الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

34/88

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

1EX

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : genie civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

PONT A POUTRES

EN BETON

PRECONTRAINT

4 PLANCHES

Proposé Par : ENGOA

Etudié par : A. TAGUINE

Dirigé par : M. ZOUKH

PROMOTION : JUIN 1988

E.N.P. 10, Avenue Hacen Badi – EL-HARRACH – ALGER

Dedicaces

A mon pere
A ma mere
A mes freres
A mes soeurs
A ma belle soeur
A mes beaux freres
A mes amis.

Remerciements

Je tiens a remercier Monsieur ZOUKH, professeur a l'ENP pour ses conseils et sa presence durant toute la duree de l'elaboration de ce projet.

Je remercie egalement A. Aeharbou, F. Gani, Hamid, Mesbah Beloom et S. Djouadi.

A. TAGUINE.

SOMMAIRE

INTRODUCTION
ET PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le present ouvrage dont je fais l'etude est un pont a poutres multiples en beton precontraint par post-tension. Il sera implante a ANNABA. Il reliera ANNABA et BERRAHAL et permettra de desservir le village KHERRAZA.
Cet ouvrage est constitue de 2 travees. La longueur de la travee est 25,40 m. La largeur de la chaussee est 10,50 m, d'où on aura 2 voies de circulation de 3,50 m chacune et 2 trottoirs de 1,5 m de largeur chacun.

STRUCTURE DU PONT

Le tablier : Il est constitue par

Le platelage : forme d'un hourdis de 20 cm d'epaisseur recouvert d'une couche d'asphalte et d'une chape d'etancheite d'epaisseur totale de 8 cm. L'hourdis etant coule sur place il est prevu des barres d'amorces laissees en attente sur la table de la poutre pour la liaison poutre - dalle.

Poutraison : constitue le support du platelage et se compose de 6 poutres principales en beton precontraint d'entre axe 1,816 m

Les appuis

Les appuis sont constitues d'une pile et de 2 pile-culees. Ces elements essentiels de l'ouvrage supportent les efforts transmis par le tablier et les transmettent a leur tour aux fondations

Les fondations

Les resultats de l'etude du sol ont conduit a opter pour la solution des fondations profondes.
Elles seront constituees par des pieux en beton arme de 1,20 m de diametre fores dans le sol.

Chap I

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES

BETON

Le beton utilise est conforme au CCBA68. Le dosage est 400 kg/m³. La resistance nominale de compression est 270 bars.

Contrainte admissible de compression

$\sigma'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon \cdot \sigma'_{28}$ BA68 art. 9.4

α : coefficient tenant compte de la vitesse de prise et par consequent de la classe du ciment.

$\alpha = 1$ classe 325 du ciment

β : coeff. dependant de la nature du control

$\beta = 1$ pour un control strict

γ : coeff. dependant de l'epaisseur relative des elements et de grosseur des granulats

$\gamma_{max} = 1$

δ : coeff. dependant de la distribution de la contrainte dans la section etudiee.

$\delta = 0{,}3$ compression simple.

$\delta = 0{,}6$ flexion simple

ε : coeff. dependant de la forme de la section etudiee.

$\varepsilon = 1$ en compression simple quel que soit la forme de la section.

$\varepsilon = 1$ en flexion simple pour les sections rectangulaires.

D'où la contrainte admissible :

$\overline{\sigma'_{b_0}} = 90\,b$ en compression simple.

$\overline{\sigma'_b} = 180\,b$ en flexion simple.

Contrainte de reference de traction

$\bar{\sigma} = \alpha . \beta . \gamma . \theta \ \sigma'_{28}$ avec $\theta = 0{,}018 + \frac{2{,}1}{\sigma'_{28}}$ art. 9.51.

Les coefficients α, β, γ ont meme signification que pour la compression

$\bar{\sigma}_b = 7{,}5$ bars

ACIERS

Les aciers travailleront a la traction dans le beton armé. Dans le beton precontraint, ils ont un role de construction ou eventuellement de resistance aux excedant d'effort de traction repris par les cables.

Contrainte admissible de traction

$\bar{\sigma}_a = \rho \ \sigma_{en}$ σ_{en} : contrainte d'elasticite nominale

$\rho = \begin{cases} \frac{2}{3} & \text{pour les sollicitations du 1}^{\text{er}}\text{ genre} \\ 1 & \text{" " " " 2}^{\text{eme}}\text{ genre.} \end{cases}$

Les aciers utilise sont des HA de classe FeE 40A

Pour $\phi \leq 20mm$ $\sigma_{en} = 4200 \ kg/cm^2$

$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \ kg/cm^2$

$\phi > 20mm$ $\sigma_{en} = 4000 \ kg/cm^2$

$\bar{\sigma}_a = 2664 \ kg/cm^2$

BETON PRECONTRAINT

Beton

Resistance nominale :

compression : $\sigma'_n = \sigma'_{28} = 400 \ kg/cm^2$

Traction $\sigma_n = \sigma_{28} = 31 \ kg/cm^2$

contraintes admissibles

elles sont conformes aux dispositions de l'IPI

compression

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

traction $\bar{\sigma} = 0$

Module de deformation du beton
- Sous charge de courte duree : $E_i = 21000 \sqrt{\sigma'_n} = 420000$ kg/cm²
- Sous charge de longue duree : $E_V = \frac{1}{3} E_i = 140\,000$ kg/cm².

Armature

La realisation a recours au procede DYWYDAG. Les cables utilises sont de type FT15 TBR DYWIDAG comportant 7 torons. Ils sont tendus par les 2 extremites (ancrage type actif-actif).
Les caracteristiques donnes par les constructeurs sont :

Module d'elasticite .... $E_a = 21000$ kg/cm²
Contrainte de rupture garantie .... $R_g = 1830$ kg/cm²
Section utile d'un cable .... $\omega = 9{,}73$ cm²
Contrainte caracteristique de deformation garantie $T_g = 1615$ kg/cm²
Diametre interieur de la gaine .... $\phi_i = 6{,}0$ cm
Diametre exterieur de la gaine .... $\phi_e = 6{,}6$ cm
Coeff. de frottement cable - gaine .... $f = 0{,}19$
Perte de tension relative /m .... $\varphi = 0{,}0018$
Rayon de courbure minimale du cable $R_{min} = 500$ cm
Relaxation a 1000 heures .... $\varphi_{1000} = 0{,}03$
Relaxation a 3000 heures .... $\varphi_{3000} = 0{,}036$

chap II **CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES POUTRES**

Dimensionnement des poutres

Les conditions de dimensionnement a respecter pour la hauteur et l'epaisseur des poutres en beton precontraint ayant une 20m sont :

$$\frac{L}{20} - 0{,}2 \leq h_t \leq \frac{L}{20} + 0{,}5 \quad [m]$$

Dans notre cas : $L = 25{,}4$ m d'où $1{,}07\text{m} \leq h_t \leq 1{,}77$ m

L'epaisseur de l'ame : $e \geq \frac{h_t}{10} + 9$

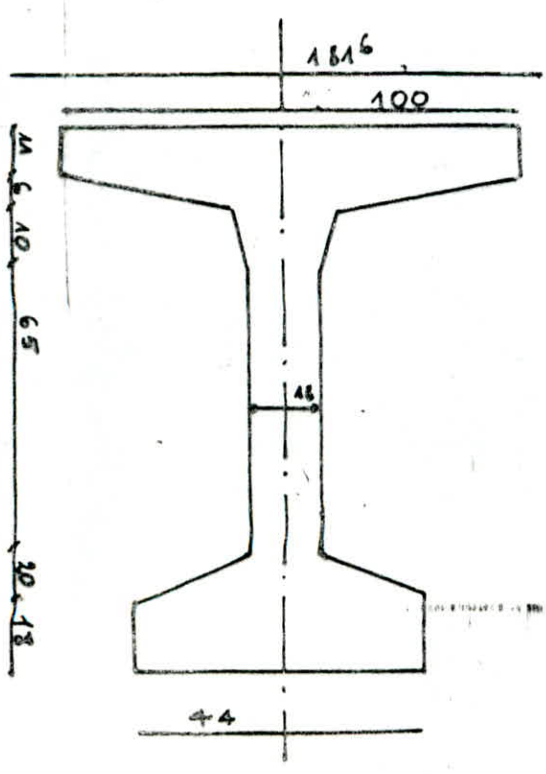
Les moules metalliques existant au sein de l'entreprise et servant a la realisation sont en harmonie avec les conditions sous-citees :

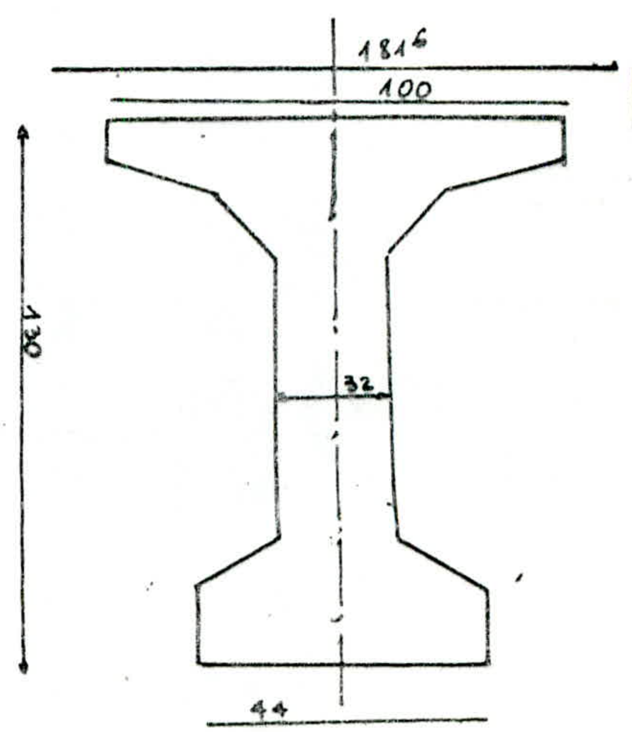
hauteur totale $h_t = 130$ cm
Largeur de la table $b = 1{,}00$ cm

Epaisseur de l'ame

. en travee $e = 18$ cm
a l'about $e = 32$ cm

Largeur de talon $b = 44$ cm





Caracteristiques des sections

On suppose que l'axe (Δ) passant par la fibre superieure de la section considerée, et en appliquant les relations classiques des moments d'inerties et des moments statiques, on aura :

	POUTRE SEULE	
sections	mediane	about
B net (cm^2)	4152,2	5138,55
B brut (cm^2)	4376	5409
S net (cm^3)	227430,44	284850,4
PS brut (cm^3)	247206,99	309620
I net (cm^4)	20756693,58	19305560,25
I brut (cm^4)	23062092,81	21450622,5
V_s (cm)	54,70	55,44
V_i (cm)	75,30	74,56
I_G (cm^4)	8314656,72	9305560,25
i^2 (cm^2)	1288,96	683,74
φ	0,31	0,16

	POUTRE + DALLE	
Sections	médiane	About
B brut (cm^2)	8008	9040,95
B net (cm^2)	7607,6	8588,9
$S_{\Delta,brut}$ (cm^3)	369186,88	454120
$S_{\Delta,net}$ (cm^3)	339651,93	417790,4.
$I_{\Delta,brut}$ (cm^4)	35164659,6	42384096,83
$I_{\Delta,net}$ (cm^4)	31648193,63	38145687,15
V_S (cm)	44,65	48,64
V_i (cm)	105,35	101,36
I_G	16482734,96	17824361,69
i^2	2166,61	2075,26
φ	0,46	0,42

Les 2 tableaux ainsi décrits ont été calculés en ayant subdivisé chaque section (sans et avec dalle) en sections géométriques simples (rectangle ou triangle) et pour chacune d'elle, on applique les relations suivantes et on fait la somme. Pour un rectangle dont la largeur b coïncide avec l'axe (Δ), on a :

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

avec $z' = \frac{2}{3} h$

Pour les autres rectangles, on applique le theoreme suivant

$I_\Delta = I_0 + B_0 \cdot z^2$ avec I_0 : moment d'inertie / C.D.G du rectangle ou triangle

z : distance de la section consideree a l'axe (Δ)

Position du centre de gravite

$V_S = \frac{S_\Delta}{B}$ $\qquad V_i = h_t - V_S$ $\qquad I_G = I_\Delta - S_\Delta \cdot V_S$

$i^2 = \frac{I_G}{B}$ $\qquad \varphi = \frac{i^2}{V_i \cdot V_S}$

chap III

CALCUL DES EFFORTS

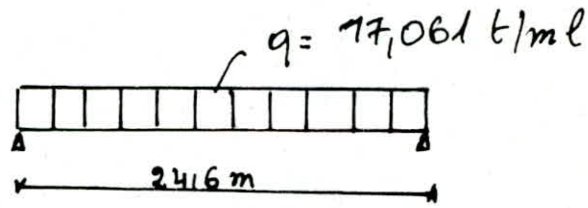
Calcul des efforts sous charge permanente G

poutre ...... $6 \cdot \frac{1}{2}(0{,}5409 + 0{,}4376) \cdot 2{,}5 \cdot 25{,}4 =$ 186,404 t
dalle .... $2{,}5 \cdot 10{,}5 \cdot 0{,}2 \cdot 25{,}4 =$ 133,35 t
trottoirs + corniches .... $2 \cdot 2{,}5 \cdot 25{,}4 \cdot 0{,}417 =$ 52,927 t
Revetements .... $7{,}00 \cdot 2{,}35 \cdot 0{,}08 \cdot 25{,}4 =$ 37,426 t
glissiere + garde-corps .... $2 \cdot 0{,}15 \cdot 25{,}4 =$ 7,62 t
entretoises .... $5 \cdot 1{,}689 \cdot 2{,}5 \cdot 0{,}3 =$ 6,334 t

G = 420,061 t

$$q = \frac{G}{L} = \frac{420{,}061}{24{,}6} = 17{,}061 \text{ t/ml}$$

Shema statique



A une distance x :

$$M_0(x) = q\,\frac{x}{2}(L - x)$$

$$T_0(x) = q\left(\frac{L}{2} - x\right)$$

Sections	0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
M_0 (t.m)	0	565,12	968,78	1210,8	1276,72	1291,71
T (t)	210,03	157,13	105,02	52,51	22,62	0

sous surcharge A $\qquad A = a_1 a_2\, A(L)$

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

caracteristique du pont

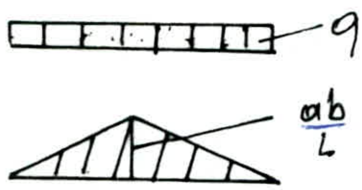
$l_r = 7$ m $\qquad l_r$: largeur roulable

$N = \frac{E(l_r)}{3} = 2{,}\ldots \qquad N = 2$

$l_v = \frac{7}{2} = 3{,}5$ m $\qquad l_v$: largeur de la voie

Le pont est de 1ère classe conformement au CPC du ministere des travaux publics fascicule 61 lettre II

Moment flechissant



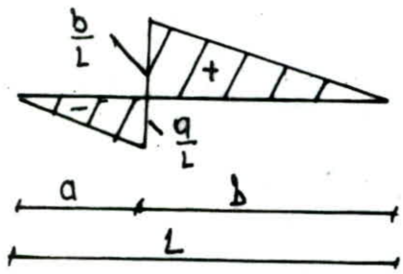
$q = n \cdot A \cdot l_r$

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

$M = qS$

Effort tranchant

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



$T = qS$

$q = nAl_r$

$S = \frac{b^2}{2L}$

Les resultats sont consignes dans ce tableau

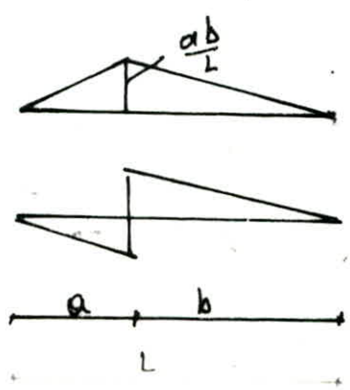
SECTIONS		0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
M (t·m)	1 voie	0	140,573	240,982	301,228	314,99	321,31
	2 voies	0	281,146	481,964	602,456	629,98	642,619
T (t)	1 voie	52,263	42,993	34,20	25,978	21,592	18,415
	2 voies	104,525	85,986	68,398	51,955	43,184	36,829

Surcharges de trottoirs

charge uniformement repartie $q = 0,15\ t/m^2$

$q = 1,5 \cdot 0,15 = 0,225\ t/ml$ pour 1 trottoir charge.

$q = 2 \cdot 1,5 \cdot 0,15 = 0,45\ t/ml$ pour 2 trottoirs charges.



$S = \frac{a \cdot b}{2}$ $M = qS = q\frac{ab}{2}$

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

Résultats récapitulatifs

Sections		0	1/8	1/4	3/8	S''	1/2
M (t·m)	1 trott	0	3,19	12,765	15,957	16,684	17,019
	2 trott	0	6,381	25,53	31,914	33,37	34,039
T(t)	1 trott	2,767	2,12	1,557	1,08	0,9	0,697
	2 trott	5,535	4,239	3,114	2,161	1,8	1,383

Surcharge Bc

Le coefficient de majoration dynamique pour les poutres :

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

$L = 24,6$ m

P : poids total du tablier

S : surcharge maximale

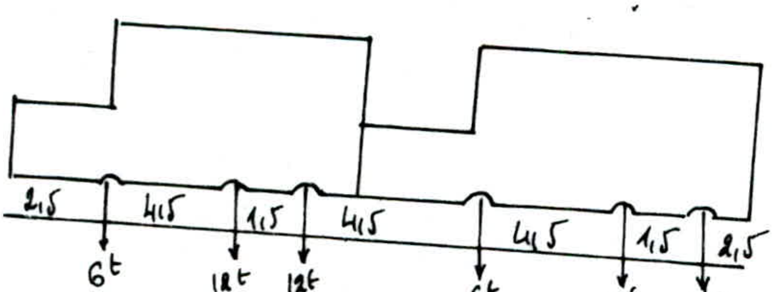
Pour 1 convoi :

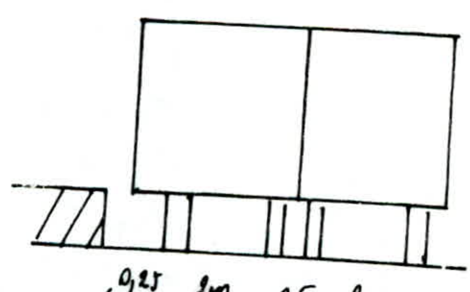
$b_c = 1,2 \Rightarrow \delta = 1,04$

Pour 2 convois :

$b_c = 1,1 \Rightarrow \delta = 1,09$

· On dispose 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 2.





La charge P_k qui provoque le moment maximal répond à

$$\sum_{k=1}^{k-1} P_k \le R/2 \le \sum_{k=1}^{k} P_k$$

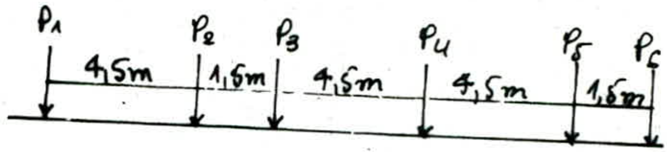
où R est la résultante des charges $R = \sum_{\alpha=1}^{k} P_\alpha$

Détermination de la position de "S"

Pour cela considérons une file de roues de convoi Bc sur notre travée.

Theorema de Barre

Enonce du theorema, Le moment flechissant du aux charges mobiles sera maximum au droit d'une charge P_i lorsque cette charge et la resultante R de toutes les charges appliquees seront symetriques par rapport a l'axe de la poutre.



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

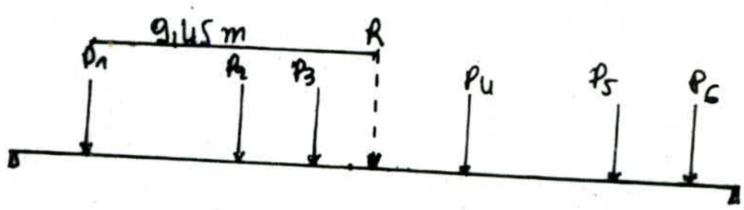
Les charges P_3 et P_4 peuvent produire le moment maximum.

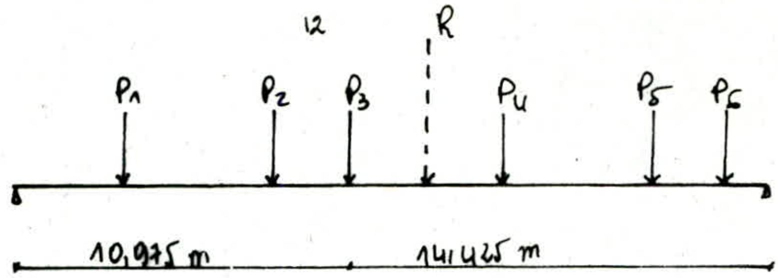
Cherchons le point d'application de la resultante R en prenant comme origine le point d'application de P_1.

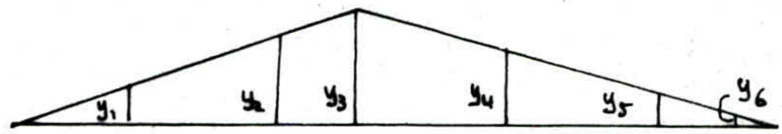
$$R \cdot x_R = \sum P_i \cdot x_i \quad \Rightarrow \quad x_R = \frac{1}{R} \sum P_i \cdot x_i$$

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

Placons les charges P_3 symetrique a la resultante R par rapport a la section mediane de la travee, et traçons la ligne d'influence du moment flechissant pour la section laquelle se situe au droit de P_3.







$y_1 = 2,824$
$y_2 = 5,38$
$y_3 = 6,23$
$y_4 = 5,458$
$y_5 = 3,315$
$y_6 = 2,667$

$$M = \sum P_i \cdot y_i \quad \Rightarrow \quad M = 119,58 \ t.m$$

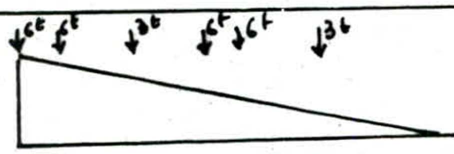
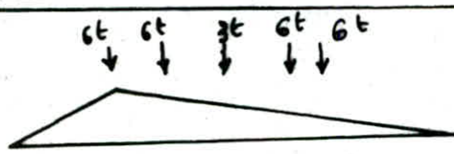
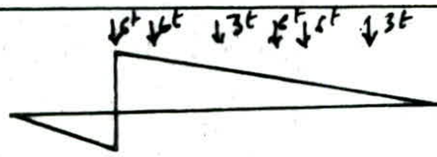
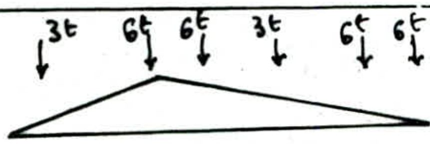
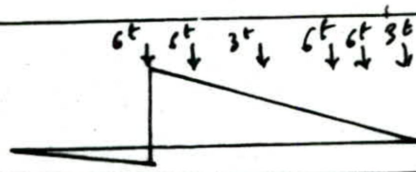
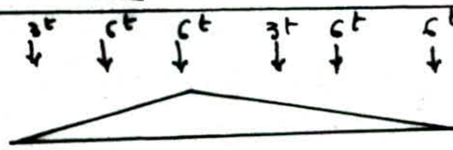
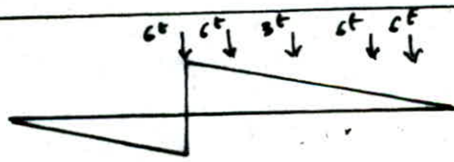
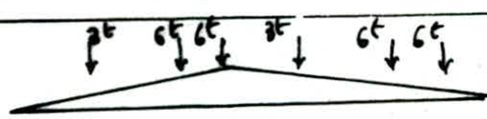
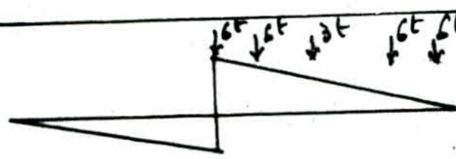
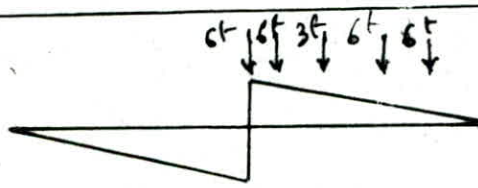
Pour P_4, le moment obtenu est $M = 107,142$ t.m . Donc la section dangereuse est sous P_3 et se trouve a une distance 10,975 m de l'appui gauche.
Dans le tableau suivant, on resume les resultats obtenus ainsi que la disposition des charges correspondantes et cela pour une file de roue B_c.

Moment flechissant

Le moment flechissant est maximum dans une section distante de a au droit de la charge P_i, en passant de gauche a droite de la section, verifie les deux inegalites :

$$\begin{cases} \dfrac{1}{a} \displaystyle\sum_{i=1}^{i} P_i > \dfrac{1}{b} \sum_{i+1}^{n} P_i \\ \dfrac{1}{a} \displaystyle\sum_{i=1}^{i-1} P_i < \dfrac{1}{b} \sum_{i}^{n} P_i \end{cases}$$

Les resultats des moments flechissants maximums et les effort tranchant au droit des differentes sections sous B_c sont consignes dans le tableau suivant :

Section		Positions defavorables			Efforts
0	M				0
	T		$y_1 = 1$ $y_2 = 0{,}941$ $y_3 = 0{,}764$	$y_4 = 0{,}587$ $y_5 = 0{,}521$ $y_6 = 0{,}35$	21,672 t
$\frac{L}{8}$	M		$y_1 = 0$ $y_2 = 2{,}778$ $y_3 = 2{,}59$	$y_4 = 2{,}028$ $y_5 = 1{,}465$ $y_6 = 1{,}278$	54,75 t.m
	T		$y_1 = 0{,}875$ $y_2 = 0{,}816$ $y_3 = 0{,}639$	$y_4 = 0{,}462$ $y_5 = 0{,}402$ $y_6 = 0{,}225$	17,922 t.m
$\frac{L}{4}$	M		$y_1 = 4{,}387$ $y_2 = 4{,}762$ $y_3 = 4{,}387$	$y_5 = 2{,}137$ $y_6 = 1{,}762$ $y_4 = 3{,}262$	92,235 t.m
	T		$y_1 =$ y_2 $y_3 =$	$y_4 =$ $y_5 =$ $y_6 =$	14,172 t
$\frac{3L}{8}$	M		$y_1 = 2{,}203$ $y_2 = 5{,}016$ $y_3 = 5{,}953$	$y_4 = 4{,}265$ $y_5 = 2{,}578$ $y_6 = 2{,}016$	112,782 t.m
	T		$y_1 = 0{,}625$ $y_2 = 0{,}556$ $y_3 = 0{,}389$	$y_4 = 0{,}212$ $y_5 = 0{,}152$ $y_6 = 0$	10,497 t
"S"	M		$y_1 = 2{,}824$ $y_2 = 5{,}38$ $y_3 = 6{,}23$	$y_4 = 5{,}258$ $y_5 = 3{,}315$ $y_6 = 2{,}615$	119,58 tm
	T		$y_1 = 0{,}568$ $y_2 = 0{,}509$ $y_3 = 0{,}332$	$y_4 = 0{,}154$ $y_5 = 0{,}095$ $y_6 = 0$	8,952 t
$\frac{L}{2}$	M		$y_1 = 3{,}35$ $y_2 = 5{,}6$ $y_3 = 6{,}35$	$y_4 = 4{,}1$ $y_5 = 1{,}85$ $y_6 = 1{,}1$	111,75 tm
	T		$y_1 = 0{,}5$ $y_2 = 0{,}441$ $y_3 = 0{,}264$	$y_4 = 0{,}087$ $y_5 = 0{,}027$ $y_6 = 0$	7,122 t

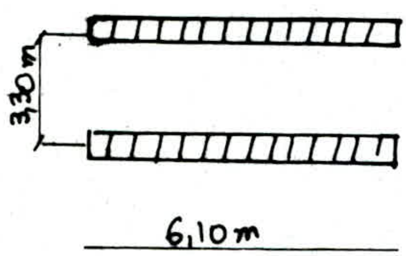
Dans le tableau suivant, on resume les efforts obtenus pour les differents cas de chargement (les resultats sont ponderes et majores)

$$M = \delta . b_c . M_{max}$$

$$T = \delta . b_c . T_{max}$$

	Sections	0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
1 convoi $\delta = 1{,}04$	M (t.m)	0	136,66	230,22	281,50	298,47	278,93
$b_c = 1{,}2$	T (t)	54,09	44,73	35,37	26,20	22,34	17,78
2 convois $\delta = 1{,}09$	M (t.m)	0	262,58	442,36	540,90	573,51	535,75
$b_c = 1{,}1$	T (t.m)	103,94	88,95	67,97	50,34	42,93	34,16

Surcharge Militaire



$$q = \frac{110}{6{,}1} = 18{,}033 \ t/ml$$

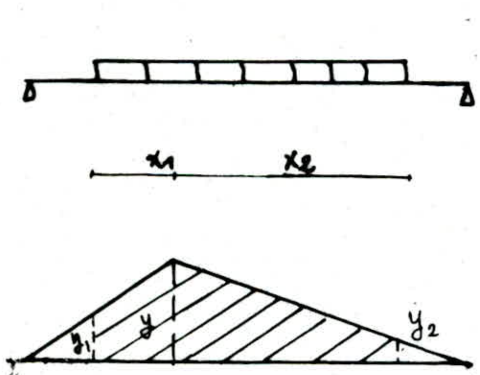
$$\delta = 1{,}03$$

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

$$y = \frac{a.b}{L} \qquad y_1 = \frac{a - x}{a} \ y$$

$$y_2 = \frac{b - x_2}{b} \ y$$

$$d = x_1 + x_2$$



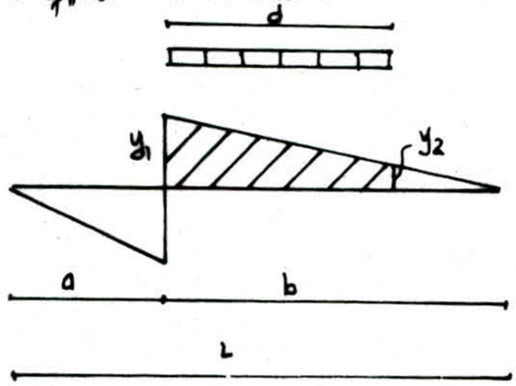
$$\Omega \max \Rightarrow \quad y_1 = y_2 \quad \Rightarrow \quad \frac{a - x_1}{a} = \frac{b - x_2}{b} \quad \Rightarrow \quad b x_1 = a x_2$$

On determine x_1 et x_2 a partir de $\begin{cases} b x_1 - a x_2 = 0 \\ x_1 + x_2 = d \end{cases}$

On trouve $x_1 = a\dfrac{d}{L}$; $x_2 = b\dfrac{d}{L}$ $\Rightarrow$ $y_1 = y_2 = \dfrac{ab}{L}\left(1 - \dfrac{d}{L}\right)$

$\Omega_{max} = \dfrac{ab}{L}\, d\left(1 - \dfrac{d}{2L}\right)$ et $M_{max} = \delta q\, \Omega_{max}$

Pour l'effort tranchant



$y_1 = \dfrac{b}{L}$ $y_2 = \dfrac{b \cdot d}{L}$

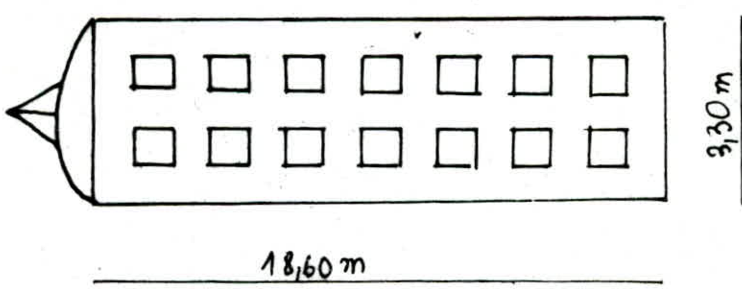
$S_{max} = \dfrac{d}{L}\left(b - \dfrac{d}{2}\right)$

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

Tableau récapitulatif des moments fléchissants et des efforts tranchants :

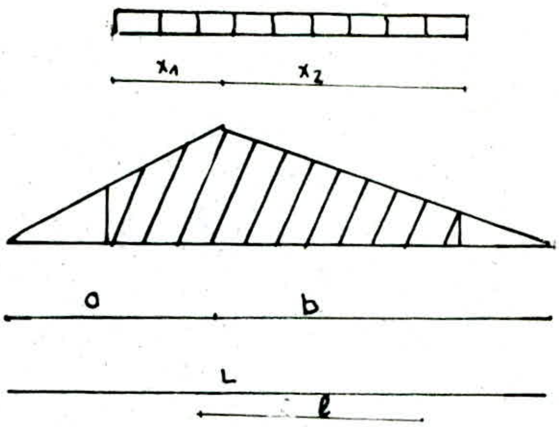
		0	L/8	L/4	3L/8	15''	L/2
$\delta = 1{,}103$	M (t.m)	0	296,598	508,458	635,568	665,432	677,94
	T (t)	0	91,596	76,429	61,263	54,336	46,096

Surcharge exceptionnelle D



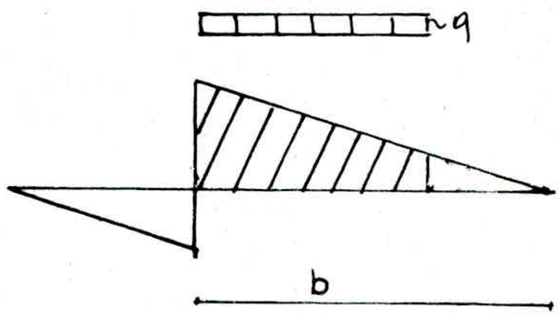
$S = 240\,t$

$q = 12{,}903\ t/mL$



$$\Omega_{max} = \frac{abl}{L}\left(1 - \frac{l}{2L}\right)$$

$$M_{max} = q\,\Omega_{max}$$



$$\Omega_{max} = l\left(\frac{b}{L} - \frac{l}{2L}\right)$$

$$T_{max} = q\,\Omega_{max}$$

	0	L/8	L/4	3L/8	5''	L/2
T (t)	125,123	122,124	92,124	62,192	48,404	32,125
M (tm)	0	422,618	724,487	905,609	948,162	965,983

Chap IV

DISTRIBUTION DES EFFORTS DANS LES POUTRES

Le choix de la methode de repartition des efforts dans les poutres de la rigidite (ou flexibilite) des entretoises. M. Guyon a defini la raideur de flexibilite d'une entretoise par la relation :

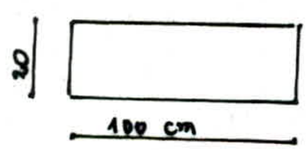
$$r = \frac{n.b}{2.L} \sqrt[4]{\frac{I_P}{I_E}}$$ avec

n : nombre total des poutres principal
b : distance entre 2 p. principales.
L : portee des p. principales
I_P : moment d'inertie de la p.p.
I_E : moment d'inertie propre d'une entretoise.

Si $r < 0{,}3$ l'entretoise est consideree comme infiniment rigide, on ne tient pas compte de l'effet de la resistance du pont a la torsion. Dans ce cas on utilise la methode de M. Courbon.
Si $r \geq 0{,}3$, on tient compte de la rigidite reelle de l'entretoise, la methode de M.M Guyon-Massonnet est l'une des methodes actuellement disponible pour le calcul des ponts en tenant compte de la resistance a la torsion.

Calcul de la raideur de flexibilite de l'entretoise

On n'a pas d'entretoise c'est l'hourdis qui va assurer le role d'entretoise. Pour le calcul de I_E, on considere une largeur de 1m d'hourdis



$$I_E = \frac{100\,(20)^3}{12} = 66666{,}66\ cm^4$$

$$I_P = 26216638{,}57\ cm^4$$

n = 6
b = 1,816 m
L = 24,6 m

$$r = \frac{6.\,1{,}816}{2.\,24{,}6} \sqrt[4]{\frac{26216638{,}57}{66666{,}67}}$$

$$r = 0{,}986 \quad > 0{,}3$$

Par consequent on utilise la methode de M.M Guyon-Massonnet

Principe de la methode M.M Guyon-Massonnet

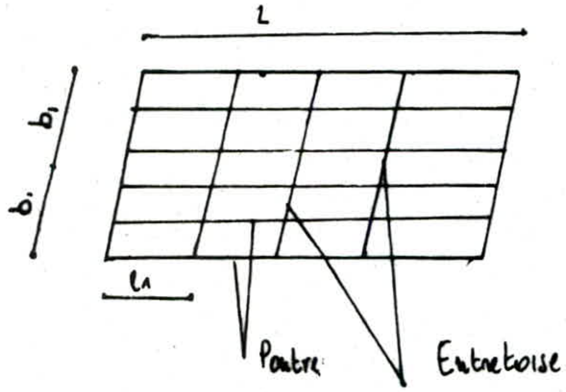
La methode consiste essentiellement :

1. A substituer au pont reel un pont a structure qui a les memes rigidites moyennes a la flexion et a la torsion que l'ouvrage reel mais qui est analysable rigoureusement par le calcul differentiel.

2. A analyser de maniere approchee l'effet de la repartition transversale des charges en admettant que cette repartition est la meme que si la distribution des charges suivant

l'axe du pont est sinusoïdale de la forme $p(x) = p \sin \frac{\pi x}{L}$
avec p : constante
L : portée du pont

<u>des deux paramètres fondamentaux</u>



a) Le pont est constitué de :

. n poutres principales espacées de b_1 mètre

. m entretoises espacées de l_1 mètres.

On désigne par
$B_p = EI_p$ la rigidité flexionnelle des poutres
$B_E = EI_E$ la rigidité flexionnelle des entretoises
E : Module d'élasticité longitudinal
C_p : $G.I_p$ rigidité à la torsion des poutres
$C_E = G I_E$ rigidité à la torsion des entretoises.

Le pont à structure continue équivalent au pont réel a pour rigidité flexionnelle par unité de longueur :

$$\rho_p = \frac{B_p}{b_1} \qquad \rho_E = \frac{B_E}{l_1}$$

et pour rigidité torsionnelle par unité de longueur

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_1} \quad \text{et} \quad \gamma_E = \frac{C_E}{l_1}$$

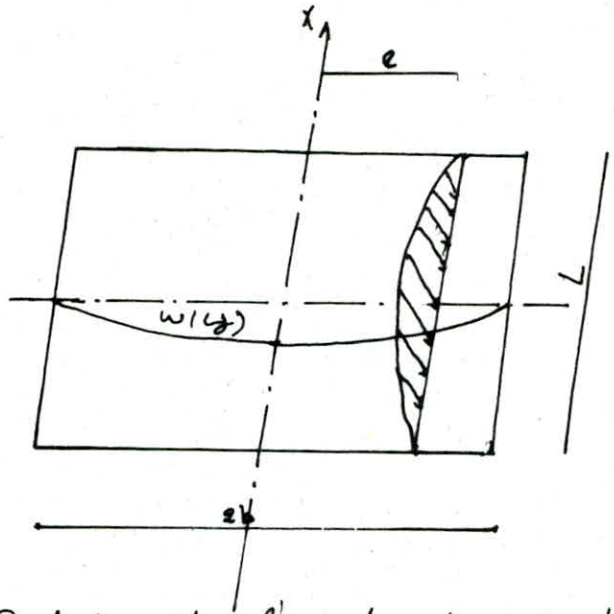
On montre que le comportement de la structure est complètement défini par :

. le paramètre d'entretoisement $\theta = \frac{b}{L} \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$

. le paramètre de torsion $\alpha = \dfrac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\gamma_p \cdot \gamma_E}}$

<u>Coefficient de répartition transversale</u>

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



si la charge p' au lieu d'etre repartie sur une ligne etant uniformement repartie sur 2b tout en restant sinusoidale dans le sens de l'axe X le pont prendrait une deformee cylindrique d'equation transversale le rapport sans dimension

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

le coefficient K depend de θ et α, de l'excentricite e de la charge et de l'ordonnee y du point considere. Des tables numeriques a doubles entrees donnant les valeurs des fonctions K_0 (correspondant a α = 0) et K_1 (correspondant a α = 1), pour les valeurs de θ sont presentes dans l'annexe de l'ouvrage Bares - Massonnet connaissant θ, on peut avoir les valeurs des fonctions K_0 et K_1. Pour avoir les valeurs de K_α correspondant a notre parametre de torsion α, on utilise la loi d'interpolation etablie par M. SATLER

$0 < \theta < 1 \qquad K_\alpha = K_0 + (K_0 - K_1)\, e^{0{,}05}$

$0{,}1 < \theta < 1 \qquad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\, \alpha^{1 - e^{\frac{0{,}065-\theta}{0{,}663}}}$

$\theta > 1 \qquad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}$

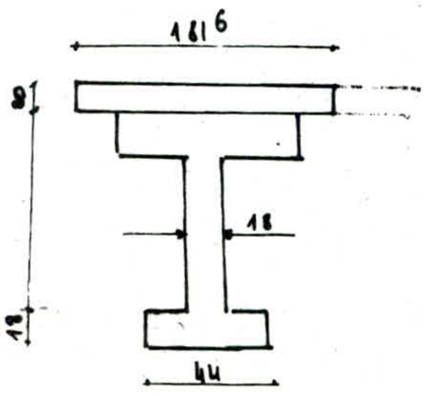
Calcul des parametres α et θ

Rigidite flexionnelle ρ_P, ρ_E et rigidite torsionnelle γ_P, γ_E

$\rho_P = \frac{E I_P}{b_1} \qquad \rho_E = \frac{E I_E}{l_1}$

La poutre est a inertie variable, on prend le moment d'inertie equivalent :

$$\bar{I} = I_0 + (I_M - I_0)\frac{8}{3\pi}$$



section d'appui :

$I_0 = 38145687{,}15\ cm^4$

section mediane

$I_M = 26216638{,}57\ cm^4$

d'ou $\bar{I} = 18019959{,}91\ cm^4$

$\gamma_P = \frac{C_P}{b_1}$ et $\gamma_E = \frac{C_E}{e_1}$ avec

$C_p = \Sigma b_i^3 . h . \frac{G}{3}$ $\qquad G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 0{,}435\ E$

$C_p = 4672008 . \frac{0{,}435\,E}{3}$ $\qquad$ d'ou $\quad C_p = 677441{,}16\,E$

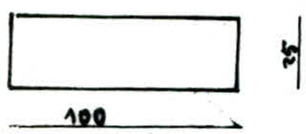
Pour l'entretoise $\quad C_E = \frac{G}{3}\frac{L}{2} \qquad C_E = \frac{G}{6}.25^3.100$

$C_E = 113224{,}64\ E$

$$\gamma_p = \frac{6774411{,}16}{181{,}6} = 3730{,}6\ E$$

$\gamma_p = 3730{,}6\ E \qquad \gamma_E = 1132{,}24\ E$

<u>Rigidite flexionnelle unitaire</u> ρ_p, ρ_E



$I_E = 130208{,}33\ cm^4$

$\rho_p = \frac{E I_p}{b_1} \Rightarrow \rho_p = 154295{,}13\,E$

$\rho_E = \frac{E I_E}{l_1} \Rightarrow \rho_E = 1302{,}083\,E$

$$\theta = \frac{b}{L}\sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_E}} = \frac{5{,}448}{24{,}6}\sqrt{\frac{154295{,}13}{1302{,}08}} \Rightarrow \theta = 0{,}73$$

$$\alpha : \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2(\rho_p . \rho_E)^{1/2}} = \frac{3730{,}4 + 1132{,}246}{2(154295 . 1302{,}08)^{1/2}} \Rightarrow \alpha = 0{,}171$$

Les valeurs de K_0 et K_1 sont dans l'annexe de l'ouvrage BARE-Massonnet, par interpolation, on determine $K\alpha$. Les valeurs de $K\alpha$ sont consignes dans le tableau :

e	$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{1}{2}b$	$-\frac{1}{4}b$	0	$\frac{1}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{3}{4}b$	b
P_1 $y=0{,}908$	0,0776	0,4711	1,0063	1,2926	1,5543	1,50567	1,1673	0,8546	0,3814
P_2 $y=2{,}724$	-0,237	0,016	0,285	0,623	1,036	1,488	1,806	1,896	1,848
P_3 $y=4{,}54$	-0,3092	-0,1995	0,0599	0,1578	0,503	1,0634	1,7783	2,9046	4,1588

<u>Calcul de $K\alpha^{max}$</u> Sous charge localisee $K\alpha^{max} = \frac{\Sigma P_i . y_i}{\Sigma P_i}$

Dans le sens transversal : $K\alpha^{max} = \frac{\Sigma y_i}{n}$

Sous charge et surcharge uniforme : $K\alpha = \frac{\omega}{e}$
Cette aire est calculee par la methode de trapezes :
$\omega = \frac{b}{2}[y_0 + 2(y_1 + y_2 + \cdots + y_{n-1}) + y_n]$

Resultats recapitulatifs

charge et surcharge	mode de chargement	Poutre 1 y=0,908	Poutre 2 y=2,724	Poutre 3 y=4,54
G	toute la largeur	1,0774	1,1468	0,9579
Trottoirs	1 trottoir chargé	0,77	1,88	2,83
	2 trottoirs chargés	0,4816	0,9325	1,315
A(L)	une voie chargée	1,3707	2,235	1,356
	2 voies chargées	1,1679	1,46	0,729
B_c	1 convoi	1,784	1,62	1,65
	2 convois	1,3575	1,292	1,179
Mc120		1,32	1,385	1,24
D		1,553	1,266	0,896

Calcul des moments fléchissants dans les poutres :

$$M_i = K_{\alpha_i} \cdot \frac{M_0}{n}$$

M_0 : moment fléchissant sollicitant chaque travée sous le chargement considéré

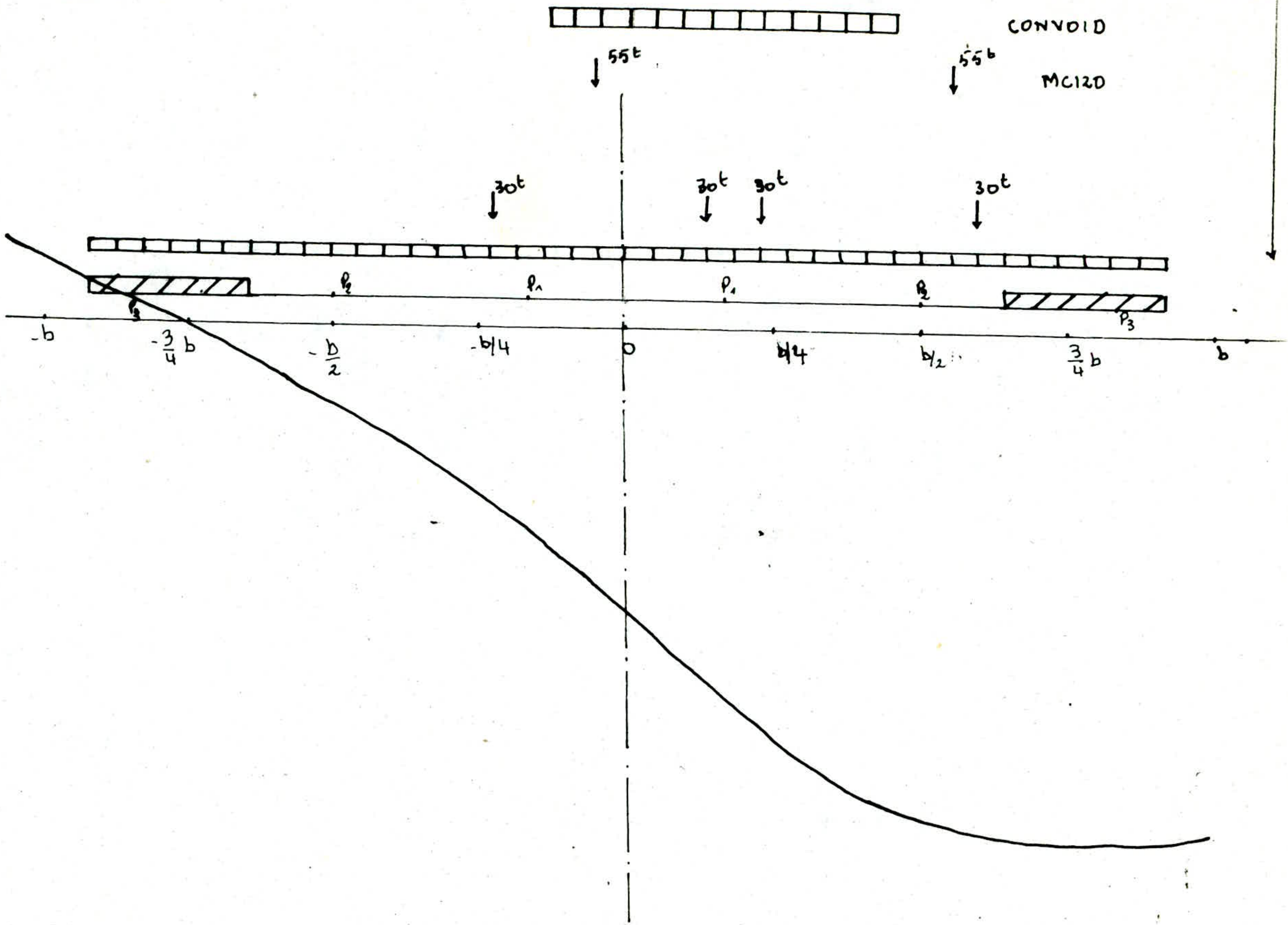
K_{α_i} : coefficient de répartition transversal pour chaque poutre

n : nombre de poutre

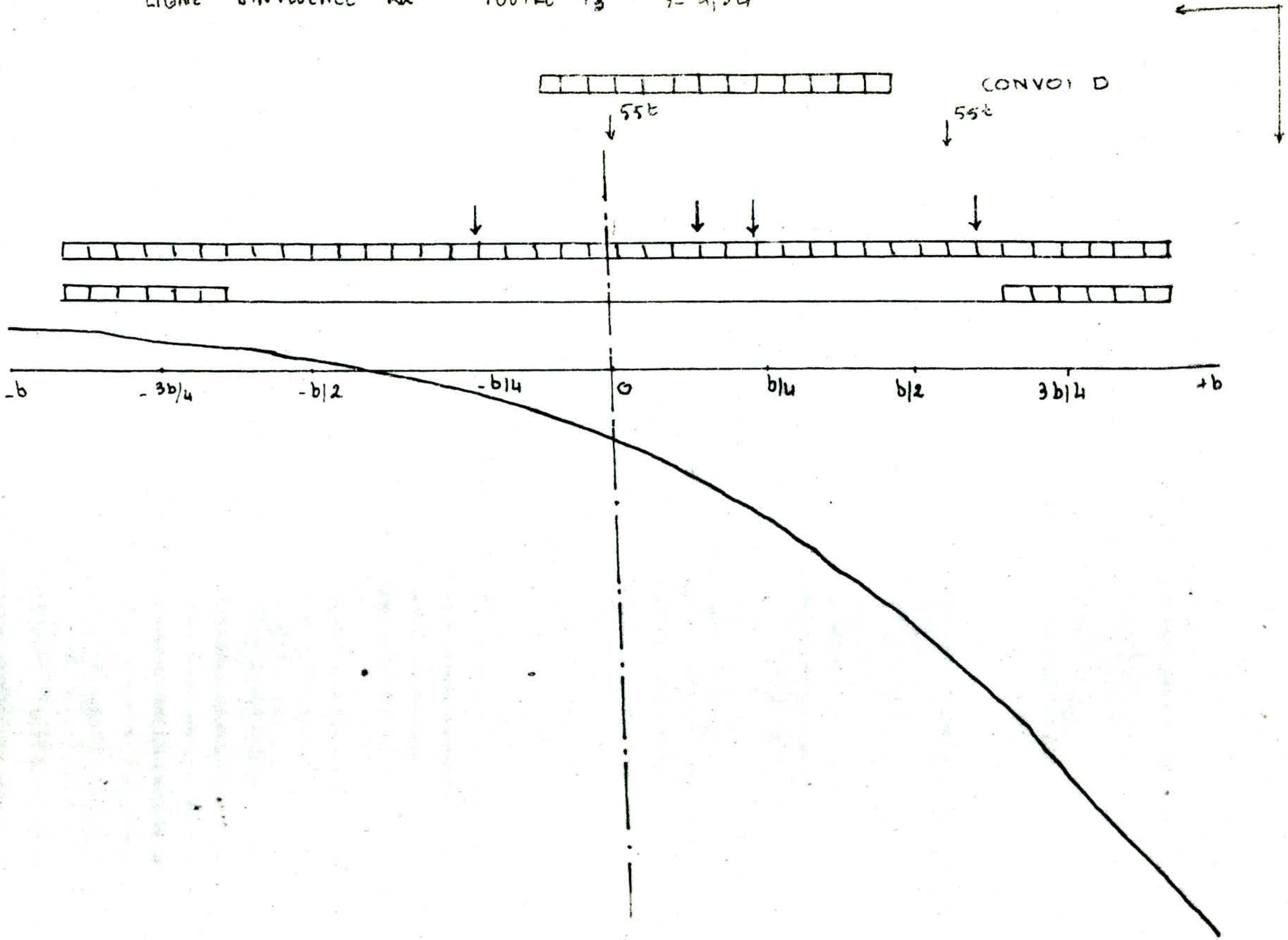
Efforts tranchants dans les poutres

$$T_i = K_\alpha \cdot \frac{T_0}{n}$$

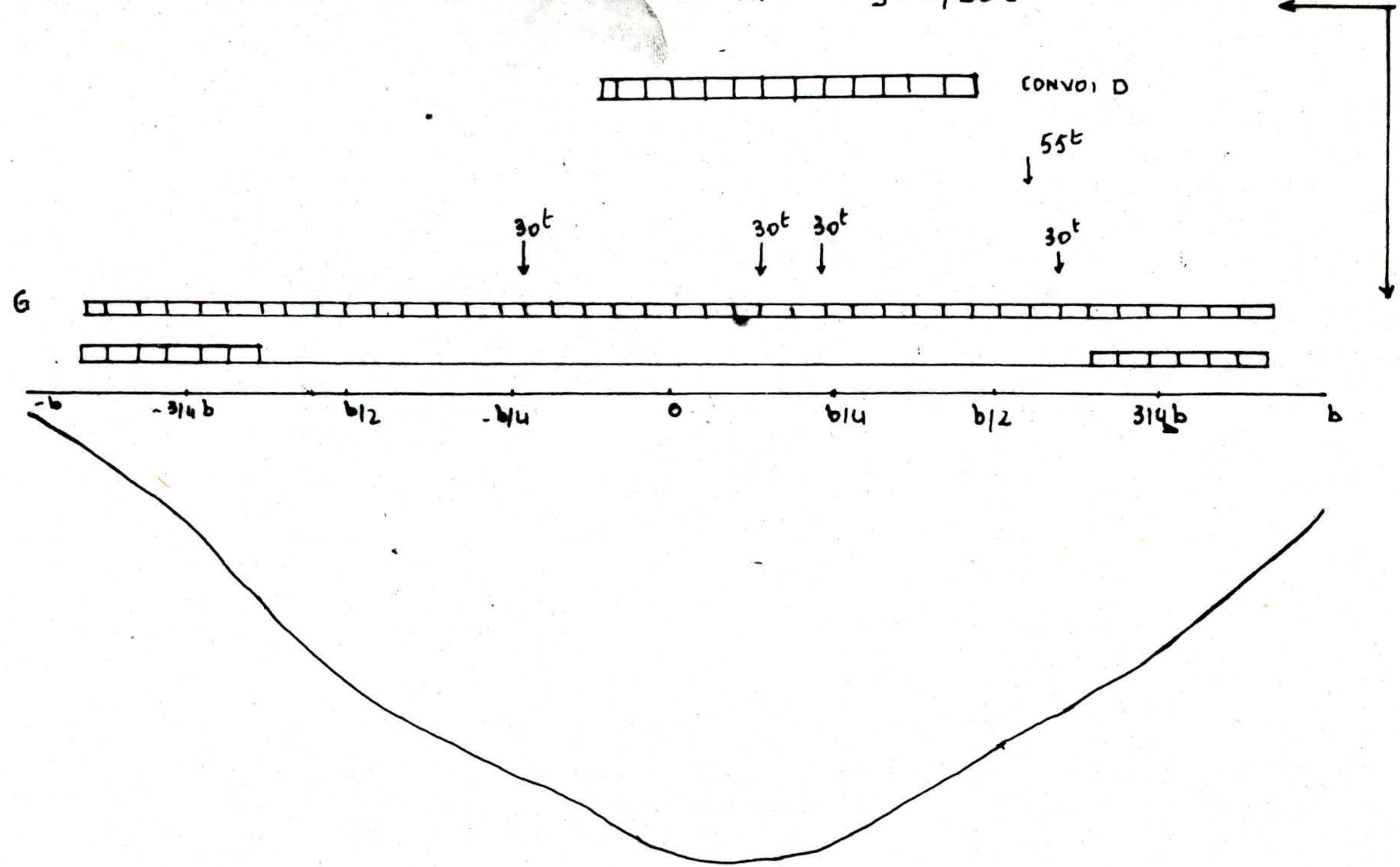
T_0 : effort tranchant sollicitant chaque travée du pont sous la charge considérée.


CONVOID
55t
55t
MC120
30t
30t
30t
30t
P1
P1
P2
P2
P3
P3
-b
-3/4 b
-b/2
-b/4
0
b/4
b/2
3/4 b
b

LIGNE D'INFLUENCE Kα POUTRE P_3 $Y = 4,54$



y = 0,908



Moments fléchissants et efforts tranchants dans la poutre P_1 : $g = 0{,}908$

Section			K_α	0	L/8	L/4	3L/8	l 5"	L/2
G		M(t.m)	1,0874	0	106,419	175,58	219,47	231,384	234,1
		T(t)		38,065	28,48	19,033	9,517	4,1	0
A(L)	1 voie	M(t.m)	1,371	0	32,121	55,064	68,831	71,975	73,419
		T(t)		11,942	9,824	7,129	5,936	4,934	4,208
	2 voies	M(t.m)	1,168	0	54,73	93,822	117,278	122,636	125,10
		T(t)		20,347	16,739	13,515	10,12	8,406	7,169
B_c	1 convoi	M(t.m)	1,284	0	29,245	49,267	69,241	63,873	59,637
		T(t)		11,575	9,572	7,569	5,607	4,781	3,805
	2 convois	M(t.m)	1,397	0	61,137	102,996	125,74	133,532	124,741
		T(t)		24,201	20,012	15,826	11,721	9,95	7,954
Trottoirs	1 trott	M(t.m)	0,77	0	0,409	1,638	2,048	2,141	2,184
		T(t)		0,355	0,272	0,2	0,139	0,115	0,09
	2 trott	M(t.m)	0,482	0	0,513	2,051	2,564	2,681	2,735
		T(t)		0,445	0,34	0,25	0,173	0,145	0,111
M_{c120}		M(t.m)	1,32	0	81,355	111,861	139,825	146,39	149,147
		T(t)		23,488	20,151	16,814	13,478	11,539	10,141
Convoi D		M(t.m)	1,553	0	109,388	187,521	234,401	245,416	250,03
		T(t)		32,386	31,61	23,845	16,081	12,534	8,315
G + 1,1(A+Tr)		M(t.m)		0	163,186	281,04	351,296	369,23	374,718
		T(t)		60,936	47,267	33,954	20,839	13,506	8,008
G + 1,1(B+Tr)		M(t.m)		0	170,234	291,132	360,824	381,218	374,324
		T(t)		65,176	50,867	36,717	22,6	15,204	8,872
G + M_{c120}		M(t.m)		0	116,774	287,441	359,29	377,779	383,247
		T(t)		61,553	48,631	35,847	22,995	15,639	10,141
G + D		M(t.m)		0	211,807	363,101	453,871	476,8	484,129
		T(t)		70,451	60,09	42,878	25,598	16,634	8,315

Moments fléchissants et efforts tranchants pour la poutre P_2 : $y = 2{,}724$

Section			Kα	0	L/8	L/4	3L/8	S''	L/2
G		M(tm)	1,147	0	108,032	185,198	231,5	244,06	246,93
		T(t)		49,15	30,04	20,076	10,038	4,324	0
A(L)	1 voie	M(tm)	2,235	0	52,235	89,766	112,21	117,33	119,69
		T(t)		19,47	16,02	11,622	9,68	8,043	6,86
	2 voies	M(tm)	1,46	0	68,412	117,278	146,6	153,3	156,371
		T(t)		25,434	20,923	16,643	12,642	10,508	8,962
B_c	1 convoi	M(tm)	1,62	0	36,90	62,16	76,01	80,587	75,311
		T(t)		14,604	12,077	9,55	7,074	6,032	4,801
	2 convois	M(tm)	1,292	0	56,542	95,255	116,474	123,49	115,565
		T(t)		22,382	18,508	14,656	10,84	9,244	7,556
Trottoir	1 trott	M(tm)	1,88	0	1,00	4,00	5,00	5,228	5,355
		T(t)		0,687	0,664	0,489	0,338	0,282	0,218
	2 trott	M(tm)	0,933	0	0,992	3,97	4,963	5,19	5,293
		T(t)		0,861	0,66	0,484	0,336	0,28	0,215
Mc120		M(tm)	1,385	0	68,465	117,369	146,71	153,604	156,491
		T(t)		24,644	21,143	17,642	14,142	12,545	10,641
Convoi D		M(tm)	1,266	0	89,172	152,867	191,084	200,062	203,822
		T(t)		26,401	25,768	19,458	13,109	10,217	6,778
G + 1,1(A+Tr)		M(tm)		0	184,385	318,64	398,26	418,48	424,229
		T(t)		69,081	53,786	38,921	24,316	16,193	10,098
G + 1,1(B+Tr)		M(tm)		0	171,329	294,373	365,121	385,662	379,72
		T(t)		65,724	51,129	36,713	22,354	14,805	8,551
G + Mc120		M(tm)		0	176,497	302,567	378,21	397,67	403,42
		T(t)		64,794	51,183	37,718	24,18	16,867	10,641
G + D		M(tm)		0	197,204	338,065	422,584	444,110	450,75
		T(t)		66,551	55,808	39,514	23,147	14,541	6,748

Moments fléchissants et efforts tranchants dans la poutre P_3 : $y = 4,54$

section			Kα	0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
G		M(t.m)	0,959	0	90,325	154,84	193,55	204,06	206,46
		T(t)		33,57	25,115	16,782	8,393	3,615	0
A(L)	1 voie	M(t.m)	1,356	0	31,77	54,462	68,077	71,188	74,616
	1 voie	T(t)		11,812	9,716	7,051	5,871	4,88	4,162
	2 voies	M(t.m)	0,729	0	34,116	58,56	73,198	76,546	78,078
	2 voies	T(t)		12,7	10,447	8,31	6,312	5,247	4,475
B_c	1 convoi	M(t.m)	1,65	0	37,782	63,51	77,412	82,087	76,706
		T(t)		14,875	12,501	9,727	7,205	6,144	4,89
	2 convois	M(t.m)	1,179	0	26,854	45,238	55,315	58,65	54,81
		T(t)		20,424	16,89	13,556	9,892	8,436	6,712
Trottoirs	1 Trott	M(t.m)	2,83	0	1,505	6,021	7,526	7,87	8,027
		T(t)		1,305	1,00	0,734	0,509	0,424	0,55
	2 trott	M(tm)	1,315	0	1,4	5,6	6,994	7,314	7,46
		T(t)		1,213	0,929	0,682	0,474	0,394	0,303
M_{c120}		M(tm)	1,24	0	61,297	105,081	131,351	137,523	140,107
		T(t)		22,064	18,93	15,775	12,661	11,229	9,526
Convoi D		M(tm)	0,896	0	63,311	108,19	135,258	141,59	144,253
		T(t)		18,685	18,251	13,757	9,278	7,231	4,797
G + 1,1(A+T_2)		M(tm)		0	129,556	225,882	282,351	296,91	301,753
		T(t)		48,975	37,707	26,731	15,896	9,863	5,285
G + 1,1(B+T_2)		M(tm)		0	133,521	231,107	286,587	308,015	299,664
		T(t)		57,472	39746	32,281	59,834	15,561	7,746
G + M_{c120}		M(tm)		0	151,622	259,324	324,906	341,085	346,565
		T(t)		55,634	44,045	32,577	21,054	14,844	9,256
G + D		M(t.m)		0	153,436	263,033	328,793	345,654	350,711
		T(t)		52,255	43,352	30,158	17,671	10,846	9,794

chap V

ETUDE DU PLATELAGE

Calcul des moments flechissants dans les entretoises

Le moment flechissant par unite de longueur est donne par l'expression :

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

avec

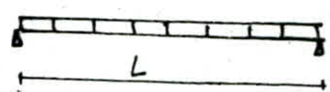
$$\mu_{\alpha m} = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)^{1 - e^{\frac{0{,}065 - \theta}{0{,}063}}}$$

Comme la construction est tres chargee et que les charges dans le sens longitudinal ne sont sinusoidales on doit tenir compte des trois premiers termes du developpement des charges en serie de Fourier qui sont :

$$\mu_{\alpha 1} \to \theta_1 \qquad \mu_{\alpha 3} \to 3\theta \qquad \mu_{\alpha 5} \to 5\theta$$

Cas d'une charge lineaire uniformement repartie (A(l), trottoirs)

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

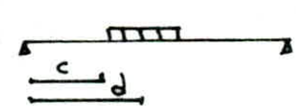


$$M_y = \sum \mu_{\alpha m} \cdot \frac{4P}{\pi m} \sin^2 \frac{m\pi}{L} \sin \frac{m\pi x}{L}$$

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

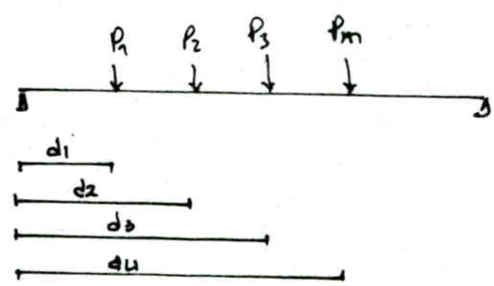
cas d'une charge lineaire distante des appuis (M_{C120}, convoi D)

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



Cas de charges concentrees

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



Dans le sens longitudinal, la resultante des charges (pour B_c) doit passer par $x = L/2$.
On ne tient pas compte de la charge permanente car elle n'engendre pas de flexion transversale.

$m = 1$ $\quad 10^{-4}$

	$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{1}{2}b$	$-\frac{1}{4}b$	0	$\frac{1}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{3}{4}b$	b
P_1	-666,696	-451,54	-198,77	177,364	846,75	164,654	133,654	-559,189	1196,95
P_2	-256,20	-224,972	-181,122	-93,16	99,315	479,981	1166,616	-261,99	-1504,14
P_3	-52,155	-53,603	-53,727	-46,813	-21,069	45,106	177,463	431,927	-828,865

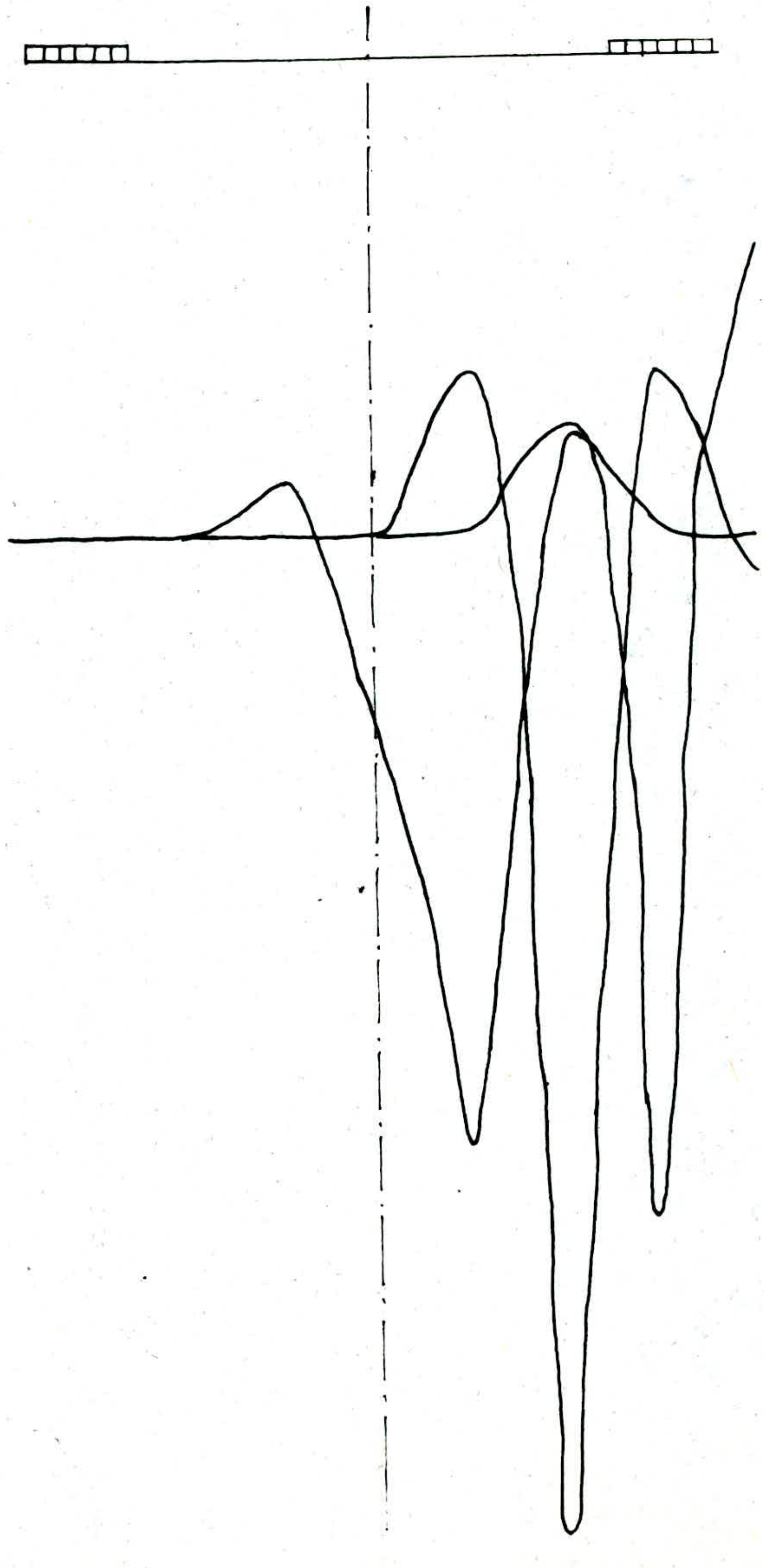
$m = 3$ $\quad 10^{-4}$

	$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{1}{2}b$	$-\frac{1}{4}b$	0	$\frac{1}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{3}{4}b$	b
P_1	4,363	0,538	-21,479	-65,365	106,945	296,054	-76,056	-40,87	16,827
P_2	-0,989	1,03	3,406	-5,502	-56,727	-81,795	488,105	89,8	-103,61
P_3	-0,169	-0,035	0,65	1,61	-4,772	-33,414	-32,125	324,589	-750,05

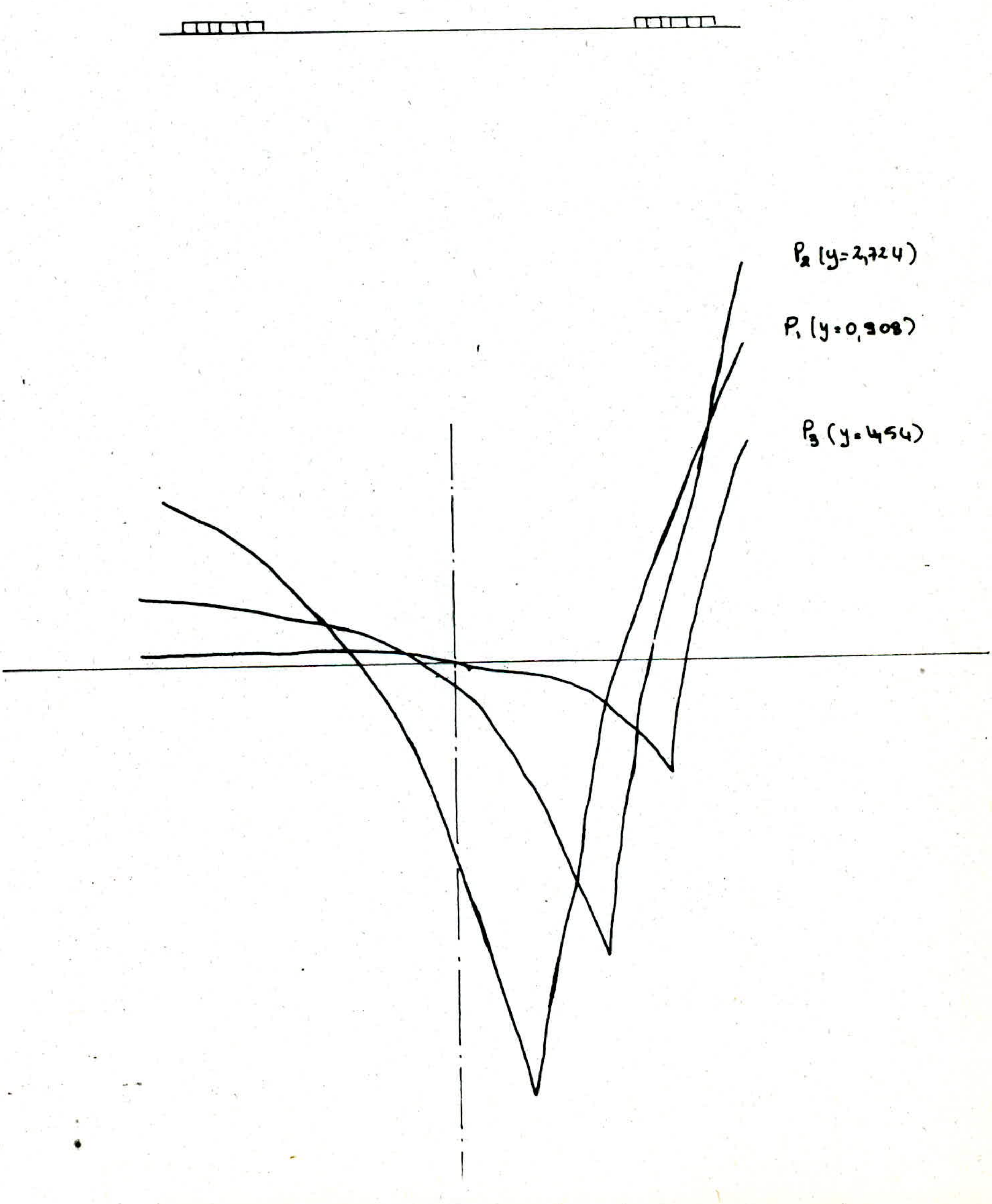
$m = 5$ $\quad 10^{-5}$

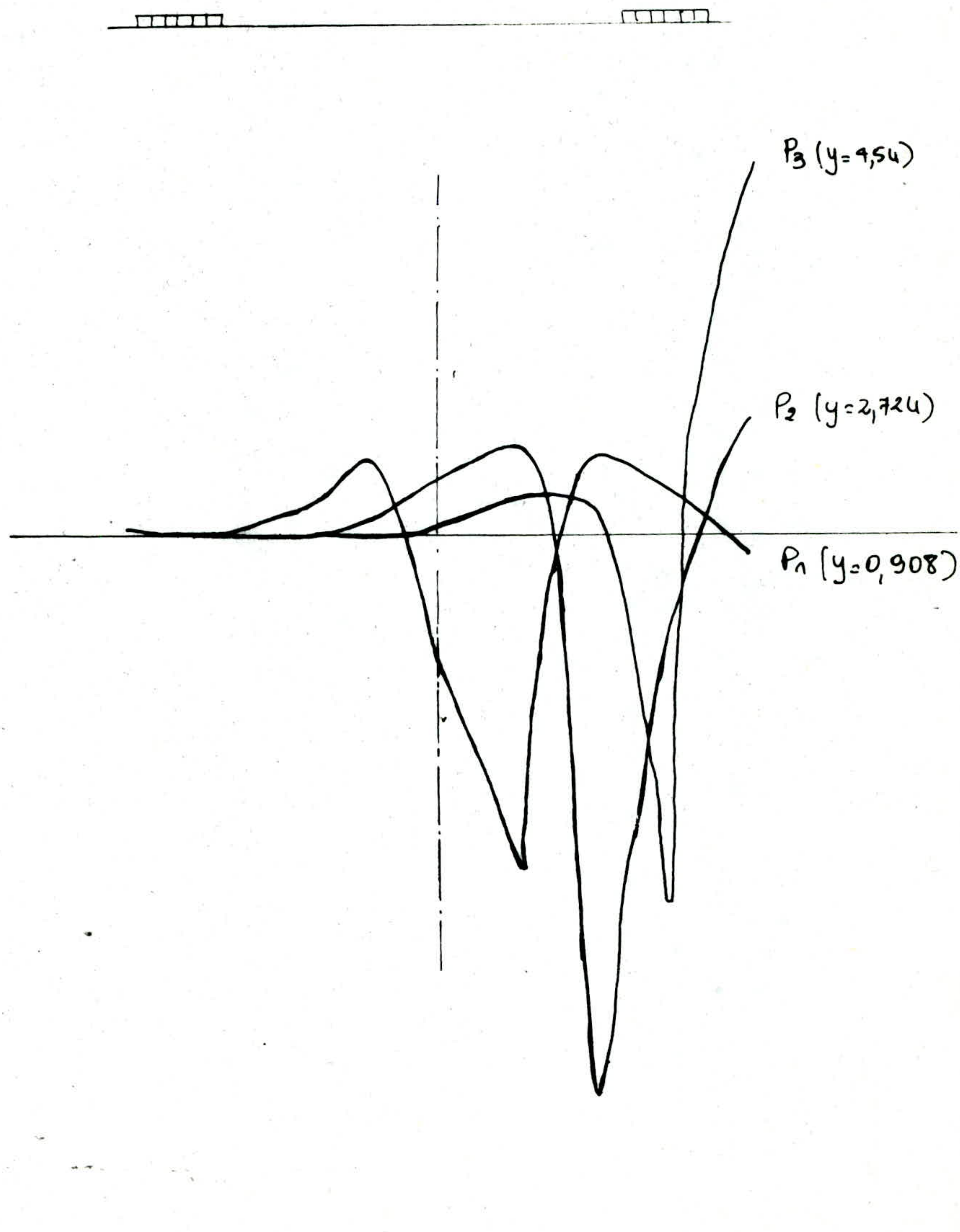
	$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{1}{2}b$	$-\frac{1}{4}b$	0	$\frac{1}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{3}{4}b$	b
P_1	-0,088	0,286	0,481	-16,245	64,986	179,017	-32,71	0,364	0,19
P_2	0	0	-0,097	0,645	0,155	-43,02	252,98	-50,631	10,54
P_3	0	0	0	-0,065	0,432	0,021	-32,515	199,163	-86,283

LIGNE D'INFLUENCE de $\mathcal{U}\alpha$ $m = 5$



LIGNE D'INFLUENCE DE M_α $m = 1$




P3 (y=4,54)
P2 (y=2,724)
P1 (y=0,908)

Les moments flechissants transversaux sont determines a partir des positions de chargement dans le sens transversal de façon que y_i et w_i soient maximums.

$$\mu_\alpha = \frac{1}{n} \sum y_i \qquad \text{charges concentrees}$$

$$\mu_\alpha = \frac{w}{l} \qquad \text{charges reparties}$$

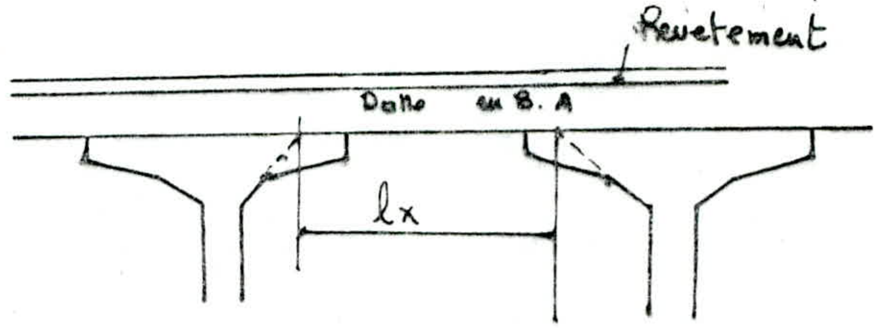
Les resultats des differents chargements pour μ_α sont :

		$\mu_{\alpha 1}$		$\mu_{\alpha 3}$		$\mu_{\alpha 5}$	
		+	−	+	−	+	−
A(l)	1 voie	0,2838	0,089	0,0245	0,00635	0,0285	0,0024
	2 voies	0,0461	−	0,022	−	0,0288	−
Trottoirs	1 trottoir	0,0158	0,0942	0,007	0,0049	0,0042	0,0027
	2 trottoirs	0,0234	0,1674	0,008	0,0049	0,0021	0,0014
B_c	1 convoi	0,0505	0,013	0,0111	0,0035	0,00765	0,0007
	2 convois	0,0315	0,00175	0,0086	0,003	0,0066	0,0013
B_t	1 convoi	0,10	0,015	0,0095	0	0,0165	0,001
	2 convois	0,07025	0	0,0052	0	0,0051	0,0006
Br		0,165	0,036	0,0488	0,0082	0,0293	0,0049
Mc120		0,039	0,002	0,0163	0,0032	0,0121	0,0014
convoi D		0,3516	0,0037	0,0103	0,00122	0,078	0,00025

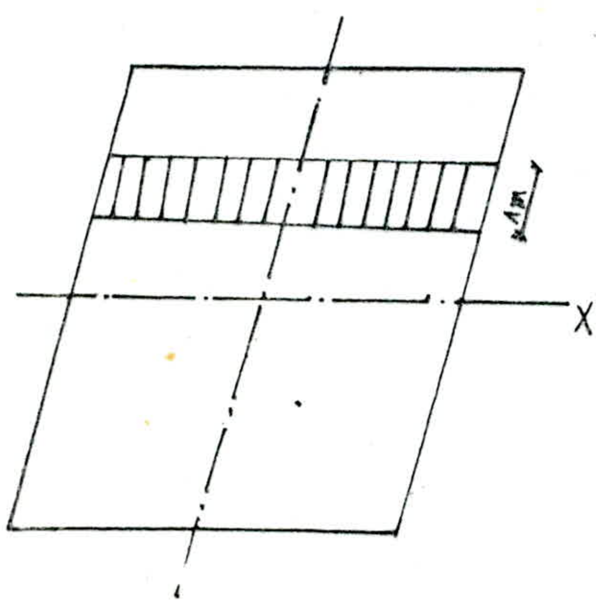
Les moments flechissant maximums sont :

		M^+ (t.m)	M^- (t.m)
A(l)	1 voie	2,3164	0,214
	2 voies	2,624	—
Trottoirs	1 trottoir	0,0224	0,145
	2 trottoirs	0,066	0,518
B_C	1 convoi	0,0376	0,00815
	2 convois	0,04717	—
B_t	1 convoi	0,0481	0,0077
	2 convois	0,0622	0,00116
B_R		1,0767	0,2175
M_{C120}		0,3495	0,03416
Convoi D		2,195	0,1783

Flexion locale



La dalle constituant le platelage sera assimilée à un ensemble de panneaux rectangulaires de dimensions lx, ly (lx étant le plus petit des deux cotés). Ces panneaux seront appuyés sur les poutres principales suivant la direction ly, libres suivant lx. Ils seront considérés comme partiellement encastrés entre eux dans le sens ly. Les dimensions lx et ly seront determinées en conformité avec les indications de l'I.P. 1.



transversalement :

$l_x = 1{,}096\ m$

longitudinalement :

$l_y = 24{,}35\ m$

Pour les charges uniformément réparties sur tout le panneau, on considérera une bande de largeur 1 m dans le sens de travail (lx) ce qui reviendrait à calculer une poutre de longueur lx, de largeur 1 m et d'epaisseur 20 cm supportant une charge uniforme sur toute la longueur lx.
On calculera d'abord le moment isostatique en supposant la "poutre" simplement appuyée à ses extrémités, puis en supposant les panneaux ~~semi~~-encastrés.
Le moment sur appui : $M_{ax} \geq (0{,}4 - 0{,}5)\,M_{ox}$
Le moment en travée : $M_{tx} \geq (0{,}75 - 0{,}85)\,M_{ox}$
M_{ox} : moment isostatique
Dans le sens y, on prendra un moment forfaitaire : $M_{t,y} = 0{,}25\,M_{tx}$

Pour les charges concentrées, on appliquera la méthode de calcul de M. PIGEAUD en supposant la dimension l_y infinie soit $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0$

CALCUL DES EFFORTS DUS AUX SURCHARGES

Charges permanentes

$q_G = 2{,}5 \cdot 1 \cdot 0{,}2 + 2{,}2 \cdot 1 \cdot 0{,}08 = 0{,}676$ t/ml

$M_{ox} = \frac{q_G \, l_x^2}{8} = 0{,}102$ t.m/ml

$M_{tx} = 0{,}8 M_{ox} = 0{,}081$ t.m/ml

$M_{a,x} = 0{,}5 \, M_{ox}$

Sens non porteur l_y

$M_{ty} = \frac{1}{4} M_{tx} = 0{,}020$ t.m/ml,

$M_{ay} = M_{ax} = 0{,}05$ t.m/ml

Efforts tranchants:

Au milieu de l_y : $T_x = \frac{q_G \, l_x \cdot l_y}{2 l_y + l_x} = 0{,}362$ t

Au milieu de l_x : $T_y = \frac{1}{3} q_G \cdot l_x = 0{,}247$ t

Surcharge A(L)

$A = 1213{,}6$ Kg/m²

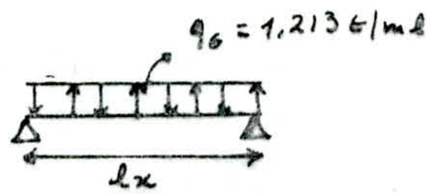
Moments fléchissants

$M_{ox} = q \cdot \frac{l_x^2}{8} = 0{,}182$ tm/ml

$M_{tx} = 0{,}8 \, M_{ox} = 0{,}146$ t.m/ml

$M_{ax} = 0{,}5 \, M_{ox} = 0{,}091$ t.m/ml

$M_{ty} = 0{,}25 \, M_{tx} = 0{,}045$ t.m/ml



Efforts tranchants

$T_x = q \frac{l_x \cdot l_y}{2 l_y + l_x} = 0{,}65$ t

$T_y = q \frac{l_x}{3} = 0{,}443$ t

Surcharge BR

Pour les charges concentrées, on appliquera la méthode de PIGEAUD en tenant compte de la diffusion dans le plan moyen de la dalle. Ainsi pour une charge s'appliquant sur une surface $u \times v$, après diffusion, on obtient dans le plan moyen une aire d'application $u' \times v'$:

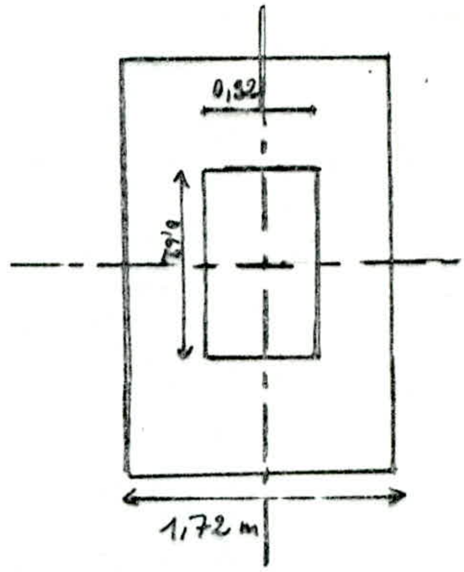
$u' = u + h_0 + \xi . e_r$ h_0 : épaisseur de la dalle

$v' = v + h_0 + \xi . e_r$ e_r : épaisseur de revêtement

Pour la roue B_R : $u = 60$ cm , $v = 30$ cm avec $u // l_x$, $v // l_y$

$u' = 0{,}6 + 0{,}2 + 1{,}5 \cdot 0{,}08 = 0{,}92$ m

$v' = 0{,}3 + 0{,}2 + 1{,}5 \cdot 0{,}08 = 0{,}62$ m



Moment fléchissant

Au milieu de l_x : $M_x = (M_1 + \nu M_2)P$

Au milieu de l_y : $M_y = (M_2 + \nu M_1)P$

$\sigma = \frac{P}{u'v'}$ avec $P = 10\,t$

σ : contrainte de répartition

P : poids total de la dalle

$S = u'.v'$: aire de diffusion

M_1 et M_2 sont donnés par les abaques de PIGEAUD en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}, \frac{u'}{l_x}, \frac{v'}{l_y}$$

On prendra : $\frac{v'}{l_x}$ car l_y est infinie

$\left.\begin{array}{l} \frac{u'}{l_x} = 0{,}84 \\ \frac{v'}{l_x} = 0{,}57 \end{array}\right\}$ $M_1 = 10.10^{-2}$ $M_2 = 4{,}6.10^{-2}$

d'où :

$M_x = (M_1 + \nu M_2)P = 0{,}529\ t.m/ml$

$M_y = (M_2 + \nu M_1)P = 0{,}66.m)/ml$

Efforts tranchants

$u' > v$ Au milieu de u' : $T_{u'} = \frac{P}{2u'+v'} = \frac{10}{2.0{,}92+0{,}62} = 4{,}06\ t/ml$

Au milieu de v' : $T_{V'} = \frac{P}{3u'} = \frac{10}{3.0{,}92} = 3{,}623\ t/ml$

Surcharge Bc

Elle sera disposée de façon à avoir le moment fléchissant maximum c'est à dire 4 roues de 2 véhicules voisins au milieu de la plaque

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

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

Verification de L'interferance :

α : interaxe de 2 roues voisines

Δ : zone d'interferance

On demontre que :

$\Delta = u' - \alpha$

on a interference si $u' - \alpha > 0$

Suivant l_x :

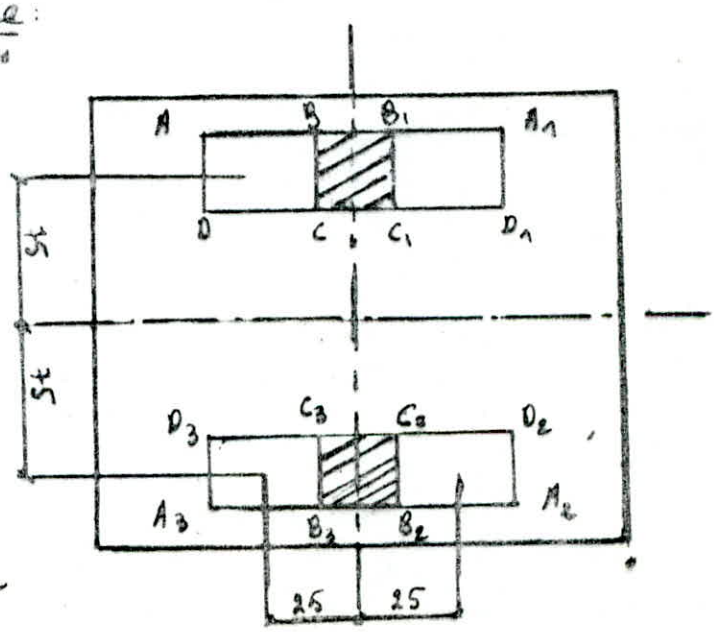
$u' = 57\ cm$

$\alpha = 50\ cm$

$u' > \alpha$ donc il y a interference suivant l_x

Zone d'interference :

$\Delta = 57 - 50 = 7\ cm$



Suivant l_y :

$u' < \alpha$ donc pas d'interference dans ce sens

Calcul de la pression $\sigma = \frac{P}{u \cdot v} = 18,46\ t/m^2$

Calcul des efforts

Moment flechissant :

a- Sur face $AA_1A_2A_3$:

$u'_1 = 107\ cm \quad v'_1 = 207\ cm \quad P = \sigma \cdot u'_1 \cdot v'_1 = 41,65\ t$

$$\left.\begin{array}{l} \frac{u'}{l_x} = 0,98 \\ \frac{v'}{l_x} = 1,89 \end{array}\right\} \quad M_{11} = 5,9 \cdot 10^{-2} \quad M_{21} = 0,5 \cdot 10^{-2}$$

$$M_{x1} = (M_{11} + \nu M_{21})P = 2,444\ t.m$$
$$M_{y1} = (M_{21} + \nu M_{11})P = 0,57\ t.m$$

b- Sur face $DD_1D_2D_3$:

$u'_2 = 107\ cm \quad v'_2 = 93\ cm \quad P_2 = \sigma \cdot u'_2 \cdot v'_2 = 18,72\ t$

$$\left.\begin{array}{l} \frac{u'}{l_x} = 0,98 \\ \frac{v'}{l_x} = 0,85 \end{array}\right\} \quad M_{12} = 8,2 \cdot 10^{-2} \quad M_{22} = 2,8 \cdot 10^{-2}$$

$$M_{x2} = (M_{12} + \nu M_{22})P = 1,68\ t.m$$
$$M_{y2} = (M_{22} + \nu M_{12})P = 0,741\ t.m$$

$$M_x^{I} = M_{x1} \ldots M_{x2} = 0,86\ t.m$$
$$M_y^{I} = M_{y1} \ldots M_{y2} = -0,174\ t.m$$

c- Sur face $BB_1B_2B_3$

$u'_3 = 7\ cm \quad v'_3 = 207\ cm \quad P = 2,67\ t$

$$\left.\begin{array}{l} \frac{u'}{l_x} = 0,06 \\ \frac{v'}{l_x} = 1,88 \end{array}\right\} \quad M_{13} = 1,40 \cdot 10^{-2} \quad M_{23} = 0,95 \cdot 10^{-2}$$

$$M_{x3} = (M_{13} + \nu M_{23})P = 0,309\ t.m$$
$$M_{y3} = (M_{23} + \nu M_{13})P = 0,071\ t.m$$

d- Sur face $DD_1D_2D_3$

$u'_4 = 7\ cm \quad v'_4 = 93\ cm \quad P_4 = 1,202\ t$

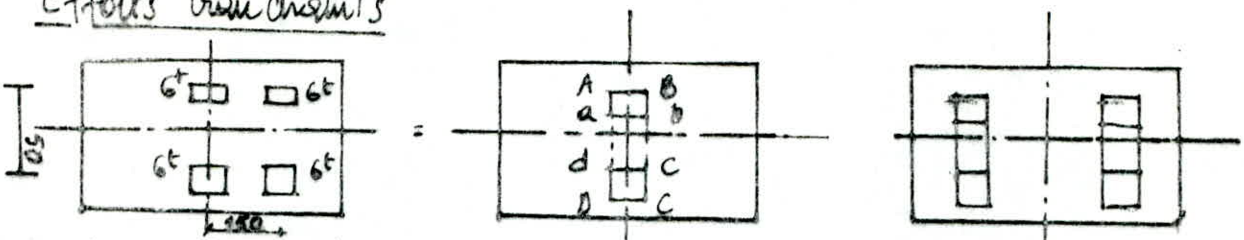
$$\left.\begin{array}{l} \frac{u'_4}{l_x} = 0,06 \\ \frac{v'_4}{l_x} = 0,85 \end{array}\right\} \quad M_{14} = 18 \cdot 10^{-2} \quad M_{24} = 4,3 \cdot 10^{-2}$$

$$M_{x4} = (M_{14} + \nu M_{24})P = 0,22\ t.m$$
$$M_{y4} = (M_{24} + \nu M_{14})P = 0,084\ t.m$$

$$M_x^{II} = M_{x3} - M_{x4} = 0,085\ t.m$$
$$M_y^{II} = M_{y3} - M_{y4} = -0,013\ t.m$$

En definitif :
$$M_x = M_x^{I} + M_x^{II} = 0,945\ t.m$$
$$M_y = M_y^{I} + M_y^{II} = -0,187\ t.m$$

Efforts tranchants



Système I   Système II

Système I :

a – Surface ABCD

$u'_1 = 107$ cm $u'_1 > v'_1$ $T_{u'_1} = 4157$ Kg/ml

$v'_1 = 57$ cm $T_{v'_1} = 3509$ Kg/ml

$P = u'_1 v'_1 \sigma' = 11{,}264$ t

b. surface abcd

$u'_2 = 7$ cm $P_2 = u'_2 v'_2 \sigma' = 0{,}737$ t

$v'_2 = 57$ cm

$u'_2 < v'_2$ d'où $T_{u'_2} = 431$ kg/ml   d'où $T_u^{I} = T_{u'_1} + T_{u'_2} = 4588$ Kg/ml

$T_{v'_2} = 61$ kg/ml $T_v^{I} = T_{v'_1} + T_{v'_2} = 4120$ kg/ml

Système II :

a – Surface $AA_1A_2A_3$

$u'_1 = 107$ cm $P_1 = 70{,}95$ t

$v'_1 = 357$ cm

$u'_1 < v'_1$ $T_{u'_1} = 6500$ Kg/ml

$T_{v'_1} = 8593$ Kg/ml

b. surface $BB_1B_2B_3$

$u'_2 = 107$ cm $v'_2 = 243$ cm $P_2 = 48{,}02$ t

$u'_2 < v'_2$ $T_{u'_2} = 6590$ Kg/ml

$T_{v'_2} = 8097$ Kg/ml

d'où

$T_{u'}^{II_1} = 1/2\,(T_{u'_1} - T_{u'_2}) = 0$

$T_{v'}^{II_1} = 1/2\,(T_{v'_1} - T_{v'_2}) = 248$ Kg/ml

Zone d'interférence :

$S_{DD_1D_2D_3}$ $u'_3 = 7$ cm $P_3 = 4{,}61$ t

$v'_3 = 357$ cm

$u'_3 < v'_3$ $T_{u'_3} = 43$ kg/ml

$T_{v'_3} = 64$ kg/ml

$S_{cc_1c_2c_3}$ $u'_4 = 7$ cm $P_4 = 3{,}14$ t

$v'_4 = 357$ cm

$u'_4 < v'_4$ $T_{u'_4} = 43$ kg/ml

$T_{v'_4} = 64$ kg/ml

d'où : $T_{u'}^{II_2} = 1/2\,(T_{u'_3} - T_{u'_4}) = 0$

$T_{v'}^{II_2} = 1/2\,(T_{v'_3} - T_{v'_4}) = 0$

Pour le système II : $T_{u'}^{II} = T_{u'}^{II_1} + T_{u'}^{II_2} = 0$

$T_{v'}^{II} = T_{v'}^{II_1} + T_{v'}^{II_2} = 248$ Kg/ml

Système en entier

$$T_{U'} = T_{U'}^{I} + T_{U'}^{II} = 4590 \text{ Kg/ml}$$
$$T_{V'} = T_{V'}^{I} + T_{V'}^{II} = 4370 \text{ Kg/ml}$$

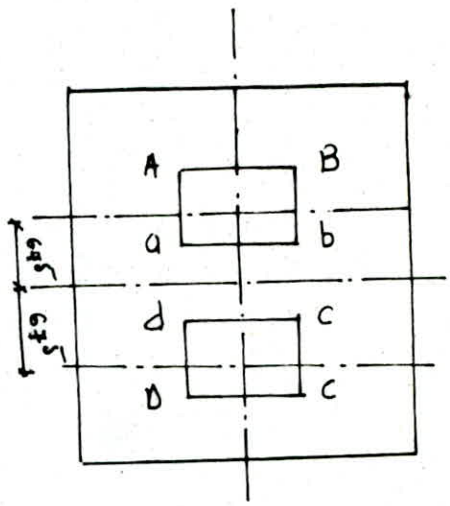
En tenant compte de la majoration de 25%, on aura finalement pour le système Bc :

$$T_x = 1,25\, T_{U'} = 5730 \text{ Kg/ml}$$
$$T_y = 1,25\, T_{V'} = 5460 \text{ Kg/ml}$$

Surcharge Bt — moments fléchissants

$u' = 92$ cm $\quad v' = 57$ cm $\quad P = 8^t$

$\left.\begin{array}{l} \alpha = 135 \text{ cm} \\ v' = 57 \text{ cm} \end{array}\right\} \Rightarrow v' < \alpha$ donc pas d'interférence



Surface ABCD

$u'_1 = 92$ cm $\quad v'_1 = 192$ cm

$$\sigma_1 = \frac{P}{u'v'} = 15,25 \ t/m^2$$

$\left.\begin{array}{l} \dfrac{u'}{l_x} = 0,839 \\ \dfrac{v'}{l_x} = 1,75 \end{array}\right\}$ $\quad M_1 = \quad\quad M_2 =$

$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) P =$
$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) P =$

Surface abcd

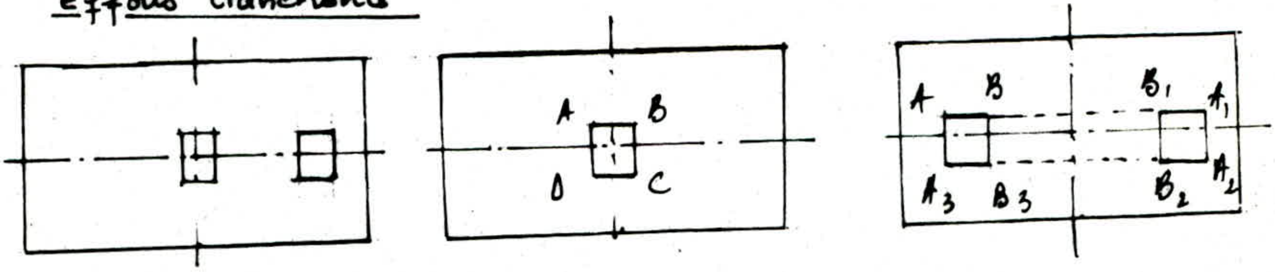
$u' = 92$ cm $\quad v' = 78$ cm

$\left.\begin{array}{l} \dfrac{u'}{l_x} = 0,839 \\ \dfrac{v'}{l_x} = 0,712 \end{array}\right\}$ $\quad M_1 = \quad\quad M_2 =$

$M_{x2} = (M_1 + \nu M_2) P_2 =$
$M_{y2} = (M_2 + \nu M_1) P_2 =$

$M_x = M_{x1} - M_{x2} =$
$M_y = M_{y1} - M_{y2} =$

Efforts tranchants



L'effort tranchant est calculé de la même manière que BR

Système I

$\left.\begin{array}{l} u' = 92 \text{ cm} \\ v' = 57 \text{ cm} \end{array}\right\}$ $u' > v'$ d'où $T_{U'_1} = 3,319$ t/ml
$T_{V'_1} = 2,898$ t/ml

Système II

Surface $AA_1A_2A_3$

$\left.\begin{array}{l} u'_3 = 92 \text{ cm} \\ v'_3 = 327 \text{ cm} \end{array}\right\}$ $u'_3 < v'_3$ $\quad T_{U'_3} = 4,67$ t/ml
$T_{V'_3} = 6,14$ t/ml

Surface $BB_1B_2B_3$

$\left.\begin{array}{l} u'_4 = 92 \text{ cm} \\ v'_4 = 6,14 \text{ cm} \end{array}\right\}$ $u'_4 < v'_4$ $\quad T_{U'_4} = 4,67 \text{ t/ml}$
$\quad T_{V'_4} = 5,76 \text{ t/ml}$

Pour le système II :

$$T_{U'}^{II} = 1/2\,(T_{U'_3} - T_{U'_4}) = 0$$
$$T_{V'}^{II} = 1/2\,(T_{V'_3} - T_{V'_4}) = 0,197 \text{ t/ml}$$

d'où :

$$T_{U'} = T_{U'}^{I} + T_{U'}^{II} = 3,319 \text{ t/ml}$$
$$T_{V'} = T_{V'}^{I} + T_{V'}^{II} = 3,088 \text{ t/ml}$$

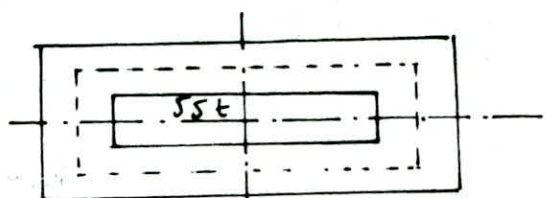
Finalement, les efforts tranchants engendrés par la surcharge Bt sont :

$$T_x = 1,25\,T_{U'} = 4,148 \text{ t/ml}$$
$$T_y = 1,25\,T_{V'} = 3,86 \text{ t/ml}$$

Surcharge militaire MC120

$\left.\begin{array}{l} u = 100 \text{ cm} \\ v = 610 \text{ cm} \end{array}\right\}$

$\left.\begin{array}{l} u' = 132 \text{ cm} \\ v' = 642 \text{ cm} \end{array}\right\}$



$\left.\begin{array}{l} \dfrac{u'}{l_x} = 1,00 \\ \dfrac{v'}{l_x} = 3 \end{array}\right\}$ $\quad M_1 = 4.10^{-2} \quad M_2 = 0,09.10^{-2}$

$M_x = 1,657 \text{ t.m/ml}$
$M_y = 0,297 \text{ t.m/ml}$

Efforts tranchants

$u' < v'$ $\quad T_{U'} = 2,85 \text{ t/ml}$ $\Rightarrow$ $T_x = 3,56 \text{ t.m/ml}$
$\quad T_{V'} = 3,88 \text{ t/ml}$ $\quad T_y = 4,85 \text{ t.m/ml}$

Surcharge exceptionnelle D

C'est une surcharge dont la surface d'impact est $3,20 \times 18,60$ m
le procédé de calcul est le même pour les surcharges militaires

$\left\{\begin{array}{l} M_x = 2,08 \text{ t.m/ml} \\ M_y = 0,373 \text{ t.m/ml} \end{array}\right.$

$\left\{\begin{array}{l} T_x = 5,29 \text{ t/ml} \\ T_y = 7,25 \text{ t/ml} \end{array}\right.$

Coefficient de majoration dynamique

les efforts dus aux surcharges B et militaires sont majorés par le coefficient de majoration dynamique δ défini par la formule suivante :

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

$L = \min(l_1, l)$ $\quad l_1 = \max(l_x, l_p)$ $\quad l$: portée des poutres principales

l_p = entre axe des poutres principales
$l_p = 9{,}08$ m
On trouve $L = l_p = 9{,}08$ m
P: poids total du tablier à l'exception des poutres
S: surcharge totale que l'on peut disposer dans la distance L
Cas de Bc : $S = 1{,}1 \cdot 2 \cdot 30 = 66^t$ (2 convois de 1 camion)
Cas de B_t : $S = 1 \cdot 2 \cdot 32 = 64^t$ (2 tandems)

Tableau donnant les valeurs de δ

Surcharge	B_R	B_t	Bc	MC120
S	10	64	66	110
δ	1,16	1,238	1,241	1,29

A ces efforts seront ajoutés les efforts provenant de la flexion transversale, ainsi, on determine le ferraillage.
Le panneau étant supposé semi-encastré $\rho = \frac{l_x}{l_y} < 0{,}4$
Suivant l_x :
$M_{tx} = 0{,}8\ M_x \quad M_{ax} = 0{,}5\ M_x$
Pour les surcharges uniformement reparties.
$M_{tx} = 0{,}75\ M_x \quad M_{ax} = 0{,}5\ M_x$
Pour les surcharges localisées.
Suivant l_y : $M_{ty} = 0{,}25\ M_{tx} \quad M_{ay} = M_{ax}$
les valeurs des moments fléchissants et efforts tranchants consignés dans ce tableau sont majorés par le coefficient de majoration dynamique et sont augmentés des moments de flexion transversale :

	G	A	Bc	B_R	B_t	M120	D
M_{tx} (tm/ml)	0,569	0,175	1,126	0,59	1,126	1,71	1,664
M_{ty} (tm/ml)	0,142	0,044	0,281	0,147	0,281	0,427	0,416
M_{ax} (tm/ml)	0,355	0,109	0,703	0,368	0,703	1,069	1,04
T_x (t/ml)	0,653	0,798	8,533	7,073	0,798	4,596	5,29
T_y (t/ml)	0,569	0,532	8,131	6,304	6,59	6,256	4,25

Etude des sollicitations maximales

Surcharge civile : $G + 1{,}2\,S$
Surcharge militaire : $G + S$
Sens lx :
La combinaison la plus defavorable est occasionnee par MC120
$M_{tx} = 2{,}279$ t.m/ml
$M_{ax} = 1{,}424$ t.m/ml
Sens ly :
La combinaison la plus défavorable est occasionnée par le convoi D en travée : $M_{ty} = 0{,}56$ t.m/ml
tandis que MC 120 a l'appui : $M_{ay} = 1{,}069$ t.m/ml

Efforts tranchants :
La surcharge Bc occasionne la combinaison la plus defavorable
$T_x = T_{xG} + 1{,}2\,T_{xBc} = 10{,}89$ t/ml
$T_y = T_{yG} + 1{,}2\,T_{yBc} = 10{,}326$ t/ml

Determination du ferraillage :
On a un hourdis d'epaisseur $h_t = 20$ cm. Le diametre ϕ des armatures à utiliser doit vérifier la relation $\phi \ll \frac{h_t}{10} = 20$ mm
Suivant lx
Ferraillage superieur
$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1{,}424 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0{,}0263 \quad \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0{,}9296 \\ k = 56 \end{array} \right.$$
$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{1{,}424 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0{,}9296 \cdot 17} = 3{,}92 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 6T10 = 4{,}71 \text{ cm}^2$$
Ferraillage inférieur :
$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 2{,}27 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0{,}042 \quad \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0{,}9126 \\ k = 42{,}2 \end{array} \right.$$
$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{2{,}27 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0{,}9126 \cdot 17} = 6{,}78 \text{ cm}^2$$
Suivant ly
Ferraillage inferieur
$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 0{,}56 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 15{,}6^2} = 0{,}0123 \quad \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0{,}9505 \\ k = 86 \end{array} \right.$$
$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 1{,}35 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 6T10 = 4{,}71 \text{ cm}^2$$
Ferraillage superieur
$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 1{,}069 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 15{,}6^2} = 0{,}0235 \quad \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0{,}9326 \\ k = 59{,}25 \end{array} \right.$$
$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{1{,}069 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0{,}9326 \cdot 15{,}6} = 2{,}62 \text{ cm}^2$$
Soit $6T10 = 4{,}71$ cm²

Verifications

Vérification au cisaillement

$$\tau_b = \frac{T}{b.z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15\,\bar{\sigma}_b = 8,8\ Kg/cm^2$$

Suivant lx :

$T_x = 10,89\,t$ $\qquad \tau_b = 7,32\ Kg/cm^2$

$b = 100\ cm$

$z = 7/8\,h = 14,87\ cm$ $\qquad \tau_b < \bar{\tau}_b$

Suivant ly : $T_y = 10,326\,t$

$b = 100\ cm$ $\qquad \tau_b = 7,56\ kg/cm^2 < \bar{\tau}_b = 8,8\ Kg/cm^2$

$z = 13,65\ cm$

$\tau_b < 1,15\,\bar{\sigma}_b$ il n'y a pas de discontinuité

On ne prevoit pas d'armatures transversales.

Verification au poinçonnement

Pour les charges localisées, une verification au poinçonnement est necessaire

Condition de non poinçonnement

$$\tau_{max} = 1,5P / P_c.h_o < 1,2\,\bar{\sigma}_b = 9,18\ Kg/cm^2$$

P: charge localisée

h_o: épaisseur de la dalle

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

charge	$P_c = 2(U'+V')$	P (Kg)	h_o (cm)	$\frac{1,5P}{P_c.h_o}$	Conclusion
BR	308	10000	20	2,44	Verifie
Roue avant Bc	208	3000	20	1,08	verifie
Roue arriere Bc	228	6000	20	1,97	verifie
Roue Bt	298	8000	20	2,01	verifie

Condition de non fragilité du béton

La section reelle A des armatures longitudinales tendues doit être égale ou supérieure à :

$$A = Max(A_o, min(A_1, A_2))\ \text{avec :}$$

A_o : section d'armature en travee qui resiste aux sollicitations

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

Pour une dalle : $A_1 = 1,2\,A_o$ $\qquad \rho = lx/ly = 0,045$

Suivant lx : $A_2 = 0,69\ \bar{\sigma}_b/\sigma_{en}\,.\,bh\,(\ell - \rho)/2)$

Suivant ly : $A_2 = 0,69\ \bar{\sigma}_b/\sigma_{en}.bh\ ((1+\rho)/4)$

Suivant lx : $A_o = 6,78$ $\qquad A = Max(A_o, min(A_1, A_2))$

$A_1 = 1,2\,A_o = 8,14\,cm^2$ $\qquad = 6,78\ cm^2$

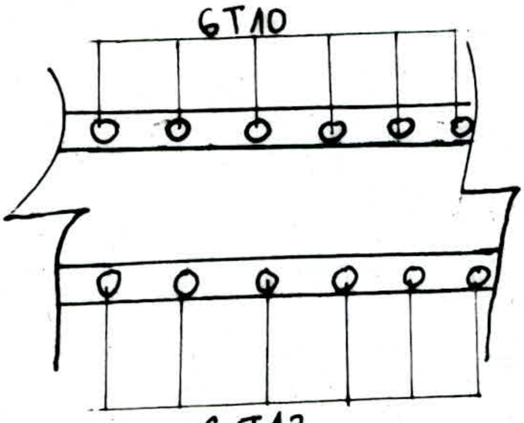
$A_2 = 2,04\ cm^2$

Suivant ly : $A_o = 4,71\ cm^2$

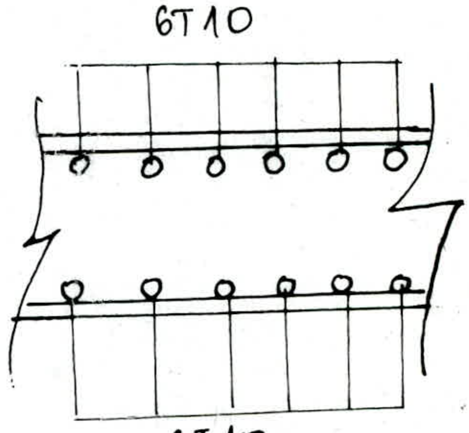
$A_1 = 1{,}2A_0 = 5{,}65\,cm^2$ $\quad$ $A = Max(A_0, min(A_1, A_2))$

$A_2 = 0{,}50\ cm^2$ $\quad$ $A = 4{,}71\ cm^2$

<u>Schema de Ferraillage</u>



suivant lx

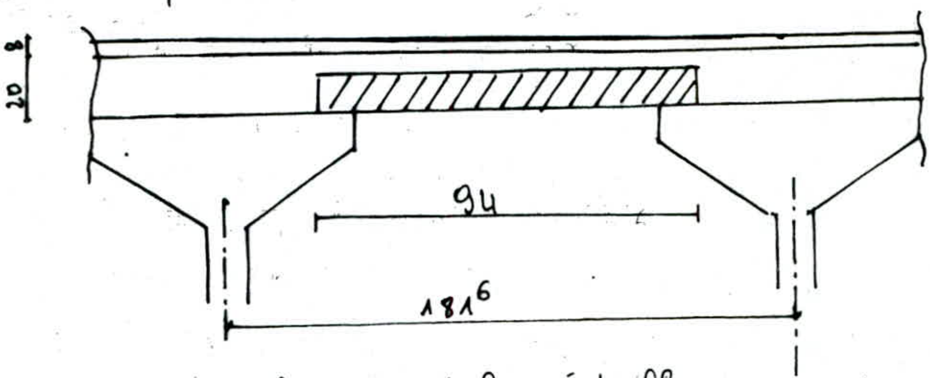


suivant ly

ETUDE DE LA PREDALLE

Role de la prédalle

Le rôle essentiel de la prédalle est de servir comme coffrage de la dalle. Le coffrage ne sera plus récupérable (coffrage perdu). La prédalle permet aux ouvriers de circuler plus facilement pendant la mise en service du hourdis.



Charges et surcharges de la prédalle

Charges : revetement et ancheité : $0,08 . 2,35 = 0,188\ t/m^2$

Poids propre du hourdis : $2,5 . 0,2 = 0,5\ t/m^2$

$G = 0,688\ t/m^2$

Surcharges : surcharge des ouvriers : $S = 150\ Kg/m^2$

$G + 1,2\ S = 0,868\ t/m^2$

La prédalle travaille dans un seul sens suivant sa largeur $L = 0,94$ m

Elle se calcule comme une poutre simplement appuyée

$$M_0 = q . \ell^2/8 = 0,868 . 0,94^2/8 = 0,095\ t.m/ml$$

Ferraillage : methode de charon

Acier $\Phi \leq \frac{h_t}{10} = 5$ mm

$$h = h_t - d = 5 - 1,25 = 3,75 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a . h^2 . b} = \frac{15 . 0,095 . 10^5}{2800 . 3,75^2 . 0,816} = 0,044 \begin{cases} \varepsilon = 0,911 \\ k = 41,2 \end{cases}$$

$$A_1 = M_0 / \varepsilon h . \bar{\sigma}_a = 0,993 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 67,96 < \bar{\sigma}_b = 90 \text{ kg/cm}^2$$

Soit 6T5/ml ($A = 1,17$ cm^2)

L'autre sens :

$$A_2 = 0,25\ A_1 = 0,25 . 0,993 = 0,25 \text{ cm}^2$$

Soit $2T5 = 0,39$ cm^2

chap VI

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Hypothese de calcul

Tous les points d'une poutre qui se trouvent avant déformation dans une section plane perpendiculaire à l'axe se trouvent après deformation dans une section plane perpendiculaire à l'axe deformée (Hypothèse Navier-Bernoulli) En conséquence, la répartition des contraintes dans une section quelconque se fera suivant un diagramme linéaire. les regles classiques de la R.D.M sont applicables. Le béton precontraint étant considéré comme materiau homogene non fissuré.

Notation :

B : aire de la section droite

I : moment d'inertie de la section droite

i : Rayon de giration

V_s, V_i : distances respectives du C.D.G à la fibre superieure et inférieure

w_s, w_i : module de deformation

e_0 : excentricité de la force precontrainte

Nombre de cables :

$V_i = 105{,}36$ cm $\quad i^2 = 2166{,}6\ cm^2 \quad I = 16482734{,}96\ cm^4$

$V_s = 44{,}64$ cm $\quad B = 7607{,}6\ cm^2 \quad e = 96$ cm

Contrainte élémentaire dans le béton :

Sous charge permanente : $M_G = 234$ t.m

fibre superieure : $\sigma_G = (M_G/I_G) \cdot V_s = 63{,}40\ kg/cm^2$

fibre inferieure : $\sigma_i' = (M_G/I_G) \cdot V_i = 149{,}64\ kg/cm^2$

Sous charge exceptionnelle : $M_Q = 250$ t.m

fibre superieure : $\sigma_Q = M_Q \cdot V_s / I_G = 67{,}71\ kg/cm^2$

fibre inferieure : $\sigma_Q' = M_Q \cdot V_i / I_G = 159{,}80\ kg/cm^2$

La contrainte de traction dans la fibre inferieure

$$\sigma = \sigma_Q + \sigma_G = 309{,}44\ kg/cm^2$$

La poutre est sollicitée en flexion composée sous l'action de l'effort precontraint P

fibre superieure : $\sigma_P = \dfrac{P}{B_{net}}\left(1 + \dfrac{e\,V_s}{i^2}\right)$

fibre inferieure : $\sigma_P' = \dfrac{P}{B_{net}}\left(1 - \dfrac{e\,V_i}{i^2}\right)$

$$\sigma_P' = \frac{P}{B_{net}}\left(1 - e\,\frac{V_i}{i^2}\right) \geq \sigma \quad \text{d'où } P = 415{,}30\ t$$

Les pertes de tension sont estimees à 20%. L'intensité de force de precontrainte à donner est :

$$P_0 = 1{,}2P = 498{,}40\ t$$

L'additif IP1 limite la contrainte du cable de la mise en tension à l'origine (à l'ancrage) a :

$\sigma_0 = \min(0{,}85\ R_g\ ;\ 0{,}95\ T_g)$

$\sigma_0 = \min(0{,}85 \cdot 18490\ ;\ 0{,}95 \cdot 15720)$

$\sigma_0 = 14934$ Kg/cm²

Le nombre de cables est : $n = \frac{P_0}{\omega_0 . \sigma_0} = \frac{498,4.10^3}{9,73.14934} = 3,5$

On prend 4 cables type 7T15 TBR FREYSSINET

Trace des câbles

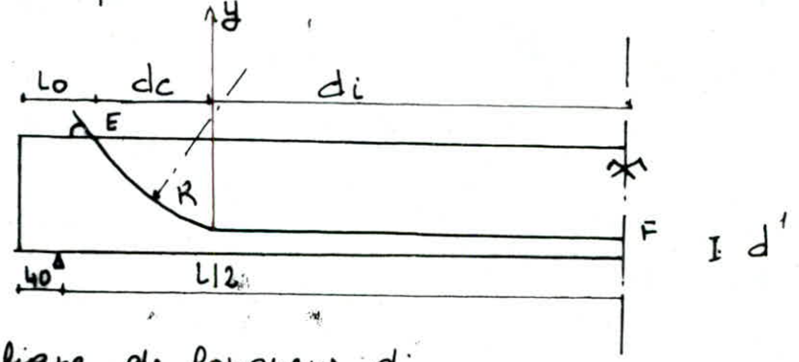
Le nombre de cables qui assurent à l'about est $m = (\frac{1}{2} \sim \frac{2}{3}) n$
Dans ce cas $m = 2$. Les deux (2) autres cables emergent au niveau de la surface.

Relevage des cables

Vu la symetrie de la poutre et le type d'ancrage utilisé, on fait une description sur une 1/2 portée
La zone de relevage des cables est definie par la longueur Lo
$L/4 \leq L_0 \leq L/3$

- l'angle des sortie des cables émergents vaut 24° 15
- l'angle de sortie du cable d'abouts est tel que $0 < \alpha < 20°$
- Le rayon de courbure R des cables $R \geq 800 \phi$

Chaque cable presente une partie rectiligne et une partie parabolique



OF : zone rectiligne de longueur di
OE : zone parabolique d'equation $y = ax^2$
di : distance comprise entre le milieu de la poutre et le commencement du relevage
dc : projection horizontale de la partie parabolique
Soit x l'abscisse d'un point de la partie parabolique O étant l'origine et y son ordonnée, on a :

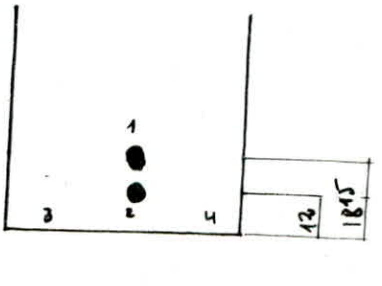
$$y = ax^2 \Rightarrow \frac{dy}{dx} = 2ax$$

$$x = d_c \Rightarrow y = a d_c^2 \text{ et } tg\alpha = \left(\frac{dy}{dx}\right)_{x=d_c} = 2a d_c$$

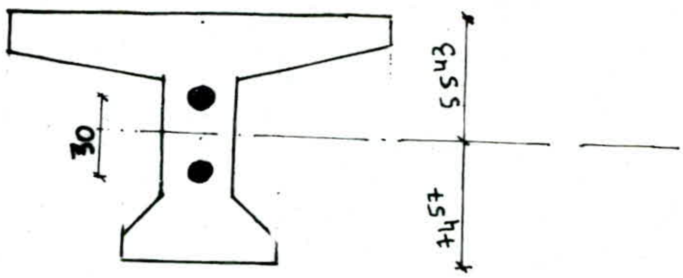
d'où : $a = \frac{tg^2\alpha}{4y}$ $\quad d_c = \frac{tg\alpha}{2a}$

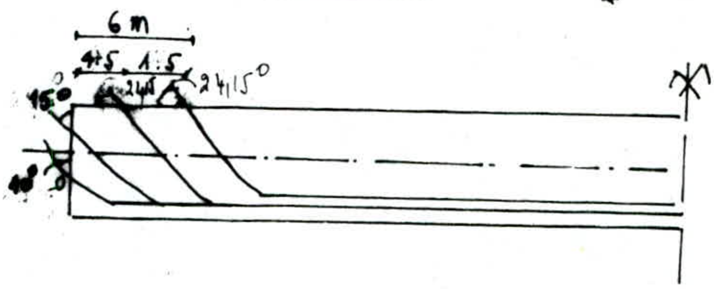
Disposition des cables à la section mediane

Médiane



A L'atout





Valeur de di et dc pour chaque cable

cables	α(°)	d'(cm)	Y(cm)	a(m⁻¹)	de(m)	di(m)
1	24,15	18,15	111,85	0,045	4,98	1,72
2	24,15	12,05	117,95	0,043	5,21	2,59
3	15	12,05	77,52	0,023	5,82	6,82
4	10	12,05	47,52	0,016	5,51	7,19

Calcul des caracteristiques géométriques nettes des sections et des excentricites du cable equivalent dans chaque section :

Excentricité du cable équivalent dans une section :
l'effort de precontrainte totale a 2 composantes :

$$N = \Sigma P \cos \alpha_i = P \Sigma \cos \alpha_i$$
$$V = \Sigma P \sin \alpha_i = P \Sigma \sin \alpha_i$$

N : composante horizontale
V : composante verticale
P : effort de precontrainte d'un seul cable $P = 498,4/4 = 124,6\,t$
z_i : distance du point d'application du cable (i) a la fibre supérieure de la section
Z : distance du point d'application du cable équivalent à la fibre supérieure.

On présente un présent décalent pour la section du quart :

$L/4 = 6,15$ cm

$X_i(L/4) = L/4 - d_i$ $\qquad \alpha = \text{Arctg}(2 a_i x_i)$

$Y_i(L/4) = a_i x_i^2$ $\qquad z_i = h - (y + d_1)$

cables	α (o)	Y_i (cm)	z_i	$\cos\alpha_i$	$z_i \cos\alpha_i$	z_i^2
1	21,73	88,31	50,54	0,929	46,95	2554,3
2	15,20	42,94	102,01	0,965	98,44	10406,4
3	0	0	144,95	1	144,95	21010,5
4	0	0	144,95	1	144,95	21010,5
			Σ	3,894	435,39	54891,69

$$Z = \frac{\Sigma z_i \cos\alpha_i}{\Sigma \cos\alpha_i} = 111,34 \text{ cm}$$

Caracteristique de la section nette (4/4)

Aire des troncs des cables : $B(\phi) = 116,89 \text{ cm}^2$

$S_\Delta(\phi) = 116,89 \cdot 111,34 = 13014,53 \text{ cm}^3$

$I_D(\phi) = \frac{\pi \cdot 6,1^4}{64} + \frac{\pi \cdot 6,1^2}{4} \cdot 54891,69 = 1606880,12 \text{ cm}^4$

$B_{net} = B_{brut} - B(\phi) = 8008 - 116,89 = 7891,11 \text{ cm}^2$

$S_{net} = S_{brut} - S(\phi) = 369186,88 - 13014,53 = 356172,33 \text{ cm}^2$

$I_{net} = I_{brut} - I(\phi) = 35164659,6 - 16006880,12 = 33557779,48$

$V_s = \frac{S_\Delta^{net}}{B_{net}} = 45,21 \text{ cm}$ $\quad V_i = 104,79 \text{ cm}$

$e = V_s - Z = -66,10 \text{ cm}$

$I_G = I_{\Delta net} - S_\Delta \cdot V_s = 1743 0059,13 \text{ cm}^4$ $\quad i^2 = 2208,82 \text{ cm}^2$

Resultats recapitulatifs

$B^{net} = 7891,11 \text{ cm}^2$ $\quad Z = 111,34 \text{ cm}$

$S_\Delta^{net} = 356729,05 \text{ cm}^3$ $\quad i^2 = 2208,82 \text{ cm}^2$

$I_\Delta^{net} = 33557779,48 \text{ cm}^4$ $\quad V_s = 45,21 \text{ cm}$

$I_G = 17430059,13 \text{ cm}^4$ $\quad V_i = 104,79 \text{ cm}$ $\quad e = -66,13 \text{ cm}$

Tableau donnant les caracteristiques geometriques des sections nettes et l'excentricité des cable correspondant.

	$B(cm^2)$	$I_G(cm^4)$	$i^2(cm^2)$	$V_s(cm)$	$V_i(cm)$	$e(cm)$	$\Sigma\cos\alpha$	$Z(cm)$
L/2	7891,11	17019895,41	2156,85	44,66	105,34	-98,76	4	143,42
L/4	7891,11	17430059,13	2208,82	45,21	104,79	-66,11	3,894	171,34
About	7949,55	19684417,29	2177,25	49,74	100,26	-25,88	1,951	75,57
Avant cable 1	7891,11	16479916,98	2088,41	46,62	103,38	-65,87	3,635	112,48
Apres cable 1	7920,3	17534057,56	2213,8	45,23	104,77	-79,64	2,95	124,87
Avant cable 2	7920,3	17186832,22	2169,97	45,46	104,53	-57,99	2,912	103,45
Après cable 2	7949,55	17346022,28	2182,91	45,75	104,25	-48,69	2,997	97,44

<u>1er fuseau limite</u>
C'est le fuseau à l'interieur duquel doit se trouver le cable équivalent pour qu'il n'y aurait pas de traction (quelque soit le cas de charges) sous l'une ou l'autre des fibres extremes.

$$e_1 = a' - M_G/N \qquad e_2 = a - (M_G + M_Q)/N$$

avec $a' = -i^2/V_s \qquad a = i^2/V_i$

a et a' sont les limites du noyau central

<u>2e fuseau limite</u>
C'est le fuseau à l'interieur duquel doit se trouver le cable équivalent pour que la contrainte maximale de compression reste inferieure ou égale à $\bar{\sigma}'$ (contrainte admissible de compression) sur l'une ou l'autre des fibres extremes et quel que soit le cas de charge.
Le fuseau défini par les 2 valeurs limites :

$$S = \left(\frac{\sigma B}{N} - 1\right)\frac{i^2}{V_S} - \frac{M_G + M_Q}{N}$$

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

<u>Cable equivalent</u>
Dans une section du béton preconisant traversé par plusieurs cables, on peut remplacer fictivement l'ensemble des forces de precontraintes pour leur resultante P appliquée en un point E. L'ensemble des cables en question peut être donc assimilé pour la section considérée à un passant par E tangent à la ligne d'action des P et dont la tension au point E serait égale à P. Le lieu de tous les points E de la poutre donnée le tracé dit "cable equivalent". Les valeurs e_1, e_2, S, S' pour les sections d'about, mediane et du quart sont regroupés

dans ces tableaux. les valeurs vont servir pour tracer le fuseau limite

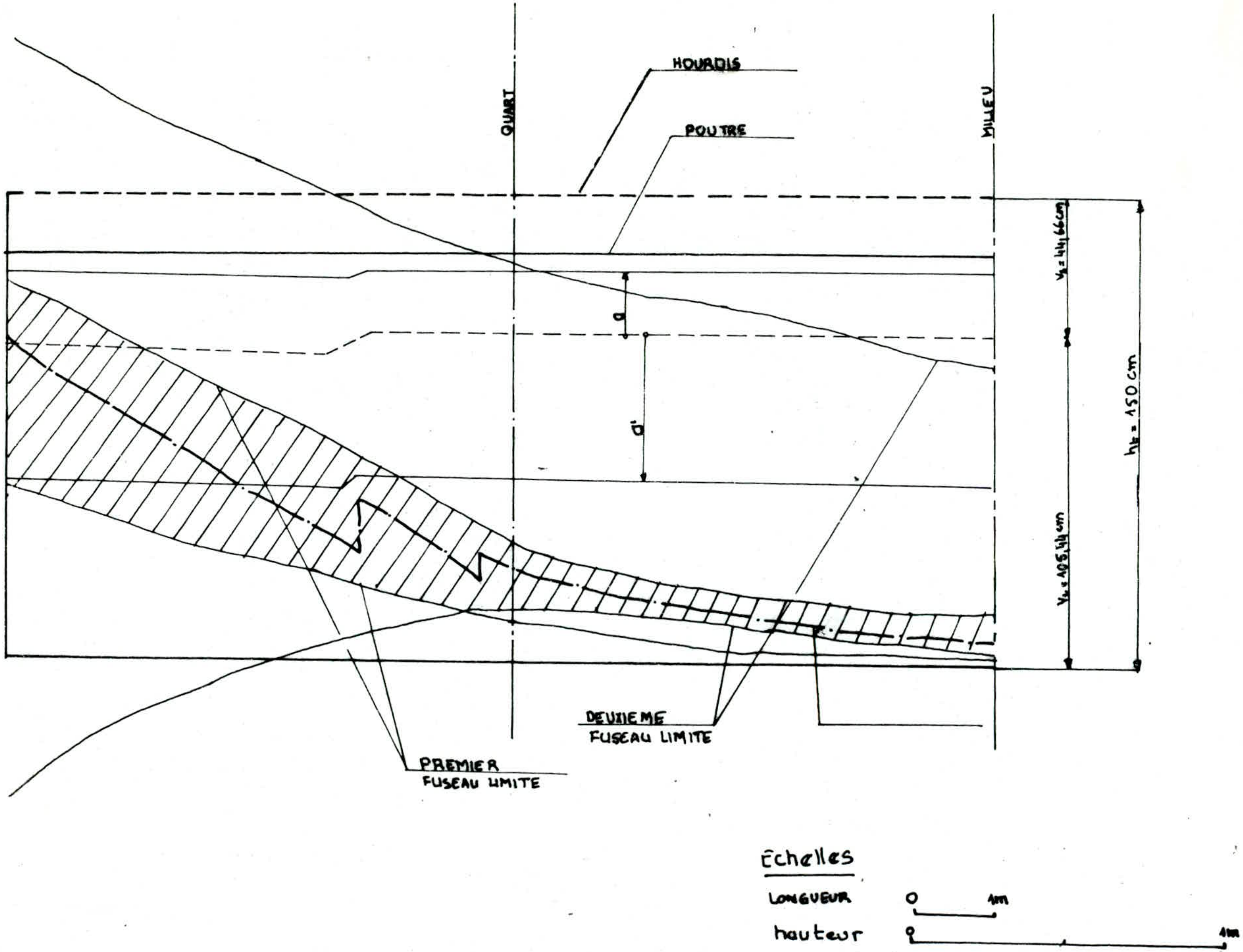
1^e fuseau limite

Section	M_G (t.m)	M_Q (t.m)	N (t)	M_G/N (cm)	$(M_G+M_Q)/N$ (cm)	a (cm)	a' (cm)	e_1 (cm)	e_2 (cm)
Mediane	234,10	250	415,3	56,34	116,54	20,47	-48,29	-104,63	-96,07
Quart	178,58	187,52	404,3	43,42	89,6	21,08	-48,86	-92,28	-68,6
About	0	0	202,56	0	0	21,27	-43,77	-43,77	21,27

2^e fuseau limite

Section	B (cm^2)	N (t)	a' (cm)	a (cm)	$\frac{rB}{N}$ (cm)	$\frac{M_G}{N}$ (cm)	$\frac{M_G+M_Q}{N}$ (cm)	g (cm)	g' (cm)
Mediane	7891,11	415,3	48,29	20,47	3,19	56,34	116,54	-10,78	-101,17
Quart	7891,11	404,3	48,86	21,08	3,28	43,42	89,6	21,79	-91,48
About	8988,5	202,56	43,77	21,27	7,45	0	0	282,32	-137,19

CABLE EQUIVALENT ET FUSEAUX LIMITES



chap VII PERTES ET CHUTES DE TENSION

GENERALITES

La perte precontrainte est la difference entre la force exercée par le ver sur le cable lors de la mise en tension et la force qui qui s'exerce sur un point donné
Il existe deux sortes de pertes precontraintes dans le cas de la precontrainte par post-tension:

. Pertes instantanées : - Frottement
- Recul d'ancrage
- Raccourcissement instantané du béton

. Pertes différées : - Fluage
- Retrait du beton
- Relaxation des aciers

- PERTES INSTANTANEES

Frottement : Les pertes dues aux frottements peuvent être evaluées par : $\Delta\sigma_{fr} = \sigma_0 (f.\alpha + \varrho L)$ avec:

f: coefficient de frottement cable-gaine $f = 0{,}17\ rd^{-1}$
ϱ : coefficient de perte de ligne ($\varrho = 0{,}002\ rd^{-1}.\ m^{-1}$)
L : longueur du cable
le troncon courbe du cable est parabolique d'equation $y = ax^2$ d'où $y = 2ax\,dx$. En effectuant un changement de variables, on obtient :

$$L_c = 1/4a \left(Ln\left(2ax + \sqrt{1+(2ax)^2}\right) + 2ax\sqrt{1+(2ax)^2} \right)$$

Pertes ~~par~~ frottements entre la section d'about et la section mediane

cable	α(o)	α(rd)	X(m)	Lc(m)	Ld(m)	L(m)	$\Delta\sigma_{fr}$ (kg/cm^2)
1	24,15	0,423	4,98	5,14	10,12	15,26	1529,69
2	24,15	0,423	5,21	5,66	10,87	16,53	1567,62
3	15	0,262	5,82	5,89	11,71	17,6	1190,84
4	10	0,174	5,51	5,54	11,05	10,69	937,26
				$\Delta\sigma_{moy} = 1306,35\ kg/cm^2$			

Perte par frottement entre la section d'about et la section d'emergance du cable 1.

cable	$\alpha(o)$	$\alpha(rd)$	$x(m)$	$L_c(m)$	$L_d(m)$	$L(m)$	$\Delta\sigma_{fr}(\frac{kg}{cm^2})$
1	17,7	0,308	3,71	3,72	0	3,72	83,05
2	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0

$\Delta\sigma_{moy} = 297{,}68\ Kg.cm^{-2}$

Perte de frottements entre la section d'about et la section d'emergence du cable 2

cable	$\alpha(o)$	$\alpha(rd)$	$x(m)$	$L_c(m)$	$L_d(m)$	$L(m)$	$\Delta\sigma_{fr}(Kg/cm^2)$
3	3,63	0,063	1,32	1,32	0	1,32	199,37
4	1,85	0,032	1,01	1,01	0	1,01	111,41

$\Delta\sigma_{moy} = 297{,}68\ Kg/cm^2$

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 la mesure à partir de l'extremité de la poutre).

$$X = \sqrt{\frac{g E_a}{\sigma_0 (f + \varphi \frac{\alpha}{L})}} = \sqrt{\frac{g L E_a}{\Delta\sigma_{fr}}}$$

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

$$\Delta\sigma_{recul} = 2\sigma_0 (f\alpha + \varphi L) = 2\frac{g}{X} E_a$$

En un point quelconque de l'armature, l'abscisse x (origine prise à l'ancrage) :

$x < X$ on a : $\Delta\sigma(x) = \Delta\sigma_{recul} \cdot \frac{X - x}{X}$

$$\Delta\sigma_x = 2g E_a \frac{X - x}{X}$$

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

	X(m)	Appui	4,5m	6,0m	L/2
1	10,23	—	—	848,81	—
2	10,52	—	1142,31	857,68	—
3	12,45	1686,75	1077,08	873,86	—
4	13,63	1540,72	1032,05	862,49	150,34

Raccourcissement instantane du béton

Les pertes par raccourcissement instantané du béton sont données par la relation :

$$\Delta\sigma_{rac} = 1/2 \cdot (E_a/E_i) \cdot \sigma'_{bj}$$

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 longues durées.

$$\sigma'_b = \frac{N}{B} + \frac{N \cdot e^2}{I} + \frac{M_G \cdot e}{I}$$

A mi-travée : $\sigma'_b = \dfrac{415,3 \cdot 10^3}{789,11} + \dfrac{415,3 \cdot 10^3}{17019895,41}(98,76)^2 + \dfrac{234 \cdot 10^5(-89,76)}{17019895,41}$

$\sigma'_b = 167,21$ Kg/cm².

A L/4 :

$$\sigma'_b = \frac{404,3 \cdot 10^3}{7891,11} + \frac{404,3 \cdot 10^3}{17019895,41}(66,11)^2 - \frac{175,58 \cdot 10^5 \cdot 66,11}{17019895,41}$$

$$\sigma'_b = 86,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{bj} = \sigma'_{bmoy} = \frac{167,21 + 86,85}{2} = 127,03 \text{ Kg/cm}^2$$

$E_a = 2,1 \cdot 10^6$ Kg/cm² $E_i = 2,1 \cdot 10^4 \sqrt{\sigma'_{28}}$ $\sigma'_{28} = 400$ Kg/cm²

$$\Delta\sigma_{racc} = 1/2 \; E_a/E_i \cdot \sigma'_{bj} = 317,57 \text{ Kg/cm}^2$$

Pertes différées

a. Fluage : $\Delta\sigma_{fluage} = 2 \cdot \dfrac{E_a}{E_i} \sigma'_{bj} = 1270,3$ Kg/cm²

b. Retrait : $\Delta\sigma_{retrait} = \varepsilon_r \cdot E_a = 3 \cdot 10^{-4} \cdot 2,1 \cdot 10^6 = 630$ Kg/cm²

c. Relaxation des aciers : D'après l'IP 2 on a :

$$\Delta\sigma_{rel} = \text{Max} \begin{cases} 2,4 \cdot \dfrac{\rho_{1000}}{100} \cdot \dfrac{\sigma_{pi} - 0,55 R_g}{0,25 R_g} \; \sigma_{pi} \\ \dfrac{(\rho_{3000} + 2,5) 10}{1000} \cdot \dfrac{\sigma_{pi} - 0,55 R_g}{0,25 R_g} \cdot \sigma_{pi} \end{cases}$$

$\rho_{1000} = 2,5\%$ $\rho_{3000} = 6\%$ $R_G = 18490$ kg/cm²

$$\sigma_{pi} = \sigma_0 - \Sigma\Delta\sigma_{inst}$$

A L'about $\sigma_{pi} = 14934 - 1613,73 - 317,57 = 13002,7$ Kg/cm²

A la section d'emergence du cable 2 :

$\sigma_{pi} = 14934 - 1083,81 - 317,57 - 155,39 = 13377,23$ Kg/cm²

A la section d'emergence du cable 1 :

σ_{pi} $\sigma_{pi} = 14934 - 297,68 - 860,71 - 315,57 = 13458,04$ Kg/cm²

A la section mediane

$\sigma_{pi} = 14934 - 317,57 - 150,34 = 14466,09$ Kg/cm²

La contrainte moyenne : $\sigma_{P_i, moy} = 13576 \ Kg/cm^2$
d'où

$$\Delta\sigma_{rel} = \max \begin{cases} 6{,}00 & Kg/cm^2 \\ 256{,}12 & Kg/cm^2 \end{cases}$$

$$\Delta\sigma_{rel} = 256{,}12 \ Kg/cm^2$$

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

$$\Delta\sigma_{diff} = \begin{cases} \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} \ \Delta\sigma_{rel} - \dfrac{\Delta\sigma_{rel}(\Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl})}{\sigma_p - 0{,}55\, R_g} \\ \text{si } \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} < \sigma_{P_i} - 0{,}55\, R_g \\ \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} \quad \text{sinon} \end{cases}$$

$$\Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} = 1270{,}3 + 630 = 1900{,}3 \ Kg/cm^2$$

$$\sigma_{P_i} - 0{,}55\, R_g = 13576 - 0{,}55 \cdot 18490 = 3406{,}5 \ Kg/cm^2$$

On a : $\Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} < \sigma_{pi} - 0{,}55\, R_g$ d'où

$$\Delta\sigma_{diff} = 1900{,}3 + 256{,}12 - \frac{256{,}12 \cdot 1900{,}3}{3406{,}5}$$

$$\Delta\sigma_{diff} = 2013{,}54 \ Kg/cm^2$$

chap VII VERIFICATIONS DES CONTRAINTES NORMALES

Differentes phases d'execution

Les vérifications se feront suivant les phases d'execution ci-après :
phase 1 : coulage de la poutre. Après durcissement suffisant du béton, on met en tension la première série de cables (3,4). Les operations seront executées au sol.
Les contraintes qui se developpent au milieu de la section resistance (poutre seule) : poids propre de la poutre de la précontrainte de la premiere serie de cables.
Phase 2 : Exécution de la dalle et des entretoises coulées en place. Les contraintes qui apparaissent au cours de cette phase au niveau de la section de la poutre seule, le poids de la dalle de l'entretoise et la precontrainte de la 1ère série de cables.
Phase 3 : La dalle participe pleinement à la resistance de l'ensemble après avoir atteint le durcissement necessaire. La section resistance est alors la section complete (poutre + dalle), mise en tension de la 2è serie de cables (1,2).
Les contraintes à prendre en compte sont celles produites par le poids de la poutre, le poids de la dalle et les entretoises, la précontrainte de la 1è série de cables et la precontrainte de la 2è série de cables.
Phase 4 : Mise en place de la superstructure (trottoirs, garde-corps, corniches, ...)
La section résistante (poutre + dalle). Les contraintes à considerer sont celles produites par le poids de la superstructure, le poids de la dalle, et entretoises, le poids de la poutre et la precontrainte des 2 séries de cables après consommation de toutes les pertes.

Determination de la contrainte initiale de calcul

On effectue les vérifications de contraintes au droit de la section mediane

CABLE	1	2	3	4
Contrainte de mise en tension (Kg/cm²)	14934	14934	14934	14934
Perte par frottement $\Delta\sigma_{fr}$ (Kg/cm²)	1529,69	1567,62	1190,84	937,26
Perte par raccourcissement (Kg/cm²	317,57	317,57	317,57	317,57
Perte par recul d'ancrage (Kg/cm²)	0	0	0	150,34
Contrainte juste après mise en tension (kg/cm²)	13086,74	13048,81	13425,6	135 28,52
	$\sigma_{moy} = 13272,42$ Kg/cm²			

On prend comme contrainte initiale de calcul la moyenne des contraintes juste après la mise en tension :

$$\sigma_i = 11634,96 \text{ Kg/cm}^2$$

verification des contraintes normales

caractéristiques géométriques de la section médiane

	B(cm²)	I(cm⁴)	i²(cm²)	Vs (cm)	Vi (cm)	e (cm)
Poutre seule	4259,11	8559855,5	2010	51,65	75,35	-68,77
Poutre + dalle	7891,11	17019895,4	2156,85	44,66	105,34	-98,76

Phase 1

Contrainte initiale dans chaque cable : $\sigma_i = 13272{,}42\ kg/cm^2$

Effort de precontrainte des 2 cables d'about :

$$N = 2 \cdot 13272{,}42 \cdot 9{,}73 = 258281{,}3\ kg$$

Contraintes engendrees par l'effort de precontrainte

F.S $\sigma_{ps} = \frac{N}{B}\left(1 + \frac{e v_s}{i^2}\right) = -52{,}75\ kg/cm^2$

F.I $\sigma_{pi} = \frac{N}{B}\left(1 - \frac{e v_i}{i^2}\right) = 216{,}98\ kg/cm^2$

Contraintes engendrees par le poids propre de la poutre :

$$M_G = 95{,}53\ t.m$$

Fibre superieure $\sigma_{G,S} = \frac{M_G \cdot V_S}{I} = 61\ kg/cm^2$

Fibre inferieure $\sigma_{G,I} = \frac{M_G \cdot V_i}{I} = -84{,}09\ kg/cm^2$

contraintes effectives

F.S $\sigma_s = \sigma_{ps} + \sigma_{G,S} = 8{,}25\ kg/cm^2$

F.I $\sigma_i = \sigma_{p,i} + \sigma_{G,i} = 132{,}89\ kg/cm^2$

A la fin de la 1ère phase la 1ère serie de cables va subir une perte de tension estimee a $\frac{1}{3}\Delta\sigma_d$ ($\Delta\sigma_d$: perte totale differee)

la contrainte de service sera :

$$13272{,}42 - \frac{1900{,}3}{3} = 12639\ kg/cm^2$$

L'effort de precontrainte des 2 cables sera :

$$12639 \cdot 2 \cdot 9{,}73 = 245954{,}70\ kg$$

Fibre	contrainte engendrée par la précontrainte kg/cm²	contrainte engendrée par le poids propre kg/cm²	contrainte effective kg/cm²
F. supérieure	-50,23	61	10,71
F. inférieure	206,62	-84,09	122,53

Phase 2

les cables vont encore subir une perte estimée à $\frac{1}{3}\Delta\sigma_d$
la contrainte de service sera :

$$12639 - \frac{1}{3}\,1900,3 = 12005,54 \ kg/cm^2.$$

L'effort de précontrainte sera :

$$N = 12005,57 \cdot 2 \cdot 9,73 = 233\,628,33 \ kg$$

F.S $\quad \sigma_{p,s} = \dfrac{233628,33}{4259,11}\left(1 - \dfrac{68,71 \cdot 54,65}{2016}\right) = -47,71 \ kg/cm^2$

F.I $\quad \sigma_{p,i} = \dfrac{233\,628,33}{4259,11}\left(1 + \dfrac{68,77 \cdot 75,35}{2010}\right) = 196,27 \ kg/cm^2$

Contrainte engendrée par le poids propre de la poutre + dalle :

$$M = 177,51 \ t.m$$

F.S $\quad \sigma_{a,s} = \dfrac{177,51 \cdot 10^5 \cdot 54,65}{1559855,5} = 113,13 \ kg/cm^2$

F.I $\quad \sigma_{a,i} = \dfrac{177,51 \cdot 10^5 \cdot 75,35}{1559855,5} = -156,26 \ kg/cm^2$

Fibre	contrainte engendrée par la précontrainte kg/cm²	contrainte du au poids propre kg/cm²	contrainte effective kg/cm²
F. supérieure	-47,71	113,93	65,62
F. inférieure	196,27	-156,26	40,01

Phase 3

On met en tension les cables émergents 1 et 2
la contrainte initiale $\sigma_i = 13\,272,42$ kg/cm²
La force de précontrainte des 2 cables :

$$N = 1\,3272,42 \cdot 2 \cdot 9,73 = 258281,15 \ kg$$

la 1re

la 1ère zone de cable va subir $\frac{1}{3}\Delta\sigma_d$

$$1200\ 1,55 - \frac{1900,3}{3} = 11372,13$$

L'effort de precontrainte total est :

$$221301,78 + 258251,3 = 467256,48 \text{ kg}$$

Contraintes engendrees par la precontrainte

F.S $\sigma_{p,s} = \frac{467256,48}{7891,11}\left(1 - \frac{98,76 \cdot 44,66}{2156,85}\right) = -67,87$ kg/cm²

F.I $\sigma_{p,i} = \frac{467256,48}{7891,11}\left(1 + \frac{98,76 \cdot 105,35}{2156,85}\right) = 344,82$ kg/cm²

La contrainte engendree par le poids propre de la poutre + dalle + entretoises : $M_G = 180,02$ t.m

F.S $\sigma_{G,s} = \frac{180,02 \cdot 10^5 \cdot 44,66}{17019895,41} = 47,23$ kg/cm²

F.I $\sigma_{G,i} = -\frac{180,02 \cdot 10^5 \cdot 105,34}{17019895,41} = -111,42$ kg/cm²

Les contraintes effectives

F.S : $\sigma_S = \sigma_{pS} + \sigma_{GS} = -14,64$ kg/cm²

F.I : $\sigma_i = \sigma_{pi} + \sigma_{Gi} = 233,40$ kg/cm²

A la fin de cette phase, la 2ème zone de cables va subir une perte $\frac{1}{3}\Delta\sigma_d$:

Contrainte de service des cable 1 et 2

$$\sigma = 13272,42 - \frac{1900,3}{3} = 12639 \text{ kg/cm}^2$$

L'effort precontraint devient :

$$12639 \cdot 2 \cdot 9,73 = 245954,70 \text{ kg}$$

Effort de precontrainte total est : $245954,7 + 187888,47 = 433843,17$ kg

Contraintes engendrees par la precontrainte :

F.S : $\sigma_{p,S} = -56,7$ kg/cm²

F.I $\sigma_{p,I} = 372,11$ kg/cm²

Fibre	contrainte engendrée par la précontrainte kg/cm²	contrainte créée par le poids propre kg/cm²	contrainte effective kg/cm²
F. supérieure	-54,39	113,33	46,63
F. inférieure	320,16	111,42	208,74

Phase 4

On met en place la superstructure (trottoirs + revêtement + garde corps) $M_G = 215,1$ t.m

Contraintes engendrées par les charges permanentes

F.S $$\sigma_{G,S} = \frac{215,1 \cdot 10^5 \; 44,66}{17019895,41} = 56,44 \text{ kg/cm}^2$$

F.I $$\sigma_{G,I} = \frac{215,1 \cdot 10^5 \cdot 105,34}{17019895,41} = -133,13 \text{ kg/cm}^2$$

La 1ère serie de cables a subi toutes les pertes, l'effort de precontrainte des cables 3 et 4 est
$P = 221301,65$ kg

La 2ème serie de cables a subi une perte estimée a $\frac{1}{3} \Delta\sigma_d$

$\sigma = 12639 - \frac{2}{3} 1900,3 = 11372,13$ kg/cm²

L'effort de precontrainte total est:

$221301,65 + 221301,65 = 442603,3$ kg

Contrainte engendrée par la precontrainte

F.S $$\sigma_{P,S} = \frac{442603,3}{7891,11}\left(1 - \frac{98,76 \cdot 44,66}{2156,85}\right) = -58,61 \text{ kg/cm}^2$$

F.I $$\sigma_{P,I} = \frac{442603,3}{7891,11}\left(1 - \frac{98,76 \cdot 105,66}{2156,85}\right) = 326,63 \text{ kg/cm}^2$$

Fibres	contrainte engendrée par la precontrainte (kg/cm2)	contrainte due au poids propre (kg/cm2)	contrainte effective kg/cm2
F. Superieure	56,44	56,44	17,05
F. Inferieure	326,63	-133,13	193,5

Phase 5 : c'est la phase de service en charge. On applique les surcharges, dans notre cas, c'est le convoi D qui est le plus défavorable.

F.S $\sigma_{(G+Q)S} = \dfrac{484.10^5 . 44,66}{17019895,41} = 127$ kg/cm²

F.I $\sigma_{(G+Q)I} = \dfrac{484.10^5 . 105,44}{17019895,41} = -299,56$ kg/cm²

Tous les câbles ont subi toutes les pertes.

Contraintes engendrées par la precontrainte

$\sigma_{P,S} = -39,39$ kg/cm²

$\sigma_{P,I} = 326,63$ kg/cm²

Fibres	Contrainte engendrée par la precontrainte (kg/cm2)	Contrainte due au poids propre kg/cm2	contrainte effective kg/cm2
F. Superieure	-39,39	127	87,61
F. Inferieure	326,63	299,56	27,07

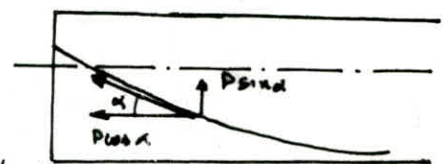
Chap IX — VERIFICATIONS DES CONTRAINTES TANGENTES

Effort tranchant reduit

L'effort precontraint peut se decomposer au droit de chaque section en deux composantes :

$N = \sum P \cos \alpha_i$

$V = \sum P \sin \alpha_i$



Soit T_g l'effort du aux sollicitations exterieures, l'effort tranchant reduit s'ecrit :

$$T_r = T_g - V = T_g - \sum P \sin \alpha_i$$

Contrainte de cisaillement

Elle est donnee par la formule de R.D.M

$$\tau = \frac{T_r}{b_0 \cdot z}$$ avec T_r : effort tranchant reduit
b_0 : largeur nette
z : bras de levier.

Contrainte de cisaillement admissible

Elle se determine par la formule de Chalos

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

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

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

En phase de construction .

$\bar{\sigma}' = 0{,}55 \cdot \sigma'_{28} = 220$ kg/cm²

$\bar{\sigma} = 0{,}55 \; \sigma_{28} = 17{,}05$ kg/cm²

Verifications

Section d'about

Caracteristiques geometriques

	B(cm²)	I(cm⁴)	V_s (cm)	i^2 (cm²)	e(cm)	$\sum \cos \alpha$	$\sum \sin \alpha$	V_i (cm)
Poutre	5350,5	10145929	57,26	1896,28	1,69	1,951	0,43	72,74
Poutre dalle	7969,5	19684417	49,74	2177,25	-25,83	1,951	0,43	100,26

Phase 1 $N = \sum P \cos\alpha = 120352{,}96 . 1{,}951 = 234\,808{,}62$ kg
$V = \sum P \sin\alpha = 120352{,}96 . 0{,}43 = 51751{,}77$ kg

$$T_R = T_G - V = 15{,}5 - 51{,}75 = -36{,}22 \text{ kg}$$

$b_0 = 32 - \phi = 25{,}9$ cm

$z = \frac{I}{S} = 100$ cm $\qquad S = 101\,373{,}85 \text{ cm}^3$

$$\tau = -\frac{36{,}22 . 10^3}{25{,}9 . 100} = -13{,}98 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul de $\bar{\tau}$

contrainte produite par N

f. S $\quad \frac{234\,808{,}62}{5350{,}5}\left(1 + \frac{1{,}69 . 57{,}26}{1896{,}26}\right) = 46{,}12 \text{ kg/cm}^2$

F. I $\quad \frac{234\,808{,}62}{5350{,}5}\left(1 - \frac{1{,}69 . 72{,}74}{1896{,}26}\right) = 41{,}04 \text{ kg/cm}^2$

contrainte au niveau du centre de gravité :

$$\sigma_g = 46{,}12 + (46{,}12 - 41{,}04)\frac{57{,}26}{130} \Rightarrow \sigma_g = 48{,}36 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\tau^2 = \frac{17{,}05}{220}(220 - 48{,}36)(17{,}05 + 48{,}36) \Rightarrow \bar{\tau} = 29{,}5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = 13{,}98 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau} = 29{,}5 \text{ kg/cm}^2.$$

Phase 2

La premier série d'armatures va subir une perte estimée à $\frac{1}{3}\Delta\sigma_d$:
Précontrainte subie : $12369{,}27 - \frac{1}{3} . 1900{,}7 = 11735{,}84$ kg/cm²
Précontrainte par câble : $11735{,}84 . 9{,}73 = 114189{,}72$ kg

$N = \sum P\cos\alpha = 114189{,}7 . 1{,}951 = 222\,784{,}1$ kg
$V = \sum P\sin\alpha = 114189{,}7 . 0{,}43 = 49\,101{,}57$ kg

$$T_R = T_{(\text{Poutre + dalle})} - V = 33{,}11 - 49{,}10 =$$

$$T_R = -16 \text{ t}$$

$$\tau = -\frac{16 . 10^3}{25{,}9 . 100} = -6{,}17 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte produite par N

F.S $\frac{222784,09}{5350,5}\left(1 + \frac{1,69 \cdot 57,26}{1896,26}\right) = 43,76\ kg/cm^2$

F.I $\frac{222784,09}{5350,5}\left(1 - \frac{1,69 \cdot 72,74}{1896,26}\right) = 38,94\ kg/cm^2$

$\sigma_g = 43,76 + (43,76 - 38,94)\ \frac{51,26}{130} = 45,88\ kg/cm^2$

$\tau^2 = \frac{17,05}{220}(220 - 45,88)(17,05 + 45,88) \Rightarrow \bar{\tau} = 29,57\ kg/cm^2$

$|\tau| = 6,17\ kg/cm^2 < \bar{\tau} = 29,57\ kg/cm^2$

Phase 3

contrainte residuelle : $11735,84 - \frac{1}{3}\,1900,3 = 11102,41\ kg/cm^2$
contrainte par cable : $11102,41 \cdot 9,73 = 108026,42\ kg$

$N = \sum P\cos\alpha = 210759,54\ kg$

$V = \sum P\sin\alpha = 46451,36\ kg$

$S = 1968441,3\ cm^3$

$z = 109,11\ cm$

$T_K = -13,34\ t \qquad \tau = \frac{13,34 \cdot 10^3}{25,9 \cdot 109,11} = -4,72\ kg/cm^2$

Contraintes produites par N

F.S $\frac{210759,54}{7949,55}\left(1 - \frac{25,83 \cdot 49,74}{2177,25}\right) = 10,87\ kg/cm^2$

F.I $\frac{210759,54}{7949,55}\left(1 + \frac{100,26 \cdot 25,83}{2177,25}\right) = 4,77\ kg/cm^2$

$\bar{\tau} = 14,62\ kg/cm^2$

$\tau = 4,72\ kg/cm^2 < \bar{\tau} = 14,62\ kg/cm^2$

Phase 4 Toutes les pertes ont ete deja consommees

$11102,41 - \frac{1}{3}\,1900,3 = 10468,98\ kg/cm^2$

contrainte par câble : $10468{,}98 \cdot 9{,}73 = 101\,863{,}14$ kg

$N = 101\,863{,}14 \cdot 1{,}95 = 198735$ kg/cm²

$V = 101863{,}14 \cdot 0{,}43 = 43801{,}15$ kg/cm²

$T_G = 13{,}23 + 26{,}66 = 39{,}89$ t

$T_K = 39{,}89 - 43{,}8 = -3{,}91$ t

$$\tau = \frac{3{,}91 \cdot 10^3}{25{,}9 \cdot 109{,}11} = 1{,}83 \text{ kg/cm}^2$$

<u>contraintes dues par N</u> :

$$\frac{198735}{7949{,}55}\left(1 - \frac{25{,}83 \cdot 49{,}74}{2177{,}25}\right) = 10{,}24 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{198735}{7949{,}55}\left(1 + \frac{100{,}26 \cdot 25{,}83}{2177{,}25}\right) = 54{,}73 \text{ kg/cm}^2$$

<u>Phase 5</u>

$N = 198735$ kg/cm²

$V = 43\,801{,}15$ kg/cm²

$T_G = 32{,}39 + 38{,}89 = 72{,}28$ t

$T_K = 28{,}48$ t

$$\tau = \frac{28{,}48 \cdot 10^3}{25{,}9 \cdot 109{,}11} = 10{,}09 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = 10{,}09 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau} = 14{,}72 \text{ kg/cm}^2$$

cable d'emergence no 1

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Phase 5
τ (kg/cm^2)	5,07	12,88	21,34	15,98	23,22
$\bar{\tau}$ (kg/cm^2)	31,96	28,56	30,53	29,46	28,96

cable d'emergence no 2

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Phase 5
τ (kg/cm^2)	17,52	14,73	13,45	12,56	11,48
$\bar{\tau}$ (kg/cm^2)	31,46	27,14	26,13	24,17	20,12

Chap X — Verification a la rupture

Les ouvrages en beton precontraint presentent un caractere particulier car le fait d'adopter des contraintes moderees pour le cas de charges extremes ne garantit pas la securite vis a vis d'une augmentation de ces charges.
L'IP1 prescrit une majoration de la surcharge seule dans le rapport 80%

Securite a la rupture en flexion

moment de rupture par le beton :

On verifie $M_G + 1{,}8\,M_Q \leq 0{,}7\,M_{rb}$

$M_G = 134$ t.m
$M_Q = 250$ t.m
$M_{rb} = M_{rb_1} + M_{rb_2}$ (moment de rupture du beton)

Calcul M_{rb}

$M_{rb_1} = 0{,}35 \cdot b_o \cdot h^2 \cdot \sigma'_n$ (relatif a l'ame)

$$M_{rb_2} = \min \begin{cases} 0{,}8\,(b-b_o) \cdot h_o \cdot \left(h - \frac{h_o}{2}\right) \cdot \sigma'_n \\ 0{,}35 \cdot (b-b_o)\, h^2 \cdot \sigma'_n \end{cases}$$

$$\left.\begin{array}{l} h_o = 20\text{ cm} \\ h = 150-15 = 135\text{ cm} \\ \sigma'_n = 400\text{ kg/cm}^2 \\ b = 181{,}6\text{ cm} \\ b_o = 18\text{ cm} \end{array}\right\} \quad \left\{\begin{array}{l} M_{rb_1} = 459{,}27\text{ t.m} \\ M_{rb_2} = 1308{,}8\text{ t.m} \end{array}\right.$$

$$M_{rb} = 1768{,}07\text{ t.m}$$

$$M_G + 1{,}8\,M_Q = 684\text{ t.m} < 0{,}7\,M_{rb} = 1237{,}65\text{ t.m}$$

Moment de rupture par les aciers

On verifie :

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

avec

$M_{RA} = 0{,}9 \cdot h \cdot w\, R_G$ (moment de rupture de l'acier)

$$M_f = \sigma \frac{I}{V}$$

$$\left.\begin{array}{l} w = 38{,}92\text{ cm}^2 \\ R_G = 18490\text{ kg/cm}^2 \end{array}\right\} \quad M_{RA} = 874{,}35\text{ t.m}$$

Pour M_f : $\sigma = \sigma'_p + 2\sigma_n$ pour la fibre inferieure
σ'_p = contrainte de precontrainte.
σ'_n : contrainte de traction
$\sigma'_n = 31 \ kg/cm^2$

$$\sigma'_p = \frac{N}{B}\left(1 + \frac{e v'}{i^2}\right) = \frac{415{,}3 \cdot 10^3}{7891{,}11}\left(1 + \frac{98{,}76 \cdot 105{,}54}{2156{,}85}\right) = 306{,}41 \ kg/cm^2.$$

d'ou $\sigma = 368{,}41 \ kg/cm^2$ $\qquad M_G + 1{,}8 M_Q = 684 \ t.m$

$$\left.\begin{array}{l} \sigma = 368{,}41 \ kg/cm^2 \\ I = 17019895{,}41 \ cm^4 \\ V' = 105{,}54 \ cm \end{array}\right\} \quad M_f = 595{,}24 \ t \cdot m < M_{RA} = 874{,}35 \ t \cdot m$$

$$M_G + 1{,}8 M_Q = 684 \ tm < 0{,}9 M_{RA} = 786{,}92 \ tm.$$

Securite a la rupture par effort tranchant

On verifie la condition : $\sigma = \dfrac{2\tau}{\sin 2\gamma} \leq 0{,}5 \cdot \sigma'_{28}$

L'effort tranchant reduit est $\quad T_R = T_G + 1{,}8 T_Q - V$

$T_G = 30{,}065 \ t \qquad T_Q = 32{,}39 \ t \qquad V = 46{,}45 \ t \rightarrow T_R = 49{,}92 \ t$

$\tau = \dfrac{T_R}{b_0 z}$ avec $\quad b_0 = 25{,}9 \ cm$

$$z = \frac{I}{S} = \frac{19684417{,}29}{180404{,}62} = 109{,}11 \ cm$$

$$\tau = \frac{19{,}92 \cdot 10^3}{25{,}9 \cdot 109{,}11} = 17{,}66 \ kg/cm^2$$

$$tg\, 2\gamma = \frac{2\tau}{\sigma_g} = \frac{2 \cdot 17{,}66}{25{,}51} = 1{,}38 \quad \Rightarrow \quad 2\gamma = 52{,}7^0$$

$$\sigma = \frac{2\tau}{\sin 2\gamma} = \frac{2 \cdot 17{,}66}{\sin 52{,}7} = 24{,}16 \ kg/cm^2 \quad < 0{,}5\, \sigma'_{28} = 200 \ kg/cm^2$$

Pour la contrainte des armatures transversales, on prend :

$$\gamma = 26{,}35^0 \qquad \sigma'_a = \frac{t \cdot T_R}{A'_t} \cdot \frac{tg\,\gamma}{z}$$

$t = 15 \ cm \qquad tg\,\gamma = 0{,}495 \qquad A'_t = 1{,}57 \ cm^2 \ (2T10) \qquad T_R = 49{,}92 \ t$
$z = 109{,}11 \ cm$

$$\sigma'_a = 2141{,}89 \ kg/cm^2 < 1{,}2\, \sigma_{en} = 5040 \ kg/cm^2$$

Armatures Transversales

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

Espacement des armatures transversales t

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

$$n = \frac{L}{t} = \frac{z}{t \, tg\,\gamma} \qquad \text{on doit avoir} \qquad \frac{T_R}{n A'_t} \leq \sigma'_{at}$$

$$\sigma'_{at} = \rho'_a \cdot \sigma'_{en} \quad \text{avec} \quad \rho'_a = \begin{cases} \frac{2}{3} & \text{s'il y a reprise de bétonnage} \\ 1 - \frac{1}{3}\left(\frac{\tau}{\bar{\tau}}\right)^2 & \text{sinon} \end{cases}$$

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

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

Section d'about

$T_R = 36220$ kg $\qquad \tau = 13{,}98$ kg/cm²

$\sigma_g = 48{,}36$ kg/cm² $\qquad \bar{\tau} = 19{,}5$ kg/cm²

$z = 100$ cm

$$\rho'_a = 1 - \frac{1}{3}\left(\frac{13{,}98}{19{,}5}\right)^2 = 0{,}78 \quad \text{pas de reprise de bétonnage.}$$

$$\sigma'_{at} = 0{,}92 \cdot 4200 = 3256{,}8 \text{ kg/cm}^2$$

$$tg\,2\gamma = \frac{2\tau}{\sigma_g} = \frac{2 \cdot 13{,}98}{48{,}36} = 0{,}58 \rightarrow \gamma = 15° \rightarrow tg\,\gamma = 0{,}27$$

$$t \leq \frac{3256 \cdot 1{,}57 \cdot 100}{36\,220 \cdot 0{,}27} = 52{,}8 \text{ cm}$$

$$t \leq \begin{cases} 150\left(1{,}25 - 0{,}95\,\frac{13{,}98}{19{,}5}\right) = 119{,}97 \text{ cm} \\ 25{,}9\left(5 - 2\,\frac{13{,}98}{19{,}5}\right) = 104{,}95 \text{ cm} \\ 4 \cdot 25{,}9 = 103{,}6 \text{ cm} \end{cases}$$

Pourcentage minimum

$$\omega_t = 0{,}25\,\frac{h_t}{h_t + 3b_0} = 0{,}25\,\frac{130}{130 + 3 \cdot 25{,}9} = 16\%$$

$$0{,}1\% \leq \omega_t < 0{,}2\% \qquad t = \frac{A'_t}{\omega_t \cdot b_0} = \frac{1{,}57 \cdot 100}{0{,}16 \cdot 25{,}9} = 37{,}88 \text{ cm}$$

Section d'emergence du cable ①

$T_R = 46,65\ t$
$\bar{\tau} = 28,96\ kg/cm^2$
$\tau = 23,22\ kg/cm^2$
$\sigma_g = 26,8\ kg/cm^2$

$$\sigma'_{at} = \left[1 - \frac{1}{3}\left(\frac{23,22}{28,9}\right)^2\right] 4200 = 3296,23\ kg/cm^2$$

$$tg\ 2\gamma = 2 \cdot \frac{23,22}{26,8} = 1,73 \Rightarrow \gamma = 30^\circ$$

$$t \leq \frac{3296,23 \cdot 1,57 \cdot 105,66}{46,65 \cdot 10^3 \cdot 0,577} = 20,31\ cm$$

$$\bar{t} = \inf \begin{cases} 160\left(1,25 - 0,35\ \dfrac{23,22}{28,96}\right) = 73,24\ cm \\ 18\left(5 - 2 \cdot \dfrac{23,22}{28,96}\right) = 61\ cm \\ 4 \cdot 18 = 72\ cm \end{cases}$$

$\sigma_{en} = 4200\ kg/cm^2$ $\qquad A_t = 1,13\ cm^2$
$\sigma_{28} = 31\ kg/cm^2$ $\qquad b_1 = 6,1\ cm$

Section mediane

$c = 7 \Rightarrow b_0 < c \leq 1,3\ D$

$$t \leq \frac{\bar{\omega}_t \cdot \sigma_{en}}{c \cdot \sigma_{28}} = \frac{1,13 \cdot 4200}{7 \cdot 31}$$

$t \leq 21\ cm$

Section d'about

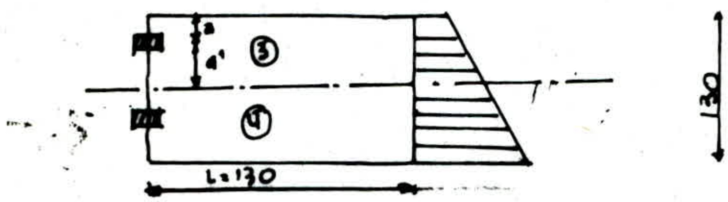
$D > 1,3\ D = 7,93\ cm \Rightarrow t \leq 21\ cm$

on prend $t = 15\ cm$

ETUDE DE LA ZONE D'ABOUT

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 qui est le siège des efforts complexes.



L : zone de régularisation de contrainte supposée égale à la hauteur de la poutre

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

(3) : prisme associé à l'ancrage du câble (3)

(4) : " " " " " (4)

Effort de surface T_s et calcul des frettes

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

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

F : force utile du câble ; dans le cas d'un ancrage incliné, on majore F de 10 %.

A l'about, la contrainte est σ_0.

$\sigma = 11696{,}35$ kg/cm² $F = 1{,}1 \cdot 11696{,}35 \cdot 9{,}73 = 125186$ kg

Les valeurs de T_s sont regroupées dans le tableau suivant

	a	a'	F	0,04 F	$0{,}2\left(\frac{a-a'}{a+a'}\right)^3 F$	F (kg)
3	42,26	15	125186	5007,44	2700,23	7707,67
4	15	57,74	125186	5007,44	-5076,46	-69,02

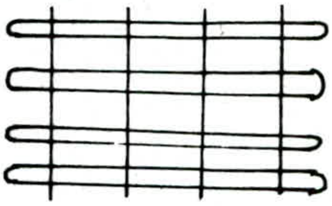
Calcul des frettes

$T_s = 7{,}71$ t $\sigma_a = \frac{2}{3}\, 2400 = 1600$ kg/cm²

$$A = \frac{T_s}{\sigma_a} = 4{,}81 \text{ cm}^2$$

On adopte une frette verticale Ø14 formée de 4 branches ($A = 6{,}16$ cm²). Cette frette commune aux ancrages sera placée le plus près possible de la face d'about.

tout en respectant les conditions d'enrobage. On ajoute également une frette horizontale formée de 4 branches.



Effort d'eclatement T_c

Notation
a : Longueur de l'ancrage
2a : longueur du prisme fictif avec $a < a'$.
Si $a > a'$ => $2a'$
k : coeff. de reduction
F : force utile du cable
S : surface du prisme fictif
P : contrainte moyenne d'eclatement
$\sigma'_{y,max}$: contrainte maximum d'eclatement

On pose : $y = \frac{a'}{2a}$ $\quad \sigma'_{y,max} = 0{,}65\,P\,(1-y)$ (kg/cm^2)

$P = \frac{F}{S}$ $\quad K = 1 - \left(\frac{8}{\sigma'_{y\,max}}\right)^2$

Te : valeur a partir des regles des prismes symetriques (prisme fictif)

$$T_e = \frac{F}{3}\,(1-y)\,K$$

les dimensions a prendre en compte

	2a	y	$\frac{F}{3}(1-y)$	$2a \times a$ (cm²)	$P = \frac{F}{S}$	σ'_y max	Te (t)
(3)	0,30	0,8	8,33	1267,8	98,74	12,84	3,14
(4)	0,30	0,8	8,33	450	278,2	36,17	7,92

$$T_e^{max} = 7{,}92^t$$

les armatures necessaires pour reprendre cet effort ont une section :

$A = \frac{7{,}92 \cdot 10^3}{1600} = 4{,}95\ cm^2$ $\quad$ On adopte $5T12 = 5{,}65\,cm^2$

On prevoit des armatures pour reprendre la poussee au vide : $w = 0{,}3\%$

$B_{ame} = 32 \cdot 130 = 4160\ cm^2$ $\qquad A_t = \frac{0{,}3 \cdot 4160}{100} = 13\ cm^2$

Soit 6 cadres T14 ($A = 13{,}57\ cm^2$)

<u>Contrainte maximale sous l'ancrage</u>

Le règlement admet comme contrainte admissible de compression sous l'ancrage la valeur

$$\sigma'_{b,m} = \frac{1}{1{,}6}\,\sigma'_j \cdot k \quad \text{avec} \quad k = 1 + \left(3 - \frac{a_1}{b_1} - \frac{a_2}{b_2}\right)\sqrt{\left(1 - \frac{a_1}{b_1}\right)\left(1 - \frac{a_2}{b_2}\right)}$$

a_1 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.

<u>Vérification des contraintes</u>

Dans notre cas, les plaques d'ancrage sont circulaires de diamètre $\phi = 24\ cm$, le diamètre de la gaine des armatures est $\phi = 6{,}1\ cm$. La section nette est : $S = \frac{\pi}{4}(24^2 - 6{,}1^2) = 423{,}16\ cm^2$

contrainte admissible de compression

$$\sigma' = \frac{1}{1{,}6} \cdot 400\ k \quad (kg/cm^2)$$

$a_1 = a_2 = 24\ cm$

$b_1 = 32\ cm$

$b_2 = 30\ cm$

$$k_3 = 1 + \left(3 - \frac{24}{32} - \frac{24}{30}\right)\sqrt{\left(1 - \frac{24}{32}\right)\left(1 - \frac{24}{30}\right)}$$

$$k_3 = 1{,}64$$

$$\bar{\sigma}'_3 = 410\ kg/cm^2$$

$$\sigma'_3 = \sigma'_4 = \frac{F}{S} = \frac{125{,}137}{423{,}16} = 295{,}86\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 410\ kg/cm^2$$

Chap XII — CALCUL DES DEFORMATIONS

Fleches et contre fleches

les fleches sont comptees positivement vers le bas et negativement vers le haut.

A. Fleche du poids propre

$$f_G = \frac{5}{384}\,\frac{q_G \cdot l^4}{E I}$$

$q_G = 2{,}84\ t/ml$

$L = 24{,}6\ m$

$E = E_V = \frac{1}{3} E_i = 1{,}4 \cdot 10^6\ t/m^2$

$I = 17019895{,}41\ cm^4$

$f_G = 5{,}69\ cm$

B. Fleche de precontrainte

$$f_P = \frac{1}{2}\int_0^{L/2} \frac{M \cdot x}{E I}\,dx + \frac{1}{2}\int_{L/2}^{L} \frac{M}{EI}(L-x)\,dx$$

Pour un diagramme des moments symetrique par rapport a l'axe de la poutre, l'expression de la fleche a mi-travee s'ecrit :

$$f_P = \int_0^{L/2} \frac{Mx}{EI}\,dx$$

Cette valeur represente le moment statique a EI pres de l'aire limitee par le diagramme des moments de precontrainte dans chaque section et l'axe horizontale de reference sur la demi longueur par rapport a l'appui gauche.

On trace le diagramme des moments de precontrainte a partir des 3 valeurs de moments ($x=0$; $x = L/4$; $x = L/2$)

la contrainte initiale de mise en tension : 13272,42 Kg/cm²

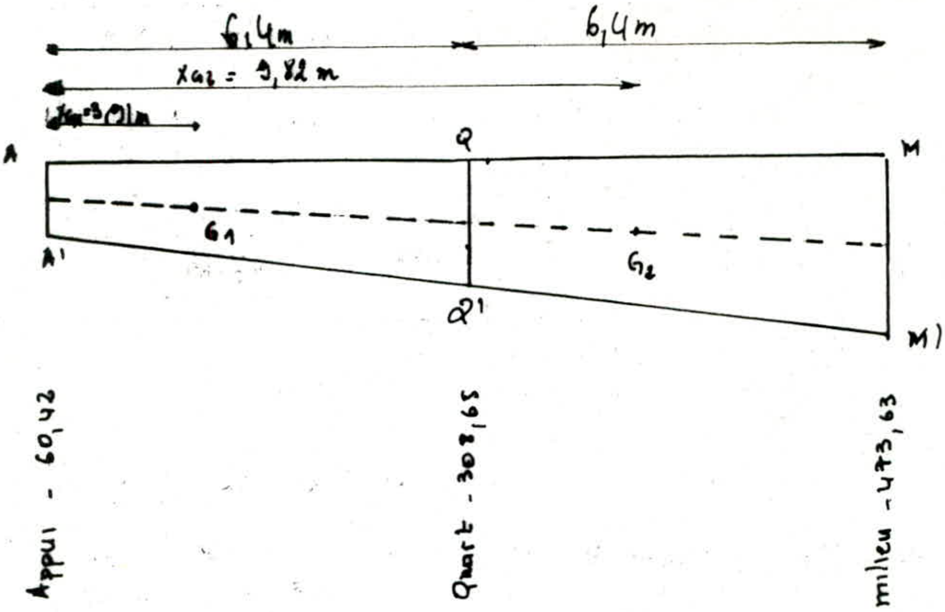
la contrainte de service : 11372,13 Kg/cm²

On prend comme valeur de precontrainte :

$$\sigma'_m = \frac{13272{,}42 + 11372{,}13}{2} = 10905{,}5\ kg/cm^2$$

La precontrainte par cable : $P = 119{,}89\ t$

Sections	$\Sigma \cos\alpha$	N (t)	e (10^{-2} m)	Mp (t.m)
Mediane	4	479,58	-98,76	473,63
Quart	3,894	466,87	-66,11	308,65
About	1,951	233,92	-25,83	60,42



Aire	Aire du trapeze	Distance de G $G = \frac{\Sigma B_i x_i}{\Sigma B_i}$	Moment Statique
A Q Q' A'	-1181,03	5,91	-4617,83
A M M' A'	-2503,3	9,82	-24582,4
$\int_0^{l/2} M x\,dx = -29\,200,23$			

$$f_p = \int_0^{l/2} \frac{M x\,dx}{EI} = \frac{29200,23}{140000 \cdot 140 \cdot 19895,41} = 12,26 \text{ cm}$$

$f_p = -12,26$ cm .

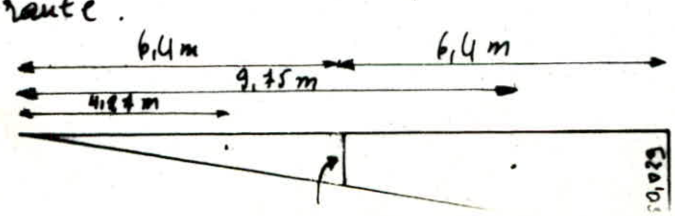
C- Fleche de construction

On adopte pour le fond de coffrage une fleche de construction f_c vers le bas

$$f_c = \frac{3}{4}(f_p - f_a) = \frac{3}{4}(12,26 - 5,6) \Rightarrow f_c = 4,99 \text{ cm}$$

1. Fleche de surcharge

La surcharge D qui est la plus defavorable n'est pas uniforme. Pour cela on va utiliser la meme methode que celle utilisee pour le calcul de la fleche de precontrainte.



AIRE		Distance de G	Moment statique
OAB	600,064	4,27	2562,27
AA'BB'	1400,16	9,75	13651,53
$\int Mx\,dx = \dots\dots\dots$			16213,8

$$f = \frac{16213,8}{140000 \cdot 17019895,41} = 6,80 \text{ cm}$$

$f_g = 6,80$, On a finalement :

$$f = f_g + f_u + f_p = 5,69 - 12,26 + 4,99$$

$$f = -1,58 \text{ cm}$$

En service en charge

$$f = f_p + f_c + f_u + f_g = 5,22 \text{ cm}$$

Rotation d'appui

Rotation d'appui sous poids propre

L'expression de la rotation d'appui est :

$$\beta = \int_0^l \frac{M \cdot x}{EIl}\,dx$$

Pour un diagramme symetrique : $\beta = \frac{1}{EIL}\int_0^L M\frac{L}{2}dx = \frac{1}{2EI}\int M\,dx$

Sous charge uniformement repartie q_G, le diagramme des moments est une parabole (valeur maximale au milieu $q_G \cdot L^2/8$) et on a alors :

$$\beta = \frac{q_G \cdot L^3}{24\,EI}$$

$q_G = 2,843$ t/ml
$E = 140\,000$ kg/cm²
$I = 17019895,4$ cm⁴

$$\beta = 0,0074$$

Rotation d'appui sous precontrainte

Sur fon AMM'A' (cf. diagramme de la fleche due a la precontrainte)

$$\beta_p = \frac{1}{2EI}\int_0^L M\,dx \qquad \int_0^L M\,dx = 2(-1181,03 - 2503,3) = -7368,66$$

$$\beta_p = 0,015$$

Rotation d'appui sous surcharge

$\beta q = \frac{1}{2EI}\int_0^l M dx$ $\int_0^L M dx = 2(600,064 + 1400,16) = 4000,16$

$\beta q = 0,0084$ En definitive, on a :

en service a vide : $\beta = \beta_G + \beta_P = 0,0074 + (-0,015) = -0,0076$

en service en charge : $\beta = \beta_G + \beta_P + \beta_q = 0,0008$

Deplacement d'appui

Deplacement du a la rotation :

$\Delta\beta = \beta \frac{h_t}{2}$ avec $\beta = 0,0076$ $h_t = 1,50 m$ => $\Delta\beta = 0,0057$

Deplacement du au retrait

$\Delta r = 3.10^{-4} \cdot \frac{L}{2}$ avec $L = 24,6$ m

$\Delta r = 0,0037$ m

Deplacement du au fluage

Recapitulation des contraintes de compression sur la fibre inferieure

	σ'_A a l'appui	$\sigma'm$ au milieu
en service	58,45	193,5
a la mise en tension	58,45	208,74
valeur moyenne	58,45	201,12

La valeur moyenne de la contrainte sur la fibre inferieure est :

$$\sigma'_m = \frac{\sigma'_A + \sigma'_m}{2} = \frac{58,45 + 201,12}{2} = 130 \text{ kg/cm}^2$$

Le deplacement du au fluage est : $\Delta f = \frac{L}{2}\frac{\sigma'_m}{E}$

$L = 24,6m$
$E = 140000$ kg/cm²
$\sigma'_m = 130$ kg/cm²

$\Delta f = 0,011$

Deplacement du a la variation de temperature

$\Delta t = \frac{L}{10000}$ avec $L = 24,6m$ d'ou $\Delta t = 0,0024$

En definitive, on a :

$$\Delta max = \frac{2}{3}(\Delta\beta + \Delta r + \Delta f) + \Delta t$$

$$\Delta max = \frac{2}{3}(0,0057 + 0,0037 + 0,011) + 0,0024$$

$\Delta max = 1,6$ cm

$\Delta min = 2,4$ mm

JOINTS DE CHAUSSEE

Les joints sont realises pour assurer la continuite de surface de circulation entre deux elements d'un ouvrage en depit de leurs deplacements relatifs dus au l'effet des ecarts de temperature, aux retraits differes et aux rotation

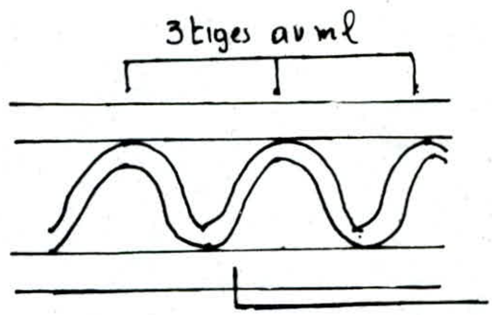
Choix du joint

D'apres les calculs de deformations, on a :

$\Delta max = 1,6\ cm = 16\ mm$
$\Delta min = 2,4\ mm$

On met le joints uniquement aux appuis (culees) d'ou on aura :

$\Delta max = 3,11 \cdot (16) = 49,76\ mm$ $\qquad 0 < \Delta l < 50\ mm$



axe de l'ouvrage.

A	B	C	D
$111 \pm \frac{\Delta l}{2}$	$285 \pm \frac{\Delta l}{2}$	$185 \pm \frac{\Delta l}{2}$	$35 \pm \frac{\Delta l}{2}$

chap XIII — DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS

INTRODUCTION

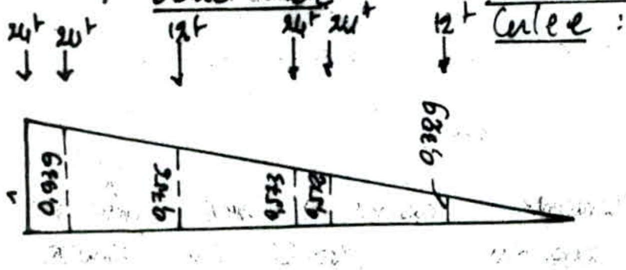
Les appareils d'appuis utilisés sont des appuis enrobés d'élastomère, l'aspect extérieur est celui d'un bloc de caoutchouc ou de néoprène. Le néoprène constituant les appareils d'appuis est peu compressible mais d'autre part très déformable par le cisaillement ou (distorsion). Ils permettent la dilatation ainsi que la torsion de la section d'appui dans toutes les directions.

Charges sollicitant l'ensemble de l'ouvrage

Charges verticales

sous B_c

Réaction maximale revenant à une culée :

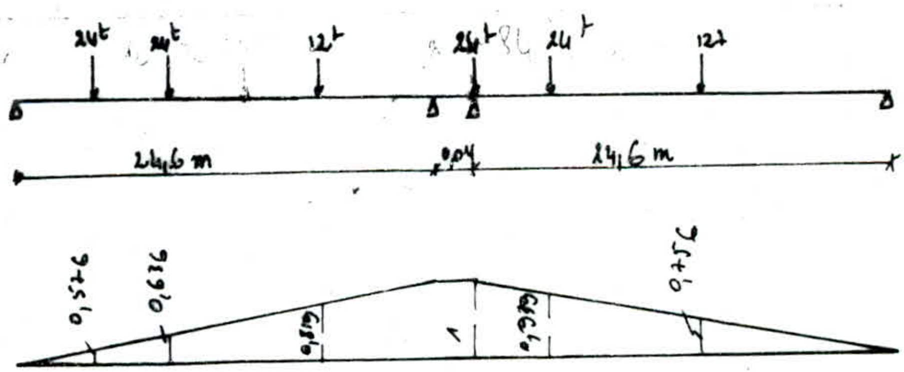


$$R_0^c = 24(1+0{,}939+0{,}573+0{,}572) + 12(0{,}756+0{,}329)$$

$$R_0^c = 85{,}60\,t$$

$$R_c = \delta_{b_c} R_0^c = 1{,}1 \cdot 1{,}1 \cdot 85{,}6 = 103{,}58\,t$$

Réaction maximale revenant à la pile



$$R = 24(1+0{,}939+0{,}636+0{,}575) + 12(0{,}756+0{,}819)$$

$$R = 94{,}5\,t$$

De même pour les charges permanentes et les surcharges les valeurs des efforts verticaux sont consignées dans le tableau qui suit :

	B_c (t)	Trottoirs (t)	A(l) (t)	G (t)	Seisme (t)
Culée	85,6	3	107,92	210,03	14,7
Pile	114,74	6	117,84	420,06	29,4

Les accelerations sismiques verticales et horizontales sont prises egales a $\varepsilon_v = 0{,}07$ et $\varepsilon_H = 0{,}1$ conformement aux recommandations du CPS

Charges horizontales

Vent :
Le vent souffle dans une direction normale a l'axe longitudinal de la chaussee. Il developpe sur toute la surface frappee normalement une pression P. La valeur P est prise egale a $0{,}25\ t/m^2$ (CPC Art. 14)
L'effort horizontal du vent est :

$$H_v = P \cdot L_p \cdot h$$

h : hauteur du tablier
Lp : portee du pont

$P = 0{,}25\ t/m^2$ $h = 1{,}83\ m$ $L_p = 50\ m$

$$H_v = 23\ t$$

Freinage
Les surcharges A(l) et B_c sont susceptibles de developper des reactions de freinage. La resultante des efforts est supposee centree sur l'axe longitudinal de la chaussee.

L'effort de freinage developpe par A(l) :

$$F_A = \frac{A}{20 + 0{,}0035\,\Omega} \cdot \Omega$$

Calcul de la surface Ω

$\Omega = L_p \cdot L_s$ avec $L_p = 50\ m$ $L_s = 7\ m \Rightarrow \Omega = 350\ m^2$

$A = 1214\ kg/m^2$ d'où

$$F_A = 20\ t$$

L'effort de freinage developpe par B_c
Un seul camion est suppose freiné et developpe une force de freinage egale a son poids

$$F_{bc} = 30\ t$$

Seisme $H_s = \varepsilon_H \cdot G = 0{,}1(50 \cdot 17{,}07) = 85{,}35\ t$

Variations Lineaires du Tablier
Ce sont des deformations dus au fluage, au retrait et aux variations de temperatures.
Ces deformations affectent les appuis de l'ouvrage et provoquent sur ces appuis des efforts H tant considerables.

Fluage $\frac{\Delta L_f}{L_p} = \varepsilon_{c\infty}$ avec $\varepsilon_{c\infty}$ = déformation relative due au fluage

$$\frac{\Delta L_f}{L_p} = \varepsilon_{c\infty} = \frac{\sigma'_{bm}}{E_{c28}}\varphi_{28}$$ avec $\sigma'_{b,m} = 127{,}03\ kg/cm^2$

$E_{c28} = 14\cdot10^4\ kg/cm^2$

$\varphi_{28} = 3$

$\varepsilon_{c\infty} = 0{,}0027$

$\Delta L_f = 5{,}43\ cm$

Retrait

On admet que 60% du retrait s'est produit avant la mise en place des poutres préfabriquées.

$$\frac{\Delta L_r}{L_p} = -\left[\frac{100-60}{100}\ \varepsilon_r\right] \longrightarrow \Delta L_r = 6\ mm$$

ε_r estimée à $5\cdot10^{-4}$

Température

$\Delta l_t = \pm\ \varepsilon\cdot\Delta t\cdot L_p$ avec $\varepsilon\cdot\Delta t$ estimée à 3‰

$\Delta l_t = \pm\ 15\ mm$

Bilan des variations linéaires

dues au fluage, au retrait et aux variations de températures :

Allongement : $\Delta l^+ = 15\ mm$

Raccourcissement : $\Delta l^- = -(6+15+5{,}43) = -26{,}43\ mm$

Détermination des appareils d'appuis

Sous charge permanente $\frac{210{,}05}{6} = 35^t$

Sous charge défavorable Δ : $\frac{125{,}12}{6} = 20{,}85$

Réaction maximale sur chaque appui : 55,85

Réaction minimale sur chaque appui : 35^t

Choix des appareils d'appuis

Le type d'appareil d'appui a été donné par l'entreprise.
L'appareil d'appui pour la pile et la culée est 400-500-209 (11.9)

Vérification des contraintes normales

l'appareil d'appui choisi admet une contrainte de :

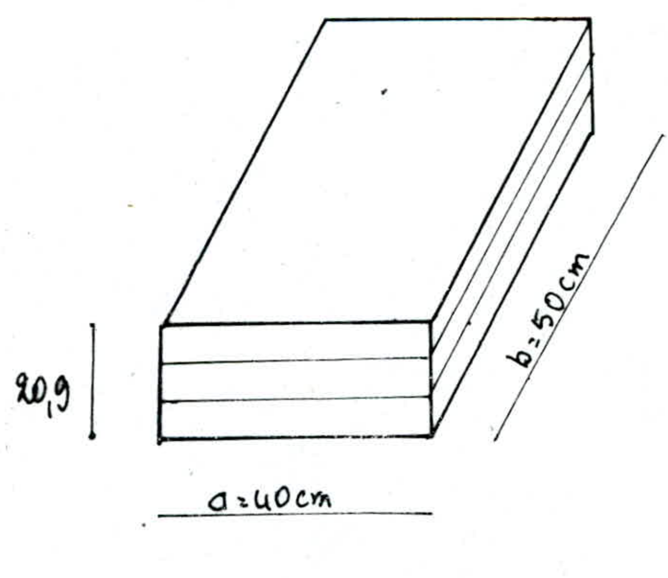
$$\sigma_m = \frac{300.10^3}{40.50} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{R_{max}}{a.b} = \frac{55{,}85.10^3}{40.50} = 46{,}54 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{R_{min}}{a.b} = \frac{35.10^3}{40.50} = 17{,}5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} = 46{,}54 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_m = 150 \text{ kg/cm}^2$$

les contraintes normales peuvent être prise par les appuis choisis.



chap XIV

REPARTITION DES EFFORTS HORIZONTAUX SUR L'INFRASTRUCTURE

Calcul des rigidites

Pour la repartition des efforts horizontaux sur l'infrastructure, on assimile la structure a portique. Le tablier est suppose infiniment rigide. L'effort horizontal sera donc reparti entre les appuis : pile et culees en fonction de leurs rigidets. Les rigidites de ces appuis sont calculees a partir des constants de ressort ou (amortissement) des elements constituants ces appuis (appareils d'appuis, futs, fondations).

On appelle par δ la deformation d'un element d'appui sous l'action d'un effort H $\underline{\underline{le}}$ unitaire (H=1).

C'est cette valeur δ qu'on designe sous le nom de constante de ressort.

La deformation d'une pile ou d'une culee sous l'effet d'un effort H $\underline{\underline{le}}$ unitaire est

$\sum \delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$

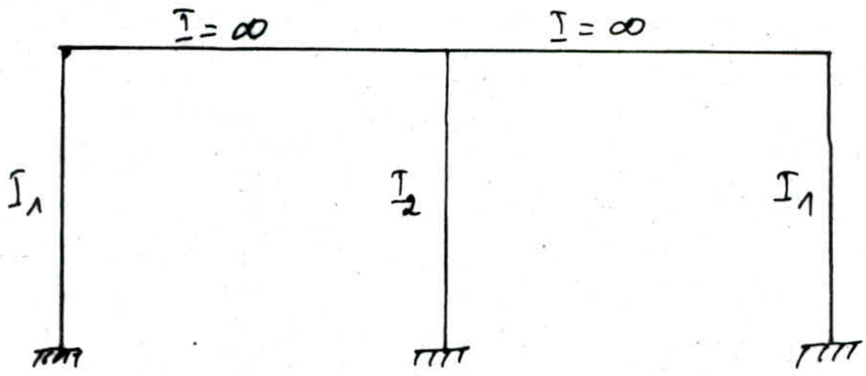
δ_1 : deformation de l'elastomere

δ_2 : deformation de futs de la pile ou voile de la culee

δ_3 : deformation des fondations

Designons par k la rigidite d'un appui (pile ou culee) donne par $K = \dfrac{1}{\sum \delta_i}$

Shema statique



Application au projet

Deformation de l'elastomere

$$\delta_1 = \frac{T_e}{nGA}$$

G : module de cisaillement de l'elastomere
T_2 : hauteur de l'elastomere
A = a·b (aire de l'elastomere)
n : nombre d'appareils d'appuis

$A : 40 \times 50 = 2000\ cm^2$ $\qquad G = 10\ kg/cm^2$

Appareils d'appuis au niveau de la culee

$n = 6$
$T_2 = 20{,}9\ cm$

$$\delta_{10} = \delta_{12} = 17{,}4 \cdot 10^{-5}\ m = 0{,}017\ cm$$

Appareils d'appuis au niveau de la pile

$n = 12$
$T_2 = 20{,}9\ cm$

$$\delta_{11} = 34{,}8 \cdot 10^{-5}\ m = 0{,}035\ cm$$

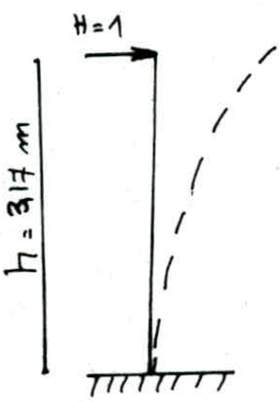
Deformation de la culee et de la pile

les rigidites des voiles de la culee sont assez grandes, par consequent on peut admettre que la deformation est nulle (Rigidite infinie)
d'où

$$\delta_{20} = \delta_{22} = 0$$

Deformation d'un fut de la pile

$$\delta_{21} = \frac{h^3}{3EIn}$$



I : moment d'inertie d'un fut
E : module d'elasticite du beton
n : nombre de futs
h : hauteur de la pile

$E = 21000 \sqrt{\sigma'_{28}} = 3{,}84\ 10^6\ t/m^2$

$D = 1{,}25\ m$
$h = 3{,}17\ m$ $\qquad I = \dfrac{\pi D^4}{64} = 0{,}1198\ m^4$

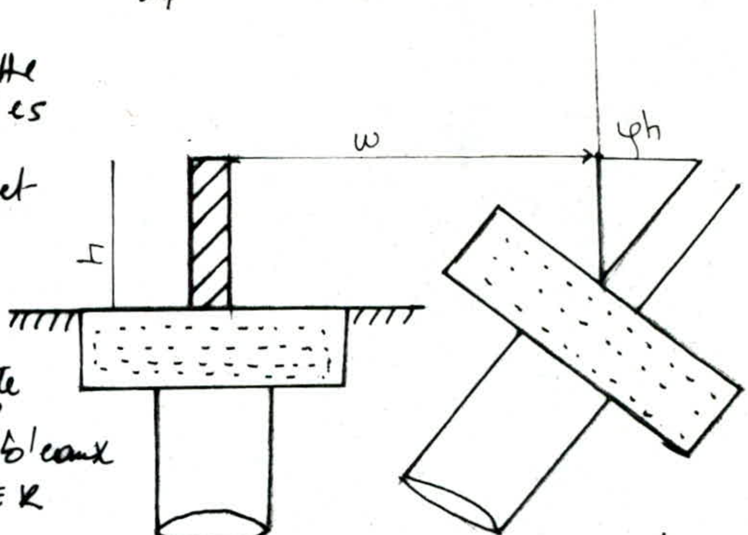
$$\delta_{21} = 2{,}08 \cdot 10^{-5}\ m = 0{,}002\ cm$$

Deformation de la fondation

La deformation d'une fondation sur une file de pieux est comme indiquee dans la figure ci-contre.
Les deformations se traduit par :

w : deplacement en tete de pieu
φh : deplacement du a la rotation de la fondation.

Ce déplacement et cette rotation dépendent des caractéristiques de la fondation sur pieux et aussi de la réaction du sol où les pieux sont plantés.
Ce déplacement et cette rotation sont évalués à l'aide de tableaux de HEINRICH - WERNER dans l'ouvrage "BETON UND STAHLBETONBAU" qui tiennent compte des caractéristiques du sol.



des déformations en tête de pieu

$$EI\,w = \frac{X_{wM^*}}{\lambda^2} M^* + X_{wP^*} \frac{P^*}{\lambda^3}$$

$$EI\,\varphi = X_{\varphi M^*} \frac{M^*}{\lambda} + X_{\varphi P^*} \frac{P^*}{\lambda^2}$$

P^* : effort tranchant en tête de pieu engendré par la charge unitaire.
Pour une fondation de n pieux, on a pour chaque pieu : $P^* = \frac{1}{n}$ (t)

M^* : Moment fléchissant en tête de pieu engendré par la charge unitaire. Pour chaque pieu, on aura : $M^* = \frac{1 \cdot h}{n}$ (t.m)

λ : paramètre dépendant du module de réaction du sol Cu et des caractéristiques des pieux.

$$\lambda = \frac{1}{\alpha} = \sqrt[4]{\frac{b \cdot Cu}{4 \cdot EI}}$$

α : longueur élastique du pieu

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{b \cdot Cu}}$$

b : diamètre du pieu
Cu : module de réaction du sol de la fondation
I : moment d'inertie du pieu
E : module de déformation instantanée du béton

Quant aux coefficients $X_{\varphi M^*}$; $X_{\varphi P^*}$; X_{wM^*} ; X_{wP^*}, ils sont donnés par les tables de Werner en fonction de paramètre ... de la longueur du pieu du module de réaction du sol Cu ainsi que la forme de variation de ce module, le long du pieu et enfin du mode d'appui du pied du pieu (libre ou articulation simple)

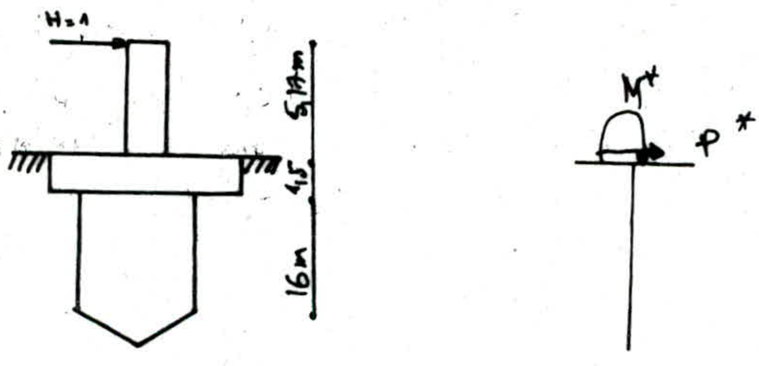
Application

Deformation de la fondation de la pile

La semelle de fondation s'appuie sur 2 files de 3 pieux (n = 6) d'où $P^* = \frac{1}{6} = 0,166\ t$. Pour une longueur de $l = 16\ m$

$$M = 1 . \frac{h}{n} = 0,528\ t.m$$

Le module de reaction Cu est estimé à $Cu = 6000\ t/m^3$. La variation le long du pieu est prise entre celle d'un sol très argileux (variation linéaire $Cu(x) = Cu . \frac{x}{l}$ à la profondeur x du sol et celle d'un sol présentant une reaction moyenne (variation parabolique de Cu le long du pieu)



Le pied du pieu est supposé libre

$$\lambda = \left(\frac{D . Cu}{4EI}\right)^{1/4}$$

$D = 1,2m$, $Cu = 6000\ t/m$

$E = 3,54 . 10^6\ t/m^2$ $I = 0,1078\ m^4$

$\lambda = 0,375 \Rightarrow \lambda l = 6$

Les tableaux de Mr KERNER donnent

$X_{wM^*} = -1,45$

$X_{wP^*} = -2,09$

$X_{\varphi M^*} = 1,65$

$X_{\varphi P^*} = 1,45$

En calculant avec les formules precedantes, on obtient

$w = 3,33 . 10^{-5}\ m$

$\varphi = 1,12 . 10^{-5}\ m$

d'où le déplacement de la fondation de la pile

$$\delta_{31} = w + \varphi h = 9{,}12.10^{-5}\ m$$
$$\simeq 0{,}01\ cm$$

Deformation de la fondation de la culee

La semelle de liaison est appuyée sur 2 files de 3 pieux chacune (n = 6). On peut considerer que la rotation en tete de pieu est nulle ($\varphi = 0$) d'où $p^* = 0{,}166t$ pour une longueur $l = 16m$ et en considerant le même cas de reaction de sol et mode d'appui en pied que pour la pile

$$X_{wp^*} = -2{,}09 \qquad X_{wM^*} = -1{,}45$$

$$X_{\varphi p^*} = 1{,}45 \qquad X_{\varphi M^*} = 1{,}65$$

La rotation en tete de pieu etant empechee. On pose $\varphi = 0$ d'ou le moment flechissant developpé par la reaction du sol

$$M^* = -\frac{X_{\varphi p^*} \cdot p^*}{X_{\varphi M^*} \cdot \lambda} = 0{,}389\ t.m$$

D'où le deplacement en tete de pieu :

$$w = \delta_{30} = \delta_{32} = 0{,}03\ cm$$

Repartition des efforts horizontaux

Les efforts horizontaux agissant sur la superstructure seront repartis sur les differents appuis en fonction de leur rigidite. Ainsi pour chaque appui revient un pourcentage :

$$H_i\% = \frac{K_i}{\sum K_i}$$

Les rigidites pour les differents appuis etant connues et les charges horizontales

* l'effort sur chaque appui sera :

$$H_i = \frac{K_i}{\sum K_i} H$$

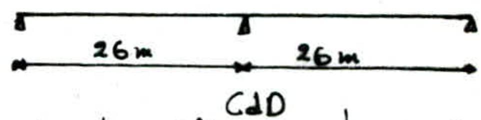
	abcisse X_i (m)	chast δ_{1i} (cm)	Pon C δ_{2i} (cm)	Fond δ_{3i} (cm)	δ_i def (cm)	Rigid K_i	$K_i X_i$	H_i %	H_{fr}(t)	H_{seis} (t)
Culee (0)	0	0,017	0	0,003	0,02	50	0	41,25	12,375	35,20
Pile (1)	25	0,035	0,002	0,01	0,047	21,28	53191	17,5	5,25	14,95
Culee (2)	50	0,017	0	0,003	0,02	50	25000	41,25	12,375	35,20
					$\Sigma \longrightarrow$	121,28	303191	100%	30	85,35

Efforts sur les appuis resultants des variations lineaires du tablier

Les deplacements du tablier seront comptes a partir du centre de deplacement. Ce dernier est defini comme etant la position de la section du tablier du pont qui ne subit aucun deplacement.
La position du centre de deplacement est donnee par :

$$X_0 = \frac{\sum K_i X_i}{\sum K_i} = 25 m$$

La pile n'est pas affectee par un deplacement lineaire. La variation lineaire d'un point d'abcisse X_i s'ecrit : $U_{l_i} = \Delta l_{max} \cdot \frac{X_i}{L}$



Δl_{max} = deplacement maximal du au fluage, temperature et retrait

$\Delta l_{max} = 26,43$ mm

Cette variation lineaire engendre un effort sur l'appui

$$H_{VL} = \frac{n . G . U_l . a . b}{T}$$

(a, b, T) etant les caracteristiques des appareils d'appuis et n leur nombre.

Sur la pile $\quad X_1 = 0 \quad U_{l_p} = 0 \quad ; \quad H_{VL,p} = 0$

sur la culee $\quad X_1 = 25,00^m \quad U_{l_C} = \frac{\Delta l_{max}}{L} X_i = 13,21$ mm

avec $\Delta l_{max} = 26,43$ mm $\quad L = 50 m \quad X = 26 m$

$$H_{VL_C} = \frac{n . G . U_{l_C} . a . b}{T} = 7,58 t$$

avec $\quad a = 40$ cm $\quad b = 50$ cm $\quad T_8 = 20,9$ cm

$n = 6 \quad G = 10$ kg/cm^2

chap XV

Verification des appareils d'appuis

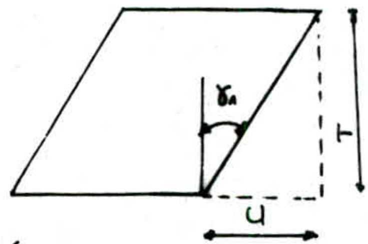
verification au cisaillement

Sous variation Lineaire

condition a verifier

$\tau_{H_1} = G \cdot tg\,\gamma_1 \leq 0{,}5\,G$

$tg\,\gamma_1 \leq 0{,}5$



Pour la pile $u_{ep} = 0 \Rightarrow tg\,\gamma_1 = 0 < 0{,}5$ verifie

Pour la culee $\frac{u_{ec}}{T} = \frac{12{,}21}{209} = 0{,}05 < 0{,}5$ verifie

Sous variation lineaire + freinage

on verifie que :

$$G\,tg\,\gamma_1 + \frac{H_{fr}}{n\,a\,b} \leq 0{,}7\,G \Rightarrow tg\,\gamma_1 + \frac{H_{fr}}{n\,G\,a\,b} \leq 0{,}7$$

Pile $\frac{u_{ep}}{T} + \frac{H_{fr}}{nGab} = 0 + \frac{5{,}25 \cdot 10^3}{12 \cdot 10 \cdot 40 \cdot 50} = 0{,}021 < 7$

Culee $\frac{u_{ec}}{T} + \frac{H_{fr}}{n \cdot G \cdot a \cdot b} = \frac{12{,}21}{209} + \frac{12{,}375}{6 \cdot 10 \cdot 40 \cdot 50} = 1{,}089 < 7$

verifiee

sous variation lineaire + seisme

On verifie que : $\tau_H = tg\,\gamma_1 + \frac{H_s}{n \cdot G \cdot a\,b} < 1{,}33$

Pile : $\frac{u_{ep}}{T} + \frac{H_s}{nGab} = 0 + \frac{14{,}95 \cdot 10^3}{12 \cdot 10 \cdot 40 \cdot 50} = 0{,}06 < 1{,}33$

verifiee

Culee $\frac{u_{ec}}{T} + \frac{H_s}{n \cdot G \cdot a \cdot b} = 0{,}05 + \frac{35{,}20 \cdot 10^3}{6 \cdot 10 \cdot 40 \cdot 50} = 0{,}34 < 1{,}33$

Sous variation lineaire + freinage + seisme

La condition a verifier : $tg\,\gamma_1 + \frac{H_{fr}}{2nGab} + \frac{H_s}{2nGab} \leq 1{,}3$

Pile : $0 + \frac{14{,}95 \cdot 10^3}{2 \cdot 12 \cdot 10 \cdot 40 \cdot 50} + \frac{5{,}25 \cdot 10^3}{2 \cdot 12 \cdot 10 \cdot 40 \cdot 50} = 0{,}04 < 1{,}3$

Culee $0{,}05 + \frac{10^3}{2 \cdot 6 \cdot 10 \cdot 40 \cdot 50}(12{,}375 + 35{,}2) = 0{,}24 < 1{,}3$

Sous charge verticale + charge horizontale + rotation d'appui

la condition a verifier : $\tau = \tau_H + \tau_N + \tau_\alpha \leq 5\,G$

$\tau_N = \dfrac{1{,}5\,\sigma_{max}}{\beta}$ (contrainte de cisaillement due a la charge verticale : $\sigma_{max} = 46{,}54$ kg/cm²

$\beta = \dfrac{a.b}{2t(a+b)}$ (coefficient de forme de l'appareil d'appui.

t : epaisseur de feuillet elementaire de l'elastomere ($t = 11$ mm)

d'où $\tau_N = \dfrac{1{,}5.\sigma_{max} \quad 2t(a+b)}{a.b} = 6{,}91\,\text{kg/cm}^2$

$\tau_H = G\,tg\,\gamma_1 + \dfrac{H_s}{n.a.b}$ contrainte due a la charge horizontale sous variation lineaire + seisme.

$\tau_H = 10.0{,}05 + \dfrac{47{,}57.10^3}{6.40.50} \Rightarrow \tau_H = 4{,}46\,\text{kg/cm}^2$

$\tau_\alpha = \dfrac{1}{2}\dfrac{a^2}{t^2}\left(\dfrac{\alpha_T + \alpha_0}{n}\right) G$ contrainte due a la

α_0 : rotation due aux imperfections de l'appareil d'appui et au defaut d'execution

$\alpha_0 = \dfrac{1}{100}$ rd

α_T : rotation d'appui $\alpha_T = 0{,}0025$ rd calculee. (en charge, en service)

n : nombre de feuillets d'elastomere par appareil d'appui $n = 19$

$$\tau_\alpha = \frac{1}{2}\frac{40^2}{12^2}\left(\frac{0{,}01 + 0{,}0025}{19}\right).10 = 4{,}35\,\text{kg/cm}^2$$

Finalement, on doit verifier

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq \bar{\tau} = 5G$$

$$\tau = 6{,}91 + 4{,}46 + 4{,}35 = 15{,}72\,\text{kg/cm}^2 < 50\,\text{kg/cm}^2$$

Condition de non fontwement de l'appui

on vérifie que $\alpha_t = \frac{\alpha_T + \alpha_0}{n} \leq \frac{3}{\beta} \frac{t^2}{a^2} \frac{\sigma_{max}}{G}$

$0,65 < 1,04$ vérifiée

Condition de non cheminement et de non glissement

1ère condition $\sigma_{min} \geq 10$ kg/cm²

condition satisfaite puisque $\sigma_{min} = 17,5$ kg/cm²

2ème condition $H \leq f \cdot N$

N effort normal minimal provenant du tablier à vide $R_{min} = 35t$

f : coefficient de frottement total

$$f = 0,1 + \frac{6}{\sigma_{max}} + 0,15 = 0,379$$

Appareil d'appuis de la Culée

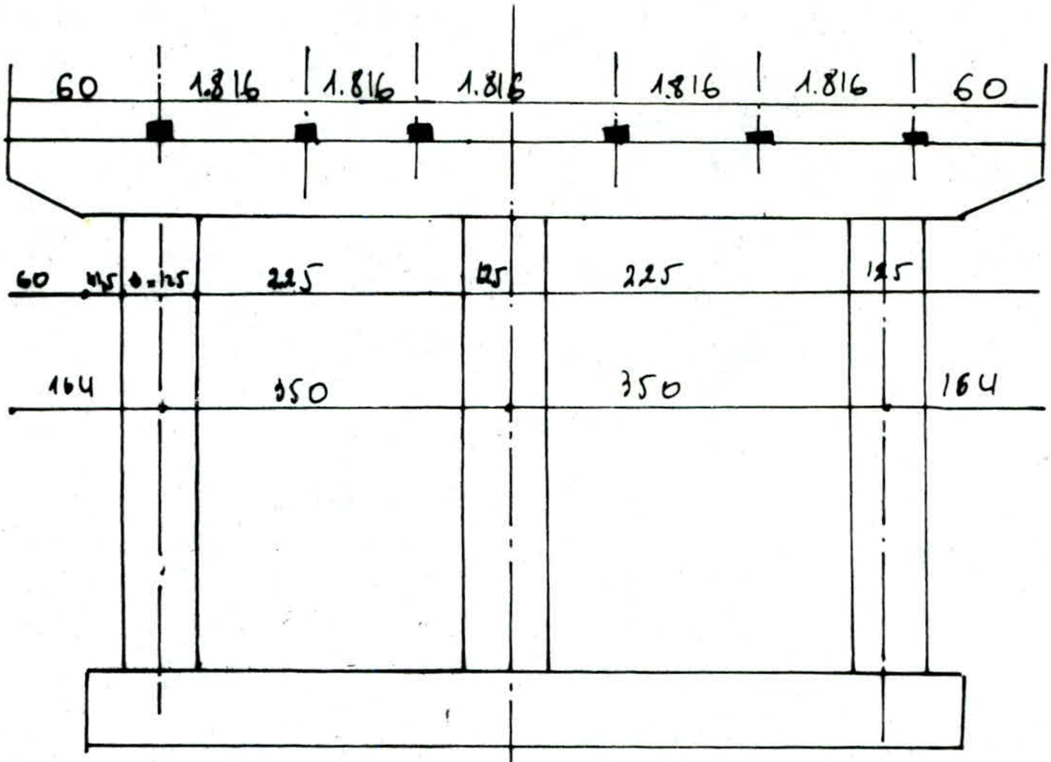
$$H = \frac{1}{6}(12,375 + 35,2) = 7,93$$

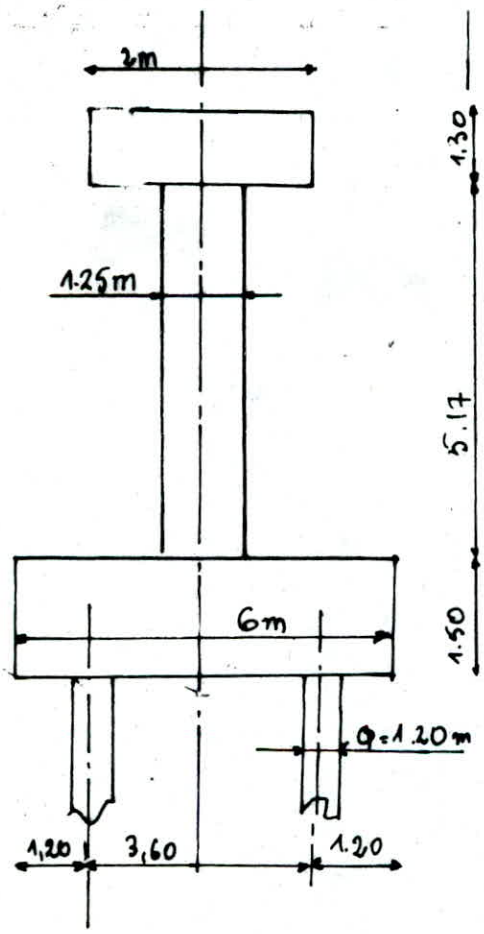
$$f \cdot N = 13,26\ t \quad > \quad H = 7,93\ t$$

Pour la pile

$$H = \frac{1}{12}(14,95 + 5,25) = 1,68t < 13,26\ t$$

Chap XVI ETUDE DE LA PILE





Etude du chevetre

Le role du chevetre est de transmettre les efforts provenant du tablier aux autres elements de la pile tels que les futs la fondation. Le chevetre doit etre concu pour pouvoir reprendre son propre poids et les efforts provenant du tablier. Il sera etudie comme une poutre dont les appuis sont les futs.

Evaluation des efforts

Poids propre du chevetre : $q_G = 2 \cdot 1{,}3 \cdot 2{,}5 = 6{,}5\ t/ml$

Effort provenant du tablier : $P_G = \frac{420{,}06}{6} = 70\ t$

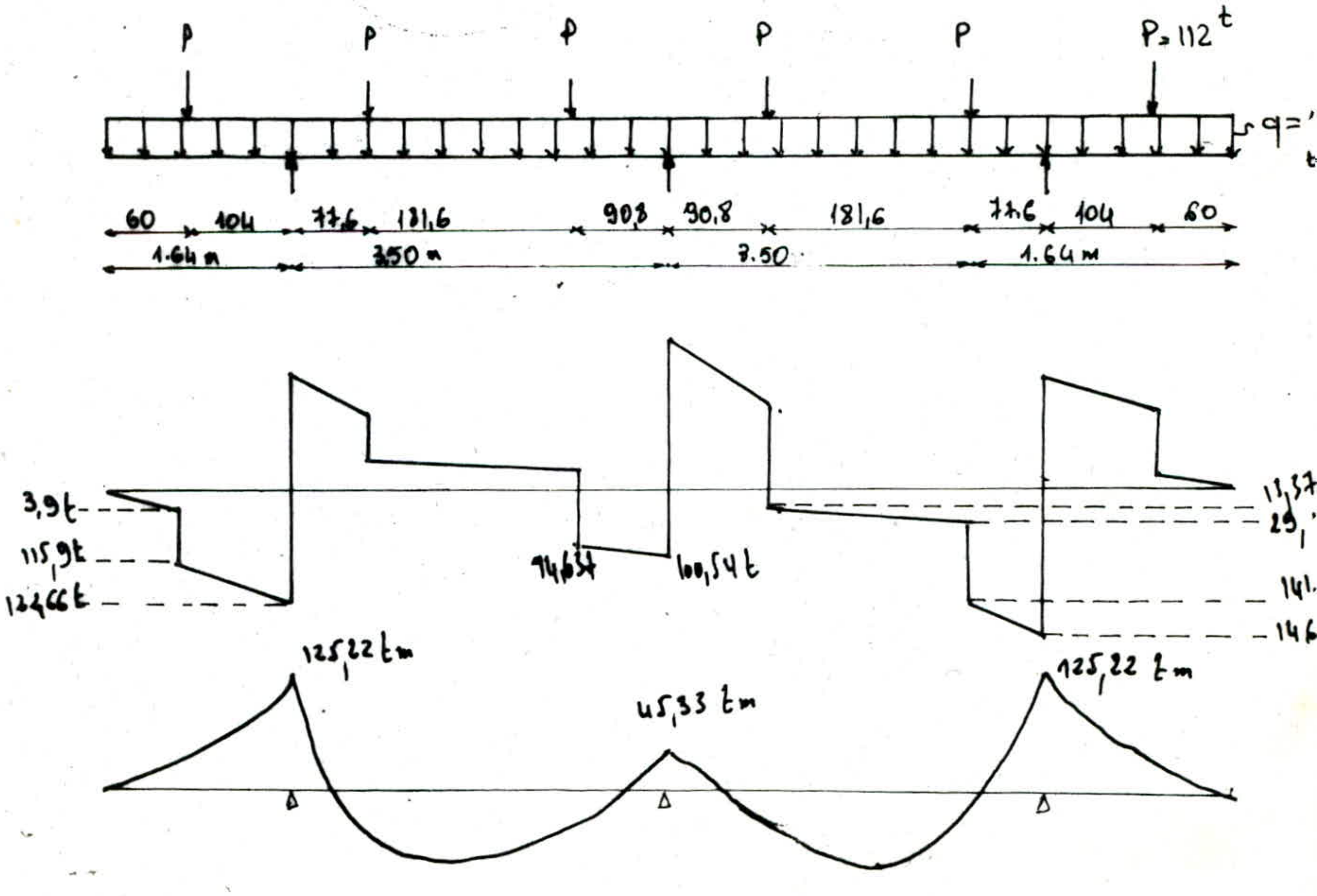
Surcharge : Pour la pile chaque poutre transmet :

$$P_S = \frac{2 \cdot 104{,}52}{6} = 34{,}80\ t$$

Charge concentree : $P = P_G + 1{,}2\ P_S$

$$P = 112\ t$$

Shema statique du chevetre



<u>Moment sur appui</u>

$M_{app\,A} = M_{app\,C} = 125{,}22\ t.m$

$M_{app\,B} = 45{,}33\ t\,m$

<u>Effort tranchant maximum</u>

$T_{max} = 146{,}21\ t$

<u>Ferraillage du Chevêtre</u> (Methode Pierre Shoron)

Sur appui A $\qquad M = 125{,}22\ t.m$

$h = h_t - d = 130 - 6 = 124\ cm$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 125{,}22 \cdot 10^5}{2670 \cdot 124^2 \cdot 200} = 0{,}0228 \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0{,}9334 \\ k = 60{,}95 \end{array} \right.$$

$$\sigma' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2670}{60{,}75} = 43{,}95\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 184\ kg/cm^2$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{125{,}22 \cdot 10^5}{2670 \cdot 0{,}934 \cdot 124} = 40{,}50\ cm^2$$

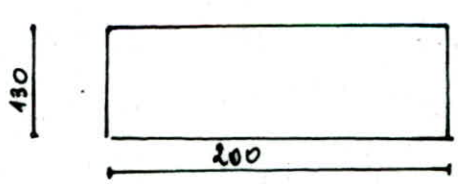
On prend $40T20 = 106{,}76\ cm^2$

<u>Condition de non fissuration</u>

$$\sigma_1 = \frac{k\eta}{d}\ \frac{\omega_f}{1 + 10\omega_f} \qquad \sigma_2 = 2{,}4\ \frac{k\eta}{d}\ \sigma_b \qquad \begin{array}{l} k = 10^6 \\ \eta = 1{,}6 \end{array}$$

$$\sigma_a = \min\left(2670\ ;\ \max(\sigma_1, \sigma_2)\right) = 2670\ kg/cm^2$$

La condition de fissuration est vérifiée



<u>Efforts tranchants</u>

$T_{max} = 146{,}21\ t$ $\qquad \tau_b = \dfrac{T}{b.z} = \dfrac{146{,}21 \cdot 10^3}{200 \cdot \frac{7}{8} \cdot 124} = 6{,}74\ kg/cm^2$

$\sigma'_b < \sigma'_{b_0} \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5\,\bar{\sigma}_b = 26,25$ kg/cm²

$\tau_b = 6,74$ kg/cm² $< \bar{\tau}_b = 26,25$ kg/cm²

On utilise des cadres perpendiculaires à la ligne moyenne (armature d'âme droite)

$$\rho_{at} = \max\left(\frac{2}{3}\ ;\ 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b}\right) = 0,90$$

$$\sigma_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{en}$$

$\sigma_{en} = 4000$ kg/cm² $\Rightarrow \sigma_{at} = 3600$ kg/cm²

Armature transversale

On adopte 6 cadres $\phi 10$ en U Soit $A_t = 12 \cdot 0,785$

$A_t = 10,5$ cm²

l'espacement des A_t doit :

$$t \leq z\,\frac{\sigma_{at}}{T}\,A_t = 108,5\,\frac{3600}{146,21 \cdot 10^3} \cdot 10,3$$

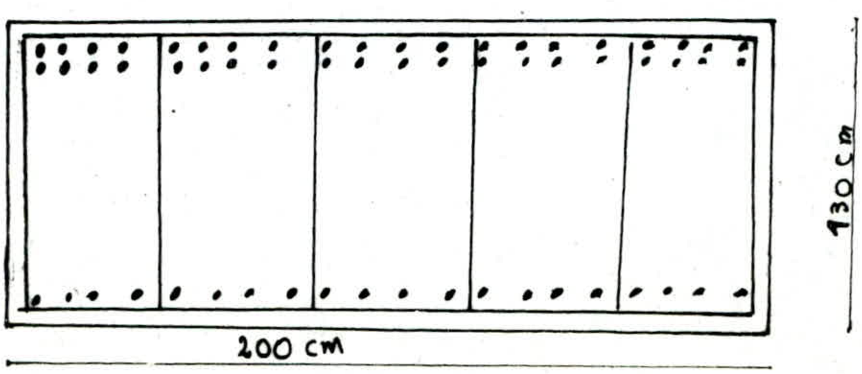
$$t \leq 28 \text{ cm}$$

On prend $t = 15$ cm sur appui car l'effort est plus important ; $t = 20$ cm là où l'effort est moins important.

$$\bar{t} = \min\left\{\begin{array}{l} 0,2h \\ \left(1 - 0,3 \cdot \dfrac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) h \end{array}\right\} = 24,8 \text{ cm}$$

on a bien $t < \bar{t}$

Schéma de ferraillage des sections



Etude du fut

Les futs de la pile sont sollicités par des charges verticales (poids de la pile, charge et surcharge du tablier) et des charges horizontales (variations linéaires du tablier freinage séisme), les charges horizontales engendrent à la base des futs des moments fléchissants.

Effort a la base des futs

	G + 1,2P + T			
Condition normale	Effort Horizontal H(t)	Effort Vertical N(t)	d(m)	M f/o (tm)
Chevetre 2,5(1,3 . 2 . 10,28)	0	66,82	0	0
futs 2,5 ($\frac{\pi . 1,25^2}{4}$. 5,17) x 3	0	47,58	0	0
Tablier	0	420	0	0
Surcharge	0	240	6	0
Variation linéaire du tableau	0	0	6	
Freinage	5,25	0	7,87	41,32

Combinaison du 1ère genre

1 $\begin{cases} N^{max} = 66,82 + 47,58 + 420 + 240 . 1,2 = 822,4 \text{ t} \\ H^{max} = 1,2 . 5,25 = 6,30 \text{ t} \\ M^{max} = 41,32 \text{ t.m} \end{cases}$

2 $\begin{cases} N_{min} = 66,82 + 47,58 + 420 + 240 = 774,4 \text{ t} \\ H^{min} = 0 \text{ t} \\ M^{min} = 0 \text{ t.m} \end{cases}$

Calcul des efforts a la base de chaque fut

1 $\begin{cases} N_{min} = 258,13 \text{ t} \\ H_{min} = 0 \\ M_{min} = 0 \end{cases}$

2 $\begin{cases} N_{max} = 274,13 \text{ t} \\ H_{max} = 2,1 \text{ t} \\ M^{max} = 13,77 \text{ t} \end{cases}$

	G+P+T+SI			
Conditions extremes	H(t)	N(t)	d(m)	M f/o (tm)
Chevetre 1,07 / 0,93		71,50 / 62,14		
Fut 1,07 / 0,93		50,91 / 44,25		
Tablier 1,07 / 0,93		449,4 / 378		
Surcharge		240		
Variation lineaire du tablier				
Fremage	5,25		7,87	41,32
Seisme 14,95	14,95		6,47	96,73

$N_{max} = 648,1$ t $\quad H_{max} = 20,2$ t $\quad M_{max} = 138,05$

Efforts a la base de chaque fut

$N_{max} = 216$ t

$H_{max} = 6,75$ t

$M_{max} = 46$ t

Effort resultant d'un choc de vehicule autoroutier pour un fut :
les bulletins SETRA donnent comme valeur nominale de choc de vehicules

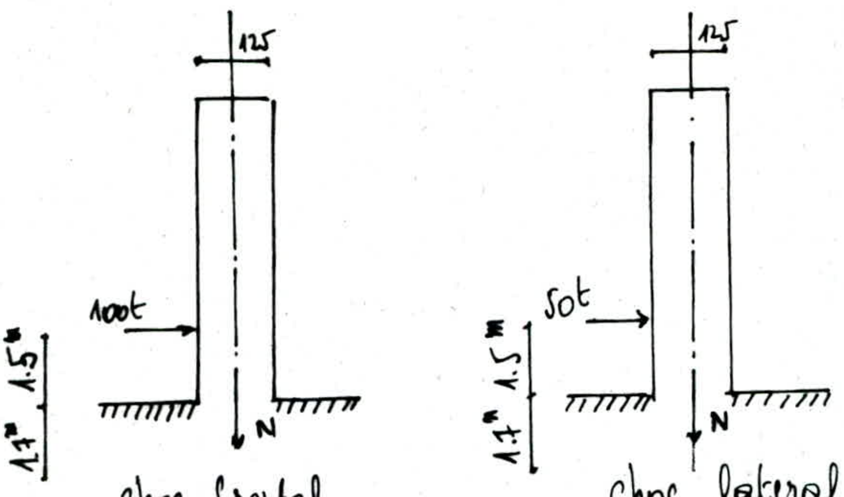
- Choc frontal 100 t
- choc lateral 50 t

La force statique equivalente s'applique a 1,5 m au dessus de la chaussee.

Sollicitation de calcul par fut

Charge permanente : $\frac{1}{2}$ (P.P tablier + P.P. chevetre + PP fut)

$$N = \frac{1}{2}(420 + 66,28) + 47,58 = 290,72 \text{ t}$$



Choc frontal — Choc lateral

Ferraillage du fût

On vient de voir que le fut est à chaque fois sollicité en flexion composée. On ferraille donc en condition sismique et on fera la vérification en condition normale.

Susceptibilité du fut au flambement

$l_e = \beta l_0$ avec $\beta = 1,3$ (poteau flexible encastré élastiquement aux extrémités)

$l_e = 6,72\,m$

On a 1 fut cylindrique $D = 1,25\,m \Rightarrow I = 0,1198\,m^4$

$A = \pi R^2 = 1,227\,m^2$

l'élancement $\lambda = \frac{l_e}{i}$; $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0,1198}{1,227}} = 0,31\,m$

$\lambda = 21,68 < 35$

Notre fut se calcule en flexion composée sans tenir compte du flambement.

Ferraillage du fut suivant la condition sismique

$N_{max} = 216$; $H_{max} = 6,75\,t$; $M_{max} = 46\,t.m$

$\left\{ \begin{array}{l} \xi = 1,17 \\ K = 26,97 \end{array} \right.$ d'où $A_s = \frac{1,17}{100} \pi (62,5)^2$

$A_s = 143,58\,cm^2$

$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 148,31 \text{ kg/cm}^2 < 1,5\,\sigma'_b = 1,5 \cdot 92 = 138 \text{ kg/cm}^2$

$A = 19T32 = 152,8 \text{ cm}^2$

d'espacement $\cdot e = \frac{1}{19}(2\pi \cdot 56,25 - 19 \cdot 3,2) \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$

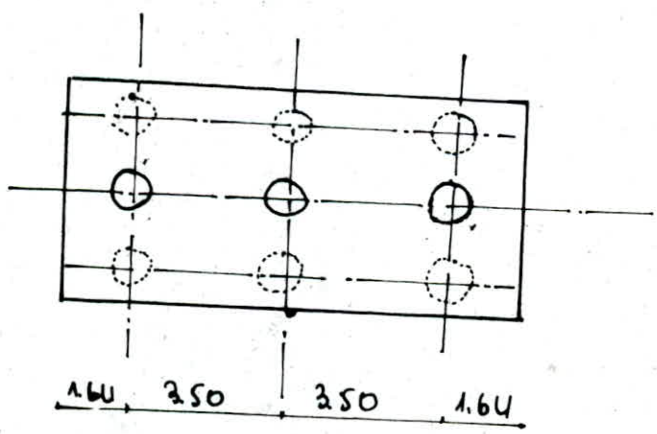
Dans le sens transversal, on prend des cerces $\phi 10$

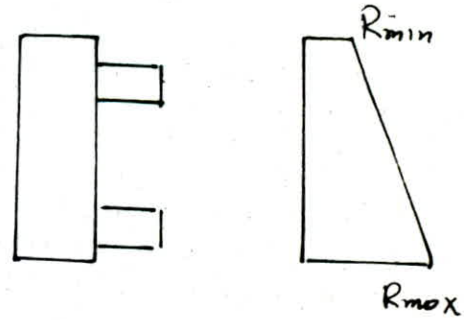
$$\begin{cases} t_1 = (100\,\phi_t - 15\,\phi_{L\max})\left(2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}\right) \\ t_2 = 15\,\phi_{L\min}\left(2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b0}}\right) \end{cases}$$

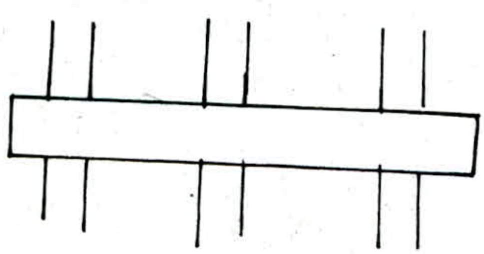
$$\begin{cases} t_1 = (100 \cdot 1 - 15 \cdot 3,2)\left(2 - \frac{148,31}{138}\right) = 48 \text{ cm} \\ t_2 = 15 \cdot 3,2\left(2 - \frac{148,31}{138}\right) = 44 \text{ cm} \end{cases}$$

$t = 40 \text{ cm}$

Etude de la Semelle







Reactions en tete de pieux

	Normal	Sismique
Rmax (t)	240,491	372,95
Rmin (t)	230,35	63,72

Sens transversal

$$N = R_{max} \cdot \frac{(l/2 - b/4)}{h} = 250{,}49 \frac{\left(\frac{10{,}28}{2} - \frac{1{,}25}{4}\right)}{1{,}5}$$

$$N = 301{,}68 \ t$$

$$A = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{301{,}68 \cdot 10^3}{2667} = 93{,}10 \ cm^2$$

$$A = 20T25 \ (= 98{,}17)$$

Les armatures de repartitions :

$$A' = \frac{1}{3} A = \frac{93{,}1}{5} = 18{,}62 \ cm^2$$

$$A' = 8T20 \ (= 25{,}13 \ cm^2)$$

Verification de la bielle :

au niveau du fut :

$$\sigma'_b = \frac{Q}{B \sin^2 \theta} = \quad \text{avec} \quad Q = 250{,}49 \, t$$

$B = 12271{,}85 \ cm^2$

$\theta = 45°$

$$\sigma'_b = 40{,}82 \ kg/cm^2 \qquad 0{,}6 \, \sigma'_j = 0{,}6 \cdot 400 = 240 \ kg/cm^2$$

$$< 184 \ kg/cm^2 = \bar{\sigma}'_b$$

au niveau du pieux

$B_1 = 11309{,}73 \ cm^2 \qquad \sigma'_b = 37{,}62 \ kg/cm^2 < 184 \ kg/cm^2$

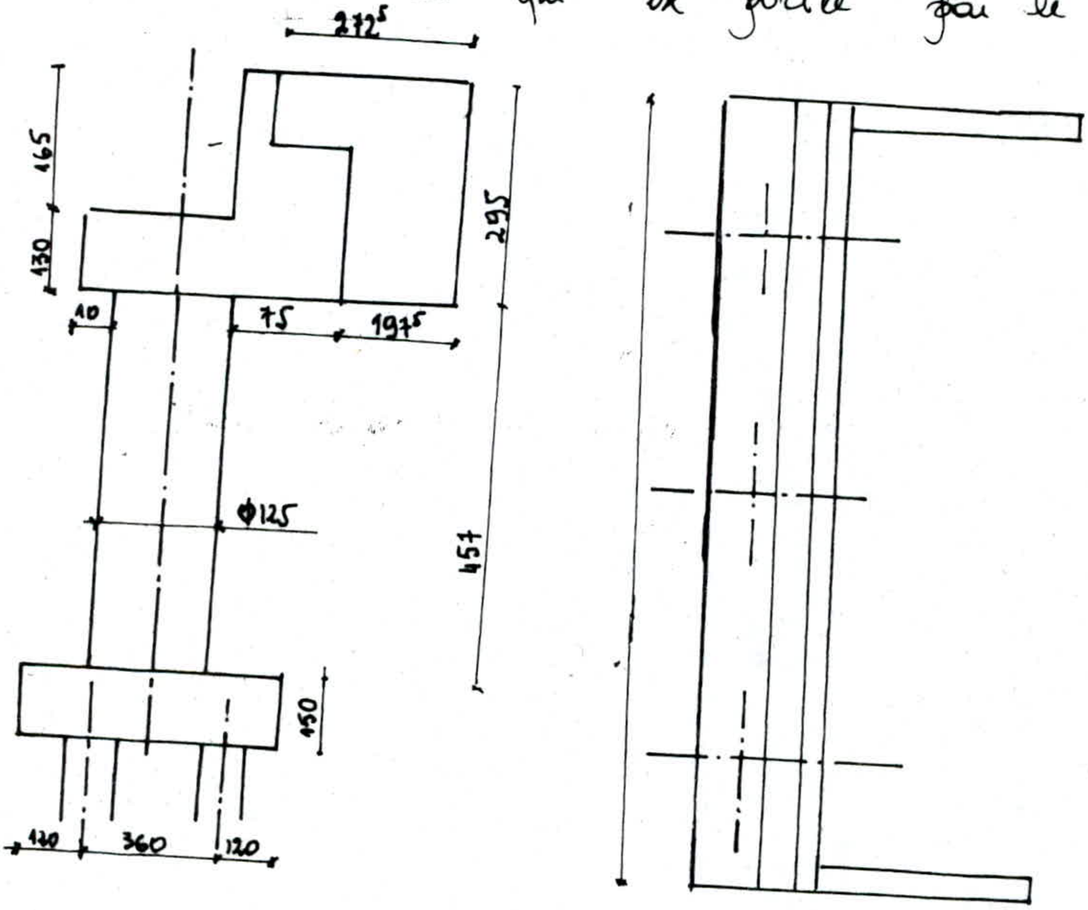
chap XVII

ETUDE DE LA CULEE

INTRODUCTION

La culee est l'un des elements fondamentaux de l'ensemble de l'ouvrage. Du fait que les 2 culees soient des appuis extremes elles ont des conditions d'equilibre tres differentes selon la direction verticale ou horizontale.

Les culees assurent le raccordement de l'ouvrage au terrain, leurs dispositions sont telles qu'il y a continuite entre la chaussee de la route et celle qui est portee par le pont.



Sollicitations a prendre en compte:

Les sollicitations a prendre en compte sont:

- Actions verticales: reaction du tablier, poids propre et surcharge routiere
- Actions horizontales: variation lineaire, freinage, pousse des terres.

Poussee des terres

condition normale

$H_n = \frac{1}{2} k_a \gamma H^2 l$ avec $k_a = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} = 0,33$ $(\varphi = 30°)$

$H_n = \frac{1}{2} \cdot 0,33 \cdot 2 \cdot (2,95)^2 \cdot 10,5 = 30,15\ t$

les 2 culees subissent les mêmes poussees de terres

Condition sismique

$H_s = \frac{1}{2} k_a \gamma H^2 l$ avec $k_a = \frac{\cos^2(\varphi - \nu - \beta)}{\cos\nu \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\delta + \beta + \nu)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \nu - \alpha)}{\cos(\delta + \beta + \nu)\cos(\alpha - \beta)}}\right]}$

$k_a = 0,42$ avec $\varphi = 30°$, $\beta = 0$, $\alpha = 0$, $\delta = 0$, $\nu = \text{Arctg}\frac{k_H}{1 - k_V}$; $k_H = 0,1$, $k_V = \pm 0,07$

d'où $H_s = \frac{1}{2} \cdot 0,42 \cdot 2 \cdot (2,95)^2 \cdot 10,5$

$H_s = 38,38\ t$

Evaluation des efforts a la base de la Culee

Designation	H [t]	R (t)	d(m)	M (t.m)
chevetre 10,5·2·1,3·2,5·1,803	-	68,25	0,375	25,605
Mur garde greve 10,5·1,65·0,6·2,5	-	26	0,827	21,502
Murettes a ailes 2·2,725·2,95·0,4	-	6,4	1,89	12,096
Dalle de transition : 2,5·10,5·0,3·6 ·0,5	-	26,23	0,94	22,203
Poids propre du Tablier	-	210,03	-	-
Futs 3·π·$\frac{1,25^2}{4}$·5,17·2,5	-	47,58	-	-
Surcharge routiere	-	107,92	-	-
Surcharge remblai : 10,5·2·0,6·6	-	37,8	0,94	35,532
Poussee des terres	30,15	-	7,61	-229,44
variations Lineaires du tablier	7,58	-	7,27	55,11
Freinage	12,37	-	7,27	-89,93

Designation	H(t)	R(t)	d(m)	M/o (t.m)
Chevetre 68,25 ↗ 1,07 ↘ 0,93	–	73,03 63,47	0,375	27,57 23,8
Mur garde-grève 26 ↗ 1,07 ↘ 0,93	–	27,82 24,18	0,827	23 20
Murette a ailes 6,4 ↗ 1,07 ↘ 0,93	–	6,85 6,37	1,89	12,95 12,04
Dalle de transition 23,62 ↗ 1,07 ↘ 0,93	–	25,27 21,97	0,94	23,76 20,65
Poids propre du tablier 210,03 ↗ 1,07 ↘ 0,93	–	224,73 195,33	–	–
Futs 47,58 ↗ 1,07 ↘ 0,93	–	115,47 100,36	–	–
Surcharge routiere 107,92 ↗ 1,07 ↘ 0,93	–	40,45 35,15	0,94	38,02 33,04
Surcharge remblai 37,8 ↗ 1,07 ↘ 0,93	–	40,45 35,15	0,94	38,02 33,04
Poussee des terres 38,38	38,58	–	7,61	-229,44
Variation lineaire	7,58	–	7,27	-55,11
Freinage	12,37	–	7,27	-89,93
Seisme : 0,1.210,03+35,2	56,203	–	6,47	
Total	114,533	564,53 490,67		-651,43 662,02

Ferraillage des elements

Futs

le ferraillage se fait en condition sismique

$$N = \frac{564,53}{3} = 188,18\,t$$

$$M = \frac{662,02}{3} = 220,67\,t.m$$

$$k_e = \frac{138{,}18 \cdot 0{,}625}{220{,}67} = 0{,}53 \qquad \frac{d}{2r} = 0{,}1 \qquad \omega = 1{,}11$$

$$k_a = \frac{220{,}67 \cdot 10^5}{62{,}5 \cdot 2667} = 0{,}035 \qquad k = 21{,}23$$

$$A = \frac{\omega}{100} \cdot \pi \cdot R^2 = \frac{1{,}1}{100} \cdot \pi \cdot (62{,}5)^2 \Rightarrow A = 135\ cm^2$$

Soit 20T32 = 160,8 cm² espacés de e = 15 cm

La contrainte du béton : $\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2667}{21{,}23} = 125{,}6 < \bar{\sigma}'_b$

Semelle : la semelle de la culée est identique à celle calculée pour la pile.

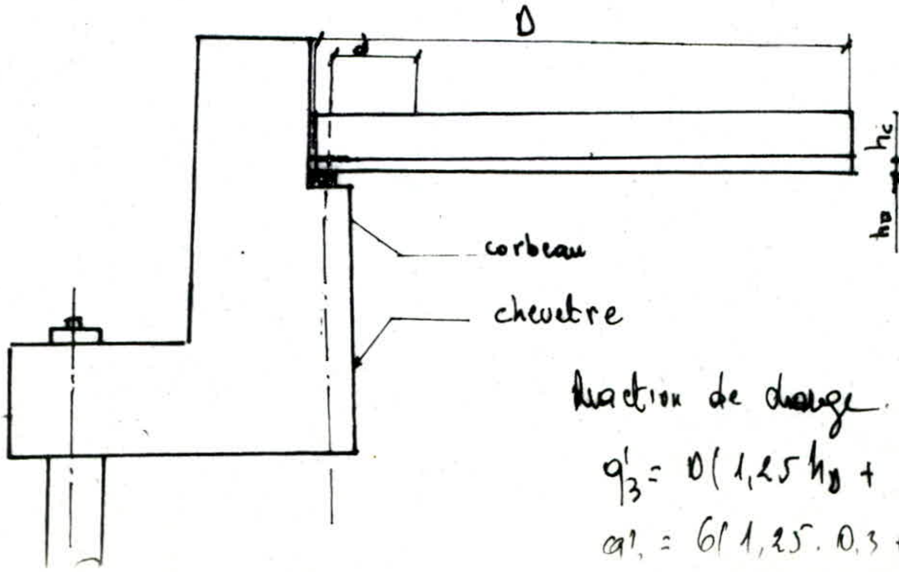
Chevêtre

Evaluation des charges
poids propre : $q_1 = 2 \cdot 2{,}5 \cdot S$ avec $S = 2 \cdot 1{,}3 + 0{,}6 \cdot 1{,}65$
$S = 3{,}59\ cm^2$

$q_1 = 17{,}95\ t/ml$

Mur garde-grève
charge verticale : $q_2 = 0$
Charge horizontale : l'effet maximum est obtenu par combinaison des charges agissant à l'arrière et à l'avant du mur.

Dalle de transition



D = 6,00 m
h_c = 68 cm
h_D = 30 cm

h_c : épais. moyenne de la chaussée

h_D : épaisseur de la dalle de transition

Réaction de charge permanente :

$$q'_3 = D(1{,}25\, h_D + 1{,}1\, h_c)$$

$$q'_3 = 6(1{,}25 \cdot 0{,}3 + 1{,}1 \cdot 0{,}68) = 5{,}1656\ t/ml$$

B_t le plus défavorable car :

$$q'_{B_c} = 2 \cdot 5{,}5 + 1{,}2 \cdot 5{,}5 \, \frac{(6-0{,}4-1{,}5)}{6-0{,}4} = 15{,}83 \ t/ml$$

$$q'_{B_t} = 2 \cdot 5{,}5 + 1{,}2 \ 5{,}5 \cdot \frac{6-0{,}4-1{,}35}{6{,}-0{,}4} = 16{,}01 \ t/ml$$

d'où $q_3 = q'_{B_t} + q'_3 = 21{,}175 \ t/ml$

Murettes en retour : les actions transmises par les murettes en retour au chevêtre sont principalement :
verticalement : $F_V = 4t$
horizontalement : $F_H = 2t$ (perpendiculaire au mur)

Tablier $\quad q_4 = \dfrac{210{,}03 + 1{,}2 \cdot 37{,}8}{10{,}5} = 24{,}32 \ t/ml$

Calcul des efforts

	M (t.m) +	M (t.m) −	T (t)
Poids propre (y compris le mur garde grève)	24,14	19,386	38,77
Dalle de transition	28,48	22,87	47,738
Murettes en retour	6,56	-	4
Tablier	32,70	26,27	52,53
Total	91,88	68,53	143,038

Moments :
Sur appui : $M_0 = M_2 = -q\dfrac{a^2}{2}$ $\qquad M_1 = -q\dfrac{l^2}{12}$

En travée $\quad M_{01} = M_{12} = q\dfrac{l^2}{12}$

Effort tranchant :

$$T = 0{,}6\, q_i\, l_c$$

Ferraillage : le ferraillage se fera par la méthode Pierre Charon
$\phi < 20 \longrightarrow \sigma_{en} = 4200 \ kg/cm^2$

Armatures supérieures :

$$\mu = \frac{15 \cdot 91{,}88 \cdot 10^5}{2800 \cdot 180{,}3 \cdot (125)^2} = 0{,}01747 \begin{cases} \varepsilon = 0{,}9419 \\ k = 71 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{71} = 39{,}48 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_b = 184 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{91{,}87 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0{,}94 \cdot 19 \cdot 125} = 27{,}87 \text{ cm}^2$$

Armatures inferieures

$$\mu = \frac{15 \cdot 68{,}53 \cdot 10^5}{2800 \cdot 180{,}3 \cdot (125)^2} = 0{,}01303 \left\{ \begin{array}{l} k = 83{,}5 \\ \varepsilon = 0{,}9492 \end{array} \right.$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{83{,}5} = 33{,}5 < \sigma'_b = 184 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_i = \frac{68{,}53 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0{,}9492 \cdot 125} = 20{,}63 \text{ cm}^2$$

Prise en compte de la torsion

Les sections sont majorees de 15% : $A_s = 1{,}15 \cdot 27{,}87 = 32 \text{ cm}^2$
$A_i = 1{,}15 \cdot 20{,}63 = 23{,}72 \text{ cm}^2$

Soit donc :

$A_s = 12T20$ ($= 37{,}68 \text{ cm}^2$)
$A_i = 12T16$ ($= 24{,}12 \text{ cm}^2$)

Prise en compte des actions horizontales

On place des barres filantes horizontales HA12 le long des parois laterales pour ameliorer la non fragilite du chevetre.

Effort tranchant

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \qquad z = \frac{7}{8} h = 109{,}4 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{143{,}938 \cdot 10^3}{180{,}3 \cdot 109{,}4} = 7{,}25$$

$$\sigma'_b < \sigma_b \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3{,}5\ \bar{\sigma}_b = 26{,}78 \text{ kg/cm}^2$$

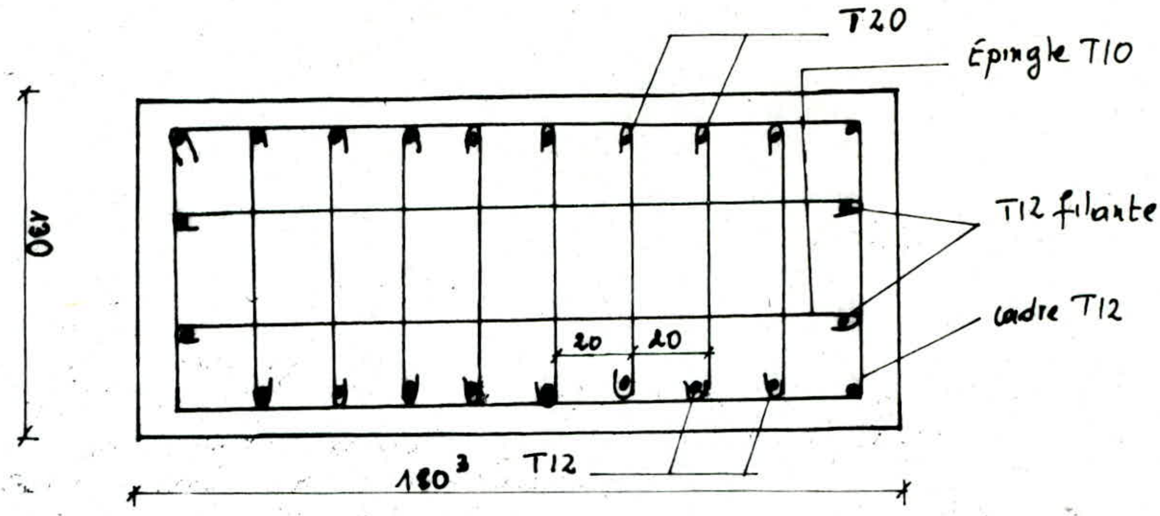
$$\tau < \bar{\tau}_b.$$

Armatures transversales

On utilise les epingles $\phi 10$ perpendiculaire a la ligne moyenne

$$A_t = 9{,}36 \text{ cm}^2 \rightarrow t = \frac{9{,}36 \cdot 109{,}4}{285{,}55 \cdot 10^3}$$

$t = 20 \text{ cm}$



Mur garde greve

Le mur garde greve est soumis essentiellement a l'action des forces horizontales sur sa face arriere :
- . Poussee des terres
- . Poussee des charges locales en arriere du mur
- . Effort de freinage.

Evaluation des efforts

$$M_T = \frac{1}{6}\, ka \,.\, \Delta \,.\, h^3$$ avec $ka = 0{,}33$ (coeff. de poussee)
Δ : masse volumique
$\Delta = 2t/m^3$
h : hauteur du garde greve

$$M_T = \frac{1}{6} \cdot 0{,}33 \,.\, 1{,}65^3$$

$$M_T = 0{,}49 \ t.m/mL$$

Poussee des charges locales

Pour $0{,}5 < h < 3m$, Il a ete verifie que seule la sollicitation totale due aux camions B_c (poussee des charges locales + freinage) etant la plus defavorable. l'effet le plus defavorable est produit par les 2 roues arrieres (de 6t) chacune de 2 camions accoles places de telle sorte que les rectangles d'impact soient au contact de la face arriere du garde greve.
Compte tenu des incertitudes sur la transmission des efforts, les charges reelles soient 2 roues de 6t distantes de 0,5m soient remplacees par une roue uniforme equivalente de 12 t repartie sur un rectangle de dimensions $0{,}25 \times 0{,}75 m$.
On admet que la pression sur le rectangle d'impact ainsi defini se repartit a 45° lateralement et en arriere du mur.
Par consequent, le moment a l'encastrement a pour expression :

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

avec $K = K_a \cdot \gamma \cdot \delta \cdot b_c$

K_a : coefficient de poussée
γ : coefficient de pondération
$\delta = 1$ (coeff. de majoration dynamique pour charge sur remblai)
$b_c = 1,1$ (coeff. de réduction)

$K = 0,33 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 1,1$

$K = 0,44$

$$M_{p/k} = \frac{12}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x}\,dx \Rightarrow M_p = 2,87 \ t.m/mL$$

Force de freinage

On considère un essieu lourd d'un camion B_c en contact du garde grève (6 t)

$$M_F = \frac{6h}{0,25+2h}\gamma = \frac{6 \cdot 1,65 \cdot 1,2}{0,25 + 2 \cdot 1,65} =$$

$$M_F = 3,34 \ t.m/mL$$

Moment total M :

$M = M_T + M_p + M_F = 3,34 + 2,87 + 0,49$

$M = 6,7 \ t.m/mL$

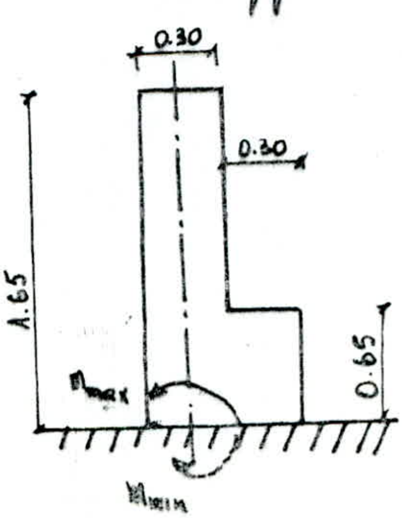
La formule approchée donne : $M = 2,5\,(h+1) = 6,62 \ t.m/mL$

L'effet le plus défavorable est : $M = 6,7 \ t.m/mL$

Le moment d'encastrement dans le sens opposé est égal à :

$M_{min} = 3,34 - 0,49$

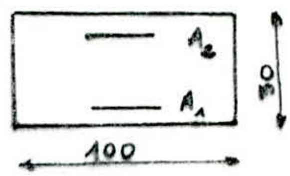
$M_{min} = 2,85 \ t.m/mL$



Ferraillage

Ferraillage vertical

Face arrière : $M_{max} = 6,4\ t.m$



$$\mu = \frac{15 \cdot 6,4 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 26^2} = 0,0506 \begin{cases} \delta = 0,9056 \\ k = 38 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{32} = 73,68 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A_1 = \frac{6,4 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9056 \cdot 26} = 9,71\ cm^2$$

10T12 = 11,3 cm² espacés de 10 cm

Face avant $M_{min} = 2,85\ t.m$

$$\mu = \frac{2,85 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 26^2} = 0,02258 \begin{cases} \delta = 0,9344 \\ k = 61,25 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{61,25} = 45,71\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 184\ kg/cm^2$$

$$A_2 = \frac{2,85 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9344 \cdot 26} = 4,19\ cm^2$$

On prend 5T12 = 5,66 cm² espacés de 20 cm

Ferraillage horizontal

On prévoit des Ø10 tous les 15 cm dans la mesure où 1m < h < 2m. Comme h = 1,65 m c'est le cas.

Mur en retour

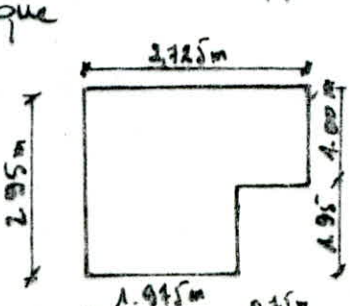
Actions et sollicitations

Chaque mur en retour est soumis aux charges suivantes :

- poids propre
- poids de superstructure évalué à 0,3 l.
- Poussée horizontale $\left(\frac{h}{3} + 0,5\right)$ (t/m²)
- Forces concentrées $F_V = 4t$ $F_H = 2^t$ appliqué à 1m de l'extrémité théorique

Evaluation des efforts

L'évaluation se fait à partir de la section d'encastrement ($e \cdot h_E = 0,4 \cdot 2,95$)



Force verticale

$$M_V = 1,5 \cdot \frac{l^2 \cdot h_E}{6} \cdot 2 + 0,3\frac{l^2}{2} + 4(l-1)$$

$$T_V = 2{,}5 \cdot l \cdot \frac{h_t}{2} \cdot e + 0{,}5 \cdot l + 4$$

Force horizontale

$$M_H = \left(\frac{h_t}{3} + 0{,}5\right)\frac{l^2 \cdot h_t}{6} + 2(l-1)$$

$$T_H = \left(\frac{h_t}{3} + 0{,}5\right)\frac{l h_t}{6} + 2$$

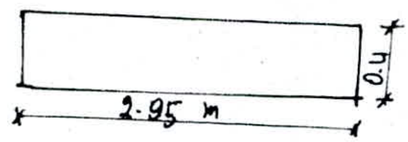
Application au projet

$l = 2{,}725\ m$
$h_t = 2{,}95\ m$
$e = 0{,}4\ m$

	Axe horiz.	Axe. Vertic
M(t.m)	8,86	11,66
T (t)	3,99	8,84

Tableau récapitulatif des moments fléchissants et des effort tranchants

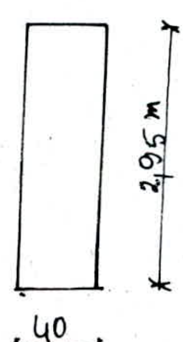
Ferraillage axe vertical



$$\mu = \frac{15 \cdot 11{,}66 \cdot 10^5}{2800 \cdot 295 \cdot (35)^2} = 0{,}0171 \begin{cases} \varepsilon = 0{,}9482 \\ k = 71{,}5 \end{cases}$$

$$A = \frac{11{,}66 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0{,}9482 \cdot 35} = 12{,}6\ cm^2$$ On prend $A_H = 10T14\,(A = 15{,}39$

Axe horizontal



$$\mu = \frac{15 \cdot 8{,}86 \cdot 10^5}{2800 \cdot 40 \cdot 295^2} = 0{,}00136 \begin{cases} \varepsilon = 0{,}9833 \\ k = 298 \end{cases}$$

$$A = \frac{8{,}86 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0{,}9833 \cdot 295} = 1{,}09\ cm^2$$

$A_V = 2T12\ (2{,}26\ cm^2)$

Section d'attache

$M_V = 11{,}66\ t.m$

$$\mu = \frac{11{,}66 \cdot 10^5 \cdot 15}{2800 \cdot 40 \cdot 125^2} = 0{,}0099 \begin{cases} \varepsilon = 0{,}9554 \\ k = 97{,}0 \end{cases}$$

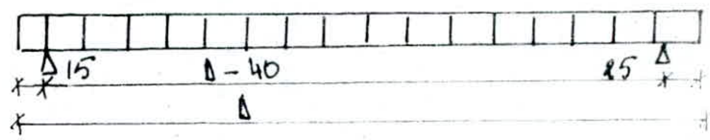
$$A = \frac{11{,}66 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0{,}9554 \cdot 125} = 3{,}48\ cm^2$$ $$\sigma'_b = \frac{2800}{97} = 28{,}8 < \sigma'_b$$

$A = 6T12$ $(= 6,78\ cm^2)$

Dalle de transition

Rôle C'est une dalle placée sous la chaussée aux entrées du pont. Sa présence a pour but d'éviter le dénivellement qui se produit entre la chaussée courante et celle du pont en cas de tassement du remblai.

Charge et surcharge



$D = 6\ m$

Charge permanente

poids propre : $q_1 = 2,5 \cdot 0,3 = 0,75\ t/m^2$

remblai : $q_2 = 2,2 \cdot 0,68 = 1,5\ t/m^2$

Surcharge : Bc la plus défavorable

$P = 2 \cdot 5,5 = 11\ t/mL$

$P_2 = 1,2 \cdot 5,5 = 6,6\ t/mL$

Evaluation des efforts

charges permanentes

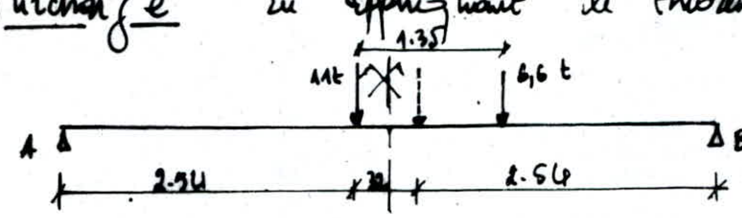
moment : $M_g = \frac{(q_1+q_2)(D-0,4)^2}{8} = \frac{(0,75+1,5)(6-0,4)^2}{8}$

$M_g = 8,82\ t.m/mL$

Effort tranchant $T_g = (q_1+q_2)\frac{(D-0,4)}{2} = \frac{1}{2}(0,75+1,5)(6-0,4)$

$T_g = 3,15\ t/mL$

Surcharge En appliquant le théorème de Barré, on aura



$R_1 = \frac{1}{5,6} \cdot 17,6 \cdot 2,54 = 7,98\ t/mL$

$M_s = 7,98 \cdot 2,54 = 20,27\ t \cdot m/mL$

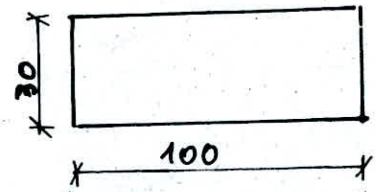
Effort tranchant : $T_s = 16,01\ t/mL$

Efforts maximums $M = M_g + M_s = 8{,}82 + 20{,}27 = 29{,}02$ t.m/ml

$T = T_g + T_s = 16{,}01 + 3{,}15 = 19{,}15$ t/ml

Ferraillage

$\phi < 20$ mm $\Rightarrow \sigma_{en} = 4200$ kg/cm²



$\mu = \dfrac{15 \cdot 29{,}02 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 27^2} = 0{,}432$

$\begin{cases} k = 14{,}78 \\ \varepsilon = 0{,}8321 \end{cases}$

$A = \dfrac{29{,}02 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0{,}8321 \cdot 27} = 46 \text{ cm}^2$

On prend $10\ \phi 12$.

CALCUL DES FONDATIONS

Capacite portante des pieux

hypothese generale

Les pieux sont ancres sur les shistes et travaillent donc en pointe.
Les alluvions traversees ne sont pas des terrains transpressibles. Il n'y a donc pas de frottements negatifs.
Pour nous placer dans la securite, les frottements seront negliges.

methode de Terzaghi

$$q_p = 0{,}3\,\gamma\, B N_\gamma + \gamma D_f N_q + 1{,}3\, C N_c$$ avec D_f : longueur du pieu
B : diametre du pieu

$c = 5\,t/m^3$ → $N_c = 30$ $N_q = 20$ $N_\gamma = 22{,}7$
$\varphi = 30°$

Pour $D_f = 15{,}6$ m $B = 1{,}20$ m $\gamma = 2\,t/m^3$ $\gamma' = 1\,t/m^3$

On a :

$$q_p = 0{,}3 \cdot 2 \cdot 1{,}2 \cdot 22{,}7 + 2 \cdot 15{,}6 \cdot 20 \cdot 1{,}3 + 1{,}3 \cdot 5 \cdot 30$$

$$q_p = 323{,}34\,t/m^2 \qquad q_a = \frac{323{,}34}{3} = 261{,}67\,t/m^2$$

La hauteur critique :

$$h_c = \frac{B}{4} \cdot N_q^{2/3} = 1{,}2 \cdot (20)^{2/3} = 2{,}2 < D_f$$

On prend : $N_q = 10^{3{,}04\,tg\varphi} = 56{,}9$

d'ou $q_p = 1099{,}98\,t/m^3$

$q_a = 549{,}99\,t/m^2$

Actions sur les pieux

Efforts horizontaux et verticaux

condition normale	H(t)	R(t)	d(m)	M/O(tm)
Chevetre	-	68,25	0,375	25,605
Mur garde greve + corbeau	-	26	0,827	21,502
Murettes a ailes	-	6,4	1,89	12,09
Dalle de transition	-	26,23	0,94	22,203
Poids du tablier	-	210,03	-	-
Futs	-	47,58	-	-
Semelle 1,5.2,5.10,28.6,0	-	231,3	-	-
terre sur semelle	-	49,14	0,41	20,1
Poussee des terres	30,15	-	7,61	-229,44
Variations lineaires	7,58	-	7,27	-55,11
Surcharge de remblai	-	37,8	-	-
Surcharge routiere	-	107,92	-	-
Freinage	12,57	-	7,27	-83,93
Total en charge	50,1	810,9	-	-272,97

Sollicitation de 1ere genre

Effort horizontal : $H_{max} = \frac{50,1}{6} = 8,35\ t$

Effort vertical $F_{max} = \frac{810,9}{6} + \frac{272,9}{3.3,6} = 160,41\ t$

$F_{min} = \frac{810,9}{6} - \frac{272,9}{3.3,6} = 109,8\ t$

On a : $H = 8{,}55\ t$

$R = 160{,}41\ t$

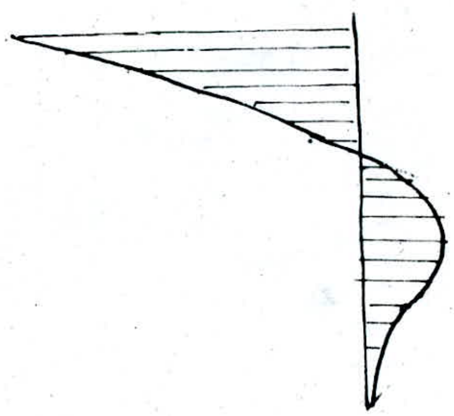
moment de l'enc. du pieu : $\left.\begin{array}{l}\lambda = 0{,}2647 \\ \lambda l = 3{,}335\end{array}\right\}$ $\chi_{\varphi H} = 1{,}193$; $\chi_{\varphi M} = 1{,}500$

$$M^* = -\frac{1{,}193 \cdot 8{,}55}{1{,}5 \cdot 0{,}2647} = -25{,}08\ t.m$$

d'où

$$M_{(x/l)} = 31{,}54\ X_{MH} - 25{,}08\ X_{MM}$$

x/l	X_{MH}	X_{MM}	$M(x/l)$ (t.m)
0,0	0,00	1,00	-25,08
0,1	0,30	0,98	-15,61
0,2	0,52	0,91	-6,42
0,3	0,51	0,77	-3,22
0,4	0,58	0,60	3,24
0,5	0,52	0,43	4,98
0,6	0,36	0,27	4,54
0,7	0,22	0,16	2,92
0,8	0,1	0,06	1,6



Ferraillage :

En tête du pieu : $N_{max} = 160{,}41\ t$

$H = 8{,}15\ t$

$M = 25\ t \cdot m$

$\delta = \frac{d}{R} = 0{,}05$ $\quad e_0 = \frac{M}{N} = 15{,}58 > \frac{R}{4}$ section partiellement comprimée.

$\left.\begin{array}{l}k_e = 1{,}58 \\ k_a = 0{,}08\end{array}\right\} \Rightarrow \omega = 0{,}6\ \%$

$A = \frac{\omega \cdot \pi R^2}{100} = 73{,}6\ cm^2$ On prend $24T20 = 75{,}36\ cm^2$

BIBLIOGRAPHIE

- Regles techniques de conception et de calcul des ouvrages en beton arme. (C.C.B.A 68)

- DREUX G
  "Pratique du beton precontraint"
  edition Eyrolles, 1979.

- BARES . MASSONNET
  Calcul des grillages de poutre et dalles orthotropes"

- Charon P.
  "Le calcul et la verification des ouvrage en beton arme"

- DAVIDOVICI V
  "Beton arme, collection aide-memoire" edition Eroylles

- Ministere des travaux Publics
  "Cahier de prescriptions communes"

- Ministere des transports
  "Instructions provisoires no 1. et 2 sur l'emploi du beton precontraint

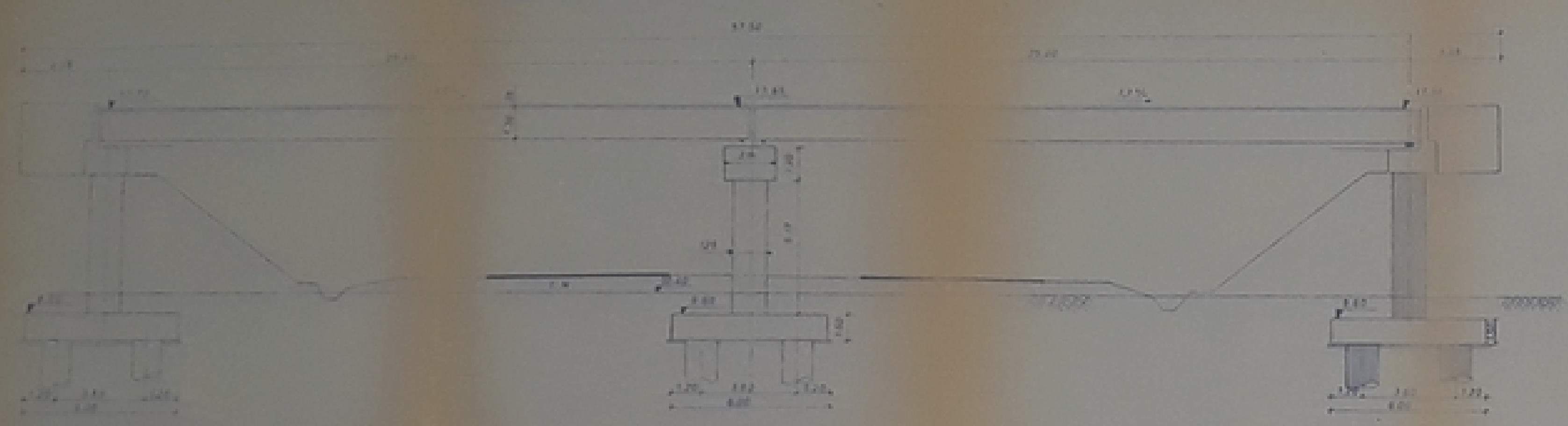
- WERNER H.
  "Beton und stahl. beton ban"
  H et F Bauaktienge sellschft MUNCHEN 1970

- S.E.T.RA (service d'etudes techniques des routes et auto route"
  FRANCE . Publication SETRA
  Octobre 1977

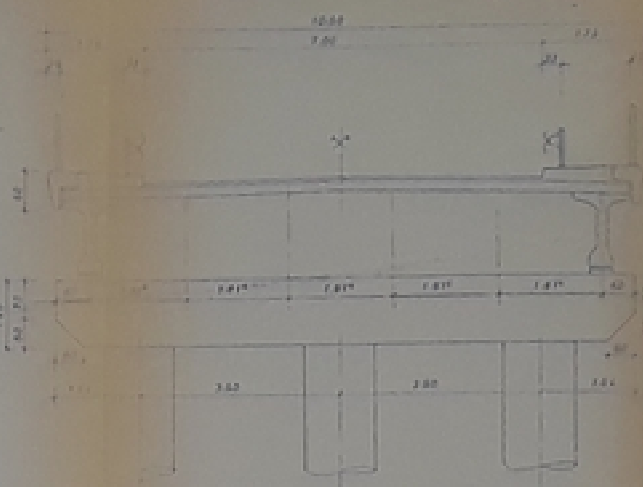
E.N.P

FERRAILLAGE CABLAGE POUTRE

COUPE LONGITUDINALE

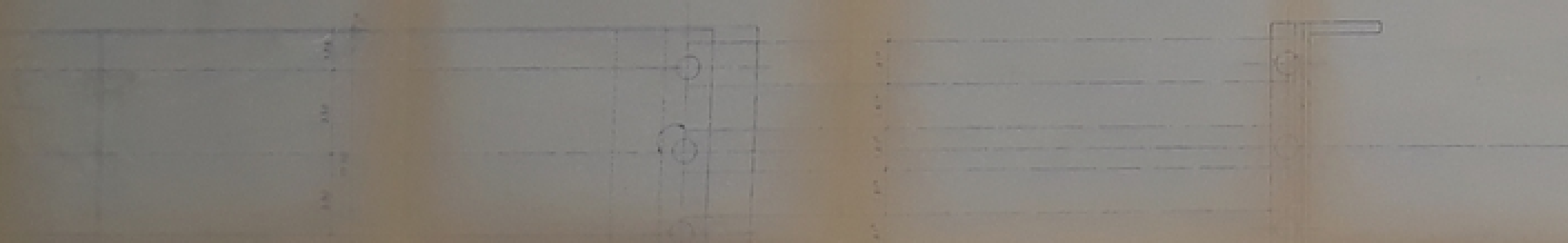


COUPE TRANSVERSALE

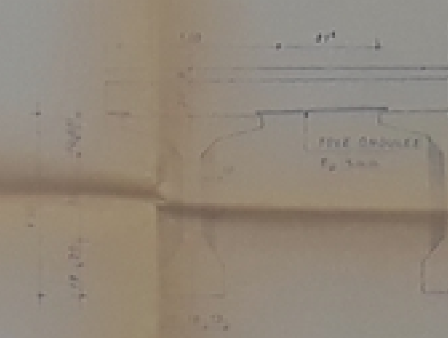


NB LA RAMPE DU PONT EST IDENTIQUE A LA RAMPE DE L'O.A.

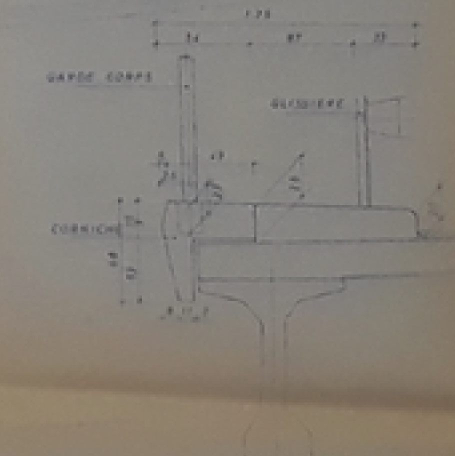
VUE EN PLAN



DETAIL POUTRE



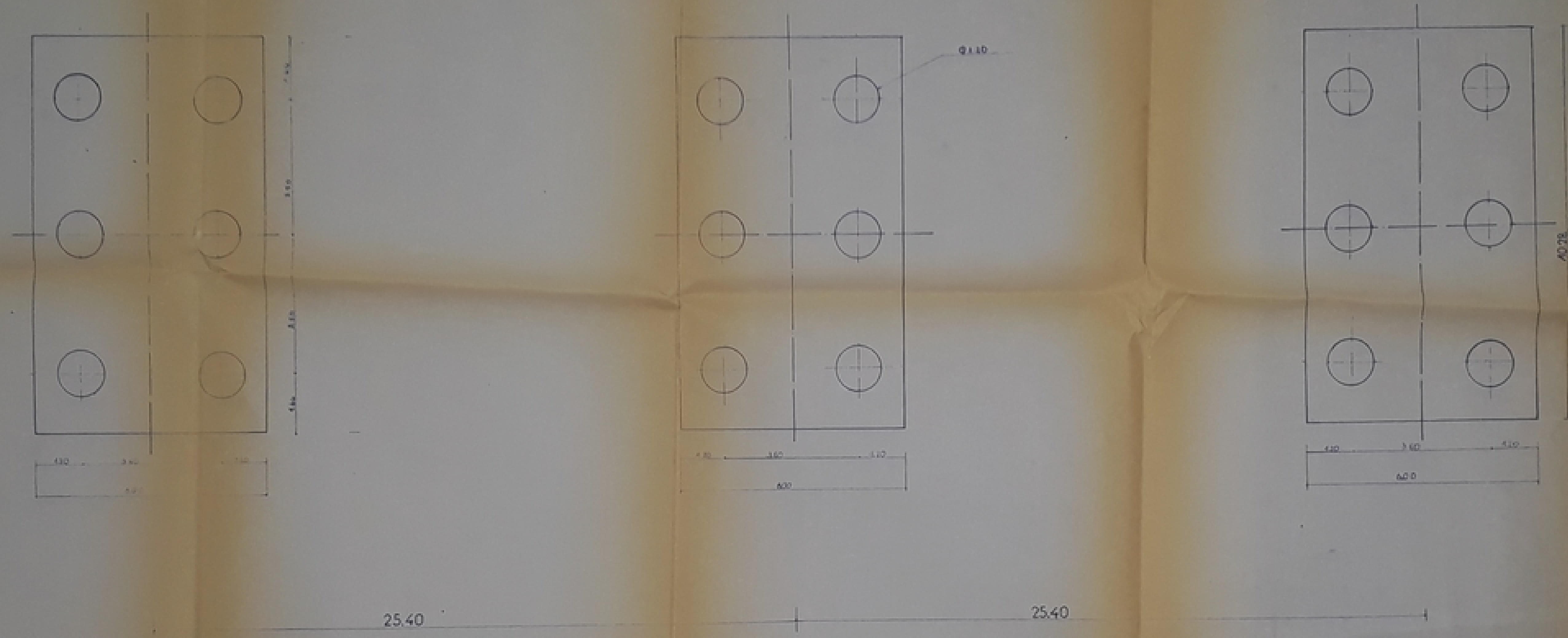
DETAIL TROTTOIR



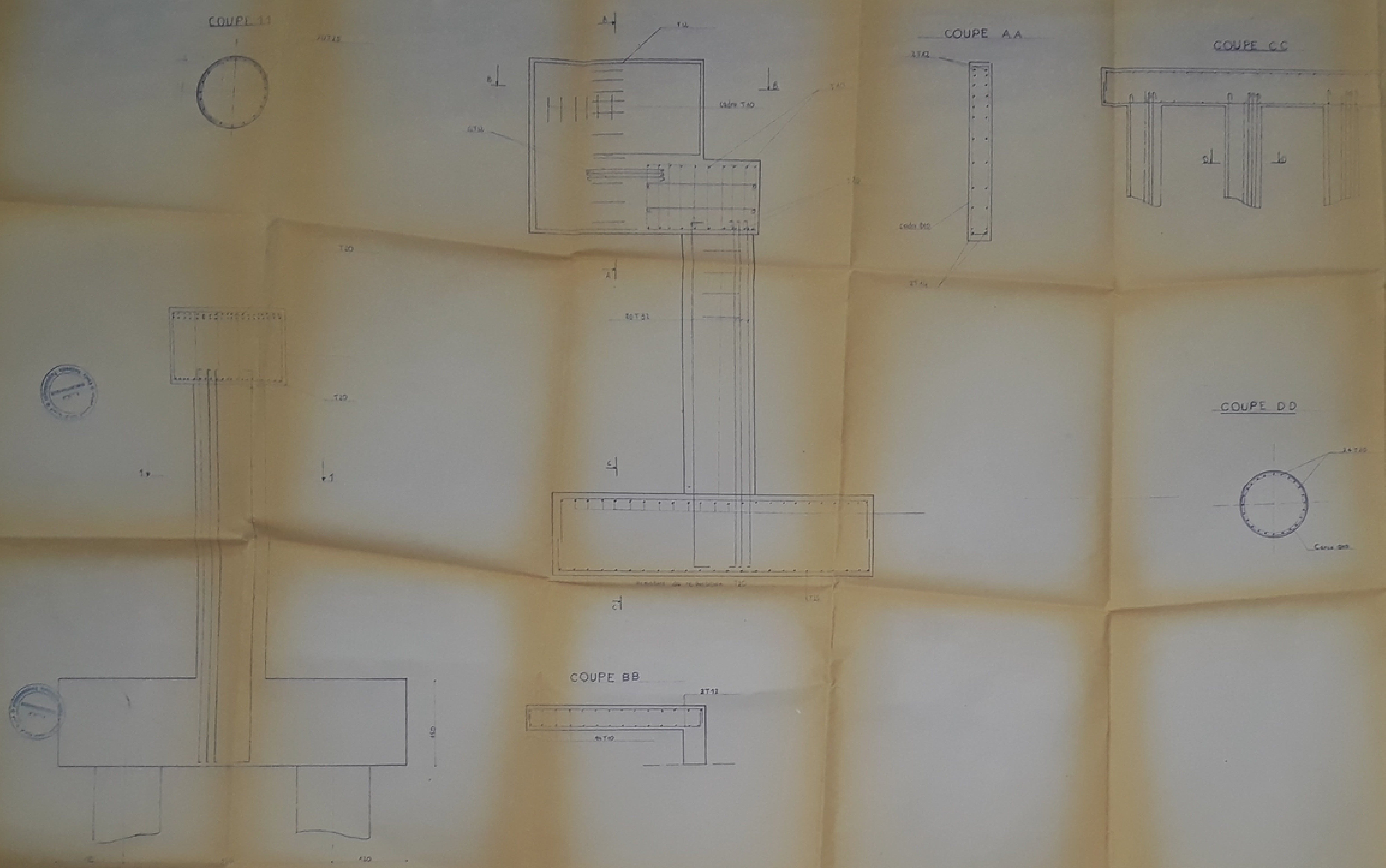
PRO3483

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

PLAN D'ENSEMBLE



republique algerienne democratique et populaire			
E N P			
PLAN DE BATTAGE			
propose :	etudie :	dirige :	
ENGOA	A. TAGUINE	M. ZOUKH	JUIN 88



PB 03-99
-4-

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE
ET POPULAIRE E.N.P

FERRAILLAGE PILE CULEE

Proposé	étudié	dirigé	Juin
NGOA	A.TAGUINE	Mr ZIOUKH	1998