الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

43/87

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

1 ex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT: GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE D'UN PONT A POUTRES MULTIPLES EN BETON PRECONTRAINT

6 PLANCHES

Proposé par : A. SEROA

Etudié par : S. BOUGHADOU, A. NAÏT-BENALI

Dirigé par : Mr BONNEVILLE

PROMOTION : JUIN 87

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

REMERCIEMENTS

Nous attendions depuis longtemps et avec impatience cette occasion solennelle d'exprimer avec une pensée emue notre profonde gratitude envers tout ceux qui nous ont guidés durant toute notre formation.

Recevez Mr Pierre BONNEVILLE, l'expréssion de notre vive reconnaissance pour nous avoir guidé et conseillé tout au long de ce présent travail

Nous remercions également Mr Med ZOUKH pour son aide précieuse et pour nous avoir donné le fruit de ses connaissances dans le module de Ponts

Recevez Mrs. les Ingenieurs du bureau d'etude de la SEROA ainsi que tous les responsables, nos remerciements les plus sincères.

NAÏT-BERRALI AEK.

BOUGHADOU Serhane

DÉDICACES :

je dedie ce modeste travail à toute ma famille mon père, ma mère, mes frères et soeurs et ma petite niece Nesrine et tous ce qui me sont chèrs
à mes Amis (Azzedine, Kamil, Khaled, Djellouli, Farid, Mustapha) à mon cousin Lakehal Mohamed qui m'a tant aidé durant toute ma formation,
à mon trés chère frère Abdelkader Fekrache et toute la famille sans oublier Radia, et Souhila
Pour terminer je dedie ce modeste travail à tous ceux qui sont entrain de souffrir pour réussir.

Boughadou . Serhane

je dedie ce modeste travail à mon pere, ma mere, mes frères et soeurs grands et petits et tous ceuxqui m'ont compris de prés où de loin

Naït . Bénnali . AEK

Sommaire

PRÉSENTATION

* CARACTERISTIQUES_ ET_ UTILITÉ . DE_ L'OUVRAGE :

l'ouvrage d'art, Objet de notre projet de fin d'etude est un pont droit à Poutres multiples en beton precontraint. Il sera construit sur la Rocade Sud d'Alger (Autoroute Est) radiale oued . OUCHAIA au point PK (4+490)
La largeur total du tablier est de 13.00 m
la longueur d'axe en axe de culée est de 52.00 m (2×26 m)
Le Pont est à deux travées isostatiques identiques
Le tablier comporte :

- 2 trottoirs de 2,50 m de largeur chacun
- 2 voies de (4.00 m) de largeur chacune.

** STRUCTURE_ DU_ PONT:

L'Etude de l'avant projet a donné les caracteristiques suivantes:

* Le TABLIER :

Il est constitué par:

Le platelage : formé par un Hourdis de 20 cm recouvert d'une chape d'etancheité de 1 cm et d'un revetement d'asphalte enrobé de 7 cm d'epaisseur.
Le Hourdis présente un ripage transversale de 2,5%

La poutraison : supporte le platelage et est composée de six (6) poutres principales en beton précontraint
Les Poutres sont en prefabriquées
l'entre axe des Poutres principales est de 2,26 m.

*** LES. APPUIS :

La Culée : Element essentiel dont le mur frontal est les murs en retour sont des voiles en beton armé sur une semelle de fondation rectangulaire. cette dernière est fondée sur 2 files de 3.00 Pieux.

La PILE :
Appui intermediaire entre les deux Culées comportant Un chevêtre en beton armé supporté par 2 fûts rectangul-aires sur une semelle rectangulaire liant une file de 4 pieux.

* LES_ APPAREILS_ D'APPUIS :

Plaques en elastomères fretlés du type GUMBA fixés sur des des en. B.A (bossages prismatiques)

*****_ LES_ FONDATIONS :

Les nombreux sondages effectués sur le terrain d'implantation et l'etude du sol (in-situ Analyse des prelevements au laboratoire) ont relevés une faible portance en surface de ce dernier.
Le Laboratoire de mecanique des sols de la société a suggéré des fondations profondes du type " pieux forés" de 1,20 m de diametre.

Chp: I | CARACTERISTIQUES-MÉCANIQUE-DES-MATÉRIAUX

Caracteristiques-mecaniques des materiaux.

1-1 Beton : Le beton utilisé dans la construction de l'ouvrage sera conforme aux regles CCBA68
- ciment CPA 315
- dosage du beton 400 kg/m³
- controle stricte
- diametre des plus gros granulats Cg = 25 mm

* Contraintes admissibles de compression

D'aptès l'article 34 du code CCBA 68 on a :

$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon \sigma'_{28}$; $\sigma'_{28} = 300$ bars

α : coefficient qui depend de la classe de ciment ($\alpha = 1$)
β : coefficient qui depend de la Nature du contrôle ($\beta = 1$)
γ : — // — — // — — // — de l'epaisseur relative des elements et des dimensions des granulats ($\gamma = 1$; $\frac{hm}{4cg} > 1$ avec hm epaisseur de la piece)
δ : coefficient qui depend du type de sollicitations

$\delta =$ 0,3 en compression simple
0,6 en flexion simple.

ε : coefficient qui depend de la forme de la Section et de la nature de sollicitation
$\varepsilon = 1$ en flexion simple pour les sections rectangulaires
$\varepsilon = 1$ en compression simple
$0{,}5 \leq \varepsilon \leq 1$ pour les autres cas

Nous avons :
- En compression simple $\bar{\sigma}'_{b0} = 1.1.0{,}3.1.300 = 90$ bars
- En flexion simple $\bar{\sigma}'_b = 2\,\bar{\sigma}'_{b0} = 180$ bars

* Contrainte de reference en traction

$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma'_{28}$; $\theta = 0{,}018 + \frac{2{,}1}{\sigma'_{28}} = 0{,}025$

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

1-2/ ACIERS :

* Contraintes de traction admissible : $\bar{\sigma}_a = \rho_a \sigma_{en}$.
σ_{en} : Contrainte d'elasticité nominale
$\rho_a = 2/3$ pour les sollicitat^{ons} du 1er Genre.
Aciers utilisés FeE40 (HA) ; FeE40B (HA)

classes	⌀ (mm)	σ_{en} bars	σ_{en} kg/cm²	$\bar{\sigma}_a$ ($\rho_a = 2/3$) bars	$\bar{\sigma}_a$ ($\rho_a = 2/3$) kg/cm²
FeE 40A	5 ÷ 20	4120	4200	2750	2800
FeE 40 B	25 ÷ 40	3920	4000	2610	2670

* Contraintes de traction imposées par la condition de fissuration :

Dans le cas où la fissuration sera nuisible à la sécurité de l'ouvrage, on pourra limiter la contrainte admissible dans les aciers. La valeur maximale de la contrainte dans les Aciers sera limitée par la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$\sigma_1 = \frac{k\eta}{\phi} \cdot \frac{\hat{\omega}_f}{1+10\hat{\omega}_f} \quad ; \quad \sigma_2 = 2{,}4\sqrt{\frac{k\eta\,\bar{\sigma}_b}{\phi}} .$$

avec :

ϕ : diametre nominal de la plus grosse des barres tendues (mm)

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

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de reference du beton en traction

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

$\omega_f = \dfrac{A}{B_f}$.

A : Section total des barres tendues

B_f : Section d'enrobage de ces barres

** Contraintes admissibles de traction pour les armatures d'âme

Pour pouvoir utiliser les armatures d'âmes droites il faut que la condition suivante soit verifiée

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

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

Dans ce cas : $\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at}\,\sigma_{en}$.

$$\text{avec } \rho_{at} = \begin{cases} \text{Max}\left(1 - \dfrac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b}\ ;\ 2/3\right) \\ \text{s'il n'y a pas reprise de betonnage)} \end{cases}$$

** Contraintes d'adherence admissible :

$$\bar{\tau}_b = \begin{cases} 2\,\psi_d\,\bar{\sigma}_b & \text{Pour les Poutres} \\ 2{,}5\,\psi_d\,\bar{\sigma}_b & \text{Pour les dalles et Hourdis} \end{cases}$$

Avec : ψ_d = coefficient de scellement droit [$\psi_d = 1{,}5$ (HA)]

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte de reference du beton.

2-2 / Beton PRécontraint :

Principe : Le beton est un materiau qui possede une forte resistance à la compréssion et faible à la traction c'est pour cela qu'on y remedie en mettant des aciers dans la partie tendue. Le beton existant dans cette partie ne sert qu'à enrober les aciers
des Ingenieurs ont élaborés une technique permettant d'utiliser à Plein La resistance du beton en le comprimant à l'avance par un jeu de forces internes de façon telle que la variation de contrainte qui faisait naitre des tractions ne provoque qu'une décompréssion du materiau, et ce qui permet de construire des ouvrages d'assez grandes portées en evitant au maximum la fissuration et aussi alleger les constructions donc en liant la securité à l'economie
Leur realisations demande une main-d'oeuvre qualifiée et des materiaux d'assez bonne qualité
En conclusion on dira que le beton précontraint est un materiau homogène non fissuré

Precontrainte par post-tension :

Le Principe de la précontrainte par post-tension est de tendre les Armatures en prenant appui sur la piece à précontraindre Pendant sa mise en tension, l'armature s'allonge tandis le beton comprimé presente un leger raccourcissement.
Pour permettre le mouvement relatif il est nécessaire de menager dans le beton des conduits généralement formés par des gaines mettalliques de sections circulaires disposées et reglées dans les coffrages avant betonnage.

- Beton :

Resistance nominale : - Compression : $\sigma'_n = \sigma'_{28} = 400\ kg/cm^2$
- Traction : $\sigma_n = \sigma_{28} = 7 + 0{,}06\,\sigma'_{28} = 31\ kg/cm^2$

* Contraintes Admissibles : selon des dispositions de l' IP.1, les contraintes sont :

- En Compression $\bar{\sigma}' = 0{,}42\,\sigma'_n = 168\ kg/cm^2$ en Service
$0{,}55\,\sigma'_n = 220\ kg/cm^2$ en Construct^{ion}

- En traction : $\bar{\sigma} = 0$ en Service.

Module de deformation :
- Sous charge de courte durée, $E_i = 21000\sqrt{\sigma'_n} = 420.000\ kg/cm^2$
- Sous charge de longue durée $E_V = \frac{1}{3}E_i = 140.000\ kg/cm^2$

Armatures.

Les Cables utilisés sont du type Freyssinet 6T13 I
L'ancrage est du type actif- actif

Les Caracteristiques données par les constructeurs sont les Suivante

- Module d'elasticité .... $E_a = 2.10^6$ kg/cm²
- Contrainte de deformation garantie .... $T_g = 14302$ kg/cm²
- Contrainte de rupture garantie .... $R_g = 14\,904$ kg/cm²
- Section utile d'un cable .... $\omega = 5{,}58$ cm²
- Diametre exterieur de la gaine .... $\Phi_e = 5{,}05$ cm
- Coefficient de frottement cable-gaine .... $\varphi = 0{,}17$
- coefficient de Perte .... $f = 0{,}002$ rd/m
- Perte par blocage d'ancrage .... $g = 5$ mm
- Rayon de Courbure minimum du Cable .... $R_{min} = 600$ cm
- Relaxation à 1000h .... $\rho_{1000} = 0{,}050$
- Relaxation à 3000h .... $\rho_{3000} = 0{,}060$.

Chap: II CARACTERISTIQUES - GÉOMETRIQUES - DES - SECTIONS

Dimensionnement . DES - POUTRES

Pour une Portée $L \geq 20\,m$, La hauteur doit être prise en respectant La double inegalité suivante : $\frac{L}{20} - 0,20 \leq ht \leq \frac{L}{20} + 0,5$ [1]
Dans notre cas $L = 25,5\,m$

$1,075 \leq ht \leq 1,775 \Rightarrow$ [1] est verifiée

- L'epaisseur de l'âme doit être prise en respectant l'inégalité

$$e \geq \frac{ht}{40} + 9 \quad [2]$$

Dans notre cas $e = 18\,cm$; $e \geq 12,75\,cm \Rightarrow$ [2] est verifiée

Notation : $(\nabla - \nabla)$: axe pris au niveau de la fibre superieur extrême

- Z : distance du Centre de gravité de la section à l'axe $(\nabla - \nabla)$
- B : aire de la Surface considéré
- $S_\Delta brut$: Moment statique de la section par rapport à l'axe $(\nabla - \nabla)$
- $I_\Delta brut$: Moment d'inertie de la section par rapport a l'axe $(\nabla - \nabla)$

Le calcul de $I_\Delta brut$ se fait de la maniere suivante :

* Pour les rectangles de hauteur h dont un coté coincide avec l'axe $(\nabla - \nabla)$ on a : $I_\nabla brut = \frac{bh^3}{3}$ or $S_\Delta^{brut} = \frac{bh^2}{2}$

$$I_\Delta^{brut} = S_\Delta brut \times Z' \quad \text{avec} \quad Z' = \frac{2}{3} h$$

* Pour les autres rectangles ou triangles on applique le théoreme de HUYGENS : $I_\Delta^{brut} = I_0 + S_\Delta^{brut} Z'$

I_0 : Moment d'inertie propre de la Section

$I_0 = \frac{bh^3}{12}$ Pour les rectangles

$I_0 = \frac{bh^3}{36}$ Pour les triangles

ρ : coefficient de rendement

i^2 : rayon de giration

Calcul Pratique . Dans les sections nettes :

Comme on ne connait pas encore le nombre de cable, nous allons estimer les valeurs des caracteristiques géometriques des sections nettes

$$B_{nette} = 0,95\, B_{brute}$$
$$I_\Delta^{net} = 0,90\, I_\Delta^{brut}$$
$$S_\Delta^{net} = 0,92\, S_\Delta^{brut}$$

La Position du centre de gravité est donnée par

$$V' = ht - V \quad ; \quad V = \frac{S_\Delta^{net}}{B^{nette}}$$

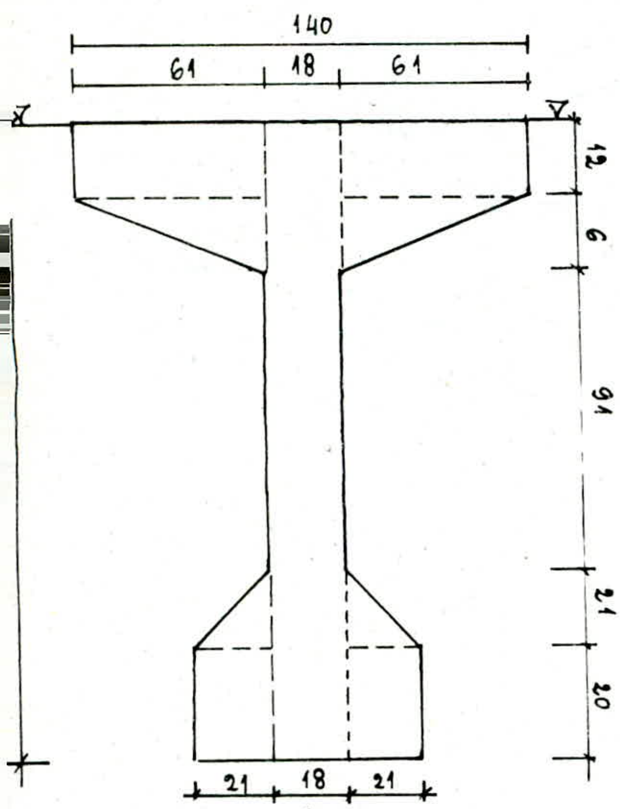
Rayon de giration : $i^2 = \frac{I_G^{net}}{B_{nette}}$

coefficient de Rendement : $\rho = \frac{i^2}{VV'}$

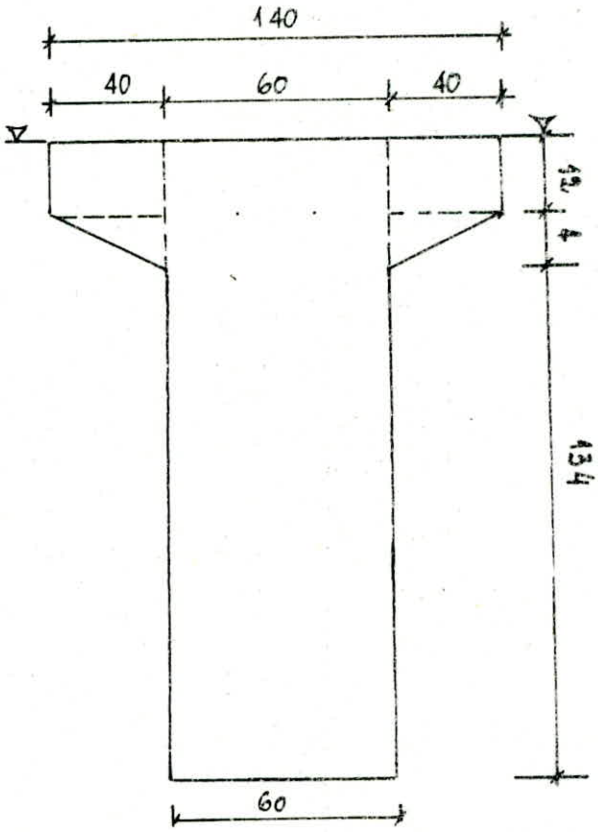
$$I_G^{net} = I_\Delta^{net} - S_\Delta^{net} . V$$

DISPOSITIONS - DES - CALCULS

POUTRE - toute seule :

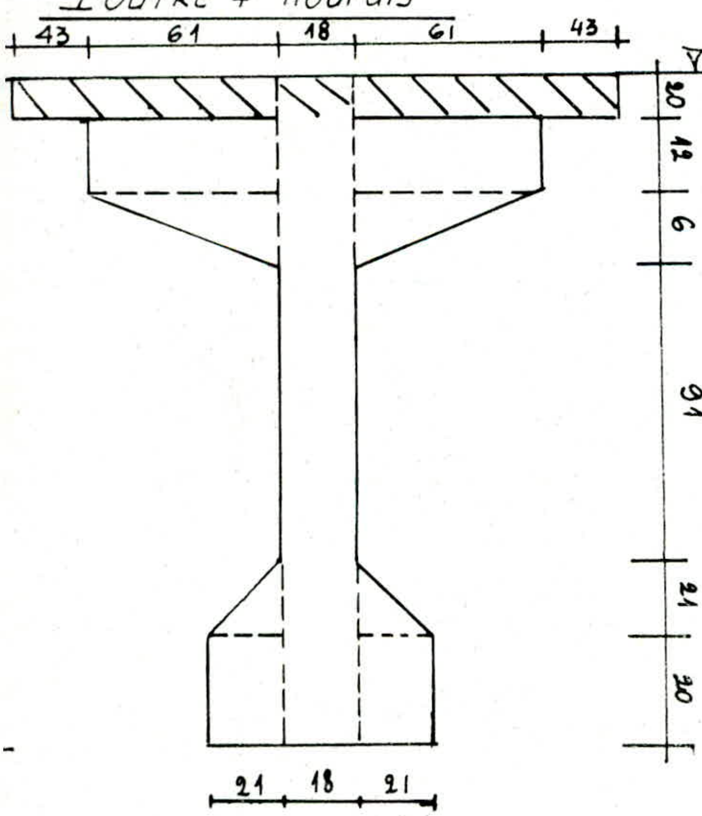


Section - mediane

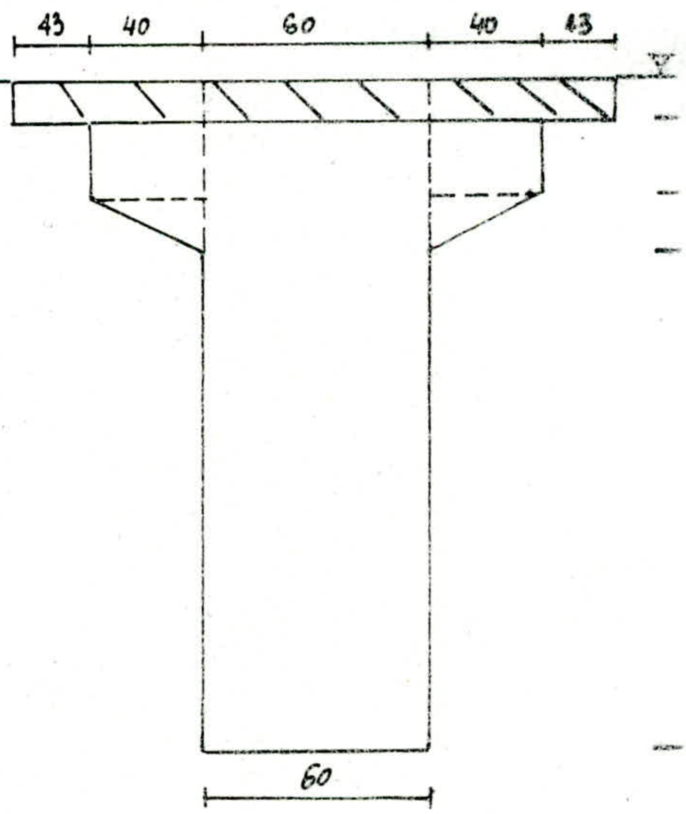


Section d'about

POUTRE + Hourdis



section - mediane



Section - d'about.

* : POUTRE toute seule Section Mediane :

Designation des Parties	Dimensions cm x cm	B cm^2	Z cm	$S_\Delta = BZ$ cm^3	Z' cm	$I_\Delta = S_\Delta Z'$ cm^4
Ame	150x18	2700	75	202500	$\frac{2}{3}.150$	20250000
table-superieur	2.61.12	1464	6	8784	$\frac{2}{3}.12$	70272
goussets-sous table	61.6	366	14	5124	14	71736
I_0 goussets	$61.6^3/18$	---	---	---	---	732
talon rectangle	2.20.21	840	140	117600	140	16464000
I_0 (talon)	$21.20^3/6$	---	---	---	---	28000
goussets-sur talon	21.21	441	123	54243	123	6671889
I_0 gousset	$21^4/18$	---	---	---	---	10804,5
$B, S_\Delta, I_\Delta^{brut}$		5811		388251		43567433,5
$B, S_\Delta, I_\Delta^{net}$		5520,45		357190,92		39210690,15
à - déduire	$S_\Delta . V =$	357190,92 x 65	⟶	I_G^{net}	=	15993280,35

Position du centre de gravité : $V = \frac{S_\Delta^{net}}{B^{net}} = 65\ cm$; $V' = h_t - V = 85\ cm$

Rayon de giration : $i^2 = \frac{I_G net}{B net} = 2897\ cm^2$

coefficient de Rendement : $\rho = \frac{i^2}{VV'} = 0,52$

* Poutre toute Seule Section d'about

Designations des Parties	Dimensions cm x cm	B cm^2	Z Cm	$S_\Delta = BZ$ cm^3	Z' cm	$I_\Delta = S_\Delta Z'$ cm^4
Ame	150.60	9000	75	675000	$\frac{2}{3}.150$	67500000
table super.	40.12.2	960	6	5760	$\frac{2}{3}.12$	46080
Goussets sous table	40.4	160	13,33	2133,33	13,33	28437,28
I_0 goussets	$\frac{40 \times 4^3}{36}.2$					142,22
$B, S_\Delta, I_\Delta^{brut}$		10120		682893,33		67574659,5
$B, S_\Delta, I_\Delta^{net}$		9614		628261,86		60817194
à deduire	$S_\Delta . V = 628261,86 \times 65 = 40837020,9$					40837020,9
				I_G^{net}	=	19980173,1

$V = 65,34 cm$; $V' = 84,66 cm$ $i^2 = 2078$

$\rho = 0,37$; $I_G^{net} = 19980173,1$

Poutre + Hourdis Section médiane

Designation - des Parties	Dimensions cm . cm	B cm^2	Z cm	$S_\Delta = BZ$ cm^3	Z' cm	$I_\Delta = S_\Delta Z'$ cm^4
Ame	170 x 18	3060	85	260100	$\frac{2}{3}.170$	29477133
dalle	104.20.2	4160	10	41600	$\frac{2}{3}.20$	554528
table- superieur	61.12.2	1464	26	38064	26	989664
gousset- sous table	61.6	366	34	12444	34	423096
I_o goussets	$61.6^3/18$					732
talon rectangle	21.20.2	840	160	134400	160	21504000
I_o talon	$21.20^3/6$					28000
Goussets sur talon	21x21	441	143	63063	143	9018009
I_o goussets	$21^4/18$					10804,5
B, S_Δ, I_Δ (bruts)		10331		549671		62005966,5
B, S_Δ, I_Δ^{nets}		9815		505698		55805369,85
A deduire	$S_\Delta . V = 505698 \times 51,52 =$					26053560,96
						$I_G^{net} = 29751809$

$V = 51,52$ cm ; $V' = 170 - 51,52 = 118,47$ cm. $\quad i^2 = 3031$ cm^2

$I_G^{net} = 29751809$ cm^4 ; $\rho = 0,49$

Poutre + Hourdis Sections d'about.

designation - des Parties	Dimensions cm . cm	B cm^2	Z cm	$S_\Delta = BZ$ cm^3	Z' cm	$I_\Delta = S_\Delta Z'$ cm^4
Ame	170.60	10200	85	867000	$\frac{2}{3}.170$	98260000
dalle	83.20.2	3320	10	33200	$\frac{2}{3}$ 20	442666,66
table. superieur	40.12.2	960	26	24960	26	648960
goussets sous table	40.4	160	33,33	5333,33	33,33	177759,9
I_o (goussets)	$40.4^3/18$					142,22
B, S_Δ, I_Δ^{bruts}		14640		930493,33		99529529
B, S_Δ, I_Δ^{nets}		13908		856053,86		89576576
à deduire		$S_\Delta . V =$				52690115
					I_G^{net}	36886460,92

$V = 61,55$ cm ; $V' = 108,45$ cm ; $i^2 = 2652,17$ cm^2 ; $\rho = 0,40$

Tableau recapitulatif des Caracteristiques geometriques des sections

	SECTIONS			
	Poutre + Dalle		Poutre (Seule)	
Sections →	mediane	About	mediane	about.
B brut (cm^2)	10331	14640	5811	10120
B net (cm^2)	9815	13908	5520,45	9614
S_Δ brut (cm^3)	549671	930493,33	388251	682893,33
S_Δ net (cm^3)	505698	856053,86	357190,92	628261,86
I_Δ brut (cm^4)	62005966,5	99529529	43567433,5	67574659,5
I_Δ net (cm^4)	55805369,85	89576576	39210690,15	60817194
I_G net (cm^4)	29751809	36886460,92	15993280,35	19980173,10
Vs (cm)	51,52	61,55	65	65,34
Vi (cm)	118,47	108,45	85	84,66
i^2 (cm^2)	3031	2652,17	2897	2078
ρ	0,49	0,40	0,52	0,37

Chp. III : **CALCUL DES EFFORTS**

On etudie une seule travée dont la portée $L = 25,5^m$

*- **Sous charges Permanentes : (G)**

- Poutre : $2,5\left[(2 \times 1,475 \times 1,012 + 1,0 \times 0,797) + (21,50 \times 0,5811)\right] = 42,68^t$
- garde corps : $25,5 \times 0,1 = 2,55^t$
- poids propre de la dalle : $2,26 . 0,2 . 26,475 . 2,5 = 29,92^t$
- poids propre de l'etancheite + revetement routier revenant à une Poutre intermediaire
  $2,26 . 0,08 . 26,475 . 2,3 = 11^t$
- poids propre d'un trottoir revenant à une Poutre de Rive
  $\left(0,06 \times 0,6 + 2,42\left(\frac{0,28+0,22}{2}\right)\right) \times 26,475 \times 2,5 + 0,05 \times 26,475 = 43,75^t$

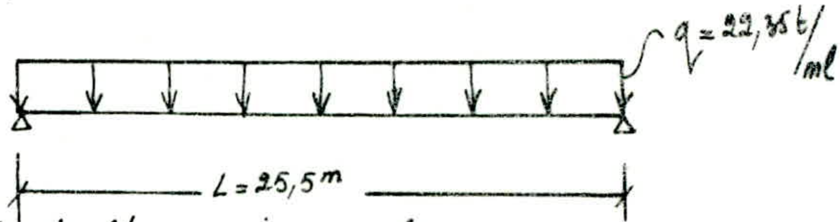
*- Poids revenant à une Poutre de Rive :
$G_1 = 42,68 + 29,92 + 43,75 = 116,35^t$

- Poids Revenant à une Poutre intermediaire
$G_2 = 42,68 + 29,92 + 11 = 83,6^t$

- charge Permanente globale :
$G = 2G_1 + 4G_2 = 116,35 \times 2 + 4 . 83,6 + 2,55 = 570^t$

$$q = \frac{G}{L} = \frac{570}{25,5} = 22,35 \ t/ml$$

Schema statique :



à une distance "x" de l'appui gauche on a :

$$M_0(x) = q\frac{x}{2}(L-x) \quad ; \quad T(x) = q\left(\frac{L}{2} - x\right)$$

Sect° :	0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2	
Mo(t.m)	0	794,77	1362,47	1703,09	1783,38	1816,63	
T(t)	284,96	213,72	142,48	71,24	38,55	0	

* **Sous Surcharges A(l)**

Caracteristique du Pont : $l_r = l_s = 8^m$

- $N = E\left(\frac{l_s}{3}\right) = 2$ voies
- $l_v = 4^m$.
- classe du Pont : $l_r > 7^m \Rightarrow$ Pont de 1ère classe.

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} \quad (kg/m^2)$$

L : donnée par la ligne d'influence.

$L = 25,5^m \Rightarrow A_L = 1190 \ kg/m^2$

$$A = k\, A_L \frac{l_0}{l_v} \quad ; \quad l_0 = 3{,}50^{m}$$

Pour une voie ou 2 voies chargées $k = 1$ (tableau)

$$A = 1041{,}25\ kg/m^2$$

* Moment fléchissant :

$M = qS$; $q = n\, A\, l_v$; n = nbre de voies chargées

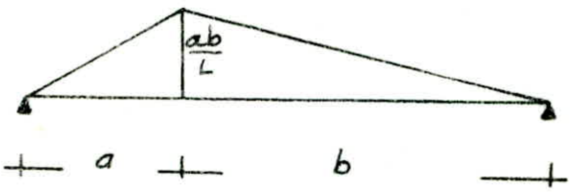
$S = ab/2$

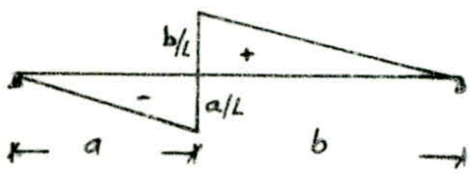
* Efforts tranchant :

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

Ligne d'influence des Mts fléchissants : L.I. efforts tranchants

$a = 11{,}025^{m}$; $b = 14{,}475$ m





Section		0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
M(t.m)	1 voie	0	148,24	254,20	317,75	332,73	338,94
	2 voies	0	296,48	508,4	635,5	665,46	677,88
T(t)	1 voie	53,16	40,70	29,90	20,76	17,13	13,29
	2 voies	106,33	81,41	59,81	41,53	34,26	26,58

* Sous - Surcharges de trottoirs :

- charges Uniformément réparties $0{,}15\ t/m^2$

1 trottoir chargé : $q = 0{,}15\ l_t = 0{,}15 . 2{,}50 = 0{,}375\ t/ml$

2 trottoirs chargés : $q = 2 \times 0{,}375 = 0{,}750\ t/ml$.

* Mts fléchissants

$M = qS$; $S = \frac{ab}{2}$;

* efforts tranchants

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

Sections		0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
M(t.m)	1 trottoir	0	13,33	22,85	28,57	29,92	30,48
	2 trottoirs	0	26,66	45,71	57,14	59,84	60,96
T(t)	1 trottoir	4,78	3,66	2,68	1,86	1,54	1,19
	2 trottoirs	9,56	7,32	5,37	3,73	3,08	2,39

* Sous surcharges Bc :

- Calcul des coefficients de Majoration dynamiques. "δ"

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

L = 25,5 m

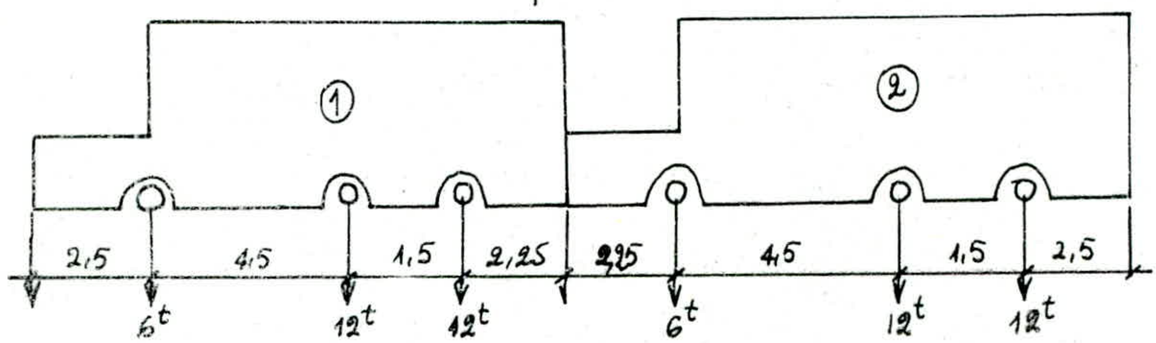
P : poids total du tablier correspondant à cette travée

S : Surcharge maximale qu'on peut appliquer sur le tablier de cette travée

* Pour un convoi $\Rightarrow b_c = 1.2 \Rightarrow \delta = 1,080$
* Pour deux convois $\Rightarrow b_c = 1,1 \Rightarrow \delta = 1,095$

Reglement : - On dispose dans le sens transversale autant de convois qu'il ya de voies de circulation

- Dans le Sens longitudinal le nombre de Camions à disposer est limité à deux.



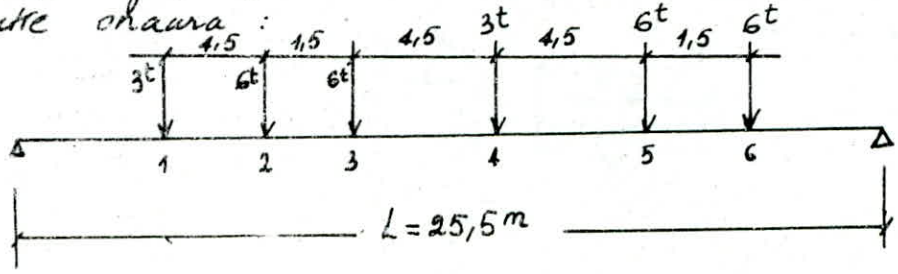
La charge P_K qui provoque le Moment maximum repond à la condition suivante :

$$\sum_{k=1}^{K-1} P_K \leq R/2 \leq \sum_{K=1}^{K} P_K$$

R : résultante des charges disposés sur le pont

- Pour une file de Roues de 2 Camions l'un derriere l'autre onaura :

R = 30 t



1	$0 \leq 15 \leq 3$	Non
2	$3 \leq 15 \leq 9$	Non
3	$9 \leq 15 \leq 15$	oui
4	$15 \leq 15 \leq 18$	oui
5	$18 \leq 15 \leq 24$	Non
6	$24 \leq 15 \leq 30$	Non

a/ * Sous le dernier Essieu du 1er camion $P_3 = 6t$

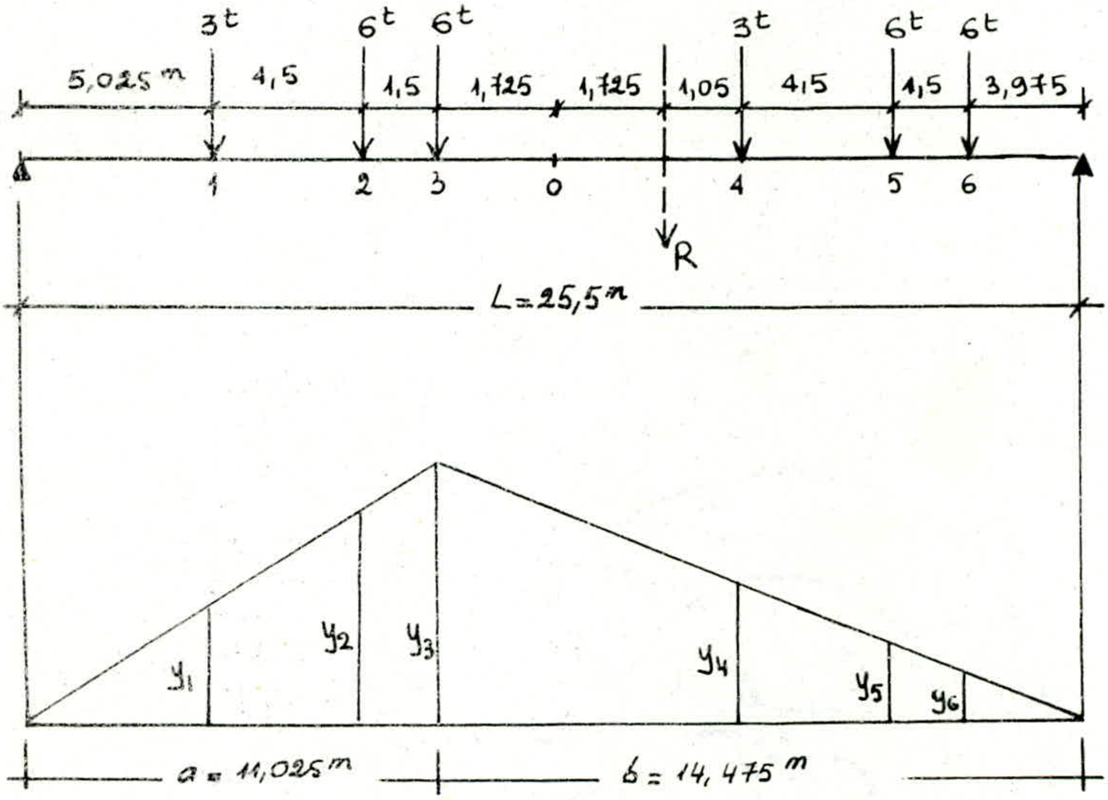
- Position de la Resultante R/ à cet essieu

$Rx = 3 \times 4,5 + 6.9 + 6.10,5 - 3.6 - 6 / 1,5$

$30x = 103,5 \Rightarrow x = 3,45^m$.

Le théorème de Barré nous donne la section dangereuse "S"

<u>Ennoncé du théorème</u> : Le Moment flechissant dû aux charges mobiles sera maximum au droit d'une charge P_i lorsque cette charge et la Resultante R de toute ces charges appliquées seront symetriques par rapport à l'axe de la Poutre.



<u>Calcul des yi</u> $y_1 = 2,85^m$ $y_2 = 5,40$ $y_3 = 6,25$

$y_4 = 4,31$ $y_5 = 2,36$ $y_6 = 1,71$

$M_{max} = \Sigma P_i y_i \Rightarrow M_{max} = 115,8\ t.m$.

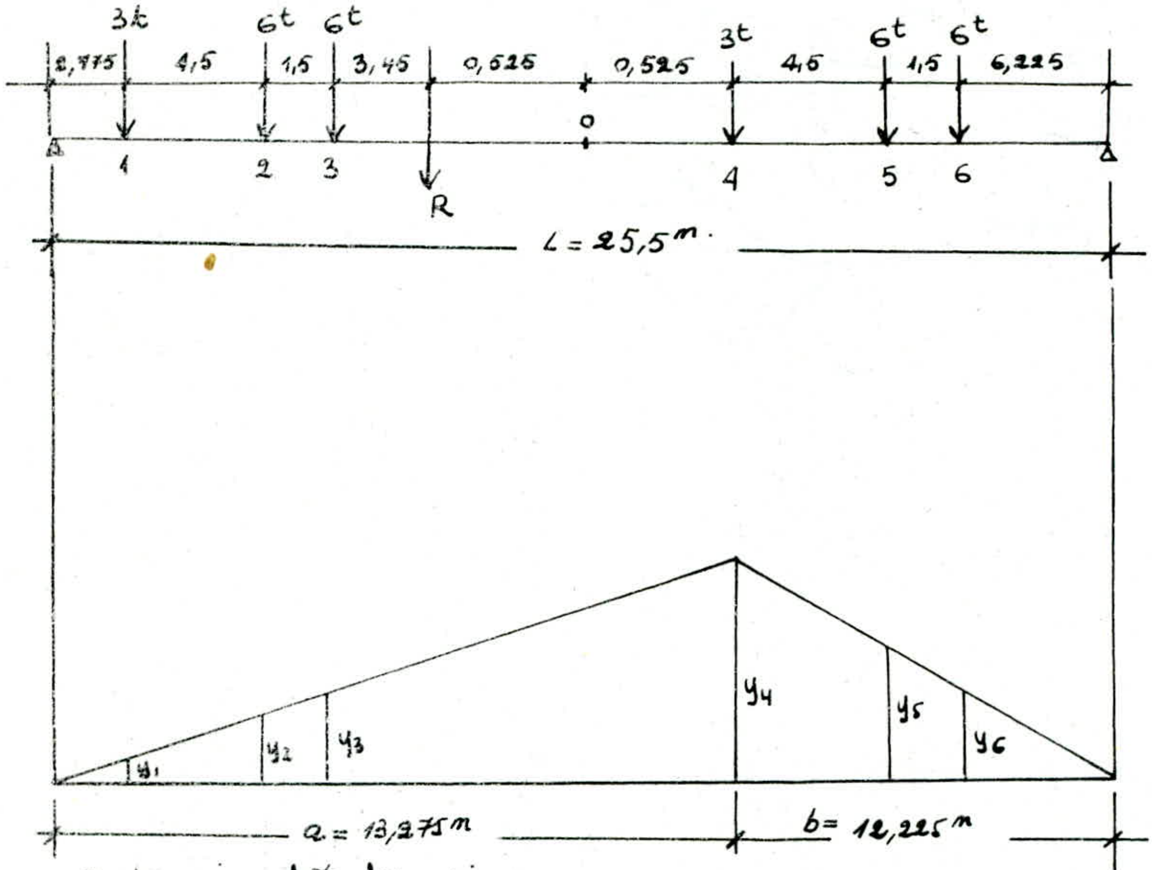
Pour les 4 files de Roues : $M_{max} = 115,8 \times 4 = 463,2\ t.m$.

b/ * Sous le 1er Essieu du 2ème Camion : $P_4 = 3t$

Posit° de R / à cette Essieu

$Rx = 31,5 \Rightarrow x = 1,05^m$ $(R = 30^t)$

Le theorème de Barré nous donne :



Determinat° des y_i :

$y_1 = 1{,}33^m$ $\quad y_2 = 3{,}48^m$ $\quad y_3 = 4{,}20$

$y_4 = 6{,}36$ $\quad y_5 = 4{,}021$ $\quad y_6 = 3{,}24$

$M_{max} = \sum P_i y_i = 112{,}23\, t.m.$

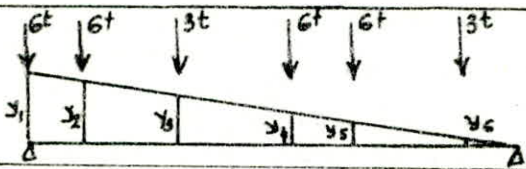
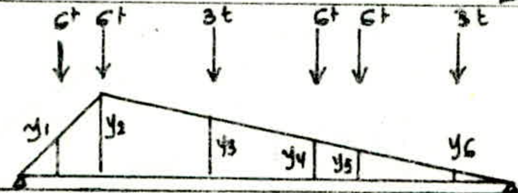
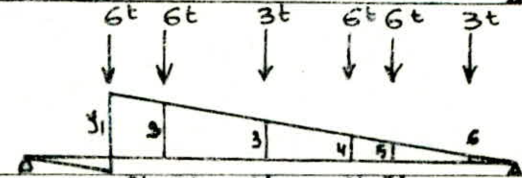
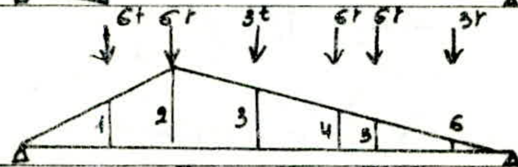
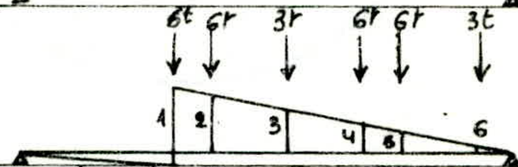
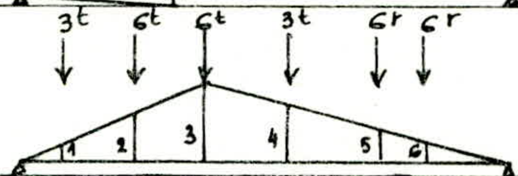
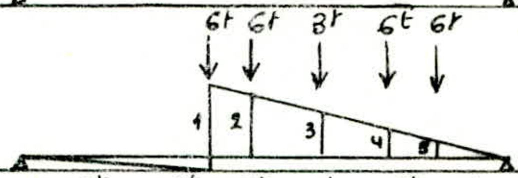
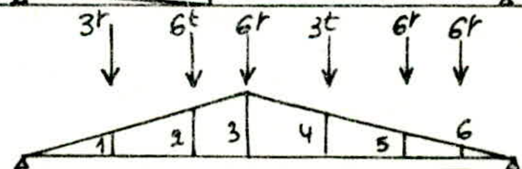
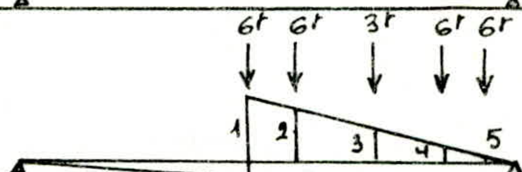
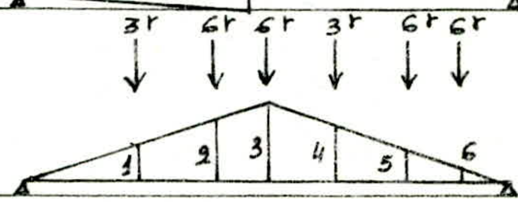
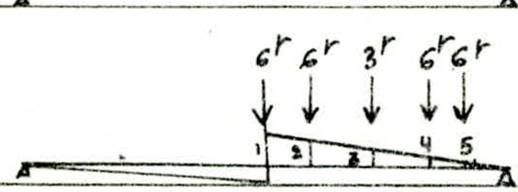
Pour les 4 files de Roues : $M_{max} = 448{,}92\, t.m$

__Remarque__ : Le Moment le plus grand est provoqué par le dernier Essieu du 1er camion

__Résultat__ : M_{max} pour tout le Pont : $M_{max} = 115{,}8\, t.m.$
Pour les 4 fils de Roues : $M_{max} = 463{,}2\, t.m.$

donc : $a = 11{,}025^m$; $b = 14{,}475\, m.$

Dans un premier tableau nous resumerons les resultats obtenus ainsi que la disposition des charges correspondantes et cela pour une file de roues B_c et Pour toute les sections considerées

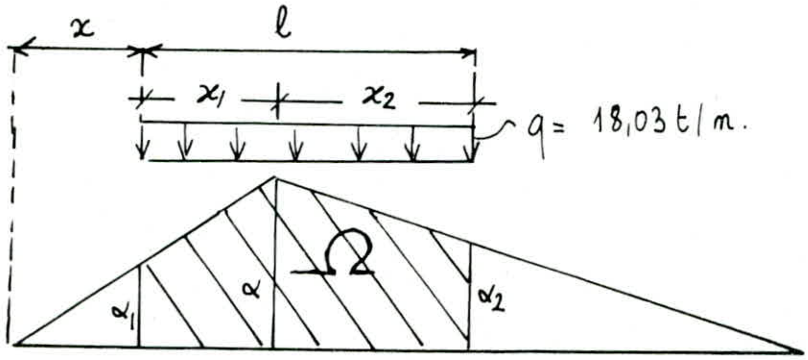
Section		Position - defavorable du chargement.	effort-ma
0	M	Pour-n'importe quelle Position	0
	T(t)	 $y_1 = 1$; $y_5 = 0,529$; $y_2 = 0,941$; $y_6 = 0,352$; $y_3 = 0,764$; $y_4 = 0,588$	21,69
L/8	M (t.m)	 $y_1 = 1,47$ $y_2 = 2,78$ $y_3 = 2,22$ $y_4 = 1,66$ $y_5 = 1,47$ $y_6 = 0,91$	53,67
	T(t)	 $y_1 = 0,874$ $y_2 = 0,816$ $y_3 = 0,639$ $y_4 = 0,463$ $y_5 = 0,404$ $y_6 = 0,227$	17,94
L/4	M (t.m)	 $y_1 = 3,65$ $y_2 = 4,78$ $y_3 = 3,65$ $y_4 = 2,53$ $y_5 = 2,15$ $y_6 = 1,031$	92,70
	T(t)	 $y_1 = 0,765$ $y_2 = 0,704$ $y_3 = 0,524$ $y_4 = 0,344$ $y_5 = 0,284$ $y_6 = 0,105$	13,39
3L/8	M (t.m)	 $y_1 = 2,226$ $y_2 = 5,038$ $y_3 = 5,97$ $y_4 = 4,28$ $y_5 = 2,60$ $y_6 = 2,03$	113,34
	T(t)	 $y_1 = 0,637$ $y_2 = 0,577$ $y_3 = 0,397$ $y_4 = 0,217$ $y_5 = 0,157$ $y_6 = 0$	10,71
"S"	M (t.m)		115,8
	T(t)	 $y_1 = 0,567$ $y_2 = 0,508$ $y_3 = 0,332$ $y_4 = 0,155$ $y_5 = 0,097$	8,294
L/2	M (t.m)	 $y_1 = 3,375$ $y_2 = 5,625$ $y_3 = 6,375$ $y_4 = 4,125$ $y_5 = 1,875$ $y_6 = 1,125$	112,5
	T(t)	 $y_1 = 0,500$ $y_2 = 0,441$ $y_3 = 0,264$ $y_4 = 0,088$ $y_5 = 0,029$	7,14

Dans le deuxieme tableau nous resumons les efforts obtenues pour les differents cas de chargements de la chaussée des valeurs Consignées etant majorees et pondérecs

		Sect°	0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
$\delta = 1{,}095$	1. convois	M(t.m)	0	141,04	243,62	297,85	304,32	295,65
	$b_c = 1{,}2$	T(t)	57,00	47,14	35,18	28,14	21,79	18,76
	2 Convois	M(t.m)	0	258,58	446,62	546	557,92	542,02
	$b_c = 1{,}1$	T(t)	104,5	86,42	64,52	51,60	39,96	34,40

* Surcharges Militaire Mc120 :

Moment fléchissant:



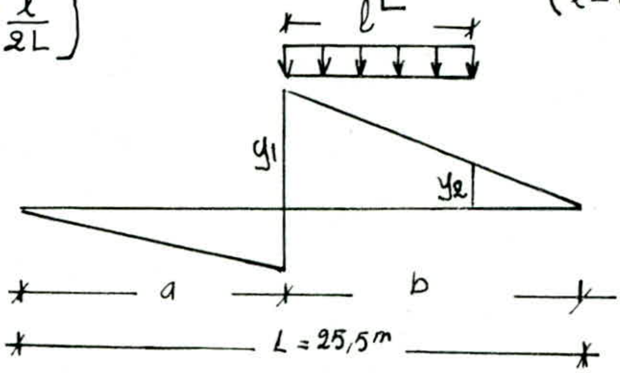
$q = \frac{M}{\ell}$; $M = 110^t$; $\ell = 6{,}10^m$. ; $L = 25{,}5^m$.

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

Ω_{max} est obtenu en Posant : $\frac{d\Omega}{dx} = 0$ avec $\Omega = \frac{1}{2}\left[(\alpha + \alpha_1)(a - x) + (\alpha_2 + \alpha)(\ell - a + x)\right]$

$\Omega_{max} = \frac{ab}{L}(\ell)\left[1 - \frac{\ell}{2L}\right]$

Efforts tranchants:



$y_1 = b/L$; $y_2 = b\ell/L$

$S_{max} = \frac{\ell}{L}\left(b - \frac{\ell}{2}\right)$

$max = q\,S_{max}$

	Section	0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
$\delta = 1{,}08$	M(t.m)	0	291,66	499,99	624,7	654,12	666,31
	T(t)	104,57	89,72	74,87	60,03	53,21	45,18

Surcharge exceptionnelle : D :

. Moments fléchissants :

avec les mêmes formules que celle utilisé pour le Mc120 en considerant : $\ell = 18{,}60\,m$; $L = 25{,}5\,m$; $M = 240^t$

$$q = \frac{M}{\ell} = \frac{240}{18{,}60} = 12{,}90\ t/m\ell$$

$$\Omega_{max} = \frac{ab}{L}\,\ell\left(1 - \frac{\ell}{2L}\right) \quad ; \quad M_{max} = q\,\Omega_{max}.$$

$a = 11{,}025^m$; $b = 14{,}475\,m$

$$M_{max} = 5{,}977\,ab$$

* Efforts tranchants :

$$S_{max} = \frac{\ell}{L}\left(b - \frac{\ell}{2}\right) \quad ; \quad T_{max} = q\,S_{max}.$$

$$T_{max} = 9{,}4094\,(b - 9{,}3)$$

Sections	0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
M (t.m)	0	425,09	728,72	910,90	953,85	971,63
T (t)	152,43	122,43	92,44	62,45	48,69	32,46

Chp: IV

DISTRIBUTION - DES - ÉFFORTS - DANS - LES - POUTRES

Introduction :

Les Liaisons transversales des éléments porteurs d'une Construction jouent un grand rôle par rapport à d'autre autrement dit L'element ainsi directement chargé va reprendre un pourcentage de charges faibles par rapport au même élément non lié transversalement

*- Rigidité de L'entretoise :

cette rigidite de L'entretoise n'est à envisager que Pour les Ponts dont la largeur est nettement inférieur à leur Portée $l < \frac{L}{2}$ ce qui est Pour notre cas.

- cette Rigidite definie essentiellement la methode de Repartition à utiliser

Son expression s'ecrit sous la forme :

$$r = \frac{ma}{2L}\sqrt[4]{\frac{I_P}{I_E}}$$

m : nombre de Poutres pples

a : entre axe des Poutres pples.

I_P : Moment d'inertie propre d'une poutre principale.

I_E : Moment d'inertie propre d'une entretoise

L : portée des Poutres principales.

Si $r \geq 0{,}3$ la rigidite de l'entretoise est prise en compte, la methode de M.M Guyon et Massonnet est l'une des methodes actuellement efficace pour le calcul des Ponts à Poutres multiples en tenant Compte de l'effet de la Resistance du Pont à la Torsion.

Si $r < 0{,}3$ Dans ce cas l'entretoise est infiniment rigide ainsi on ne tient pas compte de la Resistance du Pont à la torsion. Dans ce cas la Methode de Mr Gourbon est preferable Pour L'etude.

*- Calcul de. La Rigidité de L'entretoise

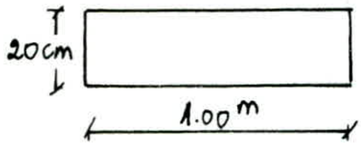
$m = 6$; $a = 2{,}26\,m$; $L = 25{,}5\,m$, $I_P = 17627175{,}78\,cm^4$

Notre Pont ne comportant Pas d'entretoises c'est la dalle qui va jouer le rôle de l'entretoise

Considerons 1 m de dalle pour le calcul de I_E

- Le Rôle de l'entretoise est de Rendre les Poutres entre eux plus solidaire.

- calcul de I_E : $I_E = \frac{100 \cdot 20^3}{12} = 66666{,}66\,cm^4$



$$r = \frac{6}{2}\,\frac{2{,}26}{25{,}5}\sqrt[4]{\frac{159932870{,}35}{66666{,}66}} = 1{,}046 > 0{,}3$$

ce qui justifie l'utilisation de la methode de M.M Guyon et Massonnet

Principe de la methode Guyon - Massonnet :

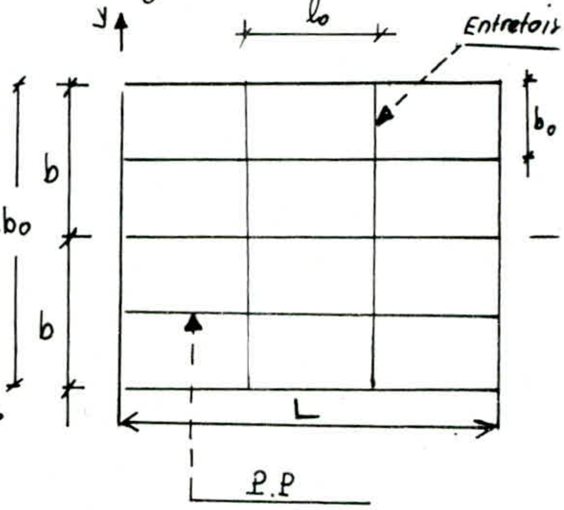
A- Le Pont reel est assimilé à un Pont à structure Continue qui Possède les mêmes rigidités moyennes à la flexion et à la torsion que l'ouvrage réel et qui au sens technique est exactement soluble par le calcul différentiel.

B- Analyser de maniere approché l'effet de la répartition transversales des charges en admettant que cette repartition est la même que si la distribution des charges suivant l'axe du Pont est sinusoïdale de la forme :

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

P = valeur constante du chargement.
L = Portée des Poutres.

m : nombre de poutres
2b : Largeur active
b_0 : Distance entre 2 poutres pples.
b : Demi - largeur du tablier Supposé Comme élément de Resistance.



Les Poutres assemblées aux entretoises : Les noeuds etant très rigides donc resistant elles sont efficaces à la flexion qu'à la torsion.

- Rigidite flexionnelle des Poutres : $B_P = E I_P$
- Rigidite flexionnelle des Entretoises $B_E = E I_E$.
- Rigidite de torsion par unité de longueur des poutres principales
$$\gamma_P = \frac{C_P}{b_0}$$
- Rigidite de torsion / unité de longueur des Entretoises
$$\gamma_E = \frac{C_E}{l_0}$$

avec $C_P = G I_{P_t}$ (C_P = Rigidite torsionnelle des Poutres).
$C_E = G I_{E_t}$ (C_E = Rigidite torsionnelles des entretoises).

G : etant le module d'elasticité transversale
$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$
avec ν : coefficient de Poisson.
I_{P_t} ; I_{E_t} sont les Moments de Torsion

Le tablier est constitué de m poutres principales espacées de b_0 et de n entretoises espacées de l_0 (l_0 : espacement fictif)

Les Rigidités flexionnelles par unité de longueur des P.P et des Entretoises sont :
$$\rho_P = \frac{B_P}{b_0} \quad ; \quad \rho_E = \frac{B_E}{l_0}$$

Pour cela l'equat° differentielle d'un grillage simple dont les Rigidites sont repartis Continuellement est :

$$\rho_p \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + (\gamma_p + \gamma_E) \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \rho_E \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = P(x,y)$$

- Si on ne tenait pas compte de l'effet de la Resistance du pont à la torsion on posera :

$$(\gamma_p + \gamma_E) \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} = 0 .$$

- Si le Pont est Constitué d'une dalle Isotrope son équation est celle de Lagrange.

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{1}{D} p(x,y) .$$

avec : $D = \dfrac{E e_0^3}{12(1-\nu^2)}$ e_0 = epaisseur de la dalle

$\nu = \dfrac{E - 2G}{2G}$

Si on Pose : $\gamma_p + \gamma_E = 2\alpha\sqrt{\rho_p \cdot \rho_E}$

L'équat° devient : $\rho_p \cdot \dfrac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\alpha\sqrt{\rho_p \cdot \rho_E} \cdot \dfrac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \rho_E \dfrac{\partial^4 w}{\partial y^4} = P(x,y)$

L'effet de la torsion se traduit par le Parametre suivant

$\alpha = \dfrac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \cdot \rho_E}}$ α = parametre de torsion. $0 \leq \alpha \leq 1$

$\theta = \dfrac{b}{L} \sqrt[4]{\dfrac{\rho_p}{\rho_E}}$ θ = paramètre d'entretoisement.

Ce parametre θ determine la Souplesse de L'entretoisement.

Plus θ est grand et plus l'entretoise est Souple.
Ces deux parametres (θ, α) definissent le Comportement du pont à structure Continue.

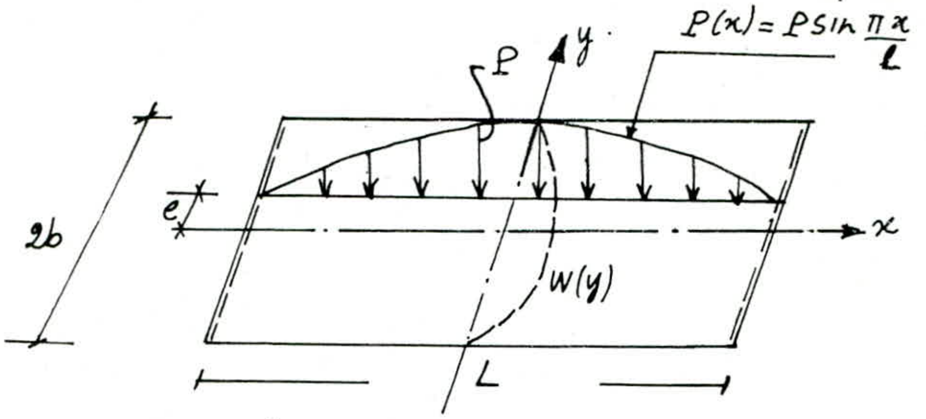
Coefficients de Repartition transversales : $K\alpha$:

Soit une charge lineaire repartie sur la construct° sur une droite parallèle à l'axe (x-x) excentré de e.
cette charge est supposée repartie suivant la Sinusoïdale

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

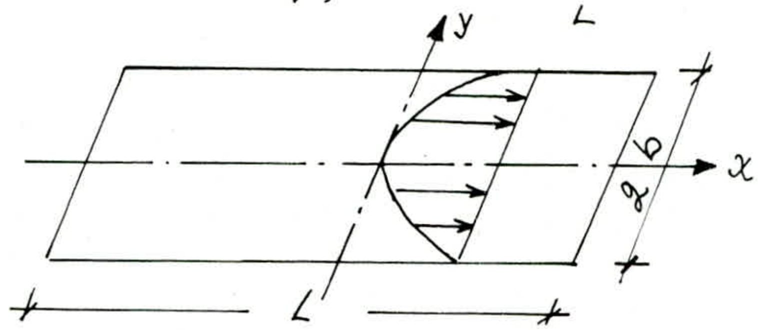
La Construction prend alors une deformée en demi-onde de sinusoïde selon l'equation.

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



Si maintenant la charge $P(x)$ est repartie uniformemen sur la largeur $2b$ tout en restant sinusoïdale dans le sens de la largeur la construction prend alors dans le cas une deformée en surface cylindrique d'equation

$$W_0(x) = W_0 \sin \frac{\pi x}{L}$$



Par definition on appelle coefficient de repartition transversale le rapport sans dimension $K(y) = \dfrac{w(y)}{w_0}$

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

Le coefficient de repartition transversale depend des:

- Parametres d'entretoisement θ.
- Parametre de torsion α
- excentricité relative $\frac{e}{b}$ de la charge lineaire
- Ordonnée relative $\frac{y}{b}$ du point considéré du pont.

- L'etude de plusieurs cas ont permit à M. M. Massonnet d'etablir une formule d'interpolat$^{\underline{\alpha}}$ suivante

$$K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}.$$

Pour le calcul exacte nous utilisons la relation de Sattler.

$$K_0 = K\left(\alpha = 0;\quad \theta,\ \frac{e}{b};\ \frac{y}{b}\right)$$

$$K_1 = K\left(\alpha = 1;\quad \theta;\ \frac{e}{b};\ \frac{y}{b}\right)$$

K_0 et K_1 sont données par les tableaux de M. Massonnet:

<u>Relation de Sattler</u>:

$$0 < \theta \leq 0{,}1 \Rightarrow K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\,\alpha^{0,05}$$

$$0{,}1 < \theta \leq 1 \Rightarrow K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\,\alpha^{\left(1 - e^{\frac{0,065 - \theta}{0,663}}\right)}$$

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

Largeur active et Position active

Dans la methode qui vient d'etre exposée. toutes les valeurs se basent sur la largeur du systeme actif. Pour un Pont à Poutres. la largeur 2b à considerer est la suivante.

$$2b = (n-1)b_0 + 2\frac{b_0}{2} = n\, b_0$$

n = nombre de Poutre $\quad n = 6$
b_0 = entre-axe des Poutres $\quad b_0 = 2,26^m$.

$2b = 13,56^m \quad . \quad b = 6,78^m$.

La Methode de M.Guyon et Massonnet est justement basée sur cette largeur. active

*- CALCUL - DES - Parametres θ et α:

Pour une Poutre à section variable le moment d'inertie moyen Im est donnée par :

$$I_m = I_{ab} + \frac{8}{3\pi}(I_{med} - I_{ab}).$$

$I_{ab} = 0,9 \cdot 40984956,58 = 36886460,92\ cm^4$
$I_{med} = 0,9 \cdot 33057565,56 = 29751809,0\ cm^4$

$I_p = I_m = 30830380,28\ cm^4 \quad ; \quad b_0 = 2,26^m$
$I_E = 66666,66\ cm^4$

$$\rho_p = \frac{B_p}{b_0} = \frac{EI_p}{b_0} = 136417,61E = 136417,61E$$

$$\rho_E = \frac{E \cdot I_E}{l_0} = 666,66\,E \quad \text{avec } l_0 = 1,00\ m.$$

Comme il n'ya pas d'entretoises intermediaire la dalle va jouer ce rôle de solidarité. l'espacement fictif de ces entretoises est $l_0 = 1,00\,m$

$$\theta = \frac{b}{L}\sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}} = \frac{6,78}{25,5}\sqrt[4]{\frac{136417,61}{666,66}} \simeq 1,0086$$

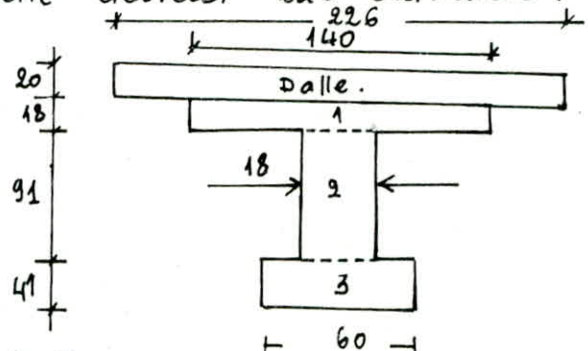
Prenons : $\theta = 1$

Pour toute les travées (rive - intermediai

* CALCUL - DES - RIGIDITÉS torsionnelles par unité de Longueur:

Pour simplifier les calculs on modifie legèrement la geometrie de la Section elle devient la suivante :

Nous decomposons la section de la poutre en surfaces rectangulaires elementaires



$$C_p = \frac{G}{3} \sum_{i=1}^{3} b_i h_i + \frac{G}{3} \cdot \frac{1}{2} b^3 h$$

$$C_p = \frac{G}{3} \left(41^3 \cdot 60 + 18^3 \cdot 91 + 18^3 \cdot 140 + \frac{1}{2} \cdot 20^3 \cdot 226 \right)$$

$$C_p = 2128817{,}33 G = 925572{,}75 E \quad kg.cm^2$$

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_0} = \frac{925572{,}75 E}{226} = 4095{,}45 E$$

Pour l'entretoise :

$$C_E = \frac{G}{3} \left(\frac{1}{2} b h^3 \right) = \frac{G}{3} \left(\frac{1}{2} \cdot 20^3 \cdot 100 \right) = 133333{,}33 G$$

$$C_E = 57971{,}01 E \; kg.cm^2$$

$$\gamma_E = \frac{C_E}{l_0} = \frac{57971{,}01 E}{100} = 579{,}710 E$$

Paramètre de torsion α :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \cdot \rho_E}} \Rightarrow \alpha = 0{,}235 \quad ; \; \theta = 1$$

DETERMINATION-DES-COEFFICIENTS-DE-REPARTITIONS : $K\alpha$:

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

$$K\alpha = 0{,}66 K_0 + 0{,}34 K_1$$

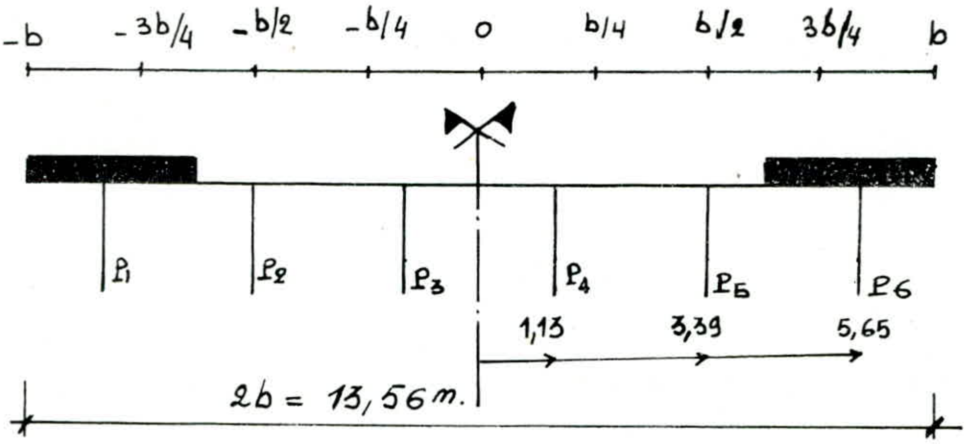
K_0 et K_1 sont données par les tables figurant dans l'ouvrage de Bares et Massonnet precedemment cité en fonction de θ ; de l'excentricité de la charge e ($e = -b, -3b/4 ; -b/2 ; -b/4 ; 0 ; b/4 ; b/2 ; 3b/4 ; b$) et de la position de la poutre y ($y = 0, b/4, b/2, 3b/4, b$) on interpole pour les positions intermédiaires

$\theta = 1$; $K\alpha = 0{,}66 K_0 + 0{,}34 K_1$

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,2395	0,3335	0,9852	1,6981	2,1166	1,6981	0,9852	0,3335	-0,2395
b/4	-0,2706	0,0462	0,4445	1,0089	1,6981	2,1210	1,6992	0,9429	0,1807
b/2	-0,1622	-0,0467	0,1257	0,4445	0,8856	1,6992	2,2017	1,9287	1,3829
3b/4	-0,0257	-0,0503	-0,0467	0,0462	0,3335	0,9429	1,9287	3,0372	3,7646
b	0,1128	-0,0257	-0,1622	-0,2706	-0,2395	0,1807	1,3829	3,7646	7,2927

Nous allons allons alors determiner les valeurs de $K\alpha$ correspondant aux positions réelles des poutres P_i par interpollation en appliquant la formule $K\alpha = 0{,}66 K_0 + 0{,}34 K_1$.

- Les Positions reelles des Poutres sont schématisées ci dessous.



$\theta = 1$; $K\alpha = 0,66\, K_0 + 0,34\, K_1$

y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Poutre 4-3 y = 1,13	-0,2602	0,1419	0,6247	1,2386	1,8376	1,9800	1,4612	0,7397	0,0406
Poutre 5.2 y = 3,39	-0,1622	-0,0467	0,1257	0,4445	0,8856	1,6992	2,2017	1,9287	1,3829
Poutre 6.1 y = 5,65	-0,0204	-0,0421	-0,0852	-0,0594	0,1425	0,6888	1,7467	3,2796	4,9406

Ces valeurs de $K\alpha$ vont nous permettre de tracer les lignes d'influences des coefficients de $K\alpha$ pour chaque Poutre i :

- CALCUL DU coefficient de repartition transversale : $K\alpha$.

* cas des surcharges localisées : On determine les coordonnés y_i de la ligne d'influence $K\alpha$ sous chaque surcharge le coefficient $K\alpha$ sera Obtenu par la relation ci dessous

$$K\alpha = \frac{\sum P_i y_i}{\sum P_i}$$

Comme dans le sens transversale les charges P_i ont même valeur la Relation devient alors

$$K_\alpha = \frac{\sum_1^n y_i}{n}$$

avec n = nombre de fil de Roues ou de chenilles

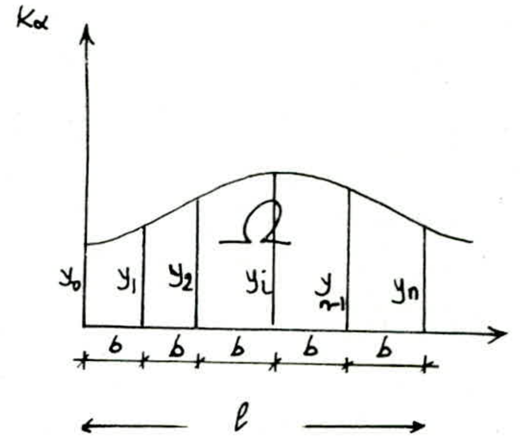
* Cas des surcharges et charges uniformement repartis dans le Sens transversale.

$$K\alpha = \frac{\Omega}{l}$$

Ω = l'aire d'influence
l = largeur chargée

L'aire Ω sera calculé par la methode des trapèzes qui consiste à subdiviser la surface Ω en petite surface Ω_i de petite largeur b

$$\Omega = b\left(\frac{y_0}{2} + y_1 + \dots + y_{n-1} + \frac{y_n}{2}\right) = \sum_1^n \Omega_i$$



* Coefficients de repartition transversale $K\alpha$.

* Calcul des Efforts dans les Poutres:

*- Moments flechissants

$$M_i = K\alpha_i \frac{M_0}{n}$$

M_i : M^t flechiss^t revenant à la Poutre une fois répartis

M_0 : M^t total sollicitant la Poutre

n : nbre total de Poutres.

* Efforts tranchants:

$$T_i = K\alpha_i \frac{T_0}{n}$$

T_i = effort tranchant revenant à la Poutre une fois repartis

T_0 = efforts tranchant sollicitant la Poutre sous charges et surcharges.

n : nbre total de Poutres. ($n = 6$).

		y = 1,13	y = 3,39	y = 5,65
G		0,98	0,95	0,97
TROTTOIRS	1 trottoir	0,514	1,608	4,22
	2 trottoirs	0,496	1,299	4,16
A(ℓ)	1 voie chargé	1,66	1,719	1,30
	2 voies chargés	1,347	1,032	0,629
Bc	1 convoi	1,48	1,99	1,62
	2 convoi	1,66	1,607	1,005
Mc 120		1,645	1,66	1,098
convoi (D)		1,629	0,892	0,175

POUTRE : $y = 1,13$.

		K_α		0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2.
G		0,98	M	0	129,81	222,53	278,17	291,28	296,71
			T	46,54	34,90	23,27	11,63	6,29	0
A(l)	1 voie chargée	1,66	M	0	41,01	70,32	87,91	92,05	93,77
			T	14,70	11,26	8,27	5,53	4,73	3,67
	2 voies chargées	1,347	M	0	66,55	114,13	142,66	149,39	152,18
			T	23,87	18,27	13,42	9,32	7,69	5,96
Trottoirs	1 trot. chargé	0,514	M	0	1,14	1,95	2,44	2,56	2,61
			T	0,409	0,31	0,22	0,159	0,13	0,10.
	2 trott. chargés	0,496	M	0	2,20	3,77	4,72	4,94	5,03
			T	0,79	0,60	0,44	0,30	0,25	0,20
Bc	1 convoi	1,48	M	0	34,78	60,09	73,46	75,06	72,92
			T	14,06	11,62	8,67	6,94	5,37	4,62
	2 convois	1,66	M	0	71,54	123,64	151,01	154,35	149,95
			T	28,91	23,90	17,85	14,27	11,05	9,51
Mc120		1,645	M	0	71,73	137,08	171,18	179,33	182,67
			T	28,66	24,59	20,52	16,45	14,58	12,38
convoi (D)		1,629	M	0	115,41	197,84	247,30	258,97	263,79
			T	41,38	33,23	25,09	16,95	13,21	8,81

* combinaisons *	G + 1,1(Tr + A)	M	0	205,43	352,22	440,28	461,04	469,64
		T	73,66	55,65	38,51	22,21	15,02	6,77
	G + 1,1(Tr + Bc)	M	0	210,92	362,68	449,47	466,49	467,18
		T	79,21	61,85	43,38	27,65	18,72	10,68
	G + Mc 120	M	0	201,54	359,61	449,35	470,61	479,38
		T	75,20	59,49	43,79	28,08	20,87	12,38
	G + C_D	M	0	245,22	420,37	525,47	550,25	560,5
		T	87,92	68,13	48,31	28,58	19,5	8,81

POUTRE : $y = 3{,}39$

		$K\alpha$ ↓		0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
G		0,95	M	0	125,83	215,72	269,65	282,36	287,63
			T	45,11	33,83	22,55	11,27	6,10	0
Trott.	1 trott chargé	1,608	M	0	3,57	6,12	7,65	8,01	8,16
			T	1,28	0,98	0,71	0,49	0,41	0,31
	2 trott chargés	1,299	M	0	5,77	9,89	12,37	12,95	13,19
			T	2,06	1,58	1,16	0,81	0,66	0,51
A(l)	1 voie chargé	1,719	M	0	42,47	72,82	91,03	95,32	97,10
			T	15,23	11,66	8,56	5,94	4,90	3,80
	2 voies chargés	1,032	M	0	50,99	87,44	109,30	114,45	116,59
			T	18,28	14	10,28	7,14	5,89	4,57
Bc	1 convoi	1,99	M	0	46,77	80,80	98,78	100,93	98,05
			T	18,90	15,63	11,66	9,33	7,22	6,22
	2 convois	1,607	M	0	69,25	119,61	146,23	149,42	145,17
			T	27,98	23,14	17,28	13,82	10,70	9,21
Mc	120	1,66	M	0	80,69	138,33	172,83	180,97	184,34
			T	28,93	24,82	20,71	16,60	14,72	12,49
Convoi (D)		0,892	M	0	63,19	108,33	135,42	141,80	144,44
			T	22,66	18,20	13,74	9,28	7,23	4,82

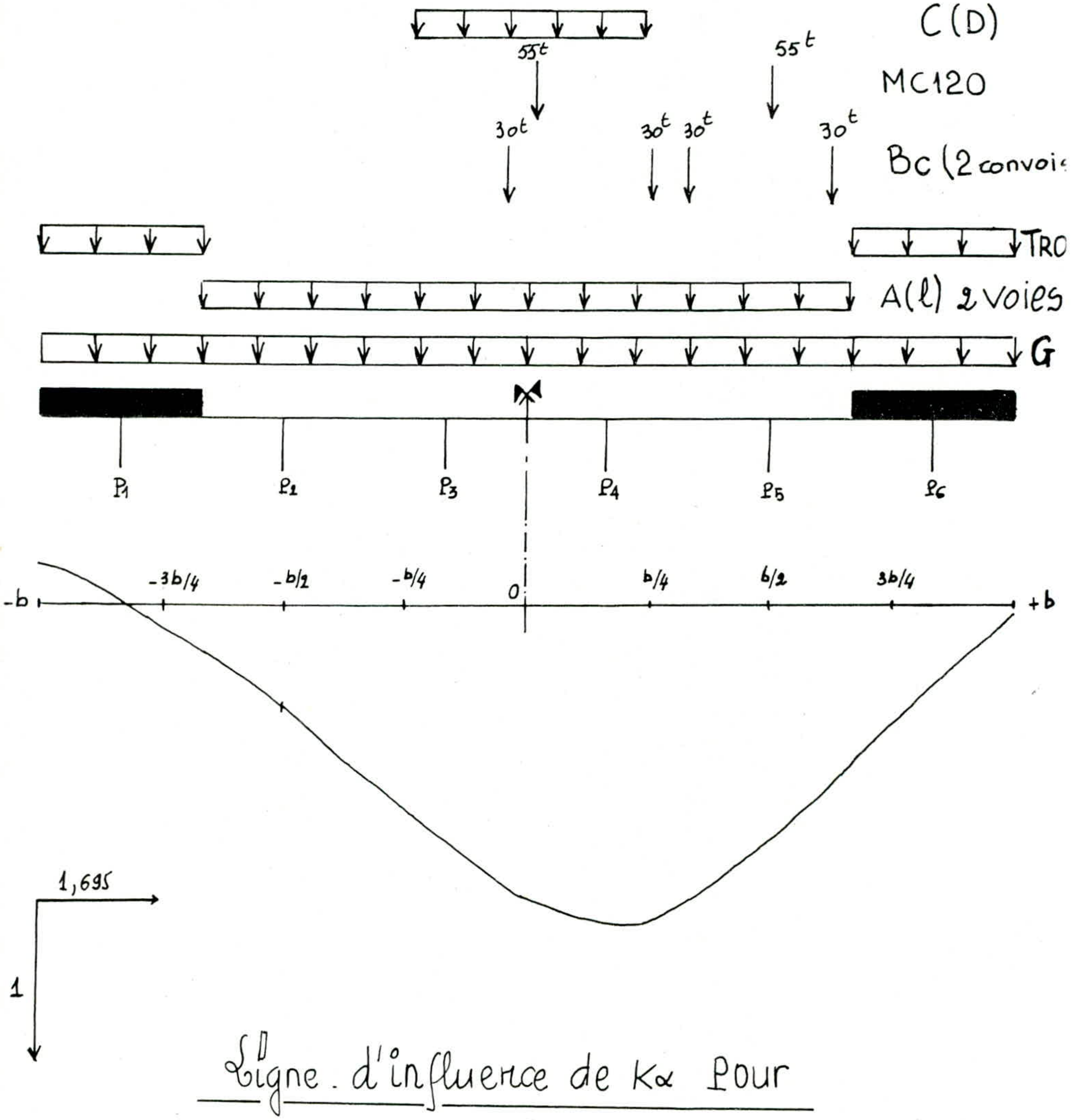
combinaisons.	G + 1,1(TR + A)	M	0	188,26	322,78	403,48	422,5	430,38
		T	67,48	50,96	35,13	20,01	13,30	5,58
	G + 1,1(TR + Bc)	M	0	208,35	358,17	444,1	460,96	461,82
		T	78,15	61,02	42,83	27,36	18,59	10,69
	G + Mc120	M	0	206,52	354,05	442,48	463,33	471,97
		T	74,04	58,65	43,26	27,87	20,82	12,49
	G + C(D)	M	0	189,02	324,05	405,07	424,16	432,07
		T	67,77	52,03	36,29	20,55	13,33	4,82

POUTRE : $y = 5,65$

		$K\alpha$		0	L/8	L/4	3L/8	"S"	L/2
G		0,97	M	0	128,48	220,26	275,33	288,31	293,58
			T	46,06	34,55	23,03	11,51	6,23	0
Trottoir	1 trott chargé	4,22	M	0	9,37	16,07	20,09	21,04	21,43
			T	3,36	2,57	1,88	1,30	1,08	0,83
	2 trott chargés	4,16	M	0	18,48	31,69	39,61	41,48	42,26
			T	6,62	5,07	3,72	2,58	2,13	1,65
A(l)	1 voie chargé	1,30	M	0	32,11	55,07	68,84	72,09	73,43
			T	11,51	8,81	6,47	4,49	3,71	2,87
	2 voies chargés	0,629	M	0	31,08	53,29	66,62	69,76	71,06
			T	11,14	8,53	6,27	4,35	3,59	2,78
Bc	1 convoi	1,62	M	0	38,08	65,77	80,41	82,16	79,82
			T	15,39	12,72	9,49	7,59	5,88	5,06
	2 convois	1,005	M	0	43,31	74,80	91,45	93,45	90,78
			T	17,5	14,47	10,80	8,64	6,69	5,76
Mc 120		1,098	M	0	53,37	91,49	114,32	119,7	121,93
			T	19,13	16,41	13,70	10,98	9,73	8,26
Convoi (D)		0,175	M	0	12,39	21,25	26,56	27,82	28,33
			T	4,44	3,57	2,69	1,82	1,42	0,94.

combinaisons.	G + 1,1(TR + A)	M	0	184,12	315,69	394,62	412,90	420,83
		T	66	49,81	34,23	19,28	12,65	4,97
	G + 1,1(TR + Bc)	M	0	196,44	337,40	419,49	436,73	439,92
		T	72,59	56,04	39,00	23,85	15,93	8,15
	G + Mc 120	M	0	181,85	311,75	389,65	408,01	415,51
		T	65,15	50,96	36,73	22,49	15,96	8,26
	G + C(D)	M	0	140,87	241,51	301,89	316,13	321,91
		T	50,5	38,12	25,72	13,33	7,65	0,94

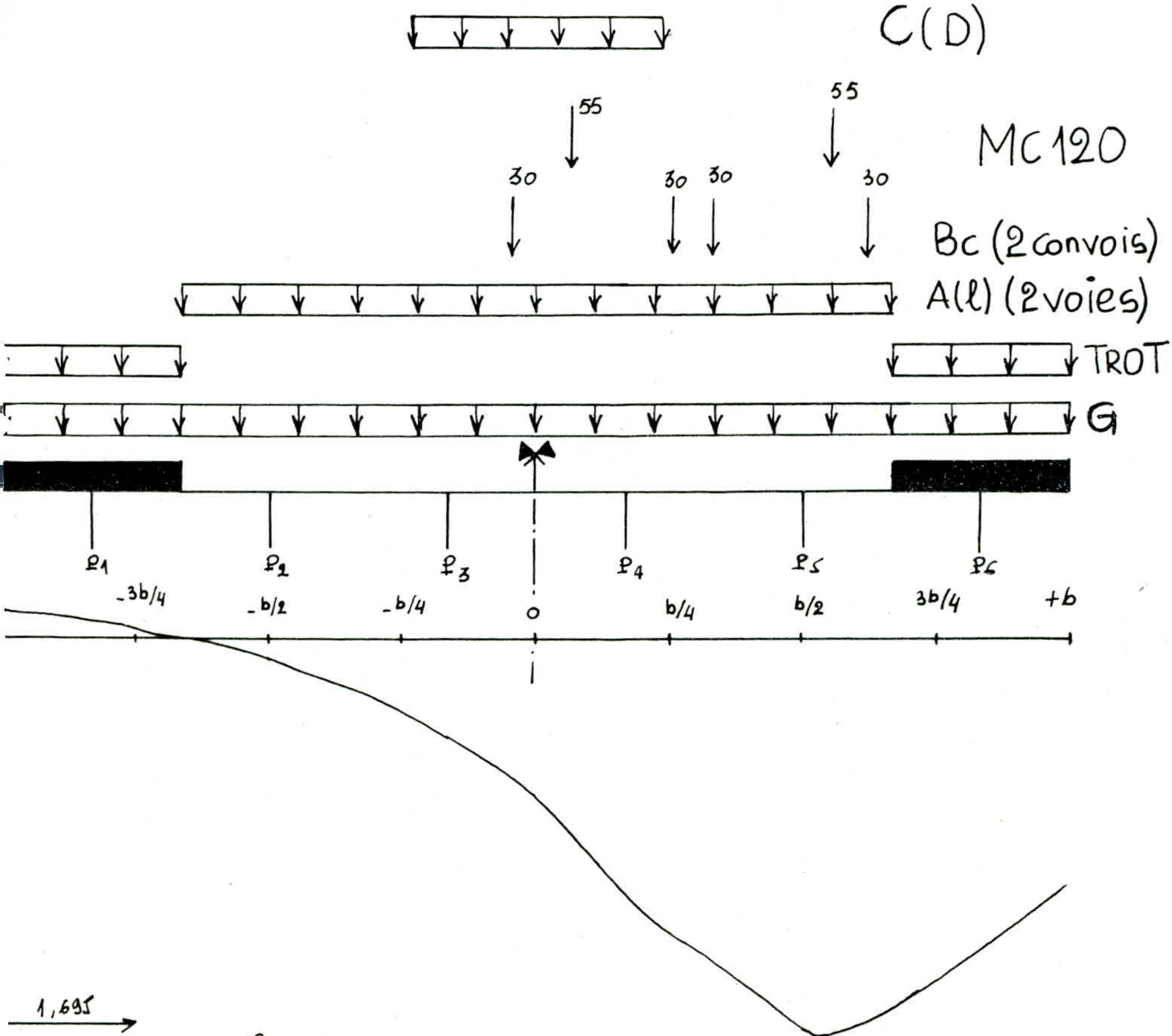
POUTRE Y = 1.13 m



Ligne d'influence de Kα pour

La poutre : P4,3

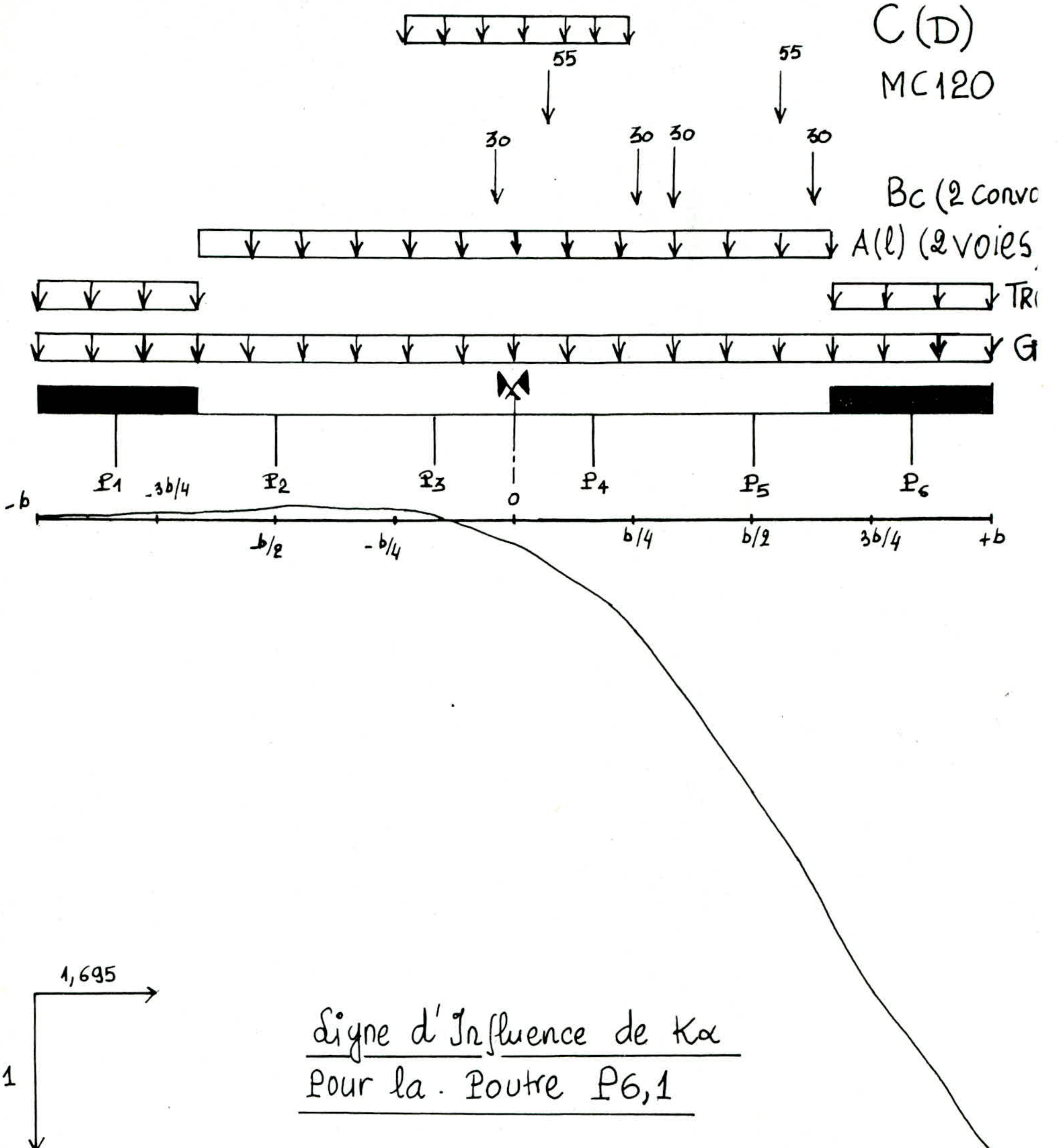
POUTRE : Y = 3,39 m



Ligne d'influence de Kα

Pour la Poutre P5,2

POUTRE: Y= 5,65 m



Ligne d'Influence de Kα
Pour la Poutre P6,1

Chap : V — ÉTUDE _ DU _ PLATELAGE

Le Platelage de notre ouvrage se constitue d'une dalle en beton armé. cette derniere assure deux rôles
- a/ Celui de l'entretoisement des Poutres en l'absence d'entretoises dans notre ouvrage.
- b/ celui de recevoir les charges Permanentes engendrées par la couche de roulement ainsi que les Surcharg appliquées sur cette derniere pour les transmettre aux Poutres
- Il sera étudie deux type de flexion :
  - Flexion transversale
  - Flexion locale.

Flexion - transversale :

Elle sera calculée par la Methode "Guyon - Massonnet)". D'abord il sera tracé la ligne d'influence du coefficient de Repartition μ_α ; Pour ensuite determiner μ_α pour chaque chargement Considéré.
Pour Plus de Precision nous considererons les trois premiers termes du developpement en Serie de Fourrier
($\mu_{\alpha 1}$ pour θ ; $\mu_{\alpha 3}$ pour 3θ ; $\mu_{\alpha 5}$ pour 5θ).
Le Calcul de μ_α se fera de la même maniere que Pour K_α.
Nous signalerons toute fois qu'il a été tenu Compte du coefficient de Poisson ($\nu = 0,15$) pour établir les valeurs de μ_1

$10^4 \mu_{\alpha 1}$ $(\theta = 1$

y \ e	$-b$	$-\frac{3b}{4}$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{b}{4}$	0	$\frac{b}{4}$	$\frac{b}{2}$	$3b/4$	b
1,13	-172,51	-195,13	-181,02	-24,16	478,87	742,46	28,58	-307,76	-526,86
3,39	-17,47	-70,03	-120,56	-144,16	-72,38	228,32	178,49	-150,40	-993,6
5,65	-0,064	-14,02	-29,44	-44,05	-46,80	-10,98	115,16	425,84	-688,59

$10^4 \mu_{\alpha 3}$ $(3\theta = 3)$

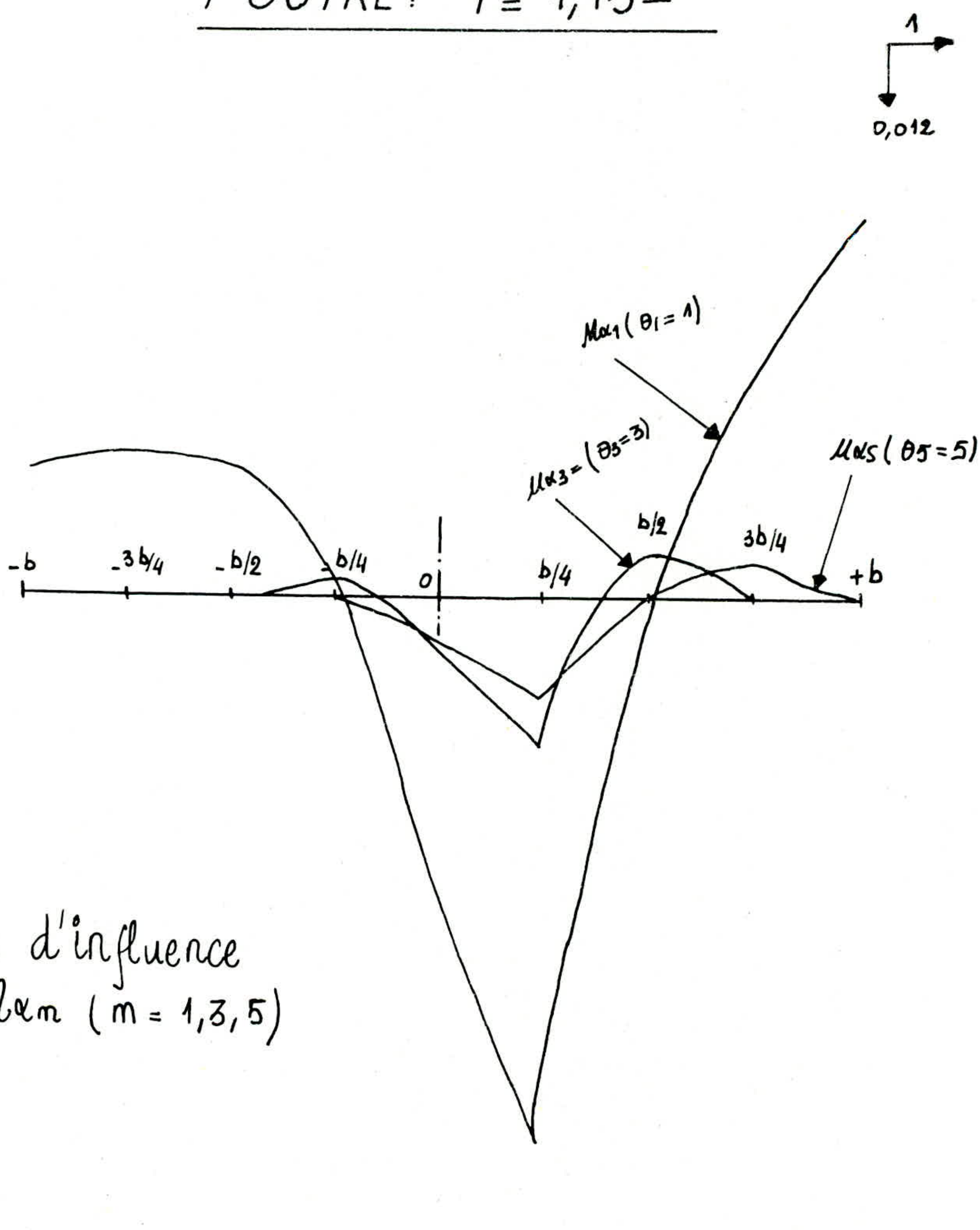
y \ e	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
1,13	-0,336	0,652	-2,33	-27,89	73,51	201,65	-44,83	-6,28	3,56
3,39	0,026	-0,092	0,11	1,60	-10,0	-62,54	337,27	-65,40	1,609
5,65	0,0044	0	-0,057	0,09	0,978	-7,08	-39,19	231,54	-160,81

$10^4 \mu_{\alpha 5}$ $(5\theta = 5)$

y \ e	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
1,13	0,0022	-0,0168	0,194	-4,68	59,05	128,81	-9,72	-54,12	-0,084
3,39	0	0	0	-0,0496	0,669	-15,08	202,95	-15,12	1,31
5,65	0	0	0	0	-0,033	0,448	-10,09	135,84	-12,59

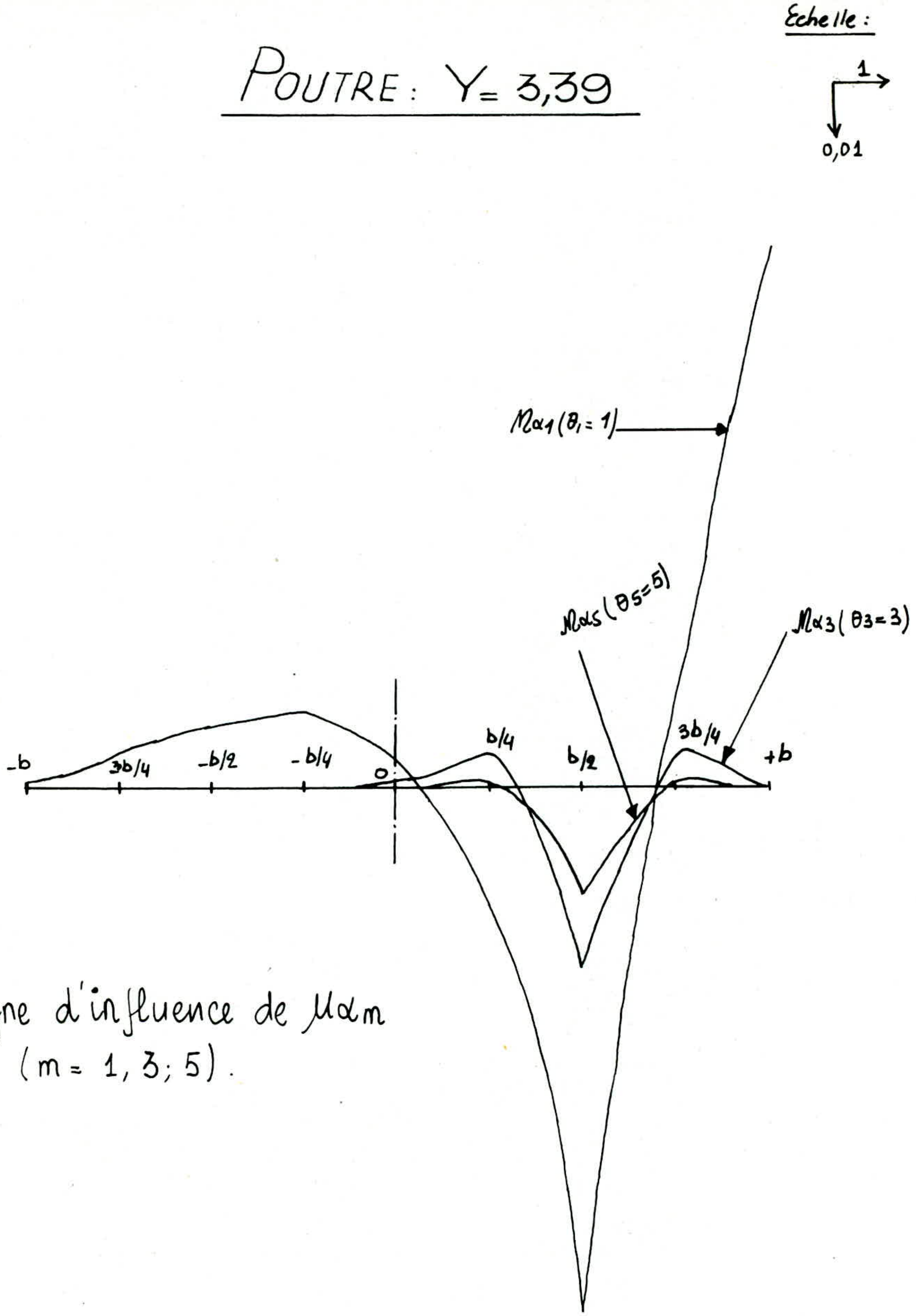
POUTRE : Y= 1,13 m

Echelle :



Ligne d'influence
de Mαm (m = 1,3,5)

POUTRE : Y = 3,39



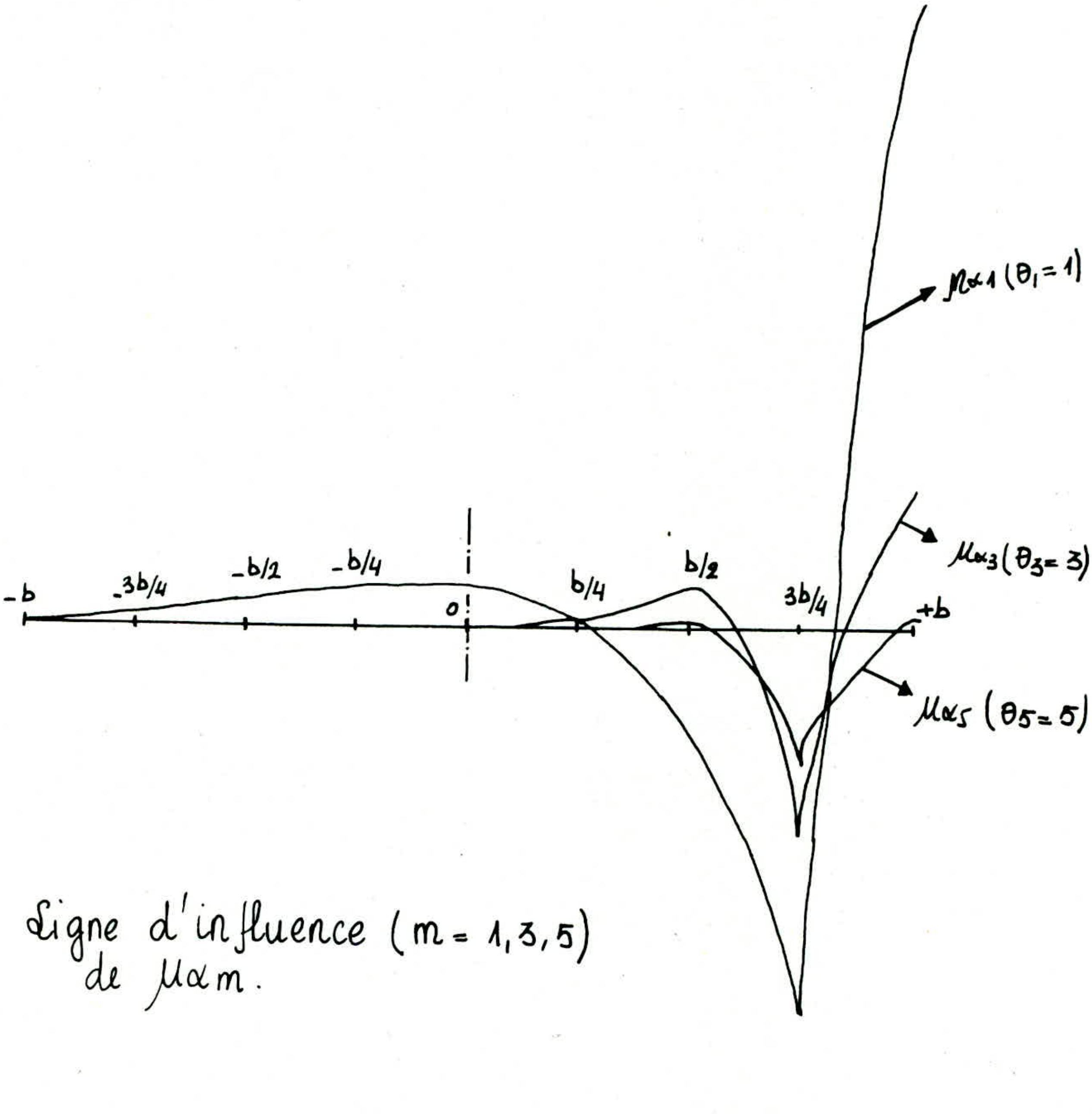
Ligne d'influence de $\mu\alpha m$
($m = 1, 3; 5$).

Échelle :

1

0,014

POUTRE : Y= 5,65 m.



Ligne d'influence (m = 1, 3, 5)
de μαm.

Après avoir tracé les lignes d'influence du coefficient μ_α nous déterminons ces valeurs pour les différents types de surcharges réglementaires en procédant de la même manière que pour K_α.
Les résultats obtenus pour $\mu_{\alpha 1}$; $\mu_{\alpha 3}$; $\mu_{\alpha 5}$ sont résumés dans le tableau qui suit.
Il est calculé les valeurs positives et négatives des μ_α.

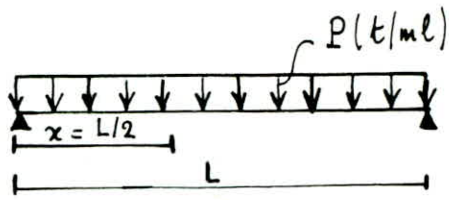
*. Tableau de valeur des coefficients $\mu_{\alpha m}$ ($m = 1, 3, 5$) les plus défavorables pour chaque surcharges.

		$M_{\alpha 1}$		$M_{\alpha 3}$		$M_{\alpha 5}$	
		⊕ $M_{\alpha 1}$	$M_{\alpha 1}$ ⊖	$M_{\alpha 3}$ ⊕	$\mu_{\alpha 3}$ ⊖	$\mu_{\alpha 5}$ ⊕	$\mu_{\alpha 5}$ ⊖
Trottoir	1 trot. chargé	—	0,059	—	0,005	—	0,002
	2. tr. chargés	—	0,043	—	0,002	—	0,001
A(l)	1 voie chargé	0,063	0,008	0,009	0,003	0,004	0,001
	2. voies chargés	0,031	—	0,004	—	0,002	—
B(r) (1 roue-isolée)		0,132	0,019	0,044	0,005	0,026	0,002
Bt	1 convoi	0,065	0,01	0,020	0,003	0,010	0,001
	2 convois	0,041	0,002	0,0090	0,001	0,006	0,001
Bc	1 convoi	0,075	0,011	0,020	0,003	0,009	0,001
	2. convois	0,062	0,005	0,009	0,002	0,006	0,001
MC 120		0,062	0,006	0,021	0,002	0,013	0,001
convoi (D)		0,073	0,003	0,008	0,003	0,003	0,001

Les coefficients μ_α étant calculés, il reste à déterminer les moments engendrés par les différents surcharges que nous allons faire en appliquant les formules suivantes :

*- charges uniformes (A(l) + trottoirs) :

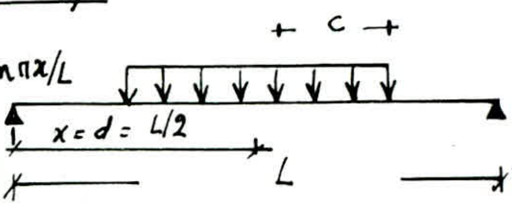
$$My = \sum_{m=1,3,5} \mu_{\alpha m} \cdot \frac{4P}{\pi m} b \sin \frac{m\pi x}{L}$$



* charges linéairement réparties (Mc 120 ; C(D)) :

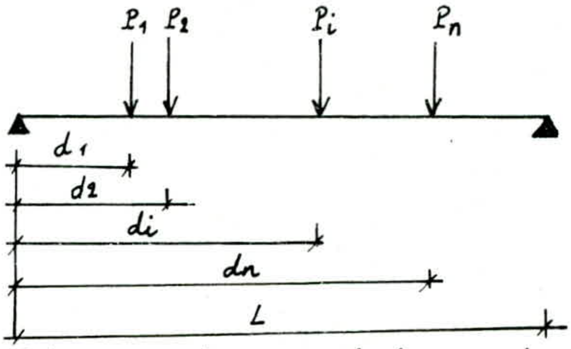
$$My = \sum_{m=1,3,5} \frac{4P}{\pi} b \frac{1}{m} \mu_{\alpha m} \sin \frac{m\pi c}{L} \sin \frac{m\pi d}{L} \sin m\pi x/L$$

$$My = \frac{4Pb}{\pi} \sum_{m=1,3,5} 1 . \left(\frac{1}{m} \mu_{\alpha m} \sin \frac{m\pi c}{L} \sin \frac{m\pi d}{L} \sin \frac{m\pi x}{L} \right)$$



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

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



Tous calculs faits nous obtenons les resultats consignés dans le tableau suivant.

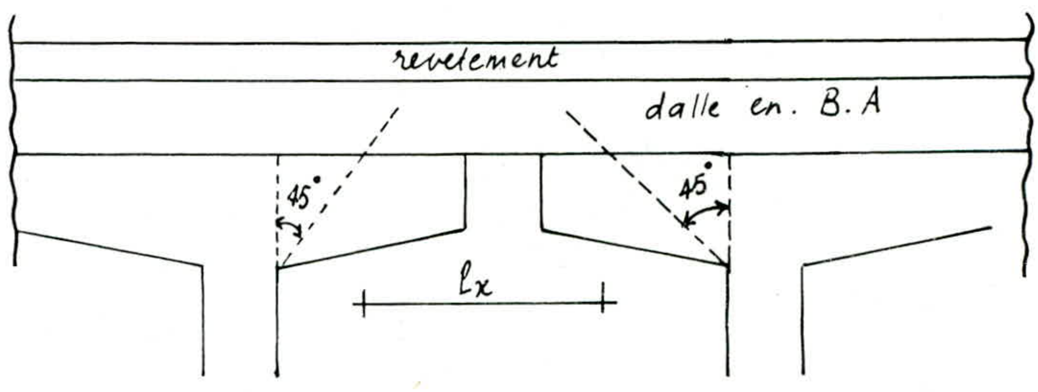
	A(l)		Bt		Bc		Br	Mc 120	D	trottoirs	
	1	2	1	2	1	2				1	2
M_y^+ (t·m/ml	0,148	0,146	0,136	0,079	0,173	0,274	0,093	0,422	0,486	–	–
M_y^- (t·m/ml	0,017	–	0,020	0,005	0,025	0,020	0,012	0,0400	0,017	0,0088	0,0

Nous considerons les moments negatifs sur appuis et les Moments positives en travée. Ces valeurs ont été majorée dans le cas des surcharge B et Mc 120

FLÉXION - LOCALE :

La dalle constituant le platelage sera assimilée à un ensemble de panneaux rectangulaires de dimensions $l_x \times l_y$ ($l_x < l_y$)
Ces panneaux seront appuyés sur les poutres principales suivant la direction l_y, libre suivant la direction l_x. ils seront considérés comme partiellement encastrés entre eux dans le sens l_y.

- Les Dimensions l_x ; l_y seront determinés en conformités avec les indications de l'IP1



transversalement : $l_x = 1{,}72^m$

Longitudinalement : $l_y = 25{,}5^m$

Pour les charges uniformément reparties sur tout le Panneau nous considererons une bande du Panneau de largeur 1m dans le sens de travail (lx) ce qui reviendrait à calculer une Poutre de longueur lx de largeur 1m et d'epaisseur 20 cm Supportant une charge uniforme sur toute la longueur lx.

. Nous calculerons d'abord le Moment isostatique en supposant la "Poutre" simplement appuyée à ses extrémités, puis en suppoosant les Panneaux Semi_encastrés, Le Moment isostatique sera reparti sur appuis et en travée en prenant :

- Le Moment sur Appuis : $M_{a\,max} \geq (0,4 \div 0,5)\, M_{ox}$
- Le Moment en travée : $M_{tx} = (0,75 \div 0,85)\, M_{ox}$

M_{ox} étant le Moment Isostatique.

- Dans le sens y nous prendrons un moment forfaitaire $M_{ty} = 0,25 M$

Pour les charges Concentrées nous appliquerons la methode de calcul de M. PIGEAUD en suposant la dimension ly infinie soit $\rho = lx/ly = 0$.

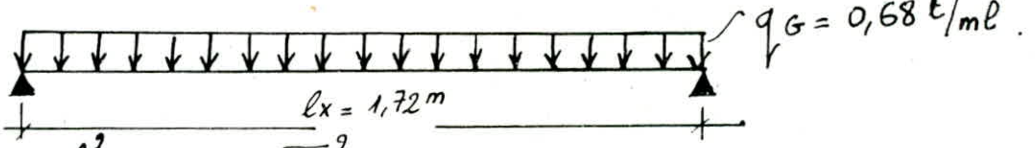
* CALCUL _ DES _ EFFORTS _ DUES _ AUX CHARGES :

a/ - Charge Permanente : Elle est due au poids propre de la dalle :

$2,5 \times 0,20 = 0,50\, t/m^2$

et à celui du revetement bitumé ($2,2 \times 0,08 = 0,18\, t/m^2$)

Soit une surcharge totale de $0,68\, t/m^2$



$$M_{ox} = q_G \frac{l_x^2}{8} = \frac{0,68 \times 1,72^2}{8} = 0,251\, t.m/ml$$

$$M_{tx} = 0,8\, M_{ox} = 0,2\, t.m/ml$$

$$M_{ax} = 0,5\, M_{ox} = 0,125\, t.m/ml$$

forfaiterement :

$$M_{oy} = 0,25\, M_{ox} = 0,0627\, t.m$$

$$M_{ay} = M_{ax} = 0,125\, t.m/ml$$

$$M_{ty} = 0,25\, M_{tx} = 0,05\, t.m/ml.$$

Efforts tranchants

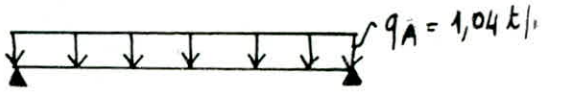
au milieu de ly : $$T_x = \frac{q_G\, l_x\, l_y}{2 l_y + l_x} = \frac{0,68 \times 1,72 \times 25,5}{2 \times 25,5 + 1,72} = 0,565\, t$$

au milieu de lx : $$T_y = \frac{1}{3}\, q_G\, l_x = \frac{1}{3} \cdot 0,68 \cdot 1,72 = 0,389\, t.$$

*- SURCHARGES (A(l)).

. A = 1041,25 kg/m² (1 ou 2 voies chargés)

$M_{ox} = q_A \frac{l_x^2}{8} = 0,384\ t.m/ml$



$M_{ty} = 0,25\ M_{tx} = 0,076\ t.m/ml$

$M_{tx} = 0,8\ M_{ox} = 0,307\ t.m/ml$

$M_{ax} = 0,5\ M_{ox} = 0,192\ t.m/ml$

$M_y = 0,25\ M_x = 0,096\ t.m/ml$

Efforts tranchants:

$T_x = q_A \frac{l_x l_y}{2l_y + l_x} = 0,865\ t/ml$

$T_y = q_A \cdot \frac{l_x}{3} = 0,596\ t/ml.$

* Surcharge : Br :

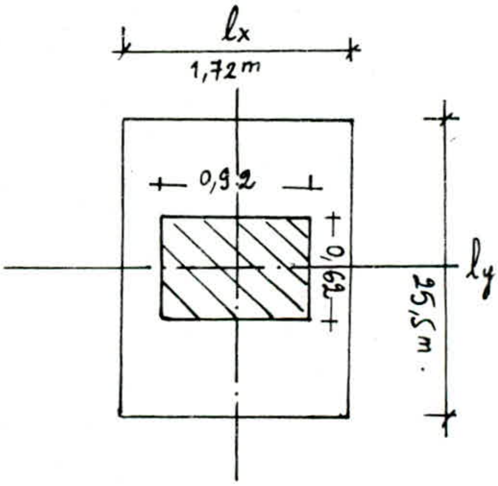
Pour les charges concentrées nous appliquerons la methode de PIGEAUD en tenant compte de la diffusion dans le Plan moyen de la dalle, ainsi donc Pour une charge s'appliquant sur une surface $u \times v$, après diffusion nous obtiendrons dans le Plan moyen, une aire d'application $u' \times v'$ telle que CCBA6

$u' = u + h_o + \varepsilon e_r$ h_o : epaisseur de la dalle
$v' = v + h_o + \varepsilon e_r$ e_r : — " — de revetement.
$\varepsilon = 1,5$ revetement . Peu . Rigide

Pour La Roue Br : on a : $u = 60\ cm$; $V = 30\ cm$

avec $u \parallel l_x$: $v \parallel l_y$.

$u' = 0,60 + 0,20 + 1,5 \times 0,08 = 0,92^m$
$v' = 0,30 + 0,20 + 1,5 \times 0,08 = 0,62^m.$



- Moments flechissants:

au milieu de l_x : $M_x = (M_1 + \nu M_2) P$
" " de l_y : $M_y = (M_2 + \nu M_1) P$

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

$\sigma = q$ = constante de repartition
P : poids total de la Roue ($P = 10^t$)
$S = u' . v'$ = aire de diffusion.

M1 et M2 Sont donnés par des abaques en fonction de $\rho = \frac{l_x}{l_y}$, $\frac{u'}{l_x}$ et $\frac{v'}{l_y}$
(On prendra v'/l_x lorsque l_y est infinie)

$\left.\begin{array}{l} u'/l_x = 0,53 \\ v'/l_x = 0,36 \end{array}\right\} \Rightarrow \begin{array}{l} M_1 = 0,14 \\ M_2 = 0,081 \end{array} \Rightarrow \begin{array}{l} M_x = (M_1 + \nu M_2) P = 1,52\ t.m/ml. \\ M_y = (M_2 + \nu M_1) P = 1,02\ t.m/ml \end{array}$

Efforts tranchants

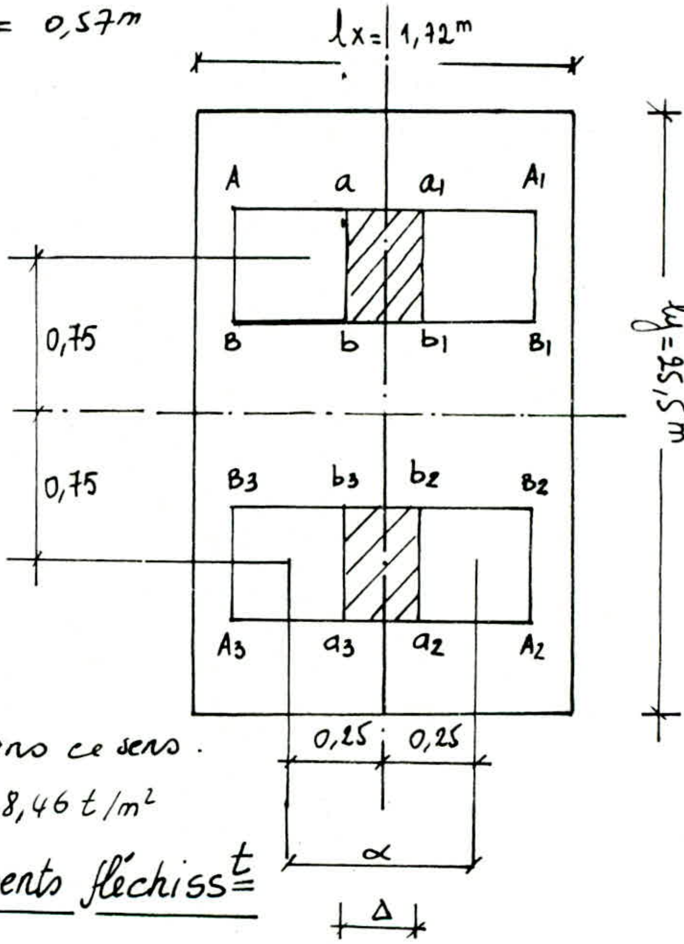
$u' > v'$ | au milieu de u' : $T_{u'} = \frac{P}{2u' + v'} = \frac{10}{2 . 0,92 . 0,62} = 4,065\ t/ml.$
| au milieu de v' : $T_{v'} = \frac{P}{3u'} = \frac{10}{3 . 0,92} = 3,623\ t/ml$

Les efforts tranchants au milieu de lx et ly s'obtiennent en majorant T_u' et T_v' de 25%

- au milieu de ly : $T_x = 1{,}25\, T_u' = 1{,}25 \times 4{,}065 = 5{,}081\ t/ml$
- au milieu de lx : $T_y = 1{,}25\, T_v' = 1{,}25 \times 3{,}623 = 4{,}528\ t/ml$

*- SURCHARGE Bc : il sera disposé de la façon suivante : Le Moment fléchissant est maximum quand il y a 4 Roues de 2 véhicules voisins au milieu de la plaque.

$u = 0{,}25^m \Rightarrow u' = 0{,}57^m$
$v = 0{,}25^m \Rightarrow v' = 0{,}57^m$
$P = 6t$



* Vérification de l'interférence :

α : entre axe de 2 Roues voisines
Δ = zone d'interférence
On démontre que :
$\Delta = u' - \alpha$
Nous remarquons que nous avons interférence si $u' > \alpha$
$\alpha = 0{,}50$ m.

* Suivant lx :
$\left.\begin{array}{l} u' = 57cm \\ \alpha = 50cm \end{array}\right\} \Rightarrow u' > \alpha$
donc il y a interférence dans ce sens
- Zone d'interférence :
$\Delta = 57 - 50 = 7cm$

* Suivant ly :
$v' < \alpha \Rightarrow$ pas d'interférence dans ce sens.

- Calcul de la Pression : $\sigma = \dfrac{P}{u'v'} = 18{,}46\ t/m^2$

CALCUL. DES. EFFORTS : - Moments fléchiss^{t}

a) Surface $AA_1A_2A_3$:
$u'_1 = 107cm$
$v'_1 = 207cm$
$P_A = \sigma u'_1 v'_1 = 41{,}65t$

$\left.\begin{array}{l} u'_1/lx = 0{,}622 \\ v'_1/lx = 1{,}2 \end{array}\right\} \Rightarrow M_{11} = 0{,}0995$; $M_{21} = 0{,}020$; $\nu = 0{,}15$

$M_{x1} = (M_{11} + \nu M_{21}) P_A = 4{,}26\ t.m$
$M_{y1} = (M_{21} + \nu M_{11}) P_A = 1{,}45\ t.m.$

b/ Surface $BB_1B_2B_3$: $u'_2 = 107cm$; $v'_2 = 93\ cm$; $P_B = \sigma u'_2 v'_2 = 18{,}71^t$

$\left.\begin{array}{l} u'_2/lx = 0{,}622 \\ v'_2/lx = 0{,}54 \end{array}\right\} \Rightarrow M_{12} = 0{,}126$; $M_{22} = 0{,}058$

$M_{x2} = (M_{12} + \nu M_{22}) P_B = 2{,}52\ t.m$
$M_{y2} = (M_{22} + \nu M_{12}) P_B = 1{,}43\ t.m.$

Pour la Surface $\Omega_1 \times 2$: $M_{xg} = M_{x1} - M_{x2} = 1{,}74\ t.m$
$\Omega_1 = v'(2u' - \Delta)$; $\Omega_2 = v'.\Delta$; $M_{yg} = M_{y1} - M_{y2} = 0{,}02\ t.m.$

c/ Surface $a a_1 a_2 a_3$

$u'_3 = 7cm$; $P_c = 0,07 \times 2,07 \times 18,46$

$v'_3 = 207cm$

$P_c = \sigma\, u'_3 v'_3 = 2,67^t$

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{u'_3}{l_x} = 0,040 \\ \dfrac{v'_3}{l_x} = 1,20 \end{array}\right\} \rightarrow M_{13} = 0,161^t \; ; \; M_{23} = 0,026 \; ; \; \nu = 0,15$$

$$M_{x3} = (M_{13} + \nu M_{23})\, P_c = 0,440\ t.m$$
$$M_{y3} = (M_{23} + \nu M_{13})\, P_c = 0,133\, t.m.$$

d) Surface $b b_1 b_2 b_3$

$u'_4 = 7cm$

$v'_4 = 93\ cm$

$P_d = \sigma\, u'_4 v'_4 = 1,20^t$

$$\left.\begin{array}{l} u'_4/l_x \approx 0,04 \approx 0 \\ v'_4/l_x = 0,54 \end{array}\right\} \rightarrow M_{14} = 0,229 \qquad M_{24} = 0,072$$

$$M_{x4} = (M_{14} + \nu M_{24})\, P_d = 0,287\ t.m.$$
$$M_{y4} = (M_{24} + \nu M_{14})\, P_d = 0,127\, t.m.$$

Pour La surface : $2.\Omega_2$:

$$M_{xp} = M_{x3} - M_{x4} = 0,440 - 0,287 = 0,153\ t.m.$$
$$M_{yp} = M_{y3} - M_{y4} = 0,133 - 0,127 = 0,006\ t.m.$$

d'ou les Moments flechissant finaux :

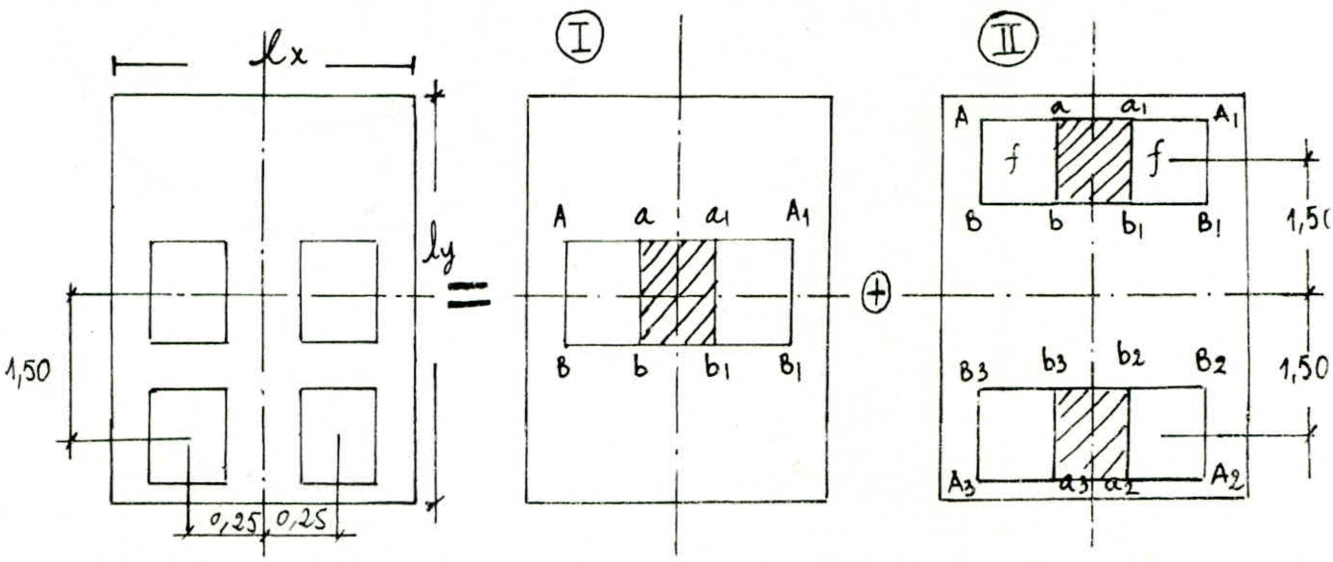
$$M_x = M_{xg} + M_{xp} = 1,74 + 0,153\, t.m. = 1,893\ t.m.$$
$$M_y = M_{yg} + M_{yp} = 0,02 + 0,006 = 0,026\, t.m.$$

En appui : $M_{ax} = 0,5\, M_x = 0,946\, t.m$

En travée : $M_{tx} = 0,8\, M_x = 1,514\ t.m.$

** Éfforts tranchants

L'effort tranchant maximum à lieu Quand deux roues de 2 vehicules voisins se trouve au milieu de la Plaque.



(I) : cas

Surface AA_1BB_1

$$u'_1 = 107\,cm$$
$$v'_1 = 57\,cm$$
$$\sigma = 18{,}46\,t/m^2$$
$$P_1 = 1{,}07 \cdot 0{,}57 \cdot 18{,}46 = 11{,}25^t$$

$$u'_1 > v'_1 \longrightarrow T_{v'_1} = \frac{P_1}{3u'_1} = 3{,}504\,t \Longrightarrow T_{y_1} = 1{,}25\,T_{v'_1} = 4{,}37^t$$

$$T_{u'_1} = \frac{P_1}{2u'_1 + v'_1} = 4{,}15^t \Longrightarrow T_{x_1} = 1{,}25\,T_{u'_1} = 5{,}18^t$$

Surface aa_1bb_1

$$u'_2 = 7\,cm \qquad ; \quad u'_2 < v'_2$$
$$v'_2 = 57\,cm$$
$$P_2 = \sigma u'_2 v'_2 = 0{,}73\,t$$

$$T_{u'_2} = \frac{P_2}{3v'_2} = 0{,}426^t \qquad ; \quad T_{x_2} = 1{,}25\,T_{u'_2} = 0{,}53^t$$

$$T_{v'_2} = \frac{P_2}{2v'_2 + u'_2} = 0{,}60^t \qquad ; \quad T_{y_2} = 1{,}25\,T_{v'_2} = 0{,}75^t$$

$$T_{x_2} = T_{x_1} + T_{x_2} = 5{,}18 + 0{,}53 = 5{,}71^t$$
$$T_{y_2} = T_{y_1} + T_{y_2} = 4{,}37 + 0{,}75 = 5{,}12\,t$$

(II) cas

Surface $AA_1A_2A_3$

$$\left.\begin{aligned} u''_1 &= 107\,cm \\ v''_1 &= 3{,}57^m = 357\,cm \end{aligned}\right\} \Rightarrow u''_1 < v''_1$$

$$P''_1 = \sigma\, u''_1 \cdot v''_1 = 70{,}51^t$$

$$T_{u''_1} = 6{,}58^t \Rightarrow T_{x''_1} = 8{,}225^t$$
$$T_{v''_1} = 8{,}58\,t \Rightarrow T_{y''_1} = 10{,}72^t$$

* Surface $BB_1B_2B_3$

$$u''_2 = 107\,cm \quad ; \quad v''_2 = 243\,cm \qquad ; \quad u''_2 < v''_2$$
$$P''_2 = \sigma\, u''_2 \cdot v''_2 = 47{,}99\,t$$

$$T_{u''_2} = 6{,}58^t \Rightarrow T_{x''_2} = 8{,}22\,t$$
$$T_{v''_2} = 8{,}09\,t \Rightarrow T_{y''_2} = 10{,}11^t$$

$$T_x = \frac{T_{x''_1} - T_{x''_2}}{2} = 0{,}0025\,t \qquad T_y = \frac{T_{y''_1} - T_{y''_2}}{2} = 0{,}305^t$$

* Surface $aa_1a_2a_3$

$$u'_1 = 7\,cm \,;\, v'_1 = 3{,}57^m \quad ; \quad P'_1 = 4{,}61\,t$$

$$T_{u'_1} = 0{,}43\,t \;;\; T_{x'_1} = 0{,}538^t \;;\; T_{v'_1} = 0{,}639^t \;;\; T_{y'_1} = 0{,}799^t$$

Surface $bb_1b_2b_3$

$u' = 7cm$; $v' = 243cm$; $P' = 3,14t$

$T_{u_1} = 0,43^t$; $T_{x_1} = 0,538^t$; $T_{v_1} = 0,636^t$; $T_{y_1} = 0,796^t$

$T_{xp} = \frac{T'_{x_1} - T_{x_1}}{2} \approx 0^t$; $T_{yp} = \frac{T'_{y_1} - T_{y_1}}{2} = 0,0015^t$

$T_x' = T_x + T_{xp} = 0,0025^t$

$T_y' = T_y + T_{yp} = 0,306^t$

Determination definitif des efforts tranchants max

Sous B_c :

* $T_x^{max} = T_x' + T_{x2} = 0,0025 + 5,71 = 5,71^t$

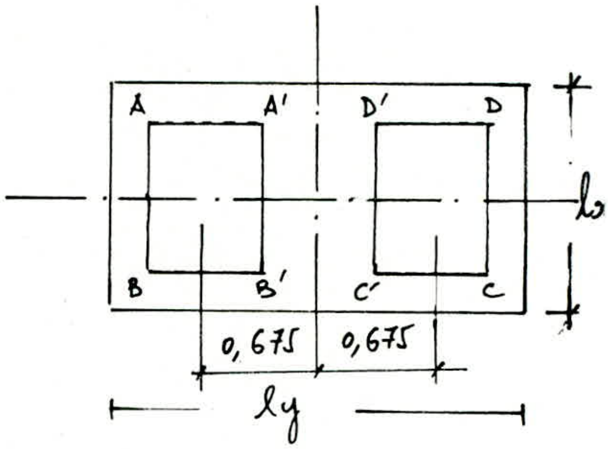
* $T_y^{max} = T_y' + T_{y2} = 0,306 + 5,12 = 5,42t$.

Sous La surcharge B_t : $(P = 8t)$

$u' = 92$ cm ; $v' = 57$cm

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

Il n'y a pas d'interference dans ce sens c.a.d. suivant l_y.



Surface ABCD

$u_1' = 92$ cm ; $v_1' = 192$ cm

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

$\left.\begin{array}{l}u_1'/l_x = 0,534 \\ v_1'/l_x = 1,116\end{array}\right\} \Rightarrow \begin{array}{l}M_1 = 11,4 \cdot 10^{-2} \\ M_2 = 2,8 \cdot 10^{-2}\end{array}$

$P_1 = \sigma u_1' v_1' = 26,93t$

$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2)P_1 = 3,183\ t.m$; $M_{y1} = (M_2 + \nu M_1)P_1 = 1,214\ t.m$

Surface $A'B'C'D'$

$u' = 92$ cm ; $v' = 78$cm

$\left.\begin{array}{l}u'/l_x = 0,53 \\ v'/l_x = 0,45\end{array}\right\} \Rightarrow M_1 = 13,7 \cdot 10^{-2}$; $M_2 = 7 \cdot 10^{-2}$

$P_2 = \sigma u'v' = 10,94t$

$M_{x2} = 1,613\ t.m/ml$; $M_{y2} = 0,99\ t.m/ml$

Les Moments flechissants dûes à la charge B_t sont alors:

$M_x = M_{x1} - M_{x2} = 3,183 - 1,613 = 1,57\ t.m/ml$

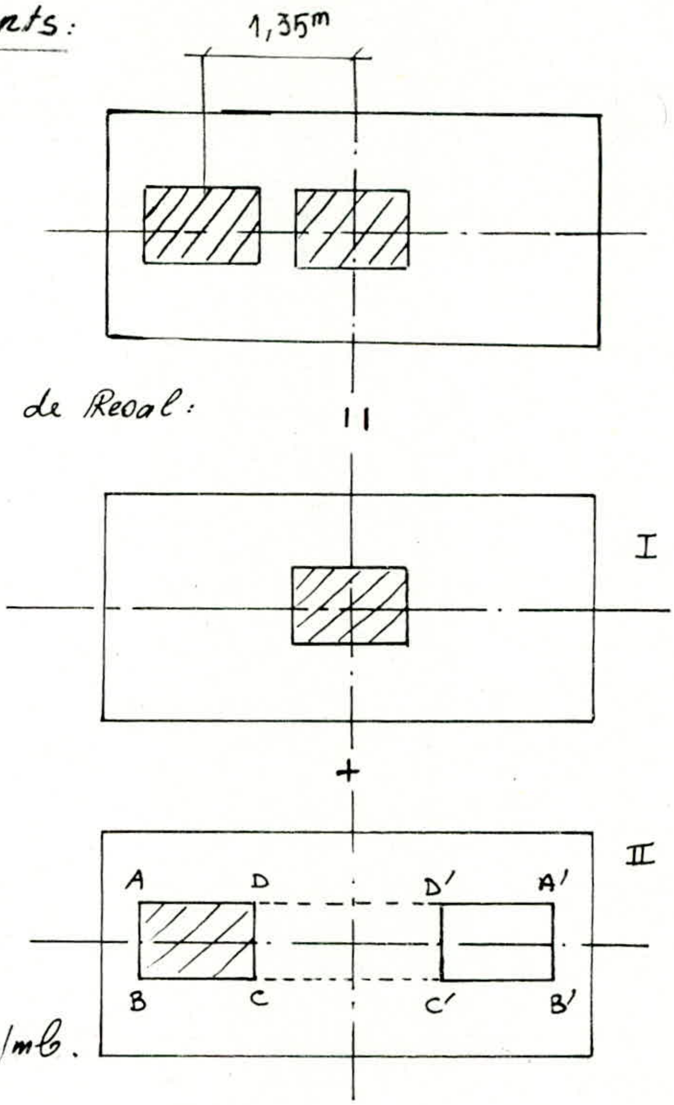
$M_y = M_{y1} - M_{y2} = 1,214 - 0,99 = 0,224\ t.m/ml$

* Efforts tranchants :

l'effort tranchant se calcule de la même manière que Br

$u'_1 = 92$ cm
$v'_1 = 57$ cm
$\}$ $u' > v'$

$Tu'_1 = 3{,}319$ t/ml
$Tv'_1 = 2{,}898$ t/ml [Système I]



Système II :

Nous utiliserons l'artifice de Resal :

- Surface AA'BB'

$u' = 92$ cm ; $v' = 327$ cm

$P' = \sigma u'v' = 45{,}87$ t

$u' < v'$ $\Big\}$ $\rightarrow T^*_{u'} = 4{,}67$ t/ml $\rightarrow T^*_{v'} = 6{,}14$ t/ml.

- Surface DD'CC'

$u'_2 = 92$ cm ; $v'_2 = 213$ cm

$P'_2 = \sigma u'_2 v'_2 = 29{,}88$ t

$u'_2 < v'_2$ $\Big\}$ $\rightarrow T^*_{u'_2} = 4{,}67$ t/ml $\rightarrow T^*_{v'_2} = 5{,}76$ t/ml

Pour le système II.

$$Tu'_2 = \frac{1}{2}\left(T^*_{u'} - T^*_{u'_2}\right) = 0$$

$$Tv'_2 = \frac{1}{2}\left(T^*_{v'} - T^*_{v'_2}\right) = 0{,}19 \text{ t/ml}.$$

Pour le système I + II.

$$Tu' = Tu'_1 + Tu'_2 = 3{,}319 \text{ t/ml}$$
$$Tv' = Tv'_1 + Tv'_2 = 3{,}088 \text{ t/ml}.$$

finalement les efforts tranchants engendrés par la surcharge Bt sont :

$$Tx = 1{,}25\, Tu' = 4{,}148 \text{ t/ml}$$

$$Ty = 1{,}25\, Tv' = 3{,}860 \text{ t/ml}.$$

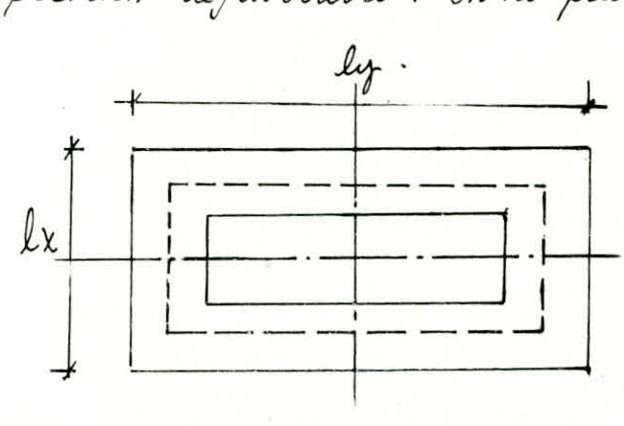
Surcharge Militaire Mc120. Disposition défavorable : on ne peu placer qu'une seule chenille de 55 t :

$u = 100$ cm $\quad u' = 132$ cm
$v = 610$ cm $\quad v' = 642$ cm

$Mx = 2{,}76$ t×ml ; $My = 0{,}488$ t×m/ml

$Tu' = 2{,}855$ t/ml $\rightarrow$ $Tx = 3{,}568$ t/ml

$Tv' = 3{,}883$ t/ml $\rightarrow$ $Ty = 4{,}853$ t/ml



Surcharges Militaires Mc80

- On ne peut disposer qu'une seule chenille de 36t centré au milieu du Panneau (disposition defavorable)

Surface d'impact : 0,85 x 4,90

Le calcul est analogue à celui du Mc120

$Mx = 1,944\ t.m/ml$; $My = 0,345\ t.m/ml$

$Tx = 2,872\ t/ml$; $Ty = 3,875\ t/ml$.

Surcharges Exceptionnelles - (convoi - D -)

- c'est une surcharge de 240t dont la surface d'impact est de $3,20^m \times 18,60^m$

Le Procédé de calcul est le même que pour les surcharges Militaires

$Mx = 4,70\ t.m/ml$; $My = 0,808\ t.m/ml$

$Tx = 3,223\ t/ml$; $Ty = 4,425\ t/ml$

Coefficients - de - Majoration dynamique :

Les efforts dûs aux surcharges B et militaires seront 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 : portée des Poutres principales $l = 25,5m$

$l_1 = \max(lr, lp$ $\quad$ lp : entre axe des Poutres principale de Rive ($lp = 11,3\,m$)

On trouve $L = lp = 11,3^m$

P : poids total du tablier à l'exception des Poutres principales et entretoises compris dans la surface L par la largeur total du pont en entier $P = 132t$

S : surcharge total que l'on Peut disposer sur la distance L

- Cas de B_c : On Peut disposer 2 convois de 1 camion ($b_c = 1,1$)

$S = 1,1 \times 2 \times 30 = 66\ t$

- Cas de Bt : On Peut disposer 2 tandems ($bt = 1$)

$S = 1 \times 2 \times 32 = 64t$

Tableau donnant les valeurs de δ :

Surcharges	Br	Bt	Bc	Mc80	Mc120
S(t)	10	64	66	72	110
δ	1,043	1,096	1,098	1,104	1,135

Comme nous l'avons déja signaler au debut, à ces efforts seront ajoutés les efforts provenant de la flexion transversale ainsi on determinera le ferraillage.

Sollicitations maximales :

Moments flechissants: Nous avons fait les combinaisons pour toute les surcharges :

* Le Panneau étant supposé semi-encastré

$\rho = l_x / l_y$ [illegible],4 nous prenons

* <u>Suivant l_x :</u> $M_{tx} = 0{,}8\, M_x$; $M_{ax} = 0{,}5\, M_x$: pour les surch unif^t réparties

$M_{tx} = 0{,}75\, M_x$; $M_{ax} = 0{,}5\, M_x$: sous les charges localisées

<u>Suivant l_y :</u>

$M_{ty} = 0{,}25\, M_{tx}$; $M_{ay} = M_{ax}$

Nous Prenons ci-dessous les valeurs des Moments fléchissants en (t.m/ml) et des efforts tranchants (en t/ml) qui sollicitent le Panneau sous chaque charge
"ces valeurs ont été déjà majorées par le coefficient de Majoration dynamique. δ ".

	G	A(l)	Bc	Bt	Br	Mc120	Mc80	D
Mtx (t.m/ml)	0,2	0,307	1,440	1,29	1,189	2,349	1,608	3,76
Max (t.m/ml)	0,125	0,192	0,982	0,215	0,792	1,566	1,073	2,35
Mty (t.m/ml)	0,05	0,076	0,360	0,322	0,297	0,587	0,402	0,94
May (t.m/ml)	0,125	0,192	0,982	0,215	0,792	1,566	1,073	2,35
Tx (t/ml)	0,565	0,865	6,269	4,546	5,299	4,049	3,17	3,223
Ty (t/ml)	0,389	0,596	5,951	4,23	4,722	5,508	4,278	4,425

<u>ETUDE DES Sollicitations maximales</u>

- Surcharges civiles : $G + 1{,}2S$
- Surcharges Militaires et exceptionnelles : $G + S$

* - surcharges civile : $G + 1{,}2S$

G : moments dû au poids propre

S : Somme des Moments de flexion locale et transversale.

* - surcharges militaires et exceptionnelles : $G + S$

Suivant l_x c'est le convoi D qui est le Plus defavorable

Flexion locale :

$$\left.\begin{array}{l} M_{tx} = 0{,}2\ t.m/ml\ ; \\ M_{ax} = 0{,}125\ t.m/ml \end{array}\right\} \text{sous } G$$

$$\left.\begin{array}{l} M_{tx} = 3{,}76\ t.m/ml \\ M_{ax} = 2{,}35\ t.m/ml \end{array}\right\} \text{sous } C_D.$$

Flexion transversale :

$$M_{tx} = 0{,}486\ t.m/ml \quad ; \quad M_{ax} = 0$$

Moments Résultant :

$$M_{tx} = 4{,}44\ t.m/ml$$
$$M_{ax} = 2{,}47\ t.m/ml.$$

Suivant l_y : flexion locale uniquement le C_D est défavorab.

Resultats : $M_{ty} = 0{,}99\ t.m/ml$; $M_{ay} = 2{,}47\ t.m/ml$

EFFORTS - TRanchants :

La Combinaison la Plus defavorable est occasionnée par B_c.

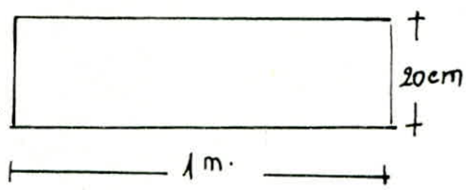
$$T_x = T_{xG} + 1{,}2\ T_{xBc} = 8{,}08\ t/ml$$
$$T_y = T_{yG} + 1{,}2\ T_{yBc} = 7{,}53\ t/ml$$

Determination - du Ferraillage :

Nous avons un Hourdis d'epaisseur $h_t = 20cm$. Le diamètre ϕ des armatures à utiliser doit verifier la Relation :

$$\phi \leq \frac{ht}{10} = 20\ mm$$

* Suivant l_x :



\- ferraillage inferieur :

$$\mu_b = \frac{15\,M}{\bar{\sigma}_a\, b\, h^2} = \frac{15 \times 4{,}44 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 17^2} = 0{,}0823 \left\{\begin{array}{l} \varepsilon = 0{,}8838 \\ K = 28{,}0. \end{array}\right.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a\, \varepsilon h} = \frac{4{,}44 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0{,}8838 \cdot 17} = 10{,}55 \qquad \text{Soit } 6T16 = 12{,}06\ cm^2$$

ferraillage Superieur

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a bh^2} = \frac{15 \times 2,47.10^5}{2800 \times 100 \times 17^2} = 0,045 \quad \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9104 \\ K = 40,8 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 5,69 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 6T12 = 6,78 \text{cm}^2$$

* Suivant l_y :

ferraillage inferieur :

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a bh^2} = \frac{15.0,99.10^5}{2800.100.16^2} = 0,022 \quad \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9351 \\ K = 62.0 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{0,99.10^5}{2800.0,9351.16} = 2,36 \quad \text{soit } 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

ferraillage Superieur :

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a bh^2} = \frac{15.2,47.10^5}{2800.100\ 16^2} = 0,051 \quad \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9049 \\ K = 37,6 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 6,09 \quad \text{soit } A = 6T12 = 6,78 \text{cm}^2$$

Verifications :

*/ - Verification - au cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T}{bz} \leq \bar{\tau}_b = 1,15\ \bar{\sigma}_b = 8,8 \text{ kgf/cm}^2$$

Suivant l_x : $T_x = 8,08$ t/mb ; $\tau_b = 5,43$ kg/cm² $< \bar{\tau}_b = 8,8$ kg/cm²

$b = 100$ cm

$z = \frac{7}{8} h = 14,87$ cm

Suivant l_y : $T_y = 7,53$ t/mb

$$\tau_b = \frac{7,53.10^3}{\frac{7}{8}.16.100} = 5,38 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 8,8 \text{kg/cm}^2.$$

$\tau_b < 1,15\ \bar{\sigma}_b$ il n'y a pas de discontinuité de bettonnage
On ne prevoit pas d'armatures transversales

*/ Verification au poinçonnement :

Pour les charges localisés une verification au non poinçonnement est nécessaire

* Condition au non poinçonnement

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

- P : valeur de la charge localisée
- ho : epaisseur de la dalle
- Pc : Perimetre du Contour de diffusion Sur le plan moyen de la dalle

charge	$P_c = 2(u'+v')$	P (kg)	ho (cm)	$1{,}5P/P_c h_o$	Conclus°
Br	308	10.000	20	2,44	verifié
Roue avant Bc	208	3000	20	1,08	— // —
Roue arrière Bc	228	6000	20	1,97	— // —
Roue Bt	298	8000	20	2,01	— // —

Condition de non Fragilité du beton :

La Section reelle A des Armatures Longitudinales tendues doit-être égale ou Superieur à :

$A = \max(A_0 ; \min[A_1 ; A_2])$ Avec

A_0 = Section d'armatures en travée qui resiste aux sollicitations

A_1 = Section d'armature susceptible de Resister aux sollicitations précedentes majorées de 20%

Pour une Dalle : $A_1 = 1{,}2 A_0$; $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0{,}067$

Suivant lx :

$$A_2 = 0{,}69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} bh\left(\frac{2-\rho}{2}\right)$$

Suivant ly :

$$A_2 = 0{,}69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} bh\left(\frac{1+\rho}{4}\right)$$

Suivant lx :

$A_0 = 12{,}06\ cm^2$

$A_1 = 1{,}2 A_0 = 14{,}47\ cm^2$

$A_2 = 2{,}02\ cm^2$

$A = \text{Max}(A_0 ; \min(A_1 ; A_2)) = 12{,}06\ cm^2$

Suivant ly :

$A_0 = 4{,}71\ cm^2$

$A_1 = 1{,}2 A_0 = 5{,}65\ cm^2$

$A_2 = 0{,}69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} bh \frac{1+\rho}{4} = 0{,}52\ cm^2$

$A = \max(A_0 ; \min(A_1, A_2)) = 4{,}71\ cm^2$

Conclusion :

Il n'y aura pas de Risque de Rupture de type fragile

*- Verification à l'adherenee :

$$\bar{\tau}d = 2{,}5\ \psi_d\ \bar{\sigma}_b = 2{,}5 \times 1{,}5 \times 7{,}5 = 28{,}12\ kg/cm^2$$

Suivant lx :

$$\tau d = \frac{Tx}{n\,Px\,Zx} \quad ; \quad Tx = 8{,}08\ t/ml\ ; \quad n = 6 \quad : Px = \pi\phi$$

$$Px = \pi \cdot 1{,}6 = 5\ cm \quad ; \quad Zx = \frac{7}{8} hx = 14{,}87\ cm$$

$$\tau d = \frac{8{,}08 \cdot 10^3}{6 \times 5 \times 14{,}87} = 18{,}11\ kg/cm^2 < \bar{\tau}d = 28{,}12\ kg/cm^2$$

Suivant ly :

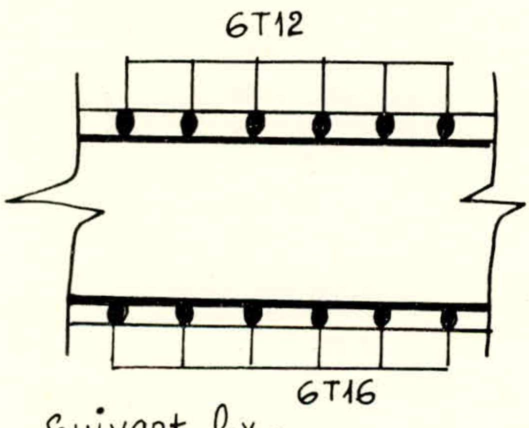
$$\tau d = \frac{Ty}{n\,Py\,Zy} \quad ; \quad Ty = 7{,}53\ t/ml\ ; \quad n = 4.$$

$$Py = \pi\phi = \pi \cdot 1 = 3{,}14\ cm$$

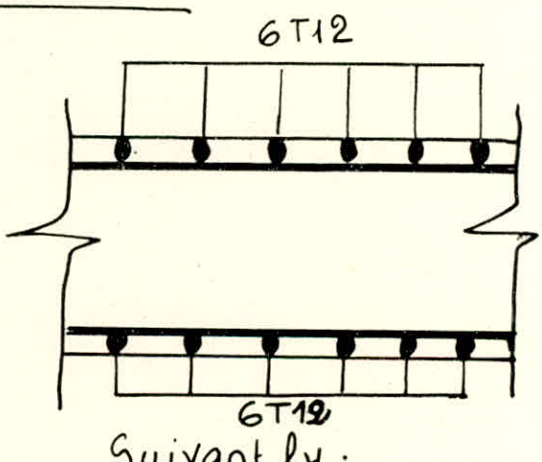
$$\tau d = \frac{7{,}53 \cdot 10^3}{4 \cdot 3{,}14 \cdot 14} = 28{,}54 \approx \bar{\tau}d \quad Zy = \frac{7}{8} hy = 14\ cm.$$

donc l'adhérence est assurée .

SCHEMA - DU - FERRAÏLLAGE



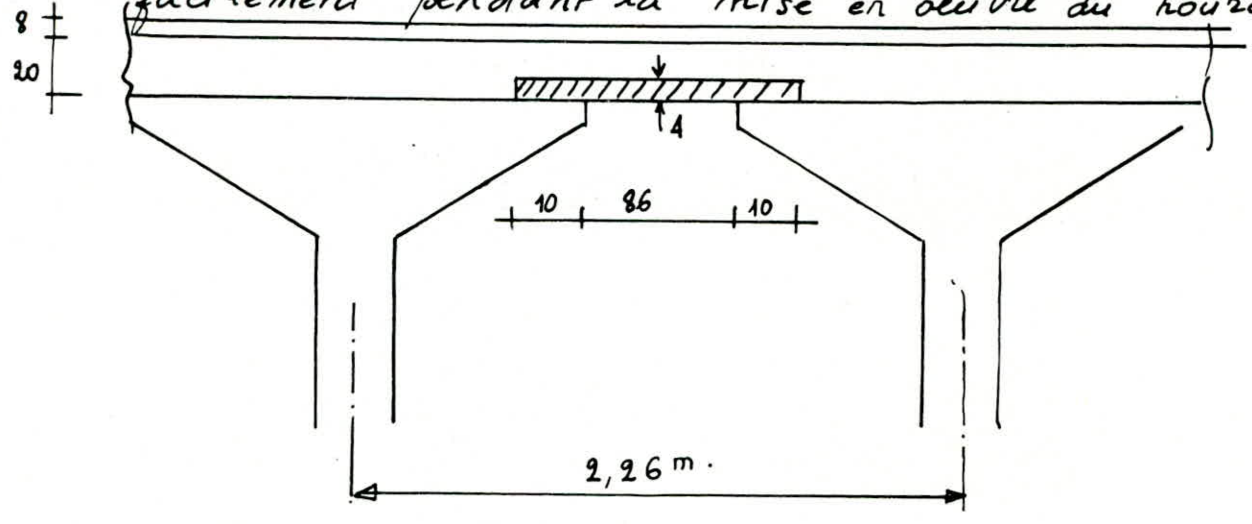
Suivant lx :



Suivant ly :

ÉTUDE - DE - LA - PRÉDALLE

- <u>Rôle de la Predalle</u>: Le rôle exentiel de la Predalle est de Servir comme coffrage de la dalle. Le coffrage ne sera plus recuperable (coffrage perdu). La Predalle permet aux ouvriers de circuler Plus facilement pendant la mise en oeuvre du hourdis



Charges et Surcharges de la Predalle :

- Charges :
  - revetement : .... $2200 \times 0,08 = 176$
  - Poids du Hourdis .... $2500 \times 0,20 = 500$
  - Poids propre de la Predalle .... $2500 * 0,04 = 100$

$G = 776 \ kg/m$

<u>Surcharges</u>:

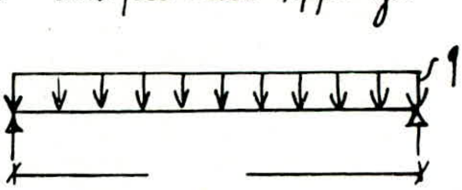
- Surcharges des ouvriers .... $S = 150 \ kg/m^2$

Combinaison de calcul : $q = G + 1,2S = 0,956 \ t/ml$

La predalle travaille dans un seul sens suivant sa largeur $L = 1,06 \ m$

Elle se calcule comme une Poutre Simplement Appuyée

$M_0 = q\frac{l^2}{8} = 0,956 \cdot \frac{1,06^2}{8} = 0,134 \ t.m/ml$



Ferraillage : Methde de Scharon :

Acier : $\phi \leq ht/_{10} = \frac{40}{10} = 4 \ mm$ (H.A)

$h = ht - d = 4 - (1 + 0,25) = 2,75 \ cm$

$\mu_b = \frac{15 M_0}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0895$ $\begin{cases} \varepsilon = 0,8798 \\ k = 26,6 \end{cases}$; $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 105,26 \ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b$

$A_1 = \frac{M_0}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = 1,97 cm^2$ Soit $4T8/ml$ ($A = 2,01 cm^2$)

Dans l'autre sens nous Prenons

$A_2 = 0,25 A_1 = 0,25 \times 1,97 = 0,492 \ cm^2$ soit $A = 2T6 = 0,56 \ cm^2$

chap VI

ETUDE DE LA PRÉCONTRAINTE

- Introduction

Qu'est ce que la précontrainte ?

le beton armé est un materiau Heterogène formé de deux constituants : le beton et l'acier. chacun de ces materiau a un rôle de resistance, le beton resiste à la compression et les aciers reprennent les efforts de traction.
Le beton précontraint n'est pas un materiau mixte, c'est un materiau qu'on a rendu homogene sur le plan fonctionnement grâce à un traitement mécanique préalable, apte à resister aux deux sens de sollicitations (compression et traction.
Ce traitement mécanique consiste à soumettre à l'avance le beton à des contraintes de compression dans les zones qui seront ulterieurement tendues

: PRECONTRAINTE - PAR - POST-TENSION :

La Precontrainte Par Post-tension consiste à tendre les armatures en prenant Appui sur la pièce à Précontrainte

ANCRAGES : Les ancrages sont destinés à transmettre au beton les Forces exterieures dans les armatures sur une Surface de Repartition tel que le beton localement puisse resister à la contrainte de compression correspondante.

- Hypotheses de CALCUL

Au cours de la deformation d'une Poutre sous l'action d'un système quelconque de Forces exterieures, toute section normale à la ligne moyenne reste Plane et conserve ses dimensions quand on est dans la limite des contraintes élastiques.
Il s'en suit une repartition lineaire des contraintes, en consequences les Regles de la R.D.M en Particulier celle de la flexion composée sont applicables. Contrairement au B.A materiau heterogène. Le beton précontraint sera considéré comme un materiau homogène non fissuré.

DISPOSITION DES CABLES.

Pour les sections fortement sollicitées en flexion, les cables doivent être excentrées et groupés au maximum.
Les Cables doivent etre être disposés de façon à assurer :
Le bettonnage jusqu'au fond du coffrage et la parfaite vibration
Chaque gaine doit-être bien enrobé afin de Proteger le cable Contre la Corrosion et d'assurer l'adhérence des gaines au beton

RELEVAGE - DES - CABLES.

Notre etude porte sur des Poutres isostatiques appuyées simplement par consequent le moment flexion est maximum dans la section mediane et s'annule en s'approchant des Appuis
On diminue les excentricités en relevant les cables avant d'attein la section d'about où le Moment des charges exterieures est null
Souvent dans les ouvrages en beton précontraint les contraintes dans le beton en charge sont moins elevées qu'à vide pour cela on doit etudier non seulement l'ouvrage sous les surcharges maximales mais aussi le cas à vide.
Il convient par ailleurs de l'etudier egalement en phase de Construction.

Calcul des differentes constraintes :

*- Service à vide : $\sigma = \sigma_p + \sigma_G$ fibre superieure
*- Service à vide : $\sigma' = \sigma'_p + \sigma'_G$ fibre inferieure

** Services en charge : $\sigma = \sigma_p + \sigma_G + \sigma_Q$ fibre superieure
$\sigma' = \sigma'_p + \sigma'_G + \sigma'_Q$ fibre inferieure

Dans les deux Cas on doit avoir : $\bar{\sigma}' \leq \sigma \leq \bar{\sigma}$, $\bar{\sigma}' \leq \sigma' \leq \bar{\sigma}$

Dans notre cas la Poutre la plus sollicitée est la poutre P4 situé à $y = 1{,}13^m$ de l'origine (o) dans le sens transversale :

* Notation :

B : aire de la section droite
I : moment d'inertie de la Section droite
$i = \sqrt{I/B}$: Rayon de giration
V_s, V_i : distances respectivement du CDG à la fibre superieure et inferieure
ρ : coefficient de Rendement geometrique de la section.
e_o = excentricité algebrique de la force de Precontrainte.

* CARACTERISTIQUES. GEOMETRIQUE. DE LA SECTION (Poutre + Dalle).

$B^{net} = 9815\, cm^2$; $I_G^{net} = 29751809\, cm^4$; $i^2 = 3031\, cm^2$; $V_s = 51{,}52\, cm$
$V_i = 118{,}47\, cm$; $S_\Delta^{net} = 505698\, cm^3$; $\rho = 0{,}49$; $e = -V_i + d' = -109\, cm$

* Contraintes élémentaires de Flexion dans le beton :

* Sous charge Permanente : $M_G = 297\, t.m$
  - fibre Superieur : $\sigma'_G = \frac{M_G}{I_G^{net}} \cdot V_s = 51{,}43\, kg/cm^2$
  - fibre inferieur : $\sigma_G = -\frac{M_G}{I_G^{net}} \cdot V_i = -118{,}26\, kg/cm^2$
* Sous surcharges exceptionnelles (convoi - D) $M_Q = 264\, t.m$.
  - fibre superieur : $\sigma'_Q = \frac{M_Q}{I_G^{net}} \cdot V_s = 45{,}71\, kg/cm^2$
  - fibre inferieur : $\sigma_Q = -\frac{M_Q}{I_G^{net}} \cdot V_i = -105{,}12\, kg/cm^2$

La Contrainte de traction totale sur la fibre inferieur est :
$\sigma = \sigma_G + \sigma_Q = -223{,}38\, kg/cm^2$

La Poutre est sollicitée en flexion composée sous l'action de l'effort de Précontrainte P

- fibre Superieure : $\sigma_p = \frac{P}{B_{net}}\left(1 + \frac{e V_s}{i^2}\right)$ traction
- fibre inferieure : $\sigma'_p = \frac{P}{B_{net}}\left(1 - \frac{e V_i}{i^2}\right)$ compression

Pour qu'il n'y ait pas de traction à la fibre inferieure nous devons avoir :

$$\sigma'_p = \frac{P}{B_{net}}\left(1 - \frac{e V_i}{i^2}\right) \geq \sigma$$

D'où P = 417 tonnes.

* Determination du nombre de cables:

- Les Pertes de tensions sont estimés à 25% l'intensité de la force de Precontrainte à donner est alors

$$P_0 = 1{,}25\,P = 521{,}25\,t$$

L'additif à l'IP1 limite la contrainte du cable à la mise en tension à l'origine (Ancrage)

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

* données du Constructeur:

  * $R_g = 14904\ kg/cm^2$; $T_g = 14302\ kg/cm^2$

    $\omega = 5{,}58\ cm^2$

  $\Rightarrow \sigma_0 = 12668\ kg/cm^2$.

nombre de Cable: $\quad n = \dfrac{P_0}{\omega\,\sigma_0} = \dfrac{521{,}25.10^3}{5{,}58 \times 12668} = 7{,}01$.

Nous Prenons 7 cables du type 6T13 TBR FRYSSINET

l'ancrage est du type actif-actif.

* RELEVAGE - DES - CABLES:

- Vue la Symetrie de la Poutre et le type d'ancrage utilise nous allons faire la description sur une demi-portée
- Au niveau de la section mediane les Armatures doivent travailler à leur capacité maximale ; les 7 cables doivent etre placés pour avoir une excentricite maximale negatif

Entre la Section mediane et l'appui les cables doivent être relevés progressivement Pour diminuer l'excentricite (Valeur absolue de l'excentricite). Ainsi on diminue l'intensité de l'effort de Précontrainte.

A l'about, les cables qui y arrivent doivent être relevés de manière à ce que le centre de gravité de ces cables coincide avec celui de la section droite de la Poutre à l'about.

* DISPOSITIONS:

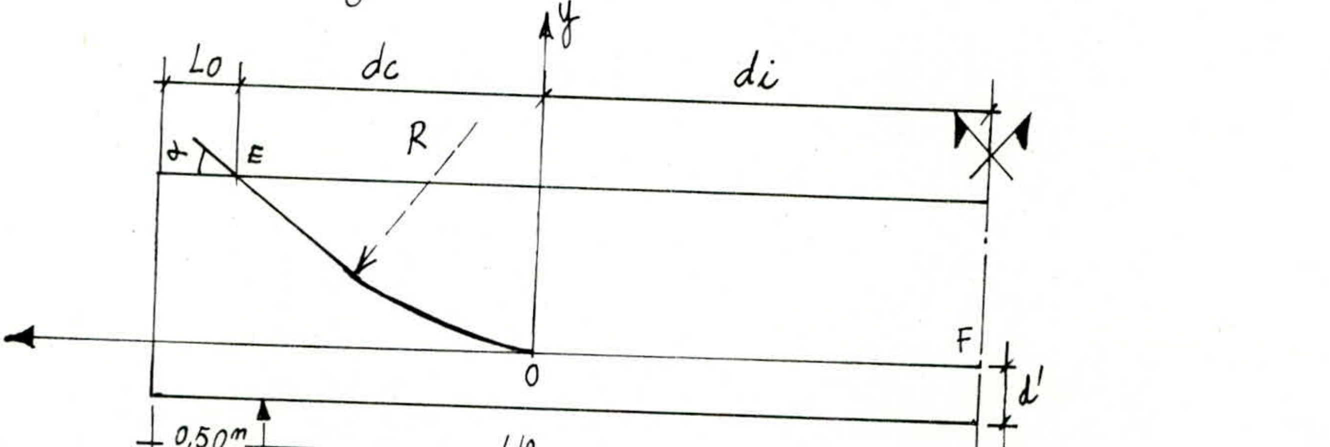
La Zône de Relevage des Cables est definie par la longueur L_0

L: Portée du Pont : $\frac{L}{4} \leq L_0 \leq \frac{L}{3} \iff \quad L_0 = 6m$; $L = 25{,}05\ m$

- l'angle de sortie des cables emergents vaut $\alpha = 24{,}15°$
- — " — " " d'abouts — " — $\alpha = ?$ tel-que $0 \leq \alpha \leq 20°$
- Le Rayon de "Courbure" "R" des Cables vaut : $R \geq 8000\,\phi$

  ϕ = diamètre du fil Constituant le cable

Chaque cable présente une partie parabolique et une Partie rectiligne



OF : zone rectiligne de longueur di
OE : —''— Parabolique d'equation $y = ax^2$
di : distance comprise entre le milieu de la poutre et le commencement du relevage
dc : project° H^le de la partie parabolique

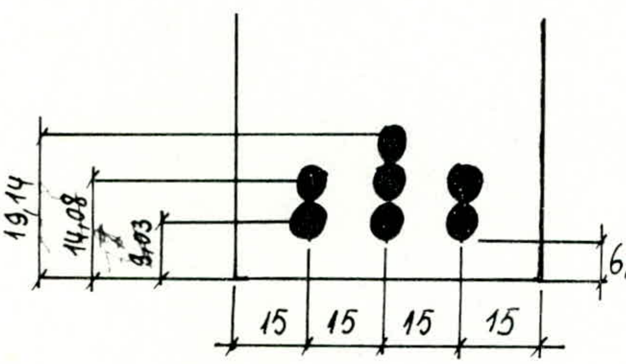
Soit "x" l'abcisse d'un point de la partie parabolique O étant l'origine et "y" son ordonnée on a :

$y = ax^2 \Rightarrow \frac{dy}{dx} = 2ax$; Pour $x = d_c$ on a

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

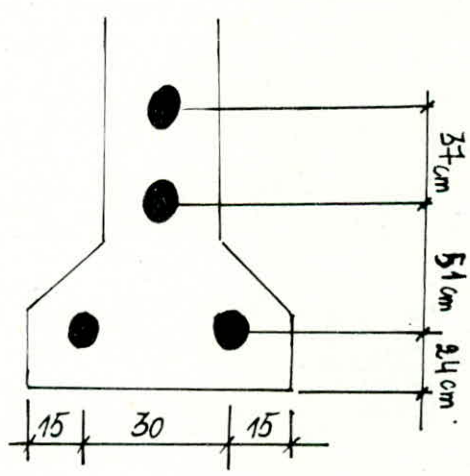
D'où : $a = \frac{tg^2\alpha}{4y}$; $d_c = tg\alpha / 2a$.

* DISPOSITION _ DES _ CABLES . À . LA . SECTION _ MEDIANE :



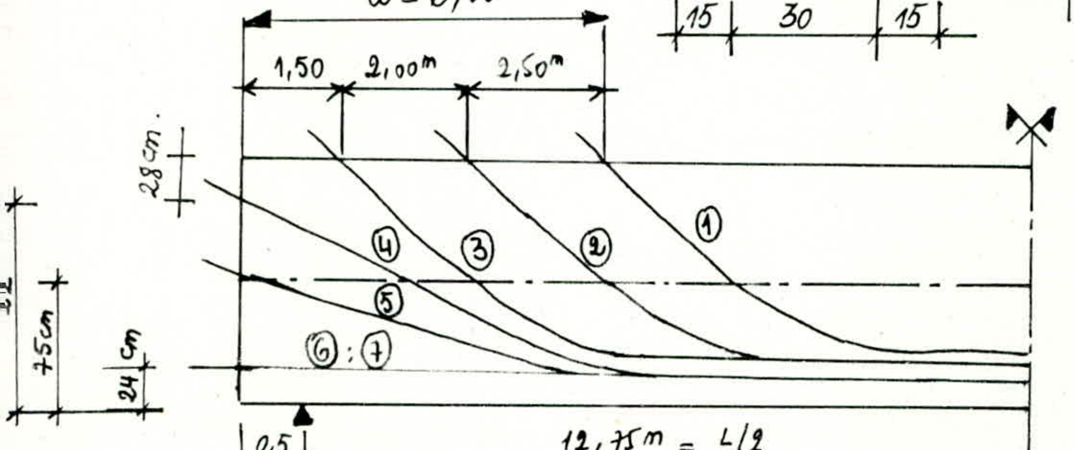
$$d = \frac{3 \times 9{,}03 + 3 . 14{,}08 + 1 . 19{,}14}{7} = 12{,}63$$

DISPOSITION - DES . CABLES À . LA . SECTIONS _ D'ABOUT



Échelle :
1m
0,375m.

Tracé des Cables :



Valeur de dc et di Pour chaque Cable :

CABLES	α [°]	d' (cm)	y (cm)	a [10^{-4} cm]	dc (cm)	di (cm)
1	24,15	19,14	130,86	3,84	583	142
2	24,15	14,08	135,92	3,69	607	368
3	24,15	14,08	135,92	3,69	607	568
4	15	14,08	107,92	1,66	807	518
5	10	9,03	65,97	1,17	753	572
6	0	9,03	24	0	0	1325
7	0	9,03	24	0	0	1325

- Calcul des Caracteristiques géometrique nettes des Sections et des excentricités du Cable équivalent dans chaque section

- les Caracteristiques geometriques nettes c'est la section Poutre + dalle qui est prise en Compte

• Excentricité du Cable equivalent dans une section
- L'effort de Precontrainte total a 2 composantes

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

N : Composante horizontale
V : composante verticale
P : effort de précontrainte d'un seul cable.

$$P = \frac{P_o}{7} = 73{,}85^t \simeq 74{,}46^t$$

Soient :

z_i = distance du point d'application du Cable i à la fibre superieure de la section
Z = distance du point d'application du Cable equivalent à l'a fibre superieure.

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

D'ou $Z = \dfrac{968{,}97}{6{,}91} = 140{,}22$ cm.

• L'excentricité du Cable équivalent / au CDG de la Section nette est :

$$e = V_S - Z = -88{,}7 \text{ cm}$$

Nous presenterons ci-dessous un exemple de calcul pour la section du quart : $\frac{L}{4} = 6{,}375$ m

$$x_i\left(\tfrac{L}{4}\right) = \frac{L}{4} - d_i \quad ; \quad y_i\left(\tfrac{L}{4}\right) = a_i x_i^2$$

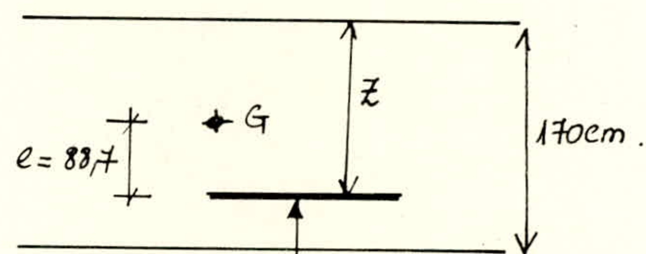
$$\alpha_i = \mathrm{Arctg}\,(2a_i x_i) \quad ; \quad z_i = h - (y_i + d')$$

CABLES	α_i [°]	y_i (10^{-4})	z_i	$\cos\alpha_i$	$\sin\alpha_i$	$z_i \cos\alpha_i$	z_i^2
1	20,83	94,27	56,59	0,934	0,355	52,85	3202,42
2	11,24	26,80	129,12	0,980	0,195	126,53	16671,97
3	2,93	1,78	154,14	0,998	0,051	153,83	23759,13
4	2,27	2,37	153,55	0,999	0,039	153,53	23577,6
5	0,878	0,501	160,46	0,999	0,015	160,29	25747,41
6	0	0	160,97	1	0	160,97	25911,34
7	0	0	160,97	1	0	160,97	25911,34
Σ			975,8	6,91	0,655	968,97	144781,21

$$Z = \frac{\Sigma z_i \cos\alpha_i}{\Sigma \cos\alpha_i} = 140,22 \text{ cm}.$$

$$P = 74,46^t$$

$e = -88,7$ cm.



CARACTERISTIQUES . DE . LA . SECTION . NETTE (L/4)

Aire des trous des cables: $B(\phi) = 7 \times \frac{\pi D^2}{4} = \frac{7 \cdot \pi \cdot \overline{5,05}^2}{4} = 140,2 \text{ cm}^2$

$S_\Delta(\phi) = B(\phi) \cdot Z = 140,2 \times 140,22 = 19658,84 \text{ cm}^3$

$I_\Delta(\phi) = I_0(\phi) + \Sigma B_i(\phi)\, z_i^2$

$I_\Delta(\phi) = \frac{\pi \cdot 5,05^4}{64} + \frac{\pi \cdot \overline{5,05}^2}{4} \times 144781,21 = 2899944 \text{ cm}^4$

$B^{net} = B^{brut} - B(\phi) = 10331 - 140,2 = 10190,8 \text{ cm}^2$

$S_\Delta^{net} = S_\Delta^{brut} - S_\Delta(\phi) = 549671 - 19658,84 = 530012,16 \text{ cm}^3$

$I_\Delta^{net} = I_\Delta^{brut} - I_\Delta(\phi) = 62005966,5 - 2899944 = 59106022,5 \text{ cm}^4$

$$V_s = \frac{S_\Delta^{net}}{B^{net}} = 52 \text{ cm} \quad ; \quad V_i = h_t - V_s = 118 \text{ cm}.$$

$$I_G^{net} = I_\Delta^{net} - V_s\, S_\Delta^{net} = 31545390,18 \text{ cm}^4$$

Resultats definitives:

$B^{net} = 10190,8 \text{ cm}^2$

$S_\Delta^{net} = 530012,16 \text{ cm}^3$

$I_\Delta^{net} = 59106022,5 \text{ cm}^4$

$e = -88,7$ cm.

$V_s = 52$ cm

$V_i = 118$ cm

$I_G = 31545390,18 \text{ cm}^4$

$i^2 = 3095,47 \text{ cm}^2$

* Tableau donnant les caracteristiques geometriques des Sections nettes et l'excentricité du cable.

Sect$^{\underline{o}}$	B(cm²)	I_G (cm⁴)	i^2 (cm²)	Vs (cm)	Vi (cm)	e (cm)	Σcosα	Z (cm)
L/4	10190,8	31545390,18	3095,47	52	118	-88,7	6,91	140,22
L/2	10190,8	31217956,24	3063,34	51,77	118,23	-105,59	7	157,36
About	14559,89	39954734,22	2744	63,33	106,67	-41,44	3,94	104,77
avant cable 1	10190,8	31381831,59	3079,42	51,86	118,14	-98,87	6,96	150,73
apres cable 1	10210,82	31119104,59	3047,64	52,05	117,95	-98,90	6,96	150,95
avant cable 2	10210,88	31294197,49	3064,78	52,13	117,87	-92,43	6,94	144,56
apres cable 2	10230,9	31071778,41	3037,05	52,32	117,68	-91,33	6,94	143,65
avant cable 3	14539,9	39063587,47	2686,64	63,06	106,94	-72,06	6,91	135,12
apres cable 3	14559,92	38821638,68	2666,33	63,17	106,83	-70,8	6,906	133,97

* Fuseaux limites et cables equivalent :

Definition : Le fuseau limite est une zone limitée par deux courbes generalement paraboliques dans lequel doit toujours se situer le centre de Pression des forces dans les Sections pour que ces dernieres soient toujours économiques. Le fuseau limite resulte du tracé des 2 fuseaux

1er fuseau limite : C'est le fuseau à l'interieur duquel doit se trouver le cable equivalent pour qu'il n'y avait pas de traction (quelque soit le cas de charges) sur l'une ou l'autre des fibres extrêmes. Il est limitée au niveau de chaque section par :

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

avec :

$$a' = -\frac{i^2}{Vs} \quad ; \quad a = \frac{i^2}{Vi}$$

(a et a') sont les limites du noyau central

2eme fuseau limite : C'est le fuseau à l'interieur duquel doit se trouver le cable equivalent pour que la contrainte maximale reste inferieure ou égale à $\bar{\sigma}'$ (contrainte maximale admissible en compression) sur l'une ou l'autre des fibres extremes et quelque soit le cas de charges

Ce fuseau est definie par les 2 valeurs limites suivante

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

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

* Cables Equivalent : Dans une section de beton preconhaint traversé Par Plusieurs cables, on peut remplacer fictivement l'ensemble

des forces de Precontrainte par leur resultante P appliqué en un point E. L'ensemble des cables en question peut donc être assimillé pour la section considérée à un cable unique passant par E tangent à la ligne d'action de P et dont la tension au point E serait égale à P. Le lieu de tout les points E le long de la poutre donne le tracé du cable dit « cable equivalent ».

Les valeurs de e_1 ; e_2 ; S et S' Pour les sections d'about, mediane et du quart sont regroupées dans les tableaux ces valeurs vont nous servir pour tracer le fuseau limite.

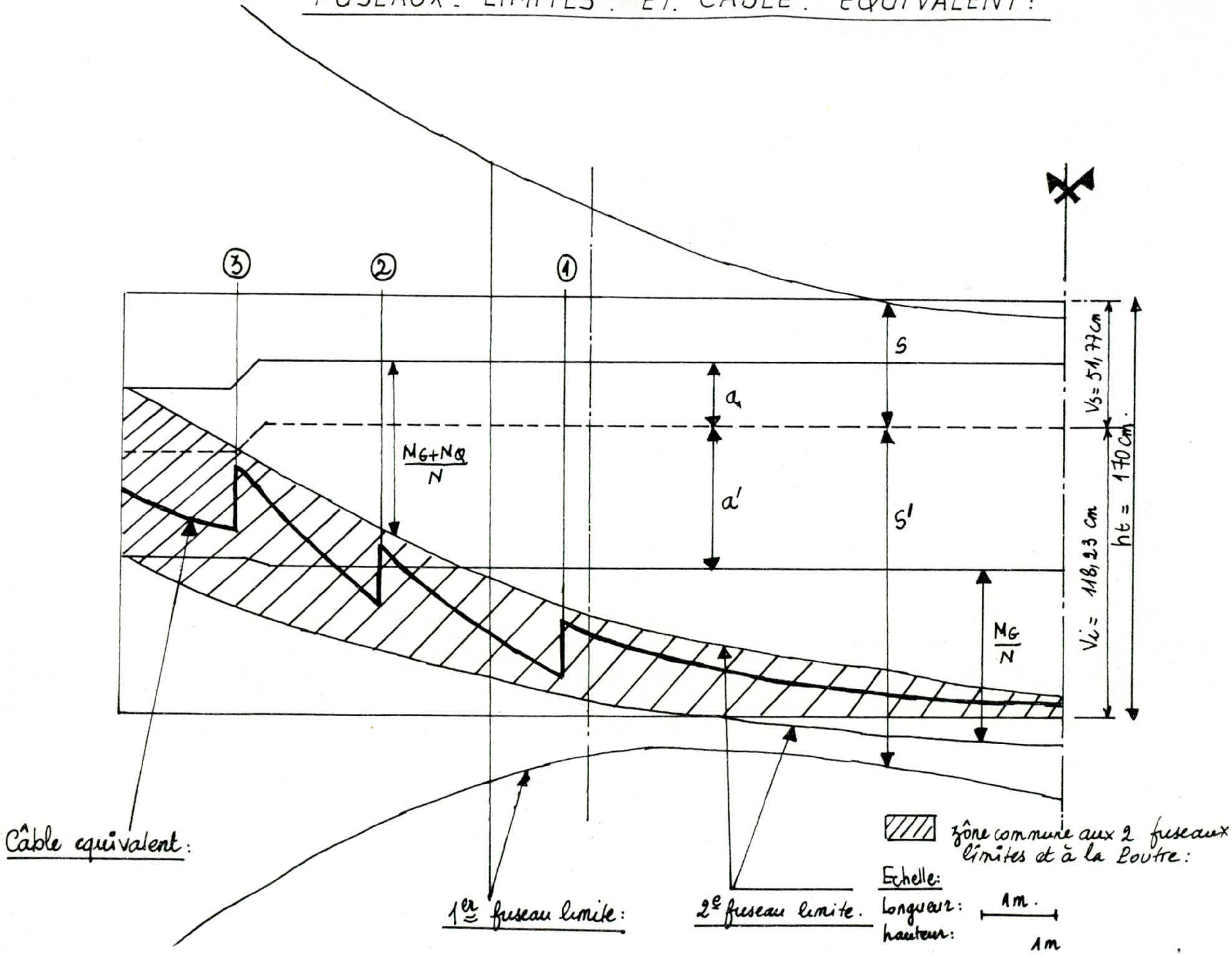
Premier fuseau limite :

Section	MG (t.m)	MQ (t.m)	N = PΣcos (t)	MG/N cm.	(MG+MQ)/N (cm)	a (cm)	a' (cm)	e_1 (cm)	e_2 (cm)
Mediane	297	264	417	71,2	134,53	25,91	-59,17	-130,37	-108,62
Quart	223	198	412	54,12	102,18	26,23	-59,52	-113,64	-75,95
About	0	0	235	0	0	25,72	-43,32	-43,32	25,72

Deuxieme fuseau limite :

Section	B (cm^2)	N (t)	a' (cm)	a (cm)	$\bar{\sigma}$B/N	MG/N cm	(MG+MQ)/N	S (cm)	S' (cm)
Mediane	10190,8	417	59,17	25,91	4,105	71,2	134,53	49,19	-151,65
Quart	10190,8	412	59,52	26,23	4,155	54,12	102,18	85,60	-136,87
About	14559,89	235	43,32	25,72	10,408	0	0	407,55	-241,97

FUSEAUX . LIMITES . ET . CABLE . EQUIVALENT :



Chap: VII — PERTES. ET. CHUTES. DE. TENSION

1/ Définition :

La Perte de Precontrainte est la difference entre la force exercée par le verin sur le cable lors de la mise en tension et la force qui s'exerce en un point d'une armature à une époque donnée. Il éxiste deux sortes de Pertes de Precontrainte dans le cas de la Precontrainte par post. tension

* Les PERTES. INSTANTANÉES :

- frottement
- Recul d'ancrage
- Raccourcissement instantanée du beton

* LES PERTES. DIFFERÉES :

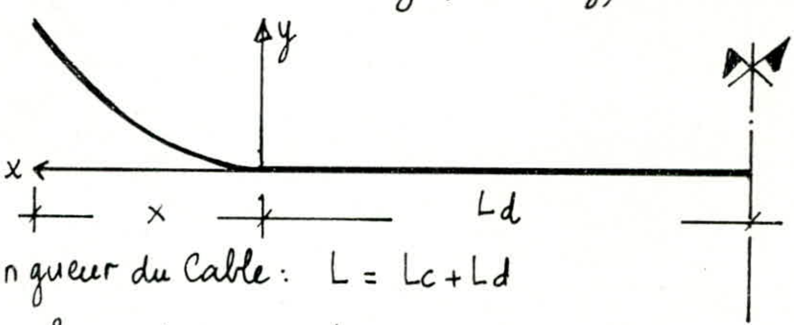
- fluage du beton
- Retrait du beton
- Relaxation des Aciers

2/ PERTES. INSTANTANÉES

- Frottement.
- les Pertes dues au frottement peuvent être evalues par

$$\Delta \sigma_{fr} = \sigma_0 (f\alpha + \rho L)$$

f : coef de frottement cable-gaine ($f = 0,17$)
α [rd] : angle de relevage des cables.
ρ : coef de Pertes en ligne ($\rho = 0,002$ rd/m)
σ_0 : Contrainte initiale à la mise en tension
$\sigma_0 = \min(0,85 R_g \; ; \; 0,95 T_g) = 12668 \text{ kg/cm}^2$



L = Longueur du Cable : $L = L_c + L_d$

$$y = ax^2 \Rightarrow dy = 2ax\,dx$$

$$L_c = \int ds = \int \sqrt{(dx)^2 + (dy)^2} = \int \sqrt{1 + (2ax)^2}\, dx$$

en effectuant un changement de variable nous obtenons:

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

* Pertes de Frottement entre La Section d'about et la section mediane.

cables	α [°]	α rad	x (m)	Lc (m)	ℓd (m)	L (m)	a (10^{-2}/m)	$\Delta\sigma_{fr}$ (kg/cm²)
7	0	0	0	0	13,25	13,25	0	335,70
6	0	0	0	0	13,25	13,25	0	335,70
5	10	0,174	7,53	7,56	5,72	13,28	1,17	711,18
4	15	0,261	8,07	8,16	5,18	13,34	1,66	900,06
3	24,15	0,421	6,07	6,26	5,68	11,94	3,69	1209,16
2	24,15	0,421	6,07	6,26	3,68	9,94	3,69	1158,48
1	24,15	0,421	5,83	6,01	1,42	7,43	3,84	1094,89

$\Delta\sigma_{moy} = 820,73 \text{ kg/cm}^2$

* Pertes Par recul d'ancrage : dûes au relachement de la tension du verin.

$$\Delta\sigma_{recul} = 2\sigma_0 \left[f\alpha + \rho l \right] \frac{x}{l}$$

$$x = \sqrt{\frac{g E_a}{\sigma_0 \left(\frac{f\alpha}{l} + \rho \right)}} \Rightarrow x = \sqrt{\frac{g\, l\, E_a}{\Delta\sigma_{fr}}} \quad \text{d'ou} \quad \Delta\sigma_{recul} = 2g \frac{E_a}{x}.$$

$E_a = 2{,}1.10^6$ kg/cm² ; $g = 5$ mm ; $\sigma_0 = 12668$ kg/cm²

$f = 0{,}17$; $\rho = 0{,}002$,

Pour un point de l'armature située à une distance x de l'ancrage

$$x < X \qquad \Delta\sigma_{recul}^{(x)} = 2g\, E_a \left(\frac{X - x}{X^2} \right) \quad (\text{kg/cm}^2)$$

cables :	X(m)	Appui	à 1,50m	à 3,50 m	à 6m	à L/2
7	20,35	1031,94	955,87	854,45	727,68	385,39
6	20,35	1031,94	955,87	854,45	727,68	385,39
5	14	1500	1339,28	1125	857,14	–
4	12,47	1684	1481,47	1211,37	873,75	–
3	10,18	–	1758,9	1353,63	847,03	–
2	9,49	–	–	1396,73	813,78	–
1	8,44	–	–	–	719,32	–
$\Delta\sigma$recul (moyen)		1311,98	1298,27	1132,60	795,19	385,39

* Pertes Par frottements entre la Section d'about et la Section d'emergence du Cable 3.

di $\Delta\sigma_m = 213{,}51$

cables	α (°)	α (rd)	x(m) dc	lc(m)	ld(m)	l(m)	Δσ (kg/cm²)	a (10^{-2} m)
7	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0	0	0
5	6,30	0,1100	6,03	6,04	0	6,04	389,92	1,17
4	7,90	0,1378	6,57	6,62	0	6,62	464,15	1,66

Pertes par frottements entre La Section d'about et la section d'emergence du Cable 2.

$\Delta\sigma_m = 206{,}38$

Cables	α (°)	α rd	x (m)	lc (m)	ld (m)	l (m)	Δσ	a (10^{-2} m)
7	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0	0	0
5	3,64	0,0635	4,03	4,03	0	4,03	237,65	1,17
4	4,13	0,0722	4,57	4,58	0	4,58	270,58	1,66
3	11,18	0,1952	4,07	4,12	0	4,12	523,69	3,69.

* Pertes par frottements entre la section d'about et la section d'emergence du cable 1.

$\Delta\sigma m = 73,31$ kg/cm².

Cables	$\alpha(0)$	α^{rd}	$x(m)$	$l_c(m)$	$l_d(m)$	$l(m)$	$\Delta\sigma f$	$a.10^{-2}m$
7	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0,29	0,0051	1,53	1,52	0	1,52	11,02	1,17
4	0,60	0,0106	2,07	2,07	0	2,07	22,88	1,66
3	0,76	0,0132	1,57	1,57	0	1,57	28,46	3,69
2	7,64	0,1335	3,57	3,60	0	3,60	377,50	3,69

*. Raccourcissement instantané du beton:

Les Pertes par raccourcissement instantané du beton sont données par la Relation suivante:

$$\Delta\sigma_{racc} = \frac{1}{2}\frac{Ea}{Ei}\sigma'_{bj}$$

σ'_{bj} : Contrainte probable du beton au niveau du Centre de gravité des armatures de precontrainte dans la section considerée sous l'effet de toute les actions de longues durée

$$\sigma'_b = \frac{N}{B} + \frac{Ne^2}{I} + \frac{MG.e}{I}$$

À. mi-travée : $\sigma'_b = \frac{417.10^3}{10190,8} + \frac{417.10^3(105,59)^2}{31217956,24} - \frac{297.10^5.105,59}{31217956,24}$

$\sigma'_b = 89,38$ kg/cm².

* à L/4 : $\sigma'_b = \frac{412.10^3}{10190,8} + \frac{412.10^3.\overline{88,7}^2 - 223.10^5.88.7}{31545390,18} = 80,47$ kg/cm²

$$\sigma'_{bj} = \sigma'_b\,moy = \frac{89,38 + 80,47}{2} = 84,92 \text{ kg/cm}^2$$

$Ea = 2,1.10^6$ kg/cm², $Ei = 21000\sqrt{\sigma'_{28}} = 420000$ kg/cm²

$\sigma'_{28} = 400$ kg/cm².

$$\Delta\sigma_{racc} = \frac{1}{2}.\frac{Ea}{Ei}.\sigma'_{bj} = 212,3 \text{ kg/cm}^2.$$

PERTES. DIFFERÉES :

a) fluage: $\Delta\sigma_{fluage} = 2.\frac{Ea}{Ei}.\sigma'_{bj} = 849,2$ kg/cm².

$\Delta\sigma_{fluage} = 849,2$ kg/cm².

b/ Retrait:

$\Delta\sigma_{retrait} = \varepsilon r.Ea$ avec $\varepsilon r = 2,3.10^{-4}$

$\Delta\sigma_{retrait} = 2,3.10^{-4}.2,1.10^6 = 483$ kg/cm²

Relaxation des Aciers

D'aprés . L' I.P. 2 on a:

$$\Delta\sigma_{rel} = Max\begin{cases} 2,4.\frac{\rho_{1000}}{100}.\frac{\sigma p_i - 0,55Rg}{0,25Rg}\times\sigma p_i \\ \frac{(\rho_{3000}+2,5)10}{1000}\times\frac{\sigma p_i - 0,55Rg}{0,25Rg}\times\sigma p_i \end{cases}$$

$\rho_{1000} = 0{,}050$; $\rho_{3000} = 0{,}060$

$R_g = 14904\ kg/cm^2$; $\sigma_{pi} = \sigma_0 - \Sigma \Delta\sigma_{instantannés}$; $\sigma_0 = 12668\ kg/cm^2$

À l'about : $\sigma_{pi} = 12668 - 1311{,}98 - 212{,}13 = 11143{,}89\ kg/cm^2$

à la section d'emergence du cable 3 :

$$\sigma_{pi} = 12668 - 213{,}51 - 1298{,}27 - 212{,}13 = 10943{,}92\ kg/cm^2$$

À la section d'emergence du Cable : 2 :

$$\sigma_{pi} = 12668 - 206{,}38 - 1132{,}60 - 212{,}3 = 11116{,}72\ kg/cm^2.$$

à la section d'emergence du Cable : 1 :

$$\sigma_{pi} = 12668 - 73{,}31 - 795{,}19 - 212{,}3 = 11587{,}2\ kg/cm^2$$

À la Section mediane :

$$\sigma_{pi} = 12668 - 385{,}39 - 820{,}73 - 212{,}3 = 11249{,}58\ kg/cm^2$$

$$\boxed{\sigma_{pi\ moy} = 11208{,}26\ kg/cm^2}$$

$$\Delta\sigma_{rel} = Max \begin{cases} 10{,}63\ kg/cm^2 \\ 226{,}96\ kg/cm^2 \end{cases} \Rightarrow \Delta\sigma_{rel} = 226{,}96\ kg/cm^2$$

les Resultats obtenus seront adoptés pour toutes les Sections toutes-fois- L'IP2 propose de prendre les Pertes differées égale à :

$$\Delta\sigma_{diff} = \begin{cases} \Delta\sigma_{retr} + \Delta\sigma_{fluage} + \Delta\sigma_{rel} - \dfrac{\Delta\sigma_{rel}(\Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{flu})}{\sigma_{pi} - 0{,}55\ R_g}. \\ \text{si } \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{flu} < \sigma_{pi} - 0{,}55\ R_g. \\ \Delta\sigma_{retrait} + \Delta\sigma_{fluage} \quad \text{sinon.} \end{cases}$$

$\Delta\sigma_{retr} + \Delta\sigma_{flu} = 483 + 849{,}2 = 1332{,}2\ kg/cm^2.$

$\sigma_{pi} - 0{,}55\ R_g = 11208{,}262 - 0{,}55 . 14904 = 3011{,}062\ kg/cm^2$

Nous avons bien : $\Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{flu} < \sigma_{pi} - 0{,}55\ R_g.$

Donc : $\Delta\sigma_{diff} = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{flu} + \Delta\sigma_{rel} - \dfrac{\Delta\sigma_{rel}\ [\Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl}]}{\sigma_{pi} - 0{,}55\ R_g}.$

$$\Delta\sigma_{diff} = 1332{,}2 + 226{,}96 - \frac{226{,}96\ (1332{,}2)}{3011{,}062}$$

D'où : $\boxed{\Delta\sigma_{diff} = 1458{,}74\ kg/cm^2}$

VERIFICATIONS _ DES _ CONTRAINTES

* Phases d'exécution:

Les Verifications des Contraintes se feront d'aprés Les Phases 1 - 2 - 3 - 4 - 5 qui seront explicité ci - aprés.

⊛ 1/ Verification des Contraintes normales:

determination de la contrainte initiale de calcul.

Nous allons effectuer les verifications de contraintes au droit de la section mediane

Cables	1	2	3	4	5	6	7
contrainte de mise en tension σ_0 (kg/cm²)	12668	12668	12668	12668	12668	12668	12668
Pertes par frottement $\Delta\sigma f_2$ [Kg/cm²]	1094,89	1158,48	1209,16	900,06	711,18	335,70	335,70
Pertes Par recul. d'ancrage [Kg/cm²]	0	0	0	0	0	385,39	389,35

Cables	1	2	3	4	5	6	7
Pertes Par raccourciss. instantanée [kg/cm²]	212,3	212,3	212,3	212,3	212,3	212,3	212,3
contrainte juste aprés mise en tension [kg/cm²]	11360,81	11297,22	11246,54	11555,6	11744,5	12120	12120

$$\sigma_{moy} = 11634,96 \text{ kg/cm}^2$$

Nous Prenons Comme contrainte initiale de Calcul La moyenne des contraintes juste aprés la mise en tension :

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

Caracteristiques geometrique de la Section mediane:

Section	B(cm²)	I(cm⁴)	i^2(cm²)	Vs (cm)	Vi (cm)	e (cm)
Poutre seule	5670,8	16448915,7	2900,63	64,57	85,43	-92,79
Poutre + dalle	10190,8	31217956,24	3063,34	51,77	118,23	-105,59

Verification des contraintes:

* Phase : 1: Contrainte Initiale dans chaque câble

$$\sigma_i = 11634,96 \text{ kg/cm}^2 \approx 11635 \text{ kg/cm}^2$$

Effort de precontrainte des quatres cables d'about:

$$N = 11635 \times 4 \times 5,58 = 259693,2 \text{ kg}$$

* Contrainte engendrée par l'effort de precontrainte:

Fibre superieure: (F.S) $\sigma_{ps} = \dfrac{259693,2}{5670,8}\left(1 - \dfrac{92,79 \cdot 64,57}{2900,63}\right)$

Fibre Inferieure: (F.I) $\sigma_{pi} = \dfrac{259693,2}{5670,8}\left(1 + \dfrac{92,79 \times 85,43}{2900,63}\right)$.

$\sigma_{ps} = -48,79 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_{pi} = 170,94$

Contrainte produite par le poids propre de la Poutre:

$\sigma_{GS} = M\,V_s/I$; $\sigma_{GI} = -\dfrac{M V_i}{I}$.

$$\sigma_{GS} = \frac{MV_s}{I} = \frac{136.10^5.64,57}{16448915,77} = 53,38\ kg/cm^2$$

$$\sigma_{Gi} = -\frac{136.10^5.85,43}{16448915,77} = -70,63\ kg/cm^2.$$

* Calcul des Contraintes effectives

FS : $\sigma_s = \sigma_{GS} + \sigma_{ps} = 4,59\ kg/cm^2$

FI : $\sigma_i = \sigma_{Gi} + \sigma_{pi} = 100,31\ kg/cm^2$

a la fin de la première phase, la Premiere serie de cables va subir une Perte de tension estimée à $\Delta\sigma d/3$ ($\Delta\sigma_d$: pertes differées totales)

La Contrainte de Service devient

$$11634,96 - 1458,74/3 = 11148,71\ kg/cm^2$$

l'effort de Precontrainte ds 4 cables est :

$$11148 \times 4 \times 5,58 = 248839,20\ kg.$$

Fibre	contrainte engend par la precontraint (Kg/cm²)	Contrte due au pds propre (poutre) [Kg/cm²]	contrainte effective [Kg/cm²]
F.S	−46,75	53,38	6,63
F.I	163,80	−70,63	93,17

* Phase 2 : Les Cables d'about vont encore subir une Perte estimée à $\sigma d/3$

La Contrainte de Service devient :

$$11148,71 - 1458,74/3 = 10662,46\ kg/cm^2$$

L'effort de Precontrainte devient :

$$10662,46 \times 4 \times 5,58 = 237986,10\ kg.$$

$$(F.S) : \sigma_{ps} = \frac{237986,10}{5670,8}\left(1 - \frac{92,79 \times 64,57}{2900,63}\right) = -44,71\ kg/cm^2.$$

$$(F.I) : \sigma_{pi} = \frac{237986,10}{5670,8}\left(1 + \frac{92,79 \times 85,43}{2900,63}\right) = 156,65\ kg/cm^2.$$

* Contrainte Produite par le poids propre de la poutre + dalle :

$$(F.S) : \sigma_{GS} = \frac{153.10^5.64,57}{16448915,77} = 60,05\ kg/cm^2$$

$$(F.I) : \sigma_{Gi} = \frac{153.10^5.85,43}{16448915,77} = -79,46\ kg/cm^2.$$

Fibre	contrainte engendrée par precontrainte (kg/cm²)	contrainte due au pds propre (poutre + dalle)	contrte effective [Kg/cm²]
F.S	−44,71	60,05	15,33.
F.I	156,64	−79,46	77,18

* Phase 3 : On met en tension les 3 cables emergeants ①, ② et ③

Contrainte initiale : $\sigma_i = 11635\ kg/cm^2.$

Force de Precontrainte des 3 cables

$$N = 3 \times 11635 \times 5,58 = 194769,9\ kg$$

La Premiere serie de cables va subir une Perte de $1/3 \times \sigma d$.

$$10662,46 - \frac{1}{3}.1458,74 = 10176,21\ kg/cm^2$$

force de Precontrainte des cables ④ ⑤ ⑥ et ⑦

$10176,21 \times 4 \times 5,58 = 227133,08$ kg

l'effort de precontrainte total est :

$227133,08 + 194769,9 = 421902,98$ kg

Contrainte engendrée par la Precontrainte

(FS): $\sigma_{ps} = \dfrac{421902,98}{10190,8}\left(1 - \dfrac{105,59 \cdot 51,77}{3063,34}\right) = -32,47\ kg/cm^2$

(F.I) : $\sigma_{pi} = \dfrac{421902,98}{10190,8}\left(1 + \dfrac{105,59 \cdot 118,23}{3063,34}\right) = 210,11\ kg/cm^2$

Contrainte produite par le poids propre (poutre + dalle)

(FS): $\sigma_{GS} = \dfrac{231,41 \cdot 10^5 \cdot 51,77}{31217956,24} = 38,37\ kg/cm^2$

(FI): $\sigma_{Gi} = -\dfrac{231,41 \cdot 10^5 \cdot 118,28}{31217956,24} = -87,64\ kg/cm^2$

Contraintes effectives:

(FS) : $\sigma_s = \sigma_{ps} + \sigma_{GS} = 5,9\ kg/cm^2$

(FI) : $\sigma_i = \sigma_{pi} + \sigma_{Gi} = 122,47\ kg/cm^2$.

à la fin de cette phase la deuxieme Serie de cables ①②et③ va subir une Perte de $1/3\ \sigma d$.

* Contrainte de Service des Cables 1, 2, 3.

$\sigma = 11634,96 - \frac{1}{3} \cdot 1458,74 = 11148,71\ kg/cm^2$

effort de precontrainte des cables

$P = 4 \times 11148,71 = 24883 9,2$ kg

* effort de precontrainte total.

$227133,08 + 248839,2 = 475972,28$ kg

Contraintes engendrées par La Précontrainte:

(F.S) : $\sigma_{ps} = -36,63\ kg/cm^2$

(F.I) : $\sigma_{pi} = 237,03\ kg/cm^2$

Fibre	C. E. par La Precont	Cte due au pd. propre (poutre + dalle)	Contrainte effective
F.S	-36,63	38,37	1,74
F.I	237,03	-87,64	149,39

* Phase : 4: On. met en Place La Superstructure (trottoirs + revet. + garde corps) . MG = 302,77t. m.

$MG = q\dfrac{l^2}{8} \times \dfrac{1}{6} = 22,35 \cdot 25,5^2 \times \dfrac{1}{48} = 302,77t.m.$

Contraintes engendrées par les charges Permanentes:

(FS) : $\sigma_{GS} = \dfrac{302,77 \cdot 10^5 \cdot 51,77}{31217956,24} = 50,20\ kg/cm^2$

(FI): $\sigma_{Gi} = -\dfrac{302,77 \cdot 10^5 \cdot 118,23}{31217956,24} = -114,66\ kg/cm^2$.

La 1ere serie de Cables a subi toute les Pertes, l'effort de Precontrainte des 4 cables 4, 5, 6, 7 est:

$P = 227133,08$ kg

La deuxieme serie de cables va subir une Perte estimé à $\frac{2}{3}\sigma d$

$\sigma = 11148,71 - \frac{2}{3} \cdot 1458,74 = 10176,21\ kg/cm^2$

l'effort de Precontrainte total est :

$227133 + 227133,08 = 454266,08$ kg.

Contrainte engendrées par la précontrainte :

$$(F.S) : \sigma_{ps} = \frac{454266,08}{10190,8}\left(1 - \frac{105,59 \times 51,77}{3063,34}\right) = -34,96 \text{ kg/cm}^2$$

$$(F.I) : \sigma_{pi} = \frac{454266,08}{10190,8}\left(1 + \frac{105,59 \times 118,23}{3063,34}\right) = +226,22 \text{ kg/c}$$

Fibre	cont. eng. par. La Precontr: [kg/cm²]	Cte due au pd. pr. (poutre + dalle + cornic)	contrainte effectue
F.S	-34,96	50,20	15,24
F.I	226,22	-114,66	111,56

* 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 defavorable.

$$(F.S) : \sigma_{(G+Q)_S} = \frac{561.10^5 . 51,77}{31217956,24} = 93,03 \text{ kg/cm}^2$$

$$(F.I) : \sigma_{(G+Q)_I} = \frac{561.10^5 . 118,23}{31217956,24} = -212,46 \text{ kg/cm}^2$$

Tous les Cables ont déja subi toutes les Pertes

* contrainte engendrées par la Precontrainte

$(F.S:)$: $\sigma_{ps} = -34,96$ kg/cm²

$(F.I)$: $\sigma_{pi} = 226,22$ kg/cm²

Fibre	Contr. eng par la Precont. (kg/cm²)	Contr due au Pd : Poutre + dalle + Corniche	Contrainte effective. kg/cm²
F.S	-34,96	93,03	58,07
F.I.	226,22	-212,46	13,76

II/ Verification des Contraintes tangentielles :

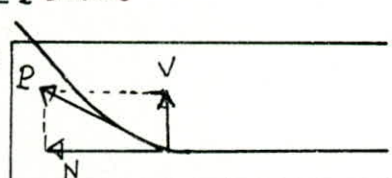
- EFFORT - tranchant - reduit.

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

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

soit TQ l'effort tranchant du aux sollicitation exterieures, l'effort tranchant reduit s'écrit

$T_r = T_Q - V = T_Q - \sum P\sin\alpha$



* Contrainte de cisaillement :

Elle est donnée par la formule de la RDM : $\tau = \frac{T_r}{b_0 z}$

$z = \frac{I}{S}$; I : moment d'inertie de la section

S : Mt stat / à l'axe Hle passant par le CDG de la section

* Contrainte de cisaillement admissible :

Elle se determine par la formule de CHALOS

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

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

σ_g : Contrainte au niveau du Centre de gravité de la section

* En Phase de Construction :

$\bar{\sigma} = 0,55\,\sigma_{28} = 17,05$ kg/cm² ; $\bar{\sigma}' = 0,55\,\sigma'_{28} = 220$ kg/cm²

* En Phase de Service : $\bar{\sigma} = 0{,}42\,\sigma_{28} = 13{,}02\ kg/cm^2$

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

* Verifications des Contraintes tangentielles :

Le Principe consiste à verifier pour chaque phase que $\tau \leq \bar{\tau}$ au niveau de chaque Section

Section	B (cm²)	I (cm⁴)	V_s [cm]	i^2 (cm²)	e [cm]	$\sum \cos\alpha_i$	$\sum \sin\alpha_i$	V_i [cm]
Poutre Seule	10039,92	19973599,05	66,94	1989,41	-67,03	3,949	0,465	83,06
Poutre + Dalle.	14559,89	39954734,22	63,33	2744	-41,44	3,949	0,465	106,67

* Contraintes initiales dans chaque Cable à l'about (après les Pertes Instantanées :)

$$\sigma_i = \sigma_0 - \sum \sigma_{inst} - \sum \sigma_{rel}$$

$$\sigma_i = \sigma_0 - \sum \Delta\sigma_{racc} - \sum \Delta\sigma_{recul} = 12668 - 212{,}3 - 1311{,}98 =$$

$$\sigma_i = 11143{,}72\ kg/cm^2$$

* Phase 1 :

contrainte de Service : $11143{,}72 - \frac{1}{3}\,1458{,}74 = 10657{,}47\ kg/cm^2$

* Precontrainte Par cable : $P = 10657{,}47 \times 5{,}58 = 59468{,}68\ kg$

$$N = \sum P\cos\alpha_i = 59468{,}68 \times 3{,}949 = 234841{,}81\ kg$$

$$V = \sum P\sin\alpha_i = 59468{,}68 \times 0{,}465 = 27652{,}93\ kg$$

$$T_r = T_G - V = q\frac{l}{2} - V = 1{,}67 \cdot \frac{25{,}5}{2} - 27{,}65 = -6{,}35^t$$

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

$$S = \frac{60 \cdot (66{,}94)^2}{2} + 12 \times 40 \times 60{,}94 \times 2 + 40 \times 4 \times 53{,}60 = 201507{,}30\ cm^3$$

$$Z = \frac{I}{S} = \frac{19973599{,}05}{201507{,}3} = 99{,}12\ cm$$

$$\text{d'ou}\quad \tau = \frac{-6{,}35 \cdot 10^3}{54{,}95 \times 99{,}12} = -1{,}165\ kg/cm^2$$

* Calcul de $\bar{\tau}$:

Contrainte Produite par N

$$(F.S) : \frac{234841{,}81}{10039{,}92}\left(1 + \frac{67{,}03 \times 66{,}94}{1989{,}41}\right) = 76{,}14\ kg/cm^2$$

$$(F.I) : \frac{234841{,}81}{10039{,}92}\left(1 - \frac{67{,}03 \times 83{,}06}{1989{,}41}\right) = -42{,}07\ kg/cm^2$$

* Contrainte au niveau du Centre de gravité de la Section

$$\sigma_g = 76{,}14 + (76{,}14 + 42{,}07) \cdot \frac{66{,}94}{150} = 128{,}89\ kg/cm^2$$

$$\text{d'ou}\quad \bar{\tau}^2 = \frac{\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}'}(\bar{\sigma}' - \sigma_g)(\bar{\sigma} + \sigma_g) \Rightarrow 32{,}10\ Kg/cm^2 = \bar{\tau}.$$

$$|\tau| = 1{,}165 < \bar{\tau} = 32{,}10\ kg/cm^2$$

* Phase 2 : La Premiere serie d'armature va subir une Perte estimée à $\frac{1}{3} \Sigma \Delta \sigma d$

Precontrainte residuelle : $10657,47 - \frac{1}{3} \times 1458,74 = 10171,22 \ kg/cm^2$

Precontrainte Par cable : $10171,22 \times 5,58 = 56755,42 \ kg/cm^2$

$N = 56755,42 \times 3,949 = 224127,17 \ kg$

$V = 56755,42 \times 0,465 = 26391,27 \ kg$

$Tr = (T_{poutre} + dalle) - V = 36,3 - 26,39 = 9,91 t$

$$\tau = \frac{9910}{54,95 \cdot 99,12} = 1,81 \ kg/cm^2$$

Contrainte Produite Par N

$$(F.S) : \frac{224127,17}{10039,92} \left(1 + \frac{67,03 \times 66,94}{1989,41} \right) = 72,66 \ kg/cm^2$$

$$(F.I) : \frac{224127,17}{10039,92} \left(1 - \frac{67,03 \times 83,66}{1989,41} \right) = -40,15 \ kg/cm^2$$

$$\sigma g = 72,66 + (72,66 + 40,15) \frac{66,94}{150} = 123 \ kg/cm^2$$

$$\bar{\tau}^2 = (32,44)^2 \ kg^2/cm^2 \Rightarrow \bar{\tau} = 32,44 \ kg/cm.$$

$|\tau| = |\bar{\tau}|$ verifier.

* Phase 3 :

* Contrainte residuelle :

$10171,22 - \frac{1}{3} \cdot 1458,74 = 9684,97 \ kg/cm^2$

Contrainte par cable : $9684,97 \times 5,58 = 54042,15 \ kg$

$N = 54042,15 \times 3,949 = 213412,45 \ kg$

$V = 54042,15 \times 0,465 = 25129,60 \ kg$

$Tr = 36,3 - 25,129 = 11,171 t$

$S = 402007,46 \ cm^3 \quad z = 99,38 \ cm$

$$\tau = \frac{11,171 \cdot 10^3}{54,95 \cdot 99,38} = 2,045 \ kg/cm^2$$

Contrainte engendré par N

$$(F.S) : \frac{213412,15}{14559,89} \left(1 - \frac{41,44 \times 63,33}{2744} \right) = 0,63 \ kg/cm^2 .$$

$$(F.I) : \frac{213412,15}{14559,89} \left(1 + \frac{41,44 \times 106,67}{2744} \right) = 38,26 \ kg/cm^2$$

$$\sigma g = 0,63 + (0,63 - 38,26) \cdot \frac{63,33}{170} = -13,38 \ kg/cm^2$$

$$\bar{\tau} = 22,07 \ kg/cm^2 \Rightarrow |\tau| = 2,045 \ kg/cm^2 < \bar{\tau} = 22,07 \ kg/cm^2$$

* Phase : 4 : toutes les Pertes ont été deja consommées

$9684,97 - \frac{1}{3} \cdot 1458,74 = 9198,72 \ kg/cm^2$

Contrainte par Cable :

$9198,72 \times 5,58 = 51328,87 \ kg.$

$N = 51328,87 \times 3,949 = 202697,73 \ kg.$

$V = 51328,87 \times 0,465 = 23867,92 \ kg$

$T_r = 24765 - 23867,92 = 897,08$ kg

$\tau = \dfrac{897,08}{54,95 \times 99,38} = 0,164$ kg/cm²

Contrainte engendré par N :

(F.S) : 0,606 kg/cm² ; (F.I) : 36,34 kg/cm².

$\sigma_g = 13,92$ kg/cm² ; $\bar{\tau} = 22,24$ kg/cm²

$|\tau| = \bar{\tau}$ vérifiée

* Phase 5

$N = 202697,73$ kg ; $V = 23867,92$ kg

$T_r = 52080 - 23867,92 = 28212,08$ kg

$\tau = \dfrac{28212,08}{54,95 \times 99,38} = 5,16$ kg/cm²

$|\tau| < \bar{\tau} = 22,24$ kg/cm².

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

• Section d'émergence du câble ① :

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Phase 5
$\lvert\tau\rvert$ [Kg/cm²]	7,71	17,78	16,68	9,97	26,45
$\lvert\bar{\tau}\rvert$ [Kg/cm²]	32,24	27,74	30,11	30,93	30,93

• section d'émergence du câble ② :

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Phase 5
τ	1,27	11,65	14,55	5,27	23,11
$\bar{\tau}$	28,67	29,73	31,81	31,38	31,38

. Section d'emergence du câble ③ :

	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Phase 5
τ	1,28	4,16	4,27	2,28	7,28
$\bar{\tau}$	30,47	31,28	32,68	32,49	32,49

A chaque section et à chaque phase nous avons :

$$\tau < \bar{\tau} .$$

VERIFICATION A LA RUPTURE

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

L'I.P.1 prescrit une majoration de la surcharge seule dans le rapport de 80%.

1°/ SECURITE A LA RUPTURE EN FLEXION:

(A) MOMENT DE RUPTURE PAR LE BETON:

Nous vérifierons la condition : $M_G + 1{,}8\,M_Q \leq 0{,}7\,M_{RB}$.

avec :

$M_G = 259\,t.m$

$M_Q = 264\,t.m$

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

Calcul de M_{RB}:

$M_{RB1} = 0{,}35\,b_0 h\,\sigma'_n$ (relatif à l'âme)

$$M_{RB2} = \min \begin{cases} 0{,}8\,(b-b_0)\,h_0\left(h - \frac{h_0}{2}\right)\sigma'_n \\ 0{,}35\,(b-b_0)\,h^2\,\sigma'_n \end{cases}$$

$$\left.\begin{array}{l} h = h_t - d' = 170 - 13 = 157\,cm \\ h_0 = 12\,cm \\ b_0 = 18\,cm \\ b = 143\,cm \\ \sigma'_n = 400\,Kg/cm^2 \end{array}\right\} \left.\begin{array}{l} M_{RB1} = 621{,}15\,t.m \\ M_{RB2} = 724{,}8\,t.m \end{array}\right\} \Rightarrow M_{RB} = 1345{,}95\,t$$

$M_G + 1{,}8\,M_Q = 734{,}2\,t.m < 0{,}7\,M_{RB} = 942{,}16\,t.m$ (vérifié)

(B) MOMENT DE RUPTURE PAR LES ACIERS

Nous vérifierons la condition :

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

avec $M_{RA} = 0{,}9\,h\,\omega\,R_G$ (Moment de rupture de l'acier)

$M_f = \sigma . \dfrac{I}{V}$ (Moment de fissuration)

Calcul de M_f et de M_{RA}:

. Pour M_{RA}:

$\omega = 5{,}58 \times 7 = 39{,}06\,cm^2$ (section des câbles)

$R_G = 14904\,Kg/cm^2$ (contrainte de rupture garantie)

$h = h_t - d_i = 157\,cm$

$\Rightarrow M_{RA} = 0{,}9(157) \times 39{,}06 \times 14904 = 822{,}57\,t.m$

. Pour M_f:

$\sigma = \sigma'_p + 2\sigma_n$: pour la fibre inférieure.

σ'_p = contrainte dûe à la précontrainte.

$\sigma_n = 31\ Kg/cm^2$ (contrainte de traction)

$\sigma'_p = \frac{N}{B}\left(1 - e\frac{V'}{i^2}\right) = \frac{417\times10^3}{10190,8}\left(1 + \frac{105,59\times118,23}{3063,34}\right)$

$\sigma'_p = 207,67\ Kg/cm^2$

d'où $\sigma = 269,67\ Kg/cm^2$

$M_G + 1,8\,M_Q = 734,2\ t.m$

$\left.\begin{array}{l}\sigma = 269,67\ Kg/cm^2\\ I = 31217956,24\ cm^4\\ V_i = 118,23\ cm\end{array}\right\} \Rightarrow M_f = 712,04\ tm < M_R = 822,57\ t.m.$

$M_G + 1,8\,M_Q = 734,2\ t.m < 0,9\,M_{RA} = 740,31\ t.m$ (vérifié).

2°/ SECURITE A LA RUPTURE PAR EFFORT TRANCHANT:

Nous vérifierons la condition : $\sigma = \frac{2\tau}{\sin 2\gamma} \leq 0,5\,\sigma'_{28}$.

L'effort tranchant réduit est: $T_r = T_G + 1,8\,T_Q - V$

$\left.\begin{array}{l}T_G = 46,54\,t\\ T_Q = 41,38\,t\\ V = 25,12\,t\end{array}\right\} \Rightarrow T_r = 95,904\,t.$

$\tau = \frac{T_r}{b_o \times z}$ avec $b_o = 60 - 5,05 = 54,95\ cm$.

$z = \frac{I}{S} = \frac{39954734,22}{402007,46} = 99,38\ cm$.

$\tau = \frac{95,904\times10^3}{54,95\times99,38} = 17,56\ Kg/cm^2$

$tg\,2\gamma = \frac{2\tau}{\sigma_{g_o}}$

Calcul de σ_g :

Fibre supérieure : $\sigma_p = \frac{213412,45}{14559,89}\left(1 - \frac{41,44\times63,33}{2744}\right) = 0,638\ Kg/cm^2$

Fibre inférieure :

$\sigma_p = \frac{213412,45}{14559,89}\left(1 + \frac{41,44\times106,67}{2744}\right) = 38,26\ Kg/cm^2$

Au niveau du centre de gravité nous aurons:

$\sigma_g = 0,638(38,26 - 0,638)\times\frac{63,33}{170} = 14,65\ Kg/cm^2$

d'où $tg\,2\gamma = \frac{2\tau}{\sigma_g} = \frac{2\times17,56}{14,65} = 2,39 \Rightarrow 2\gamma = 67,29$

$\sigma = \frac{2\tau}{\sin 2\gamma} = \frac{2\times17,56}{\sin(67,29)} = \frac{35,12}{0,9224} = 38,04\ Kg/cm^2$

$\sigma = 38,04\ Kg/cm^2 < 0,5\,\sigma'_{28} = 200\ Kg/cm^2$ (vérifié)

En ce qui concerne la contrainte des armatures transversales nous prendrons :

$\gamma = \frac{67,29}{2} = 33,645$ soit $tg\,2\gamma = 0,665$

Nous vérifierons la conditions: $\sigma'_a = \frac{t.T_r}{A'_t}\times\frac{tg\,\gamma}{z} \leq 1,2\,\sigma_{en}$

$\sigma'_a = \frac{15\times95904}{2,35}\times\frac{0,665}{99,38} = 4096,21\ Kg/cm^2 < 1,2\,\sigma_{en} = 5040\ Kg/cm^2$ (vérifié)

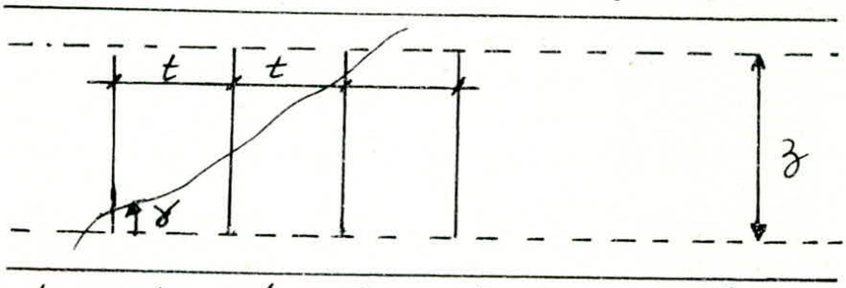
ARMATURES TRANSVERSALES

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

Espacement des armatures transversales : t :

Nous admettons que les fissures qui peuvent se produire font un angle γ avec la parallèle à la fibre moyenne de la poutre.

L'angle γ est tel que : $tg 2\gamma = \dfrac{2\tau}{\sigma_g}$.



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

$n = \dfrac{L}{t} = \dfrac{z}{t . tg\gamma}$ nous devons avoir : $\dfrac{T_r}{n A'_t} \leq \overline{\sigma}'_{at}$

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

$$\frac{T_r}{n A'_t} = \frac{T_r}{A'_t} \times \frac{tg\gamma}{z} \leq \overline{\sigma}'_{at} \Rightarrow t \leq \frac{\overline{\sigma}'_{at} . A'_t}{T_r} \times \frac{z}{tg\gamma}$$

Toutefois t doit verifier $t \leq \overline{t}$ avec :

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

- Section d'about :

$T_r = 6350$ Kg
$\sigma_g = 128{,}89$ Kg/cm^2
$z = 99{,}12$ cm
$\tau = 1{,}165$ Kg/cm^2
$\overline{\tau} = 32{,}10$ Kg/cm^2
$A'_t = 2{,}35$ cm^2 (3T10).

$\rho'_a = \left[1 - \frac{1}{3}\left(\frac{1{,}165}{32{,}10}\right)^2\right] \simeq 0{,}99$ pas de reprise de bétonnage.

$\overline{\sigma}'_{at} = 4200 \times 0{,}99 = 4158$ Kg/cm^2

$$tg\,2\gamma = \frac{2\tau}{\sigma_g} = \frac{2\times 1{,}165}{128{,}89} = 0{,}018 \Rightarrow \gamma = 0{,}515 \Rightarrow tg\gamma = 0{,}0089$$

$$t \leq \frac{4158 \times 2{,}35 \times 99{,}12}{6350 \times 0{,}0089} = 17137\text{ cm}$$

$$t \leq \begin{cases} 170\left(1{,}25 - 0{,}95 \times \frac{1{,}165}{32{,}10}\right) = 182{,}33\text{ cm} \\ 54{,}95\left(5 - 2\times\frac{1{,}165}{32{,}10}\right) = 270{,}76\text{ cm} \\ 4\times 54{,}95 = 219{,}80\text{ cm.} \end{cases}$$

Pourcentage minimale :

$$\tilde{\omega}_t = 0{,}25 \times \frac{h_t}{h_t + 3b_0} = 0{,}25 \times \frac{170}{170 + 3\times 54{,}95} = 12{,}69\% \simeq 13\%$$

$0{,}1\% < \tilde{\omega}_t < 0{,}2\%$

$$\bar{t} = \frac{A'_t}{\tilde{\omega}_t \cdot b_0} = \frac{2{,}35\times 100}{0{,}13\times 54{,}95} = 32{,}89\text{ cm.}$$

Nous prenons un espacement : $t = 30$ cm.

SECTION D'EMERGENCE DU CABLE ①:

$T_r = 11814$ Kg
$\sigma_g = 267{,}20$ Kg/cm²
$\tau = 26{,}45$ Kg/cm²
$\bar{\tau} = 30{,}93$ Kg/cm²

$$\sigma'_{at} = \left[1 - \frac{1}{3}\left(\frac{26{,}45}{30{,}93}\right)^2\right] \times 4200 = 3176{,}18\text{ Kg/cm}^2$$

$$tg\,2\gamma = 2 \cdot \frac{26{,}45}{267{,}20} = 0{,}1979 \Rightarrow \gamma = 5{,}59^\circ$$

$$t = \frac{3176{,}18 \times 2{,}35 \times 118{,}25}{11814 \times 0{,}97} = 37{,}02$$

$$\bar{t} = \inf \begin{cases} 170\left(1{,}25 - 0{,}95 \times \frac{26{,}45}{30{,}93}\right) = 74{,}8 \\ 12{,}95\left(5 - 2\times\frac{26{,}45}{30{,}93}\right) = 42{,}60 \\ 4\times 12{,}95 = 51{,}80 \end{cases}$$

Nous prendrons $t = 35$ cm

Pourcentage minimal : $\tilde{\omega}_t = 0{,}25 \times \frac{150}{150 + 3\times 12{,}95} = 0{,}198$

2/ ARMATURES LONGITUDINALES

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

D'après L'IP1 (Article 18) Le pourcentage minimal des armatures longitudinales à mettre doit être pris égal à la moitié du pourcentage des armatures transversales.

* A l'about :

$\hat{\omega}_e = 0,5\,\hat{\omega}_t = 0,13 \times 0,5 = 0,065$

section minimal des armatures.

$A_{min} = B_{\hat{a}me} \times \hat{\omega}_e$.

$B_{\hat{a}me} = 60 \times 150 = 9000\ cm^2 \Rightarrow$

$$A_{min} = \frac{9000 \times 0,065}{100} = 5,85\ cm^2$$

* En travée :

$\hat{\omega}_e = 0,5 \times 0,198 = 0,099 \Rightarrow A_{min} = \dfrac{2700 \times 0,099}{100} = 2,67\ cm^2$

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

Cadre du Talon :

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

① $\dfrac{\hat{\omega}_t}{t} \geq C \cdot \dfrac{\sigma_{28}}{\sigma_{en}}$, $\hat{\omega}_t$: pourcentage des A_t (cadre du talon)
t : espacement des cadres du talon.
C : enrobage.

② $\dfrac{\hat{\omega}_t}{t} \geq 1,3D \cdot \dfrac{\sigma_{28}}{\sigma_{en}}$

. La relation ① st applicable si $D \leq C \leq 1,3D$

. la relation ② est applicable si $C > 1,3\,D$.

avec D : diamètre de la gaine.

Nous utilisons des T12 comme cadre du talon.

$\sigma_{en} = 4200\ Kg/cm^2$; $A_t = 2,35\ cm^2$; $\sigma_{28} = 31\ Kg/cm^2$; $D = 5,05\ cm$

* section médiane :

$C = 7\ cm > 1,3D = 6,565\ cm$. nous utiliserons la relation ②

$t \leq \dfrac{\hat{\omega}_t \times \sigma_{en}}{1,3D\,\sigma_{28}} \Rightarrow t \leq 20,63\ cm$. nous prenons $t = 15\ cm$

* Section d'about :

$C = 8\ cm \Rightarrow C > 1,3D = 6,565\ cm$

$t \leq \dfrac{\hat{\omega}_t\,\sigma_{en}}{1,3D\,\sigma_{28}} \Rightarrow t \leq 13,54\ cm$

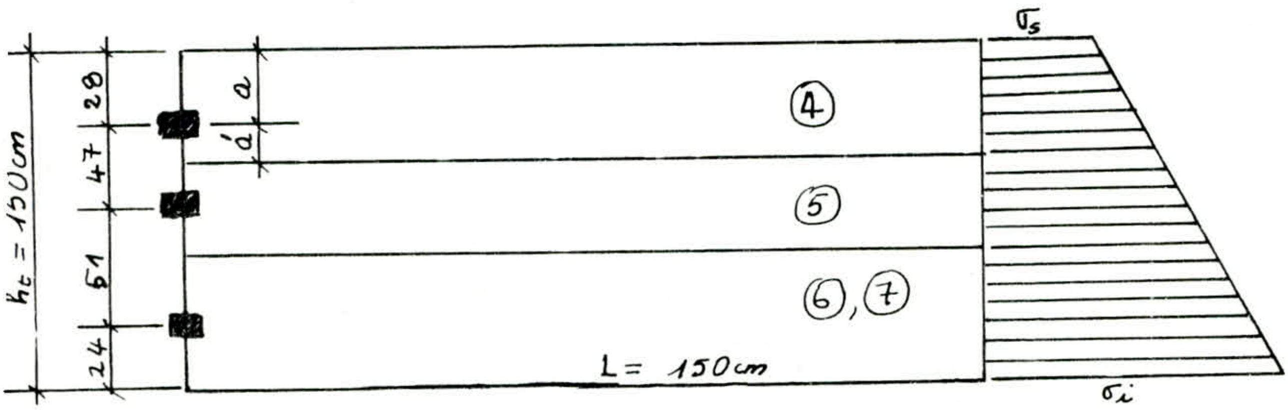
Nous prenons $t = 10\ cm$.

ETUDE DE LA ZONE D'ABOUT

1°/ INTRODUCTION :

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

2°/ DETERMINATION DES EFFORTS :



L : zône de régularisation des contrainte supposée égale à la hauteur de la poutre.

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

4 : prisme associé à l'ancrage du câble 4

5 : prisme associé à l'ancrage du câble 5

6, 7 : prisme associé à l'ancrage du câble 6 ou 7.

Effort de surface T_s et calcul des fretters:

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

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

avec F: force utile du câble dans le cas d'un ancrage incliné ; nous majorons F de 10%.

A l'about la contrainte du câble est σ_0.

$\sigma = 10657,47\ Kg/cm^2$ (contrainte après pertes instantanées)

$F = 1,1 \times 10657,47 \times 5,58 = 65415,55\ Kg$

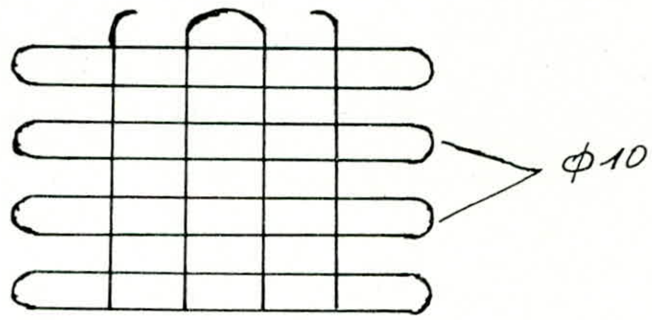
Les valeurs de T_s sont regroupées dans le tableau suivant:

Prisme	a [cm]	a' [cm]	F [t]	0,04F [t]	$0,2\left(\frac{a-a'}{a+a'}\right)^3 \cdot F$	T_s
4	28	23,5	65,42	2,62	0,0087	2,63
5	23,5	25,5	65,42	2,62	- 0,00088	2,62
6, 7	25,5	24	65,42	2,62	0,00036	2,62

Calcul de frettes : nous utilisons des aciers doux ; $\overline{\sigma}_a = \frac{2}{3} \times 2400$

$T_{s\,max} = 2{,}63t$; $A = \frac{T_{s\,max}}{\overline{\sigma}_a} = \frac{2{,}63 \times 10^3}{1600} = 1{,}65\ cm^2$

Nous adoptons une frette verticale en $\phi 10$ formée par 4 branches ($A = 3{,}14\ cm^2$). Cette frette commune aux ancrages sera placée le plus près possible de la face d'about tout en respectant les conditions d'enrobage. Nous ajoutons également une frette horizontale formée de 4 branches.



Effort d'éclatement Te

Notation :
- a : longueur de l'ancrage
- 2a : longueur du prisme fictif avec $a < a'$; si $a > a' \Rightarrow 2a'$
- K : coefficient de réduction
- F : force utile du câble
- S : surface du prisme fictif
- P : contrainte moyenne d'éclatement
- $\sigma_{y\,max}$: Contrainte max d'éclatement

Posons :

$$y = \frac{a'}{2a} \quad ; \quad \sigma_{y\,max} = 0{,}65\,P\,(1-y) \quad [Kg/cm^2]$$

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

Te : évaluée à partir de règle des prismes symétriques (prisme fictif).

$$Te = \frac{F}{3}(1-y) \cdot K \, .$$

Les dimensions à prendre en compte :
- pour le prisme i : $2a \times a$; plaque d'ancrage.
  $a_1 \times a_2 = 24 \times 24\ cm^2$
  F : force utile du câble $= 65{,}42t$

Prisme	2a [cm]	y	$\frac{F}{3}(1-y)$ [t]	$S = 2a \cdot a$	$\sigma_y^{max} = 0{,}65P(1-y)$	$P = \frac{F}{S}$ [Kg/cm²]	$Te = \frac{F}{3}(1-y)K$ [t]
4	47	0,51	10,68	1316	15,82	49,71	7,95
5	47	0,51	10,68	1198,5	17,37	54,58	8,42
6, 7	48	0,51	10,68	1224	17,01	53,44	8,32

$T_e^{max} = 8{,}42t$: Les armatures nécessaires pour reprendre cet effort ont une section.

$A = \frac{8{,}42 \times 10^3}{1600} = 5{,}26\ cm^2$. Nous adoptons $5\phi 12$ ($A = 5{,}65\ cm^2$)

Nous prévoyons aussi des armatures pour reprendre la poussée au vide :
$\tilde{\omega} = 0,3\%$.

$B_{ame} = 60 \times 150 = 9000\,cm^2$; $A_t = \frac{0,3}{100} \times 9000 = 27\,cm^2$

soit 9 cadres $\phi 14$ ($A = 27,7\,cm^2$).

Contrainte maximale sous l'ancrage :

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

$$\overline{\sigma}'_{t,m} = \frac{1}{1,6} \cdot \sigma'_j \times K \text{ ; avec}$$

$$K = 1 + \left(3 - \frac{a_1}{b_1} - \frac{a_2}{b_2}\right)\sqrt{\left(1 - \frac{a_1}{b_1}\right)\left(1 - \frac{a_2}{b_2}\right)}$$

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.

Vérification des contraintes:

Dans notre cas les plaques d'ancrage sont circulaires de diamètre $\phi = 24\,cm$; le diamètre de la gaine des armatures est $\phi = 5,05\,cm$. La section nette de la plaque est : Δ:

$$\Delta = \frac{\pi}{4}\left[(24)^2 - (5,05)^2\right] = 432,35\,cm^2$$

Contrainte admissible de compression:

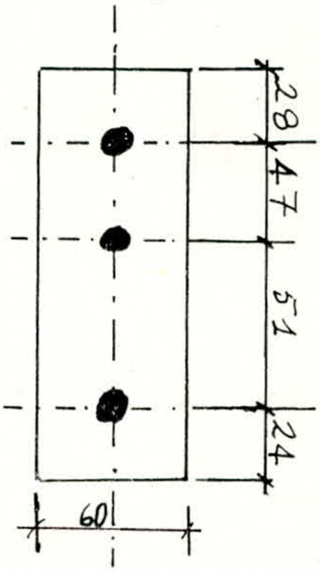
$$\sigma' = \frac{1}{1,6} \times 400 K = 250 K \ [Kg/cm^2]$$

prisme (4) : on prend $a_1 = a_2 = 24\,cm$; $b_1 = 60\,cm$; $b_2 = 50\,cm$

$$\Rightarrow K_4 = 1 + \left(3 - \frac{24}{60} - \frac{24}{50}\right)\sqrt{\left(1 - \frac{24}{60}\right)\left(1 - \frac{24}{50}\right)} = 1,74 \Rightarrow$$

$$\overline{\sigma}'_4 = 435\ Kg/cm^2$$

$$\sigma'_4 = \sigma'_5 = \sigma'_6 = \sigma'_7 = \frac{65,42 \times 10^3}{432,35} = 151,31\ Kg/cm^2 < \overline{\sigma}'_4$$



CALCUL DES DEFORMATIONS

1°/ FLECHES ET CONTRE-FLECHES

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre-flèches).

(A) FLECHE DU POIDS PROPRE

$$f_G = \frac{5 q_G L^4}{384 EI}$$

$$\left.\begin{array}{l} q_G = 3,725\,t/ml \\ L = 25,5\,m \\ E = E_v = \frac{1}{3} E_i = 1,4\times10^6\,t/m^2 \\ I = 312\,17956,24 \times 10^{-8}\,m^4 \end{array}\right\} \Rightarrow f_G = 4,69\,cm.$$

(B) FLECHE DE PRECONTRAINTE

$$f_p = \frac{1}{2}\int_0^{L/2} \frac{M.x}{EI}\,dx + \frac{1}{2}\int_{L/2}^{L} \frac{M}{EI}(L-x)\,dx$$

Pour un diagramme des moments symétriques par rapport à l'axe de la poutre, l'expression de la flèche à mi-travée s'écrit

$$f_p = \int_0^{L/2} \frac{M}{EI}\,x\,dx$$

Cette valeur représente le moment statique à EI près, de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontrainte dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur la demi-longueur par rapport à l'appui de gauche.

Nous traçons le diagramme des moments de précontrainte à partir des trois valeurs des moments ($x=0$; $x=\frac{L}{4}$; $x=\frac{L}{2}$)

- La contrainte initiale à la mise en tension : 11635 kg/cm²
- La contrainte en service : 10176 kg/cm²

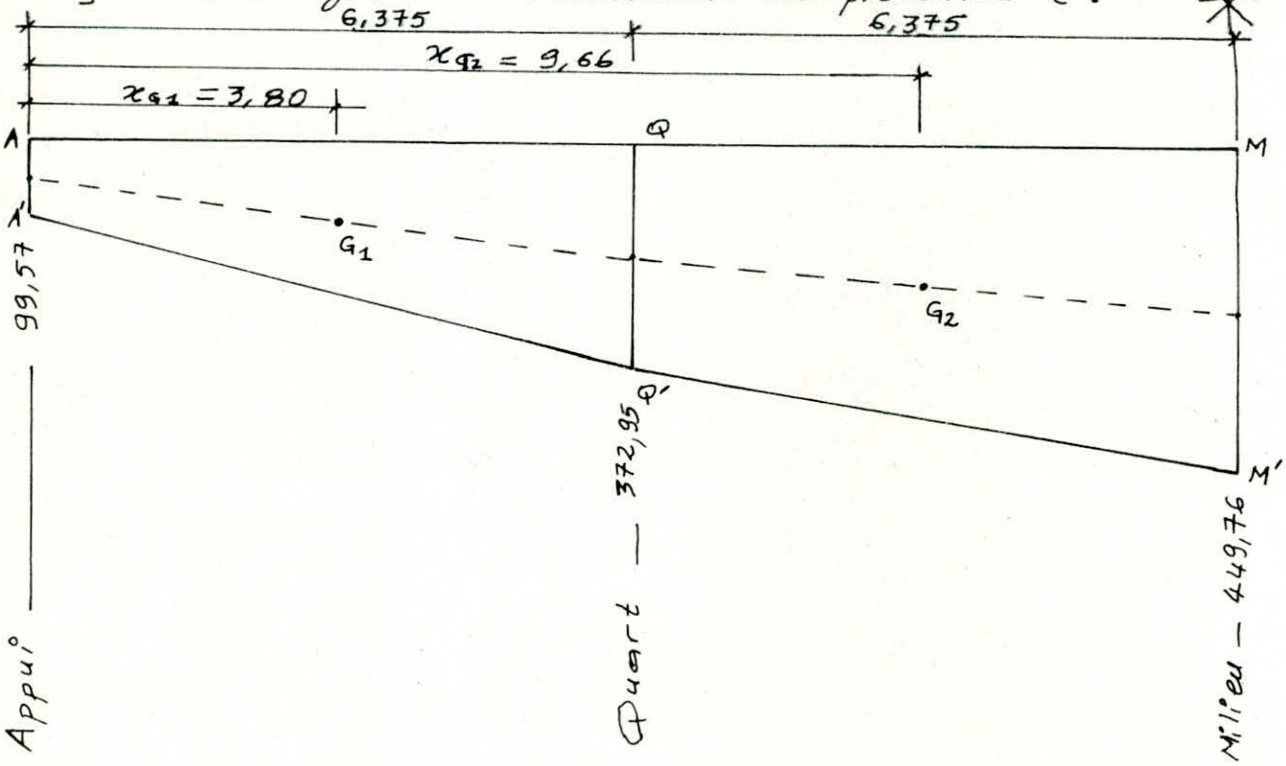
Nous prendrons comme valeur de précontrainte :

$$\sigma'_m = \frac{11635+10176}{2} = 10905,5\ Kg/cm^2$$

La précontrainte par câble est $P = 60852,69$ Kg
$P = 60,85\,t$

Section	$\Sigma \cos\alpha$	N [t]	e [10^{-2}m]	M_p [t.m]
Médiane	7	425,95	- 105,59	449,76
Quart	6,91	420,47	- 88,70	372,95
About	3,949	240,29	- 41,44	99,57

Traçons le diagramme du moment de précontrainte :



Aire	Aire du trapèze [m²]	Distance de G : $G = \frac{\Sigma B_i x_i}{\Sigma B_i}$ [m]	Moment statique
AQQ'A'	-1506,15	3,80	-5723,37
QMM'Q'	-2622,38	9,66	-25332,19
$\int_0^{l/2} M.x.dx =$			-31055,56

Nous avons donc comme contre-flèche de précontrainte :

$$\left.\begin{array}{l} M.x = -31055,56 \\ E = 1,4 \times 10^6 \ t/m^2 \\ I = 31217956,24 \times 10^{-8} m^4 \end{array}\right\} \Rightarrow f_P = -7,10 \text{ cm}$$

(c'est une flèche vers le haut)

Ⓒ FLECHE DE CONSTRUCTION :

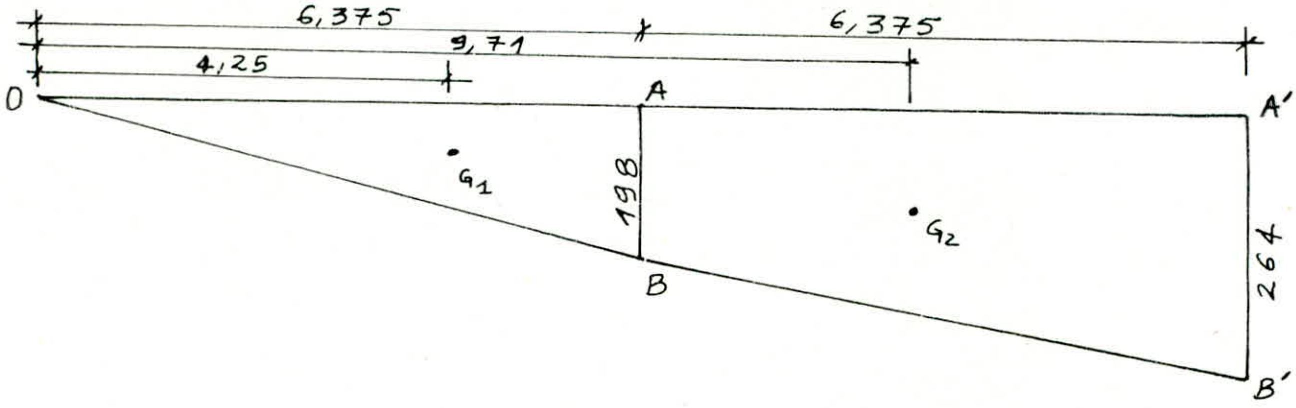
Nous adopterons pour le fond de coffrage une flèche de construction f_c vers le bas :

$$f_c = \frac{3}{4}\left(f_P - f_G\right) = \frac{3}{4}\left(7,10 - 4,69\right) = 1,81 \text{ cm}$$

Ⓓ FLECHE DE SURCHARGE :

La surcharge D qui est la plus défavorable, n'est pas uniforme. Pour cela nous allons utiliser la même méthode que celle utilisée pour le calcul de la flèche de précontrainte.

$E = E_i = 420000 \ kg/cm^2 = 4,2 \times 10^6 \ t/m^2$



Aire		Distance de G	Moment statique
OAB	631,125	4,25	2682,28
AA'B'B	1472,625	9,71	14299,18
$\int_0^{l/2} M.x.dx$ = - - - - - - - - -			16981,47

Nous avons donc comme flèche de surcharge.

$$\left.\begin{array}{l} M.x = 16981,47\,t.m^3 \\ E = 4,2\times10^6\,t/m^2 \\ I = 31217956,24\times10^{-8}\,m^4 \end{array}\right\} \Rightarrow f_Q = 1,30\,cm$$

Nous aurons finalement :

. Enservice à vide :

$$f = f_P + f_G + f_C = -7,10 + 4,69 + 1,81 = -0,6\,cm$$

. En service en charge :

$$f = f_P + f_G + f_C + f_Q = 0,7\,cm$$

2°/ ROTATION D'APPUI :

A ROTATION D'APPUI SANS POIDS PROPRE

Il est parfois utile de calculer les rotations β aux appuis
Nous avons :

$$\beta = \int_0^l \frac{M.x}{EI.l}\,dx.$$

Nous pouvons donc dire que β est à EI près, égal au moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'ensemble de l'aire limitée par le diagramme des moments et l'axe horizontal de référence pour le calcul d'une valeur suffisamment approchée de $\int^l M.x.dx$.

Nous vérifierons toutefois que si le diagramme de M est symétrique nous pourrons écrire :

$$\beta = \frac{1}{E.I.L}\int_0^l M.\frac{l}{2}.dx = \frac{1}{2EI}\int_0^l M.dx.$$

Sous charge uniformément répartie q_G, le diagramme des moments est une parabole (valeur maximale au milieu : $q_G.\frac{L^2}{8}$) et nous avons alors :

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

$$\left.\begin{array}{l} q_G = 3,725 \ t/ml \\ L = 25,5 \ m \\ E = 1,4 \times 10^6 \ t/m^2 \\ I = 312\,17956,24 \times 10^{-8} m^4 \end{array}\right\} \Rightarrow \beta_G = 0,0059$$

Ⓑ ROTATION D'APPUI SOUS PRECONTRAINTE:

Surface AMM'A' (C.f diagramme de la flèche dûe à la précontrainte)

$$\int_0^l M \cdot dx = 2(-1506,15 - 2622,38) = -8257,06 \ t \cdot m^2$$

$$\left.\begin{array}{l} \int_0^l M dx = -8257,06 \ t \cdot m^2 \\ E = 1,4 \times 10^6 \ t/m^2 \\ I = 312\,17956,24 \times 10^{-8} m^4 \end{array}\right\} \Rightarrow \beta_p = \frac{1}{2EI}\int_0^l M dx = -0,0094$$

Ⓒ ROTATION D'APPUI SOUS SURCHARGES:

$$\beta_Q = \frac{1}{2EI}\int_0^l M dx \quad (\text{avec } E = 4,2 \times 10^6 \ t/m^2)$$

$$\int_0^l M dx = 2(631,125 + 1472,625) = 4207,5 \ t \cdot m^2$$

(C.f diagramme de la flèche dûe aux surcharges)

d'où $\beta_Q = 0,0016$

Nous aurons en définitive:

- En service à vide:

$$\beta = \beta_G + \beta_p = 0,0059 + (-0,0094) = -0,0035$$

- En service en charge:

$$\beta = \beta_G + \beta_p + \beta_Q = -0,0019$$

3°/ DEPLACEMENT D'APPUI

Ⓐ DEPLACEMENT DÛ A LA ROTATION:

$$\Delta_\beta = \beta \cdot \frac{h_t}{2} \qquad \text{avec } \beta = 0,0035 \text{ et } h_t = 1,70 m$$

$$\Delta_\beta = 0,0029 m$$

Ⓑ DEPLACEMENT DÛ AU RETRAIT:

$$\Delta_r = 3 \times 10^{-4} \times \frac{L}{2} \quad (\text{avec } L = 25,5 m)$$

d'où $\Delta_r = 0,0038 m$

Ⓒ DEPLACEMENT DÛ AU FLUAGE:

Récapitulation des contraintes de compression sur la fibre inférieure:

	σ'_A à l'appui		σ'_M au milieu
En service --------	36,34	----	135,34
A la mise en tension ---	38,26	----	142,32
valeur moyenne -----	37,3	----	138,84

La valeur moyenne de la contrainte sur la fibre inférieure serait évaluée à :

$$\sigma'_m = \frac{\sigma'_A + \sigma'_M}{2} = \frac{37,3 + 138,84}{2} = 88,07 \text{ Kg/cm}^2$$

Le déplacement dû au fluage sur un appui est donc :

$$\Delta f = \frac{L}{2} \cdot \frac{\sigma'_m}{E}$$

$$\left.\begin{array}{l} L = 25,5\,m \\ E = 1,4 \times 10^6\, t/m^2 \\ \sigma'_m = 88,07\, Kg/cm^2 = 880,7\, t/m^2 \end{array}\right\} \Rightarrow \Delta f = 0,0080$$

Ⓓ DEPLACEMENT DÛ A LA VARIATION DE TEMPERATURE :

$$\Delta t = \pm \frac{L}{10000} \quad \text{avec } L = 25,5\,m.$$

d'où $\Delta t = \pm\ 0,0025\,m.$

Nous aurons en définitive

$$\begin{aligned} \Delta max &= \Delta\beta + \Delta r + \Delta f + \Delta t \\ &= 0,029 + 0,0038 + 0,0080 + 0,0025 = 0,0172 \end{aligned}$$

Soit $\Delta max = 1,72$ cm (surcharge appui).

JOINTS DE CHAUSSEE

1/ ROLE DES JOINTS :

Ils assurent la continuité de surface de circulation entre deux éléments d'un ouvrage malgré leur déplacement relatif dû à l'effort des écarts de temperature, au retrait et à la rotation.

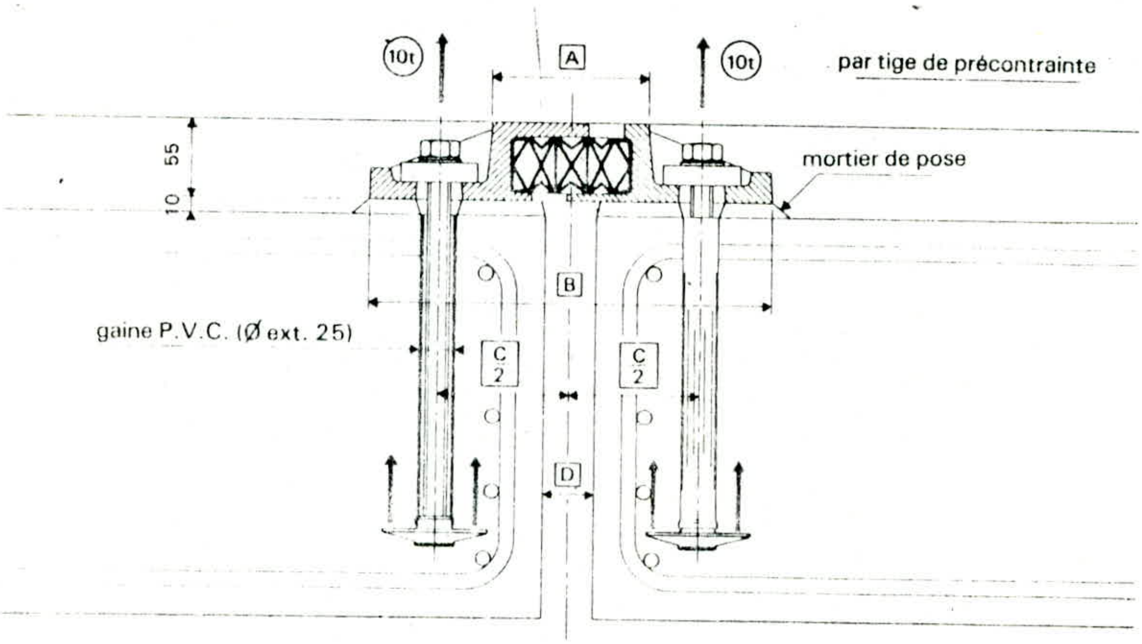
2/ CHOIX DU TYPE DE JOINT :

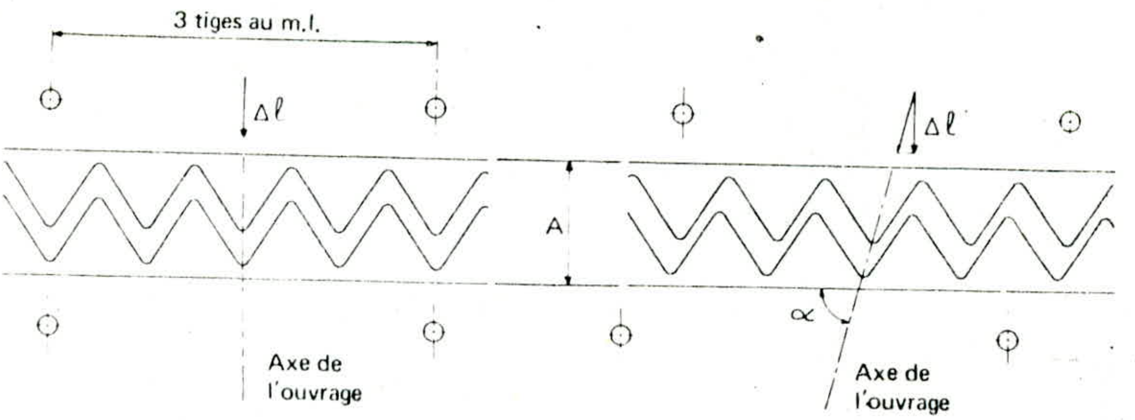
le déplacement à prendre en compte est approximativement :

$$\Delta = 2/3\,(\Delta\beta + \Delta_2 + \Delta_\ell) + \Delta_t$$
$$= 2/3\,(0{,}029 + 0{,}0038 + 0{,}0080) + 0{,}0025$$

$$\Delta = 0{,}0297 \text{ m} \quad \text{soit} \quad 29{,}7 \text{ mm.}$$

Nous choisissons les joints type CIPEC W.50





Les côtes ABCD varient en fonction de l'ouverture du joint tant à la pose qu'au fonctionnement. L'écartement des deux lignes de tiges précontraintes (cote C) et le réglage définitif du joint (cote A) seront déterminés à partir des indications fournies par le Bureau d'Etudes de l'entreprise.

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

$$\boxed{0 \leq \Delta\ell < 50\text{ mm}}$$

La capacité $\Delta\ell$ peut être légèrement augmentée si l'on admet, qu'en position ouverte, les pointes des dents ne sont plus en alignement.

chap: IX

DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS :

Introduction : Les appareils d'appuis utilisés sont des appuis enrobé d'élastomère, l'aspect extérieur de l'appui est celui d'un bloc de Caoutchouc ou de neoprène.
Le neoprène constituant les appareils d'appuis est peu compressible mais d'autre part très deformable par cisaillement (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

A/ *- Charges Verticales : I/ Charges Permanentes :

- Poids propre de la Poutre : $P_p = 42,68\,t$
- Poids propre de l'étancheité + revetement routier (Revenant à une Poutre intermediaire : $G_{e,ri} = 2,26 \cdot 0,08 \cdot 26,475 \cdot 23 = 11\,t$
- Poids propre de la dalle : $Gd_1 = 2,26 \cdot 0,2 \cdot 26,475 \cdot 25 = 29,92\,t$
- Poids propre d'un trottoir (revenant à une Poutre de Rive)

$$Gt_1 = \left(0,06 \cdot 0,6 + 2,42\left(\frac{0,28+0,22}{2}\right)\right) \times 26,475 \times 25 + 0,5 \cdot 26,475 = 43,75\,t$$

- Poids revenant à une Poutre de Rive :

$$Gri = 42,68 + 29,92 + 43,75 = 116,35\,t$$

- Poids revenant à une poutre intermediaire

$$Gi_i = 42,68 + 29,92 + 11 = 83,6\,t$$

- Poids propre revenant à une culée

$$Gc = 0,5(2 \times 116,35 + 4 \times 83,6) = 283,55\,t$$

- Poids revenant à une Pile

$$Gp = G_C \times 2 = 567,10\,t$$

*- Poids revenant à 1m de la poutre

- Poutre de Rive : $gr_1 = \dfrac{116,35}{26,45} = 4,4\,t/ml$
- Poutre intermediaire : $gi_1 = \dfrac{83,6}{26,45} = 3,16\,t/ml$.

II/ SURCHARGES D'EXPLOITATIONS :

Caracteristique de L'ouvrage : $l_r = l_s = 8,00\,m$; $N = 2$ voies
Pont de 1ère classe.

Systeme de charges A :

$$A(l) = 2,3 + \frac{360}{l+12} = 1190\,kg/m^2 \Longrightarrow A(l)_1^0 = 11,9\,KN/m^2$$

$l = 25,5\,m$

- Valeur des coefficients a_1, a_2 : $a_1 = 1$ (2 voies chargées, 1ère classe,

$V = \frac{8}{2} = 4\,m$; $\Rightarrow a_2 = 0,875 \Rightarrow a_1 \cdot a_2 = 0,875$

$A(l)_1 = 1190 \times 0,875 = 1040\,kg/m^2$

Surcharges linéique :

$$\overline{A(l_1)} = 2,26 \times 1040 = 2350\,kg/m.$$

- Surcharges Revenant à une Culée : $A_c = 1040 \times 8 \times 26{,}475 \times 0{,}5 = 110{,}14\,t$
- Surcharges revenant à une Pile : $A_p = 7{,}01 \times 8 \times 0{,}5 \left(2 \cdot \frac{26{,}475}{2} + 0{,}05\right)$

$A_p = 148{,}5\ t$

SYSTÈME : B :

coefficient de Majoration dynamique δ :

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

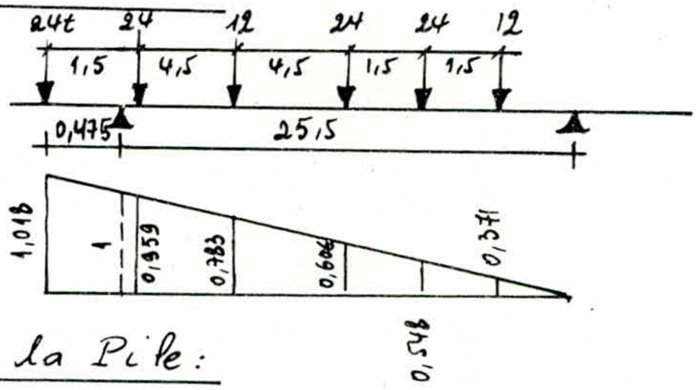
$$\delta_1 = 1 + \frac{0{,}4}{1+0{,}2 \cdot 25{,}5} + \frac{0{,}6}{1+4 \cdot 2 \cdot 283{,}55} = 1{,}09$$

$$\delta_2 = 1 + \frac{0{,}4}{1+0{,}2 \cdot 25{,}5} + \frac{0{,}6}{1+4 \cdot \frac{567{,}1}{1200}} = 1{,}09$$

; Valeur de $b_c = 1{,}10$ 2 files

Réaction maximale revenant à une culée

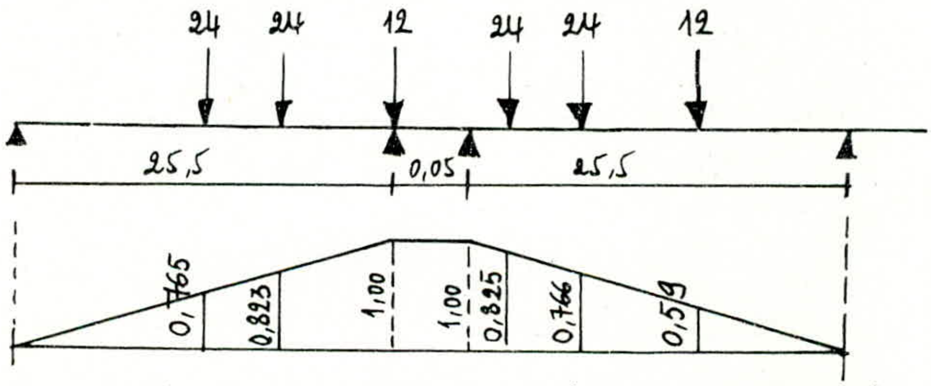
$$R_c^o = 24(1{,}018 + 0{,}959 + 0{,}606 + 0{,}548) + 12(0{,}783 + 0{,}371) = 88{,}99\ t$$



$$R_c = \delta b_c R_c^o = 1{,}09 \cdot 1{,}1 \cdot 88{,}99$$

$$R_c = 106{,}7\ t$$

Réaction maximale revenant à la Pile :



$$R_p = 24(0{,}765 + 0{,}823 + 0{,}825 + 0{,}766) + 12(1 + 0{,}59) = 95{,}33\,t$$

Système MC 120 : Il est évident que ce cas de chargement n'est pas plus défavorable que les Antérieures.

Surcharges de trottoirs : $q_t = 0{,}15\ t/m^2$; largeur chargée d'un trottoir est 1,5 m.

$\bar{q}_t = 1{,}5 \times 1{,}5 = 2{,}25\ KN/m = 0{,}225\ t/m$.

- Réaction d'une Culée : $R_c = 0{,}5 \times 0{,}225 \times 26{,}475 = 3\ t$
- Réaction de la Pile : $R_p = R_c \times 2 = 6\,t$

Reaction min et max sur culée et Pile (y compris la ponderation)

$R_{min} = R(\text{charge Permante})$; $R_{max} = R(ch.p) + R(A(\ell)) + R(\text{trott})$

_ Reactᵒⁿ de la Pile :

$RP^{min} = 567{,}1\,t$

$RP^{max} = 567{,}1 + 148{,}5 + 2.6 = 727{,}6^t$

Reaction de la Culée

$R_C^{min} = 283{,}55\,t$; $R_C^{max} = 283{,}55 + 110{,}14 + 2\times3 = 399{,}7\,t$

Tableau recapitulatif :

Charges-surch / Appuis	G (t)	A(ℓ)	trottoir (t)	Bc (t)	Seisme 0,07 G (t)
	t	t	t	t	t
Culée :	283,55	110,14	3	106,7	19,84
Pile :	567,1	148,5	6	113,25	39,69

Les Accélérations Sismiques verticales et horizontales sont prise égales respectivement à : $\varepsilon_V = 0{,}07$; $\varepsilon_H = 0{,}10$
Conformement au recommandations du C.P.S.

B/ **. CHARGES-HORIZONTALES :

_ VENT : Le vent soufle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinale de la chaussée. Il developpe sur toute surface frappée normalement une Pression P. La valeur P est prise égale à $0{,}25\,t/m^2$ (CPC article 14)

L'effort horizontale du vent est $H_V = P\,L_p\,h$

$P = 0{,}25\,t/m^2$; $L_p = 52^m$ portée du pont ; h = hauteur du tablier

$h = 1{,}78\,m$

D'ou $H_V = 23{,}14\,t$

_ Freinage

Les surcharges de chaussées $A(\ell)$; B_c sont susceptibles de developper des Réactions de freinage. La Resultante de ces efforts peut-être supposé centrées sur l'axe Longitudinale de la chaussée.

- L'effort de freinage developpé par $A(\ell)$ est :

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

Calcul de la Surface Ω :

$\Omega = L_p . L_s$ avec $L_p = 52^m$. $L_s = 8^m \Rightarrow \Omega = 416\,m^2$

avec $A = 1190\,kg/m^2 \Rightarrow F_A = 23^t$

- L'effort de freinage develloppé par B_c obt $F_{B_c} = 30^t$
Un Seul Camion est supposé freiné et developpe une force de freinage égale à son poids.

- SEISME : $H_S = \varepsilon_H G = 0,10\,(22,35 \times 52) = 116,22$ tonnes

VARIATIONS_LINEAIRES_DU_TABLIER : ce sont des deformations dues au fluage, au retrait et au variations de temperatures. Ces deformations affectent les appuis de l'ouvrage et provoquent sur ces appuis des efforts H^{taux} considerables.

* FLUAGE : $\dfrac{\Delta l_f}{L_p} = \varepsilon_\infty$ avec ε_∞ = Deformat° relative du au fluag

$$\frac{\Delta l_f}{L_p} = E_{C\infty} = \frac{\sigma'_b}{E_{C28}}\varphi_\infty \text{ - avec } \sigma'_b = 85\,kg/cm^2\ ;\ E_{c28} = 40.10^4\,kg/cm^2\ ;\ \varphi_\infty = 2,$$

$$\Longrightarrow \Delta l_f = 24,3\,mm.$$

* RETRAIT :

On admet que 60% du retrait se sont produit avant la mise en place des Poutres prefabriquées

$$\frac{\Delta l_r}{L_p} = -\left[\frac{100-60}{100}\varepsilon_r\right] \rightarrow \Delta l_r = -0,40\,\varepsilon_r L_p$$

ε_r : estimé à $3.10^{-4} \Longrightarrow \Delta l_r = -6,24\,mm$.

TEMPERATURE

$\Delta l_t = \pm\,\varepsilon_{\Delta t} L_p$ avec $\varepsilon_{\Delta t}$ estimé à 0,3‰

$\Delta l_t = \pm\ 0,0003 . 52 . 10^3 = \pm\ 15,6\,mm$.

BILAN_DES_VARIATIONS. LINEIARES. DUES. AU FLUAGE, AUX RETRAIT, ET_ AUX. VARIATIONS. DE. TEMPERATURES.

* Allongement : $\Delta l^+_{max} = +15,6\,mm$
* Retrecissement : $\Delta l^-_{min} = -(15,6 + 6,24 + 24,3) = -46,14\,mm$.

DETERMINATIONS. DES. APPAREILS. D'APPUIS

* Reactions dans les axes d'appuis

Culée : - sous La charge permanente : $\dfrac{283,55}{6} = 47,25^t$

- sous charge defavorable A(l) : $\dfrac{110,14}{6} = 18,35^t$

. Sur la Culée seront disposés 6 appareils d'appuis sous les poutres y aboutissant qui devront supporter chacun :

sous. ch. perm : $47,25^t$

sous A(l) : $18,35^t$

- La reaction maximale sur chaque Appui est $R_{max} = 47,25 + 18,35 = 65,6^t$
- La Reaction minimale est $R_{min} = 47,25^t$

PILE : S/s charge Permanente : $567,1/12 = 47,25^t$

S/s surch- A(l) : $148,5/12 = 12,37^t$

Conclusion :

La Reaction maximale sur chaque Appui est :

$R_{max} = 65,6^t$

$R_{min} = 47,25^t$.

CHOIX . DES - APPAREILS - D'APPUIS

Nous choisissons (sous reserve de verification ulterieures) un appareil d'appui 200/400/83/43 type 5 donnée par le Catalogue CUMBA de Capacité 100t en elastomère frettés.

- VERIFICATIONS . DES . CONTRAINTES - NORMALES :

L'appareil d'appui choisi admet une Contrainte de :

$$\sigma_m = \frac{100.10^3}{a.b} = \frac{100.10^3}{20\times 40} = 125\ kg/cm^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{R_{max}}{ab} = \frac{65,6.10^3}{20\times 40} = 82\ kg/cm^2$$

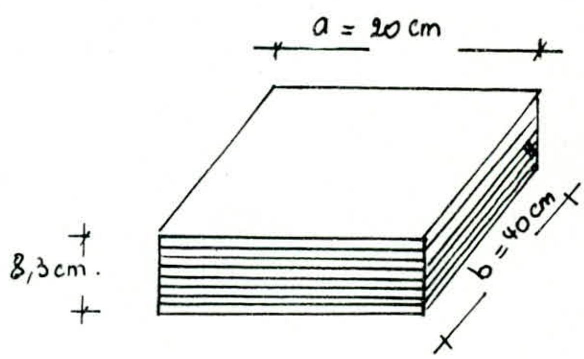
$$\sigma_{min} = \frac{R_{min}}{ab} = \frac{47,25.10^3}{20\times 40} = 59\ kg/cm^2 .$$

Verifications :

$$\sigma_{max} < \sigma_m \Longleftrightarrow 82\ \frac{kg}{cm^2} < 125\ kg/cm^2 .$$

$$\sigma_{min} < \sigma_m \Longleftrightarrow 59\ kg/cm^2 < 125\ kg/cm^2 .$$

finalement On pourra dire que les Contraintes normales peuvent être reprise par les appuis choisis.



chap: X

RÉPARTITION DES EFFORTS HORIZONTAUX SUR L'INFRASTRUCTURE

*- Calcul des Rigidités :

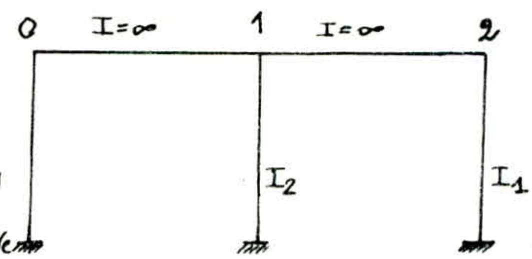
Pour la Repartition des efforts H^{taux} sur l'infrastructure nous assimilo notre structure à Portique. Le tablier est supposé infiniment rigide. L'effort horizontale sera donc repartis entre les appuis piles et culée en fonction de leur rigidité.
La Rigidité de ces appuis sont calculées à partir des Constantes de Ressort ou (Amortissement) des éléments constituar ces appuis (appareils d'appuis, fûts, fondations)

- Nous appelons par δ la deformation d'un élement d'appui sous l'action d'un effort H^{le} unitaire $(H = 1)$
C'est cette valeur δ qu'on designe sous le nom de Constante de Ressort :
- La deformat° d'une Pile ou d'une Culée sous l'effet d'un effort H^{le} unitaire est : $\sum \delta_i = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$

δ_1 = deformat° de l'élastomère
δ_2 = — " — des fûts de la pile ou voiles de la Culée.
δ_3 = — " — des fondations.
Designons par K la rigidité d'un appui (pile ou Culée) donnée par:

$$K = \frac{1}{\sum \delta_i}$$

Applicat° au Projet :



* Déformation de L'elastomère (δ_1)

$$\delta_1 = \frac{T_r}{n G A}$$

T_r = hauteur de l'élastomère
G = module de cisaill^t de l'élastomère
A = a.b (aire de l'élastomère)
n = nombre d'appareil d'appuis.
$A = 20 \times 40 = 800 cm^2$; $G = 20 kg/cm^2$

appareils d'appuis au niveau de la Culée

$n = 6$; $T_r = 8,3$ cm ; $\Longrightarrow$ $\delta_{10} = \delta_{12} = 0,0864$ cm.

appareils d'appuis au niveau de la pile:

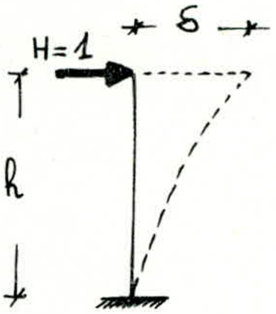
$n = 12$. $T_r = 8,3$ cm ; $\Longrightarrow$ $\delta_{11} = 0,0432$ cm. . .

** deformation de la Culée et de la pile:

- Les Rigidités des Voiles de la Culée sont assez grande par consequent nous pouvons admettre que la deformation de la culée est nulle (Rigidité infinie)

d'où. $\delta_{20} = \delta_{22} = 0$

- <u>deformation d'un fut de la pile :</u>



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

$E = 21.10^3 \sqrt{\sigma'_{28}} = 21000\sqrt{300} = 3,63731.10^6\, t/m^2$

I = Inertie d'un fût de la pile.

E = module d'elasticité du beton.

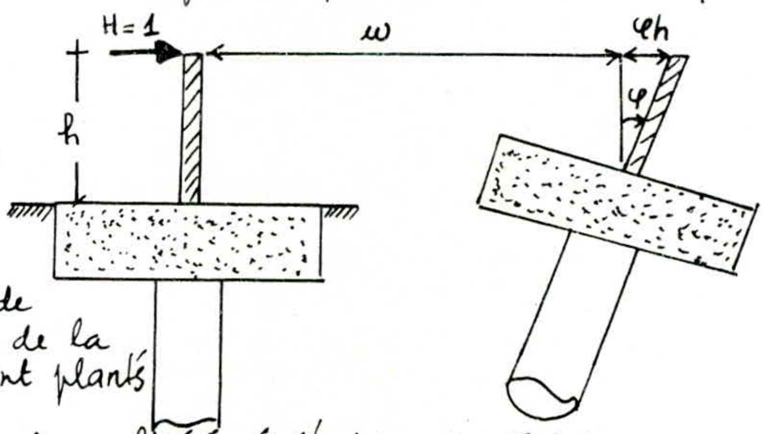
n = nombre de fut

h = hauteur de la pile.

$h = 6,32\,m$; $n = 2$; $I = \frac{ab^3}{12} = 1,20.(1,60)^3/12 = 0,409\, m^4$

* <u>deformation de la fondation</u>

La deformation d'une fondation sur une file de pieux et comme indiqué dans la figure ci-contre :



La deformation se traduit par :

w = deplacement en tete du pieu

φh = deplacement dû à la rotation de la fondation.

Ce deplacement et cette rotation dependent des caracteristiques de la fondation sur pieu et aussi de la Reaction du sol ou les pieux sont plants

Ce deplacement et cette rotation sont evalués à l'aide des Tableaux de HEINRICH - WERNER dans l'ouvrage " BETON UND STAHLBTONBAU" qui tiennent compte des caracteristique du sol.

*- des deformations en tête du Pieu sont données par les Relations

$$EIw = \frac{\chi_{wM^*}}{\lambda^2} M^* + \chi_{wp^*} \cdot \frac{p^*}{\lambda^3} \quad ; \quad EI\varphi = \chi_{\varphi_{M^*}} \cdot \frac{M^*}{\lambda} + \chi_{\varphi_{p^*}} \frac{p^*}{\lambda^2}.$$

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

λ = paramètre dependant du module de Reaction du sol. Cu. et des caracteristiques de Pieu

$$\lambda = \frac{1}{\alpha} = \sqrt[4]{\frac{bCu}{4EI}}.$$

α = longueur elastique du Pieu

$$\alpha = \left(\frac{4EI}{bCu}\right)^{1/4}.$$

b = diametre du Pieu

Cu = module de Reaction du sol de la fondation

I = Mt d'inertie du pieu

E = module de deformat° instantanée du beton.

Quand au coefficient $\chi\varphi_{M^*}$; $\chi\varphi_{p^*}$; $\chi\omega_{M^*}$; $\chi\omega_{p^*}$ ils sont donnés par les tables de WERNER en fonction du paramètre λ, de la longueur du Pieu, du module de Reaction du Sol. Cu ainsi que de la forme de variation de ce module le long du pieu et enfin du mode d'appui du pied du pieu (libre ou simplement Articulé)

APPLICATION. AU. PROJET:

La deformation de la fondation de la pile :

La semelle de fondation s'appuie sur une file de 4 pieux "$n=4$"

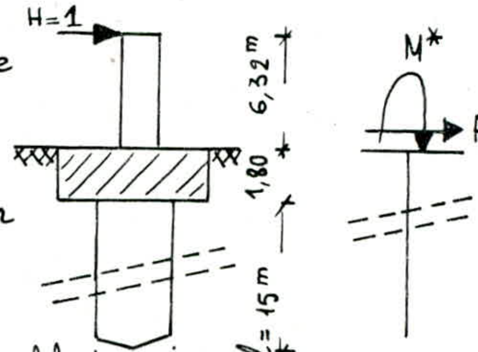
- Calcul des efforts en tête du pieu :

$$P^* = \frac{H}{n} = \frac{1}{4} = 0,25\,t \quad ; \quad M^* = 1.\frac{h}{n} = \frac{6,32}{4} = 1,58\,t.m$$

Le Module de Reaction Cu est estimé à $Cu = 6000\,t/m^3$

Sa variation le long du pieu est prise entre celle d'un sol très acqueux (variat^on^ lineaire avec $Cu(x) = Cu\frac{x}{l}$) à la profondeur x du sol et celle d'un sol presentant une reaction moyenne (variation parabolique de Cu le long du pieu)

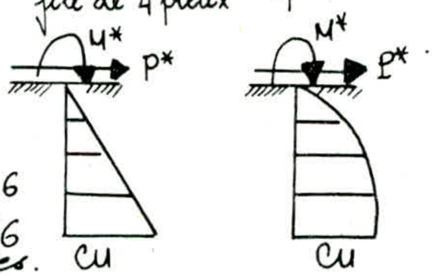
- Le pied du pieu est supposé libre.



file de 4 pieux

$$\lambda = \left(\frac{b\,Cu}{4EI}\right)^{1/4} \Rightarrow \lambda = 0,267 \; ; \lambda l = 4$$

$b = 1,20^m$; $I = 0,10178\ m^4$; $E = 3,45.10^6\,t/m^2$



Les tables de M^r^ werner donnent : $\chi_{\omega M^*} = -1,26$

$\chi_{\omega p^*} = -1,68$; $\chi\varphi_{M^*} = 1,54$; $\chi\varphi_{p^*} = 1,26$

En calculons avec les formules precedentes. on obtient :
$$\begin{cases} \omega = 14,23.10^{-5}\,m \\ \varphi = 3,853.10^{-5} \end{cases}$$

D'ou le deplacement de la fondation de la pile

$$\delta 31 = \omega + \varphi h = 38,58.10^{-5}\,m = 0,38\,mm. = 0,038\,cm$$

**. Deformation de la fondation de la culée

La semelle de liaison est appuyé sur 2 files de 3 pieux chacune ($n=6$) On peut considerer que la Rotat^on^ en tete du pieu est nulle ($\varphi=0$) d'ou : $P^* = \frac{1}{6} = 0,166\,t$ pour une longueur de pieu $l = 17^m$ et en considerant le même cas de reaction de sol et mode d'appui en pied du pieu que pour la pile les tables de M. WERNER donnent :

$\chi_{\omega M^*} = -1,79$; $\chi_{\omega p^*} = -1,311$; $\chi\varphi_{M^*} = 1,311$; $\chi\varphi_{p^*} = 1,595$

La Rotation en tete de pieu etant empeché On pose $\varphi = 0$ d'ou le Moment flechissant developpé par la Reaction du sol : $M^* = -\frac{\chi\varphi_{P^*}}{\chi\varphi_{M^*}}.\frac{P^*}{\lambda} = -0,756\,t.m$

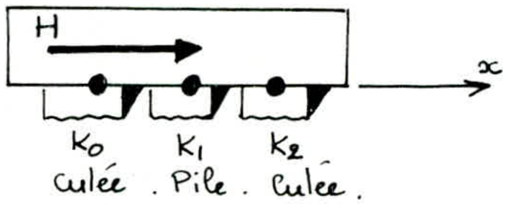
D'ou le deplacement en tete de Pieu : $\omega = \delta 30 = \delta 32 = 0,0214\,cm$.

$$\omega = \delta 30 = \delta 32 = \frac{1}{EI\lambda^2}\left[\chi_{\omega M^*}.M^* + \chi_{\omega p^*}.\frac{P^*}{\lambda}\right]$$

Repartition des Efforts Horizontaux :

Les Efforts Htaux agissant sur la superstructure seront repartis sur les differentes Appuis en fonction de leur rigidité ainsi pour chaque Appui revient un Pourcentage :

$$H_i\% = \frac{K_i}{\sum K_i}$$



Les Rigidités pour les ≠tes appuis etant connus et les charges Horizontales Nous recapitulons tout les Resultats dans le tableau ci-dessous.

* l'effort sur chaque Appui sera : $H_i = H . \frac{K_i}{\sum K_i}$

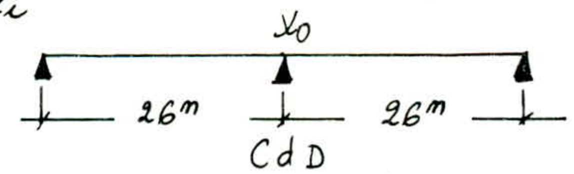
	abcisse x_i (m)	elast δ_{1i} (cm)	PouC δ_{2i} (cm)	Fond δ_{3i} (cm)	δ_i defor (cm)	rigid k_i	$k_i x_i$	$H_i\%$	H_{Fr} (t)	H_{seis} (t)
Culée (0)	0	0,0864	0	0,0214	0,1078	9,276	0	30	9	34,86
Pile (1)	26	0,0432	0,0028	0,038	0,084	11,90	30940	40	12	46,48
Culée (2)	52	0,0864	0	0,0214	0,1078	9,276	48235	30	9	34,86
					$\sum \longrightarrow$	30,45	79175	100%	30	116,22

* EFFORTS SUR les APPUIS RESULTANT DES variations lineaires DU Tablier :

Les deplacements du Tablier seront comptés à Partir du Centre de deplacement. Ce dernier est definie comme etant la Position de la section du tablier du Pont qui ne subit aucun deplacement

- la Position du Centre de deplacement est donnée Par :

$$x_0 = \frac{\sum k_i x_i}{\sum k_i} = 26,00^m .$$



La Pile n'est pas affecté par un deplacement lineaire La variation lineaire d'un point d'abcisse x_i s'ecrit $u_{l_i} = \Delta l_{max} \frac{x_i}{L}$

Δl_{max} : deplacement maximal due au fluage, temperature et retrait

$\Delta l_{max} = 46,14$ mm.

cette variation lineaire engendre un effort sur l'appui $H_{VL} = \frac{n G . u_l . a . b}{T}$; (a, b, T) étant les Caracteristiques des appareils d'appui et n leur nombre

* sur la Pile : $x_i = 0$; $u_{lp} = 0$; $H_{VLp} = 0$

* sur La Culée : $x_i = 26,00^m$; $u_{l_c} = \frac{\Delta l_{max}}{L} x_i = 23,07$ mm.

$\Delta l_{max} = 46,14$ mm ; $L = 52^m$; $x_i = 26,00^m$

$H_{VLc} = \frac{n G u_{lc} a . b}{T} = 26,68^t$ avec $T_2 = 83$ mm ; $G = 20 \, kg/cm^2$

$a \times b = 800 \, cm^2$; $n = 6$

chap: XI

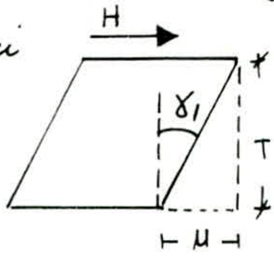
VERIFICATIONS. DES. APPAREILS. D'APPUIS

I/ - Verification au cisaillement :

* I1/ Sous variation lineaire :

condition à verifier $\tau_{H1} = G\,tg\gamma_1 \leq 0{,}5\,G$

$\rightarrow tg\gamma_1 \leq 0{,}5$



u : étant la deformation de l'appareil d'appui sous variation lineaire. ceci provient du constat experimental que le module de cisaillement G de l'élastomère sous un effort dynamique est le double de celui du même elastomère sous un effort statique. soit numeriquement :

Pour la Pile :

$u_{lp} = 0 \Rightarrow tg\gamma_1 = 0 < 0{,}5$ vérifiée

Pour la Culée :

$$\frac{u_{lc}}{T} = \frac{23{,}07}{83} = 0{,}27 < 0{,}5 \text{ Verifiée}$$

* I2/ Sous variation lineaire + freinage :

on verifie que : $G\,tg\gamma_1 + \frac{H_{Fr}}{n.a.b} \leq 0{,}7\,G \rightarrow \boxed{tg\gamma_1 + \frac{H_{Fr}}{nGab} \leq 0{,}7}$

Pile : $\frac{u_{lp}}{T} + \frac{H_{fr}}{nGab} = 0 + \frac{1{,}2.10^4}{12.20.20.40} = 0{,}062 < 0{,}7$ verifiée

Culée :

$n = 6$; $H_{Fr} = 9{,}00t \Rightarrow \frac{u_{lc}}{T} + \frac{H_{Fr}}{nGab} = 0{,}27 + \frac{9{,}00\,10^3}{6.20^2.40} = 0{,}36 < 0{,}7$

* I3/ Sous variation lineaire + seisme :

On doit verifier : $\tau_H = tg\gamma_1 + \frac{H_s}{nG.ab} \leq 1{,}33$

Pile : $n = 12$ $\frac{u_{lp}}{T} + \frac{H_s}{nG.ab} = 0 + \frac{4{,}64.10^4}{12.20^2.40} = 0{,}24 < 1{,}33$ verifiée

Culée $n=6$ $\frac{u_{lc}}{T} + \frac{H_s}{nGab} = 0{,}27 + \frac{34{,}86\,10^3}{6.20^2.40} = 0{,}63 < 1{,}33$ verifiée

I4/ Sous variation lineaire + Freinage + Seisme :

Condit° à verifier : $tg\gamma_1 + \frac{H_{Fr}}{2nGab} + \frac{H_S}{2nGab} \leq 1{,}3$

Pile : $0 + \frac{1}{2.12.20^2.40}\left(1{,}2 + 4{,}64\right).10^4 = 0{,}15 < 1{,}3$

Culée : $0{,}27 + \frac{1}{2.6.20^2.40}\left(9{,}00 + 34{,}86\right).10^3 = 0{,}49 < 1{,}3$

I5/ Sous charge verticale + charge H^le + Rotation d'appui :

Condition à verifier : $\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G$

$\tau_N = \frac{1{,}5\,\sigma_{max}}{\beta}$ (contrainte de cisaillement due à la charge verticale. $\sigma_{max} = 82\ kg/cm^2$)

$\beta = \frac{a.b}{2t(a+b)}$ (coefficient de forme de l'appareil d'appui)

t = epaisseur du feuillet elementaire de l'élastomère ($t = 8mm$).

d'où $\tau_N = \dfrac{1{,}5\,\sigma_{max}}{a.b} \cdot 2t(a+b) = 14{,}76\ kg/cm^2 = 147{,}6\ t/m^2$

$\sigma_{max} = 82\ kg/cm^2$; $t = 0{,}8\ cm$; $a = 20\ cm$; $b = 40\ cm$

* $\tau_N = 147{,}6\ t/m^2$.

* $\tau_H = G\,tg\,\gamma_1 + \dfrac{H_s}{n.ab} = 20.0{,}27 + \dfrac{55{,}78.10^3}{6.20.40} = 17{,}02\ kg/cm^2$

$\tau_H = 170{,}2\ t/m^2$.

τ_H : Contrainte dû à la charge H^{le} sous variation linéaire + Seism

* $\tau_\alpha = \dfrac{1}{2}\dfrac{a^2}{t^2}\left(\dfrac{\alpha_T+\alpha_0}{n}\right)G$ contrainte dûe à la Rotation d'appui

α_0 : rotation due aux imperfections de l'appareils d'appuis et au defaut d'execution $\alpha_0 = \dfrac{1}{100}$ rd

α_T : rotation d'appui $\alpha_T = 0{,}0025$ rd calculée (en charge, en servi

n : nombre de feuillet d'élastomère par appareil d'appui $= 10$

$\tau_\alpha = \dfrac{1}{2} \cdot \dfrac{40^2}{0{,}8^2} \cdot \left(\dfrac{0{,}01+0{,}0025}{10}\right).20 = 31{,}25\ kg/cm^2$

finalement . On doit verifier :

$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq \bar{\tau} = 5G = 100\ kg/cm^2$

$\tau = 14{,}76 + 17{,}02 + 31{,}25 = 63{,}03\ kg/cm^2 < 100\ kg/cm^2$ verifiée

I6/ Condition de non. soulevement de l'appui :

On verifie que : $\alpha t = \dfrac{\alpha_T+\alpha_0}{n} \leq \dfrac{3}{\beta} \cdot \dfrac{t^2}{a^2} \cdot \dfrac{\sigma_{max}}{G}$

$\Longleftrightarrow$ $1{,}25 < 5{,}9$ Condition satisfaite.

I7/ Condition de non cheminement et de non glissement :

1ère condition : $\sigma_{min} \geq 20\ kg/cm^2$
Condition satisfaite puisque $\sigma_{min} = 59\ kg/cm^2$

2ème Condition : $H \leq fN$

N : effort normal minimal provenant du tablier à vide

$R_{min} = 47{,}25^t$

f : coefficient de frottement total :

$f = 0{,}1 + \dfrac{6}{\sigma_{max}} + 0{,}15 = 0{,}323$

* Appareils d'appui de la culée :

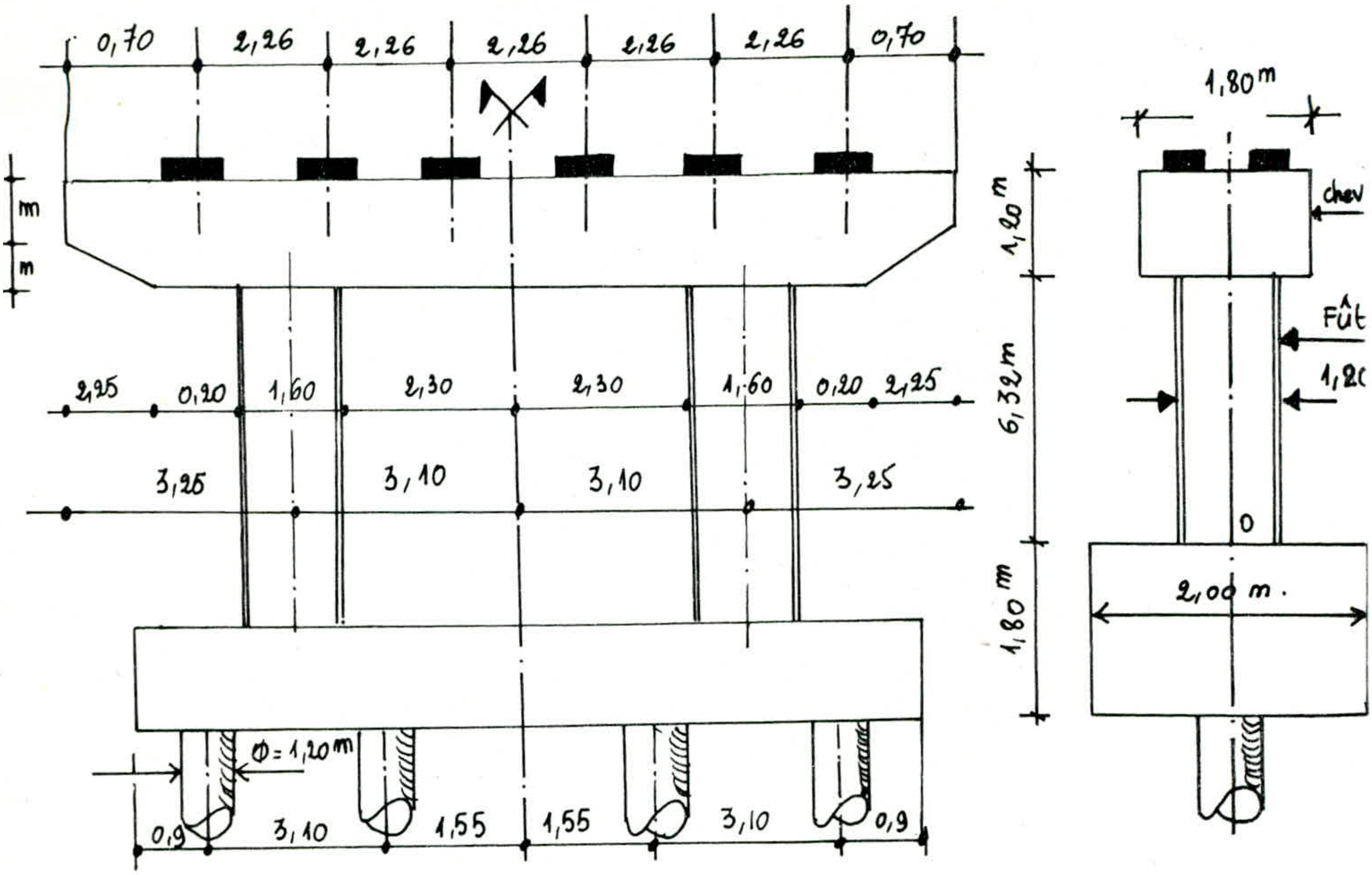
$H = \dfrac{1}{6}\left[H_{Fr} + H_s + H_{vl}\right]$; Verifiée

$H = \dfrac{1}{6}[9{,}0 + 34{,}86 + 26{,}68] = 11{,}75^t \rightarrow fN = 15{,}69^t \rightarrow H \# fN$

Pour La Pile : $H = \dfrac{10}{12}(1{,}2 + 4{,}64) = 4{,}86^t < fN = 15{,}69^t$

Conclusion : Toutes les Verifications sont satisfaites donc le choix de nos appareils d'appuis sont correct.

chap: XII ETUDE-DE-LA-PILE

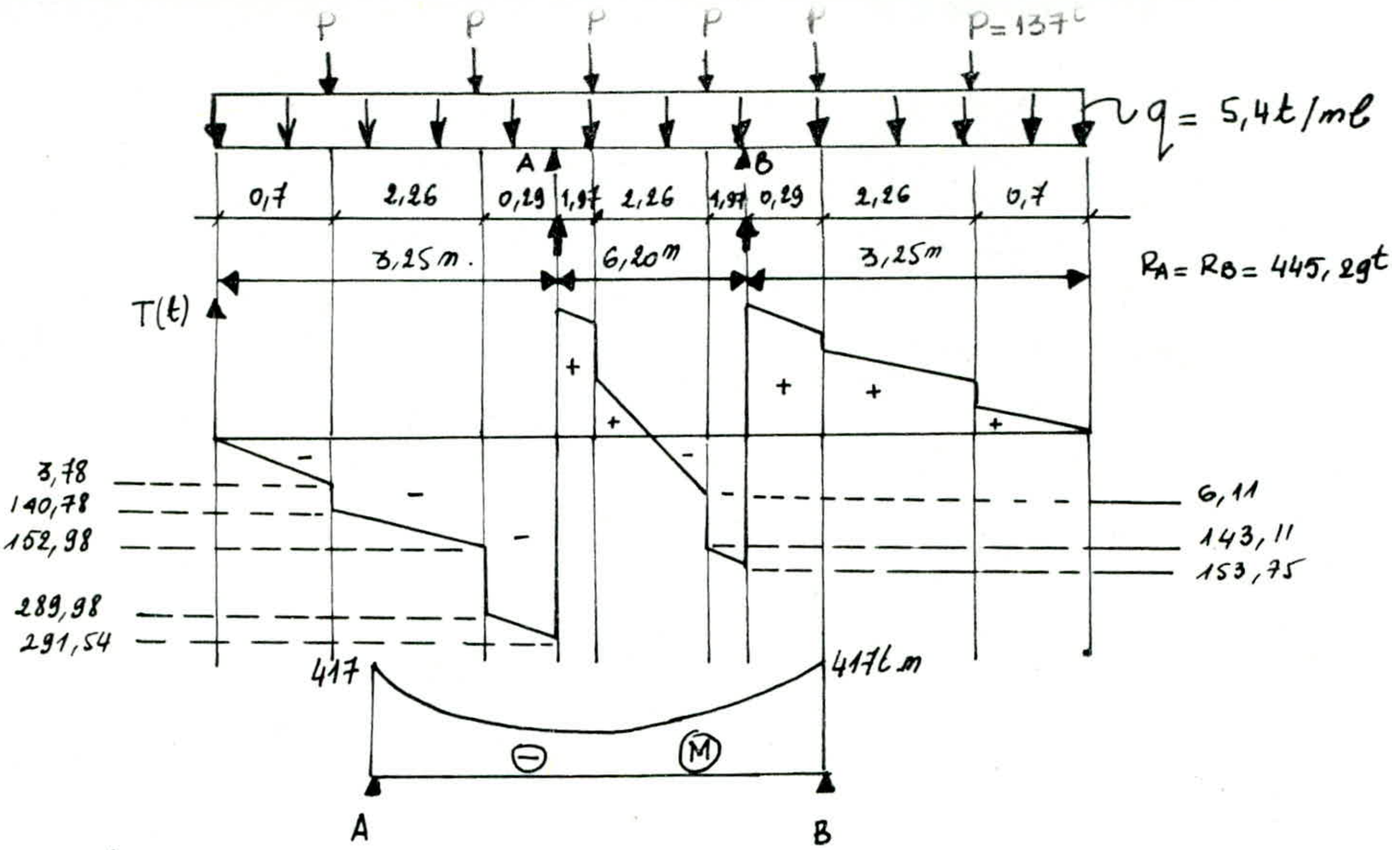


* ETUDE-DU-CHEVÊTRE : Le Rôle du chevetre est de transmettre les efforts provenant du tablier aux autres elements de la pile tels que les futs, la fondation. Le chevetre doit-etre concu pour pouvoir reprendre son propre poids et les efforts provenant du tablier. Il sera étudié comme une poutre dont les appuis sont les futs.

EVALUATION. DES. EFFORTS :

- Poids Propre du chevetre : $q_G = 2,5 \times 1,80 \times 1,20 = 5,4\ t/ml$
- efforts provenant du tablier : Nous admettant que les efforts provenant du tablier sont également repartis aux poutres qui les transmettent à notre chevetre en charge concentré
  - Poids propre du tablier dans chaque Poutre : $P_G = \frac{570}{6} = 95^t$
  - Surcharge : Pour la pile : chaque poutre transmet $P_S = \frac{2 \times 106,33}{6} = 35,44\ t$
  - Charge Concentrés : $P = P_G + 1,2 P_S = 137,00\ t$

* schéma statique du chevetre :



Moment en Appui : $M_{app\,A} = M_{app\,B} = 417\ t.m = M_{max}$:

effort tranchant maximum : $T_{max} = 291,54\ t$.

* Ferraillage du chevetre : (Methode Pierre Charon.)

Sur Appui : $M = 417\ t.m$

$h = h_t - d = 120 - 6 = 114\ cm$

$$M_b = \frac{15\,M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15.417.10^5}{2670.\ 180.\ 114^2} = 0,1001 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8741 \\ k = 24,7 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2670}{24,7} = 108\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 180\ kg/cm^2 \quad (1\ bar \approx 1 kg/cm^2$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{417.10^5}{2670.\ 0,8741.\ 114} = 156,73\ cm^2$$

Nous Prenons $32\ T25 = 157 cm^2 = A$:

* Condition de non. fissuration :

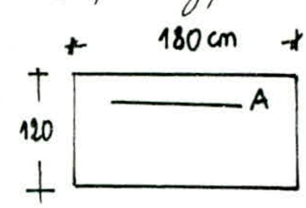
$$\sigma_1 = \frac{k\eta}{\phi} . \frac{\omega f}{1+10\omega f} \quad ; \quad \sigma_2 = 2,4\sqrt{\frac{k\eta\,\bar{\sigma}_b}{\phi}} \quad ; \quad K = 10^6 \ ; \ \eta = 1,6$$

$$\omega f = \frac{A}{B_f} = \frac{157}{2.6.180} = 0,072$$

d'où : $\sigma_1 = 2679\ kg/cm^2$; $\sigma_2 = 1662,76\ kg/cm^2$

$$\sigma_a = \min\left(2670\ ;\ \max(\sigma_1\ ;\ \sigma_2)\right) = 2670\ kg/cm^2$$

La Condition de non fissuration est satisfaite



EFFORTS - TRANCHANTS

$T_{max} = 291{,}54\,t$; $\tau_b = \dfrac{T}{bz} = \dfrac{T}{b.\frac{7}{8}.h} = \dfrac{291{,}54.10^3}{180.\frac{7}{8}.114} = 16{,}23\ kg/cm$

$\sigma'_b = 108\ kg/cm^2$; $\bar{\sigma}'_{bo} = 90\ kg/cm^2$ $\qquad \bar{\sigma}_b = 7{,}5\ \dfrac{kg}{cm^2}$

$\bar{\sigma}'_{bo} < \sigma'_b < 2\bar{\sigma}'_{bo} \Rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4{,}5 - \dfrac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{bo}}\right)\bar{\sigma}_b = 24{,}75\ kg/cm^2$

on a bien $\tau_b = 16{,}23\ kg/cm^2 < \bar{\tau}_b = 24{,}75$

Nous utiliserons des Cadres perpendiculaires à la ligue moyenne (armature d'âme droite)

$\rho_{at} = \max\left(\dfrac{2}{3} ;\ 1 - \dfrac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b}\right) = 0{,}759$

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at}\,\sigma_{en}$; $\sigma_{en} = 4000\ kg/cm^2 \Longrightarrow \bar{\sigma}_{at} = 3036\ kg/cm^2$

*** ARMATURES. TRANSVERSALES :** Nous adoptons 5 cadres $\phi 10$ en U

Soit $A_t = 10.0{,}785 = 7{,}85\ cm^2$
L'espacement des A_t sera : $t \leqslant \dfrac{z\,\bar{\sigma}_{at}}{T} A_t$

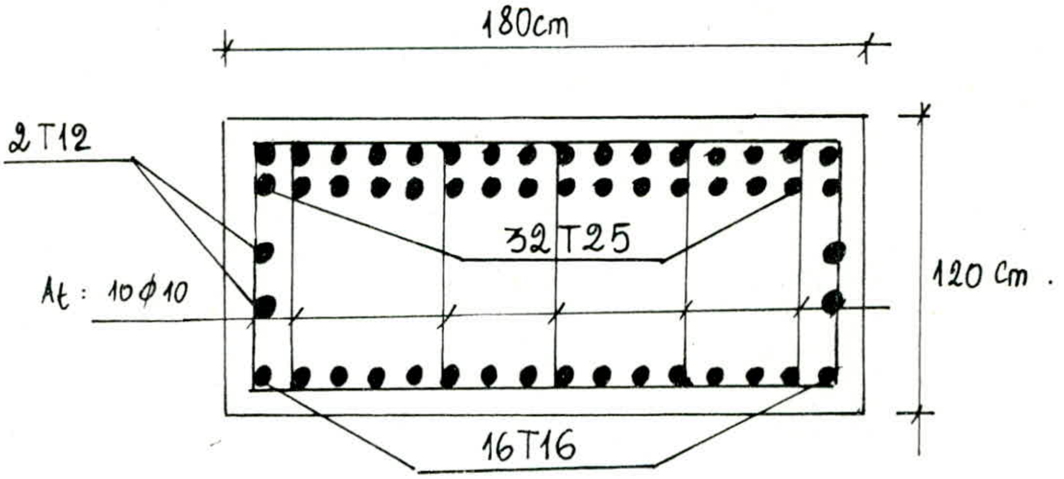
$t \leqslant \dfrac{99{,}75 . 3036}{291{,}54.10^3} . 7{,}85 \Rightarrow t \leqslant 8{,}15\,cm.$

Nous prendrons donc $t = 15\,cm$ sur appui car l'effort est important.
et $t = 20\,cm$ en travée là où l'effort est moin important

CALCUL de $\bar{t}$ $\qquad \bar{t} = \min\begin{pmatrix} 0{,}2h \\ \left(1 - 0{,}3\dfrac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right)h \end{pmatrix} = 22{,}8\,cm.$

On a bien $t < \bar{t}$

Schema de Ferraillage. des Sections



* Etude du Fût : Les fûts de la pile sont sollicités par des charges verticales (poids de la pile, charges et surcharges du tablier) et des charges horizontales (variation linéaire du tablier, freinage, seisme) les charges Horizontale engendrent à la base des fûts des Moments fléchissant.

EFFORTS À LA BASE DES FÛTS

	G + 1,2 P + T :			
Condition- normale	eff^{s} Htaux H(t)	Eff^{ts} V. N(t)	d(m)	Mf/0^{tm}
chevetre : 2,5 (1,8 x 1,20 x 12,7)	0	68,58	0	0
futs : 2,5 (1,20 x 1,60 . 6,32) x 2	0	60,67	0	0
Tablier	0	570	0	0
Surcharge	0	113,25	0	0
Variation lineaire du Tablier	0	0	0	0
freinage :	12	0	7,52	90,24

Combinaisons du 1er Genre : $G + 1,2\,P + T$

1
$N^{max} = 68,58 + 60,67 + 570 + 1,2 . 113,25 = 835^{t}$
$H^{max} = 1,2 . 12 = 14,4\,t$
$M_{max} = 90,24\ t.m.$

2
$N_{min} = 68,58 + 60,67 + 570 = 699,17^{t}$
$M_{min} = 0\ t.m$
$H_{min} = 0\ t.$

CALCUL des EFFORTS à la base de chaque fût

1 $\begin{cases} N_{min} = 349,58^{t} \\ H = 0 \\ M = 0 \end{cases}$ 2 $\begin{cases} N_{max} = 417,5\,t \\ H_{max} = 7,2\,t \\ M_{max} = 54,14\ t.m. \end{cases}$

	G + P + T + SI			
condition extreme	H(t)	N(t)	d(m)	Mf/0 (t.m)
chevetre : 68,58 | 1,07 / 0,93		73,38 / 63,77		
Fut : 60,67 | 1,07 / 0,93		64,91 / 56,42		
Tablier : 570 | 1,07 / 0,93		567,1 / 492,9		
Surcharge.		113,25		
Variation lineaire Tablier		0		
Freinage	12	0	7,52	90,24
Seisme 46,48 + 0,1 . 111,56	57,63	0	6,60	380,35

$N_{max} = 705,9\,t$; $H^{max} = 69,63^{t}$; $M_{max} = 470\ t.m.$

EFFORTS à la base de chaque fût :

$N_{max} = 352,5\,t$; $H_{max} = 34,81^{t}$; $M_{max} = 235\ t.m.$

* Effort résultant d'un choc de véhicule auto. routier sur un fût :

Les bulletins SETRA donnent comme valeur nominale de choc de véhicules
- choc frontal : 100t
- choc latéral : 50t

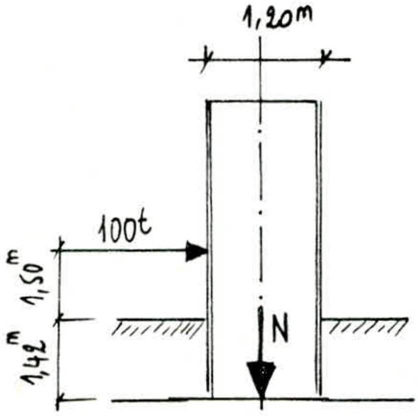
La force statique équivalente s'applique à $1{,}50^m$ au dessus de la chaussée

* - Sollicitations de calcul par fût

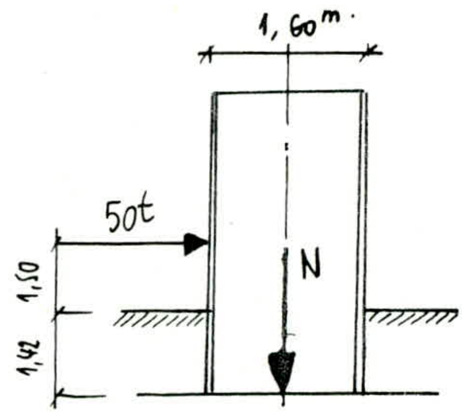
$$\text{charge permanente} = \frac{1}{2}(PP\,tablier + PP\,chevêtre) + pp.\,fût.$$

$$N = \frac{1}{2}(570 + 68{,}58) + 60{,}67 = 379{,}96^t$$

choc frontal : Moment frontal $= \pm 100 \cdot 2{,}92 = 292\,t.m$
choc latéral : Moment latéral $= \pm 50 \cdot 2{,}92 = 146\,t.m.$



choc frontal.



choc latéral

* FERRAILLAGE DU FÛT :

Nous venons de voir que le fût est à chaque fois sollicité en flexion composé. Nous ferraillerons donc en condition **sismique** puis on fera une vérification en condition **normale**.

* Susceptibilité du fût au flambement :

Pour nous placer dans le domaine de la sécurité il nous est très difficile de définir la nature des appuis aux extrémités du fût. On adopte pour la longueur l_c. $l_c = \beta\, l_0$ avec $\beta = 1{,}3$ (poteau flexible encastré élastiquement aux 2 extrémités)

$l_0 = 6{,}32^m \Rightarrow l_c = 1{,}3 \cdot 6{,}32 = 8{,}216^m$

nous avons un fût rectangulaire : $(b \cdot h_t) = (120 \times 160)$.

l'élancement : $\lambda = \dfrac{l_c}{i}$; $i = \sqrt{\dfrac{I}{B}} = \dfrac{0{,}23}{1{,}92} = 0{,}34^m$

$$i = \frac{h_t}{\sqrt{12}} = \frac{1{,}20}{\sqrt{12}} = 0{,}34$$

$$\lambda = \frac{l_c}{i} = 23{,}76 < 35$$

Notre fût se calcule en flexion composé sans tenir compte de l'effet du flambement.

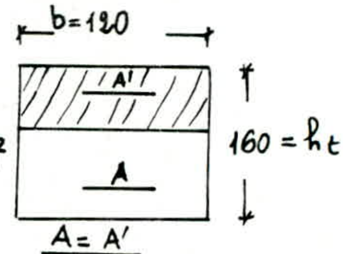
Ferraillage du fût suivant la condition sismique :

$N_{max} = 352{,}5^t$; $H_{max} = 34{,}81^t$; $M_{max} = 235\,t.m$

excentricité :

$e_0 = \frac{M}{N} = 0{,}66^m$; $\frac{h_t}{2} = 0{,}80^m$.

$e_1 = \frac{h_t}{6} = 0{,}26^m$; $\bar{\sigma}_a = 4000\,kg/cm^2$



$e_0 > e_1 \longrightarrow$ La Section est partiellement comprimé

$e_0 < \frac{h_t}{2} \longrightarrow \bar{\sigma}'_{b}{}^{fc} = \bar{\sigma}'_{bo}\left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right)$ avec $\bar{\sigma}'_{bo} = 90\,kg/cm^2$

$\longrightarrow \bar{\sigma}'_b{}^{fc} = 166{,}15\,kg/cm^2 \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 1{,}5\,\bar{\sigma}'_b{}^{fc} = 249\,kg/cm^2$

* ferraillage suivant (L'aide memoire beton armé VICTOR_Davidovici)

$\lambda = \frac{N^2}{M b \bar{\sigma}'_b} = 0{,}176$; $K = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = 16{,}06$ $\frac{d}{h_t} = 0{,}05$

Tableau donne : $\omega = 2{,}6$; $K_b = 0{,}28$

calcul de h_t :

$$h_t = \sqrt{\frac{1}{K_b}\frac{M}{b.\bar{\sigma}'_b}} = 52{,}99\text{ cm}$$

d'ou : $A = \frac{\tilde{\omega}\, b\, h_t}{100} = 165\,cm^2 \Rightarrow$ le ferraillage adopté est $A = 21T32 = 168{,}88\,cm^2$

* Verification des Contraintes :

$K_e = \frac{N}{M} h_t = 2{,}4$; $\tilde{\omega} = \frac{100.A}{b h_t} = 0{,}879$

Tableau : $K_b = 0{,}11$; $K = 6{,}38$

$\sigma'_b = \frac{M}{K_b b h_t^2} = 69{,}54\,kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 249\,kg/cm^2$ verifiée

$\sigma_a = K\sigma'_b = 443{,}66\,kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a = 4000\,kg/cm^2$.

* Verification à Un choc accidentelle :

* $M_f = 292\,t.m$ $N = 379{,}96\,t$; $A = 21T32 = 168{,}88\,cm^2$

$e_0 = \frac{M}{N} = 0{,}768 > e_1 \Rightarrow$ S.P.C

$K_e = \frac{N}{M} h_t = 2$; $\omega = \frac{100A}{b h_t} = 0{,}879$

Tableau donne : $K_b = 0{,}12$; $K = 8{,}50$

$\sigma'_b = \frac{1}{K_b}\cdot\frac{M}{b h_t^2} = 79{,}21\,kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b$ verifiée

$\sigma_a = K\sigma'_b = 673{,}28\,kg/cm^2 < 4000\,kg/cm^2$ verifiée

* Dans l'autre sens : on a :

$M = 146\,t.m$; $N = 379{,}96^t$ $A = 21T32$

Le même Calcul nous amenera à une verification acceptable.

* Verification des Contraintes en Condition normale :

$N = 835^t$; $H = 14{,}4^t$; $M_b = 90{,}24\ t.m$. $A = 21T32 = 168{,}88 cm^2$

$e_0 = \frac{M}{N} = 0{,}108^m < e_1 = 0{,}26^m$ → La Sect$^{\circ}$ est entierement comprimé.

Verifions tout-d'abord si Il n'est pas nécéssoire de mettre des Armatures cad. si le beton tout seul est capable de reprendre les contraintes de compression

$$\sigma'_{b1,2} < \bar{\sigma}'_b \ ?? \qquad \bar{\sigma}'_b = 249\ kg/cm^2$$

$$\sigma'_{b1,2} = \frac{N}{bh_t} \pm \frac{6M}{bh_t^2} = (61{,}11 \ ; \ 25{,}86)$$

La Condition est verifiée

Dans ce cas le beton tout seul peut reprendre les efforts de compression dûes à la flexion composé

- Nous allons donc ferrailler avec le % minimal de Compression

$$A'_{min} = \frac{1{,}25}{10^3} . \theta_1 . \theta_2 . \theta_3 \frac{N}{\bar{\sigma}'_{b_0}}$$

$\theta_1 = 1{,}4$ fût extrême

$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a-2c} = 2{,}30$

$c = 0{,}05 cm$.

$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}} = 1{,}52$

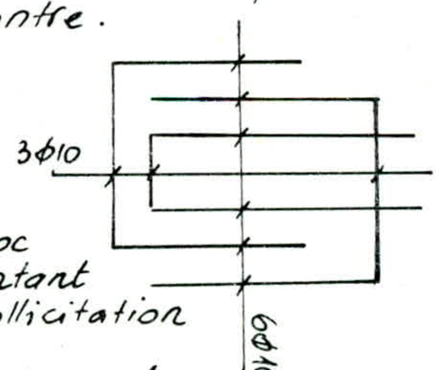
soit $A'_m = 56{,}76 cm^2$ soit $A'_1 = A'_2 = \frac{A'_m}{2}$

$$A'_1 = A'_2 = \frac{A'_m}{2} = 28{,}38 cm^2$$

D'où on adopte le ferraillage deja calculée soit : 21T32.

* Armatures transversales Par unité de Longueur :

Nous Choisissons 3 cadres $\phi 10$ en forme de U disposés comme le montre La figure ci-contre.



$At_1 = 6 \cdot 0{,}78 = 4{,}68 cm^2$

$At_2 = 3 . 0{,}78 = 2{,}34 cm^2$

* Verification au cisaillement :

l'effort tranchant provoqué par un choc eventuel d'un vehicule est plus important que celui engendré par une autre sollicitation

L'effort tranchant maximal sous le choc à la base du fut à Pour Valeur

- choc frontal : $T_f = 100^t$
- choc Lateral : $T_l = 50^t$

$\bar{\sigma}_{at} = \sigma_{en}$ (2^{eme} Genre).

- choc Lateral : $A = \frac{T_l}{7/8 . h . \bar{\sigma}_{at}} = 0{,}09 cm^2 < At_1 = 4{,}68 cm^2$

choc frontal : $A = \frac{8 . T_f}{7 . h\ \bar{\sigma}_{at}} = 0{,}24 cm^2 < At_2 = 2{,}34 cm^2$

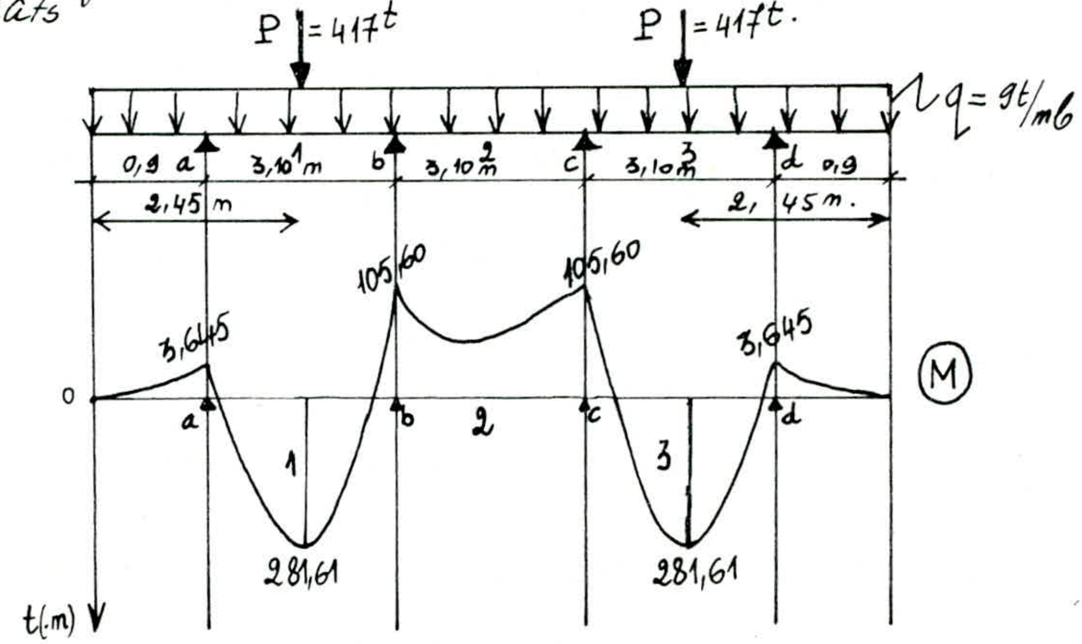
D'où La resistance au cisaillement est assurée chap XIII

ÉTUDE DES FONDATIONS

I/ Semelle de liaison des Pieux de la fondation de la Pile

Notre Semelle va se calculer comme une Poutre console Continue reposant sur quatres appuis qui sont les Pieux. Les charges sollicitant notre semelle sont les charges verticales seulement.

- Il y a une charge uniformement repartis sur toute la Semelle donnée par elle même par m/l
- Deux charges Verticales concentrés sur la semelle à l'axe des fûts



$P = \dfrac{G_p + S + \text{chevetre}}{2} + \text{Fut}$

$q =$ sect° de la semelle x densite du beton x 1 ml.

D'ou : $P = 417^t$; $q = 2{,}5 \times 1{,}80 \times 2 \times 1 = 9\ t/ml$.

D'aprés Aide mémoire RDM on en deduit :

$M_a = M_d = q\dfrac{l'^2}{2} = \dfrac{9 \cdot 0{,}9^2}{2} = 3{,}645\ t.m.$

$M_b = M_c = \dfrac{1}{10} q l^2 + 0{,}075\, pl = 105{,}60\ t.m$ avec $P = 417^t$; $q = 9t/ml$; $l = 3{,}10\,m$

$M_1 = M_3 = 0{,}08 q l^2 + 0{,}2125\, Pl = 281{,}61\ t.m$

$M_2 = -0{,}08 q l^2 = 6{,}91\ t.m.$

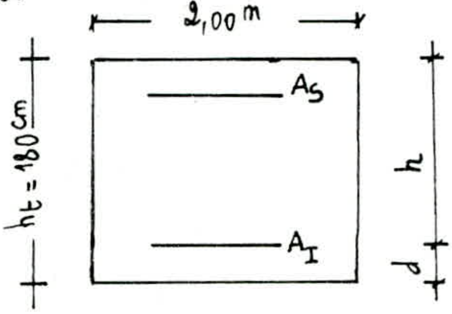
Ferraillage de la Semelle :

Le ferraillage de la Semelle va se calculer en flexion simple.

*_ ARMATURES. INFÉRIEURS

$M_f = 281,61 t.m$; $n = 15$; $\bar{\sigma}'_b = 180 kg/cm^2$

$\bar{\sigma}_a = 2670 kg/cm^2$; $(\phi > 20 mm)$



$\bar{\alpha} = \dfrac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = 0,502$

$\bar{\gamma} = 1 - \dfrac{\bar{\alpha}}{3} = 0,83$

D'ou. $A = \dfrac{Mf}{\bar{\gamma}\, h\, \bar{\sigma}_a} = 73,03 cm^2$

$A_{inf} = 15T25 = 73,63 cm^2$

$\phi t = 0,8$

$Cv = \min(2,5 ; \phi_L^{max}) = 2,5$

$d = b + \phi t + \phi_L + \frac{Cv}{2} \approx 7 cm$

Verification des Contraintes :

$S = \frac{by^2}{2} - nA(h-y) = 0$

$S = 100y^2 - 15.73,63(173-y) = 0$

D'ou $y = 38,53$ cm

$I = \frac{by^3}{3} + nA(h-y)^2 = 23784206,8 \Rightarrow K = \frac{Mf}{I} = 1,18$

$\sigma'_b = Ky = 1,18.\ 38,53 = 45,46 kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 180 kg/cm^2$ verifiée

$\sigma_a = nk(h-y) = 15.1,18(173-38,53) = 2380 kg/cm^2 < 2670 kg/cm^2 = \bar{\sigma}_a$

Verifions aussi que $\bar{\sigma}_a = 2670 kg/cm^2$ est bien admissible.

$\bar{\sigma}_a = \min\left(2/3\, \sigma en\ ;\ \max(\sigma_1 ; \sigma_2)\right)$

$\sigma_1 = \frac{k}{\phi}\eta \cdot \frac{\hat{\omega}_f}{1 + 10\hat{\omega}_f}$; $\sigma_2 = 2,4\sqrt{\frac{k\eta}{\phi}\bar{\sigma}_b}$

$k = 10^6$; $\eta = 1,6$ $\quad w_f = \frac{A}{B_f} = \frac{73,63}{2.7.200} = 0,026$

$\sigma_1 = 13206$; $\sigma_2 = 5258$

$\bar{\sigma}_a = 2670 kg/cm^2$ vérifiée

* ARMATURES_ SUPÉRIEURES :

$M = 105,60 t.m$;

$\alpha = 0,502$; $\gamma = 0,83$ $\quad A_{sup} = \dfrac{Mf}{\gamma h \bar{\sigma}_a} = \dfrac{105,60.10^5}{0,83.174.2800}$

$A_{sup} = 26,10 cm^2$ soit $9T20 =$

$A_{sup} = 9T20 = 28,27 cm^2$

Verification des Contraintes :

$$S = b\frac{y^2}{2} - nA(h-y) \quad \text{avec} \quad h = 173 \text{ cm. et } d = 7\text{cm.}$$

$$100\,y^2 - 15.28,27(173-y) = 0 \Rightarrow y = 25,04 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA(h-y)^2 = 10330045,8 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Mf}{I} = \frac{105,60.10^5}{I} = 1,02$$

$$\sigma'_b = Ky = 1,02.25,04 = 25,59 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 180 \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = nk(h-y) = 15.1,02(173-25,04) = 2263 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{kg/cm}^2$$

Verifions aussi que $\bar{\sigma}a = 2800$ est bien admissible.

$$w_f = \frac{A}{B_f} = 0,01 \Rightarrow \sigma_1 = 7272 \frac{kg}{cm^2}; \quad \sigma_2 = 5878 \text{ kg/cm}^2$$

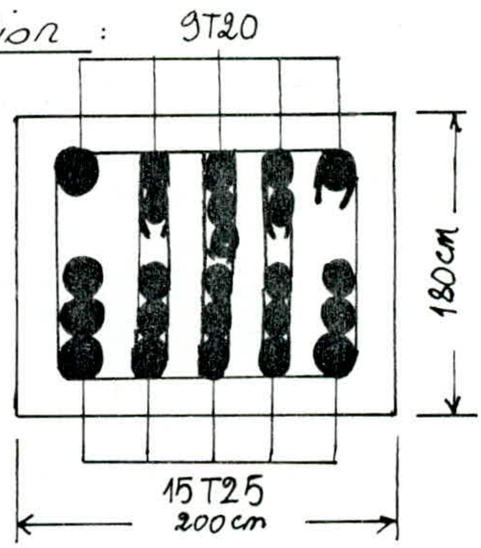
D'ou $\bar{\sigma}a = 2800 \text{ kg/cm}^2$.

donc toute les Verifications sont verifiées finalement on choisit comme Section d'armature definitive :

$$A_{inf} = 15T25 = 73,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{sup} = 9T20 = 28,27 \text{ cm}^2$$

Schéma de ferraillage de la section :



*. Determination des Armatures transversales de Répartition :

D'après les documents Setra :

$$* \; A^t_{inf} = \frac{A_{inf}}{3} = \frac{73,63}{3} = 24,54 \text{ cm}^2$$

soit $A^t_{inf} = 8T20 = 25,13 \text{ cm}^2$

$$**. \; A^t_{sup} = \frac{A_{sup}}{3} = \frac{28,27}{3} = 9,42 \text{ cm}^2$$

soit $A^t_{sup} = 9T12 = 10,18 \text{ cm}^2$

Conclusion : ces Armatures vont jouer le Rôle des Armatures de Repartition :

ETUDE - DES - PIEUX.

* Capacité . Portante des Pieux

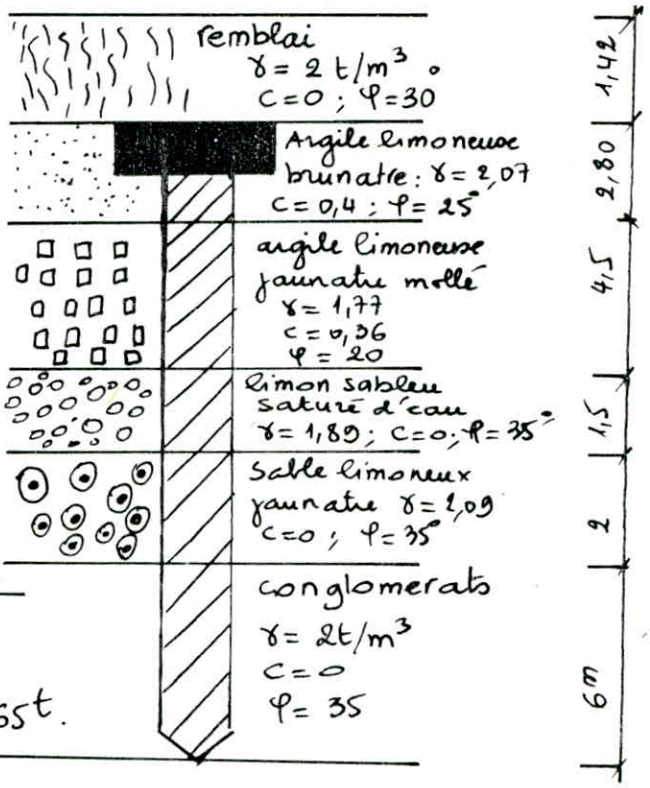
La force Portante admissible d'un Pieu est alors defini par :

$$\bar{Q}_p = \frac{Q_p}{F_s}$$

F_s : Coefficient de Securité ($F_s = 2$)
Q_p : Resistance en pointe du Pieu

$$Q_p = \frac{\pi B^2}{4}\left[N_q \sum \gamma_i D_i + 1{,}3\, C\, N_c\right]$$

La profondeur du Pieu est de 15^m.



$B : 1{,}20^m$ (ϕ du Pieu)
γ_i : masse volumique de la couche i traversé par le pieu
c : cohesion de la Couche ou le pieu est ancré
N_q ; N_c : coefficients dependant des caracteristiques mecanique de la couche ou le Pieu est ancré

* D'apres le tableau de Caquot_Kerisel :

$\varphi = 35° \longrightarrow N_q = 33{,}3$; $N_c = 46{,}1$

* Calcul de La hauteur critique h_c

$$h_c = \frac{B}{4} N_q^{2/3} = 3{,}10^m$$

$$Q_p = \frac{\pi B^2}{4}\left[N_q \sum \gamma_i D_i + 1{,}3\, C N_c\right] = 565^t.$$

$$\bar{Q}_p = \frac{Q_p}{F_s} = 282{,}5^t$$

Justification des Pieux :

Nous avons 4 pieux repartis en une seule file

Condition à Verifier : $Q_G + Q_S \leqslant \bar{Q}_p$

Condition Normal : $\dfrac{567 + 148{,}5 + 68{,}58 + 60{,}67 + 99{,}9}{4} = 235{,}2^t < 282{,}5^t$

condition sismique : $235{,}2 + \dfrac{0{,}07G}{4} = 245{,}10\,t < 1{,}33\, \bar{Q}_p$

*. Ferraillage des Pieux de la pile en condition normal :

I/ Moment flechissant provoqué par le freinage des Vehicules en tête des Pieux

$$M = 12 \times 9{,}32 = 111{,}84\ t.m.$$

- Moment fléchissant en tête d'un seul pieu

$$M_0 = \frac{M}{4} = \frac{111,84}{4} = 27,96\,t.m.$$

Nous admettons que la tête du Pieu est encastré dans la semelle de fondation de la Pile. d'où réside un Moment d'encastrement donnée par la methode de Werner.
Le module de Reaction du sol de la fondation est estimé à $C_u = 2000\ t/m^3$

$$\lambda = \left(\frac{b\,C_u}{4EI}\right)^{0,25} = \frac{1,20.\ 2000}{4.\ 3,45.10^6.0,10178} = 0,203.$$

$\lambda l = 3,04 \Rightarrow \lambda l \simeq 3 \Rightarrow$ Werner (table) $\longrightarrow$ $\left|\begin{array}{l} X_{\ell p}^* = 1,16 \\ X_{\ell M}^* = 1,48 \end{array}\right.$

⊛ Moment d'encastrement par la methode de Werner :

Le pieu étant encastré dans la semelle donc on pose $\varphi = 0$. d'où le Moment fléchissant devellopé par la reaction du sol :

$$M^* = -\frac{X_{\varphi p}^*}{X_{\ell M}^*}\cdot\frac{P^*}{\lambda}$$; P^*: effort tranchant en tête d'1 seul pieu $P^* = \frac{P}{4}$

$$P^* = \frac{12}{4} = 3t. \qquad M^* = -\frac{1,16.3}{1,48\cdot 0,203} = -11,58\,t.m.$$

Ce moment d'encastrement va être multiplié de 20% pour le cas d'une seul file de Pieu.

$$M^*max = 1,2\,M^* = 1,2\times 11,58 = 13,89\,t.m.$$

Moment total en tête du Pieu

$$M_0^{tot} = M_0^* max + M_0 = 13,89 + 27,96 = 41,85\,t.m.$$

Ferraillage du Pieu : « Armatures Longitudinales ».

La section en tête de Pieu est nettement plus sollicitée que les autres. cette section sera ferraillée sous les efforts du 1er Genre (condition normal) et l'on fera une verification en condition sismique :

*. Ferraillage du Pieu en condition normal.

$M = 41,85\,t.m$; $N = 199^t$; $R = 60\,cm$.

$e_0 = \frac{M}{N} = 0,21\,m$; $e_1 = C_3 = \frac{I}{B\,V_s} = \frac{R}{4} = 0,15$

$e_0 > C_3 \Rightarrow$ La section est Partiellement Comprimé

Ferraillage par la methode de Victor Davidovici : (aide mémoire B.A)

$\bar{\sigma}_a = 2670\ kg/cm^2$ ($\phi > 20\,mm$).

$K_e = Nr/M = 2,8$; $\frac{d}{2r} = 0,05 \Rightarrow d = 6\,cm$. Tabl: 4.57. P.196.

$K_a = M/r^3\sigma_a = 0,00725$

Calcul de la section : La section d'acier est egale dans ce cas à 0,75% de la section total du beton.

$$A = \frac{0,75}{100}.\pi R^2 = 84,78\,cm^2$$ Soit: $A = 18T25 = 88,38\,cm^2$
esp : 18,5 cm.

* **Verification des Contraintes en condition normal:**

N, M; r, A données

$$Ke = 2{,}8 \quad \omega = \frac{100A}{\pi R^2} = \frac{100 . 88{,}38}{\pi . \overline{60}^2} = 0{,}78 \Big\} \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{array}{l} Kb = 0{,}53 \\ K = 1{,}62 \end{array}$$

$$\sigma'_b = \frac{1}{Kb} . \frac{M}{r^3} = \frac{41{,}85.10^5}{0{,}53 . 60^3} = 36{,}55 \, kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 151 \, kg/cm^2$$

Verifiée.

$$\sigma_a = K \sigma'_b = 1{,}62 . 36{,}55 = 59{,}21 \, kg/cm^2 < 2670 \, kg/cm^2 = \bar{\sigma}_a$$

* **Verification des Contraintes en condition sismique:**

*- Moment flechissant provoqué par le seisme sous l'action de l'effort sismique Horizontal P = 46,48 t. revenant à la Pile.

$$M = P . l = 46{,}48 \times 9{,}32 = 433{,}19 \, t.m.$$

* **Moment flechissant en tete d'un seul pieu:**

$$M_0 = \frac{M}{4} = \frac{433{,}19}{4} = 108{,}29 \, t.m.$$

* **Moment flechissant devellopé par la reaction du sol.**

$$M^* = -\frac{X\ell P^*}{X\ell M^*} . \frac{P^*}{\lambda} = -\frac{1{,}16}{1{,}48} . \frac{11{,}62}{0{,}203} = -44{,}86 \, t.m.$$

$$P^* = \frac{P}{4} = \frac{46{,}48}{4} = 11{,}62^t$$ (effort tranchant en tete d'un seul pieu)

$$M^*_{max} = 1{,}2 \, M^* = 53{,}83 \, t.m.$$

Moment Total en tête du Pieu:

$$M_0^{tot} = M^*_{max} + M_0 = 53{,}83 + 108{,}29 = 162{,}12 \, t.m.$$

D'ou les sollicitations en condition sismique sont:

$$N = 199 \times 0{,}93 = 185^t \quad ; \quad M = 162{,}12 \, t.m.$$

N, M, r, A données:
Verification Page 192 (Tabl: 4.57)

$$W = 0{,}78 \quad K_e = Nr/M = \frac{185 . 0{,}60}{162{,}12} = 0{,}68 \Big\} \Rightarrow \begin{array}{l} Kb = 0{,}507 \\ K = 23{,}84 \end{array}$$

$$\sigma'_b = \frac{1}{Kb} . \frac{M}{r^3} = \frac{1}{0{,}507} . \frac{162{,}12}{60^3} = 148{,}03 \, kg/cm^2.$$

$$\sigma_a = K \sigma'_b = 23{,}84 . 148{,}03 = 3529{,}03 \, kg/cm^2$$

$$\sigma'_b < 1{,}5 \bar{\sigma}'_b = 1{,}5 \times 151 = 226 \, kg/cm^2 \quad ; \quad 3529{,}03 < 4000 \, kg/cm^2$$

Conclusion : Toutes les verifications sont satisfaites donc le ferraillage Longitudinale à adopter est

$A = 18T25 = 88{,}38\ cm^2$ avec un espacement : $e = 18{,}5\ cm$

* ARMATURES. TRANSVERSALES :

Spires $\phi 12$ comme armatures transversales (cerces helicoïdales)

- Zone de Recouvrement : une spire de $\phi 12$ tous les 10 cm.

- Zone courante : une spire $\phi 12$ tout les 15 cm
  Un cerce $\phi 20$ tout les 2,00 m.

BIBLIOGRAPHIE

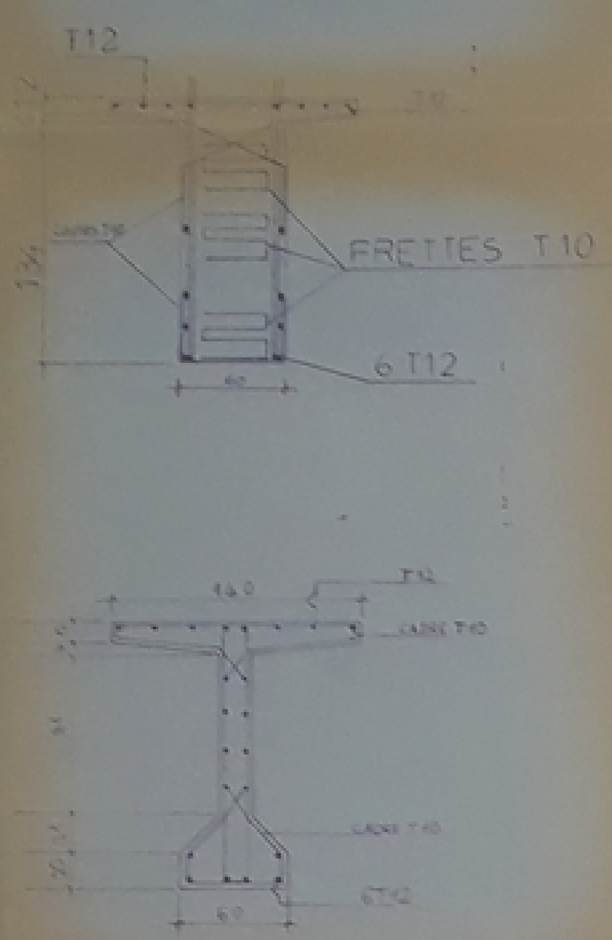
- BARES - MASSONNET
  "calcul des grillages de Poutres et dalle orthotropes"
- PIERRE - CHARRON
  "Calcul et La Verification des ouvrages en Beton armé"
- Regles Techniques de CCBA 68
- DAVIDOVICI
  " Beton armé collection aide memoire " édition Dunod.
- DREUX G :
  " Pratique du Beton Precontraint .
- TABLES. DE WERNER
- BULLETINS - SETRA .
  "Service d'etudes techniques des Routes et autoroutes"
  (Appui des tabliers, Calcul Complementaire .....)
- Traité de Beton armé
  DUNOD . A-GUERRIN

3

Remarque: Nous Nous excusons infiniment pour ne pas avoir fait l'etude de la culée et de sa fondation vue quelques problèmes que nous avons eu et rencontré tout au debut de notre Projet
En consequence Veuillez Agreer Messieurs l'expression de nos remerciements les Plus distinguées

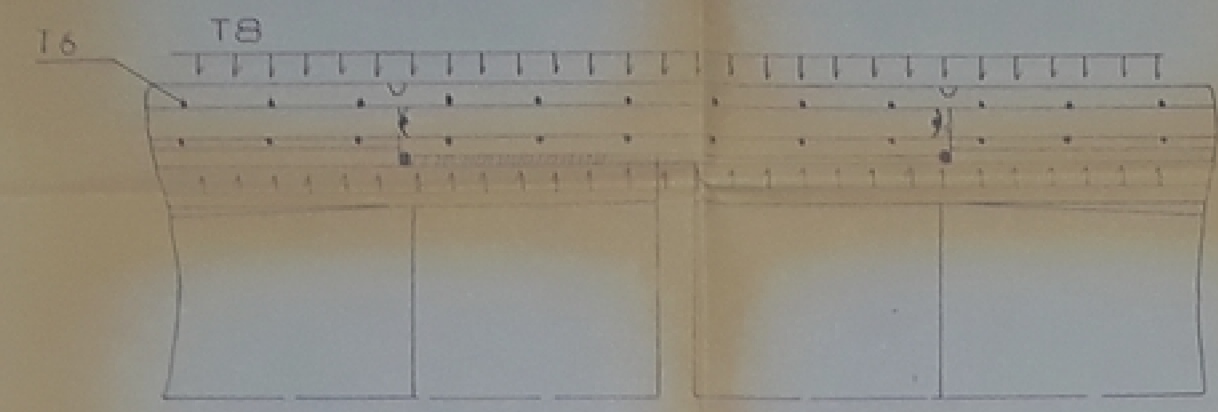
FERRAILLAGE PASSIF DE LA POUTRE

SECTION MEDIANE ET ABOUT

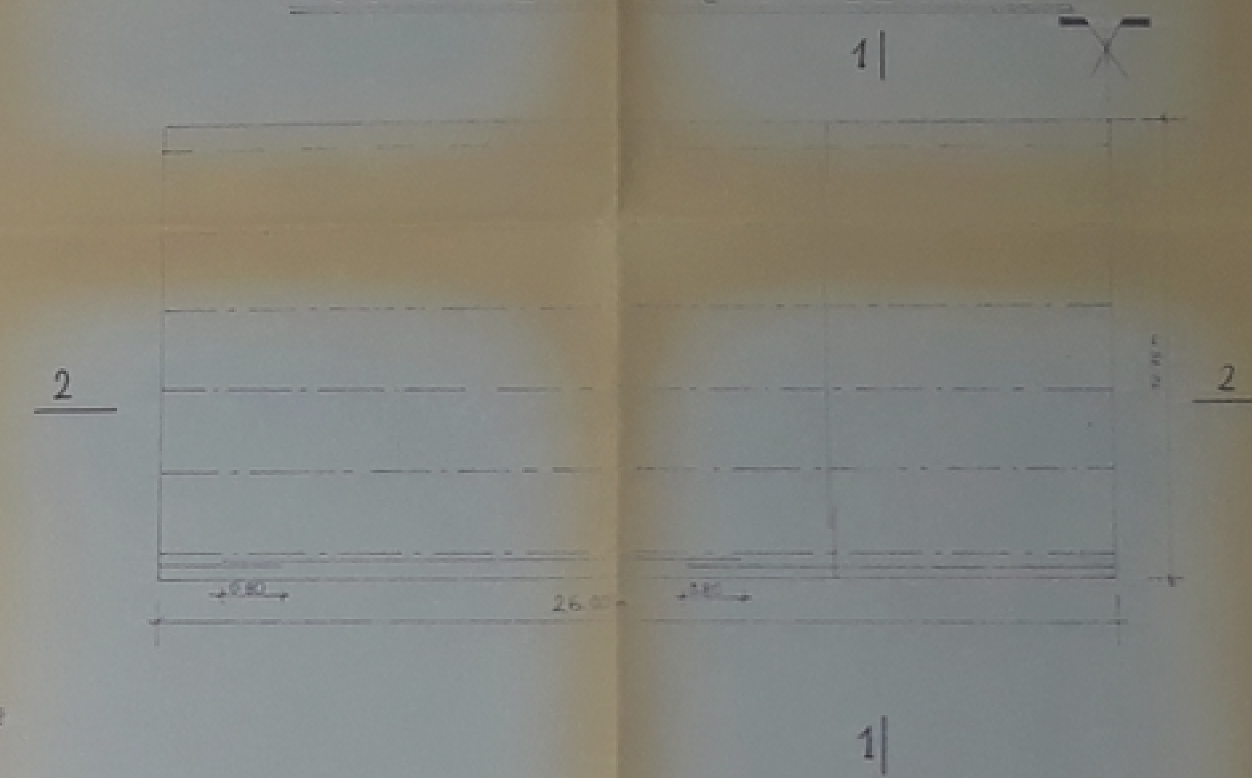


ECH 1/10

DETAIL DALLE DE CONTINUITE

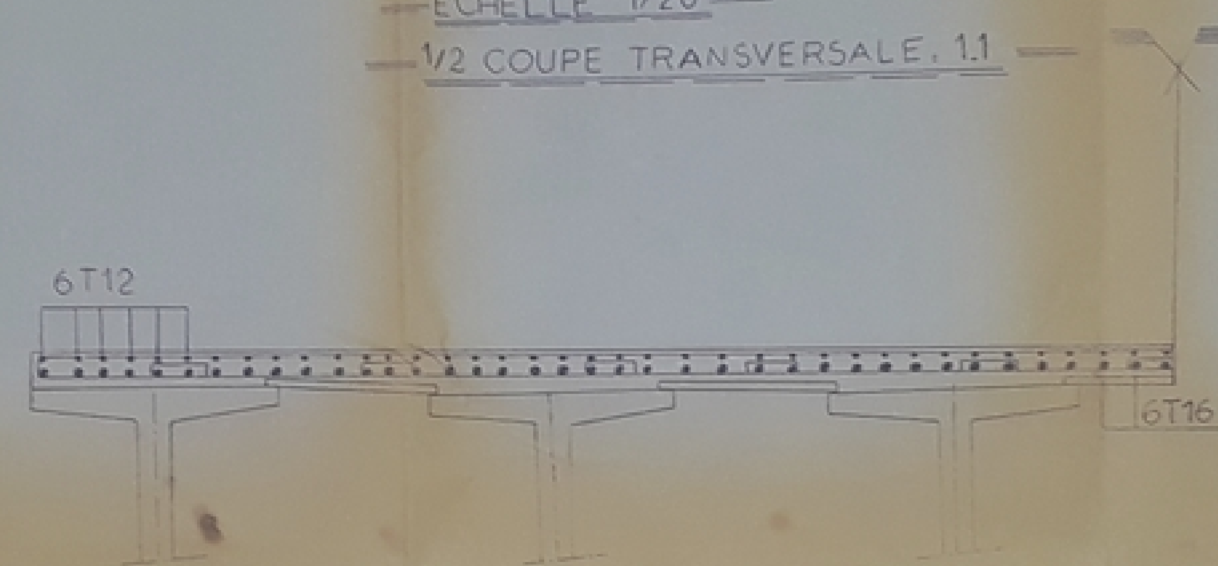


VUE EN PLAN D'UNE TRAVEE Ech 1/100



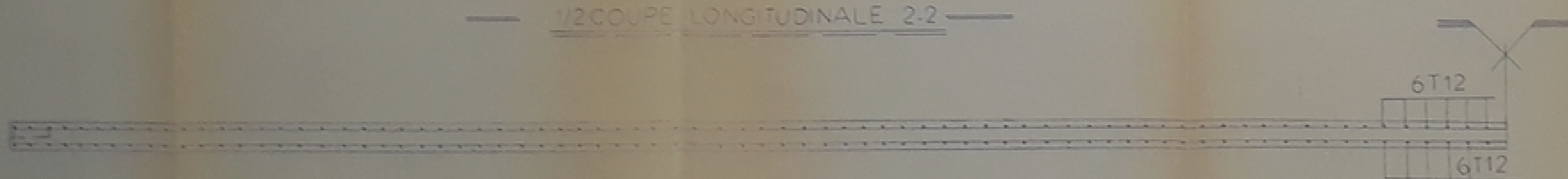
ECHELLE 1/20

1/2 COUPE TRANSVERSALE 1.1



ECHELLE 1/20

1/2 COUPE LONGITUDINALE 2.2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ENTREPRISE NATIONALE D'ETUDES & REALISATIONS D'OUVRAGES D'ART

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROMOTION JUIN 87

PROJET DE FIN D'ETUDES

HOURDIS FERRAILLAGE

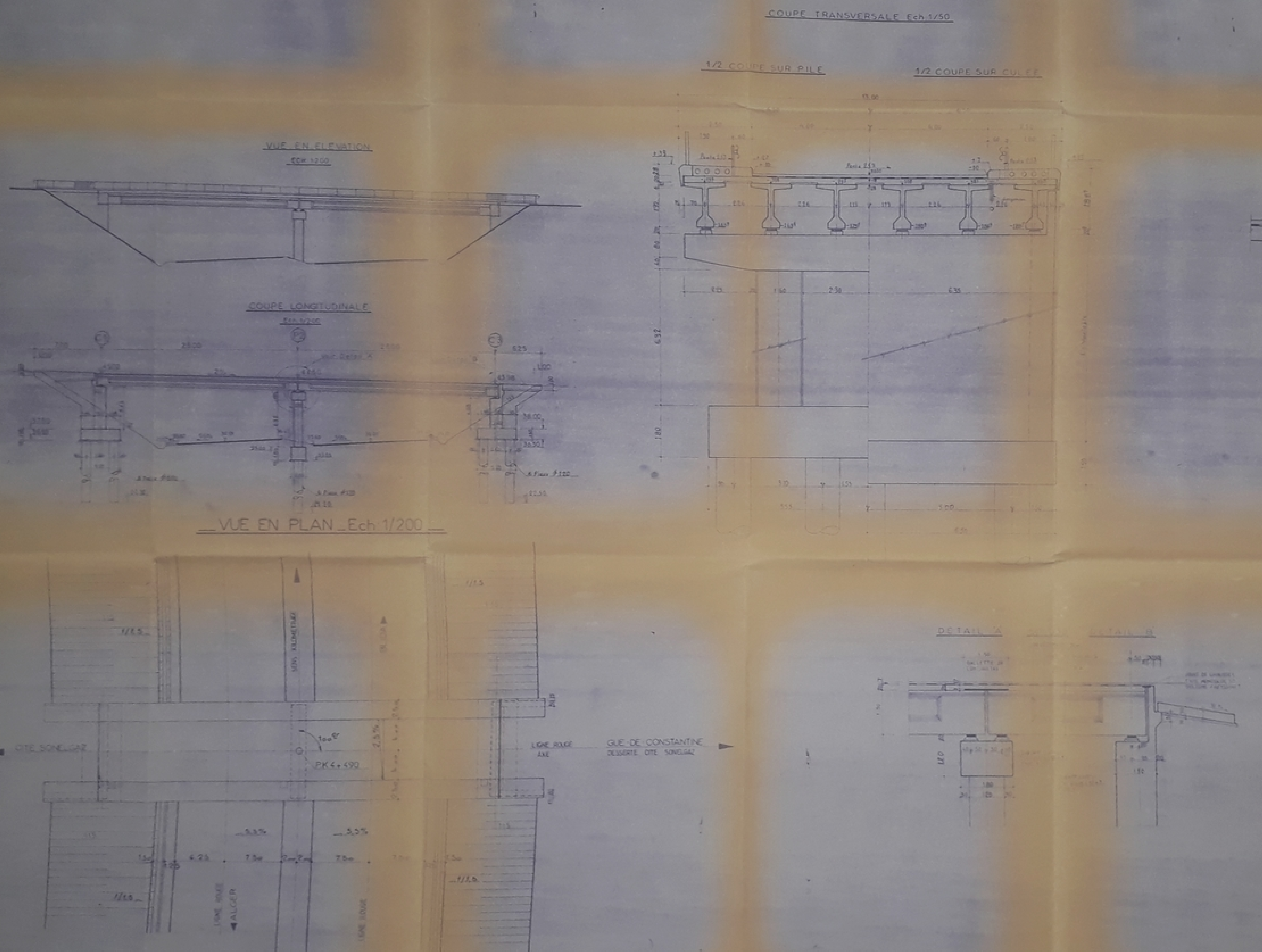
DALLE DE CONTINUITE FERRAILLAGE

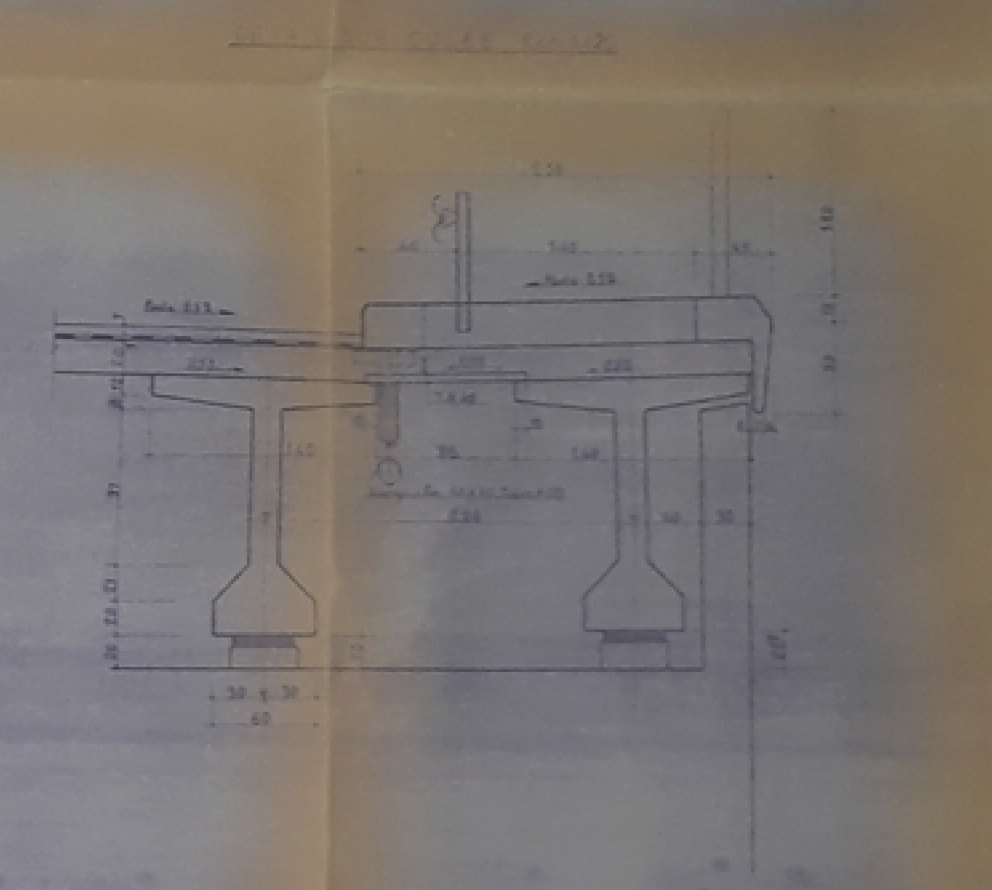
POUTRE FERRAILLAGE PASSIF

ETUDIE PAR: S. BOUGHADOU, A. NAIT BENALI

DIRIGE PAR: Mr P. BONNEVILLE

Echelle: 1/100 1/10 1/20 PLAN N°3





PRa 4357
-2-

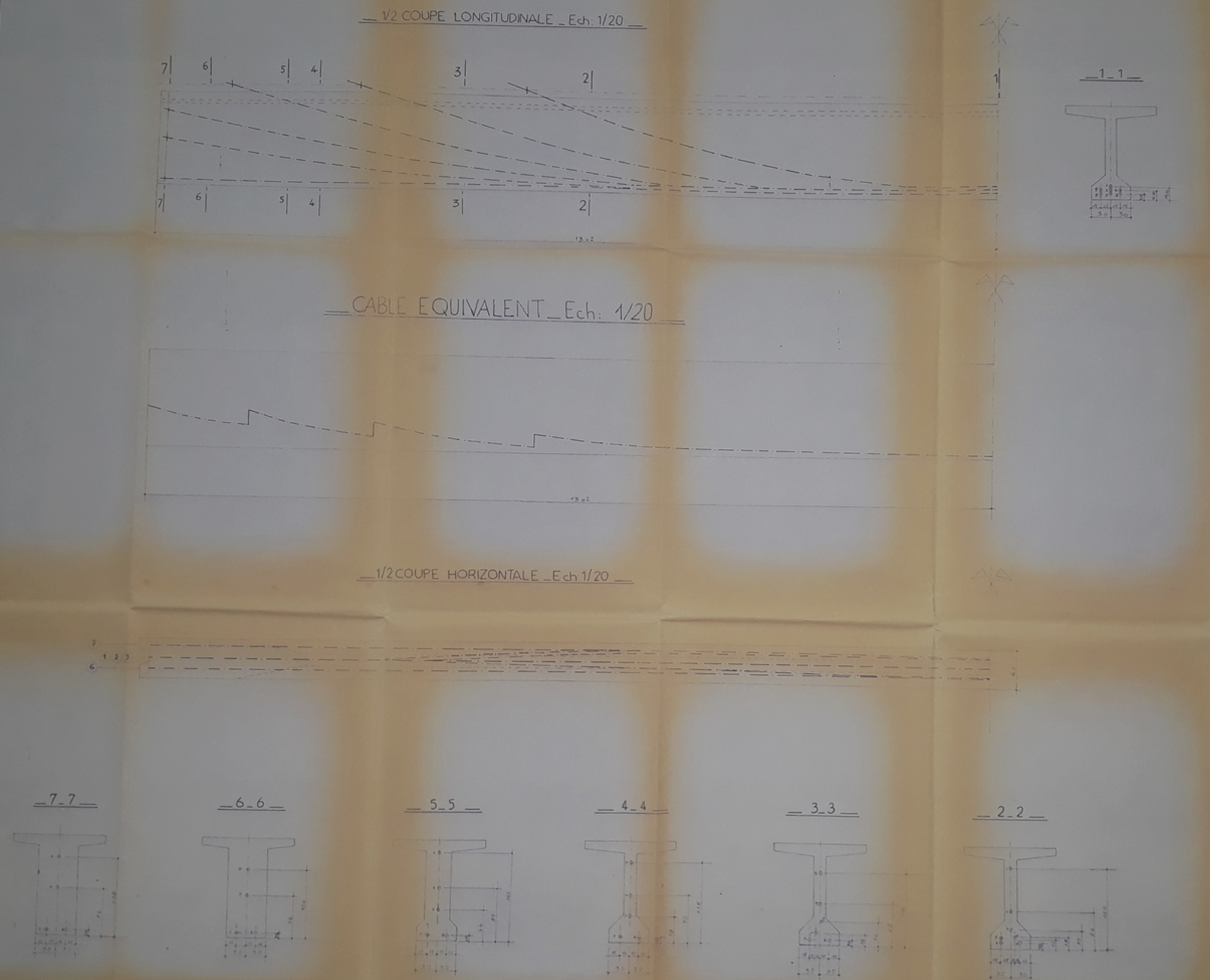
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
ENTREPRISE NATIONALE D'ETUDES & REALISATIONS D'OUVRAGES D'ART

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
PROMOTION: JUIN 87
PROJET DE FIN D'ETUDES

PLAN D'ENSEMBLE

ETUDIE PAR: S. BOUGHADOU, A. NAIT BENALI
DIRIGE PAR: Mr P. BONNEVILLE

Echelle: 1/200 1/50 1/20 PLAN N° 01



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ENTREPRISE NATIONALE D'ETUDES & REALISATIONS D'OUVRAGES D'ART

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

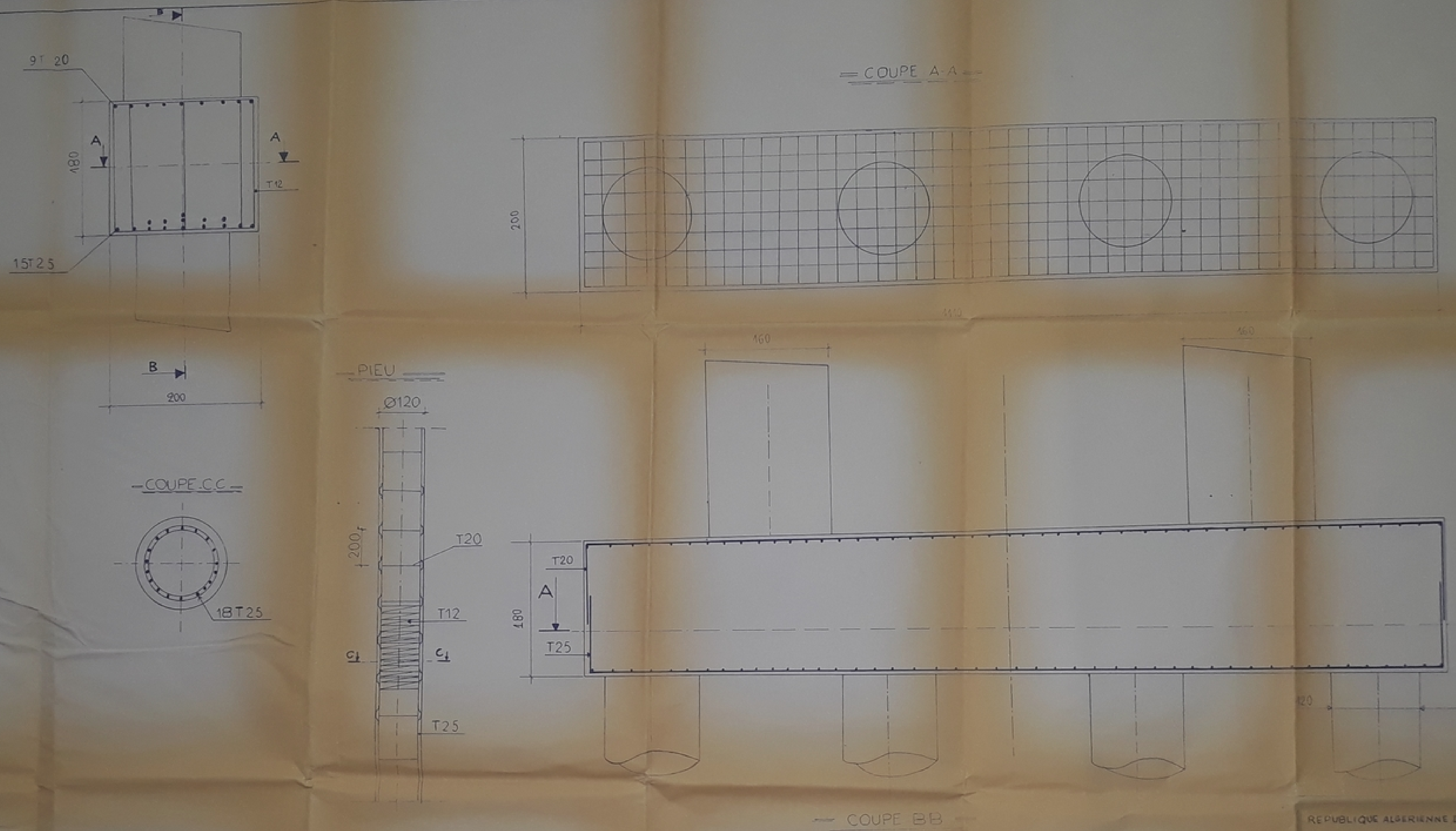
PROMOTION: JUIN 87

PROJET DE FIN D'ETUDES

POUTRE PREFABRIQUEE DE 26.04m _ CABLAGE

ETUDIE PAR:	S. BOUGHADOU A. NAIT BENALI
DIRIGE PAR:	Mr P. BONNEVILLE

Echelle: 1/20 PLAN N°02



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ENTREPRISE NATIONALE D'ETUDES & REALISATIONS D'OUVRAGES D'ART

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROMOTION : JUIN 87

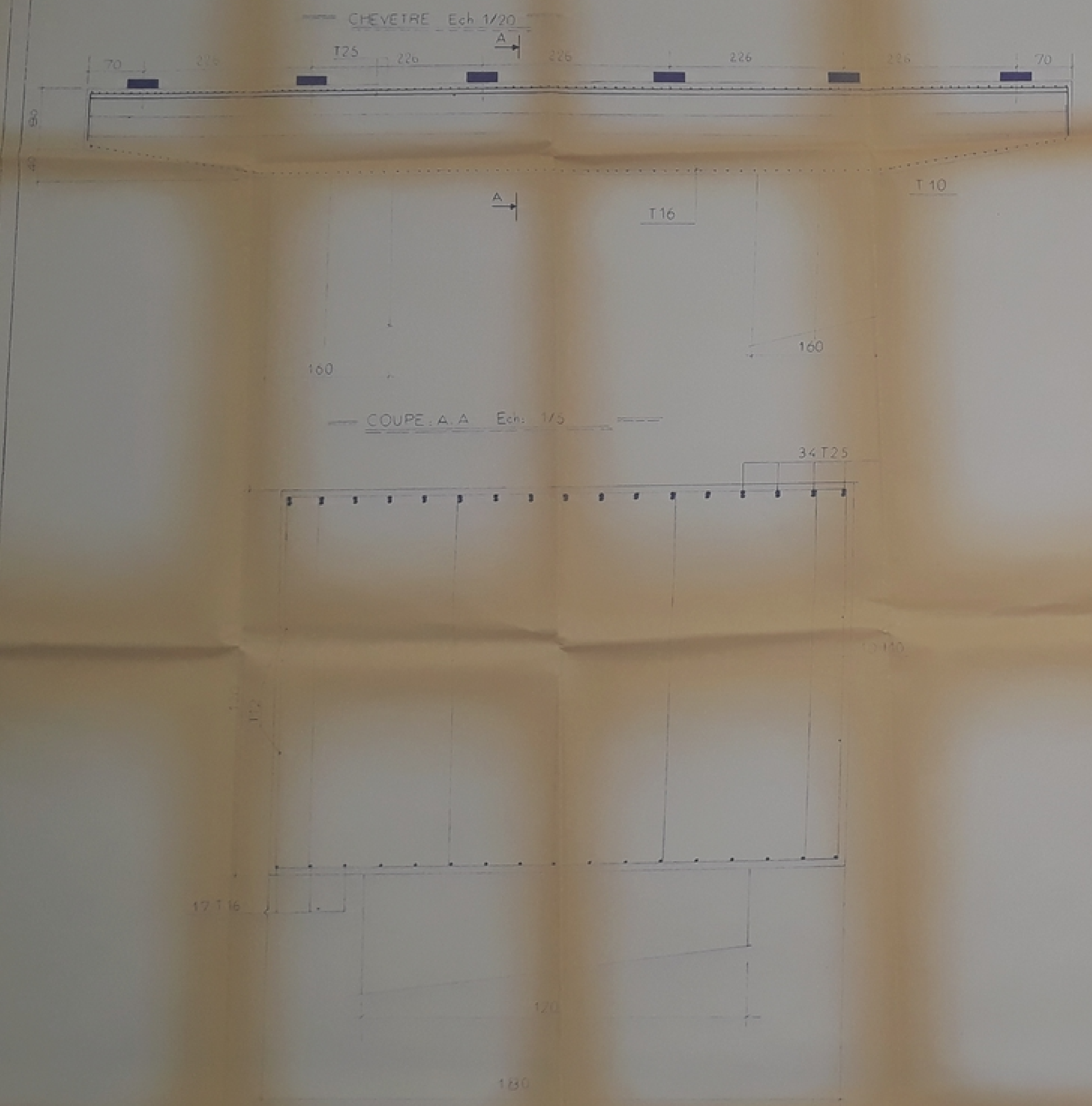
PROJET DE FIN D'ETUDES

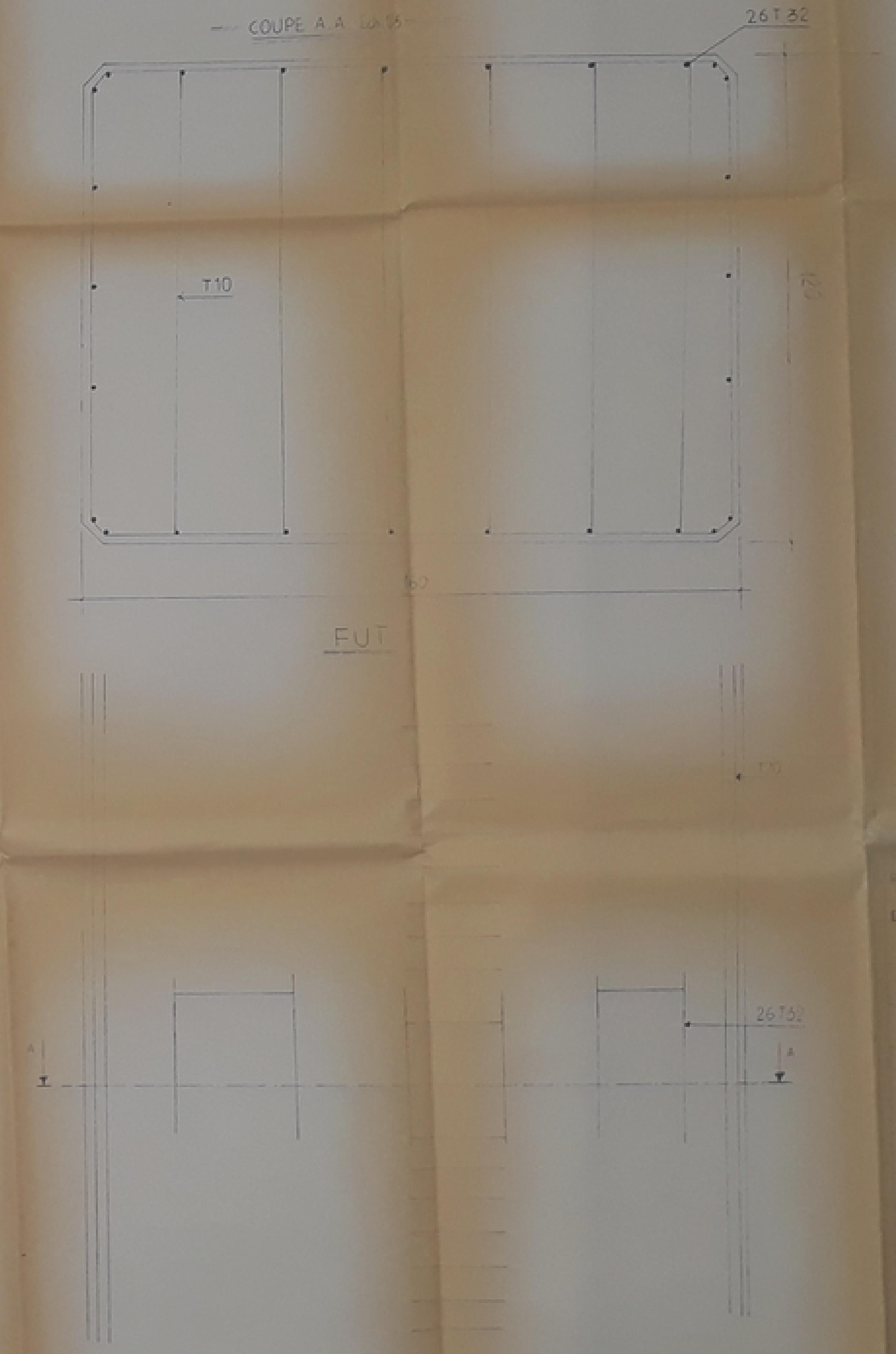
—SEMELLE ET PIEU SOUS PILE—

—FERRAILLAGE—

ETUDIE PAR:	S. BOUGHADOU A. NAIT BENALI
DIRIGÉ PAR:	Mr P. BONNEVILLE

Echelle : 1/20 PLAN N° 04





REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ENTREPRISE NATIONALE D'ETUDES & REALISATIONS D'OUVRAGES D'ART

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROMOTION: JUIN 87

PROJET DE FIN D'ETUDES

CHEVETRE DE LA PILE

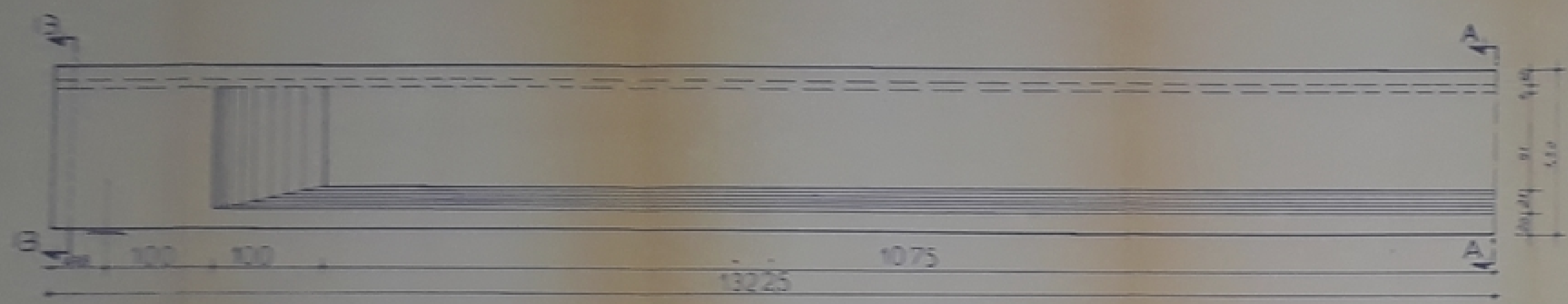
FERRAILLAGE

ETUDIE PAR: S. BOUGHADOU
A. NAIT BENALI

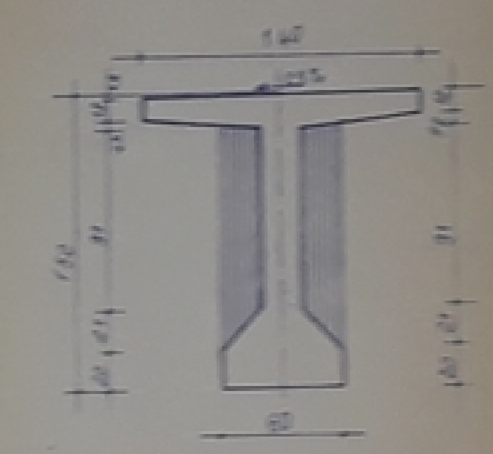
DIRIGE PAR: Mr P. BONNEVILLE

Echelle: 1/20 1/5 PLAN N°05

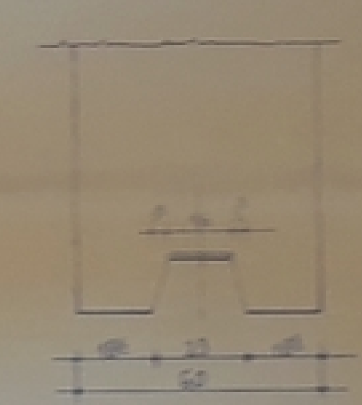
VUE EN ELEVATION 1/25



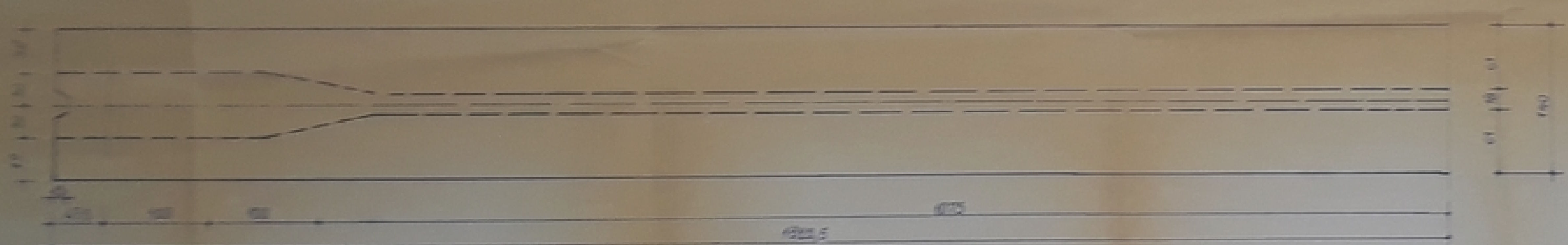
COUPE A_A 1/20



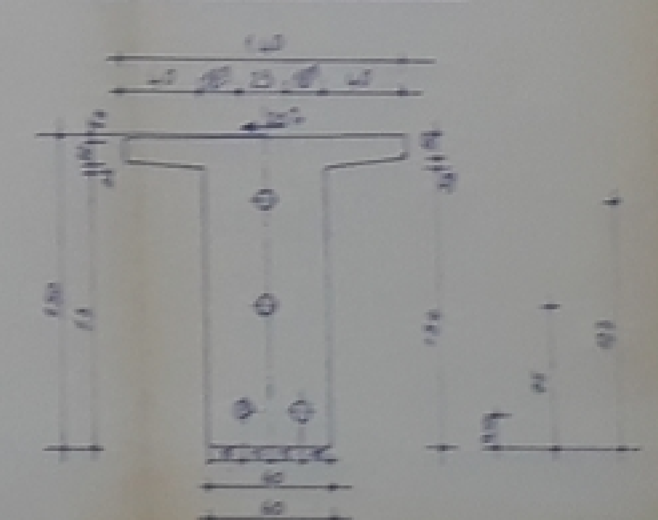
DETAIL D'ABOUT
1/10



VUE EN PLAN 1/25



COUPE B_B 1/20



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

ENTREPRISE NATIONALE D'ETUDES & REALISATIONS D'OUVRAGES D'ART

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROMOTION : JUIN 87

PROJET DE FIN D'ETUDES

— POUTRE PREFABRIQUEE —

— COFFRAGE —

ETUDIE PAR:	S. BOUGHADOU
	A. NAIT BENALI
DIRIGE PAR	Mr P. BONNEVILLE

Echelle : 1/10 1/20 1/25 PLAN N°06