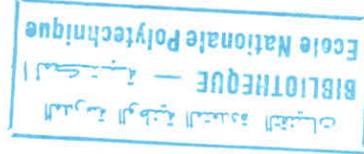


ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL



PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

ETUDE D'UN PONT A POUTRES
MULTIPLES
EN BETON PRECONTRAINTE

Proposé par :

SAETI

Etudié par :

N. HAMDANE

A. HADDAD

Dirigé par :

N. XANH

PROMOTION : JUIN 1986

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

DEDICACES

ã...

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

La mémoire de mon père
Ma mère
Mes frères et sœurs
Toute ma famille
Et tous mes amis (es).

Ali

Mes chers parents
Ma sœur et mes frères
Toute ma famille
Et tous mes amis (es).

Mikhal

SOMMAIRE

I	Introduction	1
II	Caracteristiques des matériaux utilisés	2 - 4
III	Caracteristiques géométriques de la poutre	5 - 8
IV	Calcul des charges et surcharges	9 - 13
V	Calcul des efforts sous les charges et surcharges	14 - 21
VI	Calcul des efforts dans les poutres	22 - 30
VII	Etude du platerage	31 - 39
VIII	Etude de la precontrainte des poutres	40 - 46
IX	Pertes et chutes de tension	47 - 50
X	Vérification des contraintes	51 - 57
XI	Vérification à la rupture	58 - 59
XII	Armatures transversales	60 - 62
XIII	Etude de la zone d'about	63 - 65
XIV	Calcul des déformations	66 - 69
XV	Joints de chaussée	70 - 71
XVI	Appareils d'appui	72 - 74
XVII	Vérification des appareils d'appui	75 - 76
XVIII	Etude des culées	77 - 100
XIX	Etude de la pile	101 - 106
	Bibliographie	

I INTRODUCTION

Le présent projet consiste en l'étude d'un pont à poutres multiples en béton précontraint par post-tension. Il sera implanté à DELY-BRAHIM et permettra la jonction de l'autoroute BEN AKNOUN - ZERALDA

Le pont est à deux travées isostatiques identiques ; sa longueur d'axe en axe de culée est de 50 m, la largeur totale du tablier est de 11,50 m et comporte :
- 2 voies de 3,50 m de largeur chacune
- 2 trottoirs de largeur 2,25 m chacun.

Structure du pont

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

1- LE TABLIER :

Il est constitué par

- Le platelage, formé par un hourdis de 20 cm recouvert d'une chape d'étanchéité et d'un revêtement en béton bitumineux d'épaisseur totale 8 cm.
- Les poutres - en béton précontraint, au nombre de 7, d'entraxe 1,53 m - supportent le platelage. Le hourdis étant coulé sur place, il est prévu des barres d'amorce sur la table des poutres préfabriquées.

2- LES APPUIS

Ainsi sont désignés la pile, les deux culées et les appareils d'appui dont suit une succincte description

- Les culées adoptées sont des culées noyées et massive. La dernière comporte un mur frontal et deux murs en retour qui sont des voiles reposant sur une semelle de fondation rectangulaire
- La pile : appui intermédiaire entre les deux culées comportant un chevêtre en béton armé supporté par un poteau prismatique sur une semelle rectangulaire.
- Les appareils d'appui : plaques en élastomère fretté du type GAMBA fixés sur des dés en béton armé.
- Les fondations : vu la bonne qualité du terrain d'implantation, les semelles de fondation reposent directement sur le sol.

II CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

1. BETON ARME

A. Béton :

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage sera conforme aux règles CCBA 68

- Ciment C.P.A. 325
- Dosage du béton 400 kg/m³
- Contrôle strict
- Diamètre des plus gros granulats $C_g = 25$ mm

Contraintes admissibles de compression :

D'après l'article 94 du CCBA 68 $\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \sigma'_{28}$; $\sigma'_{28} = 300$ bars

- α : coefficient qui dépend de la classe de ciment (dans notre cas $\alpha = 1$)
- β : coefficient qui dépend de la nature du contrôle (contrôle strict $\beta = 1$)
- γ : coefficient qui dépend de l'épaisseur relative des éléments et des dimensions des granulats ($\gamma = 1$, $\frac{h_m}{4 C_g} > 1$ avec h_m épaisseur de la pièce)

δ : coefficient qui dépend du type de sollicitation $\delta = 0,3$ en compression simple
 $\delta = 0,6$ en flexion simple

ϵ : coefficient qui dépend de la forme de la section et de la nature de la sollicitation

$\left. \begin{array}{l} \epsilon = 1 \text{ en flexion simple pour les sections rectangulaires} \\ \epsilon = 1 \text{ en compression simple} \end{array} \right\} 0,5 \leq \epsilon \leq 1 \text{ pour les autres cas.}$

Now avons

- En compression simple $\bar{\sigma}'_{b_0} = 1 \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 300 = 90$ bars
- En flexion simple $\bar{\sigma}'_b = 1 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 300 = 180$ bars

B. Acier

* Contrainte de traction admissible $\bar{\sigma}_a = \rho_a \cdot \sigma_{en}$
avec σ_{en} : contrainte d'élasticité nominale

$\rho_a : 2/3$ pour les sollicitations du premier genre

Aciers utilisés Fe E40 H.A

Diamètre		$\phi \leq 20$ mm	$\phi \geq 25$ mm
σ_{en}	kg/cm ²	4200	4000
	bars	4120	3920
$\bar{\sigma}_a$	kg/cm ²	2800	2667
	bars	2746	2613

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

valeurs suivantes.

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

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

avec ϕ : diamètre nominal de la plus grosse des barres tendues [mm]

k : coefficient qui dépend de l'importance de la fissuration

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de référence du béton en traction [bars]

η : coefficient de fissuration (= 1,6 pour les aciers de H.A)

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

* Contrainte admissible de traction pour les armatures d'âme :

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

$$\tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \bar{\sigma}_b' \leq \bar{\sigma}_{b_0}'$$

$$\tau_b \leq \left(4,5 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b'}{\bar{\sigma}_{b_0}'}\right) \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \bar{\sigma}_{b_0}' < \bar{\sigma}_b' \leq 2 \bar{\sigma}_{b_0}'$$

Dans ce cas : $\bar{\sigma}_{at} = \varphi_{at} \bar{\sigma}_{ent}$

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

* Contrainte d'adhérence admissible :

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

avec : φ_d : coefficient de scellement droit [$\varphi_d = 1,5$ pour les H.A]

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

2. BETON PRECONTRAIN

A. Béton :

Résistance nominale : — compression : $\sigma_n' = \sigma_{28}' = 400 \text{ kg/cm}^2$

— traction : $\sigma_n = \sigma_{28} = 7 + 0,06 \sigma_{28}' = 31 \text{ kg/cm}^2$

Contraintes admissibles : selon les dispositions de l'I.P. 1, les contraintes sont :

$$\text{— En compression } \bar{\sigma}' = \begin{cases} 0,42 \sigma_n' = 168 \text{ kg/cm}^2 & \text{en service} \\ 0,55 \sigma_n' = 220 \text{ kg/cm}^2 & \text{en construction} \end{cases}$$

— En traction $\bar{\sigma} = 0$ (en service)

B. Armatures

Les câbles utilisés sont du type FREYSSINET GT13 I

L'ancrage est du type actif-actif

Les caractéristiques données par les constructeurs sont les suivantes :

- Module d'élasticité	-----	$2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- Contrainte de rupture garantie	-----	$14\,904 \text{ kg/cm}^2$
- Contrainte de déformation garantie	-----	$14\,302 \text{ kg/cm}^2$
- Section utile d'un câble	-----	$5,58 \text{ cm}^2$
- Diamètre extérieur de la gaine	-----	$5,05 \text{ cm}$
- Coefficient de frottement câble-gaine	-----	$f = 0,17$
- Coefficient de perte	-----	$P = 0,002 \text{ rd}/\mu$
- Perte par blocage d'ancrage	-----	$g = 5 \text{ mm}$
- Rayon de courbure minimum du câble	-----	$R_{\min} = 600 \text{ cm}$
- Relaxation à 1000 h	-----	$\rho_{1000} = 0,050$
- Relaxation à 3000 h	-----	$\rho_{3000} = 0,060$

III CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA POUTRE

1. DIMENSIONNEMENT

- Pour une portée $L \geq 20\text{m}$, la hauteur doit être prise en respectant la double inégalité suivante $\frac{L}{20} - 0,20 \leq h_t \leq \frac{L}{20} + 0,5$ [1]

Comme nous avons $L = 24,65\text{m}$, $1,03 \leq h_t \leq 1,73 \Rightarrow$ [1] est vérifié

- L'épaisseur de l'âme doit être prise en respectant l'inégalité $e \geq \frac{h_t}{40} + 9$ [2]
Comme nous avons $e = 15\text{cm}$, $e = 15 > 12,25\text{cm} \Rightarrow$ [2] est vérifié

2. NOTATION

- (x-x) : axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême
- Z : distance du centre de gravité de la section à l'axe (x-x)
- B : aire de la surface considérée
- $S_{D\text{brut}}$: moment statique de la section par rapport à l'axe (x-x)
- $I_{D\text{brut}}$: moment d'inertie de la section par rapport à l'axe (x-x)

Le calcul de $I_{D\text{brut}}$ se fait de la manière suivante :

* Pour les rectangles de hauteur h dont un côté coïncide avec l'axe (x-x)

On a $I_{D\text{brut}} = \frac{bh^3}{3}$ or $S_{D\text{brut}} = \frac{bh^2}{2}$

$$\Rightarrow I_{D\text{brut}} = S_{D\text{brut}} Z' \text{ avec } Z' = \frac{2}{3}h$$

* Pour les autres rectangles ou triangles on applique le théorème de HUYGENS $I_{D\text{brut}} = I_0 + S_{D\text{brut}} Z'$

I_0 : moment d'inertie propre de la section

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} \quad \text{pour les rectangles}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{36} \quad \text{pour les triangles}$$

- ρ : coefficient de rendement
- i^2 : rayon de giration

3. CALCUL PRATIQUE DANS LES SECTIONS NETTES

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

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

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

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

La position du centre de gravité est donnée par :

$$v' = \frac{S_{D\text{net}}}{B_{\text{nette}}}, \quad v = h_t - v'$$

Le moment d'inertie net par rapport au centre de gravité G est donné par :

$$I_{G \text{ net}} = I_{D \text{ net}} - S_{D \text{ net}} \cdot v'$$

Les modules d'inertie sont donnés par :

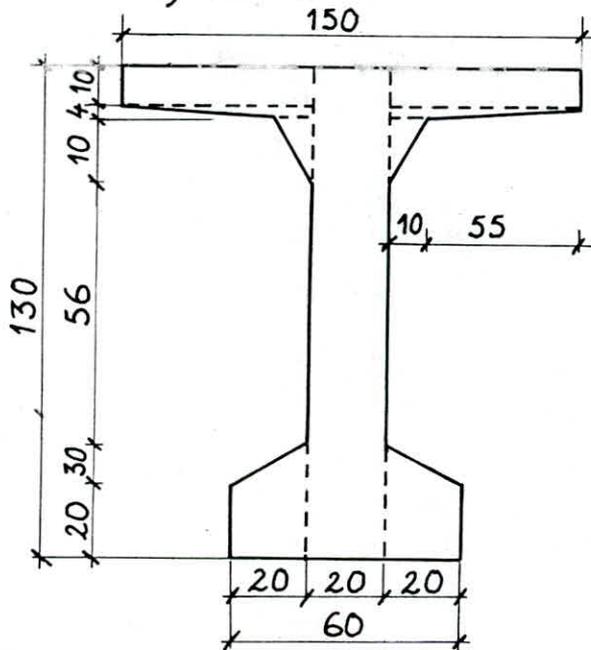
$$w' = \frac{I_{\text{net}}}{v'} \quad w = \frac{I_{\text{net}}}{v}$$

Les rayons de giration et coefficient de rendement sont calculés par :

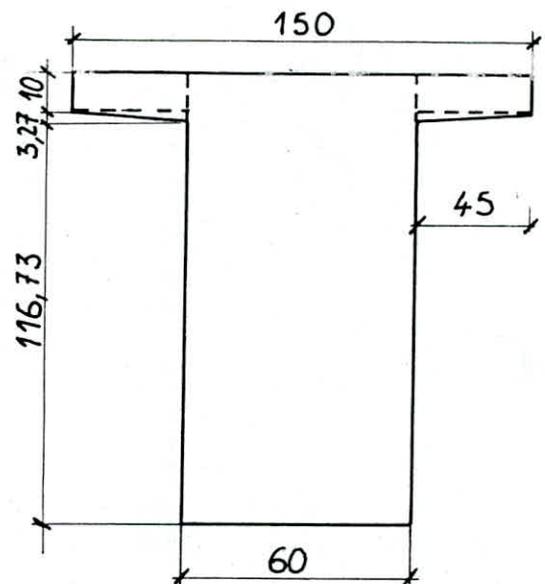
$$i^2 = \frac{I_{\text{net}}}{B_{\text{nette}}} \quad , \quad \rho = \frac{L^4}{v \cdot v'}$$

4. DISPOSITION DES CALCULS

a) Poutre



Séction médiane



Séction d'about

Séction médiane

Section	Dimension (cm x cm)	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ = Z.B (cm ³)	Z' (cm)	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
1	65 x 10	650	125	81 250	125	5 416,67	10161666,67
1'	65 x 10	650	125	81 250	125	5 416,67	10161666,67
2	55 x 4	110	118,67	13 053,70	118,67	97,78	1549180,36
2'	55 x 4	110	118,67	13 053,70	118,67	97,78	1549180,36
3	10 x 4	40	118	4 720	118	53,33	557013,33
3'	10 x 4	40	118	4 720	118	53,33	557013,33
4	10 x 10	50	112,67	56 335	112,67	277,78	6347542,23
4'	10 x 10	50	112,67	56 335	112,67	277,78	6347542,23
5	20 x 130	2600	65	169 000	86,67		14 647 230
6	30 x 20	300	30	9 000	30	15 000	285 000
6'	30 x 20	300	30	9 000	30	15 000	285 000
7	20 x 20	400	10	4 000	13,33		53 320
7'	20 x 20	400	10	4 000	13,33		53 320
Σ brute		5700		505 717,40			52 554 675,18
Σ nette		5415		465 260,01			47 299 207,66

$$v' = 85,92 \text{ cm} \quad v = 44,08 \text{ cm} \quad I_{Gnet} = 7 324 067,60 \text{ cm}^4$$

$$w' = 85 242,87 \text{ cm}^3 \quad w = 166 153,98 \text{ cm}^3 \quad i^2 = 1352,55 \text{ cm}^2 \quad \rho = 0,36$$

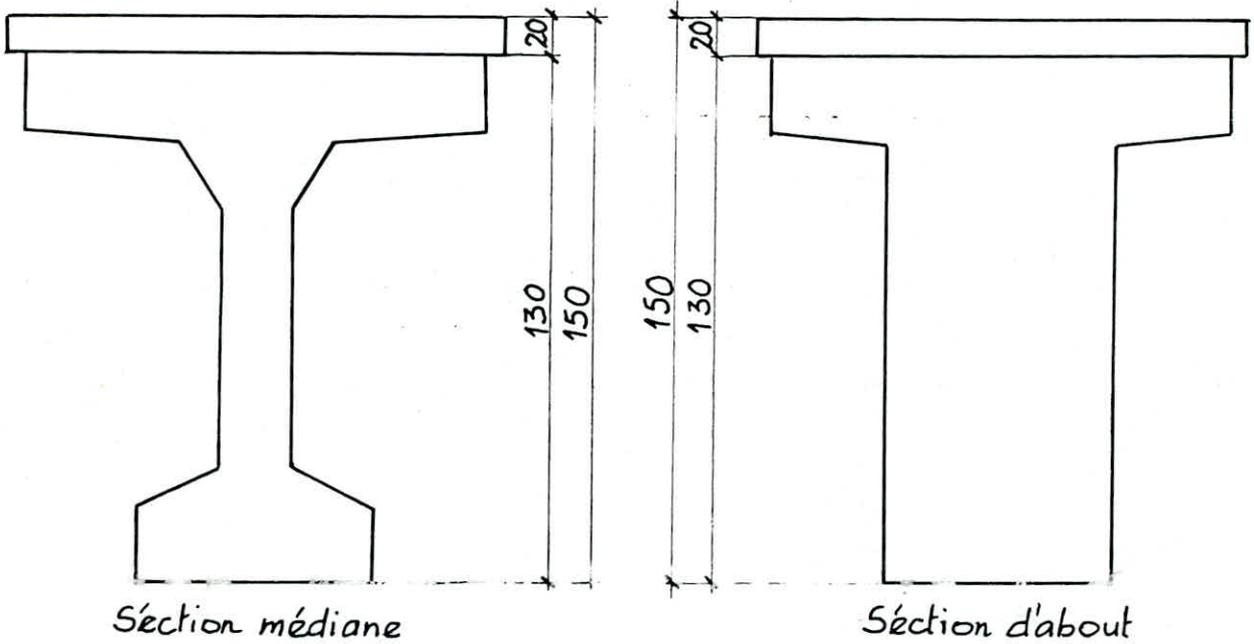
Séction d'about

Séction	Dimension (cm x cm)	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ = Z.B (cm ³)	Z' (cm)	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
1	10 x 45	450	125	56 250	125	3 750	7 035 000
1'	10 x 45	450	125	56 250	125	3 750	7 035 000
2	3,27 x 45	73,58	118,91	8 749,40	118,91	43,71	1040434,86
2'	3,27 x 45	73,58	118,91	8 749,40	118,91	43,71	1040434,86
3	130 x 60	7800	65	507 000	86,67		4 394 1690
Σ brute		8847,16		636 998,80			60082559,72
Σ nette		8404,80		586 038,90			54 083 303,75

$$v' = 69,73 \text{ cm} \quad v = 60,27 \text{ cm} \quad I_{Gnet} = 13 218 811,25 \text{ cm}^4$$

$$w' = 189 571,36 \text{ cm}^3 \quad w = 219 326,55 \text{ cm}^3 \quad i^2 = 1572,77 \text{ cm}^2 \quad \rho = 0,37$$

b, Poutre + hourdis



Section médiane

Désignation	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ = Z · B (cm ³)	Z' (cm)	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
Poutre brute	5700		505 717,40			52 554 675,18
Poutre nette	5415		465 260,01			47 299 207,66
Hourdis	3060	140	428 400	140	102 000	60 078 000
Σ (Poutre, Hourdis) brute	8760		934 117,40			112 632 675,2
Σ (Poutre, Hourdis) nette	8475		893 660,01			107 377 207,70

$$v' = 105,45 \text{ cm}$$

$$v = 44,55 \text{ cm}$$

$$I_{G \text{ net}} = 13 140 759,65 \text{ cm}^4$$

$$w' = 124 616,02 \text{ cm}^3$$

$$w = 294 966,55 \text{ cm}^3$$

$$i^2 = 1550,53 \text{ cm}^2 \quad \rho = 0,33$$

Section d'about

Désignation	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ = Z · B (cm ³)	Z' (cm)	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
Poutre brute	8847,16		636 998,80			60 092 559,72
Poutre nette	8404,80		586 038,90			54 083 303,75
Hourdis	3060	140	428 400	140	102 000	60 078 000
Σ (Poutre, Hourdis) brute	11907,16		1065 398,80			120 170 559,7
Σ (Poutre, Hourdis) nette	11464,8		1014 438,90			114 161 303,80

$$v' = 88,48 \text{ cm}$$

$$v = 61,52 \text{ cm}$$

$$I_{G \text{ net}} = 24 403 749,93 \text{ cm}^4$$

$$w' = 275 810,92 \text{ cm}^3$$

$$w = 396 679,94 \text{ cm}^3$$

$$i^2 = 2128,58 \text{ cm}^2 \quad \rho = 0,39$$

b) Nombre de voies

Par convention, c'est la partie entière du quotient par 3 de la largeur chargeable exprimée en mètre.

$$N = E\left(\frac{l_s}{3}\right) = E\left(\frac{7}{3}\right) = E(2,33) \Rightarrow N = 2$$

c) Largeur d'une voie

$$l_v = \frac{l_s}{N} = \frac{7}{2} \Rightarrow l_v = 3,5 \text{ m}$$

d) Classe

$$l_r = 7 \text{ m} \geq 7 \text{ m} \Rightarrow \text{pont de première classe}$$

B. Surcharges sur chaussée

a) Système de charge A

C'est une charge uniformément répartie exprimée en kilogrammes par mètre carré donnée par la formule suivante :

$$A = K A_L \cdot \frac{l_0}{l_v}$$

avec : - K : coefficient donné en fonction de la classe du pont et de nombre de voies chargées

- A_L : exprimée en kilogrammes par mètre carré et donnée en fonction de la longueur chargée L exprimée en mètre par la formule suivante :

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

Dans notre cas $L = 24,65 \text{ m} \Rightarrow A_L = 1212,26 \text{ kg/m}^2$

- l_0 : largeur donnée en fonction de la classe du pont ; pour les ponts de première classe, elle est égale à 3,50 m.

- l_v : largeur d'une voie.

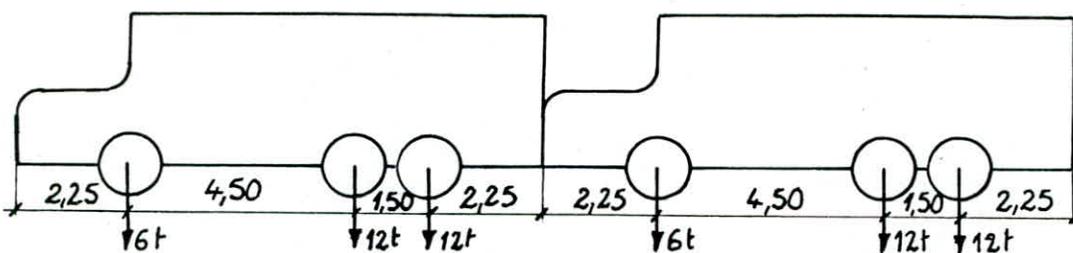
Nous résumons dans le tableau donné ci après les valeurs de la surcharge A en fonction du nombre de voies de chaussée chargées.

Nbre de voies chargées	K	A (kg/m ²)
1	1	1212,26
2	1	1212,26

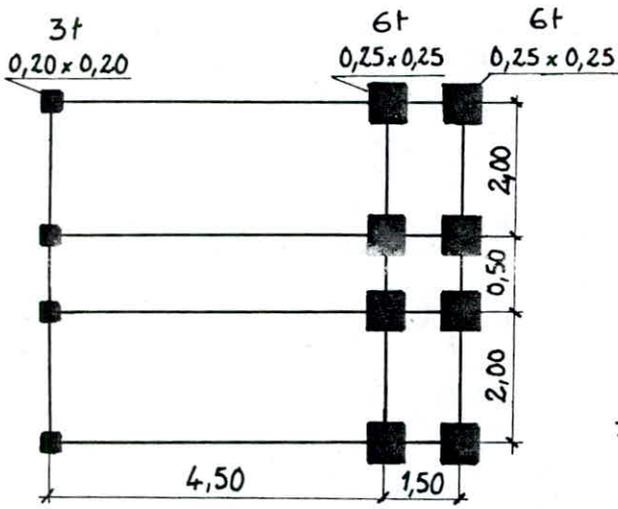
b) Système de surcharges B

C'est un système de charges roulantes et concentrées. Il comprend 3 systèmes distincts

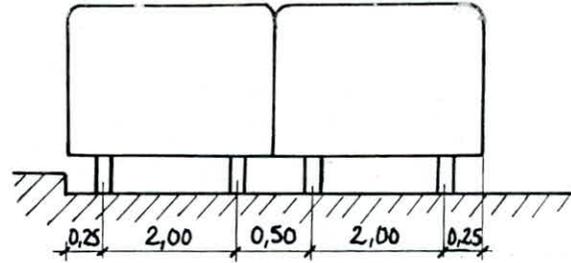
- Le système Bc : qui se compose de camions types. Il sera disposé sur la chaussée dans le sens transversal autant de convois qu'il y a de voies de circulation. Dans le sens longitudinal, le nombre de camions à disposer est limité à deux



Longitudinalement



En plan

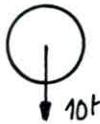


Transversalement

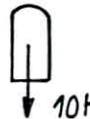
Les surcharges B_c sont ponderables par un coefficient b_c qui est donné en fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées. Pour les ponts de première classe, les valeurs de b_c sont les suivantes

Nombre de files	1	2	3	4	≥ 5
b_c	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7

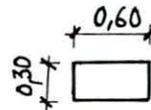
— Le système B_r : qui se compose d'une roue isolée de masse 10t, la surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé de côté transversal mesurant 0,60m et de côté longitudinal égal à 0,30m. Elle pourra être disposée n'importe où sur la chaussée



Longitudinalement



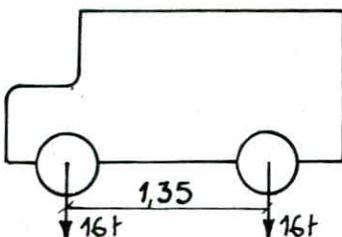
Transversalement



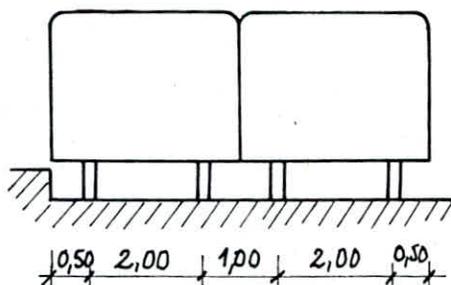
En plan

sens de circulation ↑

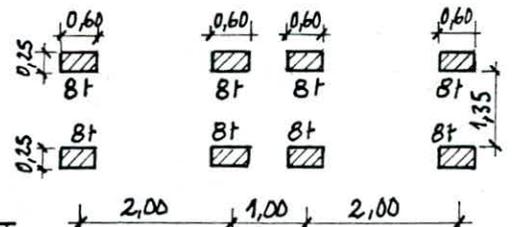
— Le système B_t : Il se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems. Un tandem du système B_t comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques, la masse de chaque essieu est de 16t. Chaque tandem est supposé circuler dans une bande de chaussée de 3m de largeur. Dans le sens transversal on ne pourra disposer, au maximum, que deux tandems de front occupant des bandes de chaussée pouvant être contigües ou séparées de manière à produire l'effet le plus défavorable. Dans le sens longitudinal on ne pourra disposer qu'un tandem B_t par bande de chaussée



Longitudinalement



Transversalement



En plan

Le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de première et deuxième classes.
 Cette surcharge est pondérée par un coefficient B_t fonction de la classe du pont.
 ($B_t = 1$ pour les ponts de première classe)

- Coefficient de majoration dynamique pour le système B
 Ce coefficient est donné, pour un élément d'ouvrage, par la formule suivante :

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

avec, pour l'élément considéré

L : Longueur exprimée en mètres

P : charge permanente

S : surcharge maximale B

* Coefficient δ applicable aux poutres multiples

L = 24,65 longueur de la travée

P = $g \times L = 20,10 \times 24,65 = 495,49$ t (poids total du tablier)

S = $b_c \cdot (4 \text{ camions } B_c) = b_c \cdot (2 \text{ convois } B_c) = 1,1 \times 120 = 132$ t

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 24,65} + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \frac{495,49}{132}} \Rightarrow \delta = 1,105$$

** Coefficient δ applicable à la dalle du tablier

Soit l la distance entre-axes des poutres de rive, $l = 9,18$ m.

La largeur roulable $l_r = 7$ m

Max (l_r, l) = 9,18 m. On considèrera donc $l = 9,18$ m que l'on comparera

à L = 24,65 m qui est la portée de notre poutre

min (l, L) = 9,18 m. On prendra donc L = 9,18 m

$$P = (g_2 + g_3) \cdot l = 9,15 \times 9,18 = 84$$

$$\text{avec } g_2 = \frac{G_2}{L} \text{ et } g_3 = \frac{G_3}{L}$$

$$S = b_c \cdot (2 \text{ convois } B_c) = 1,1 \cdot 120 = 132$$
 t

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot 9,18} + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \frac{84}{132}} \Rightarrow \delta = 1,312$$

c, Surcharges militaires

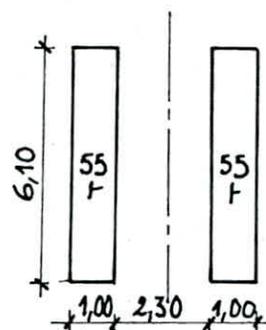
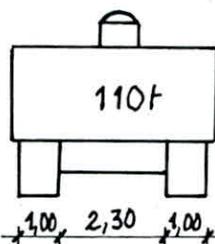
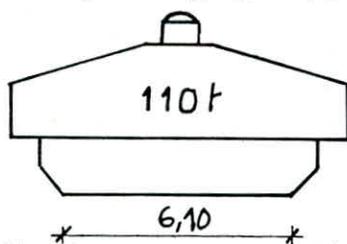
Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation de convois militaires, les ponts qui s'y trouvent doivent être calculés en conséquence.

Pour ce faire, le règlement prévoit 2 types de convois : M80 et M120 chaque type se compose de 2 systèmes distincts M_c et M_e , chaque système étant exclusif de toute autre surcharge routière.

Dans notre étude nous nous intéresserons uniquement au système $M_c 120$

- Système $M_c 120$

C'est un véhicule à chenille



Les véhicules $M_c 120$ peuvent circuler en convoi, dans le sens transversal un seul convoi est supposé circuler quelque soit la largeur de la chaussée. Dans le sens longitudinal le nombre de véhicules est illimité et la distance entre deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, la distance libre entre deux points de

contact avec la chaussée devant être au moins égale à 30,50 m, les impacts des chenilles sur la chaussée sont dirigés parallèlement à l'axe de celle-ci et peuvent être disposés sur toute la largeur chargeable.
Les majorations dynamiques sont applicables aux charges militaires.

* Coefficient δ applicable aux poutres multiples

$$L = 24,65 \text{ m}$$

$$P = 495,49 \text{ t}$$

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

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot 24,65} + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \frac{495,49}{110}} \Rightarrow \delta = 1,099$$

** coefficient δ applicable à la dalle du tablier

$$L = 9,18 \text{ m}$$

$$P = 84 \text{ t}$$

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

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot 9,18} + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \frac{84}{110}} \Rightarrow \delta = 1,289$$

d) surcharges exceptionnelles (convoi type D)

Le convoi type D comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240 t de poids total. Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20 m de largeur et 18,60 de longueur

e) surcharges sur les trottoirs

Ces surcharges n'ont pas à être affectées d'un coefficient de majoration dynamique.

Les surcharges à considérer sont différentes suivant que l'on envisage le calcul du tablier (surcharges locales) ou le calcul des poutres principales (surcharges générales).

• Pour le calcul du tablier, il sera considéré successivement :

- Une surcharge uniforme de 450 kg/m² est supportée par les trottoirs de tous les ouvrages y compris les bandes éventuelles de séparation des chaussées et des pistes cyclables. Elle est prise en compte pour le calcul de tous les éléments des couvertures et du tablier. Elle est disposée tant en longueur qu'en largeur pour produire l'effet maximum envisagé. Ses effets peuvent éventuellement se cumuler avec ceux du système B ou des charges militaires.

- Sur les trottoirs en bordure d'une chaussée, il y'a lieu de disposer dans la position la plus défavorable pour l'élément considéré une roue isolée de 6t dont la surface d'impact est un carré de 0,25 m de côté. Ses effets ne sont pas cumulables avec ceux des autres surcharges de chaussée ou de trottoirs. Pour le calcul des poutres principales il sera appliqué sur les trottoirs une surcharge uniforme de 150 kg/m² de façon à produire l'effet maximal envisagé. Dans le sens de la largeur, chaque trottoir est chargé dans sa totalité mais les deux trottoirs, s'il y'en a deux, peuvent n'être pas chargés simultanément. Dans le sens de la longueur, les zones chargées sont choisies de la manière la plus défavorable.

V CALCUL DES EFFORTS SOUS LES CHARGES ET SURCHARGES

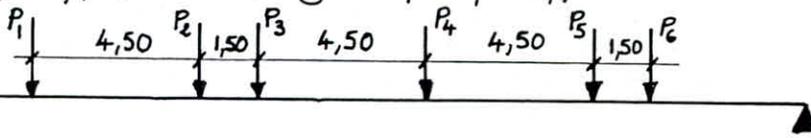
Notre pont se constituant de deux travées identiques, nous effectuerons les calculs pour une seule travée sachant que les résultats obtenus pour l'une restent valables pour l'autre.

Sous l'effet des : charge permanente, surcharge A, surcharge de trottoirs, surcharge militaire Mc 120 et surcharge exceptionnelle D, le moment maximum longitudinal sera obtenu à mi-travée. Par contre, pour le système Bc, le moment maximal sera engendré dans une section "s" qu'il faudra déterminer. L'effort tranchant maximum sera obtenu sur appui pour tous les cas de charge. Les efforts longitudinaux seront déterminés au droit des sections : 0 (à l'appui), $L/8$, $L/4$, $3L/8$, s et $L/2$ où L désigne la longueur de la travée.

Détermination de la position "s"

Pour cela, considérons une file de roues du convoi Bc sur notre travée et appliquons le théorème de BARRE

Énoncé du théorème : Le moment fléchissant dû aux charges mobiles sera maximum au droit d'une charge P_i lorsque cette charge et la résultante R de toutes les charges appliquées seront symétriques par rapport à l'axe de la poutre.



$$R = \sum_{i=1}^6 P_i = 30 \text{ t}$$

Pour une charge P_i pouvant engendrer le moment maximum, le changement doit vérifier la double inéquation $\sum_{i=0}^{i-1} P_i \leq \frac{R}{2} \leq \sum_{i=1}^6 P_i$

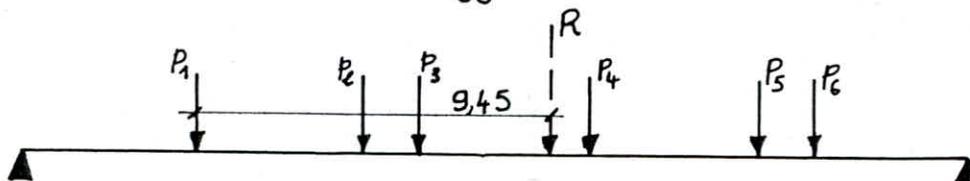
P_1 :	0	\leq	15	\leq	3	non
P_2 :	3	\leq	15	\leq	9	non
P_3 :	9	\leq	15	\leq	15	oui
P_4 :	15	\leq	15	\leq	18	oui
P_5 :	18	\leq	15	\leq	24	non
P_6 :	24	\leq	15	\leq	30	non

Il apparaît que l'une des deux charges P_3 ou P_4 est en mesure de produire le moment maximum.

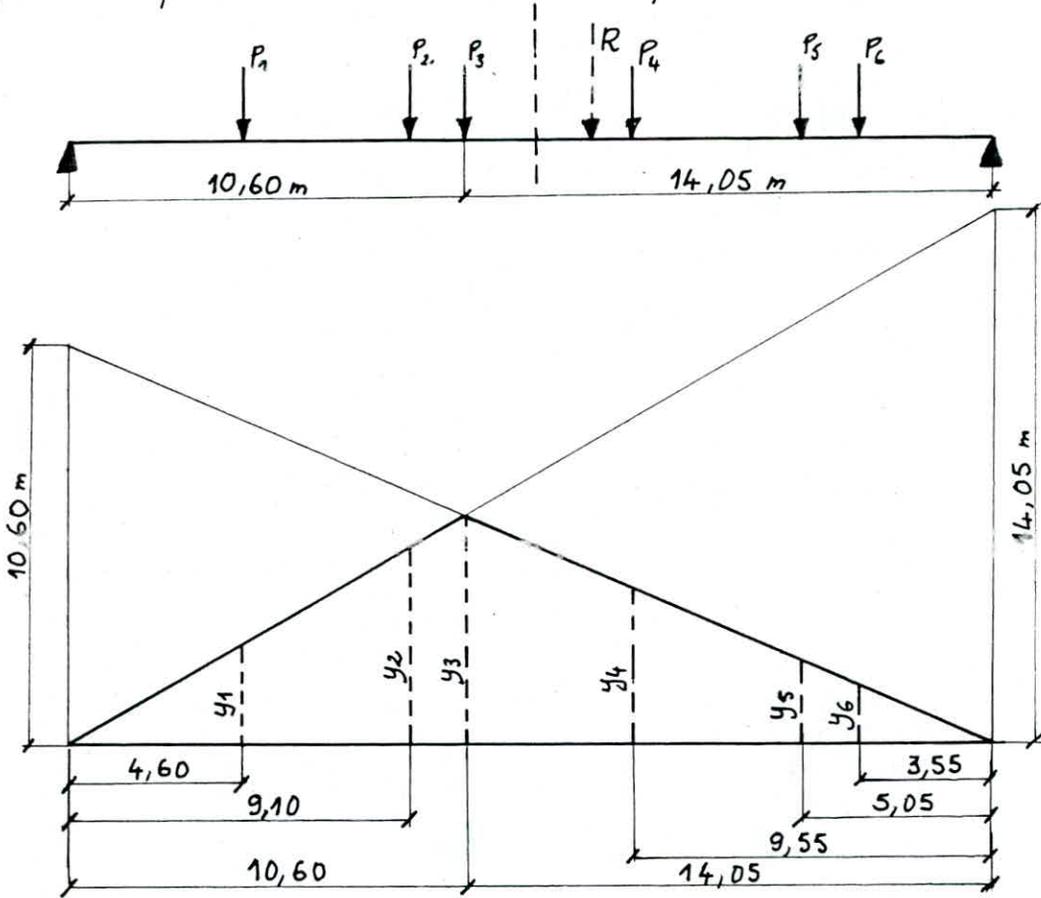
Cherchons le point d'application de la résultante R en prenant comme origine le point d'application de P_1

$$R x_R = \sum_{i=1}^6 P_i x_i \Rightarrow x_R = \frac{1}{R} \sum_{i=1}^6 P_i x_i$$

$$x_R = \frac{3 \cdot 0 + 6 \cdot 4,5 + 6 \cdot 6 + 3 \cdot 10,5 + 6 \cdot 15 + 6 \cdot 16,5}{30} \Rightarrow x_R = 9,45 \text{ m}$$



* Plaçons la charge P_3 symétrique à la résultante R par rapport à la section médiane de la travée et traçons la ligne d'influence du moment fléchissant pour la section au droit de laquelle se situe P_3 .

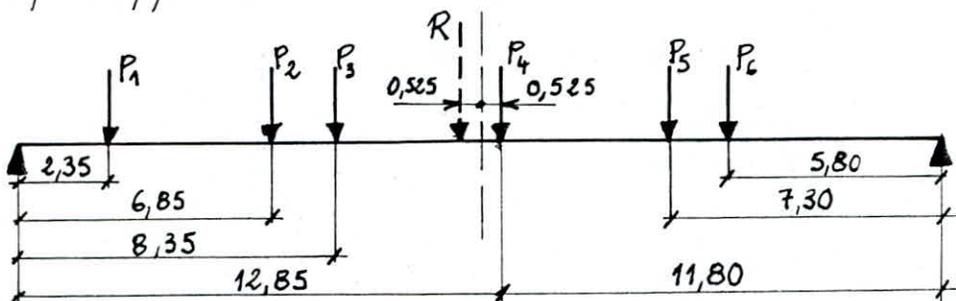


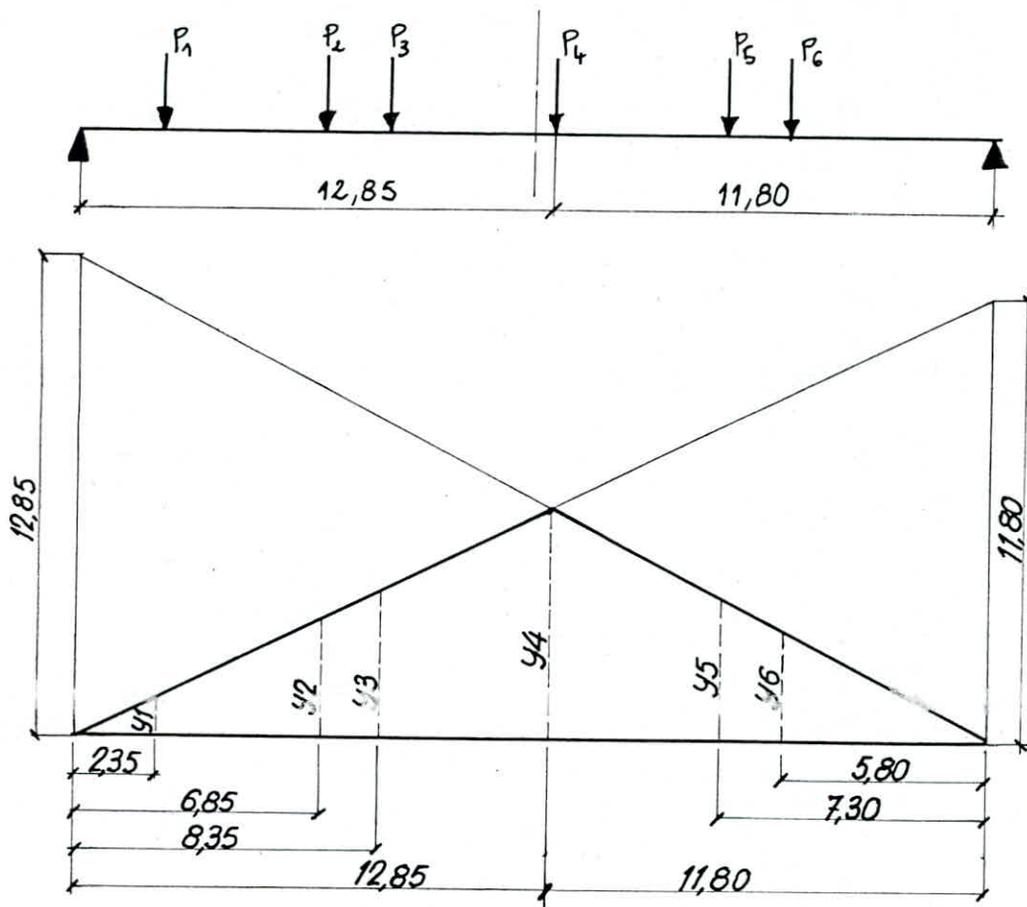
$$\frac{14,05}{24,65} = \frac{y_1}{4,60} = \frac{y_2}{9,10} = \frac{y_3}{10,60} \Rightarrow \begin{aligned} y_1 &= 2,62 & \text{avec } P_1 &= 3t \\ y_2 &= 5,19 & P_2 &= 6t \\ y_3 &= 6,04 & P_3 &= 6t \end{aligned}$$

$$\frac{10,60}{24,65} = \frac{y_4}{9,55} = \frac{y_5}{5,05} = \frac{y_6}{3,55} \Rightarrow \begin{aligned} y_4 &= 4,11 & \text{avec } P_4 &= 3t \\ y_5 &= 2,17 & P_5 &= 6t \\ y_6 &= 1,53 & P_6 &= 6t \end{aligned}$$

$$M = \sum_{i=1}^6 P_i y_i \Rightarrow M = 109,77 \text{ t.m}$$

* Calculons maintenant le moment dans la section au droit de laquelle on place P_4 , cette dernière étant disposée symétriquement à R par rapport à la section médiane de la travée





$$\frac{11,80}{24,65} = \frac{y_1}{2,35} = \frac{y_2}{6,85} = \frac{y_3}{8,35} \quad \Rightarrow \quad \begin{array}{l} y_1 = 1,12 \\ y_2 = 3,28 \\ y_3 = 4,00 \end{array} \quad \text{avec } \begin{array}{l} P_1 = 3T \\ P_2 = 6T \\ P_3 = 6T \end{array}$$

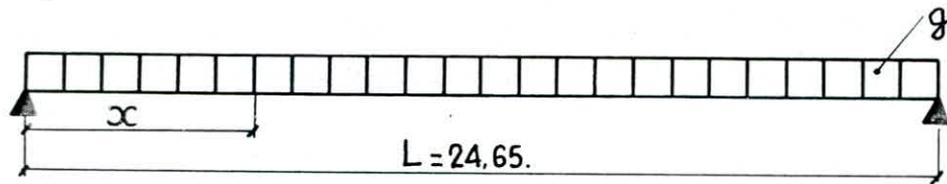
$$\frac{12,85}{24,65} = \frac{y_4}{11,8} = \frac{y_5}{7,3} = \frac{y_6}{5,8} \quad \Rightarrow \quad \begin{array}{l} y_4 = 6,15 \\ y_5 = 3,81 \\ y_6 = 3,02 \end{array} \quad \text{avec } \begin{array}{l} P_4 = 3T \\ P_5 = 6T \\ P_6 = 6T \end{array}$$

$$M = \sum_{i=1}^6 P_i y_i \quad \Rightarrow \quad M = 106,47 \text{ t.m} \quad (< 109,77 \text{ t.m})$$

Il apparaît donc que la section au droit de P_3 , placée symétriquement à la résultante R de toutes les charges par rapport à la section médiane de la travée, est la section dangereuse cherchée. Sa position est donc :

$$\begin{aligned} x_s &= 10,6 \text{ m à partir de l'appui} \\ x_s &= \frac{10,6}{24,65} L \quad \Rightarrow \quad x_s = 0,43 L = 10,6 \text{ m} \end{aligned}$$

1 - EFFORTS DUS AUX CHARGES PERMANENTES ($g = 20,10 \text{ t/ml}$)



Pour une charge uniformément répartie g sur toute la travée et pour une section quelconque située à une distance x de l'appui, le moment fléchissant est donné par :

$$M(x) = g \frac{x}{2} (L - x). \text{ Il est maximum pour } x = \frac{L}{2}$$

et l'effort tranchant par :

$$T(x) = g \left(\frac{L}{2} - x \right). \text{ Il est maximum pour } x = 0.$$

x étant une fraction de L , posons $x = mL$ (dans notre cas, m prend les valeurs : 0 ; 0,125 ; 0,25 ; 0,375 ; 0,43 et 0,5. Les formules deviennent :

$$M(mL) = m(1-m) g \frac{L^2}{2} \text{ et } T(mL) = (0,5 - m) g L.$$

Nous résumerons dans le tableau ci-dessous les résultats obtenus pour les différentes sections considérées.

SECTION	0	0,125 L	0,25 L	0,375 L	0,43 L	0,5 L
M (t.m)	0	667,91	1144,99	1431,24	1496,73	1526,65
T (t)	247,73	185,80	123,87	61,93	34,68	0.

2 - SURCHARGE A

Si nous désignons par q_A l'intensité en t/ml due à l'application de A alors $q_A = N \cdot l_v \cdot A$ avec N : nombre de voies chargées
 l_v : largeur d'une voie (3,50 m)

$$M(mL) = m(1-m) \cdot q_A \frac{L^2}{2} \quad T(mL) = (0,5 - m) \cdot q_A \cdot L$$

Nous déterminerons les efforts pour les différents cas de chargements de la chaussée (1 voie chargée, 2 voies chargées). Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau ci après.

	$A(\text{kg/m}^2)$	$q_A(\text{t/ml})$	SECTION	0	0,125 L	0,25 L	0,375 L	0,43 L	0,5 L
1 voie chargée	1212,26	4,24	M (t.m)	0	140,89	241,53	301,91	315,73	322,04
			T (t)	52,26	39,19	26,13	13,06	7,32	0
2 voies chargées	1212,26	8,48	M (t.m)	0	281,78	483,06	603,82	631,46	644,08
			T (t)	104,52	78,38	52,26	26,12	14,64	0.

3_ SURCHARGE Bc

Pour une section quelconque, la charge P_α produisant l'effort maximal est celle qui vérifie les deux inégalités suivantes.

$$\frac{1}{a} \sum_{\alpha=1}^{\alpha=i} P_\alpha \geq \frac{1}{b} \sum_{\alpha=i+1}^{\alpha=n} P_\alpha$$
$$\frac{1}{a} \sum_{\alpha=1}^{\alpha=i-1} P_\alpha < \frac{1}{b} \sum_{\alpha=i}^{\alpha=n} P_\alpha$$

a et b étant les distances des appuis à la section considérée ($a+b=L$)
 $\sum_{i=1}^n P_\alpha = 30t$ étant le poids d'une file de roues Bc.

Une fois la charge produisant le moment maximum déterminée, on place le chargement Bc de manière à faire coïncider la dite charge avec la section considérée et l'on détermine les ordonnées y_i sur la ligne d'influence de la section au droit des charges P_α . Le moment maximum sera $M = \sum_{i=1}^n P_\alpha y_\alpha$.

Dans un premier tableau nous résumerons les résultats obtenus ainsi que la disposition des charges correspondantes et cela pour une file de roues Bc et pour toutes les sections considérées.

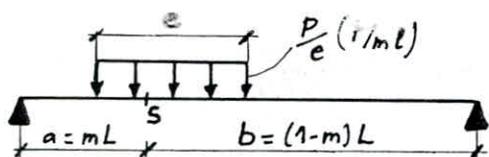
Séction		Position défavorable du chargement		Effort max	
0	M	Pour n'importe quelle position		0	
	T		$y_1 = 1$ $y_2 = 0,94$ $y_3 = 0,76$	$y_4 = 0,57$ $y_5 = 0,51$ $y_6 = 0,33$	21,39 (t)
L/8	M		$y_1 = 2,70$ $y_2 = 2,51$ $y_3 = 1,95$	$y_4 = 1,38$ $y_5 = 1,20$ $y_6 = 0,63$	54,48 (t.m)
	T		$y_1 = 0,88$ $y_2 = 0,81$ $y_3 = 0,63$	$y_4 = 0,45$ $y_5 = 0,39$ $y_6 = 0,21$	17,70
L/4	M		$y_1 = 3,50$ $y_2 = 4,62$ $y_3 = 3,50$	$y_4 = 2,37$ $y_5 = 2,00$ $y_6 = 0,87$	88,05
	T		$y_1 = 0,75$ $y_2 = 0,70$ $y_3 = 0,51$	$y_4 = 0,32$ $y_5 = 0,26$ $y_6 = 0,08$	13,95
3L/8	M		$y_1 = 4,85$ $y_2 = 5,78$ $y_3 = 4,09$	$y_4 = 2,40$ $y_5 = 1,84$ $y_6 = 0,15$	101,94
	T		$y_1 = 0,63$ $y_2 = 0,56$ $y_3 = 0,38$	$y_4 = 0,20$ $y_5 = 0,14$	10,32
S	M		$y_1 = 1,53$ $y_2 = 2,17$ $y_3 = 4,11$	$y_4 = 6,04$ $y_5 = 5,19$ $y_6 = 2,62$	109,77
	T		$y_1 = 0,57$ $y_2 = 0,51$ $y_3 = 0,33$	$y_4 = 0,14$ $y_5 = 0,08$	8,79
L/2	M		$y_1 = 0,91$ $y_2 = 1,66$ $y_3 = 3,91$	$y_4 = 6,16$ $y_5 = 5,41$ $y_6 = 3,16$	106,05
	T		$y_1 = 0,5$ $y_2 = 0,44$ $y_3 = 0,26$	$y_4 = 0,07$ $y_5 = 0,01$	6,9

Dans le deuxième tableau nous résumons les efforts obtenus pour les différents cas de chargements de la chaussée, les valeurs consignées étant majorées pondérées

		Section	0	L/8	L/4	3L/8	S	L/2
b = 1,105	1 convois bc = 1,2	$\frac{1}{2} \cdot bc \cdot M (tm)$	0	144,48	233,51	270,34	291,11	281,24
		$\frac{1}{2} \cdot bc \cdot T (t)$	56,73	46,94	37,00	27,37	23,31	18,30
b = 1,1	2 convois bc = 1,1	$\frac{1}{2} \cdot bc \cdot M (tm)$	0	264,88	428,10	495,63	533,70	515,62
		$\frac{1}{2} \cdot bc \cdot T (t)$	104	86,06	67,82	50,18	42,74	33,55

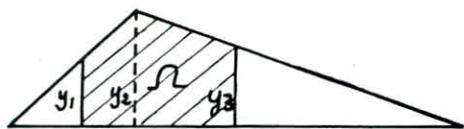
4. SURCHARGE MILITAIRE Mc 120

Détermination de la position la plus défavorable pour une charge uniforme sur une distance pour une section quelconque sur la longueur du pont



$$y_1 = \frac{b(e-x)}{L}, \quad y_2 = \frac{ab}{L}, \quad y_3 = \frac{a(b-e+x)}{L}$$

$$\Rightarrow \Omega = \frac{-x^2}{2} + \frac{ae}{L}x + \frac{ae}{L}(b - \frac{e}{2})$$

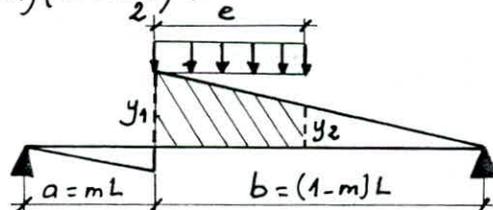


$$\Omega = \Omega_{max} \Rightarrow \frac{d\Omega}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{a \cdot e}{L} = m \cdot e$$

Donc pour une position quelconque de la section $\Omega = m(1-m)(L - \frac{e}{2})e$

ce qui entraîne $M = \frac{P}{e} \Omega = m(1-m)(L - \frac{e}{2})P$

Pour l'effort tranchant :



$$y_1 = (1-m)$$

$$y_2 = 1-m - \frac{e}{L}$$

$$\Omega = \left[(1-m) - \frac{e}{2L} \right] e \Rightarrow T = \left(1-m - \frac{e}{2L} \right) P \quad \text{si } e \leq b$$

$$\text{si } e > b \text{ alors } \Omega = (1-m)^2 \frac{L}{2} \Rightarrow T = (1-m)^2 \frac{L}{2e} P$$

Les valeurs pour les différentes sections sont majorées par $\frac{1}{2}$ et représentées dans le tableau ci après ($e = 6,10 \text{ m}$, $P = 110 \text{ t}$)

		Section	0	L/8	L/4	3L/8	S	L/2
b = 1,099	$\frac{1}{2} M (tm)$		0	285,60	489,60	612,01	640,02	652,81
	$\frac{1}{2} T (t)$		105,93	90,82	75,71	60,60	53,95	45,49

5 - SURCHARGE EXCEPTIONNELLE D

Avec les mêmes formules que précédemment (if 4 - Mc 120) en considérant $e = 18,60 \text{ m}$ et $P = 240 \text{ t}$

Section	0	L/8	L/4	3L/8	S	L/2
M (tm)	0	402,94	690,75	863,44	902,96	921
T (t)	149,45	119,45	89,46	59,45	46,25	29,45

6 - SURCHARGE DE TROTTOIRS

Pour le calcul des poutres principales on considèrera la surcharge uniforme de 150 kg/m^2

Pour une section quelconque $M = m(1-m) q \frac{L^2}{2}$

$$T = (0,5 - m) q \cdot L.$$

	q (t/m)	Section	0	L/8	L/4	3L/8	S	L/2
		M (tm), T (t)						
1 trottoir chargé	0,3	M	0	9,97	17,09	21,36	22,34	22,79
		T	3,69	2,77	1,85	0,92	0,52	0
2 trottoirs chargés	0,6	M	0	19,94	34,18	42,72	44,68	45,57
		T	7,38	5,54	3,70	1,84	1,04	0

VI - CALCUL DES EFFORTS DANS LES POUTRES

1. CALCUL DE LA RAIDEUR DE FLEXIBILITE D'UNE ENTRETOISE :

Elle est définie par M. GUYON avec la formule suivante :

avec n : nombre total des poutres principales.

a : distance entre deux poutres principales

L : portée des poutres principales.

I_p : moment d'inertie propre d'une poutre principale

I_E : moment d'inertie propre d'une entretoise.

$$r = \frac{n \cdot a}{2 \cdot L} \sqrt{\frac{I_p}{I_E}}$$

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

Si $r \geq 0,3$ Il sera alors tenu compte de la rigidité réelle de l'entretoise et la méthode "GUYON-MASSONNET" est la plus utilisée pour le calcul des ponts en tenant compte de l'effet de la résistance du pont à la torsion.

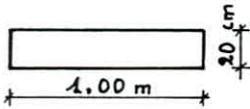
Dans notre cas : $n = 7$ $a = 1,53$ m $L = 24,65$ m

$I_p = 7\,324\,067,60$ cm⁴ (section médiane)

Notre pont ne comportant pas d'entretoises, c'est la dalle qui joue le rôle d'entretoise.

Considérons 1m de dalle pour le calcul de I_E .

$$I_E = \frac{100 \cdot (20)^3}{12} = 66\,666,67 \text{ cm}^4$$



$$r = \frac{7 \cdot 1,53}{2 \cdot 24,65} \sqrt{\frac{7\,324\,067,60}{66\,666,67}} = 0,703$$

$r > 0,3$ on appliquera la méthode GUYON-MASSONNET

2. PRINCIPE DE LA METHODE GUYON-MASSONNET :

Le principe consiste essentiellement à :

A. Substituer au pont réel, un pont à structure continue, qui aurait les mêmes rigidités moyennes à la flexion et à la torsion de l'ouvrage réel et qui soit rigoureusement analysable par le calcul différentiel.

B. Analyser de manière approchée l'effet de la répartition transversale des charges en admettant que cette répartition est analogue à celle qui résulterait d'une distribution sinusoïdale des charges suivant l'axe longitudinal du pont de la forme :

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

Les deux paramètres fondamentaux :

Désignons par : - $B_p = EI_p$ la rigidité flexionnelle des poutres.

- $B_E = EI_E$ la rigidité flexionnelle des entretoises

E étant le module d'élasticité longitudinale.

- $C_p = GI_p$ la rigidité torsionnelle des poutres

- $C_E = GI_E$ la rigidité torsionnelle des entretoises

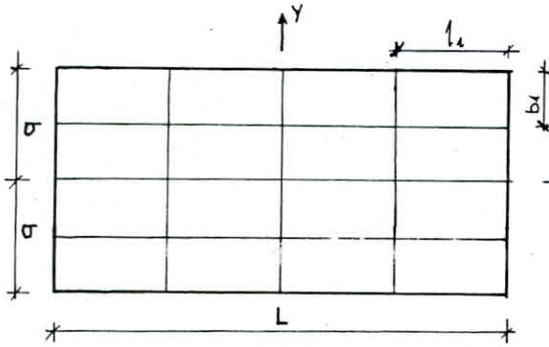
G étant le module d'élasticité transversale $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ avec ν : coefficient de Poisson
 I_p et I_E étant les moments de torsion.

Le tablier est constitué de n poutres espacées de b_1 et de m entretoises espacées de l_1 (l_1 : espacement fictif)

La rigidité flexionnelle par unité de longueur de la structure équivalente :

- $P_p = \frac{B_p}{b_1}$ (poutres)

- $P_E = \frac{B_E}{l_1}$ (entretoises)



Les rigidités torsionnelles par unité de longueur :

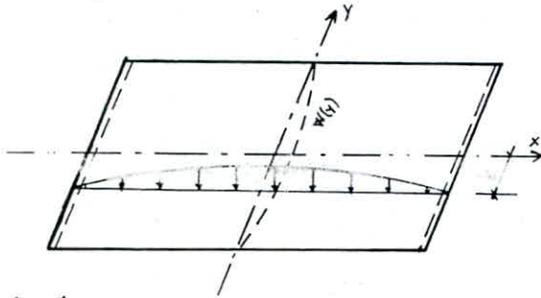
$$- \delta_P = \frac{C_P}{b_1} \quad (\text{poutres})$$

$$- \delta_E = \frac{C_E}{I_t} \quad (\text{entretoises})$$

Paramètre d'entretoisement : $\theta = \frac{b}{L} \sqrt{\frac{C_P}{C_E}}$

Paramètre de torsion : $\alpha = \frac{\delta_P + \delta_E}{2 \sqrt{C_P \cdot C_E}}$ avec $0 \leq \alpha \leq 1$

a/ Coefficient de répartition transversale :



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

le pont prend une déformée $W(x, y)$ telle que $W(x, y) = W(y) \cdot \sin \frac{\pi x}{L}$.

Si la charge $P(x)$, au lieu d'être répartie sur une droite, est uniformément étalée sur toute

la largeur $2b$ du pont tout en restant sinusoïdale dans le sens longitudinal, le pont prend une déformée en surface cylindrique d'équation $W_m(x) = W_m \cdot \sin \frac{\pi x}{L}$.

Par définition, le coefficient de répartition transversale est le rapport sans dimensions : $K(y) = \frac{W(x, y)}{W_m(x)} = \frac{W(y)}{W_m}$

Le coefficient de répartition transversale dépend des :

- Paramètre d'entretoisement θ .
- Paramètre de torsion α .
- Excentricité relative $\frac{e}{b}$ de la charge linéaire.
- Ordonnée relative $\frac{y}{b}$ du point considéré du pont.

Des tables numériques à double entrée donnent les valeurs des fonctions K_0 (correspondant à $\alpha=0$) et K_1 ($\alpha=1$) pour les valeurs de θ figurant à l'annexe de l'ouvrage : "Calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes" (BAREŠ-MASSONNET).

θ étant connu, on peut avoir les valeurs des fonctions K_0 et K_1 . Pour avoir les valeurs de K_α (K pour α calculé), SATTLER a établi la loi d'interpolation suivante :

- Si $0 < \theta \leq 0,1$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0,05}$
- Si $0,1 \leq \theta \leq 1,0$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{1 - e^{\frac{0,065 - \theta}{0,663}}}$
- Si $\theta > 1,0$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}$

b/ Largeur active et position active :

Dans la méthode qui vient d'être exposée, toutes les valeurs se basent sur la largeur du système actif. Pour un pont à poutres, la largeur $2b$ à considérer est la suivante : $2b = (n-1) b_1 + 2 \frac{b_1}{n} = n b_1$.

Dans notre cas : $2b = 7 \times 2,53 = 10,71 \text{ m}$; largeur réelle du pont $10,80 \text{ m}$

Largeur réelle et largeur active étant sensiblement égales, les positions actives des poutres correspondent à leurs positions réelles.

c/ Calcul des efforts dans les poutres :

Pour obtenir la valeur maximale des efforts, il faut disposer la charge transversalement sur le pont dans une certaine position que nous trouverons par

tâtonnements à l'aide des lignes d'influence du coefficient de répartition trans-
versale: $M_x = \frac{M_{0x}}{n} K_{max}(y)$ $T_x = \frac{T_{0x}}{n} K_{max}(y)$

M_{0x} : Moment flechissant total pour la travée.

T_{0x} : Effort tranchant total pour la travée.

n : nombre de poutres.

3. CALCUL DES PARAMETRES

- Rigidités flexionelles par unité de longueur:

Pour une poutre à section variable, le moment d'inertie moyen I_p est donné

par: $I_p = I_0 + (I_m - I_0) \frac{8}{3\pi}$ $I_0 = 20325705,55 \text{ cm}^4$ (à l'appui)

$I_m = 13140759,65 \text{ cm}^4$ (en travée)

$I_p = 14226934,05 \text{ cm}^4$

$I_E = 66666,67 \text{ cm}^4$ (voir paragraphe 1)

$\rho_p = \frac{B_p}{b_1} = \frac{EI_p}{b_1} = 92986,497E$; $\rho_E = \frac{EI_E}{I_1} = 666,667E$

- Rigidités torsionelles par unité de longueur:

Nous décomposons la section de la poutre en surfaces rectangulaires élémentaires.

$C_p = \frac{G}{3} \sum b_i \cdot h_i$ b_i étant le plus petit côté

$C_p = \frac{G}{3} (150 \cdot 36^3 + \frac{87}{2} 20^3 + 60 \cdot 27^3) = 2842460G$

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

$\delta_p = \frac{C_p}{b_1} = 8077,465E$

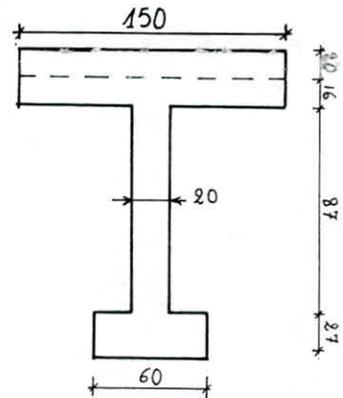
$\delta_E = \frac{C_E}{I_1} = \frac{G}{3I_1} [\frac{1}{2} b_0 h^3] \Rightarrow \delta_E = 579,710E$

a/ Paramètre de torsion α :

$\alpha = \frac{\delta_p + \delta_E}{2\sqrt{\rho_p \cdot \rho_E}} \Rightarrow \alpha = 0,56$

b/ Paramètre d'entretoisement θ

$\theta = \frac{b}{L} \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_E}} \Rightarrow \theta = 0,75$



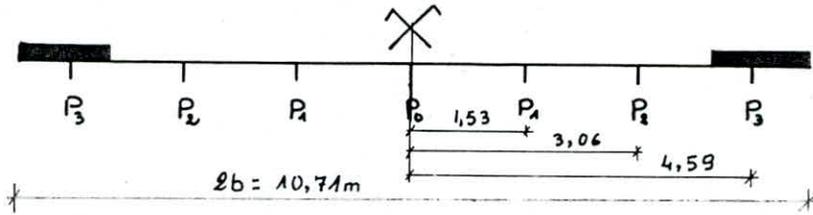
4. DETERMINATION DES COEFFICIENTS DE REPARTITION K_α

$\theta = 0,75 \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \alpha (1 - e^{\frac{0,065 - \theta}{0,663}})$ K_0 et K_1 étant donné par les tables figurant dans l'ouvrage de BAREŠ et MASSONNET précédemment cité en fonction de θ , de l'excentricité de la charge e ($e = -b, -\frac{3b}{4}, -\frac{b}{2}, -\frac{b}{4}, 0, \frac{b}{4}, \frac{b}{2}, \frac{3b}{4}, b$) et de la position de la poutre y ($y = 0, \frac{b}{4}, \frac{b}{2}, \frac{3b}{4}, b$). On interpole pour les positions intermédiaires.

$\theta = 0,75$ $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot 0,6883$

$y \backslash e$	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
0	0,4818	0,7001	1,0099	1,3176	1,4812	1,3176	1,0099	0,7001	0,4818
$b/4$	0,1647	0,3962	0,6657	0,9858	1,3176	1,5170	1,4008	1,1497	0,8937
$b/2$	0,0456	0,2054	0,4018	0,6657	1,0099	1,4008	1,7027	1,7370	1,6741
$3b/4$	-0,0008	0,0958	0,2054	0,3962	0,7001	1,1497	1,7370	2,3499	2,8134
b	-0,0178	-0,008	0,0456	0,1647	0,4198	0,8937	1,6741	2,8134	4,2465

Les positions réelles des poutres sont schématisées ci-dessous.



Tenant compte de la symétrie transversale de notre pont, on se limitera à tracer les lignes d'influence de K_α pour la poutre centrale P_0 , ainsi que pour les poutres situées sur un côté de cette dernière et dans l'ordre P_1, P_2, P_3 .

$P_0 : y_0 = 0$

$P_1 : y_1 = 1,53 \text{ m} = 0,2857 b$ on interpolera entre $y = b/4$ et $y = b/2$

$P_2 : y_2 = 3,06 \text{ m} = 0,5714 b$ on interpolera entre $y = b/2$ et $y = 3b/4$

$P_3 : y_3 = 4,59 \text{ m} = 0,8571 b$ on interpolera entre $y = 3b/4$ et $y = b$

$\theta = 0,75 \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot 0,6883$

$y \backslash e$	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
0	0,4818	0,7001	1,0099	1,3176	1,4812	1,3176	1,0099	0,7001	
$0,2857b$	0,1477	0,3689	0,6280	0,9401	1,2736	1,5004	1,4439	1,2336	1,0052
$0,5714b$	0,0323	0,1712	0,3457	0,5587	0,9214	1,3291	1,7125	1,9121	1,9996
$0,8571b$	-0,0081	0,0487	0,1370	0,2970	0,5800	1,0400	1,7100	2,5485	3,4276

5. DISPOSITION DES CHARGES DONNANT K_α MAXIMUM POUR CHAQUE POUTRE :

Après avoir tracé les lignes d'influence pour les quatre poutres P_0, P_1, P_2 et P_3 nous calculons $K_\alpha \text{ max}$.

A. Cas des charges localisées :

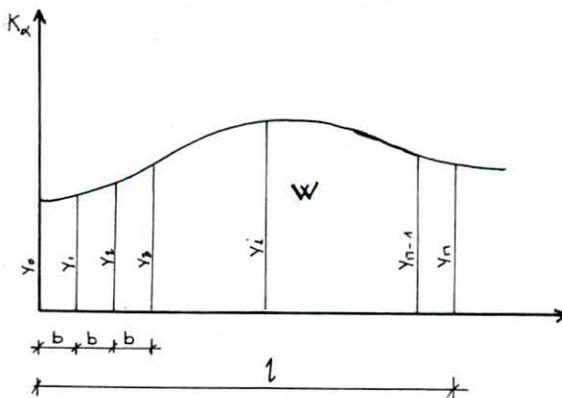
On détermine les ordonnées y_i sur la ligne d'influence de K_α sous chaque surcharge, le coefficient K_α^{max} sera calculé par la formule : $K_\alpha^{\text{max}} = \frac{\sum P_i y_i}{\sum P_i}$
 Transversalement les P_i ont la même valeur d'où $K_\alpha^{\text{max}} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i$
 n désignant le nombre de files de roues ou chenilles.

B. Cas des charges uniformément réparties dans le sens transversal :

$K_\alpha^{\text{max}} = \frac{W}{l}$ W étant l'aire d'influence et l la largeur surchargée.

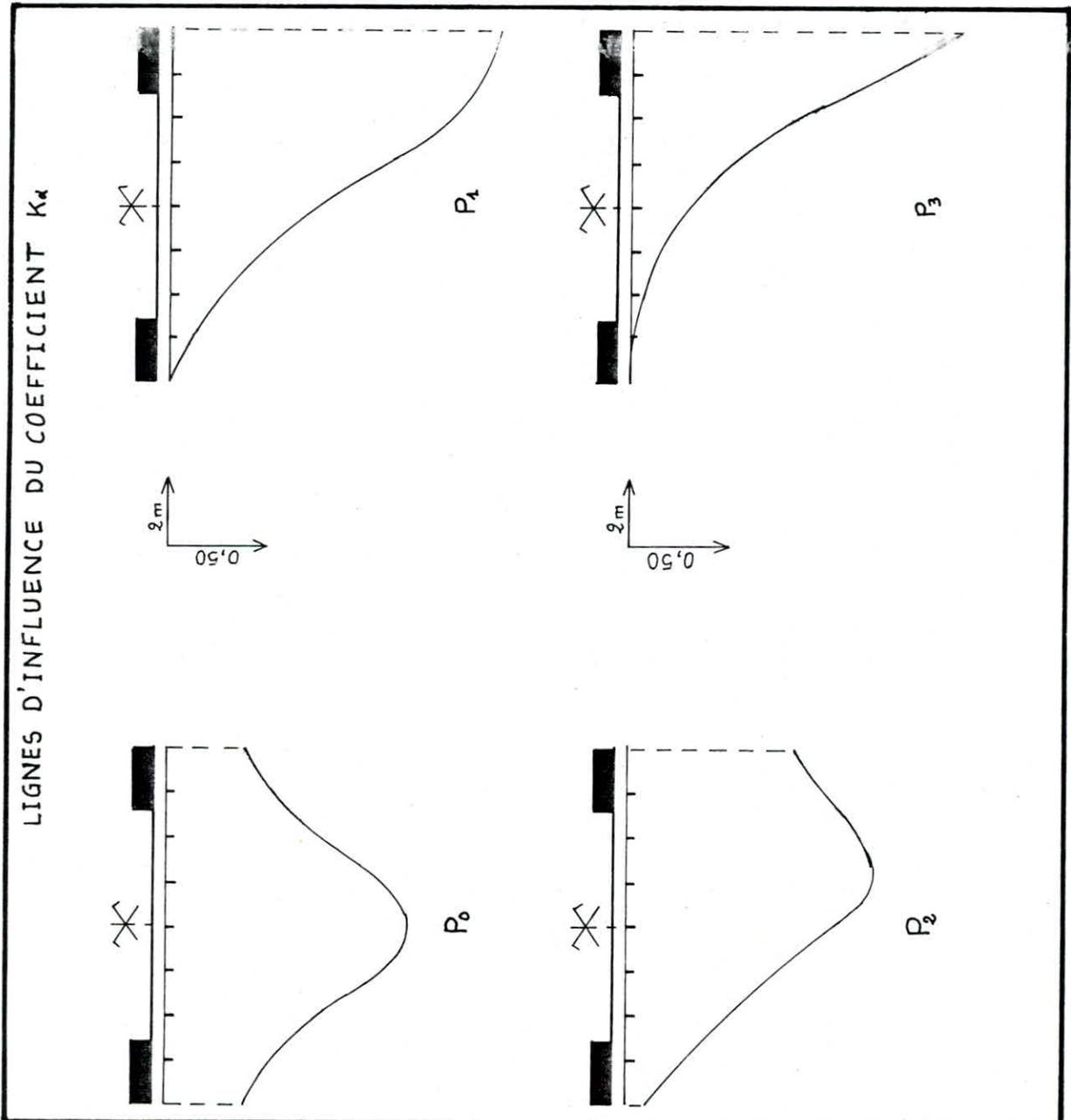
W est calculée par la méthode des trapèzes

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



Coefficient de répartition transversal K_x^{\max}

charges et surcharges	Mode de chargement	P_0	P_1	P_2	P_3
G	Toute la largeur	1	1	1	1
Trottoirs	1 trottoir chargé	0,65	1,16	1,87	2,84
	2 trottoirs chargés	0,65	0,73	1,03	1,75
A	1 voie chargée	1,38	1,42	1,40	1,31
	2 voies chargées	1,20	1,13	0,95	0,80
B_c	1 convoi	1,38	1,43	1,54	1,55
	2 convois	1,30	1,31	1,20	1,06
Mc 120		1,26	1,27	1,28	1,21
D		1,40	1,23	0,91	0,63



POUTRE P ₀			0	L/8	L/4	3L/8	S	L/2	
G	K=1	M	0	95,42	163,57	204,46	213,82	218,09	
		T	35,39	26,54	17,70	8,85	4,95	0	
A	1 voie K=1,38	M	0	27,78	47,62	59,52	62,24	63,49	
		T	10,30	7,73	5,15	2,57	1,44	0	
	2 voies K=1,20	M	0	48,31	82,81	103,51	108,25	110,41	
		T	17,92	13,44	8,96	4,48	2,51	0	
B _c	1 convoi K=1,38	M	0	28,48	46,03	53,30	57,39	55,44	
		T	11,18	9,25	7,29	5,40	4,60	3,61	
	2 convois K=1,30	M	0	49,19	79,50	92,04	99,12	95,76	
		T	19,34	15,98	12,60	9,32	7,94	6,23	
M _c 120	K=1,26	M	0	51,41	88,13	110,16	115,20	117,51	
		T	19,07	16,35	13,63	10,91	9,71	8,19	
D	K=1,40	M	0	80,59	138,15	172,69	180,59	184,20	
		T	29,89	23,89	17,89	11,89	9,25	5,89	
Trottoirs	1	K=0,65	M	0	0,93	1,59	1,98	2,07	2,12
			T	0,34	0,26	0,17	0,09	0,05	0
	2	K=0,65	M	0	1,85	3,17	3,97	4,15	4,23
			T	0,69	0,51	0,34	0,17	0,10	0

Combinaisons	G + 1,1(A + Tr)	M	0	150,60	258,15	322,69	337,46	344,19
		T	55,86	41,89	27,93	13,97	7,82	0
	G + 1,1(B _c + Tr)	M	0	151,56	254,51	310,07	327,42	328,08
		T	57,39	44,68	31,93	19,29	13,79	6,85
	G + M _c 120	M	0	146,83	251,70	314,62	329,02	335,60
		T	54,46	42,89	31,33	19,76	14,66	8,19
	G + D	M	0	176,01	301,72	377,15	394,41	402,29
		T	65,28	50,43	35,59	20,74	14,20	5,89

POUTRE P ₁			0	L/8	L/4	3L/8	S	L/2	
G	K = 1	M	0	95,42	163,57	204,46	213,82	218,09	
		T	35,39	26,54	17,70	8,85	4,95	0	
A	1 voie K = 1,42	M	0	28,58	49,00	61,24	64,05	65,33	
		T	10,60	7,95	5,30	2,65	1,48	0	
	2 voies K = 1,13	M	0	45,49	77,98	97,47	101,94	103,97	
		T	16,87	12,65	8,44	4,22	2,36	0	
B _c	1 convoi K = 1,43	M	0	29,52	47,70	55,23	59,47	57,45	
		T	11,59	9,59	7,56	5,59	4,76	3,74	
	2 convois K = 1,31	M	0	49,57	80,12	92,75	99,88	96,49	
		T	19,46	16,11	12,69	9,39	8,00	6,28	
M _c 120	K = 1,27	M	0	51,82	88,83	111,04	116,12	118,44	
		T	19,22	16,48	13,74	10,99	9,79	8,25	
D	K = 1,23	M	0	57,56	121,37	151,72	158,66	161,83	
		T	26,26	20,99	15,72	10,45	8,13	5,17	
Trottoirs	1	K = 1,16	M	0	1,65	2,83	3,54	3,70	3,78
			T	0,61	0,46	0,31	0,15	0,09	0
	2	K = 0,73	M	0	2,08	3,51	4,46	4,66	4,75
			T	0,77	0,58	0,39	0,19	0,11	0

Combinaisons	G + 1,1(A+Tr)	M	0	147,75	253,26	316,58	331,08	337,68
		T	54,79	41,09	27,41	13,70	7,67	0
	G + 1,1(B _c +Tr)	M	0	152,24	255,62	311,39	328,81	329,45
		T	57,64	44,90	32,09	19,39	13,87	6,91
	G + M _c 120	M	0	147,24	252,40	315,50	329,94	336,53
		T	54,61	43,02	31,44	19,84	14,74	8,25
	G + D	M	0	152,98	284,94	356,18	372,42	379,92
		T	61,65	47,53	33,42	19,30	13,08	5,17

POUTRE P ₂			0	L/8	L/4	3L/8	S	L/2	
G	K=1	M	0	95,42	163,57	204,46	213,82	218,09	
		T	35,39	26,54	17,70	8,85	4,95	0	
A	1 voie K=1,40	M	0	28,18	48,31	60,38	63,15	64,41	
		T	10,45	7,84	5,23	2,61	1,46	0	
	2 voies K=0,95	M	0	38,24	65,56	81,95	85,70	87,41	
		T	14,18	10,64	7,09	3,54	1,99	0	
B _c	1 convoi K=1,54	M	0	31,79	51,37	59,47	64,04	61,87	
		T	12,48	10,33	8,14	6,02	5,13	4,03	
	2 convois K=1,20	M	0	45,41	73,39	84,97	91,49	88,39	
		T	17,63	14,75	11,63	8,60	7,33	5,75	
M _c 120	K=1,28	M	0	52,22	89,53	111,91	117,03	119,37	
		T	19,37	16,61	13,84	11,08	9,87	8,32	
D	K=0,91	M	0	52,38	89,80	112,25	117,38	119,73	
		T	19,43	15,53	11,63	7,73	6,01	3,83	
Trottoirs	1	K=1,87	M	0	2,66	4,57	5,71	5,97	6,09
			T	0,99	0,74	0,49	0,25	0,14	0
	2	K=1,03	M	0	2,93	5,03	6,29	6,57	6,71
			T	1,09	0,82	0,54	0,27	0,15	0

Combinaisons	G + 1,1 (A+Tr)	M	0	140,71	241,22	301,52	315,32	321,62
		T	52,19	39,15	26,09	13,04	7,30	0
	G + 1,1 (B _c +Tr)	M	0	148,59	249,83	304,85	321,69	322,70
		T	56,20	43,67	31,09	18,61	13,18	6,33
	G + M _c 120	M	0	147,64	253,10	316,37	330,85	337,46
		T	54,76	43,15	31,54	19,93	14,82	8,32
	G + D	M	0	147,80	253,37	316,71	331,20	337,82
		T	54,82	42,07	29,33	16,58	10,96	3,83

POUTRE P ₃			0	L/8	L/4	3L/8	s	L/2	
G	K = 1	M	0	95,42	163,57	204,46	213,82	218,09	
		T	35,39	26,54	17,70	8,85	4,95	0	
A	1 voie K = 1,31	M	0	26,37	45,20	56,50	59,09	60,27	
		T	9,78	7,33	4,84	2,44	1,37	0	
	2 voies K = 0,80	M	0	32,20	55,21	69,01	72,17	73,61	
		T	11,95	8,96	5,97	2,99	1,67	0	
B _c	1 convoi K = 1,55	M	0	32,00	51,71	59,86	64,46	62,27	
		T	12,56	10,39	8,19	6,06	5,16	4,05	
	2 convois K = 1,06	M	0	40,11	64,83	75,05	80,82	78,08	
		T	15,75	13,03	10,27	7,60	6,47	5,08	
Mc 120	K = 1,21	M	0	49,37	84,63	105,79	110,63	112,84	
		T	18,31	15,70	13,09	10,48	9,33	7,86	
D	K = 0,63	M	0	36,26	62,17	77,71	81,27	82,89	
		T	13,45	10,75	8,05	5,35	4,16	2,65	
Trottoirs	1	K = 2,84	M	0	4,04	6,93	8,67	9,06	9,25
			T	1,50	1,12	0,75	0,37	0,21	0
	2	K = 1,75	M	0	4,99	8,55	10,68	11,17	11,39
			T	1,85	1,39	0,93	0,46	0,26	0

Combinaisons			M	0	136,33	233,71	292,12	305,49	311,59
			G + 1,1(A+Tr)	T	50,57	37,93	25,29	12,65	7,07
G + 1,1(B _c +Tr)	M	0	145,03	244,29	298,76	315,01	316,51		
	T	54,75	42,40	30,02	17,72	12,35	5,59		
G + Mc 120	M	0	144,79	248,20	310,25	324,45	330,93		
	T	53,70	42,24	30,79	19,33	14,28	7,86		
G + D	M	0	131,68	225,74	282,17	295,09	300,98		
	T	48,84	37,29	25,75	14,20	9,11	2,65		

VII ETUDE DU PLATELAGE

Le platelage de notre ouvrage se constitue d'une dalle en béton armé coulée sur place. Cette dernière assure deux rôles:

a. Celui de l'entretoisement des poutres en l'absence d'entretoises dans notre ouvrage.

b. Celui de recevoir les charges permanentes engendrées par la couche de roulement ainsi que les surcharges appliquées sur cette dernière pour les transmettre aux poutres.

Il sera donc étudié deux types de flexion:

- Flexion transversale.
- Flexion locale.

1. FLEXION TRANSVERSALE

Elle sera calculée par la méthode "Guyon-Massonnet". D'abord, il sera tracé la ligne d'influence du coefficient de répartition μ_x , pour ensuite déterminer μ_x pour chaque chargement considéré.

Pour plus de précision, nous considérerons les trois premiers termes du développement en série de Fourier (μ_{α_1} pour θ , μ_{α_3} pour 3θ et μ_{α_5} pour 5θ).

Le calcul des μ_x se fera de la même manière que pour K_x . Nous signalerons toutefois qu'il a été tenu compte du coefficient de Poisson ($\nu=0,15$) pour établir les valeurs de μ_x .

$10^4 \mu_{\alpha_1} \quad (\theta = 0,75)$

$y \ e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-527,36	-321,66	-53,40	413,95	1322,24	413,95	-53,40	-321,66	-527,36
b/4	-322,14	-250,24	-153,49	35,94	443,06	1291,14	300,72	-292,43	-747,39
b/2	-166,56	-154,25	-135,31	-80,89	66,40	412,96	1157,00	-10,93	-888,59
3b/4	-63,67	-67,58	-72,06	-69,17	-40,40	52,15	284,26	808,03	-757,33
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

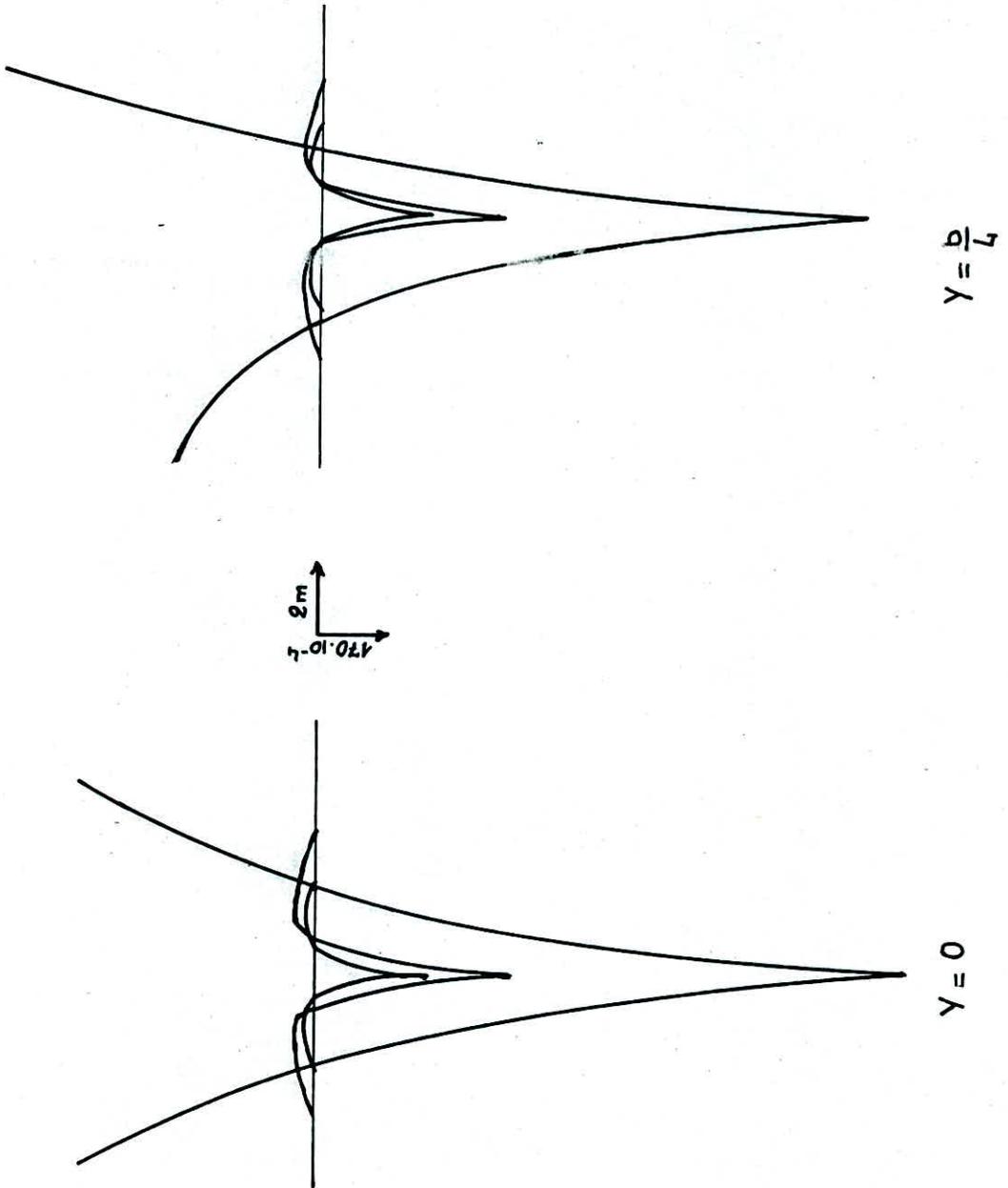
$10^4 \mu_{\alpha_3} \quad (3\theta = 2,25)$

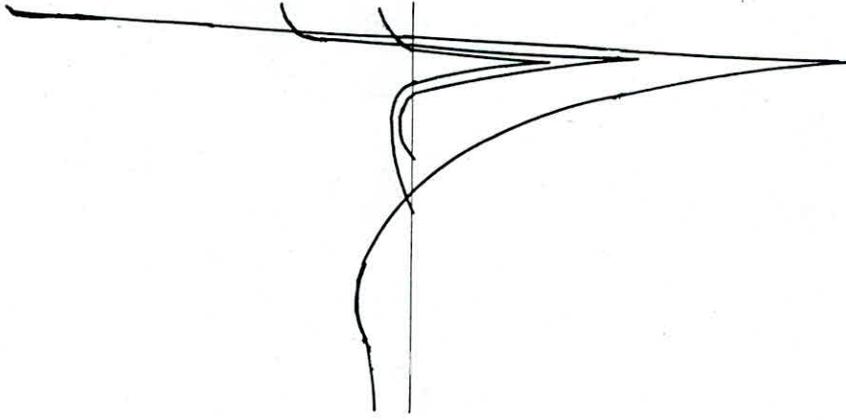
0	2,49	-5,39	-31,60	-42,71	436,49	-42,02	-31,60	-5,39	2,49
b/4	-0,24	0,25	-5,18	-31,28	-42,62	436,29	-43,81	-32,94	1,07
b/2	-0,40	0,09	0,27	-5,22	-31,14	-42,56	436,25	-48,68	-58,69
3b/4	-0,09	-0,07	0,09	-0,04	-5,85	-29,48	-32,20	428,21	-249,43
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

$10^4 \mu_{\alpha_5} \quad (5\theta = 3,75)$

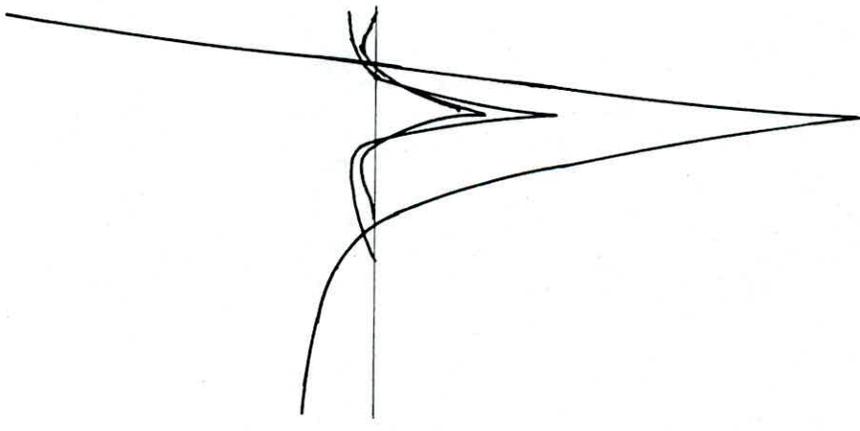
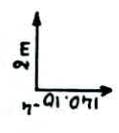
0	-0,10	0,06	-1,11	-26,28	261,66	-26,28	-1,11	0,06	-0,10
b/4	0,01	-0,04	0,06	-1,11	-26,28	261,66	-26,29	-1,10	-0,16
b/2	0	0	-0,04	0,06	-1,11	-26,28	261,63	-26,95	2,34
3b/4	0	0	0	-0,04	0,05	-1,17	-26,23	262,32	-65,27
b	0	0	0	0	0	0	0	0	0

LIGNES D'INFLUENCE DU COEFFICIENT μ_α





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



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

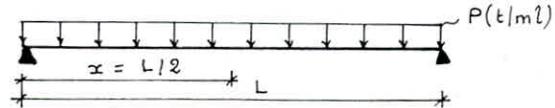
Après avoir tracé les lignes d'influence du coefficient μ_α , nous déterminons ses valeurs pour les différents types de surcharges réglementaires en procédant de la même manière que pour K_α . Les résultats obtenus pour μ_{α_1} , μ_{α_3} et μ_{α_5} sont résumés dans le tableau qui suit. Il est calculé les valeurs positives et négatives des μ_α .

		μ_{α_1}		μ_{α_3}		μ_{α_5}	
		(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)
Trottoirs	1	—	0,059	—	0,005	—	0,002
	2	—	0,043	—	0,002	—	0,001
A	1	0,063	0,008	0,009	0,003	0,004	0,001
	2	0,031	—	0,004	—	0,002	—
B _t	1	0,065	0,010	0,020	0,003	0,010	0,001
	2	0,040	0,002	0,009	0,001	0,006	0,001
B _c	1	0,075	0,011	0,020	0,003	0,012	0,001
	2	0,062	0,005	0,009	0,002	0,006	0,001
B _r		0,132	0,019	0,044	0,005	0,026	0,002
M _{c120}		0,062	0,006	0,021	0,002	0,013	0,001
D		0,073	0,003	0,008	0,003	0,003	0,001

Les coefficients μ_α étant calculés, il ne reste plus qu'à déterminer les moments engendrés par les différentes surcharges, chose que nous allons faire en nous servant des formules suivantes :

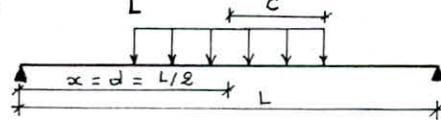
- Charges uniformes (A et trottoirs):

$$M_y = \sum_{m=1,3,5} \mu_{\alpha_m} \cdot \frac{4P}{\pi m} \cdot b \cdot \sin \frac{m\pi x}{L}$$



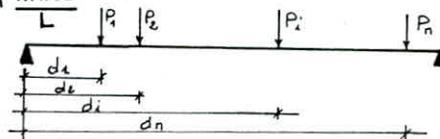
- Charges linéairement réparties (M_{c120} et D):

$$M_y = \frac{4P}{\pi} b \sum_{m=1,3,5} \frac{1}{m} \cdot \mu_{\alpha_m} \cdot \sin \frac{m\pi c}{L} \cdot \sin \frac{m\pi d}{L} \cdot \sin \frac{m\pi x}{L}$$



- Pour un système de charges concentrées (B_c, B_t, B_r):

$$M_y = \frac{2}{L} b \sum_{m=1,3,5} \sum_{i=1}^n P_i \cdot \mu_{\alpha_m} \cdot \sin \frac{m\pi d_i}{L} \cdot \sin \frac{m\pi x}{L}$$



Tous calculs faits nous obtenons les résultats consignés dans le tableau suivant:

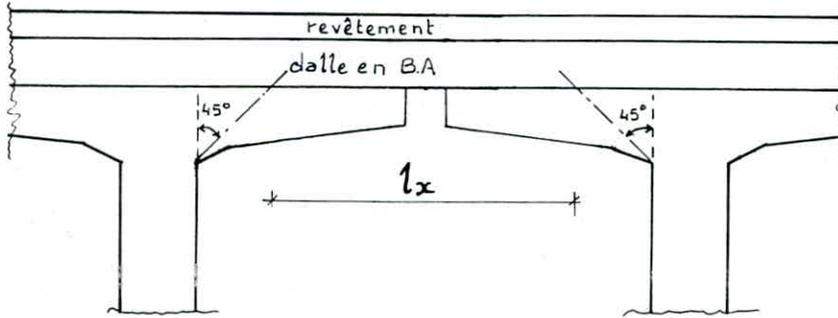
	Trottoirs		A		B _t		B _c		B _r	M _{c120}	D
	1	2	1	2	1	2	1	2			
$M_y^+(t \cdot m)$	—	—	0,117	0,116	0,108	0,063	0,138	0,218	0,074	0,334	0,384
$M_y^-(t \cdot m)$	0,007	0,011	0,014	—	0,016	0,004	0,020	0,016	0,010	0,032	0,014

Nous considérons les moments négatifs sur appuis et les moments positifs en travée. Ces valeurs ont été majorée dans le cas des surcharges B et Mc120.

2. FLEXION LOCALE

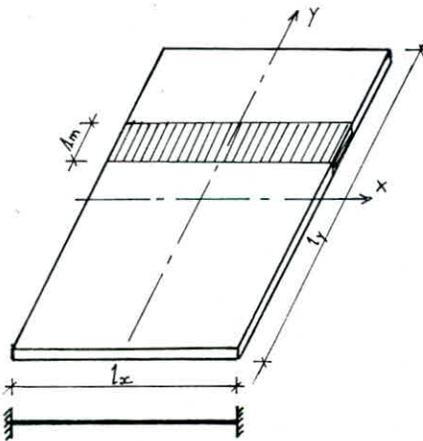
La dalle constituant le platelage sera assimilée à un ensemble de panneaux rectangulaires de dimensions $l_x \times l_y$ (l_x étant le plus petit des deux côtés). Ces panneaux seront appuyés sur les poutres principales suivant la direction l_y , libres suivant la direction l_x . Ils seront considérés comme partiellement encastrés entre eux dans le sens l_y .

Les dimensions l_x et l_y seront déterminés en conformité avec les indications de l'I.P.A.



Transversalement $l_x = 0,85 \text{ m}$

Longitudinalement $l_y = 25,40 \text{ m}$



Pour les charges uniformément réparties sur tout le panneau, nous considérerons une bande du panneau de largeur 1 m dans le sens de travail (l_x) ce qui reviendrait à calculer une poutre de longueur l_x , de largeur 1 m et d'épaisseur 20 cm supportant une charge uniforme sur toute la longueur l_x .

Nous calculerons d'abord le moment isostatique en supposant la "poutre" simplement appuyée à ses extrémités, puis, en supposant les panneaux semi-encastrés, le moment isostatique sera reparti sur appuis et en travée en prenant:

Le moment sur appuis $M_{ax} \geq (0,4 \div 0,5) M_{0x}$.

Le moment en travée $M_{tx} = (0,75 \div 0,85) M_{0x}$.

M_{0x} étant le moment isostatique

Dans le sens y nous prendrons un moment forfaitaire $M_{ty} = 0,25 \cdot M_{tx}$

Pour les charges concentrées nous appliquerons la méthode de calcul de M. FIGEAUD en supposant la dimension l_y infinie soit $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0$.

A. Calcul des efforts dues aux charges:

a/ Charge permanente:

Elle est due au poids propre de la dalle ($2,5 \cdot 0,20 = 0,50 \text{ t/m}^2$) et à celui du revêtement bitumé ($2,2 \cdot 0,08 = 0,18 \text{ t/m}^2$) soit une surcharge totale de $0,68 \text{ t/m}^2$.

$$\begin{array}{c} \downarrow \downarrow \downarrow \downarrow \downarrow \downarrow \downarrow \downarrow \\ \text{---} q_g = 0,68 \text{ t/m}^2 \end{array} \quad M_{0x} = q_g \cdot \frac{l_x^2}{8} = 0,06 \text{ t.m/m}$$

$$M_{tx} = 0,8 \cdot M_{0x} = 0,05 \text{ t.m/m}$$

$$M_{ax} = 0,5 M_{0x} = 0,03 \text{ t.m/m}$$

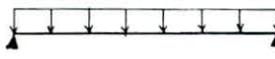
$$M_{ty} = 0,25 M_{tx} = 0,01 \text{ t.m/m}$$

$$\text{Efforts tranchants : } T_x = q_g \cdot \frac{l_x}{2} = 0,30 \text{ t/m}$$

$$T_y = 0$$

b/ Surcharge A :

La valeur de A est : $A = 1212,26 \text{ kg/m}^2$ (une ou deux voies chargées).

 $q_A = 1,21 \text{ t/ml}$ $M_{0x} = q_A \frac{l_x^2}{8} = 0,11 \text{ tm/ml}$

$M_{tx} = 0,8 M_{0x} = 0,09 \text{ t.m/ml}$

$M_{ax} = 0,5 M_{0x} = 0,06 \text{ t.m/ml}$

$M_{ty} = 0,25 M_{tx} = 0,02 \text{ t.m/ml}$

$T_x = q_A \frac{l_x}{2} = 0,51 \text{ t/ml}$

$T_y = 0$

c/ Surcharge Br :

Pour les charges concentrées, nous appliquerons la méthode de Pigeaud en tenant compte de la diffusion dans le plan moyen de la dalle, ainsi donc pour une charge s'appliquant sur une surface $u \times v$, après diffusion nous obtiendrons dans le plan moyen une aire d'application $u' \times v'$ telle que (C.C.BA 68) :

$u' = u + h_0 + E \cdot e_r$ avec h_0 épaisseur de la dalle

$v' = v + h_0 + E \cdot e_r$ e_r épaisseur du revêtement

$u \parallel l_x$.

E tangente de l'angle de diffusion dans le revêtement ($E = 1,5$ revêtement peu rigide)

Pour la roue Br :

$u = 0,60 \Rightarrow u' = 0,60 + 0,20 + 1,5 \cdot 0,08 = 0,92 \text{ m}$

$v = 0,30 \Rightarrow v' = 0,30 + 0,20 + 1,5 \cdot 0,08 = 0,62 \text{ m}$

$u' > l_x$ on prendra alors $u' = l_x = 0,85 \text{ m}$

$M_x = (M_1 + \nu M_2) P_A$ avec $P_A = \sigma \cdot S$

$M_y = (M_2 + \nu M_1) P_A$

$\sigma = \frac{P}{u' \cdot v'}$

σ : Contrainte de répartition

P : Poids de la roue Br

$S = u' \times v'$: Aire de diffusion.

M_1 et M_2 sont donnés par des abaques en fonction de $\rho = \frac{l_x}{l_y}$, $\frac{u'}{l_x}$ et $\frac{v'}{l_y}$
(on prendra v'/l_x lorsque l_y est infinie)

Dans notre cas $\rho = 0$, $\frac{u'}{l_x} = 1$ et $\frac{v'}{l_x} = 0,73$

d'où $M_1 = 0,085 \Rightarrow M_x = 0,83 \text{ t.m/ml}$

$M_2 = 0,031 \Rightarrow M_y = 0,42 \text{ t.m/ml}$

En effectuant la répartition de la même manière que précédemment :

$M_{tx} = 0,8 M_x = 0,66 \text{ t.m/ml}$

$M_{ax} = 0,5 M_x = 0,42 \text{ t.m/ml}$

Efforts tranchants : $T_x = 5,55 \text{ t/ml}$ $T_y = 0$

d/ Surcharge Bc :

Il sera disposé symétriquement par rapport à l'axe longitudinal du panneau, les quatre roues arrières de deux camions voisins (cas le plus défavorable).

Pour une roue Bc $P = 6 \text{ t}$ $u = 0,25 \text{ m}$ \Rightarrow $u' = 0,57 \text{ m}$

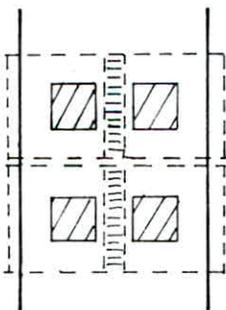
$v = 0,25 \text{ m}$ \Rightarrow $v' = 0,57 \text{ m}$

Il est à remarquer une zone d'interférence dans le sens y d'épaisseur $0,07 \text{ m}$.

Lorsque le rectangle n'est pas concentrique à la plaque, on utilise l'artifice de RESAL.

$M = M(A'_1 A'_2 A'_3) - M(B'_1 B'_2 B'_3) + M(C'_1 C'_2 C'_3) - M(D_1 D_2 D_3)$

avec la contrainte $\sigma = \frac{P}{u' \cdot v'} = 18,47 \text{ t/m}^2$.



Tous calculs faits on obtient :

$$M_x = 0,49 \text{ t.m}$$

$$M_{tx} = 0,8 \cdot 0,49 = 0,39 \text{ t.m}$$

$$T_x = 4,69 \text{ t/ml}$$

$$M_y = 0$$

$$M_{tx} = 0,5 \cdot 0,49 = 0,25 \text{ t.m}$$

$$T_y = 0$$

e/ Surcharge B_t :

Pour une roue B_t

$$P = 8 \text{ t}$$

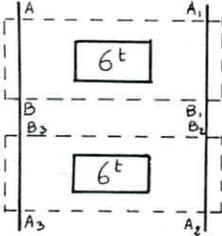
$$u = 0,60 \text{ m}$$

$$u' = 0,92 \text{ m}$$

on prendra $u' = l_x = 0,85 \text{ m}$

$$v = 0,25 \text{ m}$$

$$v' = 0,57 \text{ m}$$



$$M = M(AA_1A_2A_3) - M(BB_1B_2B_3) \text{ avec } \sigma = 15,26 \text{ t/m}^2$$

Tous calculs faits on obtient :

$$M_x = 0,47 \text{ t.m}$$

$$M_{tx} = 0,8 \cdot 0,47 = 0,38 \text{ t.m}$$

$$T_x = 4,71 \text{ t/ml}$$

$$M_y = 0$$

$$M_{tx} = 0,5 \cdot 0,47 = 0,24 \text{ t.m}$$

$$T_y = 0$$

f/ Surcharge $Mc120$:

$$P = 55 \text{ t (Une chenille)}$$

$$u = 1 \text{ m}$$

$$u' = 1,32 \text{ m}$$

on prendra donc $u' = l_x = 0,85 \text{ m}$

$$v = 6,10 \text{ m}$$

$$v' = 6,42 \text{ m}$$

On obtient :

$$M_x = 1,42 \text{ t.m}$$

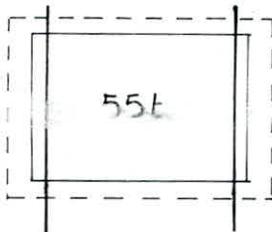
$$M_{tx} = 0,8 \cdot 1,42 = 1,14 \text{ t.m}$$

$$T_x = 3,83 \text{ t/ml}$$

$$M_y = 0,24 \text{ t.m}$$

$$M_{tx} = 0,5 \cdot 1,42 = 0,71 \text{ t.m}$$

$$T_y = 0$$



g/ Surcharge D :

$$P = 240 \text{ t}$$

$$u = 3,20 \text{ m}$$

$$u' = 3,52 \text{ m}$$

(on prendra $u' = l_x = 0,85 \text{ m}$)

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

$$v' = 18,92 \text{ m}$$

Tous calculs faits on obtient :

$$M_x = 2,32 \text{ t.m}$$

$$M_{tx} = 0,8 \cdot 2,32 = 1,86 \text{ t.m}$$

$$T_x = 1,71 \text{ t/ml}$$

$$M_y = 0,40 \text{ t.m}$$

$$M_{tx} = 0,5 \cdot 2,32 = 1,16 \text{ t.m}$$

$$T_y = 0$$

B. Tableau récapitulatif :

Nous regroupons dans le tableau qui suit les valeurs des efforts sollicitant le panneau sous chaque charge.

Les moments seront majorés par 5 s'il ya lieu. Les efforts tranchants seront obtenus en majorant les valeurs calculées de 25%.

	G	A	Br	Bc	Bt	Mc120	D
$M_{tx} \text{ (t.m/ml)}$	0,05	0,09	0,87	0,51	0,50	1,50	1,86
$Max \text{ (t.m/ml)}$	0,03	0,06	0,55	0,33	0,31	0,92	1,16
$M_y \text{ (t.m/ml)}$	0,01	0,02	0,52	0	0	0,31	0,40
$T_x \text{ (t/ml)}$	0,38	0,64	6,94	5,86	5,89	4,79	2,14

C. Sollicitations maximales :

Aux efforts dus à la flexion locale seront ajoutés les efforts dus à la flexion transversale. Les valeurs étant pondérées et consignées dans le tableau qui suit.

Pour obtenir les sollicitations maximales, il sera fait les combinaisons suivantes :

- $G + 1,25$ pour les surcharges civiles
- $G + 5$ pour les surcharges militaires et exceptionnelles.

	G	A	Br	Bc	Bt	M _{c120}	D
M _{tx}	0,05	0,09	0,87	0,51	0,50	1,50	1,86
Max	-0,03	-0,06	-0,55	-0,33	-0,31	-0,92	-1,16
M _y ⁺	0,01	0,137	0,60	0,138	0,108	0,64	0,78
M _y ⁻		-0,01	-0,01	-0,02	-0,02	-0,03	-0,01
T _x	0,38	0,64	6,94	5,86	5,89	4,79	2,14

$$M_{tx}^{\max} = G + D = 1,91 \text{ t.m/m}^1$$

$$M_{tx}^{\min} = G + D = -1,19 \text{ t.m/m}^1$$

$$M_y^{\max} = G + M_{c120} = -0,03 \text{ t.m/m}^1$$

$$M_y^{\min} = G + 1,2 Br = 8,71 \text{ t.m/m}^1$$

3. FERRAILLAGE

Nous avons un hourdis d'épaisseur $h_t = 20 \text{ cm}$, le diamètre ϕ des armatures à utiliser doit être tel que $\phi \leq \frac{h_t}{10} = 20 \text{ mm}$. Nous considérerons donc des armatures haute adhérence T10.

* Suivant l_x :

- Ferrailage inférieur:

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_s b h^2} = \frac{15 \cdot 1,91 \cdot 10^5}{2630 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,0377 \Rightarrow \epsilon = 0,9170 \text{ et } K = 45,3$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1,91 \cdot 10^5}{2630 \cdot 0,9170 \cdot 17} = 4,66 \text{ cm}^2 \text{ on prendra } 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

- Ferrailage supérieur:

$$\mu = \frac{15 \cdot 1,19 \cdot 10^5}{2630 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0,0235 \Rightarrow \epsilon = 0,9332 \text{ et } K = 60$$

$$A = \frac{1,19 \cdot 10^5}{2630 \cdot 0,9332 \cdot 17} = 2,85 \text{ cm}^2 \text{ on prendra } 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

* Suivant l_y :

- Ferrailage inférieur:

$$\mu = \frac{15 \cdot 0,79 \cdot 10^5}{2630 \cdot 100 \cdot 16^2} = 0,0176 \Rightarrow \epsilon = 0,9415 ; K = 70,5$$

$$A = \frac{0,79 \cdot 10^5}{2630 \cdot 0,9415 \cdot 16} = 1,99 \text{ cm}^2 \text{ on prendra } 3T10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

- Ferrailage supérieur

$$\mu = \frac{15 \cdot 0,03 \cdot 10^5}{2630 \cdot 100 \cdot 16^2} = 0,0007 \Rightarrow \epsilon = 0,9880 \text{ et } K = 400$$

$$A = \frac{0,03 \cdot 10^5}{2630 \cdot 0,9880 \cdot 16} = 0,07 \text{ cm}^2 \text{ on prendra } 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

4. VERIFICATIONS

A. Compression:

$$\sigma_b' = \frac{2630}{45,3} = 58 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 135 \text{ kg/cm}^2$$

B. Condition de non fragilité:

Les sections A d'armatures suffisantes pour résister aux sollicitations sont:

$A_{tx} = 4,71 \text{ cm}^2$	$A_y^{\text{inf}} = 2,35 \text{ cm}^2$
$A_{ax} = 3,14 \text{ cm}^2$	$A_y^{\text{sup}} = 1,57 \text{ cm}^2$

Les sections d'armatures A_1 nécessaires pour résister aux mêmes sollicitations majorées de 20% seraient:

$$A_{1tx} = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{2x} = 3,77 \text{ cm}^2$$

$$A_{1y}^{\text{inf}} = 2,82 \text{ cm}^2$$

$$A_{1y}^{\text{sup}} = 1,88 \text{ cm}^2$$

La section d'armatures A_2 pouvant équilibrer la sollicitation de fissuration ou de rupture par traction du béton supposé non fissuré et non armé peut s'écrire:

- Dans le sens x : $\frac{A_{2x}}{bh_x} = 0,69 \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} \Rightarrow A_{2x} = 2,06 \text{ cm}^2$

- Dans le sens y : $\frac{A_{2y}}{bh_y} = 0,61 \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} \Rightarrow A_{2y} = 0,48 \text{ cm}^2$

La section d'armatures tendues à mettre en place doit être au moins égale à :

- $A_x^{\text{min}} = \max [A_{0x}, \min(A_{1x}, A_{2x})] = A_{0x}$

- $A_y^{\text{min}} = \max [A_{0y}, \min(A_{1y}, A_{2y})] = A_{0y}$

De plus le rapport de la section d'armatures tendues à la section totale de béton ne doit pas être inférieure à $\frac{1,2}{\sigma_{en} - 2200} = 0,0006$ ce qui est vérifié.

C. Poissonnement :

Pour la vérification au poissonnement, il est considéré une force localisée.

La condition de non poissonnement est comme suit:

$$\frac{1,5P}{P_c \cdot h_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b = 9 \text{ bars (soit } 9,17 \text{ kg/cm}^2)$$

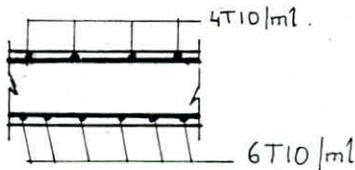
avec :

P: charge localisée, h_t : épaisseur totale de la dalle.

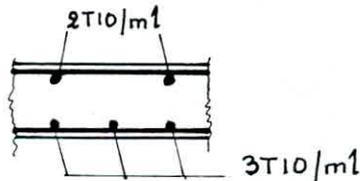
P_c : Périmètre du contour de diffusion sur le plan moyen de la dalle.

Charge	$P_c = 2 \cdot (u' + v')$ [cm]	P [kg]	h_t [cm]	$1,5P / P_c \cdot h_t$	Conclusion
Br	308	10 000	20	2,44	vérifié
Roue avant Bc	208	3 000	20	1,08	vérifié
Roue arrière Bc	228	6 000	20	1,97	vérifié
Roue Bt	298	8 000	20	2,01	vérifié

5. SCHEMA DE FERRAILLAGE :



Suivant l_x



Suivant l_y .

VIII ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DES POUTRES

1 NOTATION

B : aire de la section droite

I : moment d'inertie de la section droite

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

v_s, v_i : distances, respectivement du C.D.G. à la fibre supérieure et inférieure

w_s, w_i : modules de résistance

$\gamma = i^2/v_s \cdot v_i$: rendement géométrique de la section

e_o : excentricité algébrique de la force de précontrainte

2 HYPOTHESES DE CALCUL

• Tous les points d'une poutre qui se trouvent avant déformation dans une section plane, perpendiculaire à l'axe, se trouvent après déformation dans une section plane perpendiculaire à l'axe déformé. (Hypothèse de NAVIER-BERNOULLI)
En conséquence, la répartition des contraintes dans une section quelconque se fera suivant un diagramme linéaire. Les règles classiques de la R.D.M sont applicables

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

3 NOMBRE DE CABLES :

$$v_i = 105,45 \text{ cm}$$

$$v_s = 44,55 \text{ cm}$$

$$I = 13140759,65 \text{ cm}^4$$

$$e = -v_i + d_i = -105,45 + 18 = -87,45 \text{ cm}$$

$$M_{\max} = 402,29 \text{ t.m.}$$

σ'_t : contrainte engendrée par M_{\max} sur la fibre inférieure

$$\sigma'_t = -\frac{M v_i}{I} = 322,82 \text{ kg/cm}^2$$

σ_p : contrainte engendrée par la contrainte

$$\sigma_p = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{e v_i}{i^2}\right) \geq \sigma'_t$$

$$\Rightarrow N \geq \frac{B \sigma'_t}{\left(1 - \frac{e v_i}{i^2}\right)} \Rightarrow N = 381,06$$

Les pertes de tensions sont estimées à 25% \Rightarrow l'intensité de la force de précontrainte est : $N_o = 1,25 N = 476,3 \text{ t}$

L'additif à l'I.P.A limite la contrainte du câble à la mise en tension à l'origine (ancrage) : $\sigma_o = \min(0,85 R_g ; 0,95 T_g)$

$$\sigma_o = 14302 \text{ kg/cm}^2$$

Le nombre de câbles :

$$n = \frac{N_o}{w \sigma_o} = \frac{476,3 \cdot 10^3}{5,58 \cdot 14302} = 5,96$$

Nous prenons 6 câbles type 6 T13 I TBR FREYSSINET

4. RELEVAGE DES CABLES

- Vue la symétrie de la poutre et le type d'ancrage utilisé (type actif-actif) nous faisons la description sur une demi-portée :

- Au niveau de la section médiane (section dangereuse), les armatures de précontrainte doivent travailler à leur capacité maximum. Les 6 câbles doivent être placés pour avoir une excentricité maximale (négative)

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

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

5. DISPOSITIONS

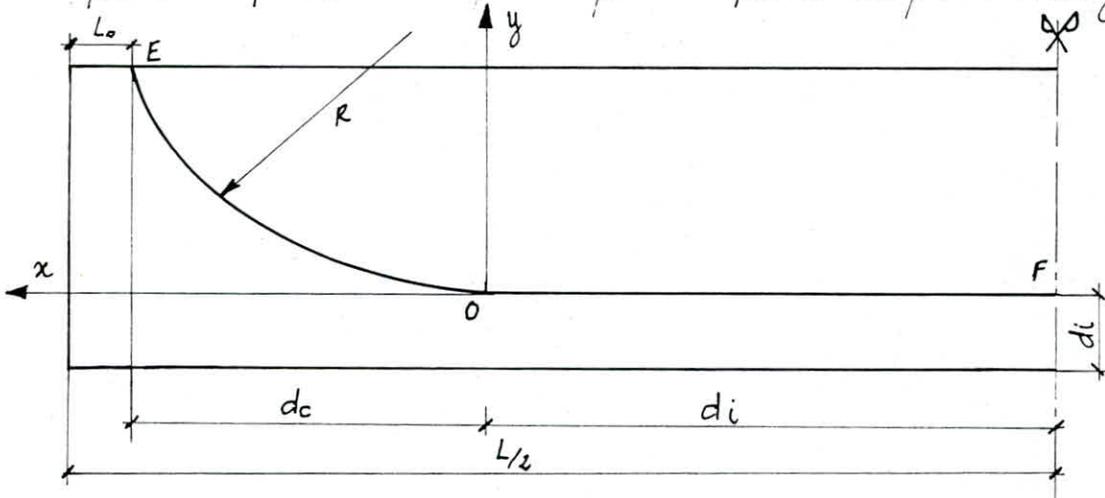
- La zone de relevage des câbles est définie pour la longueur L_0 tel que : $\frac{L}{4} \leq L_0 \leq \frac{L}{3}$ L : portée du pont = 25,4 m

- L'angle de sortie des câbles émergents est standardisé et vaut $24,15^\circ$

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

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

- Chaque câble présente une partie parabolique et une partie rectiligne



\overline{OF} : zone rectiligne de longueur d_i

\overline{OE} : zone parabolique d'équation $y = ax^2$

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

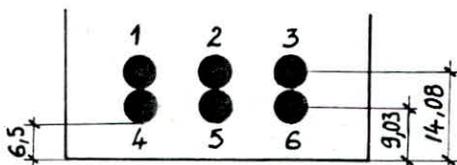
d_c : projection horizontale de la partie parabolique

Soient x l'abscisse d'un point de la partie parabolique (0 étant l'origine) et y son ordonnée

On a : $y = ax^2 \Rightarrow \frac{dy}{dx} = 2ax$ pour $x = d_c$ on a $y = ad_c^2$
tel que $\text{tg } \alpha = 2ad_c$

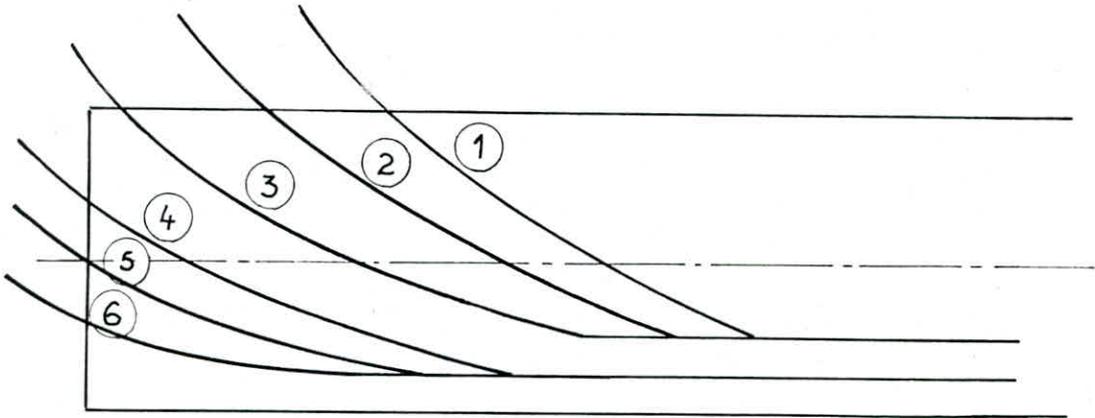
ce qui donne $a = \frac{\text{tg}^2 \alpha}{4y}$ $d_c = \frac{\text{tg } \alpha}{2a}$

6. DISPOSITION DES CÂBLES A LA SECTION MEDIANE



$$d = \frac{3 \cdot 9,03 + 3 \cdot 14,08}{6} = 11,55 \text{ cm.}$$

- Tracé du câble équivalent



Valeurs de d_c et d_i pour chaque câble

Cables	α [°]	d' [cm]	y [cm]	a [10^{-4} cm]	d_c [cm]	d_i [cm]
①	24,15	14,08	115,92	4,37	515	120
②	24,15	14,08	115,92	4,37	515	355
③	24,15	14,08	115,92	4,37	515	605
④	15	9,03	95,08	1,89	709	561
⑤	12	9,03	65,08	1,74	611	659
⑥	10	9,03	35,08	2,22	397	873

- Calcul des caractéristiques nettes des sections et des excentricités du câble équivalent dans chaque section
 Pour les caractéristiques géométriques nettes, c'est la section poutre + dalle qui est prise en compte.

$$S_{net}^{\Delta} = B_{net} \cdot v_i \quad \Rightarrow \quad v_i = \frac{S_{net}^{\Delta}}{B_{net}} = \frac{S_{brut}^{\Delta} - S(\phi)}{B_{brut} - B(\phi)}$$

$$d' = \frac{\sum B_i(\phi) \cdot d_i}{\sum B_i(\phi)} \quad , \quad S(\phi) = B(\phi)(ht - d')$$

$$I_{net}^{\Delta} = I_{brut}^{\Delta} - I^{\Delta}(\phi) \quad , \quad I_{net}^G = I_{net}^{\Delta} - S_{net}^{\Delta} \cdot v_i$$

S_{br} : moment statique de la section brute / à la fibre inférieure (axe Δ)

$S(\phi)$: moment statique des trous / à la fibre inférieure

B_{net} : section nette

B_{br} : section brute

$B(\phi)$: section des câbles

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

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

• Excentricité du câble équivalent dans une section
L'effort de précontrainte total a 2 composantes :

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

$$= P \sum \cos \alpha_i \quad \quad \quad = P \sum \sin \alpha_i$$

N : composante horizontale

V : composante verticale

P : Effort de précontrainte d'un seul câble.

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

Z : distance du point d'application du câble équivalent à la fibre inférieure

$$ZN = \sum z_i P \cos \alpha_i \implies Z = \frac{\sum z_i \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i}$$

$$\text{or } N = P \sum \cos \alpha_i$$

L'excentricité du câble équivalent / au C.N.G. de la section nette est :

$$e = V_i - Z$$

Section d'émergence du câble n°3 (avant émergence)

Cables	α (°)	y_i	z_i	$\cos \alpha_i$	$z_i \cos \alpha_i$	z_i^2
④	11,93	59,06	68,09	0,9784	66,62	4636,10
⑤	9,11	36,98	46,01	0,9874	45,43	2116,80
⑥	6,23	13,54	22,57	0,9940	22,44	509,59
Σ	—	—	—	2,9598	134,49	7262,48

Avec

$$x_i = \frac{L}{2} + 50 - 150 + \left(\frac{5,05}{2}\right) - d_i$$

$$y_i = a_i x_i^2$$

$$\alpha_i = \text{arc tg}(2 a_i x_i)$$

$$z_i = y_i + d'$$

$$Z = \frac{\sum z_i \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i}$$

Caractéristiques géométriques de la poutre + dalle :

	Dimension	B [cm ²]	Z [cm]	$S_D = B \cdot Z$	I_0 [cm ⁴]	I_D
S. brute		11907,16		1065398,80		120170559,7
S. de trou	$\frac{3(5,05)^2 \pi}{4}$	60,09	45,44	2730,26	95,78	145560,49
S. nette		11847,07		1062668,54		120024999,2

$$V_i = 89,70 \text{ cm}$$

$$I = 24704864,8 \text{ cm}^4$$

$$e = -44,26 \text{ cm}$$

$$V_s = 60,30 \text{ cm}$$

$$I^2 = 2085,31 \text{ cm}^2$$

$$f = 0,39$$

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

Séctions	V_s [cm]	V_i [cm]	B [cm ²]	I [cm ⁴]	i^2 [cm ²]	e [cm]
About	60,45	89,55	11847,07	24 730 804,27	2 092,57	-15,73
Juste avant l'émergence du câble (1)	42,34	107,66	8 659,85	14 802 021,81	1 709,27	-84,28
Juste après l'émergence du câble (1)	42,38	107,62	8 639,82	14 752 233,46	1 707,47	-65,32
Juste avant l'émergence du câble (2)	42,61	107,39	8 679,88	15 064 192,14	1 735,53	-58,27
Juste après l'émergence du câble (2)	42,65	107,35	8 659,85	15 018 344,86	1 734,25	-38,15
Juste avant l'émergence du câble (3)	60,30	89,70	11 847,07	24 704 813,15	2 085,31	-44,26
Juste après l'émergence du câble (3)	60,36	89,64	11 827,04	24 654 696,00	2 084,60	-23,72
Médiane	42,04	107,96	8 639,82	15 484 803,79	1 792,26	-96,40

Fuseaux limites et câble équivalent

Définition : Le fuseau limite est une zone limitée par 2 courbes généralement paraboliques dans lequel doit se situer le centre de pression des forces dans les sections pour que ces dernières soient toujours économiques. Le fuseau limite résulte du tracé des 2 fuseaux.

1^{er} fuseau limite : C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le câble équivalent pour qu'il n'ait pas de traction, quelque soit le cas de charge sur l'une ou l'autre des fibres extrêmes.

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

$$a' = -\frac{i^2}{V_s} \quad \text{et} \quad a = \frac{i^2}{V_i}$$

a et a' sont les limites du noyau central.

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

$$S = \left(\frac{\bar{\sigma}' B}{N} - 1 \right) \cdot \frac{i^2}{V_s} - \frac{MG + MQ}{N}$$

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

7. CABLE EQUIVALENT

Dans une section de béton précontraint traversé par plusieurs câbles on peut remplacer fictivement l'ensemble des forces de précontrainte par leurs résultante P appliquée en un point E . L'ensemble des câbles en question peut donc être assimilé pour la section considérée à un câble (équivalent) unique passant par E tangent à la ligne d'action de P et dont la tension au point E

serait égale à P, le lieu de tous les points E le long de la poutre donne le tracé du câble dit "Câble équivalent".

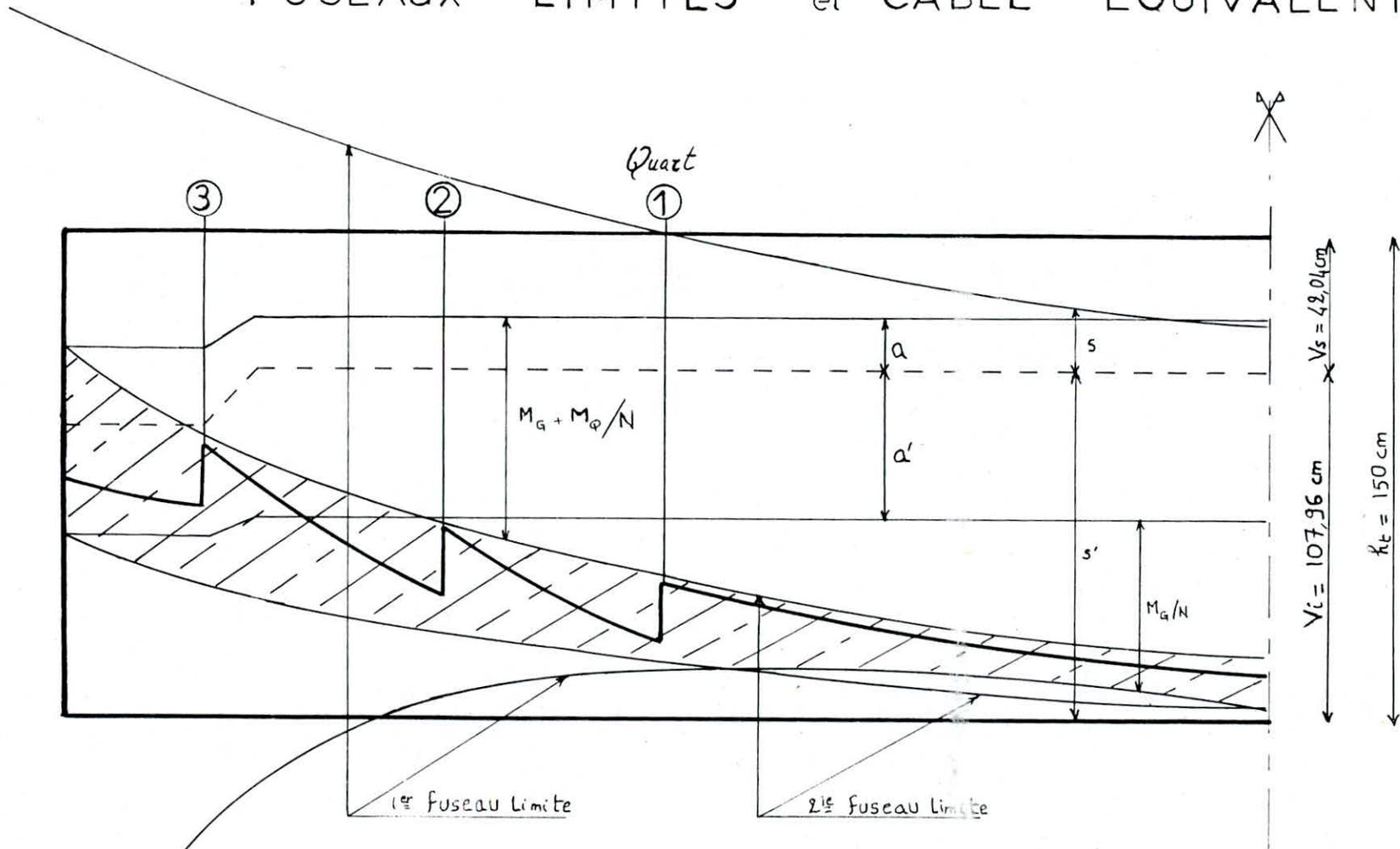
1^{er} fuseau limite :

Section	M_G [t.m]	M_Q [t.m]	N [t]	$\frac{M_G}{N}$ [cm]	$\frac{M_G+M_Q}{N}$	a [cm]	a' [cm]	e_1 [cm]	e_2 [cm]
Médiane	218,09	184,20	381,06	57,23	105,57	16,61	-42,56	-99,79	-88,96
Quart	163,57	138,15	374,74	43,65	80,51	16,80	-42,67	-86,32	-63,71
About	0	0	186,01	0	0	23,37	-34,62	-34,62	23,37

2^e- fuseau limite :

Section	B [cm ²]	$-a'$ [cm]	a [cm]	$\bar{\sigma} = B/N$	$\frac{M_G}{N}$ [cm]	$\frac{M_G+M_Q}{N}$	N [t]	S [cm]	S' [cm]
Médiane	8639,82	42,56	16,61	3,81	57,23	105,57	381,06	14,02	-103,90
Quart	8659,85	42,67	16,80	3,88	43,65	80,51	374,74	42,39	-92,03
About	11847,07	34,62	23,37	10,70	0	0	186,01	335,81	-226,69

FUSEAUX LIMITES et CABLE EQUIVALENT



46

Ech : Longueur : 1m
 hauteur : 1m



Zone commune au 2 fuseaux limites et a la poutre

IX-PERTES ET CHUTES DE TENSION

1. Définition

La perte de précontrainte est la différence entre la force exercée par le verin sur le câble lors de la mise en tension et la force qui s'exerce en un point d'une armature à une époque donnée. Il existe deux sortes de perte de précontrainte dans le cas de la précontrainte par post-tension:

- Les pertes instantanées :
 - Frottement
 - Recul d'ancrage
 - Raccourcissement instantané du béton
- Les pertes différées :
 - Fluage du béton
 - Retrait du béton
 - Relaxation des aciers.

2. Les pertes instantanées

. Frottement :

Les pertes dues au frottement peuvent être évaluées par :

$$\Delta \sigma_{fr} = \sigma_0 [f \cdot \alpha + pL]$$

avec f : coefficient de frottement câble-gaine ($f = 0,17$)

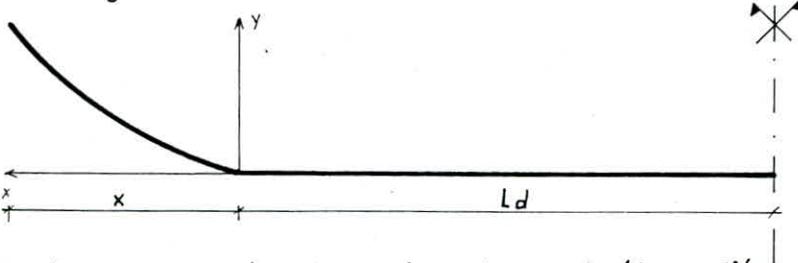
α (rd) : angle de relevage du câble

p : coefficient de perte en ligne ($p = 0,002$ rd/m)

σ_0 : contrainte initiale à la mise en tension.

$$\sigma_0 = \min(0,85 R_g ; 0,95 T_g) = 14302 \text{ kg/cm}^2$$

L : longueur du câble $L = L_d + L_c$



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

$L_c = \int ds = \int \sqrt{(dx)^2 + (dy)^2} = \int \sqrt{1 + (2ax)^2} dx$. En effectuant un changement de variable on obtient :

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

Perte de frottement entre la section d'about et la section médiane.

Cables	α [°]	α [rd]	x [m]	L_c [m]	L_d [m]	L [m]	a [10^{-4}cm^2]	Δf_r [kg/cm^2]
①	24,15	0,4215	5,15	5,32	1,20	6,52	4,37	1211,31
②	24,15	0,4215	5,15	5,32	3,55	8,87	4,37	1278,53
③	24,15	0,4215	5,15	5,32	6,05	11,37	4,37	1350,04
④	15	0,2618	7,09	7,17	5,61	12,78	1,89	1002,08
⑤	12	0,2094	6,11	6,16	6,59	12,75	1,74	873,82
⑥	10	0,1745	3,97	3,99	8,73	12,72	2,22	788,11

$$\Delta \sigma_{fr, moy} = 1083,98 \text{ kg/cm}^2$$

Perte par frottement entre la section d'about et la section d'émergence du câble ③ :

Cables	α [°]	α [rd]	x [m]	Lc [m]	Ld [m]	L [m]	$\Delta \sigma_{fr}$
④	11,98	0,2092	5,59	5,63	0	5,63	669,68
⑤	9,16	0,1599	4,61	4,63	0	4,63	521,21
⑥	6,32	0,1103	2,47	2,48	0	2,48	339,11

$$\Delta \sigma_{fr, moy} = 510 \text{ kg/cm}^2$$

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

Cables	α [°]	α [rd]	x [m]	Lc [m]	Ld [m]	L [m]	$\Delta \sigma_{fr}$
③	13,16	0,2297	2,65	2,67	0	2,67	634,85
④	6,72	0,1172	3,09	3,10	0	3,10	373,63
⑤	4,25	0,0742	2,11	2,11	0	2,11	240,76
⑥	0	0	0	0	0	0	0

$$\Delta \sigma_{fr, moy} = 312,31 \text{ kg/cm}^2$$

Pertes de frottement entre la section d'about et la section d'émergence du câble ① :

Cables	α [°]	α [rd]	x [m]	Lc [m]	Ld [m]	L [m]	$\Delta \sigma_{fr}$
②	13,87	0,2421	2,80	2,83	0	2,83	669,58
③	1,63	0,0284	0,30	0,30	0	0,30	77,63
④	1,66	0,0289	0,74	0,74	0	0,74	91,43
⑤	0	0	0	0	0	0	0
⑥	0	0	0	0	0	0	0

$$\Delta \sigma_{fr, moy} = 167,73 \text{ kg/cm}^2.$$

• Recul d'ancrage:

Ces pertes sont dues à l'enfoncement de l'appareil d'ancrage.

Soit x la longueur de l'armature sur laquelle s'effectue la perte par recul d'ancrage (x est mesuré à partir de l'extrémité de la poutre).

$$x = \sqrt{\frac{g \cdot E_a}{\sigma_0 (f_1^\alpha + \rho)}} = \sqrt{\frac{g \cdot l \cdot E_a}{\Delta \sigma_{fr}}} \quad \begin{array}{l} E_a = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2 \\ g = 0,005 \text{ m} \end{array}$$

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

$$\Delta \sigma_{recul} = 2 \sigma_0 [f_1 \alpha + \rho L] = 2 \cdot \frac{g}{x} \cdot E_a$$

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

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

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

	x [m]	Sections				Section médiane
		Appui	1,50m	4,00m	6,35	
①	7,52	—	—	—	434,48	—
②	8,56	—	—	1306,88	633,38	—
③	9,40	—	1877,55	1283,39	724,88	—
④	11,57	1815,04	1579,73	1187,54	818,89	—
⑤	12,38	1696,28	1490,76	1148,21	826,22	—
⑥	13,02	1612,90	1427,08	1117,39	826,27	39,64
$\Delta\sigma_{\text{recul moy.}}$		1708,07	1593,78	1208,68	710,69	39,64

. Raccourcissement instantané du béton :

Les pertes par raccourcissement instantané du béton sont données par la relation suivante : $\Delta\sigma_{\text{racc}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{E_a}{E_i} \cdot \sigma_{bj}$
 où σ_{bj} : contrainte probable du béton au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée sous l'effet de toutes les actions de longue durée.

$$\sigma_b = \frac{N}{B} + \frac{Ne^2}{I} + \frac{M_{ae}}{I}$$

A mi-travée : $\sigma_b = \frac{381,06 \cdot 10^3}{8639,82} + \frac{381,06 \cdot 10^3 (96,40)^2}{15484803,79} - \frac{218,09 \cdot 10^5 \cdot 96,40}{15484803,79} = 137 \text{ kg/cm}^2$

En L/4 : $\sigma_b = \frac{374,74 \cdot 10^3}{8659,85} + \frac{374,74 \cdot 10^3 (84,28)^2}{14802021,81} - \frac{163,57 \cdot 10^5 \cdot 84,28}{14802021,81} = 130 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_{bj} = \sigma_{b \text{ moy}} = \frac{137 + 130}{2} = 133,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_a = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2 \quad E_i = 21000 \sqrt{\sigma_{i2}} = 420000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{\text{racc}} = \frac{1}{2} \frac{E_a}{E_i} \sigma_{bj} = \frac{1}{2} \cdot \frac{2,1 \cdot 10^6}{42 \cdot 10^4} \cdot 133,5 \Rightarrow \Delta\sigma_{\text{racc}} = 333,75 \text{ kg/cm}^2$$

3. PERTES DIFFERÉES :

3.1. Fluage : $\Delta\sigma_{\text{fluage}} = 2 \cdot \frac{E_a}{E_i} \cdot \sigma_{bj} = 1335 \text{ kg/cm}^2$

3.2. Retrait : $\Delta\sigma_{\text{retrait}} = \epsilon_r \cdot E_a$ avec $\epsilon_r = 2,3 \cdot 10^{-4} \Rightarrow \Delta\sigma_{\text{retrait}} = 483 \text{ kg/cm}^2$

3.3. Relaxation des aciers :

D'après l'IP2 on a :

$$\Delta\sigma_{\text{rel.}} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2,4 \cdot P_{1000}}{100} \cdot \frac{\sigma_{pi} - 0,55 R_G}{0,25 R_G} \cdot \sigma_{pi} \\ \frac{P_{3000} + 2,5}{100} \cdot \frac{\sigma_{pi} - 0,55 R_G}{0,25 R_G} \cdot \sigma_{pi} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} P_{1000} = 0,050 ; P_{3000} = 0,060 \\ R_G = 17534 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{pi} = \sigma_0 - \sum \Delta\sigma_{\text{instantanées}} \\ \sigma_0 = 14302 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

A l'about : $\sigma_{pi} = 14302 - 1708,07 - 0 - 333,75 = 12260,18 \text{ kg/cm}^2$

A la section d'émergence du câble ③ :

$$\sigma_{pi} = 14302 - 510 - 1593,78 - 333,75 = 11864,47 \text{ kg/cm}^2$$

A la section d'émergence du câble ② :

$$\sigma_{pi} = 14302 - 312,31 - 1208,68 - 333,75 = 12447,26 \text{ kg/cm}^2$$

A la section d'émergence du câble ①.

$$\sigma_{pi} = 14302 - 167,73 - 710,69 - 333,75 = 13089,83 \text{ kg/cm}^2$$

A la section médiane :

$$\sigma_{pi} = 14302 - 1083,98 - 39,64 - 333,75 = 12844,63 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{pi \text{ moy}} = 12501,27 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{rel} = 208,63 \text{ kg/cm}^2.$$

Les résultats obtenus seront adoptés pour toutes les sections. Toutefois l'IP2 propose de prendre les pertes différées égales à :

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

$$\Delta\sigma_{ret.} + \Delta\sigma_{flu.} = 483 + 1335 = 1818 < \sigma_{pi} - 0,55 Rg = 2857,57 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{d'où } \Delta\sigma_{diff} = \Delta\sigma_{ret.} + \Delta\sigma_{flu.} + \Delta\sigma_{rel.} - \frac{\Delta\sigma_{rel.} [\Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{flu.}]}{\sigma_{pi} - 0,55 Rg}$$

$$\Delta\sigma_{diff} = 483 + 1335 + 208,63 - \frac{208,63 [483 + 1335]}{12501 - 0,55 \times 17534}$$

$$\Delta\sigma_{diff} = 1894 \text{ kg/cm}^2.$$

X - VERIFICATION DES CONTRAINTES

PHASES D'EXECUTION

Les vérifications des contraintes se feront d'après les phases ci-après:

* Phase 1: On coule la poutre sur l'aire de prefabrication. Après un durcissement suffisant du béton on procède à la première mise en tension des cables d'about.

- La section résistante est la poutre seule.

- Les contraintes sont celles de la precontrainte des trois cables plus le poids propre de la poutre.

Cette phase se verifera à quelques jours seulement apres avoir decoffré.

Les pertes differées ne sont pas encore consommées

* Phase 2: On pose les poutres sur leurs appuis, on coule la dalle. Les contraintes sont:

- Poids propre de la poutre

- Poids de la dalle

- Précontrainte résiduelle de la première serie de cables

La section résistante est toujours la poutre seule.

* Phase 3: La dalle en durcissant participe à la résistance. On procède à la deuxième mise en tension des cables emergeants. Les contraintes sont:

- Poids propre de la poutre.

- Poids propre de la dalle.

- Précontrainte résiduelle de la première serie de cables.

- Précontrainte de la deuxième serie de cables.

La section résistante est la poutre plus dalle.

* Phase 4: On met la superstructure en place (trottoirs, garde-corps, bordures). Les contraintes sont:

- Poids propre de la poutre

- Poids de la dalle

- Poids de la superstructure.

- Précontrainte résiduelle des deux series de cables.

La section résistante est la poutre plus dalle.

* Phase 5: C'est une phase de vérification en service. On applique les surcharges civiles et exceptionnelles susceptibles de provoquer les efforts maximaux.

1. VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES

1.1 - Determination de la contrainte initiale de calcul:

Nous allons effectuer les verifications de contraintes au droit de la section médiane.

Le tableau suivant nous permet de déduire la contrainte initiale de calcul à la section médiane.

Cables	①	②	③	④	⑤	⑥
Contrainte de mise en tension σ_0 [kg/cm ²]	14302	14302	14302	14302	14302	14302
Pertes par frottement $\Delta\sigma_{fr}$ [kg/cm ²]	1211,31	1278,53	1350,04	1002,08	873,82	788,11
Perte par recul d'ancrage [kg/cm ²]	0	0	0	0	0	39,64

Cables	①	②	③	④	⑤	⑥
Perte par raccourcissement instantané [kg/cm ²]	333,75	333,75	333,75	333,75	333,75	333,75
Contrainte juste après mise en tension [kg/cm ²]	12756,94	12689,72	12618,21	12466,17	13094,43	13140,50

Nous prenons comme contrainte initiale de calcul la moyenne des contraintes juste après la mise en tension $\sigma_i = 12878 \text{ kg/cm}^2$.

Caractéristiques géométriques de la section médiane :

Section	B [cm ²]	I [cm ⁴]	i ² [cm ²]	Vs [cm]	Vi [cm]	e [cm]
Poutre seule	5579,82	0,0863.10 ⁸	1546	39,62	90,38	-78,83
Poutre + dalle	8639,82	0,1548.10 ⁸	1792	42,04	107,96	-96,40

1.2. Vérification des contraintes :

* Phase 1: Contrainte initiale dans chaque câble $\sigma_i = 12878 \text{ kg/cm}^2$

Effort de précontrainte des trois câbles d'about $N = 12878 \cdot 3 \cdot 5,58 = 215577,72 \text{ kg}$

Contrainte engendrée par l'effort de précontrainte :

$$\text{Fibre supérieure (F.S)} : \sigma_p = \frac{215577,72}{5579,82} \left(1 - \frac{78,83 \cdot 39,62}{1546}\right) = -39,42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fibre inférieure (F.I)} : \sigma_{pi} = \frac{215577,72}{5579,82} \left(1 + \frac{78,83 \cdot 39,62}{1546}\right) = 216,68 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte produite par le poids propre de la poutre :

$$\sigma_{qs} = \frac{MVs}{I} = \frac{126,12 \cdot 10^5 \cdot 39,62}{0,0863 \cdot 10^8} = 57,90 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{qi} = -\frac{MVi}{I} = -\frac{126,12 \cdot 10^5 \cdot 90,38}{0,0863 \cdot 10^8} = -132,08 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes effectives : (F.S) $\sigma_s = \sigma_{qs} + \sigma_p = 18,48 \text{ kg/cm}^2$

(F.I) $\sigma_i = \sigma_{qi} + \sigma_{pi} = 84,60 \text{ kg/cm}^2$

A la fin de la première phase, la première série de câbles va subir une perte de tension estimée à $\Delta\sigma_d/3$ ($\Delta\sigma_d$: pertes différées totales). La contrainte de service devient: $12878 - 1894/3 = 12246,67 \text{ kg/cm}^2$.

L'effort de précontrainte des 3 câbles: $12246,67 \cdot 3 \cdot 5,58 = 205009,26 \text{ kg}$.

Fibre	Contrainte engendrée par la précontrainte (kg/cm ²)	Contrainte due au poids propre (poutre) (kg/cm ²)	Contrainte effective [kg/cm ²]
F.S	-37,48	57,90	20,42
F.I	206,06	-132,08	73,98

* Phase 2: Les câbles d'about vont encore subir une perte estimée à $1/3 \cdot \sigma_d$.

La contrainte de service est: $12246,67 - 1/3 \cdot 1894 = 11615,93 \text{ kg/cm}^2$

L'effort de précontrainte: $3 \cdot 11615,33 \cdot 5,58 = 194440,60 \text{ kg}$

Contrainte engendrée par la force de précontrainte :

$$\text{F.S} : \sigma_p = \frac{19440,62}{5579,82} \left(1 - \frac{78,83 \cdot 39,62}{1546}\right) = -3,55 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F.I} : \sigma_{pi} = \frac{19440,62}{5579,82} \left(1 + \frac{78,83 \cdot 90,38}{1546}\right) = 195,4 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte produite par le poids propre de la poutre et de la dalle

$$\text{F.S} : \sigma_{qs} = \frac{185,11 \cdot 10^5 \cdot 39,62}{0,0863 \cdot 10^8} = 84,98 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F.I} : \sigma_{qi} = \frac{-185,11 \cdot 10^5 \cdot 90,38}{0,0863 \cdot 10^8} = -193,86 \text{ kg/cm}^2$$

Fibre	Contrainte engendrée par la précontrainte. [kg/cm ²]	Contrainte due au poids propre poutre+dalle [kg/cm ²]	Contrainte effective [kg/cm ²]
F.S	- 3,55	84,98	81,43
F.I	195,4	- 193,86	1,54

* Phase 3: On met en tension les 3 cables émergents: (1), (2) et (3)

Contrainte initiale $\sigma_i = 12878 \text{ kg/cm}^2$

Force de précontrainte des 3 cables: $3 \times 12878 \times 5,58 = 215577,72 \text{ kg}$

La première série de cables va subir une perte de $1/3 \cdot \sigma_d$

$11615,93 - 1/3 \cdot (1894) = 10984,60 \text{ kg/cm}^2$

Force de précontrainte des cables (4), (5) et (6): $10984,60 \times 3 \times 5,56 = 183882,20 \text{ kg}$

L'effort de précontrainte totale: $183882,20 + 215577,72 = 399459,92 \text{ kg}$

Contrainte engendrée par la précontrainte:

$$F.S: \sigma_p = \frac{399459,92}{8639,82} \left[1 - \frac{96,40 \cdot 42,04}{1792} \right] = -58,32 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.I: \sigma_{pi} = \frac{399459,92}{8639,82} \left[1 + \frac{96,40 \cdot 107,96}{1792} \right] = 314,75 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte produite par le poids propre (poutre+dalle)

$$F.S: \sigma_{G5} = \frac{185,11 \cdot 10^5 \cdot 42,04}{0,1548 \cdot 10^8} = 50,27 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.I: \sigma_{GI} = - \frac{185,11 \cdot 10^5 \cdot 107,96}{0,1548 \cdot 10^8} = -129,10 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes effectives:

$$F.S: \sigma_s = \sigma_p + \sigma_{G5} = 9,94 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.I: \sigma_i = \sigma_{pi} + \sigma_{GI} = 185,65 \text{ kg/cm}^2$$

A la fin de cette phase, la deuxième série de cables (1), (2) et (3) va subir une perte de $1/3 \cdot \sigma_d$.

Contrainte de service des cables (1), (2) et (3):

$$\sigma = 12878 - 1/3 \cdot 1894 = 12246,67 \text{ kg/cm}^2$$

Effort de précontrainte des cables: $P = 3 \cdot 12246,67 \cdot 5,58 = 205009,26 \text{ kg}$

Effort de précontrainte total: $183882,20 + 205009,26 = 388891,46 \text{ kg}$

Contraintes engendrées par la précontrainte:

$$F.S: \sigma_{ps} = -48,78 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.I: \sigma_{pi} = 306,42 \text{ kg/cm}^2$$

Fibre	Contrainte engendrée par la précontrainte	Contrainte due au poids propre (poutre+dalle)	Contrainte effective
F.S	- 48,78	50,27	1,49
F.I	306,42	- 129,10	177,32

* Phase 4: On met en place la superstructure (trottoirs, revêtement, garde corps) $M_G = 231,57 \text{ t.m}$.

Contraintes engendrées par les charges permanentes:

$$F.S: \sigma_{G5} = \frac{231,57 \cdot 10^5 \cdot 42,04}{0,1548 \cdot 10^8} = 62,89 \text{ kg/cm}^2$$

$$F.I: \sigma_{GI} = - \frac{231,57 \cdot 10^5 \cdot 107,96}{0,1548 \cdot 10^8} = -161,5 \text{ kg/cm}^2$$

La première série de cables a subi toutes les pertes, l'effort de précontrainte des 3 cables (4), (5) et (6): $P = 183882,20 \text{ kg}$. La deuxième série de

cables va subir une perte estimée à $2/3 \cdot \sigma_d$.

$$\sigma = 12246,67 - 2/3 (1894) = 10984 \text{ kg/cm}^2$$

L'effort de cette deuxième série est $P = 183872,16 \text{ kg}$.

L'effort de précontrainte total est $183872,16 + 183882,20 = 367754,36 \text{ kg}$.

Contraintes engendrées par la précontrainte:

$$\text{F.S : } \sigma_{ps} = \frac{367754,36}{8639,82} \left(1 - \frac{96,40 \cdot 42,04}{1792}\right) = -53,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F.I : } \sigma_{pi} = \frac{367754,36}{8639,82} \left(1 + \frac{96,40 \cdot 107,96}{1792}\right) = 289,77 \text{ kg/cm}^2$$

Fibre	Contrainte engendrée par la précontrainte [kg/cm ²]	Contrainte due au poids propre (poutre+dalle+corniche) [kg/cm ²]	Contrainte effective
F.S	- 53,70	62,89	9,19
F.I	289,77	-161,5	128,27

* Phase 5: C'est la phase de service en charge. On applique les surcharges, dans notre cas, c'est la surcharge exceptionnelle qui est la plus défavorable.

$$\text{F.S : } \sigma_{(G+Q)s} = \frac{402,29 \cdot 10^5 \cdot 42,04}{0,1548 \cdot 10^8} = 109,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F.I : } \sigma_{(G+Q)I} = - \frac{402,29 \cdot 10^5 \cdot 107,96}{0,1548 \cdot 10^8} = -280,56 \text{ kg/cm}^2$$

Tous les cables ont déjà subi toutes les pertes.

Contrainte engendrée par la précontrainte.

$$\text{F.S : } \sigma_{ps} = -53,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F.I : } \sigma_{pi} = 289,77 \text{ kg/cm}^2$$

Fibre	contrainte engendrée par la précontrainte [kg/cm ²]	Contrainte due au poids propre (poutre+dalle+corniche)	Contrainte effective
F.S	- 53,70	109,25	55,55
F.I	289,77	-280,56	9,21

2. VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTES

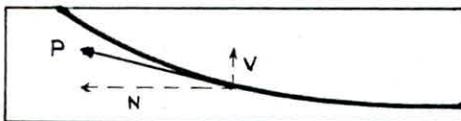
2.1. Effort tranchant réduit:

L'effort de précontrainte peut se décomposer au droit de chaque section en deux composantes: $N = \sum P \cos \alpha_i$ Composante horizontale

$$V = \sum P \sin \alpha_i \quad \text{Composante verticale.}$$

P: effort de précontrainte par câble

α_i : angle de relevage du câble i au niveau de la section considérée.



Designons par T_Q , l'effort tranchant dû aux sollicitations extérieures.

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

2.2. Contrainte de cisaillement:

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

$z = I/S$ I: moment d'inertie de la section

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

2.3. Contrainte de cisaillement admissible :

Elle se détermine par la formule de CHALOS et BETEILLER :

$$\bar{\tau}^2 = \frac{\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}'} (\bar{\sigma}' - \sigma_g)(\bar{\sigma} + \sigma_g)$$

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

σ_g : contrainte au niveau du centre de gravité de la section.

En phase de construction : $\bar{\sigma} = 0,55 \sigma_{28} = 17,05 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}' = 0,55 \sigma_{28}' = 220 \text{ kg/cm}^2$$

En phase de service : $\bar{\sigma} = 0,42 \sigma_{28} = 13,02 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}' = 0,42 \sigma_{28}' = 168 \text{ kg/cm}^2$$

2.4. Vérification des contraintes tangentielles :

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

Section	B [cm]	I [cm ⁴]	V _s [cm]	i ² [cm]	e [cm]	$\sum \cos \alpha_i$	$\sum \sin \alpha_i$	V _i [cm]
Poutre seule	8814,96	0,1404.10 ⁸	58,01	1592,57	1,83	2,9289	0,6404	71,99
Poutre + dalle	11847,07	0,2479.10 ⁸	60,15	2092,57	15,72	2,9289	0,6401	89,55

Contraintes initiales dans chaque câble à l'about (après les pertes instantanées) : $\sigma_i = \sigma_0 - \sum \sigma_{\text{inst}} - \sum \sigma_{\text{rel}} = 14302 - 333,75 - 1708,07 = 12260,18 \text{ kg/cm}^2$

* PHASE 1 :

Contrainte de service : $12260,18 - 1/3 \cdot 1894 = 11628,85 \text{ kg/cm}^2$

Précontrainte par câble : $11628,85 \cdot 5,58 = 64889 \text{ kg}$

$$N = \sum P \cos \alpha_i = 64889 \cdot 2,9289 = 190052,17 \text{ kg}$$

$$V = \sum P \sin \alpha_i = 64889 \cdot 0,6404 = 41553,55 \text{ kg}$$

$$T_r = T_g - V = q \cdot \frac{l}{2} - V = 1,56 \cdot \frac{24,65}{2} - 41,55 = -22,33 \text{ t}$$

$$b_0 = 60 - 5,05 = 54,95 \text{ cm}$$

$$S = 60 \cdot \frac{(58,01)^2}{2} + 10,45(58,01) \cdot 2 + 45 \cdot 3,27 \cdot 46,92 = 155568,08 \text{ cm}^3$$

$$z = I/S = \frac{1}{2} 90,25 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } \tau = - \frac{22,33 \cdot 10^3}{54,95 \cdot 90,25} = -4,50 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul de $\bar{\tau}$:

$$\text{Contrainte produite par N : F.S : } \frac{190052,17}{8814,96} \left(1 + \frac{1,83 \times 58,01}{1592,57} \right) = 23 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F.I : } \frac{190052,17}{8814,96} \left(1 - \frac{1,83 \cdot 71,99}{1592,57} \right) = 19,78 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte au niveau du c.d.g de la section :

$$\sigma_g = 23 + (23 - 19,78) \frac{58,01}{130} = 24,35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } \bar{\tau}^2 = \frac{\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}'} (\bar{\sigma}' - \sigma_g)(\bar{\sigma} + \sigma_g) = \frac{17,05}{220} (220 - 24,35)(17,05 + 24,35) = (25,05)^2 \text{ kg/cm}^2$$

$$|\tau| = 4,50 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau} = 25,05 \text{ kg/cm}^2$$

* PHASE 2 :

La première série d'armatures va subir une perte estimée à $1/3 \sum \Delta G_d$:

Précontrainte résiduelle : $11628,85 - 1/3 \cdot 1894 = 10997,52 \text{ kg/cm}^2$

Précontrainte par câble : $10997,52 \cdot 5,58 = 61366,16 \text{ kg/cm}^2$

$$N = 61366,16 \cdot 2,9289 = 179735,35 \text{ kg}$$

$$V = 61366,16 \cdot 0,6404 = 39299 \text{ kg}$$

$$T_r = T_{\text{poutre}} + T_{\text{dalte}} - V = 29,08 - 39,30 = -10,22 \text{ t.}$$

$$\tau = -\frac{10220}{54,95 \cdot 90,25} = -2,06 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_g = 23,11 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Contrainte engendrée par N: -F.S: } \frac{179735,35}{8814,96} \left(1 + \frac{1,83 \cdot 58,01}{1592,57}\right) = 21,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{-F.I: } \frac{179735,35}{8814,96} \left(1 - \frac{1,83 \cdot 71,99}{1592,57}\right) = 18,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}^2 = \frac{17,05}{220} (220 - 23,11)(17,05 + 23,11) = (24,75)^2$$

$$|\tau| = 2,06 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau} = 24,75 \text{ kg/cm}^2$$

* PHASE 3:

$$\text{Contrainte résiduelle: } 10997,52 - 1/3 \cdot 1894 = 10366,19 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Contrainte par câble: } 57843,34 \text{ kg}$$

$$N = 57843,34 \cdot 2,9289 = 169417,36 \text{ kg}$$

$$V = 57843,34 \cdot 0,6404 = 37042,87 \text{ kg}$$

$$T_r = 29,08 - 37,04 = -7,96 \text{ t.}$$

$$S = 239688,70 \text{ cm}^3 \quad z = I/S = 103,43 \text{ cm.}$$

$$\tau = -\frac{7,96 \cdot 10^3}{103,43 \cdot 54,95} = -1,40 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte engendrée par N:

$$\text{F.S: } \frac{169417,36}{11847,07} \left(1 - \frac{15,73 \cdot 60,45}{2092,57}\right) = 7,80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F.I: } \frac{169417,36}{11847,07} \left(1 + \frac{15,73 \cdot 89,55}{2092,57}\right) = 23,93 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_g = 7,80 + (23,93 - 7,80) \frac{60,45}{150} = 14,30 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}^2 = \frac{17,05}{220} (220 - 14,30)(17,05 + 14,30) = (22,36)^2$$

$$|\tau| = 1,40 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau} = 22,36 \text{ kg/cm}^2$$

* PHASE 4:

$$\text{Toutes les pertes ont été déjà consommées: } 10366,19 - 1/3 \cdot 1894 = 9734,86 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Contrainte par câble: } 54320,52 \text{ kg}$$

$$N = 159099,37 \text{ kg} \quad V = 34786,86 \text{ kg}$$

$$T_r = 41289 - 34786,86 = 6502 \text{ kg}$$

$$\tau = \frac{6502}{54,95 \cdot 103,43} = 1,14 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte engendrée par N:

$$\text{F.S: } \frac{159099,37}{11847,07} \left(1 - \frac{15,73 \cdot 60,45}{2092,57}\right) = 7,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{F.I: } \frac{159099,37}{11847,07} \left(1 + \frac{15,73 \cdot 89,55}{2092,57}\right) = 22,47 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_g = 7,33 + (22,47 - 7,33) \frac{60,45}{150} = 13,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}^2 = \frac{17,05}{220} (220 - 13,43)(17,05 + 13,43) = (22,09)^2$$

$$|\tau| = 1,14 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau} = 22,09 \text{ kg/cm}^2$$

* PHASE 5:

$$N = 159099,37 \text{ kg} \quad V = 34786,86 \text{ kg}$$

$$T_r = 88018 - 34786,86 = 53231,25 \text{ kg}$$

$$\tau = \frac{53231,25}{54,95 \cdot 103,43} = 9,37 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau < \bar{\tau} = 17,80 \text{ kg/cm}^2$$

Le principe de calcul est le même pour les autres sections. Les résultats pour les sections d'émergence des câbles ①, ② et ③ sont regroupés dans les tableaux suivants.

Section d'émergence du câble n° ① :

	PHASE 1	PHASE 2	PHASE 3	PHASE 4	PHASE 5
$ \tau $ [kg/cm ²]	17,04	10,19	9,40	0,70	23,03
$ \bar{\tau} $ [kg/cm ²]	32,11	30,64	28,73	28,34	26,94

Section d'émergence du câble n° ②

	PHASE 1	PHASE 2	PHASE 3	PHASE 4	PHASE 5
τ	20,51	13,42	12,59	3,64	21,82
$\bar{\tau}$	30,82	30,48	27,17	26,78	24,01

Section d'émergence du câble n° ③

	PHASE 1	PHASE 2	PHASE 3	PHASE 4	PHASE 5
τ	7,87	5,25	4,03	1,33	6,89
$\bar{\tau}$	26,06	25,72	23,73	23,41	18,98

A chaque section et à chaque phase nous avons $\tau < \bar{\tau}$

XI VERIFICATION À LA RUPTURE

les ouvrages en béton précontraint présentent un caractère particulier car le fait d'adopter des contraintes modérées pour les cas de charges extrêmes ne garantit pas la sécurité vis-à-vis d'une augmentation de ces charges.

L'IP1 prescrit une majoration de la surcharge seule dans le rapport de 80%

1. Sécurité à la rupture en flexion:

A. Moment de rupture par le béton.

On vérifiera la condition: $M_G + 1,8 M_Q \leq 0,7 M_{RB}$

avec: $M_G = 218,09 \text{ t.m.}$

$M_Q = 184,20 \text{ t.m.}$

$M_{RB} = M_{RB1} + M_{RB2}$ (Moment de rupture du béton).

Calcul de M_{RB} :

$M_{RB1} = 0,35 b_0 h^2 \sigma_n'$ (relatif à l'âme)

$M_{RB2} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 (b-b_0) h_0 (h - \frac{h_0}{2}) \cdot \sigma_n' \\ 0,35 (b-b_0) h^2 \sigma_n' \end{array} \right.$ relatif à l'hourdis.

$$h = h_t - d' = 150 - 12 = 138 \text{ cm.}$$

$$h_0 = 10 \text{ cm.}$$

$$b_0 = 20 \text{ cm}$$

$$b = 153 \text{ cm.}$$

$$\sigma_n' = 400 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{RB1} = 533,23 \text{ t.m.}$$

$$M_{RB2} = 566,05 \text{ t.m.}$$

$$\Rightarrow M_{RB} = 1099,28 \text{ t.m}$$

$$M_G + 1,8 M_Q = 549,65 \text{ t.m} < 0,7 M_{RB} = 769,50 \text{ t.m.} ; \text{Vérifié}$$

B. Moment de rupture par les aciers.

On vérifiera la condition: $M_G + 1,8 M_Q \leq \begin{cases} 0,9 M_{RA} & \text{si } M_f < M_{RA} \\ 0,8 M_{RA} & \text{si } M_f \geq M_{RA} \end{cases}$

avec $M_{RA} = 0,9 h_w R_g$ (Moment de rupture de l'acier).

$$M_f = \sigma \frac{I}{V} \quad (\text{Moment de fissuration}).$$

Calcul de M_f et M_{RA} :

- pour M_f :

$$W = 5,58 \cdot 6 = 33,48 \text{ cm}^2 \quad (\text{section des cables})$$

$$R_g = 17534 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{coef de rupture garantie})$$

$$h = h_t - d_i = 138 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow M_{RA} = 729,10 \text{ t.m}$$

- pour M_{RA} :

$$\sigma = \sigma_p' + 2\sigma_n ; \text{ pour la fibre inférieure.}$$

$$\sigma_p' = \text{contrainte due à la précontrainte}$$

$$\sigma_n = 31 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{contrainte de traction}).$$

$$\sigma_p' = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{e \cdot v'}{i^2} \right) = \frac{381,06}{8639,82} \left(1 + \frac{96,40 \cdot 107,96}{1792,26} \right) = 300,22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } \sigma = 362,22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 362,22 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 15484803,79 \text{ cm}^4$$

$$v' = 107,96 \text{ cm.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma = 362,22 \text{ kg/cm}^2 \\ I = 15484803,79 \text{ cm}^4 \\ v' = 107,96 \text{ cm.} \end{array} \right\} \Rightarrow M_f = 519,54 \text{ t.m} < M_{RA} = 729,10 \text{ t.m.}$$

$$M_G + 1,8 M_Q = 549,65 \text{ t.m} < 0,9 M_{RA} = 656,19 \text{ t.m} \quad \text{verifié}$$

2. Sécurité à la rupture par effort tranchant

$$\text{On vérifiera la condition } \sigma = \frac{2\tau}{\sin 2\alpha} \leq 0,5 \sigma'_{28}$$

$$\text{L'effort tranchant réduit est } T_r = T_G + 1,8 T_Q - v.$$

$$T_G = 35,39 \text{ t}$$

$$T_Q = 29,89 \text{ t}$$

$$v = 37,04 \text{ t}$$

$$\left. \begin{array}{l} T_G = 35,39 \text{ t} \\ T_Q = 29,89 \text{ t} \\ v = 37,04 \text{ t} \end{array} \right\} \Rightarrow T_r = 52,152 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{T_r}{b_0 z}$$

$$\text{avec } b_0 = 60 - 5,05 = 54,95 \text{ cm.} \Rightarrow \tau = 9,18 \text{ kg/cm}^2$$

$$z = \frac{I}{S} = \frac{24790804,27}{239685,17} = 103,43 \text{ cm}$$

$$\tan 2\alpha = \frac{2\tau}{\sigma'_g}$$

Calcul de σ'_g :

$$\text{Fibre supérieure. } \sigma_p' = \frac{169417,36}{11847,07} \left(1 - \frac{15,73 \cdot 69,45}{2092,57} \right) = 7,80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fibre inférieure } \sigma_p = \frac{169417,36}{11847,07} \left(1 + \frac{15,73 \cdot 89,55}{2092,57} \right) = 23,93 \text{ kg/cm}^2$$

au Niveau du centre de gravité ; on aura.

$$\sigma'_g = 7,80 + (23,93 - 7,80) \frac{60,45}{150} = 14,30 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } \tan 2\alpha = \frac{2\tau}{\sigma'_g} \Rightarrow 2\alpha = 52,09$$

$$\sigma = \frac{2 \cdot 9,18}{\sin 52,09} = 23,27 \text{ kg/cm}^2 \leq 0,5 \sigma'_{28} = 200 \text{ kg/cm}^2.$$

elle vérifie largement

En ce qui concerne la contrainte des armatures transversales on prendra $\tau = \frac{52,09}{2} = 26,05$ soit $\tan \alpha \approx 0,49$.

On vérifiera la condition $\sigma'_a = \frac{t \cdot T_r}{A'_t} \frac{\tan \alpha}{z} \leq 1,2 \sigma_{en}$.

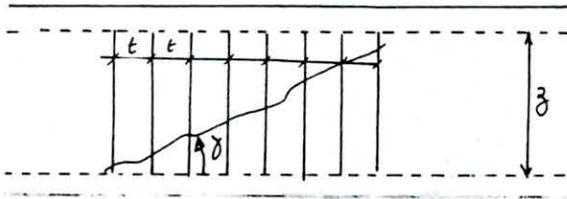
$$\sigma'_a = \frac{15 \cdot 52152}{1,57} \frac{0,49}{103,43} = 2360,54 < 5040 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{verifié}$$

XII ARMATURES TRANSVERSALES

Les armatures transversales ont essentiellement pour rôle de couvrir les fissures qui peuvent être produites par le retrait et la reprise de bétonnage.

* Espacement des armatures transversales t :

On admet que les fissures qui peuvent se produire font un angle δ avec la parallèle à la fibre moyenne de la poutre. L'angle δ est tel que : $\tan 2\delta = \frac{2\sigma}{\sigma_g}$



Soit n le nombre de cadres de section $A't$ espacés de t

$$n = \frac{l}{t} = \frac{z}{t \tan \delta}$$

On doit avoir $\frac{Tr}{n A't} \leq \bar{\sigma}'_{at}$

$$\bar{\sigma}'_{at} = \sigma_{cn} \rho'_a \quad \text{avec} \quad \rho'_a = \begin{cases} 2/3 & \text{si il ya reprise de bétonnage} \\ 1 - 1/3 \left(\frac{\sigma}{\bar{\sigma}} \right)^2 & \text{sinon.} \end{cases}$$

$$\frac{Tr}{n A't} = \frac{Tr}{A't} \frac{t \tan \delta}{z} \leq \bar{\sigma}'_{at} \Rightarrow t \leq \frac{\bar{\sigma}'_{at} A't}{Tr} \frac{z}{\tan \delta}$$

toutefois t doit vérifier $t \leq \bar{t}$

$$\text{avec} \quad \bar{t} = \inf \begin{cases} h_t \left(1,25 - 0,95 \frac{\sigma}{\bar{\sigma}} \right) \\ b_0 \left(5 - 2 \frac{\sigma}{\bar{\sigma}} \right) \\ 4 b_0 \end{cases}$$

- Section d'about :

$$\begin{aligned} Tr &= 22330 \text{ kg} & \sigma &= 4,50 \text{ kg/cm}^2 & \bar{\sigma} &= 25,05 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_g &= 24,35 \text{ kg/cm}^2 & z &= 90,25 \text{ cm} & A't &= 1,57 \text{ cm}^2 \text{ (2T10)}. \end{aligned}$$

$$\rho'_a = \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{4,50}{25,05} \right)^2 \right] = 0,99 \quad \text{pas de reprise de bétonnage.}$$

$$\bar{\sigma}'_{at} = 4200 \cdot 0,99 = 4158 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tan 2\delta = \frac{2\sigma}{\sigma_g} = \frac{2 \cdot 4,50}{24,35} = 0,37 \rightarrow \delta = 10,14^\circ \rightarrow \tan \delta = 0,18$$

$$t \leq \frac{4158 \cdot 1,57 \cdot 90,25}{22330 \cdot 0,18} = 93 \text{ cm.}$$

$$t \leq \begin{cases} 130 \left(1,25 - 0,95 \frac{4,50}{25,05} \right) = 140,31 \text{ cm.} \\ 54,95 \left(5 - 2 \cdot \frac{4,50}{25,05} \right) = 255,01 \text{ cm} \\ 4 \cdot 54,95 = 219,80 \text{ cm.} \end{cases}$$

Pourcentage minimale.

$$\tilde{w}_t = 0,25 \frac{h_t}{h_t + 3b_0} = 0,11 \%$$

$$0,1 \% < \tilde{w}_t < 0,2 \% \quad \bar{t} = \frac{A'_t}{\tilde{w}_t b_0} = \frac{1,57 \cdot 100}{0,11 \cdot 54,95} = 25,97 \text{ cm.}$$

Nous prenons un espacement de $t = 20 \text{ cm.}$

- Section d'émergence du câble N° 1

$$T_r = 30739 \text{ kg} \quad \gamma_1 = 17,04 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma} = 32,11 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_g = 54,26 \text{ kg/cm}^2 \quad z = 103,45 \text{ cm.}$$

$$\bar{\sigma}'_{ac} = \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{23,03}{26,94} \right)^2 \right) 4200 = 3805,74 \text{ kg/cm}^2.$$

$$t_g 2\theta = 2 \cdot \frac{23,03}{54,26} = 0,85 \rightarrow \theta = 20,16^\circ \rightarrow t_g \theta = 0,37.$$

$$t \leq \frac{3176,89 \cdot 1,57 \cdot 103,45}{30739 \cdot 0,37} = 47,56 \text{ cm.}$$

$$t = \inf \left\{ \begin{array}{l} 130 \left(1,25 - 0,95 \frac{23,03}{26,94} \right) = 56,92 \text{ cm.} \\ 14,95 \left(5 - 2 \cdot \frac{23,03}{26,94} \right) = 49,19 \text{ cm.} \\ 4 \cdot 14,95 = 59,80 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

On prendra un espacement $t = 35 \text{ cm.}$

$$\text{Pourcentage minimale : } \tilde{w}_t = 0,25 \frac{130}{130 + 3 \cdot 14,95} = 0,19.$$

2. Armatures longitudinales.

Ces armatures vont jouer le rôle des armatures de construction et des armatures de peau.

D'après l'IP1 (Article 18) le pourcentage minimale des armatures longitudinales à mettre doit être pris égal à la moitié du pourcentage des armatures transversales.

* A l'about :

$$\tilde{w}_l = 0,5 \tilde{w}_t = 0,11 \cdot 0,5 = 0,055$$

Section minimale des armatures : $A_{\min} = B_{\text{âme}} \cdot \tilde{w}_l$

$$B_{\text{âme}} = 60 \cdot 130 = 7800 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{\min} = \frac{7800 \cdot 0,055}{100} = 4,29 \text{ cm}^2$$

* En travée :

$$\tilde{w}_l = 0,5 \cdot 0,19 = 0,10 \rightarrow A_{\min} = \frac{2600 \cdot 0,10}{100} = 2,60 \text{ cm}^2$$

Nous prenons des T12 comme armatures longitudinales ces armatures vont être placés le long de l'âme, dans le talon et dans la table de la poutre.

- Cadre du talon :

D'après la disposition de L'IP1 ; les cadres du talon doivent être choisis de manière à satisfaire la relation suivante :

$$\textcircled{1} \frac{\tilde{w}_t}{t} \geq c \frac{\sigma_{2g}}{\sigma_{en}}$$

\tilde{w}_t : pourcentage des A_t (cadre du talon)
 t : espacement des cadres du talon
 c : Enrobage

$$\textcircled{2} \frac{\tilde{w}_t}{t} \geq 1,3 D \frac{\sigma_{2g}}{\sigma_{en}}$$

La relation $\textcircled{1}$ est applicable \Rightarrow si $D \leq c \leq 1,3 D$.

la relation $\textcircled{2}$ est applicable \Rightarrow si $c > 1,3 D$.

avec D : Diamètre de la gaine.

Nous utilisons des T12 comme cadre du talon.

$\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$; $A_t = 1,57 \text{ cm}^2$; $\sigma_{2g} = 31 \text{ kg/cm}^2$; $D = 5,05 \text{ cm}$

• Section médiane :

$$c = 9 \text{ cm} > 1,3 D = 6,565 \text{ cm} \rightarrow \text{cas } \textcircled{2}$$

$$t \leq \frac{\tilde{w}_t \sigma_{en}}{1,3 D \sigma_{2g}} \rightarrow t \leq 18,52 \text{ cm.}$$

On prend $t = 15 \text{ cm}$.

Section d'about :

$$c > 1,3 D = 6,565 \text{ cm} \rightarrow c = 7 \text{ cm.}$$

$$t \leq \frac{\tilde{w}_t \sigma_{en}}{1,3 D \sigma_{2g}} = 17,36 \text{ cm.}$$

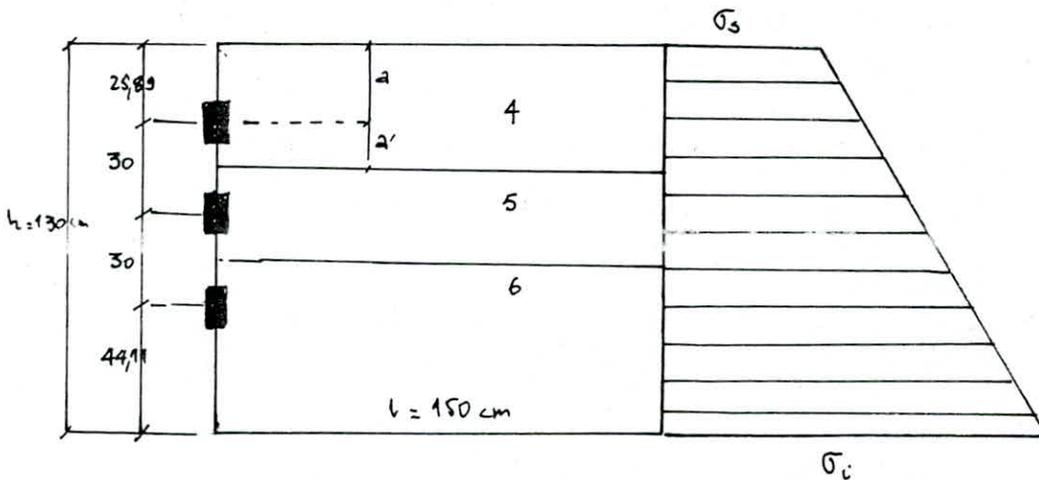
On prend $t = 15 \text{ cm}$.

XIII ÉTUDE DE LA ZÔNE D'ABOUT

1. Introduction .

Au niveau de la zone d'about, la précontrainte n'a pas son plein effet qu'à une certaine distance de son point d'application. Cette distance est appelée zone de régularisation, cette zone est le siège des efforts complexes

2. Détermination des efforts.



L : zone de régularisation des contraintes supposée égale à la hauteur de la poutre.

a, a' : distance de l'ancrage aux bords du prisme qui lui est associé

- ④ : prisme associé à l'ancrage du câble ④
- ⑤ : prisme associé à l'ancrage du câble ⑤
- ⑥ : prisme associé à l'ancrage du câble ⑥

Effort de surface T_s et calcul des frettes

L'effort de surface T_s est donné par la formule établie selon la théorie de Guyon.

$$T_s = \left[0,04 + 0,2 \left(\frac{a-a'}{a+a'} \right)^3 \right] F$$

avec F : force utile du câble dans le cas d'un ancrage incliné on majore F de 10%

A l'about la contrainte du câble est σ_0

$$\sigma = 11\,628,85 \text{ kg/cm}^2 \text{ (contrainte après pertes instantanés)}$$

$$F = 1,1 \cdot 11\,628,85 \cdot 5,58 = 71\,377,88 \text{ kg}$$

Les valeurs de T_s sont regroupés dans le tableau suivant :

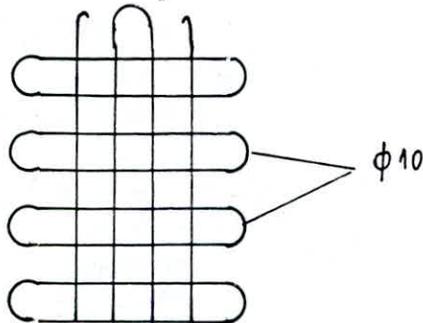
Prisme	a (cm)	a' (cm)	F (t)	0,04 F (t)	$0,2 \left(\frac{a-a'}{a+a'} \right)^3 F$	T _s
④	25,89	15	71,38	2,86	0,27	3,12
⑤	15	15	71,38	2,86	0	2,86
⑥	15	44,11	71,38	2,86	-1,71	1,15

Calcul de frette : Nous utilisons des aciers doux ; $\bar{\sigma}_a = 2/3 \cdot 2400$

$$T_{max} = 3,12 \text{ t} \quad A = \frac{T_s^{max}}{\bar{\sigma}_a} = 1,95 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons une frette verticale en $\phi 10$ formée par 4 branches $\rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2$

Cette frette commune aux ancrages sera placée le plus près possible de la face d'about tout en respectant les conditions d'enrobage. Nous ajoutons également une frette horizontale formée de 4 branches



Effort d'éclatement T_e

Notation :
 a : longueur de l'ancrage.
 2a : longueur du prisme fictif avec $a < a'$; si $a > a' \Rightarrow 2a'$
 k : coefficient de réduction.
 F : force utile du câble
 A : surface du prisme fictif.
 P : contrainte Moyenne d'éclatement.
 $\sigma_{g,max}$: contrainte max d'éclatement

$$\text{Posons } y = \frac{a_1}{2a} \quad \sigma_g^{max} = 0,65 P (1-y) \text{ en kg/cm}^2$$

$$P = F/A \quad k = 1 - \left(\frac{\sigma_{g,max}}{B} \right)^2$$

T_e = évaluée à partir de règle des prismes symétriques (prisme fictif)

$$T_e = \frac{F}{3} (1-y) k$$

Les Dimensions à prendre en compte :

- pour le prisme i $2a_1 \times a_2$; plaque d'ancrage $a_1 \times a_2 = 22 \times 22 \text{ (cm)}$
- F : Force utile du câble : 71,38 t

Prisme	2a [m]	y	$E_g(1-\gamma) [t]$	2a.a = A	$\sigma_y^{max} = 0,45 \rho(1-\gamma)$	$P = \frac{E}{a} [kg/cm]$	$T_e = \frac{E}{3}(1-\gamma)k [t]$
④	0,30	0,73	6,42	776,7	1613	91,90	4,84
⑤	0,30	0,73	6,42	450	27,84	158,62	5,89
⑥	0,30	0,73	6,42	450	27,84	158,62	5,89

$T_e^{max} = 5,89 t$; les armatures nécessaires pour reprendre cet effort ont une section:
 $A = \frac{5,89 \cdot 10^3}{1600} = 3,68 cm^2$; Nous adoptons 4 $\phi 12$ ($A = 4,52 cm^2$)

Nous prévoyons aussi des armatures pour reprendre la poussée au vide $\tilde{w} = 0,33$; Bâme = $60 \times 130 = 7800 cm^2$; $A_t = \frac{0,33 \cdot 7800}{100} = 23,4 cm^2$
 soit 8 cadres $\phi 14$ ($A = 24,62 cm^2$)

Contrainte maximale sous l'ancrage

le règlement admet comme contrainte admissible de compression sous l'ancrage la valeur.

$$\bar{\sigma}_{cm} = \frac{1}{1,6} \sigma'_s k; \text{ avec } k = 1 + (3 - \frac{a_1}{b_1} - \frac{a_2}{b_2}) \sqrt{(\frac{1 - \frac{a_1}{b_1}}{b_1})(\frac{1 - \frac{a_2}{b_2}}{b_2})}$$

a_1 et a_2 dimensions de la plaque d'ancrage

b_1 et b_2 dimensions de la section du prisme ayant même centre de gravité que la plaque

Vérification des contraintes

Dans notre cas les plaques d'ancrage sont circulaires de diamètre $\phi = 22 cm$; le diamètre de la gaine des armatures est $\phi = 5,05 cm$
 la section nette de la plaque est: Δ

$$\Delta = \frac{\pi}{4} (22^2 - (5,05)^2) = 360,10 cm^2$$

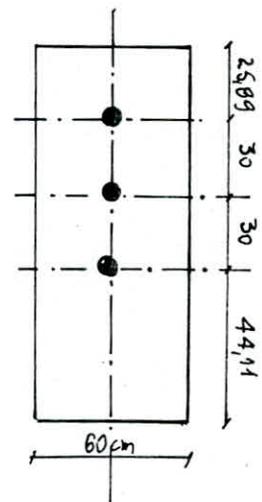
Contrainte admissible de compression

$$\bar{\sigma}' = \frac{1}{1,6} 400 k = 250 k [kg/cm^2]$$

prisme ④: on prend $a_1 = a_2 = 22 cm$; $b_1 = 60$, $b_2 = 30 cm$
 $\Rightarrow k_4 = 1,78 \Rightarrow \sigma'_4 = 445,21 kg/cm^2$

$$\sigma'_4 = \sigma'_s = \sigma'_b = \frac{71,38 \cdot 10^3}{360,10} = 198,22 kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_4$$

les prismes ⑤ et ⑥ ont même valeurs que le prisme ④



XIV CALCUL DES DEFORMATIONS

1. FLECHES ET CONTRE-FLECHES

Les fleches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre-fleches)

A. Flèche de poids propre

$$f_G = \frac{5 \cdot q_G \cdot L^4}{384 \cdot EI}$$

$$q_G = 2,87 \text{ t}$$

$$L = 24,65 \text{ m}$$

$$E = E_v = \frac{1}{3} E_i = 140.000 \text{ kgf/cm}^2$$

$$= 1,4 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$I = 15484803,79 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$\Rightarrow f_G = 6,36 \text{ cm.}$$

B. Flèche de précontrainte

$$f_p = \frac{1}{2} \int_0^{L/2} \frac{M}{EI} \cdot x \cdot dx + \frac{1}{2} \int_{L/2}^L \frac{M}{EI} \cdot (L-x) \cdot dx.$$

Pour un diagramme des moments symétrique par rapport à l'axe de la poutre, l'expression de la flèche à mi-partée s'écrit :

$$f_p = \int_0^{L/2} \frac{M}{EI} \cdot x \cdot dx$$

Cette valeur représente le moment statique à EI près, de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontrainte dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur la demi-longueur par rapport à l'appui de gauche.

On trace le diagramme de moment de précontrainte à partir des trois valeurs de moments ($x=0$, $x=L/4$, $x=L/2$)

• La contrainte initiale à la mise en tension : 12878 kg/cm^2

• La contrainte en service : 10984 kg/cm^2

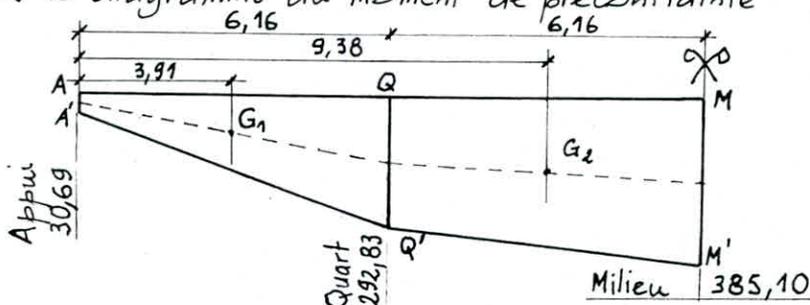
On prendra comme valeur de précontrainte $\sigma_m = \frac{12878 + 10984}{2} = 11931 \text{ kg/cm}^2$

La précontrainte par câble est $P = 11931 \cdot 5,58 = 66575 \text{ kg}$

$$P = 66,58 \text{ t}$$

Séction	$\sum \cos \alpha$	N (t)	e (10^{-2} m)	Mp (t.m)
Médiane	6	399,48	-96,40	385,10
Quart	5,88	391,49	-74,80	292,83
About	2,93	195,08	-15,73	30,69

Traçons le diagramme du moment de précontrainte



Aire	Aire du trapèze (m ²)	Distance de G $G = \frac{\sum B_i x_i}{\sum B_i}$ (m)	Moment Statique
A Q Q' A'	-996,44	3,91	-3896,08
Q M M' Q'	-2088,02	9,38	-19585,63
$\int_0^{L/2} M \cdot x \cdot dx = \dots$			-23481,71

On a donc comme contre-flèche de précontrainte

$$M \cdot x = -23481,71 \cdot \text{m}^3$$

$$E = 1,4 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$I = 15484803,79 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$\Rightarrow f_p = -10,83 \text{ cm. (c'est une flèche vers le haut)}$$

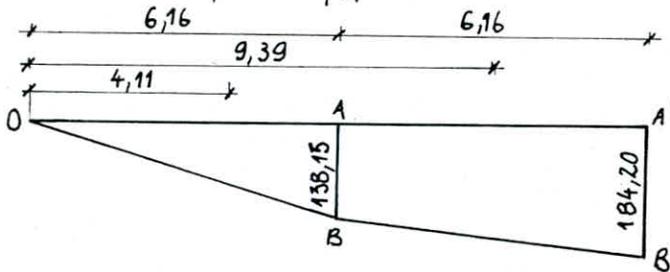
C. Flèche de construction

On adoptera pour le fond de coffrage une flèche de construction f_c vers le bas $f_c = \frac{3}{4} (f_p - f_g)$ en valeur absolue

$$f_c = \frac{3}{4} (10,83 - 6,36) = 3,35 \text{ cm}$$

D. Flèche de surcharge

La surcharge D, qui est la plus défavorable, n'est pas uniforme. Pour cela nous allons utiliser la même méthode que celle utilisée pour le calcul de la flèche de précontrainte. $E = E_s = 420000 \text{ kg/cm}^2$
 $= 4,2 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$



Aire	Aire	Distance de G	Moment Statique
O A B	425,50	4,11	1748,81
AA'BB'	992,84	9,39	9322,77
$\int_0^{L/2} M \cdot x \cdot dx = \dots$			11071,58

On on donc comme flèche de surcharge

$$M \cdot x = 11071,52 \text{ t} \cdot \text{m}^3$$

$$E = 4,2 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$I = 15484803,79 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$\Rightarrow f_q = 1,70 \text{ cm}$$

On aura donc en définitive

en service à vide

$$f = f_p + f_g + f_c = -10,83 + 6,36 + 3,35 = -1,12 \text{ cm}$$

en service en charge

$$f = f_p + f_g + f_c + f_q = -1,12 + 1,70 = 0,58 \text{ cm}$$

2. ROTATION D'APPUI

A. Rotation d'appui sans poids propre

Il est parfois utile de calculer les rotations β aux appuis

$$\text{On a } \beta = \int_0^l \frac{M.x}{E.I.l} . dx.$$

On peut donc dire que β est, à $E.I$ près, égal au moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'ensemble de l'aire limitée par le diagramme des moments et l'axe horizontal de référence pour le calcul d'une valeur suffisamment approchée de $\int_0^l M.x . dx$.

On vérifiera toutefois que si le diagramme de M est symétrique on peut écrire:

$$\beta = \frac{1}{E.I.l} \int_0^l M . dx \frac{l}{2} = \frac{1}{2EI} \int_0^l M . dx.$$

Sous charge uniformément répartie q_G , le diagramme des moments est une parabole (valeur maximale au milieu $q_G \frac{L^2}{8}$) et on a alors

$$\beta = \frac{q_G . L^3}{24 E.I}$$

$$\left. \begin{array}{l} q_G = 2,87 \text{ t/m} \\ L = 24,65 \text{ m} \\ E = 1,4 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2 \\ I = 15484803,79 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4 \end{array} \right\} \Rightarrow \beta_G = 0,0083$$

B. Rotation d'appui sous précontrainte

Surface $AMM'A'$ (c.f. diagramme de la flèche due à la précontrainte)

$$\int_0^l M . dx = 2(-996,44 - 2088,02) = -6169 \text{ t.m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \int_0^l M . dx = -6169 \text{ t.m}^2 \\ E = 1,4 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2 \\ I = 15484803,79 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4 \end{array} \right\} \Rightarrow \beta_P = \frac{1}{2EI} \int_0^l M . dx = -0,014.$$

C. Rotation d'appui sous surcharges

$$\beta_Q = \frac{1}{2EI} \int_0^l M . dx \text{ (avec } E = 4,2 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2)$$

$$\int_0^l M . dx = 2(425,50 + 992,84) = 2836,68 \text{ t.m}^2 \text{ (c.f. diagramme de la flèche due aux surcharges)}$$

$$\text{d'où } \beta_Q = 0,002$$

On aura en définitive
en service à vide

$$\beta = \beta_G + \beta_P = 0,0083 - 0,014 = -0,0057$$

en service en charge

$$\beta = \beta_G + \beta_P + \beta_Q = -0,0057 + 0,0022 = -0,0035$$

3 DEPLACEMENT D'APPUI

A. Déplacement dû à la rotation

$$\Delta\beta = \beta \cdot \frac{ht}{2}$$

$$\text{avec } \left. \begin{array}{l} \beta = 0,0057 \\ ht = 1,50 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta\beta = 0,0043 \text{ m}$$

B. Déplacement dû au retrait

$$\Delta r = 3 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{L}{2} \quad (\text{avec } L = 24,65 \text{ m})$$

$$\text{d'où } \Delta r = 0,0037 \text{ m}$$

C Déplacement dû au fluage.

Récapitulation des contraintes de compression du béton sur la fibre inférieure

	σ_A' à l'appui	σ_M' au milieu
En service	22,47 kg/cm ²	131,25 kg/cm ²
A la mise en tension	23,93 kg/cm ²	138,94 kg/cm ²
Valeur moyenne	23,20 kg/cm ²	135,10 kg/cm ²

La valeur moyenne de la contrainte de compression du béton sur la fibre inférieure serait évaluée à :

$$\sigma_m = \frac{\sigma_A + \sigma_M'}{2} = \frac{23,20 + 135,10}{2} = 79,15 \text{ kg/cm}^2$$

Le déplacement dû au fluage sur un appui est donc

$$\Delta f = \frac{L}{2} \cdot \frac{\sigma_m'}{E}$$

$$\left. \begin{array}{l} L = 24,65 \text{ m} \\ E = 1,4 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_m' = 79,15 \text{ kg/cm}^2 \\ \quad = 791,5 \text{ t/m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f = 0,0070$$

D. Déplacement dû à la variation de température

$$\Delta t = \pm \frac{L}{10.000} \quad (\text{avec } L = 24,65 \text{ m})$$

$$\text{d'où } \Delta t = \pm 0,0025 \text{ m.}$$

On aura donc en définitive

$$\begin{aligned} \Delta_{\max} &= \Delta\beta + \Delta r + \Delta f + \Delta t \\ &= 0,0043 + 0,0037 + 0,0070 + 0,0025 \\ &= 0,0175 \end{aligned}$$

$$\text{Soit } \Delta_{\max} = 1,75 \text{ cm (surcharge appui)}$$

XV JOINTS DE CHAUSSEE

1. ROLE DES JOINTS

Ils assurent la continuité de surface de circulation entre deux éléments d'un ouvrage malgré leur déplacement relatif dû à l'effet des écarts de température, au retrait et à la rotation

2. CHOIX DU TYPE DE JOINT

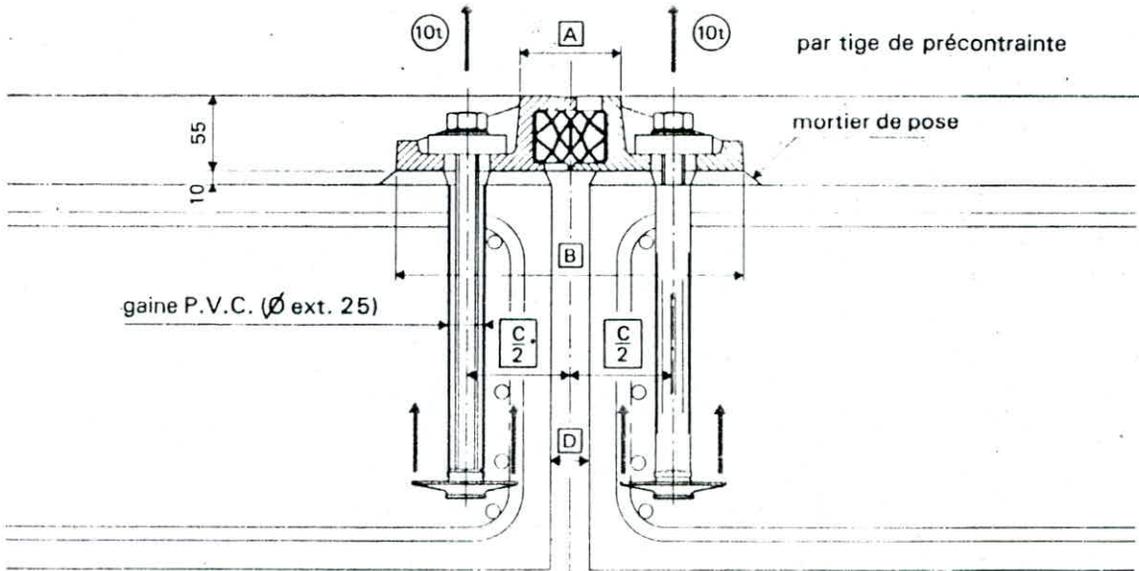
Comme les poutres avaient été préfabriquées et posées sur leurs appuis après mise en précontrainte, le déplacement à prendre à compte aurait été inférieur soit approximativement

$$\Delta = \frac{2}{3} (\Delta\beta + \Delta r + \Delta f) + \Delta t$$

$$= \frac{2}{3} (0,0043 + 0,0037 + 0,0070) + 0,0025 = 0,0125 \text{ m}$$

Soit $\Delta = 12,5 \text{ mm}$

On choisit les joints type CIPEC W-25

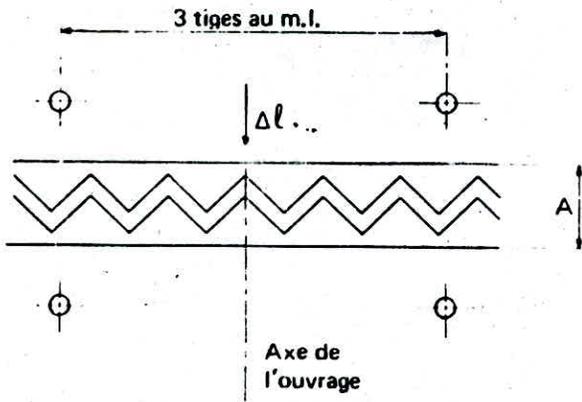


Les cotes ABCD varient en fonction de l'ouverture du joint tant à la pose qu'au fonctionnement.

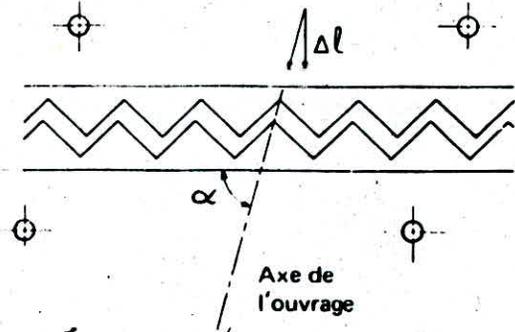
L'écartement des deux lignes de tirants (cote C) et le réglage définitif du joint (cote A) seront déterminés à partir des indications fournies par le Bureau d'Etudes de l'Entreprise

	A	B	C	D
$0 \leq \Delta\beta \leq 25 \text{ mm}$	$68 \pm \frac{\Delta l}{2}$	$242 \pm \frac{\Delta l}{2}$	$142 \pm \frac{\Delta l}{2}$	$25 \pm \frac{\Delta l}{2}$

La capacité Δl peut être légèrement augmentée si l'on admet, qu'en position ouverte, les pointes des dents ne sont plus en alignement



FONCTIONNEMENT DROIT



FONCTIONNEMENT BIAIS

Toutes les cotes sont données en millimètres

XVI APPAREILS D'APPUI

Les appareils d'appui ont pour but d'assurer la liaison entre une structure et son support tout en permettant d'absorber les déplacements, les efforts horizontaux et les rotations

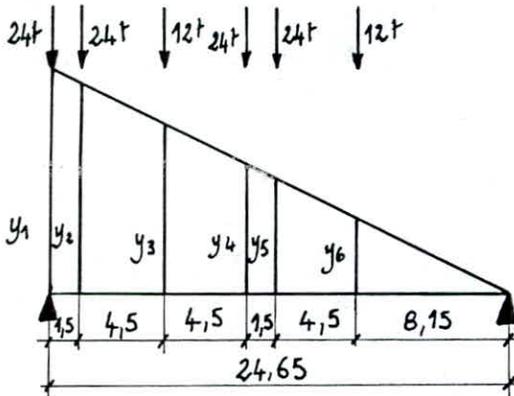
1. CALCUL DES CHARGES SOLLICITANT L'ENSEMBLE DE L'OUVRAGE

A. Charges verticales

Le tablier repose sur deux culées et une pile. Les efforts verticaux dus aux charges et surcharges qui sollicitent chaque culée et la pile sont

Calcul d'un exemple sous la surcharge Bc

- Culée

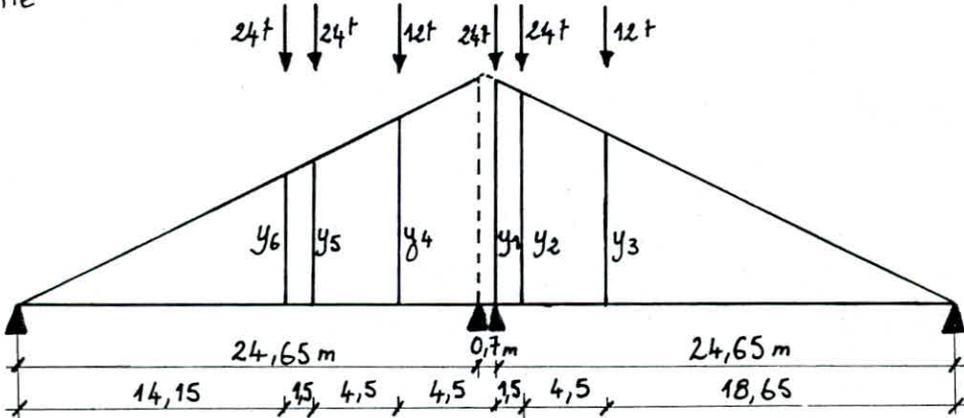


$$\begin{aligned} y_1 &= 1 & y_4 &= 0,57 \\ y_2 &= 0,94 & y_5 &= 0,51 \\ y_3 &= 0,76 & y_6 &= 0,33 \end{aligned}$$

$$R_0 = 24(1 + 0,94 + 0,57 + 0,51) + 12(0,76 + 0,33)$$

$$R_0 = 85,56 \text{ t}$$

- Pile



$$\begin{aligned} y_1 &= 1 & y_4 &= 0,85 \\ y_2 &= 0,94 & y_5 &= 0,66 \\ y_3 &= 0,76 & y_6 &= 0,60 \end{aligned}$$

$$R_1 = 24(1 + 0,94 + 0,66 + 0,6) + 12(0,76 + 0,85)$$

$$R_1 = 96,12 \text{ t}$$

On procédera de la même manière pour les charges et autres surcharges. Ces valeurs majorées et pondérées seront consignées dans le tableau qui suit

Charges et surcharges / Appuis	G	A(0)	frottoir	Bc	M _c 120	ID	Seime. verticale 0,07 G
Culée	247,73	107,77	7,65	104,00	105,93	149,45	17,34
Pile	495,47	215,54	15,30	116,83	115,13	196,43	34,68

Les accélérations sismiques verticale et horizontale sont prises égales respectivement à $E_v = 0,07$, $E_H = 0,10$ conformément aux recommandations du C.P.S.

B. Charges horizontales

a) Vent :

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée. Il développe sur toute surface frappée normalement une pression P . La valeur de P est prise égale à $0,25 \text{ t/m}^2$ (C.P.C. article 14)

L'effort horizontal dû au vent est : $H_v = P \cdot L_p \cdot h$

avec $P = 0,25 \text{ t/m}^2$

$L_p = 50 \text{ m}$ (portée du pont)

$h = 1,58 \text{ m}$ (hauteur du tablier)

$$\left. \begin{array}{l} L_p = 50 \text{ m} \\ h = 1,58 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow H_v = 19,75 \text{ t}$$

b) Freinage

Les surcharges de chaussée $A(l)$ et B_c sont susceptibles de développer des réactions de freinage. La résultante de ces efforts peut-être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

- L'effort de freinage développé par $A(l)$ est : $F_A = \frac{A}{20 + 0,0035 \Omega} \cdot \Omega$

Calcul de Ω (surface chargée)

$$\Omega = L_p \cdot l_s$$

avec $L_p = 50 \text{ m}$

$l_s = 7 \text{ m}$ (largeur chargée) } d'où $\Omega = 350 \text{ m}^2$

avec $A = 1212,26 \text{ kg/cm}^2$, on aura $F_A = 20 \text{ t}$.

- L'effort de freinage développé par B_c est $F_{B_c} = 30 \text{ t}$

Un seul camion est supposé freiné et développe une force de freinage égale à son poids.

c) Seisme

$$H_s = E_H \cdot G = 0,10 (20,10 \cdot 50) \Rightarrow H_s = 100,5 \text{ t}$$

2. VARIATIONS LINEAIRES DU TABLIER

Ce sont des déformations dues au fluage, au retrait et aux variations de températures. Ces déformations affectent les appuis de l'ouvrage et provoquent sur ces appuis des efforts horizontaux considérables.

A - Fluage

$$\frac{\Delta L_f}{L_p} = \epsilon_{\infty} \quad \text{avec } E_{c\infty} = \text{déformation relative due au fluage}$$
$$E_{c\infty} = 7,34 \cdot 10^{-4} = \frac{\sigma'_b}{E_{c28}} \cdot \varphi_{\infty} \quad \sigma'_b = 133,5 \text{ kg/cm}^2$$
$$E_{c28} = 40 \cdot 10^4 \text{ kg/cm}^2$$
$$\varphi_{\infty} = 2,2$$

$$\text{d'où } \Delta L_f = 36,7 \text{ mm}$$

B - Retrait

On admet que 60% du retrait se sont produits avant la mise en place des poutres préfabriquées

$$\frac{\Delta L_r}{L_p} = - \left(\frac{100-60}{100} \cdot \epsilon_r \right) \rightarrow \Delta L_r = -0,40 \cdot \epsilon_r \cdot L_p$$

avec ϵ_r évalué à $3 \cdot 10^{-4}$

$$\text{d'où } \Delta L_r = -6 \text{ mm}$$

C - Température

$$\Delta L_t = \pm \epsilon_{\Delta t} \cdot L_p \quad \text{avec } \epsilon_{\Delta t} \text{ estimé à } 0,3 \%$$

$$\text{d'où } \Delta L_t = \pm 15 \text{ mm.}$$

Bilan des variations linéaires dues au fluage, au retrait et aux variations de température

Allongement $\Delta l_{\max}^+ = \Delta l_t = +15 \text{ mm}$

Retrait $\Delta l_{\max}^- = -(36,7 + 6 + 15) = -57,7 \text{ mm}$

3. DETERMINATION DES APPAREILS D'APPUI

A. Reactions des appuis

Sous charge permanente : $247,73 / 7 : 35,39 \text{ t}$

Sous surcharge D : $149,45 / 7 : 21,35 \text{ t}$

Trottoir : $7,65 / 7 : 1,09 \text{ t}$

Seisme : $17,34 / 7 : 2,48 \text{ t}$

Réaction maximale sur chaque appui $R_{\max} = 60,31 \text{ t}$

Réaction minimale sur chaque appui $R_{\min} = 35,39 \text{ t}$

B. Appareil d'appui

Le type d'appareils d'appui sera 200/300

Epaisseur nominale totale de l'élastomère $T \leq \frac{a}{5}$ et $T \geq \frac{a}{10}$

avec "a" plus petit côté, $T \leq \frac{200}{5} = 40 \rightarrow T = 37 \text{ mm}$

Le type sera 200/300/52/57

4. VERIFICATION DES CONTRAINTES

On doit vérifier que $\sigma_{\max} < \bar{\sigma}_m = \frac{75 \cdot 10^3}{20 \cdot 30} = 125 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_{\max} = \frac{60,31 \cdot 10^3}{20 \cdot 30} = 100 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_m$. c'est vérifié

Dimension des appuis a x b	Charge Verticale admissible	E	Epaisseur des couches d'élastomère	Epaisseur des feuilles d'acier	Nbre de couches d'élastomère	Hauteur de montage type 1	Nbre de toles intercalaires	Hauteur d'élastomère
cm x cm	t	kg/mm ²	mm	mm	—	mm	PCS	mm
20 x 30	75	36,7	8	3	4	52	5	37

Remarque :

On suppose que le centre de déplacement (Position de la section du tablier qui ne subit aucun déplacement) se situe au milieu de la longueur du pont.

La pile n'est pas affecté d'un déplacement linéaire.

La variation linéaire d'un point d'abscisse x_i s'écrit : $U_{PL} = \Delta l_{\max} \frac{x_i}{L}$

Cette variation linéaire engendre un effort sur l'appui

$$H_{VL} = n \frac{G U_{PL} \cdot a \cdot b}{T}$$

(a, b, T) étant les caractéristiques des appareils d'appui et n leur nombre.

Sur pile : $x_i = 0 \Rightarrow U_{Lp} = 0 \Rightarrow H_{VLp} = 0$

Sur culée : $x_i = 25,40 \text{ m} \Rightarrow U_{Lc} = 29,31 \text{ mm} \Rightarrow H_{VLc} = 23,67 \text{ t}$

XVII VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUI

* Déformation de l'élastomère

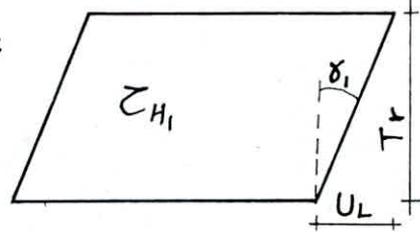
- Sous l'effet des actions lentes : (dilatation, retrait)

$$\tau_{H_1} < 0,5 G \quad \text{avec} \quad \tau_{H_1} = G \operatorname{tg} \delta_1$$

$$G = \text{contrainte de distorsion} = 8,16 \text{ kg/cm}^2$$

$$\operatorname{tg} \delta_1 = \frac{UL}{T_r} = \frac{29,31}{2,52} = 0,282$$

$$\rightarrow \tau_{H_1} = 0,282 G < 0,5 G$$



- Sous l'effet d'un effort dynamique

$$F = 15F \quad \text{il en résulte : } \frac{15}{7} = 2,14 \text{ t/appui} = 2142,9 \text{ kg/appui}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_H = \tau_{H_1} + 0,5 \tau_{H_2} \leq 0,7 G = 5,71 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_H = G \operatorname{tg} \delta_1 + 0,5 \frac{H}{a.b} = 8,16 \cdot 0,282 + 0,5 \frac{2142,9}{20 \cdot 30}$$

$$\tau_H = 4,09 \text{ kg/cm}^2 < 5,71 \text{ kg/cm}^2$$

* Vérification de la somme des contraintes de cisaillement :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha < 5 G = 40,80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_N = 1,5 \frac{\sigma_m}{\beta} \quad \text{avec} \quad \beta = \frac{ab}{2t(a+b)} = \frac{30 \cdot 20}{20,8(30+20)} = 7,5$$

$$\sigma_m = \frac{R_{\max}}{a.b} = \frac{60310}{30 \cdot 20} = 100,52 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_N = 20,10 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_H = 4,09 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{déjà calculé})$$

Lorsqu'une frette solidaire d'un feuillet, elle provoque une rotation à l'autre frette solidaire du même feuillet, la contrainte maximale apparaît généralement sur les bords parallèles à l'axe de rotation et a pour valeur :

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t} \right)^2 \operatorname{tg} \alpha_t \quad \text{avec} \quad \alpha_t = \frac{\alpha T}{n} : \text{angle de rotation d'un feuillet élémentaire exprimée en (rd)}$$

et $n = \text{nombre de feuillets} = 4$

$$\alpha = \alpha_0 + \alpha$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_0 = \frac{10}{1000} \text{ rd pour le béton précontraint} \\ \alpha = 0,0035 \text{ (rotation déjà calculée)} \end{array} \right.$$

$$\alpha_T = 0,0035 + 0,01 = 0,0135 \text{ rad.} \rightarrow \alpha_t = 3,4 \cdot 10^{-3} \text{ rad.}$$

$$\text{d'où } \tau_\alpha = 5,51 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{donc } \tau = 20,10 + 4,09 + 5,51 = 29,70 \text{ kg/cm}^2 < 40,8 \text{ kg/cm}^2$$

* Condition de non soulèvement :

$$\alpha_t \leq \frac{3}{\beta} \frac{t^2}{a^2} \frac{\sigma_m}{G}$$

$$\frac{3}{\beta} \frac{t^2}{a^2} \frac{\sigma_m}{G} = \frac{3}{7,5} \frac{(0,8)^2}{(20)^2} \frac{100,52}{8,16} = 0,0079 \text{ rad.}$$

$$\text{Or : } \alpha_t = 3,4 \cdot 10^{-3} \text{ rad} < 7,9 \cdot 10^{-3} \text{ rad.}$$

L'épaisseur des frettes devra respecter deux conditions :

$$t_s \geq 2 \text{ mm} \quad \text{et} \quad t_s \geq \frac{a}{\beta} \frac{\sigma_m}{\sigma_e}$$

$$\frac{a}{\beta} \frac{\sigma_m}{\sigma_e} = \frac{20}{7,5} \frac{100,52}{2400} = 0,11 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } t_s = 2 \text{ mm}$$

* Condition de non-cheminement et de non-glisement :

$$\text{Non-cheminement : } \sigma_m' = \frac{R_{\min}}{a \cdot b} > 20 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Or } R_{\min} = 35,39 \text{ t} \Rightarrow \sigma_m' = 58,98 \text{ kg/cm}^2 > 20 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Non-glisement : } H < f \cdot R_{\min}$$

Les faces de l'appareil en contact avec la structure sont des frettes métalliques

$$\Rightarrow f = 0,12 + \frac{2}{\sigma_m'} = 0,12 + \frac{2}{58,98} = 0,154$$

$$H_0 = G \cdot a \cdot b \cdot \frac{UL}{T} = 8,16 \cdot 20 \cdot 30 \cdot \frac{29,31}{52 \cdot 2} = 1,38 \text{ t}$$

$$H = H_0 + F_{\text{freinage}} = 1,38 + 2,14 = 3,52 \text{ t}$$

et d'autre part :

$$f R_{\min} = 0,154 \cdot 35,39 = 5,45 \text{ t}$$

On a bien :

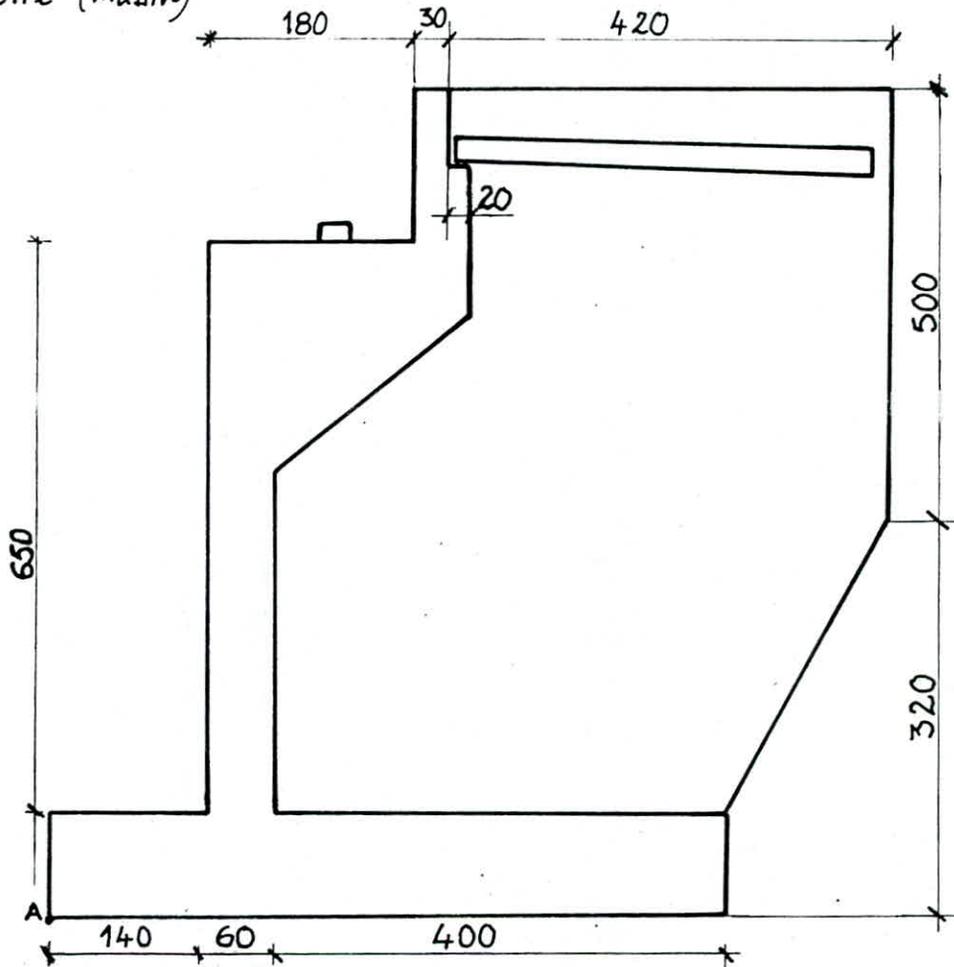
$$H < f R_{\min}$$

$$\text{et : } \frac{a}{T} \geq 5 \Rightarrow \frac{200}{52} = 3,85 \geq 5 \text{ vérifié.}$$

XVIII ETUDE DES CULEES

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure. Elle assure la liaison entre l'ouvrage et le terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Culée droite (massive)



1. STABILITE DE LA CULEE

Il sera vérifié la stabilité à vide et en service aussi bien dans les conditions normales que dans les conditions exceptionnelles (sismiques). En plus des efforts ramenés par le tablier, il sera tenu compte de la poussée des terres, d'une surcharge de 1 t/m² et des actions verticales.

Poussée des terres : $P = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2$

Conditions normales $\Rightarrow K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

En conditions sismiques, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta) \cdot \cos(\delta - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta - \alpha - \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \cdot K$$

φ : angle de frottement (30°)

β : inclinaison de la culée : (0°)

δ : angle de frottement sol - béton (0°)

$$\theta = \arctg \left(\frac{\epsilon_H}{1 \pm \epsilon_V} \right)$$

$$K = \sqrt{\epsilon_H^2 + (1 \pm \epsilon_V)^2}$$

$\epsilon_H = 0,1$ coefficient sismique horizontal

$\epsilon_V = 0,07$ coefficient sismique vertical

$\gamma = 2 \text{ t/m}^3$ densité de la terre de remblai

$l = 10,70 \text{ m}$ longueur de la culée

$h = 9,40 \text{ m}$ hauteur

L'équation devient :

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos \theta \cdot \left(1 + \frac{\sqrt{\sin \varphi \sin(\varphi - \theta)}}{\cos \theta} \right)^2} \cdot K$$

En conditions normales, $K_a = 0,333$

En conditions sismiques, les valeurs de K_{ah} calculées sont résumées dans le tableau suivant :

Action du seisme	Notation	ϵ_H	ϵ_V	K	$\theta(^{\circ})$	K_{ah}
Horizontal	S_H	0,1	0	1,005	5,71	0,395
Véritable ↑	$S_V \uparrow$	0	-0,07	0,930	0	0,310
Véritable ↓	$S_V \downarrow$	0	+0,07	1,070	0	0,357
Véritable ↑ + Horizontal	$V \uparrow + H$	0,1	-0,07	0,935	6,14	0,374
Véritable ↓ + Horizontal	$V \downarrow + H$	0,1	+0,07	1,075	5,34	0,420

Calcul des efforts sur la culée (à vide) et par rapport au point A, M_s désigne le moment stabilisant et M_R le moment renversant. Pour plus de sécurité, il ne sera pas tenu compte du remblai en avant de la culée et d désigne le bras de levier.

Sollicitations	Calcul de l'effort	Horiz ^{lt}	Vertic ^{lt}	d(m)	M _R (t.m)	M _S (t.m)
Poussée des terres ($\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot k \cdot \text{Kah}$)	C.N: $\frac{1}{2} \cdot 2 \cdot (9,40)^2 \cdot 10,70 \cdot 0,333$	314,84	—	3,13	985,45	—
	SV↓: " " " " .0,357	337,53	—	"	1056,47	—
	V↓+H: " " " " .0,420	397,09	—	"	1242,89	—
	V↑+H: " " " " .0,374	353,60	—	"	1106,77	—
	SH: " " " " .0,395	373,45	—	"	1168,90	—
Poussée de la surcharge 1t/m ² (q.l.h.Kah)	C.N: $1,2 \cdot 1 \cdot 10,70 \cdot 9,40 \cdot 0,333$	40,19	—	4,70	188,89	—
	SV↓: " " " " .0,357	43,09	—	"	202,52	—
	SV↓+H: " " " " .0,420	50,69	—	"	238,24	—
	SV↑+H: " " " " .0,374	45,14	—	"	212,16	—
	SH: " " " " .0,395	47,67	—	"	224,05	—
Poids des terres	C.N: $4 \cdot 8,20 \cdot 10,70 \cdot 2 \cdot 1$	—	701,92	4,00	—	2807,68
	SV↓: " " " " .1,070	—	751,05	4,00	—	3004,20
	SV↑: " " " " .0,930	—	652,79	4,00	—	2611,16
	SH: " " " " .0,100	70,19	—	5,30	372,01	—
Poids des surcharges sur remblai (q.h.l)	C.N: $1,2 \cdot 1 \cdot 10,70 \cdot 4,0 \cdot 1$	—	51,36	4,00	—	205,44
	SV↓: " " " " .1,070	—	54,96	4,00	—	219,84
	SV↑: " " " " .0,930	—	47,76	4,00	—	191,04
	SH: " " " " .0,100	5,14	—	9,40	48,32	—
Poids du mur garde-grève	C.N: 18,46	—	18,46	3,42	—	63,13
	SV↓: " .1,07	—	19,75	3,42	—	67,55
	SV↑: " .0,93	—	17,17	3,42	—	58,72
	SH: " .0,1	1,85	—	8,45	15,63	—
Poids des murs en retour	C.N: 185,48	—	185,48	4,74	—	879,18
	SV↓: " .1,07	—	198,46	4,74	—	940,70
	SV↑: " .0,93	—	172,50	4,74	—	817,65
	SH: " .0,1	18,55	—	5,26	97,57	—
Poids du mur frontal	C.N: 165,72	—	165,72	2,08	—	344,70
	SV↓: " .1,07	—	177,32	2,08	—	368,83
	SV↑: " .0,93	—	154,12	2,08	—	320,57
	SH: " .0,1	16,57	—	5,39	89,31	—
Poids de la semelle	C.N: 216,00	—	216,00	3,00	—	648
	SV↓: " .1,07	—	231,12	3,00	—	693,36
	SV↑: " .0,93	—	200,88	3,00	—	602,64
	SH: " .0,1	21,60	—	0,60	12,96	—

A. A vide

Nous resumons ci-après la somme des efforts agissant sur la culée (à vide) toujours par rapport à A, tout en vérifiant la stabilité au :

- Renversement : $\frac{M_s}{M_R} \geq F_s = 1,5$ (coefficient de sécurité)

- Glissement : $\frac{V}{H} \tan \varphi \geq 1,5$ ($\geq 1,0$ en conditions sismiques)

- Excentricité : La résultante des forces agissantes passe par le tiers central

$$e_1 = \frac{M_s - M_R}{V} \rightarrow e_0 = \frac{B}{2} - e_1 < \frac{B}{6} = \frac{6}{6} = 1 \text{ m}$$

(B étant la largeur de la semelle)

- Poinçonnement : Le moment par rapport au centre de gravité de la semelle est $M_G = V \cdot e_0$

Les contraintes sous la semelle sont :

$$\sigma_{1,2} = \frac{V}{S} \pm \frac{M_G \cdot y}{I}, \text{ et l'on doit avoir}$$

$$\sigma(B/4) = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4} \leq \bar{\sigma}_s \begin{cases} \bar{\sigma}_s = 5 \text{ kg/cm}^2 \text{ en C.N.} \\ \bar{\sigma}_s = 1,33 \cdot 5 = 6,65 \text{ kg/cm}^2 \text{ en C.S.} \end{cases}$$

$$\text{avec } S = 12 \cdot 6 = 720.000 \text{ cm}^2$$

$$I = 1200 \cdot (600)^3 = 2,16 \cdot 10^{10} \text{ cm}^4$$

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

Conditions	V(t)	H(t)	M _R (t.m)	M _S (t.m)	M _S /M _R	V.tg(φ/H)
CN	1339	355	1174	4948	4,21	2,18
SH	1339	555	2029	4948	2,44	1,39
SV↑+SH	1245	533	1955	4602	2,35	1,35
SV↓+SH	1433	582	2117	5255	2,50	1,42

e ₁ (m)	e ₀ (m)	M _G (t.m)	σ ₁ (kg/cm ²)	σ ₂ (kg/cm ²)	σ(B/4)(kg/cm ²)	
2,82	0,18	241	2,19	1,53	2,03	Vérifié
2,18	0,82	1098	3,38	0,33	2,62	Vérifié
2,13	0,87	1083	3,23	0,22	2,48	Vérifié
2,22	0,78	1118	3,54	0,44	2,77	Vérifié

B- En service (conditions normales)

Sous la charge permanente : $R_G = 247,73 \text{ t}$

Sous la surcharge B_c : $R_S = 125,39 \text{ t}$

d'où $R = R_G + R_S = 373,12 \text{ t}$.

La réaction R engendre un moment stabilisateur

Effort	V (t)	H (t)	d (m)	M_R (t.m)	M_S (t.m)
Tablier surchargé	373,12	—	2,40	—	895,49
Freinage	—	15	8,20	123	—
Variation linéaire	—	23,67	8,20	194,09	—
Culée à vide	1339	355	—	1174	4948
Total	1712,12	393,67	—	1491	5843,49

M_S/M_R	$\frac{V}{H} \cdot \text{tg } \varphi$	e_1 (m)	e_0 (m)	M_G (t.m)	σ_1 (kg/cm ²)	σ_2 (kg/cm ²)	σ ($\frac{B}{4}$) (kg/cm ²)	
3,92	2,51	2,54	0,46	787,58	3,47	1,28	2,92	Vérifié

C- En service (conditions sismiques)

Seisme	V (t)	H (t)	M_R (t.m)	M_S (t.m)	M_S/M_R	$\frac{V}{H} \cdot \text{tg } \varphi$
SH	1712,12	593,67	2346,09	5843,49	2,49	1,67
SV↑+SH	1594,00	571,67	2272,09	5497,49	2,42	1,61
SV↓+SH	1833,98	620,67	2434,09	6150,49	2,53	1,71

e_1 (m)	e_0 (m)	M_G (t.m)	σ_1 (kg/cm ²)	σ_2 (kg/cm ²)	σ ($\frac{B}{4}$) (kg/cm ²)	
2,04	0,96	1643,64	4,66	0,10	3,52	Vérifié
2,02	0,98	1562,12	4,38	0,04	3,30	Vérifié
2,03	0,97	1778,96	5,02	0,08	3,79	Vérifié

2. CALCUL DU MUR GARDE - GREVE

Le mur garde-grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière et qui résultent de :

- La poussée des terres
- La poussée des charges locales en arrière du mur
- L'effort de freinage

A. Evaluation des efforts sur le mur garde-grève :

a) Moment dû à la poussée des terres (M_T)

En ne tenant pas compte de la présence de la chaussée, le moment maximal à l'encastrement est donné par l'expression suivante :

$$M_T = \frac{K_a \cdot \Delta \cdot h^3}{6} \quad \left. \begin{array}{l} K_a : \text{Coefficient de poussée} = \frac{1}{3} \\ \Delta : \text{Poids volumique du remblai} = 2 \text{ t/m}^3 \\ h : \text{Hauteur du mur garde-grève} = 1,7 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T = 0,546 \text{ t.m/ml}$$

b) Moment dû à la poussée des charges locales (M_p)

Pour une hauteur h du mur comprise entre 0,5 m et 3,0 m, il a été vérifié que seule la sollicitation engendrée par les camions type Bc (Poussée des charges locales et freinage) était la plus défavorable, l'effort maximal étant produit par les deux roues arrière de 6 t chacune de deux camions accolés placés d'une manière telle que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du garde-grève.

Les charges réelles (2 roues de 6 t distantes de 0,5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12 t répartie sur un rectangle de 0,25 m x 0,75 m. Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

Le moment à l'encastrement aura pour expression :

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \cdot \int_0^h \frac{h-x}{0,25+h} dx \quad \text{avec : } K = K_a \cdot \gamma \cdot \delta \cdot b_c$$

où : K_a : coefficient de poussée

γ : coefficient de pondération

δ : coefficient de majoration dynamique

b_c : coefficient de réduction

$$K = \frac{1}{3} \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 1,1 = 0,44$$

D'après le tableau que nous reproduisons ci-dessous et qui indique la valeur M_p/k en fonction de la hauteur h , il sera déduit la valeur de M_p

$h(m)$	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00
$\frac{M_p(km/m^2)}{k}$	2,23	3,40	4,41	6,11	7,45	8,46	9,49

$$h = 1,7m \Rightarrow \frac{M_p}{k} = 6,65 \Rightarrow M_p = 0,44 \cdot 6,65 \Rightarrow M_p = 2,93 \text{ t.m/ml}$$

c/ Moment dû à la force de freinage (M_F)

Il sera considéré un essieu lourd d'un camion Bc au contact du garde-greue. Compte tenu de l'écartement des roues et pour une hauteur courante du garde-greue, on ne considère que l'effort dû à une seule roue de 6t.

$$M_F = \frac{6h}{0,25 + 2h} \cdot \gamma = \frac{6 \cdot 1,7}{0,25 + 2 \cdot 1,7} \cdot 1,2 = 3,35 \text{ t.m/ml}$$

d/ Moment total à l'encastrement

$$M = M_T + M_p + M_F = 0,55 + 2,93 + 3,35 = 6,83 \text{ t.m/ml}$$

B. Ferrailage du mur garde-greue

a/ Ferrailage vertical

Face arrière : $M_{max} = 6,83 \text{ t.m/ml}$,

$$\mu = \frac{15 \cdot 6,83 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (27)^2} = 0,0502 \Rightarrow \epsilon = 0,9060 ; k = 392$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot k} = \frac{6,83 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9060 \cdot 27} = 9,97 \text{ cm}^2$$

On prendra (9T12) ; $A = 10,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Vérification des contraintes :

$$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 10,97}{100 \cdot 27} = 2747,84 < \bar{\omega}_0$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2747,84}{37,8} = 72,69 < \bar{\sigma}_b$$

Face avant : Quelle que soit la hauteur du mur $M_{min} = 3,20 \text{ t.m/ml}$ et sera adopté ST12 par mètre linéaire.

b/ Ferrailage horizontal

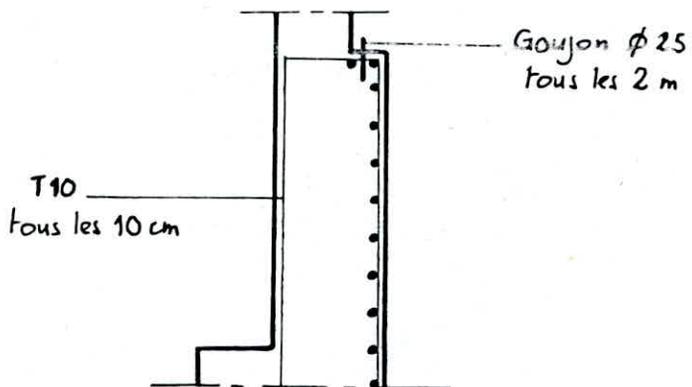
$$A/4 \leq A_r \leq A/2 \rightarrow 2,54 \leq A_r \leq 5,09 \text{ cm}^2$$

On prendra des T10 tous les 15 cm sur les deux faces

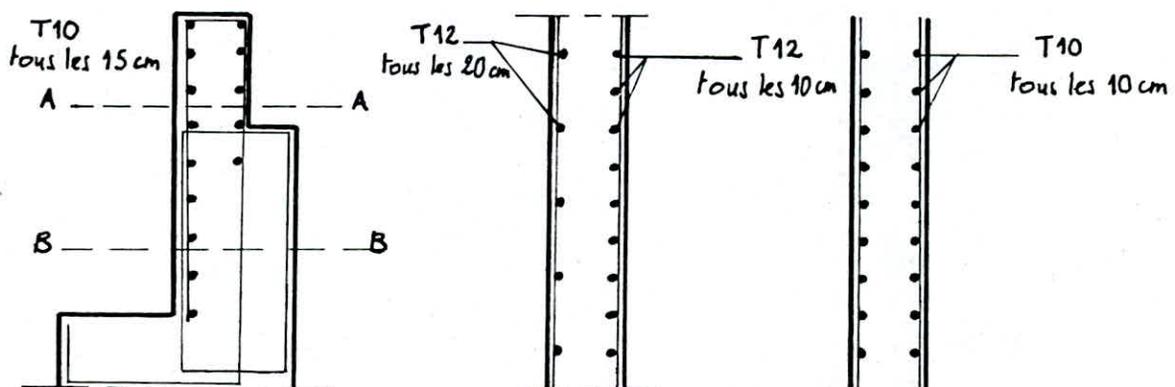
c/ Ferrailage du corbeau de la dalle de transition.

Nous adopterons le ferrailage donné par le bulletin SETRA.

Il est défini en coupe transversale tel que schématisé ci-dessous et régné sur toute la largeur de la dalle de transition



D. Schema de ferrailage du mur garde-grève et du corbeau :



3. Mur en retour.

Son rôle est d'assurer le soutènement des terres des remblais d'accès au pont.

Calcul des contraintes le long du mur.

a) Partie au dessus de la dalle de transition (AA'BB')

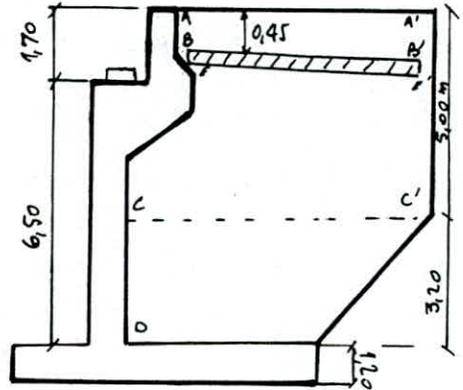
$$\sigma = k.(q + \gamma.R)$$

$$k = 1/3 \text{ et } \gamma = 2 \text{ t/m}^3$$

$$q = 1 \text{ t/m}^2 \text{ (on doit majorer } q \text{ par } f=1,2)$$

$$\text{pour } R=0 \rightarrow \sigma = \frac{1}{3} (1.1,2 + 0) = 0,4 \text{ t/m}^2$$

$$\text{pour } R=0,45 \text{ m} \rightarrow \sigma = \frac{1}{3} (1.1,2 + 2.0,45) = 0,7 \text{ t/m}^2$$



b) partie au dessous de la dalle de transition BB'CC'

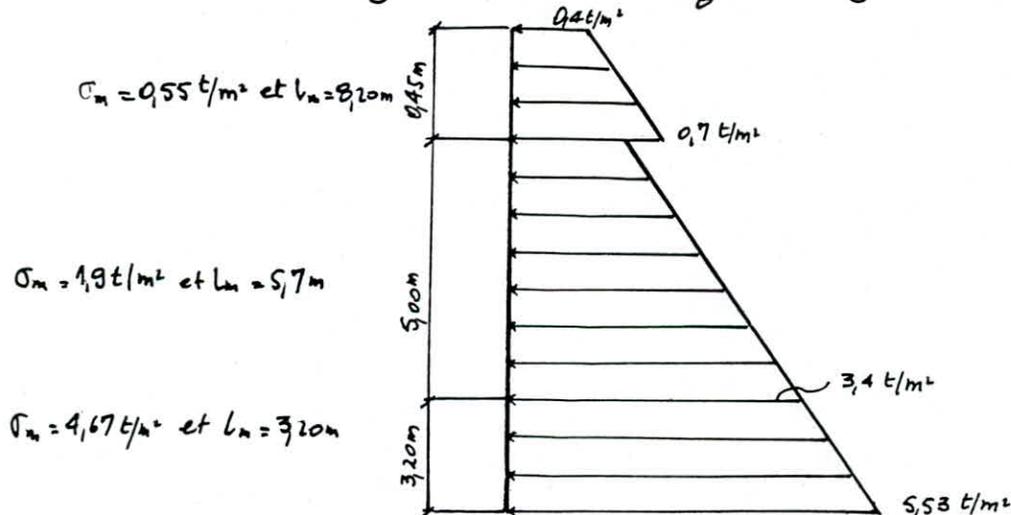
$$\sigma = k.(q + \gamma.R)$$

$$R=0 \rightarrow \sigma = 1/3 (1.1,2 + 2.0) = 0,4 \text{ t/m}^2$$

$$R=4,50 \rightarrow \sigma = 1/3 (1.1,2 + 2.4,50) = 3,4 \text{ t/m}^2$$

$$R=7,70 \rightarrow \sigma = 1/3 (1.1,2 + 2.7,7) = 5,53 \text{ t/m}^2$$

Soient les contraintes moyennes et les longueurs moyennes



* Tranche AA'BB' : Encastrement le long de AB.

$$M_{AB} = \sigma_m \cdot l_m \cdot \frac{l_m}{2} = 0,55 \cdot \frac{8,20^2}{2} = 18,49 \text{ t.m/m}.$$

au début du Goussier :

$$M = 0,55 \cdot \frac{(7,20)^2}{2} = 14,26 \text{ t.m/m}.$$

* tranche BB'CC' : Encastrement le long de BC

$$M_{BC} = 1,9 \cdot \frac{(5,7)^2}{2} = 30,87 \text{ t.m/m}.$$

Au debut du Gousset : $M = 1,9 \frac{4,7^2}{2} = 20,99 \text{ t.m/ml}$.

* Tranche cc'DD' : Encastrement le long de CD :

$M_{CD} = 4,67 \cdot \frac{1,50^2}{2} = 5,25 \text{ t.m/ml}$.

Au debut du Gousset : $M = 4,67 \left(\frac{0,5^2}{2}\right) = 0,58 \text{ t.m/ml}$.

Conclusion :

- a la base on a $M_{max} = 30,87 \text{ t.m/ml}$

- Au debut du Gousset on a : $M_{max} = 20,99 \text{ t.m/ml}$

Ferraillage a la base :

$\mu = \frac{15 \cdot 30,87 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 86^2} = 0,0224 \rightarrow \epsilon = 0,9345 ; k = 61,3$

($\sigma_b < \bar{\sigma}_b$) d'où $A = \frac{30,87 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9345 \cdot 86} = 13,72 \text{ cm}^2$ soit 9T14 = 13,85 cm²/ml

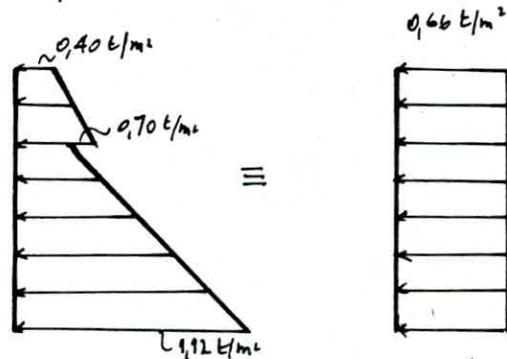
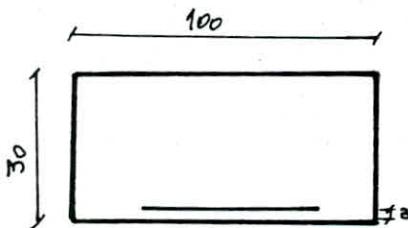
Ferraillage du debut de Gousset

$\mu = \frac{15 \cdot 20,99 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 27^2} = 0,1542 \rightarrow \epsilon = 0,8509 ; k = 18,5$

d'où $A = \frac{20,99 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8509 \cdot 27} = 32,03 \text{ cm}^2$; soit 11T20 ; $A = 34,56 \text{ cm}^2$

Aciers Verticaux : On considere l'encastrement au niveau de EE'

$M_{EE'} = 0,66 \left(\frac{1,7^2}{2}\right) = 0,95 \text{ t.m/ml}$.



$\mu = \frac{15 \cdot 0,95 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 27^2} = 0,007$

$\rightarrow \epsilon = 0,9621 ; k = 117$ d'où $A = 1,31 \text{ cm}^2$

Cette section étant très petite ; on prendra pour les aciers Verticaux des aciers de répartition 11T10/ml = 8,64 cm²/ml

4. MUR DE FRONT

a) Culée à vide

Poids propres des différents éléments

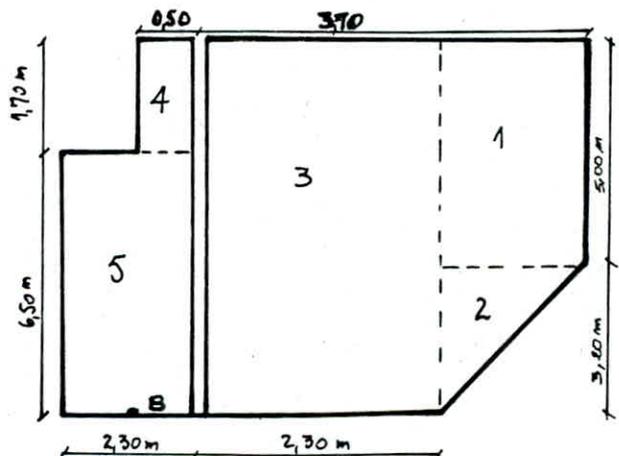
$Q_1 = 5,00 \cdot 1,40 \cdot 0,5 \cdot 2,5 \cdot 1/9,40 = 0,93 \text{ t/ml}$

$Q_2 = 3,20 \cdot 1,40 \cdot 1/2 \cdot 0,5 \cdot 1/9,40 \cdot 2,5 = 0,30 \text{ t/ml}$

$Q_3 = 2,30 \cdot 8,20 \cdot 0,5 \cdot 2,5/9,40 = 2,5 \text{ t/ml}$

$Q_4 = 0,5 \cdot 1,70 \cdot 2,5 = 2,13 \text{ t/ml}$

$Q_5 = 2,30 \cdot 6,50 \cdot 2,5 = 37,38 \text{ t/ml}$



Sollicitation	Calcul de l'effort	H (t/ml)	V (t/ml)	d (m)	m/B t/m
Poussée des Terres	CN: $0,5 \cdot 2 \cdot 8,2^2 \cdot 0,333$	22,39	—	2,73	61,20
	S: " $0,420$	28,24	—		77,19
Poussée de la surcharge	CN: $1,2 \cdot 1 \cdot 8,2 \cdot 0,333$	3,28	—	4,1	13,45
	S: " $0,420$	4,13	—		16,93
Mur en Retour	SH: $Q_1 \cdot 0,10 \cdot 2$	0,19	—	5,70	1,08
	SH: $Q_2 \cdot 0,10 \cdot 2$	0,06	—	2,13	0,13
	SH: $Q_3 \cdot 0,10 \cdot 2$	0,50	—	4,1	2,05
Q_s	CN: 37,38	—	37,38	0	0
	Sv: $37,38 \cdot 1,07$	—	40,00	0	0
	SH: $37,38 \cdot 0,1$	3,74	—	3,25	12,16
Q_d	CN: 2,13	—	2,13	0,90	-1,92
	Sv: $2,13 \cdot 1,07$	—	2,28	0,90	-2,05
	SH: $2,13 \cdot 0,1$	0,21	—	1,35	1,54

Les efforts sismiques verticaux des éléments du mur en retour n'ont pas été pris en compte car d'une part ils ne sollicitent pas la section B d'autre part les moments qu'ils induisent ne sont plus défavorables

les combinaisons des efforts calculés ci-dessus donnent

CN : $H = 25,67$ t/ml $V = 39,51$ t/ml $M = 72,73$ t·m/ml.
CS : $H = 37,07$ t/ml $V = 42,28$ t/ml $M = 109,03$ t·m/ml.

b/ Culée en Service

Sollicitation	H (t/ml)	V (t/ml)	d (m)	M/B t/m
Tablier surchargé	—	39,69	0,25	9,92.
Variation linéaires	2,52.	—	6,50	16,38.
Freinage.	1,60	—	6,50	10,40
Total en CN.	29,79	79,20	—	109,43
Total en C.S	41,19	81,97	—	145,73

B. Ferrailage.

La section d'encastrement B se trouve sollicitée par l'effort vertical V et le moment de flexion M. le calcul du mur de front se fera donc en flexion composée

$e_0 = M/V = 145,73/81,97 = 1,78$ m; l'effort de compression V. est appliqué en dehors de la section \Rightarrow section partiellement comprimée

$$e_1 = e_0 + \frac{R_t}{2} - d = 1,78 + \frac{2,30}{2} - 0,05 = 2,88 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow M' = V \cdot e_1 = 236,07 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

On prendra $\bar{\sigma}_a = \sigma_{cn} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ($\phi \leq 20 \text{ mm}$)

$$y = 0,0159 \Rightarrow \epsilon = 0,9447 ; k = 75,3 \Rightarrow A_1 = 38,39 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - V/\sigma_{cn} = 38,39 - (81,97 \cdot 10^3 / 4200) = 18,87 \text{ cm}^2$$

On adoptera : 13 T14 $\Rightarrow A = 20,01 \text{ cm}^2$

D'autre part, il sera disposé un ferrailage constructif de manière à former une cage; il sera donc adopté des T10 espacés de 10 cm.

5/ Ferrailage du Sommier d'appui

La liaison tablier-appui est assurée par des appareils d'appui discontinus, il ya risque de fissuration suivant le plan vertical et le plan oblique (45°). Pour parer à ce risque nous prévoyons des armatures de chaînage et des armatures de surface et d'éclatement

A. Armatures de chaînage.

Les documents SETRA proposent une quantité d'aciers pouvant équilibrer 0,25 fois la charge localisée la plus défavorable (la réaction d'appui max dans notre cas). $R_{max} = 57 \text{ t}$

$$A = 0,25 R_{max} / \bar{\sigma}_a = 0,25 \cdot 57 \cdot 10^3 / 2800 = 5,09 \text{ cm}^2$$

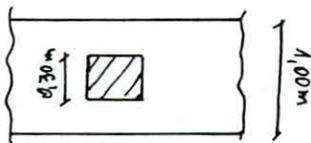
On prendra 4 $\phi 10$ par nappe (il sera disposé 2 nappes)

La propagation d'éventuelles fissures sera limitée par les armatures de flexion du mur frontal. (Armatures horizontales).

B. Armatures de surface et d'éclatement

Nous disposerons des frettes au droit des appareils d'appui. La section des frettes doit être suffisante pour reprendre un effort

$$N = 0,25 \cdot (1 - \delta) \cdot R_{max}$$



$$N = 0,25 \left(1 - \frac{0,30}{1,00} \right) \cdot 57 = 9,98 \text{ t}$$

$$\text{Soit une section d'armatures } A = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 3,56 \text{ cm}^2$$

Nous disposerons une nappe de 4T12 dans les deux directions sous chaque appareil d'appui avec un enrobage de 2 cm en dessus et en dessous de la nappe.

6. Dalle de transition.

La dalle de transition est une dalle placée sous la chaussée aux entrées de pont. Sa présence a pour but d'éviter le dénivellement qui se produira éventuellement entre la chaussée côté remblai et celle du pont du fait du tassement du remblai

Principe de Calcul SETRA

La dalle de transition sera calculée comme étant une poutre appuyée simplement sur 2 extrémités

Evaluation des efforts sur la dalle de transition

Charges permanentes : poids propre de la dalle : $2,5 \cdot 0,3 \cdot 1 = 0,75 \text{ t/m}^2$
 poids du remblai : $2 \cdot 0,6 = 1,2 \text{ t/m}^2$
 Revêtement de la chaussée : $2,2 \cdot 0,08 \cdot 1 = 0,176 \text{ t/m}^2$
 Total : $= 2,13 \text{ t/m}^2$

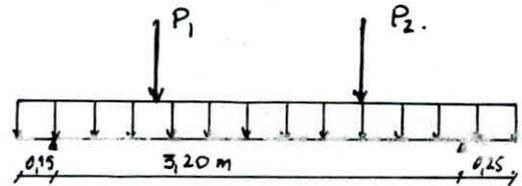
Surcharge :

Le système Bc est le plus défavorable comme c'est indiqué dans le schéma ci-dessus. Les 2 roues P_1 et P_2 sont équivalentes chacune à une charge répartie de $5,5 \text{ t/ml}$ assimilable à un rouleau indéfini. La charge P_1 est affectée d'un coefficient dynamique égal à 2 pour tenir compte du choc d'un essieu au voisinage de l'appui de la dalle de transition et doit être affecté d'un coefficient de majoration de 1,2

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

Evaluation des efforts :

(On néglige les 2 consoles dans nos calculs)

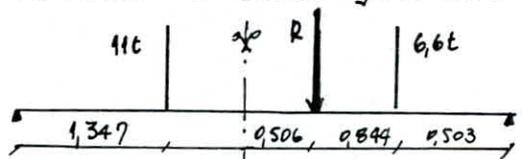


Charge permanente : $M_g = \frac{q \cdot (L - 0,4)^2}{8} = 2,73 \text{ t.m/ml}$

$$T_g = \frac{q \cdot (L - 0,4)}{2} = 3,41 \text{ t/ml}$$

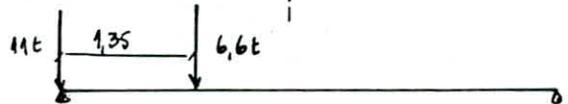
• Moment fléchissant : On utilise le théorème de Béré pour avoir le moment maximal

$$M_s^{max} = 9,98 \text{ t.m/ml}$$



• Effort tranchant

$$T_s = 14,82 \text{ t/ml}$$



• Efforts maximaux

$$M = M_g + M_s = 12,71 \text{ t.m/ml} \text{ et } T = T_g + T_s = 18,23 \text{ t/ml}$$

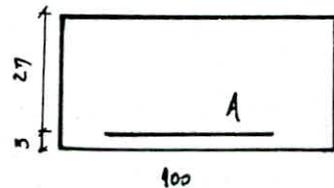
Ferraillage : $M = 12,71 \text{ t.m/ml}$

$$\mu = \frac{12,71 \cdot 10^5 \cdot 15}{2800 \cdot 100 \cdot 27} = 0,0934 \rightarrow k = 25,8 ; E = 9,8775$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_2}{k} = 108,53 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$A = \frac{12,71 \cdot 10^5}{2800 \cdot 9,8775 \cdot 27} = 19,16 \text{ cm}^2 \text{ soit } 10T16$$

$$\Rightarrow A = 20,10 \text{ cm}^2$$



Vérification de non fissuration :

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot \sigma_b}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_b}{1 + 10 \tilde{\omega}_l} \quad \sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{k \cdot \sigma_b \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$$k = 10^6 ; \sigma_b = 1,6 ; \phi = 16 \text{ mm} ; \tilde{\omega}_l = 0,034 ; \sigma_1 = 2537,31 \text{ kg/cm}^2 ;$$

$$\sigma_2 = 2078,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{en}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\} = 2537 \text{ kg/cm}^2$$

D'où la section d'armature :

$$A = \frac{12,71 \cdot 10^5}{2537 \cdot 0,8775} = 41,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit 11 T 16} \Rightarrow A = 22,12 \text{ cm}^2$$

Dans l'autre sens, nous prenons des armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = 5,53 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit 5 T 12} \Rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2$$

Vérification au cisaillement

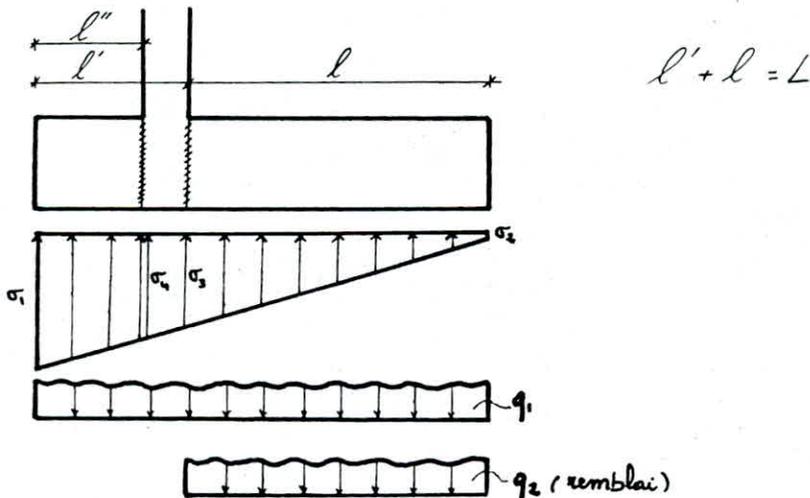
$$\text{On doit vérifier que : } \tau = \frac{T}{b \cdot z} \leq 1,15 \bar{\sigma}_b = 8,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{avec } T = 18,23 \text{ t/ml} \\ b = 100 \text{ cm} \\ z = 7/8 h = 23,63 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau = 7,71 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau} = 8,8 \text{ kg/cm}^2$$

7. FERRAILLAGE DE LA SEMELLE (CULEE)

$$\sigma_1 = 5,02 \text{ kg/cm}^2 = 50,2 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = 0,08 \text{ kg/cm}^2 = 0,8 \text{ t/m}^2$$



$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{L} = \frac{\sigma_4 - \sigma_2}{L - l''} = \frac{5,02 - 0,08}{600} = \frac{\sigma_4 - 0,08}{600 - 140} \Rightarrow \sigma_4 = 3,87 \text{ kg/cm}^2 = 38,7 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{L} = \frac{\sigma_3 - \sigma_2}{L - l'} = \frac{5,02 - 0,08}{600} = \frac{\sigma_3 - 0,08}{600 - 200} \Rightarrow \sigma_3 = 3,37 \text{ kg/cm}^2 = 33,7 \text{ t/m}^2$$

$$q_1 = 2,5 \cdot 1,2 = 3 \text{ t/m}^2 \Rightarrow q_1 = 3 \cdot 1 = 3 \text{ t/ml}$$

$$q_2 = 2 \cdot 8 = 16 \text{ t/m}^2 \Rightarrow q_2 = 16 \text{ t/ml}$$

$$M = \sigma_2 \cdot \frac{l^2}{2} + (\sigma_3 - \sigma_2) \frac{l}{2} \cdot \frac{l}{3} - (q_1 + q_2) \frac{l^2}{2} \Rightarrow M = -57,87 \text{ t.m/ml}$$

Armatures supérieures

$$A = \frac{8 \cdot M}{7 \cdot h \cdot \sigma_a} = \frac{8 \cdot 57,87 \cdot 10^5}{7 \cdot (120-5) \cdot 4200} = 13,69 \text{ cm}^2$$

Prenons 5 T 20/ml

$$M = \sigma_4 \cdot \frac{l''^2}{2} + (\sigma_1 - \sigma_4) \frac{l''}{2} \cdot \frac{2l''}{3} - q_1 \frac{l''^2}{2} \Rightarrow M = 42,50 \text{ t.m/ml}$$

Armatures inférieures

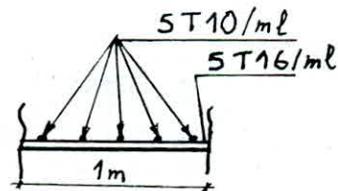
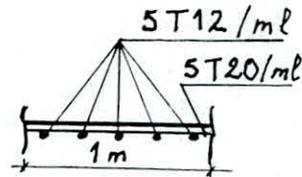
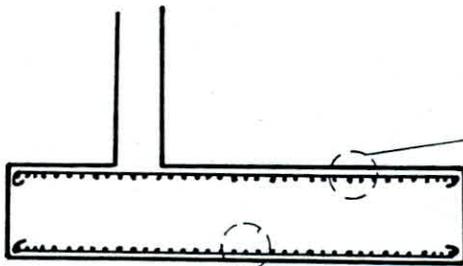
$$A = \frac{8 \cdot M}{7 \cdot h \cdot \sigma_a} = \frac{8 \cdot 42,50 \cdot 10^5}{7 \cdot (120-5) \cdot 4200} \rightarrow A = 10,06 \text{ cm}^2$$

Prenons 5 T 16/ml

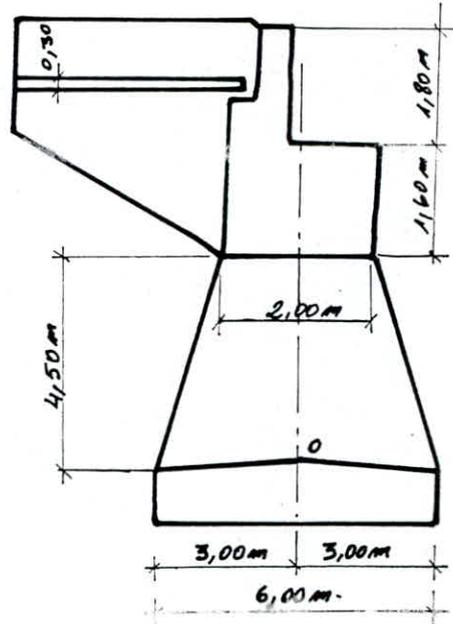
Pour les armatures transversales, on prend le $\frac{1}{3}$ des armatures longitudinales.

Armatures supérieures : 5 T 12/ml

Armatures inférieures : 5 T 10/ml



Culeé gauche (noyé).



Calcul des éléments constituant la culée

1. Mur garde grève

Le mur garde-grève est supposé encadré dans le chevet. Il sera étudié en suivant les Hypothèses du bulletin SETRA

- On néglige les effets de forces verticales
- Forces horizontales : poussée des terres, poussée des charges locales et force de freinage

Evaluation des efforts à la section d'encastrement du mur garde-grève

• Poussée des terres :

$$M_T = \frac{1}{6} k_a \gamma h^3$$

avec : $k_a = \frac{1}{3}$ coefficient de poussée

$\gamma = 2 \text{ t/m}^3$; masse volumique du remblai

$h = 1,80 \text{ m}$; hauteur du mur garde-grève

$$\text{D'où } M_T = 9,648 \text{ t.m/ml}$$

• Poussée des charges locales

La sollicitation totale due aux camions B_c (poussée des charges locales + freinage) est la plus défavorable pour le mur garde-grève dont $0,5m \leq h \leq 3m$

De la même façon nous déterminons le moment d'encastrement M_p comme auparavant

$$\text{on a : } k = k_a \cdot \gamma \cdot \sigma \cdot b_c = 9,44$$

$$h = 1,80 \text{ m} \Rightarrow M_p/k = 6,914 \Rightarrow M_p = 3,04 \text{ tm/ml}$$

Le moment due à la force de freinage.

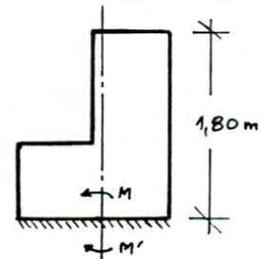
$$M_F = \frac{6R}{0,25 + 2R} \cdot \gamma \quad ; \quad \gamma = 1,2 \text{ t/m}^3 \quad \Rightarrow \quad M_F = 3,37 \text{ tm/ml}$$

$h = 1,80 \text{ m}$

Le moment total est $M = M_T + M_p + M_F = 7,06 \text{ t.m/ml}$

Le moment d'encastrement dans l'autre sens opposé et évalué quelque soit la hauteur du mur; il est dû au freinage minoré de la poussée des terres

$$M' = -3,2 \text{ tm./ml}$$



Ferraillage

a) Ferraillage Vertical arrière (coté du remblai)

$$M = 7,06 \text{ t.m/ml}$$

$$\gamma = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 9,0519 \quad (\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2);$$

$$k = 37,4; \quad E = 99046;$$

$$\bar{\sigma}_b' = \bar{\sigma}_a / k = 74,87 < \bar{\sigma}_b \rightarrow A' = 0.$$

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E k} = 20,32 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 10T12/\text{ml} \quad (A = 11,39 \text{ cm}^2) \text{ espacés de } 10 \text{ cm}$$

b) Ferraillage Vertical avant

$$M = 3,2 \text{ t.m/ml}$$

$$\gamma = 0,0254 \rightarrow k = 57,5 \text{ et } E = 99310$$

$$\bar{\sigma}_b' = \bar{\sigma}_a / k = 48,69 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$A_2 = M / (\bar{\sigma}_a E k) = 4,72 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 5T12/\text{ml} \text{ espacés de } 20 \text{ cm}$$

c) Ferraillage horizontal

$$A/4 \leq A_r \leq A/2 \quad \Rightarrow \quad 2,83 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 5,66 \text{ cm}^2$$

on adoptera des T10 tous les 15 cm sur les deux faces

2. Corbeau d'appui

Il sera conçu et ferrillé selon le bulletin SETRA exposé ci-dessous

3. Murette en retour:

Chaque mur en retour est soumis aux charges suivantes qui peuvent être appliquées ensemble

- poids propre y compris superstructure
- poussée horizontale répartie
- charges concentrées vers l'extrémité du mur

Remarque:

Les charges concentrées sont appliquées à 1m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t, cette charge conventionnelle permet de négliger les frottements verticaux et une charge horizontale de 2t (charge accidentelle)

- poids du mur $P_m = 2,5 \cdot \frac{l \cdot h}{2} \cdot e$ [t]
- poids de la superstructure: $P_s = 0,36$ [t]
- poussée horizontale répartie $P_r = (\frac{R}{3} + 0,5)$ [t/m²]

- Evaluation des efforts:

L'évaluation des efforts se fera par rapport à la section d'encastrement ($e \cdot h = 1,340$)

• Charges Verticales

L'effort tranchant à l'encastrement est $T_v = 2,5 \frac{l \cdot h \cdot e}{2} + 0,36 + 4$

$$T_v = 24,93 \text{ t}$$

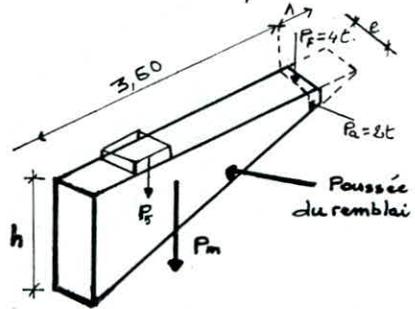
le moment d'axe horizontal à l'encastrement

$$M_v = 2,5 \frac{l^2 \cdot h \cdot e}{6} + 0,3 \frac{l^2}{2} + 4(l-1) = 47,55 \text{ t.m.}$$

• Charges horizontales

L'effort tranchant à l'encastrement: $T_H = (\frac{R}{3} + 0,5) \frac{l \cdot h}{2} + 2 = 14,77 \text{ t}$

le moment d'axe vertical à l'encastrement: $M_H = (\frac{R}{3} + 0,5) \frac{l \cdot h^2}{6} + 2(l-1) = 26,78 \text{ t.m}$



Ferraillage

• sous l'effet du moment vertical

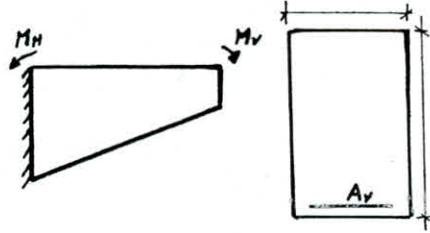
$$M_v = 47,55 \text{ t.m}$$

$$y = 0,0023 \Rightarrow k = 210 \quad \varepsilon = 0,9773$$

$$\bar{\sigma}_b = \bar{\sigma}_a / k = 13,33 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$A_v = \frac{47,55 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9773 \cdot 3,36} = 5,17 \text{ cm}^2$$

On adoptera 4T14 (A = 6,16 cm²)



Verification a la fissuration.

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot w_0}{\phi} \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10 \tilde{w}_f} ; \sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \frac{w_0}{\phi} \bar{\sigma}_b}$$

$$\tilde{w}_f = \frac{A}{2 \cdot d \cdot b_0} = 0,003$$

$$\sigma_1 = 846,56 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma_2 = 2221,97 ; \bar{\sigma}_a = \min \{ 2800 ; 2221,97 \}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2221,97 \text{ kg/cm}^2$$

On recalcule la section d'armatures avec $\bar{\sigma}_a = 2221,97 \text{ kg/cm}^2$

$$y = 0,0028 \Rightarrow \varepsilon = 0,9756 ; k = 190 ; \bar{\sigma}_b' = \bar{\sigma}_a / k = 11,69 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A_v = 6,53 \text{ cm}^2 \text{ on prend 5T14 (A = 7,70 cm}^2)$$

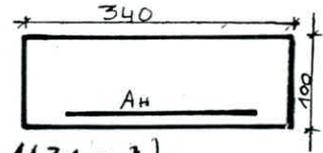
• sous l'effet du moment horizontal.

$$M_H = 26,73 \text{ t.m}$$

$$y = 0,0048 \Rightarrow k = 144 \quad \varepsilon = 0,9686$$

$$\bar{\sigma}_b' = \bar{\sigma}_a / k = 15,44 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A_H = \frac{26,73 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9686 \cdot 9,4} = 10,50 \text{ cm}^2 \text{ soit 10T12 (A = 11,31 cm}^2)$$



Condition de non fissuration

$$w = 0,004 \quad \sigma_1 = 512,82 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma_2 = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \{ 2/3 \bar{\sigma}_a, 2400 \} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ on recalcule } A_H$$

$$y = 0,0056 \Rightarrow k = 132 ; \varepsilon = 0,9660 ; \bar{\sigma}_b' = \bar{\sigma}_a / k = 18,18 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A_H = \frac{26,73}{2400 \cdot 0,9660 \cdot 9,4} = 12,29 \text{ cm}^2 \text{ soit 11T12 ; (A = 12,44 cm}^2)$$

4- Dalle de Transition

Même chose que celle calculée dans la culée massive (voir précédemment)

5- Chevetre :

L'étude du chevetre se fera suivant les Hypothèses de Charge - ment dans le bulletin SE72A. Le chevetre est soumis en plus de son poids propre, aux efforts provenant des actions suivantes: Mur garde-grève, dalle de transition; murettes en retour et tablier

Evaluation des charges

- Poids propre (y compris mur garde-grève): $q_g = 2 \cdot 2,5 \cdot \beta = 5\beta$

β : Surface latérale du chevetre y compris le mur garde-grève

le coefficient "2" tient compte du poids moyen de la partie du tablier situé au droit du chevetre au moment de construction

$$\beta = 1,6 \times 2,20 + 1,80 \cdot 0,5 = 4,42 \text{ m}^2 \Rightarrow q_g = 22,1 \text{ t/m}$$

- Surcharge transmise par le garde-grève

• Les charges verticales ne sont pas considérées

• Les charges horizontales:

poussé des terres : $H_p = \frac{1}{2} \cdot k_a \cdot h^2 \cdot \gamma = 3,85 \text{ t/ml}$
 poussé de la charge localisée située en arrière du mur garde-grève
 $H_L = \frac{42 \cdot k}{0,75 + 2h} = 0,70$
 - Freinage : $H_F = \frac{7,2}{0,25 + 2h} = 0,78$

Dalle de transition

On prend en compte les effets locaux de la dalle de transition

$H_D = 0,30$ hauteur de la dalle de transition

$H_R = 0,68$ hauteur moyenne de la chaussée sur la dalle de transition

• Réaction de la charge permanente

$q_{G1} = L \cdot (1,25 \cdot H_D + 1,1 \cdot h_R) = 4,04 \text{ t/ml}$

• Réaction des charges Bc et Be

Bc : $q'_{Bc} = 2 \times 5,5 + 1,2 \times 5,5 \cdot \frac{3,60 - 1,50}{3,60} = 14,85 \text{ t/ml}$

Be : $q'_{Be} = 2 \times 5,5 + 1,2 \times 5,5 \cdot \frac{3,60 - 1,35}{3,60} = 15,125 \text{ t/ml}$

La charge Be est la plus défavorable

total : $q_2 = q_{G1} + q'_{Be} = 19,17 \text{ t/ml}$

Murette en retour :

Les actions transmises par les murettes en retour sont dues à des charges variables concentrées appliquées aux murettes

Verticalement : $P_V = 4 \text{ t}$ et horizontalement : $P_H = 2 \text{ t}$

• poids propre d'une murette en retour $G_m = 16,2 \text{ t}$

Tablier : les efforts provenant du tablier sont transmis au chevetre par les poutres

chaque poutre transmet une charge concentrée $P = 53,3 \text{ t}$

Calcul des efforts :

Schema statique du chevetre

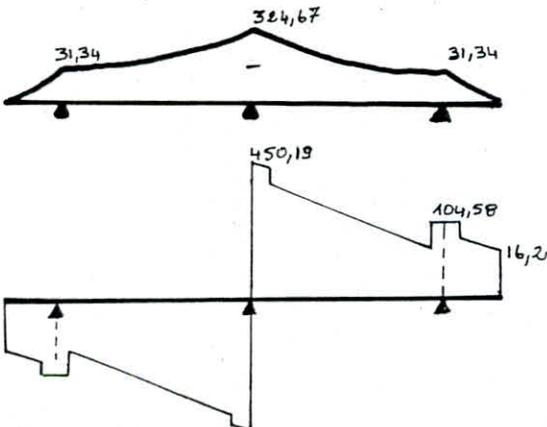
$q_{G1} = 22,1 \text{ t/ml}$

$q_2 = 19,17 \text{ t/ml}$

$G_m = 16,2 \text{ t}$, $P = 53,3 \text{ t}$

$b = 1,58 \text{ m}$, $a = 0,80 \text{ m}$

Diagrammes des efforts sollicitant le chevetre



moment fléchissant en (t.m)

Effort tranchant en (t)

Ferraillage

$M = 324,67 \text{ t.m}$

$\mu = \frac{15 \cdot 324,67 \cdot 10^5}{2667 \cdot 220 \cdot (150)^2} = 0,0369$

$\epsilon = 0,9180$

$k = 46$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2667}{46} = 57,98 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{324,67 \cdot 10^5}{2667 \cdot 0,9180 \cdot 150} = 88,41 \text{ cm}^2$$

Soit 19T25, $A = 93,24 \text{ cm}^2$

Vérification de non fissuration

$$\sigma_1 = K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f}, \quad \sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{K \cdot \eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b}$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{93,24}{2 \cdot 220 \cdot 10} = 0,0212$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ 2667, \max \{ 1119,47 ; 1662,79 \} \right\} = 1662,79 \text{ kg/cm}^2$$

On recalcule la section d'armatures

$$\mu = 0,0592 \quad K = 34,5 \quad \epsilon = 0,8990$$

$$A = \frac{324,67 \cdot 10^5}{1662,79 \cdot 0,8990 \cdot 150} = 144,80 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{1662,79}{34,5} = 48,20 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Prise en compte de la torsion :

La section d'armatures calculée précédemment sera majorée de 15%

Armatures supérieures : $A = 1,15 \cdot 144,80 = 166,52 \text{ cm}^2$

On prendra comme armatures supérieures 34T25 ($A = 166,90 \text{ cm}^2$)

Armatures inférieures : Nous mettrons 11T16. Ces barres vont servir aussi comme armatures de construction.

Prise en compte des actions horizontales : Nous placerons des barres filantes horizontales T16 le long des parois latérales pour améliorer la non fragilité du chevetre

Effort tranchant :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad T = 450,19 \text{ t} ; \quad z = \frac{7}{8} \cdot h = 131,25 \text{ cm} ; \quad b = 220 \text{ cm}$$

$$\tau_b = 15,59 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma'_b = 48,20 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 26,78 \text{ kg/cm}^2$$

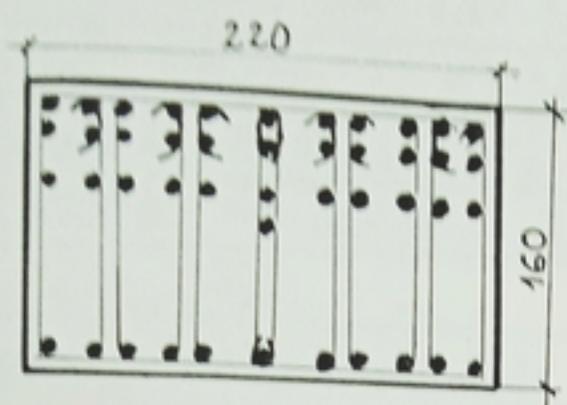
$\tau_b < \bar{\tau}_b$; Nous utilisons des armatures d'âmes droites

$$\bar{\sigma}_{at} = \varphi_{at} \cdot \bar{\sigma}_{ent} \quad \text{avec : } \varphi_{at} = \max \left\{ \frac{2}{3} ; \left(1 - \frac{\tau_b}{9 \cdot \bar{\sigma}_b} \right) \right\} = 0,77$$

Nous adopterons 5 cadres + 1 étrier T10 $A_t = 9,42 \text{ cm}^2$

$$t \leq \frac{A_t \cdot \bar{\sigma} \cdot a_t}{T} = 10,6 \text{ cm} \quad F = \min \left\{ 0,2h; \left(1 - \frac{0,3 \cdot Z_b}{\bar{\sigma}_b} \right) h \right\} = 30 \text{ cm}$$

NOUS PRENONS $t = 10 \text{ cm}$



6. ETUDE DES VOILES DE LA CULEE

Les 3 voiles de la culée jouent le rôle de poteaux, et transmettent les efforts provenant du tablier à la fondation

Sollicitations à prendre en compte :

- Actions verticales : Réaction du tablier, poids propre et surcharges routières
- Actions horizontales : Variations linéaires, freinage, seisme et poussée des terres.

• Poussée des terres :

Notre culée est noyée dans le remblai, nous considérerons uniquement la poussée sur le chevetre et le mur garde-grève

Condition normale :

$$H_n = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 L \quad ; \quad \gamma = 2t/m^3 \quad ; \quad K_a = 1/3 \quad ; \quad \varphi = 30^\circ \quad ; \quad L = 10,70 \text{ m} \quad ; \quad H = 3,40 \text{ m}$$

$$\Rightarrow H_n = 41,23 \text{ t}$$

La distance entre le point d'application de cette poussée et la base du

voile est : $d = 4,50 + \frac{3,40}{3} = 5,63 \text{ m}$

Condition sismique :

Le coefficient de poussée K_a est donné par la formule MONOBE - OKABE (exposéé - auparavant) :

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta) \cdot \cos(\delta - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\delta - \alpha - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \cdot K$$

$$\Rightarrow K_a = 0,395$$

$$H_s = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot L = 48,86 \text{ t}$$

Conditions normales	H [t]	V [t]	d [m]	M ₀ [t.m]
Chevêtre : 2,5 . 2,20 . 1,60 . 10,7	—	94,16	—	—
Mur en retour : 2,5 . 1/2 4,60 . 3,40 . 1,2	—	39,10	2,27	88,63
Mur garde-grève + corbeau : 2,5 . 0,5 . 1,8 . 10,7	—	24,08	0,75	18,06
Poids du remblai : (2 . 0,6 . 3,60 . 7) / 2	—	15,12	0,95	14,36
Dalle de transition : 2,5 . 3,60 . 0,3 . 7 1/2	—	9,45	0,95	8,98
Poids propre du tablier	—	247,73	0,325	-80,51
Voiles : 2,5 1/2 (2,20 + 6) . 4,50 . 3,20	—	147,6	—	—
Surcharges routières : convoi Bc	—	125,39	0,325	-40,75
Poussée des terres	41,23	—	5,63	-232,12
Variations linéaires du tablier	23,67	—	6,10	-144,39
Freinage	15	—	6,10	-91,50

Efforts à la base de la culée : Combinaison du 1^{er} genre :

(1) $V = 577,24 \text{ t}$; $H = 79,90 \text{ t}$; $M = -459,24 \text{ t.m}$.
 (2) $V = 702,63 \text{ t}$; $H = 64,90 \text{ t}$; $M = 367,74 \text{ t.m}$.

Les efforts à la base de chaque voile :

(1) $V = 192,41 \text{ t}$
 $H = 26,63 \text{ t}$
 $M = -153,08 \text{ t.m}$.
 (2) $V = 234,21 \text{ t}$
 $H = 21,63 \text{ t}$
 $M = -122,58 \text{ t.m}$.

Conditions sismiques	H [t]	V [t]	d [m]	M ₀ [t.m]
Chevêtre : 94,16 $\begin{matrix} 1,07 \\ 0,93 \end{matrix}$	—	$\begin{matrix} 100,75 \\ 87,57 \end{matrix}$	—	—
Mur en retour : 39,10 $\begin{matrix} 1,07 \\ 0,93 \end{matrix}$	—	$\begin{matrix} 41,84 \\ 36,36 \end{matrix}$	2,27	$\begin{matrix} 94,98 \\ 82,54 \end{matrix}$
Mur garde grève + corbeau : 24,08 $\begin{matrix} 1,07 \\ 0,93 \end{matrix}$	—	$\begin{matrix} 25,77 \\ 22,39 \end{matrix}$	0,75	$\begin{matrix} 19,32 \\ 16,80 \end{matrix}$
Surcharge du remblai : 15,12 $\begin{matrix} 1,07 \\ 0,93 \end{matrix}$	—	$\begin{matrix} 16,18 \\ 14,08 \end{matrix}$	0,95	$\begin{matrix} 15,37 \\ 13,36 \end{matrix}$
Dalle de transition : 9,45 $\begin{matrix} 1,07 \\ 0,93 \end{matrix}$	—	$\begin{matrix} 10,11 \\ 8,79 \end{matrix}$	0,95	$\begin{matrix} 9,61 \\ 8,35 \end{matrix}$
Poids propre du tablier : 247,73 $\begin{matrix} 1,07 \\ 0,93 \end{matrix}$	—	$\begin{matrix} 265,07 \\ 230,39 \end{matrix}$	0,325	$\begin{matrix} -86,15 \\ -74,78 \end{matrix}$
Voiles : 147,60 $\begin{matrix} 1,07 \\ 0,93 \end{matrix}$	—	$\begin{matrix} 157,93 \\ 137,27 \end{matrix}$	—	—
Surcharge : convoi Bc	—	125,39	0,325	-40,75
Poussée des terres	48,86	—	5,63	-275,08
Variation linéaire du tablier	23,67	—	6,10	-144,39
Freinage	15	—	6,10	-91,50
Seisme	57,72	—	6,20	-357,86

A la base de chaque voûte, on a :

$$(1) V_{\min} = \frac{1}{3} \cdot 536,83 = 178,94 \text{ t}$$

$$H = \frac{1}{3} \cdot 145,25 = 48,42 \text{ t}$$

$$M = \frac{1}{3} \cdot (-881,41) = -293,80 \text{ t.m.}$$

$$(2) V_{\max} = \frac{1}{3} \cdot 743,04 = 247,68 \text{ t}$$

$$H = \frac{1}{3} \cdot 130,25 = 43,42 \text{ t}$$

$$M = \frac{1}{3} \cdot (-856,45) = 285,48 \text{ t.m.}$$

Ferraillage : C'est la section de la base de chaque voûte qui est la plus sollicitée. Nous ferrailurons avec les efforts de la condition sismique (Combinaison (1)) très défavorable :

Le voûte est sollicitée en flexion composée :

$$e_0 = \frac{M}{V} = 164 \text{ cm} > \frac{ht}{6} = 36,67 \text{ cm} \rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Acier : $\phi \leq 20 \text{ mm} \rightarrow \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{em} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (2^e genre)

$$e_0 = 164 \text{ cm} > \frac{ht}{2} \quad \bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot (2 \cdot \bar{\sigma}'_{b0}) = 276 \text{ kg/cm}^2$$

On calcule la section en flexion simple avec un moment fictif

$$\mathcal{M}_b = N \cdot f$$

$$f = e_0 + \frac{1}{2} \cdot ht - d \quad d = 5 \text{ cm} \Rightarrow h = 215 \text{ cm}$$

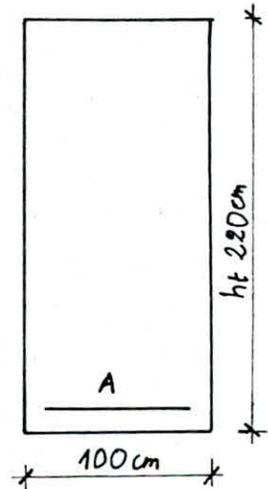
$$f = 269 \text{ cm} \rightarrow \mathcal{M}_b = 481,35 \text{ t.m.}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot \alpha \cdot \bar{\gamma} \cdot b \cdot h^2$$

$$\alpha = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}'_b}{15 \cdot \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = 0,496 \quad ; \quad \bar{\gamma} = 1 - \frac{\alpha}{3} \quad ; \quad \bar{\gamma} = 0,835$$

$$M_{rb} = 2642 \text{ t.m} > \mathcal{M}_b \rightarrow A' = 0$$

$$A_b = \frac{\mathcal{M}_b}{\bar{\gamma} \cdot \bar{\sigma}_a \cdot h} = 95,76 \text{ cm}^2$$



La section d'acier réelle nécessaire est :

$$A = A_b - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 53,16 \text{ cm}^2$$

Soit 17T20 ($A = 53,41 \text{ cm}^2$)

Comme le moment peut agir dans les 2 sens, nous allons mettre en place des armatures symétriques : $A = A' = 17T20$

Nous avons fait le calcul pour les efforts en conditions normales, la section trouvée est très inférieure à la section donnée par la condition extrême.

Par conséquent, il n'est pas nécessaire de faire une vérification en conditions normales

Armatures transversales :

En conditions normales : $T = H = 26,63 \text{ t}$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad b = 100 \quad ; \quad z = 7/8 h = 7/8 \cdot 215 = 188,13 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \tau_b = 2,20 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' < \bar{\sigma}_b' \rightarrow \bar{z}_b = 3,5 \cdot \bar{\sigma}_b = 26,7 \text{ kg/cm}^2$$

On prend un cadre T12 ($A_t = 2,26 \text{ cm}^2$)

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_{ent} \quad \text{avec : } \rho_{at} = \max \left\{ \frac{2}{3} ; \left(1 - \frac{z_b}{9\bar{\sigma}_b}\right) \right\} = 0,97$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 4074 \text{ kg/cm}^2$$

$$t \leq \frac{A_t \cdot 3 \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = 65 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \min \left\{ 0,24 ; \left(1 - 0,3 \frac{z_b}{\bar{\sigma}_b}\right) h \right\} = 43 \text{ cm}$$

7. FERRAILLAGE DE LA SEMELLE

Armatures inférieures

$$A_{\min}^{\text{inf}} = 0,12 \frac{\text{surf. transv. culée}}{\text{longueur semelle}}$$

$$A_{\min}^{\text{inf}} = 0,12 \cdot \frac{[25,65]}{12} = 25,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Prenons 5 T25 soit 24,54 cm²/ml

Armatures supérieures

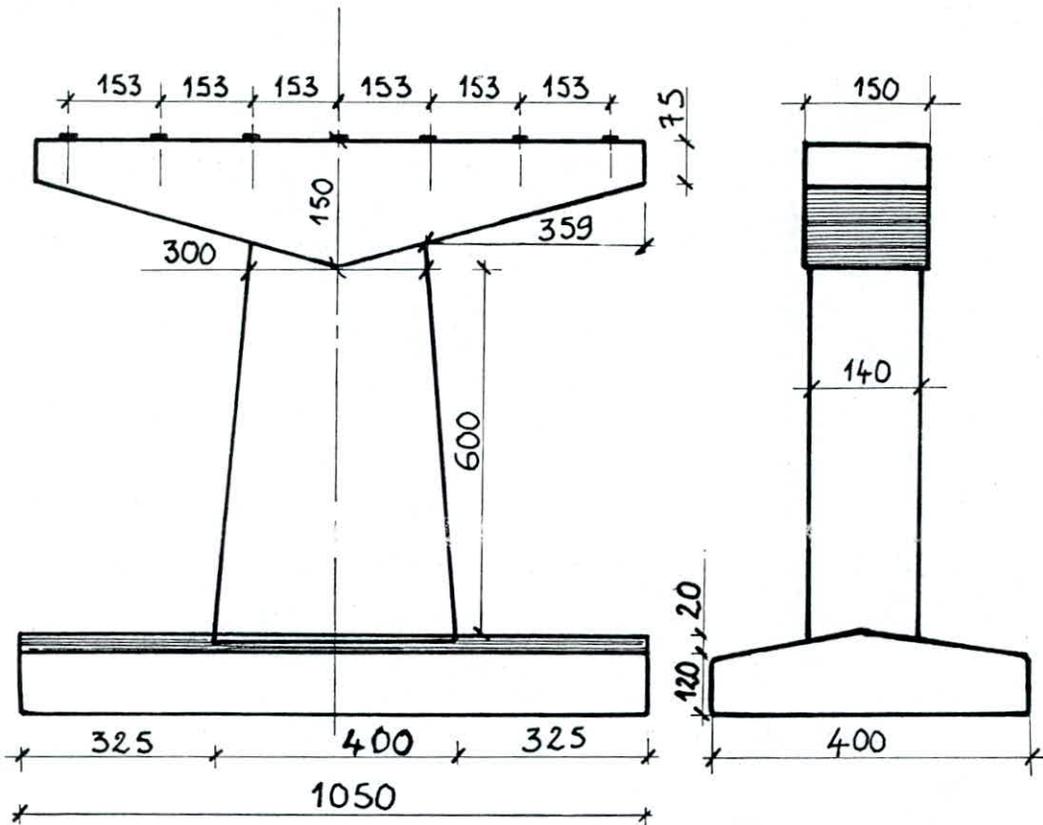
$$\frac{0,04 N}{A_{\min}^{\text{sup}}} \leq \bar{\sigma}_a \rightarrow A_{\min}^{\text{sup}} = \frac{0,04 N}{\bar{\sigma}_a}$$

$$A_{\min}^{\text{sup}} \geq \frac{0,04 \cdot 178,94 \cdot 10^3}{4200} = 1,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Prenons 4 T10 soit 2,01 cm²/ml

Idem dans le sens transversal

XIX ETUDE DE LA PILE



1. ETUDE DU CHEVETRE

Le rôle du chevêtre est de transmettre les efforts provenant du tablier aux autres éléments de la pile (fût, semelle). Le chevêtre doit être conçu pour pouvoir reprendre son poids propre et les efforts provenant du tablier. Il sera étudié comme une console encastree au fût.

A. Evaluation des efforts

- Poids propre du chevêtre

$$q_c = 2,5 \left[0,75 \cdot 1,5 \cdot 10,18 + \frac{0,75 \cdot 1,5 \cdot 5,09 \cdot 2}{2} \right] = 43 \text{ t.}$$

$$q_c = \frac{43}{10,18} = 4,22 \text{ t/ml}$$

- Efforts provenant du tablier

Les charges et surcharges du tablier sont réparties sur les poutres qui, elles les transmettent au chevêtre sous forme de charges concentrées.

Les charges revenant à une poutre sont :

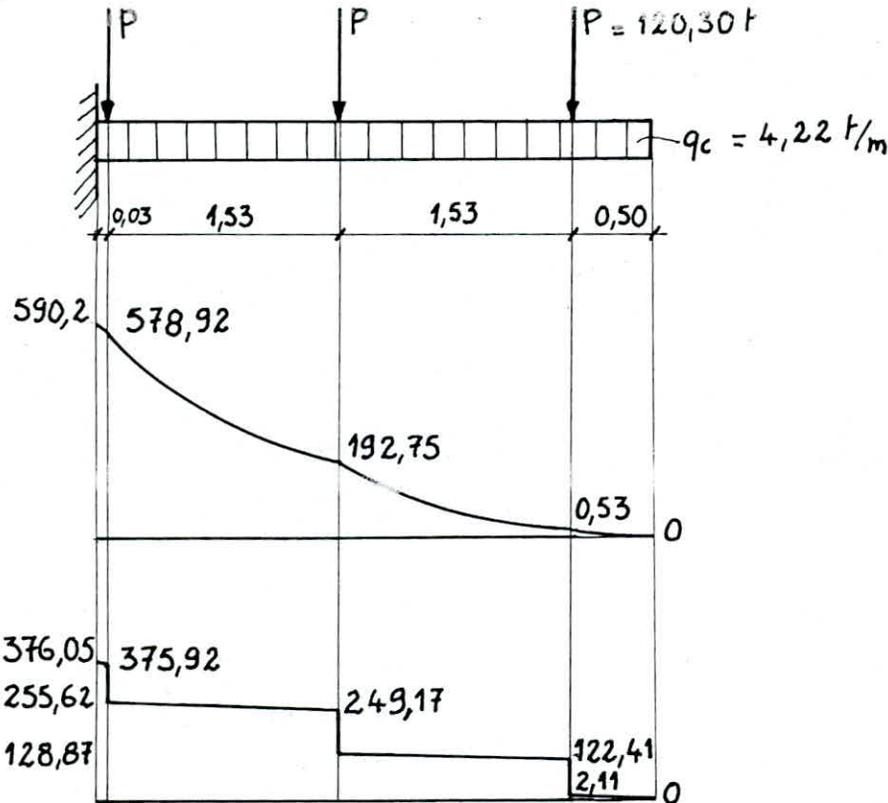
* Poids propre du tablier : $P_1 = \frac{495,46}{7} = 70,78 \text{ t.}$

* Surcharges des trottoirs : $P_2 = 1,85 \text{ t.}$

* Surcharges du convoi type D, qui est le plus défavorable (le convoi type D est supposé au droit de la pile) : $P_3 = 39,42 \text{ t.}$

$$\Rightarrow P = P_1 + 1,2 (P_2 + P_3) = 120,30 \text{ t.}$$

Schema statique de calcul (conditions normales)
 Le moment fléchissant ainsi que l'effort tranchant sont maximums au niveau de l'encastrement donc le ferrailage du chevêtre sera effectué à l'aide de ces efforts.



B. Ferrailage du chevêtre . Armature supérieure

$$M = 590,2 \text{ t.m} \quad h = 150 - 8 = 142 \text{ cm}$$

$$\Gamma = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} \quad \text{avec } \left(\begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2, \phi \geq 25 \\ b = 150 \text{ cm} \end{array} \right)$$

$$\Rightarrow \Gamma = 0,1098 \Rightarrow K = 23,3$$

$$E = 0,8695$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = 179,23 \text{ cm}^2$$

On prend 23 T 32 soit $184,98 \text{ cm}^2$

Vérification :

* A la compression

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 114,46 < \bar{\sigma}'_b \quad \text{vérifié}$$

* A la fissuration

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{(1 + 10 \bar{\omega}_f)} \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta \cdot K}{\phi} \cdot \sigma_b} \end{array} \right.$$

$$\text{avec } \left\{ \begin{array}{l} K = 10^6 \\ \eta = 1,6 \\ \bar{\omega}_f = \frac{A}{8f} = \frac{184,98}{2 \cdot 150 \cdot 8} = 0,077 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = 2175,14 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1469,69 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot 4000, \max(2175,14, 1469,69) \right\} = 2175,14 \text{ kg/cm}^2 \text{ Non vérifié}$$

$$\Gamma = \frac{15.590,2 \cdot 10^5}{2175,14 \cdot 150 \cdot 142^2} = 0,1346 \Rightarrow K = 20,3$$

$$\epsilon = 0,8584$$

$$A = \frac{590,2 \cdot 10^5}{2175,14 \cdot 0,8584 \cdot 142} = 222,60 \text{ cm}^2$$

On prend 28 T32 soit 225,19 cm²

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2175,14}{20,3} = 107,15 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 180 \text{ kg/cm}^2$$

Armature inférieure

Ces armatures comprimées ne sont pas nécessaires pour la résistance de la pièce. Ces armatures qui seront prises forfaitairement, 10T10, seront des armatures de montage.

Effort tranchant

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad \text{avec} \begin{cases} T = 376,05 \text{ t} \\ b = 150 \text{ cm} \\ z = \frac{7}{8} \cdot 142 \end{cases} \Rightarrow \tau_b = 20,18 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{b_0}' = 90 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_b' = 107,15 \text{ kg/cm}^2 < 2 \bar{\sigma}_{b_0}' = 180 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \tau_b < (4,5 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_{b_0}'}) \cdot \bar{\sigma}_b = 24,82 \text{ kg/cm}^2$$

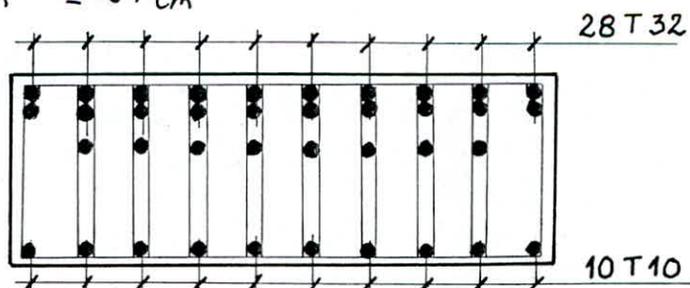
$$\rho_{at} = \max \left[\left(1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right), \frac{2}{3} \right] = 0,701 \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_{en} = 0,701 \cdot 4200 = 2944 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = 14,14 \text{ cm}^2 \text{ (1 cadre + 8 étriers)}$$

$$t \leq \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = 13,75 \text{ cm}$$

$$\bar{E} = \min \left\{ 0,2h, \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \cdot h \right\} = 27 \text{ cm}$$

Nous prendrons $t = 15 \text{ cm}$



2. ETUDE DU FUT

Le fût est sollicité par des charges verticales (poids de la pile, charges et surcharges du tablier) et des charges horizontales (freinage et seisme). Ces dernières engendrent des moments à la base du fût.

A- Efforts à la base du fût
Dans le sens longitudinal du pont

Conditions normales	Effort hor. H(t)	Effort vert. V(t)	d(m)	Moment (t.m)
Chevêtre	—	43	—	—
Fût	—	79,63	—	—
Poids propre du tablier	—	495,46	—	—
Freinage	10	—	7,8	78
Surcharge (Ae)	—	207,84	—	—
Surcharge des trottoirs	—	16,22	—	—

$$\text{Combinaison } G + 1,2P + T \quad \left\{ \begin{array}{l} N_{\min} = 618,09 \text{ t} \\ H_{\min} = 0 \\ M_{\min} = 0 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_{\max} = 886,96 \text{ t} \\ H_{\max} = 12 \text{ t} \\ M_{\max} = 93,6 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

Conditions sismiques	H(t)	V(t)	d(m)	M(t.m)
Chevêtre 43 $\left\{ \begin{array}{l} 1,07 \\ 1,005 \end{array} \right.$		46,01 43,22		
Fût 79,63 $\left\{ \begin{array}{l} 1,07 \\ 1,005 \end{array} \right.$		85,20 80,03		
Poids propre du tablier 495,46 $\left\{ \begin{array}{l} 1,07 \\ 1,005 \end{array} \right.$		530,14 497,94		
Surcharge (Ae)		207,84		
Surcharge des trottoirs		16,22		
Freinage	10		7,8	78
Seisme $(43 + 79,63 + 495,46) \cdot 0,1$	61,81		7,8	482,12

$$\text{Combinaison } G + P + T + SI \quad \left\{ \begin{array}{l} N_{\min} = 621,19 \text{ t.} \\ H_{\min} = 61,81 \text{ t.} \\ M_{\min} = 482,12 \text{ t.m} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_{\max} = 885,41 \text{ t} \\ H_{\max} = 71,81 \text{ t} \\ M_{\max} = 560,12 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

B- Calcul et ferrailage du fût

Le fût est sollicité par M, N et H, il sera calculé en flexion composée. L'étude se fait dans les conditions sismiques car elle donne le cas défavorable.

$$e_0 = \frac{M}{N'} = \frac{560,12}{885,41} = 0,63 \text{ m} > e_1 = \frac{h_t}{6} = 0,250 \text{ m} \quad \Rightarrow \text{La section est entièrement comprimée.}$$

N' : effort de compression

Contraintes admissibles

$$\bar{\sigma}_{b_0}' = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma_{28}' = 90 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b' = \bar{\sigma}_{b_0}' \cdot \left(1 + \frac{\epsilon_0}{3 \cdot \epsilon_1}\right) = 165 \text{ kg/cm}^2$$

$$\delta = \frac{d'}{h_f} = \frac{10}{150} = 0,067$$

$$\rho = \frac{\bar{\sigma}_b' \cdot b \cdot h_f}{N'} = 11,181$$

$$\beta = \frac{6 \cdot Mg}{N' \cdot h_f} = \frac{6 \cdot 560,12 \cdot 10^5}{885,41 \cdot 10^3 \cdot 150} = 2,530$$

$$C = 0,27(1 - 2\delta)^2 \cdot \rho = 2,264$$

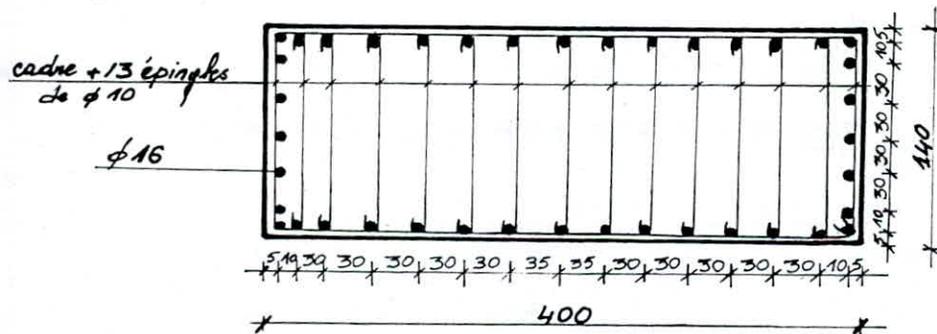
$$D = 0,30(\rho - \beta) - 0,90(1 - \rho)/(1 - 2\delta)^2 = 9,467$$

$$E = \rho - 1 - \beta = 7,651$$

$$w' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2 \cdot C} < 0$$

⇒ Le béton résiste à lui seul
A' = 0

Prenons un ferrailage minimal selon document SETRA



3. FERRAILLAGE DE LA SEMELLE

$$\sigma_{1,2} = \frac{V}{S} \pm \frac{M \cdot y}{I} \quad \text{avec} \quad V = N = 885,41 \text{ t}$$

$$M = 560,12 \text{ t} \cdot \text{m}$$

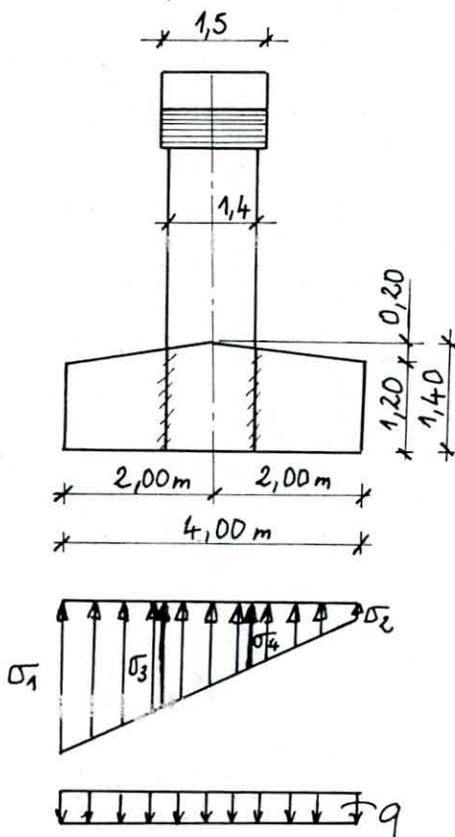
$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{10,5 \cdot 4^3}{12} = 5,6 \text{ m}^4$$

$$S = b \cdot h^2 = 10,5 \cdot 4 = 4,2 \text{ m}^2$$

$$y = \frac{h}{2} = \frac{4}{2} = 2 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = 41,09 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = 1,08 \text{ t/m}^2$$



$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{L} = \frac{\sigma_3 - \sigma_2}{L - l} = \frac{41,09 - 1,08}{4} = \frac{\sigma_3 - 1,08}{(4 - 1,3)} \Rightarrow \sigma_3 = 28,09 \text{ t/m}^2$$

$$q = 2,5 \cdot 1,4 = 3,5 \text{ t/m}^2 \rightarrow q = 3,5 \cdot 1 = 3,5 \text{ t/ml}$$

* Armatures inférieures

$$M = G_3 \cdot \frac{l^2}{2} + (\sigma_1 - \sigma_3) \frac{l}{2} \cdot \frac{l}{3} - q \cdot \frac{l^2}{2} \Rightarrow M = 28,10 \text{ t. m/ml}$$

$$A = \frac{8M}{7 \cdot h \cdot \sigma_a} = \frac{8 \cdot 28,10 \cdot 10^5}{7 \cdot (140 - 5) \cdot 4200} = 5,66 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales

$$A_{\min} = 0,12 \frac{\text{surf. trans. (semelle + pile + chevêtre)}}{\text{Longueur semelle.}}$$

$$A_{\min} = 0,12 \frac{400 \cdot 120 + \frac{400 \cdot 20}{2} + 600 \cdot 140 + 150 \cdot 150}{1050} = 18,11 \text{ cm}^2$$

Prenons 6 T20/ml

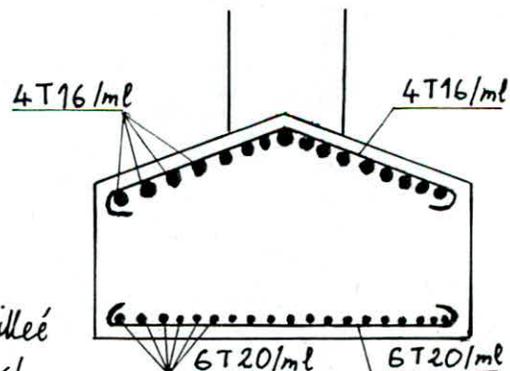
* Armatures supérieures

$$\frac{0,04N}{A_{\min}} \leq \frac{1}{\sigma_a} \Rightarrow A_{\min} \geq \frac{0,04N}{\sigma_a}$$

$$A_{\min} \geq \frac{0,04 \cdot 885,41 \cdot 10^3}{4200} = 8,43 \text{ cm}^2$$

Prenons 4 T16/ml.

Dans le sens transversal, la semelle est ferrillée de la même manière que dans le sens longitudinal



BIBLIOGRAPHIE

- Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes
(R. BARRES , C. MASSONNET) Editions DUNOD 1966
- Le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé
(P. CHARON) Editions EYROLLES 1981
- Cours pratique de béton précontraint
(G. DREUX , J. MAZARS , M. RIMBOEUF) Editions EYROLLES 1981
- Cahier de prescriptions communes
(Ministère des travaux publics)
- Traité du béton précontraint
(R. LACROIX , A. FUENTES , H. THONIER) Editions EYROLLES 1982
- Cours de mécanique des sols
(J. COSTET , G. SANGLERAT) Editions DUNOD 1981
- Documents SETRA - VIPP

REMERCIEMENTS

Nous tenons à adresser nos remerciements et à exprimer toute reconnaissance à notre promoteur M. XANH pour toute son attention et son entière disponibilité à l'égard de notre travail.

Nous remercions également R. HADDAD et C. GANIBARDI pour leur participation à la calligraphie du texte de cet ouvrage.

Que tous ceux qui ont participé à ce travail trouvent ici l'expression de notre reconnaissance la plus sincère.

A. HADDAD

N. HAMDANE

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2667}{46} = 57,98 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{324,67 \cdot 10^5}{2667 \cdot 0,9180 \cdot 150} = 88,41 \text{ cm}^2$$

Soit 19 T25, $A = 93,24 \text{ cm}^2$

Vérification de non fissuration

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

$$\tilde{\omega}f = \frac{93,24}{2 \cdot 220 \cdot 10} = 0,0212$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ 2667, \max \{ 1119,47 ; 1662,79 \} \right\} = 1662,79 \text{ kg/cm}^2$$

On recalcule la section d'armatures

$$\mu = 0,0592 \quad k = 34,5 \quad \epsilon = 0,8990$$

$$A = \frac{324,67 \cdot 10^5}{1662,79 \cdot 0,8990 \cdot 150} = 144,80 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{1662,79}{34,5} = 48,20 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Prise en compte de la torsion :

La section d'armatures calculée précédemment sera majorée de 15%

Armatures supérieures : $A = 1,15 \cdot 144,80 = 166,52 \text{ cm}^2$

On prendra comme armatures supérieures 34 T25 ($A = 166,90 \text{ cm}^2$)

Armatures inférieures : Nous mettrons 11 T16. Ces barres vont servir aussi comme armatures de construction.

Prise en compte des actions horizontales : Nous placerons des barres filantes horizontales T16 le long des parois latérales pour améliorer la non fragilité du chevetre

Effort tranchant :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad T = 450,19 \text{ t} ; \quad z = \frac{7}{8} \cdot h = 131,25 \text{ cm} ; \quad b = 220 \text{ cm}$$

$$\tau_b = 15,59 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma'_b = 48,20 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 26,78 \text{ kg/cm}^2$$

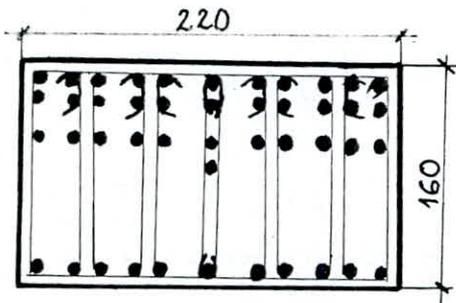
$\tau_b < \bar{\tau}_b$; Nous utilisons des armatures d'âmes droites

$$\bar{\sigma}_{at} = \varphi_{at} \cdot \bar{\sigma}_{ent} \quad \text{avec : } \varphi_{at} = \max \left\{ \frac{1}{3} ; \left(1 - \frac{\tau_b}{9 \cdot \bar{\sigma}_b} \right) \right\} = 0,77$$

Nous adopterons 5 cadres + 1 étrier T10 $A_t = 9,42 \text{ cm}^2$

$$t \leq \frac{A \cdot 3 \cdot \bar{\sigma}_a t}{T} = 10,6 \text{ cm} \quad F = \min \left\{ 0,2h; \left(1 - \frac{0,3 \cdot \tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) h \right\} = 30 \text{ cm}$$

Nous prenons $t = 10 \text{ cm}$



6. ETUDE DES VOILES DE LA CULEE

Les 3 voiles de la culée jouent le rôle de poteaux, et transmettent les efforts provenant du tablier à la fondation

Sollicitations à prendre en compte :

- Actions verticales : Réaction du tablier, poids propre et surcharges routières
- Actions horizontales : Variations linéaires, freinage, seisme et poussée des terres.

• Poussée des terres :

Notre culée est noyée dans le remblai, nous considérerons uniquement la poussée sur le chevetre et le mur garde-grève

Condition normale :

$$H_n = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 L \quad ; \quad \gamma = 2 \text{ t/m}^3 \quad ; \quad K_a = \frac{1}{3} \quad ; \quad \varphi = 30^\circ \quad ; \quad L = 10,70 \text{ m} \quad ; \quad H = 3,40 \text{ m}$$

$$\Rightarrow H_n = 41,23 \text{ t}$$

La distance entre le point d'application de cette poussée et la base du

$$\text{voile est : } d = 4,50 + \frac{3,40}{3} = 5,63 \text{ m}$$

Condition sismique :

Le coefficient de poussée K_a est donné par la formule MONOBE - OKABE (exposée auparavant) :

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta) \cdot \cos(\delta - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\delta - \alpha - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha + \theta) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2} \cdot K$$

$$\Rightarrow K_a = 0,395$$

$$H_s = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot L = 48,86 \text{ t}$$

Conditions normales	H [t]	V [t]	d [m]	M ₀ [t.m]
Chevêtre : 2,5 . 2,20 . 1,60 . 10,7	—	94,16	—	—
Mur en retour : 2,5 . $\frac{1}{2}$ 4,60 . 3,40 . 1,2	—	39,10	2,27	88,63
Mur garde-grève + corbeau : 2,5 . 0,5 . 1,8 . 10,7	—	24,08	0,75	18,06
Poids du remblai : (2 . 0,6 . 3,60 . 7) / 2	—	15,12	0,95	14,36
Dalle de transition : 2,5 . 3,60 . 0,3 . 7 $\frac{1}{2}$	—	9,45	0,95	8,98
Poids propre du tablier	—	247,73	0,325	-80,51
Voiles : 2,5 $\frac{1}{2}$ (2,20 + 6) . 4,50 . 3,20	—	147,6	—	—
Surcharges routières : convoi Bc	—	125,39	0,325	-40,75
Poussée des terres	41,23	—	5,63	-232,12
Variations linéaires du tablier	23,67	—	6,10	-144,39
Freinage	15	—	6,10	-91,50

Efforts à la base de la culée : Combinaison du 1^{er} genre :

(1) V = 577,24 t ; H = 79,90 t ; M = -459,24 t.m.
 (2) V = 702,63 t ; H = 64,90 t ; M = 367,74 t.m.

Les efforts à la base de chaque voile :

(1) $\left\{ \begin{array}{l} V = 192,41 \text{ t} \\ H = 26,63 \text{ t} \\ M = -153,08 \text{ t.m.} \end{array} \right.$ (2) $\left\{ \begin{array}{l} V = 234,21 \text{ t} \\ H = 21,63 \text{ t} \\ M = -122,58 \text{ t.m.} \end{array} \right.$

Conditions sismiques	H [t]	V [t]	d [m]	M ₀ [t.m]
Chevêtre : 94,16 $\begin{matrix} 1,07 \\ 0,93 \end{matrix}$	—	$\begin{matrix} 100,75 \\ 87,57 \end{matrix}$	—	—
Mur en retour : 39,10 $\begin{matrix} 1,07 \\ 0,93 \end{matrix}$	—	$\begin{matrix} 41,84 \\ 36,36 \end{matrix}$	2,27	$\begin{matrix} 94,98 \\ 82,54 \end{matrix}$
Mur garde grève + corbeau : 24,08 $\begin{matrix} 1,07 \\ 0,93 \end{matrix}$	—	$\begin{matrix} 25,77 \\ 22,39 \end{matrix}$	0,75	$\begin{matrix} 19,32 \\ 16,80 \end{matrix}$
Surcharge du remblai : 15,12 $\begin{matrix} 1,07 \\ 0,93 \end{matrix}$	—	$\begin{matrix} 16,18 \\ 14,08 \end{matrix}$	0,95	$\begin{matrix} 15,37 \\ 13,36 \end{matrix}$
Dalle de transition : 9,45 $\begin{matrix} 1,07 \\ 0,93 \end{matrix}$	—	$\begin{matrix} 10,11 \\ 8,79 \end{matrix}$	0,95	$\begin{matrix} 9,61 \\ 8,35 \end{matrix}$
Poids propre du tablier : 247,73 $\begin{matrix} 1,07 \\ 0,93 \end{matrix}$	—	$\begin{matrix} 265,07 \\ 230,39 \end{matrix}$	0,325	$\begin{matrix} -86,15 \\ -74,88 \end{matrix}$
Voiles : 147,60 $\begin{matrix} 1,07 \\ 0,93 \end{matrix}$	—	$\begin{matrix} 157,93 \\ 137,27 \end{matrix}$	—	—
Surcharge : convoi Bc	—	125,39	0,325	-40,75
Poussée des terres	48,86	—	5,63	-275,08
Variation linéaire du tablier	23,67	—	6,10	-144,39
Freinage	15	—	6,10	-91,50
Seisme	57,72	—	6,20	-357,86

