fondation.

Sollicitation à en tenir compte :

- Actions verticales : réaction du tablier, poids propre et surcharges routières
- Actions horizontales : variation linéaire, freinage, seisme et poussées des terres.

* Poussée des terres :

On prend en considération les poussées du remblai sur le mur garde-grève ainsi que sur le chevêtre.

Conditions normales :

$$H_n = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot l \quad \text{avec } K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0,33, \quad \varphi = 30^\circ$$

$$\gamma = 2t/m^3, \quad H = 5m \quad l = 17,89m$$

$H_n = 147,6t$

avec un point d'application de cette poussée situé à une distance $d = 3 + (\frac{2}{3} \times 5) = 6,33m$

Conditions sismique :

$\varphi = 30^\circ$: angle de frottement interne

$\beta = 0$: angle d'inclinaison de la culée/à la verticale

$\alpha = 0$: inclinaison du talus du remblai

$\delta = 0$: inclinaison de la résultante

Le coefficient de poussée K_a est donnée par la relation suivante :

$$K_a = \frac{\cos^2(e - v - \beta)}{\cos V \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + V)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - v - \alpha)}{\cos(\delta + \beta + V) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2$$

avec $V = \arctg\left(\frac{\epsilon_H}{1 \pm \epsilon_V}\right)$ $\epsilon_H = 0,1$
 $\epsilon_V = \pm 0,07$

$$K_a' = 0,4 \quad \text{et} \quad H_s = \frac{1}{2} \cdot K_a' \cdot \gamma \cdot l \cdot H^2 \quad H_s = 178,9t$$

avec un point d'application de cette poussée situé à une distance $d = 6,33m$

* Evaluation des efforts à la base de la culée/0

- Conditions normales.

	H (t)	R (t)	d (m)	M/O (t.m)
Chevêtre: 2,5x(17,89x1,85x3,5)	/	289,60	/	/
Mur garde-grève+corbeau : (2,5x1,5x0,55x17,89	/	36,90	+0,525	+19,373
Mur en retour :	/	47,82	+ 3,94	+188,41
Dalle de transition: (2,5/2 x 5 x 0,3 x 17)	/	31,875	+0,800	+ 25,5
Poids propre du tablier	/	692,55	-0,225	-155,82
Voiles : 2,5x(1,85+4)x3x1x4 2	/	87,75	/	/
Surcharges de la chaussée	/	229,07	-0,225	- 51,54
Poussée des terres	147,6	/	- 6,33	-934,31
Freinage :	15,00	/	- 6,50	-97,5

- Conditions sismique :

	H (t)	R (t)	d (m)	M/o (t.m)
Chevêtre (1,07 (0,93	/	309,87 269,33	/	/
Mur garde-grève+corbeau (1,07 (0,93	/	39,48 34,32	+0,525	20,73 18,02
Mur en retour (1,07 (0,93	/	51,17 44,47	+3,94	201,61 175,21
Dalle de transition (1,07 (0,93	/	34,11 29,64	+0,800	27,30 23,71
Poids propre du tablier (1,07 (0,93	/	841,03 644,07	-0,225	-166,73 -144,92
Voiles (1,07 (0,93	/	93,90 81,61	/	/
Surcharges de la chaussée	/	229,07	-0,225	-55,54
Poussée des terres	177,12	/	-6,33	-1121,17
Freinage	15,00	/	-6,50	-97,5
Seisme = 0,1 G	118,65	/	-5,2	-616,98

à la base de chaque voile on aura :

$$\begin{array}{l}
 1) \quad \left\{ \begin{array}{l}
 N_{\min} = \frac{1}{4} \times 1103,44 = 275,86t \\
 H = \frac{1}{4} \times 310,77 = 77,69t \\
 M = \frac{1763,63}{4} = 440,91t.m
 \end{array} \right. \quad 2) \quad \left\{ \begin{array}{l}
 N_{\max} = \frac{1}{4} \times 1498,63 = 374,66t \\
 H = \frac{1}{4} \times 295,77 = 73,94t \\
 M = \frac{1808,28}{4} = 452,07t.m
 \end{array} \right.
 \end{array}$$

FERRAILLAGE DU VOILE :

C'est la section à la base du voile qui est la plus sollicitée le ferrailage se fera avec la conditions sismique qui est la plus défavorable.

$$N_{\min} = 275,86t \quad ; \quad M = 440,675t.m \quad e_0 = \frac{M}{N} = 1,59m > \frac{h_t}{6} = \frac{1,85}{6}$$

La section est partiellement comprimée

$$\begin{array}{l}
 \varnothing \leq 20mm \quad ; \quad \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200kg/cm^2 \quad ; \quad \bar{\sigma}_b = 1,5(2\sigma'_{bo}) = 270kg/cm^2 \\
 \text{car } e_0 > \frac{h_t}{2} = \frac{1,85}{2}
 \end{array}$$

On calculera la section avec un moment fictif et en flexion simple.

$$M = N \times f \quad \text{avec} \quad f = e_o + \frac{1}{2} h_t - d$$

$$f = 159 + \frac{1}{2} \cdot 185 - 5 = 246,5 \text{ cm}$$

$$M = 275,86 \text{ t} \times 2,465 = 680 \text{ t.m}$$

$$M = 680 \text{ t.m}$$

$$* M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \cdot \bar{\alpha} \cdot \bar{\gamma} \cdot b \cdot h^2 \quad \text{avec} \quad \bar{\alpha} = 0,370 \quad \bar{\gamma} = 0,876$$

$$M_{rb} = 866,37 \text{ t.m} > M_f = 680 \text{ t.m} \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{680 \cdot 10^5}{0,876 \times 4200 \times 180} = 102,68 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_1 = A - \frac{N}{\sigma_a}$$

$$A_1 = 102,68 - \frac{275,86 \cdot 10^3}{4200} = 36,999 = 37 \text{ cm}^2$$

$$12T20 \quad A_1 = 37,69 \text{ cm}^2$$

Comme le moment peut agir dans les deux sens arme symétriquement
 $A = A' = 12T20$.

ARMATURES TRANSVERSALES :

$$T = H = 77,69 \text{ t}$$

$$\tau_b = \frac{T}{z \cdot b} = \frac{77,69 \cdot 10^3}{7/8 \times 180 \times 100} = 4,93 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \times \bar{\sigma}'_b = 3,5 \times 7,1 = 24,85 \text{ kg/cm}^2 \quad \left. \vphantom{\tau_b} \right\} \tau_b < \bar{\tau}_b$$

La contrainte de cisaillement est vérifiée

On prend comme armatures transversales des T12 ($A_t = 2,26 \text{ cm}^2$)

$$\bar{\sigma}_{at} = f_{at} \cdot \sigma_{ent} \quad \text{avec} \quad \phi_{at} = \max \left\{ 2/3 ; \left(1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} \right) \right\} = 0,92$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,92 \times 4200 = 3864 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{t} = \min \left\{ 0,2 h ; \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) h \right\} = 36 \text{ cm.}$$

$$t \leq \frac{A_t \times z \times \bar{\sigma}_{at}}{T} = 17,7 \text{ cm.}$$

On disposera les armatures selon les dispositions préconisées par le bulletin S.E.T.R.A soit :

mettre un cadre T12 tous les 15cm aux zones nodales et un cadre T12 tous les 25cm pour le reste de la section.

CALCUL DE LA SEMELLE :

La semelle ne supporte aucun effort transmis par la superstructure aux voiles du fait que chaque voile parmi les (04) quatre se trouve au droit d'une rangée de 2 pieux dans le sens transversale. En effet ces voiles transmettent directement les efforts aux pieux se trouvant sous la semelle, pour le ferrailage longitudinal de la semelle, nous allons considérer un tassement éventuel des appuis de rive (pieux) qui crée un moment important, ainsi que le moment dû au poids propre de la semelle et le poids du remblai sur semelle.

1) soit Δ le tassement :



Moment résultant

$$M_3 = M_2 = - \frac{3 E_v \cdot I \cdot \Delta}{2L^2}$$

$$E_v = 7000 \sqrt{\sigma_s} = 7000 \sqrt{300} = 1,21 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{5,2 \cdot 1,5^3}{12} = 1,4625 \text{ m}^4$$

$$M_3 = M_2 = \frac{-3 \times 1,21 \cdot 10^6 \times 1,4625 \times 0,5 \cdot 10^{-2}}{2 \times 4,7^2} = - M_2 = - 600,822 \text{ t.m}$$

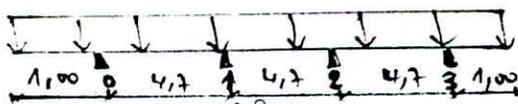
Soit M_2 /mètre linéaire de largeur

$$M_2 = - \frac{600,822}{5,2} = - 115,54 \text{ t.m/ml}$$

$$M_2 = - 115,54 \text{ t.m/ml}$$

Moment dû au poids propre

- Semelle :	$q_s = 2,5 \times 5,2 \times 1,5 \text{ t/ml}$) $q = q_s + q_r = 46,82 \text{ t/ml}$
- Remblai :	$q_r = \frac{439,92}{16,1 \text{ m}} = 27,32 \text{ t/ml}$	



$$q = 46,82 \text{ t/ml}$$

$$M_0 = M_3 = - q \frac{L^2}{2} \quad M_0 = M_3 = - \frac{46,82 \times 1,00^2}{2} = - 23,41 \text{ t.m}$$

$$M_0 = M_3 = - 23,41 \text{ t.m}$$

$$M_1 = M_2 = - 98,74 \text{ t.m} \quad M_2 = - 115,54 - \frac{98,74}{5,2} = - 134,54 \text{ t.m/ml}$$

Moment en travée

$$M_{01} = M_{23} = 79,91 \text{ t.m}$$

$$M_{12} = 30,54 \text{ t.m}$$

* Calcul du moment max sur appui par mètre linéaire de largeur

$$M^- = 134,54 \text{ t.m/ml}$$

* Calcul du moment max en travée par mètre linéaire de largeur

$$M^+ = \frac{79,91}{5,2} = 15,37 \text{ t.m/ml} \qquad M^+ = 15,37 \text{ t.m/ml}$$

CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES :

On utilise la méthode approchée

$$A = \frac{M}{z \cdot \bar{\sigma}_a} \qquad \text{avec} \qquad \begin{matrix} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ h = 145 \text{ cm} \end{matrix}$$

- Armatures supérieures :

$$A_s = \frac{134,54 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 145 \cdot 2800} = 37,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s \quad 12T20/\text{ml} \qquad A_s = 37,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Armatures inférieures :

$$A_i = \frac{15,37 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 145 \cdot 2800} = 4,326 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend au moins le ferrailage minimal $10 \text{ cm}^2/\text{ml}$

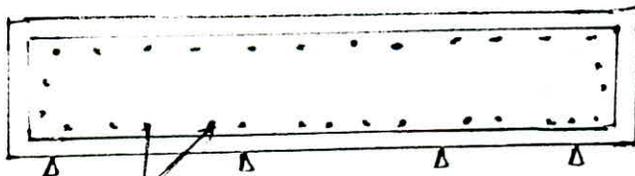
soit 12 T 12/ml $\rightarrow A_i = 13,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Armatures transversales :

Pour le ferrailage transversal la section minimale de $10 \text{ cm}^2/\text{ml}$ est suffisante donc on prend

$$A_i = A_s = 10 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 9T12$$

$$A_i = A_s = 10,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$



Longitudinalement

9T12/ml



Transversalement

12 T 12

II - TUDE DES PIEUX

Vu l'importance des efforts transmis par la superstructure, des fondations sur pieux s'avèrent nécessaires. Chaque culée sera dotée de 2 files de pieux rigidifiés en tête par la semelle. Le système de fondation sera sollicité en flexion composée, en effet l'effort vertical étant excentré, créera un moment qui sera décomposé en couples de force sur chaque pieu ; ces pieux seront sollicités aussi par un effort horizontal H

Hypothèses de calculs :

- Le massif de fondation est infiniment rigide devant le rigide des pieux
- Tous les pieux sont supposés avoir la même longueur
- La semelle est horizontale

I - EFFORT SOLLICITANT LES PIEUX : Méthode de WERNER

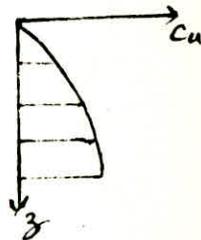
Les pieux, sous l'effet des sollicitations se déplacent horizontalement, ce qui provoque une réaction latérale du sol notée q . soit z le déplacement des têtes des pieux ; en un point de profondeur z on peut exprimer le comportement du pieu par une équation différentielle :

$$EI \frac{d^4 z}{dz^4} + q \cdot d = 0$$

d : diamètre du pieu E : module d'élasticité
 z : profondeur du point I : inertie du pieu
 considère
 Cu : coefficient de réaction élastique du sol

La solution de l'équation conduit au calcul d'un coefficient appelé longueur élastique : $\alpha = \left(\frac{4E_i I}{Cu \cdot d} \right)^{1/4}$

Le diagramme de la réaction élastique Cu dépend de la forme des fondations et la nature de l'ouvrage. Le diagramme ci-contre est le plus utilisé.



Les 2 files de pieux étant encastrees à la semelle le système ainsi formé sera indéformable vue la grande rigidité de la semelle donc la rotation d'ensemble sera nulle. Cette situation est traduite par l'équation suivante :

$$EI \varphi(0) = EI \varphi_H^*(0) + EI M^* \varphi_{M^*=1}^*(0) = 0$$

Avec : $\varphi(0)$: rotation d'ensemble en tête du pieu
 $\varphi_H^*(0)$: rotation d'un pieu due à H (effort horizontal) unitaire

$\varphi_{M^*=1}^*(0)$: rotation d'un pieu due à un moment unitaire

Ainsi on aura le moment en tête de pieu : $M^* = \frac{-\varphi_H^*(0)}{\varphi_{M^*=1}^*(0)}$
 le moment le long du pieu sera donné par l'expression en fonction de la profondeur :

$$M(z/l) = X_{MM^*} \cdot M^* + X_{MH^*} \frac{H^*}{\lambda}$$

X_{MM^*} et X_{MH^*} étant des coefficients de rotation dues respectivement à M^* et H^* qui sont donnés par les abaques de WERNER en fonction de la profondeur z

- Calcul de $\varphi_{M^*}^*(0)$ et $\varphi_{H^*}^*(0)$
 Longueur élastique du pieu : $\alpha = \left(\frac{4E_i I}{Cu \cdot d} \right)^{1/4} = 3,88m$

$$E_i = 4 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2 \quad Cu = 6000 \text{ t/m}^3$$

$$I = \frac{\pi \cdot \emptyset^4}{64} = \frac{\pi \cdot 1,2^4}{64} = 0,10179 \text{ m}^4$$

$$d = \emptyset = 1,2m$$

$$l = 25m \text{ (profondeur)}$$

$\alpha = 3,88m$; $\lambda = \frac{1}{\alpha} = 0,2577m^{-1}$; $\lambda^2 = 66,44 \cdot 10^{-3}m^{-2}$; $\lambda l = 6,443$

$\varphi_{H^*}(0) = \frac{\chi_{\varphi_{H^*}} \cdot H^*}{EI \cdot \lambda^2}$; $\varphi_{M^*}(0) = \frac{\chi_{\varphi_{M^*}} \cdot M^*}{EI \lambda}$; $M^*_M = 1t.m$

$M^* = \frac{-\varphi_{H^*}(0)}{\varphi_{M^*}(0)} = \frac{\chi_{\varphi_{H^*}} \cdot H^*}{\lambda \chi_{\varphi_{M^*}}}$

D'après les tableaux de WERNER : $\lambda l = 6$ tableau $\rightarrow \frac{\chi_{\varphi_{H^*}}}{\chi_{\varphi_{M^*}}} = 1,45$
 $\chi_{\varphi_{M^*}} = 1,65$

A) Conditions normales :

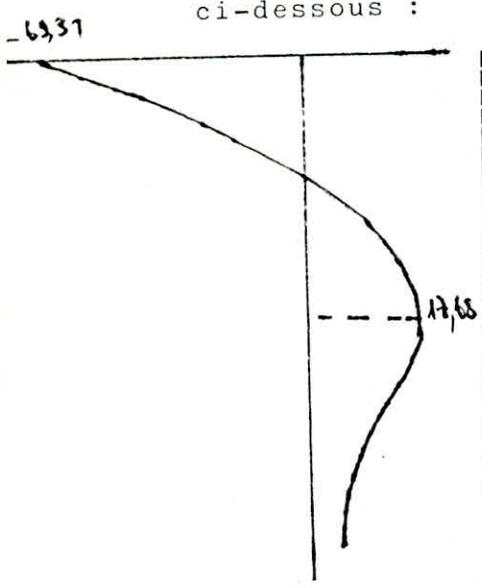
$H^* = \frac{H}{n} = \frac{162,6}{8} = 20,325t$

D'où $M^* = \frac{-\chi_{\varphi_{H^*}} \cdot H^*}{\chi_{\varphi_{M^*}} \cdot \lambda} = \frac{-1,45 \times 20,325}{1,65 \times 0,2577} = -69,31t.m$

- Moment le long du pieu :

$M(z/l) = \chi_{MH} \frac{H^*}{\lambda} + \chi_{MM} \cdot M^* = 78,87 \chi_{MH} - 69,31 \chi_{MM}$

χ_{MH} et χ_{MM} sont donnés par les abaques de WERNER les moments résultants le long du pieu sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :



z/l	MH	MM	M(z/l)
0,0	0,000	1,000	- 69,31
0,1	0,525	0,950	- 24,44
0,2	0,700	0,800	-0,239
0,3	0,600	0,4375	17,00
0,4	0,400	0,200	17,68
0,5	0,1875	0,0425	11,84
0,6	0,050	0,000	3,94
0,7	0,000	0,000	0,000
0,8	0,000	0,000	0,000

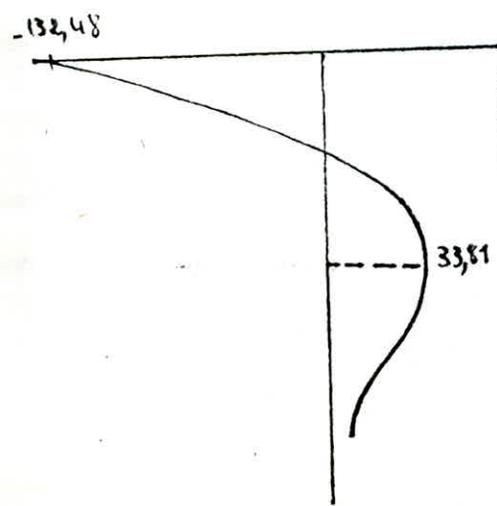
B) Conditions sismique :

$H^* = \frac{H}{8} = \frac{310,77}{8} = 38,85t$

$M^* = \frac{-1,45 \times 38,85}{1,65 \times 0,2577} = -132,48 t.m$

$M(z/l) = 150,76 \chi_{MH} - 132,48 \chi_{MM}$

D'où le tableau donnant le moment le long du pieu



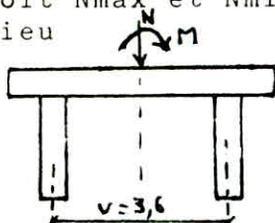
z/l	MH	MM	M(z/l)
0,00	0,000	1,000	-132,48
0,1	0,525	0,950	-46,71
0,2	0,700	0,800	-0,452
0,3	0,600	0,4375	32,50
0,4	0,400	0,200	33,81
0,5	0,1875	0,0425	22,64
0,6	0,050	0,000	7,54
0,7	0,000	0,000	0,000
0,8	0,000	0,000	0,000

FERRAILLAGE DES PIEUX

On remarque d'après calcul que la condition sismique donne le cas le plus défavorable.

Condition sismique :

Soit N_{max} et N_{min} les efforts normaux et M_{max} sollicitant chaque pieu



$$N_{max} = \frac{N}{8} + \frac{M}{4v} = \frac{2252,43}{8} + \frac{1808,28}{4 \times 3,6} = 407,13t$$

$$N_{min} = \frac{N}{8} - \frac{M}{4v} = \frac{1857,242}{8} - \frac{1763,63}{4 \times 3,6} = 109,68t$$

$$M_{max} = 132,48 \text{ t.m}$$

Ferraillage :

Le ferraillage se fera par la méthode P.CHARON

1) M_{max} et N_{max} :

$$e = \frac{M_{max}}{N_{max}} = 32,54cm \quad R/4 = 15cm \quad \text{Avec } R: \text{ rayon du pieu}$$

$$R: \frac{120cm}{2} = 60cm$$

Section partiellement comprimée

$$\sigma'_b = (1 + \frac{e}{3D}) \cdot \sigma'_{b0} = (1 + \frac{8 \times 32,54}{3 \times 120}) \cdot 90 = 155,08kg/cm^2$$

$$\eta = \frac{e}{2R} = \frac{e}{D} = \frac{32,54}{120} = 0,271$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot D \cdot S} = \frac{4M}{\sigma_b \cdot \pi \cdot D^3} \quad \text{avec } S = \frac{\pi}{4} D^2 = 11309,7cm^2$$

$$\mu = \frac{4 \times 132,48 \cdot 10^5}{155,08 \times 3,14 \times 120^3} = 0,063$$

$$\left. \begin{matrix} \eta = 0,271 \\ \mu = 0,063 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \bar{\omega} = 0,50\% \Rightarrow K = 7,5 ; A = \frac{S}{100} = 56,55cm^2$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma'_b = 155,08kg/cm^2 = \bar{\sigma}'_b \quad \text{vérifiée}$$

$$a = K \cdot \bar{\sigma}'_b = 1163,1kg/cm^2 < \sigma_{en} \quad \text{vérifiée}$$

2°) M_{max} et N_{min} :

$$e = \frac{M_{max}}{N_{min}} = 120,79 \text{ cm} > R/4 \quad \text{Section partiellement comprimée}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 165 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{matrix} = \frac{e}{D} = 1,006 \\ = 0,059 \end{matrix} \right\} \text{abaque} \Rightarrow \bar{\omega} = 0,75\% \Rightarrow K = 25$$

$$\sigma'_b = 165kg/cm^2 = \bar{\sigma}'_b \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma_a = 25 \times 165 = 4125kg/cm^2 < 4200kg/cm^2 = \sigma_{en}$$

$$A = \bar{\omega} \times \frac{S}{100}$$

$$A = 0,75 \times \frac{11309,7}{100} = 84,82 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 30 \text{ T } 20 \rightarrow A = 94,23cm^2$$

Pour les armatures transversales on prend des cerces $\phi 12$ espacés de $t=25cm$. Cependant pour les sections en tête et pointe des pieux on renforce les armatures transversales et on prendra des cerces $\phi 12$ espacées de $12,5cm$.

II)
II) I B L I O G R A P H I E

- . Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes
par : R. BARES, MASSONNET edt : DUNOD
- . Le projet de béton précontraint par : R. LACROIX, FUENTES
édit : EYROLLES
- . Béton précontraint apr : Y. GUYON édité : EYROLLES
- . Guide pratique de béton précontraint par : G DREUX
édité : EYROLLES
- . Cours de béton précontraint par : G. DREUX
- . Calcul et vérification des ouvrages en béton armé par:
P.CHARON édité: EYROLLES
- . Fond 72 édité : LCPC SETRA
- . Documents SETRA (Bulletin n° 2 et 4)
- . C C B A 68
- . Cahier de prescription commune CPC

